

岩盤分類

応用地質特別号

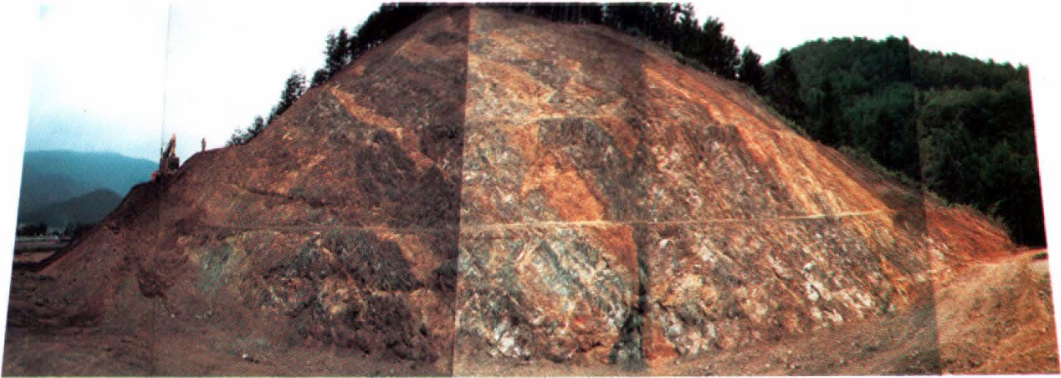
日本応用地質学会

岩盤分類

応用地質特別号

日本応用地質学会

切土のり面の岩盤分類例



硬質砂岩，粘板岩互層，数本の断層により分断されている。（田中による岩盤分類 C_M 程度）

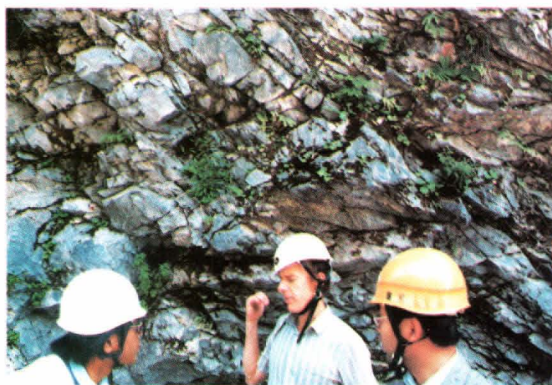


結晶片岩。岩盤分類では C_H 程度であるが，片理がのり面に対して流れ盤となっており，注意が必要である。

（写真提供，道路公団 奥園誠之）

トンネル岩盤のQ値による岩盤評価例

(富山県宇奈月町黒部峡谷にて、1982、Dr. Barton と共に)



$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

(各々ブロックサイズ、ブロックでのせん断強度、主働応力をあらわすパラメーターである)

$$Q = \frac{10}{12} \cdot \frac{3}{1} \cdot \frac{1}{2.5} = 1.0$$



$$Q = \frac{90-95}{12} \cdot \frac{3}{1} \cdot \frac{1}{1} = 22.5 \sim 23.7$$



$$Q = \frac{10}{20} \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{1} = 0.083$$



$$Q = \frac{40-50}{9} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{1} = 3.3 \sim 4.2$$

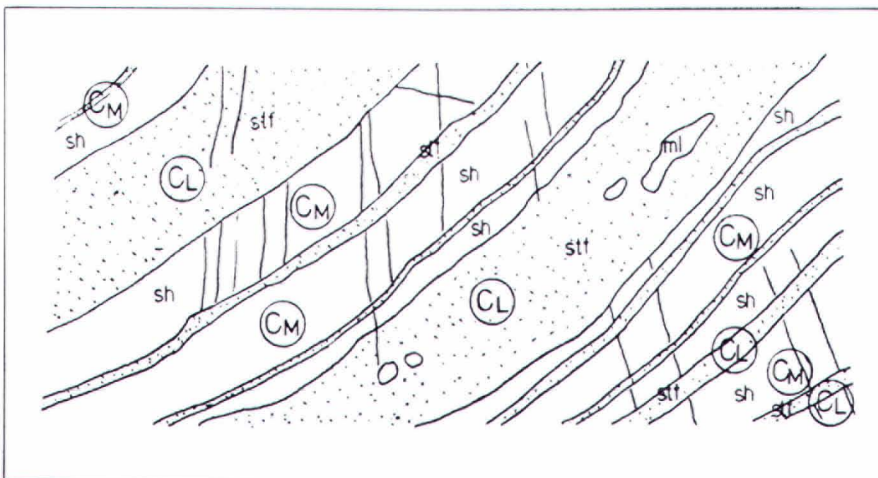


シーム部

$$Q = \frac{40-50}{9} \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{1}{1} = 0.74 \sim 0.93$$

(写真提供：関西電力・大成建設)

ダム基礎の岩盤例



グリーンタフを基礎とするコンクリートダム(H=30m)の岩級区分

砂質凝灰岩(stf)と頁岩(sh)の互層で前者がCL、後者はCMにほぼ対比される。mlはマール。

(写真提供、間組)

ま え が き

岩盤分類とは、岩盤の強度や変形性、透水性などの物性を左右すると考えられる、岩盤の不均質性・不連続性などに関する諸要因を現場で観察計測し、一定の規準に従って、岩盤をグルーピング（岩盤区分）あるいはランクづけ（岩盤等級）することである。そして各グループと目的とする岩盤特性との対応性を求め、その結果に基づいて、構造物の設計に必要な岩盤の物性分布を求め、また施工性を判断しようとするものである。

岩盤分類は、いわば「人間の目」という計測器により岩盤の物性を測定したものである。人間の目による判断は主観的で個人差があり、また定性的であるといわれるが、同じ岩盤タイプ、同じ観察規準を与え、多少のばらつきを許すなら、実測した物性値と岩盤分類の間には良好な相関が認められ、人と場所が違って同じような評価が可能ながしばしば確認されており、岩盤分類が良く使われる根拠となっている。

しかし岩盤分類が元来ダム基礎岩盤の評価に端を発しているため、風化しゆるんだ領域の分類に重点がおかれ、また規準化が比較的容易な、花崗岩体がモデルになっている場合が多い。このため目的とする構造物の種類や規模の考慮、深部の新鮮岩体の評価、層状岩や軟岩など、塊状の花崗岩体と異なる岩種の評価などに関して、必ずしも評価が適切でない場合も見受けられる。また一方では、トンネルに関して発達した、いわゆる Geomechanical classification などに、岩盤評価の新しい動向が認められる。

このように、岩盤分類は、設計施工に一応定着しているものの、それなりに問題点も多く、また新しい方向が模索されている。このような観点から、この特別号の企画に当っては、岩盤分類の現状や最近の研究の動向を把握し、現場の技術者や研究者には、その問題点と今後の研究開発の方向の参考資料を提供すること、また関連領域の技術者や入門者には、適切な岩盤分類の方法や、岩盤の目のつけどころの解説をおこなうことなどに目標をおいた。

本書の内容は、論説、論文・報告および資料・解説からなる。論説では、岩盤分類の問題点や動向などについて、日頃岩盤分類に接し、この道に経験深い諸氏に原稿を依頼した。論文・報告は、原稿を公募し、岩盤分類の要因に関する基本的な研究、対象構造物毎の調査・研究や現場における実績の報告などがなされている。そして資料解説では、岩盤の目のつけどころ、国内外の岩盤分類の集大成と解説がおこなわれ、読者の利用の便宜をはかった。

本号を発刊するに当っては、諸機関の方々には多くの資料を提供いただいたことを感謝します。また会長をはじめとする当学会の関係の方々の御支援御鞭達に感謝するとともに、編集委員の諸氏の熱心な活動に敬意を表します。とくに、資料・解説の作成に当っては、編集委員会ワーキンググループの諸氏の努力が大きかったことを付記する次第である。

日本応用地質学会編集委員会

委員長 小 島 圭 二*

* 東京大学工学部資源開発工学科

応用地質 特別号 「岩盤分類」

目 次

まえがき

口絵カラー

論 説

- 岩盤分類が提案された頃の思い出……………田中治雄 (1～2)
- 岩盤分類: 総括……………芥川真知 (3～5)
- 岩盤分類の現状と問題点……………岡本隆一 (6～8)
- 軟岩の工学的分類の概念について……………林正夫 (9～11)
- トンネルの岩盤分類……………吉川恵也 (12～13)
- 斜面安定における岩盤分類の現況と問題点……………奥園誠之 (14～15)

論文・報告

- 岩盤分類の要因としての岩盤の不連続面……………緒方正虔 (17～24)
- 岩石の圧縮強度と剪断強度による分類の試み……………桑原啓三 (25～33)
- 岩盤分類要因としての弾性波速度……………本莊静光 (35～39)
- ハンマー打撃による岩盤調査と岩盤分類……………林田精郎 (41～45)
- 変質岩の岩盤分類に関する二、三の考察……………田中威・佐藤捷 (47～52)
- NATM のための地山分類の検討……………吉川恵也・朝倉俊弘 (53～62)
- NATM における地山分類の当初設計と施工実績との対比について……………猪間英俊 (63～70)
- トンネルの施工結果から見た岩盤分類の問題点と今後の方向
……………鈴木守・富田宏夫・長谷川昌弘 (71～81)
- 斜面安定における岩盤分類……………奥園誠之 (83～89)
- 岩盤分類の実例——橋梁基礎(風化花崗岩)……………山県守・栗野純孝 (91～102)
- ダム基礎岩盤の耐荷性に関する地質工学的総合評価
……………菊地宏吉・藤枝誠・岡信彦・小林隆志 (103～118)
- 掘削施工性から見た岩分類
——特に土砂、軟岩、硬岩の3区分について——……………安達徑治 (119～131)

資料・解説

- 国内における岩盤分類の現状……………編集委員会ワーキンググループ (133～137)
- 国内各機関の岩盤分類……………編集委員会 (138～165)
- 海外の岩盤分類……………編集委員会ワーキンググループ (166～175)
- 岩盤分類のための地質要素の見方……………羽田忍 (176～189)

ROCK CLASSIFICATION

Contents

Seiken OGATA: Discontinuities in Rock Mass as a Factor of Rock Classification	(17 ~ 24)
Keizo KUWAHARA: Rock Classification by Uniaxial Compressive Strength and Shear Strength	(25 ~ 33)
Sizumitsu HONSHO: Elastic Wave Velocity as a Factor for Rock Classification	(35 ~ 39)
Yoshiroh HAYASHIDA: Rock-mass Sounding and Classification by Hammer Hitting.....	(41 ~ 45)
Takeshi TANAKA and Suguru SATO: Some Considerations on the Classification of Altered Rocks	(47 ~ 52)
Keiya YOSHIKAWA and Toshihiro ASAKURA: Study on Rock Classification for NATM	(53 ~ 62)
Hidetoshi INOMA: Comparison between the Projected Rock Mass Classification at the Initial Design and the Actual Results after the Excavation under NATM Method	(63 ~ 70)
Mamoru SUZUKI, Hiroo TOMITA and Masahiro HASEGAWA: Some Problems and Future Prospects on Rock Mass Quality Classification in View of Some Tunnel Works Performance	(71 ~ 81)
Seishi OKUZONO: Rock Classification for Cut Slope Stability	(83 ~ 89)
Mamoru YAMAGATA and Sumitaka KURINO: An Engineering Classification of Weathered Granites and Its Application in Designing of Bridge	(91 ~ 102)
Kokichi KIKUCHI, Makoto FUJIEDA, Nobuhiko OKA and Takashi KOBAYASHI: Geotechnically Integrated Evaluation on the Stability of Dam Foundation Rocks	(103 ~ 118)
Keiji ADACHI: Classification of Rocks for Excavation Works—Especially on De- termination of Soil, Soft Rock and Hard Rock—	(119 ~ 131)
Working Groupe of the Editorial Committee, JSEG: Rock Classification in Japan— State of Thearts	(133 ~ 137)
The Editorial Committee, JSEG: Rock Classification Manuals in Japan	(138 ~ 165)
Working Group of the Editorial Committee, JSEG: Rock Classification Manuals— Examples in Several Countries	(166 ~ 175)
Shinobu HADA: The Diversity of Rock Classification at Dam Sites and Problems Concerning Classification Criteria	(176 ~ 189)

岩盤分類が提案された頃の思い出

田 中 治 雄*

筆者は昭和 14 年日本発送電会社に奉職以来、水力発電所の計画、工事に関連する地質の調査に追いつかれ発電地点の山を歩き回っていた。しかし多岐にわたる調査の経験から発電土木施設の調査では岩石や地質構成の状況を抽象的な字句の羅列で報告するだけでは Engineer にとっては隔靴搔痒の感がするであろうし、地質調査報告書は果してそれで良いのかと常に懐疑的であった。しかし名案もなく、ひたすら命ぜられるままに山を歩き報告書を書きつづけてきた。

日本のダム技術に活を入れたのは九州電力が耳川上流の椎葉村に築造した上椎葉アーチ・ダムである。このダムでは原石山(四万十累層群中の硬砂岩)から掘り出した原石からダム・コンクリート用の骨材を人工的に製造した。周知の通りアーチ・ダムのコンクリートは高品位(上椎葉ダムの場合、設計強度 300 kg/cm^2 , 配合強度 433 kg/cm^2)のものでなければならない。そのためには良質の骨材の原料となる良質の原石が必要であった。しかしながら原石として採取される岩塊は総て新鮮なものではなく、地表に近いところは『黄褐色の風化した岩塊』, それより少し深いところは『大部分が褐鉄鉱で汚染され淡褐色を呈し弱風化しているが、その中に可成りの大きさの青灰色の新鮮な部分が塊状または半塊状をなして散在する岩塊』, さらに深くなると、『大部分が青灰色を呈し新鮮であるが、その中に褐鉄鉱で汚染されて淡褐色となった弱風化部が塊状または半塊状に散在する岩塊』, また最深部は『青灰色を呈する新鮮な岩塊』というような大体の順序で産出した。

これらの内『青灰色の新鮮な岩塊』は原石として問題なく適格, また『黄褐色の風化した岩塊』は不適格として捨てなければならないことは容易に判断がつくが、中間の 2 種類の岩塊については、どの程度風化した部分をどの程度含むものは捨てるべきか判断に苦しむところであった。また採石作業場では、上記の 2 種類および『新鮮な岩塊』が相互に混在する場合もあって、ブルドーザで岩塊を仕分けするには平易で解りやすい岩塊の分類

法が必要であった。この時 O・C・I (Overseas Consultant Incorporation) の Concrete Engineer として現地に駐在していた Mr. Jhonson は新鮮で良質の岩塊を A とし、以下岩質の低下の度に応じて B, C, D と分類した。そして夫々のランク単独の材料, A と B, B と C, A と C とを或る量で混合させた材料から人工骨材を製造させ、単独材料および各種の混合材料を用いたコンクリート供試体の強度試験をそれぞれ行い、その結果から各ランクの岩塊の許容される混合の限度を定めた。そして許される混合限度以上の量の不良岩は捨てることを助言した。(勿論 D ランクは問題なく捨てた。)

この考え方は高邁な理論による訳ではなく、極く常識的なものであったが、採掘されてくる原石の廃棄、利用の適正な仕分け方法を模索していた当時としては刮目すべき方法であった。

昭和 29 年 6 月 (1954 年) 東北電力八久和ダム (高さ 97.5 m, コンクリート重力ダム) で地質調査用試掘坑内調査に井上康夫さんと従事したが、岩盤の割目の性状、分布、風化および硬軟の場所的な変化、および破碎または断層の性状、分布など地質状態を知るに必要なデータの観測に当って、何とか岩盤の状態を Engineer に適切にしかも平易に理解させる方法はないものかと坑内観測中考えつづけていた。このダムサイトは全部花崗岩質の岩石であったから、在来地質区分で画く地質図(地質断面図を含めて)では全部赤色系統塗色となり、極めて単調な図になってしまう。その時ふと頭に浮んだのは上椎葉ダムでの Mr. Jhonson の岩塊の分類方法であった。早速坑内の岩盤について、割目の間隔、発達頻度、割目を満たす挟在物の性質、風化の程度に対応するハンマーの打撃音、反撥度、造岩鉱物の風化変質などをパラメーターとして A, B, C, D のランク付けを試みた。これが岩盤分類を始めた動機である。

このランク付けは当時強いて公表する考えはなかった。そして電力中央研究所が電力会社の委嘱を受けて行うダムの地質調査では、慣行的に数年にわたって使用していた。しかしこのランキングは、発想の原点が花崗岩質の岩盤にあるので、塊状の火成岩には適用し易いが片

* (株)新日本技術コンサルタンツ

状岩体や軟質岩体には適用し難い場合があるし、表現が定性的であるので調査者による個人差が相当大きい。さらに横坑内の岩盤の状態を基として作ったものであるので、野外露頭やボーリング・コアの観測には必ずしも適当ではない。このことは数年間の現地適用の例からもわかっていし、電研の中にも反対する人などもあって、何時かはもっと適正なものに改良しなければならないと思っていた。しかし実のところ、比較的平易で便利なものであるから、ずるずると電力関係の地質の判定に使ってきたのが当時の実情である。

昭和 33 (1958 年) 年の頃と記憶しているが、黒四ダムの地質の工学的解析のコンサルタントとして来日した Dr. Leopold Müller にダムサイト試掘坑内の案内をした時、第一番に岩質 (Rock Quality) はどういう基準で分類しているのか質問を受けた。これに対し、A, B, C, D の基準によって分類していると答え各ランクの岩質の特徴について説明した。彼は坑内のあちこちの岩を叩き乍ら一つ一つの岩についてのランキングを質問した。この質問に対する我々の回答は、彼自身が持っている Rock Quality のランキングと大差がなかったためか、彼は現在ダムサイトの岩質の判定に使用している A, B, C, D のランキングは同意出来るものであり、我々も大体同じような基準で岩盤を分類している、と話してくれた。これによって今迄電力技術研究所で試行して来た分類の方法が、外国で行われているものから大きくはずれていなかったことを知って安堵した。

1962 年「計量管理」という雑誌の Vol. 11, No. 3 に A, B, C, D の岩質の等級について初めて発表した。又同年、雑誌「発電水力」(1964 年 5 月号) の『黒四ダムの地質』(田中治雄, 井上康夫, 緒方正虔共著) にも同じ発表を行った。但しこの時は分類表の脚註として『C 級は更に 3 つに分け風化度の低いものから C_H, C_M, C_L と呼んでいる』と書き、副分類のあることをほのめかした。それは黒四ダムの坑道の掘削がすすんで調査範囲が拡大するに従い、C ランクの岩質が複雑多岐となり、C だけで一括することに無理のあることがわかった為である。

ダム基盤岩盤分類基準として広く発表したのは 1964 年の「土木技術者のための地質学入門」である。この初版では C 級の岩盤の副分類はしていないが、1966 年 8 月の再版以降では C 級の副分類として C_H (C Higher

class) C_M (C Medium class) C_L (C Lower class) の 3 つを設けて岩盤の実態を表現しやすくした。

1960 年に工藤さんが、又 1963 年には小野寺さんが、それぞれ供試体と岩盤内速度測定で求めた弾性波速度との比をパラメータとして「きれつ係数」および「岩盤良好度分類」を出しており、小野寺さんは、良好度の分類として A, B, C, D の「記号」を使っている。その後 1966 年には岡本・安江さんが、岩塊の硬さ、割目の間隔、割目の状態を区分基準とし、これらを組合せ [A] 良好, [B] やや良好, [C] やや不良, [D] 不良 の岩盤評価を発表している。また 1974 年には菊地・斉藤さんが、硬質岩, 中硬岩, 軟質岩 別の岩盤分類を A, B, C (C_H, C_M, C_L に細分), D の記号を用いて詳細に行っている。この分類では軟質岩については A, B 級は存在しないとしているのが特徴的である。

このように 1960 年~70 年代になってダム基礎岩盤の分類に対する研究がダムジオロジストによって着実にすすめられた。

岩盤分類を現場へ適用するに当たっての know how を電力関係以外の Engineer から聞かれるようになったのは 1970 年代になってからと記憶している。このことは岩盤分類の考え方がようやく Engineer に浸透して来たことを物語っているのではないと思われる。回顧すれば八久和ダムで A, B, C, D の分類を思いついてから 20 年近い歳月が流れている。この間において多くのダムジオロジストの努力によって基礎岩盤の分類が外国の分類と比較しても見劣りしないものになったことは喜ばしいことである。

私は岩盤分類の基準は、その地域の地質の特性を考慮して改変する場合があっても良いのではないかと考えている。たとえば、地質状態の良くないサイトで千変万化する岩質を僅か数ヶ条の分類基準を絶対的なものと考え、この範疇の中で処理しなければならないと考えると、色々な無理が生じてくる。従って A, B, C, D の基準を守る姿勢はくずさず、サイトの地質状態に適応した基準に、又 Engineer が設計や工事を進捗させる上において理解し易く、かつ使い易い基準にスポット的に修正することも今後は考えなければならないのではないかと考えている。

(昭和58年10月11日受付, 昭和58年10月20日受理)

岩盤分類：総括

芥川 真知*

「岩盤分類」を概括するに際して最初に戸惑ったのは「岩盤」と「分類」の意味である。先ず岩盤について考えることにする。岩の代表として碎屑岩を取ろう。種々の岩が地表で削剝を受け、できた岩屑が川などで運搬されて最終堆積地に堆積する。堆積当初には塑性的であったものがその後続成作用を受けて固化・岩石化する。更に地殻変動を受けると変形に伴って割れ目を生じ或は破壊し、結果として岩片の集合体になる。岩盤とは、固化した岩であるという点と、本来連続体であるべき岩体が、細片(完全に割れきってしまわないものも含めて)の集合体になったことによって生じた物性の変化或は地層としての異方性、不均等な風化の影響などを強く意識した語である。しかし、もとの岩石の固化の程度や変形・破壊時の温度・封圧・変形速度などによって割れ目や破壊のでき方、程度はまちまちであり、風化や細片化による全体的或は局所的な性状変化や異方性は極めて顕著に現われるものである。従ってそこには、単位岩片の物性とは異なる岩片の集合体としての性質を、どういう物性変化に着目して又は指標によってとらえるかと言う方法論、割れ目や成層によって不連続化したとはいえ、より大きいスケールでみれば連続体とも見なしうると言うようなスケールに関連する問題や方向性の問題、これらを含めて、岩片に対する岩盤をどう捉えるかと言う認識論の問題などが存在していると言えよう。多くの場合、1つ1つの割れ目面での不連続性が打ち消される程度のスケールで岩盤をみながら、測定(特に変形や強度の)は、1つ1つの割れ目の影響を強く受けるようなより小さいスケールで行わなければならないという矛盾を解決しようとして、変形・強度とは完全に対応することのない動弾性係数のような別の物性を仲介にして変形・強度を論じようとするような無理がみられるのが現状といえよう。

次に分類についてみよう。分類とは、元来雑多に入りまじった全体の中から、何か共通する性質をもつ1群をより出し、又別の共通する性質をもつ他の1群をより出

表-1 P波速度と切取岩石分類(伊崎)

	P波速度 (km/sec)					
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
火山岩		I	II	III	IV	
深成岩		I	II	III	IV	V
三紀層		I	II	III		
古生層・変成岩		I	II	III	IV	V

I 岩1 II 岩2 III 岩3 IV 岩4 V 岩5 VI 岩6

すと言うようにして全体を整理することを言う。しかし普通に岩盤分類といわれているもので、このような意味に該当することは少ない。ここでは、厳密に言えば岩盤の区分と分類と評価に属するものを広義に分類と総称しているようにみえる。ここで私が区分と言うのは次のようなものを指す。即ち、岩盤の性質に関係する1つのパラメーター、例えばP波伝播速度の大小で岩盤をいくつかに分ける場合、本来そこには価値判断が入っていないので「岩盤区分」とみることができよう。ところが表-1のように地山を岩種によっていくつかに分け、各岩盤が最も新鮮・塊状である場合に想定されるP波速度に対する実際の地山の速度の低下を、岩盤の何等かの欠陥によると考えた上でP波速度で岩盤を区分したものは、もはや純粋な区分ではなくて、むしろ「岩盤分類」とみなすことができる。(実は、表-1は逆に、切取に関する広田の分類を伊崎がP波速度について整理したものであるが。)あるいは又、岩盤のP波伝播速度或はそれから計算される動的ヤング率 E_a と、岩盤の構成材料である岩片のP波伝播速度或はそれから計算される動的ヤング率 ϵ_a の比をパラメーターにとれば、この比は主として割れ目の密度・状態によって支配される。従ってこの比は割れ目に関係した定数或は多少飛躍的な考え方をすれば岩盤の良否をあらわす定数と見られないでもない。そういう理由で E_a/ϵ_a は岩盤良好度とも呼ばれる。このことはパラメーターの選び方や処理法によっては岩盤区分がとりも直さず岩盤の評価や分類につながることを示

* 埼玉大工学部

す。岩盤区分は最終的には岩盤の評価や物性による分類に結びつけることを目的にしていることが多い。岩盤の性状が岩片のそれと異なる最大の理由は割れ目である。岩盤区分ではこの割れ目に関する何らかの性質や状態をパラメーターに用いることが多い。例えば割れ目の連続性、開口度、頻度、充填物、割れ目沿いの風化、割れ目を平均化してとらえる弾性波伝播速度などである。このようにして、岩盤区分はそのパラメーターの選び方によって、或はいくつかのパラメーターを組み合わせることによって何らかの意味での岩盤評価へと結びつく。パラメーターの選び方によって評価の持つ内容も変わってくる。見方を変えたと岩盤区分は岩盤評価のための途中の過程であるとも言える。

岩盤分類といわれているものは大きくみて2つに分けられる。第1は、直接的には評価に結びつかないが岩盤の物性や強度に強い関連を持つ複数の性質をパラメーターにして岩盤区分を行い、それらの組み合わせによってより適確に岩盤の性質を類別しようとするものである。他方ダム、トンネルというような構造物を建設する際、設計上からその構造物で特に重視しなければならない物性例えばせん断強度、変形特性、透水性などは無数の測定をくり返さなくても、これらを支配する肉眼的に判別可能な性質例えば割れ目や風化の状態や簡単に測定できる物性例えば弾性波伝播速度に着目すればその組み合わせ或は総合評価によって物性の概略の類別の評価が可能である。岩盤分類のもう1つのやり方は、こういう観点から1つ或は複数のパラメーターを用いて或はそれらの総合的な評価により類別的に岩盤の性質を評価しようとするものである。この種の分類では、もう一步とびこえて、分類結果をそのまま設計に用いる数値例えばトンネルの切羽の自立時間、支保工間隔、ライニング厚さ等に直結しているものがある。或はまた分類された各種別毎に、標準的物性値をできるだけ詳細に規定しようとするものがある。しかし肉眼でしかも千差万別局所的なムラの多い自然物を分類するには詳細が必ずしも良いとは言えない。各区分が相当大きい幅を持っていること、従ってその組合せの結果は物性値の幅広い分布を持つものであることを忘れてはならない。

このように岩盤分類の1部には岩盤物性の類別を目的にしたものがあるにしても、岩盤の区分も分類も多くは何らかの評価に結びついている。しかも構造物の種類によって設計に用いる物性が異なるので評価もそれに従って多様化する。普通分類や評価に用いるパラメーターの数は、その組合せを考えると、余り多くすれば繁雑さをますばかりなので、2~4にとどまっている。パラメ

ーターの数が複数であれば、各パラメーターの持つ重みが変わるのは当然である。このことに着目して、いくつかのパラメーターを用いて評価しながら各パラメーターの重み付けをして、最終的に1つの指数にまとめた例もある。

このように、いわゆる岩盤分類には、ある1つのパラメーターに基づく岩盤区分、複数のパラメーターによる区分を組み合わせる岩盤の性質を類別する本来の岩盤分類、構造物を想定してそれに対する岩盤の適応度や設計対応の難易を示す岩盤評価の三種が含まれる。第1のものは第2、第3のものの素材である。第2のものは特に岩盤のモデル化に重要な役割を果し、第3のものは構造物に対する岩盤の適応度を大局的に把握するのに不可欠なものである。

岩盤分類が今日のようにさかに行われるようになったのは、第3の目的を目指すものが多いことと、それらがそれなりに役立っているからである。だが一方問題もないわけではない。トンネルの岩盤分類のように直接設計に結びつく支保工の大きさや間隔、火薬量や切羽の自立時間などの数値の予測を目指すものは、それが広い幅をもった予備調査的な予測値であり、後に導坑掘削時或は本坑の掘進に伴ってより正確なものに修正されるべきものであることを承知しなければならない。またダムの岩盤分類では、割れ目の性質や風化を重視すべきことは当然であるが、実際の岩盤としてのスケールでそれがせん断強度にどう結びつくかを証拠立てるものがないから、このような岩盤分類(区分)の各等級区分毎のロック或はブロックシアから夫々のせん断強度を想定する作業が果してどこまで正しいかは理論的に証明されていない。ダムの岩盤のせん断強度の安全率は4と大きいものであり、岩盤内の点安率で考えてもほぼ2以上で、破壊例が極めて少ないことから、理論的ばかりでなく経験的にも証明されたとは言えない。にもかかわらず、現行の岩盤分類が間違った方向を向いていると考えている人もいないのが現状であろう。

岩盤分類はできるだけ総合的な評価・簡単な表現で色々な地域の色々な種類の岩を比較したいという目的と、同時になるべく手間のかからないパラメーターを用いてなるべく詳しい物性値の分類或は評価をしたいという目的とを持っている。前者は分類の簡単化の方向を目指し、後者はパラメーターやその組み合わせの複雑化の方向を向いている。この矛盾は容易に解決できると思われる。

地質の専門家は「四万十層中の砂岩・頁岩細互層」とか「典型的な緑色凝灰岩」とかいわれれば、およその層

表-2 日本の地質地帯区分(地すべり学会)

番号	記号	地質地帯区分(地質時代と代表地質)
15	H	更新世末-完新世砕屑岩
14	Q _v	第四紀火山岩類
13	Q _p	第四紀火山砕屑層
12	Q	第四紀陸成・浅海成砕屑層
11	N _v	鮮新世-前期更新世陸成火山岩類
10	N	中新世-鮮新世海成砕屑岩
9	N _g	中新世海成火山岩類
8	T	第三紀非海成・浅海成砕屑岩
7	M _v	後期中生代・古第三紀陸成火山岩類
6	M	後期中生代・古第三紀正地向斜およびフリッシュ型互層
5	M _t	白亜紀海成堆積岩(乱堆積層)
4	P	古生代・初期中生代正地向斜堆積岩(非変成相)
3	P _m	古生代・初期中生代正地向斜堆積岩(変成相)
2	U	先第三紀超苦鉄質・苦鉄岩
1	G	花崗岩類および片麻岩類

相や硬さなどの物性ばかりでなく、割れ目の状態や風化

に伴ってどう性状が変化するかというような点までもかなりの精度で想定できるものである。そういう地向斜の履歴にからむ共通の性質のような、1つ1つの物性としてみれば稍漠然としてはいるが、大づかみしてみれば相当強烈な特徴を持つ岩盤の地史的側面が現行のどの岩盤分類からも忘れられ、大局的な分類がないままにいたずらに分解された物性ばかりで判断され、全体の方向を見失うというあやまちをおかさない注意が必要である。こういう見方をすれば種々の物性相互の関係がつかめるばかりでなく応力解放や風化に伴う将来の性状変化まである程度見通すことができる。ここに応用地質の本来の姿があるのではなからうか。この点地すべり学会の「地すべり地質分類委員会」が行った地帯区分(表-2)は、岩盤分類の今後の方向を示唆するものとして注目される。

(昭和58年12月1日受付, 昭和58年12月13日受理)

岩盤分類の現状と問題点

——ダ ム——

岡 本 隆 一*

まえがき

岩体を地質学的に区分表示することにとどまらず、土木工事を念頭においた区分概念あるいは指標をもとに分類しようとする努力は、ダムの分野においても、かなり早い時期から試みられてきた。フランスのルジオンが、所謂ルジオンテストを考案し、それに基づいてルジオン値を提唱して、ダム基礎岩盤の透水性を区分、評価した¹⁾。現在も尚これは、ダム基礎岩盤の透水性を表示し、区分するもっとも有力な方法の一つである。

1. 岩盤分類の必要性和方法

我が国において、ダムの設計、建設のために、岩石および岩盤の各種試験が最初に組織的に実施されたのは、黒部川第四ダムであろう。世界銀行による融資の関係もあって、欧米のダム設計の方法論が導入され、オーストリアのミュラーの岩盤分類^{2),3)}が我が国にももたらされた。ミュラーは、地質工学の立場から、岩石、岩盤の分類と分類要素について提示している。その大きな特徴は、岩盤（岩石）の化学的劣化状態（ある意味で風化ともとれる）の区分と、割れ目の間隔（0.1~1~10~100~1000 cm）によって表示していることである。

これは、岩盤の区分を記述によって概念的に把握する方法と、割れ目間隔という具体的な数字によって岩盤の状態を区分するという二つの立場が示されており、その後のダムの分野における岩盤分類の方向をも示している。

1960 年前後は、前記黒部川第四ダムをはじめ、大ダム建設ラッシュのはじまりであり、とくに、経験の少ないアーチタイプコンクリートダムが相次いで建設されはじめた。アーチダムにおいては、設計せん断強度と基礎岩盤の岩塊各部分それぞれの強度、および岩盤内部におけるその分布との関係を明快にしないと、安全で合理的な設計が出来ない。必然的に、岩盤を地質学的、岩石学的に表現する（地質図等）丈に止まらず、強度や変形性

の相違を区分して、その分布と相互の関係を地質図および断面図に準じて図化、明示する必要にせまられた。

所謂、電研式（田中式）岩盤分類方法の提案^{4),5)}はこの時期のものである。各区区分対象をかなり細かく定性的に説明記述されているが、その当時、地質になじみの薄い土木技術者や、岩盤の土木的取扱いに不得手な地質屋の双方に判り易くするという配慮からであろう。最初、分類は花崗岩類を対象とされたため、風化による区分が記述の中に大きな位置を占め、造岩鉱物の変化によってそれが示されており、岩塊の強度に重点がおかれている。そのようなことから、現在この分類表の説明をよく読んでも、必ずしも他の岩種（特にキレツ性岩盤）にはそのまま適用し難い。また、区分の境界条件がはっきりしないことから、岩盤に対する理解の程度や個人的感覚の相違によって大きく分類がズレル恐れがある。ここに記述式定性的分類の良い点と悪い点がみられる。

土研式といわれている岩盤分類は、電研式に少し遅れて、最初、断層およびシームの分類評価にはじまり⁶⁾、岩盤全体の（強度の）分類に発展していった^{7),8)}。これは、ミュラーのもう一つの道である分類の境界を数字で示す方法を発展させて、岩盤の強度を決定する地質要素を求め、それらの組合せによって分類しようとする方法である。

この間、岩盤の弾性波速度と未風化岩片の超音波速度の相違に着目して、そこから得られる岩盤（ ϵ_a ）、岩片（ E_a ）の動弾性係数をもって、岩盤のゆるみ状態を、きれつ係数（ $1 - \epsilon_a/E_a$ ）⁹⁾、あるいは良好度（ ϵ_a/E_a ）^{10),11)}として分類し、評価しようとした試みもなされている。

このような基礎岩盤の強度、変形性の差を表現し得る岩盤分類によって、地質調査と設計とを結びつける必要性を決定的に認識させられたのは、フランスにおけるマルパッセダム（アーチ）の基礎岩盤に起因した崩壊事故（1959）である。

2. 岩盤分類の問題点と今後の方向

ダムの分野で取扱う岩盤は地表から浅い部分（せいぜ

* 財団法人ダム技術センター

い 200 m 未満, 多くは 100 m 程度) であり, その岩盤は生成時の条件, 風化, 応力解放等種々の要因によって分離された岩片の集合体とみなされている。ダム設計のために必要な基礎岩盤の工学的性質は, 大きくみて, 強度, 変形性, 透水性である。そしてそれらの特性が基礎処理工によって補われるものは別として, 経年的には大きく変化しないことを前提にしている。

多くの人々が認めているように, 岩盤の強度と変形性に大きく関与する地質要素は, 岩片 (ブロック) の強さ, 割れ目に代表される不連続面の規模・性状・出現頻度である。透水性についても, ブロックの孔隙率と不連続面の性状および頻度であろう。

それらを求める手段として, 調査横坑やボーリングコアの観察・計測, ボーリング掘進条件, 弾性波探査を主とする物理探査が利用されてきた。

割れ目については, その間隔, 性状 (密着・開口・充てん物, 平滑度, 面形状等), 連続性, 規則性が着目され, とくに, 間隔, 性状は多くの人が分類の要素としている。強さの把握のためには, ハンマーによる打撃だけではあまいであるとして, 岩片の一軸圧縮強度, シュミットロックハンマーによる打撃反発度等が用いられて数字を上げた区分が提案され, 非常に詳細な組合せや説明記述が明快になされている^{12), 13)}。

これは客観的判断を確立し, 絶対分類として, すべての構造物あるいはダムについても適用しようとしたものである。

ところで, 本当にすべての地質についても適用できて, どのような構造物の設計や施工にも使える岩盤分類というのがあるのだろうか。異方性岩盤 (たとえば片岩類, 砂岩・粘板岩互層など) と均質岩盤 (たとえば無層理石灰岩, 泥岩など) とで, 共通に分類できるだろうか。軟質部についても, 未固結半固結岩, 風化岩, 変質部, 断層等について同じような取扱いが容易であるだろうか。この場合の絶対的数字がどのような相互の関連と正確な意味を持ち得るだろうか, 等に疑問はつきない。

ダムの分野においては, 岩盤区分は最終目的ではなくて, 手段の一つであると考ええる。合理的で安全な設計に至るまで, 地形・地表踏査→岩盤内部の地質調査→岩盤分類→原位置 (室内) 試験→岩盤評価→設計 (掘削線, 本体, 基礎処理等) という流れの中での一つのステップと考えられる。

先ず第一に問題になるのは地質調査である。ダム基礎岩盤の岩質および地質構造上の特性を把握し, グリッドシステムに沿った方法で岩盤内部の地質調査を行ない, できるだけ片寄りの少ない地質情報を得るように計

画すべきである。数値による絶対分類や非常に細かい組合せ分類を提案しても, サンプルに片寄りがあれば安心して設計できる岩盤評価にならない。現状は, とくに規模の大きくないダム計画においては, 上記の細かい分類が意味を持ち得る程の地質調査が実施され難い。

電研式分類で原位置試験データを整理しても, 少しもきれいにまとまらないという意見がある¹⁴⁾。とくに, C_M 評価はハキダメであるという。それは或る意味で当然であろう。岩盤の区分と岩盤の評価は互いに関係はあるが異なるものである。 C_M と区分したからといって, それは良い, 悪いと評価したのではない。評価はダムのタイプ, 規模で異なり, そのダムの基礎条件に対して為される。評価は別の立場では一つのまとめであって, 岩盤力学という体系の中で説明し易くしたいという立場で, 岩盤のキメ細かい区分がなされても¹⁵⁾, そのまま, 従ってキメ細かくダム基礎について, 力学的, 水理的に設計するわけではない。

そのダムの基礎条件において, 過去の同種の基礎岩盤の例を参考とし, 岩盤の劣化あるいは状態をもっとも良く表現し得るような地質要素を導き, できるだけ共通普遍の認識に立って組合せを行って, 将来の参考ともなし得るような分類にすれば, 相対分類であっても絶対分類の利点に近づくとと思われる。

軟岩を基礎とするダムの計画が今後とも増大することは必須である。軟岩については, 明快な区分要素と組合せによる評価を示し得ていない。非常に簡易な力学試験と組合せるなどの工夫が必要である。

土研式分類においても, 細区分要素はさらに見直してみる必要もあるが, 要は, 区分と評価を混同し, 最終区分のまとめの表だけが孫引きで一人歩きすることは避けたいものである。

最後に繰り返して強調したいのは, 基礎岩盤の必要な範囲にわたって, 岩盤区分から十分自信のある岩盤評価をするには, あまりにも地質調査量が不足することがある。ボーリングについては, 最近, エラスティックチューブ法によって, コアの採取率が格段に上がったので, 岩盤の判定が非常にやり易くなった。矢作ダムの頃と比べるとかなりの違いである。それでも, ボーリングによって岩盤区分をしなければならない部分がかなり多い。とくに, 透水性を評価するための分類には, 現在のところ, ボーリングに負う所が多い。ボーリングは種々難しい問題をかかえているが, 正確なダム基礎岩盤評価のために, さらに有効利用することを検討する必要があると思われる。

参 考 文 献

- 1) Lugeon, M. (1932): Barrages et Géologie. 邦訳; 市川 慧, 尾張明美; ダムと地質; サンコーコンサルタント株式会社
- 2) Müller, L. (1958): Festgestein-Zerlegungsgrad und mechanisches Verhauen; Geologie und Bauwesen
- 3) Müller, L. (1962): Gestein und Gebirge. Festschrift "Leobener Bergmanstag 1962"
- 4) 田中治雄 (1959): ダムの地質と基礎処理, 発電水力講習会テキスト; 発電水力協会
- 5) 同上 (1964): 土木技術者のための地質学入門; 山海堂
- 6) 岡本隆一 (1963): 川俣ダムサイトの地質 (I) 土木研究所報告第 120 号
- 7) 同上 (1965): 下笠ダムサイト左岸地質調査報告, 土木研究所資料第 68 号
- 8) 同上, 安江朝光 (1966): ダムサイトに於ける岩盤区分の試み, 土木技術資料 Vol. 8, No. 9
- 9) 工藤慎一 (1960): ダム基礎岩盤の調査, 土木技術資料 Vol. 2, No. 3
- 10) Onodera (1963): Dynamic investigation of foundation rocks in-situ.; 5th Synp. Rock Mech., 1962, Pergamon Press
- 11) Knill, J. L., and Jones, K. S. (1965): The Recordings and Interpretation of Geological Conditions in the Foundations of the Roseires, Kariba, and Latiyan Dams; Géotechnique Vol. 15, No. 1
- 12) 土質工学会編 (1974): 岩の工学的性質と設計施工への応用, 土質工学会
- 13) 菊地宏吉, 齊藤和雄 (1975): 耐荷力を対象とした岩盤分級基準の提案, 第 9 回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要, 土木学会
- 14) 土木研究所地質研究室編 (1983): 岩盤分類とその現場への適用, 土木研究所資料第 1907 号
- 15) ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests (1978): Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses; Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 15

(昭和 59 年 5 月 28 日受理)

軟岩の工学的分類の概念について

林 正 夫*

は し が き

最近の地盤、岩盤の地質調査、試験、設計などは、総合的に共通性のある方式を求められている。すなわち地質技術者・土質技術者・土木技術者および数値解析技術者、さらに場合によっては建築技術者にも理解してもらえるよう、努める必要があることが多い。筆者はアーチダム・フィルダム・地下発電所・原子力発電所などの基礎地盤、斜面、あるいは LNG 地下タンクなどの地盤に関与してきたたびに、硬岩、軟岩、砂礫層、砂地盤などの試験設計に当面したが、ここでは調査上あるいは設計上で分類しにくい軟岩を主に述べてみたい。

軟岩の工学的分類は、現地調査と試験、モデル化、数値解析、安定性の評価など一連の地質調査側のソフトウェア、土質試験側のハードウェアの適用および設計側・施工側の判断にも関係する大切なことのように思われる。

筆者は次のような留意をし乍ら工学的分類を論じたことがあるので^{6),7)}、それをさらに具体的に留意した背景を地質調査の関係の読者にも解説をすることにより、編集者からの執筆依頼に応えるとともに御批判をいただきたい。

1) 工学的な主分類

- ① 地質技術者、建築技術者、土木技術者が、現位置あるいは試験室で比較的容易に廉価に数値を求め得るものであること。
- ② 強度と変形についての代表的指標に基づくことが望ましい。そこで強度に関してはボーリングコアの一軸圧縮強度 q_u 、変形に関してはボーリング孔内での V_s の検層値をえらんでみた。
- ③ 別な考えとして V_s でなく V_p を硬岩では採ってきた分類⁴⁾もあるが、土質地盤では耐震設計上は V_s が重用されている⁵⁾ことに留意した。
- ④ しかも他の指標にくらべ、硬岩から軟岩、砂礫、土質材料までを q_u と V_s は一貫して数値的に求め

られ比較し易いことに注目したからである。

- ⑤ しかし、これらの指標も分類の線引きに当り明確には分けにくいバラツキを持っているし、硬岩・軟岩、土質材料などで、数値がオーバーラップすることは仕方がないし、むしろ自然であるとしておく。
- 2) 軟岩に特有の性質は、

- ① 硬岩にくらべると変成・風化・噴出・堆積など、地質学的な影響により水に対しての鋭敏さがあるので、例えば次のような補助指標を重視する。

吸水率⁸⁾: W_s

乾燥密度: γ_d

過圧密比: O.C.R.

- ② 軟岩の中には堆積岩だけでなく、火山砕屑岩あるいは風化のはげしい泥岩その他の変質し易いもの、例えば礫質、非均質な岩盤なども含み、一般的には主な指標としての q_u と V_s だけによつての4区分では、地質上の表現は不明確になる。また設計側と施工側にも重要な注意を与えることはできない。
- ③ この中で副指標 W_s , γ_d などが通常より劣るものはとくに各区分の中で $S_{1,s}$, $S_{2,s}$, $S_{3,s}$, $S_{4,s}$ などと special のつもりで添字 S を加え、試験・設計・施工で工学上の注意を喚起しておくことにしたい。これらの通常値については別に論じておいた⁹⁾。
- 3) 従来の工学的分類との関連についても考慮を払うことは大切である。表-1 に示したように地質学的観察と成因に基づく田中治雄¹⁾ら A, B, C_H, C_M, C_L, D の分類をほぼ尊重する。
- ① そのために軟岩の方を上記のように S_1 , S_2 , S_3 , S_4 と記述する替りに長い間つかってきた地質学的分類 A~D の記述の流れと連続させ、次のように表現することも一つの方法かとも思われる。どちらがなじんで行くかは今後背景のデータに基づき論議を続けていくことにしたい。

軟岩の S_1 を D_H とする。

S_2 を D_M とする。

S_3 を D_L とする。

S_4 を E とする。

* 電力中央研究所

概念（軟岩に着目して）

土質地盤の指標					ダ ム				山 岳 地 帯			臨 海 地 帯			
03 乾燥 密度 γ_d	04 N 値	05 塑 性 指 数	06 液 状 化 の 特 性	07 透 水 係 数 K	アー チ ダ ム	重 力 ダ ム	ロッ ク フ ィ ル ダ ム	ア ー ス ダ ム	地下 発 電 所	石 油 地 下 タ ン ク の 岩 盤 空 洞	道 路 ト ン ネ ル	原 子 力 発 電 所 の 地 盤	都 市 地 下 鉄 道	L N G 地 下 タ ン ク	石 油 タ ン ク
3.0~				10^{-10} ~ 10^{-9}	基礎				地 山	地 山	吹 付 け		地下 式		
2.8~3.0				10^{-7} ~		基礎	基礎	基礎				基礎			
2.0~2.7				10^{-6} ~ 10^{-5}							TBM工 法				
1.9~2.4				10^{-4} ~ 10^{-3}							TBM 工 法 イン サ ー ト 工 法 水 抜 き		半 地 下 式		
1.5~2.3				10^{-2} ~ 10^{-1}							N A T M 工 法			半 地 下 式	地 上 式
0.9~2.1				10^{-3} ~ 10^{-2}											
0.8~1.9				10^{-5} ~ 10^{-4}											
0.7~1.3				10^{-7} ~ 10^{-6}											
	≈ 100			10^{-1} ~ 10^{-2}			堤 体						圧 気 工 法	連 続 地 中 壁	半 地 下 式
	≈ 50			10^{-4} ~ 10^{-3}											
	≈ 30			10^{-3} ~ 10^{-2}											
	≈ 20			10^{-2} ~ 10^{-1}											
	20 15 10 8 5 1	1 5 10~20	Do Uc などが 基本	10^{-2} ~ 10^{-10}			フ ィ ル タ コ ア	堤 体			水 抜 き シ ー ル ド 工 法		シ ー ル ド 工 法		

参 考 文 献

- 1) 田中治雄 (1964): 土木技術者のための地質学入門, 山海堂
- 2) 緒方正虔 (1978): 硬質岩盤における節理分布の数量モデル化およびその適用に関する考察, 応用地質, 19-1
- 3) 槽谷憲司 (1978): 岩石の物理量の相互関係および物理量による岩石の工学的分類に関する一議案。および“資料” 岩石の物理量の相互関係, とともに応用地質, 19-4
- 4) 菊地宏吉, 斉藤和雄, 楠建一郎: ダム基礎岩盤の安定性に関する地質工学的総合評価について, 大ダム

- No. 102 と No. 103 合併号 1982-12 と 1983-3
- 5) 今井常雄, 吉村正義 (1970): 軟弱地盤における弾性波速度と力学特性, 土と基礎, 18-1
- 6) 林 正夫: 原子力発電所の立地技術——その標準化と新立地技術の展望——, 電力土木, No. 189, 1983-9
- 7) 林 正夫 (1984): 軟岩の工学的分類の背景, 第16回岩盤力学に関するシンポジウム
- 8) 幾志新吉: 震害予測のための土質柱状図データベースの利用手法, 土質工学会論文集, 22-3, 1982-9, 土質工学会
(昭和58年11月18日受付, 昭和58年12月13日受理)

トンネルの岩盤分類

吉川 恵也*

山岳トンネル、シールドトンネルなど、坑道方式で施工されるトンネルは、躯体とその周囲の地山が共同して、その上部の地山を支持している特異な抗土圧構造物である。その地山の有する支持能力は、地山の力学特性、地中の応力状態の他、トンネルの断面形状、支保工、掘さくや支保の方式など、設計、施工要素に左右され、なかでも、施工のいかに大きく影響を受ける。

山地部のトンネルでは、前述した地山自体の支持能力に支配されるトンネルに作用する土圧や掘さく地山の挙動が施工に大きく影響される上に、地山の状態が地点地点で著しく変化することと、調査の難しい立地条件と調査の技術レベルから、その地山の性状を正確かつ、詳細に把握することが困難であるため、トンネルの施工に先立って、作用土圧や地山の挙動を適確に想定することが困難であり、外力や地山の力学的な特性を定量的に捉え、解析的な設計をおこなう実用的な手法は確立されていない。したがって、工事の事前設計（着工前の設計）では、通常、地質調査から得られた地山の状態の想定とその工学的な評価を過去の実績に照合し、技術的な判断を加えるなどして経験に基づく設計をおこなっており、鉄道や道路など、トンネルの断面が標準化されている場合は、過去の多数の実績をもとに、岩盤（地山）分類と対応させて作成した標準設計パターンを選別する、いわゆる、パターン設計法を適用している。

しかし、最近、わが国でも普及してきた NATM** では、従来の方式に比べ、構造解析上の境界条件がはつき

りし、設計計算のための仮定も立て易くなったため、有限要素法を用いた数値解析法や理論解析法に基づいた設計もおこなわれている。といっても、調査で解明できる限界があり、解析に加え難い岩盤の分離面の存在や地下水による地山の劣化もあって、解析結果と実測結果に不一致を生ずることがあり、解析結果と実測結果の不一致を解消するために、結果の逆解析をおこなって、入力値を補正するなどの検討がおこなわれているが、まだ、汎用的な方法を確立するには至ってはならず、NATM においても、前述したような経験的な設計手法を適用せざるを得ない状況にある。

この現状において、岩盤分類は、欠くことができないものであり、請負工事の契約ならびに、契約条件の変更に当って、契約条件を明示するものとして、また、施工の段階では、即時に判断を下せない計測結果に基づく判定を補うものとしても用いられる。

岩盤分類を実用に供するための具備条件としては、1) 客観的、かつ、定量的な岩盤評価ができ、その評価に用いる指標は、目的と関連がある因子であること。2) 対象区間全長にわたり、分類評価のための指標が得られること。3) 指標は、通常、実施される調査法、試験法から得られること。4) その等級は、設計、施工要素（パターン）の区分と対応すること。などをあげることができる。

実用的な既存の岩盤分類は、土圧特性の想定や自立幅、自立時間の想定、掘さく工法、支保工、覆工などの設計に適用するためのものが多いが、わが国のそれは、計画の段階に主として適用するものが多く、独逸系のそれは、施工時に主として適用を考えているものがほとんどである。また、英米では、調査成果を請負者にすべて明示することを規定して、当事者の技術的な判断に委ねている。海外とわが国のそれとの差異は、欧米では、コンサルタント制度が発達しており、企業者が工事計画の技術的な問題をコンサルタントに一切を委ねていることによるものであろう。

海外の岩盤分類で、事前設計に適用できるのは、AFTES（フランストンネル技術協会）のプロトジャコノフ指

* 国鉄 鉄道技術研究所

** New Austrian Tunnelling Method の略。略称は、ナトム。オーストリアのラプセビッツ博士、等により提案された、工法というよりはむしろ、トンネルの施工原理というべきものである。山岳トンネルにおいて、従来の鋼アーチ支保工のゆるんだ地山を支える支保方式に対して、吹付コンクリートとロックボルトを主体とする支保材を用い、地山を補強し、かつ、各種の計測をおこなって、地山に有害なゆるみを生じないようにするもので、トンネル断面形状や施工法全般についても、同様なねらいに立脚している。

表-1

●●●● 表 1

評価の目的 地山の種類 因 子	土 圧 特 性					地 山 の 挙 動					地 山 の 材 料 特 性					調 査 法, そ の 他
	硬 岩	軟 岩	膨 圧 岩	土 砂	粘 性 土	硬 岩	軟 岩	膨 圧 岩	土 砂	粘 性 土	硬 岩	軟 岩	膨 圧 岩	土 砂	粘 性 土	
岩 種・地 質 時 代	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	地表調査、ボーリング
弾 性 波 速 度	○	△	△	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	弾性波探査
RQD・割れ目間隔	○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	ボーリング
N 値				○	○				○	○				○	○	標準貫入試験
コア採取率	○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	ボーリング
一軸圧縮強さ	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	一軸圧縮試験(地山強度比で評価)
内部摩擦角・粘着力		△	△	○	△		△	△	△	△		△	△	△	△	三軸試験(地山せん断強度比で評価)
変形係数		○	○	○	○		○	○	○	○						孔内載荷試験
貫入抵抗		△	△	△	△		△	△	△	△		△	△	△	△	針入硬度試験
硬 度											○	○	○	○	○	シヨア硬度
浸水崩壊度		○	○	○	○		○	○	○	○		○	○	○	○	浸水崩壊試験(スレーキング特性の評価)
単位体積重量		○	○	○	○		○	○	○	○						単位体積重量試験
乾燥密度															○	〃
均等係数					○											〃
D ₅₀ 、D ₁₀ 粒 径					○											〃
粘土分含有比		○	○	○	○		○	○	○	○						〃
コロイド分含有比			○				○	○								〃
透水性係数					○											〃
地下水位						○	○	○	○	○						透水試験、粒度試験
モンモリロナイト含有率				○	○			○	○	○						〃
CEC(塩基置換容量)				○	○			○	○	○			○	○	○	〃
P.I.、L.I. など				○	○			○	○	○			○	○	○	〃
自立時間	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						〃
自立幅																〃
地山変位量	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						坑内観察
評価の目的・対象	トンネルの断面形状、支保および覆工の設計					トンネルの断面形状の設計 掘きく工法、1掘進長、支保方式、補助工法の計画、コンクリート管					機械掘きく可否の検討、運搬方式の検討(トラフィカビリティー)、火薬量、のみ下り、余掘・余巻の想定 コンクリート管材として利用の検討 噴泥など地山劣化の推定					〇：有効 △：有効な場合もある 他に適切な因子がないので利用、時には使用されることもある

数を指標とする分類とそれに対応した支保基準が筆者の知る限りでは唯一のものである。わが国でも、よく知られているパートン等の硬岩を対象とした、割れ目の状態を指標とした岩盤分類と支保基準も事前設計に用いられないわけではないが、露頭の少ないわが国では、事前設計には、適用しにくい。

わが国の一般的な地山を対象とした岩盤分類は、岩種、目視による岩盤の状態、地山弾性波速度を指標としているものが多いが、主たる指標である弾性波速度は、軟岩地山のように、地山の挙動や土圧特性が地上の分離面よりも地山の強度特性に支配される地山に対しては、適切でない面もあって、このような地山の評価には、トンネル位置における初期応力としての土被り荷重と地山の強度の比、地山強度比が提案されている。

地山の流動化や膨張性のような特殊な地山については、地下水の影響の評価も含めて、定性的な評価の域をでていないが、特殊な現象の有無の判定をおこなうために種々の指標が提案され、試用されている。

既存の岩盤分類、岩盤評価法については、資料とし

て、別途、本誌に掲載されるので、ここでは、表-1 にトンネルの岩盤分類の指標として採用されているもの、適用の可能性のあるものを示すにとどめる。

以上、山岳トンネルの岩盤分類について概説したが、事前設計のみならず実施設計にも岩盤分類は欠くべからざるものであり、今後、解析的手法の進歩は期待できるが、その場合でも、岩盤分類は、入力値の設定や地山のモデル化に必要なものであり、現行の岩盤分類は、実用に供するに当って改善、開発すべき点が多々あるので、トンネル地質の分野の重要な研究課題として、更に研究が進められることを期待して結びとする。

参 考 文 献

- 1) 日本トンネル技術協会 (1983): 山岳トンネルの事前調査に関する研究報告書 (その 2)
- 2) 日本トンネル技術協会 (1980): トンネル工事における岩盤分類の適用の現状と問題点
- 3) 吉川恵也・朝倉俊弘 (1983): NATM のための設計のパターン化の研究, 鉄研報告 No. 1235
(昭和58年9月27日受付, 昭和58年10月20日受理)

斜面安定における岩盤分類の現況と問題点

奥 園 誠 之*

1. 斜面安定対策における岩盤分類の位置付け

自然斜面や人工的な切土のり面の崩壊は人命にかかわる大災害を引き起すことがある。しかし斜面安定対策、および崩壊の事前予知技術の必要性は昔から認められながらも、未解明の分野を多く残しており、文字どおり“古くて新しい問題”といえる。

この原因として次のことが考えられる。

- (1) 崩壊は、その素因となる地山（岩盤）条件と誘因となる人工改変や降雨条件等が複雑にからみ合って発生する。（崩壊の機構が複雑）
- (2) すべり面の位置とそのせん断強さを事前に推定することが困難なケースが多く、したがって盛土等で行う安定計算によって斜面安定を評価しにくい。また、無理に諸条件を仮定して計算しても、実際にそのとおりに崩壊しないことが多い。

以上の理由から、これまでは現場の技術者の経験にたよりケースバイケースで処理されるのが一般的であった。

しかし、これは判断に個人差が出やすく、現場で様々なトラブルの原因となることが多かった。

個人差をできるだけ少くするためには、各現場において、次の事項の検討が必要である。

- (1) 素因、すなわち地山（地盤）条件を客観的に評価する方法を確立する。
- (2) 確立された地山条件評価法と現場周辺における過去の施工実績（設計条件、安定状況）との関連付けから適正な対策工基準を見出す。
- (3) (1)、(2) 条件を踏まえ、降雨条件等の誘因と崩壊発生確率（崩壊しやすさ）の関係を見出し、崩壊の事前予知方法を見出す。

本特別号のテーマである「岩盤分類」は、上記の(1)、すなわち地山条件を客観的に評価するための有力な一手法である。

2. 斜面安定における岩盤分類の現況

切土のり面ののり勾配を決定する場合、その地山を構成する岩や土砂は、道路土工・のり面工と斜面安定工指針（日本道路協会）では、硬岩、軟岩、土砂に区分されている。硬岩、軟岩は主として掘削の難易性（火薬を必要とするほど硬いか、ハイドロリックリッパでよいかな）から判断されるもので、土砂はさらに主として粒度と固結度によって細分され、それぞれに標準的勾配が示されている。

その他の機関でもこれに類似した基準が示されている。

従来、この程度の分類でのり面対策が決定されるのが一般的であったが、前記のとおり、この分類はのり面の安定性を必ずしも評価し得ない面をもっている。

たとえば、掘削時には硬岩でも風化を受けやすく、すぐに脆弱化するような岩は、これらの分類にはマッチし得ないことになる。

このような欠かんを除くため、最近は各地域で、各機関で、地質や実情に合わせた岩盤分類基準を作成し、過去の実績から、個々の設計基準を作成しようという傾向が伺えるようになってきている。

図-1 はこの基準の作成手順と、それを利用して設計（のり勾配の決定）を行う手順を示したものである。

まず (1) 1つ1つののり面について岩質、土質を精密に調査し、(2) それに見合った安定を左右する岩質、土質を評価する尺度を探し岩盤分類を行う。

また、のり面調査によって (3) 各のり面の安定状況（現在及びこれまでに崩壊しているか、健全か）を知り、同時に (4) そののり面形状（のり高、勾配）を把握する。

以上の(2)、(3)、(4)の関係づけを行い、(5) 岩盤、土質分類ごとの適正のりこう配を見出す。

一方、切土が計画されている地点において、(6) 地質、土質調査を行う（露頭がない場合はボーリングが中心となる）。

(7) その結果(2)で分類した岩盤分類等のうちのどの

* 日本道路公団試験所 斜面試験室

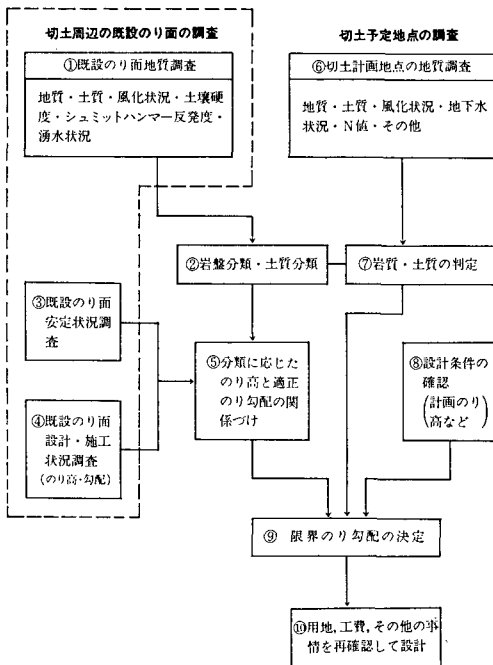


図-1 岩盤分類の手順とのり勾配決定手順説明図

タイプに相当するかを判断する。

(8) 予定切土高その他の条件を確認し、(7)、(8)の条件に見合うのり勾配を(5)のなかから選び(9)限界のり勾配を決定する。

3. 斜面安定における岩盤分類の問題点

斜面安定を支配する地山条件は、次の三要素があるといわれている。

- (1) 物性；土質，岩質特性，つまり地山を構成する岩や土のもっている物理的，工学的特性
- (2) 構造；地質構造，つまり断層や地層その他の不連続面の方向（斜面との方向，傾斜関係），崩壊予備物質の厚さ，分布など。
- (3) 水；表面水，地下水，土中水の程度

斜面の安定はこれらの条件の組合せによって支配され，さらに 1. で述べた誘因が加わって最終的に決定されるものである。

ところで，これまでダムやトンネル，構造物基礎等に使われている岩盤分類は主として上記の(1)，つまり岩の硬さや割れ目の多少，風化しやすさなどによって区分されており，斜面安定を支配する(2)，(3)の要素を過小評価している面がある。

次に，のり面崩壊の直接的な素因は岩種によって異なる。例えば第三紀層は切土後の吸水膨張や風化に支配されやすく，中生代層は断層や節理の度合に，また火成岩は熱水変質や風化の度合にそれぞれ支配されやすい。

したがって岩盤分類は，岩種別にそれぞれの斜面安定に関係ある特性を指標（物差）として決定されなければならない。

斜面安定における岩盤分類は，最近走り出したばかりの状態であり，これまでに述べたように多くの問題点を残している。

これらの問題点を少しでも解決すべく各機関で努力が続けられている。本書の論文・報告には，高速道路の切土のり面対策のための岩盤分類に関する研究結果の一端を紹介しているので参照されたい。

（昭和58年11月8日受付，昭和58年11月15日受理）

岩盤分類の要因としての岩盤の不連続面

緒 方 正 虔*

Discontinuities in Rock Mass as a Factor of Rock Classification

Seiken OGATA*

Abstract

Mechanical and physical properties of the rock mass and foundation depend on two paramount factors, that are characteristics of discontinuities laid in the rock mass and change due to weathering and alteration.

Rock classification based on these factors has widespread by the division of individual element which constitutes characteristics of discontinuities and composited elements which characterize the mode of weathering and alteration.

Since elements of discontinuities, distribution parameter, shape, fissure and character of intrafissure are measurable individually, setting division criterion on each element, the division units are correlated with detailed mechanical and physical properties, taking the properties, design criteria and purpose of the structure into consideration, suitable method must apply to rock classification.

