

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2167号

昭和59年度

土木研究所講演会

講演集

昭和60年3月8日

建設省土木研究所

Copyright © 1985 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted; nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

目 次

1. 突発的な地すべり・崩壊の
発生をめぐる話題 砂防部長 藤 田 寿 雄 1
2. 「特別講演」
INS のモデル実験と今後の展望 日本電信電話公社
INSモデルシステ
ム推進本部
総合調整担当部長 阿 部 正 之 27
3. 最近のダム建設における地質要素 地 質 官 大 木 達 夫 29
4. 道路トンネル技術の現況 トンネル研究室長 水 谷 敏 則 57
5. コンクリートの早期劣化と問題点 地質化学部長 蒔 田 実 91

突発的な地すべり・崩壊の発生をめぐる話題

砂防部長 藤 田 壽 雄

突発的な地すべり・崩壊の発生をめぐる話題

1. まえがき

昭和59年は比較的土砂災害の少ない年であったので、9月14日朝の長野県西部地震による御岳くずれと、これに続く岩屑流、土石流をはじめとした、数ヶ所の崩壊による土砂災害は、予測のできない突発的なものであっただけに、人的被害の大きさとともに印象づけられる現象であった。

古来より我が国では地震に伴う大規模な山地崩壊がたびたび生じていることが記録されている。この崩壊土砂は年々の洪水により、下流へ押し出され河道の上昇や土石流の発生など二次災害の原因となっている。地震に限らず、降雨・融雪による地すべりや大規模崩壊の発生頻度は、はるかに大きいことは言うまでもない。

このような地塊の運動は人の住まない、大起伏の山奥で起っているので、大土石流などが派生して下流住民に被害を与えたり、河道が荒れたりしなければ人の注目を集めることはなかったであろう。このため我々が資料を収集できる歴史的な事象は、起ったものの一部にすぎないと思われる。地形図や空中写真が整備され、国土の利用が全域に及ぶようになった近年では、過去の大地塊運動の痕跡を詳細に調査することが可能となってきており、日本の地質、地形の発達にこれらの運動が重要な役割りを果していることを教えてくれる。

衛星写真の発達は全地球上の地形を広域的に精度よく把握することを可能にし、地球上の陸地で最大級とされるイランの Saidmaareh の $2 \times 10^{10} \text{ m}^3$ に及ぶ地塊運動の地形を詳細に写真上で検討する機会を世界の技術者に与えている。

地すべり・崩壊は地質・地形素因に加えて、気象誘因があって発生するものであるが、ここに人為的要素が加わると運動の誘発・加速・助長が甚だしい。人工行為は木の伐採から地表・地下水の停滞、流路変更、地形の切り盛りによる変更など、さまざまなものがある。特に土工機械の発達に伴う、大量かつ急速の土工による地形の急変は、地質年代的な自然地形のバランスを数万年単位の規模で乱すことになる。また人間生活に欠かせない水の供給の必要性から人造貯水湖の数は急増しており、斜面の水没は降雨・融雪では経験し得ない変化を斜面に与えている。

地すべり・崩壊の規模もまた素因・誘因の組み合わせで定まるものであるが、大は前述の $2 \times 10^{10} \text{ m}^3$ から、小は斜面の数 m^3 の崩壊、あるいは落石にいたるまでさまざまである。先の御岳崩壊が契機となって、巨大崩壊が俄かにクローズアップされ、岩屑流 (rock avalanche) が大災害をもたらしたことで世間の耳目を集めた。

では巨大崩壊とはどのようなものを指すのであろうか。町田 (1984) によれば巨大崩壊は地すべり性崩壊のうち、より大規模なもので両者の間には基本的な相違はないとしている。しかし Hsü (1975) の研究から、斜面の大崩壊によって発生した岩屑流の多数例を調査によって、岩屑の体積がおよそ $5 \times 10^6 \text{ m}^3$ を境にして、小規模なものでは摩擦すべりで期待される移動距離をあまり超過しないが、

長野県西部地震に伴う土砂災害

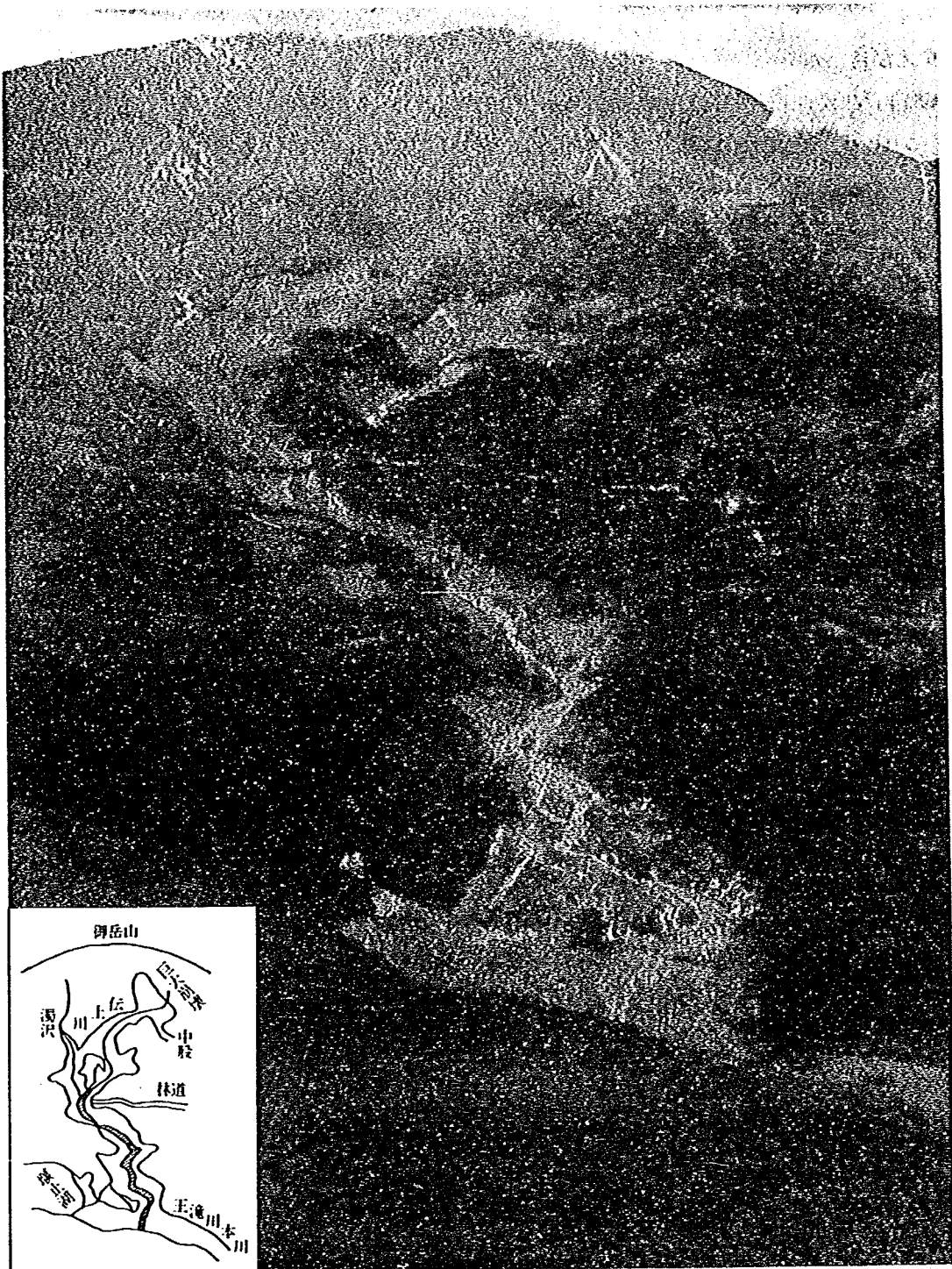


写真-1 長野県西部地震による濁沢川の巨大崩壊と土砂流出状況
(大洋航業株式会社提供)



写真-2 松越地区の大規模
崩壊

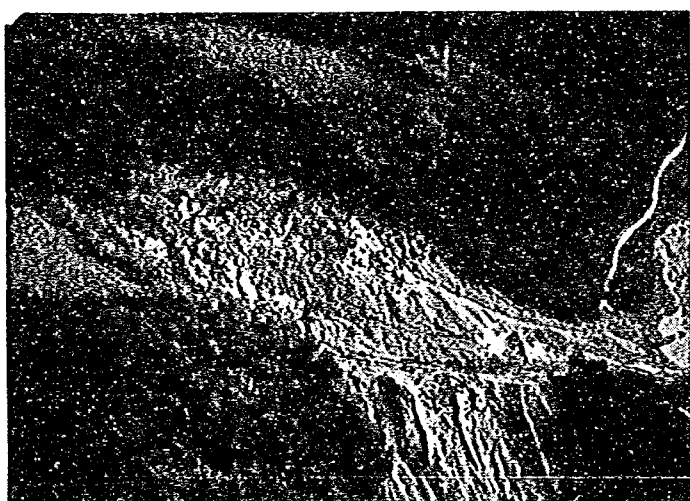


写真-3 滝越地区の大規模
崩壊



写真-4 御岳高原地区の
大規模崩壊

大規模なものでは大幅に移動距離をのばし、遠方にまで到達することを引いて、巨大崩壊機構からその規模が決まる可能性のあることも指摘している。

この原因については、すべり面の摩擦の急激な減小を引き起す機構が、崩壊規模の大小によって異なることがあげられ、エアークッションとか、すべり面の摩擦熱による水蒸気圧の発生、水分の巻き込みなど推論がなされている。

また巨大崩壊の素因についても町田（1984）の解説が、常識的であると考えられるので引用する。

つまるところ、巨大崩壊の発生には、前もって山体内部において亀裂の発生と拡大とが起ったことは確実である。その亀裂は、アメリカやヨーロッパの諸例では石灰岩などの層理面を利用したものがきわめて多い。日本の場合では必ずしも層すべりとはいえない事例が多い。節理や断層面、あるいは岩石の片理面などが利用されたのであろうが、個別にすべり面の性質について詳しく調査する必要がある。

巨大崩壊を起し易い山地とはどんな地形地質条件をもつところであらうか。これはなかなか一般化し難いが、素因条件を重視すれば、大きな体積をもち大起伏でしかも深部亀裂の発生し易い地質構造の山地という点では諸例一致しているようにみえる。しかし具体的に同じ大起伏山地でも〇〇岩では起り易く、××岩では起り難い、といった形で一般化するには、もっと多数の例と詳しいすべりのしくみについての研究が必要である。また誘因を重視すれば、火山活動や地震の多発する変動帯の山地に巨大崩壊が発生し易いことは至極当然である。とくに、噴出物が積もって高くそびえた火山はその地形・地質的な性格においても、また誘因が多発し易い点からいっても、不安定な山地の筆頭にあげられる。岩屑流（ドライアバランシュ）の堆積物（従来の火山泥流堆積物）が火山山麓から多数報告されていることもこれを裏づけている（Ui, 1983）。

一方、通常経験する豪雨で蒙った崩壊土砂災害の土量をみてみると、激甚な災害といわれている近年のものをまとめたものが表-1に示されている。崩壊面積が100～200 km²と広範囲に大災害を起しているのに崩壊土砂

表-1 一豪雨で発生した崩壊土砂の総量

(昭和) 年・月	地 域 名	崩壊土砂量 (m ³)	崩壊地総面積 (km ²)
36.6	伊 那 谷	7×10^7	739
28.7	有 田 川	2×10^7	186
40.9	真 名 川	1.6×10^7	223
34.8	釜 無 川	1.1×10^7	138
28.6	阿 蘇 山	1.1×10^7	87
28.8	南 山 城	5×10^6	104
22.9	赤 城 山	3.5×10^6	101
33.9	狩 野 川	1.4×10^6	256

註) 昭和20～40年の間で 10^6 m³ 以上のものについて谷(1981)の資料から集計整理(塚本 1984)

量は 10^7 m^3 にとどまっている。巨大崩壊が前述の $5 \times 10^6 \text{ m}^3$ 以上に定義づけるとすれば、一地点からの短時間の地塊運動が、いかに破壊的なものであるかが想像できる。

このような地すべり・大規模崩壊は誘因がなんであれ、崩土が河川を埋め、絶えまない2次的崩壊と土石流の発生、土砂の下流流出によって河川の荒廃が続いて、人間社会生活基盤を脅かすのが特色である。場合によっては一村全滅の事例さえもあり、土砂災害の防止には土砂生産源である地すべり・崩壊の安定化とともに河道埋塞土砂の無害流下を目的とした砂防事業が、住民の安全に必要とされる。

歴史的な大規模地すべり・崩壊を生じた河川では現在でも砂防事業の重点地域であることが多く、いわば砂防の原点でもあるといえる。

本稿では、いろいろな原因で生じた急速な地すべり・崩壊の事例を挙げて、我が国の土砂災害の特性を一望して、御参考に供したいと思う。

2. 地震と地すべり・崩壊災害

地震・雷・火事・親父の順で恐しいものの代表格になっている地震で、実際に蒙る被害は家屋の倒壊が主なものであろうが、史実に残る地震土砂災害は多い。

歴史的なもののなかでは人目につかなかったもの、資料の散逸したものもあろうから、全部の災害について収集することは不可能であり、見落としなどもあって完全な一覧表を作成することなど思いもよらないが、いくつかの文献から、土砂災害が顕著であったと思われる事例を表-2にまとめてみた。

一見して信州、越前から越後、日光、豊後方面に集中していることが分る。即ち海洋型地震よりも内陸型地震による土砂災害の発生が著しい。一言で言えば直下型の大地震は巨大崩壊や多くの斜面崩壊を伴ない、記録に残る大被害となることを示している。

海岸型地震では震源が陸地から遠ざかるため、関東大地震のような例を除いては巨大崩壊に類する現象が記録にみえないが関東地震の際の丹沢山系の崩壊群のようにある地域に集中した山腹の崩壊が目立って発生する。この範囲も地質とか地震断層の位置、大きさによって影響されるが、地震加速度にして300ガル、震度でⅥ程度の地域とみてよい。特に加速度400ガル、震度Ⅶを超えるか、地震断層線の両側5km以内の範囲で崩壊の発生密度が高いという特色がみられる。

伊豆大島近海地震(1978)による崩壊の分布が図-1に示されるが、400ガル区域内と主余震域に多く分布している。地震断層からは $\geq 10 \text{ km}$ 離れると崩壊は極端に少なくなる。この地震で最も大きな被害を受けたのは河津町見高入谷七廻りの巾150m、奥行200、厚さ3mのスコリア層の崩壊で、土量は約9万 m^3 にすぎなかったが谷底緩斜面の約250mを一気に突走り、対岸に30mものりあげている。高速のすべりが発生した原因には、地震断層の影響とエアークッション作用も考えられる。

伊豆半島では1974年5月の伊豆半島沖地震でも多くの崩壊が発生し、南伊豆町仲木で見高入谷と同規模の崩壊で28名の犠牲者がでており、連続の災害で火山性の脆い堆積物が地震に弱いことを再認識

表-2 地震による崩壊災害 (日本砂防史等より抜すい)

西暦(元号)	災 害 の 概 要
762(天平6)	上越地方M=7.4 信濃国に被害
772(宝龜3)	大分朝見山崩れ 10日後欠潰 (地震?)
818(弘仁9)	栃木下野大地震 山崩れ 百姓の圧死多数
841(承和8)	信濃国 M=6.8 公私共に損せり
863(貞観5)	越中, 越後大震 立山, 白山に崩壊
887(仁和3)	信濃の国大いに震う M=7.4 大山頽崩し……
1099(康和1)	加賀~越後に地震 立山, 白山崩壊
1331(元弘1)	大地震により富士山頂附近の西北面崩れた 大沢か?
1501(文龜1)	越後南西部に地震 信濃にも被害 M=6.9
1585(天正12)	大分郡に大地震 大津波
1586(天正13)	白山に大地震 岐阜飛騨綿雲山の大崩壊 $2.5 \times 10^7 \text{ m}^3$, M=8.1
1596(慶長1)	大分に大地震 海鳴り, 瓜生島海底に没す
1597(慶長2)	大分に大雨, 地震, 鶴見岳崩れ, 山潮出で朝見川を作り久米島海底に没す
1604(慶長9)	大地震により大谷崩れ $1.2 \times 10^8 \text{ m}^3$ 1703年の地震にも影響受く
1644(正保1)	日光地震
1659(万治2)	栃木塩原地震 元湯全滅
1662(寛文2)	琵琶湖に地震 M=7.8 大津町居で崩壊 死者300 天然ダム欠潰により被害
1683(天和3)	日光大地震, 回数890回に及ぶ 男体山大麓の崩壊出現 男鹿川右岸大崩壊 で流路閉塞し, 五十里部落水底に没す 会津藩士開削を企図すれど失敗 1723(享保8)に欠潰し, 宇都宮, 真田付近まで大被害
1707(宝永4)	三重に大地震 庄野, 龜山で山崩れ 高知に大地震 東南の方おびたしく鳴る。山崩れ, 人家潰ること将棋倒し の如し, 大地に2, 3尺の割れ 富士に地震 宝永の大爆発
1751(宝暦1)	高田地震 名立崩れ 全部落海中に崩落 死者428 $4 \times 10^7 \text{ m}^3$?
1828(文政11)	越後に激震 信濃川流域の平地で, 地割れから水や青い砂噴出 死者1443
1847(弘化4)	善光寺地震 M=7.4 虚空蔵山(岩倉山)崩れ 厚川閉塞 70kmの湖水 出現, 死者数千, 42,000ヶ所の山崩れ, 欠潰による土石流の災害を含め死 者12,000余
1852(嘉永5)	北飛騨地震 手取川甚之助谷, 柳谷崩壊, 富士川七面山大崩壊 $7.5 \times 10^7 \text{ m}^3$
1854(安政1)	安政東海大地震 M=8.4 兵庫, 三重, 高知, 大分で災害, ……大波の如 く地裂け, 山崩れ, 岩落ち……
	富士川 白鳥山崩壊 $5.5 \times 10^6 \text{ m}^3$
1858(安政5)	安政大地震 常願寺川大嵩山(2,616m), 小嵩山の崩壊 M=6.8 上流湖の欠潰で死者多数 $4.1 \times 10^8 \text{ m}^3$
1872(明治5)	浜田地震 山崩れ6,567ヶ所 最高隆起5~6尺, 沈下3~4尺 地震発生45分前浜田浦で地下水位の降下
1891(明治24)	濃尾大地震 根尾谷断層 美濃俣川支流皿谷に山津波
1923(大正12)	関東大地震 M=7.9 箱根, 大山, 多摩地方の山腹崩壊無数 根府川土石流が震後5分で発生 $1 \sim 3 \times 10^6 \text{ m}^3$

させたのである。

表-2の中の大規模な地すべり性崩壊例も、多くは町田の指摘通り、火山性の地質分布地域であるが、代表的なものの数例について、簡単に触れておく。

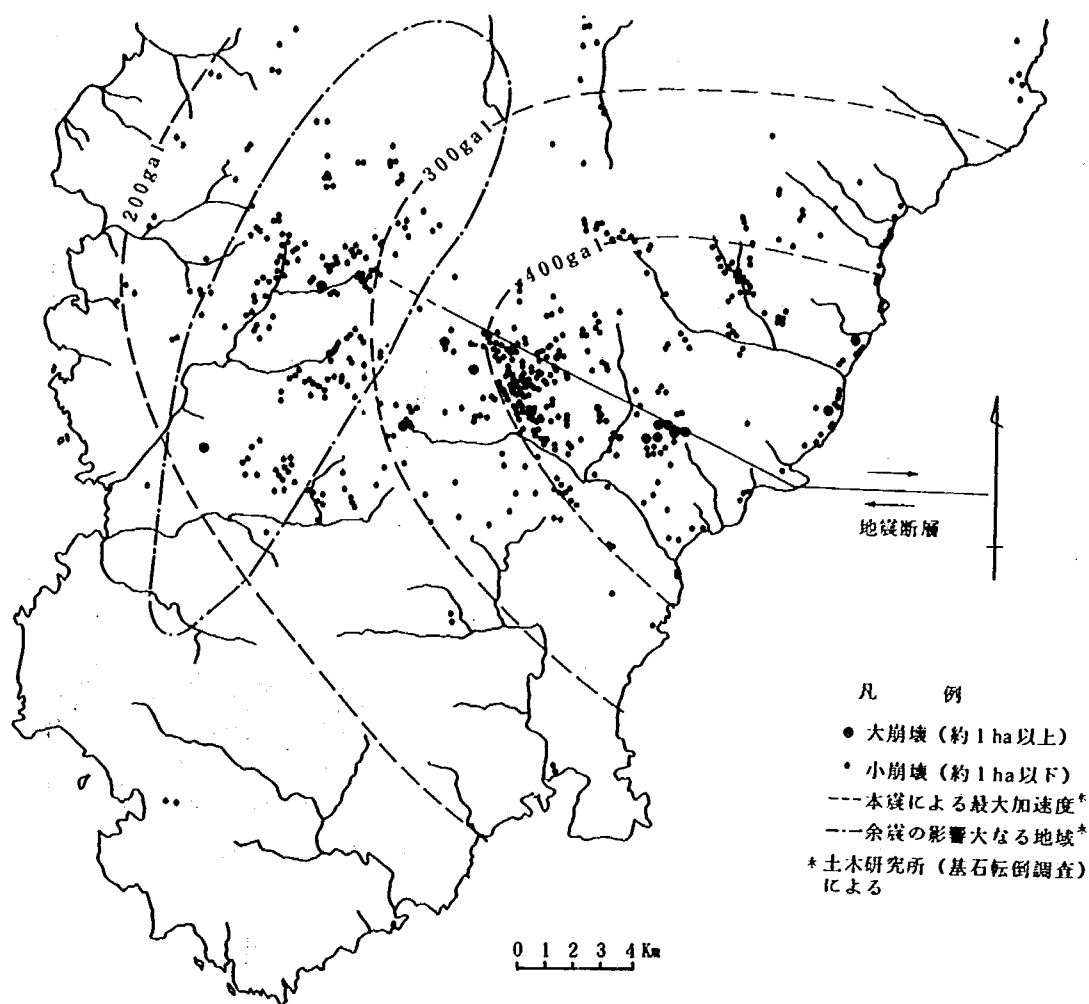


図-1 伊豆大島近海地震(1978)における山地崩壊分布

道路震災対策委員

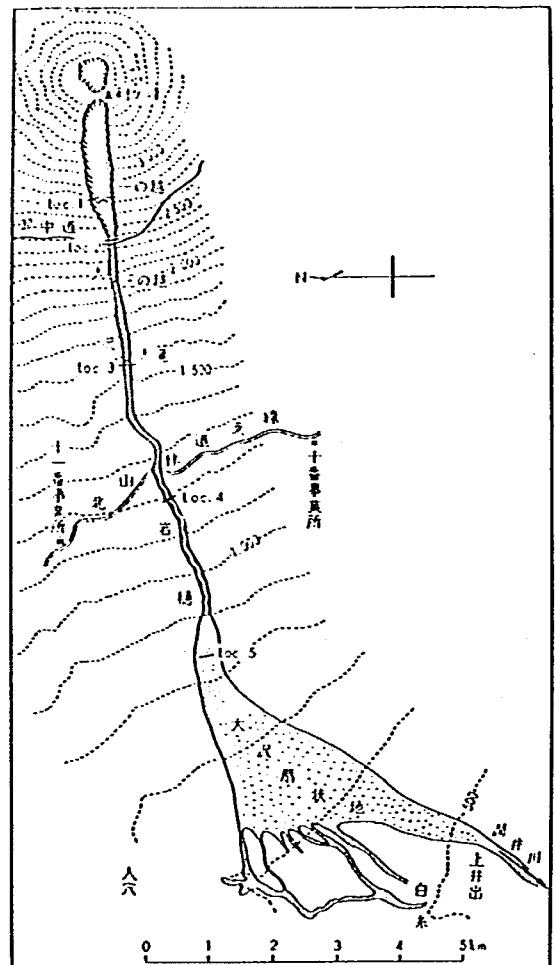
2.1 富士山大沢崩れ

古大沢(写真5)は紀元前3,000~2,500年の間に形成されたと考えられており、その様相は隣接の不動沢や大沢前沢を同程度の比較のおだやかな、山腹中部型の放射谷の類であった。現大沢は基本的には西斜面に位置した古大沢の谷が発達した谷で、峡谷部より上部、特に源頭部では現大沢の激しい侵蝕により古大沢期の谷はほぼ完全にけずりとられ、巨大な崩壊域を形成している。

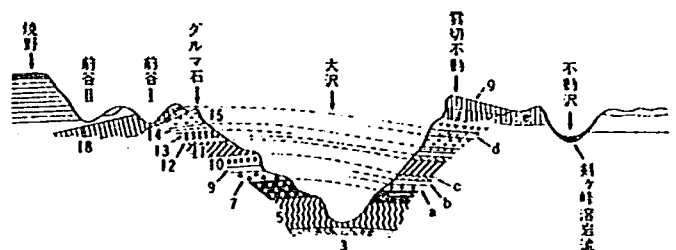
大沢崩れが発生した原因としては富士山の中では最も急傾斜で、かつ新しい火山噴出物による保護被覆のなかった西斜面に位置しているという、地形地質条件がその基本的な素因としてあげられるが、長期に亘る安定を崩した直接誘因を求めると地震となる。

大平記には1331(元弘元年)の大地震により、富士山で大崩壊が発生したという簡単な記述があり、斜面の位置は判然としないが、大沢崩れであるという推定が有力である。この時の現模、被害等は不明であるが、現在の概略的な形状は図-2(a)、(b)に示すように標高2,210~3,750 m、長さ2.1 km、最大巾約500 m、最大深150 m、崩壊面積約1 km²である。現大沢の崩壊土砂量に限ってみても、地形計測から $7.5 \times 10^7 \text{ m}^3$ に及ぶと推測される。下流部の堆積物の調査から、大沢形成初期の移動土砂量は数百万m³オーダーに達するものと思われる、巨大崩壊の歴史的記載が、我が国の山を象徴する富士山にあることは興味深い。

大沢崩れは現在も尚、加速的に進行しており年平均約20万m³の土砂を生産して、上井出扇状地、潤井川に流れこんで土砂災害を発生させているため、直轄砂防工事の対象となっているが、源頭部崩壊対策については一部の試験施工が試みられている段階である。



(a) 大沢の概略図



(b) 大沢お中道渡場付近の横断面地質図(津屋原図)

図-2



写真-5 富士山大沢崩れ

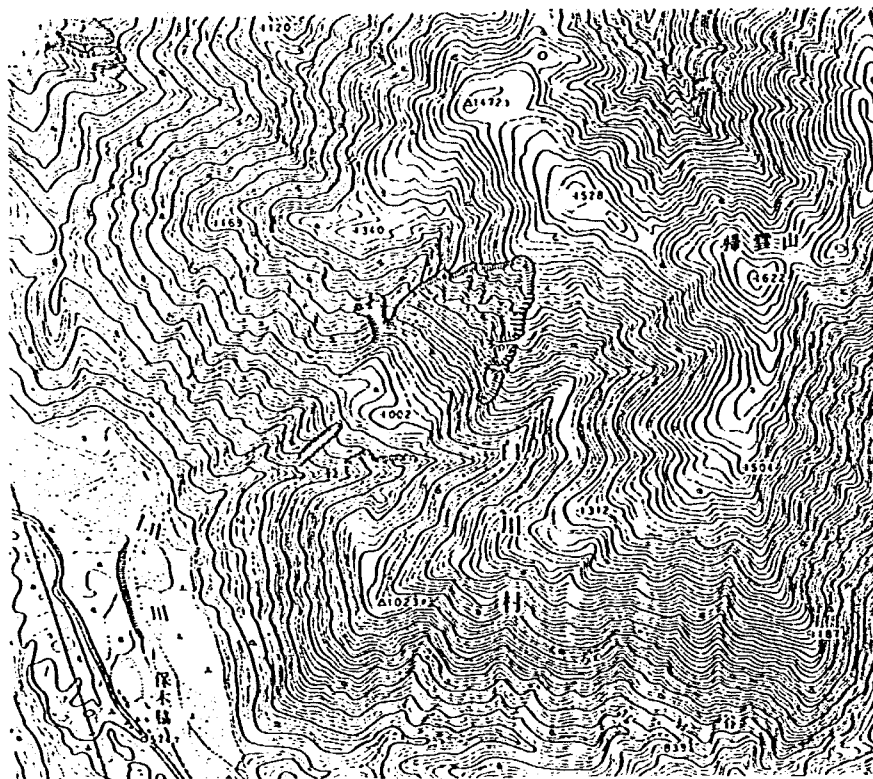
2.2 綿雲山

綿雲山（1,622 m）は岐阜県白川村の庄川に沿った保木脇の北東にあり、その西側斜面が1586年（天正13）の白山大地震（ $M=7.9$ ）によって崩壊したもので、図-3にみられるように尾根の標高1400 mから1000 mの、恐らく突出部分であったと思われるところに起った。

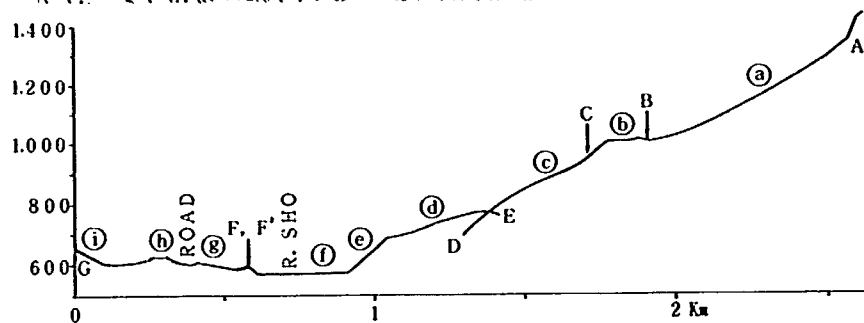
古谷他の調査によれば、保木なる地名は崩壊の表記であって、「歩危」の意があり、保木脇は斐太風土記によると歩危の傍にある村ということに由来するという。

地質は濃飛流紋岩類で、崩土堆積物は径10~20 cm 大の角礫~亜角礫を主とし、径1 m近い巨礫を含んでおり、崩土量は粕野（1982）の試算で $4.5 \times 10^7 \text{ m}^3$ 、崩壊源では $2.5 \times 10^7 \text{ m}^3$ としている。

多くの研究者が綿雲山崩壊について調査しているが、図-4に示す縦断面形で、gの載る面とhの載る面の高度ギャップから、異なる時期に2回の押し出しがあったことも想定している。また、c点、a点を崩壊源として見掛けの摩擦係数を算定すると $\mu \div 0.20 \sim 0.25$ となり、体積の割には大きい値となることから、スランプ土塊の2次的な運動は乾いた岩屑流となって流下し、堆積物の調査から更に土石流やアースフローが押し出したとしている（奥西1984）。



(a) 平面図



(b) 総断面図
(奥西による)

図-3 浮雲山崩壊

2.3 大谷崩れ

1604年（慶長9）や1703年（元禄16）の大地震が誘因となって崩壊がはじまったとされるが、安倍川の最上流山地域に位置し、水平面積は1.8 km²、巾約1.8 km、高度差約800 m、崩壊土量約 1.2×10^8 と推定されており、写真-6に示す範囲で平均厚さにして約70mが崩れたことになる。全土量が一気に崩壊したわけではなく、崩壊地は拡大しているが、当時の土石流は10km以上も下流に押し出したという。

地質は古第三紀の砂岩・粘板岩で急傾斜のため現在でも谷の削剥が続いていることが写真から分る。大河内村誌によると1616年（元和2年8月）の大洪水で安倍川河床にあった村落が中之段、大代、

東峰、藤代、有東木、俵峰など山腹の高位段丘に移ったと記されており、この頃大谷崩れからの流出土砂量が多かったことを示している。

1703年（元禄15）に大地震があり、大谷川からの押し出しによって梅ヶ島新田に大池ができたという記録があるが、周辺の開田とか畑地の流失とかで池はなくなり、砂礫の河原となるなど、土砂の流入、流出が激しいことを物語っている。慶長、元和、寛永年間にかけて静岡市周辺に大堤防が築造されている。



写真－6 昭和59年5月 影、大谷崩全景斜写真

2.4 男体山大雑

1683年（天和3年5月23日）に大地震があつて、その回数890回を数え、更に翌日に前日を上回る大地震があり、回数は196回に及んだ。日光地方の寺院、坊舎、民家、石垣が悉く破壊し、この地震によって男体山大雑の崩壊が発生している。7月の大洪水により神橋の高欄流失し、河沿いの出店は全部流出した。また鬼怒川流域の男鹿川で山崩れがあり、男鹿川が塞きとめられ五十里湖が出現した。湖底に没した五十里村、会津街道は絶たれ通行は湖上を連絡したが、享保8年（1723）の大雨で五十里湖が欠潰し遠く宇都宮まで氾濫して、泥海と化す大災害となった。

大雑崩壊は図－4位置図に示す男体山南東斜面で、巾300～400m、深さ70～100m、勾配20°～46°、比高1,400mに及び、崩壊土砂量約 $7 \times 10^6 \text{ m}^3$ で現在も尚崩壊地が拡大しつつある。この崩壊の

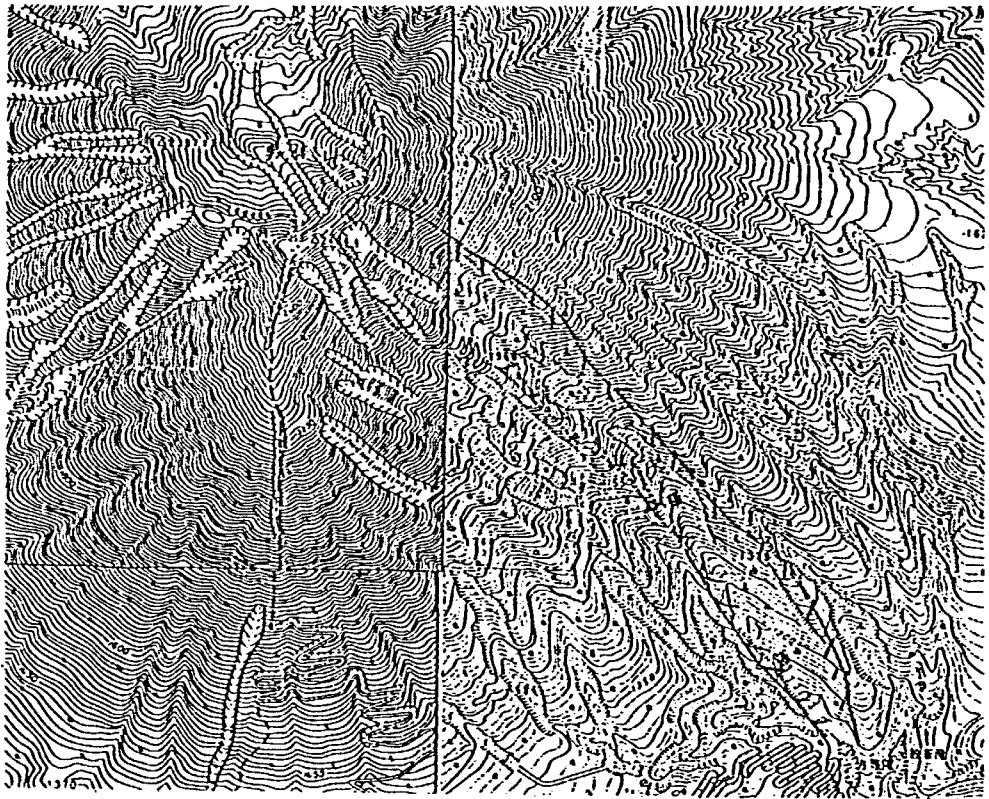


图-4 男体山大麓崩壊



写真-7 男体山麓崩壊

特徴は地質的に極めて、脆弱な点であり、地区全般を通じて、男体熔岩（輝石安山岩）と角礫凝灰岩、火山砂礫層の互層をなしており、熔岩の割目、或は、熔岩と砂礫層の境にそって、降雨等が次第に滲透し、凍結融解によって陥落し、V字溪谷に発達した。崩壊斜面は、火山灰砂、礫が堆積し極めて不安定な状態にあるが、上部及び中腹部には断崖がある。断崖の上部に厚さ3～4mの熔岩の層があり、崩落に対する一時のささえとなっている。下部は熔岩の上に火山灰砂及び火山礫の層が厚く堆積し、表面は絶えず移動している。山腹の崩壊も降雨毎に拡大するため土砂の生産が絶えない。しかし沢の上部は比較的厚い火山礫層をなしているが、下部に行くに従って火山灰層が厚くなり、所によっては安定勾配にまで達している。

2.5 名立崩れ

1751年5月21日（寛延4、宝暦元年4月26日）午前2時頃、越後西部に高田大地震が起り、富山城下なども強くゆれた。高田から西方約16kmの名立小泊村で大崩壊があって、小泊村の庄屋右八が4月27日に代官役所へ出した註進書によれば、長さ15町ほど、高さ70丈ほど、山奥へ5町ほど、海中へ30町ほど山抜け出し、追々山崩れ抜け落ちて……とある。

この規模は $1,635\text{m} \times 210\text{m} \times 545\text{m}$ となり約 $1.8 \times 10^8 \text{m}^3$ の土塊が3kmばかり沖合いに押し出したことになるが、混乱の最中の報告であるから、やゝオーバーになったのもやむを得ない。現在の様子は図-5に示すように日本海に面した名立小泊の後背山地に2段の大きな滑落地形が残存している。崩壊区域は巾約800m、高さ80～160m、奥行約400mであり、崩壊土量は $4 \times 10^7 \text{m}^3$ 程度とみられる。海岸線は30町も海中へは突き出していなかったが、現在よりずっと海中に突き出していたことは事実で、海の波浪で侵蝕、後退している。これは地質が第三紀灰珧層の頁岩、砂岩、レキ岩からなっていて風化し易い岩質であることも手伝っている。

高田地震による死者は2千名に上っているが、名立小泊村の住人5百数十人のうち428人が一ヶ所の崩壊で死亡したのは我が国では他に例がないであろう。また名立小泊村は北陸道の宿場でもあったが、交通が絶たれたため、江戸へ出るためには中山道を利用した模様で、この災害が越中、越前の国々へ与えた影響が小さくはない。このあたりは中村の調査による「名立崩れ」に詳しいが、その一部を引用する。

越中旧事記によれば「利幸公ご帰城時節のところ、越後大變のため道路なく、お願いによって同8月中山道を通りご帰城」としてある。金沢藩でも名立崩れの報に接して驚いたようで、前田金沢家譜には、次のようにしるしてある。「5月2日重熙、大將軍から賜わった鶴を料理して、物頭以上をもてなし散楽を見せた。楽の途中で、前月25日夜越後の地大いにゆれ名立から高田に至る地域に圧死者が多く出たとの報がはいった。重熙これをきいてすぐ席を立ち、急に健脚に金をもたせて出発させた。これは江戸へ向かって出張中の藩臣で道

難した者があるかどうかを調べさせ、かつ旅費を支給させるためである。数日後に使者が帰落して、藩臣で遭難したものは1人もないと復命したので、ようやく重熙の起居が平静になった。このことをきいた者はみな感激して喜んだ。」