1. 地盤・岩盤内の不連続面

土質地盤あるいは盛土地盤に対し岩盤が区別される代表的要因の一つに不連続面をあげることができる。地盤・岩盤には不連続面が内在し、これが物性に与える影響を無視できない。このため、地盤・岩盤の強度、変形、透水などの諸物性は不連続面の分布形状と性質を把握し、これらにもとづく評価をおこなう事が必要となる。

地盤・岩盤が示す物性上の特性は等方性、異方性および不均質性に大別され、これらは各地質要素の特徴から6分類されている¹⁾が、このうち不連続面に係るものは節理岩盤、断層破砕帯岩盤および層状岩盤のうちの互層地盤・岩盤が主である。不連続面には、地盤・岩盤組織の性質が不連続なものと、地質分離面等が存在することにより組織が断続したものとが含まれる。このような不連続性は6分類の中で以下のように位置づけすることができる。

地盤・岩盤	{	等 方 性	均質地盤・岩盤
		異 方 性	{ 不連続性(一部).....層状地盤・岩盤
			{ 不連続性.....節理(地盤)・岩盤
	{	不均質性	{ 不連続性.....断層破砕帯(地盤)・岩盤
			{ 異種均質地盤・岩盤
			風化・変質地盤・岩盤

() : 軟岩等の場合地質分離面が存在しないか、きわめて少ない場合があるので()を付した。

不連続面には節理、割れ目、スリッケンサイド、シーム、断層破砕帯、層理など地質学的生成あるいは分布形態の特徴等により分けられているが、これらを地盤・岩盤の物性との関係から工学的に把握するためには、不連続面を形づくる地質要素を量的に表示することが重要になってくる。

地盤・岩盤の調査を行なう際に、断層破砕帯などは個々についてその分布、規模、性質が調査され、諸物性試験が行なわれる。これに対し、節理、割れ目等の場合は節理群として扱い、集合状態を示す表示が行なわれ、ま

* 電力中央研究所

たこの表示された量を適当に区分けし、岩盤分類の基準量とすることが多い。しかし、不連続面を有する地盤・岩盤の性質は、これを基礎とする構造物の大きさとその機能、あるいは構造物の目的によって地盤・岩盤の性質の評価が異なってくるので、これらとのかねあひによって不連続面は個別要素としての扱いにすべきか否かを選定し、適正な調査・試験・解析の計画をたてることが基本となる。

2. 風化・変質と不連続性

岩種が異なれば地盤・岩盤の物性は異なるものと考えられるが、このほかに同一岩種においても諸物性を異にする要因としては 1) 組織の風化・変質、および 2) 不連続性があり、これが主要 2 大要因をなしている。この 2 要因について、その程度に対応した諸物性の標準値からのシフトの評価が岩盤分類方式の採択を考慮するものとなっている。土质地質における地盤・岩盤の全体像はこの 2 大要因によって把握され、さらに目的により細分類が実施されるのが実態であろう。

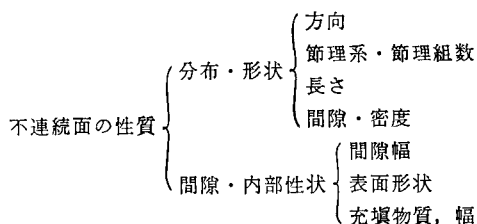
風化・変質・固結の程度に関する物性試験は連続した組織を有する岩石テストピースサイズの試験、不連続性に関する物性試験は不連続面を内在させた岩盤サイズの原位置試験が一般に行なわれ、諸物性の検証が進められている。これらの数多い試験は整理分類されている^{2),3)}が、これらの資料をもとに 2 大要因によって示される地盤・岩盤と物性の範囲の概要を図-1 に示す。この図では、通称名として用いられている硬質岩盤、中硬質岩盤、軟岩について、岩盤試験による変形性、および岩盤

からとり出した岩石の一軸強度から、地盤・岩盤の 2 要因に関連し、かつ地質生成条件を示した岩質名称をそれぞれの位置に示した。勿論、各岩盤の物性境界は画一ではなく、ある幅で互に移行し得るものである。

3. 不連続面の要素

不連続面が有する分布形状・性質を適正に表示するためには、自然の地盤・岩盤における不連続面の実態と分布傾向を把握することが第一に必要であり、これをもとに、土质地質上必要とする物性、構造物機能、施工性などに関連する地質要素を不連続面を構成する要素から選定することになる。

不連続面の性質はつぎに示す構成要素により表示されるが、これには分布・形状と間隙・内部性状を示す要素とがある。



地盤・岩盤の分類には、これらの要素のうち 1) 個別の要素についての地質量を計測し、その量の分布を区分けし、区分けたものに従って分類する場合と、2) 複数の要素の地質量から、これらを総合評価して岩盤分類を行なう場合とがある。1) の調査・解析の進め方は地盤・岩盤の区分と物性対応の検討、2) の場合は工学的設計・施工の適性判定を折り込んだ調査・解析に採択されることが多い。

3.1 不連続面の方向

割れ目、節理あるいは細互層構造を有する地盤・岩盤はこれら不連続面の方向の整一性の程度によって強度・変形上、あるいは透水性のうえから異方～等方地盤・岩盤として分類するかどうかが判断される。

不連続面の方向の整一性は普通ウルフ網上のポイントダイアグラムにおける極点の集中度⁴⁾、あるいは統計値としては平均集中方向とその分散値⁵⁾として示される。野外調査で節理面方向の規則性が感じられる節理群の方向の分散値は 20 度程度以内である。

不連続面のうち地質分離面を形成する地盤・岩盤は、その方向の集中度により区分して岩盤分類し、地質地盤モデル化が図られる。図-2 は細互層面が強度上オーダ以上の差異が認められる縞状チャート为基础とするアー

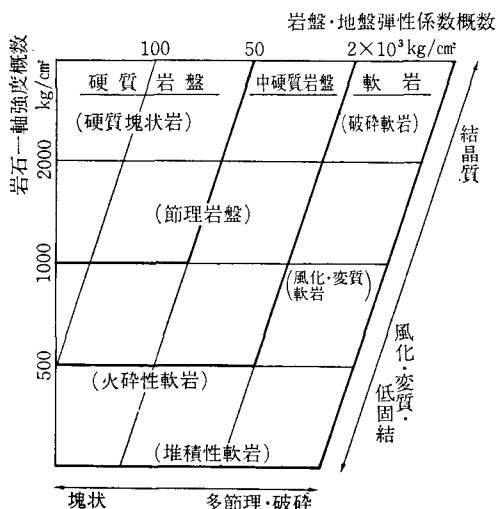


図-1 強度・変形物性と岩盤の地質要素

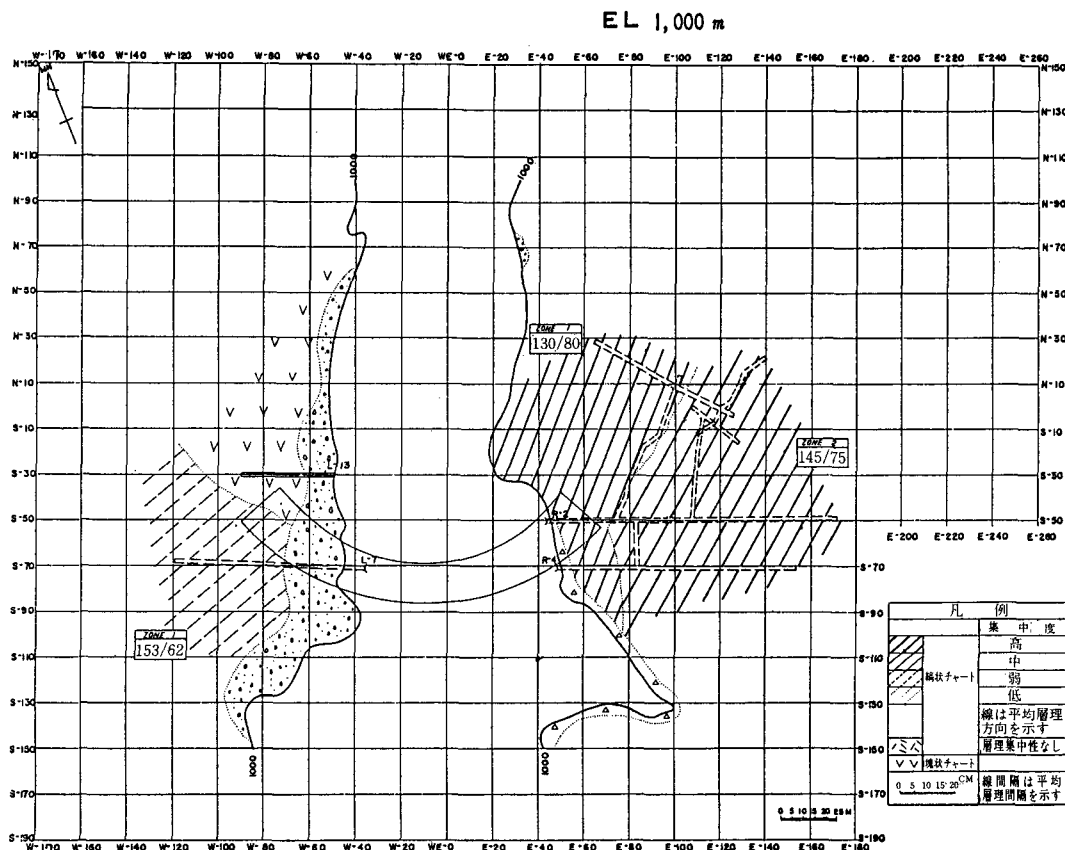


図-2 縞状チャートの層状岩盤モデル

チダムサイトの地質地盤モデル図である⁶⁾。同岩盤では、微しゅう曲構造をもつ層理面の平均集中方向の分散値を 13° 以下, $13^\circ \sim 18^\circ$, $18^\circ \sim 23^\circ$, 23° 以上の区間値 5° によって 4 階級区分して分布図に示し, 強度物性との対応, および基礎岩盤の安定性の検討が実施された。

3.2 節理系・節理組数

地盤・岩盤中の節理, 割れ目系は通常 1 ~ 3 組程度が認められる。花崗岩などの結晶質岩盤における直交 3 組の節理系はこの典型である。このような初生節理のほか、に破碎現象による節理が加わった場合, あるいは片麻岩のように結晶質岩盤でさらに広域動力変成作用を受けたものでは 4 組以上となることも多いが, このような集合節理系の場合は集中度は低くなり, 実質的に等方性岩盤とみなしうようになる。

節理系組数は節理密度と関連する地質量であるが, 組数を区分する要素の一つとして採用したものに Q 値がある⁷⁾。 Q 値は総合評価値であって, 節理系の組数 3, 4, それ以上のものにそれぞれ評価点 9, 15, 20 が付加

されている。節理系組数は節理により分離された岩盤ブロックの規模を示す係数と考えられるが, NATM 等の施工性の判定に際しては, 掘削岩盤壁の自立性の判定が重要である。これには節理系の交差角度(直交性の程度)も考慮すべき重要な要素と思われる。

3.3 不連続面の広さ

地盤・岩盤の不連続面は掘削, 露頭では断面の長さとして計量できる。しかし, 調査坑やボーリング孔など限られた空間ではこの長さを直接計測することが困難となる場合もある。

図-3 は新第三系のけつ岩中に存在している節理の長

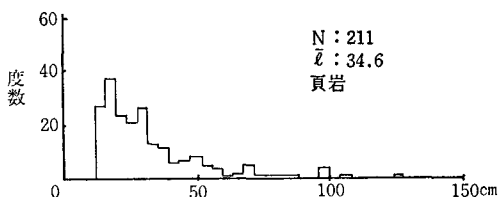


図-3 新第三系頁岩における節理長さ頻度分布

さの分布を示したもので、その型はポアソン分布とみなし得る。節理の長さを他の地質要素の関係で示したものでは、長さ l と節理間隔 s の間に、 $l/s=(2\sim6)$ であることが結晶質硬質岩盤で知られている⁸⁾。また、断層の長さ L とその破砕幅 T との間には、花崗岩類中の断層の調査例によれば $L/T=(150\sim350)$ の関係が得られている⁹⁾。

不連続面の長さを区分し岩盤分類の基準とした例は少ないと思われるが、今後地下立地、岩盤深層処分等における土木技術の進展と要請の多様化に伴ない、とくに透水物性との関連地質要素として重要性が増すものと思われる。

3.4 間隔、密度

不連続面の間隔の広さは、平均節理間隔、あるいは節理密度などの量によって表示されている基本的な要素で

表-1 節理間隔の区分例

サ イ ト	区 分 (cm)			
	I	II	III	IV
黒部第四ダム (1964)	>200	200~50	50~5	5>
矢 作 ダ ム (1966)	>50	50~15	15>	
新 豊 根 ダ ム (1968)	>30	30~10	10>	

ある。

節理、割れ目の間隔を区分し岩盤分類の要素とした例はとくに硬質岩盤のダムサイトで早い時期から発達し、以下に示すような区分けが 60 年代にすでにダムサイト

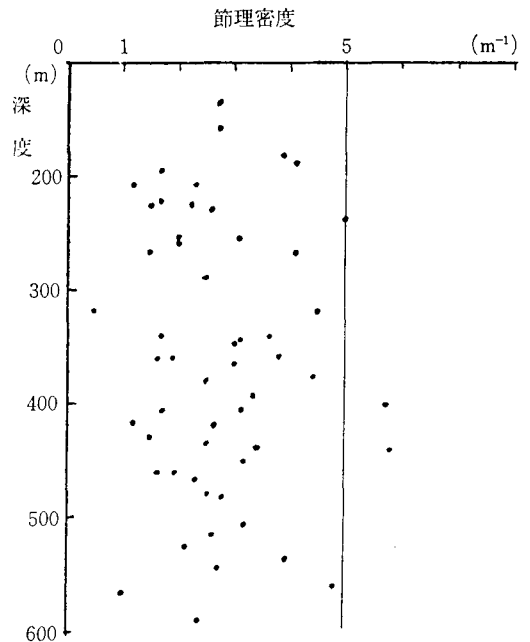


図-4 花崗閃緑岩の岩盤深度別節理密度

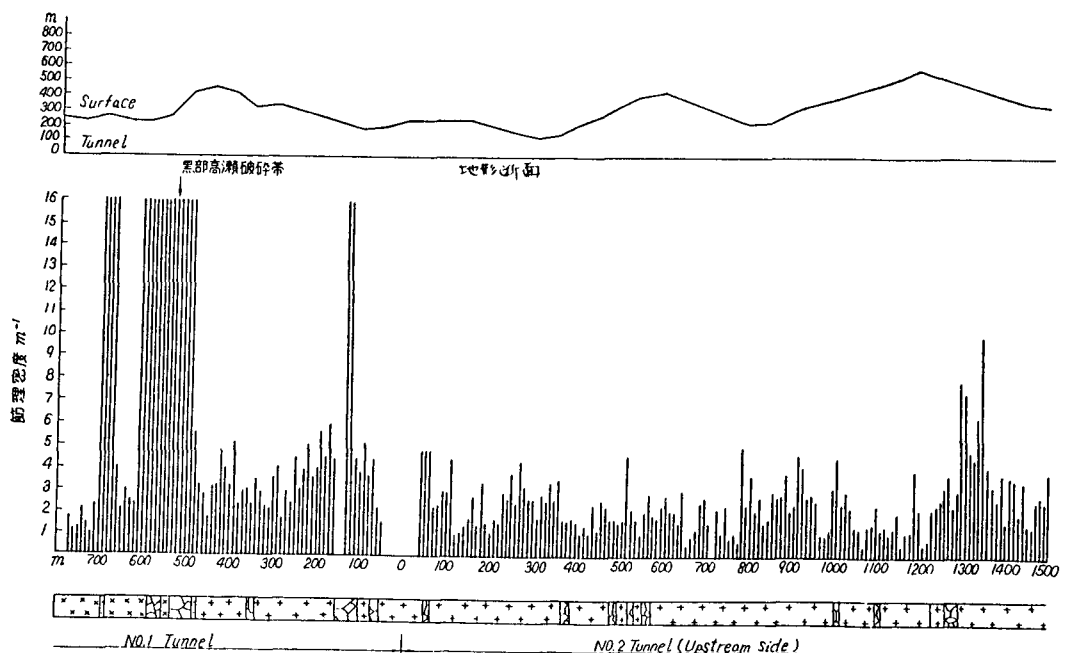


図-5 圧力トンネル内節理密度

の調査で用いられた^{10),11),12)}。

岩盤中の節理密度は広域的にみると、岩種別に固有のレベルを有するものであるが、断層、破碎帯近傍、しゅう曲による変形、あるいは地表近傍では風化により二次節理が発生したり、潜在性の節理が顕在化することなどにより、密度に局所性が付加される。図-4 は花崗閃緑岩中の節理密度が深度 600 m 付近まで顕著に変化を示さないことを示したものである。また、図-5 は同岩盤中のトンネルで計測された節理の数を示したもので大規模破碎帯の近傍では、節理密度が 4～5 倍のレベルとなっていること¹⁰⁾、図-6 は閃緑岩質片麻岩のダムサイトで、地表付近に発達した節理は 70 m 付近までに漸減していることを示したものである。

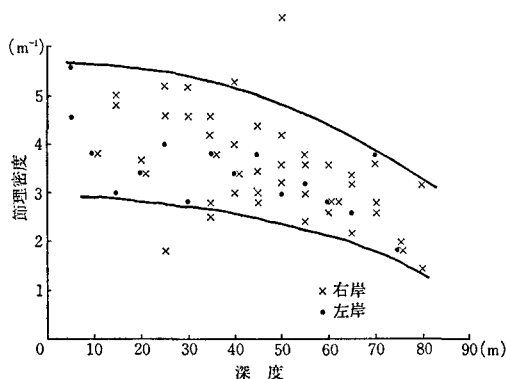


図-6 片麻岩ダムサイトの深度と節理密度

このように、不連続面の間隔、密度は岩種、その他の地質要因により分布性状が異なり、また、トンネル、ダムサイト等、構造物が計画される位置により分布数量レベルが異なるので、地質、設計・施工に適した区分を行ない岩盤分類を実施すべきと思われる。

3.5 断 続 性

地盤・岩盤に発達する節理群と平行である広い平面を岩盤中に想定してみると、その面は、その平面と一致する節理と、実岩盤部分より構成される。平面内に含まれる節理の量は断続性によって示される。断続性を示す量としては節理面積率 κ ¹³⁾と節理断続率 a ⁹⁾などの例がある。この両要素が示す節理数量は基本的には等しい概念であり、 $0 \leq (\kappa, a) \leq 1$ である。ただし、 κ が岩盤に対する節理の存在割合を示しているのに対し、 a は節理が不連続となっている部分すなわち岩盤部分の存在割合

* 岩盤中の節理群と平行である平面における節理面積の占める割合

** 岩盤中の節理群と交差する平面上における節理の延長部の節理が不連続である部分の割合

表-2 各種岩盤の節理断続率

岩 種	地質年代	節理群	a	計測節理数
けつ岩	中新世	I	0.7	622
		II	0.5	211
凝灰岩	中新世	I	0.8	233
		II	0.6	176
砂 岩	中新世	I	0.7	320
		II	0.7	405
けつ岩	中新世	I	0.8	138
		II	0.7	114
花崗岩	中生代	I	0.5	159
		II	0.6	68
花崗岩	中生代	II	0.5	78
		III	0.6	47
流紋岩	中新世	I	0.3	58
		II	0.4	25
		III	0.4	29

を示すので両者の間は $a \approx (1 - \kappa)$ の関係である。

表-2 は我が国の各種の岩盤について得られた節理断続率の値である。

表より、代表的硬質節理岩盤である花崗岩の節理断続率は 0.5～0.6 であって、岩盤部分と節理部分の面積比はほぼ等しい。これに対し、塊状で節理が少ない第三系の堆積岩は岩盤部分が 0.6～0.8 であり、一方板目状の節理が発達する流紋岩の岩盤部分は 0.3～0.4 程度である。節理の断続性の要素により岩盤区分が実施された事例はないが、上述の値より岩盤はつぎのように三分類できよう。

表-3 節理の断続性による分類

岩 盤 区 分	節理断続率	代 表 的 岩 種
塊状節理岩盤	0.6～1	第三紀の砂岩、けつ岩、凝灰角礫岩
断続節理岩盤	0.4～0.6	花崗岩、閃緑岩
連続節理岩盤	0 ～0.4	流紋岩、安山岩、玄武岩 (板状、柱状節理を有するもの)

節理の断続性が詳細に調べられたのは黒部ダムの原位置岩盤試験箇所の試験ブロックが我が国では最初であるが、最近では地下発電所や原子力発電所などの岩盤試験ブロックの物性を評価するため把握すべき重要な要素の

一つとなっている。

3.6 間 隙 幅

自然地山の状態下における不連続面に生じた地質分離面の間隙幅は計測し難い量の一つであったが、BTV 観測装置が開発された結果、ボーリング孔壁内で孔壁と交差する節理の間隙幅の計測例は増大し、現在では地下空洞掘削に伴う間隙の初期状態の確認およびその後の変化については詳細な計測が行なわれるようになり、これらと岩盤諸物性との関連も把握されている。

図-7 は花崗閃緑岩のダムサイトの河床部付近のボーリング孔における BTV 装置による節理間隙幅の計測を示したものである¹⁴⁾。同サイトは渓谷型のダムサイトで地表から 40 m の範囲までは節理の間隙がゆるみ、節理間隙率は 1% に達する。しかし、それより以深では 50 m まで急激に節理間隙は減少し、以深では計測深度の 150 m まではほぼ一定である。この深部での節理間隙率は 0.3~0.4% 程度である。

流紋岩を基礎とするダムサイトの標高別の節理間隙

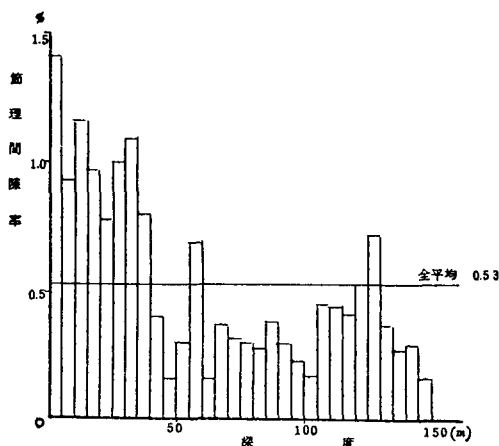


図-7 岩盤深度別節理間隙率

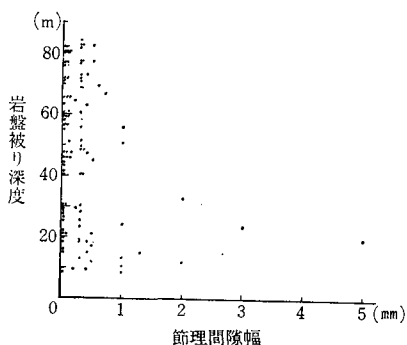


図-8 流紋岩ダムサイト岩盤被り深度-節理間隙幅

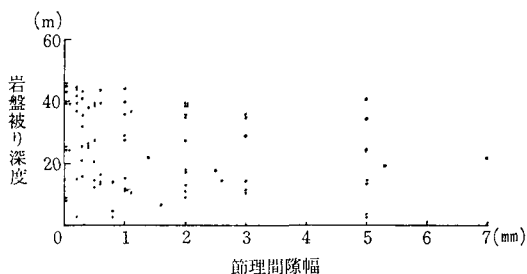


図-9 流紋岩ダムサイト岩盤被り深度-節理間隙幅

幅-岩盤被り深度を示したのが図-8、図-9 である。図-8 は河床部の横坑における計測であって、岩盤の被りが深くなるに従って間隙幅の大きい節理は少くなり、60 m 程度以深ではほぼ全節理が 0.5 mm 以下となっている。これに対し図-9 は 80 m 上部の横坑における節理間隙幅の分布を示したもので、前例と比較すると間隙幅がより大きく、かつ、横坑切羽まで岩盤被り深度に対応した間隙幅の減少傾向はほとんど認められない。

節理間隙幅-岩盤被り深度分布からわかるように、節理群の実質的に密着状態である節理間隙は、地表部分から二次的にゆるみが生じ、間隙幅が増大してゆく、この変化は岩盤被りのほか地形条件も重要な要素であることが推察される。

このような節理間隙の分布性状は節理間隙幅 (F) 別頻度 (N) の関係、 $\log N(F) = k - m \log F$ および平均間隙幅 $\bar{F}$ で示すことができる。上述した例では

	m	$\bar{F}$
河床部節理	1.93	0.37 mm
天端部節理	1.08	1.59 mm

となり、密着状態の間隙よりのゆるみ現象が著しければ m が小さくなり、また平均節理間隙幅 $\bar{F}$ が大きくなるのがわかる。

以上のように、不連続面の間隙については、その平均間隙幅および間隙幅別分布により岩盤のゆるみ現象、ゆるみ領域などの性状を把握することが可能である。最近では、これらの要素と岩盤の変形物性、透水性などとの関連により岩盤を区分し岩盤を分類することが検討されている¹⁵⁾。

3.7 表面形状、充填物質

地質分離面の表面は同一岩種であっても粗面のものから平滑面のものまで存在が認められ、また分離面の間隙には挟在充填物質を伴わないものから、風化生成物、

流入粘土あるいは破砕による生成物質などを有する場合がある。さらに、地質分離面そのものの風化・変質の要素も重要である。

これらの要素を考慮した、諸物性との関連が実験的に検討されている。Barton¹⁴⁾によれば、節理面の摩擦強度に対する粗面の形の効果を 20 区分し、これと、岩石一軸強度と有効応力比によって評価を試みている。また、渡辺¹⁵⁾は割れ目内の透水性に対し、粗面の形態をスペクトル分析し、これと平均間隙幅との関係を考慮した解析を進めている。

岩盤の分類のための割れ目の状態の区分基準としては、ダムサイトの岩盤分類で設定された土研式分類¹¹⁾ではつぎのように区分している。

割れ目の状態	a 密着
	b 開口状
	c 粘土をはさむ

また、トンネルの施工における岩盤分類の指数 Q 値における地質分離面の岩質および充填物質の性質、厚さによりこれを 0~20 の評価点を与え区分している⁷⁾。

これらに示したように、地質分離面の表面形状、充填物質の要素は、把握すべき岩盤物性、あるいは設計、施工目的との関係からその扱い方式に種々の工夫が実施されており、今後の成果に待つべきところが多い。

4. む す び

岩盤・地盤は地表・地中における風化・変質作用によりその構成組織は変化する。また、割れ目、節理、層理などの不連続面の分布状態、性質は岩盤の部分、岩種などにより多様であり、また変化する。これら組織の変質、不連続面の性質は岩盤の諸物性を規定する 2 大要因であり、これらの分布・性質を示す諸量、現象を区分した分類、あるいはこれらを総括した岩盤分類が行なわれる。

風化現象は各種の要素がからみ合った全体的姿として把握されるので、岩盤分類はこれらの総合評価した分類基準が設定されることが多い。これに対し、不連続面は、その分布・形状と間隙・内部性状を示す個別要素が地質計測量として把え易い。したがって、これらの諸量の分布範囲を明らかにするとともに、これを適切に区分し、その区分された岩盤について試験あるいは数値解析によって物性との対応・相関を検討することが多い。

岩盤の分類に際しては、個別要素別に物性との対応性を検討し、岩盤を区分する方式か、複数の要素を複合し

た総合評価手法を選ぶ方式など把握すべき岩盤の性質と設計・解析手法の適正、施工目的などに適合したものを選定すべきであろう。

あとがき

岩盤の不連続面についての小文は水力発電所、原子力発電所等の電力施設の地盤・岩盤調査に従事しつつ得られた考えを述べたもので、電力各社の建設サイトを通じて多くの方々に御教示、御協力をいただいた。また、この間の多大の資料も使用させていただいた。ダムサイト資料の解析には、当所猪原担当研究員の援助を得た。また、学会編集委員長小島圭二助教授には、岩盤分類特集に参加の契機をいただいた。これらの方々に謝意を表する次第である。

文 献

- 1) 北原義浩・緒方正虔 (1980): 電力施設基礎地盤の地質と安定解析 一掘削斜面, ダム基礎, 地下発電所一, 日本応用地質学会シンポジウム予稿集
- 2) 槽谷憲司 (1981): 岩盤等級と工学的物理量との対応について(試案) 電力中央研究所, 2号印刷物
- 3) " (1978): 岩石の物理量の相互関係および物理量による岩石の工学的分類に関する一試案, 応用地質, Vol. 19, No. 4
- 4) 緒方正虔 (1964): ウルフ綱による地質の統計方法の改良, 応用地質, Vol. 5, No. 2
- 5) 緒方正虔 (1980): 小型電卓による節理の集中および分散の計算, 応用地質, Vol. 21, No. 1
- 6) 緒方正虔 (1971): 高根第一発電所の建設ならびにその集水地域の崩壊に関する地質構造的検討, 電力中央研究所報告, 研究報告 70020
- 7) 赤井浩一, 川本眺万, 大西有三訳 (1981): 不連続性岩盤の地質工学, 北森出版
- 8) 緒方正虔 (1978): 硬質岩盤における節理分布の数量モデル化およびその適用に関する考察, 応用地質, Vol. 19, No. 1
- 9) S. Ogata (1976): Activity Evaluation of Fault in the Basement Terrain, Eng. Geol., Vol. 17, No. 3
- 10) 田中治雄, 井上康夫, 緒方正虔 (1964): 黒部川第4地点の地質, 電力中央研究所報告, 研究報告 64001
- 11) 岡本隆一, 安江朝光 (1966): ダムサイトにおける岩盤区分の試み 一矢作ダムサイトの例一, 土木技術資料 8-9
- 12) 電源開発株式会社 (1968): 新豊根ダム地点基礎岩盤試験, 土木試験報告
- 13) K. W. John (1962): An approach to rock mechanics, Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 88, SM4
- 14) 堀 義直 (1975): Tダム基礎における基礎岩盤分離面の分布性状について, 電力中央研究所報告,

- 依頼 74574
- 15) 渡辺邦夫 (1983): 岩盤割れ目系の諸地質量を考慮した岩盤浸透流の解析に関する基礎研究, 埼玉大工学部地盤水理実験施設紀要 No. 2
- 16) N. Barton (1976): The shear strength of rock and rock joints, Int. J. Rock. Min. Sci. and Geomech. Abstr., Vol. 13, Pergamon Press
(昭和59年 1月13日受付, 昭和59年 3月22日受理)

岩石の圧縮強度と剪断強度による分類の試み

桑 原 啓 三*

Rock Classification by Uniaxial Compressive Strength and Shear Strength

Keizo KUWAHARA

Abstract

Elements of rock classification are hardness, weathering degree, distance and state of cracks, deformability, elastic velocity of rock piece and mass, kindness of rock, and Rock Quality Designation. Strength of rock piece and mass is most important element in these. So, the author studied relationships between uniaxial compressive strength of rock piece and other physical properties, and relationships between shear strength and modulus of deformation. As the results, rock pieces are classified three groups, that is, less than 200 kgf/cm², 200–1,000 kgf/cm² and more than 1,000 kgf/cm² by uniaxial compressive strength. Specimen less than 200 kgf/cm² is called soft rock up to now and is homogeneous rock which is not affected by crack. Specimen more than 1,000 kgf/cm² is called hard rock, and brittle rock which is strongly influenced by crack. Specimen from 200 to 1,000 kgf/cm² is characterized in-between properties of both.

1. はじめに

岩盤分類は、現在ダム、トンネル、掘削斜面など土木構造物の種類による分類、同じ工種でも工事担当機関別の分類等多くの種類がある。岩盤分類は、岩盤の強度、変形性、透水性、掘削の難易、掘削後の斜面の安定性等を考慮して行われるが、ダム、トンネル、斜面等のどの工種においても、それらの事項が等しく考慮されることはない。例えば、コンクリートダムでは岩盤の強度が、トンネルでは掘削性と地山の安定性が、切取斜面では掘削の難易と斜面の安定性が主として考慮されている。

岩盤の分類要素は、岩石の硬さ、風化の程度、割れ目の間隔と状態、岩石の変形性、岩石のぜい性、コアの弾性波速度、地山の弾性波速度、岩石・地層の種類、成層性、コアの採取率等多くあり、目的別にこれらの分類要素のいくつかを選び出し、分類を行っている。

岩石・岩盤の強度は、岩盤分類要素の中で最も主要なものの一つであり、従来より Deere¹⁾ 等により一軸圧縮強度によって分類が行われていた。しかし、岩盤すなわち土木構造物、建築物等の構造物の基礎となる場合は、強度だけでなく、変形性も問題となる。さらには岩石材料として使用する場合には、吸水率、有効間隙率等も良

否を判断する重要なファクターとなる。

このようなことから、主として国内のダムサイトにおける岩石試料による一軸圧縮強度と静弾性係数、超音波伝播速度、吸水率、有効間隙率等の物理的性質との関係を調べ、さらに剪断強度、変形係数との関係を調べ、一軸圧縮強度を主体にした分類を試みる。

2. 岩石の圧縮強度

岩盤を構成する岩石の強度は、岩盤中に存在する節理層理、片理等の割れ目とともに、岩盤の強度を支配する主要な要因の一つである。岩石の強度は、岩石を構成している構成粒子の粒形、粒度分布、粒子の種類等と密度あるいは粒子間を埋めている膠結物質の種類とその状態によって支配されている。ここでは岩石の強度のうち、最も簡単な原理で求められた一軸圧縮強度と他の物性値とを比較する。

(1) 圧縮強度と静弾性係数

図-1 は、岩石の一軸圧縮強度 qu と静弾性係数 E との関係を示したものである。

岩石の静弾性係数もまた、岩石を構成している鉱物粒子の種類、形状、結合様式および粒子間間隙の形、分布状態、間隙中の物質によって支配されているが、圧縮応力が作用した場合、変形は主として間隙の変形によって

* 建設省土木研究所

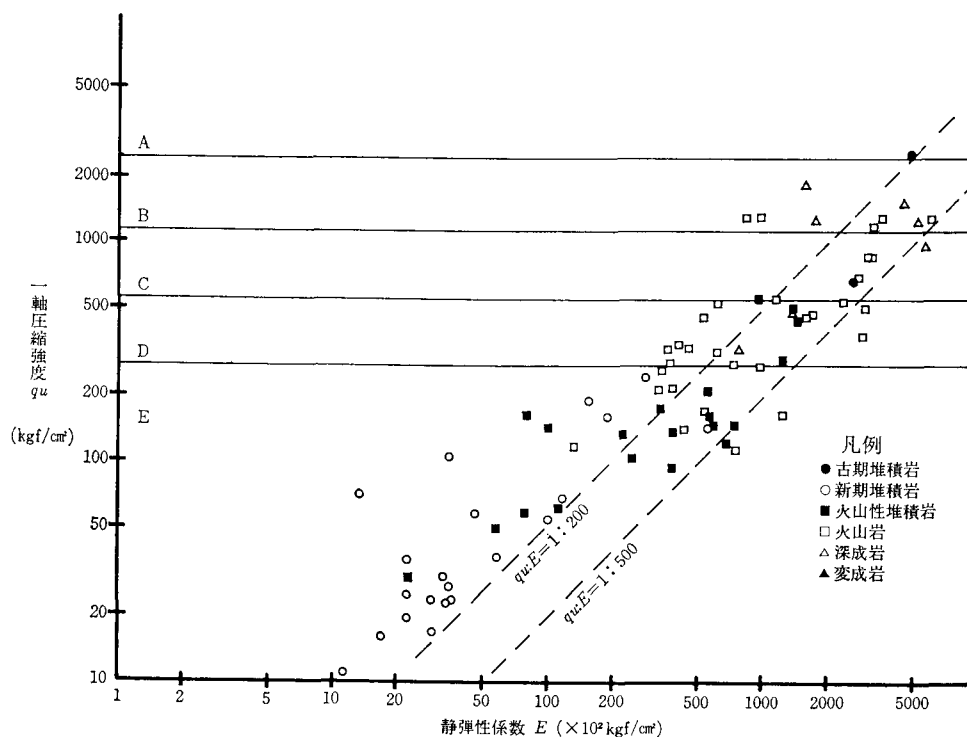


図-1 一軸圧縮強度と静弾性係数の関係

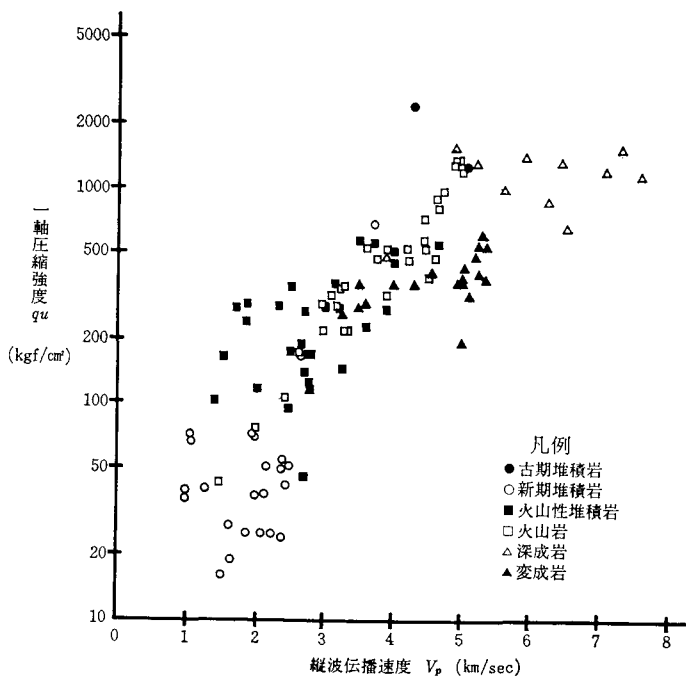


図-2 一軸圧縮強度と縦波伝播速度の関係

生じる。

このようなことから、一軸圧縮強度と静弾性係数との間には正の相関関係があるとされている。図-1 に示されるように、一軸圧縮強度と静弾性係数との間には両対数グラフ上で一次の関係がある。

(2) 圧縮強度と超音波伝播速度

図-2 および 図-3 は、一軸圧縮強度とコアによる縦波伝播速度 V_p および横波伝播速度 V_s との関係を示したものである。図-2 によると、 qu と V_p との関係はほぼ 3 区分できる。すなわち、 qu 約 200 kgf/cm² 以下の qu の変化にかかわらず V_p 一定の区間、 qu 200~1,000 kgf/cm² 間の qu の増加に従い V_p の増加する区間、 qu 1,000 kgf/cm² 以上の V_p の増加に比較して qu の増加が小さい領域に区分できる。 $(qu > 1,500 \text{ kgf/cm}^2)$ 以上のデータが少ないので、強度の高い所でこの関係が成立するかは不明であるが、(1) で述べたように qu と E が比例関係にあるので、(1) 式によりこの傾向となると思われる。)

図-3 でも同様に、 qu 200 kgf/cm² 以下、200~1,000 kgf/cm² 以上に分けられるが、変成岩では V_s が 2,000 m/sec 以上になっても qu は 400~500 kgf/cm² と近い値を示し、全体的にみると見かけ上 qu 400 kgf/cm² 以上で 2 系列となっている。この原因は変成岩の構成物質、変成度、異方性等のサンプルの特異性も関係していると思われる。

岩石の弾性波速度は、

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (1)$$

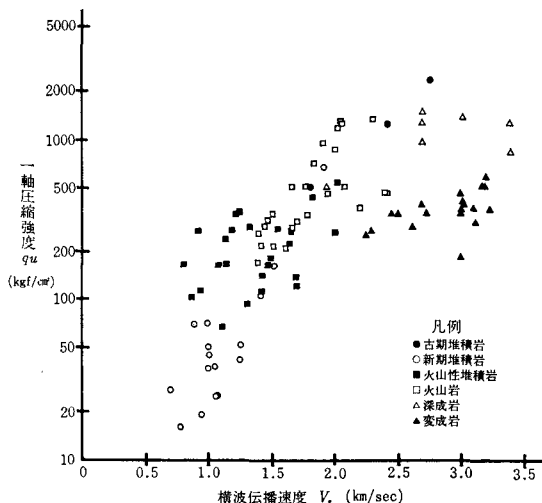
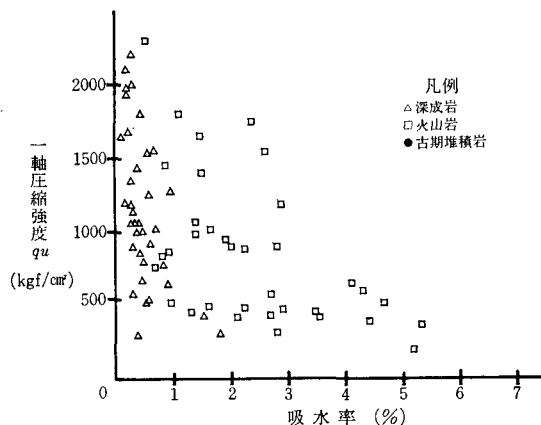


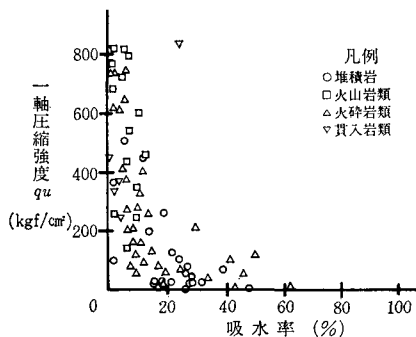
図-3 一軸圧縮強度と横波伝播速度の関係

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1+\nu)}} \quad (2)$$

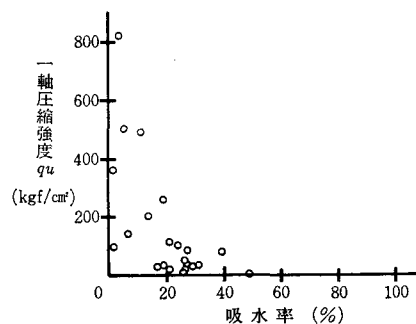
但し、 E =ヤング係数、 ρ =密度、 ν =ポアソン比で表わされるように、岩石を構成する鉱物の種類、固結度、骨格構造に、特に V_p は液体中も伝播することから間隙中の含水状態に支配される。硬岩において弾性波速度は主として固結度と骨格構造に支配されるのに対して、軟岩では、図-2 に示されるように、水の弾性波速



(1) 硬 岩



(2) グリーンタフ地域



(3) 新期堆積岩

図-4 一軸圧縮強度と吸水率の関係

度 $V_p = 1,500$ m/sec に影響を受けている, すなわち含水状態に支配されることがうかがえる。

(3) 圧縮強度と吸水率

岩石は, 主として強度の面から硬岩, 軟岩とに分類されている。軟岩は新第三紀堆積岩, 風化岩, 破碎岩等の強度の低い岩を指しているが, 硬岩, 軟岩の境界は明瞭ではない。岩の力学委員会²⁾では, 一軸圧縮強度 100 kgf/cm^2 を硬岩, 軟岩の境界とし, また道路協会³⁾では掘削の難易の判定として弾性波速度により, $2,000 \sim 2,800$ m/sec を硬岩 (中硬岩) と軟岩との境界にしている。

図-4 は一軸圧縮強度 qu と吸水率 w との関係を示した図で, (1) は硬岩と呼ばれているもの, (2) はグリーンタフ地域の堆積岩, 火山岩, 火砕岩, 貫入岩を, (3) は軟岩の代表である碎屑性堆積岩を示している。データ数が十分とはいえないが, 同図より, qu と w との関係は双曲線で示され, 硬岩と呼ばれているものは吸

水率 5% 以内を示し, 新期の岩石でも吸水率 10% 以下では $qu = 200 \sim 400 \text{ kgf/cm}^2$ 以上を示し, これに反し, $qu = 100 \text{ kgf/cm}^2$ 以下になると吸水率 20% 以上の大きな値をとるようになる。

(4) 圧縮強度と有効間隙率

図-5 は一軸圧縮強度と有効間隙率 n との関係を示したもので, 図-4 同様, (1) は硬岩。(2)⁴⁾ はグリーンタフ地域, (3) は新第三紀堆積岩を示している。同図より $qu-n$ 関係は, $qu-w$ 同様双曲線で表わされ, 間隙率 15% 以下では一軸圧縮強度は有効間隙率に関係なく, 逆に, 一軸圧縮強度 $100 \sim 200 \text{ kgf/cm}^2$ 以下では有効間隙率は強度に影響しない。

(5) 圧縮強度と剪断強度

図-6 は, 一軸圧縮強度 qu と剪断面積 $60 \times 60 \text{ cm}$ の現位置剪断試験結果から得られた剪断強度との関係を示したものである。一般に, 均質な地層では $\tau_0 = 1/2 \cdot qu$

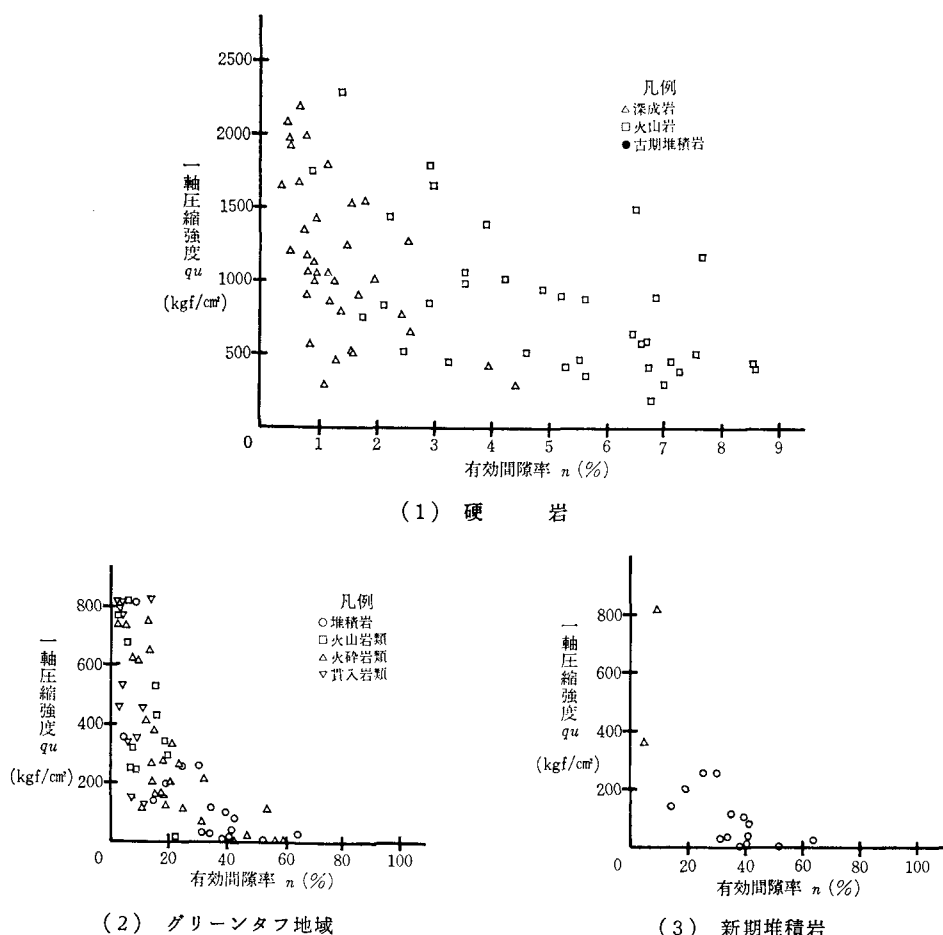


図-5 一軸圧縮強度と有効間隙率の関係

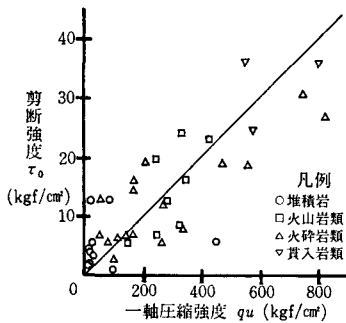


図-6 剪断強度と一軸圧縮強度の関係

なる関係があり、本図においても資料数は少ないが、同様の関係が見られる。しかし碎屑性堆積岩類ではこの関係から外れているように見える。これは堆積岩では既に層理面の影響、すなわち異方性が現れており、また一軸圧縮強度が大きい領域では、節理等の割れ目が発達するようになるなどの影響を反映しているものと思われる。

(6) 圧縮強度と変形係数

図-7 は一軸圧縮強度 qu と変形係数 D との関係を示したものである。同図によると、一軸圧縮強度が大きくなれば、変形係数も大きくなる定性的傾向は示すが、ばらつきが大きく、一定の関係を示さない。しかし詳細にみると、一軸圧縮強度に対する変形係数の伸びの大きなグループと小さなグループとに分けられそうである。碎屑性堆積岩類は、資料数が少なく不明確であるが、ほぼ前者の範ちゅうに属する分布を示している。

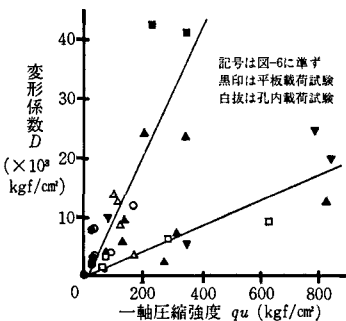


図-7 変形係数と一軸圧縮強度

この変形係数の傾向の違いは、岩盤内に存在する割れ目の多寡とその性状によるものと考えられる。すなわち、岩盤の変形性は岩盤中の空隙——岩石中の間隙と割れ目——に支配されているため、碎屑性軟岩のように割れ目の少ない岩盤ではコアによる試験と同様に変形係数は大きく、逆に割れ目の多い岩では、割れ目の影響が大きく、変形係数は小さくなるものと思われる。言い換え

れば、 qu に対し D の伸びの大きいものは、図-1 を参照すれば、割れ目の影響のない岩盤の上限線を示しているものと思われる。

3. 岩盤の剪断強度

岩盤の剪断強度は、岩盤を構成している岩石の強度および岩盤中に存在している層理、片理、葉理、節理等の割れ目に支配されている。特に、割れ目の方向性、凹凸状態、挟在物、頻度、連続性等に支配されている、岩盤の剪断強度は、この他剪断面の大きさによって変わる。すなわちサイズ効果が存在するが、一般には 60×60 cm の供試体を用いたブロックシャテストまたはロックシャテストによって求められる。

この方法で求められた岩盤の剪断強度を 図-8 (1) ~ (6) に示す。図-8 は、田中式⁵⁾あるいは岡本・安江式⁶⁾の岩盤分類による各岩級毎に記号で示した。岩盤分類は細部については多少異なっているが、基本的には A, B, C (H, M, L), D に区分しており、各岩級の特徴は概ね田中式岩盤分類と同じであるので、表-1 に田中式岩盤分類を示しておく。

同一の岩級に評価される岩盤であっても、岩種により造岩鉱物の種類、粒度、割れ目の状態等が異なるので、深成岩、火山岩、火山性堆積岩、古期堆積岩、新期堆積岩、変成岩の 6 種に分類した。

図-8 (1) は深成岩類で、主として花崗岩、閃緑岩、のデータである。他の岩種に較べて垂直応力の増加に伴う剪断応力の増加が大き、すなわち内部摩擦角が大きい。粒状岩で比較的均質な岩であるため、岩片の強度と割れ目の状態が比較的岩盤の剪断強度を表わしている。

(2) は火山岩で、安山岩、流紋岩が主体である。深成岩類同様岩級区分と剪断強度は対応しているが、深成岩類ほど垂直応力の増加に従い剪断応力の増加は大きくない。すなわち、内部摩擦角は小さい。この傾向は強度の大きい部分、すなわち良い岩級の所ほど顕著である。

(3) は火山性堆積岩で、主として凝灰角礫岩のデータである。岩級と剪断強度との対応は、深成岩、火山岩に較べて若干悪くなる傾向にあり、これは岩石中に含まれる礫の影響によるものと思われる。また剪断応力の増加は火山岩に比べて垂直応力の小さい時から小さい。すなわち内部摩擦角は小さい。

(4) は、古第三紀以前の堆積岩で、砂岩、粘板岩が主体である。層理面の存在による異方性、潜在割れ目の存在等に原因されると思われるが、岩級区分と剪断強度の対応は良くない。内部摩擦角の全体的傾向は火山性堆積岩と同程度である。(5) 新期堆積岩は、新第三紀以

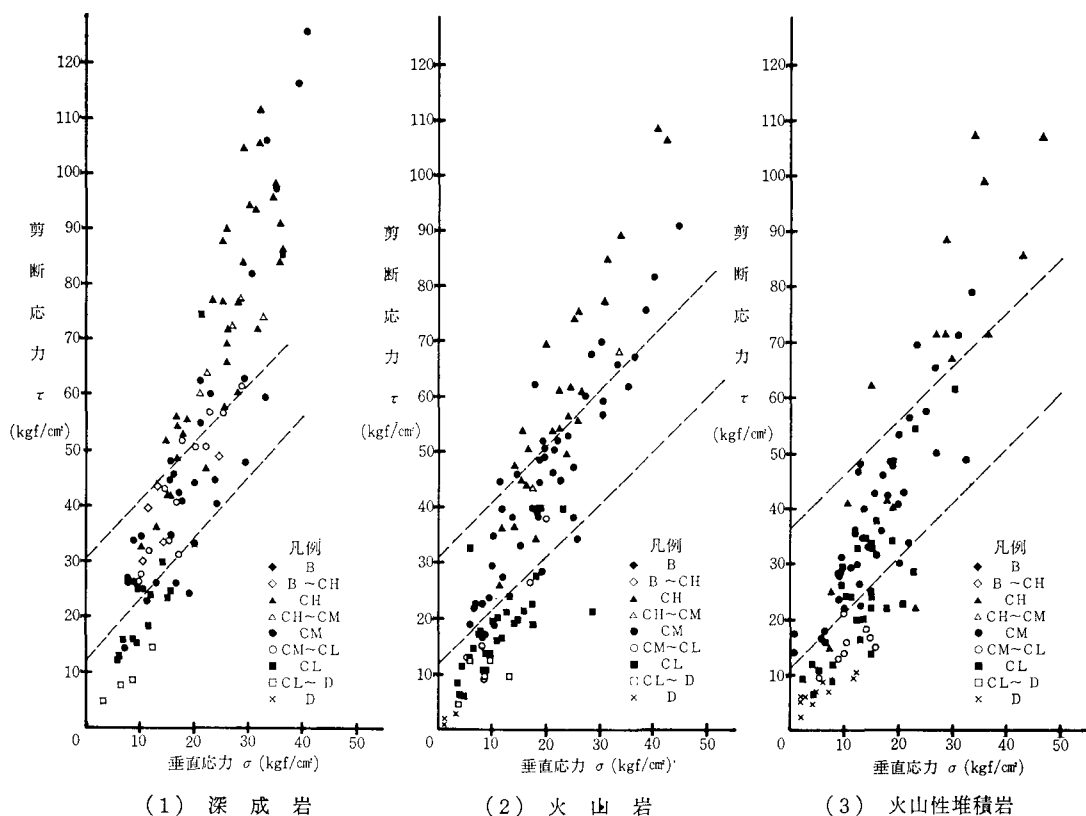
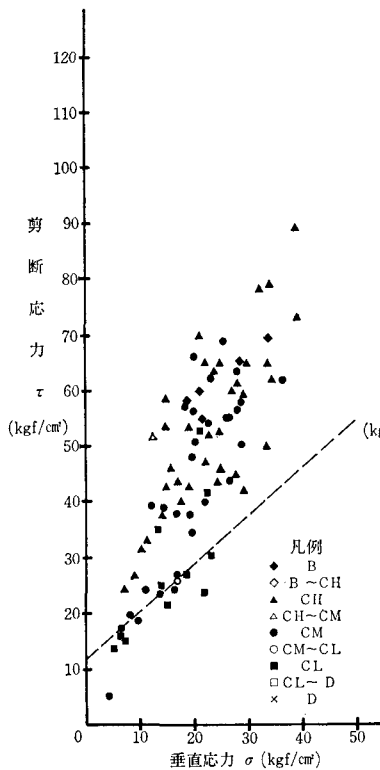


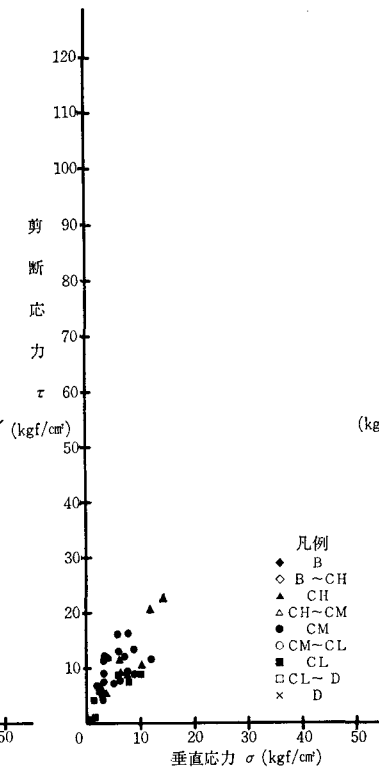
図-8 岩盤

表-1 ダム基礎岩盤分類 (田中)

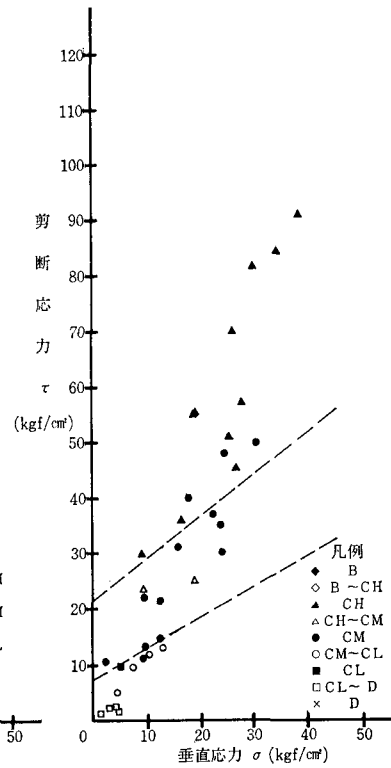
名称	特 徴
A	きわめて新鮮なもので造岩鉱物および粒子は風化、変質を受けていない。キレツ、節理はよく密着し、それらの面に沿って風化の跡は見られないもの。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
B	岩質堅硬で開口した(たとえ 1mm でも) キレツあるいは節理はなく、よく密着している。ただし造岩鉱物および粒子は部分的に多少風化、変質が見られる。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
C _H	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが岩質は比較的堅硬である。 一般に褐鉄鉱などに汚染せられ、節理あるいはキレツの間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剝脱し、剝脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある。 ハンマーによって打診すれば少し濁った音を出す。
C _M	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており、岩質も多少軟らかくなっている。 節理あるいはキレツの間の粘着力は多少減少しておりハンマーの普通程度の打撃によって、割れ目に沿って岩塊が剝離し、剝脱面には粘土質物質の層が残留することがある。 ハンマーによって打診すれば多少濁った音を出す。
C _L	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており岩質も軟らかくなっている。 節理あるいはキレツの間の粘着力は減少しており、ハンマーの軽打によって割れ目に沿って岩塊が剝脱し、剝脱面には粘土質物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば濁った音を出す。
D	岩石鉱物および粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており岩質も著しく軟らかい。 節理あるいはキレツの間の粘着力はほとんどなく、ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけでくずれ落ちる。剝脱面には粘土物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す。



(4) 古期堆積岩



(5) 新期堆積岩



(6) 変成岩

剪断試験値

降の地質である。岩級区分と剪断応力との対応が最も悪く、また、剪断応力も最も小さい。内部摩擦角も最も小さい。

(6) は変成岩類である。個数が少ないので明確ではないが、岩級区分と剪断応力の対応は比較的良好。片理面の影響からか垂直応力に対する剪断応力の伸びは、新期堆積岩に次いで小さい。

4. 圧縮強度、剪断強度より見た岩盤の区分

Deere と Miller¹⁾は、岩石の一軸強さによって表-2 のように区分した。図-1 の記号は、その区分による記号を示したものである。また同時に、Deere と Miller は一軸圧縮強度と静弾性係数によって岩石の分類を行ない、一軸圧縮強度と静弾性係数の比が 1:200 以下を低係数比、1:200~1:500 を平均係数比、1:500 以上を高い係数比と呼んだ。図-1 中の破線はこの境界を示し

表-2 岩石の強度区分 (Deere & Miller)

表 現	一 軸 圧 縮 強 さ		記 号
	kg/cm ²	PSI	
非常に強い very high strength	>2,240	>3,200	A
強い high strength	1,120~2,240	1,600~3,200	B
普通 medium strength	560~1,120	8,000~1,600	C
弱い low strength	280~ 560	4,000~8,000	D
非常に弱い very low strength	<280	<4,000	E

(岩の工学的性質と設計施工への応用 (土質工学会) より引用)

たものである。

図-1 に示されるように、一軸圧縮強度と静弾性係数は一次の関係があるが、Deere と Miller の分類では若干無理があることが解る。特に静弾性係数の低い領域では係数比 1:200 ではむしろ高い係数比の領域に属するような値を示すものと思われる。

図-2, 図-3 によると、一軸圧縮強度と弾性波速度との関係は、片対数グラフ上では曲線を示しているが、この曲線は、前述のように、3~4つの部分に分けられる。すなわち、200, 1,000 kgf/cm², S 波の場合は 500 kgf/cm² に境界をひくことができる。

この境界を図-4, 5 で見てみよう。硬岩は吸水率 5% 以下であり、一軸圧縮強度 1,000 kgf/cm² 以上になると

2~3% 以下となる。これに対し 100 kgf/cm² 以下は吸水率と一軸圧縮強度は関係しない。有効間隙率も同様であり、硬岩と思われる 400~500 kgf/cm² 以上は有効間隙率 10% 以下となるが、400 kgf/cm² 程度から次第に有効間隙率は大きくなり、100~200 kgf/cm² 以下では有効間隙率は大きな値をとるようになる。

このように見てくると、岩石片では一軸圧縮強度で、200 kgf/cm², 1,000 kgf/cm² を境界として 3 種に、さらに、200~1,000 kgf/cm² を 500 kgf/cm² で 2 つに分けることができよう。そして $qu \leq 200$ kgf/cm² は、岩石を構成する鉱物粒子の粒形、粒度分布と密度によってその力学的性質が決まり、それに反し $qu > 1,000$ kgf/cm² は鉱物粒子のフレームワークが最も影響しており、 $200 < qu$

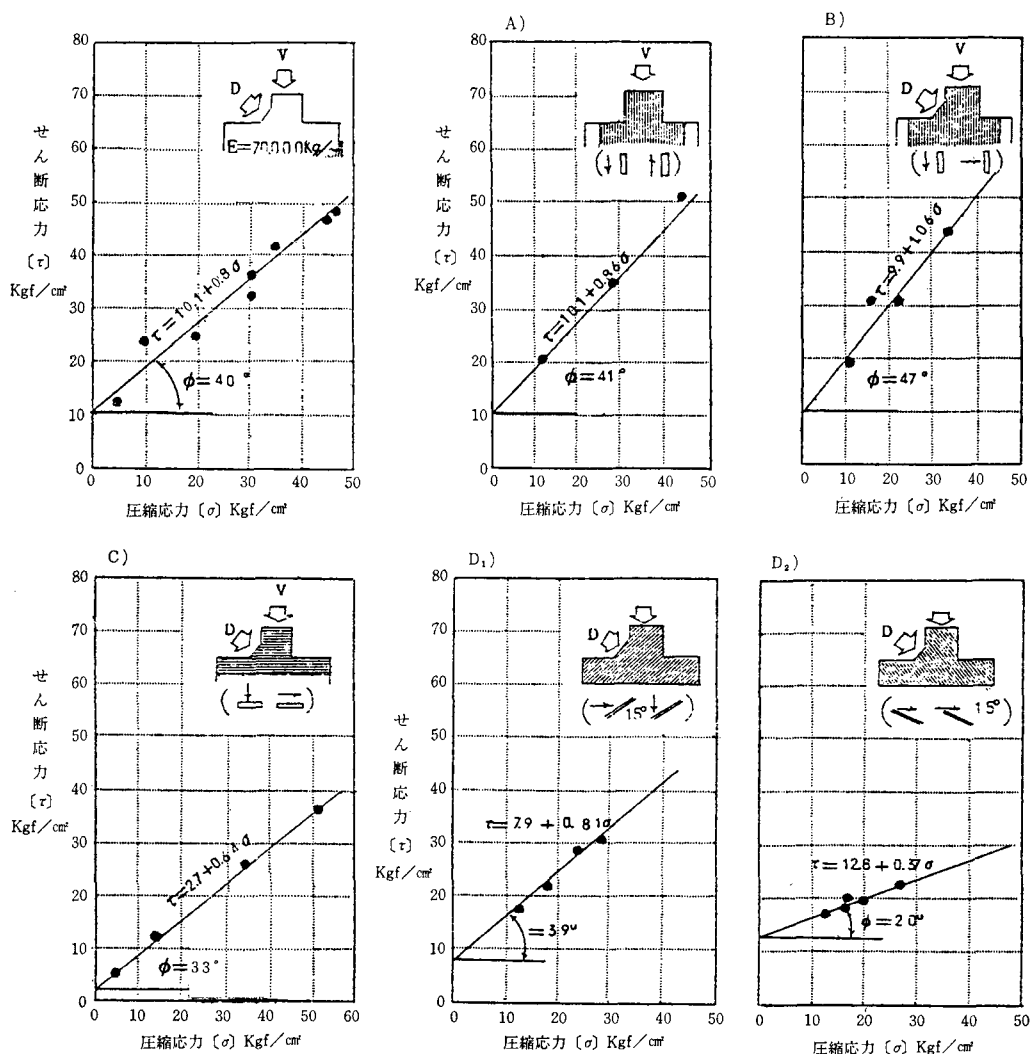


図-9 層状岩盤の室内剪断強度試験 (石膏モデル)

$>1,000 \text{ kgf/cm}^2$ はその中間的性質を示しているものと思われる。

次に岩石と岩盤との関係を見てみよう。図-6 は qu と τ_0 の関係を示したもので、ほぼ $\tau_0=1/2 \cdot qu$ の線上に分布しているようであるが、 $qu=500 \text{ kgf/cm}^2$ を境に若干傾向は変わってきている。すなわち、一軸圧縮強度が小さい間はほぼ $\tau_0=1/2 \cdot qu$ を満足するのに対して、一軸圧縮強度が大きくなってくると τ_0 は $1/2 \cdot qu$ より小さくなる傾向にある。さらに 図-8 によると、強度の低い新期堆積岩を除けば、大まかな岩級区分の境界として図中点線のようになる。低い方の境界値は τ_0 で 100 kgf/cm^2 よりやや大きい所にあり、また、高い方の境界値は $\tau_0=300 \sim 350 \text{ kgf/cm}^2$ である。 $\tau_0=1/2 \cdot qu$ が岩盤の割れ目の存在の如何にかかわらず成り立つと仮定すると、それぞれの一軸圧縮強度 qu は、 200 kgf/cm^2 + および $600 \sim 700 \text{ kgf/cm}^2$ となり、低い方の境界値は一軸圧縮強度による区分と良く合致している。このことは一軸圧縮強度 200 kgf/cm^2 以下の岩盤は、ほぼ岩片としての強度のみが岩盤の強度に影響し、岩盤中の割れ目は殆んど強度に関与しないことを意味している。

一方高い方の境界は、岩盤の剪断強度に割れ目の影響が入っているとすると、一軸圧縮強度は $600 \sim 700 \text{ kgf/cm}^2$ より大きくななければならない。

図-9 は、天道⁷⁾による層状岩盤の割れ目方向と剪断強度を実験的に求めたものである。同様な実験には林⁹⁾などもある。異方性に関する原位置試験も多くおこなわれているが、例えば齊藤⁹⁾は剪断試験結果を割れ目の方向性によって検討し、図-9 と同様に、C、D₂ 岩盤の強度が低くなることを示した。このことは 図-8 の (1) と (4)、(6) との比較によってもうかがえる。

5. ま と め

岩盤の工学的性質を表わす最も基本的な性質である、岩石の一軸圧縮強度と静弾性係数、超音波伝播速度、吸水率、有効間隙率との関係を検討した結果、次のようなことがいえる。すなわち、

(1) 概ね一軸圧縮強度 qu で 200 、 $200 \sim 1,000$ 、 $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ の 3 つに区分できる。

(2) 一軸圧縮強度 $200 \sim 1,000 \text{ kgf/cm}^2$ はさらに $200 \sim 500$ と $500 \sim 1,000 \text{ kgf/cm}^2$ とに 2 区分できる。

(3) 一軸圧縮強度 200 kgf/cm^2 以下は従来軟岩と呼ば

れていたものであり、岩級区分では低いランク、すなわち C_L または D 級岩盤に相当する。

(4) 一軸圧縮強度 $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ 以上は、割れ目の影響を考慮すると、ほぼ上級の岩級区分、すなわち C_H クラス以上になるものと思われる。

(5) 一軸圧縮強度 $200 \sim 1,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、特に $200 \sim 500 \text{ kgf/cm}^2$ の岩は中間的領域の岩で、岩片強度、割れ目の状態から中級クラスの岩盤であると思われる。

これらの結果は、数少ないデータ、特に一軸圧縮強度と剪断強度との関係は少ないデータをもとに検討しているので、同一岩盤でのデータを集積して検討することが必要であろう。また一軸圧縮強度のみでは 200 kgf/cm^2 以下の軟岩、風化岩等の表層に近い、土木的に問題になるような岩盤の細区分は困難であり、他の指標、例えば一軸圧縮強度と両対数グラフ上で直線関係にあり、変化量の大きい静弾性係数等を用いて分類することも検討すべきである。

本稿では主として岩片である岩石の強度とその物理的性質をもとに分類の可能性について述べたが、土木地質の領域で取扱うのは岩石の集合体である岩盤であり、岩石と岩盤を常に対比検討しておく必要がある。

参 考 文 献

- 1) Deere, D. U. and Miller, R. P. (1966): Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock, Air Force Weapons Lab, Techn. Rept. AFWL-TR-65-116.
- 2) 岩の力学委員会 (1969): 統一岩盤分類法(案)の適用方法, 土質工学会
- 3) 道路協会 (1979): 道路土工——施行指針
- 4) (財)国土開発技術研究センター (1983): グリーンタフに関するダム建設資料調査報告書
- 5) 田中治雄 (1964): 土木技術者のための地質学入門, 山海堂
- 6) 岡本隆一, 安江朝光 (1966): ダムサイトにおける岩盤分類の試み, 土木技術資料 8-9
- 7) 天道久男 (1966): 層状岩盤の強度特性について, 土木研究所資料 165-4
- 8) 林 正夫 (1965): 積層体のせん断抵抗とダイラタンスの異方性およびその機構, 第 3 回岩盤力学に関するシンポジウム, 土木学会
- 9) 齊藤孝三, 片平 博 (1999, 1983): ダム基礎岩盤の原位置試験に関する諸検討と考察, 土木研究所資料

岩盤分類要因としての弾性波速度

本 莊 静 光*

Elastic Wave Velocity as a Factor for Rock Classification

Shizumitsu HONSHO

Abstract

Elastic wave velocity is one of the favorite physical characters to evaluate rock mass quality, for its close relation to geological rock quality and popularity in measurement. In this report, several types of rock mass classification including elastic wave velocity as a factor for classification are reviewed. There are some different situation of velocity values, between the classification for dam foundation and for tunnel excavation. In case of rock mass of hard type rocks, such as Plutonic rocks or Paleozoic and Mesozoic systems, the velocity of 3.0~4.0 km/sec seems to indicate fairly good rock quality for dam foundation, and on the contrary, somewhat weathered or fractured rock character for tunnel excavation. This may be due to the circumstances of rocks, including underground water condition and overburden pressure, but being not completely cleared up now.

1. ま え が き

多くの岩盤分類法に、分類要素としての弾性波速度がとり入れられている。また分類要素ではなくても、岩級区分と速度値との対応性が論じられている。弾性波速度は、一般の土木構造物基礎岩盤として把握すべき変形特性・強度特性などとはワンクッション置いたやや間接的な量であるにも拘らず、岩盤分類に多用されているのには幾つかの理由がある。岩盤の地質状況と関係が深いことはもちろんであるが、計測手法としても短期間に比較的広範囲の値を求め得ること、屈折法・検層・坑間測定など手法がバリエーションに富み、調査の各段階に応じた測定ができること、またあまり望ましい事ではないが、地質構造探査のついでに求めることもできる物理量であることなどがその主なものと考えられる。このように弾性波速度はある意味で便利な量であるが、岩盤分類の目的と岩盤の置かれた環境を十分考慮せずに速度値を過信しては岩盤の工学的評価を誤ることもなろう。本報告は岩盤の分類法と、若干の分類に現れた弾性波速度値をレビューしつつ、速度値の示す意味合いについて多少の考察を述べた私論である。

2. 岩盤分類の分類法

分類要素としての弾性波速度を論じる前段として、一般に岩盤分類の種別とその目的についてふりかえてみたい。

多くの岩盤分類法を何らかの基準で分類しようとするには幾つかの観点が考えられる。実用上の立場から筆者の観点をまとめたものを表-1に示してみる。岩盤分類に用いる要素は地質要素と物性値に大別される。地質要素としては、岩石種別、地層年代は自明として、風化・変質・岩塊の硬さ・固結度・割れ目間隔・節理の状態などの一般的要素と、実用的判断基準としてボーリングコア性状(コア長, RQD など)、ハンマー打撃反応などが多く用いられる。物性値では、本論の主題である地山弾性波速度と供試体の一軸圧縮強度とが双壁をなし、場合により平板載荷試験(ジャッキ試験)などによる岩盤の弾性係数あるいは変形係数、岩石の物理試験値(間隙率、密度など)も用いられる。

表-1のⅡは吉中教授の説りに従ったものであるが、岩盤を分類した後、工学的判断を別の段階に委ねるか、分類自体を工学的判断とするかでそれぞれ 1), 2) が特徴づけられる。土木地質における調査試験計画の流れの中で、1) はスタートライン的性格を有し、2) はゴールに近い性格をもつといえよう。Ⅲの対象種別については説

* 電力中央研究所

表-1 岩盤分類法の分類

岩盤分類 の分類法	I 分類要素による分類	a)地質要素による分類 b)物性値を地質要素と共に用いる分類
	II 分類目的による分類	1)各種要素を記載し、分級区分することが目的 2)構造物の設計施工条件・適応性判定が目的
	III 対象種別による分類	岩盤種別による分類 硬岩・軟岩・塊状岩・新期堆積岩etc. 構造物種別による分類 ダム・トンネル・道路・建屋基礎etc.

表-2 代表的岩盤分類例（機関名）

目的	要素	a)地質要素による	b)物性値を併用する
1)要素による 分級区分		土 研 (一般)	土質工学会
2)設計施工条件 ・適応性判定		(ダム) 電 研 (ダム)	国 鉄(トンネル) 道路公団(同)

明を要しないが、I、IIと全く独立なものではなく、対象種別を規定することにより分類要素、分類目的にも特徴が現れるものと考えられる。

表-1のI、II、IIIは英語の5W1H式にいえば、How, Why, What にそれぞれ対応するものである。この他 Where や When に対応する概念を、国際的視野または歴史的観点から論じることにも可能かも知れないが、当面の実用上には関係が薄いと考えられる。

わが国における若干の代表的分類例を上記I、IIの観点から位置付けてみると表-2 のようになる。各機関の分類の具体的記載については各種総括的文献(2)、(3)など)あるいは本冊の対応各論文報告を参照されたい。地質要素による分類として、土研(建設省土木研究所)式分類は各地質要素を記号化して分級区分するものであ

るが、ダムへの適用では各記号の組合せにより基礎岩盤としての適応性判定が行われている。電研(電力中央研究所)式分類は、本来コンクリートダム基礎岩盤としての適否判定用に作成されたものであったが、対象構造物が多様化するに従い特定目的を離れた一般の基準として用いられている。

物性値を用いる分類として、土質工学会の分類は岩塊の一軸圧縮強さときれつ間隔を主とし、弾性波速度を副とした記号化式一般分類である。国鉄、道路公団におけるトンネルを目的とした分類には、各種地質要素と併用し、あるいは地質状況を判断するための要素として、弾性波速度が重視されている。

3. 岩盤分類要素としての弾性波速度

改めて述べるまでもないことであるが、弾性波速度が岩盤の分類要素として用いられるのは、岩盤の地質状況に応じて弾性波速度が変化するからである。すなわち風化、変質、節理の発達、破碎帯ないしその影響部などは新鮮な岩盤に比し弾性波速度の低下をもたらす。そしてその影響の程度は、本来硬質な岩石より成る岩盤において顕著である。本来軟質な岩石より成る岩盤では、新鮮な岩質でも弾性波速度値は比較的小さく、地質状況の変

分類機関	弾性波速度の 位置付け	各分級名称と弾性波速度値範囲					各分類から図示 に用いた岩種の 範囲
国 鉄 (鉄道技研)	トンネルの地山分類として地質状況判定のための分類要素	1 (km/sec)	2	3	4	5	深成岩 半深成岩 火山岩 変成岩* 古生層・中生層** 古第三紀層の一部
道路公団	トンネル設計・施工のための岩質区分に地質状況と共に用いる分類要素			D	C	B	A
電 研	ダム基礎における地質要素による岩級区分との対応値	D, C _I	C _M	C _{II}	B(A)		輝緑凝灰岩 結板岩 チャート 花崗岩 砂岩
土質工学会	岩の副分類要素としての一般指標	V _{5b}	V _{4b}	V _{3b}	V _{2b}	V _{1b}	一般、ただし地山弾性波速度が供試体速度の70~80%の場合

*はく礫の多るしものを除く
**細粒理の発達したものを除く

図-1 硬質岩石より成る岩盤の等級区分と弾性波速度

化に対応する速度変化も硬岩より小さい。軟質岩盤については後述するが、ここでは当面の話を硬質岩盤、具体的には火成岩、変成岩および中生層堆積岩を主とする岩盤に限らせていただく。

硬質岩石より成る岩盤の分類基準値または対応値としての弾性波速度値の分布を、若干の分類法における各等級区分別範囲としてまとめたものを図-1 に示す。図-1 を見ると、トンネルの岩盤を目的とした国鉄および道路公団の各分類等級区分をカバーする速度範囲と、ダム基礎における電研の分類区分に対応するそれとの間にかなりの差がみられる。弾性波速度値 4.0 km/sec 以上の岩盤は、ダムでの電研の分類区分ではおおむね B 級にまとめられる (A 級は例外的にしか用いられない) のに対し、トンネルでは 2 ~ 4 区分の分級が設定されている。逆に 3.0 km/sec 以下の場合、トンネルでは地山分類 6 (国鉄) または岩質区分 D (道路公団) としてそれぞれ最下位の区分にまとめられるのに対し、ダムでは C_H ~ D の 4 階級に対応している。いかえれば、土木構造物の設計・施工のために分級を検討しなくてはならない岩盤の対象範囲が、弾性波速度値で見るとトンネルとダムでかなり差があることがわかる。なお土質工学会の分類は、低速度域を含めてかなり広い速度値範囲を表示しているが、これは第三紀層など軟質岩石を含めた一般指標であるので、上の三種とは、一概に比較できない。

このような速度範囲の差が生じる原因は、私見では次の二つに要約される。

- 1) 問題とすべき岩盤の地質状況 (地質要素からみた岩質) の範囲が本来異なる。
- 2) 岩盤はその置かれた状況により、観察できる地質要素ではカバーできない要因によって弾性波速度が変化する。

1) については、上記のトンネルとダムの例ではある程度直観的に理解できる。地山深部の掘進を主体とする山岳トンネルと、表土を削いだ岩盤表面からそれほど深くない位置に定められるダム基礎とでは、検討対象範囲の風化の程度は当然異なってくる。しかし一方、他の分類法をも含めて、われ目の発達、変質の程度、破碎の影響などについて地質要素基準として記載されている内容には基本的に差がある訳ではなく、1) の理由が速度値範囲の差のすべてを説明するものではないと思われる。

2) の原因については種々の立場から議論が可能と思われる。この原因の多くはおそらく弾性波速度のみならず他の工学的性質にも影響を及ぼすであろう。これらを総括したものを「岩盤環境」とでも名付けるのが適切ではないかと考える。岩盤環境を総括的に論ずるのは筆者の

手に余るが、関連した考察の一部を次に述べる。

4. 弾性波速度の変化要因

電研式岩盤分類は岩盤の風化と節理の発達状況を主とした地質要素による 6 段階 (実質は 5 段階) 分類である。各種電力構造物建設・計画地点において、この岩盤等級と速度値との対応をまとめた例を図-2 に示す。図中のダム地点のプロットは、図-1 に示した速度値範囲の原データを主体とし、若干の第三紀層など新期の岩盤を含むものである。図-2 で明らかなように、原子力発電所基礎岩盤や地下発電所周辺岩盤では、同じ地質的岩質等級についてダム基礎よりも一般に高い速度値を示す。電研式分類の地質要素は統一区分記載として地質要素のかなり包括的な区分による基準を用いており、現実の各地点岩盤への適用に当っては、岩石種類と各地点の地質的特徴に応じて、節理間隔やボーリングコアによる判定要素などを設定してややフレキシブルに運用されている。しかし原子力発電所だからといってダムよりも特に辛く評価するようなことはない。

図-2 における原発・地下発とダムとの速度差は平均して 1 km/sec 以上におよぶ大きなものである。この原因は、図-1 で前述したトンネルとダムの速度範囲差の原因の一部と共通していると思われる。しかし図-2 では岩質判定基準が共通であるから、この差は岩盤環境の違いを示すものと考えられる。岩盤環境を規定する要因を完全に解明するのは無理として、具体例として上載荷重の厚さすなわち岩盤内の応力状態と、岩盤内の地下水飽和度ないし間隙水圧の状況を考えることができる。

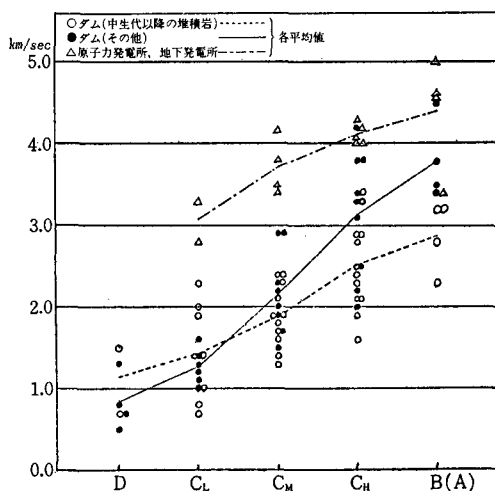


図-2 地点別、岩盤等級別弾性波速度 (平均値または代表値)

応力による速度変化については、実験的および理論的に多くの研究があり、一般に圧縮応力の下で速度は増加することが知られている。原位置または供試体の静的変形試験における応力—歪曲線の非線形性と定性的には共通の現象である。理論的モデルについての私見としては、軟質岩では粒状媒質モデルによる弾性係数の圧力依存性、硬質岩盤ではクラックポロシティモデルにおけるクラック間隙中の応力による変化を考えるのが現実合っているように思われる。

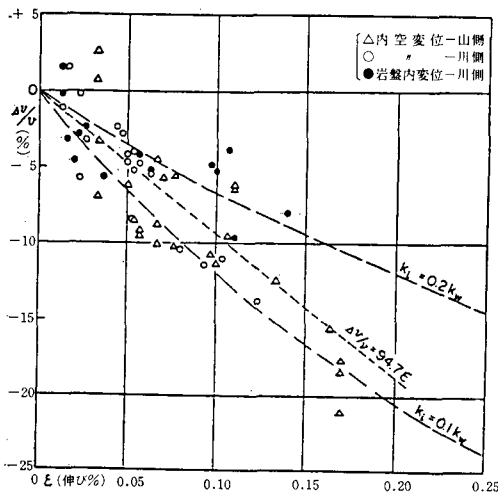


図-3 地下発電所における岩盤変形と速度変化の例⁷⁾

花崗閃緑岩の岩盤中に掘削された地下発電所周辺岩盤について、掘削にともなう岩盤のゆるみとしての変形量と、弾性波速度変化との関係の例を図-3に示す。平均的に、岩盤歪量の約100倍の速度変化率が観測される。岩盤変形が応力変化によるものとし、またこの大部分が岩盤内節理間隙中の変化によるものとすれば、0.1%の変位をもたらす応力変化によって速度値は10%程度変化し、一方平均節理間隔にもよるが、多くの場合0.1~0.5mm程度の節理開口は、地質要素による岩盤等級のランクを変えるには至らないであろう。なお図中の破線は、クラックポロシティモデルにおけるクラック形状を無限平行板とした極限を想定し、水・空気・粘土物質などが混合した節理内物質の等価体積弾性率が水の体積弾性率の0.1および0.2倍であるとした計算値を示したものである。

岩盤の含有水分による速度変化については、理論的には種々のモデルで説明することができ、岩石供試体の実験でも含水による大きな超音波速度変化が経験されるところである。原位置の岩盤では水分の定量的計測が実際上困難であるので明確ではないが、たとえば図-4に示

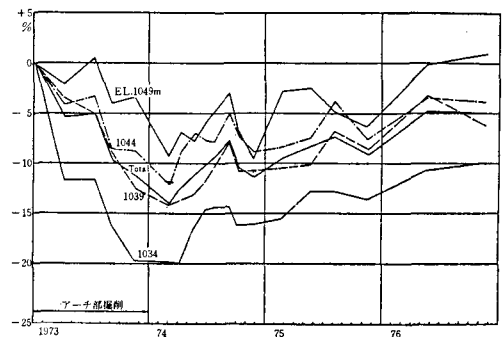


図-4 地下発電所掘削による速度の経時変化⁷⁾

す速度変化の例(図-3と同じ岩盤)では、掘削により最大20%低下した速度値が、以後3年間で徐々に回復を示す過程の中で速度値の季節変化(夏季に増加し冬季に減少する)がみられる。これは、温度変化がほとんど影響しない個所なので主として岩盤中の地下水飽和度の変化によるものと推定され、その値は約4%である。なおこの地点の初期速度値は 4.53 ± 0.41 km/secであり、掘削により1.0 km/s程度の速度変化がみられたことになる。

岩盤環境というべきもののうち、応力と水分だけを考えても、同じ地質的岩質の岩盤について数%ないし10数%の弾性波速度の差は考えることができる。他に化学的变化や岩盤の応力履歴・熱履歴なども考えられるが、これらの要素の影響は地質的な岩質判定要素の中にかなり織り込み済みといってよい。一方図-2のうち原子力発電所の基礎岩盤については、海水準と同程度またはそれ以下の標高によって水分は飽和に近いとしても、カブリの厚さはダム基礎より特に深くはなく、応力状態が高い弾性波速度の主因とは考え難い。

岩盤位置の標高が弾性波速度の支配要因だといったら非科学的との非難を受けるであろう。しかし筆者のように、海水準以下の原子力発電所横坑あるいは海底トンネル試掘坑に入ってみて、“ここで速度を測ったら早いだろうな”と思うのは経験主義者の妄想であろうか。

得られた速度値から分類等級を判定するに際しては、このような岩盤環境を構成する要因を、巨視的な地形・地質構造をも含めて地質技術者が総合的に判断することが当面望ましいと考える。また今後筆者の考え及ばない要因も含めて、岩盤環境と弾性波速度の関係が系統的に解明されたとき、岩盤分類要因としての弾性波速度は新たな位置付けをされることであろう。

5. 軟質岩盤の分類

いわゆる軟質岩盤を含む岩盤分類基準を設定するとき、軟質岩盤の規定が問題になる。既往の若干の分類に示されるように、生成年代（地質要素）あるいは岩石の一軸圧縮強さ（物性要素）で規定すればある意味で明快である。年代としては第三紀または新第三紀が多く用いられ、一軸強度では $100 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ （土質工学会）とされている例がある。一方こうして規定した軟質岩盤の中で、固結度、粒度組成など軟岩に顕著な地質的特徴と、弾性波速度など物性要因とを組合わせた岩質分類基準、または相互の関連性検討については、なお今後の発展が待たれるところである。硬岩と軟岩との境界を主として堆積岩の生成年代に求め、それぞれの地質分類と物性値との対応を概念的に例示したものが図-5である。ここでは、中新統を主体とした緻密な軟質岩を軟岩Ⅰ類、鮮新統またはそれ以降の軟質岩を軟岩Ⅱ類と考えている。物性値は何でもよい訳であるが、弾性波速度をとった場合の図-5の例示では、軟岩Ⅰ類およびⅢ類で上限 3.5 km/sec 、Ⅱ類では 2.3 km/sec 程度と判断される。軟質岩盤の分類基準および岩質等級区分の基準については、土木学会、電力中央研究所⁸⁾などにおいても検討が進められている。

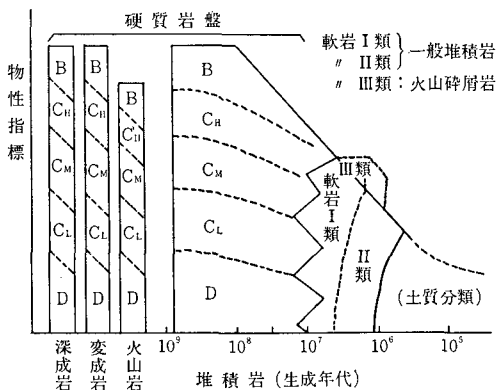


図-5 軟岩分類概念の一例

6. あとがき

ここでは岩盤分類要因としての弾性波速度を P 波速

度に限定した。これは S 波速度を有効な分類要因として規定している既往の分類が筆者の知る限りでないことにもよるが、本来 S 波速度は構造物の耐震設計に端的にみられるように、速度値自体が工学的評価に重要な量として意味があるものであり、岩質判定要素として使うには少々まわりくどく、またある意味で勿体ない量であると考えたからである。もちろん S 波速度と P 波速度あるいは N 値など他の工学量との関係については多くの調査研究があり、また物理探査学会において S 波速度を含む弾性波速度資料の統括的検討に着手しているので、近い将来豊富な資料により岩盤分類と S 波速度との対応性が論じられる機会があることを期待したい。

終りにあたって、日頃から土木学会の $W \cdot G$ において岩盤分類についての御教示を頂いており、また筆者にこの小論を述べる機会を与えて頂いた東京大学工学部小島圭二教授、ならびに筆者が長年にわたり岩盤の弾性波速度について御指導を頂いた東京大学地震研究所南雲昭三郎教授および応用地質調査事務所増田秀夫氏に謝意を表する次第である。

文 献・資 料

- 1) 吉中龍之進 (1981): 軟岩の岩盤分類について, 土木学会原子力土木委員会講演.
- 2) 土木学会編 (1977): ダムの地質調査.
- 3) 土木学会編 (1975): 土木技術者のための岩盤力学.
- 4) 鉄道技術研究所資料, 日本トンネル技術協会「トンネル工事における岩盤分類の適用の現状と問題点」(1980)より引用.
- 5) 日本道路公団資料, 引用は4)に同じ.
- 6) 増田秀夫 (1961): わが国におけるコンクリートダム基礎岩盤の弾性波速度に関する応用地球物理学的研究, 電力中央研究所報告 61006.
- 7) 本荘静光, 本島 勲 (1979): 新高瀬川発電所の地下室洞掘削に伴う周辺岩盤の弾性波速度変化, 電力中央研究所報告 379003.
- 8) 角田隆彦, 金折裕司, 井上大栄 (1983): 岩盤分類(電研方式)における地質要素, 第25回電力土木研究会資料.