これで見ると前田公の名君ぶりがわかるし、また名立崩れのニュースが金沢まで伝わるのに1週間もかかったこともわかる。

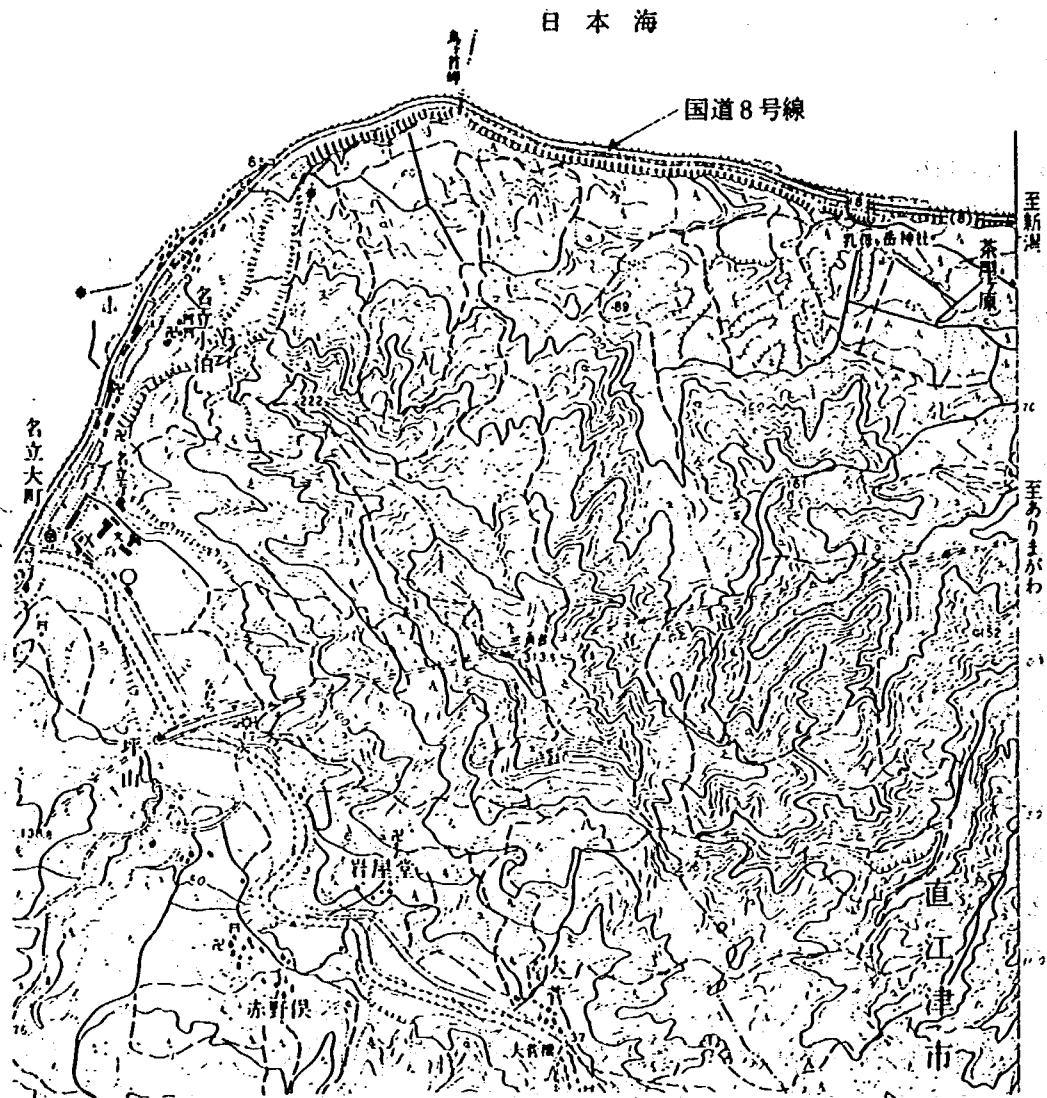


図-5 名立崩れ位置図

2.6 虚空蔵山(岩倉山)

善光寺地震は1847年(弘化4年3月24日)、長野善光寺如来の御開帳が3月10から4月末にかけ

て行なわれており、諸国から多くの参詣者が集まり、雑踏を極めていた夜8時頃に発生し、火事、山崩れ、地すべりが各地に起って多数の死者を出した。

山崩れ、地すべりの箇所数は松代藩内だけでも4万1千を越えるとされ、犀川の閉塞、湛水、欠潰による浸水家屋が多く、死者は犀川から信濃川を経て長岡にまで達したというが、犀川の閉塞は虚空蔵山の地すべり性崩壊によるものが最大で、他に数ヶ所が記録に残っている。

虚空蔵山の移動土量は明確ではないが、湛水池は最大巾1 km、延長70 kmにも及んで明科にまでも達したということから想像して、埋塞高は60 mはあったろう。この崩壊土塊は22日後に欠潰して下流に大被害を及ぼした。

また栄村五十里の抜けは「栗林の西から市の瀬に至る東西270 m、南北530 mの土地が土尻川を堰止め、20日で欠潰した」（八木貞助）というから、この場合でも深さを30 m程度としても $4 \times 10^6 \text{ m}^3$ の、ほゞ巨大崩壊としてよい体積である。従って虚空蔵山の地すべり性崩壊は 10^7 オーダーを越えているとみてよいだろう。

地質的には第三紀砂岩、礫岩層で構成され、一般的な走向は $N60^\circ \sim 70^\circ E$ 、傾斜は $30^\circ \sim 50^\circ NW$ を示し、古谷他によると、このすべりの機構はおゝむね地層の走向方向に規制されたもので、河川の攻撃斜面であったことも、すべりを助長したかもしれないことを示している。

2.7 大鷲、小鷲の崩壊

常願寺川の災害の歴史は、古く704年（慶雲元年）に立山火山胎動し、立山の西部が爆発したとあるのを始め、洪水、地震、火山爆発が相つぎ、被害の甚大さ故に残る災害史実は30数回に及んでいる。

中でも安政大地震による巨大崩壊の発生を契機とした大土砂災害は洪水のたびごとに下流域を襲い、これ以来常願寺川の治水砂防の歴史が現代まで連続と続いてきたのである。

1858年（安政5年2月26日）、跡津川有峰活断層によって引き起された、推定マグニチュード6.8の地震が起った。富山城、高岡城をはじめとし、四方の塩倉は全滅して被害甚大であったが、火災が発生しなかったのが不幸中の幸という。余震が繰り返し襲い、人々は戸外でわずかに夜露をしのいだ。

この地震で大鷲山（2,616 m）、小鷲山で約 $4.1 \times 10^6 \text{ m}^3$ の大崩壊が起り、立山山中から吹き上げる黒煙が富山町からも望見できた。土砂は立山カルデラの縁地と溪谷を埋め尽し、湯川谷も真川谷も各所で自然湖となった。立山温泉は土砂に埋り狩人などを含む30余名が下敷きになった。

富山では常願寺川の泥水の襲来を必至と判断し、2月28日に藩は町民に避難のふれを出している。避難先は主に呉羽からその西側近陵地帯で、藩主利声、前藩主利保も避難している。

奥山の調査は藩によって行なわれ、現地の様子は下流に急報されていたが、3月10日の九ツ時に南方が鳴り渡り大地震となった。4ツ時にまたもや鳴動が起り大地震となり、川筋一面黒煙り立ちのぼり、大山を押し出したような泥水が襲来した。

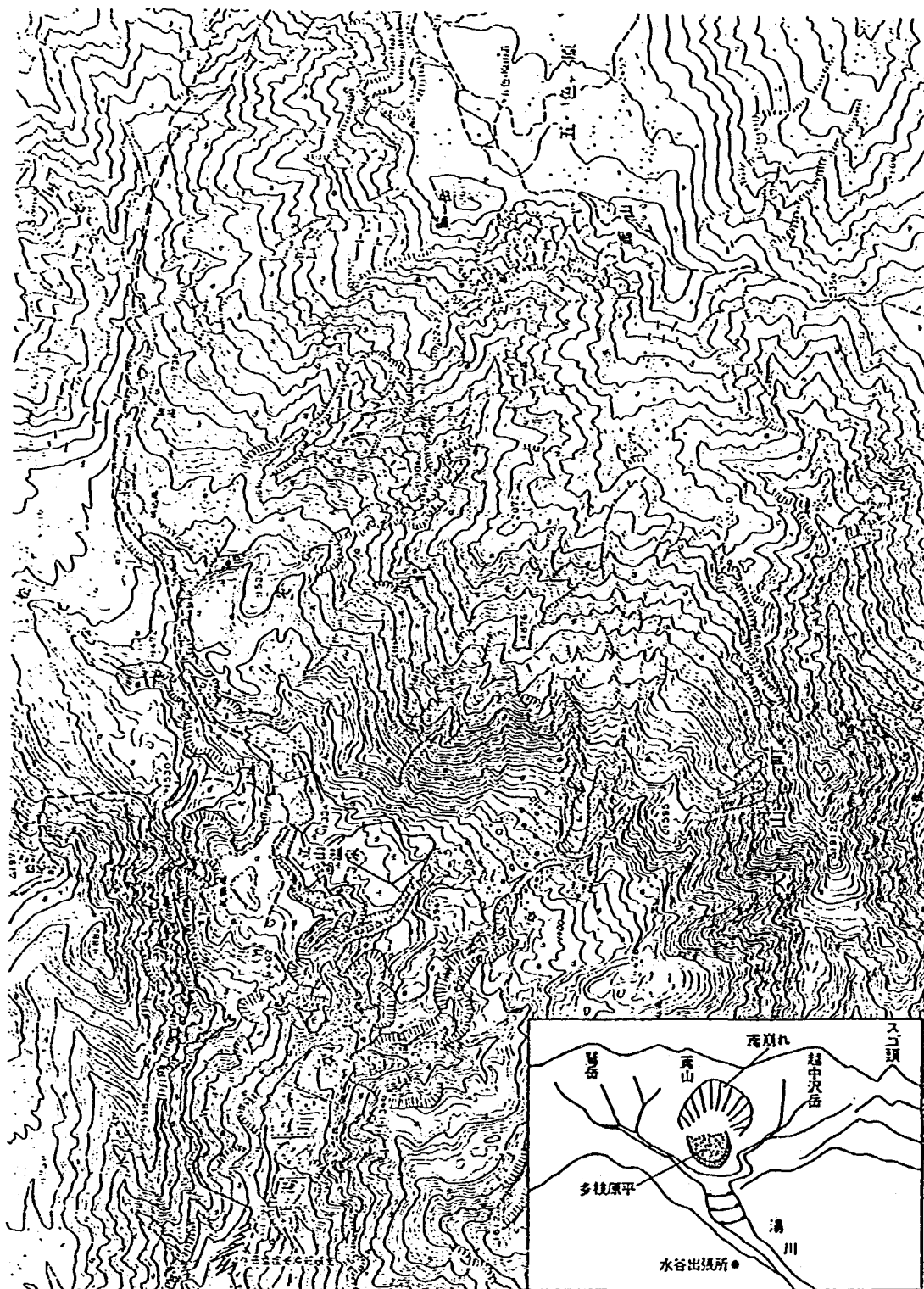


図-6 高山崩れと見取図

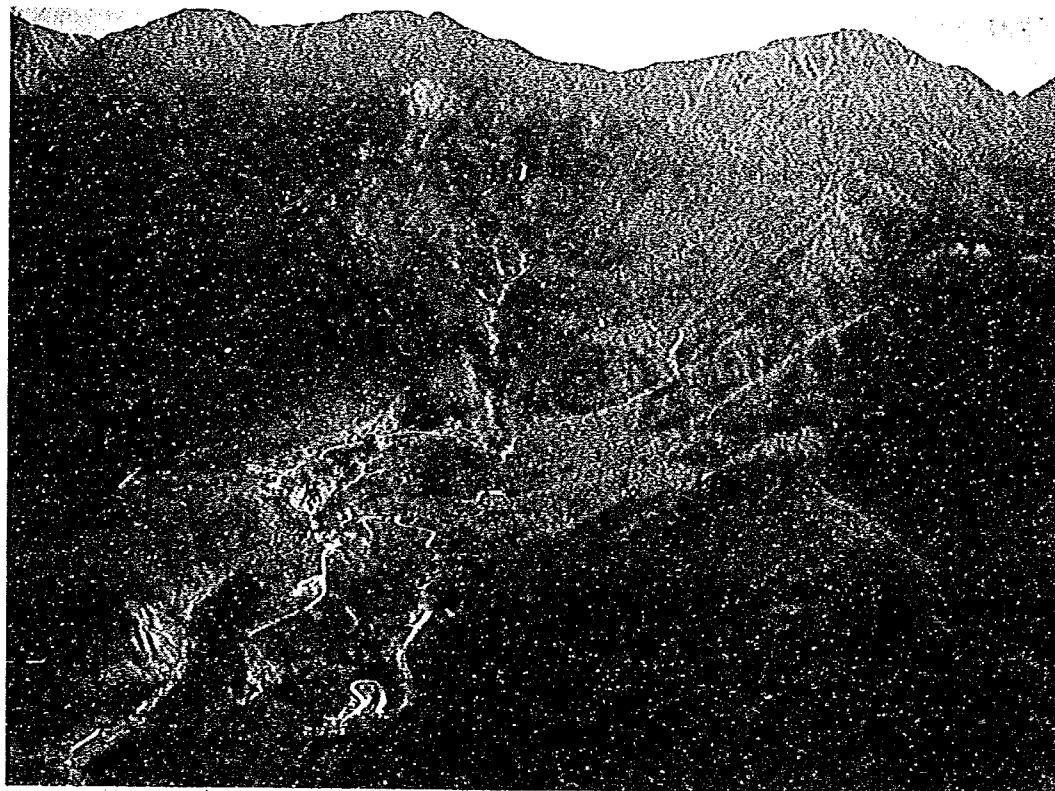
この出水後もまだ奥地の状況に不安があり現地調査におもむいているが、その報告の一部を抜粋しておく。

安政五年（二五一八年）三月水橋川出水変事（佐々木氏古文書）

今度地震には当三月十日常願寺川泥水拔出候後又々出水の沙汰風聞候ニ付芦峯寺仙仁左エ門等八人奥山の様子見届させ当日登山致させ十七日未明罷歸申聞候趣左申上候。

（一）芦峯寺高山繞き登山仕称名滝上越尻より弥陀ヶ原を通り松尾の頂上より見渡せり、湯川筋の南縁は小池山熊倒れの下より崩落ち、大鷲山頂は二〜三步通り崩れ落ち小鷲山も過半崩れ温泉場押潰され狩込の下も崩れ、この縁は右狩込の池の辺より、松尾水谷の坂下も多く崩れ此落石にて川浅くなり、水は石下を潜りて流れ候、温泉場の湯小屋覚敷所に百間四方の水湯有之候得共水の入口もなく、又押し出す量も無御座湯小屋と小鷲山の間は平地と相成候

（二）真川筋は奥砂神、中妙神の項より見下し候処大橋の下手より半道は両縁山崩れ、鬼ヶ城等五、六ヶ所大崩れの箇所有之水少し宛留居候、真川の水源見届け難く候へ共奥谷にて水易の箇所無之雨泥拔の義は無御座と奉存候



写真－ 8 大鷲崩れ

(一) 称名川の義は折々崩れ落ち滝壺へ余程右落込み立山道材木坂辺より、熊野権現鬼ヶ淵まで大山抜にて姿形もなく、千寿ヶ原、小見林宗三郎の塚場の杉も押し埋まり、藤橋より上手百間計り泥乗り上げ候得共十日に流れ出し以来は泥抜の心配無御座候と存候。

右仁左衛門等下山仕中写の趣き御達申上候

以上

午 三月十七日 新堀村 兵三郎

新川御郡所

(水橋町郷土史より)

また更に4月に入っても地震の迫い討ちがあって出水している状況は次のようである。

2月25日より約2ヶ月を経たる4月26日明9ツ時より、又々、東南の立山崩るるが如き大鳴動して、世人驚き居たる中、湯川の水並に池の水流出し、滔々たる洪水天に漲り地を捲き木林岩石も木の葉の如くに浮び、水の高さ川底より8丈、岩崎権現堂に乗り上げ、大釜流出、馬瀬口、大場川堤を越え、中島村より神通川に落ち合ひ、被害ヶ所加賀領分の間に村数163ヶ村……。

崩壊地は位置図(図-6)、及び写真-8、と見取図でおわかりのように立山カルデラ南縁の一峰大轟山が、恐らく頂上部から崩れたもので、地質は溶岩・火砕物と基部の変質した花崗岩からなり、崩壊壁の最大比高は750mに達する。

2.8 根府川土石流

1923年(大正12年)9月1日の関東大地震によって小田原市南方の根府川に山腹崩壊を原因とする大土石流(ここでは山津波という用語が使われている)が発生し、根府川部落は戸数123、人口858であったが、埋没戸数64、死者406の被害を蒙っている(死者数は調査によって異なる)。

地質は風化の進んだ凝灰岩で、富士山の噴火降下物の堆積も覆っていた。

震後50日程で現地を踏査した震災予防調査会の今村委員の報告は、山津波の状況を次のように述べている。

前略

根府川山津波ハ全部白糸川ノ溪谷ニ沿フテ起ッタモノデアル。即チ土壤岩塊ガ此溪谷ニ沿ヒ、恰モ溪間ノ濁流ガ電奔雷馳スル様ニ、西カラ東ニ向ヒ、凡ソ一里半ノ行程ヲ五分内外ノ時間デ馳セ下ッタモノデアル。サウシテ之レガ根府川部落ヲ蔽フテ下ルト共ニ、全村百七十

餘戸ノ人家ハ人グルミ、此土壤岩塊ニ呑マレテ、海ニ沈ンダモノモアレバ、地下深ク埋マッタ儘ノモアル。

(中 略)

崩出シノ源ハ聖岳ノ南麓ト星山ノ北麓(日影)ニ在ルガ、此中星山ノ北麓ノモノハ餘リ著シクナク、又聖岳麓カラ起ッタモノ、中、東方ニアル大洞ノ崩レハ、里人ノ言ニ拠レバ、其後ニ出来タモノデアルカラ、大地震ノ場合、夫ノ恐ルベキ山津波ノ源ヲナシタモノハ、聖岳ノ南々西側或ハ箱根火山ノ一外輪山タル白銀山ノ東南東側ニ於ケル山崩レデアッタコトニナル、即チ俗称背負出シ小屋ト称スル高地並ニ其四門ノ斜面ノ崩レ出シガ山津波ノ重ナ源泉デアッテ、之ニ中途カラ幾ツカノ小崩壊モ加ハッタノデアル。

(中 略)

此ノ滑走ヲ始メタ大部隊ノ量ハ百米立方乃至五十米立方ノ程度デアッテ、上流ニ於テハ蒲鉾形ニ中高キモノデアッタラウガ、(中 略)流下ノ際、川床ト両壁トニ相当ナ分量ヲ附著セシメ、其結果、根府川ノ村落マデ下ッタ量ハ凡ソ全部ノ三分ノ一乃至二分ノ一ノ量デアッタラウ。

山津波の崩壊源、規模、流下速度について言及しており、更にこのあと高速で流下したことについての原因として述べ、継続震動の効果をあげている。

山津波発生時間の震後5分はいろいろな証言などで、ほぼ妥当とされており1里半の行程からすると20m/秒となつて、今日知られている高速の土砂流にはほぼ合致しているほか、規模についても100~150m立方、すなわち、 $1 \times 10^6 \sim 3.4 \times 10^6 \text{ m}^3$ となつて巨大崩壊の量に近い。

しかし引用文からも明らかなように崩壊源となると、ごくアイマイとなり、東方の大洞の崩れを地震時直接でないという里人の証言から除いているので、多数の山崩れの集合によって生じた大土石流という観念に立っている。しかし、これは崩壊の時期がよほどうまく合致しないと高速の大土塊運動に発達することが困難であつて、翌大正13年8月12日に踏査した松沢武雄(震災予防調査会嘱託員)によれば「……大洞ノ大山レト思ハレルモノが見エル。山ガ縦ニ殆ンド半分割レテシマッテイル。」と記しているほか、後年現地調査した小林(1978)によれば大洞の規模、白糸川との地理的関連から崩壊源であるという見方を強めている。

山津波は、ほぼ同時に発生した根府川駅裏山の地すべりと合流するが、根府川駅地すべりによって停車中の列車が海中に押し流され、111名の死者を出している。

以上例示したほかにも、滋賀県町居の1662年(寛文2年5月1日)琵琶湖に震央をもつ地震による崩壊があり、人家50戸、死者300人ほどの災害となっている。地質は古生層の流盤構造となつた砂岩・頁岩層である。また、1852年(嘉永5年)北飛騨地震による七面山崩壊は砂岩・粘板岩の地質で

ある。

これまでの10例に御岳を加えると、火成岩に由来する地すべり性崩壊が6個所で、堆積岩の地質が5個所であり、ほぼ火成岩の方が地すべり性崩壊を起しやすいという前出の報告に近いが、必ずしもあたってはいない。名立崩れや虚空蔵山崩れのように堆積岩でも、古今未曾有の災害が引き起されることもあるという事例は、直下型地震による山地災害は震源の位置とマグニチュードが主な規制要因であることを示している。

3. 大雨・火山活動による地すべり・崩壊災害

大地震でしかも直下型あるいはそれに近いものの発生頻度は、台風、前線、豪雪による異常、降水気象の発生に較べれば、はるかに少ない。したがって洪水災害は有史以来、様々な形で数多く記録されており、これに伴う土砂災害も、山津波、地すべり、山崩れ等の表現で限りないほど史実に残されている。

しかし地震のように巨大な一崩壊現象が災害を特色づけるといった事例は、ないことはないが極く稀で、どちらかというと緩慢な移動現象、すなわち地すべりの形態をとることが多い。

地すべりの規模は、通常のもので巾150m、奥行き200m、厚さ20mであるから、土量にして $6 \times 10^5 \text{ m}^3$ の地塊運動であり、代表的な大規模地すべりでは巾1km、奥行き1.5km、厚さ100mに達するので、土量は 10^8 m^3 に及ぶ。これが年々数mも下方に移動するのであるから、巨大崩壊とはまた異なった意味あいでは、自然災害の極致ともいえよう。

地すべりは、地質地形、すべり面の形状等で運動に特色を与えるが、中には緩慢な前兆現象から突発的な急速運動に立って、大災害を引き起すものもあり、地すべり性崩壊として、ここ数十年の間にもしばしばみてきたところである。

表-3 大雨、火山活動による地すべり・崩壊災害

西暦(元号)	災 害 の 概 要
888(仁和4?)	北八ヶ岳 水蒸気爆発? $3.5 \times 10^8 \text{ m}^3$ 千曲川閉塞 岩屑流 12.5 km
1745(延享2)	高知 佐喜浜 加奈木崩れ $3 \times 10^7 \text{ m}^3$
1792(寛政4)	島原眉山崩れ 地震・火山活動? $4.8 \sim 1.1 \times 10^8 \text{ m}^3$ 死者9,745 流出戸数3,286
1888(明治21)	磐梯山崩壊 水蒸気爆発 $1.5 \times 10^9 \text{ m}^3$ 死者472
1889(明治22)	和歌山 十津川大土砂災害 台風 死者1,470余
1911(明治44)	長野県稗田山大崩壊 台風 $1.5 \times 10^8 \text{ m}^3$ 姫川閉塞

歴史的にみても土砂災害は洪水災害の一部であって、昭和初期であっても、土砂災害の被害だけを記録から抽出することは困難なことが多いが、火山爆発(加えて火山活動による地震)のような単発的な現象が生じた場合には、特別に記録されているために土砂災害の歴史を辿るに貴重な資料といえ

よう。

突発的で大規模なものといえば表-3に示すようなものがあるが、表-1でもみたように降雨災害では1ヶ所あたりの規模は小さいとしても総量では巨大崩壊に匹敵する 10^7 m^3 オーダー以上の土砂災害は過去にも多発していた筈である。あまりにも頻発しているので記録が簡明になってしまっているという弊がないでもないと思像する。

3.1 室戸、佐喜浜加奈木崩れ

1745年(延享2), 佐喜浜川最上流の通称「かのき」で大崩壊が発生し、崩土は谷を3.5 km余り土石流となって押し出し、沿川約30戸流失し、50数町歩の田畑が埋没した。崩壊地は47 ha に及び樹枝状の平面形である。地質は古第三紀の破碎された砂岩・粘板岩からなり、町田によれば土砂量は $3 \times 10^7 \text{ m}^3$ に達している。

3.2 島原、眉山崩れ

1792年(寛政4) 5月21日、島原の雲山火山群の一條眉山の溶岩円丘の東斜面が崩壊し、岩屑流となって有明海に6 kmほど押しだし、大津波を起した。崩壊面積0.8 km²で土量約 $4.8 \sim 1.1 \times 10^8 \text{ m}^3$ で、死者9,745名、負傷者707名、流失戸数3,286戸となっている(死者は文献によって差がある)。原因は地震もあげられているが、水蒸気爆発、マグマ・熱水による地下水上昇等の火山活動が主たるものとされている。

3.3 磐梯山

1888年(明治21) 7月15日7時45分、小磐梯山が水蒸気爆発によって崩壊した。岩屑流となって山麓に11 kmまで押し出して多くの堰止湖を作った。死者472人。土量は約 $1.5 \times 10^9 \text{ m}^3$ といわれ、我が国では最大級。しかし崩壊土砂は地形的に安定した形状で堆積し、湖の欠潰や大量土砂の一時流出といったことがなく、大規模な砂防事業を必要とする他の事例とやゝ異にする。

3.4 十津川災害

1889年(明治22年) 8月18~19日に台風によって和歌山・奈良県境にまたがる紀伊山脈に大水害が発生したが、土砂災害もまた激甚で奈良県は死者250と和歌山の1,221名を下廻ったものの、十津川沿いの土砂災害はその規模の大なることもさりながら山間溪谷に発生した多くの堰止湖と、その欠潰によって特色づけられる。

十津川は大峰山系八剱岳(1914.9 m)を源流とする集水域1367.2 km²の川で、流域の地質は古生代、中生代の粘板岩、凝灰岩、および砂岩を主体とする。

災害の状況は「吉野郡水害誌」に詳しいが、その一部を紹介する。

越て19日風力稍衰へしも、天地晦冥、雨勢愈々強く、傾盆ただならず、午後7、8時に及んで益々猛烈となり、十津川の如きは水量頗に110尺（33.3 m）若くは百七十五尺（53.0 m）以上に達し、丹生川の如きも31.2尺（9.4～9.7 m）に及ぶ。是に於てや該兩川に沿ふ宗村・賀名生村・及び天川村・大塔村・野迫川村・北十津川花園村・中十津川村・西十津川村・南十津川村・東十津川村等、或は濁浪満漲し来り、俄然民家若くは人畜を漂没する者あり、難民或は流屋上に在て頻りに救済を叫ぶも、隣人赴援する能はざる者あり、山嶽驚壊して或は田宅を圧倒毀損する者あり、数戸ケン族或は圧死せしも、死体ついに発見せざる者あり、或は死体発見せしも四肢五臓委く解脱して男女認得がたき者あり、崩土或は濁流を淤塞して狂浪法々新湖状を呈し、暴然決潰奔流し去て為めに沿川の田野を害ふ者あり

堰止湖は大小混じえて53ヶ所に上り、主なものは表－4に示す。

表－4 明治22年十津川災害で生じた堰止湖一覧

湖 名	周囲	上流影響距離	水深	川を堰き止めた崩壊規模（間）	欠壊までの時間
塩野新湖	3 里	50余町	50間	縦 横 480 × 350	5 時間
河原樋新湖	3 里 強	70余町	—	900 × 200	16日 19時間
牛の鼻新湖	1 里 半	18～19町	2 丈 強	河原樋新湖が欠壊して十津川を閉塞	4 日間
宇井新湖	30 余 町	10余町	—	180 × 200	5 時間30分
辻堂新湖	1 里 半	20余町	—	300 × 150	1 時間
林 新 湖	6 里 半	3 里 強	20余丈	180 × 240	17時間
内野新湖	1 里 強	18～19町	—	200 × 180	30分
山天新湖	25～26町	12～13町	—	1,500 × 200	—
野広瀬新湖	50 町	25町	—	900 × 480	—
小原新湖	1 里 強	12～13町	—	200 × 200	2 時間

下流の新宮市においては遅れて20日午前8時頃から洪水および天然ダム欠壊の影響が出はじめ、新宮町の最高地である本町も水浸しになり、流出家屋数百軒、破損家屋3,000 軒、溺死者50名に及び、新宮町の財産7割が失われたと伝えられる。

最後に被災住民のうち2,667 名（641戸）が住みなれた土地を離れ、これから冬期が訪れようとする北海道に分村移住して新十津川村を建設した。

3.5 稗田山

1911年（明治44年）8月9日溶岩と火砕物の互層からなる稗田山が大崩壊を起して巨大な土石

流となり、浦川沿いに5～6 km流下して姫川合流点に達して姫川を堰止めた。翌年にも融雪期に崩壊斜面の東西両端で崩壊があった。崩壊当日は晴天であったが4日前の8月4日から5日にかけて台風による記録的降雨があった。

浦川に流入した土砂量は分布面積に厚さ平均50mから $1.5 \times 10^8 \text{ m}^3$ と推定しているが、この土量から逆算すると崩壊の深さは80mとなる。1912年7月22日、堰止湖が欠潰して、土石流と洪水流は姫川河口にまで達した。

最初の岩屑流の運動について町田（1984）はドライアバランシュであるとしているが、奥西（1984）は岩屑流の運動や初期の崩壊源のさまざまな推測、および堆積土砂の含水量等から推量して、折衷的な考えも示しており、まだ確定的ではない。

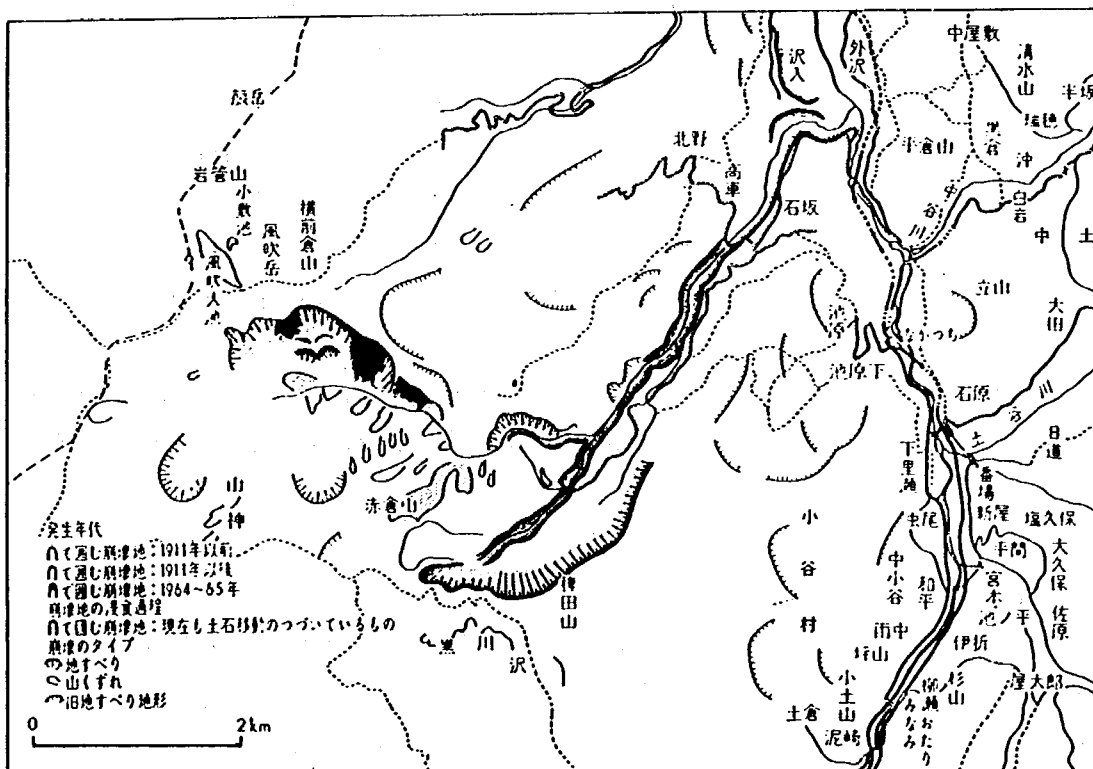


図-7 浦川流域周辺の崩壊地の分布

台風等の降雨による土砂災害は、前述したように枚挙にいとまなく、特に著名なものを挙げたが、明治以降でも昭和6年～7年の大和川亀瀬地すべりを始めとして、大規模な地すべり・崩壊が散発している。

地すべり災害で死者が出るということは非常に突発的であったことの証処でもあるが、戦後の記録だけをみても17箇所を数えている。しかし、たまたま警戒中で運よく死者を出さずにすんだ、1964年（昭和39）の富山県永見市胡桃地すべり（被害87戸、面積324ha、 $3 \times 10^6 \text{ m}^3$ ）のような例もあっ

て、突発的に急速移動する地すべりであっても、予知手法の進歩で人的被害の軽減は可能である。

4. 人為作用と地すべり・崩壊災害

人間社会の経済活動が高まるにつれ、自然の人為的な改変も急速に進んできた。道路、鉄道、貯水ダムの建設から、発展する住宅地のための山地開発や工場用地の造成など、自然が数万年の単位で行ってきた斜面侵蝕の量を、それを瞬時に切り、盛りするのであるから斜面の応力状態がこの改変に馴染めないのは当然である。

したがって、自然の地形変化でこれまでも多小なりとも、斜面にひずみを残しているようなところでは、人的な行為がひずみの急速な累積となって斜面安定をくずすことはいうまでもない。

上のように大きな社会資本の建設の場合だけではなく、住民が個々に行なう宅地のための斜面のカットとか導水のための水路づくり、開田、耕作など意識せずに行なっている日常の作業でさえも、自然の水収支を変えるなど斜面安定の変化を累積させている。突発的な地すべり・崩壊は突発的にはみえても、人間生活と斜面安定の長い関りのなかで醸成されてきた結果のように思えるのである。

しかし一方でいえば人為作用は事前の斜面の姿がみえているわけであるから、斜面の改変がどのように行われるかの量的計算が可能であり、これが斜面に影響を与えないように対策を施すことも可能であるということである。

人為を原因とする突発的な地すべり性崩壊で重大事故となり、我が国のダム建設事業にも大きな影響を与えたイタリア北部のバイオントダム地すべりが、この項の代表格といえるが、災害の概略を記して他山の石としたい。

4.1 バイオントダム地すべり

ダムの規模は高さ 261.6 m、堤頂長 191.0 m、体積 $353 \times 10^3 \text{ m}^3$ のアーチダムで、H. W. L. 722.5 m、総貯水容量 $1.7 \times 10^8 \text{ m}^3$ であり 1960 年秋に完成した。

1960 年貯水を開始し、130 m ほど水位が上がったときに図-8 に示す貯水池左岸の一部、約 $1 \times 10^6 \text{ m}^3$ が地すべりを起し、湖を 2 分している。貯水が進んで 1963 年 9 月 28 日から激しい降雨があり、10 月 8 日になって地すべりが区域を拡大して運動が活発化した。水位は H. W. L. の 23 m 下に当る 700 m で、貯水容量として $115 \times 10^6 \text{ m}^3$ (総貯水量の約 70%) があり左岸の排水トンネルから水位降下を計ったが、山塊の移

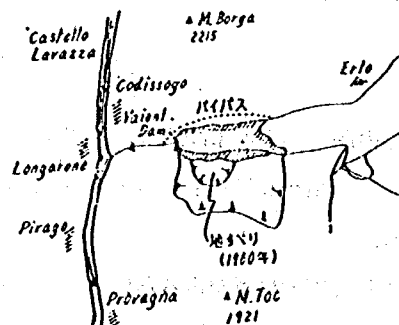


図-8 バイオントダム位置図

動の影響もあったためか思うように降下しなかった。

10月9日22時41分40秒、 $2.7 \times 10^8 \text{ m}^3$ に達する巨大地すべりが起り、貯水池の水 $2.5 \times 10^7 \text{ m}^3$ の水がダムを溢水した。図-8の平面図でわかるようにダム直下流で直角にピアベ河本川と合流しており、その対岸にロンガローネの集落があったのであるから、ダムから突出した段波に直接襲われた。ロンガローネを中心に上下流の住民が災厄をうけたが、その規模は次の通りで、死者の合計は2,125名にのぼった。

- 1) ダム現場付近
死者（ダム工事関係
労務者）70名

- 2) Erto 地区
死者 157 名（人口
1,827 名）

- 3) Codissago 地区
死者 119 名

- 4) Vaiont 地区
全滅家屋 42 戸

- 5) Longarone 地区
全滅家屋 361 戸（全家屋 372 戸），死者 1,190 名（人口 1,269 名）

- 6) Pirago 地区
全滅家屋 159 戸，死者 503 名（人口 531 名）

- 7) Provagna 地区
全滅家屋 32 戸（全家屋 59 戸），死者 86 名（人口 195 名）

地すべりの断面は図-9に示す。

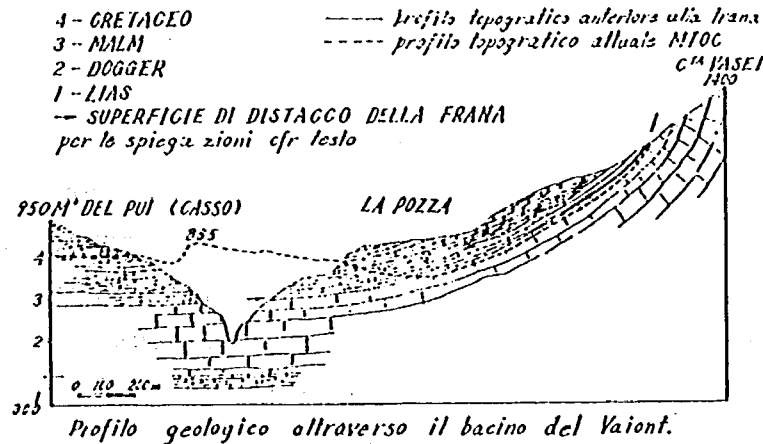


図-9 バイオントダム地すべり断面図

5. あとがき

突発的な地すべり・崩壊といっても、地震を原因とするような外力変化の場合を別として、いずれも何らかの前駆現象があり、これが徐々に加速されて急速な移動になるのである。すべり面が前もって形成されていない斜面移動の崩壊であっても短時間ながらクリープ現象が斜面の内部に起り、これが3次クリープに励起するまでの時間が短いというだけである。もし特定斜面が固定されるならば、現在の計測手法をもってすれば短期予測は可能であり、少なくとも警戒避難のためのデータをとることはできよう。

本稿では長期・短期いずれの予測も困難な地震による巨大崩壊が主になってしまったので、強いて

突発的なと題名に付したわけである。

もし、近年に活動した 10^7 m^3 以上の大規模な地すべりだけを取りあげても恐しく50ヶ所を下らないであろうから巨大な地塊運動というだけでは広がりすぎる。地すべり性崩壊ということで範囲を区切ったが、手許に資料がなくて紹介できなかったものもあり、いずれにせよ中途半端な報告となったが、話題の提供ということで御容認願いたい。

参考文献

- 1) 日本砂防史 全国治水砂防協会 1981
- 2) 巨大崩壊、岩屑流と河床変動 町田 洋 地形5-3 1984
- 3) 富士山大沢崩れ対策に関連した試験調査報告 急傾斜地崩壊研究室 1979
- 4) 地震に伴う歴史的な大崩壊の地形解析 古谷他 京大防災研年報 27B-1 1984
- 5) 大規模崩壊のメカニズム 奥西一夫 地形5-3 1984
- 6) 関東地方建設局三十年史 関東地建 1979
- 7) 名立崩れ 中村慶三郎 風間書房 1964
- 8) 直轄砂防への道 常願寺川 立山砂防工事事務所 1981
- 9) 根府川方面山津波調査報告 今村明恒 震災予防調査会報告100 Z 1925
- 10) 根府川山崩調査報告 松沢武雄 震災予防調査会報告100 Z 1925
- 11) 1923年関東大地震による根府川山津波 小林芳正 地震32 1979
- 12) 十津川災害について 瀬尾克美 新砂防30-2 1977
- 13) 松本砂防のあゆみ 松本砂防工事事務所 1979
- 14) 砂防便覧58年版 建設省砂防部 1983

「特別講演」

INSのモデル実験と今後の展望

日本電信電話公社
INSモデルシステム推進本部
総合調整担当部長

阿 部 正 之

— 7 —

—— へ ——

最近のダム建設における地質要素について

地質官 大 木 達 夫

最近のダム建設における地質要素について

1. はじめに

ダム建設にあたっては、基礎の問題が大きな比重を占めていることは云うまでもない。基礎地盤は複雑であり、それぞれのダムの基礎地盤の様相はすべて異なっていると云っても過言ではない。しかし、地盤を構成する地質要素としての共通性、それらを工学的にみた場合の分類基準のあてはめを頼りにして、次々に出会うダムの地盤についてある程度の予見的判断が可能である。基礎地盤の効率的な調査や的確な判断のためには、単に地質要素の記載に止まらず、どうしても地質的解釈が必要であり、その本質は形成過程の説明である。ダムサイトではあらゆる地質条件の場に遭遇するため、その地質的解釈にあたっては広い範囲の知識と経験が必要であり、分野別の専門地識を生かした組織的な取り組みも重要である。

近年、ダム建設の緊急性は増々高まり、その規模も大型化してきている。それに対して基礎地盤を含めてダムサイトの適地が段々と限定されてきているため、全力をあげて技術的な検討を加え、ダム建設を可能にしてきている。例えば、コンクリートマットによる荷重分散工法や貯水池側への遮水範囲の拡張によってダム建設が可能になっている例がある。

地質面においても、基本的な部分での考え方が大きく変革してきており、理学的な地質分野とダム工学のそれぞれの成果に立脚して、更に両者が協力し合ってダム建設の困難な問題を解決していかなければならない。

以下、最近のダム建設における地質要素について整理し、ポイントとなるような点について紹介する。

2. ダムとその地質要素についての概要

2.1 ダムにおいて問題となる地質要素

昭和59年度における直轄、補助事業合わせて建設省所管のダムは、実施計画調査113ダム、建設工事194ダムである。又、58年度までに完成したダムは252ダムである。因みに年代別にダムの規模を高さでみると図-1のようになる。30年代から高いダムが続々建設されたが、ここ10年大きな変化はない。このことは日本の地形、地質、水文条件、そして社会条件からくる限界とも考えられる。最近ではダムをいかに効率的に建設するかということで、合理化施工の関心が高まっている。

そこで最近のダムにおける地質的要素で何が多く取り上げられているかをみるため、建設省所管の実施計画調査段階以上のダムについて、手持ちの資料および関係者からの聞き取りを含めて概略的な調査を試みてみた。対象としたダムは総数281ダムであり、このうち、ダムの規模、型式からみて通常の調査設計としての対応で十分と考えられるもの107ダム、調査、設計面において留意すべき地質

要素が存在すると考えられるもの 174 ダムであった。

この 174 ダムについて、特に留意すべき地質要素として 1 位にあげられるものだけを見ると、図-2 の (I) と (II) で地層 (岩層) 自体の場合が 48 ダムあり、そのうち第三紀層に関する数が多かった。又、断層、変質などの 2 次的作用については、圧倒的に断層に関する課題が多い。貯水池については、地すべりや岩盤崩壊に対する関心が大きく、材料関係については質の面での課題が多く出ていた。

次に図には示していないが調査段階と工事段階別に分けてみると、地層自体では、工事段階のもので溶結凝灰岩の課題が多くでている。2 次的作用によるものでは、当初から断層や変質については認識されているものの、その他の要素は段々と建設段階に向って顕在化してくる傾向がみえる。

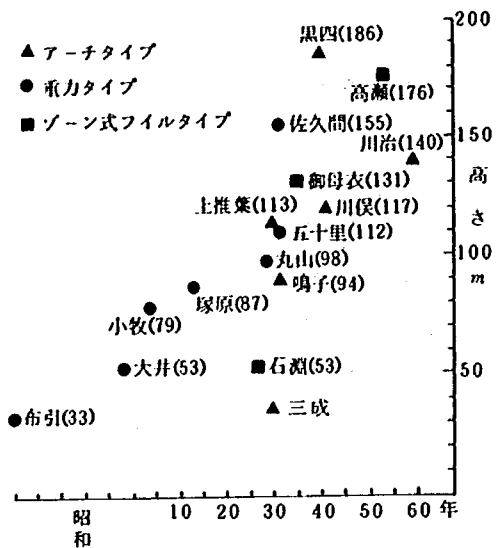


図-1 日本のダムの高さ

2.2 ダムの設計要素と地質要素

一口にダムの地質的要素と云っても、その範囲も広く、複雑な要素も多いので、まずダムと地質要素との関係を整理しておくことにする。まずダムの位置を固定して考え

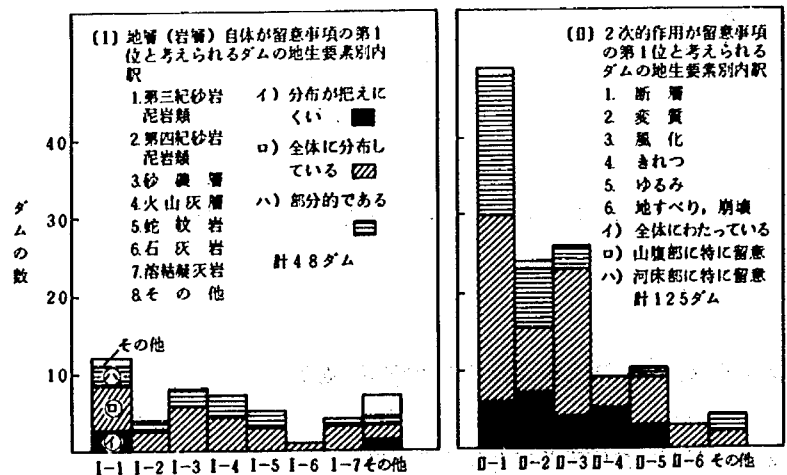


図-2 ダムにおいて留意すべき地質要素の傾向

た場合があり、その前段となるダムサイトの選定といった場合がある。それらの段階別に対象となる地質要素を考慮する上での各部位の呼び方を図-3 (a, b, c) に示す。

ダムの基礎地盤としての支持力の問題と遮水性の問題については、従来からの基本的問題点であるが、最近ではダム直上の斜面の問題が大きく浮び上がってきていると考えられる。

地盤の支持力を扱う場合の地質的要素は、地盤を構成する固有の岩石の性質と 2 次的な劣化状態、例えば風化や変質などであり、加えて断層や節理などの不連続面の要素である。支持力以外の遮水性の問題、斜面の問題を扱う場合においても基本的となる地質的要素は同じものである。ダムの基礎地盤以外に貯水池独自の問題もあり、例えば貯水池からの漏水の可能性の有無とか、貯水池斜面の安

定の問題である。これらの各種要素をまとめて図-4に示す。

次に、ダムサイトの選定にあたっての地質的要素を考えてみると、それぞれの個々のダムサイトとしての要素の総合的比較になるわけであり、加えて堤体建設のための材料採取の要素が大きく影響してくる。材料の問題は、ダム型式の選定にも大きく関係し、質と量と距離がその要素となる。

以上のような地質要素について、個々のダムサイトの調査にあたっては地質的な解釈（形成過程）を行わなければならない。それはと

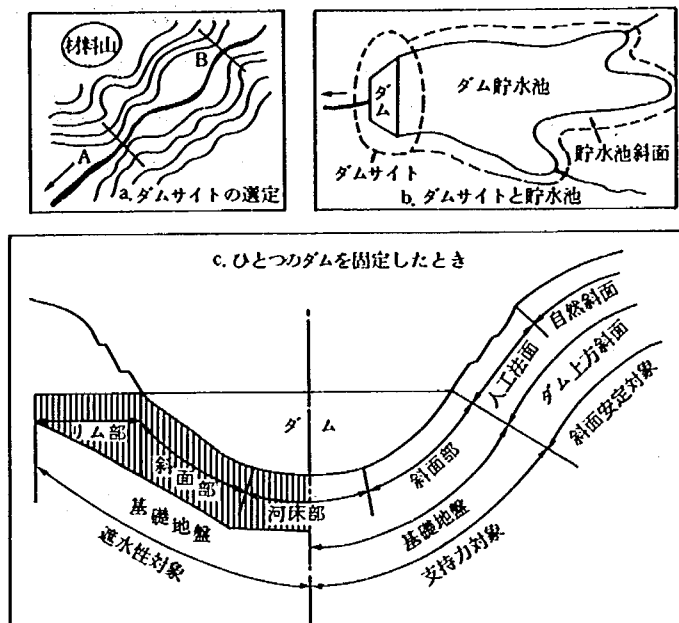


図-3 ダムの各部位の呼び方

	ダムの設計要素		地盤工学的性質	人為的改良の可能性	地 質 要 素
ダムサイト	支持力	地耐力 すべり 変形	圧縮強度 せん断強度 弾性（変形）係数	掘削除去 断層プラグ ダウエリング マット工法 グラウチング等	地層（岩層）自体—成因の分類 2次の劣化—風化、変質、スレーキング 不連続面—節理、き裂、断層 ↓ 位置（分布）と規模 ↓ 地質的解釈
	遮水性	逸水 アップリフト パイピング	動水勾配 透水係数（ルジオン値） 限界圧力 土粒子の粒度比重と固結度	グラウチング 表面遮水工 地中連続壁工等	
	ダム直上斜面	斜面（法面）の安定	せん断強度 地下水位	安定化土工 アンカー工 法枠工 擁壁工等	
貯水池	遮水性	逸水	透水性	表面止水工 グラウチング工等	
	斜面	斜面の安定	せん断強度 地下水位	安定化土工 アンカー工 杭工 法枠工等	

図-4 ダムの主な設計要素と地質要素

りもおさず地質学の知識と考え方を現地の情報に適用し解釈することであるが、理学面と工学面でのギャップが時間的スケールと空間的スケールにおいて大きく存在するように思われ勝ちであるが、決してそのようなことはなく、どんなに小さな礫ひとつについても的確な解釈をすることにより、ダムサイト全体の地盤状況の把握が間違いないものに近づくのである。このことは双方が双方の基本となる考え方を理解し合うことがまず必要である。

2.3 地質要素と地質的解釈の要点

(1) 概 要

ダムに関する地質要素を成因的に解釈しておくことが重要であることは前に述べた。そのためには地質的知識が必要であることは勿論であるが、基本となる考え方、理論といったものは日々変化進展してきている。ここでは、最近、急速に変わりつつある重要な考え方のひとつであるところの地角斜の考え方と現地での地質を解釈するうえで大事と思われる褶曲構造、火山岩類の堆積環境それに第四紀について触れておきたい。

(2) 日本の中・古生層の成り立ち

近年、地質学においてはその考え方が大きく変った分野がある。云うまでもなくプレートテクトニクス理論の導入によって地角斜理論が大きく変ったことである。それはコノドントや放射虫化石の検出方法の進歩により、詳細な種の識別が可能となり、微化石の研究が飛躍的に進歩したため、古生代から中生代にかけての地層の時代の決定が大きく変ったこともある。又、海洋底の調査技術が進歩し、海嶺や地溝そして断裂帯などが発見され、岩石磁気学の知見からも海洋底や大陸の移動が確実視されてきたものである。

プレートテクトニクス論を踏えた新しい日本列島の成立の考え方は概略的に云えば、大陸性と海洋性のプレートの移動による沈み込みや衝突による堆積物の累積と上昇による複雑な地質構造変化の結果であるという解釈で

ある。これまでは地角斜といった概念で大陸側からの単一の供給源からの堆積物と同一場所で発生した火成岩類などから形成されたとする考えから、現在ではその集積された地質体のほとんどが外来地質体であるとの解釈が

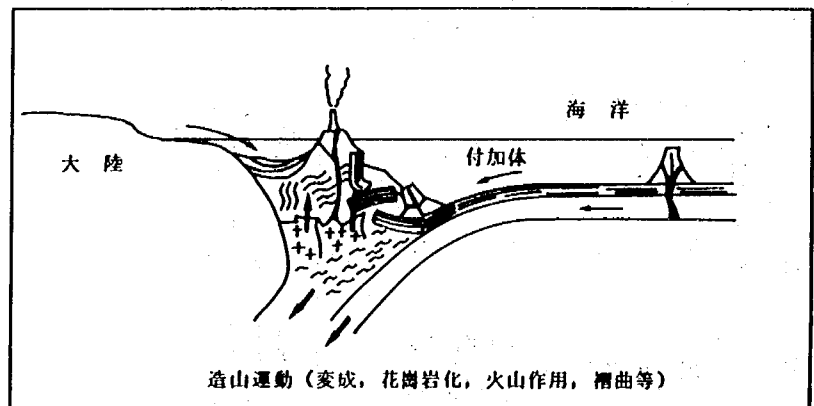


図-5 大陸と海洋の境界の造山運動

なされている。そしてこれまではみられなかった構造史発達のモデルが多くの人達によって考えられ提示されている。これと合わせて放散虫化石の同定の発達によって中・古生層の大部分の基質としての地層、これは外来地質体を取り込んで生成された時代を示す地層のことで、この時代がこれまで考えられていた時代より新しくなったことである。その時代は中生代ジュラ紀がそのほとんどであるとされている。図-5に堆積から造山機構のひとつの考え方を概略的に示す。

これらの結果として中・古生層の岩相は非常に複雑であり、海洋底起源の玄武岩や大洋の中にある海嶺の上に発達したサンゴ石灰岩や、大陸側からの堆積物である砂岩が地すべり塊として同一場所に混入したりする。このような岩相構造をメランジュと呼んでおり、ダムサイトでの例を図-6に示す。

中・古生層のダムサイトの調査にあたっては次に触れる褶曲構造も合わせてこれらの考え方を充分適用していかなければならない。

(3) 褶曲構造

私達のみる地層は褶曲したり、断層で切られたりしており、限られた露頭や、ダムサイトのようにボーリングや横坑の資料があったとしても地質が複雑でなかなか地質図が書けない場合がある。特に中・古生層は前述のように岩相の変化も著しく、褶曲構造や断層破碎帯のようなものが沢山みられてわかりにくい。そこで基本的には褶曲構造についての知識を生かして、地層の上下や構造運動の規則性などの解釈が的確になされるようにしなければならない。褶曲構造を含めて構造地質学の知識は広範囲にわたるが、それらの中で褶曲の基本様式について簡単に示すと次のとおりである。

地層（岩石）は、地下深いところで構造運動をうけるわけであるが、その時の深さに対応する埋没圧を封圧という。岩石は一般に封圧が低いと脆性を帯び、ひずみが進むと破断する。これに対して封

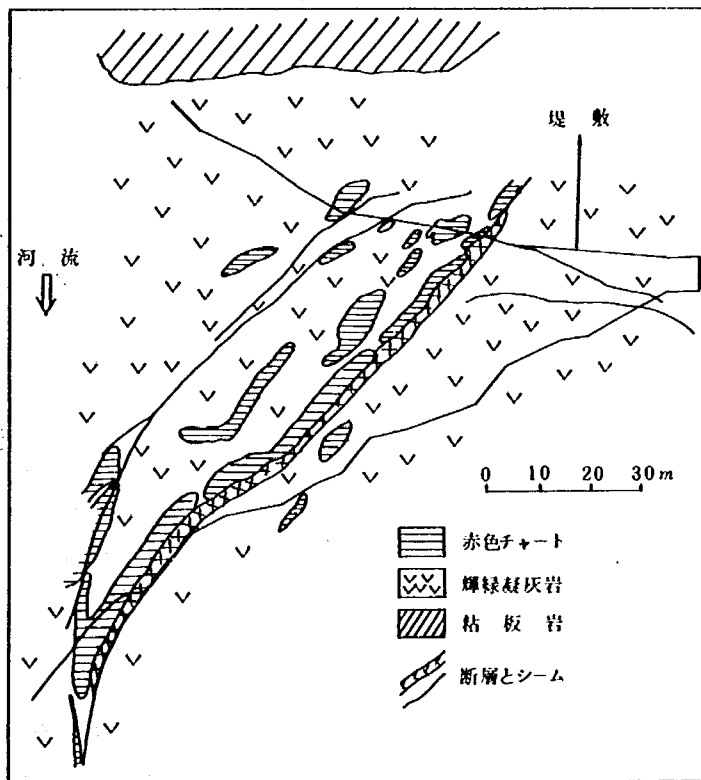


図-6 Aダム基礎面での不規則な岩相

圧が高いと流動しやすくなる。褶曲の基本的な形態としてこの封圧の違いによって図-7にあるような様式に分かれるとされている。

これらのうちレンズ褶曲は狭い帯状の分布をしないで、ある程度の広がりを持って生ずるとされており広域破碎岩と呼ばれている。流れ褶曲やせん断褶曲を受けている岩石は鉱物が平行配列しているため風化すると破碎岩と間違われやすい。これを広域破碎状岩と呼んでいる。これらは断層や断層破碎帯ではないので、構造解釈上注意する必要がある。

(4) 火山岩類の形成環境

日本列島を形成している岩石のうち、中・古生層については前項までに簡単に要点を示したが、日本列島でもうひとつ重要な地史として第三紀から第四紀にかけての構造運動があり特にその中で活発に行われた火山活動がある。中・古生層の中にも火山岩類は多いが、これらは先程述べた堆積機構の中で著しく構造的に変化し、岩質的にも変質してしまっているものである。それに比べて第

三紀の地層はそれなりの新しさを持っている。一般にグリーンタフ（緑色凝灰岩）と呼ばれている岩相に代表される新第三紀中新世から始まった激しい火山作用の生成メカニズムはよくわかっていない。

ここで、よくダムで遭遇する地質として大事だと考えることは、火山岩類、正式には溶岩と火山碎屑岩類（火砕岩）の堆積の仕方である。グリーンタフは海底火山作用の結果と云われている。そしてこの地層の特徴として変質を多く受けており、黒鉱と呼ばれる鉱床を胚胎する。これまでは、これらの火山岩類の説明は岩相記載が多く、その形成環境、形成過程について触れた報告書が少ない。

第三紀等の火山岩類の場合、変質が問題となり、ダム基礎としては問題点となる。変質にも色々な形態があり、それらを説明し、的確に判断するためには、その形成環境と形成過程を知らなければならない。

ここでは火山岩類の形成過程の説明手法として適切と思われる考え方を紹介する。¹²⁾ まず、発生から運搬、堆積した環境を空気の場合をAとし、水中の場合をWとしてそれぞれの組合せで表示する。(図-8参照) 又、粒子の移動、定着様式としては3種類を考える。降下(fall-略号F)は媒質中に懸濁した粒子が主に重力によって単純に沈降し定着する。転動(rolling, jumping, hopping-略号R)

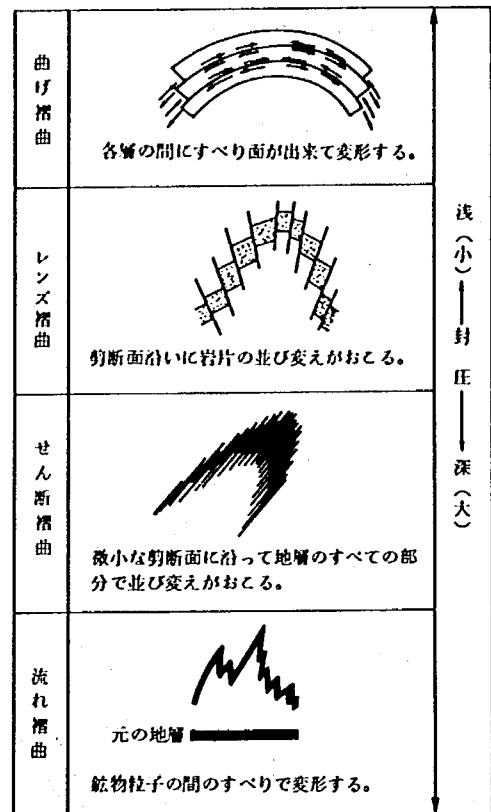


図-7 封圧と褶曲の様式¹¹⁾

は主に媒質の動き（時には重力のみによって）によって粒子が底面（斜面）上を転動し定着する。乱流（turbidity Current-略号T）は媒質の乱流中に粒子が密に懸濁することにより周囲よりも密度の高い流体が出来る。この流体が地表または水底に沿って流れ、乱れがおとろえるに従い粒子が定着する。次に溶岩の場合はどうなるか。空气中（熔岩）や地中（岩脈や岩床）の場合は、規則的な節

噴火の起こった場所	粒子を運搬した媒質	堆積物ができた場所	堆積物の略号
陸上(A) ⇨ 水底(W)	⇒ 空気(A) ⇨ 水(W)	陸上(A)	A A A
		水底(W)	W A A
水底(W) ⇨ 水(W) ⇨ 水底(W)		陸上(A)	A A W
		水底(W)	W A W
		水底(W)	W W W

図-8 火山性堆積物の生成機構を記号表示する方法¹²⁾

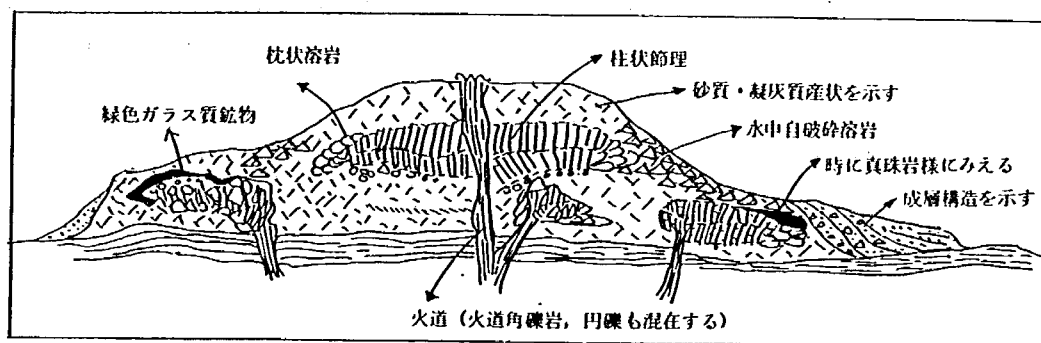


図-9 安山岩質水中溶岩の産状の例¹³⁾

理（柱状や板状）が出来るのに対し、水中のものは、破砕的になり、不規則な割れ目が出来、水中自体破碎溶岩状になったりする。又、玄武岩の場合は枕状構造を持つ場合がある。火砕岩も空气中と水中では淘汰作用や級化作用が異なってくる。図-9にその例を示す。

これらの水中火山岩類のうち特に海水中のものは、急冷してガラスができたり、海水と反応して特別な鉱物（アラゴナイト）が出来たりして不安定な状態にあり、風化しやすく変質も受けやすい。このためダムサイトにあっては、基礎地盤として材料として問題点となる場合がある。

(5) 第四紀

土木の分野で地盤を扱う場合、第四紀地史が大事である。それは古い時代の地層や地質構造であっても新しい時代の地質現象の影響を受けているということである。このため第四紀という今から約200万年前以降の時代の地史をよく念頭において調査し、解釈に当たることが大事であると考えられる。第四紀の地史といったものは、現在の地形と深く関係しており地形からのアプローチが有効である場合がある。

第四紀は、前期のほとんどの時代を更新世と呼び、後半の約10,000年前から現在までを完新世と呼んでいる。前半の更新世の特徴は氷河の時代と呼ばれ、数回にわたり地球の多くの部分が氷河に覆わ

れた時代である。このため海水面の高さが変化し、陸地の地形に特徴を残しておりその代表的なものが段丘である。又、気候の寒暖のくり返しによりその痕跡が残されている。日本の場合、寒期の氷河の痕跡は、日本アルプスの高所や北海道の日高山脈に残されており、暖期の痕跡としての風化層が各所に残存している。

完新世は後氷期時代とも呼ばれ、人類の活動が活発となった。現在の地形とはほぼ同じであるが、縄文海進といわれるような海水準の変動も一部あったとされている。

第四紀はそれまでの第三紀の地殻変動とは、異った変動の形を持つといわれ、特に氷河と海水面の変動によるアイソスタシー、ユースタシーの変動も加っていると考えられる。日本においても日本アルプスの高まりは第四紀になって形成された。その変動量は第四紀約200万年の間で1,400 mの隆起量であったとされ日本列島の最近の主要な形は第四紀になって形成されたものであり、その考え方を延長するならば現在の山脈状の高所は今でも上昇を続け、現在の平野部は沈降を続けていることになる。

ダムは一般に山岳部に造られる場合が多いが、山地をみる場合、現地で実際にみられる土质地質的弱点（線又は面）には次のようなものがある。

- 風化帯がとても厚い。
- きれつの多い部分がとても厚い。
- 深いところにきれつの多い所がある。
- 深いところに弱層（低角度シーム、風化帯）がある。
- 大断層がある（断層系）。
- 変質帯がある。
- 山（斜面）が動いている（動いていた）かもしれない。
- 河床に厚い砂礫層がある。

又、これらを作り出す地質的要因としては次のようなものが考えられる。

- a. 構造線（帯）（古きず→新しいきず）
- b. 山地侵食輪廻の中での認識
- c. 火山、後火山作用
- d. 氷河作用
- e. 古気候

・ 要約すると基礎地盤の問題と斜面の問題になるが斜面の問題は広い意味での侵食輪廻の過程の中で把握することが必要であるし、このためには形の分析からはじめなければならない。

- ・ 基礎地盤の問題は地質的構造線（帯）との関係が重要であると考えられる。
- ・ 前二者いずれの場合も第四紀地殻変動に関係するケースが多いと思われる。
- ・ 地質的要因のスケール（空間的・時間的）と現場でみられる土质地質的問題点のスケールとを合わせて考えるには慎重な検討が必要である。

3. ダム基礎と地質要素

3.1 固有強度

ダムの基礎となる地盤の性質に対しては、ダムの型式と規模で対応することである程度可能である。しかし、高さ15m以上のいわゆる大ダムの場合は、如何なる地盤でもダム建設が可能であるというわけにはいかない。地盤は未固結状態のいわゆる土質地盤から軟岩といわれる固結度の低い岩盤、そして硬岩に至るまで広い範囲にわたる。因みに図-10に岩種別に試験された一軸圧縮強度を示す。ダム

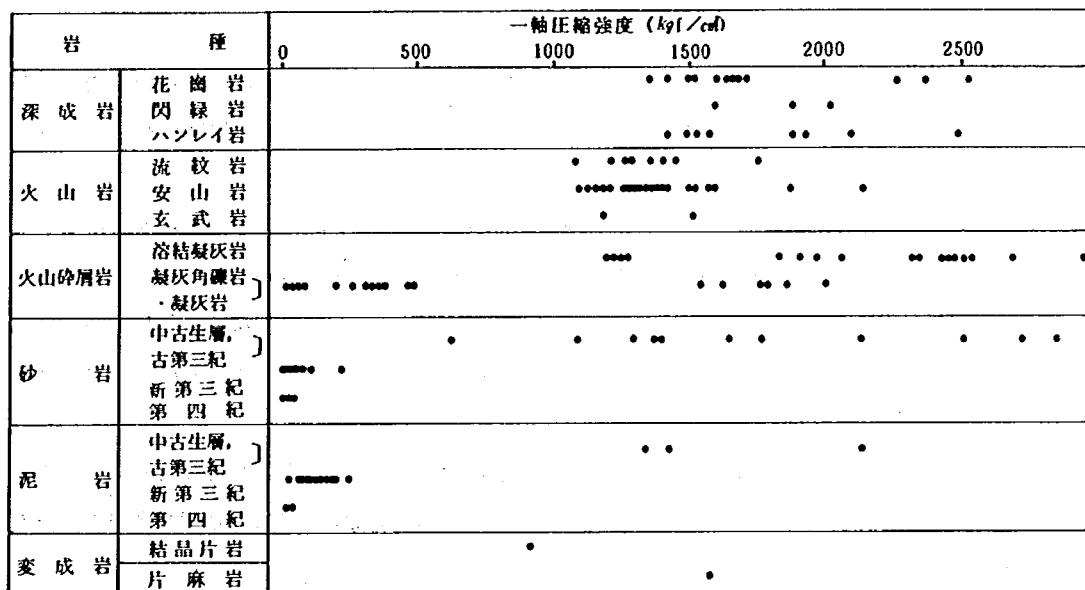


図-10 岩石固有の強度（一部「ダムの地質調査」土木学会を使用）

表-1 固有強度の比較的小さい基礎地盤のダム（ダム部資料）

ダ ム			地 質	岩 片 特 性 kgf/cm 単位		
ダム名	型 式	堤 高	岩 種 別	圧 縮 強 度	せん断強度 (室内三軸) τ_0 ϕ 3.4, 48°	弾 性 係 数
白 川	R	66	凝灰質砂岩	14~28		1,400~5,300
鯖石川	G	37	泥 岩	57.3	4.5, 37°	8,000~9,000
			砂 岩	24.6	3.5, 29°	4,500~6,000
亀 山	G	34.5	泥 岩	74~98	5.3, 53°	32,000
			砂 岩		3.0, 42°	9,500
柿 崎	R	57.5	泥 岩	20.4	4.2, 30°	2,000
			泥岩・砂岩互層	22.7	2.0, 30°	6,000
			砂 岩	9.1		
高 滝	G	24.5	泥 岩	16.7	2.55, 31.9°	7,400~8,100

の基礎地盤としてみた場合、地盤を構成する岩石の固有の強度（2次的劣化や不連続面を考慮しないで岩片で考えたもの）の大きいものはこの場合問題ない。問題になる場合は、ひとつのダムの基礎の中であまりに強度（変形性）が異なる岩盤が何種類か存在することである。一般に固有強度が小さいということは、堆積岩のうち続成作用（固結作用）の進んでいない新しい時代（新生代）の岩石である。最近において、比較的固有強度の小さい地盤に対してのダムの例を表－1に示す。

3.2 2次的劣化

(1) 風 化

本質的な岩石の分類は成因的にみて、火成岩、堆積岩、変成岩に分類される。これら本質的な岩石の状態においても千差万別にその性質を異にしているが、更に2次的に変化した状態になっておりより複雑にしている。ここで云う2次的劣化は風化作用や変質作用である。

風化とは、一般的には陸上（時には陸水下にある時を含む）の大気下において、岩石が主に気水の影響によって、その成分や鉱物種を安定した鉱物に変化させていくことである。このため、既に風化作用により機械的に破碎されて運搬、堆積された砂岩などは風化に強く、地下深所の封圧や温度の高い所で生成された岩石は、地表では不安定鉱物も多く含み早く風化しやすい。花崗岩の風化はマサと呼ばれ特徴的で大規模になりやすい。

風化の意味を広く考えると水中、特に海水中でも、性質の異なった風化作用があり得ることである。風化の厚い地層を対象としたダムの最近の例としては、竜門ダムの右岸、普久ダムで代表される沖縄の一連の亜熱帯性風化層の場合等がある。

風化現象は地表から順次新鮮部に移っていく形が普通であるが、この他に不整合面の風化とか特別に風化しやすい地層が挟在する場合など深い所でも風化層があるので注意を要する。風化薄層等については後に触れる。

(2) 変 質

地質学的な変質作用とは、色々な様式のものがあり、その変質機構もよくわかっていないことが多い。まず成因的に考えた場合の変質作用の様式と分類は次のようになっている。

前に述べた風化作用との違いは、「常温・常圧の状態より高い状況下においてある種の化学成分を持った溶液の影響により岩石がその成分、鉱物種を変えていくこと」にある。変成作用と呼ばれるものは、更に温度圧力が高くなり、より広域的に地殻の構造運動と連動されるような規模の大きいものである。一般に変質作用は続成変質と熱水変質に分けられ、続成変質は堆積物などが埋没していく段階で、封圧と温度に見合った状態にその成分や鉱物種を変化させていくことである。この場合は外来の成分の追加は無いと考えられている。熱水変質は、特殊な高温溶液（熱水）によって岩石がその成分や、鉱物種を変化させていくことである。この熱水の起源としては、初元水（マグマ起源）、地表水や地下水の加熱された熱水およびこの混合されたものが考えられている。

熱水変質作用は、広域的なものと局所的なものがある。前者は、新第三紀層の中の比較的下部層の中で海底火山作用による堆積物があり、それが海水との反応の影響も受けて、岩相全体が変質しており、緑色の鉱物が多くグリーンタフと呼ばれているものである。これに対し局所的な熱水変質の起源はマグマが比較的浅所に活動した後の作用としての溶液ガスによるものがほとんどであり、それらの変質形態としては脈状、塊状、レンズ状などがある。その作用を受ける範囲が限定されてくるため、母岩の性質や熱水の性質によって様々な鉱物種や成分に変質する。鉱物の組み合わせによる分帯が試みられているが、ここでは図-11にひとつの例を示す。

変質をダム建設の立場からみると次の3つの形態が考えられる。ひとつは、変質帯が塊状に発達してダム基礎地盤としてみた場合、相当の面積を占める場合の問題、次は脈状に分布してそれ以外の岩盤は新鮮である場合、3番目は、岩盤中にスポット状、礫状、球状等の形状で変質物体が存在する場合である。このうち1番目が特に問題となる。その塊状に発達する変質を受けている地盤に対して色々調査、検討がなされているダムの例としては、七ヶ宿ダム、四万川ダム、朝里ダム、忠別ダム、北本内ダムがある。

図-12にBダムの例を示す。このダムの変質は後マグマ変質作用とグリーンタフ変質の両方を受けており、元来の地質は、新第三紀の西黒沢階の流紋岩質凝灰岩、及び西黒沢階の安山岩質火山碎屑岩、

プロピライト溶岩（一部、貫入岩）から構成されている。後マグマ変質は、河床部プロピライト岩脈沿いの脈状の変質粘土化帯（原石が、緑泥石、絹雲母、カオリン等の粘土鉱物を生じている）を形成している。グリーンタフ変質は、比較的細粒な凝灰岩が生成時における広域的な熱水変質作用による粘土化～軟質化帯を形成している。（多量の黄鉄鉱を伴う粘土化作用が著しい）このダムでの対応は河床部の脈状変質部の分布をトレンチにより確実を把握し、又、左岸のグリーンタフ変質については

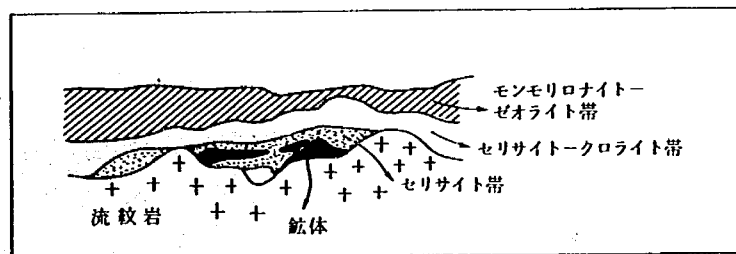


図-11 熱水変質（鉱化変質の部類）の分帯の例

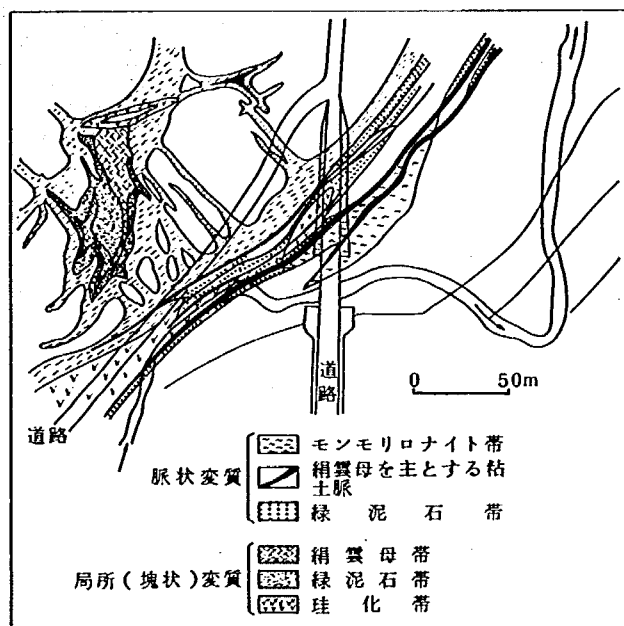
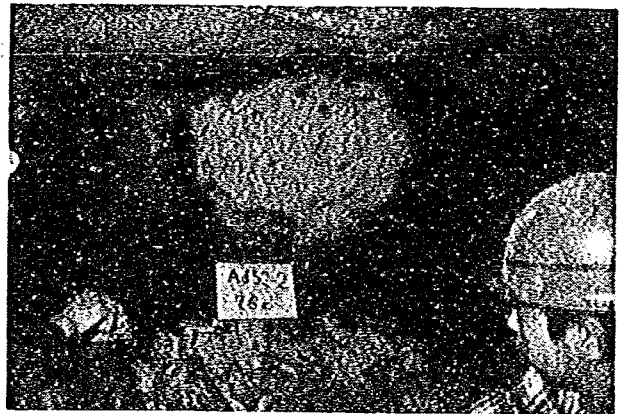


図-12 変質分帯のみられたダムサイトの例

分帯を行って、比較的低度の変質帯にダム軸がくるように検討された。

3番目のスポット状に変質がある場合の例は数多くあり、主にグリーンタフ相当層の中に多くみられる。これは海中又は、海底での火山作用に大きく関係しているものと考えられその例としてCダムの例を示す。

Cダムの地質は中新世の酸性火山砕屑岩類から成り、ダムサイトの右岸から河床にかけての石英安山岩質凝灰岩の中に特殊な礫が含まれており、その強度が弱いため、地盤としての強度評価においてはこの礫分について、せん断抵抗対象面積から除外する設計をしたものである。この礫はモンモリロナイトを多く含む非晶質の物質からなり大きさは径1mのものまでであるが通常は30~50cmのものが多い。水中に没すと10時間前後で泥ねい化してしまう。また、マッドボール（水中火砕流の中に水底の未固結泥質物質がとりこまれたもの）を含むことから、この軟泥中に流下した溶岩が急冷自破砕されガラス状になったものが、礫状にとりこまれたものでありその後の変質作用によって選択的にモンモリロナイト化したものと考えられる。



写-1 火砕岩中の粘土塊(Cダム)

例えば、Dダムの凝灰岩中には、やや小さいもので5mm~2cm位の不規則形状の緑色スポットがあり、ある部分ではそれが溶出して空隙化している部分もある。これらは、小さいスポットであり連続もしていないので、このような場合周辺の岩石の強度が大きいこともあって特に問題となるとは思われない。

(3) スレーキング

ある種の岩石は乾燥湿潤することにより、急激に劣化する性質を持つものがある。あるものは一回の乾燥湿潤で、元の形状を失って泥ねい化してしまうものもあり、数回~数10回で様々な形態を経て劣化していくものもある。

これらの性質を定量的に表示する手法は色々提案されており、例えば土木学会方式、国鉄方式などがある。それぞれの方法には得失があると思われるが要するに現場で現実に対応する場合を考えると、その岩石や岩盤がどのような初期条件からスタートするかが問題である。スレーキングの問題は、材料としてみた場合とダムの基礎地盤又は斜面を構成する岩盤としてみる場合とがある。いずれの場合でも、かなりの大きさの被りを持った状態であったものが人工的に掘削されることにより、除荷が行われ、そして急に大気に触れることになる。その時の地盤の状態はそれまでに受けてきた地質的变化

の過程により異なってくる。例えば、ゆっくりと地形削除が行われているようであれば岩石の劣化が既に相当進んだ状態であろうし、急速な除荷であれば、新たな劣化が急速に起こることになる。

いずれにしても試験をするにあたってはサンプルとして地表にとり出された時点が初期条件であるが、初期条件を定量的に同一にするためには、いずれの試験方法においても一定時間の湿潤状態を経ることになっている。

スレーキングを起す岩石は、第三紀から第四紀の堆積岩系の岩石で、砂岩、泥岩、凝灰質堆積岩類に多い。これらの岩種別のスレーキング特性値の試験が各種試みられている。スレーキングのひとつの性質として初期条件が重要な意味を持つ試験結果を図-13に示す。これは初期の含水状態によってスレーキングの程度が異なることを示し施工時にあっては乾燥した状態にしないことが肝要である。

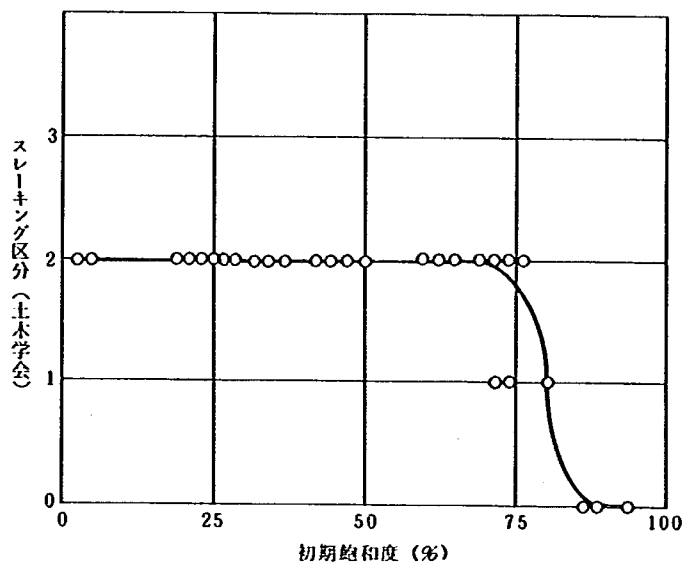


図-13 初期飽和度別スレーキング区分
(新第三紀泥岩)

スレーキングを起しやすい岩盤を対象としたダムの例としては、

正善寺川ダムがある。正善寺川ダムの地質は新第三系の砂岩、頁岩、礫岩である。施工法として、打設基礎面の小分割化、散水、ぬれむしろかけ等によって対処した。その他、変質作用を受けたものも同様の性状を示すものがある。

3.3 不連続面と弱層

(1) 概 要

固結した堆積岩又は、火成岩類のような硬度のある岩石からなる地盤の中には、少なからずさまざまな不連続面がある。それらは、成因的にみても又、その規模も大小さまざまである。