(昭和59年12月13日受付, 昭和59年1月31日受理)

ハンマー打撃による岩盤調査と岩盤分類

林 田 精 郎*

Rock-mass Sounding and Classification by Hammer Hitting

Yoshiroh HAYASHIDA

Abstract

The conventional seismic sounding, as practised by many engineering geologists, yield only the depths of a series of subsurface layers revealed by how sound wave travels through them, but there is another important information, which depends rather on frequency than velocity.

We can explain the mechanical properties of the rock-mass by a model of the visco-elastic body, when the surface of the rock-mass is hit with the falling hammer, the free damping vibration is excited in it. In that case, the frequency is expressed as:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{E}{m}}$$

where E is an elastic modulus and m is an equivalent mass. If the wave length and m are fixed values, we will be able to estimate the relative value of the elastic modulus, the wave velocity and the relative rock-mass rating from the measurement of the frequency of induced vibration. In this report the author describes the results of some experimental investigations.

1. はじめに

岩盤表面をハンマーで打撃すると岩盤中に弾性振動が発生し、それが遠方に伝播してゆく。弾性波探査では、このようにして発生した波動の伝播速度の地下における分布状態を調査して、地下の地質を推定している。また速度値の相違は岩盤の風化程度、岩盤中にある分離面の密度などの岩盤評価に有効なデータをも提供することができる。こうした目的に利用されてきた波動は主として実体波といわれる部分であった。実体波は表面波に比してその振幅が小さく周波数が高いため、岩盤中を伝播するとき、吸収されたり散乱されたりしやすい。

半無限弾性体の表面にある円形物体が、上下振動をするとき、最も強く発生するのは、表面付近に限れば、表面波である。これと同じように、表面付近に限った場合には、半無限媒体の表面を垂直にハンマーで打撃した場合にも表面波が卓越することは波形記録から明らかである [Ewing et al. (1957)]、また波動論によれば、表面波

は実体波に比して減衰しにくい性質をもっているから測定しやすい利点がある。しかし実体波よりも伝播速度が小さいので、波形記録から表面波の位相を読み取る際に大きな誤差を伴いやすいという理由と探査深度が浅いという理由から、表面波を利用した調査は多くないが。表面波は横波よりも測定が容易であるばかりか横波速度に近似した位相速度をもっていることから、岩盤の物性値を推定するためには、表面波の速度は有効なデータとなることがある。

Darrocott (1976) と Schneider (1979) は岩盤表面をハンマーで打撃したときに岩盤中に発生した波動 (波形から SV 波と認定される) の周波数とジャッキ法によって求められた静弾性係数の関係を求め、両者の間に直線的関係があることを報告している。そこで、著者は、極く浅い、むしろ露出した岩盤の調査に表面波を利用すれば、岩盤評価のために、有効なデータが得られるのではないかと考えて調査研究を行ってみた。このとき、速度だけではなく、打撃振動の周波数を利用した、岩盤評価の可能性についても考察し評価に値する結果を得たので、ここでは主として周波数による岩盤評価について述べる。

* 大阪市立大学理学部

2. 測定方法と解析方法

この研究を行うために使用した波形記録装置と周波数分析装置を表-1に示し、それらの結合状況は図-1のブロック・ダイアグラムに示す。

表-1 使用計測器一覧表

受振子 (P.U)	速度計 固有振動数 28 Hz
増幅器 (Amp)	オペアンプ型, 最大利得 80 db 周波数特性 30~4000 Hz 平坦
磁気記録器 (Magnetic Tape Recorder)	SONY 製, TCS-300, 2 ch 周波数特性 50~9000 Hz 平坦
相関解析器 (Correlation Analyzer)	ONO 製, CF-256 波形記憶装置付
X-Y 記録器 (X-Y Recorder)	リケン電子製 F-3 DP 型

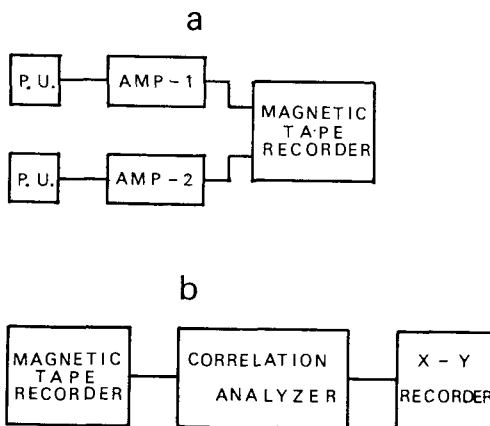


図-1 測定装置 (a) と解析装置 (b)

野外での測定は、地質調査用ハンマーを用いて、平坦な岩盤表面を垂直に打撃して発生した弾性波を、岩盤表面に垂直な振動を受振できるように接地した2個の受振子で受振しそれを最大利得 80 db の増幅器で増幅後に、カセット式レコーダにより磁気記録をする方法を採用した。このとき、2個の受振子と振源は一直線に並ぶようにし、1個の受振子は打撃地点のすぐ傍におき、もう一方は離して接地し、原則として、打撃地点を移動させ、波形解析のための振動を受振する受振子は移動させないようにして、受振子接地の違いによって起る受振波形の乱れを起させないようにした。

野外測定によって記録した磁気テープから図-1(b)に示す装置によって波形記録と周波数分析を行った。

小さなハンマー打撃により励起された岩盤振動は最大 800 Hz にも達していて通常の弾性波探査で記録される

周波数よりも高いから、磁気テープから直接電磁オシロ・グラフで記録する方法を採用せず。一坦、電子式のメモリー回路に入れた後に、X-Y 記録器を用いてアナログ表示するようにした。波形分析は相関解析器を用いたので、サンプリング間隔は 200 μ s, サンプリング時間は波動が始まる直前から 0.0512 秒間であったので、図-2 から分かるように、この間の全波形を分析したことになる。

この研究では、位相速度と周波数の関係を求めるために2個の受振子を用いたが、周波数だけを測定する場合には受振子は1個で十分である。

3. 測定結果

図-2 は岩盤表面の一点をそれに垂直にハンマーで打

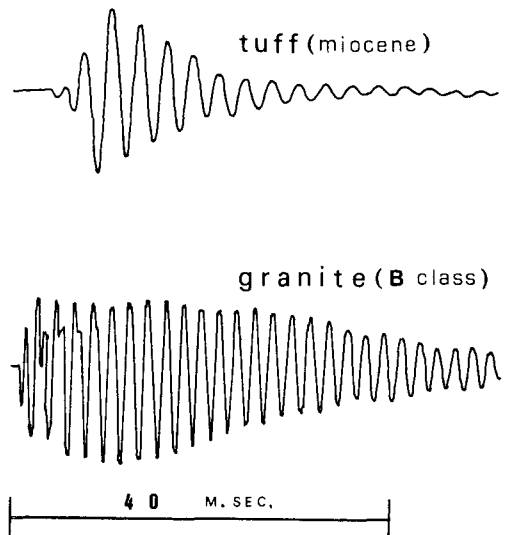


図-2 観測距離 3m 地点での上下動成分の波形の例

撃したときの振動を、受振距離 3m 地点で上下動を速度計で記録したものである。この図によると、硬くて弾性係数の大きい新鮮な granite 上の記録と、固結度が低い新第三紀層に属する tuff 上でのそれとでは波形に明らかな相違があり、硬い granite 上での観測波形の方が高い周波数をもっていることが分かる。

そこで、実際にそうであるかは別にして、前述の記録を解析すると1個所に卓越周波数が求められたので、Jaeger (1972) の例にならって、岩盤を一質点系モデルで表すと、その振動方程式は

$$m \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} + \eta \frac{\partial W}{\partial t} + EW = 0 \quad (1)$$

なる形で表すことができる。ここで W は変位、 m は等

価質量, η は粘性係数, E は弾性係数である。この式で η があまり大きくないと, 減衰振動の周期 T_0 あるいは角周波数 ω は

$$T_0 = 2\pi\sqrt{\frac{m}{E}} \quad \text{or} \quad \omega = 2\pi f = \sqrt{\frac{E}{m}} \quad (2)$$

となる。

機械基礎の共振周波数は, 振幅が大きくなると低下する〔岩崎, 他 (1975)〕, その原因として, 振幅が大きくなると, 基礎と同位相で振動する地盤の質量が増加するのでみかけ上式 (2) の m が増加したようにみえる場合。地盤が粘弾性体であるから, ひずみ量が増加すると弾性係数は小さくなる場合あるいは両者が変化する場合などが考えられるが, もし m が一定であれば, 減衰振動の周波数は E のみによって左右されることになる。図-2 は同じ程度の強さで加振して記録したものであるから, 振源では m はほぼ一定であったとすると, 観測した波形の相違は二つの異なった岩盤の弾性係数の相違を反映しているものとみなすことができ, 高い振動数を記録した granite の弾性係数の方が, 低い振動数を記録した tuff のそれよりも大きいことを示唆している。

Persen (1975), 小林 (1975) によると無限媒質中で, 半径 a の球形 cavity の表面に階段関数で表される圧力が加えられたとき, 振源から十分に離れた場所の変位は減衰振動する。このときの振動数は, 媒質のポアソン比が一定であるならば, 媒質の弾性波速度に比例し, 球形 cavity の半径 a に反比例するといわれている。

飯田, 服部 (1969), 飯田, 服部, 松枝 (1970) によると, 爆破によって発生した波動の各波群の振動周波数は, 薬量が多い程低くなるといわれている。また Masson (1957) は地表面に弾性球を落下したときに発生した実体波と表面波を研究して, 弾性球の大きさ, 重量, 落下速度の違いによって各波群の周波数が異なることを実験によって確認したが, それらの周波数に与える影響は理論的に考えられる程大きくなかったと報告している。

このように, 衝撃によって発生した地盤振動は, 振源の大きさ, 振源のエネルギーの大きさ, 衝撃の継続時間および衝撃速度などによってその周波数を異にすることが知られている。その上に, 地盤は短周期成分の振動程より強く減衰させる性質をもっているから, 受振距離が長くなると, 波動は長波長側にずれる傾向があることも知られている。そして野外測定においてはハンマーの打撃力を一定にすることは困難であることをも考えて, 受振距離を一定にしておいて打撃の強さを変えた場合。打撃の強さを一定にしておいて受振距離を変えた場合につ

いて実測して, それらが周波数に与える影響について検討したところ, 受振距離が 1~8 m の範囲内であれば, 振源に地質調査用ハンマー (重量 600 gr 程度) を用いると, 打撃の強弱と受振距離の遠近は, 打撃振動の周波数にあまり影響を与えず, むしろ無関係とも思われる結果を得た〔林田 (1983)〕。つまり, ここに報告する方法の場合, 打撃用ハンマーの大きさと重量がほぼ一定ならば, 打撃の強弱, 打撃速度の相違はあまり問題にしくともよいことが分かった。それ故に測定された減衰振動の周波数の相対値は主として岩盤の弾性係数の相対値, または岩盤の表面波の速度の相対値と深い関係があるとしてもよいことが分かった。

そこで, 花崗岩類, 火山岩類, 堆積岩類について, 割れ目が少なく新鮮で硬い A 級あるいは B 級の岩盤から, 中程度に風化した C 級の岩盤および砂状または粘土状に風化した D 級の岩盤について, 打撃振動を測定して表面波の位相速度と周波数の関係を求めた。その結果は図-3~5 に示すように, 観測された上下動の周波数は 60~750 Hz で, 速度は 150~3000 m/sec であり, 両者の間に強い正の相関がある。また 図-2 に例示してある波形から推察されるように, 周波数が高い程減衰係数が低い傾向もみられる。

新鮮で硬い A 級または B 級の岩盤はハンマー打撃によって金属音を発するが, その周波数は 700 Hz 前後である。

図-3~5 にプロットされた全データを統計処理すると, 位相速度 C_R と周波数 f の間に $C_R = 13.8 + 2.92 \cdot f$ (m/sec) の関係が求められ, そのとき相関係数は 0.95 であった。また 図-3~5 の各図にはそれぞれ $C_R = a + b \cdot f$ の形で表せられる相関式と相関係数も記入してあるが,

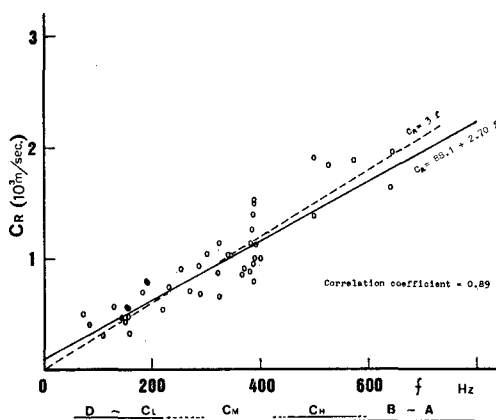


図-3 卓越周波数と位相速度の関係 (花崗岩類)。
A, B...D: 岩級

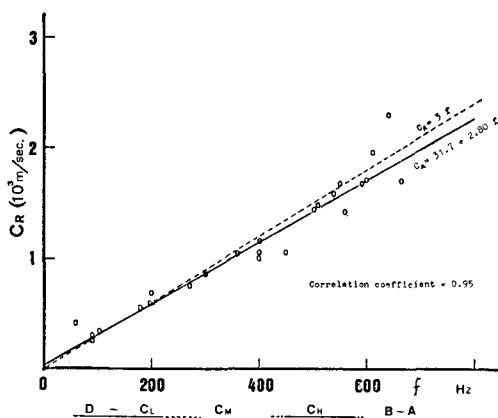


図-4 卓越周波数と位相速度の関係（火山岩類）。
A, B...D: 岩級

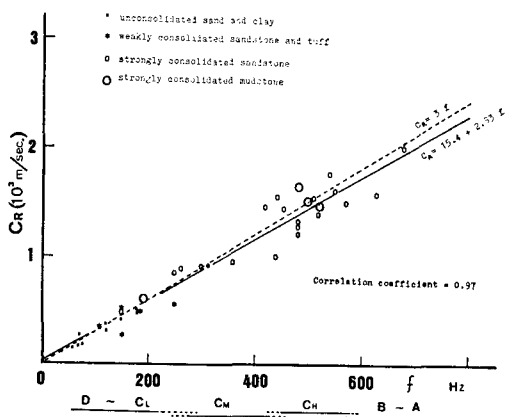


図-5 卓越周波数と位相速度の関係（堆積岩類）。
A, B...D: 岩級

何れも相関係数が大きく強い相関があることを表している。

つぎに、各図中に $C_R = 3 \cdot f$ なる原点を通る直線を記入してみると、統計処理による前述の直線と大差がないようにみえるから、波長がほぼ 3m であるとして処理しても、 C_R と f との関係を近似的に表すことができると考えている。

4. 結果に対する考察

単に周波数を測定して、その結果を位相速度に変換するだけであるならば、それは位相速度を直接測定する方法より劣ってはいても決して勝るものではない。確かに、著者が求めた図-3~5は C_R と f との相関を示しているから、 f を測定して C_R を推定する目的にも利用できる。しかし、これらの図は、このようにして測定した波動の波長がほぼ一定であることを表しているから、

速度を利用して岩盤評価ができるものであれば、周波数も同等に利用できることも表している。周波数のみの測定であれば、受振子は1個でもよいから、小さな露頭やせまい場所でも容易に測定できる。その上に表面波の位相速度は横波のそれに近似するから、この方法は横波速度の推定にも利用できるという利点もある。すなわち、岩盤のポアソン比は 0.25~0.33 の場合が多いから、表面波の位相速度 C_R と横波のそれ C_S との比 C_R/C_S はほぼ 0.93 となり、 C_R が求められると、この関係を利用して C_S を推定できる。この方法によって推定された C_S は、縦波速度を利用して岩盤評価するよりも、岩盤の物性値を反映しやすいことになる。

しかし、この方法は露出した岩盤の調査に利用されるものであって、地下深部の探査に用いられるものではない。すなわち、図-2に示されている観測波形の主要部を表面波であるとする。表面波の変位の水平成分および鉛直成分の深さに対する分布状態の理論解は、1波長の深さの領域を通してそのエネルギーの大部分が進行すると考えてもよく、さらに、この領域内の平均的物性値は近似的に波長の半分の深さでの物性値に等しいとみなすことができるといわれている。この仮定は均質な層状地盤に対しても適切であるともいわれているからである〔岩崎、他（1975）〕。このことから、この方法によって調査できる深度は波長約 3m の 1/2 に相当する深度までであると考えられる。

ここでは、前述したように、周波数だけではなく、位相速度も測定し、さらに岩盤の応用地質学的な観察もしたので、田中の基礎岩盤の評価法〔田中（1966）〕による岩級と振動周波数の関係についても考察してみた。その結果は前述の図-3~5の横軸の周波数の下に表してある。それらによると、当然のことではあるが、周波数が高い岩盤はAまたはB級と判定され、それが低い岩盤はC_LあるいはD級と判定されていることが分かる。しかし岩級の決定は肉眼観察にもとづいたものであるから、調査担当者による個人差があるのは当然である。また、土木学会編『ダム地質調査』に記載されているように、縦波速度と岩級、弾性係数と岩級、透水係数と岩級などの相関が必ずしも強くない場合があり、ときには無相関とも思われるものがあったことを考えると、物理量である周波数と岩級との相関を求めることにどれ程の意味があるであろうかという疑問がないわけではない。

しかし、ここに示されているように風化度が低く、割れ目が少なく、新鮮な岩盤では、打撃振動の周波数は 600~750 Hz であり、中程度に風化し、割れ目の多い岩盤では、それが 400~600 Hz の周波数をもつものが多

く。これよりもさらに風化度が高く、明らかに $D \sim C_L$ 級と判定される岩盤のそれが 100~200 Hz の周波数で振動したことは、このようにして測定した周波数は岩盤評価の一基準として利用でき、個人差の少ないより客観的データとして活用できるものと考えている。

引用文献

- 1) Darracott, B. W. et al. (1976): Geophysics and Rock Engineering, Proc. of the Symp. on Explo. for Rock Engi. Johannesburg, pp. 159~164.
- 2) 土木学会 (1978): ダムの地質調査, pp. 86~106.
- 3) Ewing, W. M. et al. (1957): Elastic Wave in Layered Media, McGraw-Hill, pp. 61~67, pp. 189~224.
- 4) 小林芳正 (1975): 建設における地盤振動の影響と防止, 鹿島出版会, pp. 79~84.
- 5) 林田精郎 (1983): ハンマーリングによる岩盤調査, 物理探鉱, Vol. 36, No. 1, pp. 33~37.
- 6) 飯田汲事, 服部定育 (1969): 火薬爆発に伴う地震波動, 物理探鉱, Vol. 22, No. 1, pp. 1~10.
- 7) 飯田汲事・他 (1970): 火薬爆発により発生する P・SV・SH 波, 物理探鉱, Vol. 23, No. 2, pp. 76~85.
- 8) 岩崎敏男・他・訳 (1975): 土と基礎の振動, 鹿島出版会, pp. 118~122, pp. 365~370.
- 9) Jaeger, C. (1972): Rock Mechanics and Engineering, Cambridge Univ. Press, pp. 142~146.
- 10) Masson, R. G. (1957): A Small Scale Field Investigation of Motion near the Source, Geophysical Prosp., Vol. 5, No. 2, pp. 121~134.
- 11) Persen, L. N. (1975): Rock Dynamics and Geophysical Exploration, Elsevier, pp. 39~41.
- 12) Schneider, B. (1979): "Petite Sismique" Microseismic Investigation of Rock, Inte. Assoc. of Engi. Geol., No. 20, pp. 121~123.
- 13) 田中治雄 (1966): 土木技術者のための地質学入門, 山海堂, pp. 34~36.

(昭和 58 年 12 月 2 日受付, 昭和 59 年 3 月 22 日受理)

変質岩の岩盤分類に関する二・三の考察

田中 威*・佐藤 捷**

Some Considerations on the Classification of Altered Rocks

Takeshi TANAKA and Suguru SATO

Abstract

There can be seen the altered rocks in the neighborhood of the mines and the geothermal zones, formed by the fossil hydrothermal activities and the current ones. These altered rocks can be zoned by the kind and the assemblage of the main altered minerals, i.e. silicified zone → kaolinite zone → non-altered zone, sericite zone → sericite-chlorite zone → chlorite zone → mixed-layered mineral zone → montmorillonite zone → non-altered zone and zeolite zone → non-altered zone, from the central part of the hydrothermal activity to the peripheral part.

In this paper, the physical properties (effective porosity, elastic wave velocities—natural, compulsory dry and compulsory wet conditions) and the results of X-ray analysis (identification of altered minerals) of the altered rock samples, chiefly obtained from the drilling cores of the various geothermal areas in Japan, are analyzed, in order to get an indicator of the rock classification of the altered rocks. These physical properties show the characteristic changes in response to the above-mentioned altered zones and the grades of alteration (i.e. strong alteration and weak alteration).

Moreover, the trial rock classification of the altered rocks chiefly by the naked-eyes, is made for the altered rocks exposed along the cross-cut gallery of the certain black-ore mine. Though incompletely, it seems to have been gained an prospect of an application for the rock classification. Hereafter, with much more data and more progressive analysis, new knowledges for more reasonable rock classification of the altered rocks will be expected.

1. ま え が き

地熱・温泉地帯や鉱床地帯においては、岩石は熱水変質作用によって種々の程度に変質しており、新鮮な岩石はほとんど見られない場合が多い。また、裏日本・日本海側には海底火山活動により生成したいわゆるグリーンタフと呼ばれる変質岩が広く分布する。このような変質岩の分布する地域においても、従来大なり小なり土木建設工事が行われているが、最近のように土木建設工事に都合のよいいわゆる硬岩の領域が段々少なくなってくるとこれらの変質岩の分布地域における土木建設工事の需要は増大し、また規模も大型化すると思われる。

このような情勢から、今回筆者らの関与した変質地帯における岩石の物性に関する手持ちのデータを整理して、土木地質・地質工学方面における調査の基礎となる

岩盤分類に対する二・三の考察を試みた。

2. 変質作用の種類と変質帯の分帯

2.1 変質作用の種類

一般に岩石は風化作用のほかに熱水作用によっても変質する。すなわち、熱水溶液の性質や母岩の性質の違いによって岩石は様々に変質し、最終的には粘土鉱物の集合体になり、また別に硫化物・炭酸塩・珪酸・水酸化鉄・水酸化アルミニウムなどの鉱物を生成する。このような変質作用には、関与している熱源と関与している溶液の組み合わせにより表-1 のようないろいろな種類がある¹⁾。

熱水変質作用はその源が鉱化作用や地熱・温泉作用をもたらし熱水溶液にあり、熱水溶液の通路を中心として周辺に及んでいるため、風化作用の場合と違って、いずれの岩石においても変質の程度は深さには必ずしも関係がないことは地質工学上留意すべきである。

* (財)新エネルギー財団地熱本部

** 秀栄コンサルタント(株)

表-1 変質作用の種類

		関 与 し て い る 熱 源			
		“terrestrial heat”	貫入岩体	熱水塊	マグマ
関 与 し て い る 溶 液	海水起源の地層水	埋没変成作用～続成作用 熱水変質作用	接触変成作用および照水 変質作用	熱水変質作用	熱水変質作用または 初生作用
	塩湖水起源の地層水	続成作用 (塩湖型)	(接触変成作用)	(熱水変質作用)	熱水変質作用または 初生作用
	マグマ水	—	熱水変質作用または 初生作用	—	初生作用
	循環地表水	風化作用	熱水変質作用	熱水変質作用	—

2.2 変質帯の分帯

鉱山や地熱・温泉地帯付近には、過去の熱水活動（鉱化作用が相当する）および現在も継続されている熱水活動（地熱・温泉作用が相当する）によって、変質帯が形成されていることが多い。変質帯は野外において肉眼的な分帯（珪化・粘土化・弱粘土化）がまず行われ、さらに採取試料のX線分析による変質鉱物の同定・分帯が行われる（変質帯調査と呼ばれる）。

変質帯の分帯は多くの研究者により種々の考え方が提示されているが^{1),2)}、大局的に見ると、主な変質鉱物の種類・組合せによって、熱水活動の中心から周辺に向かって、珪化帯→カオリン帯→未変質帯、絹雲母帯→絹雲母・緑泥石帯→緑泥石帯→混合層鉱物帯→モンモリロナイト帯→未変質帯、沸石帯→未変質帯などのように帯状に配列する。実際は一部の変質帯を欠いたり、他の変質帯が重複して中間に加わったりしてもっと複雑である。

筆者らはこれらの各変質帯中の岩石の物性値（有効空隙率、弾性波速度）の変化の追究および“岩盤分類”を試みた。これは化学的な見地からなされる変質分帯と、物理的な見地からなされる物性試験や岩盤分類を結びつける一つの試みである。

3. 変質帯における岩石の物性値の変化

主として最近 10 年位の間に行われた地熱資源開発促進調査のボーリングコア*の岩石コア試験（顕微鏡観察、

* 北海道 3 カ所(245コ)、東北 8 カ所(575コ)、関東・中部近畿 4 カ所(240コ)、九州 4 カ所(330コ)、計 19 カ所(1,390コ)

X線分析、密度・有効空隙率・弾性波速度・帯磁率・熱伝導率の測定など）のデータ^{3),4)}を用いて、下記の要領で変質帯の分帯を行い、各変質帯を強弱の 2 帯に分け、岩盤分類の関連のある物性値として、有効空隙率（%）、弾性波速度（km/s）（自然乾燥、強制乾燥、強制湿潤の 3 状態）の平均値、最大・最小値を求めた（表-2）。

変質帯の分帯要領

珪化帯：石英・α-クリストバル石・リンケイ石を主とし、カオリナイト・緑泥石・モンモリロナイト・沸石類・（混合層鉱物）を伴う。

カオリン帯：カオリナイトを主とし、緑泥石・（絹雲母・モンモリロナイト）を伴う。

絹雲母帯：絹雲母を主とする。

絹雲母・緑泥石帯：絹雲母・緑泥石を主とする。

緑泥石帯：緑泥石を主とし、モンモリロナイトを伴う。

混合層鉱物帯：混合層鉱物（絹雲母/モンモリロナイト、緑泥石/モンモリロナイト）を主とし、絹雲母・緑泥石・モンモリロナイトを伴う。

モンモリロナイト帯：モンモリロナイトを主とし、α-クリストバル石・リンケイ石を伴う。

沸石帯：沸石類を主とし、絹雲母・緑泥石・混合層鉱物・モンモリロナイトを伴う。

表-2 を図示したものが 図-1～図-4 である。各変質帯

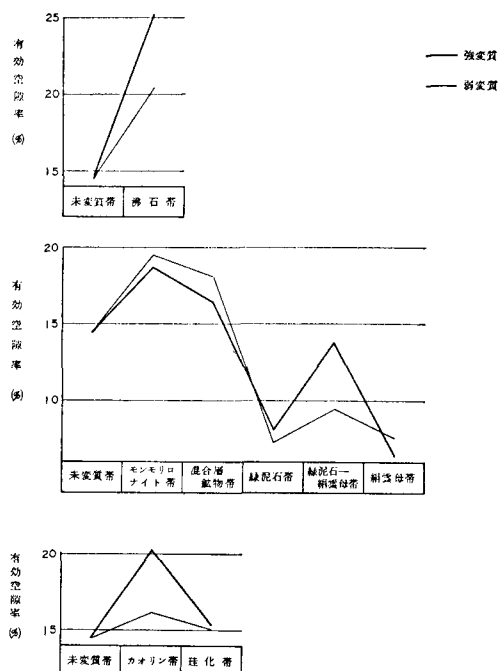


図-1 各変質帯における岩石の有効空隙率の変化

表-2 各変質帯における岩石の物性値（有効空隙率，弾性波速度）

変 質 帯			有 効 空 隙 率 (%)			弾 性 波 速 度 (km/s)								
						自 然 (V_{pn})			強制乾燥 (V_{pd})			強制湿潤 (V_{pw})		
			平均	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小
珪 化 帯	強	S_{is}	15.3	42.8	3.1	3.31	4.42	1.14	3.26	5.01	1.05	3.37	5.26	0.69
	弱	S_{iw}	15.1	32.5	2.4	3.38	4.00	1.67	3.32	4.70	1.47	3.39	4.50	1.67
カ オ リ ン 帯	強	K_s	20.3	43.0	3.7	3.11	5.43	2.21	3.16	5.10	2.56	3.07	5.43	2.08
	弱	K_w	16.2	30.0	1.4	3.87	4.38	2.47	3.86	5.45	2.22	3.94	5.71	2.74
絹 雲 母 帯	強	S_s	6.4	26.8	2.8	4.33	5.20	1.57	4.35	4.97	2.10	4.51	4.90	1.80
	弱	S_w	7.6	23.1	0.4	4.47	5.45	1.34	4.10	5.61	1.40	4.12	5.76	0.98
絹雲母 - 緑泥石帯	強	SC_s	13.8	28.2	7.3	3.72	4.20	2.80	3.64	3.96	2.70	3.75	4.08	3.20
	弱	SC_w	9.5	25.4	1.4	4.12	5.80	2.28	4.19	5.80	2.29	4.06	5.80	1.85
緑 泥 石 帯	強	C_s	8.1	28.7	0.6	4.01	5.87	2.43	3.93	5.59	2.59	3.92	5.97	2.42
	弱	C_w	7.3	30.7	0.7	4.08	6.20	2.51	4.08	6.20	2.62	4.24	5.79	2.12
混 合 層 鉱 物 帯	強	M_{xs}	16.4	20.7	10.4	2.98	3.22	3.02	3.48	3.58	2.69	3.15	3.45	2.52
	弱	M_{xw}	18.1	30.2	13.6	3.29	3.86	1.86	3.48	4.28	2.15	3.41	4.08	1.86
モンモリロ ナイト帯	強	M_s	18.7	40.3	2.1	2.74	4.72	1.51	2.92	5.03	1.16	3.07	4.33	1.00
	弱	M_w	19.5	35.3	1.8	2.89	4.78	1.41	2.79	4.81	1.03	2.90	5.09	1.29
沸 石 帯	強	Z_s	25.3	46.4	0.8	2.63	3.11	2.00	2.84	3.67	2.43	2.78	3.33	2.07
	弱	Z_w	20.4	34.0	8.8	2.89	3.99	2.17	2.89	4.27	1.95	2.96	4.32	2.09
未 変 質 帯		N	14.5	36.6	1.4	3.26	5.50	1.64	3.30	5.31	1.75	3.33	5.43	1.71

の原母岩* に物性値の差が考えられるので，変質帯相互間の物性値の比較はあまり意味がないかも知れないが，大体の傾向を述べると次のようになる。

未変質帯～珪化帯の変質帯においては，有効空隙率はカオリン帯で大きくなり，珪化帯になると小さくなる。弾性波速度は 3 状態とも，強変質の場合は有効空隙率と逆の傾向を示し，弱変質の場合はそれと同じ傾向を示す。未変質帯～絹雲母帯の変質帯においては，やや複雑であり，有効空隙率はモンモリロナイト帯で極大となり，緑泥石～絹雲母帯で一時的に大きくなるが，絹雲母帯に向うにつれて小さくなる。弾性波速度は 3 状態間で若干の違いがあるが，多少の増減を繰返しながら絹雲母帯に向って大きくなる。未変質帯～沸石帯の変質帯にお

いては，有効空隙率は大きくなり，弾性波速度は 3 状態とも逆に小さくなる。

次に，各変質帯の強変質部，弱変質部における物性値の変化を見ると，大体において，各変質帯とも，有効空隙率は弱変質部において小さく，強変質部において大きい。また逆に，弾性波速度は弱変質部において大きく，強変質部において小さい（とくに自然状態においては，100% そうなっている）。例外は，有効空隙率，弾性波速度強制乾燥状態，同強制湿潤状態におけるモンモリロナイト帯と絹雲母帯で，上記の逆の変化を示す。これは両変質帯の主成分鉱物であるモンモリロナイトと絹雲母の加熱および加水による鉱物学的な複雑な変化と関係があるようであり，今後の研究課題としたい。

また弾性波速度の 3 状態における各変質帯の弱変質部と強変質部の差を見ると，強制湿潤状態において最も大きく，強制乾燥状態において最も小さく，自然状態はそ

* 新期堆積岩 10%，新期火砕岩 39%，新期火山岩 37%，古期堆積岩 4%，古期火成岩 10%（新期：第三紀，古期：中生代～新生代）

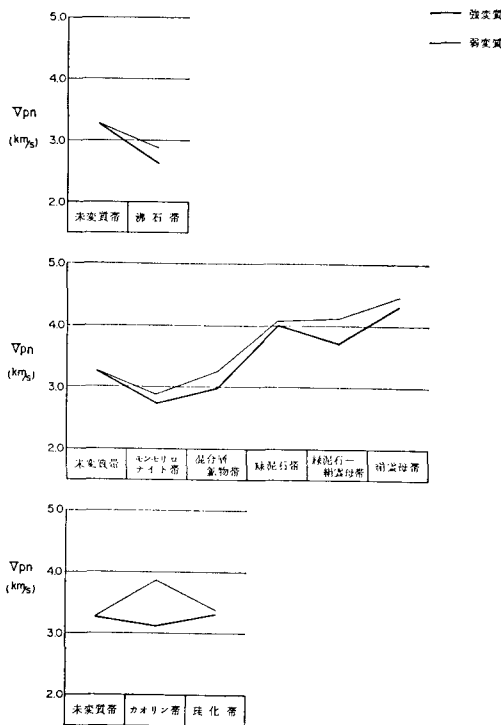


図-2 各変質帯における岩石の弾性波速度（自然状態）- V_{pn} の変化

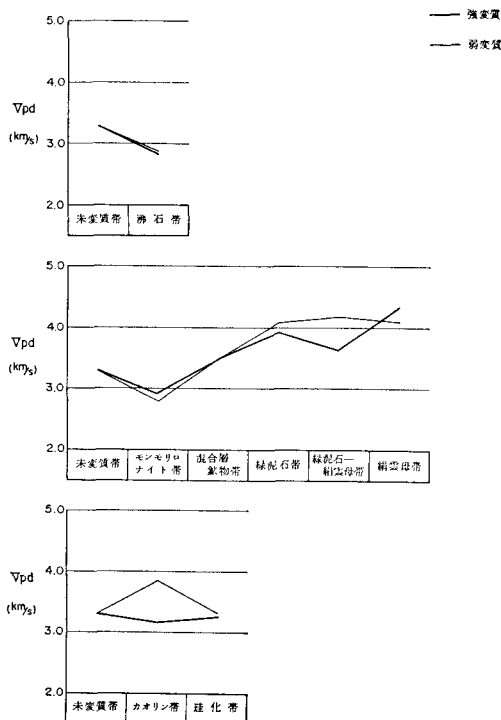


図-3 各変質帯における岩石の弾性波速度（強制乾燥状態）- V_{pd} の変化

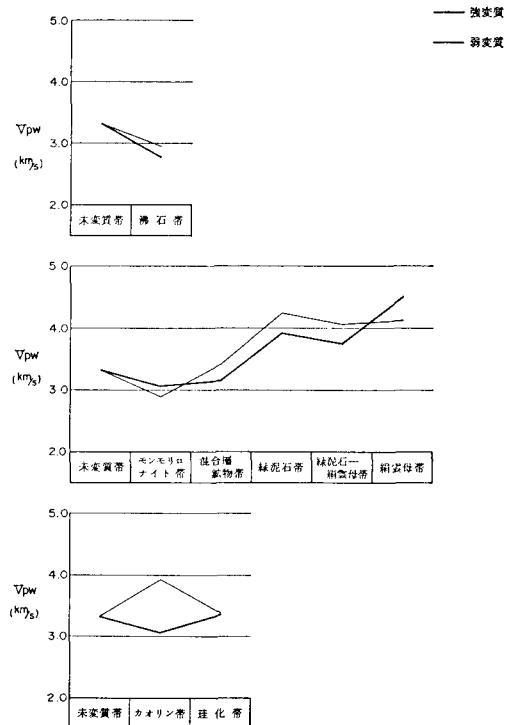


図-4 各変質帯における岩石の弾性波速度（強制湿润状態）- V_{pw} の変化

の中間を占めるようである。また各変質帯における弾性波速度の3状態間の比較は、 $V_{pd} < V_{pn} < V_{pw}$ のものが最も多く、 $V_{pn} < V_{pd} < V_{pw}$ のものがこれに次ぎ、両者でほぼ 2/3 を占める。

なお、地熱調査の場合は、圧縮強度などの力学試験はふつうは行われないので、それらのデータはほとんど見られないが、岩盤分類のためには欲しいところである。

4. 変質帯における“岩盤分類”の試み

すでに変質帯の分帯の行われているある黒鉱鉱山の立入坑道において、表-3 に示す基準で“岩盤分類”を行った。なお、表-3 の作成に当たっては、最も普遍的なダムの横坑内観察による区分基準⁹⁾などを参考とした。

表-3 に示した基準による“岩盤分類”の結果を変質帯分布図に記すと 図-5 のようになる。変質帯中であるため、岩盤等級 [A], [B] は見られず、それより下位の [C_H], [C_M], [C_L], [D] の4等級が見られる。各変質帯中の上記4等級の存在比を % で示すと表-4 のようになる。

表-4 を見ると、変質帯から見た変質度と岩盤等級から見た変質度とは必ずしも一致していない。これは、デ

表-3 変質帯に対する“岩盤分類”の基準(案)

岩盤等級	内 容	変 質 度
[A]	きわめて新鮮堅硬であり、造岩鉱物はほとんど変質を受けていない。ハンマーで岩片が取れない。割れ目の間隔は 50 cm 以上で、密着しており、割れ目に沿って変質の跡が見られない。	未 変 質
[B]	やや新鮮堅硬であり、造岩鉱物は多少変質している。ハンマーで岩片が取りにくい。割れ目の間隔は 50 cm~15 cm で、密着しているが、割れ目に沿って多少変質し、その面に薄い粘土物質が付着する。	微弱変質
[C _H]	やや軟質であり、造岩鉱物は弱く変質している。ハンマーで岩片は取れるが岩片自体は硬い。割れ目の間隔は 50 cm~15 cm で、やや開口しており、割れ目に沿ってやや変質し、その面に粘土物質が付着する。	弱 変 質
[C _M]	やや軟質であり、造岩鉱物は石英を除き長石類その他は変色している場合が多い。ハンマーで岩片は取れる。割れ目の間隔は 15 cm 以下で、小さな (2 mm 程度) 空隙を有する割れ目が発達しているか、あるいは割れ目に沿ってかなりの幅をもって変質し、割れ目には粘土物質を介在する。	中 変 質
[C _L]	軟質であり、全体的に変質しており、色・組織共原岩と異なる。ハンマーで簡単に岩片が取れる。	強 変 質
[D]	[C _L] よりさらに変質が進んだもので、破碎を受けて軟弱化し、多くの場合支保を必要とする。ハンマーで容易にくずせる。時として熱水溶液の通路を暗示させる細脈や鉱染が見られる。	最強変質

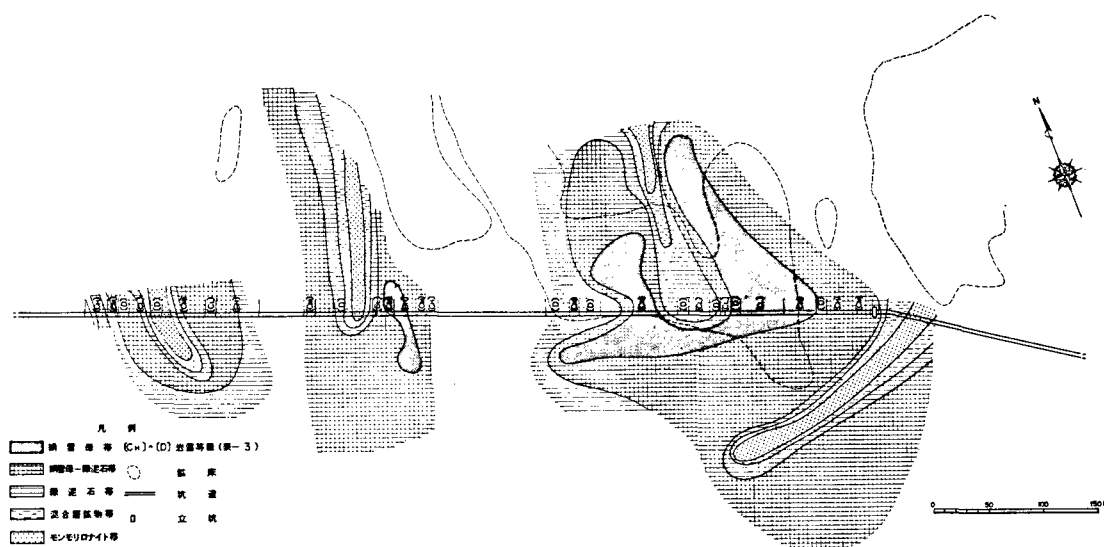


図-5 変質帯と“岩盤分類”関係図

一タ数が少ないこと、“岩盤分類”を試みた時期が坑道開穿後かなり時間が経過していること、さらには表-3の“岩盤分類”の基準があまり適切でなかったことなどによるものと思われる。これらの問題に対しては今後検

討の必要があろう。しかし、今回の研究から鉱床周辺の中～弱変質帯においては、比較的良好岩盤に属する[C_H]岩盤は少なく、大部分は不良岩盤に属する[C_M]～[D]岩盤であることが明確になったと思われる。この

表-4 各変質帯中の岩盤等級の割合

変 質 帯	岩 盤 等 級 の 割 合 (%)				
	[C _H]	[C _M]	[C _L]	[D]	計
絹 雲 母 帯	15	46	31	8	100
絹雲母-緑泥石帯	31	35	17	17	100
緑 泥 石 帯	12	32	15	41	100
混 合 層 鉱 物 帯	—	25	25	50	100
モンモリロ ナイト帯	—	33	—	67	100

ことは熱水活動の及んでいる地帯は良好岩盤は少なく、大規模な土木工事には慎重な配慮が望ましいとする従来
の見解を裏付けるものである。

5. あとがき

地熱・温泉地帯や鉱床地帯に分布する変質岩について、岩盤分類の指標を把握する目的で、手持ちのデータを整理し検討を加えた。データとしては、有効空隙率、弾性波速度（自然、強制乾燥、強制湿潤の3状態）、X線分析結果（変質鉱物の同定）などである。

これらの変質岩の物性は変質帯（中心から周辺に向かって、珪化帯→カオリン帯→未変質帯、絹雲母帯→絹雲母-緑泥石帯→緑泥石帯→混合層鉱物帯→モンモリロナイト帯→未変質帯、沸石帯→未変質帯）と変質の程度（強変質と弱変質）に応じて特徴ある変化を示す。さらに

ある黒鉱鉱山の立入坑道の変質岩に対して“岩盤分類”を試みた。

その結果、不完全ながらもある程度岩盤分類に利用できる見込みがついたと思われる。今後ともデータ数を増やして解析を進め、変質作用の機構と物性値との関係を明らかにし、より適切な岩盤分類に対する知見を得たい。

謝辞： 本報文を著わすに当たり、とくに変質帯の分帯について、東京大学理学部地質学教室歌田実助教授より有益な御教示をいただいた。ここに厚く感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 歌田 実 (1977): 鉱床母岩の変質作用, 現代鉱床学の基礎 (立見辰雄編), 東大出版会, pp. 145~149.
 - 2) 林 正雄 (1979): 地熱井コア・スライムの定量的記載, 地熱学会誌, Vol. 1, No. 2, pp. 103~116.
 - 3) (社)日本地熱調査会 (1975, 1976): 昭和49年度, 昭和50年度地熱開発精密調査報告書.
 - 4) (財)日本地熱資源開発促進センター (1976, 1977, 1978): 昭和50年度, 昭和51年度, 昭和52年度地熱開発精密調査報告書.
 - 5) 安江朝光 (1979): 地質工学——ダムにおけるケーススタディ, 岩波講座地球科学 14 地球の資源/地表の開発 (佐々木昭・石原舜三・関陽太郎編), pp. 259~279.
- (昭和58年8月30日受付, 昭和59年3月22日受理)

NATM のための地山分類の検討

吉川 恵也*・朝倉 俊弘*

Study on Rock Classification for NATM

Keiya YOSHIKAWA and Toshihiro ASAKURA

Abstract

Rock classification for NATM is proposed through a statistical analysis of more than 800 execution data of 50 railway tunnels.

These data were classified on the basis of the basic plan of standard design patterns, and various frequency distribution diagrams of them were drawn for discussing the index to the rock classification.

Results of the analysis are as follows.

- (1) At the planning stage, hard rock should be classified by taking the seismic velocity as the main index, on the other hand soft rock should be classified by taking the competence factor as the main index.
- (2) At the execution stage, in order to classify it should be attached importance to observe the face, and for the rock below class I_N the convergency also should be adopted as one of the index.

Results of the analysis were reexamined through case studies, and then they were proposed as the standard rock classification for NATM.

1. はじめに

NATM (New Austrian Tunnelling Method) は、オーストリアの Rabcewicz¹⁾ らにより開発されたトンネル工法であるが、Müller²⁾ は、工法というよりもむしろトンネルの設計、施工に関する原理である、と言っている。

その骨子とするところは、地山が本来持っている支持能力を有効に発揮させるための掘削、支保の施工とその管理のあり方を示すもので、我が国でもこの原理に基づいた設計、施工が、従来より行われてきた工法に代って実践されるようになってきた。

従来、トンネルでは、作用外力や地山の挙動の把握が困難なため、通常、事前設計では数値解析による設計は行われず、既存の施工実績に基づいて作成した標準支保パターンを選別するというような、経験的な設計法が採用されてきた。

NATM では、地山と支保とを合わせた構造系が構成され、解析に当たった境界条件の表現が容易になった

ため、事前設計に数値解析法や理論解析法が用いられるようになってきた。しかしながら、解析のためには地山の力学特性や破壊条件にかなりの仮定が必要であるし、また、実際には事前調査によって把握し得ないような局所条件や解析上考慮しにくい岩盤の分離面の存在、さらに施工法等に大きく影響を受けるので、解析結果と実績の間には著しい差異を生ずる事例が多い。この改善のために、逆解析により地山の物性値を再評価する方法等の検討も行われているが、現状は経験的な手法も採用せざるを得ない状態にある。

NATM においては実施設計や施工の適否が管理計測により判定できるので、鉄道トンネルのように標準断面を採用している場合には、多数の信頼できる実績データを収集し、そのデータの統計分析を行い、技術的判断を加えて作成した標準支保パターンを用いれば、合理的な事前設計が行える。

表-1³⁾は、地山とトンネルの状態に応じた設計法の適用の考え方を NATM の場合について示したものである。筆者は、鉄道トンネルの NATM による施工実績を収集し、現場の地質調査を実施して、それらのデータを

* 国鉄 鉄道技術研究所 地質研究室

一般的な土被りのトンネルに対しては有効である。しかし、地山の挙動が主として地山の強度の影響を受ける軟岩地山においては不適切であるとの指摘がある⁷⁾。仲野⁸⁾は、このような地山においては下式により求めた地山強度比（地山の軸圧縮強度と初期応力（土被り荷重）の比）を指標とするのがよいと提案している。

$$\text{地山強度比} = \frac{\sigma_0}{\rho \cdot h}$$

ここに σ_0 : 地山の軸圧縮強度 (N/m²)

ρ : 地山の単位体積重量 (N/m³)

h : 土被り厚 (m)

図-1 は、標準支保パターン及び地山分類基準の試案

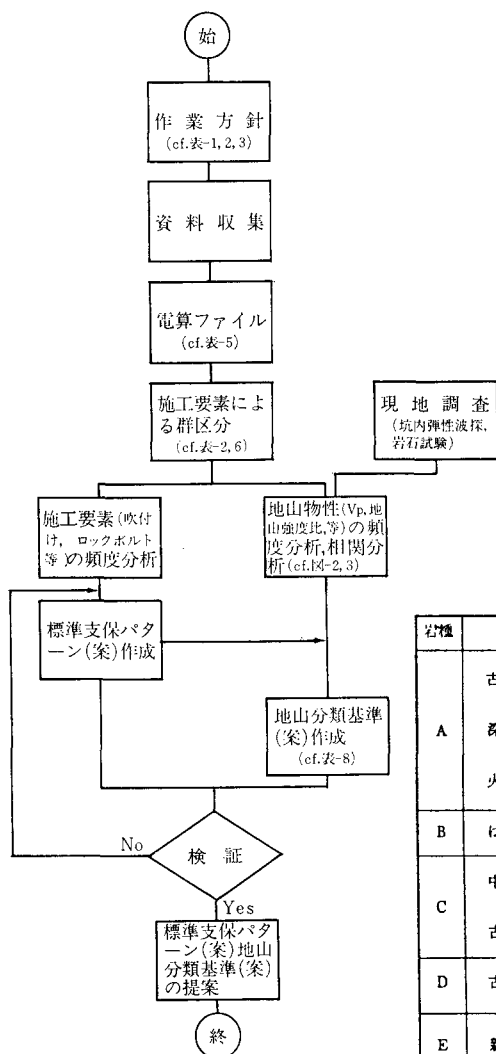


図-1 実績に基づく地山分類基準（案）の作成作業

作成の流れを示したものである。なお、作業の過程で、設計要素に基づく群区分では $I_p \sim V_p$ を用い、弾性波速度等の地山物性に基づく群区分では $I_v \sim V_v$ を用いた。

また、地山分類の指標として、主として地山の弾性波速度を用いているので、池田⁹⁾の岩種区分に倣って、表-4 に示すような岩種区分を行っている。

3. 資料調査及び坑内地質調査

資料調査は、国鉄と鉄道公団により NATM で施工された 50 の新設トンネルを対象に、表-5 に示す項目について行った。収集したデータは、表-3 に基づいて分類すると表-6 のようになる。各群に分類されたデータの寡少、特定のトンネルのデータの集中など、母集団の偏りを無視できないので、地山分類表作成の段階で技術的な判断を加えざるを得なかった。

また、事前調査から得られる地山弾性波速度や地山強度比が、ある地点の実態を正しく示すものか否か明らかなでないので、6 トンネルで実施した坑内弾性波速度測定結果、坑内で採取した試料の岩石試験結果等と施工実績データとの対応を分析、考察した。

坑内地質調査に関して、分析に用いたサンプル数は既存の資料から得られたものも含めて 33 である。

4. 実績データの分析

4.1 弾性波速度による地山評価のための分析

表-3 に従い設計要素により区分した群の弾性波速度の分布を見ると、 V_p と IV_p においては、両者の速度の範囲に明瞭な差異が見られず、 V_p と IV_p を弾性波速度

表-4 岩種区分表³⁾

岩種	地 層 名 ・ 岩 石 名
A	古生層、中生層（粘板岩、砂岩、礫岩、チャート、輝緑凝灰岩、石灰岩など）
	深成岩（花崗岩、閃緑岩など）、半深成岩（ひん岩、花崗はん岩、輝緑岩など）
	火山岩（粗粒玄武岩、玄武岩など）、変成岩（片岩類、片麻岩、千枚岩、ホルンフェルスなど）
B	はく離性の著しい変成岩、細層理の古生層、中生層
C	中生層（頁岩） 火山岩（流紋岩、石英粗面岩、安山岩など）
	古第三紀層の一部（珪質砂岩、珪質頁岩、など）
D	古第三紀層～新第三紀層（頁岩、砂岩、礫岩、凝灰岩、角礫凝灰岩など）
E	新第三紀層（泥岩、シルト岩、砂岩、凝灰岩など）
F	洪積層、新第三紀層の一部（低固結、未固結層 砂、土丹など）

表-5 トンネル施工実績収集資料の項目³⁾

カード No.	項目	内容
1	トンネル概要	トンネル、計測地点の位置、断面形状、 地質、土被り、地山強度比等
2	工法概要	掘削、支保工、補助工、金網、 覆工厚、ロックボルト
3	調査試験項目	調査、試験データ有無
4	計測項目	計測項目毎のデータの有無
5	地質に関する アンケート結果	切羽の状態、浮動、割れ目、地下水、 断層等
6	地山物性値(1)	弾性波速度、一軸圧縮強度、粘着力、 内部摩擦角度
7	地山物性値(2)	土質状態、N値等
8	地山物性値(3)	粒度組成、含水比、コンシステンシー、 CEC、浸水崩壊度等
9	弾性係数(1)	孔内載荷試験、平板載荷試験による
10	弾性係数(2)	一軸圧縮試験、三軸圧縮試験による
11	掘削内容(1)	ベンチ長、吹付、ロックボルト、 インバート、二次覆工の施工時期
12	掘削内容(2)	
13	ロックボルト(1)	天端、上平、側壁、インバートのボルト 径、本数、長さ
14	ロックボルト(2)	
15	ロックボルト軸力(1)	最大値
16	ロックボルト軸力(2)	最大変位等
17	計測(1) 内空変位	初期値測定時間、距離、最大変位量等
18	計測(2) 天端沈下	同上
19	計測(3) 内空変位	変位速度等
20	計測(4) 天端沈下	同上

により区分することはできなかった。またE岩種では、 III_p 、 II_p 、 I_p の速度の範囲が狭く、かつ各群毎の差が見られなかった。図-2に各岩種毎の $V_p \sim \text{I}_p$ の地山弾性

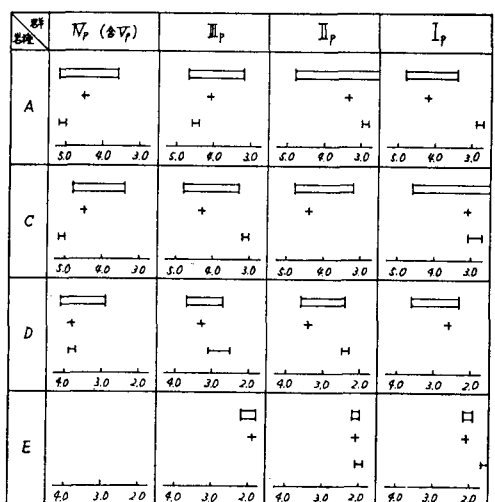


図-2 岩種毎の地山弾性波速度と坑内弾性波速度の範囲³⁾

波速度と坑内弾性波速度の範囲を示す。

4.2 地山強度比による地山評価のための分析

地山強度比は、ボーリングで採取した試料より得た値を用い算出するが、その局所的な値をある延長にわたって採用せざるを得ない点が問題となる。このため、池田¹⁰⁾の提案による下式の準岩盤強度を地山の強度として地山強度比を算出することとした。

$$\sigma'_c = \sigma_c \times \frac{V^2}{v^2}$$

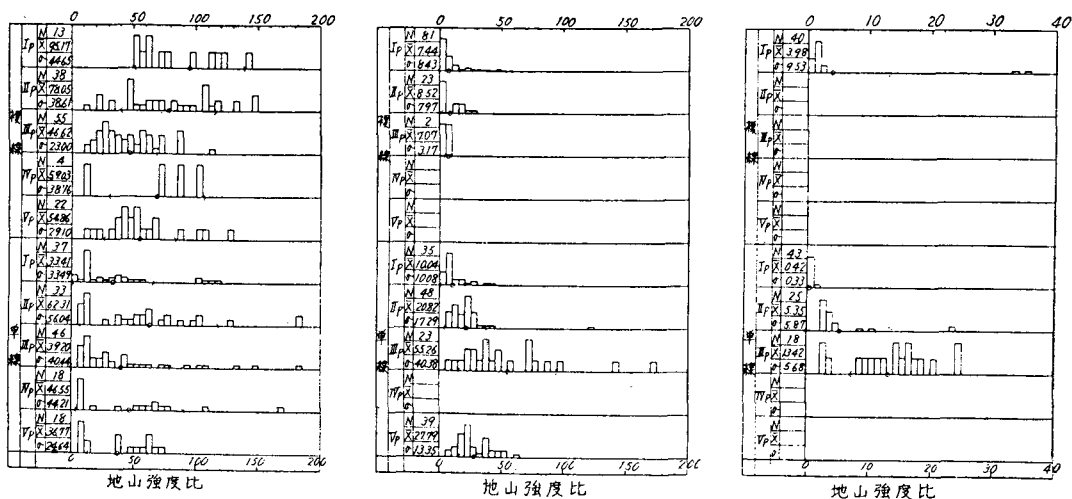


図-3 岩種別地山強度比の頻度分布図³⁾ (N: サンプル数, $\bar{x}$: 平均値, σ : 標準偏差, 縦軸の目盛は各図で異なる。)

表-6 分類されたトンネル名及びデータ数³⁾

		Vp	Np	Ⅲp	Ⅱp	I _p
複	全断面工法	宮 名 2 第二名塩 14 (16)	宮 名 1 第二名塩 2 (3)	宮 名 10 第二名塩 12 第一名塩 6 (28)	第二名塩 10 宮 名 1 第一名塩 13 (24)	宮 名 4 第三道場 6 (10)
	ベンチカット工法	第一・二道場 5 第一武田尾 1 (6)	第一・二道場 1 (1)	大崎山 9 第二武田尾 6 宮 名 3 第一・二道場 7 第一武田尾 4 (29)	大崎山 4 第一名塩 1 第二名塩 6 第二武田尾 5 第一・二道場 8 中山 13 (37)	第一白坂 55 第二武田尾 1 中山 22 塩 嶺 42 第一・二道場 1 第三道場 2 (124)
単	全断面工法	第一高瀬山 7 第四穴喰 29 聖ヶ丘 5 藤 沢 8 (49)	藤 沢 8 (8)	向 山 21 大 戸 4 第四穴喰 18 藤 沢 11 聖ヶ丘 1 (55)	向 山 4 大 戸 1 聖ヶ丘 48 藤 沢 5 大 豊 1 (59)	向 山 1 藤 沢 10 聖ヶ丘 28 大 豊 1 (40)
	ベンチカット工法	第一高瀬山 1 相 津 4 (5)	相 津 6 第一中の二股 2 高倉山 1 (9)	新々官 11 第一中の二股 8 藤 沢 3 高倉山 3 新久保 6 (31)	第一中の二股 5 長 沢 2 藤 沢 6 高倉山 2 霧ヶ岳 23 金 山 4 恵比須鼻 6 聖ヶ丘 2 (50)	第一中の二股 8 深 浜 2 鍋立山 5 藤 沢 3 大 釈 迦 38 鹿 家 5 恵比須鼻 1 向 山 6 蘭 法 華 10 新字佐美 7 (85)

ここに σ'_0 : 準岩盤一軸圧縮強度 (N/m²) σ_0 : サンプルの一軸圧縮強度 (N/m²)

V: 地山の弾性波速度 (km/s)

v: サンプルの弾性波速度 (km/s)

図-3 の岩種別の地山強度比の頻度分布図をみると、A, C 岩種では、データが分散しており、地山強度比で評価できない。D 岩種では、単線トンネルの場合、Ⅲ_p→

I_p と地山強度比の分布が小さい値に変化していることがわかる。E 岩種についても、D 岩種よりも地山強度比の値が小さいが、同様の傾向のあることがわかる。

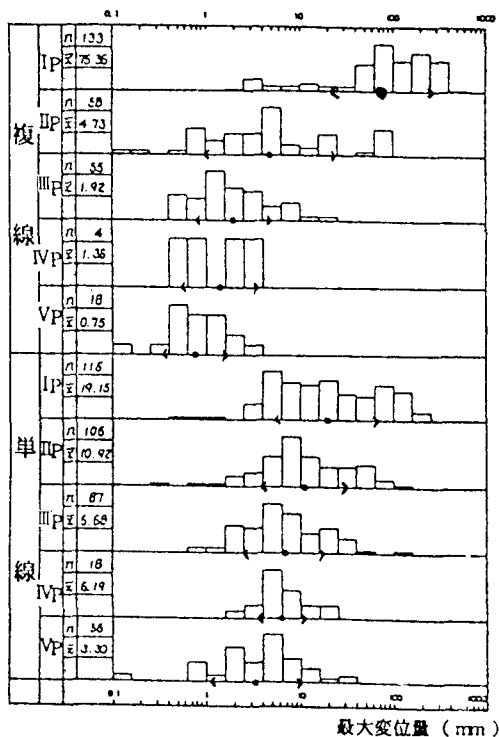
図-3 の I_p に区分されたデータには 4.4 で述べる特殊地山のデータも含まれている。これらのデータは、著しく地山強度比が小さいという傾向があるが、これのみで I_p と特殊地山の区分は困難であり、後述するように、仲

野による区分によった。また、施工時には、4.4 に述べるが、最大変位量を指標として区分できる(表-7 参照)。

4.3 内空変位量による地山評価のための分析

これまで述べた弾性波速度及び地山強度比による地山評価は、主として工事計画の段階の指標であり、施工中は切羽観察や内空変位測定等の観察・計測により、地質の状態や地圧現象を確認して地山評価を行うことになる。

図-4 は表-3 に基づき区分した各群毎の内空変位量の頻度分布を示したものであり¹¹⁾、概略の傾向は以下のとおりである。



図中の●は幾何平均、←→は標準偏差の範囲

n: データ数
x̄: 幾何平均

図-4 内空変位量頻度分布図¹¹⁾

複線トンネルでは、幾何平均は、 I_p で 75 mm, $II_p \sim V_p$ で 10 mm 以下である。単線トンネルでは、幾何平均は $I_p \rightarrow V_p$ で漸減し、 I_p で 20 mm, $II_p \sim V_p$ で 10 mm 以下である。

内空変位量を施工時の管理基準として用いることのできる範囲は、変位量の急増する II_p より不良な地山であり、表-7 に示される。ここに示された値は、最終的な収束値であり、実際の施工管理のためにはできるだけ早

表-7 内空変位量による管理基準¹¹⁾

(単位: mm)

断面 \ パターン	$V_p \sim II_p$	I_p	特 殊
単 線	25 以下	25 ~ 75	75 以上
複 線	50 以下	50 ~ 150	150 以上

く最終変位量を予測する必要がある。図-5 は、その一手法として、最大変位速度(掘削後初期の段階における最大の1日当たりの内空変位量)から最大変位量(最終内空変位量)を求めるための相関グラフの一部であり、単線トンネルの全断面工法の例である。かなりの相関性があり、掘削直後の初期変位測定(詳しくは文献 12)参照)等も併せ行えばさらに予測精度が上がると考えられる。

$II_p \sim V_p$ の区分は、変位量のみからはできないので、切羽の地質状態の観察によることになる。

4.4 一般地山と特殊地山の区分

これまで主に一般地山に関して述べてきた。膨張性を示すような地山、流動化するような地山等の地質条件の悪い特殊地山は、掘削による地山の挙動と、それに対応する施工の両面から区分した。

特殊地山のうち、特に著しい塑性地圧を及ぼす、いわゆる膨張性地山について、今回の分析結果から、その境界値を、複線断面で 150 mm, 単線断面で 75 mm とした。これは図-4 で I_p の内空変位量の標準偏差幅で示される範囲の上端をとったものである(複線の場合は、もう少し大きい値になるが、施工中の判断の目安となる値なので、安全を考え、単線の場合の2倍の値とした)。

一方、砂質地山では、切羽の自立性が問題であるが、流動化するかどうかは、地下水の状態と地盤の粒度組成に左右される。

地下水頭については、砂質地山に関する事例調査により、水抜き、鏡止め等の補助工法の適用と切羽の自立性の関係を検討し、40~50 m よりも大きな水頭を持つ場合に流動化する例の多いことが判ったが、今後粒度組成との関連も含めた検討が必要であろう。

A 岩種(表-4)に含まれる花崗岩は、風化が進行すると真砂土化するが、風化岩と真砂土の境界は 2.5 km/s (例えば文献 13)) 程度となっているので、地下水による流動化の問題を生ずるかどうかの境界値としてこの値を用いた。

断層破碎帯は、一般地山の中にも出現し、弾性波探査により基盤岩中の低速度帯として検出されるが、種々の

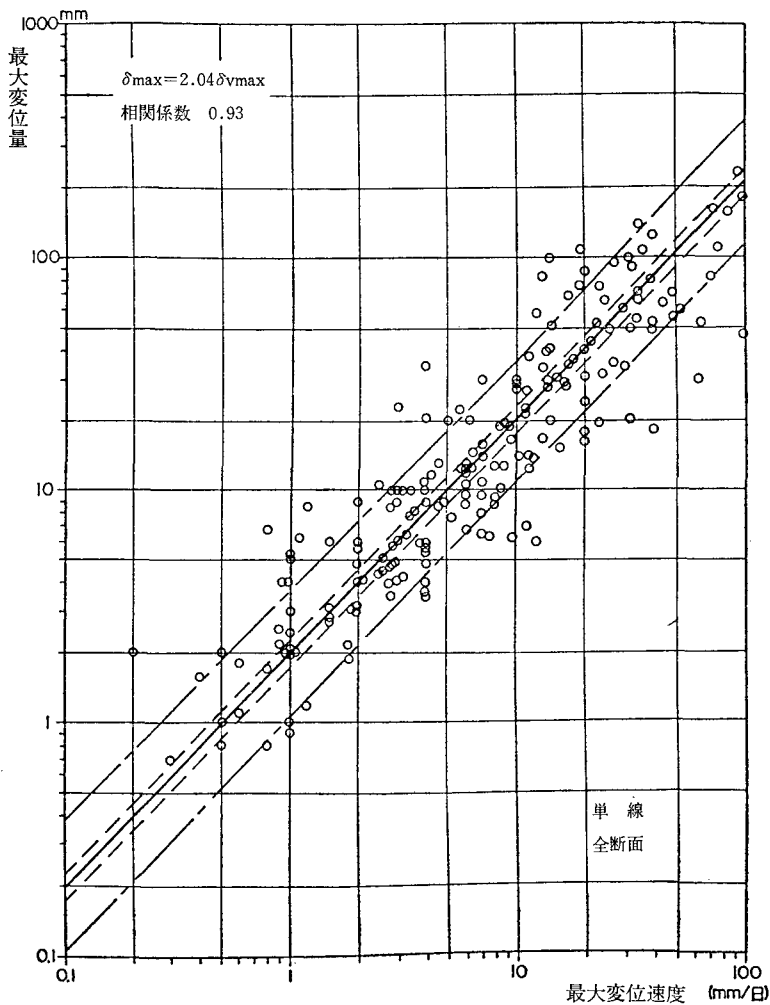


図-5 最大変位速度と最大変位量 (単線トンネル全断面工法の場合)¹¹⁾

速度レンジを示し、地山の性状も様々であるため、標準パターンを示すのは問題であり、標準パターンの適用外とした。

4.5 分析のまとめ

弾性波速度による等級区分は、図-2 に示したように地山弾性波速度の分布が、A、C、D岩種では I_p に近いほど速度値が低いという明瞭な傾向は示すものの、各群ごとの速度値の分布は必ずしも明瞭に分離できず、結局、頻度分析結果のみから境界値を定めることは出来なかった。そこで、坑内弾性波速度値、あるいは池田の分類¹⁴⁾、等を参考にして技術的な判断により弾性波速度の境界値を定めた。

E岩種(表-4)では、図-2、図-3 より、弾性波速度による区分は難しく、地山強度比による区分が妥当と判

断され、結局、仲野¹⁵⁾の提案する境界値を等級区分の境界値として用いた。

このように、分析結果を基に、かなり技術的な判断を加えて作成したのが 表-8 の計画段階における NATM のための地山分類基準(案)である。これと対応する標準支保パターン(案)も作成したが、ここでは省略する。

これらの地山分類基準と標準支保パターンの案の妥当性を確かめるために、事前設計による施工結果を検討し、事前設計の不備を修正する設計変更が行われた後の区間を対象として、上記の案に基づく設計を想定して実施設計との対比を行った。

この対比には、全調査対象トンネルについて、前述の条件にかなうサンプルを工事の終点方から無作為で連続

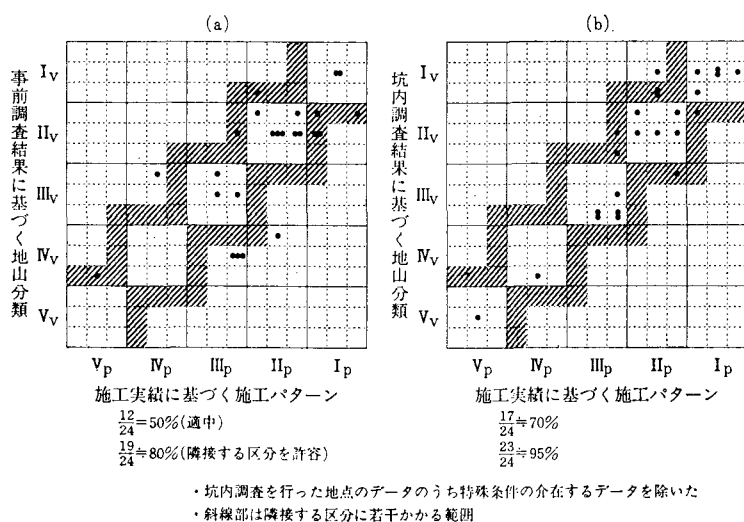


図-6 地山分類 (案) と施工パターンの関係

して 10 計測断面のサンプルを抽出し、このうち特殊条件の介在するサンプルを除外して用いた。トンネル数は 20, サンプル数は 171 であった。

これらのサンプルについて、実施設計に対応する群の地山分類等級と、その地点の事前調査による弾性波速度と地山強度比から得られる地山分類等級の対応は、一致するものが 35%, 隣接する区分に若干 (1/3 程度の範囲) かかるものまで含めても 55% と低かった。

坑内調査により得られたデータを用いたサンプルの場合は、それぞれ 70%, 95% と高くなる (10 トンネル, 24 サンプル, 図-6 (b) 参照)。これは、地山状態をマクロに評価するのに適する地山弾性波探査の限界外にあるため、やむを得ないものと判断される。もし地点ごとに等級の一致、不一致を対比するのでなく、トンネル全長、あるいは工区全長での一致、不一致を対比すれば、その一致の程度もかなり上昇するものと推察される。

5. NATM のための地山分類 (案)

表-8 は、前章で述べた分析、検討の結果に技術的な判断を加えてまとめた地山分類 (案) である。紙面の都合上、同時に作成したこれに対応する標準支保パターン (案) と、施工時を対象とした地山分類 (案) は省略した。

表-8 の地山分類では、V 等級と IV 等級を弾性速度で区分しているが、IV は局部的な分離面のゆるみに対処するためにランダムなロックボルトの施工を要する地山で、地山弾性波探査のようなマクロな調査では評価しにくいので、ロックボルト無しとする V 等級との境界値

を、健全な岩盤の示すかなり高い値を採っている。従って、健全な岩盤の最高速度が低い岩盤であれば、この境界値より低い値でもロックボルトを要しない場合もある。逆に地山弾性波速度が著しく高くても、局部的な崩落を生ずることもありうる。

また、特殊地山や土砂地山と一般地山の境界条件についても、十分に検討されているとはいえず、今後の検討に残された点である。

とはいえ、計画段階において何らかの設計や施工の方向を打ち出さなければならないとするならば、特別な費用を要せず、簡便に行える標準支保パターンによる事前設計は、施工法の変更などの手戻り、大幅な工事費の増額や工期の延伸を生じない程度の精度が確保できれば、実用的で有用な設計法といえよう。

そして、この設計法が有効に活用できるか否かは、選別のよりどころとなる地山評価が適切か否かにかかっており、地山の状態に適した調査法を用いて、信頼度の高い調査成果が得られなければならない。複雑な地質構造を示す火山岩地帯や硬軟の互層をなす地山、片岩など異方性の著しい岩石からなる地山においては、実態の正しい把握のために種々の調査法を組み合わせ、弾性波探査の測線選定に注意し、総合的な判断の基に解析して地質断面図を作成しないと、実態とかなりかけ離れたものとなる危険性があり、トンネル中心線沿いの弾性波探査のみ行ってその速度断面図を評価の根拠とするなどは、厳に慎まなければならない。

また、種々配慮をしても、着工前に地山の性状を正しく把握するのは至難であり、そのために施工中の調査、

1. この表は土盛り $500\text{m} > H \geq \star 2D$ (D : トンネル幅) 程度のトンネルの計画において適用する。

2. 掘の広い断層破砕帯, 傾圧地形や傾圧を及ぼす地質の地山は適用対象外とする。

3. V_p : 地山の弾性波縦波速度 (km/sec)

$\frac{\sigma_c}{\gamma H}$: 地山強度比 σ_c : 地山の一軸強度 (tf/m^2)

γ : 地山の単位体積重量 (tf/cm^3), H : 土盛り高さ (m)
地山の一軸強度は得難いので, 準岩盤強度を用いてもよい。

$\sigma'_c = \left(\frac{V_p}{V_{p1}} \right)^2 \cdot \sigma_{c1}$ σ_{c1} : 準岩盤強度 (tf/m^2)

V_{p1} : 試料の超音波 (弾性波) 伝播速度, σ_{c1} : 試料の一軸強度 (tf/m^2)
なお軟岩で, $V_p > V_{p1}$ となる場合があるが, その際は $\left(\frac{V_p}{V_{p1}} \right) = 1$ とする。

4. 表-8(b) 岩種区分は池田和彦 (1969) の区分を一部変更したものである。
なお, E岩種は新鮮岩の一軸強度概ね 200kgf/cm^2 以下のものとする。

★ 分析は 20m を境界の値としたが, 土木学会トンネル標準示方書 (ジールド編) 昭和 52 年版 で周知に悪影響を及ぼさない限度を $1.0 \sim 1.5D$ としているので, 山岳トンネルであることを考慮して $2D$ とした。

表-8 (b) 省略 (表-4 参照)

表-8 (a) 計画段階の地山分類基準 (案)³⁾

地山 岩種	硬 岩		軟 岩		土	砂
	A, B 岩種	C 岩種	D 岩種	E 岩種	F 粘性土	G 砂質土
V	$V_p \geq 5.2$	$V_p \geq 5.0$	$V_p \geq 4.2$			
IV	$5.2 > V_p \geq 4.6$	$5.0 > V_p \geq 4.4$	$4.2 > V_p \geq 3.4$			
III	$4.6 > V_p \geq 3.8$	$4.4 > V_p \geq 3.6$	$3.4 > V_p \geq 2.6$ かつ $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 1.5$			
II	$3.8 > V_p \geq 3.2$	$3.6 > V_p \geq 3.0$	$2.6 > V_p \geq 1.5$ かつ $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 4$			
I	$3.2 > V_p \geq 2.5$	$3.0 > V_p \geq 2.5$	$2.6 > V_p \geq 2.0$ かつ $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$ あるいは $2.0 > V_p \geq 1.5$ かつ $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$		$\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$	
土砂 I	**** $2.5 > V_p$	**** $2.5 > V_p$	**** $1.5 > V_p$ あるいは $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$	**** $1.5 > V_p$ あるいは $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$	**** $2 > \frac{\sigma_c}{\gamma H}$	**** 検討中
特						**** 検討中

* E岩種で $V_p \geq 2.6$ の場合は, D岩種に準じて評価する。

** 流動化, 地山の自立性が等級評価の因子となるが, 指標については, 研究中である。定性的な指標であるが, 「流動化せず, 切羽からの斜めガレ, バイ打程度」の山留工で, 切羽が安定すると想定される地山」を土砂 I とし, それ以外を特とする。

*** 特には, 膨張性土山, 流動性土山など切羽面の自立しない地山を一括している。細分については研究中であるが, 花崗岩の真砂土など風化腐植土など, 土砂 I と同程度なものも含まれているので, 土砂地山として再評価する。

**** E岩種及び F, G 岩種粘性土で $2 > \frac{\sigma_c}{\gamma H}$ のうちでも I に評価できるものがある。

計測が欠くべからざるものとなる。

6. む す び

提案した NATM のための地山分類は、鉄道における NATM 施工実績の統計分析を基に技術的な判断を加えて作成したものであるが、データに NATM 導入初期の的確さを欠く実績も存在することは否めない。また、施工実績そのものが安全側に片寄っているとの指摘もあるかもしれないが、技術的判断で若干の配慮をしているし、施工管理が十分に行われ、設計の修正が的確に行われれば、その懸念は払拭されよう。なお、この提案は初めての標準化であり、完成されたものでなく、手法の糸口をつくったものであって、今後行われる工事の実績に基づき再度検討を行うつもりである。

最後に、この研究の推進に一方ならぬ御協力を頂いた国鉄、並びに鉄道公団の本社、付属機関、現場の方々、(株)ダイヤコンサルタントの日吉直氏、遠藤眞一氏はじめ関係の方々に謝意を表し、結びとする。

参 考 文 献

- 1) Rabcewicz, L. V. (1964, 5): The New Austrian Tunnelling Method, Water Power, Nov. 1964, Jan. 1965
- 2) Müller, L. (1978): The Basic Ideas and Principles of the so-called "New Austrian Tunnelling Method", 講演会テキスト, 於土木学会講堂
- 3) 吉川恵也, 朝倉俊弘 (1983): NATM のための設計のパターン化の研究, 鉄道技術研究報告, No. 1235
- 4) 日本トンネル技術協会 (1983): NATM における事前調査のあり方に関する研究報告書, p. 162
- 5) 池田和彦 (1969): トンネルの岩盤強度分類, 鉄道技術研究報告, No. 695
- 6) 日本道路公団 (1966): 日本道路公団設計要領
- 7) 土木学会岩盤力学委員会第4分科会 (1980): 軟岩の調査・試験の指針
- 8) 仲野良紀 (1974): 水路トンネルの地圧と設計, 農業土木試験場報告, No. 19
- 9) 前掲 5)
- 10) 前掲 5)
- 11) 吉川恵也・他 (1983): NATM 計測実績の統計分析, 第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集
- 12) 朝倉俊弘・他 (1983): トンネル切羽における初期変位測定, 鉄道技術研究所速報, No. A-83-66
- 13) 土木学会 本州四国連絡橋耐震, 地盤に関する調査研究小委員会 (1980): 本州四国連絡橋の耐震, 地盤に関する調査研究報告書
- 14) 前掲 5)
- 15) 前掲 8)

(昭和58年10月18日受付, 昭和59年3月22日受理)

NATM における地山分類の当初設計と 施工実績との対比について

猪 間 英 俊*

Comparison between the Projected Rock Mass Classification at the Initial Design and the Actual Results after the Excavation under NATM Method

Hidetoshi INOMA

Abstract

For mountain tunneling project, it is important to determine whether the pre-excavation geotechnical evaluation of the surrounding rock mass was accurate when compared against the actual post-excavation results.

Therefore, an investigation of the accuracy of geotechnical evaluation as compared against actual results was carried out through the analysis of 13 case histories. These examples are drawn from tunneling projects carried out by NATM under a variety of geotechnical conditions.

a) *Division of Geotechnical Conditions*

- Solid Rock : Igneous rocks, Palaeozoic sedimentary rocks, metamorphic rocks.
- Soft Rock I : Sedimentary rocks of Tertiary or Quaternary period.
- Soft Rock II: Soft sedimentary rocks having a tendency of plastic deformation.
- Earth : Earth and sand or weathered rocks.

b) *Methodology*

- Technique 1 : Simple correlation between each projected and actual geotechnical rock mass classification shown in ratio against the total length of the tunnel.
- Technique 2-(1): The degree of difference between projected and actual geotechnical rock mass classifications is expressed as an accumulated curve drawn in a X-Y graph where the classification change in length was shown in a ratio against the total length and plotted at each point which represents the difference in geotechnical rock mass classifications (from 0 to 4 classes difference are to be located on a X axis).
- Technique 2-(2): Modification index i is defined by the following formula;

$$i = \sqrt{\frac{\sum (n \cdot R^2)}{\sum n}}$$

Where,

R : Difference of class numbers with corresponding rock mass between each designed and actual case.

n : Ratio against the total length with each R .

It was possible to estimate the present technical standard of evaluation of rock mass by the application of the above methodology.

It was also determined quantitatively that there is a certain trend in the accuracy of geotechnical evaluation in accordance with variations in the geotechnical conditions. For example, it was possible to show quantitatively that the evaluation of geotechnical rock mass with a plastic deformation property is not as accurate as that of rock mass with other properties.

While this method of quantitative analysis is not without problems, it would be an useful method of

* (株)ダイヤ・コンサルタンツ

practical assessing to analyze the projected geotechnical evaluation made at the time of initial design against the actual results made after the excavation of the tunnel.

1. 結 言

山岳トンネルの計画や設計に必要な岩盤分類のための地質調査は、線状構造物であるトンネルの縦断的情報を得るための弾性波探査、岩石岩盤堆積物等の構成構造性質あるいは地下水等の状況を把握するためのボーリングと試料試験やその孔を用いた原位置試験、それらの調査の基礎となるべきトンネル地域の地質踏査、空中写真や地形図の判読などが、対象としているトンネルの規模や、その地域の地質条件などによって取捨選択されて行なわれるのが普通である。しかしながら地質調査の方法は数こそ多数あるけれども、個々の調査方法それぞれに測定解析解釈上の技術的な限界があるばかりでなく、用地立入りや集落内での弾性波探査のような、あるいはその他の地質調査実施上の制約が加わり、さらに当然のことであるが地質調査に投じられる費用にも限りがある。トンネルの施工面から地山条件をみたとき、地質調査の個々の方法から得られる情報はある方法ではマクロ、ある方法ではミクロに過ぎ、地山条件のある一面であり、精度も充分ではない。結局土木地質技術者により総合的に判断され岩盤分類が行なわれ、いくつかの地山等級に区分がなされるが、所詮は予測であるからトンネルが実際に掘削された結果地山等級が修正されることはやむを得ないことであり、むしろ宿命といってよいであろう。このような仕事にたずさわる土木地質技術者にとっては、予測がどの程度的中したか正しかったかの評価から逃れることはできず、宿命的とはいいながら予測精度の向上に全力を傾注しなければならない。

一方トンネルの施工にたずさわる人達にとっては、切羽の地山条件は一掘進ごとに変化するし、掘削後のトンネル空間は掘削された断面がそのまま維持されるとは限らないし、湧水も切羽ごとそして時間的にも消長あり、といったような一掘進ごとの切羽とその近傍の地山条件の把握は日常の施工管理の中心である。そして切羽の地山条件の推移からみてその先の未掘削区間の地山条件が予測とは大きくかけはなれるおそれが出てきたり、そのため施工法を検討し直す必要があるのかわからないかは直接の関心事である。さらに岩盤分類に基く地山等級の区分に対応して掘削単価が定められる契約方式にあっては、予測された地山等級が掘削実績の地山等級とどれだけ一致しているか、妥当であったかどうかということは支払

いや予算管理上軽んずることはできない。

鋼製支保工を中心とした在来のトンネル掘削工法より最近主流となってきている NATM では、計測に基いた数量的な判断で地山等級区分がなされ、地山条件によりきめ細かい工法的対応がなされることになるから、掘削実績との比較における予測された岩盤分類地山等級区分の妥当性について施工する側からの要求の水準は一層高まるものと思われる。

この論文は予測としての岩盤分類から得られた地山等級区分を、トンネルを掘削した結果なされた実績としてのそれとを対比して、地山等級区分を予測する精度の現状を統計的に評価を試みたものである。端的に言えば予測の地山等級区分がどれほどの中したかを評価しようとしたもので、NATM によるトンネル掘削事例を取扱った。

論文の主要部分は日本道路公団が社団法人日本トンネル技術協会に委託して実施した研究成果¹⁾の一部であるが、文責は筆者にある。

なおこの論文の中での用語は、トンネル空間の開削・維持に関連ある地山条件を地山評価して、その評価の総合として岩盤分類を行なって、トンネル工学的に順序づけたものを地山等級とよぶことにする。

2. 事例の分類と地山等級の共通化

2.1 事例の分類とデータの整理

NATM で施工されたトンネルの事例は現在では相当多数にのぼるが、それらの中から NATM 施工区間の地山によって、次の四つに分類される地山区分ごとにそれぞれ3～4事例選んで計13事例を取扱った。

地山区分

硬岩 : 火成岩、古生代の堆積岩、変成岩。

軟岩Ⅰ: 第三紀・第四紀の堆積岩。

軟岩Ⅱ: 上記の軟岩で塑性変形により大きな変形量があるもの*。

土砂 : 土砂、崖錐等碎屑堆積物、硬岩・軟岩で著しく風化が進んだもの。

* 内空変位量 100 mm 程度以上を目安とした。

とりあげた13事例の概要を表-2に示す。

またデータの一例として G トンネルの縦断図を示す(図-1)。当初、設計パターンと施工実績パターンを表-1

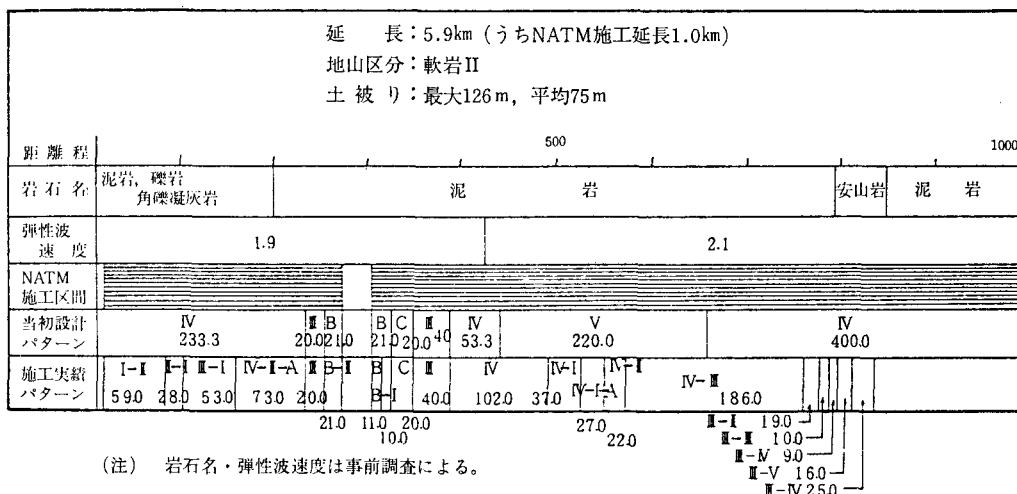
表-1 施工要素と変位量に基く共通地山等級

共通地山等級		I ₀₀	I ₀	I	II	III	IV	V
指 標								
ロックボルトパターン		上半アーチ, 下半側壁, 路盤部	上半アーチ, 下半側壁, 場合によっ ては路盤部 も	上半アーチ, 下半側壁		上半アーチ のみ	ランダムボ ルディング	なし
吹付けコンクリート厚		20cm以上	15～ 20cm	15cm	10cm		5 cm	
掘 進 長		0.8m以下	0.8～1.0m	1.0m	1.2m	1.5m	随 意	
内 空 変 位 量	複 線	300mm以上	150～300mm	50～150mm	50mm以下			
	単 線	150mm以上	75～150mm	25～ 75mm	25mm以下			

注) 1. I₀₀, I₀は特殊な地山等級であり, I～Vは一般的な地山等級である。

2. II～Vは変位量からは区分し難い。

3. 押出し性の地山は変位量による区分ができるが, 切羽の自立性が問題になる地山の変位量は指標とはならない。



(注) 岩石名・弾性波速度は事前調査による。

図-1 Gトンネルの地質と施工概要

表-2 分析したトンネルの概要

トンネル名	延 長		土被り		NATM区間の 主な岩石名	地山区分
	トンネル 全延長	うちNATM 施工の延長	最大	平均		
A	km 1.2	km 1.1	m 130	m 60	流紋岩質凝灰岩	硬岩
B	2.9	2.9	256	140	熔結凝灰岩 ～角礫凝灰岩	"
C	1.3	1.3	180	100	花崗片麻岩, ホルンフェルス	"
D	0.7	0.2	56	40	泥岩(砂岩挟在)	軟岩I
E	0.7	0.6	122	50	熔結凝灰岩	"
F	5.0	1.8	160	20	頁岩, 砂岩頁岩互層	"
G	5.9	1.0	126	75	泥岩, 安山岩, 礫岩, 角礫凝灰岩	軟岩II
H	2.3	0.9	190	80	緑色凝灰岩類, 他	"
I	1.2	1.2	180	100	泥岩, 砂岩泥岩互層	"
J	9.1	1.6	170	130	泥岩	"
K	1.3	1.3	12	10	砂質土, 粘性土	土砂
L	0.3	0.3	25	14	花崗岩, マサ	"
M	0.3	0.2	47	22	砂, 火山灰, 軽石流堆積物	"

にしたがって共通地山等級によって整理すると表-3のようになる。

2.2 地山等級の共通化

NATMで施工されたトンネルの事例を各地から選んで分析するにあたって, 支保パターンの違いがすなわち地山等級の違いであるけれども, 調査設計段階の地山評価の基準も施工段階のそれもトンネルごとに異なっていて, またパターンの名称のつけ方も異なることから共通の地山等級に区分し直す必要がある。そこで表-1に示すごとくロックボルトパターン, 吹付けコンクリート厚, 一掘進長, 内空変位量の四つの指標をとりあげる。このうち前三者は調査設計と施工の両段階に用いられる指標であり, 最後の内空変位量は主として施工段階に付け加えられる指標である。トンネルごとに地山条件はさまざまであるし, 設計思想も異なっているため基本的にはこの四指標によって共通の地山等級に区分し直すこととし,

表-3 Gトンネルのパターンの共通地山等級による再区分

共通地山等級	当初設計パターン	施工実績パターン	パターン分類項目			
			断面当りロックボルト (m/本×本)	吹付け厚 (mm)	内空変位量 (mm)	掘進長 (m)
I ₀	B	I-III	217.5	0.20	400~500	1.0
		III-II	93	0.20	400~500	1.0
		III-III	108	0.20	500	1.0
		III-IV	123	0.20	360	1.0
		III-V	129	0.20	200~300	1.0
		III-VI	175.5	0.15	350~450	1.0
		III-VII	187.5	0.15	300~400	1.0
		IV-V	187.5	0.15	570	1.0
		IV-VI	187.5	0.15	550	1.0
		IV-VI	187.5	0.20	540	1.0
I ₁	C ・ III	B	97	0.25	80	1.0
		B-I	97	0.25	90	1.0
		B-II	97	0.25	80	1.0
		III	84	0.20	50~90	1.0
		III-I	91	0.15	40~50	1.0
		III-VI	129	0.15	70~210	1.0
		IV-II	85	0.15	120~160	1.0
		IV-II-A	97	0.15	40~90	1.0
		IV-III	111	0.15	100~280	1.0
		C	102	0.15	80	1.0
I	IV ・ V	I-II	63	0.25	30	1.0
		II-I	69	0.20	30	1.0
		IV	66	0.10	70~150	1.0
		IV-I	66	0.10	80~180	1.0
		IV-I-A	66	0.10	200	1.0

表-1 と組合せが一致しないような場合にだけ掘削工法——全断面掘削かベンチ掘削か、インパートの有無、鋼製支保工の有無やその軽重の程度等の要素を加味考慮することとした。このようにして再区分された地山等級を共通地山等級とよぶことにするが、それでも簡明直截に区分できるわけではないので、個々のトンネルの全体の地山条件、設計思想を勘案して判断せざるを得ず、したがって再評価したものとはいえ絶対的なものではないことに留意しなければならない。

3. 分析方法と分析結果

調査設計時の予測の地山等級を施工実績の地山等級と対比して予測の現状の水準、予測の妥当性を探るべく次のような方法で数量的に分析した。

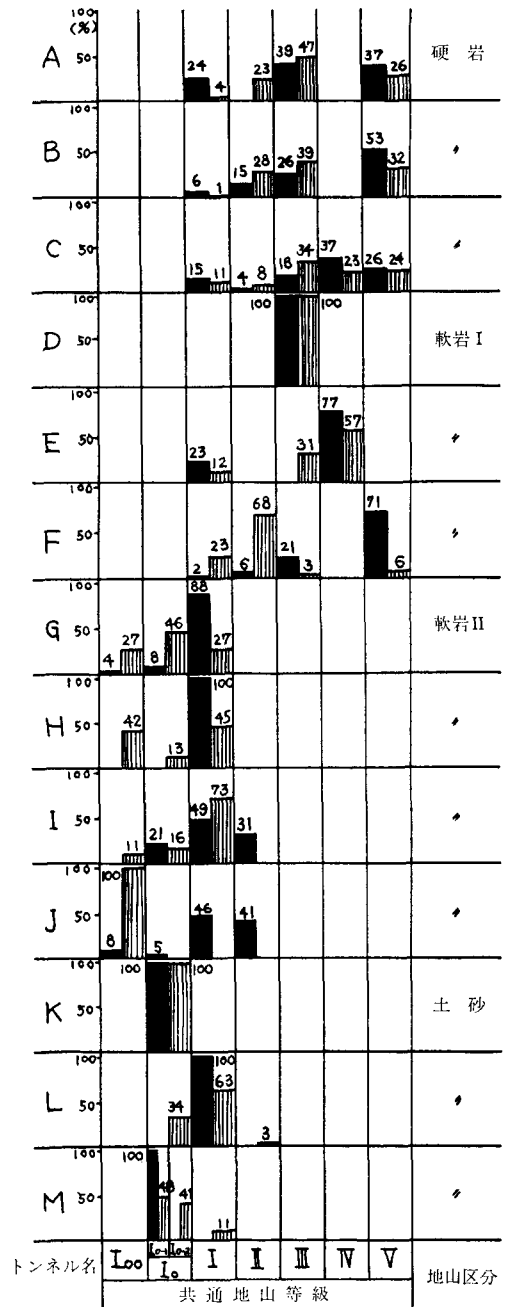
3.1 共通地山等級ごとの延長比率の単純な対比

13 事例について共通地山等級により区分されたそれぞれの区間長の構成比率を当初設計と施工実績とを対比する。その結果は 図-2 のとおりである。

3.2 共通地山等級の修正の度合

3.1 の方法は次の章で述べるようにトンネル全体として共通地山等級の修正の方向をつかむに過ぎない。当初設計の共通地山等級から施工実績のそれへの修正の程度の大きさを比較評価するため次のような方法をもちいた。

準備として 13 事例のそれぞれの 図-1 のような縦断面図の当初設計パターンと施工実績パターンを、共通地山等級に評価し直し、当初設計地山等級と施工実績地山等級のすべての組合せについてその延長を求め、さらにトン



凡 例 ■ 当初設計 ■■ 施工実績

図-2 共通地山等級ごとの設計と実績の延長比率による対比

ネル相互の比較ができるようにそれらを合計延長に対する構成比率に直しておく。さきのGトンネルを例にとると表-4 のようになる。

表-4 G トンネルの共通地山等級による設計と実績の組合せごとの延長比率

当初設計 地山等級	施工実績 地山等級	I_{∞}	I_0	I	計
I_{∞}		—	42.0m (4%)	—	42.0m (4%)
I_0		—	60.0m (6%)	20.0m (2%)	80.0m (8%)
I		274.3m (27%)	359.0m (36%)	253.0m (25%)	886.3m (88%)
計		274.3m (27%)	461.0m (46%)	273.0m (27%)	1008.3m (100%)

□ 共通地山等級が当初設計と施工実績とが一致

⋯ " " との間で一等級変更

⋯ " " " 二等級変更

手法 1: 当初設計と施工実績との間の共通地山等級の変更の等級幅ごとに集計し、変更幅を変数として累積曲線を描く。

手法 2: 変更の等級幅を R , 等級幅ごとの延長比を n (%) として変更度指数 i を次式で定義する。

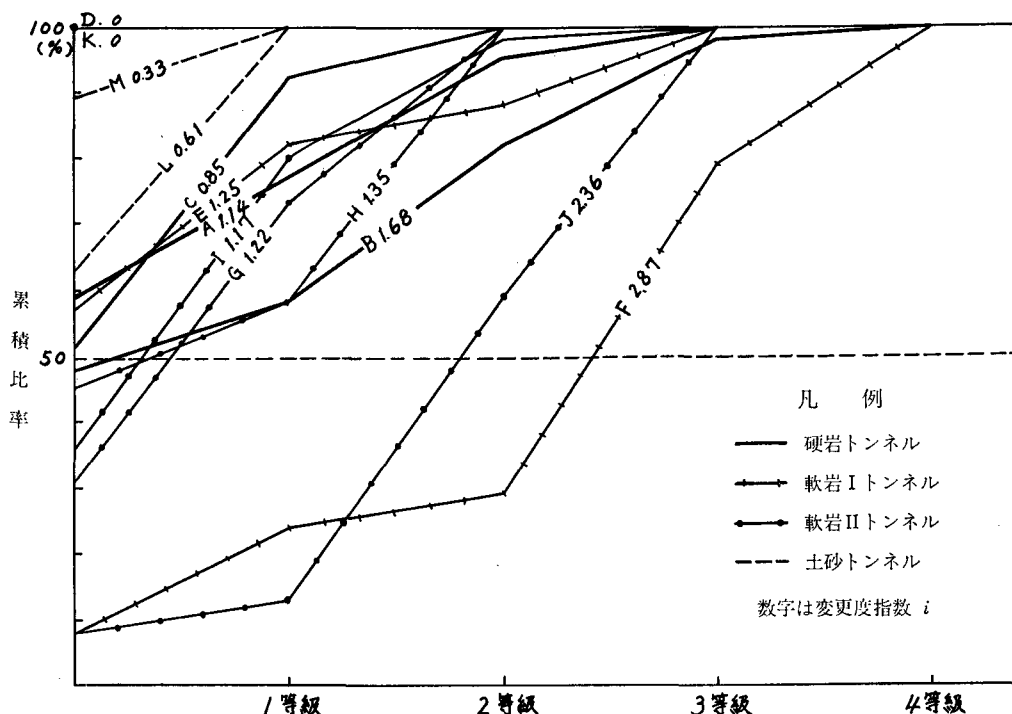
$$i = \sqrt{\frac{\sum (n \cdot R^2)}{\sum n}} = \sqrt{\frac{\sum (n \cdot R^2)}{100}}$$

このように定義すると、若干のケースについて参考までに i を例示すると次のようになる。

全区間全く変更なし (完全的中) $i=0$

区間の 50% が変更なし, 50% が 1 等級変更 $i=0.71$

区間の 50% が変更なし, 25% が 1 等級,



当初設計と施工実績との間の共通地山等級による変更幅

図-3 共通地山等級による変更幅累積曲線と変更度指数

表-5 共通地山等級による変更幅と変更度指数

トンネル名	NATM 施工延長 (km)	変 更 幅 (%)					変更度指数 <i>i</i>	地山区分
		変更なし	1 等級	2 等級	3 等級	4 等級		
A	1.1	59	18	18	5	—	1.14	硬岩
B	2.8	48	10	24	16	2	1.68	・
C	1.3	51	41	8	—	—	0.85	・
D	0.2	100	—	—	—	—	0	軟岩Ⅰ
E	0.6	57	26	6	12	—	1.25	・
F	1.8	8	16	5	50	21	2.87	・
G	1.0	31	42	27	—	—	1.22	軟岩Ⅱ
H	0.1	45	13	42	—	—	1.35	・
I	1.2	36	44	18	2	—	1.17	・
J	1.6	8	5	46	41	—	2.36	・
K	1.3	100	—	—	—	—	0	土砂
L	0.3	63	37	—	—	—	0.61	・
M	0.2	89	11	—	—	—	0.33	・

25% が 2 等級変更 $i=1.12$

13 事例についてこの作業を行なった結果は表-5、図-3 のとおりである。

諸制約条件下におけるトンネルの地山評価、地山等級の予測の技術的水準の現状を上記の結果から評価を試みる。

まず 3.1 による単純な対比からみるとトンネル全体としての当初設計から施工実績への地山等級の変更のタイプが四つある。すなわち (1) 変更がないもの、(2) 一方向に変更になったもの、(3) 地山条件の縦断的变化の幅が予測ほどに大きくなかったもの、(4) 地山条件の縦断的变化の幅が予測以上に大きかったもの、そしてその中身は、

(1) 変更がないもの

D トンネル、K トンネル

いずれも変形のごく少ない新第三紀層の軟岩もしくは土砂トンネルである。

(2) 一方向に変更になったもの

a. よい方に変更になったもの M トンネル、土砂トンネルである。

b. 不良の方に変更になったもの F トンネル、G トンネル、H トンネル、I トンネル、J トンネル

F トンネルは軟岩トンネルで内空変位は少い。他の 4 トンネルはいずれも新第三紀層の軟岩トンネルで内空変位が著しく大きいトンネルである。

(3) 地山条件の縦断的变化の幅が予測ほどには大きくなかったもの

A トンネル、B トンネル、C トンネル、E トンネル

E トンネルは軟岩トンネルであるが、他の 3 トンネルはいずれも硬岩トンネルである。

(4) 地山条件の縦断的变化の幅が予測以上に大きかったもの

L トンネル

土砂トンネルに分類したが、マサが主体であって未だマサ化していない花崗岩もみられたことによる。

共通地山等級の変更のタイプはトンネルの地山区分と関連した性格があることが認められる。新第三紀層の軟岩トンネルの中でもいわゆる膨脹性の地山、地山強度比の低い岩石から構成される地山条件のトンネルでは、内空変位が著しく大であってどの事例も当初設計で予測された地山等級は実際の地山等級よりよい方に偏している。一方硬岩トンネルは概して地山条件の変化が少なかった。岩盤分類にあたって硬岩での NATM では、分類の階級幅をもう少し粗くしてもよいのかどうか今後の研究課題であると思われる。

次に 3.2 の二つの手法による共通地山等級の変更の度合からみると三つの群に大別できると思われる。すなわち図-3において i が 0.61~1.68 であらわされる、累積曲線も近似している A、C、E、G、H、I、L のトンネル群と、これらより i がかなり小さい、あるいは i が 0 である D、K、M の群と逆に i が著しく大きい F、J の群とである。このことは i が 0.61~1.68 の一群が地山等級区分の予測の精度や水準の現状がこの辺にあることを物語っているとみてよいのではないと思われる。この考えがあたっているとすれば、この図からある程度努力目標を考慮して区間長で変更なし 50%、1 等級変更 25%、2 等級変更 25% 以内に収めるとすれば、 $i \approx 1.1$ 程度以下が現状の技術的水準の妥当線であろう。この群には硬岩トンネルの 3 事例全部と、その他の地山区分のトンネルが 1~2 事例ずつ含まれている。この群の下位の方に膨脹性地山といわれる軟岩Ⅱのトンネル G、H、I が含まれている。このような地山では先に述べたように予測が実際よりもよい方に偏っていて内空変位の評価が十分でなかった。そのような地山の評価法が研究途上にある現状にもかかわらず硬岩トンネルの予測水準にかなり近づいてきているとみてよいであろう。

硬岩トンネルの中でも B トンネルは i が 1.68 であって、この群の他のトンネルにくらべて変更の等級幅が大きい。先の単純な予測と実績との対比では予測ほどには地山条件の変化が大きくなかったトンネルに分類されていて矛盾するようであるが、予測では共通地山等級の V が過半を占め V~Ⅰの広範な地山を予想していたが、実績ではそれらの中間であるⅢを中心にした地山であったこと、Ⅲをはさんで V からⅡへ、Ⅱから V へといった変更が多かったことを意味しているもので矛盾するものではない。このトンネルの地山等級の実績は数十 m のオーダーで区分されたが、延長も土被りも表-2 にみるように比較的大きく、弾性波探査を中心に地山評価とするとき数十 m オーダーの区間ごとの地山評価は予測としては非常に困難であろう。

予測が的中またはほとんど予測どおりの結果であったD, K, Mの3トンネルについてみると, D, Mはトンネルの全長がいずれも0.3km台で短くかつ土被りも平均がそれぞれ40m, 20mで小さく, 若い地層であって乱されていることも少い地山のトンネルで予測は容易であったと思われる。Kは単調に発達する洪積層中のトンネルで調査は十分に行なわれたものである。

F, Jは明らかに予測は不適當であったことを示している。実績の地山等級を正しく予測していた延長はともに10%以下であって, 累積曲線も i も幅の大きい変更が多かったことを示している(図-3)。いわゆる膨脹性地山のトンネルの予測が他の地山条件のトンネルの場合にくらべて精度が劣ることはすでに指摘したが, Jはその典型的な例といえよう。膨脹性がみられない軟岩IトンネルのFの予測が大きく狂ったことについてはその原因を十分に追究しておく必要がある。予測が現状の一般水準より大きく劣っていることが判明したこれらのトンネルでは, 地質調査の計画や技術, 得られたデータの解析解釈に問題があったのか, それとも解釈まで含めた現在の地質調査技術では対応できないほど地山条件が複雑あるいは変化に富んでいたのか, 特に事後も検討が必要であろう。

土砂トンネルは i が小さく0~0.61, 変更の度合いが小さい(表-5)。これは延長, 土被りが小, 起伏も少い予測が比較的容易なところにそれらのトンネルが存在することによると考へべきで, 土砂トンネルは予測が容易であると理解すべきではない。

4. 地山評価の精度の現状

統計的な方法により地山等級区分を通して地山評価の妥当性の現状を考察した結果, それはトンネルの地山区分との間にある程度の傾向がみられること, その水準を数的に示すことができることがわかった。この考察過程から地山評価の精度, 妥当性の向上についてつけ加えると, 地山評価が現状の一般水準に達していたトンネルについてはより高精度の地山評価を求めるには, 個々の調査技術の改良進歩とよりきめ細かい調査の実施, 新技術の開発, 制約条件の緩和, 調査費用のより多くの投入などがさしあたって行なわれなければならないであろう。

区間長で半分程度の的中でも一般水準と認めなければならない現状で, NATMは鋼製支保工による在来工法にくらべて地山条件とその変化に対してきわめて柔軟性の大きい工法であることを再認識し, 掘削を進めつつ予測結果を反映して現実の地山に合せて掘削支保をどんどん変更し適正なものに直してゆくべきである。もちろん

地山評価の予測精度を高めるため計測と地山条件に対するNATMの工法上の適応の過程の積重ねが, 今後一層重要であることはいうまでもない。

いわゆる膨脹性地山のトンネルでは膨脹性の評価が正しく行なわれることが地山評価の精度向上の鍵である。一口に膨脹性といっても真の膨脹ばかりでなく, 強度不足による塑性的な流動もあって調査にあたっては着眼点も違う。現状は研究途上にあり調査方法, 評価手法の開発確立が強く望まれるところである。

なおAからMまでの13事例に対する個々の予測に対する評価や問題点, 各事例に共通する地山評価上の問題点はこの論文の主題ではないので省略する。

5. あとがき

最後に3章で導入した数量的手法について若干の補足をしたい。

一つは岩盤分類や地山等級に区分することは質的な区分をすることであって, 地山等級のIとIIのちがいがIIとIIIのちがいと同一では決していないという意味で数値的には厳密な意味をもっていないことである。

二番目には緒言で述べたようにトンネルごとに設計技術者, 施工担当者の考え方の差異があることである。

三番目は予測が適切であったか否かその評価自体にも主観的な面があることである。低速度帯あるいは断層破砕帯が施工してみると予測し図面に示された位置よりずれた位置に出現することはごく普通にあることであるが, この場合少々ずれた位置に断層破砕帯が出現したととらえる人にとっては予測どおりと評価するであろう。しかし図面に示された断層破砕帯がその位置に出現せず, ないと思っていた位置に断層破砕帯が出現したととらえる人は予測は二重にはずれたと評価するであろう。どちらの人にとっても累積曲線, 変更度指数は同じ曲線同じ数値で示されるため, 折角数値的な表現をしても評価が定まりにくい。そういったいくつかの問題点にあるが, 実用的な観点から行う手法としては調査設計時の地山等級区分の妥当性を施工後照査するための目安にはなりそうである。

なおつけ加えるならば単価契約のトンネル工事にあつては予測も実績も十分に注意して取扱わないと, この手法は正しくない結果を出すことがある。つまり請負人自身に支保を最少で済ませる努力をさせる契約方式でないと適当でない。

おわりにこの論文の投稿を許された山岳トンネルの事前調査に関する研究の委託者である日本道路公団と, この研究にたずさわった事前調査特別小委員会(吉川恵也

委員長)の方方に謝意を表したい。

参 考 文 献

- 1) 日本トンネル技術協会 (1983): 山岳トンネルの事前調査に関する研究報告書 (その2).
(昭和58年9月14日受付, 昭和58年11月15日受理)

トンネルの施工結果から見た岩盤分類の問題点と今後の方向

鈴木 守*・富田 宏夫*・長谷川昌弘*

Some Problems and Future Prospects on Rock Mass Quality Classification in View of Some Tunnel Works Performance

Mamoru SUZUKI, Hiroo TOMITA and Masahiro HASEGAWA

Abstract

Several tables on rock mass quality classification have been proposed by Japanese organizations till now. They are essentially the same because elastic wave velocity due to seismic refraction method is mainly used to classify the rock quality. The velocity has also served as a means to presume geology in a tunnel area at the design stage. In such a case, however, geological features or conditions have been almost neglected.

The authors have engaged in the investigation of geology and engineering geology during the works of various kinds of tunnels and encountered with a fact that results of the works were notably different from a geological presumption foreseen at a design stage. The major cause of the discrepancies should be attributed to the misuse of seismometry, because it could not be applied in several cases with particular geological conditions. As a result the classification itself was inevitably varied corresponding to difference between the design and the works. It seems unreasonable that various types of rocks with distinct properties are equally evaluated by the velocity as a main parameter.

The authors have considered that discrepancies between presumable and actual geology in the works should be decreased by practicing as follows. The rocks are primarily divided into three groups such as massive, schistose, and stratified, after MIKI (1978), which are classified into several subgroups with similar petrographical and physical properties. Each subgroup is in finally classified by evaluation of elastic wave velocity, RQD, various sorts of physical values, etc. Thus the rock mass quality classification is independently established to these subgroups. It seems that such a direction for the classification would be better than the present in evaluating rock masses because geological factors are quite limited at the design stage.

まえがき

筆者等は、これまで多くのトンネルの施工前および施工中、ときには施工後の地質・土木地質調査に従事すると共に、施工時の岩盤計測にもかかわって来た。地質的には、古生代から第四紀までの様々な堆積岩類や火山岩類、あるいは花崗岩類や変成岩類というように、ほとんどの岩石・地層に及んでいる。また、施工法としては、在来工法あり NATM ありだし、断面積や断面形状も様々である。さらに、調査手段として屈折波による弾性波探査法の用いられているものもあれば、そうでないものもある。

地質調査の結果は、どのような手段を用いて解析しようと、本質的に予測という性格から逃れられない。そのために、筆者等自身が行ったものを含めて、つねに予測の正否に関心を払って来た。その結果は、比較的合っていたものから、かなり違っていたものまで様々であったと云える。違っていたときは、なぜそうなったかの原因を明らかにするように努めてきた。

さて、トンネルの地質予測や岩盤評価の手段として、弾性波探査（以下屈折波法の意で用いる）による速度値が利用されるようになって、すでにかなりの年月が経過した。この方法の有効性が明らかになるにつれて、トンネルの地質調査の主役の場を占めるかのような感じさえするようになった。そのためか、地質踏査資料は単なる付けたしで、弾性波速度だけで解析したような地質断面

* 飛鳥建設株式会社技術研究所

図も見受けられるようになった。

さらに、様々な岩石・地層の弾性波速度に関する情報が蓄積されるにつれて、あらゆる岩盤を速度値というパラメーターによって評価・分類するようになった。現在各機関から提案されている分類表は、弾性波速度と岩石の種類についての情報が与えられると、ほぼ一義的に岩盤分類ができるような仕組みになっている。もちろん弾性波速度以外に、岩石の硬さ、強度、風化度、亀裂の間隔・状態等を考慮した分類も行われている。しかし、情報量の少ない設計時には、あまりにも便利なので、どうしても速度値に引きずられてしまうのかもしれない。そのためか、施工段階において、設計時の予測との食い違いが数多く指摘されるようになった。

これまでの筆者等の経験によれば、弾性波速度を用いた岩盤分類で、比較的うまく行ったものもある。しかし、その多くは、様々な程度で違っていたと云わなくてはならないだろう。とくに、違いの大きかった例を検討してみると、弾性波探査では捉えにくい地質条件の在ることが明らかになった。このような事例解析の結果、三木(1978)が提起したようなり、初めに地質諸特性に着目した岩盤分類を行った方がよいとの結論に達した。その後、分類した各岩石グループごとに、改めて工学的評価を加えた岩盤分類を行う方が、より実際的だと思われる。しかし、このような形での具体的な分類案を持っているわけではなく、その方向を探るに止まった。それでも、本報告が、僅かでも岩盤分類をめぐる問題の解決と今後の発展に寄与するならば、筆者等の幸いとするところである。

1. 事前調査と施工結果

ここでは、事前調査の地質予測や岩盤分類が、施工を通じてどのように変わったかを、いくつかの施工例によって説明する。

1.1 Aトンネルの例

東マレーシアで施工された発電用導水路トンネルで、延長約 4,500m、掘削断面積約 40m² である。

事前調査：トンネルルートは、古第三紀漸新世から新第三紀中新世の堆積岩からなりたっている。取水口から約 1km 間は主に砂岩層、他区間は砂岩・頁岩互層からなるとされていた。取水口付近の砂岩部と下流端付近の互層部で、それぞれ弾性波探査が行われ、共に 4.5~5.0 km/sec の値が得られている。互層部には、他に 3km/sec 台の低速度帯とみなされる部分が 3ヶ所検出されている。

弾性波速度から全般に良好な岩盤と判断され、弾性波探査を行っていない区間をも含めて、全て全断面掘削が可能と考えられた。

着工後の道路条件が良くなった時点で、再度野外地質調査が行われた。以前の結果と併わせて、次のような岩盤分類と設計区分が行われている。

岩盤等級	掘削タイプ	支保パターン
C _H	タイプ A	無普請
C _M ~(C _H)	タイプ B ₁	無普請
C _M ~(C _L)	タイプ B ₂	150 H 使用
C _L ~D	タイプ C	200 H 使用

ここで括弧内に示したものは、1部にそのような岩盤等級を含むと云う意味である。

施工結果：当トンネルは、1・2号横坑が設けられ、上流側から1号上・下、2号上・下、3号の各トンネルに区分されている。

1号トンネルは延長約 2100m で、主に砂岩からなり、一部に頁岩の不良地山もあったが、大部分が A と B₁ で掘削されている。弾性波速度から予測された岩盤性状と極めて良く一致していた。

筆者等が特に興味を持ったのは、2号トンネル下から3号トンネルにかけての区間である。施工結果からの地質断面図と施工実績を基に説明する。2号下約 703m、3号下約 691m である。

おもに砂岩・頁岩互層からなり、走向はほぼトンネルと直交している。いちじるしい微褶曲を繰返してはいるが、全体としては 45~80°E の単傾斜に近い構造になっている。また、走向にほぼ平行な多数の小断層が発達している。このような地質構造から、2号トンネル側はいわゆる流れ盤の形態をとっており、反対に3号トンネルの方は受け盤形態になっている事が解る。

2号下の掘削状況は、ほぼ次のようである。横坑交点付近はタイプ B₂ で掘削し、砂岩優勢の岩盤になったところで B₁ に変えた。交点から 200m 付近で互層に変ったが、B₁ のままでいったところ、270m 付近で約 30m³ の天盤崩壊が発生した。300m 付近からさらに岩盤の状況が悪くなったので、ショートベンチ工法に切替えた。その後も岩盤は良くなり、350m 付近を中心に 10m³ 程度の天盤や切羽の崩壊が続き、計 10 数回にも達した。そのために上部半断面先進工法に変更せざるを得なかったが、その後は前より頻繁な崩壊が起こらなくなった。

再三崩壊を起したところの岩盤は、一見普通の互層のように見える。それは単層の厚さが 30cm 程より厚い砂

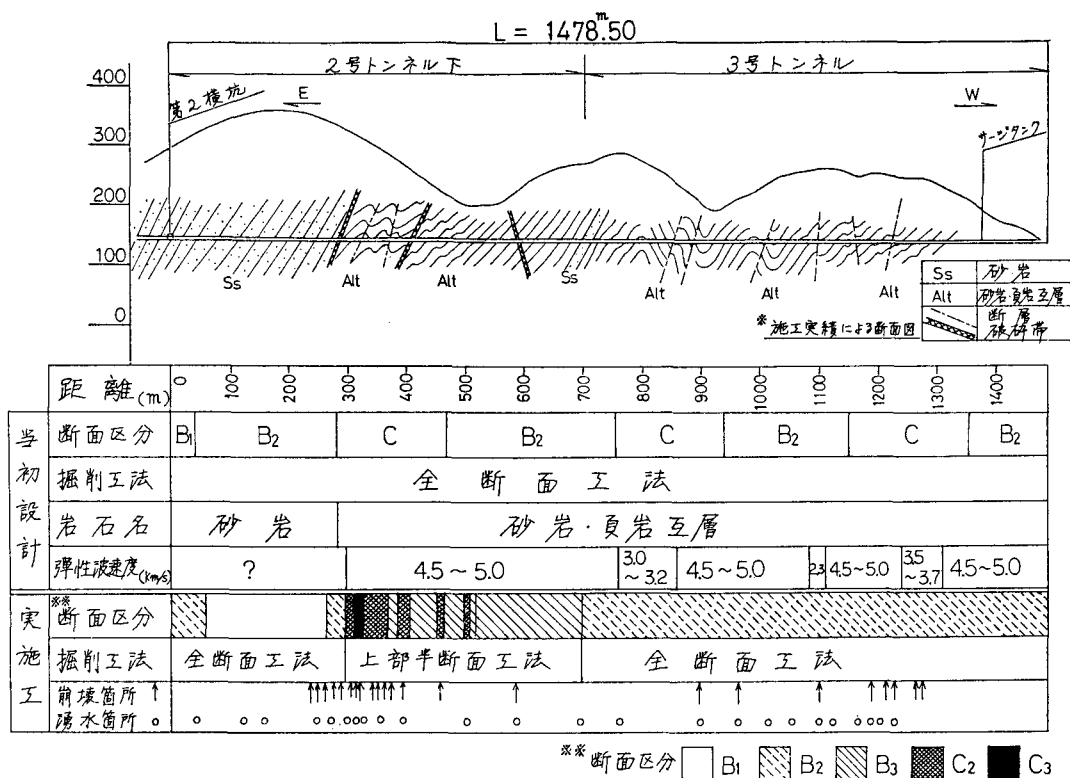


図-1 Aトンネル地質断面図と施工実績

岩は破碎されずに残され、間の頁岩が破碎されているからである。この頁岩を観察すると、鏡肌を呈する葉片状岩片の集合からなり、中にレンズ状に切れぎれになった砂岩片が認められる。しかし、断層破碎帯と呼べるような形態はとっていない。

3号トンネルでも、2号トンネル下と類似の岩盤を掘削している。再三にわたって小崩壊を起こしてはいるが、全て全断面で掘削している。

図-1 から明らかなように、当初設計と施工結果とでは、掘削タイプが大幅に変っている。3号トンネルは全て B₂ になり、2号トンネル下は掘削工法の変更に伴って当初に無かったタイプが生じている。それらに対応して岩盤等級も変更になっている。

1.2 Bトンネルの例²⁾

1980年に完工した南九州の道路トンネルで、延長1.648m、掘削断面積約100m²である。

事前調査：トンネルの地質は、主に第三紀の日南層群を構成する砂岩、頁岩からなる。事前調査として、地表からの弾性波探査、両坑口からの水平ボーリング、およびルート中間点での2本の垂直ボーリング、等を含む地質調査が実施されている。

それらの結果から、両坑口付近の他計4ヶ所に断層破碎帯が予想されていた。両坑口付近と断層以外は、弾性波速度が3.2~4.6km/secの値を示すところから、比較的良好な地山と想定されていた。全区間の約70%がⅡとⅢの岩盤分類に取扱われている事からも、このことが伺える。そして、湧水も全体で100l/min程度と予想されていた。これらから、掘削工法は底設導坑先進上部半断面工法と決定されている。

施工結果：図-2に、当初に想定された地質と設計、ならびに施工実績を示した。

導坑掘削を約280m進めたが、予想された良好な岩盤は出現せず、いちじるしく破碎された頁岩が連続した。180m地点では、最大3t/minの出水と共に15m³の土砂流出をみた。さらに、上半掘削の進行に伴って、150H型支保工の座屈・変形や沈下が諸所に発生し、50~80cmの盤ぶくれまで生じた。この上半掘削区間では、後荷現象のほかに切羽も自立しなくなったので、本巻コンクリートの早期打設を実施した。しかし最大27cmの沈下と25cmの内空縮小を生じ、天端にクラックが発生したために、300Hのストラットで対処するまでにいった。

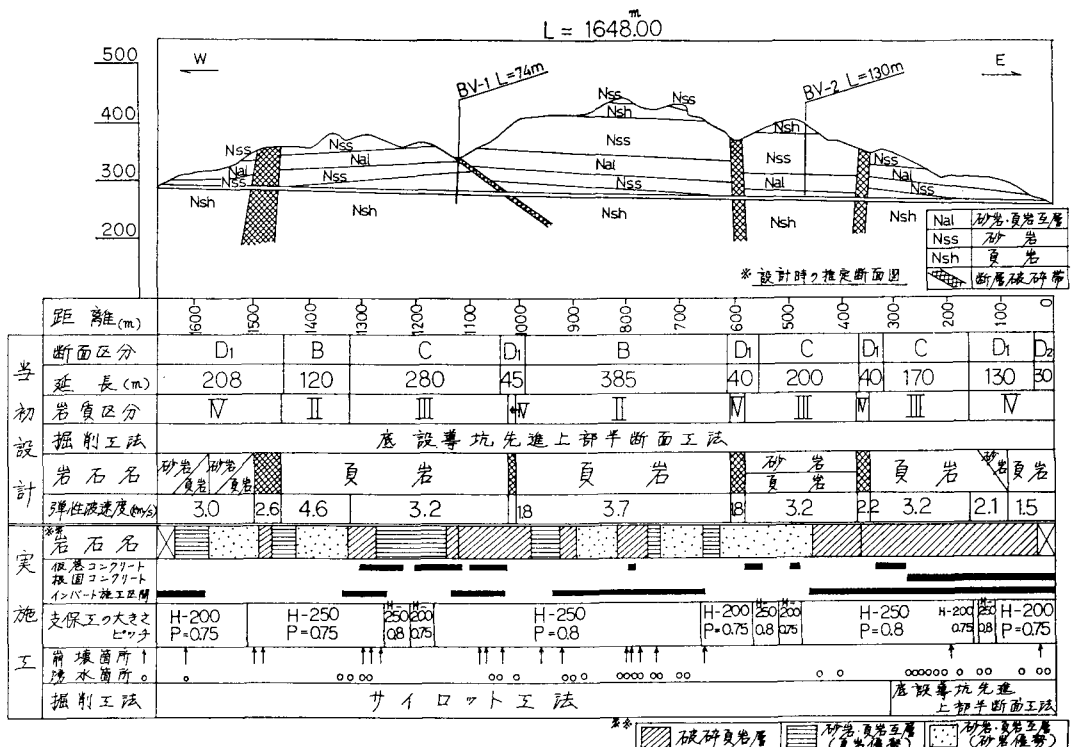


図-2 Bトンネル地質断面図と施工実績

この時点で、前方の地質予測のための先進ボーリングが行われた。その結果、葉片状～鱗片状化した破碎頁岩がなおも連続する事が明らかになり、サイロット工法に変更せざるを得なくなった。さらに 20 数度にもおよぶ湧水は、切羽崩壊を引起こすと共に、岩盤のゆるみを助長した。このような岩盤状態がほぼ最後まで続いたために、全線サイロット工法で施工するしかなかったのである。

なお、坑内弾性波探査の結果では、破碎頁岩は 1.3～1.9km/sec 程度しかなく、砂岩・頁岩互層で 2.0～2.5 km/sec の値であった。

この事例は、施工時の岩盤性状や挙動が設計時の予測と大きく違ったもので、岩盤分類も大幅に変更されている。

1.3 C トンネルの例

1982 年に完工した北関東の水路トンネルで、本坑延長 801m、断面積 8.6m²、ほかに 212m の作業横坑がある。上・下 2 工区に分れており、当社は下工区を施工している。

事前調査：野外地質調査、地表弾性波探査、上口側での 4 本の垂直ボーリング等が行われている。それらの結

果によれば、トンネルルート付近の地質は、おおよそ下位の中新統と上位の鮮新世～洪積世の子持火山噴出物とからなりたっている (表-1)。

表-1 層序対比

C トンネル設計地質断面図 (1982)		2 区・新井 (1982)	筆者 S
沖積世 (A)	崖線堆積物 (At)	沖積世	沖積世
	段丘礫層 (Ag)		
洪積世	最上段礫石層 (P)	洪積世	洪積世
	ローム (L)		
子持火山噴出物	高位段礫石層 (G)	子持火山噴出物	子持火山噴出物
	礫灰岩 (T)		
鮮新世	礫灰岩礫石層 (Tb)	鮮新世	鮮新世
	礫灰岩礫石層 (Tb)		
	礫灰岩礫石層 (Tb)		
中新世 (Kv)	石炭山岩礫石層 (Kv)	中新世	中新世
	石炭山岩礫石層 (Kv)		
	石炭山岩礫石層 (Kv)		
中新世	石炭山岩礫石層 (Kv)	中新世	中新世
	石炭山岩礫石層 (Kv)		
	石炭山岩礫石層 (Kv)		

中新統は、下位より礫混り砂質泥岩～礫質砂岩、石英安山岩質凝灰岩、礫岩～凝灰岩のように分けられている。また子持火山噴出物は、中新統を不整合におおい、下位より安山岩溶岩、その他の火山噴出物類などから構成されている。

弾性波探査では、石英安山岩質凝灰岩 2.5 km/sec、礫

岩～凝灰質砂岩 1.5km/sec, 凝灰角礫岩 0.8km/sec, 安山岩溶岩 1.2～2.8km/sec と解析されている。トンネル施工基面は、大部分が中新統最下部層と想定されており、弾性波速度も 2.5～2.8km/sec の値である。

断面区分はCとDの2のタイプからなり、前者は 100 H, 1.0～1.2m ピッチ, 後者は 100 H, 0.75～0.90m ピッチで、坑口付近の 52m だけがDタイプで設計されている。

施工結果: 下工区での湧水トラブルを中心に説明する。施工初期から完工時までの坑内外の地質調査に基いて 図-3 の地質断面図を作成し、それに施工実績をも示した。

作業横坑で軟質の凝灰質シルト岩、凝灰岩を 128m 掘削した頃から少量の湧水が認められた。138m 地点に達した時に、10 数 l/min の湧水と共に土砂流出が起こり、掘削不能となった。鏡止めをして薬液注入による地山改良、ウェルポイントによる地下水低下を計り掘削を開始したが、約 9m 進行しただけで再び流砂と共に切羽が崩壊した。再度鏡止めをし、切羽の後方 1m と 10m の位置で垂直ボーリングを行ったところ、1m 位置のボーリング孔の深度 4m 付近から被圧地下水が湧水した。

この時点で初めて坑内観察を行い、ボーリングコアを

検討した。その結果、凝灰質シルト岩の間に粗粒の未固結火山砂があり、これが被圧帯水層を形成している事が判った。地層が坑口側に向って 10 度ほどの緩傾斜で、横坑が逆に本坑下りになっている事から、なお多くの帯水層に遭遇するものと予想された。

それで前方予測のために、切羽から本坑交点まで 70 m の先進ボーリングを行った。その結果、凝灰質シルト岩・同質細粒砂岩の間に、数枚の軽石・安山岩礫混り中～粗粒砂層が 2～5m の厚さで挟在され、帯水層を形成していることが明らかになった。また、ボーリング掘進時の水量測定の結果から、1 帯水層あたりの湧出量は 30～60 l/min 程と算定された。多くの被圧帯水層の存在が確認されたために、水抜き水平ボーリングと薬液注入工法で対処した。

ついでトンネルルート全体の地質の見直しのために、上工区を含めて広く地質踏査を行い、既資料をも参考にして 表-1 の層序を組立てた⁹⁾。この結果、トンネルは全て鮮新世の現切羽と同じ軟質岩を掘削することが明らかになり、今後の本坑掘削においても帯水層に遭遇する事が予想されるに至った。

本坑での最初の大規模な湧水によるトラブルは、横坑交点から 291m 地点で発生した。はじめは小規模な流砂

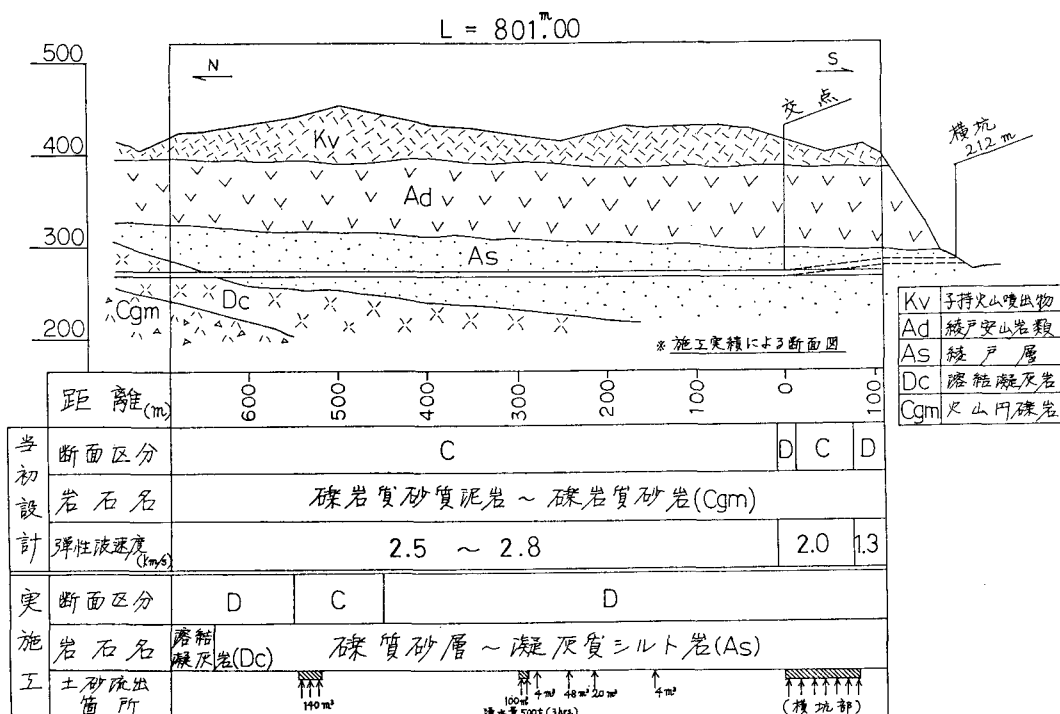


図-3 Cトンネル地質断面図と施工実績

現象が切羽で起こり、次第に後方 20m まで拡大し、天盤から濁水と共に約 100 m³ の土砂が崩壊し、さらに切羽から大量の出水を見るにいたった。それ以降は、掘削に先行して左右の土平から 50m の水抜きボーリングを行う事を、掘削工程に組込むようにした。これによってかなりの効果を上げたけれども、なおも大量の土砂流出を引き起こした箇所がある。

このような地山状況であったために、設計段階の C タイプの大半が D タイプへと変更になった。

1.4 D トンネルの例

北陸地方で施工中の道路トンネルで、延長 736m、掘削断面積 78m²、上半断面先進工法である。

事前調査：野外地質踏査、弾性波探査、および 6 本のボーリング調査が実施されている。トンネルルート全てが白亜紀の花崗岩中に位置している。

図-4 に示したように、両坑口付近の風化花崗岩を除く大部分は 3.7 km/sec の弾性波速度で、他に幅約 20m の低速度帯が 2ヶ所に検出されている。ボーリングコアの観察結果を考慮して、新鮮岩の岩盤分類が行われており、C_H~B や C_M~C_H のものが広く分布すると予測されている。また、C_H~B 級のコアの超音波速度は 5330 m/sec、そして C_M 級のそれは 3220 m/sec の値が得られている。

前述の低速帯は、地表踏査結果から NE-SW 系の断層であろうと推測されている。さらに、空中写真判読により、NE-SW 系と NW-SE 系の顕著なリニアメントが認められている。

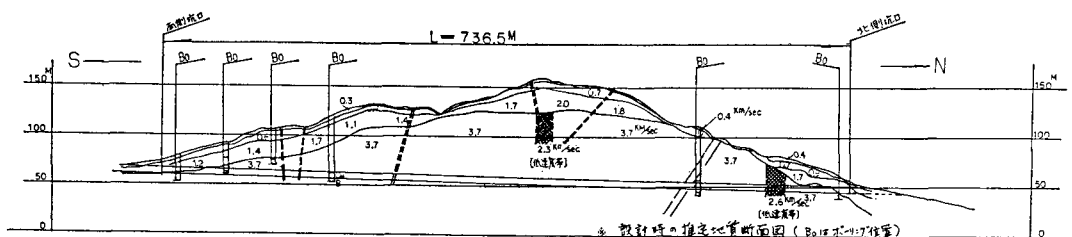
総合的な岩盤評価としては、C_H 級以上の堅硬な岩盤が主体になると予想され、次のような断面区分が行われた。

断面区分	支保工	支保工間隔
B タイプ	175 H	1.10m
C タイプ	200 H	1.00m
D タイプ	200 H	0.75m

施工結果：北側坑口から上半片押しで入ったが、坑口から 100m 以奥は C_H~B 級の堅硬な岩盤になったので B タイプの支保が施された。120m 地点で、掘削後一週間ほど経ってから、支保工が急に内空側へ押し出される現象が発生した。地質を観察したところ、支保背面に N15°E; 85°W の走向・傾斜の断層が見出された。この断層は、幅 2~3m、間に約 1m の厚さの粘土を伴っていた。トンネル方向とは 15 度で斜交していたために、断層前面（内空側）の岩盤が薄い三角形状に残された形態になっており、支保工に偏荷重となって作用したと考えられる。

その後も、多数の断層が 図-4 下段に示したように出現した。おもに NE~NNE の走向で、80°NW~SE の傾斜である。230m 以奥では、つねに切羽に断層が存在するという状態であった。D~C_L 級の断層と、C_H~B 級の硬岩とが、あたかも互層しているかのようにあったのである。

施工面からみると、断層と硬岩とが絶えず同一切羽に出現するために、掘削作業は硬岩に支配され、支保対応は断層を対象とせざるを得なかった。また、断層と支保



距離 (m)	700	600	500	400	300	200	100	
地質	花 崗 岩							
岩盤等級	D	C _M	C _H ~C _L	C _M	C _M ~C _H	C _H	C _H ~B	C _H
弾性波速度 (km/sec)	1.0~1.2			>3.7		2.3	>3.7	2.3 3.7 1.7
掘削工法	リフト工法	上半断面先進工法						リフト工法
断面区分	D	C		B	C	B	C	D
掘削工法	リフト工法	上半断面先進工法						リフト工法
断面区分	D	C		C	B	C	B	C
補強工	鉄筋コンクリート							鉄筋
地質断面図 (上半断面の分類)								

図-4 D トンネル地質断面図と施工実績

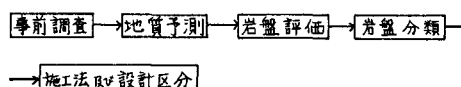
背後に楔状に残される岩盤が偏荷重として作用することが続いたため、根固めコンクリートで予め補強するという方法で対処するようになった。

結果的には、当初設計の B タイプは 21% に減少し、残りは C タイプに変更されることになった。

2. 諸施工例に見られる地質予測と岩盤分類の問題点

前述の施工例は、設計の前提となる事前調査での地質予測が様々の程度で違い、結果として岩盤等級自体も変更せざるを得なかったのである。このような事は、トンネルの設計がつねに地質予測によって行われる以上、ある程度までは止むを得ないとして許されるものであろう。したがって、施工時において予測の修正を行わねばならないし、また岩盤の再分類も必要になってくるのである。

1) 設計段階



2) 施工段階

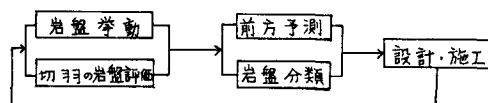


図-5 岩盤分類の流れ図

これらの過程を簡単にとりまとめると、大体 図-5 のような形にまとめることが出来る。特に断っていないが、設計段階でなされるものは、全て一つの地質予測に基づく行為である。施工段階においては、既掘削区間の岩盤性状や挙動、あるいは計測結果等が、切羽の岩盤の評価のために用いられる。そして、切羽の評価と共に、つねに前方の地質予測が事前調査結果を参考にして行われている。

これらの過程を、前述の施工例に他の類似例をも加えて検討することにしたい。

2.1 A トンネルと類似例

A トンネルの例では、取水口側の厚い砂岩層の分布する区間の地質予測や岩盤分類はほとんど問題が無かった。2 号・3 号トンネルではかなり相違が生じている。とくに 2 号下・3 号トンネルで明らかになった事実は、別に特異な現象ではない。トンネル技術者は、古くから流れ目（流れ盤）の方が差し目（受け盤）より不安定であると云ってきている。

筆者等は、示した例以外にも、多くのトンネルで流れ

盤崩壊の現場を観察してきた。その多くは鏡肌を呈していたり粘土を伴ったりしている割れ目が、トンネルとほぼ直交する走向で、40~50 度前後踏前側に傾斜しているような条件を持っていた。少量の湧水と共に崩壊する例も多く、湧水の有無も大きく関与していると見られる。

A トンネルの事前調査では、このような問題のある事がふれられていない。弾性波探査によって、このような地質条件を解析する事は不可能である。したがって、この点に関しては、余り露出の良く無かった A トンネルの場合は、止むを得なかったのではないかと思われる。しかも多くの事例においても、地質構造の単純な場合は別として、施工時において明らかになる事が多い。それ故、もし流れ盤が想定されるか、出現したならば、その性質を確認した上で、状態に応じて等級区分を下げるなどの配慮が必要であろう。

2.2 B トンネルと類似例

B トンネルの場合は、地質予測が全くと云ってよいほど違っていたわけで、結果的に岩盤等級も大幅に変更になった例である。

図-2 の地質断面図を見ると、施工基面の上位に緩傾斜で厚い砂岩層が発達している。ボーリングコアの超音波速度測定結果によれば、砂岩が 4.4~5.8 km/sec、頁岩が 2.6~5.8 km/sec の値が得られている。一方、コアの肉眼観察では、頁岩の大部分は軟質であると記載されている。これらの資料から、大部分の頁岩の弾性波速度は砂岩よりかなりおそいと思えるべきであろう。それゆえに、厚い砂岩層の下位は、地表弾性波探査に対してブラインドになっていたと判断される。それにもかかわらず、設計段階での岩盤分類は、弾性波速度値のみによって行われているとしか考えようがない。

この事例では、ボーリング数も足りなかったとは思われるが、より以上にコアの観察が不十分であったように感じられる。さらに、日南層群の地質的特性を理解しておれば、より広域の地質調査からトンネルルートの地質を推定する方法もあったかもしれない。いずれにせよ、地質条件を十分吟味する事なしに、弾性波探査だけの地質予測や岩盤分類が、いかに問題が多いかを示している。

これに類する施工例は、これまでかなり報告されている。例えば、井上他（1982）は、古生層山地での施工から、チャートなど珪質岩を挟在する多層地山に関しては、地表よりの弾性波探査の数値に非常に問題が多い、と述べている⁴⁾。これも B トンネルとほぼ同じで、弾性

波速度の速いチャート層の下盤側がかなり破碎されていたが、やはりブラインドになって捉えられなかったようである。

本質的な問題として、高低密度の異なる岩層が重なりあっている場合、高密度層の傾斜と厚さ如何が弾性波探査とその解析に大きく影響を与えていると云うことであろう。しかし、この問題は未だ十分に解明されておらず、今後に残された課題であろう。それだけに、弾性波探査以前に、野外地質調査からの正しい地質解析が行われていなくてはならない。

2.3 C トンネルと類似例

C トンネルの場合、前に述べたように、横坑で2度目の切羽崩壊が発生した時点で、坑内外の地質踏査を行った。坑口付近に大きな露出があり、下部には切羽の岩盤より上位層準の凝灰岩類が分布しており、その上に厚い安山岩溶岩が発達しているのが観察される。凝灰岩類は、ハンマーで掘りくずせるような軟質岩である。これに対し、安山岩溶岩は、基底部に自破碎部を伴うものの、大半は板状節理の発達した硬質岩である。しかも、この溶岩の上に、未固結に近い堆積物をはさんで、さらにもう1枚の安山岩溶岩が乗っている。トンネル上部をこれら2枚の安山岩溶岩が広くおおっていると云う地質条件下で、なぜ弾性波探査が行われたかは、理解に苦しむ点である。

以上のような理由から、弾性波探査の結果は利用できないと判断した。と云って、下口工区のトンネルルート上では、ボーリングによる地質調査も行われておらず、地下の地質を推定する直接の手掛りが無い状態であった。しかも、ルートの直ぐ近くは露出が不良なので、前方予測のために調査範囲を拡げざるを得なかった。事前に地質特性に注意を払い、ボーリングでも行われておれば、より適切な地質予測が可能だったように思われる。

これとほぼ同じ流砂現象の例が、かつて施工した長野県での道路トンネルでもあった。この場合も地表付近を厚い安山岩溶岩がおおっていて、その下位に軟質なパーライト質火砕岩が分布していた。同様に、弾性波探査結果による地質予測と岩盤分類が行われていた。火砕岩部で再三にわたる湧水によって切羽崩壊が起り、掘削工法が大幅に変更された。

中新世～鮮新世以降の軟岩地山では、帯水層の有無や、水圧、水量等が切羽の安定を大きく支配してくる。したがって、このような条件に対応できる調査が必要だし、また施工時の先進ボーリングによる前方予測と岩盤評価が有効だと思われる。

2.4 D トンネルとその他塊状岩の例

花崗岩中で施工されたD トンネルでは、トンネルと鋭角に交わる小断層が問題となった。幅数 m 内外の断層は、弾性波探査で低速度帯として分離できなかったの、堅硬岩と合わせた平均速度としてしか捉えられなかった事になる。このことが、設計・施工両段階での岩盤分類に大きく影響したわけである。この事例は、あるいは特殊なものかもしれない。事実、トンネルの地質には、掘ってはじめて解するという現象が多いと云えよう。

花崗岩や花崗岩質岩類についての施工例はかなり多い。これらの岩類を含めて、塊状の岩盤の多くの施工例では、施工基面での断層破碎や変質帯の位置と幅が予測と違っていたと云う事を見聞きしたが、その程度は止むを得ない。このような岩盤に対しては、弾性波探査による地質予測や岩盤分類が、比較的うまく行っていると見てよいだろう。花崗岩ではないが、最近完工した古生代の塊状の輝緑岩のトンネルでも、4.5～5.0 km/sec という速度から想定された、当初の岩盤分類が妥当であったという結果を得ている。

以上、事前調査で弾性波探査を地質予測と岩盤分類のための手段として用いたものに焦点をあて、この探査法の適用にさいして生ずる問題点を検討してみた。この探査法の原理に由来する弱点を十分理解したうえで、その有効な利用を行うべきであろう。

3. 岩盤分類の今後の方向

これまで述べた事から明らかなように、地質特性に起因する地質条件が、弾性波探査による地質予測に大きく影響している。現在の岩盤分類でも、様々な岩石類をいくつかのグループに分けてはいる。それらは、新鮮岩の最高速度値の範囲を示すために用いられているに過ぎない。結局のところ、色々と地質特性の異なる岩石類を、弾性波速度を一つのパラメーターとして、単純に対比するところに問題があると思われる。

三木(1978)は、すでにこの事に気付き、成因、産状の全く異なる岩盤を、一つの分類表で分類しようとする事自体に不自然さがある、と批判している。そして、さらに岩盤の工学的分類を行う前に実施したい岩質と岩相を考慮した分類案を示している(表-2)¹⁾。その中の大分類として、塊状岩体、片状・層状岩体、膨潤性岩体の3区分を行っている。筆者等も、基本的にこの考え方と方法に賛成である。

これについては後で取上げることにして、岩盤力学委員会第二分科会(1979)によって提案されている分類表

表-2 岩盤の工学的分類を行なう前にまず実施したい岩質・岩層を考慮した岩盤分類(案)