まず形態的に分けると相対的変位のないものと変位のあるものとに分けられる。相対的変位のないものとしては、割れ目(Cleft)があり、この中には節理(joint, 規則的なもの)ときれつ(crack, 不規則なもの)がある。又、相対的変位のあるものとしては断層(fault)がある。一般に断層は規模の大小は問わないで定義されているが、工学的に扱う場合地殻応力によって生じたものである程度以上の規模を持ったものと考えられている。

又、シームと呼ばれるものは、割れ目に沿う粘土薄層をいい、例えば、熱水変質粘土、地表風化粘

土のしみ込み、凝灰岩中の海底地すべり面に沿う粘土化帯などがある。

この他、岩盤中にあって、ある広がりを持つ弱層面があり、ダム基礎として安定上、遮水性から問題になるものがある。不連続面には基本的には、節理、きれつ、断層があるがこれらに変質をうけたり、風化を受けたりすると、その程度によって性質を大きく異にしている。

ダムの基礎としてこれらを工学的に扱う場合には、不連続面の大きさ、頻度、その性質によって比較的大規模な場合はひとつの面として扱い、それが地盤をブロック状に分割し、その境界面の性状を含めて、ブロックの挙動を調べることになり、又、小規模ながら頻度が大きい場合は、岩盤のひとつの性質として、その強度、異方性を考慮する場合のふたつがある。その分け方は、ダムの型式や規模によっても異なってくるであろうし、一律的には明確にはできない。地質調査者と設計者との判断が重要となる。

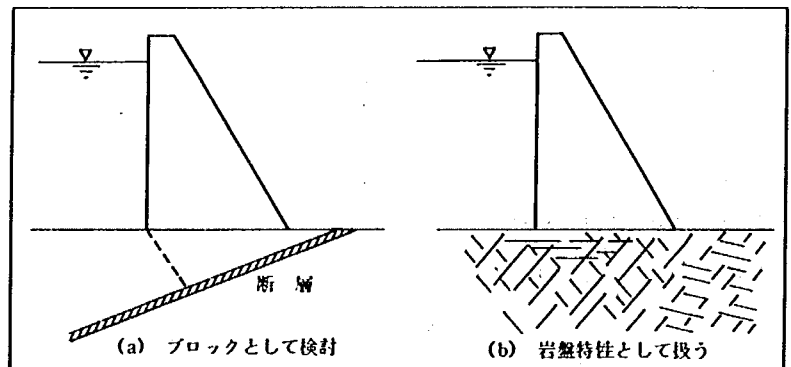


図-14 不連続面の規模のちがいによる取扱い

(2) 節理ときれつ

節理の問題は、火山岩に見られる柱状節理、板状節理が問題となるが、特に第四紀の溶結凝灰岩の柱状節理は地表近くにあっては風化とゆるみも重なって極度の透水帯を形成する。特に北九州に多いこの種の地質に対して精力的にダム建設が検討されているが、広範囲な第四紀溶結凝灰岩の分布する地域ではダムの建設は難しい。

きれつの問題は、地表近い所の特に斜面部にあっては通常みられるものであるが、最近では相当の深部、例えば、河床下100 m又は、それ以深でのきれつの多い部分の存在、それに関連して高透水ゾーンの問題がある。その原因等については、良く解明されていない。これは、現在の地形上の営力からでは説明がつかないので、地殻内部としての営力を考えなければならない。例えば、プレートが関与する地殻構造力が働く地帯で、断層や褶曲とは異なった現象としてきれつが集中的に発達するか、又は、火山活動（マグマ活動）による営力が考えられる。ダムの場合は深さ方向では100～200 mまで位が調査の限度であるが、地熱発電に関する調査では更に深い所のきれつの問題が研究されている。ダムサイトを選定するとき、その深部のきれつの発達状態を的確に把握したり推測することは非常に難しい問題である。

図-15に最近のダムの調査段階での地下深所（河床下）のきれつの性質をボーリングコアから調査した例を示す。これによると深くなるに従いきれつが少なくなることは見られず逆に部分的には多くなっている。最近このような傾向のダムサイトは中生代末の流紋岩類の中や第三紀の硬質の凝灰岩類

の中にみられる。

(3) 断層と破碎岩

断層について大事な点は私達がみる断層は、風化や変質、その他各種の原因によるゆるみなどによって、場所によって異なっており強度的評価においても変化するものである。ひとつのダムにあって、連続した同じ断層であっても、地表に近い部分と深い部分とではその性状を異にすることが多いので注意を要する。断層は遮水性では高透水帯として、又は遮水帯としての性質を持つことがある。このことは断層狭雑物（断層ガウジ）の性質の違いによるものである。

次に断層、又は、断層破碎帯に似たものとして、広域破碎岩（レンズ褶曲）や、広域破碎状岩（流れ褶曲～せん断褶曲）があることは前に述べた。このうち広域破碎岩としての泥質岩は特に断層破碎帯にみられる可能性が強い。このほか断層でないものとして海底地すべり面があり、斜面のクリープゾーンの下面せん断面も構造的な低角度断層と間違いやすい。

次に実際のダムにおける断層の対応として、温井ダムの例を簡単に紹介する。¹⁰⁾このダムは高さ155mのアーチダムで計画されているも

ので、地質は広島型花崗岩、断層とシーティングジョイントのみられる基礎岩盤である。断層に対する調査としては詳細な記載を行い、代表的な性状と規模の断層2ヶ所において現地せん断試験を実施した。その試験ブロックを図-16に示し、その結果について図-17に示す。断層の強度を現地試験で求めた例は少ない。

アーチダムのショルダー部において、その断層の規模とその位置においては、ひとつの弱面（すべり面）として働くことが検討され、小規模な断層が多数ある場合はそれらを岩盤の強度評価として扱うこととなる。強度評価は一般の岩盤部分のせん断強度としては、現地試験結果から堅岩部 $\tau = 250 \text{ t/m}^2 + \tan 50^\circ (1.2)$ 、低角度節理部 $\tau = 150 \text{ t/m}^2 + \tan 45^\circ (1.0)$ を基準として定めることとした。

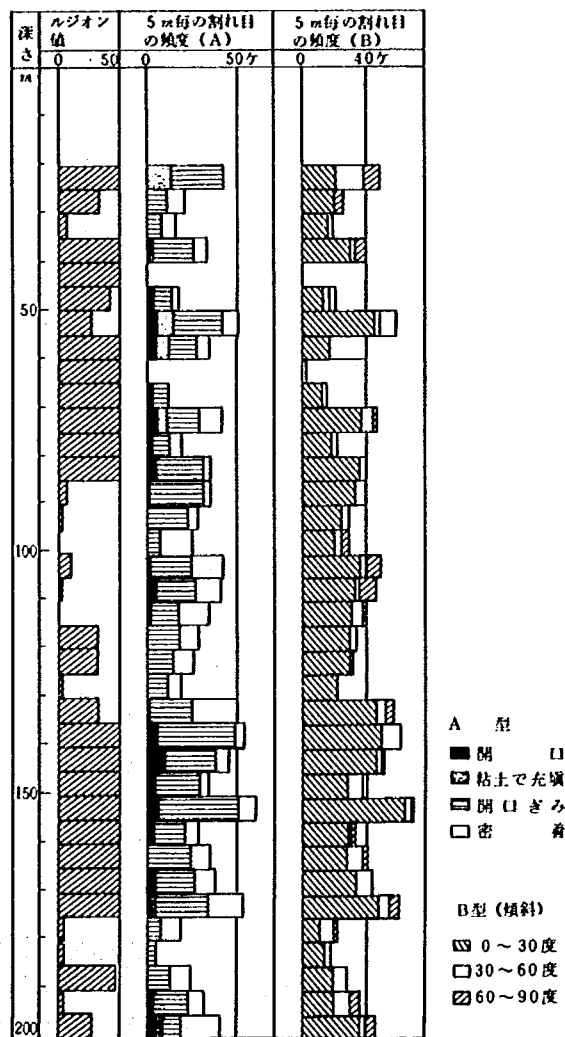


図-15 河床地点からのボーリングコアによる
き裂の状況
岩質は第三紀火山礫凝灰岩の堅硬岩

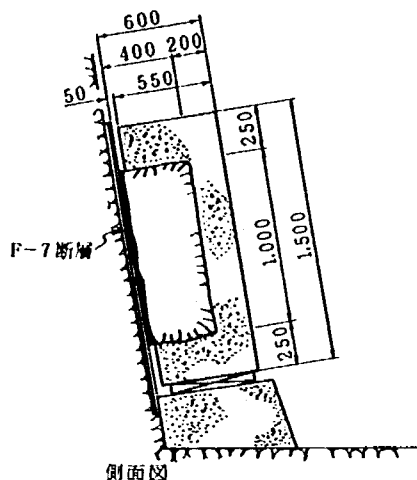


図-16 断層の現位置せん断試験¹⁰⁾

次に前に述べた断層によく似たものとて広域破砕岩があるが、この例として長島ダムで行われた詳細な地質調査に基いたダムサイトの地質を示すと図-18のようになる。又、このサイトで問題となっていたいわゆるシアゾーン(図-19)の解釈については次のように考えられた。長島ダム周辺の四万十層の中にあつては、シアゾーンは流れ褶曲とせん断褶曲帯との中間の領域に発達している。そして砂岩層やチャートまたは粘板岩の細互層部に発達しており、このこ

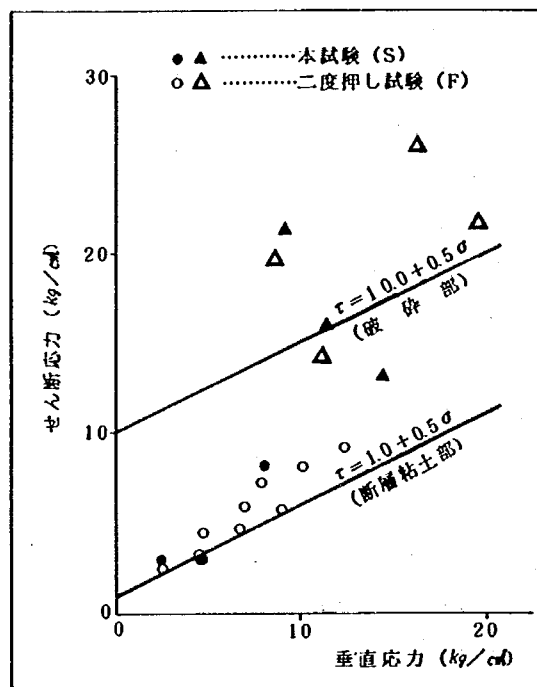


図-17 断層の現位置せん断試験置の例¹⁰⁾

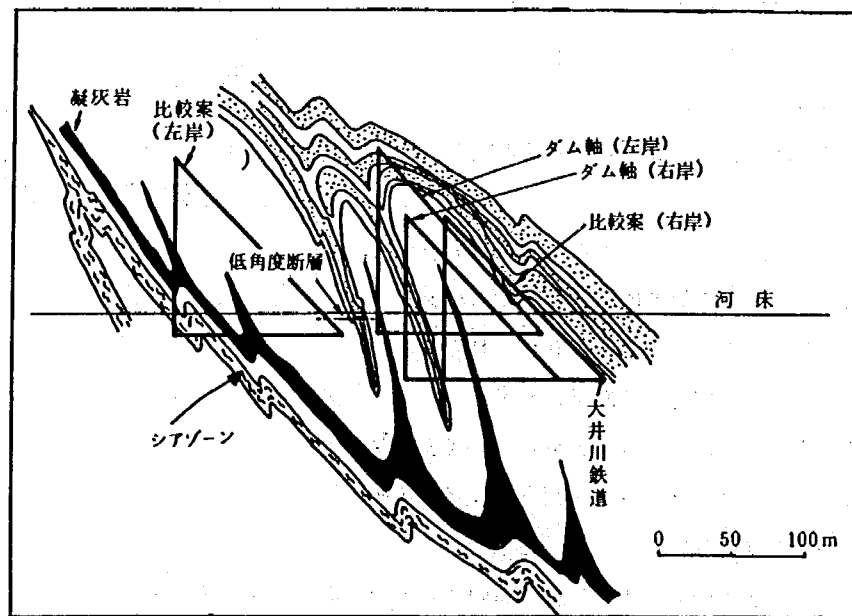


図-18 長島ダムサイト地質模式図とダムの位置¹¹⁾

とは褶曲のときの砂岩やチャートと泥質岩の物性的(強度や延展性)な違いが要因となっていると考えられた。即ち、一般に泥質岩は砂岩やチャートに比べて流動変形に対してその速度が早いとされて

いるが、細互層部では双方の岩石の境界においてせん断が働きそのため地層間に生じた細かいすべり面であると考えられる。しかし、これらは大きな封圧の下で形成されたものであり、初生的には開口した割れ目ではないが、その後の断層運動や風化、変質などを受けや



図-19 長島ダムサイトのシアゾーンスケッチ¹¹⁾

すい素因を持っていることはダム基礎地盤としては要注意点である。

(4) 風化薄層と未固結層

基礎地盤中の弱層として注意しなければならないものには、まず周囲の比較的新鮮堅硬な岩盤に比較して、水平的に、又は、高角度で風化層や未固結層が存在することである。風化薄層としたものは堆積岩類のもので概して水平～低角度である。主なものに新生界の砂岩・泥岩互層の中に、特に軟弱化した泥岩層があることがある。これらは、動的な影響（層面すべりなど）の場合もあるが、堆積時の鉱物の含有状態によって風化しやすい層であったと考えられる場合が多い。

又、火山岩地域においては、比較的硬質な火山岩や凝灰角礫岩の間に軽石を多く含んだ凝灰岩がはさまれていることがありその地層は風化しやすく弱層となって作用するとことになる。第四紀の火山岩地域では溶結凝灰岩の中の非溶結の部分が弱層になっている。図-20に霧積ダムの例を示すが対策としてはダウエリング工法を採用した。

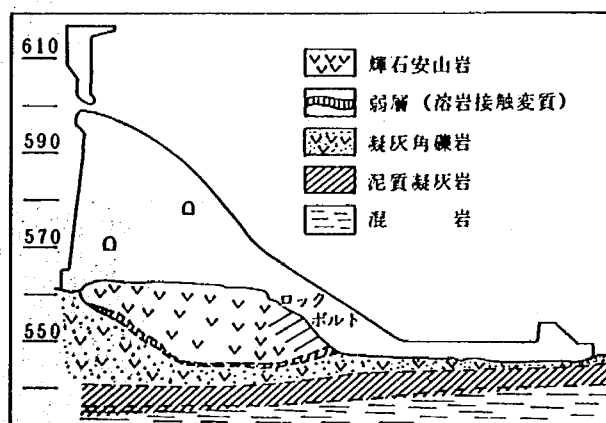


図-20 霧積ダムの弱層（ダウエリング処理）

(5) 風化脈

風化脈としているものは、元来は岩脈であったものが選択的に風化が進んだものである。主なものは花崗岩質岩脈、ひん岩脈が典型的である。花崗岩質岩脈の例を図-21と写-2に示す。このほか、天ヶ瀬ダムでは古生層の中に貫入したひん岩々脈が深層風化していたようにひん岩々脈の弱層化の例

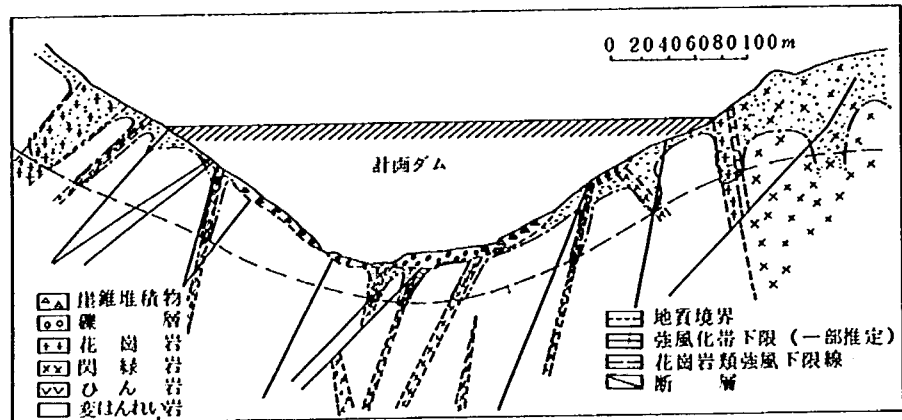


図-21 花崗岩質岩脈の風化の例 (Eダム)

は多い。

(6) シーティングジョイント

いわゆるシーティングジョイントは、主として地殻応力が地表近い部分に作用している状態で、地形発達史の過程として地表の状態が変化していくとき（主として除荷作用）、地表面に平行な節理面が形成されることであり、比較的広い範囲に及ぶものである。この現象は一般的露頭にもよく見られ、その代表的なものを写-3と4に示す。

シーティングジョイントとダムとの関係は2つあると考えられる。ひとつは、過去のある時期にシーティングジョイントが発達して、現在は地中内応力が解放されているが、河床部又は、斜面部において、それが顕著に発達しているため基礎地盤としての安定性と遮水性の問題点となる場合でこれが一般的である。次に、ダムの掘削そのものが直接の原因となってシーティングジョイントがはね上るように分離してしまう現象である。



写-2 花崗岩脈の風化 (Eダム)



写-3 自然露頭のシーティングジョイント (広島県内)

後者の例として魚切ダムの例を紹介する。¹⁸⁾このダムは広島型花崗岩上に建設された高さ79.8mの重力式コンクリートダムであり、56年に完成したダムである。

ダムサイトの基礎掘削面が写-5に示すようにはげしい音とともにはね上るように分離が起り、直ちに詳細な調査が行われた。詳しい地質構造と合わせて地山応力状態の測定が行われ、測定手法は、OC（オーバーコアリング方法）、AE（アコースティックエミッション法）であった。その結果、深度約10m附近での主応力は、OC法で 97 kg/cm^2 、AE法で 139 kg/cm^2 で、最大主応力方向が $N35^\circ W$ を示していた。深度30m附近では、OC法で 104 kg/cm^2 、AE法で 208 kg/cm^2 であり、最大主応力方向は $N45^\circ E$ で上部層のそれとは大巾に異なっている。

これらのシーティングジョイントの成因としては、2つの時期が考え

られ、ひとつは更新世初期にはるか上層に礫層が水平に堆積した後、約10万年前の比較的安定した時代の間の浸食作用の除荷によるシーティングがある。その後の浸食、下刻作用によるシーティングと2回あったと考えられた。急激な下刻作用のため谷形状からくる応力集中とにより、河谷部に鉛直応力の2倍もある水平応力が存在していたものと考えられた。

3.4 遮水範囲

遮水処理に関する最近の傾向として考えられることは、遮水範囲が広がったことである。これはダム高が高くなったこともあるが、地質状態としてそのようなサイトに遭遇する例が多くなってきたためと考えられる。広い範囲と云っても横方向への広がりや深さ方向への広がりがある。横方向への広がりの要因としてはダムの斜面部とは異なる地質状態、特に、より新期の堆積物が発達すること、



写-4 花崗岩石切場にみられるシーティングジョイント（茨城県内）



写-5 ダム基礎岩盤の盤はね（魚切ダム）

風化層が広く深く発達していること、節理が発達した地層、例えば溶結凝灰岩が発達していること等がある。

より新期の堆積物が接統する例としては浅瀬石川ダム(図-22)、寺山ダム(図-23)、大門ダム、大町ダムがある。

横方向への遮水範囲の決定には、貯水池サーチャージ水位と地下水位とが交わる点まで、地山の透水性が目標ルジオン値に達する所までなどを目標にして、それぞれの地質条件を考慮して決められている。最近では地下水の賦存が悪く、ルジオン値も目標に達しない地山がエンドレスに続いているような場合がある。このような場合はダルシーの法則が成り立つとして浸透量の計算をして、全体漏水量、パイピングを起さない流速などをチェックして定めている。又、概略的チェックとしてクリープ比(浸透路長/水位差)を計算しているが、その数値としては4以上をとっている例が多い。

次に深さ方向についてであるが、遮水帯の形成の深度方向の範囲は、最近ではほぼダム高相当深さまでは確認する必要があるとされている。また、あるダムでは相当深いところ、例えば、河床下70~100 m、それ以上の

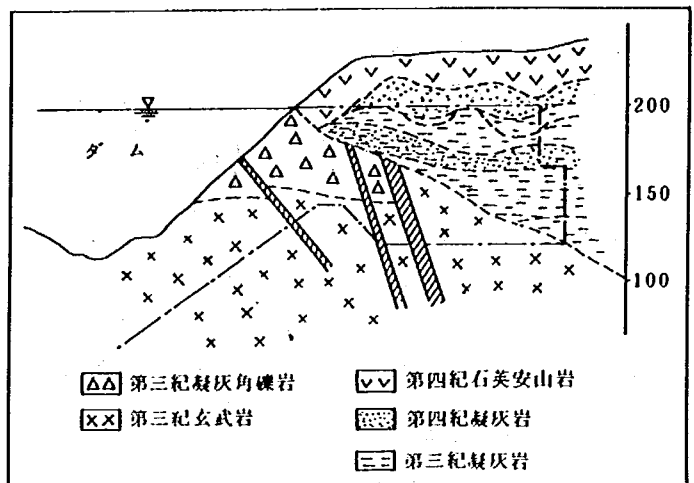
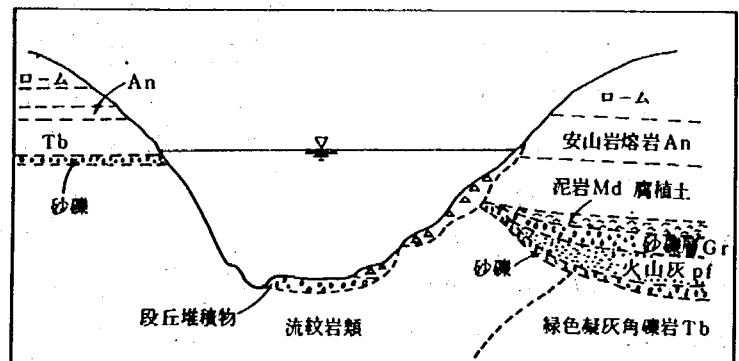
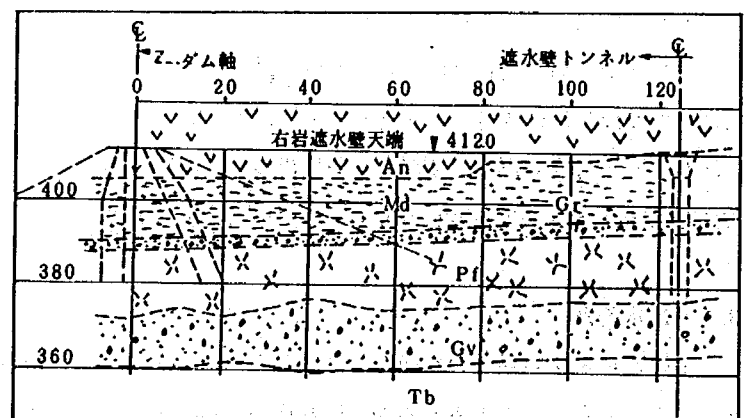


図-22 浅瀬石川ダム右岸遮水範囲



(a) ダム軸地質図



(b) 右岸上流遮水帯

図-23 寺山ダム遮水範囲

深さで高透水ゾーンに遭遇することがあるということは前にも述べた。断層や断層破碎帯のような構造的欠陥のはっきりしている場合もあるが、ボーリングコアでは明確に構造的欠陥を把握できない場合がある。河床下 100 m 附近で、岩質は堅硬であるがわずかな不連続面がみられ

表-2 深い遮水範囲のダムの例

ダム名	基礎岩盤	型式	ダム高	深度	比率
野村	古期堆積岩	重力	60	65	1.08
川治	火山岩類	アーチ	140	140	1.00
大川	〃	重力	78	80	1.02
釜房	〃	重力	45	43	0.95

る場合、又は若干色調のついた開口性の割れ目があり、ここから全漏水するような場合がある。表-2 に比較的深い遮水範囲のダムの例を示す。

3.5 岩盤分類

ダムにおける岩盤分類は、田中による方法、岡本安江による方法が多く用いられている。最近、ダムに限らず応用地質全般における岩盤分類について、多くの検討がなされている。ダムにおける岩盤分類の目的は何かと云うと、それはひとつのダムを完成するための手法であり基礎岩盤としての性質（支持力と遮水性）がそのダムの型式、規模からみて適正な結果となっているかどうか、いわばダムが設計通り安全に完成しているかどうかを確認されることにある。ここまでにたどりつく過程において、ダム建設の最初の調査段階から、この最終的段階までをいかに効率的につないでいくかに有効な手段と考えられる。ひとつのダムの完成には、多くの人達が関与しなければならない。そのため調査から設計、施工、完成に至る間の全ての段階において経済的に、安全にダムを建設するため、より早い段階で、最終的成果、即ちどの位の深さで掘削し、どの位の支持力が得られ、グラウチング等によりどの位の遮水性が得られるが、想定がつけば、これが一番効率的な調査法である。

ダムの調査の段階で得られる情報は、自然露頭、ボーリングコア、横坑、堅坑トレンチ等によるもので部分的ではあるが実際に地質を見られるもの、物理探査などのように物理定数などによる間接的推定法がある。ダムの基礎として最終的に必要なのは前にも述べたように支持力と遮水性であるが、これを地質要素としてみた場合は岩石の固有の性質と 2 次的劣化状態それに不連続面の性質であると云える。これらを定量的にダム基礎面からある深さまでを客観的に表現できることが望ましいことである。最終的には掘削完了したダム基礎面自体は、直接観察することが出来るが、地下のある深さについては直接見ることは出来ない。そこで分類表をつくりそれぞれの岩盤状態をあてはめることは、地盤情報の少ない場合に確度の高い推定を行うためばかりでなく、最後まで目に見えない深い所の状態を認識するためにも必要なものである。

これはひとつのダムが完成する間、関与する人達の間で完結すればそれで良いことになるが、なお他のダムとの関連で統一的にこれが使用できれば、なお効率的になることは間違いの無いことなので、広い範囲の岩種に適用できる標準分類が要求される。その試みとしてはこれまでの硬岩系の分類、例

えば田中式、岡本安江式に対して、軟岩系のものにも適用可能な分類が望まれる。

4. ダムと斜面安定

4.1 斜面安定

斜面とは自然状態の斜面を云うが、人工的な法面と合わせて広義に斜面という場合もある。斜面の崩壊の形態についての分類は各種あるが、外面からの形態に限って分けた場合の重要な要素は形態と規模と運動の速さであり、図-24に示すような分類がわかりやすく適当と考えられる。しかしこの図の中にはそれぞれの名前で呼ばれる崩壊の形態についての歴史的時間の要素が入っていない。又、このことは各崩壊形態の相互関係にも連がることである。即ち、これらの崩壊が起るにあたっては、起

	規模 (m ²)										
	10 ⁹	10 ⁸	10 ⁷	10 ⁶	10 ⁵	10 ⁴	10 ³	10 ²	10 ¹	10 ⁰	10 ⁻¹
落下 ↓									落石		
滑動 ↓						トップリング					
					基盤内崩壊				表層崩壊		
流動 ↓			サッキング	地すべり (泥流)							
					土石流					ガリ	

図-24 マスムーブメントの分類⁵⁾

り得る素地があって条件が整ったとき起るのであるが、その前駆的現象の段階から、初期の段階、最も活発な段階、終了の段階又は、質的に別の形態に転換していく場合もある。第四紀の歴史を経て現在の斜面の形に到達しているわけであるが、私達が現地で直面する斜面の位置付けがどの形態のどの段階に相当しているかの両方を把握しなければならない。

近年、ダムサイトの地質がかならずしも良好でないこととダム規模が大きくなっていくことによって、ダムの基礎地盤に対する配慮は充分なされてきているものの、大規模基礎掘削によってはダム直上の斜面に大きく変化を与えることになり、施工中又はダム完成後においても管理の面からみても大変な苦勞をすることになる場合もあり得る。ダム基礎地盤の設計と合わせて斜面の設計も重要なテーマとなってきている。

地すべりを例にとってみるとまず地質的素因がある。第三紀層は堆積時の泥質層の性質を持ってお

り、破碎帯は広域破碎岩がそれなりの弱層の性質を持っており、変質帯も主として熱水変質作用を受けている。そして、最初は地殻の営力よりも浸蝕サイクルの一環として地山は風化しゆるみを持ってくる。このような時点は地すべり面はまだ持たずクリープとかトップリングとか呼ばれる形態と同じである。初期のものは地形は凸型がみられる場合があり、地すべり型地形とはみなせないものがある。やがて典型的な地すべり型となり地形は凹型となる。この時点では地形からの識別が出来易いが、更に進んだ段階のものでは既に活動が終了し、地すべり粘土も固結したり、上部の地すべり土塊の侵食解析も進み、ほとんど今後の活動は起り得ない状態の場合もある。又、別のプロセスをとる場合は地すべり土塊が多量の雨水や地下水を含み、急激に泥流化して流下する場合もあり得る。これは、それまでの地すべりの形態の延長上の話ではない。第四紀の古い方の時代に起った地すべりは、その後の地殻変動や海水面（基準水面）の変動によって、活動が左右されている。段丘との位置関係、遷急線や遷緩線の高さでその活動の時代を想定することが可能である。この時には地すべり土塊の下端がどの位置にあるかが問題であり、現在の河床よりはるか上部の場合がある。ダムの貯水池面と地すべり面下端との関係でこの調査は大事である。

例を地すべりにとったが岩盤の崩壊型のもは地形、地質上からの推定が難しい。しかし、周辺地域の過去の実態と地質構造等を参考にし、ダムに多大な影響を及ぼすと予想される位置や規模のものについては詳細な調査が実施されなければならない。

4.2 ダムサイトと貯水池の斜面

ダムサイトの選定にあつては山腹の安定した場所を選ぶことが肝要である。斜面のゆるみは、ボーリングコアでは、なかなか判別しにくい、ゆるんでいる部分とそうでない部分のRQDが明確に区別できたり、風化の程度、透水性が急激に変化する境界がみつかることがある。横坑では流入粘土のはいったきれつ面や、オープンクラックがみられるのでゆるみの範囲がわかる。しかし、明確な境界が決められない場合が多く、掘削除去すべきゆるみゾーンとしては、節理やきれつのほとんどが開口したり、僅かながらずれを伴っている場合等はその範囲とする。

岩盤の場合、トップリング性クリープもあり、大規模なものでは、ダムサイトの例ではないが、図-25、写-6に示すようなものがある。

貯水池の斜面の安定については、その基本的考え方として初期湛水の場合、湛水維持中の場合、水位急低下の場合の検討が行われる。このうち貯水池の

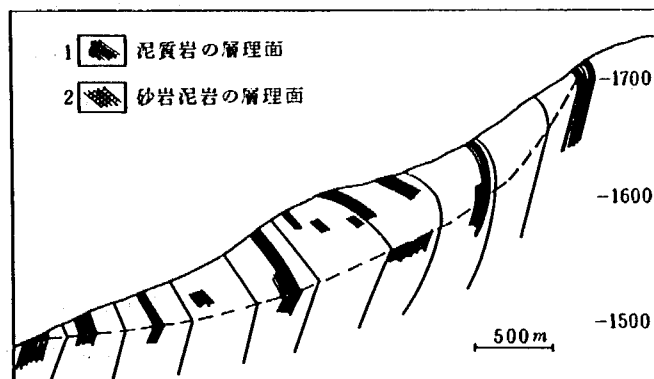
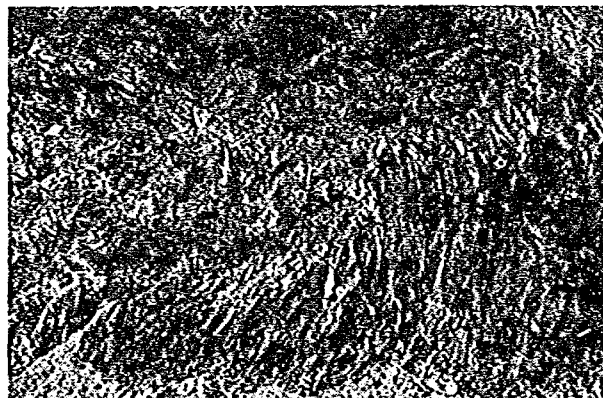


図-25 大規模な岩盤クリープ¹⁵⁾

水面の急低下による地山側の残留間隙水圧の影響については、その機構は理解できるが、貯水池面に追従する地下水面の形状とか地すべりの可能性のある土塊が水中に没することの影響として、水中土塊の挙動や、地すべり粘土の強度低下などについては更に調査検討を要する問題と考えられる。



写-6 トップリング性クリープの露頭

4.3 対策工

対策工の問題としては、対策工が必要かどうかの判定が難しい。既に何らかの活動の兆候のあるものはそれなりの処置が必要なのは明白であるが、活動性のみられない場合はどの程度のもから対策するかが問題である。例えば地形上それらしきものであっても明らかに現在活動していなくて、貯水とは関係がないと判断されるもので、これは端部が貯水面より上にくるような場合である。又、規模が小さく、万が一活動しても、特に被害が発生しないもの等は、とりあえず手当は必要ないと判断することが可能である。ある程度規模が大きく貯水の影響があるもので活動性の明確でないものは、例えば、安全率の低下量で判断することが考えられ、この場合掘削又は、貯水により5%以上の安全率の低下がある場合には対策工を施工する考え方がある。

又、ダムに近接するところは安全率としては原則として1.2を確保すべきであるが、貯水池で重要な構造物に影響ない所は安全率はそれより下げても良いと考えられる。

斜面の安定工として、安定化土工、杭工など多くの工法が採用されているが、コンクリート枠工やアンカー工法が最近も多く採用されている。

アンカー工法は3つの機能があるとされている。¹⁷⁾

ひとつは、すべり面に対して垂直応力を付加して安全率を高めること、次は地すべり滑動を減殺すること、三番目はすべり面を縫い合わせ補強することである。そして、アンカー工法には大きくわけて2つの工法があり、ひとつは締めつけ用アンカー工法であり、もうひとつは引き止め用アンカー工法で前者は岩盤に対して、後者は土砂地盤に用いられるケースである。しかし、前者を割れ目の多いかなりゆるんだ岩塊状となった岩盤に用いられているケースが見受けられるが、このような場合半永久的構造物として次のような点を今後調査する必要があるように思える。まず、すべり面に対して、アンカー-支圧板を通して設計通りの力が伝達されているのかどうか、全体的に効果が一諸になって發揮されているのであろう。緊張材のリラクセーションや腐食、定着部の信頼性、アンカー-頭部の支圧部の沈下など今後調査確認していく必要がある。そこで締めつけ用と引き止め用の中間的地質に対しては大規模にはなるが、剛性を持った太いコンクリート枠工と締めつけアンカーの合併工法が考えられる。

5. ダムサイト選定に関する諸要素

5.1 地形要素

前述したように、第四紀（200 万年前以降）の地殻の営力は現在でも生きており、地震、火山活動の源とされている。反面第四紀の気候変動、地殻変動、海水面変動の影響は現在の地形に残されており、地形上の解析から、やや内部に入った地質部分の要素が判読できる場合がある。

ダム建設の初期の段階では、この地形からの判読手法を極力活用すべきと考える。具体的には航空写真の判読になるが専門的経験が必要である。主に断層系の問題、岩石自体の硬軟、山腹のゆるみや地すべりの有無などの判読に役に立つ場合が多い。

5.2 第四紀断層

日本列島を形成してきた地殻の運動は、地質年代的にみて、継続していると考えられ、そのストレスは地震活動などによって解放されている。近來地震と断層活動との関連がとみに云われてきており、地震動の強さに加えて断層運動そのものと重要構造物との関係に注意が払われるようになった。しかし現実には地質年代的把え方の中での断層とダム等の構造物の寿命との兼合いにおいてこれを論ずることは非常に困難なことであり、ある程度工学的割り切りをしない限り、現在ではその取り組みが可能にならないと考えられる。建設省においては昭和59年5月に第四紀断層に対応する基本的方針を指針（案）としてとりまとめた。その内容の骨子は次のようである。

- ・ 1次調査として、文献調査、空中写真および地形図による調査ならびに地質踏査を実施して、第四紀断層のダム敷近傍における存否、あるいは存在の可能性をまず知ること。
- ・ 1次調査の結果、第四紀断層またはその疑いのあるものが、ダム敷近傍に存在するとき、あるいはダム敷近傍に存在する可能性があるときは2次調査を実施する。
- ・ 2次調査は、地形調査、地質調査、物理探査、ボーリング、トレンチング、調査坑等による調査および活動年代測定などを利用し、問題とされた第四紀断層またはその疑いのあるものの位置、規模および活動性を明らかにする。
- ・ 2次調査の結果、要注意な第四紀断層がダム敷に存在することが判明したときには、調査結果を総合判断して、ダムの位置の変更を含む適切な措置を講ずるものとする。

ここで要注意な第四紀断層とは、下記のうち、いずれか1項目に該当するものをいっている。

- ① 最終活動時期が10,000 年前以降の断層。
- ② 最終活動時期が10,000 年前～30,000 年前で、かつ長さの長いもの。
- ③ 第四紀後期に繰り返し活動した規模の大きい第四紀断層。

以上のような基本的考え方であるが、この実施運用にあたっては詳細な調査手順や手法などそのケースに応じて、種々の検討と判断を加えながら調査を進め、最終的に総合的判断をする必要がある。

なおこの指針(案)の適用については利水単独ダムについては当面考えていない。

5.3 岩石材料の性質

ダム建設上、材料の問題は重要である。ダムサイトの地質状態と材料の有無、その適否によってダムタイプが決定される要素が大きい。ダムの材料としては、フィルタイプダム用の岩石材料として主に透水性ゾーンの構成材およびコンクリートダムのコンクリート用骨材として岩石が使われる。これらの岩石材料は、それぞれの構造物からくる基準でその持つべき性質が定められているが、最近特に岩石中に含まれる特殊な鉱物、粘土鉱物の影響によって岩石自体が早期に劣化したり、コンクリート骨材として問題となる岩石が調査項目の対象となってきた。

岩石の劣化の問題は、先にスレーキングの項でも述べたので省略する。

スレーキング性状を極端に示すような岩石は、コンクリート骨材として使用不可なことは比較的簡単に判別できる。しかし一見硬岩にみえ、安定性試験や凍結融解試験では直ちにその結果が出ないで、コンクリート混合後、かなりの期間、例えば数ヶ年後にその影響が出るものもある。現在、通常言われている特定の鉱物は、不安定シリカ、濁沸石、モンモリロナイト、硫化鉄鉱である。その他にもあるかもしれないがまだよくわかっていない。

不安定シリカは、ガラス状態のものやクリストバライト、トリディマイトと呼ばれる高温高压から急激に晶出した石英質の鉱物で、セメント中のアルカリと反応して水ガラス(珪酸ソーダ)を生成し、その結果コンクリートにひび割れを生じさせるものである。アルカリシリカ骨材反応と呼んでいるが、この試験法は骨材の不安定シリカの反応性をみる化学法と、モルタルにて混合物としての反応の影響(伸び)をみるものがあるが、岩石学的・鉱物学的にそれらの岩種や分布を把握しておく必要がある。現在これらの不安定シリカはある種の火山岩類に多く含まれていることがわかっているが、その他の岩石についても調査が必要である。日本のダムではアルカリ反応の例はない。

モンモリロナイトや濁沸石は、コンクリート内の水を吸収してコンクリートを劣化させるが、その量が多いとコンクリートの初期の固結作用にも影響を与える。原石山の調査では、これらの鉱物の含有状況について特に注意しておく必要がある。

なお、硫化鉄鉱は空気中で酸化して地下水や地表水に触れて強酸性の水を生成する場合があります、コンクリートに悪い影響を与えるおそれがある。酸性度としては、pH3以下は問題があるとしている。近くに鉱山があったり熱水変質帯があるときは注意を要する。

6. あとがき

以上、最近におけるダム建設と地質要素について紹介したが、内容は概念的なものに止まってしまう。問題点については、今後よく詰めていきたいと考えている。筆者自身の反省であるが、地

質という理学的な面と、ダム建設の設計といった工学的な面との境界についてよく応用地質学とか土木地質学の分野として扱われているが、その実態はよくわからない。やはり境界領域としては広い意味で地盤工学があり、応用地質や土木地質は地質的解釈を加えながら地盤工学のある部分を遂行していると云うことになるのであろうか。