分類	代表的な地層および岩石
塊状岩体	M ₁ (イ) 深成岩 (花崗岩, 花崗閃緑岩, 閃緑岩, 斑レイ岩など) (ロ) 半深成岩および火山岩の一部 (斑岩, 花崗斑岩, 玢岩, 輝緑岩, 中生代流紋岩, 玄武岩など)
	M ₂ (イ) 深成岩および半深成岩の一部 (カンラン岩, 蛇紋岩など構造帯に係属するもの) (ロ) 中・古生層および変成岩の一部 (礫岩, 砂岩, 石灰岩, 輝緑凝灰岩, 片麻岩, 結晶片岩, ホルンフェルスなど)
	M ₃ (イ) 新期の火山岩 (流紋岩, 安山岩など岩質の軟らかい岩石)
片状および層状岩体	S ₁ (イ) 変成岩 (千枚岩, 石墨片岩およびはくり性の著しい緑色片岩, ホルンフェルスなど) (ロ) 中・古生層 (成層間隔1.5mm~3.0mm未満の層理の発達した頁岩, 粘板岩, 砂岩など)
	S ₂ (イ) 中生層~古第三紀層 (頁岩, 砂岩, 礫岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩) (ロ) 層状節理の発達した火山岩, 火山砕屑岩 (新期の熔岩および熔結凝灰岩など)
	S ₃ (イ) 新第三紀層 (泥岩, シルト岩, 砂岩, 砂礫岩, 火山砕屑岩など。ただし珪化したものなど岩相によってはB ₂ としてよい)
	S ₄ (イ) 洪積層 (粘土, シルト, 砂, 砂礫, 火山噴出物, ローム, 扇状地堆積物, 段丘, 崖錐などの未固結層)
膨潤性岩体	E ₁ (イ) A ₂ で膨潤性を伴うもの (蛇紋岩など) (ロ) B ₁ で膨潤性を伴うもの (石墨片岩, 緑泥片岩など)
	E ₂ (イ) グリーンタフ地帯, 地熱火山帯などの変質帯の泥岩, 変朽安山岩など
	E ₃ (イ) 粘土化の進んだ断層破砕帯 (ロ) 膨潤性を伴わなくとも地下水の多いもの

M (massive) S (schistose) E (expansible)

三木 (1978) による

表-3 岩盤力学委員会第二分科会「分類表」案

等級	岩盤の性質	一般地質		特異地質				σ_{cA}	σ_{cB}
		硬岩	軟岩	破砕質	砂	粘土	膨脹性		
I	強	—	×	×	×	×	×	*	*
II	中	—	—	×	×	×	×	*	*
III	やや弱	—	—	—	—	—	—	*	*
IV	弱	—	—	—	—	—	—	*	*
V	特殊	×	×	—	—	—	—	—	—

○: ① ×印, 該当する地質はないことを示す。

② —印, 岩盤の状態を定性的に記述する。

③ *印, 定量的な数値で等級区分する。

④ σ_{cA} , σ_{cB} については本文参照。

$$\sigma_{cA} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad \left(\text{岩盤せん断試験による } c, \phi \right)$$

$$\sigma_{cB} = \sigma_r \left(\frac{V_p}{v_p} \right)^2$$

(岩石コアの圧縮強度 σ_r に亀裂係数 $(V_p/v_p)^2$ を乗じたもの。ただし, V_p は地山の弾性波速度, v_p は新鮮無欠な岩石コアの弾性波速度^{3), 5)}。)

(表-3) から検討することにした⁵⁾。

表-3 では, はじめに岩盤を一般地質と特異地質の2つに大きく分けている。

第四紀の未固結の砂や粘土を特異地質として区別するのであれば, これらの地質学的, 土質工学的性質から見て妥当であろう。破砕質や膨脹性の地質が, 特異地質としてその中に独立した位置を与えられている。このあり方は, 前述の三木 (1978) の膨潤性岩体の取扱い方と類似している。筆者等も, このような地質が特異だとは思っているが, その分類上の位置付けは硬岩の中で行った方がよいとの見解を持っている。

一般地質を硬岩と軟岩とに区分するのは, 前に説明した施工例からも妥当と思う。この場合, 軟岩を新第三紀鮮新世以降の堆積岩と火山砕屑岩とする, 菊地他 (1975) の取扱い方はほぼ受け入れ得る⁶⁾。但し, このように規定された軟岩には, 破砕や変質などによって軟岩化したものを含まない。

このように処理してくると, 最大の問題は硬岩の取扱い方法と云う事になる。そこで, 三木 (1978) に従って, 塊状岩, 片状岩, 層状岩に区分し, それぞれの問題を吟味する。

この問題を考える上で, 大変参考になる報告が宮島 (1981) によって行われている⁷⁾。すなわち, 本四連絡橋の基礎岩盤である花崗岩と和泉層群を対象に, 設計段階からそれぞれの岩盤特性に基づき別途の岩盤分類を行ったところ, 設計・施工を通じて大きな差異なしにうまくいった, と云うことである。

ここでは, 塊状の花崗岩と層状の堆積岩 (和泉層群) について, 別々に岩盤分類をしているわけで, 分類対象の岩盤の種類が少ない程うまくゆきそうだという事を暗示している。同じ考え方を, トンネルを対象に, 塊状, 片状, 層状の各岩盤にも適用したらうまくゆくのではなからうか。

塊状の深成岩で最も分布が広く, また施工例も多いのは, 花崗岩であると思われる。おそらく, 弾性波速度, RQD, 諸物性値, 岩盤性状, 地圧, その他様々な資料が, 設計・施工を通じて存在するのではなからうか。これらを収集し, 解析して花崗岩独自の岩盤分類を行うなら, 設計・施工を通じて, あまり相違を生じなくなるものと思われる。仮りに相違が生じても, そう無理なく修正が可能であろう。

花崗岩についての岩盤分類が出来れば, 類似の地質特性を有する他の塊状岩への適用は容易である。花崗岩と異なる地質特性を有する他の塊状岩, 例えば蛇紋岩や火山岩類等に対しては, 別の岩盤分類を作ればよい。その

上でお互いに共通性があれば、それらを改めてグルーピングすればよい。塊状岩の場合は、事前調査での弾性波速度が比較の利用できるので、割合容易に現実的な岩盤分類を作れるのではなかろうか。

片状岩としては、低温高压型の広域変成岩類が主な対象となる。様々な種類の変成岩があるわけだが、最も分布の広い黒色片岩と緑色片岩を対象に、しかもこれらを一緒にした岩盤分類でよいものと思っている。比較的地質特性が解っているので、施工時の資料さえあれば、分類自体さほど困難ではなかろう。ただし異方性の顕著な岩盤なので、弾性波速度の適用には慎重さが望まれる。

層状岩としては、大部分の堆積岩の他に、板状～層状の節理の発達した溶岩、多くの高温低压型の広域変成岩類などがある。これらの内で、最も岩盤分類が難しいのは堆積岩なので、これを中心に考えてみる。

堆積岩の場合は、特殊な例を除けば、単一岩種を対象とする岩盤分類は意味がない。前述の宮島(1981)の例でも、砂岩、頁岩の組合せで岩盤分類が行われている。では、どのようにしたら地質的・土木地質的特性の類似したものを、グループとしてまとめる事が出来るのであろうか。

現在の岩盤分類の岩種区分では、地質年代の違いを分類の大きな要素にしている。三木(1978)の分類表でもほぼ同様である。それは、地質年代の古い堆積岩ほど硬質である。という一般的な傾向をよりどころにしていると見てよい。そのような傾向があるのは確かだが、決して絶対化できる性質ではない。

例えば、北海道に比較的広く分布する中生代白亜紀の上部えぞ層群中の泥岩は、新第三紀の同質岩よりも脆弱である。これに類すること、あるいは反対の例などもあり、地質年代による岩種区分は客観的な基準にはなりそうにない。

堆積岩は、堆積環境、堆積条件、堆積後の構造運動の受け方等の違いによって、その性質も変化する。例えば、海成の堆積岩では、同一堆積盆で形成されたものには、岩質や岩相に共通の性質を示すものが多い。逆に、同一年代であっても、堆積盆が異なると、岩質や岩相に相違が認められる。

このような条件を考慮すると、堆積岩の場合には、地質年代も加味しながら、1つ1つの堆積盆ごとに岩盤分類を行うことから始めた方がよいと思われる。同一年代の別の堆積盆で形成されたものでも、お互いに共通性が多ければ、同一グループとして扱ってゆく。例えば、中新世のグリーンタフ地域においては、それ自身の岩盤分類を行うというような事である。そうすれば、それぞれ

の層相や地質構造もある程度解っているので、弾性波探査以外の調査手段による岩盤分類が中心になる場合もでて来るに違いない。

この作業は大変かもしれないが、これまでの諸資料を利用しながら進めれば、どうにか行けるのではなかろうか。もちろん、多くの問題があることは予想される。

なお、堆積岩であっても、単層の厚さの厚いものは、掘削断面積との関係によって多少変るが、Aトンネルの砂岩の例でみたように、塊状岩として取扱って差支えない場合がある。

ここで、残された破砕質や膨張性の岩盤についてふれておく。これらの岩盤は、それぞれの母岩の生成後の構造運動や熱水溶液による変質などによって、2次的に形成されたものである。母岩は硬岩であって、それからの変化の形態は極めて複雑である。それらの発達形態や規模によって、岩盤挙動に様々な相違を生ずるとみてよい。例えば、蛇紋岩1つを例にとっても、鈴木(1960, 1965)がかって報告したように^{8),9)}、似た岩質であっても地圧の加わり方に違いがあるのである。それゆえに、それぞれの岩種グループ毎の岩盤分類の中に、破砕質や膨張性岩の位置付けをしておく方が、むしろ合理的であると考えられるのである。

これまで述べてきたような方向で、はじめに岩種グループの再編成をし、ついでそれらの岩盤分類を行なうならば、設計施工段階において大幅な相違を来たささないで済むと確信している。さらに、このような分類の方が、土木技術者にとっても理解し易いではなかろうか。

あとがき

本報告では、諸施工例の解析を通して、設計段階での地質予測とそれに基づく岩盤分類についての問題点を探ってみた。その結果、トンネル地山の工学的評価のための弾性波速度の適用が、設計段階でしばしば適切に行われていないことが解ってきた。その原因として、本来の定性的な地質特性の重要性が、忘れ去られているらしいと云う事が浮び上ってきた。その反省の上に立って、筆者等なりに今後の岩盤分類の方向について見解を述べてみた。野外地質調査とその解析が地質現象の帰納的組立てを基本としている事からみて、トンネルの岩盤分類についても改めて原点に立戻って考え直す必要があるように思われる。

筆者等としても、今後とも資料の収集に努める積りである。しかし、筆者等だけで行い得るものでもなければ、その任でもない。おそらく、多くの研究者、技術者の討論と協力によって、はじめて完成されるであろう。

謝 辞：本報告のとりまとめに当っては、飛鳥建設株式会社技術本部松島健一氏および同社トンネル専門委員会の技術者各位から、多くの有益な資料の提供ならびに御教示を賜わった。報告を終るに当り、ここに銘記して、厚く感謝の意を表する次第である。

文 献

- 1) 三木幸蔵 (1978): わかりやすい岩石と岩盤の知識, pp. 206-207, 鹿島出版会.
- 2) 熊谷清一郎・長谷川昌弘・富松義晴・境野典夫・中野喜明 (1982): 著しい崩壊性を呈する破砕性地山におけるトンネル施工と調査, とびしま技報, 28号, pp. 1-32.
- 3) 久保誠二・新井房夫 (1964): 子持火山の地質. 群馬大学紀要, 自然科学篇, Vol. 1, No. 12, pp. 9-30.
- 4) 井上初男・野村昌弘・谷 信弘 (1982): 古生層地山における NATM・四国横断自動車道明神トンネル. トンネルと地下, 13 巻, 12 号, pp. 7-16.
- 5) 土木学会岩盤力学委員会第 2 分科会 (1979): トンネル岩盤分類の考え方. 土木学会誌, Vol. 64, No. 11, pp. 49-56.
- 6) 菊地宏吉・斉藤和雄・井上大栄 (1975): 耐荷力を対象とした岩盤分類基準の提案第 9 回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要集, pp. 69.
- 7) 宮島圭司 (1981): 本州四国連絡橋基礎の岩盤分類. 土木施工, 22 巻; 10 号, pp. 97-104; 11 号, pp. 98-104.
- 8) 鈴木 守 (1960): 岩清水発電所の蛇紋岩隧道について, 道立地下資源調査所報告, 24 号, pp. 1-7.
- 9) ——— (1965): 奥新冠および春別発電所の隧道の地質——岩石荷重と地圧について——. 道立地下資源調査報告, 34 号, pp. 19-51.

(昭和58年 8 月23日受付, 昭和59年 3 月22日受理)

斜面安定における岩盤分類

奥園 誠之*

Rock Classification for Cut Slope Stability

Seishi OKUZONO

Abstract

Slope stability is governed by property of rock, geological structure, ground water, and etc. So, we classified the rock according to the types of its property for judgement the slope stability.

This report which is based on the investigation of highway cut slopes explains how to classify the rock and the relation between the types of rock and its safety slope angle. Types of rock are "Tertiary rocks", "Mesozoic Paleozoic rocks", "Granit", and "Serpentine".

切土のり面の安定性を支配する要因として「物性」「地質構造」「水」が考えられる。本号のテーマとなっている岩盤分類はこのうちの物性を主体として区分されるのが一般的である。したがって岩盤分類のみで斜面、のり面の安定性を評価することには問題がある。しかし土質工学や岩盤力学が適用しにくい斜面安定、特に切土のり面の設計においては、岩盤分類が有力な手法となることは否定できない。要は、他の要因をも考慮に入れた総合的な判断が必要であろう。

ここでは、斜面安定に寄与する岩盤分類方法を高速道路の現場の実績から検討した結果を紹介する。なお、実績調査は切土後2年以上経過した健全なり面およびそ

れまでに崩壊を起したのり面を対象とした。

1. 岩種の区分

切土のり面の崩壊は、どのような地質（岩種）で発生しているかを知るために、道路公団試験所では、高速道路において過去に崩壊（落石や地すべりを除いた崩土量 $100\text{ m}^3 \sim 10,000\text{ m}^3$ 程度のもの）を起した切土のり面の実態調査を行った。

図-1 は、崩壊のり面の地質区分別の比率を示したものである。これによると、第三紀層、中生代層が両横綱といえる。ただし、岩によって母集団の個数が異なり必ずしもこの数字が崩壊しやすさを物語っているとは言

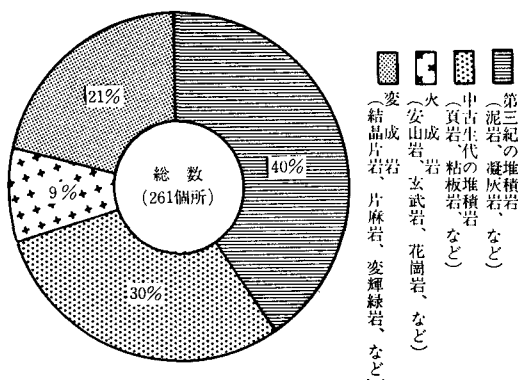


図-1 崩壊のり面の地質分類

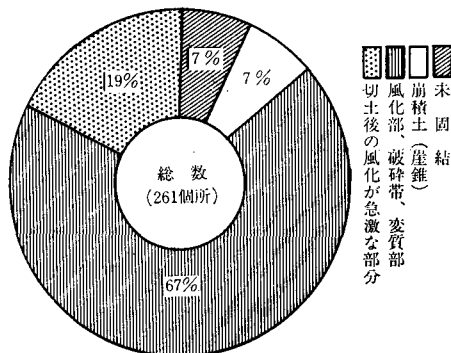


図-2 崩壊のり面の地質構成の分類

* 日本道路公団試験所、斜面試験室

えない。特に変成岩はのり面数が少ないことを考えると、崩壊しやすい地質と考えられる。図-2は、土質物性を考慮した分類での比較をしたものである。切土のり面の場合、風化や破砕、変質といった、原岩が二次的に変化したものの崩壊が多いことがわかる。

以上の傾向から以後に述べる岩盤分類を、次の岩種別に行うことにした。

a) 第三紀層, b) 中・古生層(片岩・片麻岩等を含む), c) 火成岩(本報では花崗岩と蛇紋岩)

なお崩積土や未固結層(第四紀層)は本特集号のテーマから考えて省略した。

2. 第三紀層の岩盤分類

第三紀層ののり面崩壊の素因は①固結度が低いこと。②切土後の二次的変化(応力開放による吸水膨張、乾湿繰返しや凍結融解の繰返しによる脆弱化)を起しやすいことなどが挙げられる。その他層理面の傾斜(流れ盤か受け盤か)や地下水条件などにも当然支配されるが、ここでは上記①、②に着目して両者の組合せによる岩盤分類を行った。

表-1, 2は計画のり面周辺の露頭観察やボーリングコアの観察、弾性波速度、その他の試験値を基にした岩盤分類表である²⁾。表-1は第三紀層のもともとの固さによる判定法である。一般には、中新世の岩はⅠ、鮮新世の岩はⅡまたはⅢであることが多い。表-2は、露頭の風化の進行状況から二次的変化に対する耐久性を判定するものである。露頭の風化の状態は、ハンマー等で表層からどの深さまで脆弱化しているかを調べ、その厚さ d (cm) と切土後の経過時間 T (月) から次式より、表層軟化帯発達速度 α を求めて評価する。

$$\alpha = \frac{d}{\log T} \dots\dots\dots (1)$$

また、ボーリングを行えば一般に物理試験を行うが、そのなかで風化の耐久性は液性限界や乾湿繰返し試験による吸水量増加率^{2), 4)}が風化の耐久性の指標となる。これらは岩の吸水膨張試験結果とも相関性が認められている²⁾。岩質判定は表-1と表-2の組合せ(ⅠA, ⅡA, ⅠB, ⅡB)で行うがⅢだけはもともと岩というよりは土砂であるため、二次的変化の要素を考えないこととした。

表-1 第三紀層の硬さによる岩盤分類

岩盤分類	岩の見掛け	ハンマーによる打診	諸物性値
Ⅰ	新鮮で硬い。 岩の組織構造は完全に認められる。	たたいたとき澄んだ音あるいはにぶい音がする。 ハンマーの先端は全然突きささらないか非常に困難である。 ハンマーの強い打撃で割れるが、層理やき裂に沿って割れる。 偏平な小岩片でも手では割れない。泥岩、シルト岩の場合には両手でやっと割れる程度。 ハンマーで塊状サンプルが採取できる。	弾性波速度(P波) 1,600m/s以上 土壤硬度 30mm以上 N値28以上
Ⅱ	時代が新しく固結度の低い岩、あるいは風化によって軟化した岩。風化の場合には岩の微細な組織は消えかけている。	たたいたとき、にぶい音がする。ハンマーの先は突きささる。容易に割れ、き裂や層理に無関係にも割れる。 偏平な小岩片は指で割ることができる。 こわれやすいのであまり大塊のサンプルは採取困難である。	弾性波速度 1,600m/s以下 土壤硬度 24~30mm N値28以下
Ⅲ	未固結の堆積物あるいは風化や変質を強く受けた岩。岩の形状を示さないで、むしろ土砂として扱うべきもの。	たたいたとき崩れるように割れるか、ハンマーがめり込んでしまう。 ハンマーの先に容易につきささる。 岩片は指先でつぶれる。 ハンマーでは不攪乱サンプルを採取できない。	土壤硬度 24mm以下

表-2 二次的変化による岩盤分類

岩盤分類	説 明	表層軟化帯 発達速度 α	室 内 試 験	
			自然吸水 膨張率(%)	液性限界と吸水量増加率 液性限界(%) 吸水量増加率(%/回)
A	放っておけば切土後にのり面の二次的強度低下が必ず起こるもの。	$\alpha > 12$	1.5以上	60以上 → and 10以上
B	普通の状況下では二次的強度低下がのり面の安定に問題となるほどには起こらないもの。	$\alpha < 9$	1.5以下	40以下 → or 5以下

* $\alpha = 9 \sim 12$ の間は中間的なものとしてABで表示する。

次に、このようにして求めた岩盤分類基準がどの程度のり面安定評価、あるいはその対策（設計）に寄与できるか、つまり基準の妥当性を確認するために現場での実績を調べてみた²⁾。

図-3 は表-1, 2 の岩盤分類基準に沿って各地のり面の岩質判定を行い、実際に施工したのり高、勾配、およびその後の安定状況との関連性を検討したものである。同図の点は 1 単位のり面（最低のり高 5 m とし、岩質が異なるごとに区分、かつ幅 3 m 以上のステップがあればそこで区分する）を表し、●印は、その条件で施工された結果崩壊を起したものであり、○印は現在（調査時点）も安定を保っているのり面である。

やはり●印は図中の右上側（不安定側）に分布し、○印は左または下側（安定側）に分布しており、両者の分布領域を従来からの慣例（悪条件ほど緩勾配とするという慣例）をもふまえて区分すると図中の破線のようになる。

つまり表-1, 2 の基準によって岩質が判定され、計画

切土高さ（深さ）が決ったら、同図の実線の位置が限界のり勾配ということになる。

図-3 の傾向からも一応、表-1, 2 の分類方法は、のり面安定検討（のり勾配決定）の目安には使用できるものと思われる。

3. 中・古生層の岩盤分類

中生および古生層は、堆積してからの経過年数が長い
ため、岩自体の固結度は高いが地殻変動を受け、片理、
節理、断層等多くのきれつが存在しているのが一般的で
ある。また、層理も堆積岩であるから発達している。

この種の岩盤におけるのり面の崩壊は、きれつの程度、
または破碎の度合ときれつの方向（流れ盤か受け盤か）
が素因となるとと思われる。

表-3 は露頭の目視観察に岩の硬さやきれつの程度等
を区分基準とした分類の一覧表である。この基準に沿っ
てのり面の実態調査を行い、のり高、勾配との関係をプ
ロットしたのが図-4 である³⁾。

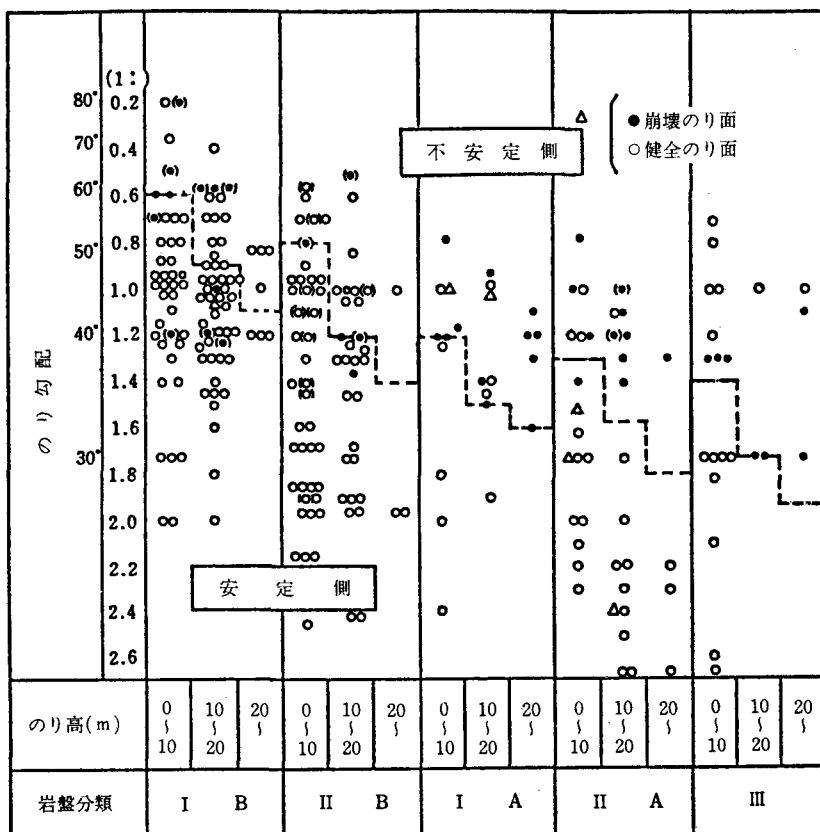


図-3 第三紀層岩盤分類とのり勾配の関係

表-3 中, 古生層の岩盤分類 (その1)

岩盤分類	視 察 に よ る 分 類			物理量の目安 無き裂サンプルの超音波速度
	岩の見掛け	ハンマーの打撃診	き裂の間隔 (cm)	
I	新鮮で堅い。 堅硬岩の組織構造は完全に認められる。	叩いた時、澄んだ音やにぶい音がする。 先端は突きささらないものや1回の強打で層理や亀裂に沿って割れるものもある。 大塊のサンプルが採取できる。	10以上のものが、大半を占める。	約3.0km/sec 以上
II	風化によって軟化した岩。 風化したものは岩の組織は消えかけている。	叩いた時、にぶい音がする。 強い打撃で先端が突きささり、層理や亀裂に無関係に割れる。 大塊のサンプルは採取が困難。	10までのものが、大半を占める。	2.0~2.9km/sec
III	風化や変質を強く受けた岩。 岩の形跡は認めがたい。	叩いた時、くずれるように割れ、先端が容易につきささる。 軽い打撃でも割れ目に沿って剝離する。 不撓乱試料の採取が困難。	5以下のものが、大半を占める。	—

※ ハンマー; 打撃は平滑部, 突きささはりは尖出部

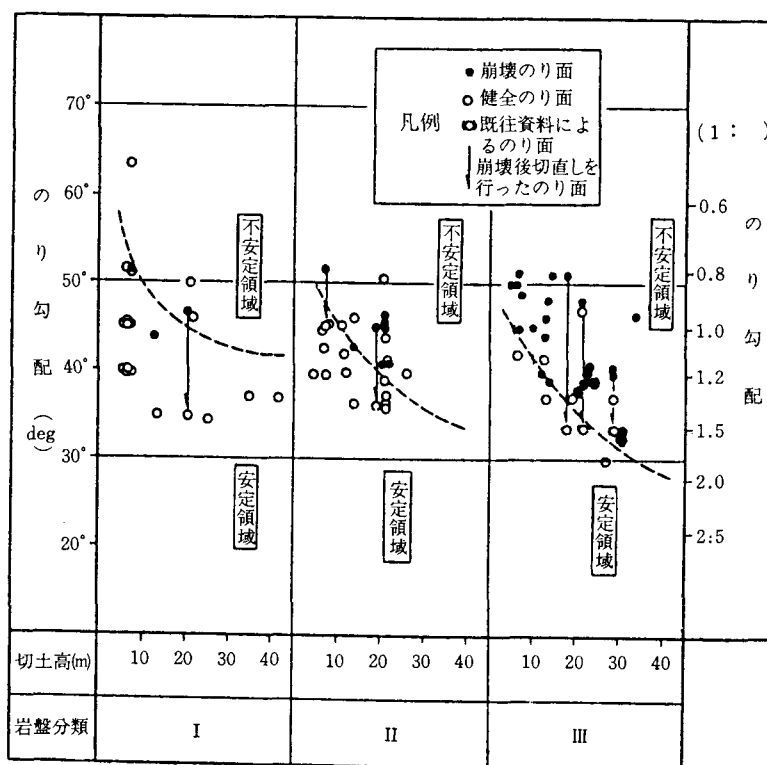


図-4 岩盤分類とりの勾配 (その1)

この図から、やはり分類Ⅲに相当するような、きれつが顕著なものほど、緩い勾配にも崩壊しやすい(●印が多い)ことがわかる。

次に特に中生古生層は、きれつの向き(傾斜の方向と傾斜角)がのり面安定に大きな影響を与えるものと思われる。またきれつの程度も目視観察よりは弾性波速度(きれつ係数)のような定量的数字で評価の方が客観的な

判断ができるものと思われる。

現場の実態をみると、割れ目の傾斜角がのり面の方向に10~50度程度の傾斜をしているものに崩壊が多く、それ以外崩壊が少ない。また逆傾斜(受け盤)の場合も崩壊が少なくなる傾向がある。これは、10°以下では滑動力が小さくなるためであり、50°以上で少ないのはのり勾配を50°(1:0.8)以上の角度で設計することが

少ないためであろう。

また、地山の弾性波速度とその地山から採取した無きれつサンプルの超音波速度（いずれも P 波）から算出されるきれつ係数（きれつの多少を評価するインデック

表-4

割れ目の傾斜角	きれつ係数	
	0～0.7	0.7～1.0
0°～50°の流れ盤	B ₁	C
同50°～90°の流れ盤・受け盤	A	B ₂

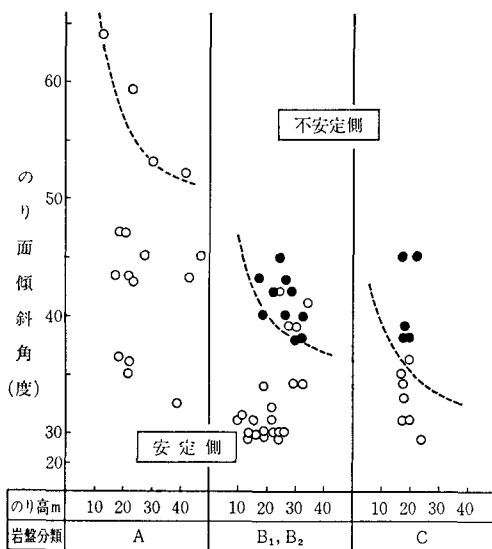


図-5 岩盤分類とのり勾配（その2）

ス）が実態調査の結果では0.7を越えると崩壊が多くなる傾向が認められる。

そこで、この両要因の組合せとして、表-4 のような岩盤分類を採用する。なおここでの A, B, C と表-3 での分類 I, II, III とは直接的には関係ない。

次に、この基準の妥当性を確認するため、現場の実績を整理したのが図-5である。この図では A の崩壊実績がないので限界勾配がわからないが、常識的（硬岩の標準勾配や過去の実例より）には同図の破線程度と思われる。

4. 火成岩の岩盤分類

火成岩がのり面崩壊を起す場合、花崗岩のように節理が開口したり、土砂化して砂質土（マサ）化し、水に弱い性質となって起るものと蛇紋岩や熱水変質した温泉余土などのように粘土化し固結度が低下しさらに切土後、二次的に強度が低下して起るものがある。前者が中生代層に、後者が第三紀層に若干類似した性質をもっている。

ここでは代表例として花崗岩と蛇紋岩について述べる。

① 花崗岩

図-6 は花崗岩の岩質判定のための岩盤分類基準である。これは、露頭調査、ボーリングコア観察、弾性波探査等のいずれかで岩質判定を行う分類表である。

この A～D 分類方式は、通常ダム等で使用される分類を基本とし、本州四国連絡橋公団が作成したもの⁵⁾を筆者が図化したものである。

		弾性波速度 (km/sec)	コア採取率 RQD (%)	露頭観察による割れ目の状況	ボーリングコアの状況
		0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0	0 20 40 60 80 100		
		土壌硬度指数 mm	シュミットハンマー反発度		
		0 10 20 30 40 50	0 10 20 30 40 50 60 70		
岩盤分類	A	弾性波 →		密着、間隔 20～50cm	棒状
	B		RQD →	一部開口 5～15cm	棒状
	C _H			開口部に一部粘土	棒状
	C _M			開口部に粘土 5cm	細片状
	C _L			土砂状、割れ目、周辺粘土化	砂状
	D _H		シュミットハンマー反発度 →	粘土化進行のためクラックなし	砂状
土質分類	土-2		RQD = 0	黄褐色マサ化	砂状採取困難
	土-1	土壌硬度 →		マサ土	

図-6 花崗岩の岩盤分類

図-7 は、図-3 と同じ要領で調査し、岩盤分類と実績勾配、のり高との関係を示したものである。この図も「本四公団」が周辺の既設のり面を調査したデータ²⁾を図化したものである。図でもわかるとおり、花崗岩は比

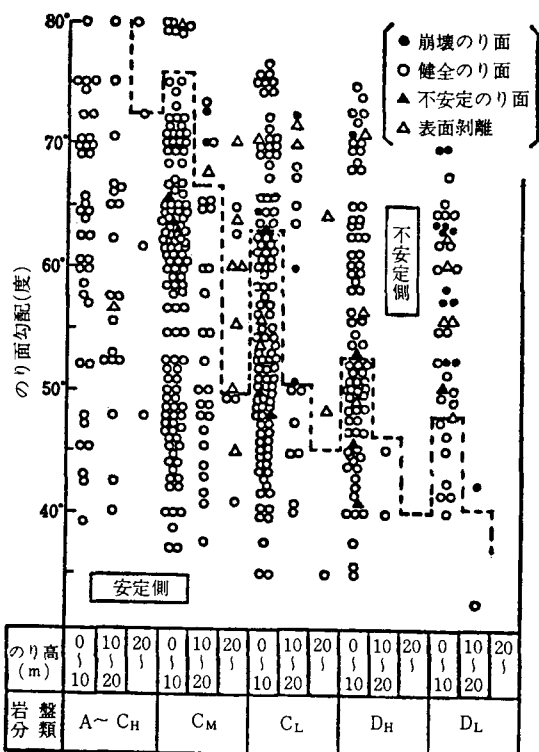


図-7 花崗岩岩盤分類とのり勾配

較的急勾配でも安定を保っている。特に A~CH はいわゆる硬岩であり、崩壊をほとんど起こしていない。図の実線は、●印(崩壊例)が少ないため○印(健全例)との分布境界線(限界勾配線)と必ずしもいえないが、一応の設計の目安として引いたものである。

② 蛇紋岩

ひと口に蛇紋岩といっても変質の度合によって硬さが異なるし、その後の風化に対する耐久性も異っている。

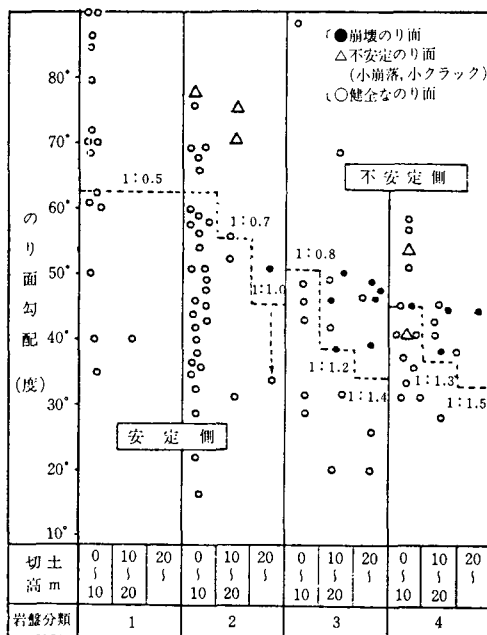


図-8 蛇紋岩類の岩盤分類とのり面勾配

表-5 蛇紋岩の岩盤分類

あまり片理が発達していないもの(塊状)					片理が発達しているもの(片状)				
分類	き間	裂隔	岩の見掛け	ハンマーの打撃	分類	き間	裂隔	岩の見掛け	ハンマーの打撃
1	50	cm ~10	かんらん石は全て蛇紋石に変化しているが、まだかんらん石等の組織構造を残し、色は暗褐色が多い。	普通程度の打撃によって、割れ目に沿って割れる。打診によって澄んだ音、時に少し濁った音を出す。	1	50	cm ~10	片理面間隔は粗で、片理面は密着してはがれにくい。	普通程度の打撃で割れる。割れ方は片理面にあまり関係なく、塊状に割れることが多い。
2	10~2	き裂開口	原組織はほとんど認められない。色は脱色して帯褐色であることが多い。	普通程度の打撃で割れる。打診によって濁った音を出す。	2	10~2			
3				容易に小片になって割れる。	3	10~2		片理面間隔は3mm~30mmではがれやすい。	容易に小片になって割れる。
4			風化または破砕によって、塊状部と基質にわかれる。基質粒度は、砂~粘土サイズになっている。	容易に崩れ、一部ハンマー先端がつきささる。岩はもろく指先で容易にこわれる。	4			片理面は非常に薄く、1mm~5mm程度粘土質で、水を含むと軟弱になる。	容易に崩れ、一部ハンマー先端がつきささる。岩はもろく指先で容易にこわれる。
5	ほとんど砂分の入らない軟質粘土				5	ほとんど砂分の入らない軟質粘土			
6	ラテライト質土壌				6	ラテライト質土壌			

表-6 蛇紋岩の岩盤分類と諸試験値

——は区分可能な意

分類	調査	地 山 試 験			ボーリング及び孔内試験				室 内 試 験 結 果			
		土 硬 度	弾 性 波	R Q D	速 度 検 層	密 度 検 層	電 気 検 層	横 方 向 K 値	単 位 体 積 重 量	P 波 速 度	一 軸 圧 縮 強 さ	吸 水 量 増 加 率
1		mm	m/sec	%	m/sec	gf/cm ³	Ω-m	kgf/cm ²	gf/cm ³	m/sec	kgf/cm ²	%/回
		39	2400	82	2900	2.55	350	—	2.83	6400	—	0.18
		36	1600	43	1000	2.50	120	—	2.81	3700	—	0
2		38	1300	29	2900	2.45	100以下	269	2.74	6300	1400	0.4
		33	400		1600				2.58	2700	170	0
3		33	1400	0	—	2.35	100以下	95	2.65	5500	320	2.6
		27	800						2.53	3000	80	0
4		28	300	0	4700	2.80	100以下	98	2.89	2000	—	31.5
		21			1600	2.20		26	2.86	1000		2.7

注 1) 区分 5, 6 のデータは、ほとんどなかったので除いた。

表-5 は目視による露頭観察のみで判定する場合の基準表である。また、表-6 は土質試験や岩盤試験値との関係を示したものである。

これらの基準に従ってのり面の実態調査を行い、のり高、勾配との関係で実績をプロットしたのが 図-8 である。この図でも区分 3 や区分 4 でのり高が高くなると比較的緩勾配でも崩壊が多くなることがわかる。(図中の●印の分布)

本報告は道路公団試験所が行ってきた高速道路の切土のり面岩質調査結果をまとめたものである。ここでの岩盤分類は花崗岩を除いて、まったく独自の方法で行っており、現在のところ道路公団の設計要領(第一集)の附録に紹介している程度で一般的とはいえない。

今後従来のダム等で行われている A~D 分類との関連づけを可能な範囲で行い、対比できるようにすることが

当方の役目と考えている。

参 考 文 献

- 1) 奥園誠之・島田忠則 (1976): これまでの事例にみる切土のり面の崩壊形態とその対策, 施工技術, 9 巻 7 号。
- 2) 奥園誠之 (1978): 切り取りのり面の風化とその対策, 土と基礎, Vol. 26, No. 6, pp. 244.
- 3) 三浦秀雄 (1980): 破碎帯における切土のり面对策, 昭和 55 年度試験所報告, 日本道路公団試験所。
- 4) 奥園誠之: 切土斜面の設計から維持管理まで(2-4), 鹿島出版会。
- 5) 土質工学会 (本州四国連絡橋公団委託)(1976): 本州四国連絡道路に係る道路土工指針作成のための調査。
(昭和58年11月8日受付, 昭和59年1月31日受理)

岩盤分類の実例——橋梁基礎（風化花崗岩）

山 県 守*・栗野純孝*

An Engineering Classification of Weathered Granites and Its Application in Designing of Bridge

Mamoru YAMAGATA and Sumitaka KURINO

Abstract

An engineering classification of weathered granite is proposed in the design of Honshu-Shikoku Bridge.

It is based on several parameters such as spacing, orientation and condition of joint, wave propagation velocity, uniaxial compressive strength of rock material, drill core quality R.Q.D. and deformation modulus by lateral loading test in bore holes.

The meaning of each rock mass class is given in terms of bearing capacity and deformability.

It is the purpose of this paper to introduce a rock mass classification needed in bridge design.

1. ま え が き

一般の橋梁基礎では、岩盤であれば良好な支持地盤とみなされる。しかし、支間が 1000 m にもなる長大橋梁の基礎の場合、鉛直地盤反力が常時で 250 tf/m^2 になる例もあり、通常の基礎の $30 \sim 40 \text{ tf/m}^2$ に比べて荷重レベルが高く、より強度の高い支持地盤を岩盤内に見出す必要があり、岩盤区分の必要性が生じる。

橋梁における岩盤区分という考え方は、基礎地盤を各岩盤等級に区分し、モデル化し、それに各岩盤等級の地盤定数をあてはめ解析を行い、支持力や変位のチェックを行うという流れの中に位置付けられる。

ここで岩盤区分の意義付けを明確にするために、設計手法に少しふれてみたいと思う。

橋梁の下部工の設計において、基礎は、支持、転倒、滑動に対し安全であること、変位が許容変位量内であることが必要であるが、今や設計手法は、従来のテルツァギー等の支持力理論解や、バネモデルによる簡易な変位計算に加えて FEM や RBSM 等の電算による手法も発達し、それらの解析に必要な地盤定数が得られるならばより詳細な検討が行えるところまできている。

図-1 にその概念を示す。

2. 岩盤分類の考え方

本四の岩盤分類法確立の歴史は、ダムのをそれをアレンジする形で始まり、即ち田中治雄や岡本隆一等の岩盤分類法をもとに、風化花崗岩を対象とし、橋梁基礎地盤としての観点からの分類法、セン断特性だけではなく、変形特性をも考慮に入れた分類法に整備していった歴史といえる。

図-2 は、調査項目と解析系列を示す。調査は、力学定数の設定のための岩盤試験と、構造物地点での調査に大きく分けることが出来るが、岩盤分類の基本は、岩盤試験を中心とした調査坑内での調査によってつくられる。

表-1 は、構造物予定地点でのボーリングコアと、調査坑でのパイロットボーリングコア観察に基づいた岩区分と調査坑内の岩盤観察によって作った岩盤区分表である。この表をもとに海峡部のボーリングコアの検討を行いその結果出来上がった岩盤区分表が表-4, 5である。インデックスとして孔内載荷試験による変形係数 E_{sb} 、弾性波 P 波速度 V_p 、コア採取率 RQD、一軸圧縮強度 qu を選定している。変形特性区分と強度特性区分で、区分の仕方は異っており、変形特性区分については、 V_p と E_{sb} の組合せで行っており、強度特性区分の場合は RQD と qu で大きく分類し E_{sb} で細分している。

* 本州四国連絡橋公団

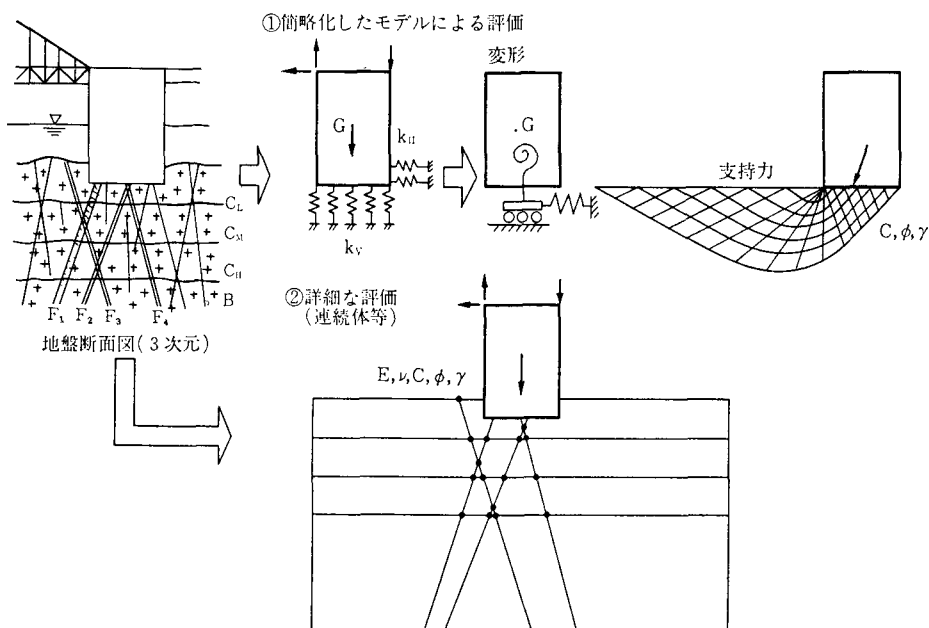
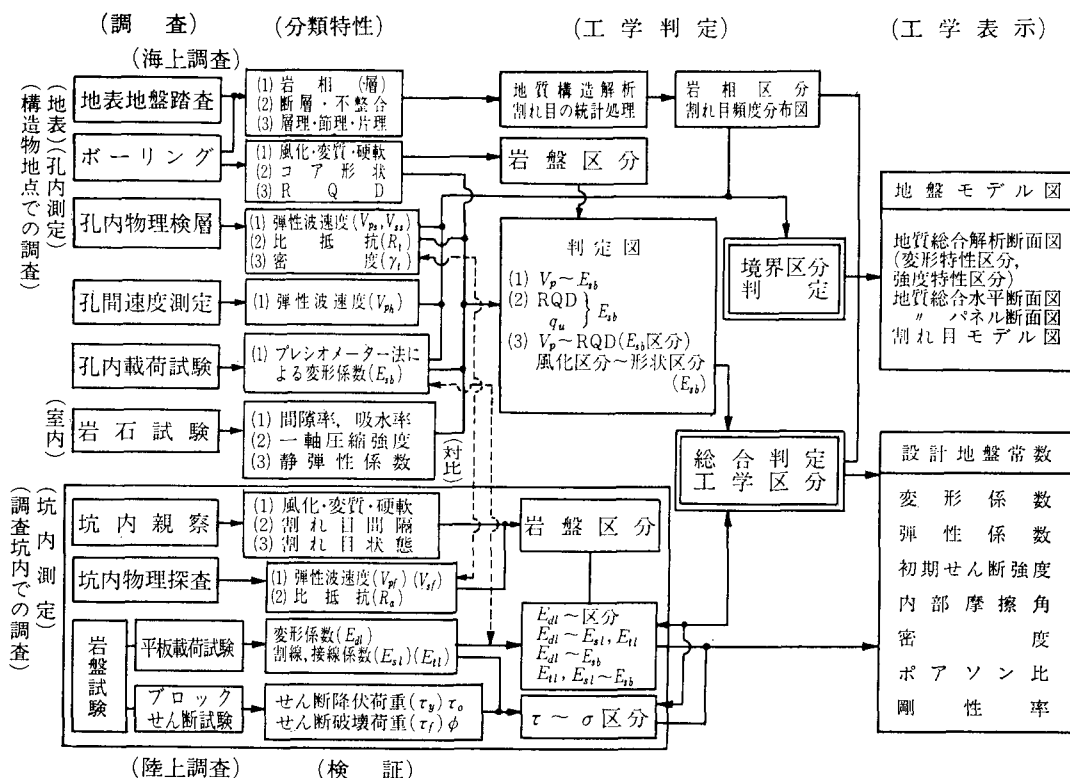


図-1 岩盤の設計時の評価

図-2 花崗岩の調査項目と解析系列²⁾

① コア形状判定基準

区分	コア形状	コア長(cm)	摘 要
I	長柱状	30以上	—
II	棒状	15～30	—
III	短柱状	5～15	ほとんどが円形コア
IV	岩片状	5以下	不円形コアが多い
V	礫状	—	コア形残す
VI	砂状	—	岩形・コア形なし

表-2 ボーリングコアの細区分基準

② コア風化(硬軟)判定基準

区分	硬 軟	風化変質の程度	コアの状態
A	極硬, ハンマーで容易に割れない	非常に新鮮, 造岩鉱物の変質まったくなし	色調は原色, コア肌非常に滑らか
B	中硬, ハンマーで金属音	新鮮, 黒雲母の周辺は赤褐色化, 長石類の変質なし	全体に赤味をおびる, コア肌なめらか
C	硬, ハンマーで容易に割れる	弱風化, 黒雲母は酸化汚染, 斜長石の一部変質(白色化)	色調は褐色をおびる, コア肌やや粗い
D	軟, ハンマーでボロボロ砕ける	風化, 黒雲母は黄金色, 周辺褐色粘土化, 斜長石は大部分が変質	コア形を容易に保つ, コア肌非常に粗い
E ₁	極軟, 真砂化。指圧砕で石英, カリ長石の粒子細片を残す。砂状。粒子は硬い	長石類は, 一部のカリ長石を除きほとんど変質。雲母の一部を除き結晶形失われる	コア形なし, 砂状
E ₂	極軟, 真砂化。手の平での指圧砕でおおむね粉末状, 一部砂状	強風化, 長石はほとんど変質, 粘土化, 石英細粒化	砂状

表-3 調査坑内における岩盤細区分基準

① 硬さ区分

区分	判 定 基 準
E ₂	手の平内の指圧砕でおおむね粉末状, 一部砂状(1～3回で岩片はくずれ, 50～70%以上粉末状)
E ₁	指圧砕で, 石英, カリ長石の粒子を残す砂状(3～5回で岩片はくずれ, 30～50%粉末状, 50～70%は細片状)
D	指圧砕がようやく可能で個々の岩片は硬く, 石英周辺に長石を残す, レキ状～砂状(7～10回で岩片はくずれ70%以上は中～細片状)
C	岩盤は, ハンマーで軽く叩いて割れ, 濁音(指圧砕で20回以上揉んでも岩片はほとんどくずれない)
B	ハンマーで叩いて, 金属音～濁音 節理はあるが密着している, 新鮮
A	ハンマーで叩いて, 容易に割れない, 金属音 著しく新鮮, 造岩鉱物の変質なし

② 割れ目間隔による区分

区分	判 定 基 準
I	50 cm以上
II	50～30 cm
III	30～15 cm
IV	15～5 cm
V	5 cm以下

③ 割れ目状態による区分

区分	判 定 基 準
a	密着, 変質, 変色なし
b	密着, 割れ目に沿って酸化鉄付着または, ごく薄い粘土(褐色)を挟む
c	割れ目に沿って変質, 1～2mm程度の粘土(白～灰白色)を挟む
d	開 口

表-4 孔内測定による岩盤の強度特性区分

			強度区分	推定強度係数		代 表 値	
				$C(\text{kg}/\text{cm}^2)$	$\phi (^{\circ})$	$C(\text{kg}/\text{cm}^2)$	$\phi (^{\circ})$
$RQD \geq 25(\%)$	$q_u \geq 300(\text{kg}/\text{cm}^2)$	$RQD \geq 75(\%)$	$A \sim s$	20~30	>50	20	50
		$75 > RQD \geq 50$	$B \sim s$	15~25	45~50	15	45
		$50 > RQD \geq 25$	$C_H \sim s$	15~20	40~50	15	45
$RQD < 25$	$q_u < 300$	$E_{sb} \geq 3,000(\text{kg}/\text{cm}^2)$	$C'_M \sim s$	5~15	40~45	5	40
		$3,000 > E_{sb} \geq 1,500$	$C'_L \sim s$	5~15	35~40	10	35
		$E_{sb} < 1,500$	$D' \sim s$	5~15	30~35	5	30
		$E_{sb} \geq 3,000$	$C_M \sim s$	10~15	>40	10	40
		$3,000 > E_{sb} \geq 1,500$	$C_L \sim s$	5~10	>35	5	40
		$1,500 > E_{sb} \geq 800$ ($V_p = 1.5 \sim 2.5$)	$D_H \sim s$	1.0~5.0	37~45	1	37
		$800 > E_{sb} \geq 300$ ($V_p \leq 1.5$)	$D_M \sim s$	0.1~1.8	35~42	0	35
		$300 > E_{sb}$ ($V_p \leq 1.2$)	$D_L \sim s$	0~0.8	30~35	0	30

表-5 孔内測定による岩盤の変形特性区分

		变形区分	推定变形係数 E_{sb} (kg/cm ²)	代 表 值 E_{sb} (kg/cm ²)		
	(km/sec)					
(kg/cm ²)	$V_p \geq 5.5$	$E_{sb} \geq 30,000$	$A \sim d$	> 30,000	50,000	
		$E_{sb} < 30,000$	$B \sim d$	12,000~30,000	20,000	
	$5.5 > V_p \geq 4.5$	$E_{sb} \geq 12,000$	$C_H \sim d$	6,000~12,000	8,000	
		$E_{sb} < 12,000$	$C_M \sim d$	3,000~ 6,000	4,500	
	$4.5 > V_p \geq 3.5$	$E_{sb} \geq 6,000$				
		$E_{sb} < 6,000$				
$E_{sb} \geq 3,000$	$3.5 > V_p \geq 2.5$	$E_{sb} \geq 3,000$	$C_L \sim d$	1,500~ 3,000	2,000	
	$V_p < 2.5$	$E_{sb} < 3,000$				
	$E_{sb} < 3,000$		$E_{sb} \geq 1,500$	$D_H \sim d$	800~ 1,500	1,000
			$E_{sb} < 1,500$			
			$E_{sb} \geq 800$	$D_M \sim d$	300~ 800	500
			$(V_p = 1.5 \sim 2.5)$			
			$E_{sb} < 800$	$D_L \sim d$	50~ 300	100
			$E_{sb} \geq 300$			
			$(V_p \leq 1.5)$			
			$E_{sb} < 300$			
	$(V_p \leq 1.2)$					

海峡部の基礎岩盤は、表-1, 4, 5 で区分し、変形と強度区分断面図を作成し、変形計算や破壊モードの検討に用いた。

3. 設計定数の推定方法

それぞれの岩盤における設計定数は基本的には各岩盤等級における岩盤上で平板載荷試験やせん断試験を行い、その結果をもとに、寸法効果、試験結果のバラツキ、載荷方法、速度等を考慮し工学的判断で定めた。

工学的判断を下すにあたっては、風化現象の解明、風化の強度や変形に及ぼす影響、平板載荷試験やせん断試験の結果のシミュレーション、寸法効果等の詳細な検討を実施している。

しかし厳密な意味ではこれらの検討はまだまだ不十分で定数の応力や歪の依存性、カブリの有無、動的性質に関しては周波数依存性等がまだ充分解明されているとは云いがたい。今後調査法や解析手法の進展に伴い、より適切な設計定数が得られ、より詳細な設計検討が出来る

表-6 調査内容一覧

調査種別		調査方法・項目	目 的	成 果
ボーリング調査		陸上部および海上部（足場使用） における作業 オールコアボーリング $\phi 66\%$ ないしは $\phi 101\%$	掘進状況やコア観察による 岩盤状況の調査	コア観察にもと づく岩盤区分 地質柱状図 地質断面図
物理 検 層	電気検層	2極法による連続測定 電極間隔 $a = 25, 50, 100 \text{ cm}$ および水比抵抗	ボーリング孔沿いの岩盤の 電気的性質（比抵抗）の変 化を捕捉	比抵抗曲線層相 の定性的把握
	キャリパー 検 層	ポテンシオメータを用いた孔径 の連続測定	孔壁の変状状態の把握 密度検層の孔径補正への利 用	
	密度検層	Co^{60} (5 mci) を使用 50 cm 間隔に1分間計測	孔壁近傍の岩盤の密度値の 算出	密度分布
	P波S波 速度検層	P波、S波の伝播時間の測定 測定間隔 2 m 振源は原則として電気雷管使用	孔沿いの弾性波速度の分布 状況を算定	速度分布 動的な弾性諸定 数の把握
	反射検層	パルス超音波 (5 MC, パルス 間隔 500 PPS) の孔壁での反射 回数を連続測定	孔壁周辺の岩盤の硬軟、キ レット状態など岩盤状況の調 査	動的な弾性係数 の把握 岩盤の不均一性 と掘削性把握
孔内載荷試験		孔内載荷試験機使用 原則として深度 3 m 毎に測定 2 Kg/cm^2 の段階荷重で1段階 2分間測定 (1)中圧載荷試験機 最大加圧 35 Kg/cm^2 以上 (2)高圧載荷試験機 最大加圧 150 Kg/cm^2	岩盤の変形係数の算出	静的な弾性係数 の分布状況の把 握
孔間速度測定		発破孔と受振孔の間の弾性波伝 播時間を測定 受振点間隔 2 m	ボーリング孔間の面的な平 均速度の分布状況を算定	速度断面図
岩石試験		ボーリングコア利用 (湿潤状態で測定) (1)密度、(2)吸水率、(3)有効間 隙率、(4)弾性波速度、(5)一軸圧縮 強度、(6)静弾性係数、(7)動弾性 係数、(8)静ポアソン比、(9)動ポ アソン比	岩石試料の物理的および力 学的性質の把握	岩石の諸性質の 直接的な把握

ようになるであろう。

4. 構造物地点での岩盤分類と設計の実例（南北備讃瀬戸大橋を例として）

構造物地点での岩盤を分類するために、表-6 に示す調査を実施した。表-7 は南北備讃瀬戸大橋構造物地点での調査数量を示す。

調査ボーリングは 12~30 m 間隔とし、かつ、ボーリング孔を利用した孔間弾性波速度測定の実線が構造物地点を包めるようなパターンで行った。孔間弾性波速度測

定によってボーリング孔の情報をつなぎ、地質断面図を精度のよいものに仕上げていった。この一連の作業が出来るようにするために、自己上昇式作業足場（SEP）を特別に用意した。図-3 はこのようにして作成出来た地質断面図（岩盤区分図）の一例を示す。

岩盤分類の仕方は、ボーリングコアの観察から始まる。風化程度、キレツの状態、コア採取率、Key になりうる断層の存在の有無等の情報が、岩盤分類に必要な第一次情報となる。地質学的手法を用いて断層等の構造線を地質断面図に書き入れると共に、ボーリングコアの岩

表-7 南北備讃瀬戸大橋構造物地点調査数量等一覧表

構造物地点名	ボーリング本数	掘進深度 (T.P)	支持面深度 (T.P)	孔内載荷試験点数	物理検層類 (式)	孔間速度測定数 (組)	岩石試験数 (ヶ)	使用作業足場
BB 1 A	12	T.P-5.27m (平均)	T.P. 15m	100	12	12	40	(陸上)
2 P	17	-31.3(16本平均) -51.8(1本)	-10	159 (25)	17	9	53	木製仮設足場、 躍進2号、3号
3 P	19	-30.8(17本平均) -46.7(各1本) -51.7	-10	178 (24)	19	8	60	木製仮設足場、 躍進3号
4 A	25	-27m(20本平均) -40.4(5本平均)	-10	201	25	12	70	木製仮設足場、 躍進2号、3号
5 P	19	-55.3(14本平均) -74.3(5本平均)	-32	205	19	12	69	「かいよう」
6 P	21	-70.3(16本平均) -90.2(5本平均)	-50	202 (4)	21	16	90	「かいよう」
7 A	18	-80 (11本平均) -100 (4本平均) -150 (1本)	-50	185	18	17	53	「せと」

○孔内載荷試験数のうち()は高压孔内載荷試験測定数、()外の数字は総数を示す。

○岩石試験は、比重、吸水率、有効間隙率、静弾性係数、一軸圧縮試験、動弾性係数、動ポアソン比、静ポアソン比からなる。

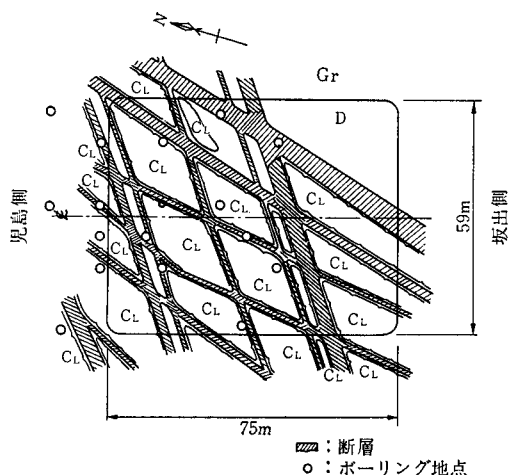


図-3 (a) 7Aの水平断面図 (T.P.-50m)

橋軸方向地質断面図(BB7A)

S: 砂質土, C: 粘質土
Gr: 花崗岩(岩級D, C_L, C_M)

▨ 部分は断層

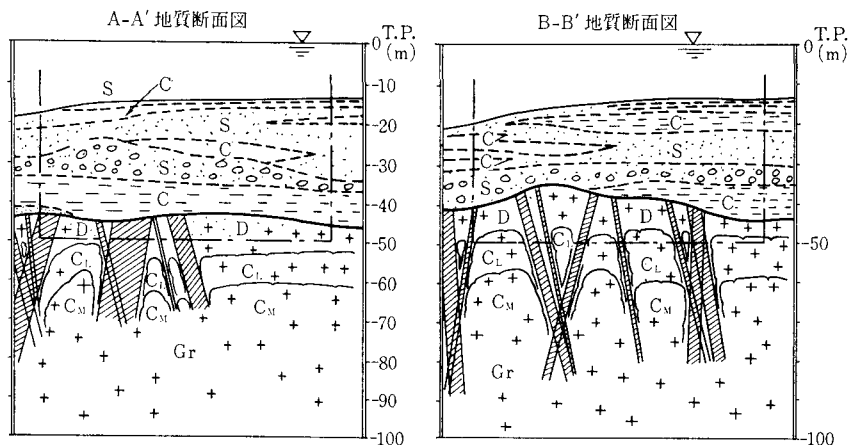
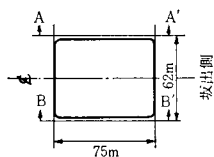


図-3 (b) 7Aの地質断面図

盤分類を, コア観察や物理検層なかでも Zoning に大きな偉力を発揮する電気検層, 反射検層(児島-坂出ルートのみで使用), 速度検層の S 波測定結果を用いて分類を行った。これらの検層は, 岩盤の風化程度や, キレツの状態, 岩の硬軟の程度をよく表現し, 有効であった。

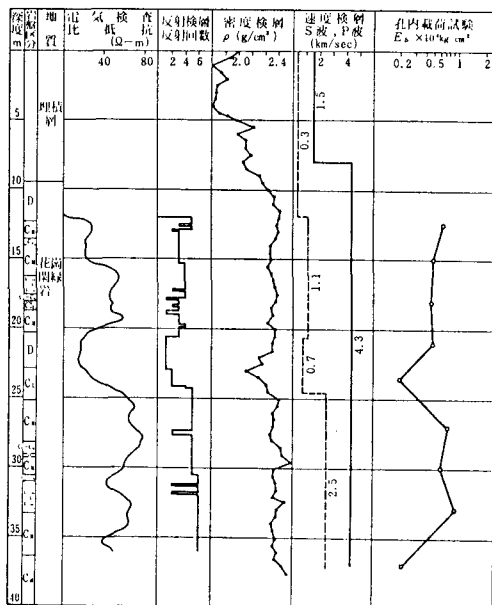


図-4 物理検層結果

(図-4 物理検層結果参照)

線の情報であるボーリングコアや物理検層の結果を面や立体の情報に拡張したのは, 前記した地質学的手法と, 孔間弾性波速度測定結果であった。

図-5 は南北備讃瀬戸大橋の橋梁一般図を示すが, 計画設計の結果, 7A アンカレイジは最大地盤反力が常時で 270 tf/m², 地震時で 550 tf/m², セット面からケーブルスプレーポイントまでの高さが 127 m にもなり, 地盤強度の低さと, アンカレイジ特有の地盤反力分布の不均一性から水平変位量が大きく生じ, 基準変位量をクリアするかどうかの詳細な検討が必要と考えられた。

そこで, 地質断面図をもとに, 図-6 に示すメッシュ分割で FEM 解析を行いチェックすることとした。

表-8 に示す材料定数を使って基礎の橋軸方向の中央断面で平面ひずみ(要素は定ひずみ要素)場で解析した。断層の定数は, 断層の存在する岩盤の一ランク下の岩盤の値とした。

図-7 は, 各施工段階での沈下状況と, 完成時の地表面近くの鉛直反力度の計算結果を示す。ケーソン基礎完成(第一段階), アンカレイジピアの完成(第二段階), 上部工完成(第三段階)で地盤反力は変わり, 躯体の傾きは方向を変える結果を示した。水平変位量は, 基準変位量以下を示し変位のチェックは出来た。なお, この他にも粘弾性モデルの FEM 解析もやりチェックを行って

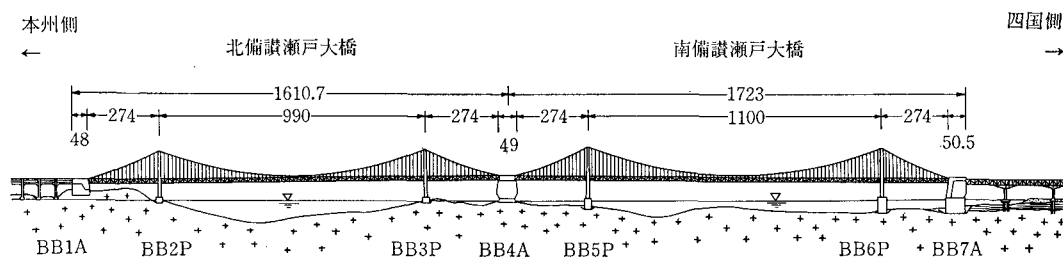


図-5 南・北備讃瀬戸大橋（BB は橋梁名，A はアンカレイジ，P は主塔基礎を示す記号である。）

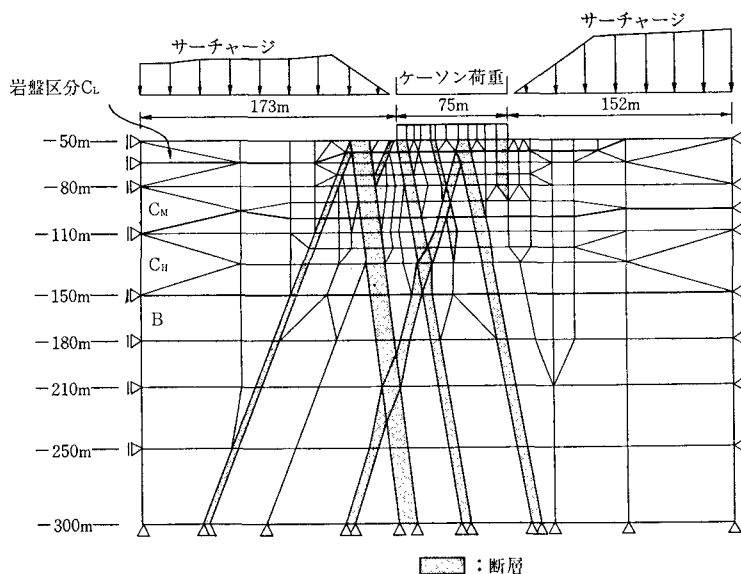


図-6 FEM 解析地盤モデル

表-8 岩盤の定数（設計に用いた地盤定数および岩盤物性値）

等 級		γ (t/m^3)	せん断定数		変形 (弾性係数)		岩 盤 状 況	弾性波速度 V_p (km/SEC)		変形係数 (kg/cm^2)		圧縮強度 q_u (kg/cm^2)	適 要
			ϕ (°)	C (t/m^2)	常時 E_0 (kg/cm^2)	地震時 E_{0d} (kg/cm^2)		陸上部	海底部	E_{LLT}	E_{PL}		
D	D_L	1.8	30.0	10	1,200	2,400	マサ状に風化しているが岩の組織は認められる。ほとんどの割れ目は消滅している。ハンマーの先で崩すことができる。	0.3 1.2	1.2 2.4	~ 800	~ 2,500 (5,000)	—	マサ状 風 化
	D_H	2.0	32.5	25	2,500	5,000							
C_L		2.2	35.0	40	5,000	10,000	割れ目は2~10cm間隔で発達し開口しマサ化、粘土化している。岩塊内部まで風化され軟質、硬質で割れ目が密集する部分もある。	1.5 2.5	2.0 4.7	3,000	5,000 (10,000)	140	軟 岩
C_M		2.4	37.5	60	10,000	20,000	割れ目は10~30cm間隔で発達し粘土シームを挟むことがある。岩塊内部はおおむね新鮮だが青色鉱物の周囲は褐色をおびる。ハンマー音は半濁音。	2.5 3.0	2.5 5.5	10,000	10,000 (15,000)	420	
C_H		2.5	40.0	90	20,000	40,000	割れ目は15~50cm間隔で発達し割れ目沿いは若干風化変質、おおむね新鮮で堅硬な岩盤。ハンマー音は金属音。	4.0	3.8 5.8	30,000	20,000 (25,000)	730	硬 岩
B		2.6	42.5	150	40,000	60,000	割れ目は50cm以上の間隔で発達しごくまれに割れ目沿に微弱な風化をうけている。全般に未風化で新鮮。ハンマー音は金属音。	5.4	4.0 6.0	80,000	40,000 (40,000)	1000	

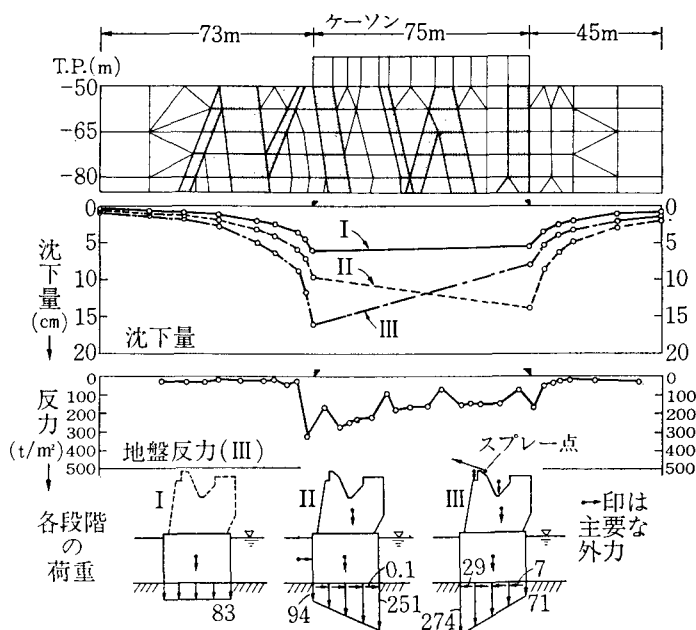


図-7 鉛直沈下量 (T.P.—50 m) 及び鉛直応力 (Ⅲ, T.P.—53.75 m)

表-9 岩区分と判定データのおおよその関係

手法 区分	ビデオによる岩盤状況及び写真 (スケッチ) 注1)	弾 性 波速度 (P波) (km/s)	大口径堀削 デ ー タ	発 破 孔 堀削データ	堀削ずりの観察	直接潜水スケッチ
	弾性波探査結果とあわせて岩盤 区分の判断		S/V(t·h/m) 値を 注2)	S/V(kg·min/m) 値を 注3)	ずりを採取し、 肉眼による岩盤 判定を行う。	直接潜水し、岩 盤状況を調査す る。
C _H	有色鉱物はわずかに変質している。全体に白色を呈し、割れ目沿いはわずかに茶褐色に変色している場合がある。割れ目間隔は1 m前後である。	3.0~	60~	13000~	注2) S: スラスト荷重 V: 堀削速度 $\frac{S}{V} < 20, 20 \leq \frac{S}{V} < 40$ $40 \leq \frac{S}{V} < 60, 60 \leq \frac{S}{V}$ 4段階評価 注3) S: スラスト荷重 V: 堀削速度 堀削機種ごとに変わる値である。 注1) ビデオのみでは硬さなどの判断が付きにくいので弾性波探査結果と組み合わせて判断する。	
C _M	有色鉱物は茶褐色に変質し、全体に白色~茶褐色を呈する。割れ目沿いは茶褐色に染色しているものが多い。割れ目間隔は30cm前後である。	2.0~ 3.5	10~60	1000~29000		
C _L	有色鉱物は、茶褐色に変質。長石は白色に変質している。全体に白色~茶褐色を呈し、割れ目沿いは茶褐色を呈する。割れ目が発達し、割れ目間隔は10~20cm前後である。	1.0~ 2.5	~40	~11000		
D	有色鉱物は茶褐色に変質。長石は白色に変質している。全体に茶褐色を呈し、割れ目沿いは、特に茶褐色に染色している。マサ状を呈し、割れ目の少ない部分と、割れ目の密集した部分があり、この部分の岩盤は岩片状となる。	~1.0	~20	~8000		

クリアしていることを確認している。

5. 岩盤区分の評価

第一段階での評価は、掘削をし、支持岩盤を確認する中で行われる。この確認作業は、図-8 に示す手順で行われた。施工前の地質調査の情報に加えて、グラブ掘削でのズリ観察、オーバーバーデン工法による発破孔掘削で

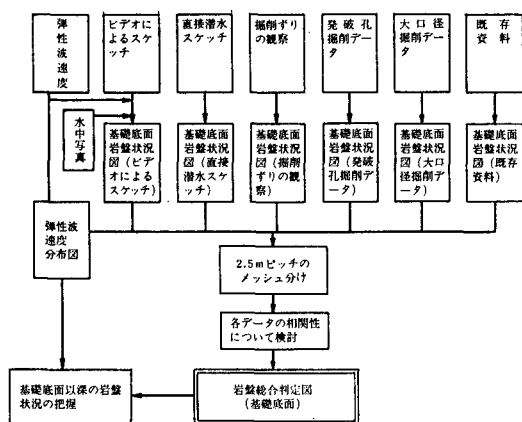


図-8 海中基礎岩盤の確認のための岩盤判定手順 (7Aの例)

のドリラビリティ、大口径掘削機による仕上げ掘削でのドリラビリティ、仕上げ面でのダイバーやビデオによる観察、弾性波探査等々の情報を総合的に判断して岩盤等級の判定を行った。それぞれの情報間の相関関係は表-9 に示すとおりである。

図-9 は、7Aのセット面での岩盤判定結果を示す。

総合判定の結果は C_M 以上は全面積の 50% 以上であり、 C_L 以上は 90% 以上となった。しかも弾性波探査で深度 3m 前後の岩盤状況を調べたところ、D 級岩盤の厚さはいづれも 1m 未満で、 C_L 級岩盤は深いところで 3m 前後、平均的には 1~2m の厚さで、それ以深には $C_M \sim C_H$ 級の岩盤が分布していることがわかった。これらのデータと既応の資料 (図-3 が一例) を比較すると、既応のデータはすべて $C_L \sim D$ クラスの岩盤区分を示し、若干、総合判定の結果より低めの判定がなされていた。

最終的な評価は、構造物の動態観測を行うなかで行える。現在 7A を対象として、基礎岩盤の変形とアンカレイジの変位を測定すべくスライディングインクリノメータやスライディングマイクロメータを設け計測を行っている。近い将来、設計手法の評価とともに岩盤区分の評価が出来るであろう。

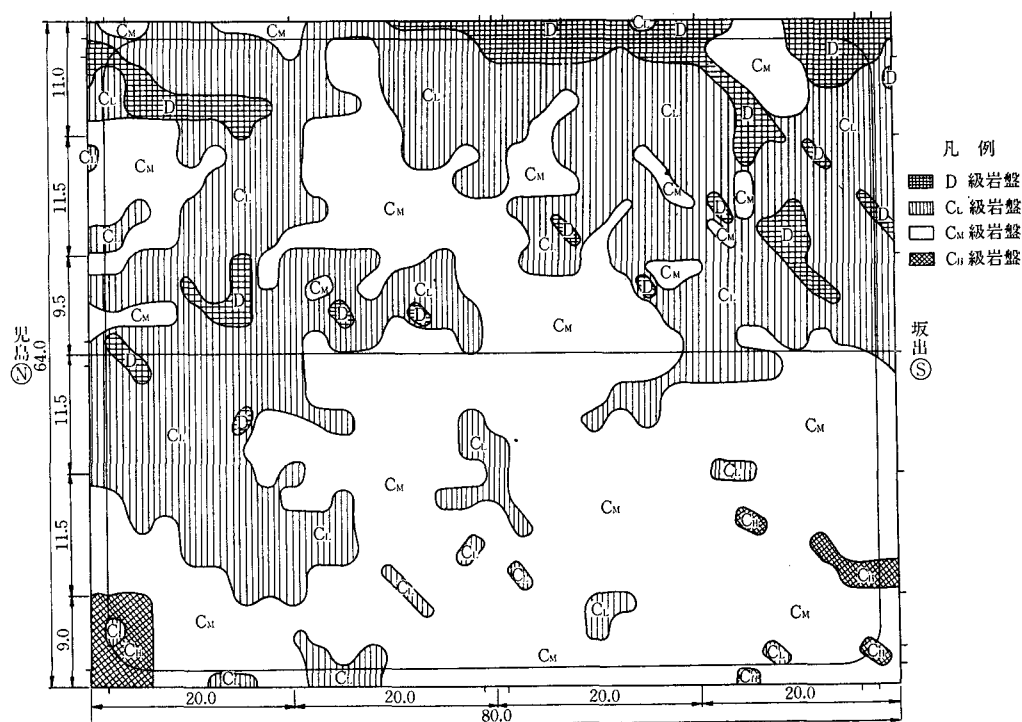


図-9 BB7A 岩盤総合判定図

あとがき

本州四国連絡橋の花崗岩上の基礎を例にあげ、岩盤分類の実績について、設計とのかかわりの面から説明した。他の軟岩での分類法や他の橋梁の基礎岩盤の確認例は参考文献等を参照されたい。

参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋基礎地盤の総合的検討委員会 (1974): 風化花こう岩の工学的表示に関する検討報告書。
- 2) 本州四国連絡橋基礎地盤の総合的検討委員会 (1972): 風化花こう岩の分類法。
- 3) 土木学会 (1979, 1980): 本州四国連絡橋の耐震, 地盤に関する調査研究報告書。
- 4) 山県 守: 橋梁基礎の地質調査について, 第20回四国地方建設局管内技術研究論文集。
- 5) 林, 越智, 石川 (1976): 各種孔内測定による岩盤の工学的性質の判定; 土と基礎 Vol. 24, No. 3.
- 6) 本州四国連絡橋公団第二建設局坂出工事事務所 (1982): 南北備讃瀬戸大橋下部工南工区 (その2) 工事・地質平面図作成報告書。
- 7) 宮島圭司 (1981): 本州四国連絡橋基礎の岩盤分類; 土木施工 Vol. 22, No. 6, 7, 8, 9, 10.
- 8) 宮島圭司 (1982): 大鳴門橋の地盤調査(Ⅱ), 応用地質 Vol. 23, No. 1.
- 9) 宮島, 村上 (1978): 因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認, 本四技報 No. 3.
(昭和58年12月17日受付, 昭和59年4月26日受理)

ダム基礎岩盤の耐荷性に関する地質工学的総合評価

菊地 宏吉*・藤 枝 誠*・岡 信彦*・小林 隆志*

Geotechnically Integrated Evaluation on the Stability of Dam Foundation Rocks

Kokichi KIKUCHI, Makoto FUJIEDA, Nobuhiko OKA
and Takashi KOBAYASHI

Abstract

This paper proposes a new classification method for rock grades as an effective tool for judging the propriety of dam foundations and for designing and constructing dams.