いずれにしろ、地質学の分野によっては近年急速に進展してきている。これらに遅れをとらないようにし、現場の応用面で大いに役立つようにしなければならない。

参考文献

- 1) 芥川真知「ダムの地質について」ダム技術 1-1, 1983年
- 2) 木村敏雄「ダムの地質調査について」ダム技術 1-2, 1983年
- 3) 徳山 明「褶曲帯の構造」ダム技術 2-1, 1984年
- 4) 桑原啓三「ダムの地質調査事例について」ダム技術 2-4, 1984年
- 5) 木村敏雄「断層特に断層破碎帯の見方, 考え方」
 応用地質特別号「建設工事における断層」1979年
- 6) 羽田 忍「いわゆる活断層の工学的問題点と取り扱い」 同上
- 7) 緒方正虔「岩盤分類の要因としての岩盤の不連続面」
 応用地質特別号「岩盤分類」1984年
- 8) 松本徳久, 尾芳直人, 池田 隆「ダム基礎軟岩の調査と設計」
 土木研究所資料 1947号, 1983年
- 9) 斎藤孝三, 白江健造, 片平 博「ダム基礎岩盤における断層の安定解析とその処理」
 土木研究所資料 1754号, 1982年
- 10) 藤沢侃彦, 門松 武ほか「温井アーチダム構造設計」
 土木研究所資料 2056号, 1984年
- 11) 平野 勇「長島ダムの地質構造について」
 土木研究所資料 1635号, 1981年
- 12) 松田時彦, 中村一明「水底に堆積した火山性堆積物の特徴と分類」
 鉱山地質 20-99, 1970年
- 13) 北 卓治「スライドでみるグリーンタフ」
 国土開発技術研究センター 1984年
- 14) 岡本隆一「火山岩地域におけるダムの地質的問題点」
 土木研究所講演会 昭和54年度
- 15) 久田健一郎, 新藤静夫「岩盤クリープと崩壊・二重山稜の成因に関する考察」筑波大学

- 16) 江川良武「開口節理の成因とシーティング節理の地理的出現頻度について」地学雑誌 91-3
1982 年
- 17) 中村浩之「地すべり防止対策アンカー工の設計」
土木技術資料 26-9, 1984 年
- 18) 広島県「魚切ダム工事誌」昭和 57 年
- 19) 中国地方建設局「中国地方土木地質図同解説」
国土開発技術研究センター
- 20) 志水茂明「ダム施工の実際」全建シリーズ
- 21) 中村康夫「フィルダム岩石材料の耐久性」土と基礎 32-7, 1984 年
- 22) 桑原啓三, 平野 勇, 神保 悟「風化予測のための室内試験」
土質工学会シンポ論文集 昭和 60 年 1 月

道路トンネル技術の現況について

道路部トンネル研究室 水谷敏則

道路トンネル技術の現況について

1. まえがき

わが国は、国土の約75%が山地で占められており、一方、残りのわずか25%程度の平地部に人口の大部分である約75%が住みついている。したがって、国土全体としての均衡のとれた産業や文化の発展のためには、人や物資、情報等の流れの障壁である山地等の地形条件の克服が不可欠であり、また人口集中の激しい都市部においては、狭隘な土地を有効に利用することを考えていかなければならない。

トンネルの技術は、このようなわが国の国土条件等と深い係わりをもちつつ発展してきた。山岳、丘陵地や河海等の地形的障害を克服するために建設される道路、鉄道、水路用のトンネル、都市内において限られた土地の有効利用や生活環境の保全を目的として建設される地下街、地下鉄、上下水道、通信、電力等のためのトンネル、さらには水資源開発、石油備蓄等のためのトンネルなど、様々な形で我々の生活とトンネルは深い繋がりがある。

これらのトンネルは、その利用目的に応じて断面規模が1mに満たないものから数10mに達するものまである。また、トンネルが建設される地山の条件についても、堅硬な岩盤から軟弱な土砂まで極端な違いがある。このため、トンネルの施工方法としては、個々のトンネルの地山条件、断面規模、立地条件等に応じて、山岳工法、シールド工法、開削工法、沈埋工法等の中から適宜選択し、また、必要により各種の補助工法を併用するなど、多種多様である。

一方、トンネルの使用目的に応じて、種々の付帯設備が設備され、それぞれが重要な役割を担っている。例えば、道路トンネルでは、通行者の安全と快適性のために換気、照明、防災等の設備が設けられ、場合によっては、これらの設備計画の妥当性の如何が、トンネル全体計画の可否に重大な影響を及ぼすこともある。

このようにトンネル技術は、その内容が極めて広汎、多岐にわたるものであるが、本稿では、これらのうち道路トンネルを中心に採り上げることとする。さらに、山岳工法による道路トンネル建設技術および道路トンネル換気設備に関する技術の現況に話題をしぼり、その中で土木研究所で実施してきた研究成果の概要についても紹介する。

2. 道路トンネルの現状

わが国の道路網の整備は、1950年代以降の「道路整備費の財源等に関する臨時措置法」を初めとする一連の法律の整備のもとで加速度的に進展してきた。図-2.1および図-2.2に示すように、道路の改良、新設に伴って、わが国特有の地形条件などからトンネルの本数、延長ともに着実に伸びている。現在、道路トンネルは、約5,000本、総延長は1,000kmを越えており、道路総延長に占める割合

は約0.1%である。なお、表-2.1にわが国の主な道路トンネルを示す。

高速道路についてみると、現在供用されている約3,200kmのうちトンネルの延長は約110kmで約3.5%ではあるが、現在工事中の約2,100kmの路線ではトンネルの延長比は15%にも達している(図-2.3)。また、トンネル1本当たりの平均延長も名神・東名時代の0.6kmから1.0kmへと長大化している。建設費の面からみると、全路線の中でトンネルが占める割合はさらに増大し、約25%にも

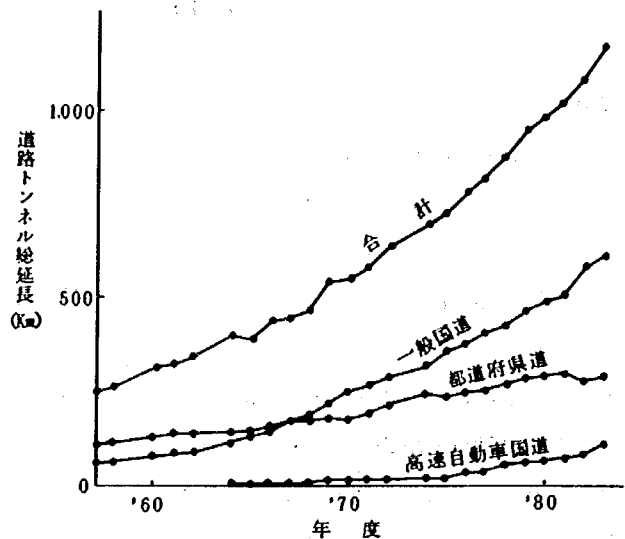


図-2.1 道路トンネルの総延長の推移

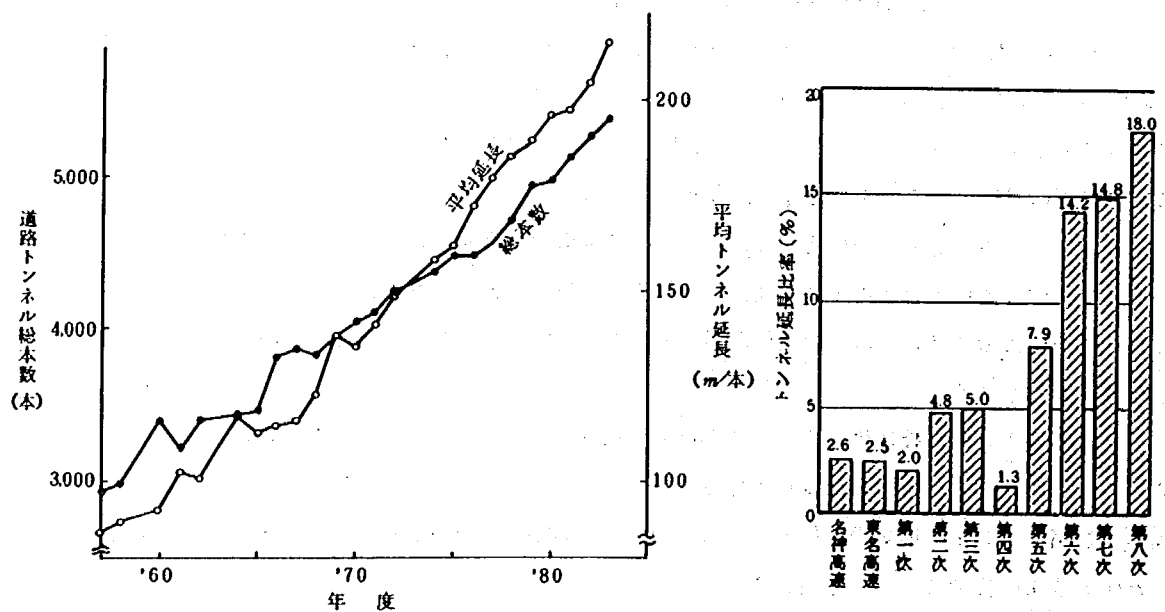


図-2.2 道路トンネルの本数と平均延長の推移

図-2.3 高速自動車国道におけるトンネル延長比率

達するといわれている。これはトンネル本体工の建設費もさることながら、道路トンネルには不可欠である換気、照明、防災等の諸施設の建設費も含まれるためである。

道路整備の重点も、これまでの日本列島を縦貫する路線から、列島を横断する路線へと移ってきている。これに伴って、トンネルが道路延長に占める割合は着実に増加するとともに、長大化の傾向にあることは明白である。したがって、今後の道路網の整備計画を円滑に推進するためには、道路トンネルの設計・施工法や付帯する諸施設の合理化が極めて重要である。

表-2.1 わが国の主な道路トンネル

No	トンネル名	所在地	路線名	延長	備考
1	関越	群馬・新潟	関越自動車道	10,885 m	60年供用
2	恵那山	長野・岐阜	中央自動車道	8,625 8,489	60年供用
3	新神戸	兵庫	(市) 布引・箕谷線	6,910	
4	肥後	熊本	九州自動車道	6,340	工事中
5	笹子	山梨	中央自動車道	4,784 4,414	
6	安房	長野・岐阜	(国) 158号	4,300	工事中
7	野塚	北海道	(道) 浦河・大木線	4,150	工事中
8	大峠	福島・山形	(国) 121号	3,929	工事中
9	17号	新潟	(県) 小出・奥只見線	3,920	
10	長峰	和歌山	(国) 42号	3,831	
11	明神	高知	四国横断自動車道	3,724	工事中
12	坂梨第一	秋田・青森	東北自動車道	3,589 3,577	工事中
13	牛頭山	広島	中国縦貫自動車道	3,573	
14	関門	山口・福岡	(国) 2号	3,461	
15	笹谷	宮城・山形	(国) 286号	3,385	
16	土湯	福島	(国) 115号	3,360	工事中
17	加計東	広島	中国縦貫自動車道	3,277	
18	浮島	北海道	(国) 273号	3,200	工事中
19	みちのく	青森	(県) 天間館・馬屋尻線	3,178	
20	敦賀	福井	北陸自動車道	3,175 2,925	

3. 山岳トンネル工法

3.1 概 説

山岳部等においてトンネルを建設する工法としては、岩盤や土砂などの地山を掘進する工法、いわゆる山岳トンネル工法が一般的に採用されている。山岳工法では掘削した空洞を保持するために支保工が施工されるが、従来の鋼アーチ支保工を主体とする工法に代わって、最近、吹付けコンクリートとロックボルトを主体とする工法が普及し、山岳トンネルの標準工法として定着しつつある(表-3.1)。

吹付けコンクリートとロックボルトを主体とする工法の基本は、オーストリアで提唱された工法であることから“ナトム”(NATM: New Austrian Tunnelling Methodの略)とも呼ばれている。

この工法は、従来の工法と設計の考え方の基本を異にしている。即ち、従来の工法は、トンネルの掘削によって緩んだ周辺の地山荷重を鋼アーチ支保工によって支えるという考え方であるのに対して、この工法は、地山自身が持っている強度を積極的に利用してトンネルを安定させようとするものであり、吹付けコンクリートやロックボルトの目的は地山の強度を最大限に発揮させることにあるという考え方である。

表-3.1(a) NATMによる道路トンネル（日本道路公団施工のうち主なもの）

路線名	トンネル名	トンネル 延長 (m)	NATM 施工延長 (m)	地 質	備 考
東 北 道	坂梨第一（上）	3577	1377	凝灰岩、泥岩（硬岩）	
“	“（下）	3589	1390	“（“）	
“	折 爪（上）	2273	950	火山レキ凝灰岩、泥岩、砂岩 （膨張性）	
“	“（下）	2323	1033	“（“）	
常 盤 道	小木津（上）	195	195	花こう閃緑岩（軟岩）	極近接 トンネル
“	“（下）	195	195	“（“）	
中 央 道	恵那山（補助坑）	(8625)	273	断層（花こう岩）（膨張性）	
“	“（上）	8625	350	“（“）	Ⅱ期線
北 陸 道	薬 師	1528			
“	春日山（上）	1077	982	泥岩、砂岩の互層（軟岩）	I期線
東海北陸道	各務原（上）	3050	820	チャート（硬岩）	
“	“（下）	3015	815	“（“）	
中 国 道	加 計（下）	2672	2652	花こう岩（“）	I期線
四国横断道	桧 生（下）	2536	1597	輝緑岩質緑色岩（軟岩）	I期線
“	明 神（下）	3727	3727	輝緑凝灰岩、粘板岩（中硬～ 軟岩）	I期線
九州縦貫道	金剛山（上）	2200	2200	砂岩、頁岩、ホルンフェルス （硬岩）	
“	“（下）	2177	2177	“（“）	
京滋バイパス	宇 治（上）	4300	4300	粘板岩、チャート	
“	“（下）	4313	4313	“	
老ノ坂・亀岡	新老の坂（上）	1010	1010	粘 板 岩（中硬岩）	
バイパス	“（下）	1010	1010	“（“）	
海南湯浅道路	長 峰	3831	865	黒色片岩、蛇紋岩（“）	
“	藤 白	1820	1420	“（“）	

表-3.1(b) NATMによる道路トンネル(建設省, 地方自治体等)

企業体	路線名	トンネル名	トンネル 延長 (m)	NATM 施工延長 (m)	地 質	備 考
建設省	45号	赤 岩	142	142	砂岩, 粘板岩(硬岩)	東 北
	"	田 中	702	702	礫 岩	"
	112号	大綱第二(下)	706	706	安山岩, 凝灰岩	"
	158号	安房(調査坑)	(4300)	1020	チャート, 粘板岩(中硬岩)	中 部
	1号	九 子 (上)	2027	2027	安山岩, ソーダ粗面岩	"
	(蓮ダム)	原石敷出横坑	570	486	黒色片岩, 砂質片岩	"
	28号	城 山	126	111	風化花こう岩(軟岩~土砂)	近 畿
	158号	油坂第一	1076	1076	砂岩, 頁岩	"
	163号	清 滝 (上)	1116	1116	花こう閃緑岩	"
	178号	江 野	955	955	安 山 岩	"
	山陽道	黒河内 (上)	2700	2700	凝灰角礫岩	中 国
北開 海発 道局	274号	稲 里	1441	(67~)	黒色片岩, 緑色片岩, 蛇岩	
地 方 自 治 体	洞爺湖・ 登別線	オロフレ	909			北海道
	天間館・ 馬屋尻線	みちのく	3178	55	流紋岩(軟質化) (膨張性~軟岩)	青 森
	西蔵王有料	西蔵王	102			山 形
	351号	新 榎	2390	1896	泥岩, 凝灰質砂岩	新 潟
	253号	名ヶ山	1160	1140		"
	148号	平岩第一	458			"
		後 山	1199			"
	289号	駒 止	2000	1953	緑色凝灰岩(膨張性~軟岩)	福 島
	252号	白 沢	375	375	流 紋 岩	"
	小名浜線	みなと	147	147	シルト岩, 泥岩(軟岩)	眼鏡 トンネル
	"	"	147	147	" (")	
	千葉 外房有料	板 倉	280	252	砂 層	千 葉
	町田市道・ 堺701号	真 米	100	100	砂 層	東 京
	226号	成 川	670	(642)	変質安山岩, シラス (軟岩~土砂)	鹿児島
	手打蘭・ 牟田港線	芦 浜	383	383	砂 岩	"
本 四 公 司		鷲羽山(運搬坑道)	480	407	花こう岩	
		" (上)	205	145		眼鏡 トンネル
		" (下)	205	145		

この工法によるトンネルの標準断面と計測システムの例を図-3.2に示す。また、表-3.2は、地山区分に応じた設計標準の例である。

吹付けコンクリートとロックボルトを主体としたトンネル工法は、上述したように優れた工法であるが、使われ始めてから未だ日も浅い工法であり、今後の検討に待つところも多い。例えば、各支保材の役割（支保機能）と適用性、計測結果の評価の方法、この

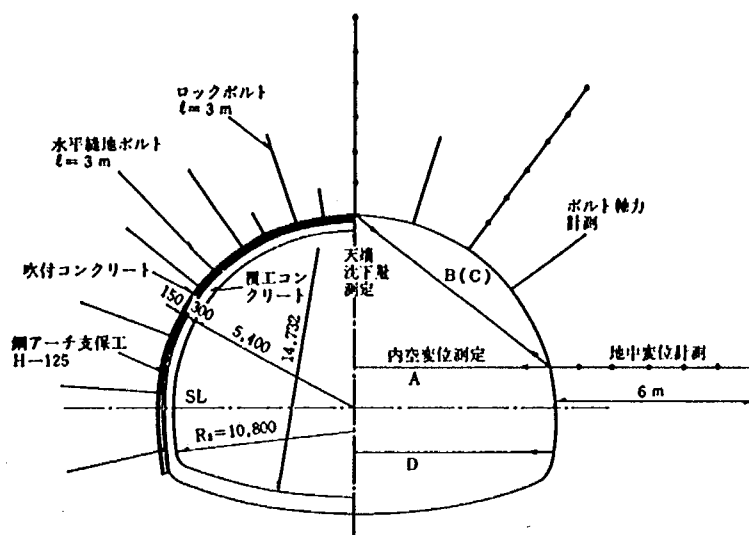


図-3.2 吹付けコンクリートとロックボルトによるトンネルの標準断面図と計測システムの例

表-3.2 吹付けコンクリートとロックボルトによる工法の設計標準例

地山区分	施 工 法	掘進長 (上半) m	ロックボルト			鋼製支保工		吹付け コンクリート の厚さ cm	二次覆工 厚 cm
			長さ m	間 隔 m		上半部	下半部		
				周 方 向	延長方向				
A	岩の程度により支保量の幅が大きいのので、標準を定めない。								
B	ベンチカット	1.5	2.5	1.5 (上半部のみ)	1.5	なし	なし	5	30
C _I	ベンチカット	1.2	3.0	1.5	1.2	なし	なし	10	30
C _{II}	ベンチカット					H-125	なし		
D _I	ベンチカット核残し	1.0	4.0	1.2	1.0	H-150	H-150	15	30
D _{II}	ベンチカット核残し					MU-29	MU-29		
E	地山の性質の範囲が広いので、個々のトンネル毎に施工実績、数値解析結果等を参考として決めるものとし、標準を定めない。								

工法に適合した施工機械の改良、開発などがある。

支保部材の適用性の観点から前出の表-3.2をみると、地山条件がB→C→Dと悪くなるに従ってロックボルト、吹付けコンクリート、鋼アーチ支保工ともにそれぞれの使用量が増加するようになっているが、地山条件によっては有効に支保効果を発揮する部材とそうでない部材があり、必ずしもこの表が適当であるとはいえない面があることも事実である。次節以降に、各支保部材の支保機能について若干の考察を加える。

3.2 ロックボルトの支保機能

地山にロックボルトを打込んだときの作用効果として次のような考え方がある。

(1) つり下げ効果：自重により落下しようとする岩塊をロックボルトにより背後の健全な岩盤に縫いつけてつり下げる効果。

(2) 梁形成効果：炭鉱などの成層岩盤において層に直角にロックボルトを打設することにより，耐荷能力のある梁状の岩体を形成させる効果。

(3) アーチ形成効果：トンネル周辺にロックボルトで補強された地山アーチを形成させる効果（図-3.3）。Lang らの研究は，節理などの力学的不連続面が問題となる堅岩の場合について，実験や経験から次式を得ている。

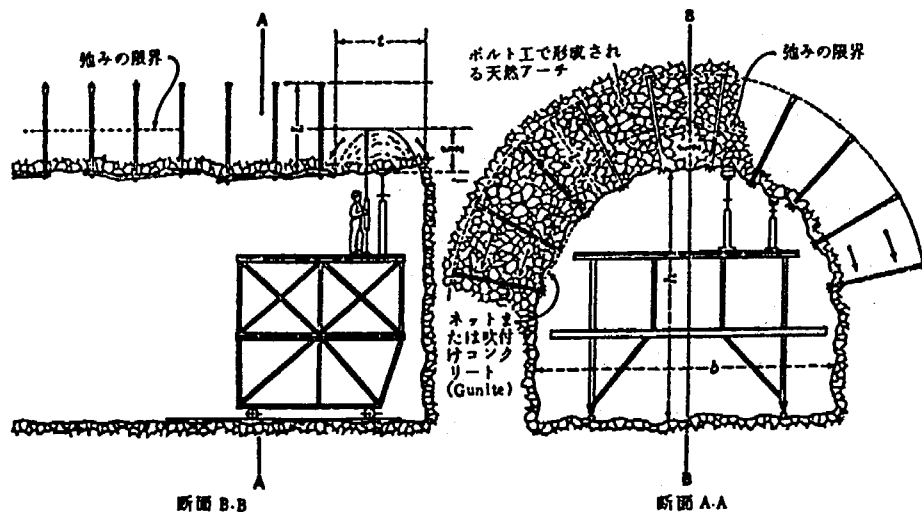


図-3.3 ロックボルトの原理 (Rabcewicz, 1954)

$$\left. \begin{aligned} \ell &\geq 2p \\ \ell &\geq 3S \\ \ell &\geq (\frac{1}{3} \sim \frac{1}{6}) B \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに， ℓ ：ロックボルトの長さ

p ：ロックボルトの設置間隔

S ：節理の平均間隔

B ：トンネルの掘削幅

なお，トンネルの分野では，このアーチ形成効果の考え方が広く採用されている。

ロックボルトの効果をより確実なものとするため，および適用する対象の地山を広げるために，エクスパンジョン型などの先端定着型のロックボルトに代わって樹脂やモルタルを用いた全面接着型のロックボルトが開発された。全面接着型ボルトは，堅岩だけでなく軟岩や土砂地山においてもすぐれ

た支保効果のあることが認められ、トンネルにおいて広く使用されるようになった。しかし、軟岩におけるロックボルトの作用機構については、議論の多いところであり、未だ十分な説明できるまでに至っていない。

3.2.1 圧縮供試体モデルによる実験

全面接着型ロックボルトの挙動を調べる最も単純なモデルとして、写真-3.1に示すようにロックボルト（針金）を入れた供試体（ $15 \times 15 \times 30 \text{ cm}$ ）の圧縮強度試験を行った。供試体材料はモルタルとし、 w/c を70%, 50%, 40%の3種類、ロックボルトのピッチは30 mm, 15 mm およびボルトのないものの3種類とした。ロックボルトは、ボルトとモルタルの付着の影響を調べるため、 $\phi 2 \text{ mm}$ の単線と $\phi 1.2 \text{ mm}$ の3本撚り線の2種類を用いた。

実験の結果を図-3.4に示す。ロックボルトのピッチが30 mmの場合と15 mmの場合とでは大幅に挙動が違っている。ピッチが30 mmの場合は、残留強度の増加はそれ程明瞭でなく、ピッチが15 mmのものは残留強度が著しく増加している。増加の程度は、供試体材料の強度が小さい程大きい。また、撚り線のボルトの方が大きな強度となっており、供試体材料とボルトの付着が影響していることがわかる。 $w/c = 40\%$, 50% の3本撚り線のボルトの場合は、変形が4~5%に達したときにボルトが破断する現象がみられたが、単線のボルトの場合は、モルタルとボルトが滑り残留強度は低いものの、著しい変形能力をもっている。

ボルトのピッチが15 mmの場合と30 mmの場合との効果の大きな違いは注目に値する。これがボルトの力学的効果を上げるためのボルト長さとピッチとの限界を示すものと考えると、ボルト長さとピッチとの比は5となり、堅岩における値((3.1)式)と比べると大きな値である。

3.2.2 円形モデルトンネルによる実験

トンネルにおける内空側への変位は円周方向



写真-3.1 圧縮供試体モデル

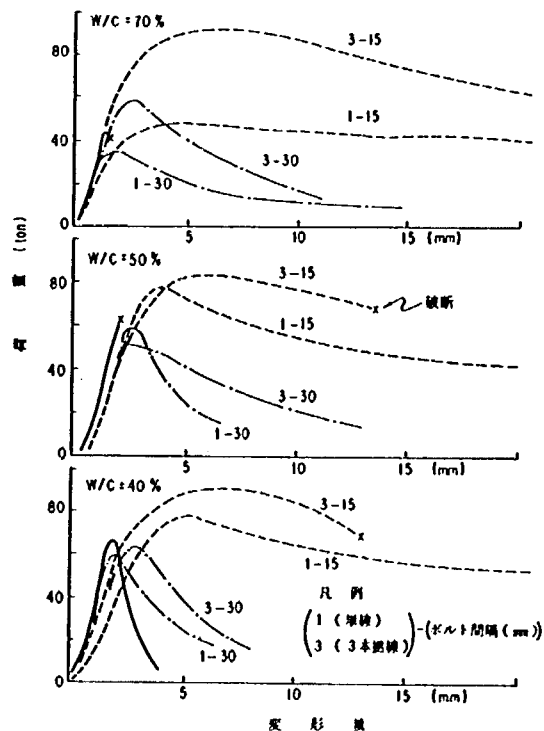


図-3.4 圧縮供試体モデル実験結果

の圧縮変位を伴っており、この効果を含む円形モデルトンネルによる実験を行った(図-3.5)。供試体の地山材料は砂にセメントと水ガラスを若干混ぜたもので強度は 2 kg/cm 程度であり、ロックボルトとしては引き抜き抵抗が得られるよう2本の針金を撚ったものを用いた。

図-3.6は、載荷後の供試体を切取って $\phi 3\text{ mm}$ のピンによる簡易な貫入抵抗試験を行った結果である。縦軸の値が小さいほど強度が低くなっていることを示すもので、この図からトンネル周囲の地山が破壊ないし降伏して強度が低下した領域を知ることができる。ロックボルトがない場合(No 3), 塑性領域はトンネル壁面から 10 cm 程度以上に発達しているが、ロック

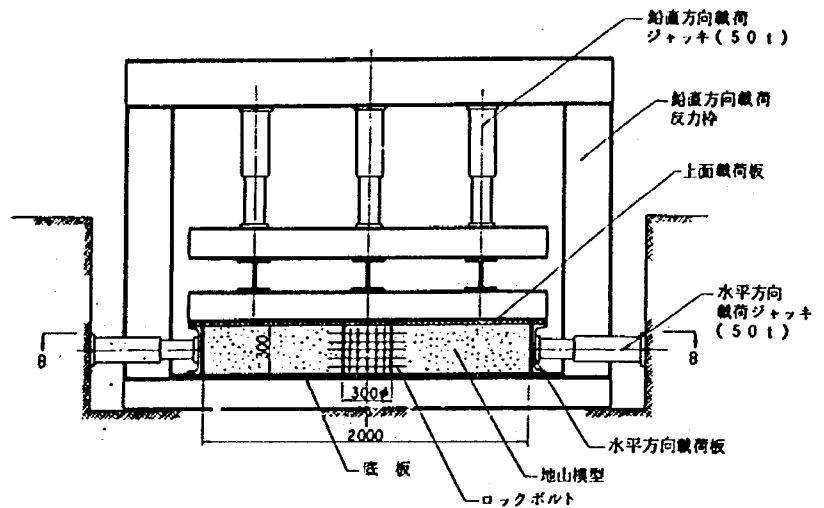


図-3.5 円形トンネルモデル実験装置

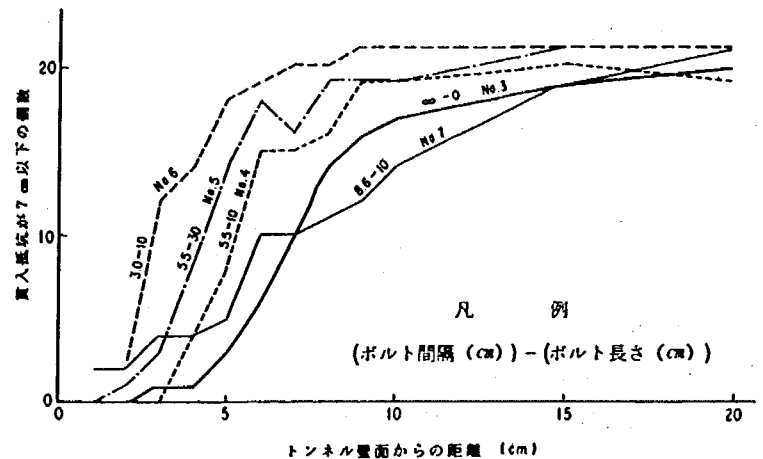


図-3.6 トンネル壁面の緩みの状況

ボルトの量が増えるに従って塑性領域が少なくなっている。また、条件によっても異なると思われるが、ロックボルトは、長さを大きくするよりも挿入間隔を小さくした方がより有効であるとの結果もみられる(No 5と6)。この他、一連の実験結果では、ロックボルトの長さと挿入間隔の比(L/p)が2.5以上あればボルトの効果が現れている。これは前述の圧縮供試体モデルでの結果より小さい値であるが、円形トンネルの形状の影響によるものと考えられる。

3.2.3 計算モデルによる検討

全面接着型ロックボルトの効果は、図-3.4に示したように地山が降伏して地山とロックボルトとの相対変位が大きく生じるようになって大きく現れる。地山の降伏後の挙動を調べるため、3.2.1の試験結果を参考にして図-3.7に示すような応力・歪関係を仮定し、有限要素法を用いて検討した。

計算結果を図-3.8に示す。ロックボルトがない場合は地山が全面的に破壊しているが、ロックボルトが多くなるに従ってボルト周辺の地山の破壊が生じにくくなっている様子がわかる。

3.2.4 まとめ

全面接着型ロックボルトの支持機構および適用に関して、次の結果が得られた。

(1) ロックボルトは、硬岩のみならず軟岩に対しても有効に使用できる。

(2) ロックボルトを挿入することによって、地山が3軸応力状態保たれ、降伏応力が高められる。また、トンネル周辺地山に生じる塑性領域が減少する。

(3) ロックボルトの最も大きい効果は、地山の降伏後であっても、地山の一体性を保持し、歪の進行に伴う強度の低下を著しく改善する。

(4) ロックボルトの効果を発揮させるためには、軟岩の場合、ボルト長と挿入間隔の比(l/p)を3程度以上とするのが望ましい。

(5) ロックボルトは地山の歪が大きい領域で使用する方が効果的であり、一般的には、ボルトの長さを大きくするよりも挿入間隔を小さくして、歪の大きい掘削面に近いところで積極的に用いるのが合理的である。

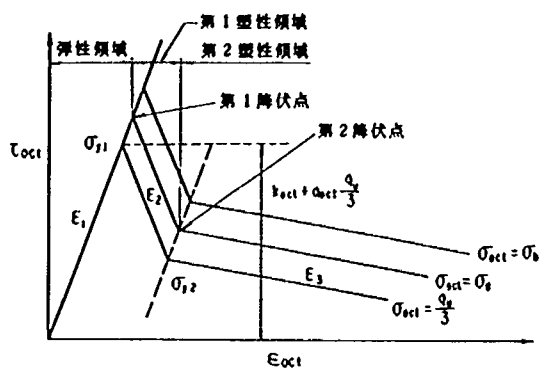


図-3.7 計算に使用した応力歪関係

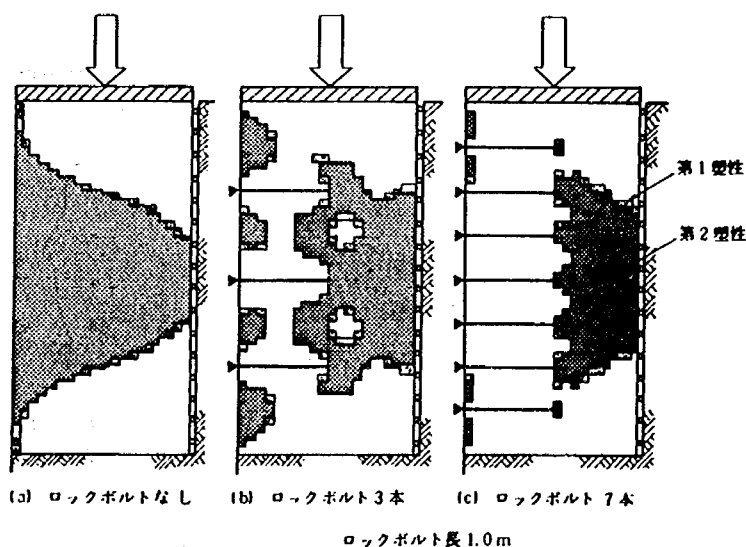


図-3.8 箱型モデルの計算結果

3.3 吹付けコンクリートの支保機能

吹付けコンクリートは、掘削後直ちに地山に密着して施工できるトンネルの支保部材として重要な役割を担っている。

吹付けコンクリートの支持機構（作用効果）の概念は、次の2つに分けて考えることができる。

(1) 一部の緩み岩塊に対する安定効果

(2) 掘削面全体の安定効果

前者は、図-3.9に示すようなトンネル天端付近における三角目による岩塊の落下防止や、図-3.10に示すようなせん断による岩塊の移動の防止という観点から吹付けコンクリートの安定効果を考えたものである。

一方、後者は、トンネル周辺の岩盤の全体としての安定に対する寄与という観点から考えたものであり、この場合、図-3.11に示すような付着モデルと図-3.12に示すような軸力モデルを考えることができる。

図-3.11は、吹付けコンクリートの端部が拘束されるような状態になっておらず、吹付けコンクリートに生ずる応力を両端部付近の吹付けコンクリートと地山との間の付着力で支持する形となっている例を示している。図-3.12は、吹付けコンクリートの端部が掘削盤面上まで施工された例であり、吹付けコンクリートと地山との間の付着力の他、吹付けコンクリートに生じた軸力が下端部の反力によって支持された状態を示している。

これらの吹付けコンクリートの作用効果を定量的に把握し、理解することは、吹付けコンクリートによる支保工の適用性および設計の合理化を検討するうえで重要である。

3.3.1 緩み岩塊の安定効果

割れ目の多い地山では、掘削面の緩んだ岩塊が肌落ちする場合が多くみられる。肌落ちは、トンネル作業員にとって最も危険な事故原因の一つであると同時に、小片の岩塊の落下を許すことによって周辺の岩塊も次々と緩んで、ついには掘

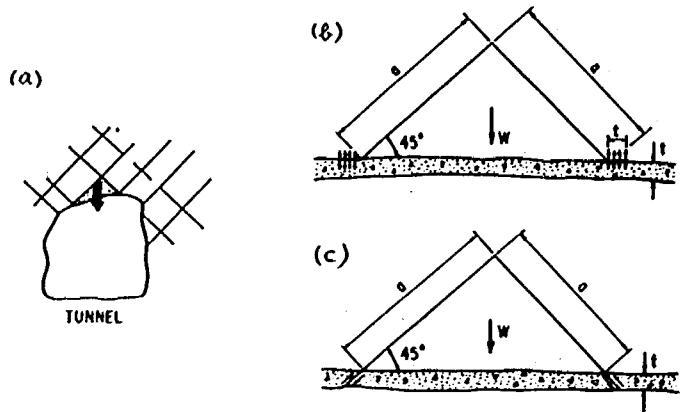


図-3.9 三角目の岩塊の安定に対する吹付けコンクリートの作用 (Cecil, 1970)

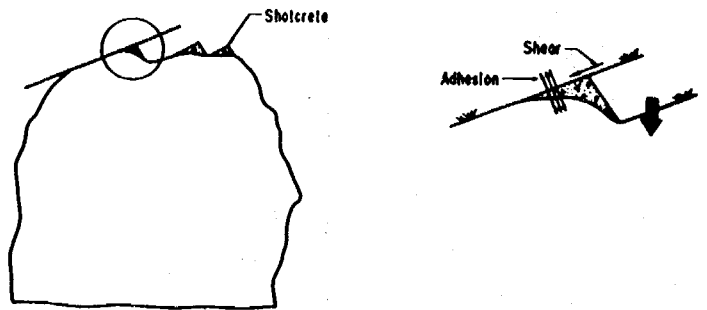


図-3.10 剪断および付着による荷重の伝達 (Mahar)

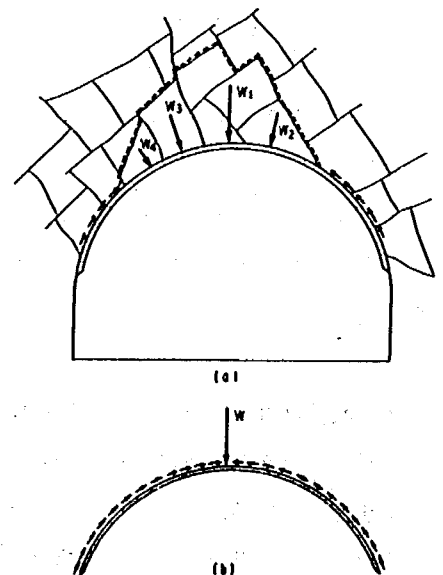


図-3.11 付着力モデル

削面全体の崩壊につながる恐れがある。したがって、このキーストーンとしての岩塊の落下を防止を図ることは、単に肌落ち防止に留まらず、地山全体の安定に対しても重要な意義がある。

緩み岩塊のモデルとしては、図-3.9(b)に示したように岩塊周辺の地山と吹付けコンクリートとの付着力によって支持されるものと考えられている。しかし、付着力が十分であっても、吹付けコンクリートの厚さが不足すると図-3.9(c)に示したようにコンクリートのせん断により安定が壊される場合も生じる。このため、吹付けコンクリートの厚さの設計においては、吹付けコンクリートと地山の付着力と吹付けコンクリートのせん断強度のバランスをとることが考慮しなければならない。

図-3.13は、緩み岩塊モデルを模擬した載荷試験装置であり、 $1.8\text{ m} \times 1.8\text{ m}$ の鋼板に吹付けコンクリートを施工し、約1日後に中央の $0.6 \times 0.6\text{ m}$ の部分に載荷することにより吹付けコンクリートの耐力、変形等を検討したものである。

吹付けコンクリートの厚さは $2.5, 5, 10\text{ cm}$ とした他、吹付板の折角($0, 20^\circ$)および吹付板の変位拘束条件(ボルト等)を変えて実験を行った。実験結果を図-3.14に示す。

載荷板周囲の破壊形態についてみると、吹付けコンクリートの厚さが 10 cm で変位を拘束しなかった場合は付着力不足で吹付けコンクリート全体がはがれたが、その他のケースはすべて、載荷板周縁の一部がはがれたのち最終的にはこの部分の曲げによる破壊であった。厚さ 2.5 cm まででは図-3.9(c)に示したせん断破壊はみられなかった。

吹付けコンクリートの押抜き耐力についてみると、

(1) 吹付板が平面状の場合、吹付厚さが 5 cm までは耐力の増加が認められるが、 10 cm としてもそれ以上の増加を期待できない。

(2) 吹付板の角度をつけた(アーチ形状)、ボルト等により吹付けコンクリートの形位を拘束すると、耐力の向上がみられる。また、特に変位拘束の場合、残留耐力の低下が少なく大きい変位に対しても追従可能である。ただし、吹付け厚さが薄い場合には、これらの効果は顕著に現れない。

以上の結果から、緩み岩塊に対する支持機構は、吹付けコンクリートの厚さに応じて、せん断破壊から付着破壊に推移すること、およびこの境界付近における吹付け厚さとするのが合理的であることを明らかにした。