The examination includes mainly: i) the examination on the application range of rocks covered by the proposed classification method of rock grades; ii) the arrangement and examination of qualitative classification elements; iii) correlativity with the physical constants used in design, and iv) examination of a quantitative classification method for rock grades using simple measuring instruments.

As a result of the above examination, the new classification method for rock grades is established, which satisfies the requirements as a practical classification method, viz. the three conditions of (1) to be applicable to all massive rocks, (2) to be objective and simple, and (3) to be correlated with the physical constants used for design.

The results of this proposed rock grade classification were applied to the actual investigation of dam sites, and dam foundation rocks were selected on the rocks with required bearing resistance without any unnecessary excavation as a result. This is surmised to be effective in future construction as well in view of both stability and economy.

1. ま え が き

ダム設計において要求される基礎岩盤の諸性質は、ダムの形式および規模により異なってくるが、いかなる形式および規模のダムにおいても基礎の耐荷性およびしゃ水性がダムの安定に必要な性質となる。これらの岩盤の物理的、力学的性状を示す物理定数は各種の試験によって得られるが、その値は局部的なものであり、ダム基礎全体にわたる岩盤の物理定数を直接把握することは至難に近い事である。一方、ダム基礎の地質状態は構成する岩石の種類、風化の度合、節理および破碎帯などの割れ目の存在により、場所的にも、また方向的にも多様であるため、その評価はかなり難しい。しかしながら、ダムの設計には、ダムの安定に影響を及ぼす範囲の基礎岩盤

内部の地質状況およびその岩盤の物理的・力学的性質を定量的に評価することが要求される。ダム基礎岩盤の等級区分は、この要求に対応して実施されるものであるが、この考え方は計画初期の概念設計の段階から適用されるものとする。

ダム基礎岩盤の評価を目的とした岩盤等級区分の方法としては、世界的にはミュラーの方法が知られており、日本におけるものとしては田中の方法、岡本・安江らの方法が一般的なものである。筆者らは、田中の方法を基礎とし、これを発展させた新しい区分方法を検討した。以下はその検討結果である。

なお、本論文は第 14 回国際ダム会議において発表されたものに増補したものである。

2. 岩盤等級区分の目的と考え方

ダム基礎岩盤の等級区分は、岩石の風化、変質および

* 東電設計株式会社 応用地質部

割れ目の分布状態による岩盤の性質の物理的変化をとらえ、岩盤の物理的・力学的な面からの良否を何階級かに分けようとするものである。計画段階における岩盤等級区分の主な目的は、計画初期段階のダムのご概念設計におけるダム基礎としての適性評価、また実施段階においては、岩盤等級区分と試験値との関連づけによって、点でとらえた試験結果から、ダム基礎全体の広がりをもつ岩盤の物理的・力学的性質を推定することであるが、結果的にはこのことが、ダムの築造の適否およびダム基礎岩盤の掘削線を定める重要な要素となり、また基礎処理工法および実施範囲を決める重要な資料となる。また施工段階における目的はダム着岩面における岩盤状況からダム基礎としての安定性についての最終の評価を行うことが主たる内容であり、この結果からコンソリデーショングラウト工など基礎処理工法の最終的な検討がなされることになる。このように岩盤等級区分はダム建設の各段階を通じて、設計と深いかかわりあいを持ち、この岩盤等級区分の結果がダムの経済性および安定性の両面において重大な影響を及ぼすことになり、したがって岩盤等級区分は客観的な判断のもとに的確に評価されなければならない。

このような目的に沿った実用的な区分方法としては、次のような内容が要求される。

- ① 区分の方法は客観的なものであり、かつ簡便であること。
- ② 設計に必要な物理定数との対応づけがなされていること。
- ③ 全ての岩盤に適用できるものであること。

このうち、①、②については、等級区分基準に欠くことのできない条件であり、この条件が盛り込まれていない区分基準では、その区分の意味および利点が著しく低下し、場合によっては、その地点における岩盤の相対的な区分にのみ終ることになる。

ダム基礎岩盤の安定性は、④ 耐荷性に関するもの、⑤ 透水性に関するものなどの2つに大別でき、さらに、耐荷性に関する安定性とは、具体的にはダム構造物からの作用力に対する基礎岩盤の過度の変形、または破壊に対しての安定性であり、また、透水性に関する安定性とは、貯水の漏洩による貯水の損失、貯水ならびに地下水（貯水による地下水の変化）の基礎岩盤中への浸透による揚圧力の発生と、それによる摩擦抵抗の減少、パイピングによる岩盤性状の劣化等に関する安定性である。

この基礎岩盤の安定性を支配する地質要因をあげると、耐荷性に関するものについては、岩石を構成する岩石それ自体の強度ならびに変形性およびその岩盤中に分

布する割れ目の状態があげられる。このうち、岩石それ自体の強度ならびに変形性は、構成鉱物の種類、風化変質状態、粒子の大きさおよび粒子間の結合度、ならびに層理（葉理を含む）、片理等の構成粒子の配列、組合せ構造等に支配され、割れ目の分布状態による影響とは、割れ目の密度、方向性、連続性、開口度および挟在物の性状等によるものである。

また、透水性を支配する地質要因としては、岩石自体の空隙および岩盤中に分布する割れ目の密度、方向性、連続性ならびに開口度があげられる。岩盤等級の区分においては、これらの要因が必然的にパラメータになってくる。

一方、基礎岩盤の安定性を測る工学的尺度としては、耐荷性に関するものとして、変形係数、静弾性係数、純剪断強度（粘着力）および内部摩擦角等の物理定数があり、透水性に関するものとしては、透水係数、ルジオン値などがある。したがって、目的に沿った実用的な岩盤等級は、上記の地質要因を区分要素とし、工学的尺度としてのこれらの物理定数との対比がなされなければならない。そのためには、それぞれの地質要因が工学的性質に及ぼす影響の度合を適切に把握する必要がある。

3. 耐荷性の評価を目的とした岩盤等級の区分基準

3.1 適用範囲の検討

岩盤の耐荷性評価を目的とし、すべての岩盤に適用できる絶対的な岩盤等級であるためには、基礎の安定性を支配する要因であり、また、区分の重要な要素である岩石それ自体の強度と変形性状とが軟質岩から硬質岩まで同一次元で取り扱えることが基本的条件である。

図-1、2 は、乾燥状態の岩石テストピースにおける一軸圧縮強度と静弾性係数および純剪断強度（粘着力）の関係をそれぞれ示したものであるが、この結果から両者の関係が硬質岩、軟質岩、風化、未風化を問わず一定の関係にあり、例えば、同じ一軸圧縮強度を有する岩石であれば、風化によって軟質化した硬質岩と未風化の軟質岩の静弾性係数および純剪断強度（粘着力）は同じような分布範囲を示すことがわかる。このことは、岩石テストピースとしては軟質岩から硬質岩まで同一次元で取り扱えることを示唆している。

一方、岩盤の耐荷性は第2章で述べたように、岩石それ自体の強さならびに変形性、および割れ目の分布状態に支配されるが、実際の岩盤について強度と変形性を考えた場合、ダムの作用力によって、火成岩や古生層の砂岩のような、その強度と変形の内容がほとんどその岩盤中の割れ目に支配されるものと、新第三紀鮮新世の泥岩

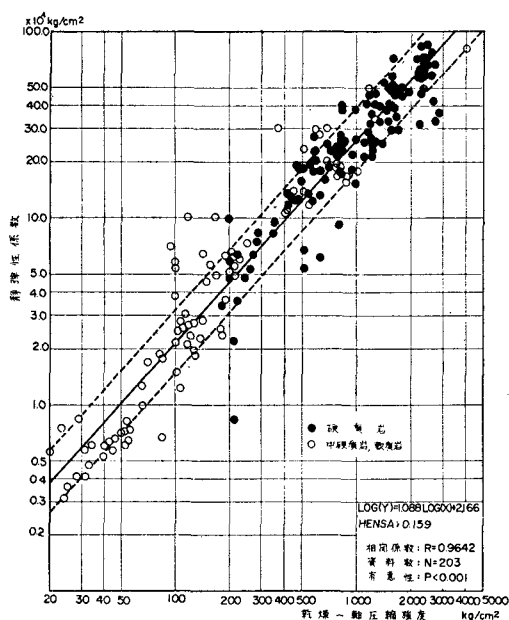


図-1 乾燥状態の岩石テストピースにおける一軸圧縮強度と静弾性係数との関係

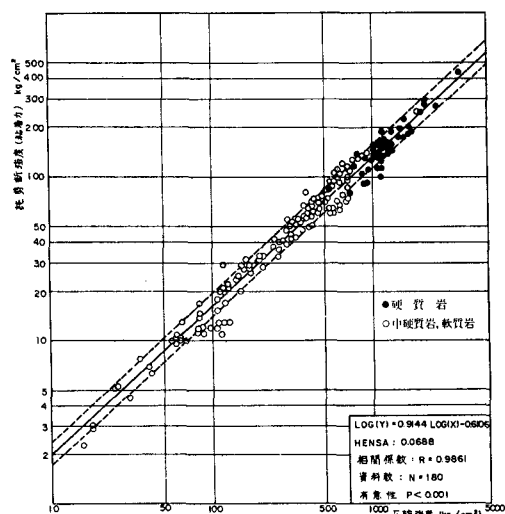


図-2 乾燥状態の岩石テストピースにおける一軸圧縮強度と純剪断強度（粘着力）との関係

のような新鮮な状態においても、その強度と変形の内容は、ほとんど岩石それ自体の強度と変形が主体となるものがあり、同じ物理定数で示される強度と変形状でも、その内容が異なっている。

以上のような理由から筆者らは、岩盤等級区分の適用において岩石を新鮮な状態での硬さの程度から経験的な方法によって、硬質岩、中硬質岩および軟質岩に区分し

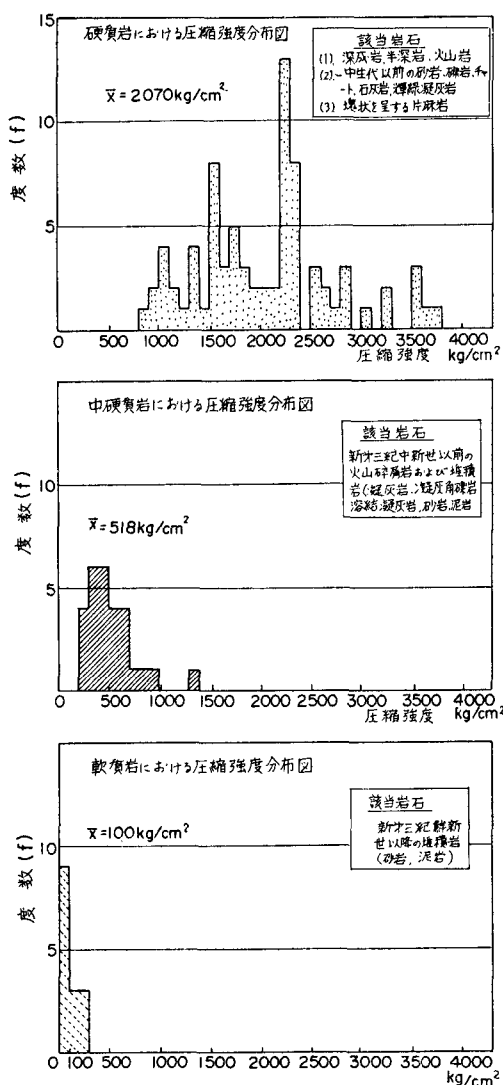


図-3 各岩石区分における圧縮強度分布

た。この経験的方法によって区分した各岩石グループについて、強度に関する物理試験結果との対応性の検討を行なった。図-3 は各岩石グループの一軸圧縮強度についての強度分布図であり、経験的判定による定性的な岩石区分と一軸圧縮強度の間には対応性が得られ、上記区分の妥当性が認められた。

3.2 岩盤等級区分基準の集約と提案

3.2.1 広がりをもった岩盤面についての岩盤等級区分基準

本論文の主な目的が、実用的な岩盤等級区分基準の設定であることは、はじめに述べたが、この目的に対応するものとして 表-1 に示す岩盤等級区分基準を集約、提

表-1 広がりをもった岩盤面についての岩盤等級区分基準（塊状岩盤）

岩盤等級	硬質岩		
	硬質岩	中硬質岩	軟質岩
	一応の目安としては新鮮な岩石のテストピースの軸圧縮強度が 800kg/cm^2 以上のものである。岩石ハンマーによる打撃では一般に金属音を発する。	一応の目安としては新鮮な岩石のテストピースの乾燥一軸圧縮強度が $800\text{kg/cm}^2 \sim 200\text{kg/cm}^2$ の範囲にあるものである。岩石ハンマーによる打撃ではかなりしまった音を発するが一般には金属音を発しない。この範囲にあるもののうち、軟質側のもものは岩石ハンマーの尖頭部による打撃で岩石の表面にわずかにくぼみを生ずる場合もある。	一応の目安としては新鮮な岩石のテストピースの乾燥一軸圧縮強度が 200kg/cm^2 以下のものである。岩石ハンマーによる打撃ではにびい地を緩した音を発し、時には破壊する場合もある。岩石ハンマーの尖頭部による打撃では岩石の表面に容易にくぼみが生ずる。
A	岩質は極めて新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は全く風化変質しておらず、また節理はほとんど分布していない。岩盤としては極めて堅牢、固密である。		
B	岩質は新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は、ほとんど風化変質していない。また節理の分布は疎らであり、密着している。岩盤としては堅牢、固密である。	岩質は新鮮であり、構成粒子は二次的な風化変質をまったくうけていない。また節理等の割目はほとんど分布していない。岩盤としては堅固である。この場合軟質岩に近いものについては、上記のような性状であっても、すでにこのクラスに属せずC上級に属するものがある。	
C _{II}	岩質は概ね新鮮、堅硬であるが、火成岩では造岩鉱物中、長石類および雲母、角閃石などの有色鉱物がわずかに風化変質している場合もあり、また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類、および有色鉱物がわずかに風化変質している場合もある。 節理はかなり分布しており、また節理面は風化変質をうけて変色汚染されている場合が多く、時には風化物質がうすく付着していることもあるが、一般には概ね密着している。岩盤としては堅固である。	岩質は新鮮であり、構成粒子は二次的な風化変質をうけていない。また節理の分布は疎らで密着している。岩盤としては概ね堅固である。ただしこの場合、硬質岩に近いものについてはこのような性状でもB級に属するものがある。	このクラスの対象となる岩石は、中硬質岩に近いもの（新鮮な岩石の乾燥一軸圧縮強度が150kg/cm^2程度以上）である。 岩質は新鮮で、構成粒子は風化変質をまったく受けておらず、また節理はほとんど分布していない。
C _{CM}	岩質は一般にやや風化変質している。このうち火成岩では石英を除き、長石類および有色鉱物は風化を受け、しばしば褐色あるいは褐色を呈している。また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物が風化変質し、火成岩の場合と同様、しばしば褐色あるいは褐色を呈している。 節理は開口し、しばしば粘土あるいは風化物質を挟在している。このクラスの岩石中には細かな毛髪状割目が多量に胚胎していることが多いので岩石ハンマーで強打すれば、この毛髪状割目を分離面として崩壊することがしばしばある。 この他岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、クラッキーな状態を示すものもこのクラスに含まれている。	構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物がやや風化変質しているものが多い。風化程度としてはあまり進んでいないが、原岩が中硬質の岩石であるので、絶対的な硬さとしてはやや軟質な感じをうける。節理はかなり分布しており、やや開口していることが多く、節理は風化変質をうけて変色汚染されており、しばしば粘土の薄層、風化物質を挟在している。 このクラスの岩盤は毛髪状割目がある程度存在するので、岩石ハンマーによる打撃ではこの毛髪状割目を分離面として、しばしば崩壊する。	岩質は新鮮であり、構成粒子も二次的な風化変質をうけていない。また、節理はほとんど分布していないか、あるいは分布しているも疎かであり、しかも密着している。岩盤としては風化をほとんどうけていないが、原岩が軟質な岩石であるので、絶対的な硬さとしては、軟質な感じをうける。この場合、乾燥一軸圧縮強度が$60\text{kg/cm}^2 \sim 70\text{kg/cm}^2$程度以下のものにはすでにこのクラスに属せずC下級に属する。
C _L	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受けているために、岩石全体としても一般に褐色あるいは、赤褐色を呈する。 節理は開口し粘土および風化物質の挟在が著しい。このクラスの岩石では細かな毛髪状割目の分布が著しくさらにこの割目に沿って風化も進んでいるので、岩石ハンマーによる軽打によって容易に崩壊あるいは陥没する。この他、岩質は新鮮であっても開口節理の分布が著しく、石積状の座状を示すものもこのクラスに含まれる。	構成粒子は風化変質し、固結程度はかなり低くなっている。原岩が中硬質の岩石であるので、絶対的な硬さとしては、かなり軟質な感じをうける。節理はかなり分布している。節理は開口し、また風化物質、粘土層を著しく挟在している。 このクラスの岩盤では毛髪状割目に沿って、かなり風化がすすんでいるので、岩石ハンマーによる軽打撃によっても容易に崩壊する。	構成粒子はやや風化変質を受け、固結程度は著しく低下している。岩盤としての絶対的な硬さとしては、極めて軟質な感じをうける。岩石ハンマーの尖頭部で打撃すると、しばしば尖頭部で岩盤に突きささる。
D	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受け、しばしば砂状および粘土状を呈する部分が見られる。このクラスの岩盤では節理の分布はむしろ不明瞭である。	構成粒子は風化変質が著しくすすみ固結程度は著しく低下し、しばしば砂状および粘土状を呈している。このクラスのものは、割目の分布はむしろ不明瞭である。	構成粒子の固結程度は極めて低くなり、大部分砂状あるいは粘土状を呈している。
該当岩石	(1) 深成岩、半深成岩および火山岩等の火成岩類がこれに該当する。 (2) 中生代以前の砂岩、礫岩、チャート、石灰岩および輝緑凝岩等の堆積岩および火山砕屑岩がこれに該当する。ただし粘板岩、頁岩は原則的には除外する。 (3) 変成岩のうち、比較的塊状の片麻岩は、これに該当する。ただし結晶片岩類は除外する。 その他、新第三紀の堆積岩および火山砕屑岩にもこれに該当するものもある。	新第三紀中新世以前の第三紀の堆積岩（泥岩、シルト岩、砂岩および礫岩）および火山砕屑岩（凝灰岩、凝灰角礫岩、火山角礫岩および溶結凝灰岩）の大部分がこれに該当する。ただし第四紀の溶結凝灰岩にはこれに該当するものもある。	新第三紀鮮新世以降の堆積岩（泥岩、シルト岩、砂岩および礫岩）および火山砕屑岩（凝灰岩、凝灰角礫岩および火山角礫岩）の大部分がこれに該当する。ただし第四紀の火山砕屑岩には、これに該当するものもある。
摘要	田中式岩盤等級に対応する。		

案した。すなわち前項で検討した結果を用い、その岩盤を構成する岩石の固有の強度から硬質岩、中硬質岩、軟質岩に3区分し、さらにこれら各々を2章で述べた岩盤の安定性を支配する地質要因をチェックポイントとして6階級に等級区分した。

この場合、ここで提案する岩盤等級区分基準は従来の田中の岩盤等級区分基準をもとに、これらをさらに発展させたものであることから、等級区分は、これと同じ6階級とした*。この岩盤等級は2章で述べた条件から、絶対等級であるため、同じ等級区分であれば硬質岩、軟質岩にかかわらず、耐荷性に関しては、巨視的には同じと解釈しても原則的には問題はないという考え方に立脚している。ただ、この場合にしても当然のことながら、硬質岩、中硬質岩、軟質岩それぞれの耐久性に関しては、同じ等級区分であっても、同じと考えておらず、これに関する評価は、土木構造物からの要求に応じて別途行なう必要があると考えている。

なお、この区分基準は、岩盤の耐荷性評価に限定しているが、岩盤の安定性のもう一つの重要な条件である岩盤の透水性についてはこの区分基準の評価対象から除外した。これは岩盤の透水性の評価が非常に難しい問題であり、岩盤等級との対応づけが簡単に出来ないためである。

3.2.2 ボーリングコアにおける岩盤等級区分基準

3.2.1 で述べた岩盤等級区分基準は、田中の方法を発展させたものであり、調査横坑や切取り面等の広がりをもった露出岩盤を主な調査対象とした基準であるため、ボーリングコア鑑定に用いる区分基準として必ずしも適切な内容となっていない。しかしボーリングコア鑑定のための岩盤等級区分基準がないことから、上記の区分基準を準用されているのが現状であり、その結果判定に混乱を招いたり、また鑑定結果に違いを生ずることがしばしば見受けられる。

このような現状から、現在までに筆者らが実施したダムサイト調査における横坑調査結果とボーリング調査結果とを対比検討した結果ならびに、横坑内において岩盤等級区分を行なった箇所直接ボーリングを行いその得られたコアについて、各岩盤等級を支配する地質諸要素を摘出検討し、それぞれ整理して各岩盤等級毎に対応さ

表-2 ボーリングコア鑑定についての岩盤等級区分基準（硬質塊状岩盤）

岩盤等級	対象岩盤の一般的目安としては、新鮮な岩石のテストピースの自然乾燥一軸圧縮強度が800kg/cm ² 以上のもの、新鮮岩の露頭部における岩石のハンマーの打撃によって、一般に金属音が発生する。	岩盤の一般的性状	ボーリングコアの状態
A	岩質はきわめて新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は全く風化変質しておらず、また節理はほとんど分布していない。岩盤としてはきわめて堅牢、固密である。	岩質はきわめて新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子はほとんど風化変質していない。また節理の分布はまばらであり、密着している。岩盤としては堅牢、固密である。	コアは100cm以上の棒状をなし岩質極めて新鮮で、コアの表面は非常になめらかであり、節理は認められない。(すなわち、コア箱1mにおいては、割れ目の認められないintact rockである) コアの採取率は極めてよい。
B	岩質は新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子はほとんど風化変質していない。また節理の分布はまばらであり、密着している。岩盤としては堅牢、固密である。	岩質は新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子はほとんど風化変質していない。また節理の分布はまばらであり、密着している。岩盤としては堅牢、固密である。	コアは40～50cm前後の長柱状が主体をなし、岩質は新鮮で、コアの表面はなめらかである。節理の分布は少なく、密着している。節理面に汚染されていることもある。コアの採取率は極めてよい。
C _H	岩質はおおむね新鮮、堅硬であるが、火成岩では造岩鉱物中、長石類および雲母、角閃石などの有色鉱物がわずかに風化変質している場合もあり、また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物がわずかに風化変質している場合もある。節理はかなり分布しており、また節理面は風化変質をうけて変色汚染されている場合が多く、ときには風化物質がうすく附着していることもあるが、一般にはおおむね密着している。岩盤としては堅固である。	岩質はおおむね新鮮、堅硬であるが、火成岩では造岩鉱物中、長石類および雲母、角閃石などの有色鉱物がわずかに風化変質している場合もあり、また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物がわずかに風化変質している場合もある。節理はかなり分布しており、また節理面は風化変質をうけて変色汚染されている場合が多く、ときには風化物質がうすく附着していることもあるが、一般にはおおむね密着している。岩盤としては堅固である。	コアは10～30cm前後の柱状が主体をなし、岩質はおおむね新鮮で、コアの表面はおおむねなめらかである。節理はやや発達し、節理面はしばしば淡褐色に風化変質しているが、風化変質は内部まで進んでいく。時に節理面には薄く風化物質が附着することもある。コアの採取率はよい。
C _M	岩質は一般にやや風化変質している。このうち火成岩では石英を除き、長石類および有色鉱物は風化を受け、しばしば褐色あるいは赤褐色を呈している。また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物が風化変質し、しばしば褐色の場合と同様、しばしば褐色を呈している。節理は開口し、しばしば粘土あるいは風化物質を挟在している。このクラスの岩石中には細かな毛髪状割れ目が多量に胚胎していることが多い。その他、岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、クラッキングの状態を示すものもこのクラスに含まれている。	岩質は一般にやや風化変質している。このうち火成岩では石英を除き、長石類および有色鉱物は風化を受け、しばしば褐色あるいは赤褐色を呈している。また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物が風化変質し、しばしば褐色の場合と同様、しばしば褐色を呈している。節理は開口し、しばしば粘土あるいは風化物質を挟在している。このクラスの岩石では細かな毛髪状割れ目が多量に胚胎していることが多い。その他、岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、クラッキングの状態を示すものもこのクラスに含まれている。	コアは10cm前後の短柱状が主体をなし、岩片状を呈する場合もある。岩質は円柱状になる。岩質はやや風化変質しておりコアの表面はおおむね粗面を呈する。節理面は風化が進入している。コアパレルからコアを抜いた時新たな割目が生じる。コアの採取率はおおむね80%以上。岩質が新鮮でも、開口節理が発達し、コア長の短いものはこの岩級に含まれる。
C _L	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受けているために、岩石全体としても一般に褐色あるいは赤褐色を呈する。節理は開口し、粘土および風化物質の挟在が著しい。このクラスの岩石では細かな毛髪状割れ目の分布が著しく、さらにこの割れ目に沿って風化も進んでいる。その他、岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、石積状の産状を示すものもこのクラスに含まれる。	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受けているために、岩石全体としても一般に褐色あるいは赤褐色を呈する。節理は開口し、粘土および風化物質の挟在が著しい。このクラスの岩石では細かな毛髪状割れ目の分布が著しく、さらにこの割れ目に沿って風化も進んでいる。その他、岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、石積状の産状を示すものもこのクラスに含まれる。	コアはおおむね岩片状が主体をなし、組合せても円柱状にすることは難しい。岩質は風化しているが、コアの表面はガラガラし、一般に褐～茶褐色を呈する。風化変質は節理付近のみならず全体に進入している。コアパレルからコアを抜いた時崩壊し易い。採取率はおおむね80%以下。短柱状コアと砂～粘土状コアが繰り返す場合もこの岩級に含まれる。
D	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受け、しばしば砂状および粘土状を呈する部分が見られる。このクラスの岩盤では節理の分布はむしろ不明瞭である。	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受け、しばしば砂状および粘土状を呈する部分が見られる。このクラスの岩盤では節理の分布はむしろ不明瞭である。	コアはおおむね砂～粘土状を呈し、一見岩盤被覆層の区別は難しいが、相対的に締り度よい。通常の清水掘りでは、ダブルコアチューブを用いてもコア採取率は著しく悪い。

* この等級区分において、C級がC_H級、C_M級、C_L級の3階級に区分された形となっているが、これは岩盤等級区分基準設定の歴史的な経緯から命名されたものであり、実際的な内容はC_H級、C_M級、C_L級それぞれの区分が他の等級区分と同等の意味をもつと考えて良いものである。

せ、表-2 に示すボーリングコア鑑定による岩盤等級区分基準を取り纏め、提案した。これによって前述の問題点はかなり解決出来るものと考えられる。

3.3 岩盤等級の区分要素の抽出と整理

岩盤等級の区分方法は定性的なものであるが、定性的区分は主観に左右され易いため、判定時の個人差をなくすることは至難に近いことである。しかしながら岩盤等級の判定は基本的には個人差があってはならないものである。

筆者らは判定の個人差を防ぐ為、5章で述べるような定量的区分方法を検討したが、岩盤の性状はいろいろな要素が複雑に組合わされているうえに、その個々の要素が数値化し難いものが多く、さらに本質的に定性的な

質を無視出来ないものである。

筆者らは、判定にできるだけ客観性をもたせるために、判定の重要なチェックポイントとなっている地質要素を抽出し、その要素を各々検討整理し、岩盤等級別に対応させた。

この場合、判定の重要なチェックポイントとなっている地質要素は、④ 岩石それ自体の変形性および強度、⑤ 割れ目の分布密度、⑥ 割れ目の連続性、⑦ 割れ目の開口性、⑧ 割れ目の面の状態および挟在物質の性状である。このうち、岩石それ自体の強度は岩石の風化程度および構成粒子の結合状態から判定するものである。

これらの区分要素は、便宜上、いずれの区分要素についても4階級に区分した(表-4)。この区分にあたって

表-3 岩盤等級区分要素の区分

符 号	風化状態 標準区分	岩石それ自体の硬さ		節 理 の 分 布 状 態				
		標準区分	目 安	節 理 密 度		節理の開口性 標準 区 分	節理面の状態 標 準 区 分	
				連続性のない 節理の分布間隔	比較的連続性のある (2m以上の連続性を有する) 節理の分布間隔			
○	新鮮である	堅固である	岩石の乾燥一軸圧縮強度 800kg/cm ² 以上	ほとんど分布し ていない	3.0m以上	10.0m以上	密着している	全く風化してい ない
△	概ね新鮮である	概ね堅固である	岩石の乾燥一軸圧縮強度 800kg/cm ² ~ 400kg/cm ²	疎らである	0.5m~3.0m	2.0m~10.0m	概ね密着している	やや風化汚染さ れている場合も ある
▲	風化している	やや軟質である	岩石の乾燥一軸圧縮強度 400kg/cm ² ~ 200kg/cm ²	分布している	0.1m~0.5m	1.0m~2.0m	開口している	風化、汚染され 風化物質が薄く 附着している
●	極めて風化して いる	軟 質 で ある	岩石の乾燥一軸圧縮強度 200kg/cm ² 以下	著しく分布して いる	0.1m以下	1.0m以下	著しく開口して いる	極めて風化、汚 染され粘土ある いは風化物質が 著しく挟在して

表-4 岩盤等級区分要素一覧表(塊状岩盤を対象とする)

岩 盤 等 級	硬 質 岩					中 硬 質 岩					軟 質 岩				
	区 分 要 素					区 分 要 素					区 分 要 素				
	造岩鉱物(あるいは構成粒子)の状態		節理の状態			造岩鉱物(あるいは構成粒子)の状態		節理の状態			造岩鉱物(あるいは構成粒子)の状態		節理の状態		
	風化状態	岩石それ自体の硬さ	節理密度	節理の開口性	節理面の状態	風化状態	岩石それ自体の硬さ	節理密度	節理の開口性	節理面の状態	風化状態	岩石それ自体の硬さ	節理密度	節理の開口性	節理面の状態
A	○	○	○	○	○										
B	○	○	△	○	○または△	○	△	○	○	○					
C	C _H	○または△	○または△	△または△	△または△	○または△	△または△	△	△または△	△または△	○	●	○	○	○
	C _M	△または▲	△または▲	▲または●	▲または●	△または▲	△または▲	▲	▲	▲	○	●	○または△	○または△	○または△
	C _L	▲または●	▲または●	●	●	▲または●	▲または●	▲	●	●	△	●	▲または△	▲または△	▲または△
D	●	●(極めて軟質)	—	—	—	●	●(極めて軟質)	—	—	—	●	●(極めて軟質)			

表-5 ボーリングコア鑑定における岩盤等級区分要素の区分

符 号	風化状態 標準区分	岩石それ自体の硬さ		節 理 の 分 布 状 態			
				節 理 密 度		節理の開口性 標準区分	節理面の状態 標準区分
		標準区分	目 安	標準区分	目 安 平均コア長		
○	新鮮である (節理面も風化していない)	堅 固 で ある	岩石の乾燥一軸圧縮強度 800kg/cm ² 以上	ほとんど分布していない	60cm以上	全く間隙がない	全たく風化していない
△	概ね新鮮 (節理部分だけが風化している)	おおむね堅固である	岩石の乾燥一軸圧縮強度 800～400kg/cm ²	疎らである	30～60cm	殆んど間隙がない	やや風化し汚染されている場合もある
▲	風化している (節理に沿って風化している)	やや軟質である	岩石の乾燥一軸圧縮強度 400～200kg/cm ²	分布している	10～30cm	若干間隙が生じる	風化汚染され、風化物質が薄く付着する
●	極めて風化している (新鮮部が認められない)	軟 質 で ある	岩石の乾燥一軸圧縮強度 200kg/cm ²	著しく分布している	10cm以下	かみ合わない	極めて風化汚染され、粘土あるいは風化物質が著しく挟んでいる

表-6 ボーリングコア鑑定における岩盤等級区分要素一覧表

岩 盤 等 級	区 分 要 素				
	造岩鉱物又は構成粒子の状態		節 理 の 状 態		
	風 化 状 態	岩 石 それ 自体の硬さ	節 理 密 度	節理の 開口性	節理面 の 状態
A	○	○	○	○	○
B	○	○	△	○	○または△
C _H	○または△	○または△	▲	△	△または▲
C _M	△または▲	△または▲	▲または●	▲または●	▲または●
C _L	▲または●	▲または●	●	●	●
D	●	● (軟極め質)	(－)	(－)	(－)

は、経験的、定性的な評価を基本としているが、定量的な取扱いの可能な区分要素については、出来るだけ量的な検討を行った。

まず岩石それ自体の変形性および強度については 3.1 での検討結果を参考として 4 階級に区分した。また、割れ目密度の区分については塊状硬質岩における岩盤等級と割れ目密度との関連性の検討結果を参考として区分を

行った。
表-5, 6 は、上記の区分 (表-3, 4) を目安として、ボーリングコア鑑定のための岩盤等級区分要素を整理し、取り纏めたものである。

以上のように整理区分した区分要素を用いて岩盤を評価判定するならば、判定の個人差を防ぎ客観的な判定が可能になるものと考えられる。

4. 岩盤等級と岩盤の種々の物理定数との対応

岩盤の変形係数、静弾性係数および剪断強度などの物理定数は、岩盤の耐荷性を示す尺度の代表的なものであり、ダムなどの土木構造物の設計に必要なものである。

岩盤等級区分は、ダム基礎岩盤の地質工学的評価を目的とするものであり、当然これらの物理定数との関連性を有していなければならない。また、これらの物理定数との関連の背景がなければ、目的に沿った区分基準にはなり得ない。このような意味から筆者らは、岩盤等級とこれら各物理定数との関連性を検討した。

4.1 変形係数、静弾性係数との対応

岩盤の変形は、① 岩石それ自体の変形、② 岩盤中に存在する節理などの割れ目間隙の縮小変位、③ 割れ目に沿うすべりによる変位などがその変形内容の主なものであり、これらの総和が岩盤のいわゆる変形となる。すなわち、岩盤の変形は弾性的、塑性的および粘性的なものが含まれた複雑なものである。

岩盤の変形性状を表わす物理定数としては変形係数および静弾性係数がある。この物理定数を把握するための原位置岩盤試験としては、平板載荷試験法 (ジャッキ法)、水室試験法および孔内載荷試験法などがあるが、本論文では、現在、一般的な試験方法とされている平板載荷試験によって得られた試験結果との関連性およびボ

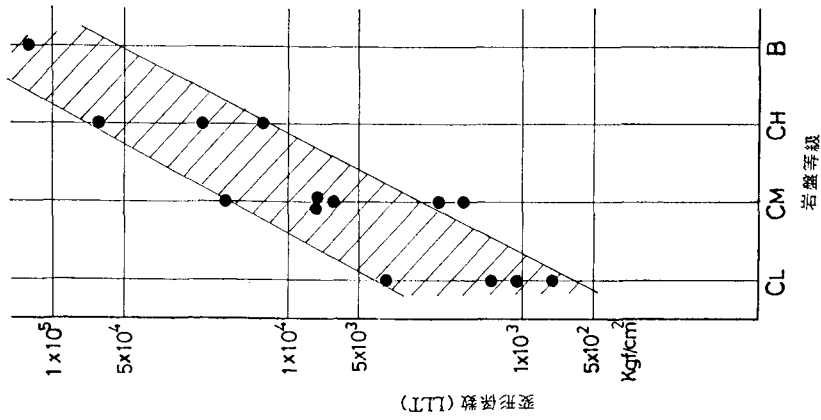


図-6 塊状岩盤における岩盤等級と変形係数との関係 (孔内載荷試験)

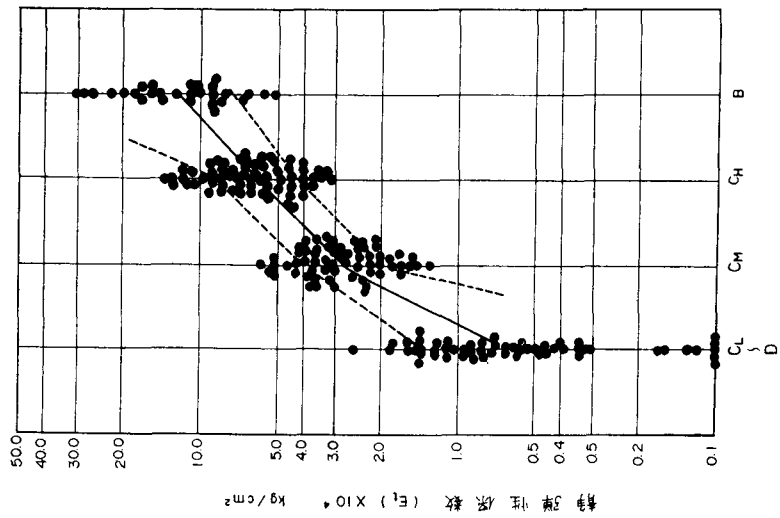


図-5 塊状岩盤における岩盤等級と静弾性係数との関係

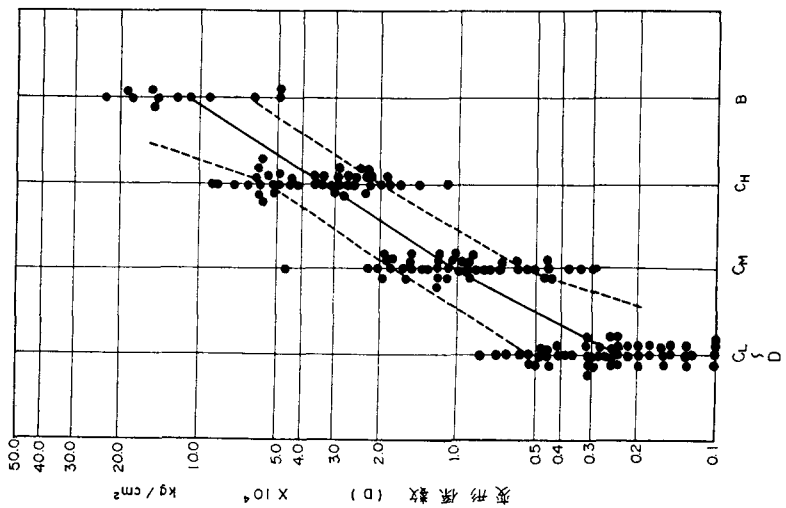


図-4 塊状岩盤における岩盤等級と変形係数との関係

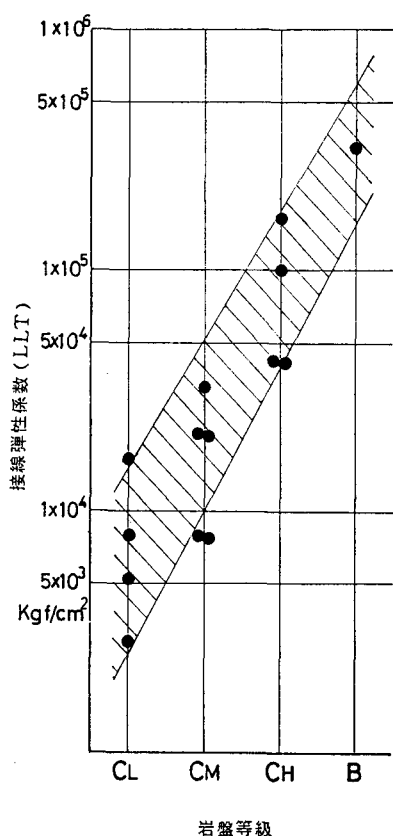


図-7 塊状岩盤における岩盤等級と静弾性係数との関係 (孔内載荷試験)

アホールを利用した孔内載荷試験結果との関連性について検討した。

この検討に用いた変形係数 (D) は、荷重 70 kg/cm^2 における包絡線の勾配から求めたものであり、また静弾性係数 (E_s) は荷重 70 kg/cm^2 における載荷時の荷重-変位曲線の直線部分の勾配から求めた接線弾性係数である。ただし、最大荷重が 70 kg/cm^2 未満の場合には、載荷時の最大荷重における各係数を用いた。

岩盤等級と平板載荷試験によって得られた変形係数および静弾性係数との対応性の検討に当たっては、まず、岩種別に検討を行った。その結果によれば、塊状の硬質岩では、いずれの岩種においても著しい相関が認められ、また、各岩盤等級に対応する変形係数および静弾性係数値もほぼ同じ範囲に分布することが明らかとなった。

このことは、塊状の硬質岩においては、造岩鉱物の種類の差異が岩盤の変形を支配するものではなく、造岩鉱物の鉱物粒子間の固結度および節理などの割れ目の存在が、変形を支配することを意味するものと考えられる。

したがって、塊状の硬質岩岩盤の変形性に関しては、各種岩石を同一に取り扱っても巨視的には問題がないものと考えられる。

さらに、中硬質岩および軟質岩においては、岩石それ自体の変形を考慮して取り扱った結果、同じ岩盤等級では硬質岩とほぼ同じ範囲にあることが判明した。

以上のことから、塊状岩盤の変形性状については、岩石それ自体の変形性をパラメータとすれば、軟質岩から硬質岩まで同次元で取り扱えるものと考えられる。図-4, 5 は、上記の考え方にに基づき、塊状岩について軟質岩から硬質岩まで一括して取り扱った結果であるが、両者の間には著しい相関性が認められ、岩盤が良好になるほど、変形係数 (D) および静弾性係数 (E_s) は大きくなるという関係が得られた。

また、図-6, 7 はボーリング孔における岩盤等級と孔内載荷試験結果との関連性を示したものである。この結果によれば岩盤等級区分と試験値との間には、平板載荷試験結果におけると同様に対応性が認められ、また各岩盤等級区分に対応する試験値の範囲も巨視的に同じ範囲を示している。

4.2 剪断強度との対応

岩盤の剪断強度は、岩石それ自体の固結度、風化程度および割れ目の分布状態等岩盤の固密性に支配されるものと考えられる。また、岩盤等級は、岩盤の固密性を評

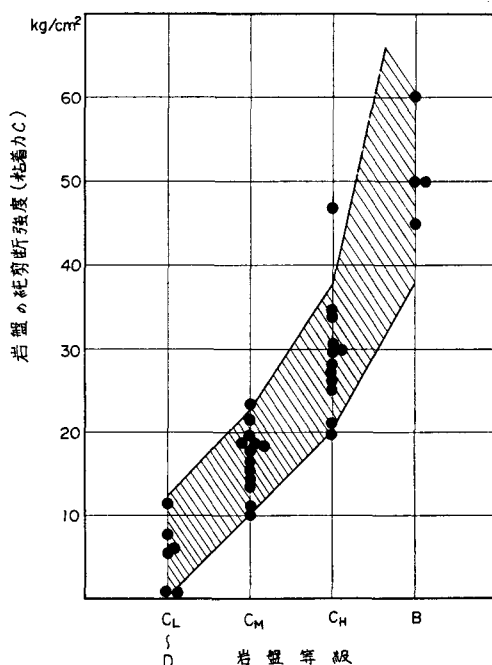


図-8 塊状岩盤における岩盤等級と粘着力との関係

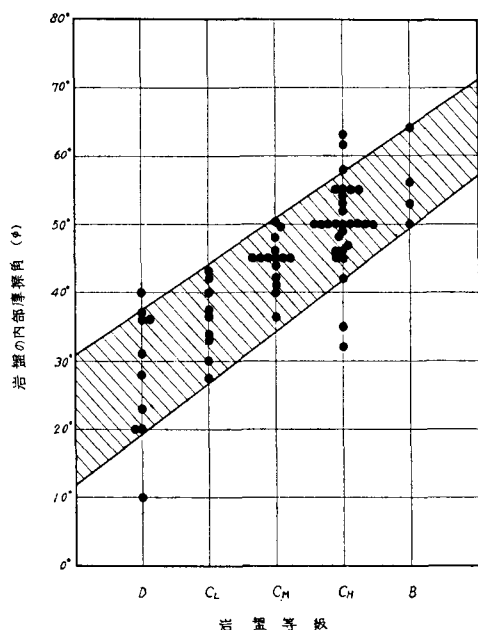


図-9 塊状岩盤における岩盤等級と岩盤の内部摩擦角との関係

価するものであり、岩盤の剪断強度と関連性を有するものと考えられ、これとの対応性を検討した。検討に当っては、塊状岩を岩種別ではなく、一括して取り扱ったがこれは、4.1において検討した岩盤等級と原位置変形試験結果との対応性から、岩盤を物理的な面からとらえるならば、塊状岩を一括して取り扱っても巨視的に問題がないと考えられるからである。

図-8, 9 は岩盤等級と同一岩盤等級個所における1シリーズの剪断試験結果から得られた岩盤の純剪断強度(粘着力)および内部摩擦角との関係を示したものである。これらの結果によれば、両者の間には明かな対応

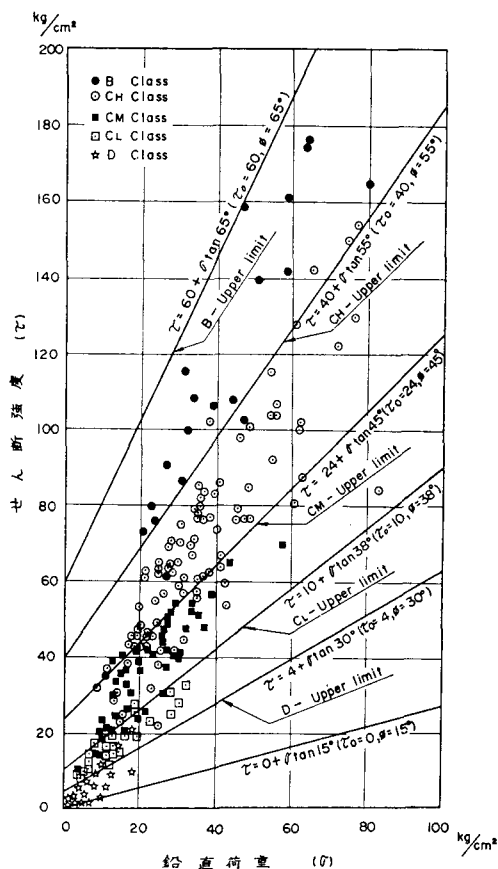


図-10 塊状岩盤における岩盤等級と原位置せん断試験結果との関係

性が認められ、岩盤が良好になるほど、純剪断強度(粘着力)および内部摩擦角は大きくなるという関係を示している。

図-10 は個々の試験結果から得られた破壊時の鉛直荷

表-7 各岩盤等級から予想される物理定数の範囲

岩盤等級	岩盤の変形係数 (kg/cm²)	岩盤の静弾性係数 (kg/cm²)	岩盤の粘着力 (kg/cm²)	岩盤の内部摩擦角 (°)	岩盤の弾性波速度 (km/sec)	ロックテストハンマー反発度	孔内载荷試験による		引き抜き試験によるせん断強度 (kg/cm²)
							変形係数 (kg/cm²)	接線弾性係数 (kg/cm²)	
A~B	50,000以上	80,000以上	40以上	55~65	3.7以上	36以上	50,000以上	100,000以上	20以上
CH	50,000~20,000	80,000~40,000	40~20	40~55	3.7~3	36~27	60,000~15,000	150,000~60,000	
CM	20,000~5,000	40,000~15,000	20~10	30~45	3~1.5	27~15	20,000~3,000	60,000~10,000	20~10
CL	5,000以下	15,000以下	10以下	15~38	1.5以下	15以下	6,000以下	15,000以下	10~5
D									5以下

重に対応する剪断荷重を一括してまとめたものであるが、この結果においても、岩盤等級と剪断試験結果との間には相関性が認められる。

なお、この結果を用いることにより、各岩盤等級についての個々の試験結果から純剪断強度（粘着力）および内部摩擦角のおおよその取り得る範囲が推定出来るものと考えられ、また、試験結果の妥当性のチェックにも有効と考えられる。

また図-11は、岩盤等級とポアホールを利用したアンカー引き抜き試験より得られた剪断強度との関連性を示したものである。この結果によれば岩盤等級区分と試験値との間には、前述の原位置剪断試験結果との関連性におけると同様に対応性が認められ、その試験値の範囲もほぼ同じであることを示している。

以上、岩盤等級区分と各物理定数に対応することを述べたが、これらを一括して取り纏めると表-7に示す通りであり、各岩盤等級が取り得る物理定数の凡その範囲が推定出来るものとする。

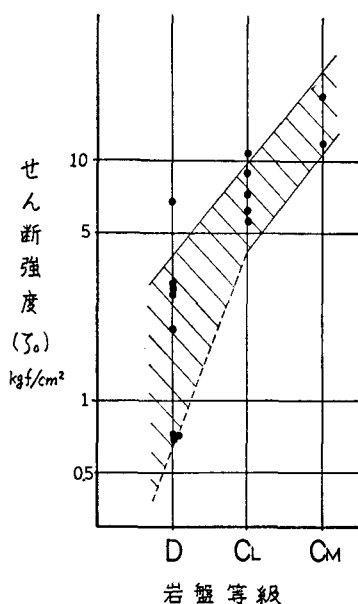


図-11 引き抜き試験における岩盤等級とせん断強度との関係

5. 岩盤等級区分の定量的評価方法の考案

ダム基礎の地質調査における岩盤等級の判定は基本的には主観の入らない客観的なものでなければならない。

筆者らは判定の個人差を出来るだけなくすために、コンクリート強度を非破壊で推定する簡便な方法として用いられている反発ハンマーおよび簡易弾性波速度測定器

などの簡易測定器を利用した岩盤等級区分の定量的評価方法について検討した。

5.1 ロックテストハンマーによる定量的区分の検討

反発ハンマーはコンクリートの圧縮強度をハンマーの反発度から推定するものであるが、この測定内容の特徴は岩盤の固密性の判定にも共通するものと考えられるので、この測定器の岩盤等級の定量的区分への適用性について検討を行った。

5.1.1 ロックテストハンマーの考案

コンクリート用反発ハンマーをそのままの状態では、ハンマーの打撃によって、岩盤の測定面で過度の変形による局所破壊が生じ易い。そこで、硬質岩盤～軟質岩盤まで適用範囲を拡張するため、反発ハンマーのプランジャー先端部に直径 30 mm のアタッチメントを取り付ける方法を考案し、実際の岩盤計測にはこれを利用した。以下

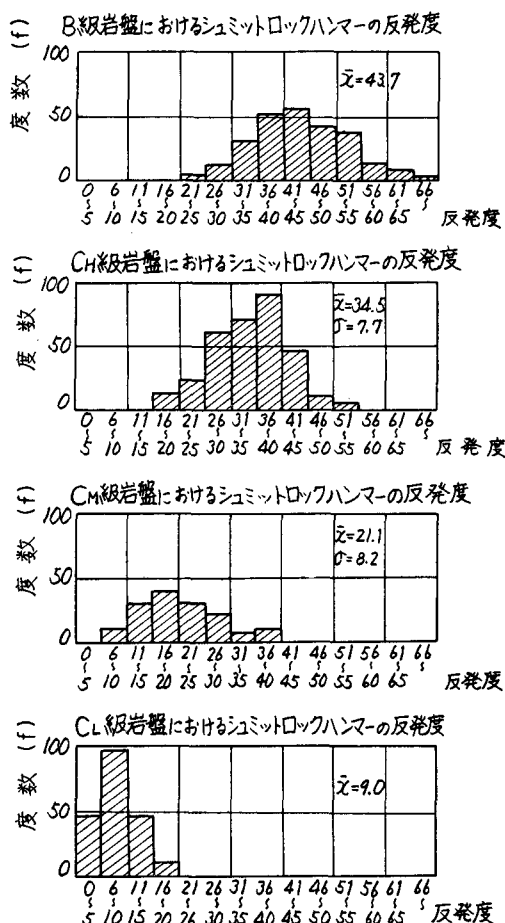


図-12 塊状岩盤における岩盤等級とロックテストハンマー反発度との関係

では、この岩盤計測用の反発ハンマーをロックテストハンマーと呼ぶ。

5.1.2 測定方法

測定に当っては、調査横坑内で各岩盤等級ごとに実施された平板載荷試験箇所を測定個所に選定した。

各測定地点での反発度を比較するためには一定の基準にしたがった測定方法が必要であるが、ここでは計測の範囲は平板載荷試験における応力の伝達範囲を考慮して、載荷板の中心から1mとした。

5.1.3 ロックテストハンマー反発度と岩盤等級との対応

5.1.2 で述べた方法によって測定したロックテストハンマーの岩盤計測結果を岩盤等級別に整理し、度数分布図として示した (図-12)。

この結果によれば、B 級岩盤では平均 43.7, C_H 級岩盤では平均 34.5, C_M 級岩盤では平均 21.1, C_L~D 級岩盤では平均 9.0 のそれぞれ反発度を示し、岩盤が良くなるほど反発度が大きくなっている。

このように、平均反発度を比較すると各岩盤等級間に明らかな差異が認められるが、このことはロックテストハンマーによる岩盤計測が岩盤等級の定量的区分方法として有効であることを示すものと考えられる。

5.2 簡易弾性波速度測定器による定量的岩盤区分の検討

近年、電子工学の発達により簡易で比較的高性能の弾性波速度測定器が欧米諸国および日本において開発されている。これらの測定器は小型、軽量であるうえに、操作が簡単であるため、筆者らはこれらの利点に着目して、岩盤等級の定量的区分の手段として適用性について検討を行った。

5.2.1 測定方法

本装置による現場計測は、調査横坑内において、地質調査で岩盤等級区分を行なった各岩盤等級区間および平板載荷試験実施箇所で行なった。

岩盤等級との対応性の検討における弾性波速度の測定は同一岩盤等級の標準的な個所に長さ4mの測線も設定し行なった。(この測線は、後述の平板載荷試験結果との対応性の検討を行なうことをも目的としているため平板載荷試験の応力伝播範囲を考慮して設定した。) また、測定結果の弾性波 P 波速度は 0~4m の走時を用いて算定した。

5.2.2 弾性波速度値と岩盤等級との対応

3.1 および 4 章における検討結果から岩盤を物性的な面からとらえるならば、一括して取り扱っても巨視的には問題ないことが明らかになっているので、種々の塊状

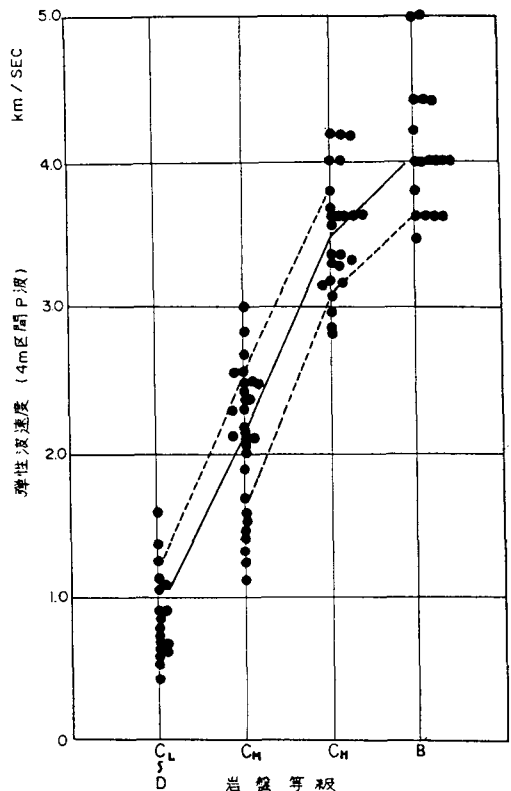


図-13 硬質塊状岩盤における岩盤等級と簡易弾性波速度測定器による P 波速度との関係

岩盤を一括して取り扱い、岩盤等級と弾性波速度との関連性を検討した。図-13 はその関係を示したものであるが、両者の間には、明らかな対応性が認められた。

この結果から総合的に考察すれば、岩盤等級の定量的区分における簡易弾性波測定器の適用は非常に有効であると考えられる。

6. ボーリング調査における岩盤等級区分の定量的評価方法の検討

ボーリング調査における岩盤等級区分の評価判定にあたっては、個人差を防ぐためできるだけ客観的な手法を併用するのが適切であることは冒頭でも述べた通りである。岩盤の耐荷性を支配する地質要素の内、割れ目の分布性状が主なものとしてあげられ、これに着目した評価手法がいくつか提案されている。RQD は Deere (1964) によって提案され岩盤の定量的評価方法の 1 つとして最近かなり一般化している。Deere は RQD を N サイズ (コア径 53mm) 以上のコアで削孔長に対する 4 in 以上の長さのコアの累計長の割合 (%) で示したものと定義したが、日本においては通常削孔長 1m における孔径

56mm (コア径 45mm) 以上のボーリングで得られたコア内 10cm 以上の長さを評価すると定義し直されて利用されている。

6.1 RQD と岩盤等級との対応

岩盤等級区分の定量的評価の観点から、RQD と岩盤等級との関連性を検討した (図-14)。その結果によれば岩盤が良くなる程 RQD 値は大きくなり、B 級では加重相対平均 90% 以上、C_H 級では 80% 前後、C_M 級では 20~30%、C_L 級では 10% 前後を示している。

RQD の岩盤等級区分の定量的評価指数としての適用性について考察すると、C_H 級と C_M 級の間には明瞭な差異が認められるが、他の等級間では重複部分が多いこ

とにより、RQD のみでは定量的評価指数としての適用性は不十分であると考えられる。

6.2 RQD_(N) による定量的岩盤等級区分の検討

6.2.1 RQD_(N) の考案と考え方

6.1 で述べたように RQD は全岩盤等級間における岩盤等級の定量的区分方法とすることは不十分であることが判明したことにより、各岩盤等級の岩盤特性を考慮した RQD_(N) を考案しその適用性を検討した。

なお、RQD_(N) は本州四国連絡橋公団によって考案された修正 RQD (5cm 以上のコアについて評価する) と同じ発想であるが、コアの基準長を任意として岩盤等級を定量的に区分することを目的としたことに違いがある。

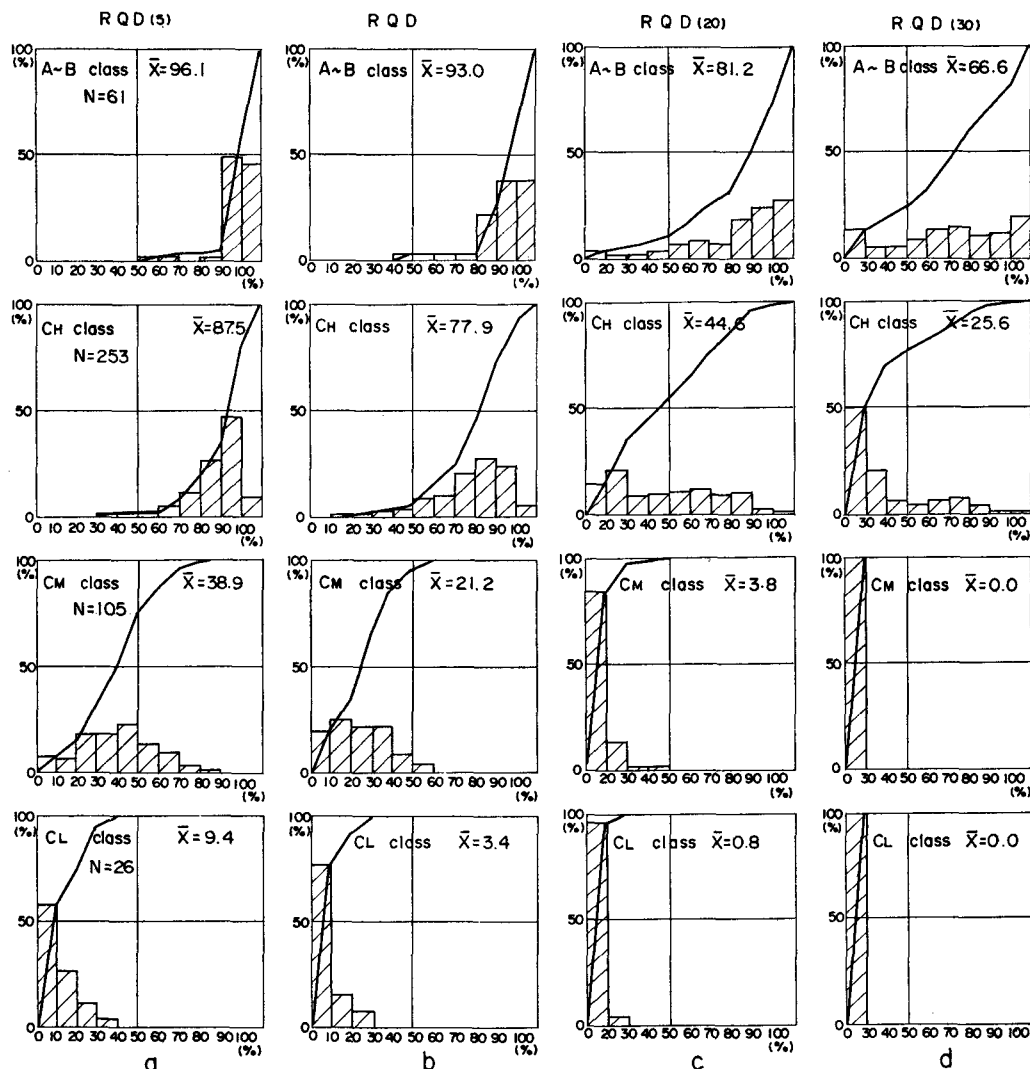


図-14 RQD および RQD_(N) と岩盤等級との関係

すなわち $RQD_{(N)}$ は次のように定義することができる。

$$RQD_{(N)} (\%) = \frac{L_{(N)}}{l} \times 100$$

$L_{(N)}$: 単位区間長における N cm 以上のコアの合計長

l : 単位区間長 (通常 100 cm)

本論文では評価基準長 N を 5, 20, 30 cm の場合について検討した。

6.2.2 $RQD_{(N)}$ と岩盤等級との対応

$RQD_{(N)}$ と岩盤等級との対応に関する検討結果は図-14, a, c, d に示すように, RQD では頻度分布の重複が大きかった C_L 級と C_M 級が $RQD_{(5)}$ において, また, C_H 級と B 級が $RQD_{(30)}$ において, それぞれ頻度分布においても明瞭な差が認められた。

すなわち,

$RQD_{(5)}$ において, C_L 級は 20% 以下に対して C_M 級は 20% 以上。

RQD において C_M 級は 60% 以下に対して C_H 級は 60% 以上。

$RQD_{(30)}$ において C_H 級は 50% 以下に対して B 級は 50% 以上をそれぞれ示している。

したがって, 岩盤等級区分の定量的評価にあたっては RQD および $RQD_{(N)}$ を単独に適用するのではなく, $RQD_{(5)}$, RQD , $RQD_{(30)}$ を一組として用いることにより, 定量的評価指数としての適用が可能であると考えられる。

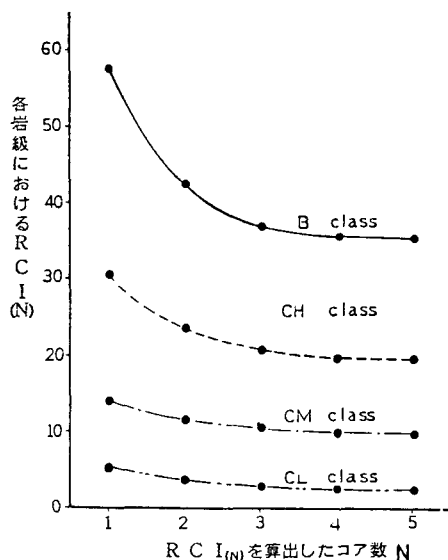


図-15 $RCI_{(N)}$ を算出したコア数 N とその時の $RCI_{(N)}$ との関係

6.3 岩盤区分指数 (RCI) による定量的岩盤等級区分の検討

6.3.1 岩盤区分指数 (RCI) の考案とその考え方

岩盤の耐荷性は岩石自身の強度と割れ目の性状とが組み合わされたものに大きく影響され, ボーリングコアの場合は削孔時における割れ目の新たな発生は岩石自体の強度の影響を受けると考えられることから岩盤の耐荷性の判定にあたっては割れ目の分布頻度が大きな要素とな

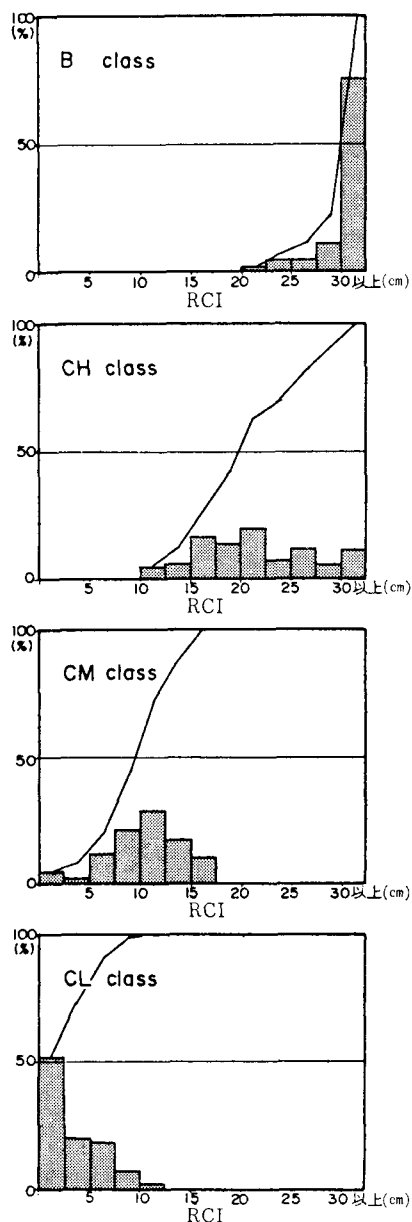


図-16 RCI と岩盤等級との関係

ってくる。すなわち岩盤の耐荷性が大きくなるに従い、各岩盤等級の最長コア長の平均コア長が大きくなることは一般的にいえることである。

筆者らはこの点に着目して最長コア長および平均コア長の両者の要素をもつ指数、すなわち下式に示すような岩盤区分指数 (Rock Classification Index) RCI を考案、定義し、この指数による岩盤等級区分評価について検討した。

$$RCI(cm) = \frac{\text{単位区間長 (通常 100cm) における最長コア長} \times \text{3(2番目までに単位区間長から順次3番目までのコア長の合計 (cm))}}{\text{達した場合はその数}}$$

なお、RCI の定義においてコアの評価基準数を3個としたのは図-15に示すように、コアの数を1~5まで変化した場合、3個以上において RCI の値がほぼ一定になることが判明したことによっている。

6.3.2 RCI と岩盤等級との対応

RCI と岩盤等級との対応に関する検討結果は図-16に示す通りである。すなわち、RCI と岩盤等級との間には明瞭な相関が認められ、特に各岩盤等級における RCI の頻度分布の重複部分が少ないことが判明した。RCI と各岩盤等級との関係はおおむね次のとおりである。

C_L 級 RCI = 0 ~ 8 cm

C_M 級 RCI = 8 ~ 15 cm

C_H 級 RCI = 15 ~ 27 cm

B 級 RCI = 27 cm 以上

したがって、RCI は岩盤等級区分における定量的評価指数として適用性が高いものと考えられる。

6.3.3 RCI と岩盤物理定数との対応

変形係数 D および接線弾性係数 E_t などの土木構造物の設計に必要な岩盤の物性値と RCI との相関性が把握できれば、これらの物性値の敏速な把握が必要となる建設時等において、ボーリングコアから算出される RCI はかなり有力な岩盤評価方法になると考えられる。

このような理由から、ボーリング孔を利用した孔内載荷試験から得られた変形係数 D および接線弾性係数 E_t と同試験区間の RCI との関連性を検討した。

この結果によると各試験値と RCI との間には良い相関性を有することが明らかとなった。すなわち RCI が大きくなるほど変形係数および接線弾性係数の値は大きくなるという相関を示している (図-17)。

また、同様な方法で求めた RQD と変形係数 D および接線弾性係数 E_t との関係を図-18に示した。図から明らかなように RQD においても相関は認められるが、RCI と比較すると相関性は大幅に小さくなっている。

7. むすび

本論文は、ダム基礎岩盤の耐荷性の地質工学的評価に関する筆者らの考え方と、これに基づく岩盤等級区分方法の検討結果を主体に取り纏めたものであるが、上述の

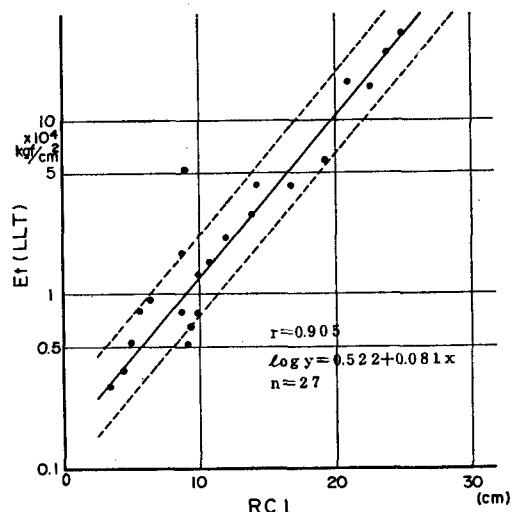
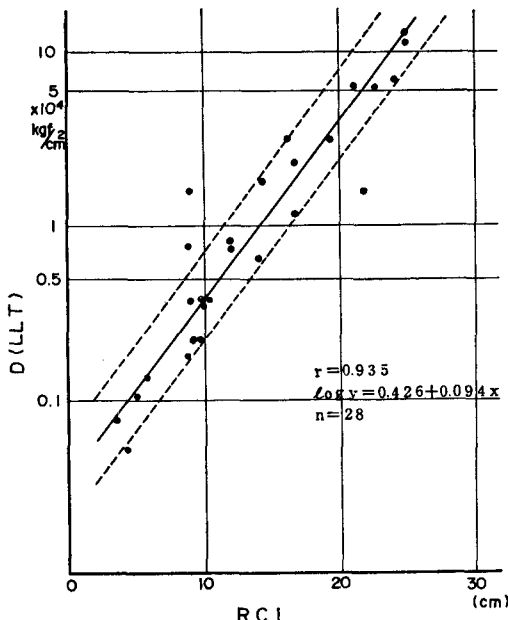


図-17 RCI と変形係数 (D) および静弾性係数 (E_t) との関係

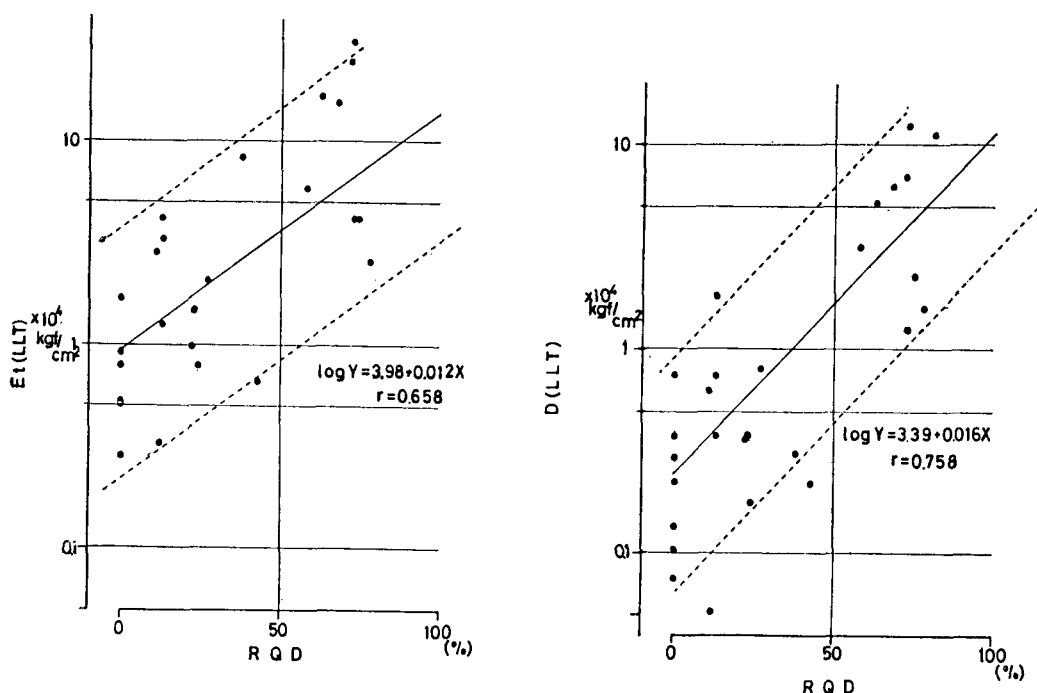


図-18 RQD と変形係数 (D) および静弾性係数 (E_t) との関係

検討によって適用範囲の明確化ならびに拡張, 定量的区分方法の開発およびダム土木技術者が強く望んでいる設計に必要な物理定数との対応づけなど従来の岩盤等級区分方法の共通した問題点についてある程度解答し得たものと考えられ, ダムの計画段階から設計, 施工の各段階を通じて, 岩盤等級区分方法の基礎岩盤の評価への適用性について, より工学的に近付け得たものとする。また, 従来明確にされていなかったダム基礎岩盤のボーリングコア調査のための岩盤等級区分基準についても検討を行ない, 新たな等級区分基準を提案した。さらに岩盤等級の判定にあたって客観的な評価という観点から割れ目頻度に着目した $RQD_{(M)}$, RCI を新たに提案し, その適用性についても述べた。なお耐荷性とともに, 安定性の重要な条件となる透水性の評価については, 本論文では取り上げなかったが, 透水性の評価の重要性から考慮すると早急に検討を実施すべきと考える。

世界経済の発展に伴い, 今後, 世界各地にいろいろな目的, また, いろいろなタイプの数多くのダムが築造されていくものと考えられ, したがって, ダム基礎岩盤の地質工学的評価に関する問題は一層重要な検討項目になるものと考えられるが, 今後のダムの地質調査における基礎岩盤の評価において, この考え方を適用するならば, ダムの設計および施工がより合理的にすすめられる

ものと考えられ, ダムの安全且つ経済的な建設に役立つものと考えられる。

なお, 本論文は, 筆者の一人である菊地が電力中央研究所在職中に行なった研究の内容を主体としているが, この研究をすすめるにあたっては, 電力中央研究所土木研究所立地部地盤地質研究室斉藤和雄氏, 楠建一郎氏, 梶谷調査工事株式会社調査部竹下良美氏の諸氏に多大な協力を得, 共同研究とされる部分もかなり含まれている。したがって, 本論文を提出するにあたり, 諸氏に対し深く感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 菊地宏吉 (1979): ダム基礎岩盤の地質工学的評価に関する研究, 早稲田大学学位論文
- 2) 菊地宏吉・斉藤和雄・楠建一郎 (1982): ダム基礎岩盤の安定性に関する地質工学的総合評価について, 日本大ダム会議会誌「大ダム」No. 102, 103 合併号
- 3) 菊地宏吉・藤枝 誠・小林隆志・竹下良美・清水国夫・小野剛稔 (1983): ボーリングコア調査のための岩盤等級区分基準の検討——ダム基礎岩盤の耐荷性評価を目的とした岩盤等級区分基準——, 第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 (昭和58年11月8日受付, 昭和58年12月13日受理)

掘削施工性から見た岩分類

——特に土砂、軟岩、硬岩の区分について——

安達 徑 治*

Classification of Rocks for Excavation Works

—Especially on Determination of Soil, Soft Rock and Hard Rock—

Keiji ADACHI

Abstract

Rocks as the material for excavation are roughly classified into three categories; soil, soft rock and hard rock. But, since the basis for this classification is vague, determination of the category of the rock may differ with individuals, and this often causes the difference between the predicted time and cost of construction works at planning and that of actual works.

In this report, general ideas of present classification of rock as the material for excavation are described and problems existing there are pointed out. And, improvements of the present classification for earth work planning and quantitative method for job-site classification by actual excavation are proposed.

1. 岩石工の区分の現状

岩掘削における施工の方法は、設計時に行なう現地調査やボーリング調査、弾性波探査および岩石強度試験の結果などによって岩盤を評価し、それにもとずいて決定されることが多い。しかしこれらの事前調査はさほど密には行なわれないので、これらの情報から深部の岩の状況を的確に把握するのは困難なことが多い。また岩の硬軟の程度や弾性波速度などと掘削機械等の能力の関係が現状では必ずしも明瞭ではないために、実際に施工してみると設計時点で想定した施工法による掘削ができない場合もしばしば見られる。このような場合には、掘削施工面の肉眼観察や工事実績と経験などによって岩盤の評価をしなおし、設計を変更している例が多い。しかし、岩分類、岩区分の境界が必ずしも明確ではなく、またその評価には個人差もあるため、実際の現場では施工中にしばしば発注者と施工者の見解に相異が生じ、施工管理上種々のトラブルを招いている。しかし現状では的確な岩判定方法がないので、両者協議のうえ妥協点を見いだ

しているのが現実である。

一般には土木工事における掘削施工では、地山を大まかに土砂、軟岩、硬岩に分け、多くの場合これらの共通的な概念として、直接ブルドーザで掘削できるようなものを土砂といい、リッパによって掘削できるようなものを軟岩と称し、さらに爆破によらなければ掘削できないようなものを硬岩と呼んでいることが多い。ところが、近年の建設機械の急速な発達、特に大形ブルドーザの普及とリッパ装置の改良進歩によって、土砂あるいは軟岩の領域が以前にくらべてより硬質の方へ移っていく傾向が見られ、従来は爆破によって起砕していたものが、いまでは爆破をせずにリッパで容易に起砕できるようになってきた例もしばしば見られるようになってきた。

このように、掘削施工性から見た土砂、軟岩、硬岩の領域は建設機械の性能向上と新機種の登場によって流動的なものであり、岩分類や岩判定を行なうにあたっては、このような現状をよく認識しておかなければならない。

2. 岩分類の要素

岩の工学的分類は、従来から多くの提案がなされてき

* (社)日本建設機械化協会 建設機械化研究所

ており、施工対象別（土工・岩石工、トンネル、ダム基礎、切取り斜面など）に、独自の分類体系をもっている。

たとえば土工・岩石工では掘削の難易性を対象とした分類が行なわれ、トンネルでは支保工や覆工の設計を考慮した分類が、ダム基礎においては基礎岩盤としての支持力や透水性を、さらに切取り斜面では斜面の安定性を考えた分類法になっている。

現在使用されている分類法の大部分は、トンネルやダムなどにおいて岩をその基礎岩盤としてみた場合のもので、土工・岩石工における岩掘削の難易を対象としたものは少なく、しかも各機関で設計・積算の都合上、適宜分類されていて、統一されたものはない現状にある。

土工・岩石工における分類法の例としては、建設省、日本道路公団、水資源開発公団、本州四国連絡橋公団、道路土工-土質調査指針などで使用されているものをあげることができる。その他の機関における分類法もこれらの機関における分類法のどれかにおおむね近似している。

土工・岩石工における岩分類にあたっては、その分類要素をどのような項目の組合せにするか、どのような識別表現方法にするかが問題となる。前記各機関における分類法でも多くとりあげられている「岩石の硬さ」の表現ひとつをとってみても、定性的に“非常に硬い”、“硬い”などと表現したもの、ハンマーで打診したときの手ごたえや打撃音で表現したもの、あるいは定量的に一軸圧縮強度で数値区分するものなど、さまざまである。また「岩石の硬さ」の別の観点からの表現に「風化の程度」があるが、これはほとんど定性的な表現で行なわれている。

表-1 は、前記各機関の岩の分類法について、その指標となる分類要素を整理したものであるが、この分類要素の組合せと、判定のための表現の違いが各々の分類法の違いとなっている。表-1 を概観すると、ボーリング

の結果に重点をおいた分類を行なっている本州四国連絡橋公団の二種類（花崗岩、和泉層群）の分類法と、岩種および岩質の程度を外観によって判定し、これに客観的な数値（例えば弾性波速度や一軸圧縮強度、亀裂間隔など）を与えて補強する方法をとっている他機関の分類法に大別できる。

表-1 において、いずれの分類例においても岩盤を構成する岩の硬さ、岩種、亀裂に関する性質は岩盤評価のための共通の要素となっている。定量的分類要素では、地山の弾性波速度が最も多く採用されているが、これは弾性波速度が掘削の難易を判定する上で重要な指数である岩盤の亀裂状態、構成岩盤の力学的性質など岩盤の自然状態における種々の性質を総括して定量的に表わすことができる他、原位置で測定する方法も一般化されており、また比較的容易に測定できることが、よく使用されている要因のひとつである。

また、各機関ともそれぞれの岩区分（等級区分）に属する岩の種類を指定している。例えば建設省や道路土工-土質調査指針では、岩の成因や生成年代により比較的固結度の高いAグループ（火成岩、変成岩、砂質堆積岩）と比較的固結度の低いBグループ（泥岩又は凝灰質堆積岩）にわけ、岩分類を行なう上でグループごとに異なった弾性波速度や一軸圧縮強度の基準値を与えている。建設省における岩分類の一部を例にとれば、軟岩Ⅱに分類されるAグループの岩の地山の弾性波速度 1.2～2.8 km/sec に対して、Bグループに属する岩は 1.8～2.8 km/sec となっている。これは固結度の低いBグループの方が、見掛け上弾性波速度が大きくても掘削し易いという考え方である。

3. 既往岩分類の問題点

岩分類を使用する時点としては、工事の計画時と施工時とがある。工事の計画時における岩分類の目的は、これにより合理的な設計（施工法指定）を行なうことであり、一方、施工時のそれは計画時に想定した施工法を掘削実態に適合したものに修正することにある。しかし現行の岩分類は、どちらかといえば計画時に重点がおかれた分類法といえる。したがって施工時に岩質が予想と異なっていたり、あるいは計画どおりの施工ができない場合の岩の評価の見直しの時に、現行の岩分類をそのまま適用できないことが多いために、各機関とも施工時の岩判定に苦慮している。

現在の岩分類は、露頭またはボーリングコアの肉眼観察による定性的な岩質判定と、地山の弾性波速度や亀裂間隔、岩片の一軸圧縮強度などの定量的要素を組合せた

表-1 分類要素の組合せ

分類要素	等級区分	地 山 状 態						岩盤(岩石)の物性	
		岩石の硬さ	亀裂の状況	風化の程度	コア採取状況	ボーリング速度	土質硬度	弾性波速度Vp	亀裂係数
建設省	5	○	○	○	○			○	○
日本道路公団	5	○	○	○	○			○	
水資源開発公団	5	○	○	○	○			○	○
本州四国連絡橋公団(花崗岩)	6	○	○	○	○			○	
"(和泉層群)	8	○	○	○	○	○			○
道路土工-土質調査指針	5	○	○	○	○			○	○

(注) 1: ○は定性的表現、●は定量的表現である。

2: 亀裂係数 $Cr = 1 - (V/V_p)^2$

ものとなっているが、露頭やボーリングコアからは掘削面的的確な亀裂の状況をつかむのは難かしく、また岩片の一軸圧縮強度は単に岩の硬軟を表わすだけで、亀裂の性質を含んでいないことから掘削の難易性を判断する指標としては参考程度と考えられている。したがって実際には肉眼観察による定性的な岩判定およびこれと地山の弾性波速度を組合せたもので岩区分が行なわれていることが多い。

岩掘削の難易を左右する大きな要因が岩の硬軟と亀裂の状態であることを考えると、これらの性質を含めて定量的に表わすとみられる地山の弾性波速度を岩分類のための主体的要素とすることは妥当と思われる。しかし地山の弾性波速度は……岩種によって地山の弾性波速度に差があること。含水状態によっても差があること。さらに地山の弾性波速度の測定値は、原地形の状態から地震探査法などから推定された値と、施工時においてそれより上方はすでに掘削によって失われた状態で施工面で直接測定した値とでは、後者が前者よりも低く測定されるのが普通である。……などの点でいろいろ問題があるので、地山の弾性波速度の他にも、設計者が納得できるような分類要素を含める必要がある。

岩掘削の難易性には、岩種、岩質、亀裂状態など種々の要素が関係してくるので、適正な岩分類を作成するのは非常に困難であるが、理想的な岩分類としては、設計時と施工時とを一貫した客観的な評価の基準として使用できるものが望まれる。また、分類の区分の境界の判定は、設計変更の基礎となり、特に工事費に関係してくるので、その明確化が必要と思われる。

4. 既往の岩判定方法

4.1 設計時の岩判定方法

設計時の岩判定は、事前調査で得られた種々の情報を総合し、これを各機関で定めている岩分類基準と対比させて行なわれている。掘削の難易性には、岩石の硬軟と節理などの割目が最も影響すると考えられているので、事前調査では主にこれらの情報を得るための調査試験が行なわれることになる。この調査試験としては一般に次のような方法が用いられる。

(1) 工事記録の調査

周辺の掘削の工事記録があれば、岩質土質、風化、変質の程度や、掘削方法などを調べる。

(2) 現地踏査

掘削予定地周辺の露頭において、岩種、硬軟の度合い、割目や風化変質の程度を観察し、掘削作業の難易の程度（主観的判断）を調べる。

(3) ボーリング調査

ボーリングによって、岩種、硬軟、コア採取率、棒状コアの長さ（RQD）、風化変質の程度を調べる。また、掘進速度も岩質によって異なり、岩の掘削特性を示していると思われる。

(4) 地山の弾性波速度

弾性波速度は一般に岩が堅硬になるほど早くなるが、割目が多くなるほど、また風化が進むほど遅くなる。弾性波速度が同じであっても岩質的には異質なことがあるので、岩種、岩質と合わせて考慮する必要がある。

(5) 岩石の圧縮強度

岩石の圧縮強度は一般に一軸圧縮強度で示し、試験は直径 2~5cm、高さは直径の 2 倍程度の円柱供試体あるいは 5×5×5cm 程度の立方体供試体によって行なう。

(6) 供試体の弾性波速度（超音波速度）

試験は上記 (5) の圧縮強度試験を行なう前に、その供試体を利用して行なう場合が多い。供試体における超音波速度は、岩石に割目のない状態での岩石自体の真の速度を示しているものと考えられる。これに対して現地での弾性波探査による地山の弾性波速度は、供試体における真の速度が岩盤中の割目などによって減ぜられたものに対応しているものと考えられる。このため地山の弾性波速度と供試体における超音波速度の比は主として岩盤中の割目などの程度を示していると思われ、この比を亀裂係数と呼んでいる。

なお、掘削面が広く露出している場合は、上記の事前調査に加えて、実機による掘削試験を実施し、施工法のチェックを行なうとともに作業能力の参考として設計に反映させる場合もある。

4.2 施工時の岩判定方法

設計時に想定した施工法と実際の施工法が著しく異なる場合、あるいは設計時に想定した岩質と実際の岩質が異なったような場合には岩盤評価を見直して設計変更等が行なわれる。この時の見直しの方法としては統一されたものがないので、一般には適宜その場に応じた方法で岩判定が行なわれている。

施工時の岩判定方法の事例としては次のような方法が用いられる。

(1) 掘削面の肉眼観察と施工実績による方法

施工時の岩判定方法としては最も一般的なもので、掘削面において岩の硬軟の程度、風化度、亀裂の状態などの観察を行なうとともに、掘削実態や施工実績の調査を行ない、これらを総合して現場の監督員が岩判

定を行なう。なお、補足的に掘削面の弾性波速度や岩の一軸圧縮強度試験を実施する場合もあるが、この岩判定方法は監督員の主観的要素が主体をなすもので、発注者および受注者の両者が同時に満足できるものではなく、両者の妥協案的な判定方法となりやすい。

(2) 亀裂係数と一軸圧縮強度または超音波速度の関係による岩判定方法

岩掘削の難易性を左右する条件としては、岩自体の硬さと岩盤中の亀裂の発達程度の二種類があるとの考えから、前者を岩片の一軸圧縮強度または超音波伝播速度で、後者を掘削面の弾性波速度と岩片の超音波速度の関係から求めた亀裂係数で表示する。

亀裂係数は一般に次式により求められる。

$$C_r = 1 - \left(\frac{V}{V_p} \right)^2$$

ここに V_p : 供試体の超音波速度

V : 掘削面の弾性波速度

亀裂係数は、掘削面に割目が全然なければ $V_p = V$ となり、 C_r は 0 に近づく、割目が多く入ってくると V は V_p に比べてどんどん小さくなって C_r は 1 に近づくはずである。

日本道路公団では岩片の一軸圧縮強度または超音波

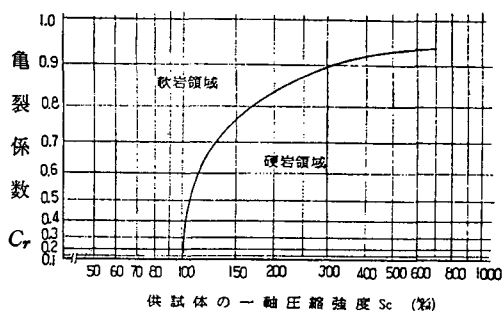


図-1 亀裂係数と供試体の一軸圧縮強度との関係による軟岩、硬岩の区分

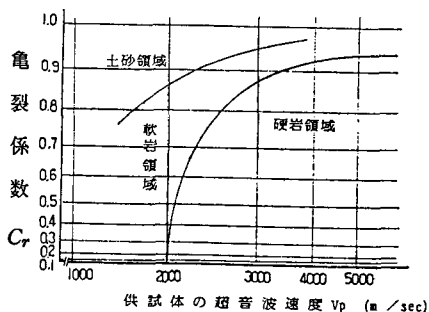


図-2 亀裂係数と供試体の超音波速度の関係による土砂、軟岩、硬岩の区分

速度とこの亀裂係数との関係の中に、各地の実際の工事における多数の作業実態から土砂、軟岩、硬岩の分布を求め、岩区分の領域を図-1 および図-2 のように提案している。これによれば、第三紀の泥岩や大谷石などのようにほとんど割目のない岩でも、一軸圧縮強度 100 kg/cm^2 以下、超音波速度 2000 m/sec 以下であれば、一応リッパ作業可能な軟岩と判定し、一方、一軸圧縮強度 300 kg/cm^2 以上、超音波速度 3000 m/sec 以上を示す硬い岩でも、亀裂係数が 0.9 以上であればリッパ作業可能な軟岩と考えてよいものとしている。

(3) シュミットハンマ反撥硬度による岩判定方法

ある和泉層群（砂岩頁岩互層）の岩掘削において、施工時の岩判定方法を見だす試みが行なわれた。その調査は、工事の進展に伴って逐次、掘削面において次の四項目について行なわれた。

- ① 掘削面の弾性波速度
- ② シュミットハンマによる反撥硬度
- ③ 砂岩・頁岩の風化程度や層厚
- ④ ハンマ打診などによる記述的判定

その結果、和泉層群は砂岩・頁岩の互層であるため弾性波速度がバラツキやすいことと、切土施工後の掘

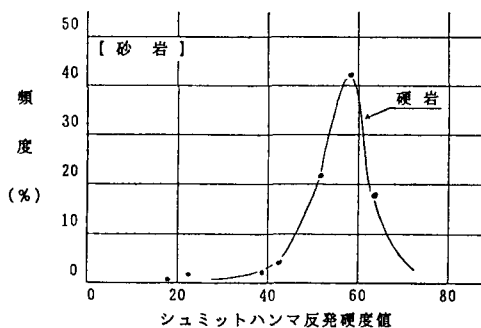


図-3 硬岩と判定された砂岩のシュミットハンマ反撥硬度値

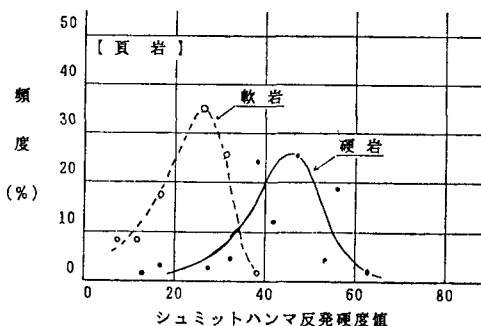


図-4 軟岩あるいは硬岩と判定された頁岩のシュミットハンマ反撥硬度値

削面の弾性波速度と、事前調査における計画用の地山の弾性波速度は本質的に異なり、かえって混乱を招く数値がでる傾向が強いので、施工時の岩判定要素としての適用は難しいと判断された。一方、シュミットハンマ反撥硬度値と施工実態および施工実績とを対比させた結果、図-3、図-4 に示すような関係が求められたので、施工時の岩判定方法としてはシュミットハンマによる反撥硬度と③および④の目視判定を併用した方法が最も有効であるという結論を得て、施工管理はこの方法で行なわれ、これらの図から砂岩、頁岩とも、目安としてシュミットハンマ反撥硬度 35 以上は硬岩で、それ以下は軟岩とした。

(4) 実機掘削による岩判定方法

この実機掘削による岩判定方法は、当該現場で使用されているブルドーザあるいはリッパによる掘削試験を実施し、その作業能力から岩判定を行なう方法であり、当初は日本道路公団において現場管理の必要性から試みられていた方法であるが、最近の重機械や施工実態に合わせて、建設機械化研究所において再定義した方法である。

掘削試験は、掘削長 20m、掘削幅 10m 程度の試験ヤードを造成し 20～30 分程度のブルドーザによる掘削押土あるいはブルドーザに装着した油圧リッパによる起砕試験を実施し、次に示す作業能力を基準として、土砂、軟岩、硬岩の判定を行なっている。

土砂、軟岩の区別は、ブルドーザの土工板によって単位時間に掘削・運土する作業量が基本作業量（掘削押土距離 $l=20\text{m}$ において、機械的要素からその当該機種がもっている計算上の基本的作業量で、算定式は 7.1 に示す。例えば CATD8H の基本作業量は $298.5\text{ m}^3/\text{h}$ である。）の 65% 以上であれば土砂、それ以下であれば軟岩とする。また、軟岩と硬岩の区別はリッパによって単位時間に掘削（起砕）し得る作業量が基本作業量（算定式は 7.2 に示す。例えば CATD8H の基本作業量は $180.5\text{ m}^3/\text{h}$ ）の 65% 以上であれば軟岩、それ以下であれば硬岩とするものである。

5. 弾性波速度とリッパ作業の限界

5.1 リッパ掘削の限界

岩掘削における岩区分において、リッパ掘削の可否が特に軟岩と硬岩を分ける目安とされていることが多い。

地山の弾性波速度とリッパの掘削限界の関係は、いろいろの機関によって断片的に紹介されているが、この関係に最初に着目した米国のキャタピラ社では自社の製品の改良につれて領域図を改訂して発表している。図-5 に

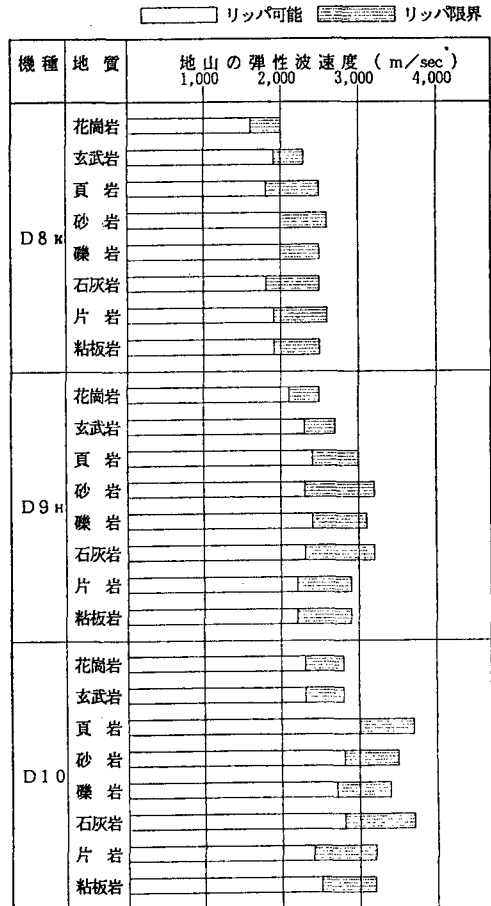


図-5 リッパ作業領域図（キャタピラ社、抜粋）

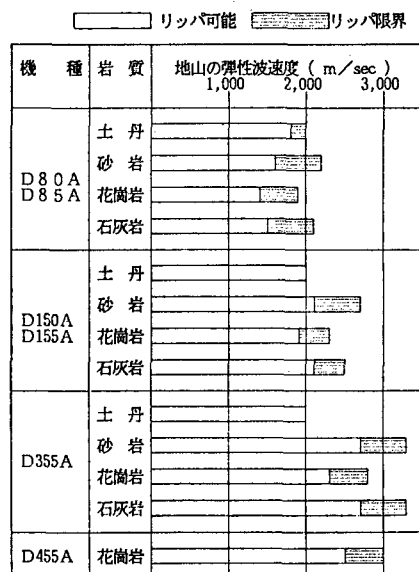


図-6 リッパ作業可能限界図（小松製作所、一部追加）

同社の最近のものを示す。また同様のものが我国の(株)小松製作所から図-6のように示されている。さらに昭和52年度に改訂された道路土工-施工指針では、ブルドーザの規格別に図-7に示すようなリッパ作業可能領域と地山弾性波速度との関係を与えている。

これらを総合してみると、掘削面の弾性波速度とリッパ作業領域の関係は、概ね図-8のようになるものと思われる。

機械が大型になれば当然硬い岩盤まで掘削できるわけ

であるが、リッパの機種・規格によって軟岩の領域が変わってしまうのでは、岩区分を行なう上で混乱を招きやすいので、図-8あるいは同種の図で示すリッパ限界は作業能率から判断される岩区分の領域を示したものではなく、単にそれぞれの規格のリッパで掘削可能な地山弾性波速度の範囲と考えた方がよい。

なお、多くの実際の施工実態から軟岩と判定された実例における地山の弾性波速度の上限値は、Aグループの岩で1800~2000 m/s、Bグループの岩で2300~2600 m/s

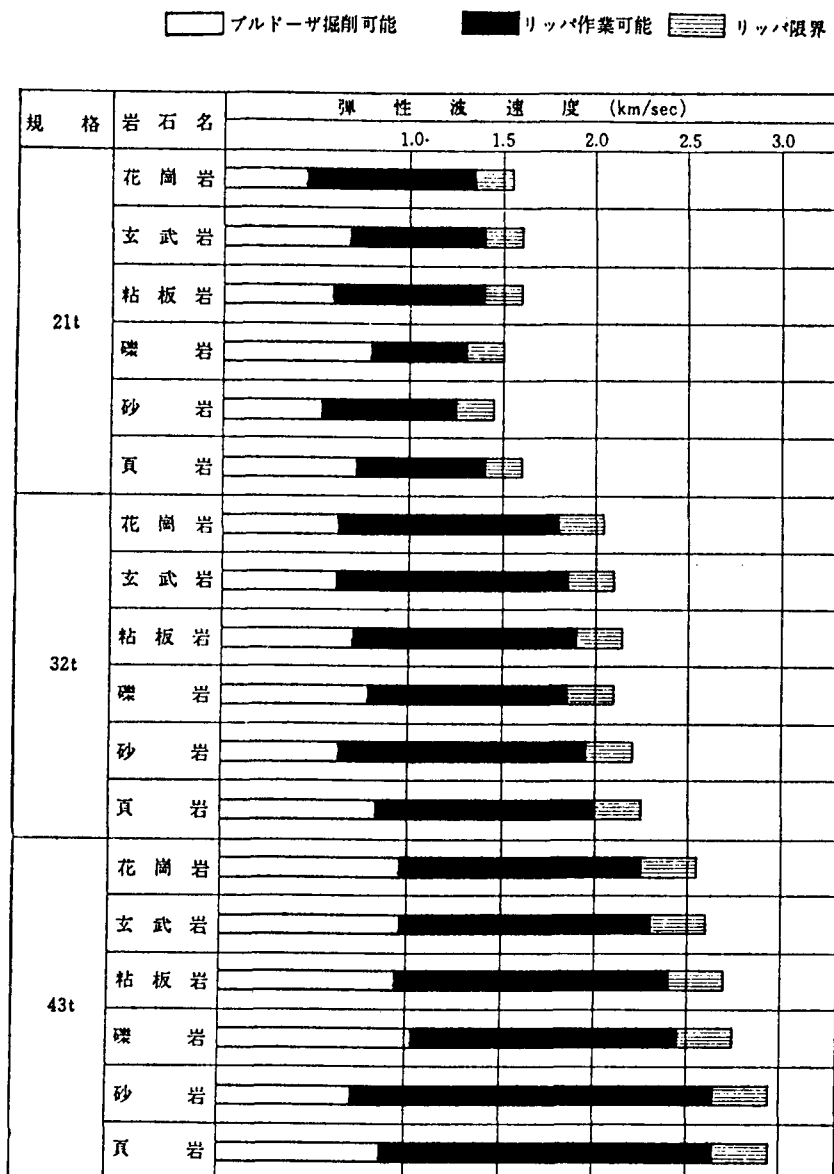


図-7 弾性波速度とブルドーザ規格によるリッパ作業可能範囲 (道路土工-施工指針)

程度であり、これと図-8のリッパ限界値を比較すると、この実績値はほぼ 32t 級のものに対応するようであり、我国におけるリッパ土工のかんりのものが 32t 級のブルドーザで行なわれているのを反映しているともいえる。

5.2 弾性波速度測定の問題点

- (1) 地山の弾性波速度は前にも述べたように、岩盤評価の定量的分類要素の中でも、特に重要な指標であり、これは地山の弾性波速度が掘削の難易を判定する上で構成岩盤の亀裂状態や力学的性質を総合的に且つ定量的に表わすことができると考えられているからである。
- (2) ところが地山の弾性波速度の測定にあたっては、原地形の状態から地震探査法などによって推定された値と、施工時点においてそれより上方はすでに失なわれた状態で施工面で直接測定した値とでは、後者の方が前者の値より一般に 20～30% 程度は低く測定される

のが普通であり、時には 50% も低く測定されることもある。

これは、後者の状態では施工面より上方の掘削されて失なわれたサーチャージの除去による影響と、施工による施工面付近のゆるみの影響があるものと考えられる。

- (3) このため地山の弾性波速度を議論する場合には、前項のどちらの方法によったかを明示し区別しなければならないと思われるが、一般にはこの両者は混同され、単に測定された数値だけで議論が進められていることが多い。

なお、前節のリッパ領域図（図-5～図-8）における弾性波速度は、原地形の状態から推定した値と考えられる。

- (4) 地山の弾性波速度を原地形の状態から地震探査法などで測定するときは、一般に火薬やエアガン等を発振源として、発振された弾性波のうちの P 波を用い、そ

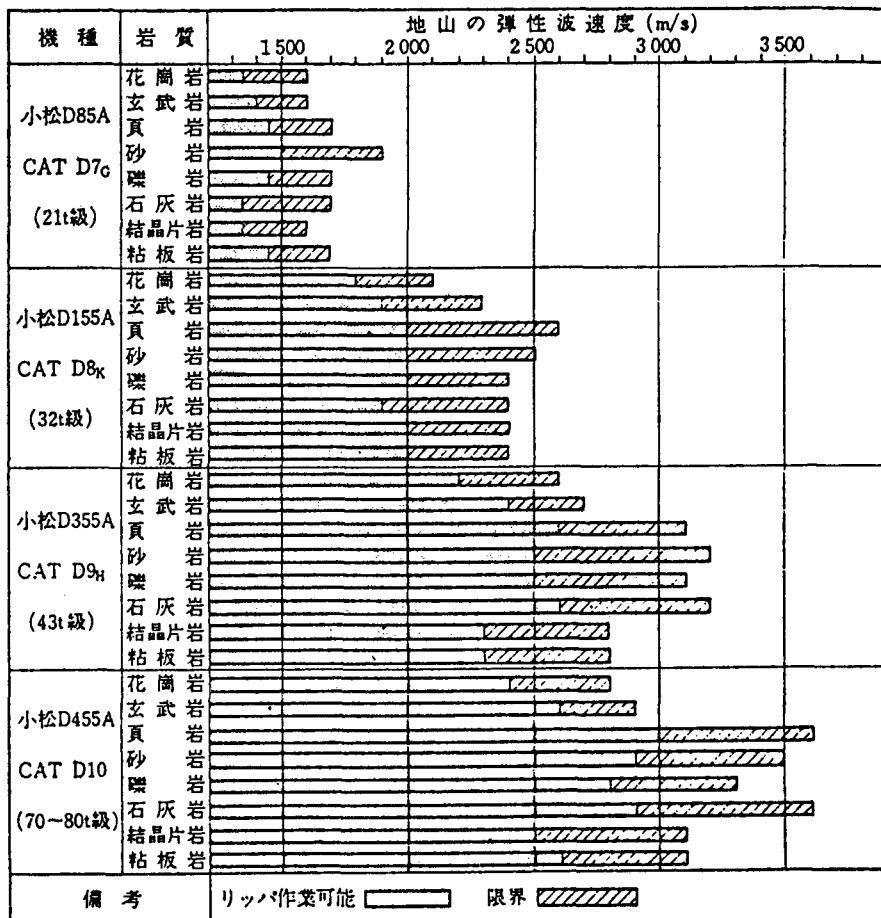


図-8 地山の弾性波速度とリッパ作業可能限界

の屈折波を測定することによって走時曲線を求めて解析する。探査可能深度は起振点と受振点との距離の約1/3程度であるので、測線長は余裕をもって想定探査深度の5~7倍を取る。一般の調査の場合には起振点間隔は30m程度として測線を逐次重ねて測定することが多く、受振点の間隔は5~10mが標準であり、間隔を拡げれば精度が落ち、また低速度層の場合を除いて3m以下に間隔を狭めても測定機器の精度が追従できない。

地震探査では、低速度層が下位にある場合、高速度層の中に低速度層が挟まれている場合、原地形の傾斜が大きかったり凹凸が激しい場合、1500m/s以下の地層が地下水で飽和されている場合などでは解析が困難で、測定された弾性波速度が無意味なこともある。

- (5) 地山の弾性波速度を簡易弾性波探査装置（リップメータ、ポケットサイズ、ソノタイマ等）によって測定するときは、一般にハンマによる打撃を発振源とし受振点には受振器を置いて、この間の主として直接波を測定することになる。掘削施工面の弾性波速度を、それより上方は掘削によってすでに失なわれているような状態で測定するときは、この方法で行なわれることが多い。

この方法では、ハンマの打撃の程度によって発振エネルギーも不安定であり、このため何回も叩いてその都度測定値を求め、そのうちから確からしい値の平均値を求めることになる。受振点の間隔は通常1m程度としていることが多く、測線長は10m程度とし、発振点をこの測線長の両端に交互に置いて測線を重ねて測定することが多い。

なお、発振点と受振点の間に開口クラックのようなものがある場合には、直接波による測定は難しく、開口していない深所を迂迴した屈折波を測定することになるので、見掛け上かなり低い速度となってしまう。このため場合によっては、測線の方角もいろいろ変えて測定し、いくつもの走時曲線を眺めてみて、この付近の地表部の確からしい弾性波速度を求めなければならない。

- (6) 原地形における地震探査も、また掘削施工面における簡易弾性波探査装置による測定も、前述のようにその適用や測定方法にいろいろ問題を含んでいる。

これらはいずれも、その場所の地形、含水状態、亀裂の状態などが複雑に絡んでいるために画一的に測定方法を定めてみても、なかなか十分な信頼性を得ることは困難であり、いろいろな場合を想定した測定法を定めることもなかなか難しい。

このため、現状では経験のある技術者によって、その場所に適した測定装置と測定方法によって測定し、測定されたデータの中から確からしい弾性波速度を求めていくことになる。

- (7) このように地山の弾性波速度の測定には、いろいろな問題点を含んでいるが、それでもなお岩掘削の難易を左右する大きな要因が岩の硬軟の程度と亀裂の状態であることを考えると、これらの性質を総合して一応定量的に表わすことができると見られるものは、現段階ではなお地山の弾性波速度であるという現実から、当分の間は岩盤評価の分類要素の中では主役となるものと考えられる。

したがって、測定に際しているいろいろな問題点がある中で、最善の値を求めて模索することは止むを得ない現状にある。

6. 岩判定方法の提案

6.1 計画時における既往岩分類の改善

これまでに岩掘削における岩分類の現状や分類上の特徴、問題点等について述べてきた。

一方、現行の岩分類基準は前にも述べたように各機関によりいろいろのものがだされているが、そのうち建設省およびその系統の岩分類法は、肉眼観察による定性的な岩質判定および、これと地山の弾性波速度を組合せたものであり、この分類法は分類要素も少なく使いやすい面はある。しかし設計者および施工者の相方が納得するにはやや簡潔すぎるように思われる。

このため、これまでの検討結果を踏まえ、さらに次のような点を考慮して、計画時における岩分類の改善案を表-2に示した。

- (1) 岩の一軸圧縮強度 S_0 は岩分類の要素となり得ると考えられるので、参考数値として加える。
- (2) 現行の弾性波速度による区分と施工実績は、大局的にみてほぼ合っていると考えられるので、弾性波速度値は現行通りとするが、弾性波速度の特性に関する説明を付け加える。
- (3) 岩分類の要素のうち、亀裂の状態が最も岩掘削の施工性に影響しているが、実際に掘削が行なわれてみないと亀裂係数等もはっきりしないので、事前調査資料によって行なう計画時の岩区分では分類要素として用いず、亀裂の要素は弾性波速度の中に含まれているものとした。

6.2 施工時の岩判定方法

計画時に想定した施工法と実際の施工法が異なった場合や、計画時の岩質と実際の岩質が大きく異なったよう

表-2 計画時における岩分類の改善案

名 称	説 明	摘 要	日本統一土質分類法による土の簡易分類との対応
硬岩Ⅱ	珪岩・角岩など、石英質に富み岩質が硬いもの 亀裂が少ない、よく密着しているもの		
硬岩Ⅰ	花崗岩・結晶片岩など全く変化していないもの 亀裂間隔は 10～30cm 程度で、軽い打撃により 離し得るもの		
中硬岩	石灰岩・多孔質安山岩のように、特に繊維でない 亀裂の程度があまり進んでいないもの 硬い岩石で間隔が 30～50cm 程度の亀裂を有するもの		
軟岩Ⅱ	凝灰質で硬く固結しているもの 風化は目に添って相当進んでいるもの 亀裂の間隔は 10～30cm 程度で、軽い打撃により 離し得るもの		
軟岩Ⅰ	第三紀の岩石で固結の程度が良好なもの 風化が相当進み、多少変色を伴ない、軽い打撃 により容易に割れ得るもの、離れ易いもの 亀裂間隔は 5～10cm 程度のもの		
転石群	大小の転石が密集しており 掘削が極めて困難なもの		
岩塊・玉石	岩塊・玉石が混入して掘削 しにくく、バケットなどに 空槽のでき易いもの	玉石まじり土、岩塊 起砕された岩 ごろごろした河床	
礫まじり土	礫の混入があって掘削時の 能率が低下するもの	礫の多い砂または砂質 土、礫の多い粘性土	礫 (G) 礫質土 (GF)
砂	バケットなどに土盛り形状 になりにくいもの	海岸砂丘の砂 マサ土	砂 (S)
普通土	掘削が容易で、バケットな どに土盛り形状にし易く、 空槽の少ないもの	砂質土、マサ土 粒度分布の良い砂 条件の良いローム	砂 (S) 砂質土 (SF) シルト (M)
粘性土	バケットなどに付着し易く 空槽の多い状態になり易い もの、トラフィカビリティ が問題となり易いもの	ローム 粘性土	シルト (M) 粘性土 (C)
高含水比 粘性土	バケットなどに付着し易く 特にトラフィカビリティが 悪いもの	条件の悪いローム 条件の悪い粘性土 火山灰質粘性土	シルト (M)、粘 性土 (C)、火山 灰質粘性土 (V) 有機質土 (O)
(有機質土)			高有機質土 (Pt)

註) ① 岩区分の判定は上表の肉眼観察基準に従って行なうが、地山弾性波速度、一軸圧縮強度等の客観的数値をもとにした総合的判断による方法を用いる場合は次表を参考に行なう。

岩区分参考表

岩分類	群	地山弾性波速度 V1 (km/sec)	岩の一軸圧縮強度 Sc (kg/cm ²)	A, B 両群に入る代表的な岩石
硬岩Ⅱ	A	4.2 以上	1600 以上	片麻岩、砂岩片岩、緑色片岩
硬岩Ⅰ	A	2.9～4.2	1300～1600	珪岩、角岩、石灰岩、砂岩
	B	4.1 以上	800 以上	A 輝緑凝灰岩、礫岩、花崗岩
中硬岩	A	1.9～2.9	1000～1300	閃緑岩、斑岩、橄欖岩
	B	2.8～4.1	500～800	蛇紋岩、流紋岩、ヒン岩
軟岩Ⅱ	A	1.2～1.9	700～1000	安山岩、玄武岩
	B	1.8～2.8	200～500	B 黒色片岩、緑色片岩、千枚岩
軟岩Ⅰ	A	0.7～1.2	300～700	群 粘板岩、輝緑凝灰岩、頁岩
	B	1.0～1.8	50～200	泥岩、凝灰岩、集塊岩

備考 1. 硬岩Ⅱは特殊な場合のみで、通常は軟岩Ⅰ、軟岩Ⅱ、中硬岩、硬岩Ⅰの四区分とする。

2. 地山の弾性波速度は切取り前の原地形の状態から測定したもので、掘削面で判定した場合は、爆破の影響、切取りに伴うサーチャージの除去、緩みの程度により補正する。

① 爆破や切取りの影響が全くない場合は、掘削面での弾性波速度 V2 と切取り前の原地形の状態から測定した地山弾性波速度 V1 は等しいと考られる。

② 通常は、掘削面での弾性波速度 V2 の 25 % 増し程度で、ほぼ切取り前の原地形の状態から測定した地山弾性波速度 V1 に等しい。

③ 爆破や切取りの影響が大きいく、割れ目が入り開口している場合は、測定値はバラついて信頼性に乏しく、切取り前の原地形の状態から測定した値と掘削面での値との間の相関は一定しない。

一された岩判定方法がないので、これまで適宜その場に
応じた方法で岩判定が行なわれてきた。

その事例としては次の四例があり、それぞれの判定内
容については既述した通りである。

- (1) 掘削面の肉眼観察と施工実績による方法
- (2) 亀裂係数による方法
- (3) シュミットハンマ反撥硬度による方法
- (4) 実機掘削試験による方法

施工時の岩判定方法としては (1) による方法で行なわ
れる場合が多いが、これは他に適当な判定方法がないか
らであって、(1) のような監督員の主観的要素が主とな
るような方法はあまり好ましいものではなく、なるべく
客観的要素にもとづいた岩判定方法が望まれる。

客観的に岩判定を行なう方法としては (4) のように発
注者 (甲) と施工者 (乙) の立会いのもとに実機による
掘削試験を行なうのが最適と思われるが、現場の状況に
よっては掘削試験ができない場合がある。その場合は
(2) (3) を主とし、(1) を組合せた方法などによること
となる。次に上記 (2)～(4) の試験方法を述べる。

6.2.1 亀裂係数による方法

この方法は、既述したように当初は日本道路公団で提
案された方法で、供試体の一軸圧縮強度あるいは超音波
速度と、掘削面の弾性波速度と供試体の超音波速度から
求めた亀裂係数との関係によって岩区分を行なうもので
ある。

室内試験 (一軸圧縮強度試験、超音波速度測定試験)
用の試料は、掘削面の弾性波速度を測定した場所におい
て代表的な新鮮な岩塊を採取し、自然含水比のまま 2～
5cm 程度の円柱 (高さは直径の 2 倍程度) または 5cm
立方の供試体を最低 3 個作成する。試験はまず超音波速
度の測定を行ない、次いで一軸圧縮強度を測定し、それ
ぞれ平均値を求め、亀裂係数を算出し、図-3 および 図-
4 によって土砂、軟岩、硬岩の判定を行なう。なお、軟
岩、硬岩の細分化は計画時の岩分類法を参考にして、設
計者または監督員が判断することになる。

6.2.2 シュミットハンマ反撥硬度による方法

このシュミットハンマを用いた岩判定方法は、工事初
期の段階で、前もって掘削実態 (施工実績) とシュミッ
トハンマ反撥硬度値の関係を求めて、岩区分ごとの反撥
硬度値を基準化しておき、以後この基準値と従来の肉眼
観察による方法の併用で施工管理を行なうものである。

この方法の場合、単一の現場にしか有効でないので一
般的とは言えないが、測定方法が簡単でしかも広い範囲
で数多く測定できるので、前述の和泉層群のように岩が
互層になっていて掘削面の弾性波速度がバラツキ信頼性

な場合には岩盤評価の見直しが行なわれるが、現在は統

に乏しい場合や、ほとんど亀裂がなく岩強度で岩区分ができるような場合には有効な岩判定方法と思われる。

シュミットハンマとしては岩石用を使用し、1測点で少なくとも10回打点し平均値を求める。

なお土砂の場合は反撥硬度の値は信頼性に乏しいので、従来の肉眼観察などによる方法で判定することになる。

6.2.3 実機掘削試験による方法

ブルドーザの土工板あるいはリップによって掘削試験を実施し、機械的要素からその機種がもっている計算上の基本作業量と実際の作業能力を比較して岩判定を行なう方法である。

ブルドーザ掘削による土砂、軟岩の判別試験方法と、リップ掘削による軟岩、硬岩の判別試験方法を次章に詳述するが、硬岩および硬岩の細分化は、設計者(監督員)が掘削試験の実態を観察して判断することになる。

7. 実機掘削試験による岩判定方法

7.1 土砂、軟岩の区分判定試験

- (1) 土砂、軟岩の区分判定はブルドーザの土工板による掘削試験によって行なう。
- (2) 基準とするブルドーザは21t級または32t級の表-3の機種とするが、標準は21t級(ストレート)とする。

表-3 基準ブルドーザ

ブルドーザ の規格	土工板 の種類	機 種	重 量 (kg)	機関出力 (PS)	土工板幅×土工板高 (m)	土工板高 (m)
21 t 級	アングル	CAT D7G	20,250	203	4.265	0.96
		小松 D85A-12	21,850	180	4.26	1.06
	ストレート	CAT D7G	20,600	203	3.655	1.275
		小松 D85A-12	22,090	180	3.62	1.28
32 t 級	ストレート	CAT D8K	31,650	304	3.94	1.52
		小松 D155A-1	33,200	320	4.13	1.59

- (3) これらの機種を使用して、掘削押土試験を行なう。

掘削押土試験は、図-9のように平坦に整形された地山面について、掘削押土距離約20m、掘削押土幅は土工板幅の約2.5倍程度で、作業時間は少なくとも10サイクル以上、あるいは掘削最深部の深さが土工板高さの1/2程度に達するまでとする。なお最後のサイクルは試験のスタート線までバックでもどって終了とする。掘削は図-9のように約20mの間について行ない、掘削押土終了後、掘削跡坪および押土集積土の土量を測定する。掘削押土距離は掘削跡坪の重心(A)と押土集積土の重心(B)との間の距離とする。

掘削押土量はほぐされた状態の押土集積の土量で表わす。

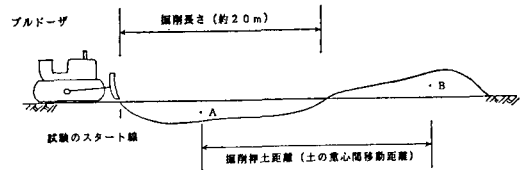


図-9 掘削押土試験

〔備考1〕 多くの場合、掘削長さを20mにとって試験を開始しても、押土終了後測定してみると掘削押土距離(土の重心間移動距離)は一般に20mよりやや短くなる傾向がある。

〔備考2〕 土量はほぐされた状態の押土集積土で表わすが、掘削跡坪より地山土量を求めることもできる。押土集積の土量を掘削跡坪の地山土量で割ると、土量の変化率 L となる。

〔備考3〕 試験結果を $l=20\text{m}$ に換算するのは次による。

◎1回の掘削押土量 q

$$q = q' \times 0.96 / \rho'$$

q' : 試験時の1回の掘削押土量

ρ' : 試験時の掘削押土距離に関する係数

$$\overline{AB} = 10\text{m} \dots\dots\dots \rho' = 1.00$$

$$15\text{m} \dots\dots\dots 0.98$$

$$20\text{m} \dots\dots\dots 0.96$$

$$25\text{m} \dots\dots\dots 0.94$$

◎サイクルタイム C_m

$$C_m = C_m' \times 20 / a$$

a : 試験時の $\overline{AB}$

C_m' : 試験時のサイクルタイム

◎時間当たり作業量 Q

$$Q = q \times 3600 / C_m$$

- (4) 一方、掘削押土距離 $l=20\text{m}$ において、機械的要素からその機種がもっている掘削押土の基本作業量は次のように考える。

$$Q_0 = 60 \times q \times f \times E / C_m$$

Q_0 : 基本作業量 (m^3/h) (ほぐした土量)

q : 1回の掘削押土量

$$q = q \times \rho$$

ただし q は土工板容量 (m^3)

$$q = 0.693 \times \text{土工板幅(m)} \times [\text{土工板高(m)}]^2$$

ρ は掘削押土距離に関する係数

$$l=20\text{m} \text{ の場合} \dots\dots\dots \rho = 0.96$$

f : 土量換算係数

$$\text{ほぐした土量の場合} \dots\dots\dots f = 1.0$$

E : 作業効率

試験が短時間であり、機械要素のみで作業要素等は考えないので $E=1.0$ とする

C_m : サイクルタイム (分)

$$C_m = 0.37l + 0.25$$

$$= 0.37 \times 20 + 0.25 = 0.99 \text{ 分}$$

基準とする各ブルドーザの基本作業量 (ほぐした土量) は上により次の 表-4 のようになる。

表-4 ブルドーザの基本作業量 (ほぐした土量)

ブルドーザの規格	機種	土工板の種類	土工板容量 q (㎡)	基本作業量 Q_0 (㎡/h)
21 t 級	CAT D7G	アングル	2.72	158.3
		ストレート	4.12	239.7
	小松 D85A-12	アングル	3.32	193.2
		ストレート	4.11	239.1
32 t 級	CAT D8K	ストレート	5.31	367.1
	小松 D155A-1	ストレート	7.24	421.2

- (5) 土砂と軟岩をわける基準作業量 (ほぐした土量) は上記の基本作業量の 65% とする。掘削押土作業試験の結果得られた時間当り作業量が、この基準作業量より大きければ、この試験対称土は土砂と判定し、小さければ軟岩と判定する。

機種ごとの基準作業量を表示すれば、表-5 のようになる。

表-5 ブルドーザの基準作業量 (ほぐした土量)

ブルドーザの規格	機種	土工板の種類	基準作業量 Q_d (㎡/h)
21 t 級	CAT D7G	アングル	102.9
		ストレート	155.8
	小松 D85A-12	アングル	125.6
		ストレート	155.4
32 t 級	CAT D8K	ストレート	238.6
	小松 D155A-1	ストレート	273.8

7.2 軟岩、硬岩の区分判定試験

- (1) 軟岩、硬岩の区分判定は、ブルドーザに装着されたリッパによる起砕試験によって行なう。
- (2) 基準とするリッパは、それを装着したブルドーザの 21 t 級、32 t 級および 43 t 級で 表-6 の機種とするが、標準は 32 t 級のものとする。

表-6 基準リッパ

ブルドーザ の 規 格	機 種	総重量 (kg)	機関出力 (PS)	シャング間隔一本数 (本)	最大掘削深さ (m)	
21 t 級	CAT D7G	23,800	203	0.99	3	0.51
	小松 D85A-12	24,930	180	1.00	3	0.65
32 t 級	CAT D8K	37,000	304	1.17	3	0.71
	小松 D155A-1	38,600	320	1.12	3	0.835
43 t 級	CAT D9H	49,250	416	1.35	3	0.98
	小松 D355A-1	53,100	410	1.32	3	1.02

(注) 各機種ともリッパの種類は四節リンク式マルチシャングリッパである

- (3) これらの機種を使用して、リッパ起砕試験を行なう。試験はほぼ平坦に整形された地山面について、掘削距

離約 20 m 程度で行なう。掘削の程度はリッパ作業を行なったその機種の土工板によって集土を行なう際に、ブルドーザ集土作業が効率よく行なえる程度になっていれば、リッパによる起砕ができたものとする。

起砕試験にあたっては、地山の状況に応じてそのシャング本数は適宜加減し、起砕方向は原則として一方方向掛けとするが、十分な起砕ができないような地山では十字掛けを行なう。試験時間はおおむね 10~20 分間程度とし、最後のサイクルは試験のスタート線までバックでもどって終了する。

起砕量はリッパ作業を行なったその機種の土工板によって集土を行ない、掘削跡坪および押土集積土の土量を測定する。

〔備考 1〕 起砕試験を行なう際に、リッパ起砕の方向と地層面や主な亀裂面の方向との相互関係によって、リッパ起砕の能力にかなりの差が生じることが多い。(図-10)

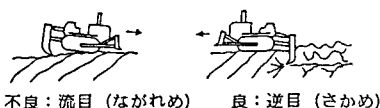


図-10 地層面や亀裂の方向とリッパ作業の関係

したがって、起砕試験にあたっては、現場の実状に応じて、当該現場において経験のある運転員等の判断によって通常行なわれている作業方法に順じて試験コースやリッパの掛け方をその都度きめることになる。

なお、道路土工などのようにせまい現場で、リッパ起砕の方向も限られているような所では、その実態に沿った試験方法となる。

〔備考 2〕 リッパシャングの長さは、加減可能な場合には中央位置とする。

〔備考 3〕 リッパの貫入角度が加減できるものは、標準位置とし、試験中は変化させない。

〔備考 4〕 試験の結果測定された土量は、時間当り作業量に換算する。

〔備考 5〕 効率よく集土が行なえる程度とは、集土作業量が、それを掘削押土距離 20 m に換算して、前節のブルドーザ作業の基準作業量以上の場合である。

- (4) 一方、掘削距離 $l=20$ m において、機械的要素からその機種がもっているリッパ起砕の基本作業量は次のように考える。

$$Q_0 = 60 \times A \times l \times f \times E / C_m$$

Q_0 : 基本作業量 (m³/h) (地山土量)

A : リッピング断面積 (m²)

21 t 級……………0.14~0.42

32 t 級……………0.20~0.62

43 t 級……………0.26~0.82

A はマルチシャンクリッパのうち 1 本掛けを基本とし、上記の最小値を考える。

l : 掘削距離

$l = 20$ m とする。

f : 土量換算係数

地山土量の場合 …………… $f = 1.0$

E : 作業効率

試験が短時間であり、機械要素のみで作業要素等は考えないので $E = 1.0$ とする

C_m : サイクルタイム (分)

$$C_m = 0.05l + 0.33$$

$$= 0.05 \times 20 + 0.33 = 1.33 \text{ 分}$$

基準とする各リッパ付ブルドーザの基本作業量 (地山土量) は 表-7 のようになる。

表-7 リッパの基本作業量 (地山土量)

ブルドーザの規格	機種	リッパ	基本作業量 Q_0 (m ³ /h)
21 t 級	CAT D7G 小松 D85A-12	マルチシャンクリッパ 1 本 掛 け	126.3
32 t 級	CAT D8K 小松 D155A-1	"	180.5
43 t 級	CAT D9H 小松 D355A-1	"	234.6

- (5) 軟岩と硬岩をわける基準作業量は、上記の基本作業量の 65% とする。リッパによる起砕試験の結果得られた時間当り作業量が、この基準作業量より大きければ、この対称岩は軟岩と判定し、小さければ硬岩と判定する。

機種ごとの基準作業量を表示すれば、表-8 のようになる。

表-8 リッパの基準作業量 (地山土量)

ブルドーザの規格	機種	リッパ	基準作業量 Q_a (m ³ /h)
21 t 級	CAT D7G 小松 D85A-12	マルチシャンクリッパ 1 本 掛 け	82.1
32 t 級	CAT D8K 小松 D155A-1	"	117.3
43 t 級	CAT D9H 小松 D355A-1	"	152.5

- (6) リッパによる時間当り起砕量を Q_1 、それを集土する場合の時間当り集土量を Q_2 とすれば、リッパの起砕と集土をくりかえしながら行なう時間当りの起砕ブ

ラス集土作業量 Q は

$$Q = (Q_1 \times Q_2) / (Q_1 + Q_2)$$

で表わされる。

この際、常識的に経済的に集土が可能な程度に地山がリッパによって起砕されていればよいが、どの程度に起砕されているかどうかは、集土を行なってみて判断するより方法がない。

起砕が十分に行なわれていなければ集土の際に抵抗が大きく、集土能力がおちることになり、また逆に起砕が十分すぎると集土能力はそのブルドーザの能力の上限で一定となるだろう。

実際に施工にあたっては、集土の手ごたえでリッピングを加減していくわけであるが、リッパによる起砕と集土をわけて行なうような試験では、そのどちらかに負担がかかりすぎて、なかなか中庸を得ることはむずかしい。軟岩、硬岩区分判定試験にあたって、リッパによる掘削距離を 20 m とし、集土試験結果も $l = 20$ m に換算した地山土量で表わした値を考えれば、起砕が不足気味の場合には、見かけ上起砕の時間当り作業量 Q_1 は大きくなり、かわりに集土の時間当り作業量 Q_2 は小さくなる。また、起砕が十分すぎる場合にはこの逆の状態となる。しかしながら合成作業量 Q を考えれば、どちらの場合もそんなに変わらないものと思われる。

理想的な姿としては $Q_1 = Q_2$ であればバランスのとれた状態と考えられ、この場合の Q は $Q_1/2$ または $Q_2/2$ である。

したがって、実際の試験では一応起砕と集土の試験を行ない、 Q_1 と Q_2 が著しくアンバランスの場合には、これらを合成した作業量 Q を求め、その Q を 2 倍程度にしたものが、この場合の中庸を得たと推定される起砕能力 $\hat{Q}$ と考えればよい。

軟岩、硬岩の区分判定には、この $\hat{Q}$ と基準作業量 Q_a を比較し、 $\hat{Q} > Q_a$ であれば軟岩、 $\hat{Q} < Q_a$ であれば硬岩と判定することになる。

7.3 実機掘削試験による岩判定の問題点

7.3.1 基準作業量

土砂と軟岩をわけるブルドーザ作業の基準作業量、あるいは軟岩と硬岩をわけるリッパ起砕の基準作業量は、いずれもブルドーザ作業あるいはリッパ起砕の基本作業量の 65% としている。

この 65% という値は、数多くの現場における作業実態や機械の状況を注意深く観察して、全く経験的に定めたものであるが、この程度の数値であれば発注者 (甲) も施工者 (乙) も、あるいは甲、乙いずれにも利害関係

のない第三者も共通して納得できるものである。

本来、基準作業量は、一面では掘削コストの検討から定められる性質のものであるかも知れないが、機種の違いによる機械損料等の差や、機械の耐用命数の考え方、あるいはその価格が流動的に変動する燃料費や人件費などの問題があって、コスト面から求めることもなかなか難しく、無理をして定めても作業の実態感とは一致しないことが多い。

この点で、基本作業量の 65% を基準作業量としたものは、理論的な裏付けを求められても明確な解答を与えることはできないが、とにかく数多くの現場における作業実態を踏まえた上での経験値であるから、その適用にあたっては作業の実態からは違和感が少なく、いろいろな立場を越えて広く支持されるものと確信している。

7.3.2 作業能力

施工性より見た岩分類を考えるにあたって、ブルドーザによる掘削押土試験やリッパドーザによる起砕集土試験を、実際にその現場で使用されている機種を用いて実施し作業量（作業能力）を求めている。この作業量は条件を整えた試験ヤードにおける極く短時間における試験で、機械条件、現場条件は 100% に近く、試験は単に主として地質条件による低減度を見るためのものであるといえる。

したがって、これらの作業試験で求められた作業能力を、工事全体の作業能力へただちに拡大解釈できるような性質のものではない。

工事全体の作業能力を考える場合には、地質的な条件の他に、地形、工事の規模、工事の条件、施工手順、機械の程度、運転員の技量などの現場作業能力係数と呼ばれる能力的要素と、純作業時間以外の運転時間を考えた時間効率と呼ばれる時間的要素とを合わせて考えた作業効率を考慮しなければならないので、一般的にはこれらの作業試験で得られた作業能力よりも、工事全体の作業能力ははるかに小さくなるものである。

一方、土工作業においてその作業能力等を調査するために、現場実態調査として短期調査や長期調査がよく行なわれる。

短期調査は短期間の稼働状況、主にタイムスタディによる調査で、作業能力が現場条件等によりどのように変

化するかを知る目的で行なうものである。長期調査は連続して数ヶ月ないし全工事期間にわたり行なう調査で、ある期間における平均的な作業能力を求めるものである。

短期調査では工事の始めの時期、中位の時期、終り頃の時期と、少なくとも三回程度にわたっていろいろな条件のもとで調査する必要がある、このことにより現場条件のより正確な把握が期待できる。つまり、短期調査で得られた現場条件と作業能力の定性的な傾向を、長期調査で得られた作業能力の定量的な幅の中にスライドすることにより、標準的な値が得られるものである。

したがって、土砂、軟岩、硬岩の区分判定試験における作業量（作業能力）と、現場実態調査における短期調査や長期調査で得られる作業能力とは、その目的とするものも、前提となる条件も全く異なっており、混同して議論できるような性質のものではなく、また混同して議論をすることがないように、注意すべきものである。

参 考 文 献

- 1) 菊地新一 (1971): リッパメータによる岩の判定と施工性について、第 10 回日本道路会議特定課題論文集, pp. 57~59
- 2) 若月 稔・奥園誠之・中嶋将博 (1971): 現場および室内試験による岩質判定について、第 10 回日本道路会議特定課題論文集, pp. 60~62
- 3) 小松製作所 (1971): リッパ作業性能
- 4) 奥園誠之 (1972): 切盛土工計画における土質工学上の問題点とその対策、土と基礎, Vol. 20, No. 11, pp. 20~22
- 5) 日本道路協会 (1977): 道路土工 - 土質調査指針, pp. 213~220
- 6) 日本道路協会 (1977): 道路土工 - 施工指針, pp. 13~16, pp. 157~160
- 7) 安達徑治 (1979): 土砂・軟岩・硬岩の区分判定方法、第 13 回日本道路会議一般課題論文集, pp. 55~56
- 8) Caterpillar Tractor Company (1979): Caterpillar Performance Handbook, Edition 10, pp. 52~55
- 9) 土質工学会 (1979): 風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用, pp. 170~171
- 10) 土質工学会 (1982): 土質工学ハンドブック, pp. 969~970, pp. 973~975

(昭和 58 年 9 月 2 日受付, 昭和 58 年 11 月 15 日受理)

解 説

国内における岩盤分類の現状

編集委員会ワーキンググループ

1. ま え が き

トンネルやダム等岩盤の中あるいはその上に構築される構造物は、岩盤の力学的性質、地下水、地表からの深さ等、岩盤力学上の諸条件に大きな影響を受ける。したがってそれらの設計・施工にあたっては、岩盤力学的な検討が非常に重要となるが、実際には岩盤自体の複雑さ、地質調査や解析の精度、等の障害もあって現状の岩盤力学が岩盤の挙動を、必ずしも目的とする精度で正確に把握するまでにはいたっていない。そのため、トンネルやダム等の設計・施工にあたっての技術的判断は、一定の規準によって判定された「岩盤分類」と現場技術者の経験によって行なわれている要素が大きい。

現在国内において、主として政府関係機関によって作成され、使用されている岩盤分類基準または指針は 10 数種に及び、分類要素や設計・施工への反映の仕方も多種多様である。本文は、これらの分類要素や設計・施工への反映の仕方、更には積算との関連についても、その現状を紹介しようとするものである。なお以下に述べる各機関の具体的な岩盤分類法については、本誌「国内各機関の岩盤分類」を参照されたい。

2. 岩盤分類の現状

岩盤分類は、主として利用される対象によって、表示法、分類要素、設計・施工への反映の仕方等に共通した点が多く、表-1 のように大きな区分けが可能である。

トンネル対象の岩盤分類は、建設省・農水省系統のものと国鉄のものに大別される。前者は、その表示法や分類要素において相互に似ている部分が多く、またダム基礎の岩盤分類とも共通点が多い。一方後者は表示法、分類要素とも他の分類とはまったく独自に作られている。また近年の NATM の急速な普及に伴ない、NATM を対象とした岩盤分類も作成されつつある。(国鉄、道路公団)

主としてダム基礎のための岩盤分類は、電力中央研究所のものと、建設省土木研究所のものに大別され、他の機関でもそれらを一部修正して使用している。またどち

らかの岩盤分類を単独で採用する場合もあるが、両方を並用しているケースも多いようである。

切取斜面を対象とした岩盤分類は、国鉄と建設省・道路協会のものがある。国鉄の岩盤分類は、1942 年に広田¹⁴⁾によって提案された「切取土砂岩石分類表」をベースとして作成したものである。一方建設省や道路協会の分類は、切取土工等の施工性に関するものと、のり面の安定性に関するものがある。そして前者については広田の分類をベースとしていることがうかがわれ、また後者についてものり面の勾配等で国鉄の分類と共通している点が多い。したがって切取斜面の岩盤分類については、分類の方法やその適用法について各機関とほぼ似かよった方法をとっていると言える。

橋りょう基礎に関する岩盤分類は、全国に通用する汎用的なものは非常に少ないが、例えば本四公団においては、本四架橋の橋りょう基礎岩盤となる花崗岩と和泉砂岩のみを対象として非常に厳密な岩盤分類を実施している。

以上が、それぞれ対象構造物を持った岩盤分類であるが、1969 年土質工学会では対象を特定せず、より汎用性を持たせた岩盤分類を提案している。これは岩石強度とキレツ間隔の組合せ、あるいは供試体の弾性波速度と地山弾性波速度の組合せによって岩盤分類を行なうものである。

また 1979 年土木学会岩盤力学委員会ではトンネルの岩盤分類の現状と問題点を整理したうえで、新しい岩盤分類のあり方を提案している¹⁵⁾。その中で、岩盤分類の主要な要素として切羽の安定性とトンネル地圧をあげ、これらを岩盤挙動と呼んで、これらに関する「岩盤挙動分類」というべきものを早期に作成する必要がある、としている。

3. 分類要素

3.1 トンネル

表-1 に示すようにトンネルを対象とした岩盤分類における分類の仕方は、いずれも岩種と弾性波速度の組合せを基本としている。(国鉄ではこの要素のみで分類し

表-1 岩盤分類の例と分類要素

対 象	機 関	分 類 名	表 示 法	分 類 要 素										事 記		
				岩 種	風 化 ・ 変 質 度	破 碎 状 況	層 理 ・ 片 理 態	亀 裂 の 間 隔	割 れ 目 状 態	固 結 度	岩 石 強 度	変 形 特 性	ハ ン マ ー の 打 撃		弾 性 波 速 度	地 山 強 度 比
ト ン ネ ル	1) 国 鉄	トンネルの地山分類	$I_N \sim V_N$ I_s, I_L , 特 S, 特 L	○									◎			地山強度比は中硬～軟岩のみ
	2) 日本道路協会	トンネルの岩盤分類	A～E	○	○		○	◎	○				○	◎		
	3) 道路公団	同上	A～E	○	○		○	◎					○	◎	◎	地山強度比はDのみ
	4) 農水省	トンネルタイプ判定基準	A～D	○		○		○	○		◎	ポアソン比		◎	◎	地山強度比は単独で別分類
	5) 水資源公団	同上	A～E	○	○			◎	○		◎		○			
ダ ム 基 礎	6) 電力中央研究所	電研式岩盤分類	A～D C は C_H, C_M, C_L		○				○		○					硬さの程度をハンマ―打撃で判断
	7) 建設省	土研式岩級区分	A～D					◎	○		○					三要素の組み合せによる総合評価
	8) 水資源公団	岩 盤 分 類	A～E C は C_H, C_M, C_L		○				○		○		○			電研式を一部修正
	9) 電源開発(KK)	同上	③～⑥		○			◎			○		○			三要素の組み合せによる総合評価
切 取 斜 面 構 造 上 の 基 礎 と 共 通	10) 国 鉄	土構造物の岩盤分類	硬岩, 軟岩, 脆弱岩	○	○			◎		○	○					
	11) 建設省	切土のり面のための分類	硬岩・軟岩・砂, 他	○	○			◎		○	○		◎			
	12) 本 四 公 団	風化花崗岩の分類	A～D, C, D は3区分		○	○		◎	○		◎	◎		◎	○	◎
共 通	13) 土 質 工 学 会	岩 の 分 類 表	A・H ₁ , B・S ₁ , aV ₁ 等					◎	○		◎					二要素の組み合せによる

◎: 定量的表現 ○: 定性的表現

ている。) 岩種は 4 ないしは 5 区分にグルーピングされているが、剝離性のある変成岩、火山岩、第三紀層等の扱いにおいて、各岩分類に若干の違いがある。岩盤分類は、弾性波速度によって各種区分ごとに行なわれるが、弾性波速度の分類境界値をはっきり決めているもの(国鉄、道路公団、農水省、水資源公団)と、ある程度の幅を持たせているもの(道路協会)がある。

国鉄以外の分類では、風化・変質の程度、亀裂、岩塊の硬さ等いわゆるダム基礎の岩盤分類要素が並記されている。そして亀裂間隔を明示したもの(道路協会、道路公団、水資源公団)、岩石強度を明示したもの(農水省、水資源公団)、等分類要素が定量化されている分類もある。

近年新たに作成された分類には、地山強度比が分類要素として使われている例がみられる。(農水省、国鉄、道路公団)しかし地山強度比を分類要素として全面的に採用しているわけではなくいずれも岩種を限定する等何らかの制約を与えた上で使用している。

3.2 ダム基礎

電研式および水資源公団の岩盤分類は風化の程度、岩塊の硬さ、節理あるいはキレツの状態の三要素から成り、中でも風化の程度を重要視している。そして、これらの要素を肉眼観察やハンマーによる打撃によって判断し、岩盤を定性的に評価している。

土研式岩級区分は岩塊の硬さ、割れ目の間隔、割れ目の状態の三要素から構成されており、割れ目の間隔は定量的表現となっている。そしてこれらの組み合わせによって総合評価し、最終的に岩盤を区分している。またダムサイトの地質によっては分類要素とその内容を一部変更し、分類を行っている場合もある。

電源開発(KK)の岩盤分類は、電研・水資源公団のものと同様の要素にキレツ間隔の定量的表現が加わっており、またこれらの組み合わせによる総合評価方式をとる等土研式と電研式の中間の岩盤分類と言えよう。

3.3 切取斜面

切取斜面に関する分類は各機関で比較的類似していることは前述の通りであるが、分類要素についてもそのことが言え、いずれも広田の「切取土砂岩石分類」がベースとなっている。広田の分類は岩種、風化・変質の程度、堅さ、キレツの間隔や割れ目の状態が簡単に表現されたものである。また、建設省や道路協会の分類ではさらに弾性波速度の目安が並記されている。

3.4 橋りょう基礎

本四公団の岩盤分類では、対象岩盤を花崗岩に限定し、その分類要素としては、ダムの場合と同様に岩盤の

硬軟の程度、風化・変質の程度および割れ目の状態が採用されており、例えば調査坑での分類では A~E₂, I~V, a~d に細分されている。

4. 設計・施工への反映

4.1 トンネル

トンネルのみを対象とした岩盤分類は 5 種類あり、いずれも分類と設計施工因子との関連は非常に明確である。(表-2)

両者の関連を最も明確にしているのは国鉄及び道路公団の分類で、NATM における鋼製支保工の大きさ、間隔、ロックボルトの長さ・本数、吹付コンクリート厚さ、二次覆工厚、変形余裕量、インバートの有無及び厚さ等に関する標準設計が定量的に明示されており、さらに標準的な掘削工法について示している。また道路協会、農水省、水資源公団の分類は在来工法を対象としたもので、鋼製支保工、二次覆工、矢板による山留め工等について表示している。このうち道路協会の分類では鋼製支保工の大きさ間隔、二次覆工厚を定量表示しているが、農水省と水資源公団の分類ではそれらの種類のみを表示している。

このように、岩盤分類と設計施工との結び付きはトンネルにおいて特に著しいが、これは、トンネル及びその周辺岩盤についての力学的な解析法が確立されていないため、経験的に設計や施工法を決めている要素が大きいためと思われる。近年急激に普及してきた NATM は「岩盤力学」に立脚した工法であると言われているが、実際のトンネル設計にあたっては岩盤分類に基づいた標準設計が基本となっており、依然として経験則を生かし更にその集積をはかろうとする姿勢がうかがえる。

4.2 ダム基礎

ダムの設計において基礎岩盤の性状が関係する主要な項目としてはダム形式、基礎掘削の深さ、基礎処理の有無、原石山の評価等が考えられるが、岩盤分類とこれらの関係を直接的に明記している例はほとんどない。しかし岩盤分類はダムの設計・施工を行うにあたって様々な面での重要な基礎資料として十分活用されている。ダム基礎において評価すべき対象岩盤は数 100 万 m³ にも達するため、主として肉眼観察によって迅速に岩盤の分類が実施される。そして、各区分毎に実施される岩石・岩盤試験等で得られた物性値を各区分の代表値とみなし、これらを基にしてダム構造物の設計や施工法を決定することが行われる。

なお、ダム基礎の他地下発電所や水路トンネル等の関連施設および堤体材料の原石山等の調査にもダム基礎の

表-2 岩盤分類と設計・施工及び積算

機 関	分 類 名	岩 盤 分 類 と 関 連 す る 設 計 ・ 施 工 因 子																	積 算 と の 関 連	事 記
		ト ン ネ ル								ダ ム 基 礎				切 取 斜 面						
		鋼 製 支 保 工	ロ ッ ク ボ ル ト	吹 コ ン ク リ ー ト 付	二 次 覆 工	変 形 余 裕	イ ン バ ー ト	掘 削 工 法	土 圧	ダ ム 形 式	基 礎 掘 削	基 礎 処 理	堤 体 材 料	切 取 高 さ	の り 面 勾 配	の り 面 処 理	岩 盤 物 性 値	許 容 支 持 力		
国 鉄	トンネルの地山分類 土構造物の岩盤分類	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○											◎	
建 設 省	土研式岩級区分 切土のり面のための分類									△	○	△			◎	△			◎	
農 水 省	トンネルタイプ判定基準	○			○		○	○	◎										◎	地山強度比による分類では鋼製支保工について定重量表示
水 資 源 公 団	岩 盤 分 類 トンネルタイプ判定基準	○			○			○		○	△	△							◎	
道 路 公 団	トンネルの岩盤分類	◎	◎	◎	◎	◎	○	○	◎										◎	
電力中央研究所	電研式岩盤分類									△	△	△	△	△	△	△				水路トンネル、発電所基礎にも利用されている
電源開発(KK)	岩 盤 分 類										△	△	△	△	△	△				同上
本 四 公 団	風化花崗岩の分類																◎			
日本道路協会	トンネルの岩盤分類	◎			◎			○												
土 質 工 学 会	岩 の 分 類 表																			

注 1. ◎: 定量的表現 ○: 定性的表現 △: 明示されていないが標準的なものがある。
 注 2. 積算との関連については確認できたもののみ表示している。

岩盤分類を適用する例が多く、分類にかなり汎用的な役割を持たせている。

4.3 切取斜面

切取斜面のための分類はおそらくは土工指針の区分がもとになっているため土から硬い岩を総括的に扱っている。固結した岩盤を主な対象としているのではなく、むしろ未固結な土を主体として「岩盤」はそのごく一部として取扱っているといえる。したがって建設省、国鉄とも岩盤については三区区分しかなく、それぞれに対して標準的なのり面勾配と切取高さの限界を示している。(なお国鉄の分類ではのり面勾配のみ表示している。)そしてこれらの岩盤の区分やそれぞれに対応する設計値は各分類法とも類似しており各機関で同じ様な設計法が採用されていることがわかる。