実際のトンネルにおいて吹付けコンクリートがどの程度の緩み岩塊を支え得るかについて試算した

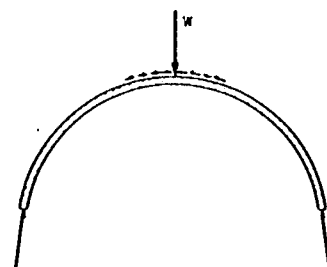


図-3.12 軸力モデル

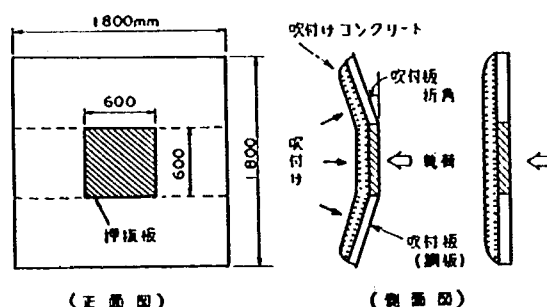
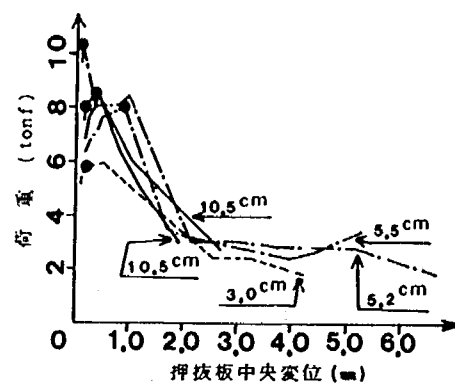
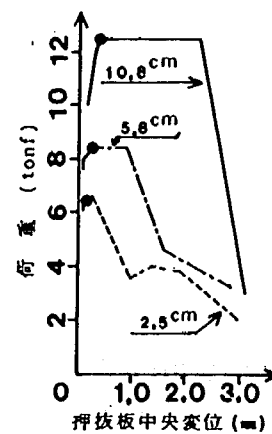


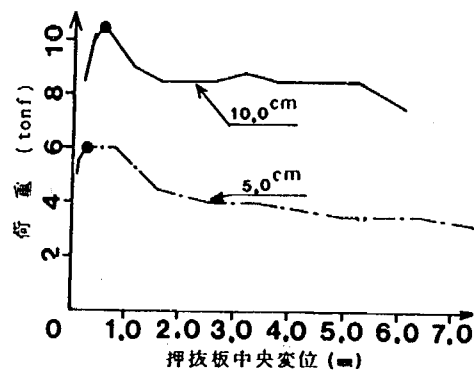
図-3.13 吹付けコンクリートの押抜き載荷試験装置



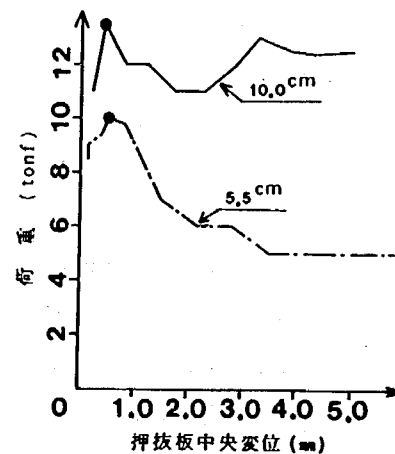
(a) 吹付け厚さの影響 (平面形状の場合)
(ケースNo 1~3)



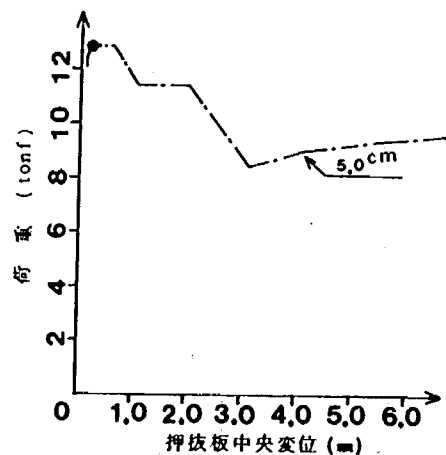
(b) 吹付け厚さの影響
(アーチ形状(吹付け
折角20°)の場合)
(ケースNo 4~6)



(c) ロックボルトにより拘束した場合
(平面形状の場合)
(ケースNo 7~8)



(d) ロックボルトにより拘束した場合
(アーチ形状の場合)
(ケースNo 9~10)



(e) 形鋼により周方向の変位を拘束した場合
(アーチ形状の場合)
(ケースNo 11)

図-3.14 荷重と押抜板中央変位の関係

結果を図-3.15に示す。図中、せん断破壊の直線は、材令8時間および20時間の吹付けコンクリートの圧縮強度試験等から算定したものである。付着破壊の直線も同様にして求めているが、付着強度は吹付けコンクリートと鋼板との間の値（約0.5～0.6 kgf/cm）を用いており、実際の岩石ではさらに耐力は向上すると考えている。

緩み岩塊の大きさを、仮に1.2 mの立方体であると想定すると、岩塊の重量は約4.7 tfである。

以上の検討結果から、従来から現場で実際に用いられている5 cm程度の均し吹き（掘削直後に、肌落ち防止を主たる目的として施工される吹付けコンクリート）は、緩み岩塊の落下防止に対して安全率2程度を有しており、概ね妥当な厚さであると考えられる。

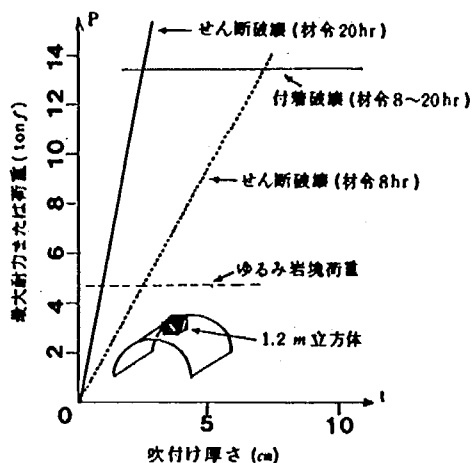


図-3.15 吹付けコンクリートで支え得るゆるみ岩塊についての試算

3.3.2 掘削面全体の安定効果

(1) 付着モデルとしての支持機構

緩み岩塊の大きさあるいは範囲がある程度以上大きくなると、トンネルのアーチ形状を考慮した掘削面全体に対する安定効果を考慮する必要がある。

通常の地山条件の現場における吹付けコンクリートの施工状況を見ると、そのほとんどが図-3.12に示した付着モデルとしての使われ方となっている。この場合、作用する荷重は吹付けコンクリートの端部付近における地山との付着力によって支持される。これは、地山が比較的良好な通常の硬岩ないし軟岩の場合にあてはまるものであり、吹付けコンクリートの特徴を生かした有効な用い方である。

付着モデルの支持機構を明らかにするため、図-3.16、写真-3.2に示す試験装置により載荷実験を行った。装置は、上半アーチ部分を模擬したもので、アーチが8枚に分割されており、その中央付近の1～6枚に載荷できるようになっている。

吹付けコンクリートは、厚さ3～6 cmとし、8枚全体に吹付けて2～6枚載荷するケースの他、吹付け範囲（枚数）および載荷範囲を変えて行った。

実験結果は、表-3.3に示すとおりである。

吹付けコンクリートの破壊形態から、図-3.17に示すように、支持部における吹付けコンクリートと吹付け板との間の付着力が不十分であるためにこの部分の付着が切れてはげ落ちてしまう付着破壊（同図(a)）と、付着力は十分であるが支持部と載荷部の境界付近において吹付けコンクリートが圧縮せん断により破壊する圧縮破壊（同図(b)）とに分けられた。

このことから、図-3.17に示すようなモデルを考えて、それぞれの試験ケースについて試算を行っ

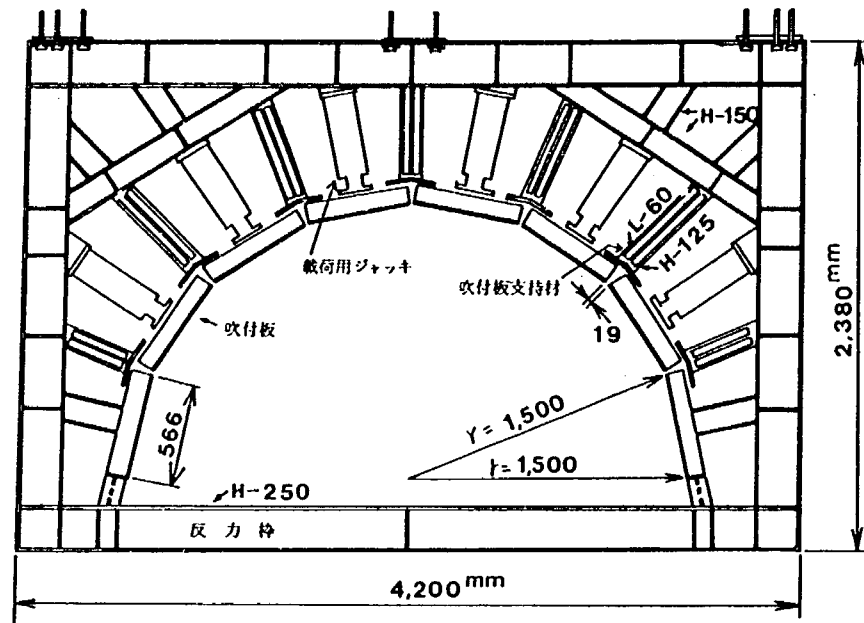


図-3.16 吹付けコンクリート全体模型載荷実験装置

た。なお、付着破壊モデルにおける支持部の反力の分布としては、破壊状況、力の釣合い等を考慮して、次式を仮定した。

$$\begin{aligned}\tau_b(\theta) &= p/\beta \\ q(\theta) &= p(1 - \theta/\beta) \\ \dots\dots\dots (3.2)\end{aligned}$$

(記号は、図-3.17参照)

試算の結果、図-3.17に示すモデルによりアーチ形状の吹付けコンクリートの支持機構を説明できることが明らかとなった。

図-3.18は、2車線道路トンネルの上半断面に吹付けコンクリートを施工した場合の耐荷能力を試算した例であり、最適吹付け厚さは圧縮破壊から付着破壊へ推移する臨界付近の6～8 cm程度であると考えられる(圧縮強度：100 kgf/cm²、付着強度：1.1 kgf/cm²(花崗岩)と仮定)。多くの仮定の上での試算であり、適用には注意を必要とするが、アーチ形状の吹付けコンクリ



写真-3.2 吹付けコンクリート全体模型載荷実験

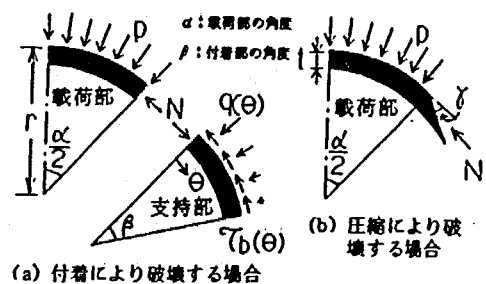


図-3.17 試算に用いたモデル

表-3.3 吹付けコンクリート全体模型実験ケースと結果

ケースNo	1	2	3		—	4	—	5	6
吹付け板材質	鋼板	鋼板	鋼板		—	鋼板	—	鋼板	鋼板
吹付け厚さ(mm)	5.0	6.2	5.0		—	6.2	—	6.7	5.5
供試体概要					—		—		
最大荷重	1.4 tonf×6	2.1 tonf×4	3.4 tonf×2		—	2.1 tonf×1	—	4.3 tonf×1	1.8 tonf×1
最大変位(mm)	0.7 (f点)	2.9 (d点)	4.7 (d点)		—	3.5 (c点)	—	5.1 (b点)	0.4 (b点)
破壊形態	付着破壊	付着破壊	圧縮破壊		—	圧縮破壊	—	付着破壊	付着破壊

ケースNo	—	7	8 (1)	8 (2)	9	10	11	—	—
吹付け板材質	—	鋼板	鋼板		鋼板	鋼板	鋼板	—	—
吹付け厚さ(mm)	—	3.3	3.4	3.6	3.6	3.3	3.7	—	—
供試体概要	—							—	—
最大荷重	—	1.3 tonf×4	2.2 tonf×2	2.3 tonf×2	1.3 tonf×3	2.8 tonf×1	2.6 tonf×2	—	—
最大変位(mm)	—	5.7 (d点)	2.5 (d点)	4.8 (d点)	1.7 (c点)	3.0 (d点)	1.8 (c点)	—	—
破壊形態	—	付着破壊	付着破壊	付着破壊	付着破壊	付着破壊	付着破壊	—	—

ケースNo	—	—	12 (1)	12 (2)	—	—	—	—	—
吹付け板材質	—	—	御影石		—	—	—	—	—
吹付け厚さ(mm)	—	—	細目	荒目	—	—	—	—	—
吹付け厚さ(mm)	—	—	6.3	6.2	—	—	—	—	—
供試体概要	—	—			—	—	—	—	—
最大荷重	—	—	1.8 tonf×2	7.3 tonf×2	—	—	—	—	—
最大変位(mm)	—	—	1.6 (d点)	10.5 (d点)	—	—	—	—	—
破壊形態	—	—	付着破壊	圧縮破壊	—	—	—	—	—

ケースNo	—	13	14	—	—	—	—	—
吹付け板材質	—	大谷石	大谷石	—	—	—	—	—
吹付け厚さ(mm)	—	3.2	3.1	—	—	—	—	—
供試体概要	—			—	—	—	—	—
最大荷重	—	14.0 tonf×4	14.0 tonf×2	—	—	—	—	—
最大変位(mm)	—	12.4 (d点)	14.3 (d点)	—	—	—	—	—
破壊形態	—	圧縮破壊	圧縮破壊	—	—	—	—	—

ートの付着モデルとしての耐荷力の概念が示されよう。

(2) 軸力モデルとしての支持機構

トンネル周辺の地山が土砂等のように軟弱である場合には、吹付けコンクリートと地山との間の付着力あるいは地山自身の強度が十分に得られないため、吹付けコンクリートは前項で述べた付着モデルとしての機能を発揮することができない。この場合、図-3.12に示したように吹付けコンクリートに作用する荷重は、軸力として伝達され、吹付けコンクリート脚部の地山の支持力によって支持される。

したがって、軸力モデルとしての吹付けコンクリートの支持機構は、従来の矢板と鋼アーチ支保工を用いた工法における覆工コンクリートの場合と同様な考え方であり、耐力は吹付けコンクリートの形状、厚さ、強度によって決定される。

図-3.19は、在来工法の覆工の耐荷力についての試験結果を示すもので、軸力モデルの吹付けコンクリートの耐力を知るための参考とすることができよう。この図から外挿して、吹付けコンクリートの厚さが20cmの場合20m程度の土荷重高さ（約50 tf/m^2 の土圧）の耐力が期待できる。しかし、この際、吹付けコンクリートの形状には凹凸があること等に対する配慮も忘れてはならない。

なお、軸力モデルが適用される地山条件においては、地山の支持力にも限度があるのが普通であり、必要により、吹付けコンクリート脚部の増吹きやインバート吹付けによる断

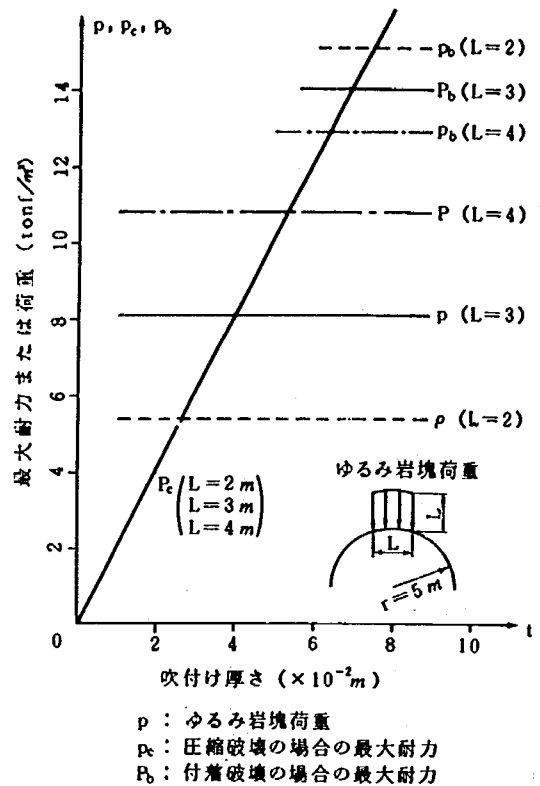
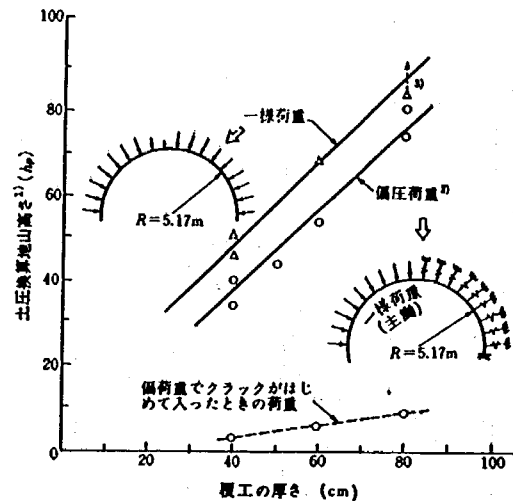


図-3.18 吹付けコンクリートで支え得るゆるみ岩塊についての試算例



- 1) 土圧換算地山高さとは岩の単位体積重量を $2.7 t/m^3$ として土圧を相当地山高さに換算したものである。
- 2) 偏荷重とは図に示すように覆工の半分に一様な荷重を加え、残り半分は外側への変形を拘束し、受荷荷重が発生できるようにしたものである。
- 3) この実験は、実験装置の容量の関係でこの点以上の載荷ができなかったものである。
- 4) 供試体のコンクリートの圧縮強度は $160 \sim 200 kg/cm^2$ 程度である。

図-3.19 無筋コンクリート覆工の耐荷力と覆工の厚さ (cm)

面の閉合などの措置をとらなければならない。

(3) その他

吹付けコンクリートはロックボルトと併用される場合が多い。この場合、吹付けコンクリートはロックボルトによって変位を拘束されるため見掛けの剛性や付着強度が向上する。一方、吹付けコンクリートは隣接するロックボルトの頭部を連結することによってロックボルトによる地山の改善効果（内圧効果）を高める働きをすることが知られている。これらについて総合的かつ定量的に評価することが今後必要であろう。

膨張性地山などの変形の大きい地山に吹付けコンクリートを使用する場合、付着モデル、軸力モデルのいずれも適用に限界があるので、ロックボルトとの併用効果、吹付けコンクリートのスリットの設置（図-3.20）の是非等について、支持機構の解明を含めた設計手法の確立が必要である。

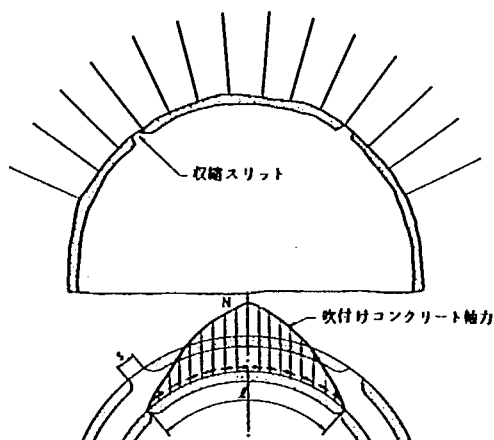


図-3.20 収縮スリットを設けた吹付けコンクリートの挙動

3.4 鋼アーチ支保工

吹付けコンクリートとロックボルトを主体とする工法において用いられる鋼アーチ支保工の主たる目的は、掘削直後の吹付けコンクリートが効果を発揮するまでの肌落ち防止である。この工法の場合、在来工法に比べて地山の緩みが少ないため、支保工に作用する荷重が小さいこと、吹付けコンクリートが硬化するまでの短期間の支保能力でよいことなどから、在来工法に比べて小型サイズのものが使われている。

図-3.21は在来工法に用いられている鋼アーチ支保工の耐荷力についての試験結果であるが、この工法ではH-125 (24 kg/m), H-150 (32 kg/m) の他 MÜ 29 (29 kg/m) などの型钢が用いられる。

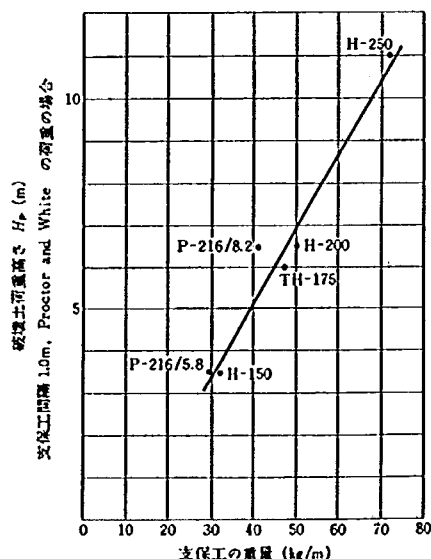


図-3.21 鋼アーチ支保工の破壊荷重

3.5 支保工の組合せ

上述したように、各支保部材はそれぞれ固有の特性を有しており、使用にあたっては、対象とする地山の特性とそれに対する各支保部材の適用性を検討のうえ、単独にあるいは組合せて用いなければならない。

表－3.4は、地山の再配分応力と強度との関係および地質の状態をもとに、各支保部材の適用の考え方を示した例である。

表－3.4 支保工の適用の考え方（道路トンネル規模の場合）

再配分応力と地山強度との関係および地質			支保工の設計に考慮すべき項目	鋼アーチ支保工	ロックボルト	吹付けコンクリート	コンクリート覆工
力点分配再入度強山地	節理の発達が少なくマッシブなもの		施工に伴なう部分的な岩塊のゆるみ（浮き石）	不適	ランダムボルテイング	肌落防止程度の簡易な吹付け	力学的意味では不要
	節理の発達しているもの		緩み荷重	適	パターンボルテイング 先端定着型 全面接着型	適 断面が大きい場合はロックボルトの併用が必要	適
力点分配再入度強山地	初期地山応力の小さい場合（土被りの浅い場合）	φの比較的大きい場合	緩み荷重（土圧）	適	自立性があればパターンボルテイング（全面接着型）	自立性があれば適 断面が大きい場合は、ロックボルトとの併用	土圧に耐える構造として設計可能
		φの小さい場合	緩み荷重＋変位条件	変位が50mm程度以下の場合には適	パターンボルテイング（全面接着型）	適 ロックボルトとの併用または軸力モデル	同上
	初期地山応力の大きい場合	φの比較的大きい場合	緩み荷重＋変位条件	可縮支保工などが必要となる	同上	適 収縮スリット構造。付着モデル、ロックボルトの肌落防止工的性格	変形が収束した段階で施工することが必要。許容できる変位は1%程度
		φの小さい場合	変位条件＋（緩み荷重）	変位が大きいのが一般的なので追随性が不足し不適	同上	同上	可縮構造覆工

4. 道路トンネルの換気

道路トンネルでは、自動車、歩行者等を安全に通行させるために、換気、照明、防災等の諸施設が不可欠である。このために必要な建設費は、トンネルの延長、交通量等によって異なるが、図-4.1に例示したように、換気設備が設置されたトンネルでは、一般には20~30%、長大トンネルでは50%を超えることもある。そのなかでも換気設備が占める割合は、トンネルが長大化するに従って著しく増大する。

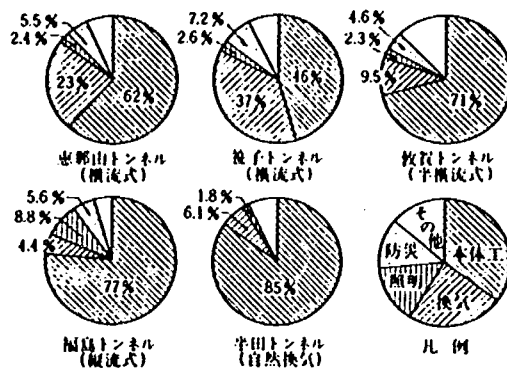


図-4.1 トンネル建設費の内訳

また、供用後の維持管理費をみても、図-4.2に示すように、路線全平均に比べてトンネルは2倍以上高くなっている。その内訳は電力料が約80%であり、長大トンネルではその大部分が換気設備の動力用である。

このような観点から、換気設備の合理化、省エネルギー化は、道路トンネルの計画を円滑に推進するために極めて重要である。

以下に、道路トンネルの換気に関する最近の動向および新技術の開発について述べる。

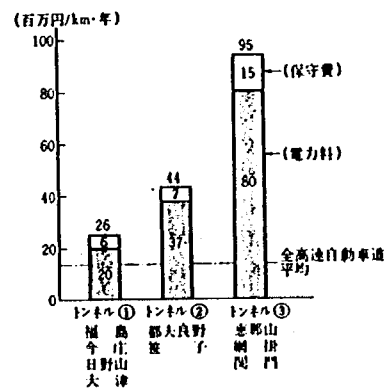


図-4.2 高速道路トンネルの延長当たり維持費

4.1 縦流換気方式の見直し

4.1.1 換気方式の概要と変遷

自動車排出ガスによって汚染されたトンネル内空気を坑外の新鮮空気で希釈、換気する方法は、換気風の流れる方向によって3つに大別される。

縦流換気方式は、車道に沿ってトンネル軸方向（縦流方向）に換気風を流す方法である。横流換気方式は、車道に沿って設けた送・排気用の2本のダクトを利用して換気風が車道を横断する方向に流れる方法である。また、半横流換気方式は、横流式と縦流式の中間的な方法で、車道に沿った1本のダクトにより送気あるいは排気して残りは車道内をダクトとして換気風を流す方法である。

延長の短いトンネルは自然風により換気が行われるが、これは当然縦流式であり、必要であれば多少の換気装置（ジェットファン等）をつけるだけで経済的な換気が行える。

昭和33年に供用した関門国道トンネル（延長約3.5 km）はわが国で初めての長大で本格的な道路トンネルであり、このトンネルでは横流式を採用した。その後に建設がスタートした名神、東名のトンネルでは経済化を図るためにダクトを1本省略した半横流式が用いられることになった。

このようにして、長大で交通量が多いトンネルはコストがかかるが安定した換気が行える横流式で、それに次ぐ規模のトンネルでは半横流式を、そして短小で交通量が少ないトンネルでは最も経済的な縦流式を採用するのが一般的となった。

しかし、名神・東名のトンネル等を管理運用してきた経験の蓄積から、延長や交通量が多い場合であっても、一方向交通トンネルでは必ずしも横流式や半横流式にこだわる必要はなく、縦流式が広く適用しうることが認識され、縦流換気方式の合理性について改めて見直されるようになった。即ち、縦流式は、車道に沿ったダクトを建設する必要がないこと、換気風が断面積の大きい車道内を流れるため通気圧力損失が少ないこと、ならびに、特に一方向交通トンネルでは自動車の走行による昇圧効果（交通換気力）を換気システムの一部に組み込んで有効に利用できることから、トンネルの建設費や換気動力費を大幅に低減でき経済的である。また、トンネル防災の面において、縦流式は、従来トンネル内火災事故に対して問題が多いと考えられていたが、一方向交通トンネルの場合、交通流の方向に換気風を流しておけば事故地点より手前側に滞留する車両等は火煙に巻き込まれないこと、事故地点の先方の車両は事故と関係なく出口方向へ逃げられることからトンネル利用者の安全を確保すること、さらに、一方向交通トンネルは通常2本のトンネルが並設されるため、両者を一定の間隔で連絡（避難連絡坑）することにより、避難、消火活動が容易になること等が、実績や研究の結果から確認され、長大トンネルに適用しても問題が少ないことが明らかにされた。

4.2 立坑送排気縦流換気方式の確立

縦流換気方式は、車道に流せる風速の限界（これまでの経験等から、一方向交通トンネルの場合で 12 m/s 程度とされている）から適用できる延長に限度があるため、長大トンネルにおいては適用にあたって工夫が必要である。即ち、

図-4.3に示すように、トンネルの中間に設ける立坑等によって換気区間を分割し、立坑底においてトンネル内汚染空気を新鮮空気と入れ換えることができれば、トンネル延長に関係なく縦流式換気方式を適用することが可能である。

図-4.3に示す換気方式を立坑送排気縦流式と呼んでいる。この方式では、立坑底付近における短

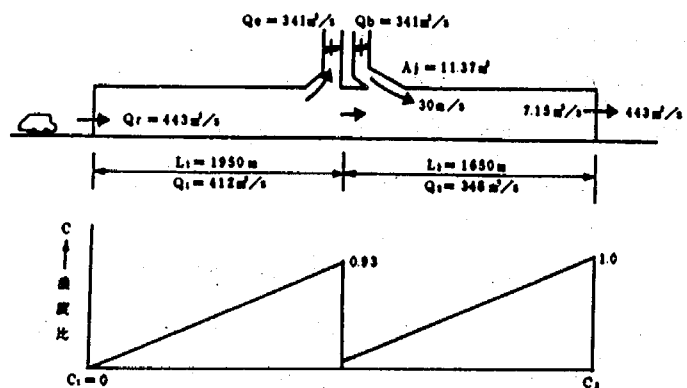


図-4.3 立坑送排気縦流換気方式の例

区間で汚染空気と新鮮空気を入れ換える必要があり、この際、汚染空気の通り抜けによる下流側換気区間への干渉や、換気効果のロスにつながる送気口～排気口間の短絡流れを制御し、全体の換気計画

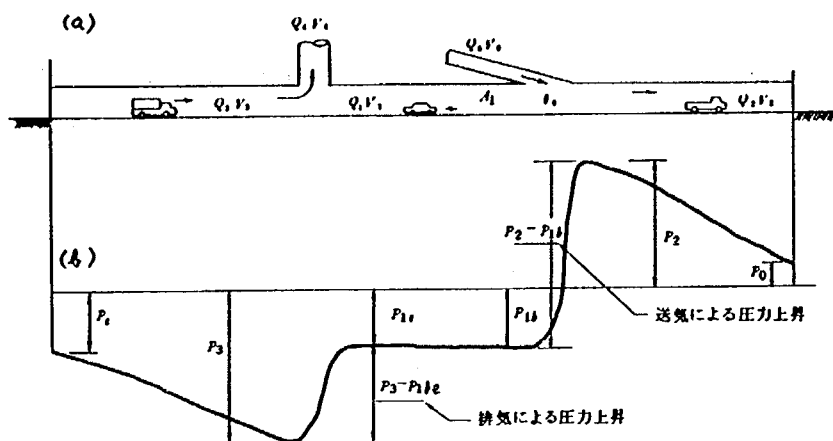


図-4.4 トンネル車道部静圧分布模式図

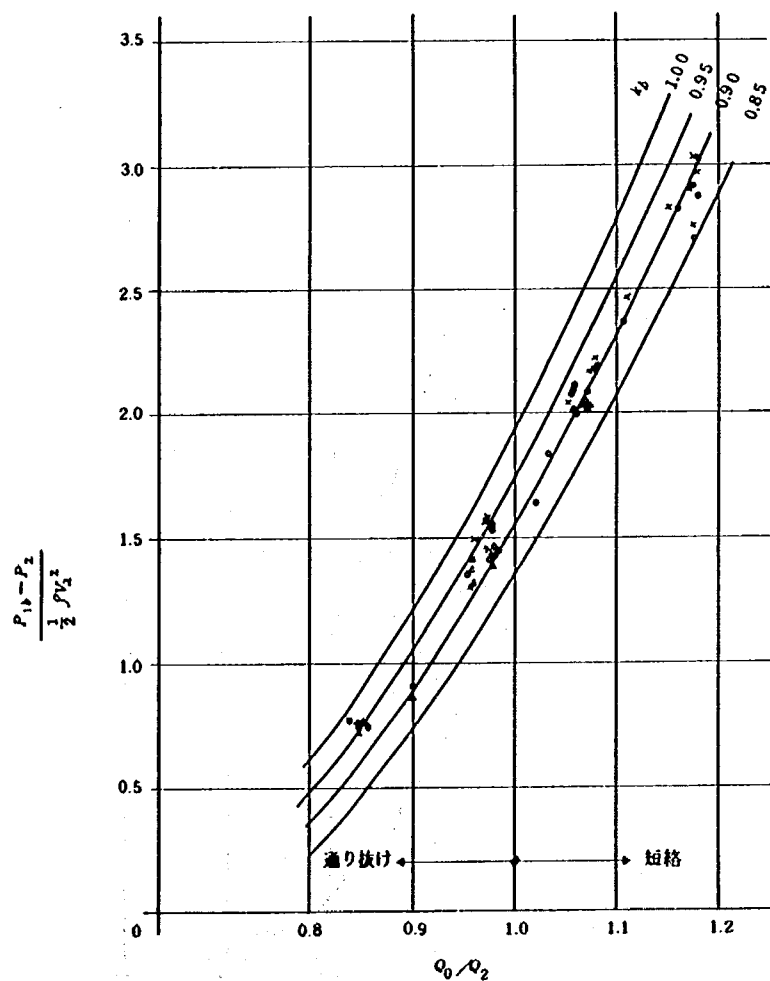
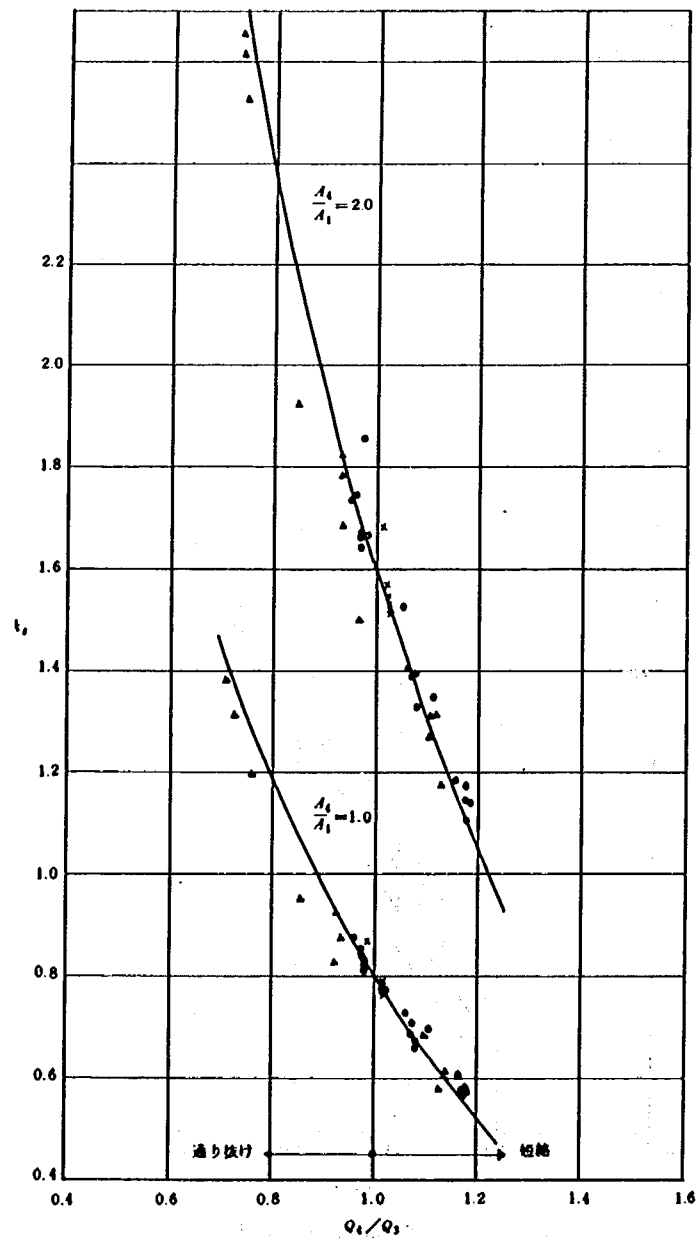


図-4.5 送気による圧力上昇

に支障を与えないようにすることが肝要である。

立坑底における換気風の短絡あるいは通り抜けを制御する方法としては、図－4.4に示すように、送気側に噴流式昇圧機構（通称サッカルド式）を設けてこれにより生じる昇圧力を利用することが考えられている。この場合の立坑底部における空気の流れおよび換気設計手法を明らかにすることを目的として実施した実験結果の概要は以下のとおりである。

図－4.4(b)は立坑底付近の車道内の静圧分布を模式的に示している。送気側について、運動量および連続の式を適用すると、車道部の上昇圧力は次式で表される。



図－4.6 k_e と Q_4/Q_3 との関係

$$\frac{p_2 - p_{1b}}{\frac{1}{2} \rho V_2^2} = 2 \left(\frac{Q_0}{Q_2} \right) \left\{ \left(\frac{V_0}{V_2} \right) k_b \cos \theta_0 + \frac{Q_0}{Q_2} - 2 \right\} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 k_b は送気噴流の運動量の変換効率を表す係数、 ρ は空気の密度、その他の記号は図-4.4に示すとおりとする。実験結果は図-4.5に示すとおりであり、 k_b の値として約0.9が得られている。

排気側についても同様にして車道部の圧力変化は次式で表される。

$$\frac{p_3 - p_{1e}}{\frac{1}{2} \rho V_3^2} = 2 \left(\frac{Q_4}{Q_3} \right) \left\{ k_e \left(\frac{V_4}{V_3} \right) + \frac{Q_4}{Q_3} - 2 \right\} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに、 k_e は排気口から持ち出される運動量の程度を表す係数である。実験結果は図-4.6に示すとおりである。 $(p_3 - p_{1e}) / \rho V_3^2$ の値は、一般に分流量比 Q_4 / Q_3 によって変化するといわれているが、実験では一定の値(0.2)が得られている。立坑送排気で検討の対象となる流量比の範囲内では、この値を一定として計算しても問題は少ないと考えられる。

なお、立坑底における通り抜けあるいは短絡の風量は、送排気口間の車道部の圧力損失を無視すると、次式で表される関係式から計算により求めることができる。

$$p_2 - p_3 = \rho V_0^2 \frac{A_0}{A_1} \left(k_b \cos \theta_0 - \frac{A_0}{A_1} - 2 \frac{V_1}{V_0} \right) - \rho V_4^2 \frac{A_4}{A_1} \left(k_e - \frac{A_4}{A_1} - 2 \frac{V_1}{V_4} \right) \quad \dots (4.3)$$

この式から、通り抜け、短絡風量は、立坑送排気部前後の車道の圧力、送排気口の風量、風速等によって定まることがわかる。実際の換気計画では、換気効率等を考慮して若干の通り抜け状態とするのが一般的であり、これの制御の手段としては、送気側の吹出し風速の調節および立坑前後の車道部における昇圧装置(ジェットファン等)による調節によっている。

4.2 トンネル用電気集じん機の開発

4.2.1 技術開発の経緯

トンネル用の集じん技術の開発の端緒となったのは、昭和40年代後半における生活環境保全に対する意識の高まりである。当時、土木研究所内にトンネル空気浄化技術委員会を発足させ、道路トンネルから排気される汚染空気による問題に対して汚染空気の浄化技術の現状を検討した。その結果、トンネルで換気計画上からも問題の大きい煤煙(ディーゼル黒煙、粉じん)の浄化技術の開発を最優先させる必要があるとの判断のもとで、基礎実験を実施し、静電気による集じん方式が妥当であるとの結論を得た。

昭和48年度からは、建設技術研究補助金の制度のもとで(社)建設電気技術協会を中心とした電機メーカーによる実験機の試作を行い、所期の成果が得られることを確認した。

さらにその後も引続いて日本道路公団、首都高速道路公団等の協力のもとで実用機を開発するための調査試験が展開され、現在では、道路トンネルの付帯設備の一部として重要な役割を担うまでに発展している。

4.2.2 トンネル用集じん機の概要

道路トンネル内汚染空気の現状は、煤煙濃度が極めて希薄であること ($1 \sim 3 \text{ mg/m}^3$)、煤煙の粒子が微細であること ($50 \sim 80\%$ の粒子が $0.3 \mu\text{m}$ 以下)、処理風量が大きいこと ($200 \text{ m}^3/\text{秒}/\text{km}$ 程度) から、トンネル用集じん機としては、集じん効率が高く、圧力損失が小さい電気集じん方式を採用している。

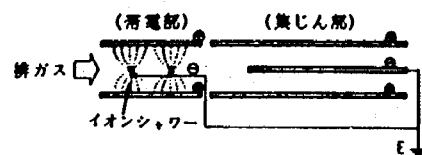


図-4.7 電機集じん機の原理

電気集じん方式の原理は、図-4.7に示すように、汚染ガスをイオンシャワー空間を通過させて、ガス中の浮遊粒子に電荷を与えたのち、帯電された粒子を電界の力によって集じん極板に吸引・捕集するものである。

表-4.1は、トンネル用に開発された電気集じん機の仕様例である。処理風速を高速化することにより小型化を図っており、所定の集じん率を確保するために粒子に電荷を与える場所とこれを捕集す

表-4.1 敦賀トンネルの電気集じん機仕様

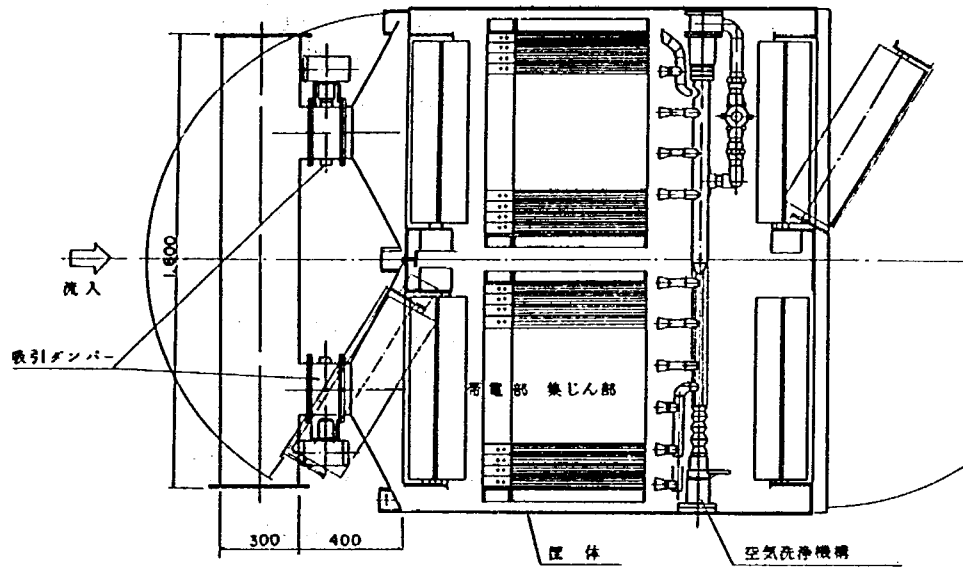
項 目	仕 様
形 式	鋼板製自立平板形水平ガス流二段式
集 じ ん 処 理 風 量	$240 \text{ m}^3/\text{s}$ ($120 \text{ m}^3/\text{s} \times 2$ 群)
集 じ ん 機 ユ ニ ッ ト	$15 \text{ m}^3/\text{s}$ 処理機 $\times 2$ 台 $\times 2$ 群 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 処理機 $\times 3$ 台 $\times 2$ 群
捕集ダストの洗浄方式	空 気 洗 浄 方 式
集 じ ん 処 理 風 速	7 m/s
集 じ ん 率	重量法 $\eta_{HVS} = 80\%$ 以上
圧 力 損 失	12 mm Aq 以下
印 加 電 圧	帯 電 部 $DC \oplus 11 \text{ KV}$ 集 じ ん 機 $DC \oplus 5.5 \text{ KV}$
電 源	$3 \phi 3 \text{ W}$ 210 V 60 Hz
集 じ ん 機 消 費 電 力	約 12 KW
洗 浄 用 補 機 他	エアブロー用コンプレッサー $3.7 \text{ KW} \times 2$ 台 圧起コンプレッサー $1.5 \text{ KW} \times 2$ 台 吸 引 フ ァ ン $1.5 \text{ KW} \times 2$ 台 ダスト回収用バグフィルター $50 \text{ m}^3/\text{min} \times 2$ 台

る場所を別にした2段式とし、極板間隔も小さいものを用いている。

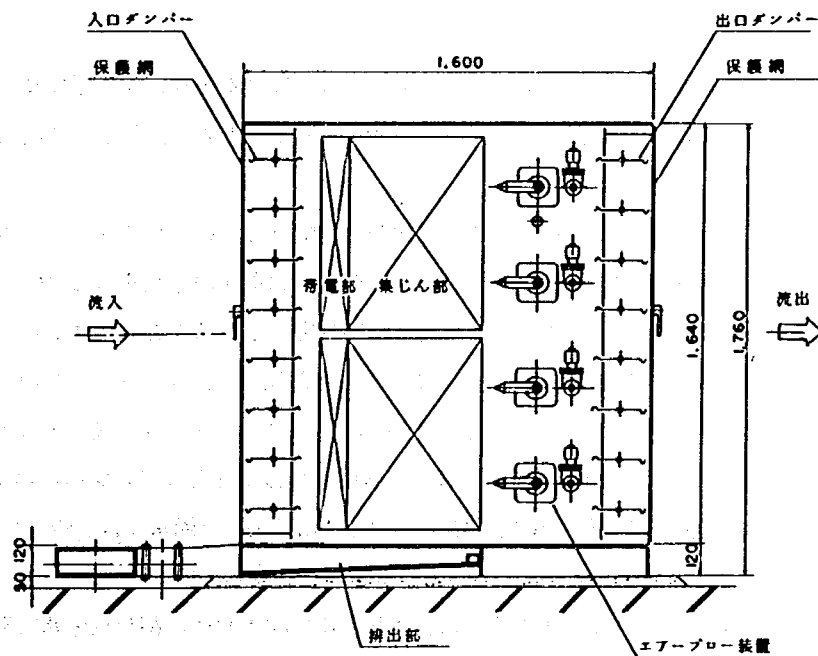
また、トンネル用集じん機は、製造コストの低減のために処理風量として例えば $7.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $15 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ のようにユニット化が図られており、必要量に合わせてユニットを組合せ使用することとし

ている。図-4.8は、 $15\text{m}^3/\text{s}$ 用のユニットの例である。

図-4.9は処理風速と集じん率の関係を示したものである。当然であるが、風速がばらつくと集じん率に影響を及ぼすので、集じん機に接近する風速の分布を一樣とする配慮も大切である。



平面図



側面図

図-4.8 空気洗浄式集じん機ユニットの例 ($15\text{m}^3/\text{s}$)

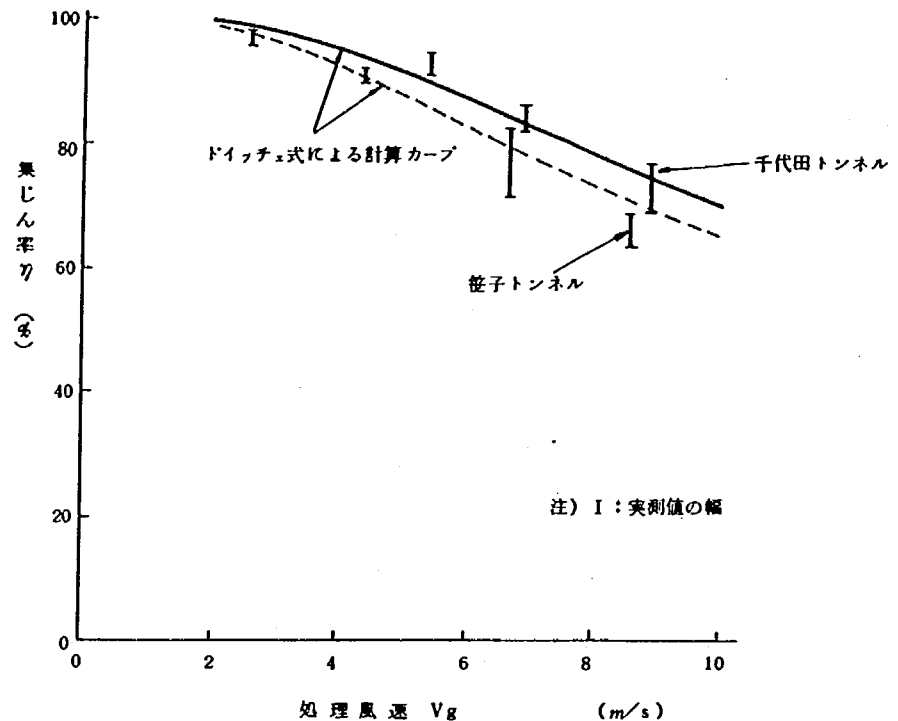


図-4.9 処理風速と集じん率

4.2.3 集じん機の換気への応用

当初は環境保全を目的としてスタートしたトンネル用電気集じん機も、実用機の省エネルギー性(処理風量 $1\text{ m}^3/\text{s}$ 当り約 50 W)が注目され、現在ではトンネル換気のための設備として利用されるケースがほとんどである。

道路トンネルの換気は、自動車排出する有害成分を対象として行われるが、主たる有害成分は、トンネル内を曇らせて視程障害を引起す煤煙、および生理的影響が考えられる CO 、 NO_x 等の成分である。自動車排出ガス量についてトンネルで実態調査を実施した結果を表-4.2に示す。煤煙については、現在の換気設計で用いている値と大差ない $3\sim 5\text{ m}^3/\text{km}$ である。 CO 等については自動車排出ガス規制の効果により大幅な低減が見られており、 CO については $7\text{ L}/\text{km}$ 程度であると考えられる。図-4.10は、煤煙および CO の設計目標濃度(許容濃度に相当するもので、煤煙透過率で $50\sim 30\%$ 、 CO 濃度で 100 ppm)に対する単位基準換気量(トンネル 1 km 当り、交通量 $1\text{ 台}/\text{時}$ 当りの所要換気量)である。

わが国の道路におけるディーゼル車混入率は、平均的には 30% 程度、都市内道路でも 10% 程度といわれている。このため、トンネルの換気は煤煙を対象として行われているのがほとんどであり、例えば、ディーゼル車混入率が 30% の場合、煤煙に対する所要換気量は CO に対するものの $3\sim 7$ 倍にな

表－4.2 最近の実態調査結果による有害成分の排出量（1台当り）

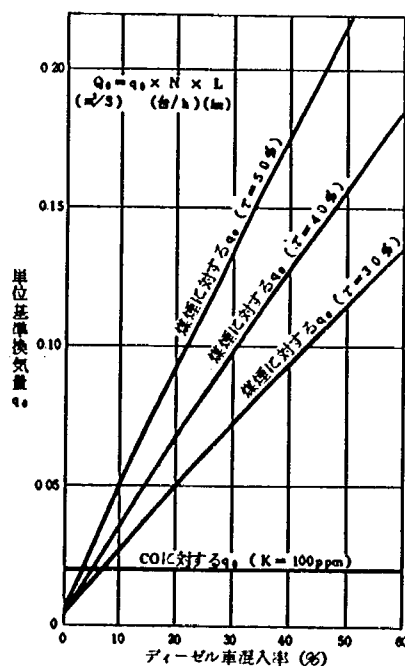
調査 トンネル名	調査年月	調査期間中 のディーゼ ル車混入率 (平均値) (%)	平均車種構成に対する平均排出量			全車両がディ ーゼル車とな った場合の煤 煙排出量 ($m^3/km/台$)
			CO ($l/km/台$)	NO _x ($l/km/台$)	煤 煙 ($m^3/km/台$)	
都 夫 良 野	51. 12	37	7.14	3.16	2.30	5.9
小 仏	52. 3	36	7.97	2.49	3.06	(8.5)
宇 津 之 谷	52. 3	30	9.79	2.07	1.89	4.92
"	53. 7	32	6.89	2.02	1.28	5.23
"	54. 10	28	7.17	0.39	1.57	3.94
都 夫 良 野	54. 12	65	—	—	3.00	5.1
宇 津 之 谷	56. 8	32	5.83	0.46	0.73	2.4
"	58. 7	32	7.11	1.17	1.19	4.0

っている。このことは、煤煙に対する措置が別の方法で行えるならば換気量を大幅に減らすことが可能であることを示唆するものである。

以上のことから、トンネル内で電気集じん機を稼働し、煤煙を除去すれば新しい空気を供給したのと同様の効果を期待することができるものである。特に、長大トンネルで土被りが大きい場合には、新鮮空気をトンネルへ取り入れるためには立坑等の建設費や完成後の送風機の運転費に多額の経費が必要となるので、代わりに集じん機を利用することは極めて有効である。

なお、集じん機を換気設備として利用する場合、机上では他の有害成分が許容濃度に達するまで繰返し集じん処理を行うことが可能であるが、換気量が少なくなると各種の有害成分の蓄積による複合的な影響、臭気等による不快感等の問題も懸念される。表－4.3は実大トンネル実験施設におい

て実際の集じん機による空気の繰返し利用を行い、その際の被験者によるアンケート結果をまとめたものである。利用回数が4回までは顕著な差はみられないが、集じん機については経験も少なく、不確定な点も残されているので、当面は安全を考慮して外気の3回使い（汚染空気的全量を集じん機で



図－4.10 単位基準換気量図
(車道断面積 A_r : 58 m^2 の場合)

表-4.3 電気集じん機による空気の流れ返し利用の限界に関する試験結果

空気の利用回数 (回 使 い)	(上段) におい (中段) 鼻・のどへの刺激 (下段) 眼への刺激 に関するアンケート集計 (%)								被 験 者 数 (延べ人数)
	感 じ ない	少し感じるが 気にならない	はっきり感じ 気 にな る	気分が悪くなる (苦痛がある)	耐えられない	気にならない	気になるが がまんできる	がまんできない	
1	16 33 △	64 47 17	20 20 5	0 0 0	0 0 0	28 80 25	70 19 △	2 1 13	129
2	15 25 △	59 53 20	25 22 1	1 0 0	0 0 0	24 71 20	69 29 △	7 0 17	126
3	11 20 △	55 47 22	33 30 4	1 3 0	0 0 0	21 70 14	70 30 △	9 0 19	145
4	13 21 △	62 57 19	24 22 5	1 0 0	0 0 0	24 67 14	71 33 △	5 0 16	63
5	14 14 △	48 48 △	36 31 7	2 7 0	0 0 0	17 64 17	69 36 △	14 0 △	42

(備考) ・実大トンネル実験施設において、集じん処理後の空気を再現した中で、約20名の被験者によるアンケート調査を行った結果である。なお、トンネル内空気の条件は、煤煙透過率35～60%、CO濃度3～90ppm、NO_x濃度6～14ppmであった。

・○、□、△印は30%を超えるもの。

図-4.11 敦賀トンネルの電気集じん機室の配置図

2回処理することと同等)を限度として運用するのが良いと考えられる。

図-4.11は敦賀トンネルにおける集じん機の換気への応用例である。

4.3 長大トンネルにおける換気計画例

以上に述べた立坑送排気縦流換気方式およびトンネル用電気集じん機を組合せて換気設備を計画した例として恵那山トンネル(Ⅱ期線：上り線)等がある。

図-4.12は恵那山トンネルの換気計画の概要を示すものである。約8.6kmのトンネルの中間に立坑および斜坑を設けて立坑送排気縦流換気を行うとともに、それらの中間においてさらに電気集じん機室を1～2ヶ所設置している。中津川方坑口から取込まれた空気は自動車排出ガスで汚染され、第1

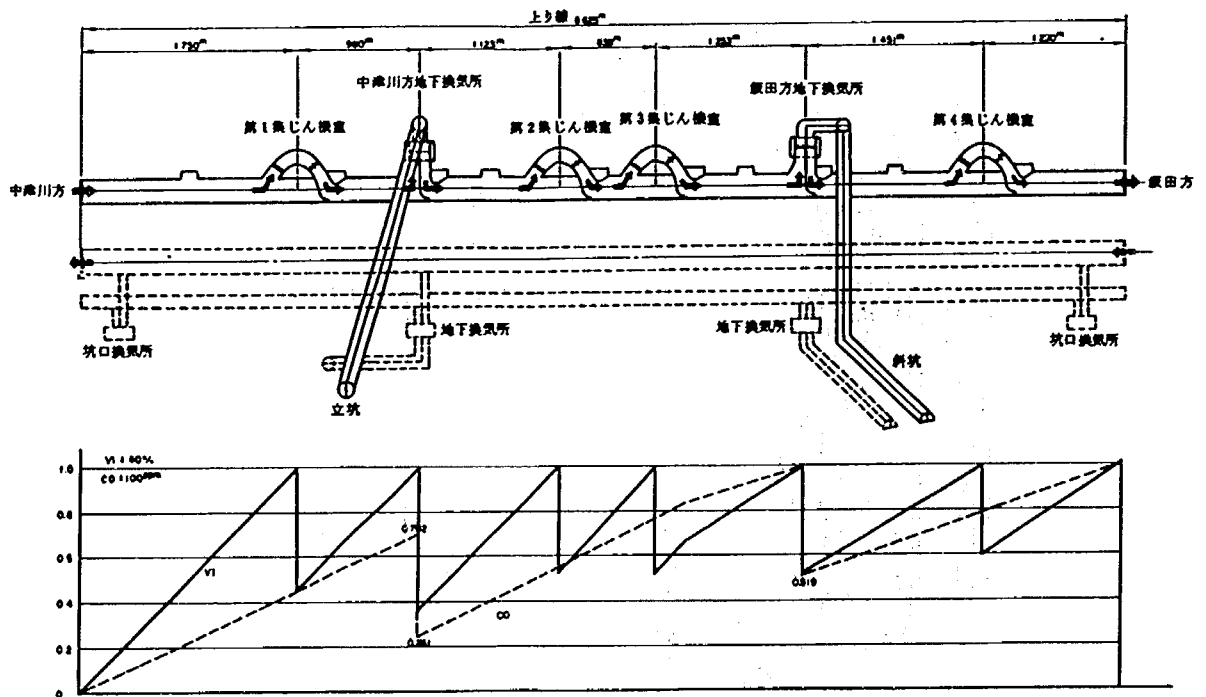


図-4.12 恵那山トンネル上り線換気系統図

集じん機室直前で煤煙濃度が設計目標濃度に近い値となるが、ここで換気風の一部が集じん処理されることによって再び煤煙濃度は小さくなる。処理空気は再び車道に戻され換気に利用されたのち立坑底に達した汚染空気は、ここでその大部分が新鮮空気と入れ換えられる。

表-4.3に示すように、この新しい方式を採用することにより、トンネル建設費の低減はもちろん、換気動力は従来の考え方である横流式を採用する場合に比べて $\frac{1}{3}$ に低減することに成功した。

表-4.4 恵那山トンネル換気計画案の比較

	I 期線(下り)	II 期線(上り)	
換気方式	横流式	横流式	集じん機付縦流式
設計交通量	1,000 台/時(対面)	1,680 台/時	1,680 台/時
トンネル断面積	100 m ²	108 m ²	92 m ²
換気所要電力	14,400 KW (対面)	22,500 KW	6,700 KW
工 費	約 340 億円(当時)	約 650 億円	約 500 億円
備 考	立坑, 斜坑 2ヶ所 (対面供用中)	立坑, 斜坑 2ヶ所	立坑, 斜坑 2ヶ所 集じん機室 4ヶ所

5. あとがき

紙面等の関係で本稿では、トンネル本体工については吹付けコンクリートやロックボルト等の支保機能を中心とした設計の面についてのみ触れたが、この新しい工法の発展のためには、この設計思想に適合した施工法、施工機械の改善が必要であり、そのための研究開発も推進されてきている。

また、道路トンネルには上で述べた換気設備の他に、照明設備や非常用施設等の付帯設備があり、これらについては相互の関連をふまえた技術の改善が大切である。

土木研究所においても、これらの課題のいくつかを採り上げ研究を進めているが、別の機会があれば紹介していくつもりである。

参考文献

- 1) 建設省道路局「道路統計年報」, ~'84
- 2) 日本道路協会「第31回道路講習会・講義要旨」, 昭和58年
- 3) 今田, 水谷「トンネルの支保構造に関する研究報告」, 土木研究所資料, 第1702号,
昭和56年
- 4) 水谷, 大久保, 他「吹付けコンクリート薄肉覆工の支持機構に関する実験報告(1), (2)」,
土木研究所資料, 第2049, 2154号, 昭和59年
- 5) 日本道路協会「第14回日本道路会議・会議記録」, 昭和56年
- 6) 今田, 水谷, 堀内「立坑送排気換気模型実験」, 土木研究所資料, 第1070号, 昭和50年
- 7) 市原, 今田, 水谷「道路トンネルの空気浄化技術に関する研究報告」,
土木研究所資料, 第990号, 昭和50年
- 8) 建設電気技術協会「道路トンネル集じん便覧」, 昭和54年

- 9) 今田，水谷，島田，他「電気集じん機の道路トンネルへの適用性に関する実験」，
土木研究所資料，第1672号，昭和56年
- 10) 水谷，堀内，他「道路トンネル換気実態調査に関する研究報告書」，
土木研究所資料，第2097号，昭和59年

コンクリートの早期劣化と問題点

地質化学部長 蔦 田 実

コンクリートの早期劣化と問題点

1. まえがき

コンクリート構造物といえば、耐久性の優れた半永久的なものと一般に信じられてきたが、近年、コンクリート構造物が意外にも早期に劣化することが明かにされ、その耐久性について疑念がもたれるようになり、社会的にも大きな関心をよんでいる。

近年のコンクリート構造物の早期劣化の原因には、種々要因が複雑に絡んでいると考えられ、種々の立場から議論の多いところである。ここでは、コンクリート構造物の早期劣化に関する一般的な背景と問題点について、筆者なりの所見を述べるとともに、近年の劣化の原因として特に取上げられている塩害とアルカリ骨材反応に関する基本的事項について解説を加えたいと思う。筆者の独断が過ぎるかも知れないが、諸賢の御批判、御教示がいただければ幸いである。

2. 早期劣化の背景と問題点

2.1 コンクリート工業の分業化、機械化

コンクリート工事は、ダムなどの一部の大規模工事を除いては、一般に生コンの製造及び現場までの運搬が生コン業者、工事現場内での運搬がポンプ業者、それ以降の打設、締固、養生が施工業者と、分業化している。このような分業化は、施工の能率化、迅速化を可能としているが、反面コンクリートの品質を低下させる原因になっているとの意見がある。

(1) 分業化の影響

昔は同じ監督の下で原材料のチェック、配合、混合、打設、締固、養生が行われ、コンクリート工事の全工程が経験豊かな技術者によって見届けられると同時に、コンクリートに関する責任の所在が明確であった。現在の分業化は、1人の人間が全工程を見届けられるようなシステムにはなっていないのと同時に、単に作業の分化ばかりではなく責任の分散にもなっていると言える。また、このような分業化はコンクリートに関する経験の蓄積及び経験豊かな技術者の育成を阻害しているとも言える。このような責任の分散と現場経験の豊かなコンクリート技術者が少なくなっている状況が近年のコンクリートの品質低下と無縁とはいえないであろう。

しかし、この問題は、近年の分業化におけるコンクリートの品質管理技術の問題ともいえる。すなわち、現在施工現場で簡便にして的確に行える品質管理の方法についての技術開発が立遅れており、コンクリート工事の近代化に適した品質管理技術が確立されていないことが分業化によるコンクリートの品質低下の真の原因ともいえよう。

(2) 機械化の影響

近年の建設工事の合理化、すなわち機械化施工、急速施工は大きな時代の流れの中で必然的に生れ

てきたものである。コンクリート工事の機械化もこのような社会的要請によるもので、コンクリート工事だけを昔のような施工形態に戻すといっても、今やそれは不可能であろう。特に高度経済成長期の施工技術の革新は、量を重視したあまり質が軽視されたことは否めないが、機械化によってコンクリートの品質がある程度変化したとしても、それは避け得ないものであって、現在のコンクリートを昔と同じと考える方がむしろ間違っているとも言える。すなわち、近年の機械化施工では、出来るだけ流動性の高いコンクリートが望まれる。しかるに、コンクリートの品質管理は従来通り主として供試体の28日強度で行われているため、流動性がある程度所定の強度を得る必要性から、セメントの微粉化、材料配合におけるセメント量及び単位水量の増大をもたらしている。さらには、流動化剤、減水剤など各種の混和材料の利用がさかんになっている。したがって、以前と現在のコンクリートが、強度が同じであったとしても、その他の品質は種々の点で大きく異なっていると考えられる。このような品質の変化が、近年のコンクリート構造物の早期劣化と何らかの形で密接に関連していると考えざるを得ない。

生コンクリートを利用し、ポンプで輸送するコンクリート工事において、耐久性を含めてコンクリートの品質を以前のもと同様にしようとするのであれば、コンクリートの品質とは何かを改めて問い直す必要がある。すなわち、コンクリートの品質が強度だけで管理できると考えてきたこと自体が、近年のコンクリートの品質の低下につながっているともいえる。

2.2 骨材の品質の多様化

現在我が国では年間8億トンの骨材が生産され、そのうち約6億トンがコンクリートに使用されている。コンクリート用骨材といえば昔はもっぱら河川砂利のことであったが、その生産量は現在8千万トンで、全生産量の1割を占めるにすぎない。15年前の全生産量が4億トンで、そのうち5割の2億トンが河川砂利であったことと比較しても、割合では勿論、絶対量そのものでも河川砂利の生産は大幅に減少している。河川砂利の不足する分、碎石の生産量が増大し15年前の4倍の4億トンの碎石が生産されている。また、河川砂利の生産の減少にともなって、山砂利、陸砂利の生産も年々僅かであるが増加しており、いずれも現在では河川砂利の生産量を上まわっている。このように、コンクリートに用いられる骨材の種類並びに品質が年々多様化してきており、それが近年のコンクリートの品質に影響を与えてきていると考えられる。

(1) 骨材の物理的品質の低下

土木用コンクリートの骨材は、土木学会「コンクリート標準示方書」、日本工業規格JIS A 5000「コンクリート用碎石」に、主として物理的性質が規定されている。生産される骨材のうち規格値を満足する骨材は、少々データは古いが、昭和52年の「粗骨材の品質調査報告（セメント協会）」によれば41%と、問題なく良質とされる骨材は意外と少ないのである。

狭小な国土に人口の多い我が国において、環境の保全をはかりながら資源を確保すると、実は規格

に合格しない骨材をも有効に利用する必要性に迫られるのは当然である。近年低品質骨材のコンクリートへの利用に関する研究が盛んになってきており、規格外の骨材でもその特性を理解してコンクリートの品質に及ぼす影響を考慮して使用すれば、コンクリート用骨材として十分使用できるものが多いことが明らかにされている。したがって、低品質骨材の利用が直ちにコンクリート構造物の品質低下につながるとは限らないが、このような骨材を不用意に利用したとすれば、それはコンクリートの品質に影響を与えるものであろう。

(2) 化学的に不安定な骨材の利用

従来、我が国の骨材には化学的に不安定なものは無いとされてきたため、我が国の骨材の品質規格には化学的性質についての具体的規定が定められていない。ところで昨年来問題となっているアルカリ・シリカ反応を起こしたとされる輝石安山岩は、従来の品質規格の上では良質とされるものであり、あのような欠陥を生ずるものとは思ってもよらなかったものである。

すなわち、アルカリ・シリカ反応によるコンクリートの劣化は、我が国には化学的に不安定な骨材は無いと信じて疑わなかったために発生したものであり、近年の骨材の品質の多様化のなかでそれを予見できなかったためである。

なお、ついでながら骨材中に含まれている化学的に不安定な物質は反応性シリカ鉱物だけかと言えば、決してそうとは言いきれない。外国の文献によれば、濁沸石、粘土鉱物、硫化物等があり、骨材の品質がますます多様化していく傾向にあることを考えると、将来これらの物質によるコンクリートの劣化が問題にならないと言う保証は無い。したがって、この際シリカ鉱物に限らず、コンクリートに影響を与えると考えられる骨材の化学的性質を総合的に評価する試験方法を開発することが、またそのための研究の推進が必要である。

(3) 海砂の利用

河川産の骨材の枯渇にともなって、近年コンクリート用細骨材として海砂が使用されるようになってきたが、土木学会の基準では塩分量を0.1%以下とするよう規定されている。これは、塩分の影響により鉄筋が腐食することを防止するために設けられたものであって、土木学会コンクリート標準示方書にはじめて規定されたのが昭和49年度である。したがって、それ以前にはこのような規定が無かったため、海砂を除塩しないで使用したとすると塩分量はおよそ0.3%と規定の約3倍にもなり、海砂中の塩分がコンクリートの劣化の原因になっている可能性がある。

コンクリート中の鉄筋の腐食に影響を与えるのは、単に海砂に含まれる塩分ばかりでなく、混練水あるいは混和剤などに含まれる塩化物もある。従来良く用いられていた混和剤のなかには可成りの量の塩化物が含まれていたし、混練水に用いる水道水に含まれる塩化物も決して無視は出来ないであろう。すなわち、海砂中の塩分量を問題にする以上、コンクリート中に含まれる塩化物の総量を問題にすべきである。それと同時に、現場において塩化物量を管理するための計測技術及び管理体制の確立が必要とされよう。

2.3 環境条件の厳しさに対する認識の不足

国土の狭小な島国の我が国においては、海岸近くに多くのコンクリート構造物が建設されているが、近年、海岸近くのコンクリート構造物が、鉄筋の腐食により、早期に劣化する現象が見出され、問題となっている。ともすれば、その原因がコンクリートの品質の低下あるいはかぶり厚さが不足するなど施工上のミスと考えられがちだが、実際には海岸と言う環境条件の厳しさに対する認識の甘さに真の原因があったと考えられる。海が腐食性の激しい環境であることは一般に良く知られている事実だが、コンクリート構造物にとってどの程度の厳しさであるかについては、実は良く知られていなかったと言えよう。

海洋コンクリート構造物に対して、種々の防食対策を講ずる必要があるとされ、例えば鉄筋等のかぶり厚さについては表-1のように規定されている。各国の基準値が異っていることもさることながら、腐食性の最も激しい環境区分についても考え方に差がある。飛沫帯が最も激しいという点は共通しているが、海中も同様に厳しい環境と考えているものもあれば、大気中を厳しい環境と考えているものもある。我が国の土木学会の設計基準においては、海上大気中は最も厳しい環境とは考えていず、一般的には海岸近くのコンクリート構造物が厳しい環境にあるとは必ずしも考えられていなかったといえる。

最近の調査結果(3.2参照)で、コンクリートにとって海上大気中も腐食性が激しく、また、潮風が強く吹きつけるため海岸線よりやや入った陸上部でも非常に腐食性が激しいと考えるべき地域のあることが明らかにされ、コンクリート構造物に対する沿岸海域の環境条件の厳しさについての従来の認識が必ずしも十分でなかったことが明らかにされている。

3. 塩化物による鋼材の腐食とコンクリートの劣化

3.1 コンクリート中の鋼材の腐食機構

(1) 鋼材の腐食反応

鉄鋼の腐食は、次のような電気化学的反応によるものとして説明されている。すなわち、微量な金属組成の不均一な部分あるいは環境条件の差によって、鉄鋼表面に局所的な電池が構成される。図-1は局部電池をモデル的に示したもので、局部電池のアノード部(陽極)から溶液中に電流が流れ出し、カソード部(陰極)には溶液中から電流が流入して、それぞれ次の反応が起る。

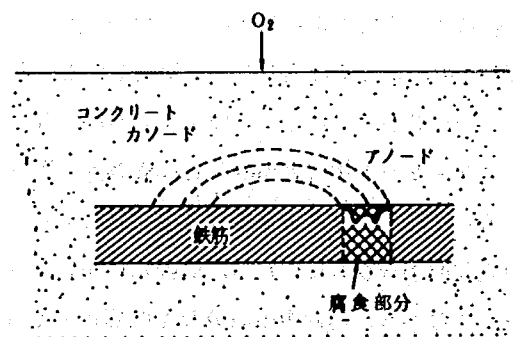


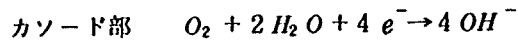
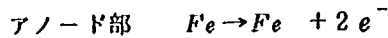
図-1 コンクリート中の鉄筋のマクロセル腐食のモデル

表-1 各国の海洋コンクリート構造物設計基準一覧¹⁾

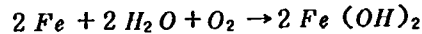
基準 項目		海洋コンクリート 構造物設計施工指 針（案）	F. I. P	A. C. I	D n V	海洋コンクリート 構造物の防食指針 （案）	
作 成 者		（社）土木学会	国際プレストレスト コンクリート協会	ア メ リ カ コンクリート協会	ノ ル ウ ェ ー 船 級 協 会	旧日本コンクリート 工 学 協 会	
名 称		海洋コンクリート 構造物設計施工指 針（案）	Recommendations for the Design & Construction of Concrete Sea Structures	Guide for the Design & Construction of Fixed offshore Concrete Structures	Rules for the Design, Construction & Inspection of offshore Structures	海洋コンクリート 構造物の防食指針 （案）	
発 行 年		1977	1977	1978	1977	1983	
対象構造物		コンクリート製海洋 構造物	鉄筋及びプレスト レストコンクリート 製海洋構造物	鉄筋及びプレスト レストコンクリート 製海洋構造物	鋼製及びコンクリート製海洋構造物	海洋コンクリート 構造物	
目 的		コンクリート製海洋 構造物の設計、施工に 当って特に海洋環境の 特殊性に重点を置いた 指針	海洋構造物の設計 施工に関して実用 技術に基づいた勧 告集（北海を対象）	固定式海洋構造物 の設計、施工のため の指針（北海を対象）	海洋構造物の設計 施工、検査に関して 具備すべき最小 限の規則（北海を対象）	海洋コンクリート 構造物中の鋼材の 腐食を防止するた めの指針	
耐 久 性	総 則	耐久性に対する一 般的配慮の必要性	耐久性に対して詳細な 配慮の必要性 海洋構造物で考慮 すべき苛酷な作用 を受ける3領域と 各々における劣化 作用および耐久性 を高めるための対 策	耐久性に対して詳細な 配慮の必要性 海洋構造物で考慮 すべき苛酷な作用 を受ける3領域と 各々における劣化 作用	水密性を高めるた めの対策 透水係数 $K < 10^{-11} \text{ m/sec}$ 凍結融解作用に対 する対策	コンクリート中の 鋼材の腐食を防止 するための設計、 施工、及び検査に 対する指針	
	最小か ぶりの 標準 値	鉄 筋	大気中	50	75	50	40*
飛沫帯			70	75	65	50*	100 (125)
海中			70	60	50	50	100 (125)
P C 鋼 材		大気中	—	100	75*	80*	75 (100)
		飛沫帯	責任技術者の判断 による	100	90*	100*	100 (125)
		海中	—	75	75*	100*	75 (100)

注) * はシースカぶり

() は施工条件の悪い場合



したがって、全体としては



なる反応が起り、水酸化第1鉄 $Fe(OH)_2$ は、溶存酸素によってさらに酸化され、水酸化第二鉄 $Fe(OH)_3$ となる。

(2) 鋼材のPHへ電位図

コンクリート中では鋼材は一般的には腐食しない。これは、コンクリートがアルカリ性であるため、鉄鋼が腐食するか否かは環境条件のPHによって異なる。Pourbaixは、鉄が安定な不動態に保たれるかあるいは腐食を生ずる活性態にあるかを知る

ものとして、図-2に示す電位～PH図を作成している。コンクリート中では鋼材はAの位置にあり、不動態域にあって腐食は進行しない。しかし、コンクリートが中性化してPHが低くなると不動態域から腐食域になるので腐食が進行する。従来から鉄筋コンクリートの耐久性に関して中性化が大きな問題とされてきたのは、このような理由によるものである。しかし、中性化しないコンクリート中でも塩分が存在すると不動態被膜が Cl^{-} によって破られ、腐食が孔食の型で進行する。海域でのコンクリート中の腐食が問題になるのは、まさに塩分の影響であり、必ずしもコンクリートの中性化の有無によるものではない。

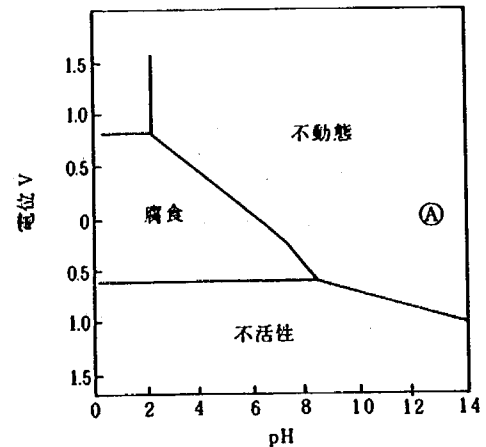


図-2 鉄の電位-PH図

(3) マクロセル腐食

鋼材の腐食反応は局部電池形成して進行するが、コンクリート中では、アノード部とカソード部が隣接したマイクロセル腐食として進行するよりも、アノード部とカソード部がある程度の距離離れたマクロセル腐食として進行すると考えられている。

コンクリートの接する環境条件が部分的に異なる場合、コンクリート中の鉄筋周囲の環境条件も部分的に異なり、マクロセルが形成されると考えられる。コンクリートの下部が常時海中にあり、上部が大気中にあるように暴露した試験結果を図-3に示した。この結果から海中部分から波浪により常時湿潤になっている部分ではほとんど腐食が進行していないのに対して、それより上部の海上大気中の部分に腐食の著しい箇所が集中し、特に海面上50～60 cmの位置に決まって腐食の著しい箇所があることが明らかにされている。また、このようなばくろ条件のもとでのコンクリート中の鉄筋の電位分布およびコンクリートの電気抵抗の測定結果を図-4に示す。これらの結果から、鉄筋の電位分布は

凡 例 ----- 腐食なし ——— 腐食度 A ——— 腐食度 B ■■■ 腐食度 C

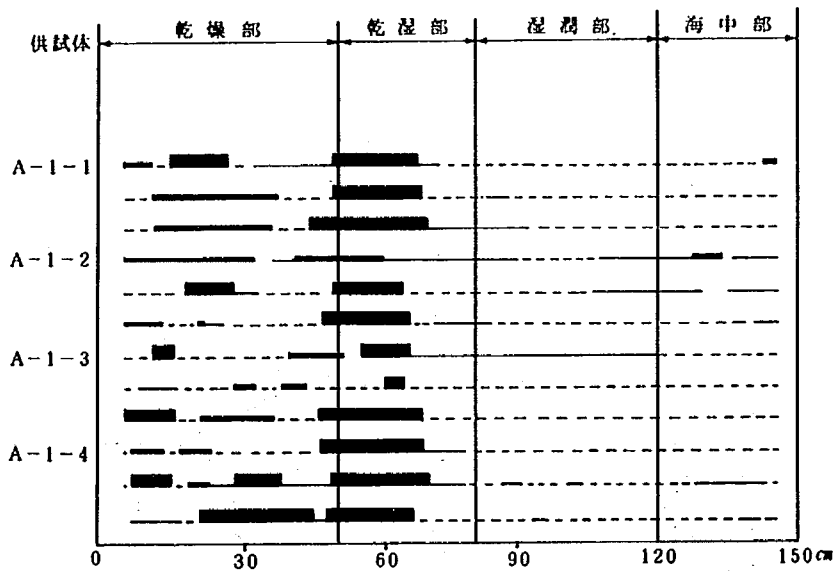


図-3 大気中～海中ばくろ試供体の腐食状況
(水・セメント比55%, かぶり2 cm, ばくろ
期間2年)

一様でなく、山と谷をなす山なりの分布を示し、電位分布の谷になる部分と腐食の著しい箇所が対応しており、明らかにコンクリートが異なった環境条件に接することによりマクロセルが形成し、鉄筋の局所的な腐食の進行することがわかる。

コンクリートが単一の環境条件にある場合は、マクロセルが形成されにくいと考えられるが、海上大気中（海面上約1.5 mの位置）に暴露コンクリート供試体中の鉄筋の腐食状況を図-5に示す。この結果から、コンクリートが海上大気中の単一環境にあっても鉄筋の腐食の著しい箇所は局部的であり、図-6に示すようにマクロセルによる腐食が生じていることが明らかにされている。すなわち、この場合には、コンクリートの品質の部分的な不均質によってマクロセルが形成され、腐食が促進されることが考えられる。また、コンクリートにひびわれがある場合、図-6に示すようにひびわれ部を中心に電位の高低が生じ、マクロセルが形成され、腐食が進行することが明らかにされている。

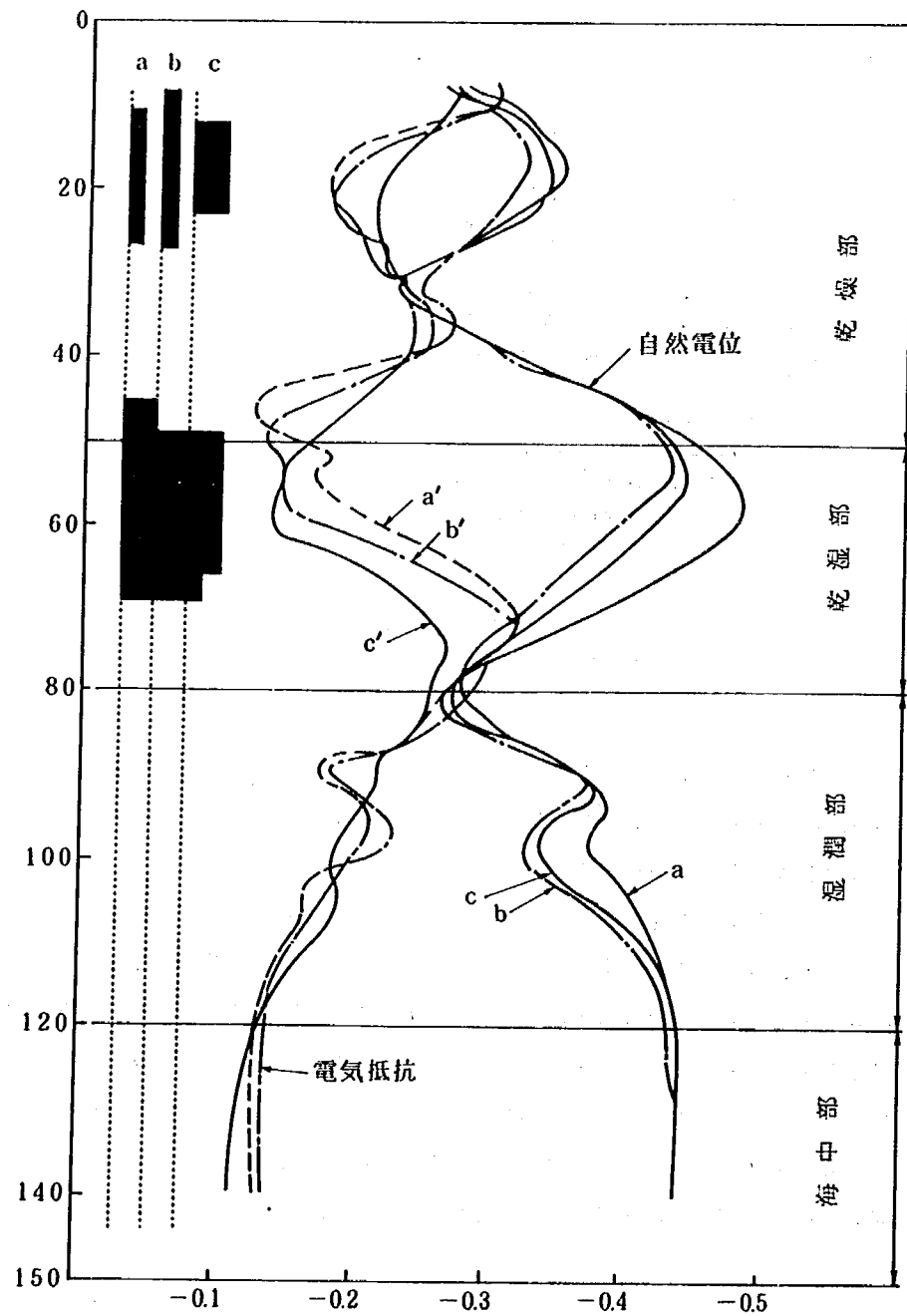


図-4 大気中～海中ばくろ供試体の自然電位分布と電気抵抗分布³⁾
(水・セメント比55%, かぶり2 cm, ばくろ期間2年)

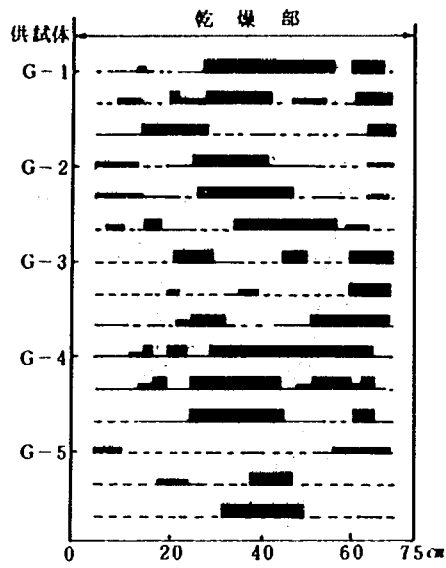


図-5 大気中（海上）ばくろ供試体の腐食状況
（水・セメント比55%, かなり2 cm）
ばくろ期間2年

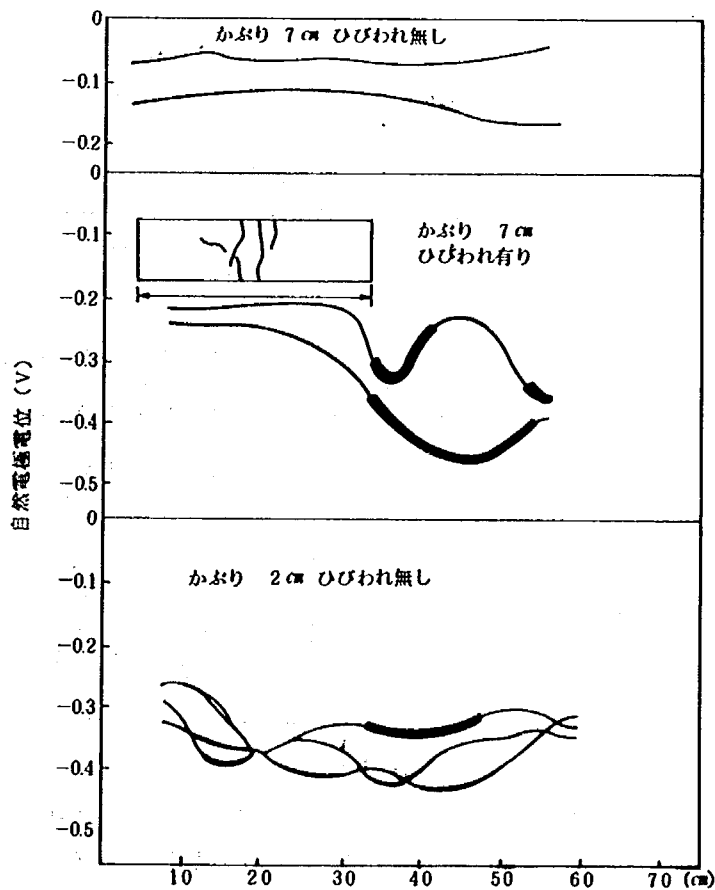


図-6 大気中（海上）ばくろ供試体の自然電位分布
（水・セメント比55%, ばくろ期間2年）

3.2 海岸地域の道路橋の劣化に関する実態調査

昭和55～56年に日本海沿岸のコンクリート橋が損傷しているのが発見され、損傷状況の調査の結果からその原因が塩化物の影響によるものであると考えられた。すなわち、図-7に示すようにコンクリートの表面から1～2 cm の位置で、海砂中の塩分の規制値（土木学会）の10～20倍の塩分が含まれ、また、5～6 cm の位置でも3～10倍の塩分が含まれていることから、酸素の供給さえあれば、コンクリートが中性化しなくても鋼材が腐食するのは極めて当然であることがわかった。そこで、建設省土木研究所では、昭和57年度に全国の沿岸にあるコンクリート橋の損傷の実態調査を行った。

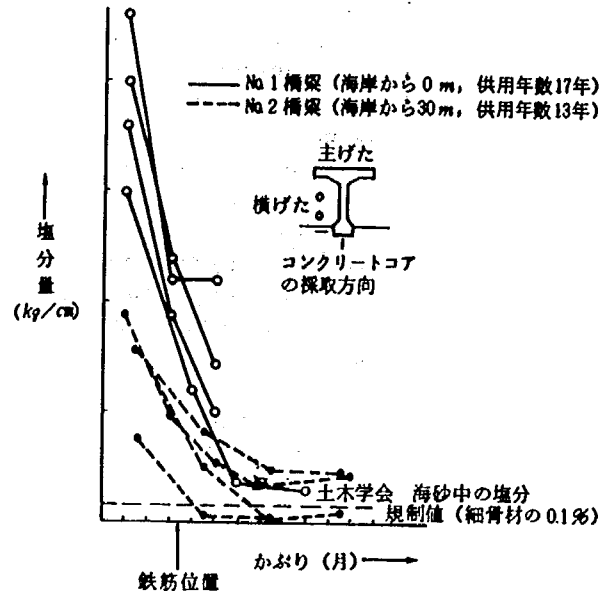


図-7 コンクリート中の塩分量

海岸から 500 m 以内にある 920 橋 (RC 300 橋, PC 620 橋) の実態調査を行った結果を図-8～10に示す。これらの結果から、次の事が明らかにされた。

(1) 供用年数と損傷度

塩害以外の要因による損傷の発生は、供用年数が経過するにしたがって増加する傾向が

あるのに対して、塩害による損傷の発生は必ずしも供用年数と関係なく、7～10年と16～20年に若干のピークが見られている。損傷度4以上の橋梁はすべて7年以上供用している。

(2) 海岸からの距離と損傷

他の要因による損傷発生は海岸からの距離とあまり関係ないのに対して、塩害による損傷の発生は

表-2 損傷度の判定基準

損傷度	判定基準	損傷内容
0	被害なし	
1	他の原因による傷	明らかに他の要因による損傷
2	塩害の兆候がある	スペーサー等のさび汁が要因
3	塩害が軽度	多数のさび汁が生じている。部分的なひびわれ、はくりが生じている（主桁）
4	塩害が中度	ひびわれ・はくりが多数（全主桁にわたって）
5	塩害が強度	4に加えて大きなはくり、太く長いひびわれが生じたもの

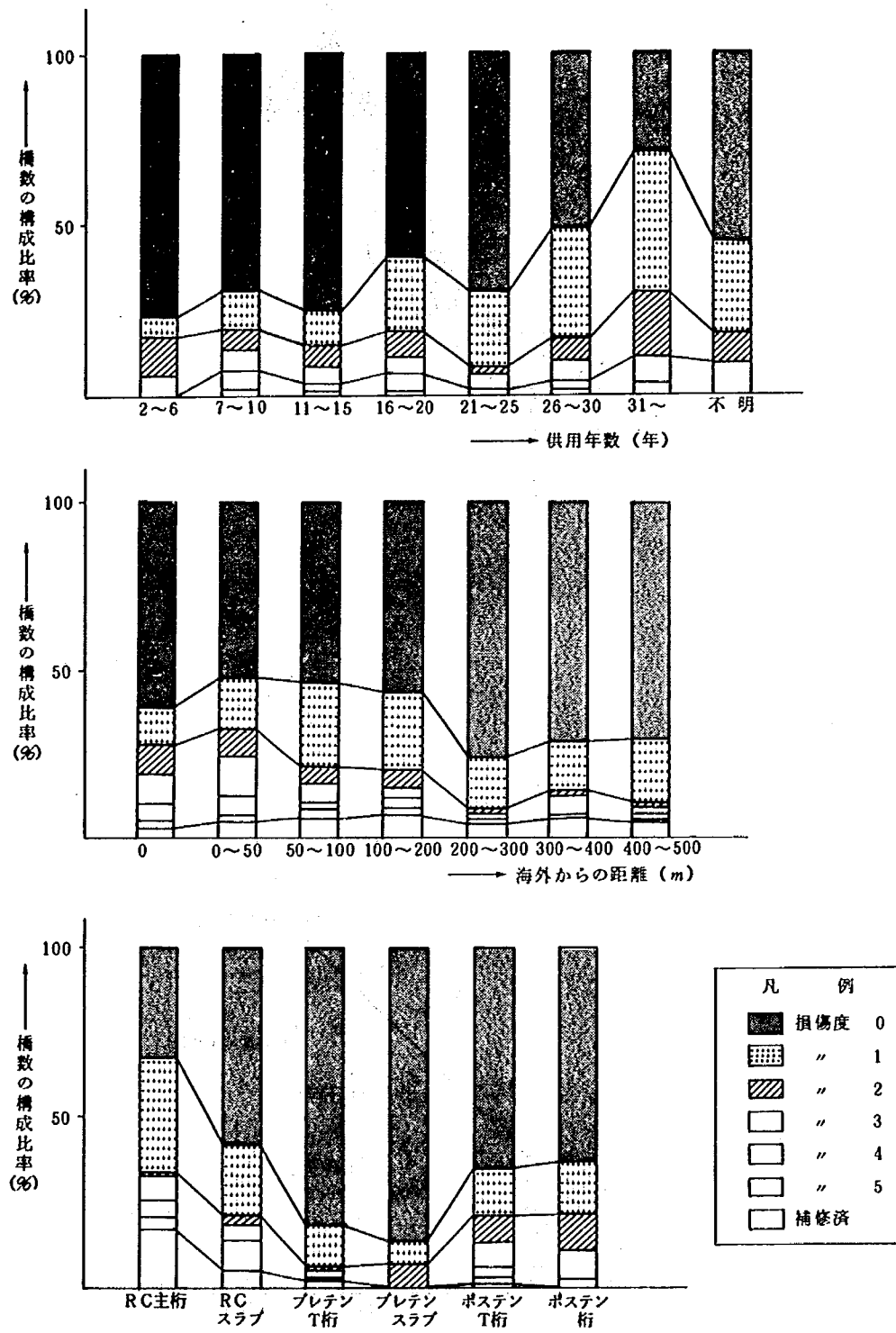


図-8 各種要因と損傷発生率

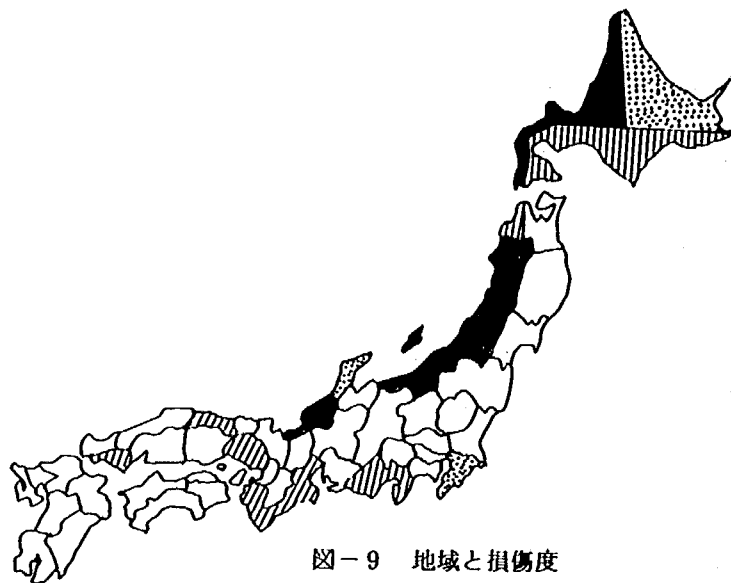


図-9 地域と損傷度

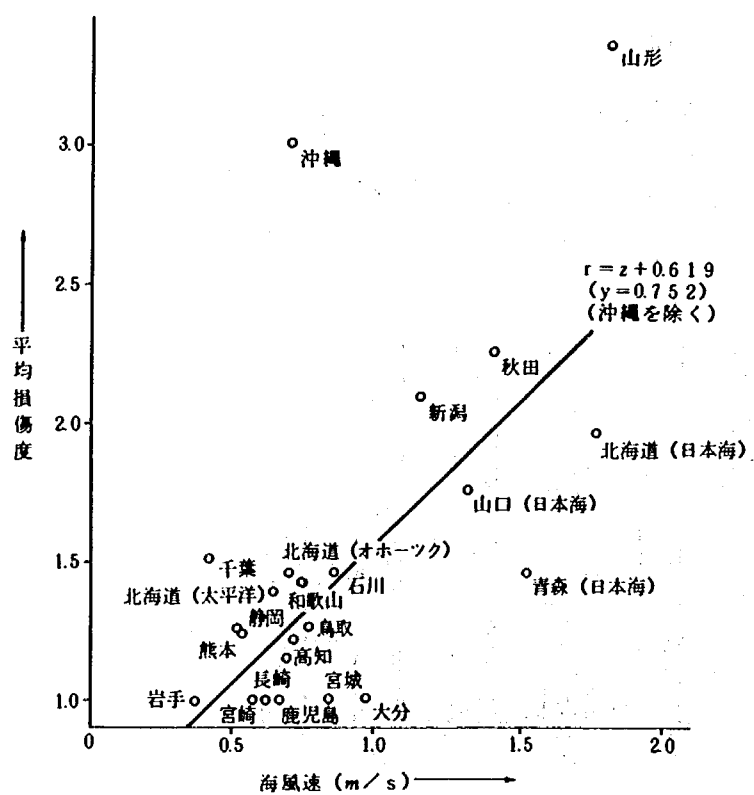


図-10 海風速と損傷度

海岸に近いほど増大する傾向があり、損傷度4以上の橋梁のうち、約53%が海岸から50m以内に、約86%が海岸から200m以内に集中している。

(3) 橋種と損傷

RCT桁、ポステンT桁、ポステン箱桁が損傷している場合が多く、プレテンスラブ桁は損傷例が最も少く、橋種別に損傷の発生率が異なると考えられる。

(4) 地域と損傷

橋種によって損傷の発生率が異なると考えられるため、発生率の高いポステンT桁について損傷状況を調べると、北海道、東北、北陸、沖縄地区の損傷発生率が、特に高く、単に海岸に近いか否かばかりでなく、地域によって腐食に対する環境条件が異なると考えられる。

(5) 海風速と損傷

地域によって腐食環境条件が異なると考えられるので、各地域の平均海風速（海岸線に直角方向に換算）と平均損傷度との関係を調べると、海風速と損傷の発生とは可成りの相関があることが明らかにされた。沖縄を除いては、各地域の平均湿度と平均気温からみた腐食条件よりも、むしろ海からの風の条件が腐食に対して大きく寄与していると考えられることが明らかにされた。

3.3 コンクリート中の鋼材の腐食方法

コンクリート中の鋼材が腐食すると、錆の膨張圧によりコンクリートにひびわれを発生させ、やがてかぶりコンクリートの剥落を招き、急速にコンクリートを劣化させる。コンクリート中の鋼材の腐食を防止するには十分なかぶりを取って、できるだけ密実なコンクリートを打設することが最も有効な手段だが、どの程度のかぶりを取るべきかは環境条件によっても異なる。最も腐食性の厳しい環境では、筆者の個人的な見解によれば少なくとも100mm程度は必要と考えている。しかも、この場合コンクリートのひびわれの発生は全く許されない。ひびわれの発生を避け、しかも十分なかぶりを取ることは構造物の種類によっては必ずしも実用的でない。十分なかぶりが取れない場合、あるいはひびわれの発生を避けることができない場合には、コンクリート中の鋼材に対して何らかの積極的な防食対策が必要となる。

コンクリート構造物の防食方法は、その作用機構により次のように分類される。

1) コンクリート表面で腐食性物質を遮断する防食方法

例：ライニング、あまに油処理

2) 腐食性物質のコンクリート中への浸透を抑制する防食方法

ポリマーコンクリート（PCC、PIC）、ワクシーコンクリート、ひびわれ補修剤（コンクリートに生じたひびわれに対する注入材）

3) 鋼材表面で腐食性物質を遮断する防食方法

例：金属めっき、樹脂塗装

4) 鋼材の腐食を抑制する防食方法

例：電気防食，耐塩性鋼

5) コンクリート中の鋼材の腐食環境を抑制する防食方法

例：防錆剤，電気泳動の利用

これらの防食方法の多くは研究あるいは技術開発の段階にあって，必ずしも実績のあるものばかりではないが，コンクリート構造物の防食方法として実用性があると思われる代表的なものについては，近年提案されている下記の指針案に採用されている。

a) 海洋コンクリート構造物防食指針（案）・日本コンクリート工学協会（1983）

b) 道路橋の塩害対策指針（案）・同解説・日本道路協会（1984）

a) においては，環境の厳しさ等に基づいた防食区分に応じて，第1種防食法として，かぶり厚さ，許容ひびわれ巾などのコンクリート設計・施工条件を定めている。しかし，第1種防食法の全てが満足出来ないときは，第2種防食法としてエポキシ塗装鉄筋，亜鉛メッキ鉄筋あるいは電気防食を行うこととしている。b) においては，日本全土を3つの環境条件に区分し，それぞれの区分地域を更に海岸からの距離に応じて必要な最小かぶり厚さを定め，そのかぶり厚さが確保出来ない場合にエポキシ樹脂塗装鉄筋あるいはコンクリート表面の塗装を行うこととしている。

4. アルカリ骨材反応とコンクリートの劣化

4.1 アルカリ骨材反応

セメント中のアルカリ（ Na_2O 及び K_2O ）と骨材中のある種成分とが反応して，セメント硬化体を膨張させて，コンクリートにひびわれやポップアウトを生じさせる現象を総称してアルカリ骨材反応（AAR）という。AARには次の3種類の反応に分類される。

a) アルカリ・シリカ反応

b) アルカリ・シリケート反応

c) アルカリ・炭酸塩反応

しかし，a) と b) との区別が明瞭でないとして，b) のアルカリ・シリケート反応をゆっくり進む a) のアルカリ・シリカ反応として分類することもある。

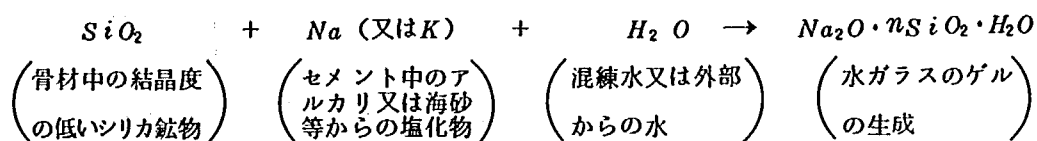
AAR が最初に報告されたのは，米国で1940年であって，それはa) のアルカリ・シリカ反応であった。c) のアルカリ・炭酸塩反応が最初に報告されたのは1957年であり，b) のアルカリ・シリケート反応が最初に報告されたのは1975年であった。

我が国でアルカリ・骨材反応が最初に報告されたのは近藤らの1951年の報告で最上川産骨材を使用した橋の床版に，架設後数年で亀甲状のひびわれと剥離現象を生じていたことが報告されている。それと同時に近藤らは我が国の104種類の岩石・骨材について化学法（後述）で試験したが，その結

果では有害と判定されたのは僅かであったためか、いつの間にか我が国ではアルカリ骨材反応を起す骨材は殆んど無いと一般にいわれるようになった。しかし、1982年頃から阪神地域で高架橋で著しい亀甲状のひびわれによるコンクリートの劣化が発見され、1983年～1984年の材料学会による調査結果で、これは骨材に用いたサヌキ質岩安山岩のアルカリ・シリカ反応によるものであることが判明して、我が国でもカルカリ・シリカ反応を起す骨材があるということで改めてアルカリ・シリカ反応とそれによるコンクリートの劣化問題が大きな関心をおよぼすこととなった。

4.2 アルカリ・シリカ反応 (ASR) によるコンクリートの劣化

ASRとそれによるコンクリートの劣化機構は次のように考えられている。



すなわち、骨材中に含まれている結晶度の低いシリカ鉱物（オパール、玉髄、クリストバライト、ドリジマイト、ガラスなど）がセメントの中のアルカリ（ Na^+ 又は K^+ ）と水と反応して水ガラスを生成し、水ガラスがゲル化しその膨張圧によって、コンクリートにひびわれを発生する。

したがって、ASRに必要なアルカリは必ずしもセメント中に含まれるアルカリばかりでなく、海砂を細骨材に用いた場合には、海砂がコンクリート中に持ちこむ塩化物（ NaCl ）もアルカリとして考慮する必要があり、水ガラスのゲルの膨潤に必要な水が外部から供給されることもコンクリートの劣化を促進する要因として考慮しなければならない。

阪神地区で近年発見されたASRによるコンクリートの劣化は、結晶度の低いシリカ鉱物（クリストバライトなど）を含んだ骨材を用いたことが第1の原因だが、アルカリに関しては用いたセメントが原因ともあるいは用いた海砂が原因ともいえる。また、劣化が雨水等にさらされる箇所に発生していることから湿潤になりやすい環境条件が原因ともいえる。これらの原因のうち、どれか1つ欠いてもコンクリートの劣化は生じないので、実際にはこれらの要因がたまたま重なりあって生じた現象と考えるべきであろう。

4.3 骨材の有害性の判定の試験方法

骨材のASRの有害性を判定する試験方法として次に示すASTMに規定されている試験方法が、現在のところ一般に行なわれている。

a) ASTM C 289 : 骨材の潜在反応性試験方法

b) ASTM C 227 : セメント骨材の組み合わせによる潜在アルカリ試験方法（モルタルバー法）

a) の化学法は、骨材を粉碎して0.15～0.3 mmのもの25 gを1 NのNaOH溶液25 ml中に入れ密閉容器中で80±1℃で24時間反応させ、別した溶液中のシリカの溶解量とアルカリの減少量を測

定して、図-11に示すグラフ上にプロットして判定する。無害域に入ったものは無害とし、有害域に入ったものは潜在的に有害とするが、潜在的有害域に入ったものは、b) のモルタルバー法によって試験して無害性が立証されれば無害とする。

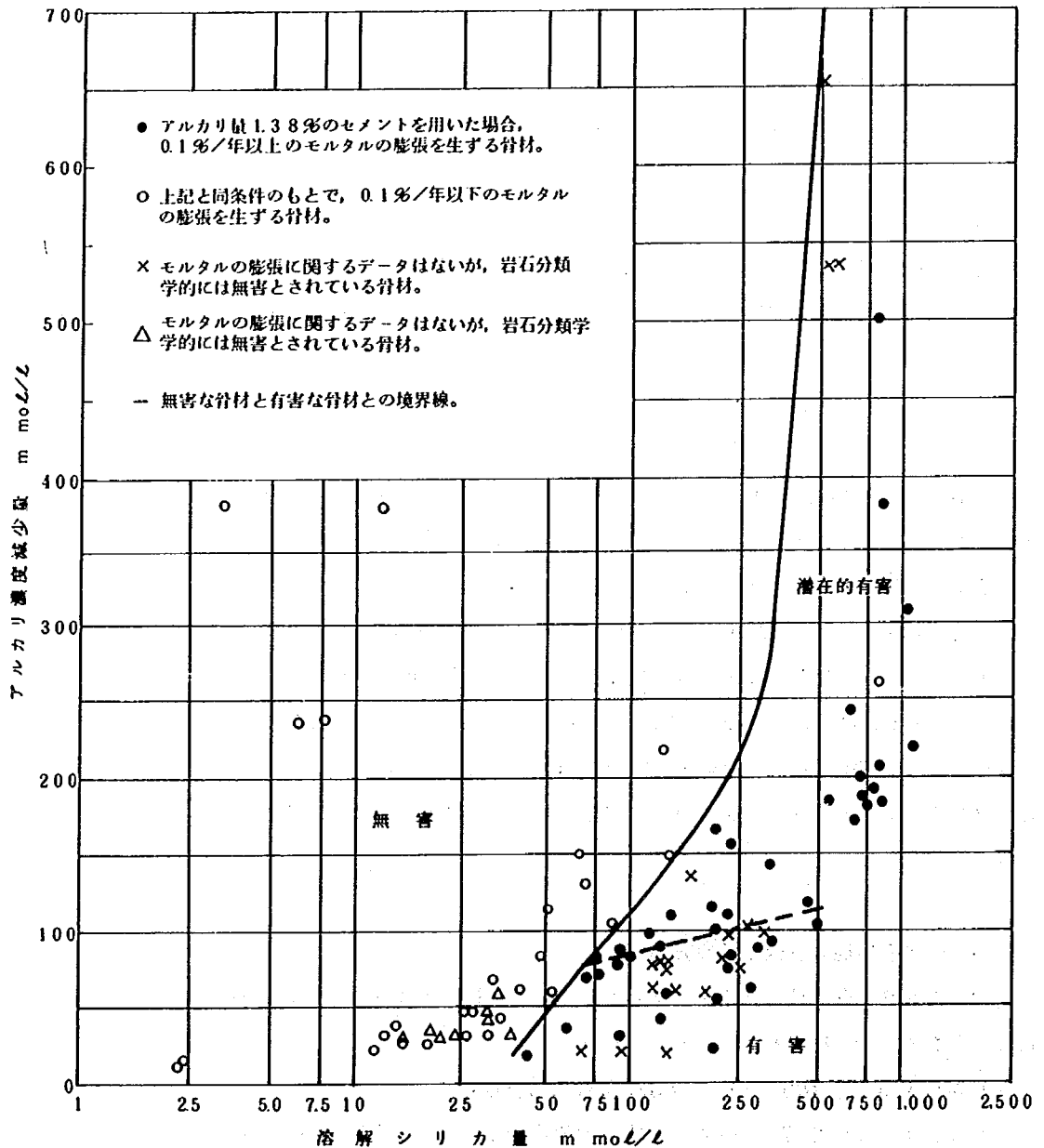


図-11 アルカリ度低減試験をもとにした骨材の有害度の判定区分⁷

b) のモルタルバー法は、重量比でセメント：骨材（0.15～4.75 mm）を1：2.25，混合水量をフロー値で105～120になるようにして作製したモルタル供試体（ $1 \times 1 \times 11 \frac{1}{4}$ in）を脱型後、 $37.8 \pm 1.7^\circ\text{C}$ の湿潤雰囲気下で、その長さを定期的に測定する。膨張率（長さの増大率）が6ヶ月0.1%以上、3ヶ月で0.05%以上あったとき骨材は有害な反応を起す可能性があると判定する。モルタルバーの膨張率の試験結果の1例を図-12に示す。なお、この試験結果は $4 \times 4 \times 16$ cmのモルタルバーを用いて測定したものである。また、英国ではモルタルバーとして $2 \times 2 \times 8$ inの供試体を用いている。

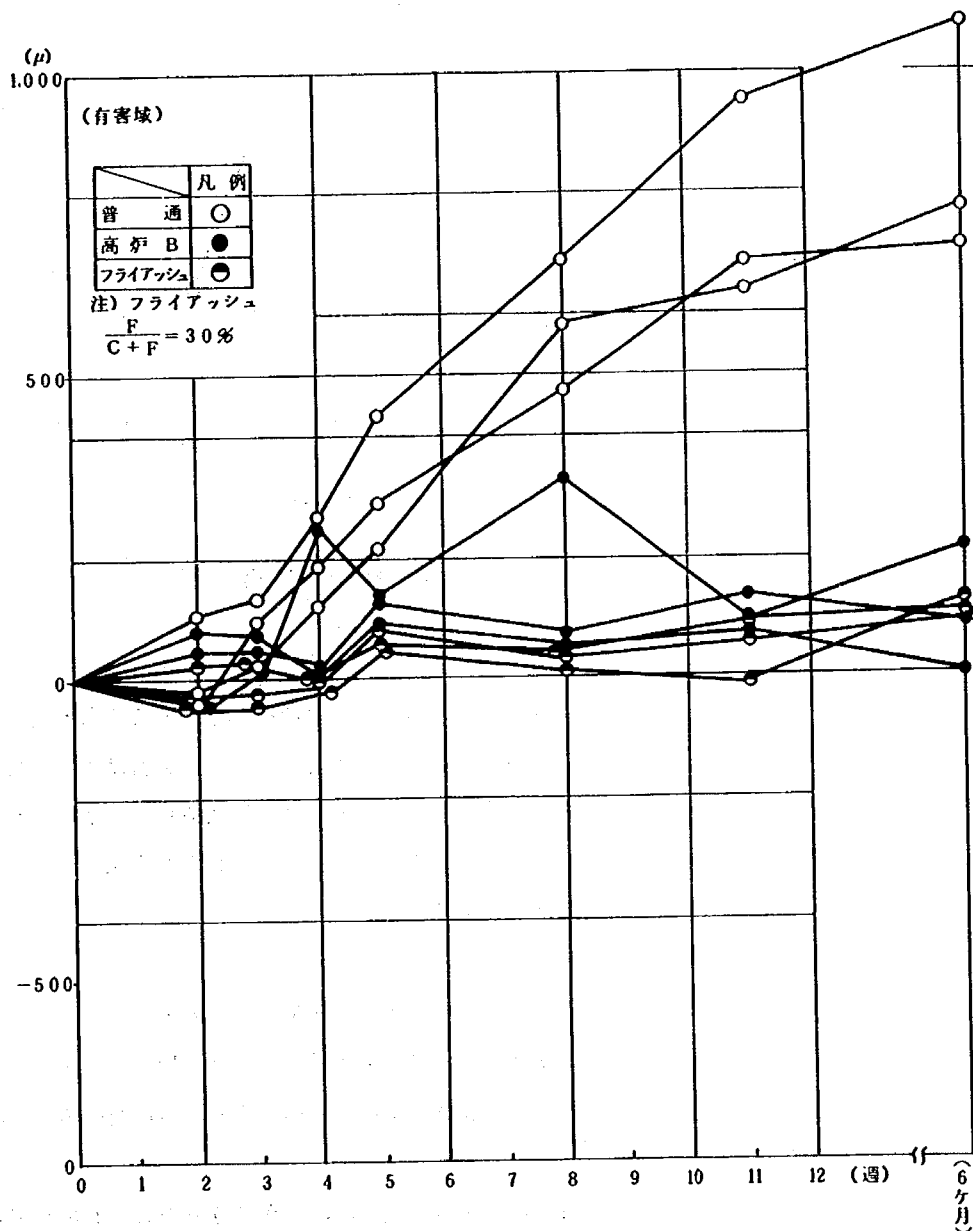


図-12 ASTM C 227 (モルタルバー法) による試験結果の例⁸

a) 化学法とb) モルタルバー法で、ASRに関する骨材の有害性が完全に判定できるかといえ、化学法で有害性を示す骨材がモルタルバー法では無害であったり、化学法では無害であるものがモルタルバー法では有害性を示す骨材があるなど、問題点もある。特にモルタルバー法では図-13に示すように有害骨材を非反応性骨材と混合使用した場合にある配合で膨張率が局大を示すように“ベシマム量”があるため、骨材の有害性の判定は複雑となる。

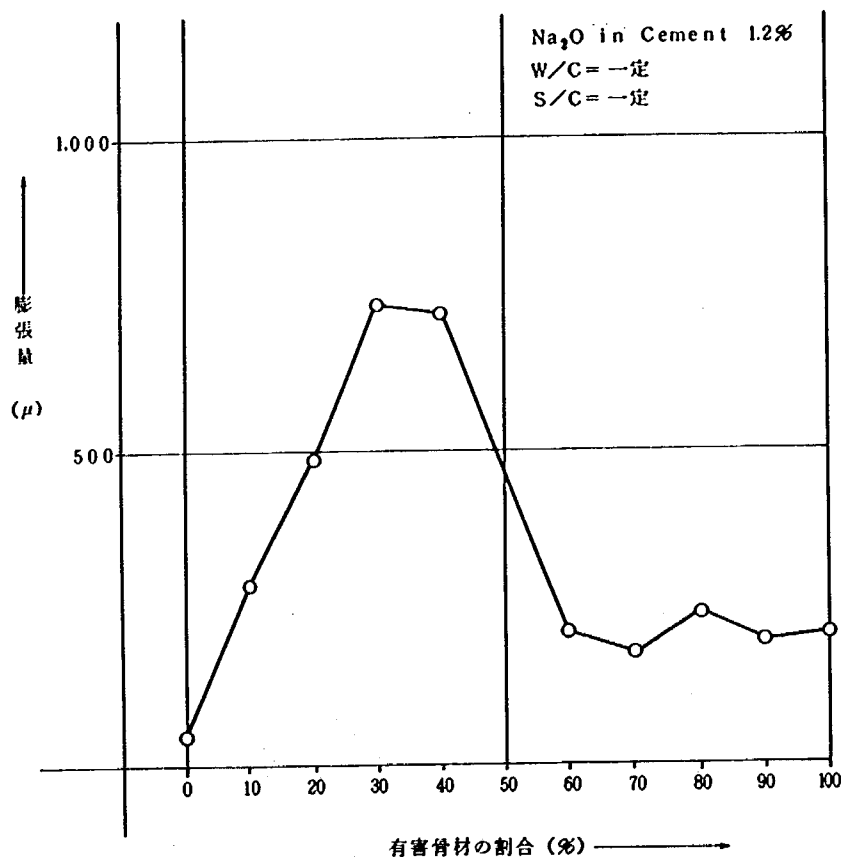


図-13 有害骨材の含有割合と膨張量⁸

4.4 ASRの防止方法

ASRを防止する第一の方法は、骨材のASRに関する有害性を事前に判定して有害な骨材を使用しないようにすることである。しかしながら、ASRを起こさせる要因は、単に骨材ばかりでなく、セメントなどから持ち込まれるアルカリ量あるいは水の供給される湿潤な環境条件もある。これらの要因を取り除けば、仮りに有害な骨材を用いたとしても、ASRを防止することが出来る。したがって、ASRを防止する方法として次の4通りの方法がある。

- (1) 骨材の有害性を判定して有害な骨材の使用を避ける。
- (2) 低アルカリセメントを用いるなど、コンクリート中のアルカリ量を制限する。
- (3) 高炉スラグセメントあるいはフライアッシュセメントなどの使用（ポゾラン物質の添加）
- (4) コンクリートを表面被覆して防水したり、常時乾燥状態にある構造部分にのみ用いるなど、コンクリートが湿潤にならないようにする。

(1)は最も単純な方法だが、国土が狭小で地質的にも複雑な我が国のように資源の有効利用を考え、必要がある場合には(2)、(3)あるいは(4)の方法で有害な骨材をも有効に利用することを考えるべきであ

る。(2)に関しては、米国ではアルカリ量が0.6%以下のセメントを用いることとしており、英国やドイツではコンクリート m^3 当りの溶解性アルカリ量に限界値を設定する方法が考えられており、その値として英国では 3 kg/m^3 としている。(3)に関しては、高炉スラグやフライアッシュなどをセメントに添加するとASRを抑制する効果があるといわれており、高炉スラグやフライアッシュセメントの使用も効果的と考えられる。なお、これらの効果については種々意見があり、英国のように単にセメント中のアルカリ量を低減させるだけの効果を期待している場合もあれば、より実質的にASRを抑制する効果を期待している場合もある。我が国の阪神地区で問題になっている骨材については、その本当の作用は必ずしも明確でないが、高炉セメントB種を用いた構造物では何らASRの被害が生じていないと報告されている。(4)に関しては、水ガラスが生成してもゲル化して膨潤することを防止する方法としてその効果が期待できるが、このほかコンクリート中を水分が移動することによって特定部分にアルカリが集中してASRを促進するとの意見もあり、外部からの水分の侵入を防止することは、このような点でより直接的なASRの防止効果があるともいわれている。

4.3で述べたように、骨材のASRに関する有害性の判定試験方法にも種々の問題点がある。これはASRを起す骨材には各種多様なものがあって、個々の骨材によってその有害作用が異なるためと考えられる。したがって、その有害作用を防止する最も効果的な方法も、骨材によって異なると考えられる。我が国では従来ASRを起す骨材はほとんど無いと考えられてきただけに、ASRに関する研究はあまり進んでいなく、また、火山国でもあり地質的にも複雑な我が国においては、どのような種類の有害骨材があるのか必ずしも明らかでない。我が国の有害骨材にはどのようなものがあるかを明らかにした上で、それらの有害性を的確に判定する試験方法並びに無害化利用技術を、我が国の骨材に適した我が国独自の技術として確立することが重要で、今後の研究の推進が必要とされる。

(参考文献)

- 1) ECOR日本委員会；海洋浮遊構造物の腐食と防食並びに生物付着と防止（1980）
- 2) M. Pourbaix；Corrosion Science（1974）
- 3) M. Makita, Y. Mori and K. Katawaki；Marine Corrosion Behavior of Reinforced Concrete Exposed at Tokyo Bay, A C I S P 165-16（1979）
- 4) 蒔田 実；沿岸コンクリート構造物の早期劣化と問題点，土木学会第38回年次学術講演会研究討論会資料（1983）
- 5) 蒔田実，片脇清，宮川豊章；各種防食方法の特徴と実例，コンクリート工学 vol 19, No 3（1981）
- 6) 近藤泰夫；セメントコンクリート，〔49〕15（1951）
- 7) A S T M C 289-71
- 8) 土木研究所；未発表資料

土木研究所講演会講演会

ISSH 0386~5878

土木研究所資料第2167号

昭和 60 ・ 3 (1985)

企画部企画課

キーワード 講演会

要旨 昭和59年度土木研究所講演会の講演資料

郵便はがき

305-□□

40円切手を
はって下さ
い。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課

行

姓

配布先氏名

配布先住所

No. _____

土木研究所資料第2167号
(土木研究所講演会講演集)

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印