4.4 橋りょう基礎

本四公団での分類の目的は岩盤の支持特性を定量的に評価することにある。したがって各区分に対して、地盤の変形係数、強度定数 (C, ϕ) およびクリープ定数が定量的に与えられている。そしてこれらの数値は、いずれも多く現場測定データの分析から求められたものである。また本四公団では、岩盤分類を実施するための調査の精度によって設計数値を変えており、調査精度が落ちるとともに設計数値も安全側のものを与えている。

5. 積算への反映

工事費等の積算の方法は各機関とも④事項であり、積算における岩盤分類の役割の実態は詳細には把握困難である。しかし岩盤分類の目的を考えた場合、設計・施工のための資料の他に積算のための資料としての役割も大きい。特にトンネルや切取斜面では各機関とも岩盤分類と歩掛、材料費、作業能率等の積算因子とが連結している。そして農林省や道路公団等では契約図書に岩盤の分類結果が明示されており、契約上重要な役割りを持たせている。一方ダム基礎や橋りょう基礎の岩盤分類と積算との関係は、調査が不十分であり実態はよくわからないがトンネル等と比べれば積算との直接的な関連は少ないと推定される。

6. 結 び

以上国内における岩盤分類基準の現状を概観してきたが、岩盤分類基準はその対象構造物やそれを作成あるいは採用している機関の性格によってそれぞれ特徴づけられていることが認められる。すなわち、トンネルや切取

斜面では、設計・施工さらには積算において岩盤分類の占める比重は非常に大きく、岩盤分類によって標準的な設計・施工や積算が決まるといっても過言ではない。一方ダム基礎の場合には、岩盤分類の役割が構造物の設計そのものを直接決めることではなく、設計に必要な岩盤の工学的性質とその分布を求めるための1過程として位置づけられている。したがって各分類基準とも直接設計と結びつくような表現は用いられていない。

また直接工事発注等の業務を行なう機会の多い現業機関(例えば、国鉄、道路公団、水資源公団等)の岩盤分類基準は分類方法や設計・施工、積算への反映の仕方がより具体的になっている傾向が認められる。それは、実際にこれらを使用して作業を行なう担当者レベルの意向が強く影響を及ぼしているからであろう。

このように岩盤分類基準は構造物の計画から完成までの流れの中でのその役割やそれを利用する側の意向等が強く反映されている。このことは今後より適切な岩盤分類法を進展させていく上で一つの指針となるものと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 日本国有鉄道 (1983): NATM 設計施工指針(案)。
- 2) 日本道路協会 (1975): 道路トンネル便覧。
- 3) 日本道路公団 (1982): 日本道路公団 NATM 暫定指針。
- 4) 農林省構造改善局 (1975): 土地改良事業計画設計基準第三部設計。
- 5) 水資源開発公団 (1971): 水路工設計指針(案)。
- 6) 田中治雄: 土木技術者のための地質学入門, 山海堂, 1976 年第 7 版。
電力中央研究所立地部 (1984): 岩盤分類の現状と問題点。
- 7) 建設省河川局 (1976): 建設省河川砂防技術基準(案)。
- 8) 水資源開発公団 (1981): ダム設計指針(案)。
- 9) 電源開発株式会社 (1981): 岩盤分類・評価について(案)。
- 10) 日本国有鉄道 (1978): 土構造物設計標準。
- 11) 7) に同じ
- 12) 本州四国連絡橋公団 (1980): 風化花崗岩の支持特性判定要領(案)。
- 13) 土質工学会 (1969): 岩の工学的性質と設計・施工への応用。
- 14) 広田秀一 (1941): 鉄道地質学。
- 15) 土木学会岩盤力学委員会 (1979): トンネル岩盤分類の考え方, 土木学会誌第 64 巻 11 号, pp. 49~56。

資 料

国内各機関の岩盤分類

編集委員会

ま え が き

この資料は編集委員会が建設工事にたずさわる、国内諸機関に依頼して、各機関の岩盤分類の指針や基準をしょう集し、編集委員会のワーキンググループが簡単な解説をつけて編集したものである。また、これらの内容は各機関の担当者に校閲いただいた。

1. 国鉄（トンネルの地山分類）

NATM 設計施工指針(案), 1983 年

(1) 地山分類表

この分類は NATM で施工されるトンネルの設計施工に標準パターンを提示し、その合理化をはかるために作成された。分類表の作成にあたっては、国鉄および鉄道公団で実施された NATM の施工実績について統計的な分析を行ない、地山等級と実施工がなるべく整合するようにまとめられている(表-1-1)。地山分類を行なうための指標として、硬岩については地山弾性波速度を、中硬～軟岩については地山弾性波速度と地山強度比を採用している。

当初設計を行なうにあたって、この地山分類によるべきかどうかについても定められており、表-1-3 に示すように、地形・地質、トンネル断面、地表面の許容沈下量等が一般的な条件の場合に適用できる、としている。なお、適用対象外の範囲については定量的な表現はとっていないが、表-1-1 の(注)等も参考にしてその都度判断しなければならない。

(2) 分類作業の方法

分類は、岩種と地山弾性波速度の組合せが主体であるため、弾性波探査を実施してあれば容易に行なえる。(国鉄、鉄道公団のトンネルではほとんどの場合弾性波探査が実施されている)。特に $I_N \sim V_N$ についてはほとんど機械的に分類作業が可能である。一方 I_S, I_L および特 S、特 L については、地山の膨脹性や切羽の自立性に関する区分であり、弾性波速度値や地山強度比のみによっては判断できない場合がある。したがって実際の分類作業にあたっては、類似地質での施工実績や各種の試

表-1-1 計画段階における地山分類基準

地山の種類	硬 岩		中硬岩	軟岩**	土 砂
* 地山等級	A・B 岩種	C 岩種	D 岩種	E 岩種	F・G 岩種 粘性土 砂質土
V N	$V_p \geq 5.2$	$V_p \geq 5.0$	$V_p \geq 4.2$		
IV N	$5.2 > V_p \geq 4.6$	$5.0 > V_p \geq 4.4$	$4.2 > V_p \geq 3.4$		
III N	$4.6 > V_p \geq 3.8$	$4.4 > V_p \geq 3.6$	$3.4 > V_p \geq 2.6$	$2.6 > V_p \geq 1.5$	
				かつ $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 6$	
II N	$3.8 > V_p \geq 3.2$	$3.6 > V_p \geq 3.0$	$2.6 > V_p \geq 2.0$	$2.6 > V_p \geq 1.5$	
			かつ $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 4$	$6 > \frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 4$	
I N	$3.2 > V_p \geq 2.5$	$3.0 > V_p \geq 2.5$	$2.6 > V_p \geq 2.0$	$2.6 > V_p \geq 1.5$	$\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$
			かつ $4 > \frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$ あるいは $2.0 > V_p \geq 1.5$	かつ $4 > \frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$	
			かつ $\frac{\sigma_c}{\gamma H} \geq 2$		
*** IS, IL 特S 特L	$2.5 > V_p$	$2.5 > V_p$	$1.5 > V_p$ あるいは $2 > \frac{\sigma_c}{\gamma H}$	$1.5 > V_p$ あるいは $2 > \frac{\sigma_c}{\gamma H}$	**** $2 > \frac{\sigma_c}{\gamma H}$ ***

* 一般的な地山の等級 $I \sim V$ については、従来の岩盤分類と区別するため、N のサイフィックスをつける。積算要領で用いられている従来の岩盤分類 ($I \sim IV$) とは異なるので注意を要する。特殊な地山のうち標準支保パターンが示されているものは等級 I の後に塑性化地山については S、未固結地山については L のサイフィックスをつける。これらの標準支保パターンでは不十分と考えられる地山に対する等級は特 S 特 L とする。

** E 岩種で $V_p \geq 2.6$ の場合は D 岩種に準じて評価する。

*** I_S, I_L 及び特 S、特 L は大きな内空変位を生ずる膨脹性地山、切羽の自立しない流動性地山を指すが、その区分の方法については研究中である。

**** E 岩種及び F 岩種粘性土で $2 > \frac{\sigma_c}{\gamma H}$ のうちでも、 I_N に評価できるものがある。この評価の方法については研究中である。

注 1 この表は土被り $500 \text{ m} > H \geq 2D$ (D: トンネル幅) 程度のトンネルの計画に用いるものとする。ただし I_L については $0.5D$ 以上のものに適用できる。

2 幅の広い断層破碎帯、偏圧地形や偏圧を及ぼす地質の地山は適用対象外とする。またトンネル断面が著しく小さいか大きい場合、作業に支障する湧水があると考えられ

る場合あるいは水圧を設計に考慮しなければならない場合、及び市街地、重要構造物下、近接、併設トンネルなどについても適用対象外とする。

3 V_p : 地山の弾性波速度 (縦波, km/s)

$$\frac{\sigma_c}{\gamma H} : \text{地山強度比}$$

σ_c : 地山の一軸圧縮強度 (tf/m²)

γ : 地山の単位体積重量 (tf/m³)

H : 土被り高さ (m)

なお地山の一軸圧縮強度は亀裂等の存在が無視できる地山においては試料の一軸圧縮強度を適用できるが準岩盤強度 σ_c' (tf/m²) を用いてもよい。

$$\sigma_c' = \left(\frac{V_p}{v_p} \right)^2 \cdot q_u$$

v_p : 試料の超音波 (弾性波) 速度 (km/s)

q_u : 試料の一軸圧縮強度 (tf/m²)

なお軟岩で $V_p > v_p$ となることがあるが、

その場合には $\left(\frac{V_p}{v_p} \right) = 1$ とする。

4 岩種の区分は池田和彦 (1969 年) の区分を一部変更した表-1-2 の岩種分類表による。なお E 岩種は新鮮岩の一軸圧縮強度が概ね 200 kgf/cm² 以下のものとする。

表-1-2 岩種分類表

岩種	地 層 名・岩 石 名
A	①古生層、中生層 (粘板岩、砂岩、礫岩、チャート、輝緑凝灰岩、石灰岩等)、②深成岩 (花崗岩、閃緑岩等)、③半深成岩 (ひん岩、花崗はん岩、輝緑岩等)、④火山岩 (粗粒玄武岩、玄武岩等)、⑤変成岩 (片岩類、片麻岩、千枚岩、ホルンフェルス等)
B	①剝離性の著しい変成岩、②細層理の古生層、中生層
C	①中生層 (頁岩)、②火山岩 (流紋岩、石英粗面岩、安山岩等)、③古第三紀層の一部 (珪質砂岩、珪質頁岩等)
D	古第三紀層～新第三紀層 (頁岩、砂岩、礫岩、凝灰岩、角礫凝灰岩等)
E	新第三紀層 (泥岩、シルト岩、砂岩、凝灰岩等)
F	洪積層、新第三紀層の一部 (低固結、未固結層、砂、土丹等)
G	表土、崩積土等

験を参考にして地山分類に習熟した専門家が判定している例が多い。

(3) 地山分類と設計施工

各地山等級に対して、ロックボルト、吹付コンクリート、鋼製支保工、変形余裕量、二巻覆工厚、インパートコンクリート、等に関する標準的な設計パターンと、掘削工法が示されている (表-1-4)。これらの設計パター

表-1-3 地山等級と当初設計における設計手法

地山の種類	硬岩	中硬岩	軟岩	土砂	設 計 条 件	
					一般的条件	特殊条件 (大断面、偏圧地形、土域) りが特に大又は小、地表 沈下量の制限など
一般地山					標準支保パターンの適用	類似条件での設計の適用 又は 解析手法の適用
特殊地山					標準支保パターンの適用*	

* 他設計手法との併用が望ましい。

(注) 1. 大量の湧水のある地山、地すべり地、偏圧を及ぼす地質、断層破砕帯では別途検討する。
2. 硬岩、中硬岩、軟岩で断層の発生する地山は特Sに分類する。
3. 土砂地山等で先受工あるいは簡易水抜工では切羽の流動を防止できない地山は、特に分類する。

ンや施工法はあくまでも工事発注時の当初設計を示すものであり、施工中の計測結果や切羽観察等によって逐次変更していく必要があるとしている。

(4) 地山分類と積算

この地山分類と既応の積算上の地山分類との対応がつけられている。また積算上の地山分類に対しては歩掛、材料費等に関する積算上の諸数値が決められている。したがって地山分類ができれば、所定のルールにより積算が可能である。

2. 国鉄 (土構造物の岩盤分類)

土構造物設計標準, 1978 年

(1) 岩盤分類表

土構造物のための岩盤分類としては、従来から表-2-1 に示す切取岩石分類表があった。これは切取作業の難易度を示すためのものであったが、土工やトンネルの積算にも準用されてきた。しかし切取勾配等設計面との脈絡がなく、また積算上も取扱いが統一されていなかったの、現在は表-2-2 が定められている。

岩盤の分類は、主として岩石の種類、地質時代、風化の程度等定性的な判定に依っているが、表-2-1 に較べ更に大まかな区分けとなっている。

(2) 分類作業の方法

各岩石についてその風化程度やきれつの状態と分類の関係を示す解説例が提示されており (表-2-3)、それを参考として分類作業を行なう。

(3) 岩盤分類と設計施工

従来の表-2-1 に示す分類表には切取作業の方法やダイナマイト使用量が表示されていたが、現在の分類表では施工に関する表現は削除されている。設計面では表-2-4 に示すようにのり面勾配の標準が定められている。

(4) 岩盤分類と積算

土工積算において、表-2-1 と表-2-2 がいずれも使用されており、表-2-1 は主として人力土工関係、表-2-2 は主として機械土工関係に採用されている。

表-1-4 地山等級

区 分 地山等級	断 面	ロ ッ ク ボ ル ト			吹 付 コンクリート 厚 (cm)	鋼製支保工 種別×間隔 (m)	変 余 裕 量 (cm)	二 次 覆 工 厚 (cm)
		配 置	長さ×本数 (m) (本)	間 隔 (m)				
V N	単 線	—	—	—	5 (平均)	—	—	25
	複 線	—	—	—	5 (平均)	—	—	30
	新幹線	—	—	—	5 (平均)	—	—	30
IV N	単 線	アーチ	2×0~5	(随意)	5 (平均)	—	—	25
	複 線	アーチ	2×0~7	(随意)	5 (平均)	—	—	30
	新幹線	アーチ	2×0~8	(随意)	5 (平均)	—	—	30
III N	単 線	アーチ	2×8	1.5	10 (平均)	—	—	25
	複 線	アーチ	2×10	1.5	10 (平均)	—	—	30
	新幹線	アーチ	2×12	1.5	10 (平均)	—	—	30
II N	単 線	アーチ・側壁	2×10	1.2	硬岩10(平均) 軟岩 7(最小)	—	—	25
	複 線	アーチ・側壁	3×14	1.2	硬岩10(平均) 軟岩 7(最小)	—	—	30
	新幹線	アーチ・側壁	3×16	1.2	硬岩10(平均) 軟岩 7(最小)	—	—	30
I N	単 線	アーチ・側壁	3×12	1.0	10 (最小)	(100H×1.0)	上半のみ5	25
	複 線	アーチ・側壁	3×18	1.0	15 (最小)	(125H×1.0)	硬岩・上半のみ5 軟岩・上半10、下半6	30
	新幹線	アーチ・側壁	3×20	1.0	15 (最小)	(125H×1.0)	硬岩・上半のみ5 軟岩・上半10、下半6	30
I S	単 線	アーチ・側壁	3×14	0.8~1.0	10 (最小)	100H×0.8~1.0	上半10、下半6	30
	複 線	アーチ・側壁	$\frac{3 \times 12}{4.5 \times 8}$	0.8~1.0	15 (最小)	150H×0.8~1.0	上半20、下半12	30
	新幹線	アーチ・側壁	$\frac{3 \times 14}{4.5 \times 8}$	0.8~1.0	15 (最小)	150H×0.8~1.0	上半20、下半12	30
I L	単 線	上 半 脚 部・側壁	3×8	0.8~1.0	15 (最小)	100H×0.8~1.0	上半のみ5	30以上
	複 線	上 半 脚 部・側壁	3×10	0.8~1.0	20 (最小)	125H×0.8~1.0	上半のみ5	30以上
	新幹線	上 半 脚 部・側壁	3×12	0.8~1.0	20 (最小)	125H×0.8~1.0	上半のみ5	30以上
注 意 事 項	○地山分類基準(1983)を用いる。	○地山等級II N及びIII Nにおいて、ベンチカット工法による場合には、表の値より2本減ずる。 ○地山等級V Nでも岩盤の目の状態によっては用いることもある。 ○内圧効果を必要としない場合には、下半のボルトを省略する。 ○土砂地山I Lでは引張力の生じないボルトは省略することを検討する。			○中硬岩は軟岩に含めた。 ○地山等級V Nでは用いないこともある。	○一般地山においては必要に応じて用いる ○土砂地山I Lでは下半部には用いないのが基本である	○施工当初は特に注意する。 ○地山等級II N~V Nでは想定変形量が小さいため設けない	○地山等級I Nの軟岩では一次支保部材のもつ安全率に注意する。 ○水圧の作用等特殊な場合は別途検討する。

と当初設計一覧

インバート コンクリート 厚 (cm)	掘 削 工 法	注 意 事 項	適 用 範 囲
—	全 断 面 掘 削	○補助工法を併用する場合には、支保部材の設計を見直す。 ○支保パターンは、地山等級に基づいたが、硬岩と軟岩とでは支保の考え方が異なる場合もある。 ○中硬岩及び軟岩で弾性波速度が 2.6km/s以上の場合でも地山強度比を算出し、これが6以下の場合には十分注意する。	○トンネルの土被りが2D—500mの範囲 (Dは掘削幅)。土被りが500mを超える場合でも地山等級ⅢN～ⅤNについては山はね等の真の地圧現象が予想されない限り適用してよい。ただし、以下の場合には別途検討する。 ① 大量の地下水の湧出する地山 ② 地すべり地 ③ 断層破砕帯
—			
—			
—			
—			
—			
—			
—			
泥岩質の地山には設置することが望ましい	全断面掘削又はベンチカット		
35	ベンチカット		
45			
45			
吹付10 (最小) +本設25	ショートベンチ	○吹付コンクリートのひびわれ、鋼製支保工の局部座屈が生じることもある。 ○吹付コンクリートには金網を使用する。 ○先受工、鏡止め(吹付、ロックボルト)、リングカット、仮閉合などの補助工法の必要性を検討する。	○著しい膨圧の発生がなく、内空変位が単線で概ね15cm、複線及び新幹線で概ね30cm程度以下に収まる地山。
吹付15 (最小) +本設30			
吹付15 (最小) +本設30	ショートベンチ 上半リングカット	○切羽の自立性に応じて補助工法を用いる。 ○上半のボルトは下半掘削前の施工としてよい。 ○ロックボルトの引抜耐力が不足する場合には定着方法、長さ、モルタル径を検討する。	○トンネルの土被りが 0.5D～30mの洪積世砂質土及び風化残積土で、先受工あるいは簡単な水抜工程で、切羽の安定する地山。
35			
45			
45			
○地山等級ⅡN～ⅤNで噴泥対策が必要な場合は路盤コンクリートを検討する。 ○下半切羽でインバートを打設する場合、吹付を省き本設に含める。	○1本のトンネル全体で考える。 ○大幅な変更の生じない程度を想定している。	○施工段階においては、表に固執することなく、減の設計変更も含めた適切な実施設計を行う。	○地質調査には解明できる限度があるが、的確な区分を行い、いたずらに安全側に評価することは避ける。 ○土砂地山等で切羽が流動化する地山は、特L、硬岩・中硬岩・軟岩地山で膨張性を呈する地山は、特Sとする。 ○大断面、偏圧地形、土被りが特大又は小、地表沈下量の制限など設計条件が特殊な場合には他の設計手法による。

表-2-1 切取岩石分類表

等級	岩 質 の 程 度
I	・第三紀の岩石で固結度の弱いもの。 ・風化はなはだしく、きわめて脆いもの。 ・指先で離せる程度のもので、きれつの間隔は1～5cm程度のもの。
II	・第三紀の岩石で固結の程度の良いもの。 ・風化は相当に進み多少の変色を伴って、軽い打撃で容易に割れるもの。 ・割れ目は離れやすいがIより密着するもので、きれつの間隔は5～10cm程度のもの。
III	・凝灰質で堅く固結するもの。 ・風化はきれつ部分に沿って相当進むもの。 ・きれつの間隔は10～30cm程度のもの、軽い打撃でよく離しうるもの。 ・異種の堅い岩石の互層で層面が楽に離し易いもの。
IV	・石灰岩、多孔質安山岩等のように特に堅く緻密でないが相当の堅さのもの。 ・風化の程度があまり進まないもの。 ・堅い岩石できれつの間隔は、30～50cm程度のもの。
V	・花崗岩、結晶片岩等の全く変化しないもの。 ・きれつの間隔は1m内外で相当密着するもの。 ・硬い良好な石材のとれるもの。
VI	・珪岩、角岩等石英質に富むもの、岩質最も堅いもの。 ・風化せず新鮮な状態のもの。 ・きれつ少くよく密着するもの。

- 注) 1 切取を全体的にみたものでありI～VIは硬度により分類したものでない。
- 2 きれつは、主として節理を意味するもので地層面、へき開面も含む。
- 3 堆積岩は、一般に互層をなすことが多いが、互層では両岩とも風化していない場合も、きれつの多いものと見なし下の等級にいれる。
- 4 層理、片理等初生的な岩目の顕著な岩石では、岩目が密着していても、同程度の均質な岩石より一等級程度低く評価すること。
- 初生的な岩目の顕著な岩石
堆積岩：頁岩、粘板岩等
変成岩：片岩、珪岩、片麻岩等
- 5 風化した場合は、風化生成物として粘土、砂となるが、ある程度以上風化が進むとその表面は土砂となってくる。したがって土砂との境界は省いた。

表-2-2 岩の分類

分類	岩 質 ・ 岩 盤 の 状 態	
	岩石名および岩盤の状態	*切取の岩石分類
硬 岩	火成岩、古生代、中生代の堆積岩および変成岩（層理・片理の発達していない岩石）等	岩Ⅳ以上
	古生代、中生代の堆積岩および変成岩（層理・片理の発達している岩石）、第三紀の珪化作用等により硬化している堆積岩、溶結凝灰岩、集塊溶岩等	岩Ⅲ以上
軟 岩	第三紀の堆積岩	岩Ⅱ以上
脆弱岩	硬岩に属する岩石の風化のかなり進んだもの、割れ目破碎の著しいもの	岩Ⅰ～Ⅲ
	軟岩に属する岩石の風化のかなり進んだもの、割れ目破碎の著しいもの	岩Ⅰ
	第三紀以降の初生的に脆弱な堆積岩	岩Ⅰ

注1) 膨張性岩石については、適用しない。

注2) *表-2-1による。

表-2-4 のり面勾配の標準

土 質 ・ 岩 質		のり面勾配	備 考
一般土	軟 質 土 崩れやすい土砂	ゆるい 細粒土 ゆるい 中粒土	1.5以上 1.5～1.8
	中 硬 質 土 やや締まった土砂	中位のかたさの細粒土 中位に締まった砂粒土 中位に締まった硬粒土	1.2～1.5
	硬 質 土 締まった土砂	かたい 細粒土 締まった砂粒土 締まった硬粒土	1.0～1.2
	火 山 灰 質 粘 性 土	軟 質 土 硬 質 土	1.2以上 1.0～1.5 1.0以上
	真 砂 山 砂	土	1.0～1.5 1.5～2.0
	風 化 し ら す 普 通 し ら す 硬 し ら す		1.0～1.4 0.7～1.0 0.5～0.7
岩	脆 弱 岩		0.8～1.2
	軟 岩		0.5～1.0
	硬 岩		0.3～0.8

注) 表中ののり面勾配の欄で1.5以上、1.2以上及び1.0以上とは1：1.5、1：1.2、及び1：1.0より緩勾配を表し、適用する場合はそれぞれ安全率を確保するようのり面勾配を決定しなければならない。

表中の*印は労働安全衛生規則第356条、357条の定めによる。

表-2-3 切取土砂岩石分類解説表

凡例 ○ 硬 岩 □ 硬岩起源脆弱岩 ● 軟 岩 ■ 軟岩起源脆弱岩 ☒ 本来の脆弱岩
 — 初生的なきれつが顕著な岩石 用例 ⊖

等級	岩質分類	岩 石 名	状 態
I	■	第 三 紀 頁 岩	風化が進んで一部粘土状となったもの、多少風化が進んできれつのきわめて多いもの。
	☒	泥 岩	成層しているがきれつのほとんどないもので、土丹と俗称されるもの。
	■	第 三 紀 砂 岩	風化しているもの、岩質は硬いが、きれつの多いもの、頁岩と互層することが多い。
	☒	第 三 紀 砂 岩	最初から固結が進んでおらず、砂層に近いもの。
	■	第 三 紀 凝 灰 岩	一般にきれつは少ないが風化して粘土状になったもの。
	☒	第 三 紀 凝 灰 岩	標本を手で割りうる程度の比較的軟質のもの。
	■	集 塊 岩	介在する玉石は堅いが、マトリックス（基質）は、軟質で風化したもの。
	□	花 崗 岩	岩相は認められるが、風化はなほだしく、きれつの発達するもの。きれつ間隔 1～5 cm 程度。
II	●	第 三 紀 頁 岩	新鮮なもの、よく固結したもの。
	●	第 三 紀 砂 岩	ほとんど風化せず、固結度の高いもの。
	●	第 三 紀 凝 灰 岩	ほとんど風化せず、石材として使用できるもの。
	●	第三紀凝灰角礫岩	多少風化して大目のきれつはあるが、角礫を含み相当固いもの。
	●	集 塊 岩	きれつは少ないが、多少風化したもの、溶岩質のものでは、風化が若干進んだもの。
	□	花崗岩・閃緑岩、等	岩相は認めうるが、褐色に風化し、無数のきれつがあり割れ易いもの。
	□	流紋岩・安山岩、等	相当風化し、きれつの発達したもの、きれつ間隔 1～5 cm 程度、凝灰岩、集塊岩と見誤り易いもの。
	⊖	片 麻 岩	相当風化し、褐色となり、片状に容易に離れ易いもの、岩片は軽い打撃で割りうるもの。
	⊖	石 墨 片 岩	黒色で片状に離れ易いもの。
	⊖	緑 泥 片 岩	薄い片状できれつが発達し、風化して、岩石の光沢のないもの。容易に割れ易いもの。
	⊖	千 枚 岩	風化が進んで灰色をなし、光沢のないもの。片状できれつのよく発達したもの。
	⊖	粘 板 岩	風化が進んで灰色をなし、光沢のないもの。片状できれつのよく発達したもの。
III	⊖	中 生 代 頁 岩	相当風化し、きれつのよく発達したもの。間隔 5 cm 程度。
	●	頁 岩	岩質は相当硬く、層状をなすが、これと直交するきれつに富むもの。
	●	砂 岩	岩質は頁岩より硬いが、層状のきれつに富むもの。
	●	礫 岩	よく固結しているが、不規則なきれつに富むもの。
	●	凝 灰 岩	きれつ少なく、固結し、良好な石材として使用しうるもの。
	●	凝 灰 角 礫 岩	良く固結し、きれつはほとんどないもの。
	●	集 塊 岩	全く風化せずよく固結したもの。溶岩質のものは、多少風化したもの。
	□	花崗岩・閃緑岩、等	きれつ間隔 10～30 cm 程度で、その面は褐色に風化し、その他の部分は新鮮であるが、きれつが多いため、石材にはならないもの。
	□	流紋岩・安山岩、等	間隔 10 cm 程度のきれつが相当に発達し、それに沿って風化するもの。
	⊖	片 麻 岩	岩質はほとんど風化していないが、片状きれつが発達し、これに直交するきれつは間隔 30 cm 程度のもの。
	⊖	石英片岩・緑泥片岩、等	岩質は多少の風化を伴ない、間隔 10 cm 程度のきれつが発達しているもの。自体の片理面も相当離れ易いもの。
	⊖	千 枚 岩	黒色で多少光沢を有し、板状に容易に割り得るもの。
IV	⊖	粘 板 岩	岩質は緻密であるが板状にはがれ易いもの。
	□	硬 砂 岩	岩質は極めて硬いが、層状およびこれと直交するきれつに富むもの。
	□	石 灰 岩	きれつが相当発達し、部分的に風化し、赤褐色を呈するもの。良好の石材としては使用できない。
	○	花崗岩・閃緑岩、等	岩質風化していないが 30～50 cm 程度のきれつが、斜交して、よく発達しているもの。
	○	玢 岩、等	わずかに風化し、間隔 30 cm 程度のきれつを伴うもの。
	○	安山岩・玄武岩、等	わずかに風化し、きれつは、板状、柱状、等の特徴的なわれ目を示すもの。
	⊖	片 麻 岩	風化せず、片状のきれつは相当認められるが大きなきれつはないもの。
	⊖	石英片岩・緑泥片岩、等	風化していないが、片状きれつは相当発達し、間隔 30 cm 程度の大目のきれつのあるもの。
	⊖	千 枚 岩	風化していないが、片状きれつは相当発達し、間隔 30 cm 程度の大目のきれつのあるもの。
	⊖	珪 岩	風化していないが、間隔 30 cm 程度のきれつの発達したもの。
	○	ホルンフェルス	風化していないが、間隔 15～30 cm 程度のきれつよく発達したもの。

表-2-3 つづき

等級	岩質分類	岩石名	状 態
Ⅳ	⊖	粘板岩	風化していないが、密着した片状のきれつおよび地層面に直角の間隔50cm程度の大目のきれつのあるもの。
	○	砂岩	風化していないが、地層面およびこれと交わる間隔50cm程度の大目のきれつのあるもの。
	○	礫岩	風化していないが、地層面およびこれと交わる間隔50cm程度の大目のきれつのあるもの。
	○	花崗岩、閃緑岩、等	全く風化しておらずほとんどきれつのないもの。
Ⅴ	○	安山岩、玄武岩、等	全く風化しておらず、まれに1m内外のきれつがあるもの。
	○	玢岩、等	全く風化しておらず、まれに1m内外のきれつがあるもの。
	⊖	片麻岩	風化しておらず片状のきれつもほとんど認め難いもの。
	⊖	石英片岩、緑泥片岩、等	風化しておらず、きれつ間隔1m程度のもの。
	⊖	千枚岩	風化しておらず、きれつ間隔1m程度のもの。
	⊖	珪岩	風化しておらず、間隔50cm内外のきれつがよく発達するもの。
	○	ホルンフェルス	風化しておらず、間隔50cm内外のきれつがよく発達するもの。
	○	砂岩	風化しておらず、層状をなし、これと直交するきれつもあるが間隔1m内外のもの。
	○	花崗岩、閃緑岩、等	特に堅硬で、ほとんどきれつのないもの。
	○	安山岩、玄武岩、等	少しも空孔がなく、堅硬できれつも1m内外以上であって密着しているもの。
Ⅵ	⊖	珪岩	風化しておらず、きれつがきわめて少ないもの。
	○	ホルンフェルス	風化しておらず、ほとんどきれつのないもの。間隔1m程度以上。
	○	硬砂岩	風化しておらず、ほとんどきれつのないもの。間隔が1m程度以上。

注) この解説表は、広田孝一氏の作成したものを若干整理したものである。なお、この分類は、切取作業の難易の評価を目的として作成したもので、岩石の材料としての評価、地山、斜面の安定性の評価に応用する場合は、解説表の状態の欄をよく検討し、評価を下す必要がある。

また、この表にない岩石については、表中の類似の岩石と同程度とみなし、評価を下すものとする。

3. 建設省（土研式岩級区分）

建設省河川砂防技術基準(案)，1976年

(1) 岩盤分類

ダム基礎岩盤の工学的諸性質を主として肉眼観察によって評価し、それを原位置試験結果と結びつけることにより定量的指標にたかめ、設計に利用できるようにすることが岩盤分類の目的である。

評価すべき基礎岩盤は、体積で 10^6 m^3 、面積で 10^4 m^2 程度になるから、これを包括的・簡便・迅速に評価することが求められる。従って、調査手法としては肉眼観察を主とし、弾性波探査を加える程度であり、評価対象、すなわち分類要素としては、上記の調査手法で判定可能な、岩片の硬軟、風化の程度、割れ目の頻度、割れ目の状態及び夾雑物の種類、弾性波速度値が利用される。

岩盤分類法として、表-3-1、表-3-2 が例示されている。ここで表-3-1 は「土研式分類法」、表-3-2 は「電研式分類法」と称されるものである。

表-3-1 の特徴は、各々の区分要素に対して、分類的記載をしていることである。そして、各区分要素で分類された細区分の組合せによって岩盤を総合評価する。区分要素および細区分は3種類を基本とし、対象岩盤や設計条件によって内容が変更されるが、岩盤の強度特性・

変形特性を反映するものとして、「強度」、「不均一性」、「異方性」が重視される。

「異方性」は割れ目の方位を計測し、シュミットネットやウルフネットで表現する。

「強度」と「不均一性」については、区分の容易なことから岩片強度、割れ目の頻度、割れ目の状態に着目する。

この方法による岩盤分類は、前述のように対象岩盤や設計条件によって区分要素や細区分の内容を設定し、ダムの設計上の要請から総合評価を変更できるので、各々のダムサイトに適した相対的分類となっている。それ故評価区分A～Dは、どのサイトにも通じる絶対的な判断基準を与えるものではない。

表-3-2 は電研式分類法であるが、記載的事項を一部変更してある。

(2) 岩盤分類と設計施工

この岩盤分類による評価区分は、前述のようにダム基礎岩盤の強度特性、変形特性を反映する指標であるが、主として原位置試験値と組合せることによって基礎岩盤全域の物性評価や施工の判断が可能となる。したがって岩盤分類は、サイトやダム型式の選定、掘削線の判定基礎岩盤の安定解析、基礎処理等設計施工上の各段階で、随所に用いられている。

表-3-1 岩級区分の例

(a) 下釜ダム (花崗岩・安山岩の例)		
区分要素	細区分	内 容
岩塊の硬さ	A	堅 硬 ^{注1)}
	B	一部堅硬、一部軟質 ^{注2)}
	C	軟 質 ^{注3)}
割れ目の間隔	I	50cm以上
	II	50～15cm
	III	15cm以下
割れ目の状態	a	密 着
	b	開口状
	c	粘土をはさむ
(b) 裾花ダム (凝灰角礫岩の例)		
区分要素	細区分	内 容
硬 さ	A	堅 硬
	B	中程度あるいは硬軟が入り混じる
	C	軟 質
割れ目の間隔 ^{注4)}	I	50cm以上
	II	50～15cm
	III	15cm以下
角礫の量比 ^{注5)}	a	50%以上
	b	50～20%
	c	20%以下

- 注) 1. ハンマで火花が出る程度
 2. ハンマで強打して1回で割れる程度
 3. ハンマで崩せる程度
 4. ここでの数値は一例であり、現場条件で異なる。
 5. 概算1m²中の面積比

岩 盤 の 評 価

評価区分	評 価	細区分の組合せ
[A]	良 好	A1a A1b B1a B1b
[B]	やや良好	A1c A1a A1b B1c B1a B1b C1a
[C]	やや不良	A1c C1b C1c C1a C1b
[D]	不 良	残りの組合せ

4. 建設省、日本道路協会、全国治水砂防協会 (切土のり面のための分類)

建設省河川砂防技術基準(案), 1976年

道路土工土質調査指針, 1977年

のり面工・斜面安定工指針, 1979年

急傾斜地崩壊防止工事技術指針, 1982年

(1) 岩および土の分類の目的

道路構造物の設計施工にあたって、岩や土の概略的性質を知るために分類がおこなわれる。道路土工において岩や土は、掘削の対象としての性格と施工後の構造物の安定性を保持する地山という二面性を有している。このことから、岩および土の分類も、この両面を評価することを目的としている。そして、これらの要請に対して各々別の分類表が用意されている。上記協会および建設省

表-3-2 岩級区分の例

記 号	特 徴
A	極めて新鮮な岩石で造岩鉱物は風化変質を受けていない。節理はほとんどなく、あっても密着している。色は岩石によって異なるが、岩質は極めて堅硬である。
	造岩鉱物中、雲母・長石類及びその他の有色鉱物の一部は風化して多少褐色を呈する。節理はあるが密着していて、その間に褐色の泥又は粘土を含まないもの。
B	堅硬度、新鮮度はBとCmとの中間のもの。
	かなり風化し、節理と節理に囲まれた岩塊の内部は比較的新鮮であっても、表面は褐色又は暗緑黒色に風化し、造岩鉱物も石英を除き、長石類その他の有色鉱物は赤褐色を帯びる。節理の間には泥又は粘土を含んでいるか、あるいは多少の空隙を有し水滴が落下する。岩塊自体は硬い場合もある。
C	CMより風化の程度のはなはだしいもの。
	著しく風化し、全体として褐色を呈し、ハンマでたたけば容易に崩れる。更に風化したものでは岩石は砂状に破壊されて、一部土壌化している。節理はむしろ不明瞭であるが、時には、岩塊の性質は堅硬であっても、堅岩と堅岩の間に大きな開口節理の発達するものも含まれる。
D	CLより風化の程度のはなはだしいもの。
	著しく風化し、全体として褐色を呈し、ハンマでたたけば容易に崩れる。更に風化したものでは岩石は砂状に破壊されて、一部土壌化している。節理はむしろ不明瞭であるが、時には、岩塊の性質は堅硬であっても、堅岩と堅岩の間に大きな開口節理の発達するものも含まれる。

では、ほとんど同種の分類表を使用しているのここでは一括して説明する。

(2) 施工性に関する岩盤分類

表-4-1 は道路協会が提案している岩及び土の分類表で、分類基準には、岩では弾性波速度、亀裂の間隔、風化の程度および掘削工法の適用性が採用されている。また土の分類では土質、施工時の特徴的事項が基準とされている。このように本表は施工法の選定ではなく、主と

表-4-1 施工のための岩及び土の分類 (日本道路協会)

名 称	説 明	備 考	日本統一土質分類法による土の簡易分類との対応
硬 岩	き裂がまったくないか、少ないもの。密着の良いもの	弾性波速度 3,000m/sec以上	
中 硬 岩	風化のあまり進んでないもの (き裂間隔30～50cm程度のもの)	弾性波速度 2,000～4,000/sec	
軟 岩	固結の程度の良い第4紀風化の進んだ第3紀層以前のもの。リップ掘削できるもの	弾性波速度 700～2,800m/sec	
転石群	大小の転石が密着しており、掘削が極めて困難なもの		
岩塊・玉石	岩塊・玉石が混入して掘削しにくく、バケットなどに空けまのき易いもの	玉石まじり土。岩塊結核された岩ごころした河床	
埋まじり土	礫の混入があつて掘削時の能率が低下するもの	礫の多い砂。礫の多い砂質土。礫の多い粘性土。	礫 [G] 礫 質 土 [GF]
砂	バケットなどに山盛り形状になりにくいもの	海岸砂丘の砂 マサ土	砂 [S]
普通土	掘削が容易で、バケットなどは山盛り形状にし易く空けまのき少ないもの	砂質土。マサ土 粒度分布の良い砂 条件の良いローム	砂 質 土 [SF] シル ト [M]
粘性土	バケットなどに付着し易く空けまのき多い状態になり易いもの。トラフィカビリティが問題となり易いもの	ローム 粘性土	シル ト [M] 粘 性 土 [C]
高含水比粘性土	バケットなどに付着し易く特にトラフィカビリティが悪いもの	条件の悪いローム 条件の悪い粘性土 火山灰質粘性土	シル ト [M] 粘 性 土 [C] 火山灰質粘性土 [V] 有機 質 土 [O]
(有機質土)			高有機質土 [Pi]

注：上表の説明は出現頻度の多いものについてのものであり、土は特にその状態によって大きく変化するので注意すること。

して施工性の判断に使用されることを想定したものである。

表-4-2 は、建設省で使用されている岩の分類である。土の分類では道路協会と同一のものを使っている。分類基準として、岩種、地山弾性波速度、風化程度、亀裂の状態と間隔および打撃での反応が用いられており、道路協会のものより詳細な分類となっている。

表-4-2(a) 岩石の判定基準 (建設省)

岩 分 類	
名 称	岩 石 の 程 度
軟岩 (I)	第3紀の岩石で固結の程度が弱いもの。風化がはなはだしく、きわめてもろいもの。指先で離し得る程度のもので、き裂間の間隔は1～5cmぐらいのもの。
	第3紀の岩石で固結の程度が良好なもの。風化が相当進み、多少変色を伴い軽い打撃により容易に割り得るもの。離れ易いもの。き裂間の間隔は5～10cm程度のもの。
軟岩 (II)	凝灰質で堅く固結しているもの。風化は目にそって相当進んでいるもの。き裂間の間隔は10～30cm程度で、軽い打撃により離しうる程度、異種の岩が硬い互層をなしているもので、層面を楽に離しうるもの。
中硬岩	石灰岩、多孔質安山岩のようによくにち密でないが、相当の硬さを有するもの。風化の程度のあまり進んでいないもの、硬い岩石で間隔が30～50cm程度のき裂を有するもの。
硬岩 (I)	花崗岩、結晶岩など全く変化していないもの。き裂間の間隔は1m内外で相当密着しているもの。硬い良好な石材を取り得るようなもの。
硬岩 (II)	けい岩、角岩など、石英質に富んで岩質が硬いもの。風化していない新鮮な状態のもの。き裂が少なく、よく密着しているもの。

表-4-2(b) 地山弾性波速度による岩分類 (建設省)

岩分類	グループ	地山弾性波速度 (km/sec)	A、B両グループに入る代表的な岩名
軟岩 (I)	A	0.7～1.2	Aグループ 片麻岩、砂質片岩、緑色片岩、珪岩、角岩、石灰岩、砂岩、輝緑凝灰岩、礫岩、花崗岩、セン緑岩、ハンレイ岩、カンラン岩、蛇紋岩、流紋岩、珉岩、安山岩、玄武岩
	B	1.0～1.8	
軟岩 (II)	A	1.2～1.9	
	B	1.8～2.8	
中硬岩	A	1.9～2.9	Bグループ 黒色片岩、緑色片岩、千枚岩、粘板岩、輝緑凝灰岩、頁岩、泥岩、凝灰岩、集塊岩
	B	2.8～4.1	
硬岩 (I)	A	2.9～4.2	
	B	4.1以上	
硬岩 (II)	A	4.2以上	
	B		

(3) のり面の安定性に関する岩盤分類

表-4-3 は、建設省・道路協会で共通して使われている、切土のり面の設計に際しての岩盤分類表である。岩は硬岩、軟岩の2種に、土は5種類に分類されている。土は統一分類法と対応づけられているが、表-4-1 とはいく分異った分類がなされている。分類要素は、岩の硬軟、粒度組成および不均質性等である。

表-4-3 切土高及び勾配 (建設省、道路協会)

地山の土質及び地質	切 土 高	勾配(割)
硬 岩		0.3～0.8
軟 岩		0.5～1.2
砂 SP, SW		1.5～
砂 質 土 SM, SC	締まっているもの	5 m以下 0.8～1.0
		5～10m 1.0～1.2
	ゆるいもの	5 m以下 1.0～1.2
		5～10m 1.2～1.5
礫質土、岩塊又は玉石混じり砂質土 GW, GM, GC, GP	締まっているもの又は粒度分布の良いもの	10m以下 0.8～1.0
		10～15m 1.0～1.2
粘質土、粘土 ML, MH, OL, OH, CL, CH	締まっていないもの又は粒度分布の悪いもの	10m以下 1.0～1.2
		10～15m 1.2～1.5
岩塊又は玉石混じりの粘質土、粘土 GM, GC		10m以下 0.8～1.2
	5 m以下	1.0～1.2
	5～10m	1.2～1.5

- 注) 1. 切土がこの表の切土高を越えるとき、又は、この表に定めのないときは、別に安全度を確かめ、安全を確認しておかなければならない。
2. 上表は風化が著しい場合あるいは侵食の恐れがある場合は、これらに対して適切な保護をした場合に適用できる。
3. シラスの場合は別途検討する必要がある。
4. 記号 (例えば SM) は統一分類法による。

表-4-4 岩盤区分とりのり面勾配 (治水砂防協会)

区 分	判 定 基 準	岩 盤 状 況	推定弾性波速度 (km/sec)
④	3分より急で7m以上可 (15mまで)。	岩質は非常に堅硬で全く風化しない。	5.0km/sec以上
⑤	3～5分で7mまで可。侵食防止のためのり面処理の要あり。	岩質は非常に堅硬かつ新鮮なもので、一部に割目が発達する部分もあるが、割目は大部分が新鮮である。	3.0～5.0
⑥	5～8分で7mまで可。侵食防止のためのり面処理の要あり。	岩質はかなり新鮮堅硬であるが、割目治いに風化変質が認められる。一般に割目が発達し、その面で割れやすい。	2.0～4.0
⑦	8分～1割で7mまで可。侵食防止のためのり面処理の要あり。	岩質はわずかに風化変質している。割れ目が発達し、粘土を挟む。	1.0～3.0
⑧	8分～1割2分で5mまで可。侵食防止のためのり面処理の要あり。	風化作用を受け、一部は粘酸化している。岩片は全般に軟質で、一部には硬い岩片を残す。	0.5～2.5
⑨	1割2分以上で5mまで可。侵食防止のためのり面処理の要あり。	完全に風化し、土壌化している。硬い岩片はほとんど残さない。	0.3～1.0

表-4-4 は、治水砂防協会にて提案されている切土のり面の岩盤区分である。この区分では、表-4-3 の硬岩、軟岩に対する標準のり面勾配と切土高への対応を考慮して、岩質を ④～⑨ の6つに区分している。岩盤の区分は、主として弾性波速度、岩質、割れ目の間隔およびその状態に依っている。全体としてダムにおける電研式の岩盤分類に類似したものになっている。

(4) 岩盤分類と積算

積算とは主として表-4-1 および 4-2 が関連しており各区分に対して使用材料、機種、歩掛とその変化率等が規定されている。

5. 農林水産省（トンネルタイプ判定基準）

土地改良事業計画設計基準，1975年

（1）岩盤分類表

水路トンネルの支保工や覆工について定められた4つのトンネルタイプから適切なものを選定する基準として、表-5-1に示す岩盤分類表が作られている。分類の指標は、き裂つ状態、岩石試料の圧縮強度、地山ポアソン比等の地質状態と、表-5-2に示す岩石区分ならびに地山弾性波速度である。また電中研式の岩盤分類やテル

ツァギーの提案した土土地質的区分（表-5-3）との対応についても示している。

ボーリングのコア採取率がよく（R.Q.D.表示で75%以上）、コアがほぼトンネル近傍の岩盤強度を代表していると思われる場合には、表-5-4も参考にして判定する。表-5-4はいわゆる地山強度比によって分類を行なうものであり、特に堆積岩に対して有効であるとしている。

（2）分類作業の方法

表-5-1の分類作業は、地質状態を考慮したうえで岩

表-5-1 トンネルタイプ判定基準

タイプ	地 質 分 類		弾性波速度 (km/sec)	地 質 状 態	
	岩盤分類基準による	土木地質的区分による			
A	A ↓ B	G-1 G-2 G-3	※ α群 4.5 以上 β " 4.0 " γ " 3.0 "	キ 裂 状 態	α：マッシュなものからかなり多いものまでの範囲 β：少ないものから多少ある程度のもので γ：ほとんどない。
				岩石試料圧縮強度	α：1,200kg/cm ² 以上 β： 800 " γ： 500 "
				地山ポアソン比	0.16～0.23
				地 圧	作用しない。
B	BL ↓ C	G-2 G-3 G-4	α群 3.0～4.5 β " 2.5～4.0 γ " 2.0～3.0 δ " 2.0 以上	キ裂および破碎状況	α：キ裂多く所々小断層をはさみ、場所によっては破碎質帯 β：キ裂多く所々小断層をはさむ。 γ：キ裂が多少あるが軟岩 δ：軟岩（非常によく締った硬土も含む）
				岩石試料圧縮強度	α：600～1,200kg/cm ² β：400～1,000 " γ：200～ 500 " δ： 50～ 200 "
				地山ポアソン比	0.18～0.35
				地 圧	一般には作用しないが、破碎質やユウ水で作用することあり。
C	CL ↓ D	G-4 G-5 G-6	α群 1.8～3.0 β " 1.5～2.5 γ " 1.0～2.0 δ " 0.8～2.0	キ裂、破碎軟質状況	α：破 碎 帯 β：破碎帯もしくは、キ裂や小断層が多い。 γ：キ裂が多く破碎質または軟岩 δ：軟岩または固結度の悪いもの（よく締った硬土砂も含む） 一般に切羽全面または一部が崩壊してくるような場合に適用する。
				岩石試料圧縮強度	50kg/cm ² 以下
				土 圧	作用する。
				キ裂、破碎軟質状況	α・β：破碎帯およびユウ水区間 γ：破碎帯または軟質岩で固結度が悪い。 δ：破碎帯または固結度が非常に悪い。 一般に未固結のタイ積土などで、切羽全面がユウ水により自立せずに流動化する場合や、ユウ水が著しく多い破碎帯に適用する。
D	E	G-6 G-7	α群 1.8 以下 β " 1.5 " γ " 1.0 " δ " 0.8 "	岩石試料圧縮強度	50kg/cm ² 以下
				地 圧	大きく作用する。

※α、β、γ、δ群別の岩石区分は表-6.3.3に示す。

Dタイプの矢板工は地質状況に応じて設計を行うものとする。

表-5-2 岩 石 区 分

群	岩 石 名
α 群	① 古生層, 中生層 (粘板岩, 砂岩, レキ岩, チャート, 石灰岩, 輝緑凝灰岩等)
	② 深成岩 (花コウ岩, 花コウ閃緑岩, 閃緑岩, ハンレイ岩等)
	③ 半深成岩 (石英斑岩, 花コウ斑岩, ヒン岩, 輝緑岩, ジャ紋岩等)
	④ 火山岩 (玄武岩)
	⑤ 変成岩 (結晶片岩, 千枚岩, 片麻岩, ホルンフェルス等)
β 群	① はく離の著しい変成岩
	② 細層理の発達した古生層, 中生層 (ケツ岩, 砂岩, 輝緑凝灰岩等)
	③ 火山岩 (流紋岩, 安山岩等)
	④ 古第3紀層の一部 (火山岩質凝灰岩, 珪化ケツ岩, 砂岩, 凝灰岩等)
γ 群	古第3紀層～新第3紀層 (泥岩, ケツ岩, 砂岩, レキ岩, 凝灰岩, 角レキ凝灰岩, 凝灰岩等)
	① 新第3紀層～洪積層 (泥岩, シルト岩, 砂岩, 砂レキ岩, 凝灰岩, 段丘, ガイスイ, 火山砕セツ物等)
δ 群	② 洪積層～沖積層 (粘土, シルト, 砂, 砂レキ, 火山噴出物ローム, 扇状タイ積物, ガイスイ, 段丘等)
	③ 表土, 崩積土

$$\sigma_v = \gamma_t \times h$$

ここで γ_t : 岩の湿潤単位体積重量

h : 土被り

(3) 岩盤分類と設計施工

岩盤分類に対応したトンネルタイプは表-5-5に示すように4分類されている。ここでは支保工や覆工の種類が明示されている他, 矢板による山留めの方法についても想定している。また図-5-1には各トンネルタイプについての標準断面が示されている。

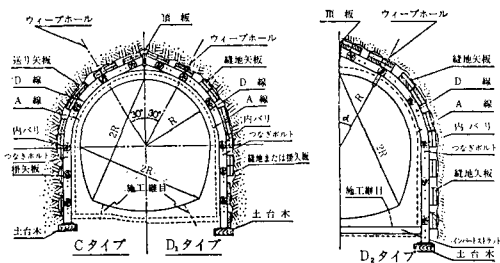
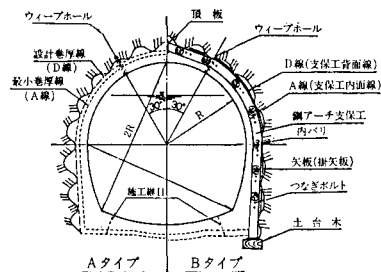


図-5-1 トンネル標準断面図(標準馬ティ形の場合)

石区分と地山弾性波速度との組合せによって行なうが, なるべく総合的な視野で判断しなければならない。

表-5-4 の分類を採用する場合には, コアがトンネル近傍の岩盤全体を代表していることが非常に重要である。したがってコア採取地点はトンネル位置になるべく近い箇所を選ばなければならない。また圧縮試験は採取後直ちに, 自然含水比を保ったまま実施することが望ましい。

トンネル掘削前の垂直応力 σ_v の算出は次式に依ってよい。

表-5-3 テルツァギー氏による土质地質的区分

岩盤分類	記 号	土 木 地 質 的 区 分		適用する タイプ
		岩 盤 形 状	キ 裂 の 状 況	
AuAL	G-1	堅硬で完全無欠な岩石	節理や割れ目が極めて少なく発破による裂断面は堅い新鮮面に生ずる。	A
Bu	G-2	大塊でやや節理の発達した岩石	節理や割れ目は若干認められるが一体として強く密着している。	
BL	G-3	成層岩または片状岩	層と層との境界面から引離すのにほとんど抵抗を感じない。発破による裂断面は主としてこれらの層に生ずる。成層の間隔は約1.5m。	B
Cu	G-4	適度の塊状または層状をなす岩石	堅硬で密な岩石で節理や割れ目の間隔が約0.6mより大きい場合でこの面から容易に分離する状態で重なり合っている。横方向の支保が必要。	C
CL	G-5	著しく塊状または層状をなす岩石	介在する岩塊の径が約0.6mより小さく, 各岩塊は分離して不完全ながら重なり合っているもの, また層状に薄く, ハク離するもの, 風化してややもろいものなど, 横方向の支保が必要。	
D	G-6	完全破砕岩または未固結岩	未固結の土砂レキ, ガイスイ, 断層破砕帯, 断層粘土など。	D
E	G-7	弱度の膨張性岩	化学的な変化をうけ粘土化して弱度の膨張圧を生ずるもの。	

表-5-4 q_u/σ_v による地圧の予想と支保工の設計

q_u/σ_v	トンネル タイプ	地 圧 の 性 質	内 空 断 面 直 径 (m)	
			2 ~ 3	4 ~ 5
≤ 2	D タイプ	押出し性~膨脹性	実測以外地圧の定量的な予想が困難であるが通常下記のような支保工を使用する。	
			H-125×125 間隔 0.8~1.0m インバートストラット付き (場合によっては不必要)	H-125×125 間隔 0.8m または H-150×150 間隔 1.0m インバートストラット付き (場合によっては不必要)
2 ~ 4	C タイプ	軽度の押出し性 ~地圧が大きいと推定される場合	同 上	
			H-100×100 間隔 1.0m (場合によってはインバートストラット付き)	H-125×125 間隔 1.0m (場合によってはインバートストラット付き)
4 ~ 6	B ₂ タイプ および C タイプ の一部	地圧が大きいと推定される場合	ゆるみ高さを 2.0m として支保工を設計する	ゆるみ高さを 5.0m として支保工を設計する
			H-100×100 間隔 1.20m または同程度の強度をもつ鋼管支保工	H-125×125 間隔 1.0m または H-150×150 間隔 1.2m
6 ~ 10	B ₁ タイプ	地圧があると推定される場合	ゆるみ高さを 1.0m として支保工を設計する	ゆるみ高さを 2.5m として支保工を設計する
			H-100×100 間隔 1.50m または同程度の強度をもつ鋼管支保工	H-100×100~H-125×125 間隔 1.50m
>10	A タイプ	地圧がほとんどないと推定される場合	無支保, ロックボルトまたはモルタル吹付け	同 上

- (注) (1) $q_u/\sigma_v \leq 2$ の場合, 岩が泥岩, ケツ岩で乱した岩の吸水膨脹性が大 (またはスレーキング性が大) なら押出し性や膨脹性は一層顕著でライニングは鉄筋コンクリートとしなければならない可能性があり, $q_u/\sigma_v < 1$ の場合はインバートにはインバートストラットが必要である。
- (2) 岩の一軸圧縮強度 q_u は原則としてダブルコアチューブを用いて採取した代表的コアについて得られたものとする。その際, 岩は自然含水比のまま試験するよう十分注意しなければならない。採取後, 現場において直ちに圧縮試験を行うことが望ましい。

表-5-5 トンネルタイプの分類

トンネル タイプ	地 質 状 況	支保工の種類	ライニングの種類
A	キ裂の少ない新鮮な岩	無支保またはロックボルト	吹付けコンクリート (モルタル) または無筋コンクリート
B	キ裂のあるやや風化した岩または非常によくしまった硬土	鋼アーチ支保工 (アーチ, 側壁共掛矢板)	無筋コンクリート
C	風化岩, 破砕帯, 硬土	鋼アーチ支保工 (アーチ: 送り矢板, 側壁: 掛矢板)	無筋コンクリート
D	著しい風化岩, 断層破砕帯, 軟質土砂	鋼アーチ支保工 (アーチ: 鏝地矢板, 側壁: 掛矢板および鏝地矢板)	無筋コンクリートまたは鉄筋コンクリート

(注) 圧力トンネルについては内水圧等を考慮してライニングの種類を決定する。

また 表-5-4 の岩盤分類表には, 支保工の大きさ・間隔, インバートストラットの要否, 等が示されている。

(4) 岩盤分類と積算

各トンネルタイプに対応して, 歩掛, 材料費等に関する積算上の諸数値が定められている。

また契約図書には一般にトンネルタイプが明示されており, 施工の結果岩盤状態が想定と異なる場合には設計ならびに契約金額等の変更が行なわれる。

6. 水資源開発公団の岩盤分類

ダム設計指針(案), 1981 年
水路工設計指針(案), 1971 年

(1) 岩盤分類の目的

ダム, 水路トンネル等取水施設全般を対象として地盤全体の工学的性質を三次元的に評価し, 構造物の設計, 施工, 積算に資することを目的としている。分類は対象構造物を特定せず, 電研式, 岩盤分類に準じた区分を行っているが, 構造物ごとに設計や積算上の分類との対応をつけ, 間接的にはあるが設計積算との関連を明文化している。

(2) 分類作業の方法

分類は 表-6-1 に示すように電研式岩盤分類を一部修正, 加筆したものを標準としている。したがって分類作業も電研式に準じて行えばよい。一方付表 ①, ② および ③ は, それぞれ掘削面の観察による方法, ボーリングコアによる方法, シュミットハンマーによる方法を示すが, これらの方法は上記標準分類法と併用することを条件として分類作業に資するものとしている。

なお, 付表 ① は土研式分類法を一部修正したもので, 標準分類法と併用されるケースが多い。

(3) 岩盤分類と設計・施工

(a) 水路トンネル

水路トンネルの設計と岩盤分類の関係は主としてトンネルタイプを選定することにある。トンネルタイプは

表-6-1 岩盤分類 (水資源開発公団, 昭和52年8月作成)

分類	標準分類法	積算分類との対応	ダム基礎の適否との一般的対応
記号	一般的な岩盤の状態	掘削分類	トンネルタイプの判定基準
A	きわめて新鮮なもので造岩鉱物及び粒子は風化、変質を受けていない。キレツ、節理はよく密着し、それらの面に沿って風化の跡はみられないもの。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。		
B	岩盤堅硬でキレツあるいは節理はよく密着していることが多い。ただし、造岩鉱物及び粒子は部分的に多少風化、変質が見られる。ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。	硬岩	A
Ch	造岩鉱物及び粒子は石英を除けば風化作用を受けているが岩質は比較的堅硬である。 一般に、褐鉄鉱などに汚染せられ、節理あるいはキレツの間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剥離し、剥離面には粘土質物質の薄層が残留することがある。 ハンマーによって打診すれば少し濁った音を出すことがある。	硬岩又は極硬岩	
Cm	造岩鉱物及び粒子は石英を除けば風化作用を受けており、岩質も軟質化している部分がある。 節理又はキレツの間の粘着力は多少減少しておりハンマーの普通程度の打撃によって、割れ目に沿って岩塊が剥離し、剥離面には粘土質物質の層が残留することがある。 ハンマーによって打診すれば多少濁った音を出す。	中硬岩	B
CL	造岩鉱物及び粒子は風化作用を受けて軟質化しており岩質も軟らかくなっている。 節理又はキレツの間の粘着力は減少しており、ハンマーの軽打によって割れ目に沿って岩塊が剥離し、剥離面には粘土質が残留する。 ハンマーによって打診すれば濁った音を出す。	軟岩 II	C
D	造岩鉱物及び粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており岩質も著しく軟らかい。 節理又はキレツの間の粘着力はほとんどなく、ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけでくずれ落ちる。剥離面には粘土質物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す。	軟岩 I は又岩塊、玉石	C~D
E	風化作用が極度に達し、ほとんど完全に粒子間粘合力がなくなくなり、砂状又は粘土化したもの。時には堆積土と区別し難いこともある。 又は、細かい岩片混りの粘土状となった破砕帯。	普通土砂	C~E

- (注) 1. この表は岩盤分類の標準とその対応を示したもので、岩盤分類は標準分類法によるか、若しくはこの方法と附表に示す分類例のいずれか、又はすべてを適宜参考として併用して行う。
 2. 「一般的な岩盤の状態」は田中治雄の分類を一部修正、加筆した。
 3. 「掘削分類」及び「機械ボーリングの岩分類」における軟岩は、一般に、第三紀層以降で一軸圧縮強度が100kg/cm以下の岩石を対象として用いられているが、ここでは施工を対象とした便宜的な呼称とする。
 4. 「トンネルタイプの判定基準」における岩盤分類D及びEに対応するタイプは現場状態によって一律に決め難いので、岩盤分類によるほかN値等によって定める。
 5. 「機械ボーリングの岩分類」における硬質岩は珪岩及びチャートとする。
 6. 「ダム基礎の適否との一般的対応」の記号は次のような適否の度合を示すが、対応はあくまで一般的なもので、厳密な適否の対応はダムの高さや基礎の状態等によって相違することがある。
 (◎)………素直が可能, (○)………注意深い設計施工によって可能, (△)………特別な設計施工によって可能, (×)………一般に不可能

附表——岩盤分類の参考

① 調査坑又は掘削面の観察による分類例

分類記号	細分類の組合せ記号	岩盤の各区分要素に着目する細分類記号
A	AIa	岩の堅さ
B	AIb, AIIc, AIIa	
CH	AIb, AIIa, BIIb, BIIa	
CM	AIIc, BIIc, BIIb, BIIa, CIIa	割れ目の間隔
CL	AIIb, AIIc, BIIc, CIIb, CIIc, CIIa	
D	BIIb, BIIc, CIIb, CIIc, CIIa, CIIb	
E		割れ目の状態
		a 密着
		b 開口
		c 粘土を介在

(注) 1. この分類例は調査坑又は掘削面の観察によって細分類を行い、それらを組合せた記号によって分類記号を定める。
 2. この分類は割れ目が岩盤の性質に大きな影響を及ぼす岩盤のみに適用する。
 3. この分類は両本種の分類を一部修正して作成した。

② ボーリングコアの RQD 又は岩石の一軸圧縮強度による分類例

分類記号	RQD による表示 (%)	岩石の一軸圧縮強度 (kg/cm ²)
A	100~90	500以上
B		
CH	90~75	
CM	75~50	500以下
CL	50~25	
D	25~0*	
E		

(注) 1. この分類例はボーリングコアの RQD、又は岩石の一軸圧縮強度によって分類記号を定める。
 2. RQD とはボーリング径 66mm のボーリングコアについて、単位掘進長 (たとえば 1 m) に対するコア長 10 cm 以上の部分の全長をもって表示する。
 すなわち
 $RQD = (10 \text{ cm 以上のコアの全長}) / (\text{掘進全長}) \times 100$ を示す。
 3. RQD による分類は Deere による分類を参考として作成した。

③ 岩盤のシュミットロックハンマー反発度による分類例

分類記号	シュミットロックハンマー反発度
A	36以上
B	
CH	36~27
CM	27~15
CL	
D	15以下

(注) 1. この分類はシュミットロックハンマー反発度によって分類記号を定める。
 2. この分類は塊状岩盤のみに適用し、軟質岩には適用しない。
 3. シュミットロックハンマーはシュミットハンマーのプランジャー部を軟質岩盤計測にも適合するように改良したもので、アタッチメントの直径は 30mm である。
 4. この分類は菊地宏吉、斉藤和雄の分類による。

表-6-2 トンネルタイプの分類

トンネルタイプ	地質状況	支保工の種類	ライニングの種類
A	キレツの少ない新鮮な岩	無支保又はロックボルト	吹付コンクリート (モルタル) 又は無筋コンクリート
B	キレツのあるやや風化した岩	鋼アーチ支保工 (アーチ、側壁共掛矢板)	無筋コンクリート
C	風化岩	鋼アーチ支保工 (アーチ、側壁共掛矢板)	"
D	破砕帯、堆積物、沖積層の粘土、砂	鋼アーチ支保工、アーチ、掛矢板送り矢板、ぬい地矢板側壁掛矢板	"
E	軟弱土砂、盤ブクレ岩、粘土	鋼アーチ支保工、アーチ、側壁共ぬい地矢板	鉄筋コンクリート

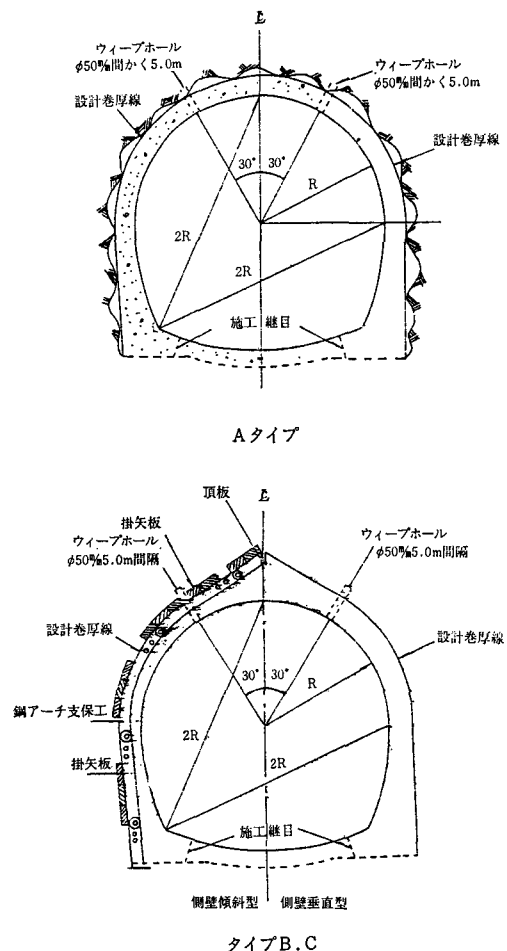


表-6-2 に示すように 5 種類に分類されており、それぞれ支保工や覆工の種類、切羽の自立性に基づく矢板による山留め法の種類が示されている。なお、これらはいずれも内圧がかからないトンネルのものであり、圧力トンネルの場合にはタイプの分類は無圧トンネルに準ずるが、覆工の種類や厚さについては荷重条件等により設計するものとしている。図-6-1 に各タイプの標準断面図を示す。

トンネルタイプと岩盤分類との対応は 表-6-3 に示すトンネルタイプ判定基準に依っている。

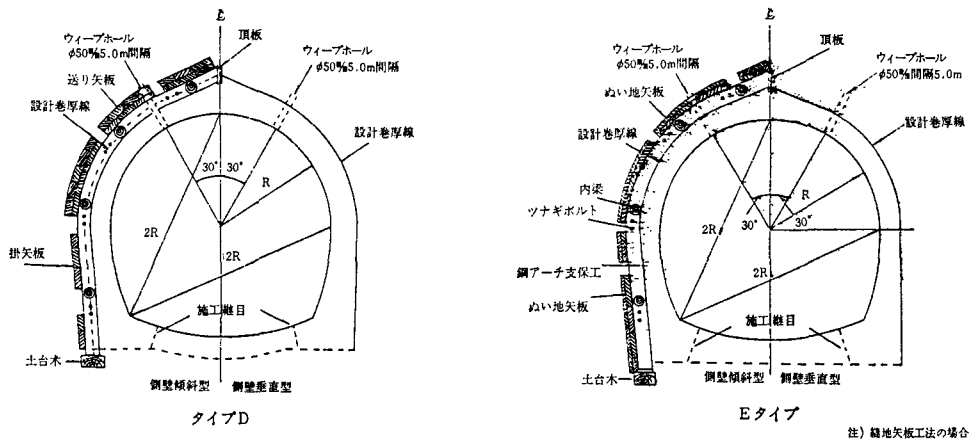


図-6-1 つづき

表-6-3 トンネルタイプの判定基準

タイプ	判 定 基 準			参 考	
	硬 さ の 程 度	き れ つ の 程 度	風 化 変 質 の 程 度	岩 盤 分 類 と の 対 応	岩 石 の 例
A	ハンマーでたたくとカチンという音が生ずるはね返りを感じる程度の強さ	圧縮強度 800kg/cm程度以上 弾性波速度 5 km/s程度以上	きれつがほとんどない。あっても間隔が50～100cm程度で密着しており連続して安定しているもの	ほとんどない	A～B ○硬質で新鮮な花こう岩類 ○硬質で新鮮な火山岩類（石灰岩，粗面岩，流紋岩，安山岩，玄武岩） ○中生層，古生層の珪岩，硬砂岩，片理のあまりない砂質粘板岩 ○第3紀層の珪質頁岩，硬質砂岩，溶結凝灰岩などで珪質の硬さが火山岩と同等のもの ○珪化の著しい珪化岩できれつ粘土の発達していないもの
B	ハンマーでたたくとコンコンという音が生ずるはね返りはあまり感じられない程度の硬さ	圧縮強度100～800 kg/cm程度 弾性波速度 3～5 km/s程度	きれつ間隔が0～50cm程度で開いているか，またはきれつに沿って風化変質がみられ，雑物があるもの	きれつ，節理などに沿って風化変質が進んでおり，部分的に軟岩状になっている部分もある。	B～C ○第3紀層の頁岩，砂岩，細粒塊状凝灰岩などのち密なもの，または固結度の高い凝灰岩，角れき凝灰岩 ○Aに相当する岩種できれつ，風化，変質の程度が進んだもの
C	ハンマーでたたくとボンボンという音が生ずるはね返りはあまり感じられず逆にめり込む感じがする程度の硬さ	圧縮強度100kg/cm程度以下 弾性波速度1～3 km/s程度	岩石自体が軟弱の場合はきれつが殆んど発達していないことが多いA又はBの硬さをもっている。きれつが多く間隔は10cm以下でツルハシ等で比較的容易にきれつに沿って掘起させるもの	固結度が低いときには風化変質のない新鮮な場合もある AまたはBの岩石が全体的に風化または変質して軟岩状を呈したものの	C～D ○第3紀層の比較的固結度の低い泥岩，砂質凝灰岩，浮石質凝灰岩 ○第3紀層のシルト岩，砂岩，れき岩 ○A Bに相当する岩種できれつ，風化，変質の進んだもの
D	土砂，レキ混り土砂，岩屑層などで，ツルハシ，シャベルで主として掘削できるが一部発破を要する程度のもので盤ブクレなどを起さないもの	弾性波速度 1 km/s程度以下			D～E ○産錐堆積物，現地風化堆積物（マサ等）段丘堆積物 ○断層破砕帯で粘土分がほとんどなく断層破砕れきがガラガラしているもの，およびれき混り土砂 ○沖積層の粘土，砂 ○Cに相当する岩で坑口等土圧が大きい場合
E	AからDまでに該当しないもので掘削にいちじるしく困難性をともなうもの				A～E ○盤ブクレを起す岩，または溶土 ○湧水が多量で粘土または土砂が流出をおこす箇所 ○土統りがうすいか，または土圧が著しい箇所および大きな偏圧を受ける箇所

(b) ダム基礎

ダム形式の選定については表-6-1 にダム基礎の適否との一般的対応について一応明記している。しかし、この対応はあくまでも一般論であり、実際にダム形式を選定するにはダム高さや基礎の状態等について十分考慮する必要があるとしている。また掘削線の深さや基礎処理の可否を判断する上でも岩盤分類は重要な資料となっている。

(4) 岩盤分類と積算

岩盤分類そのものが積算とは直接関係をもっていない

が、岩盤分類と対応づけられた各種の区分が積算と関連している (表-6-1)。たとえば、掘削分類に示された区分 (硬岩~普通土砂) は積算と直結しており、それぞれの区分に対して土量の変化率等、積算上の諸数値が定められている。

7. 日本道路公団 (トンネルの岩盤分類)

日本道路公団 NATM 暫定指針, 1982 年

(1) 地山分類の目的

トンネルの施工に先立ってトンネルの適正な設計・施

工計画を立案するために、通常実施しうる調査法、試験法を用い、対象とするトンネルの全区間長の地山性状について客観的かつ定量的な評価を行ない、それと設計・施工との関連性をもたし、主にトンネルの設計・施工において発注者と請負者とが契約並びに契約の変更を行なう際にトンネル地質判定を適正に行なうための基準を示すもの。

(2) 分類作業の方法

現在、日本道路公団においては、昭和 58 年度よりトンネル標準掘削工法を NATM とし、それに対応した地山分類を作成中である。まだ公開するまでに至っていないが暫定的な措置として在来工法に対応した地山分類表を使用している。なお岩質区分 D については塑性土圧の影響を考慮し次のように区分している。

パターン D I 地山強度比 2.1 以上

パターン D II 地山強度比 2.0 以下

又、岩質区分 C については、切羽の自立性について考慮するものとし、自立が困難な場合には支保工 (H-125) を入れたパターンとしている (C II)。

暫定的な地山分類表を表-7-1 に示す。岩質区分 (1) は標準設計パターンを設定するために用いる。また、岩質区分 (2) はトンネル掘削の等級を決定するために用いる。

(3) 地山分類の設計・施工への反映

1) 標準設計パターン

表-7-1 の岩質区分 (1) に対応する標準設計パターンを表-7-2 に示す。

岩質 A についてはその延長比率や岩の程度によって、経済的な施工法の幅が大きいので、標準を定めないこととした。

岩質 E についても、その範囲が広いので、個々のトンネルにおいて数値解析結果や類似の地質の施工状況から判断して、個別に検討するものとしている。

パターン C I と C II については、岩質 C の中で、亀裂の間隔や方向等から、天端付近の岩が崩落しやすい地質であるか否かを現場で判断して使いわけている。

表-7-2 標準設計パターン

パ タ ー ン	施 工 法	掘 削 長 (上 半) m	ロックボルト				鋼製支保工		1吹付け の厚さ cm	二 次 覆 工 cm
			長 さ m	間 隔 m		上 半 部	下 半 部			
				周 方 向	延長方向					
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	
CI	ベンチカット	1.2	3.0	1.5	1.2	なし	なし	10	30	
CII	ベンチカット	1.2	3.0	1.5	1.2	H-125	なし	10	30	
DI	ベンチカット 鉄板施し	1.0	4.0	1.2	1.0	H-150	H-150	15	30	
DII	ベンチカット 鉄板施し	1.0	4.0	1.2	1.0	MU-29	MU-29	15	30	

2) 変形余裕量・余掘り・余巻き

変形余裕量・余掘り・余巻きは当面 表-7-3 に示すとおりとする。

余掘りについては、NATM の原則が、地山の強度を積極的に利用することにあるので、掘削面周辺の地山を傷めないでかつ平滑に仕上げられるよう努めている。また余掘りは極力少なくなるように、爆破計画におけるスムーズブラスティングの採用や、測量精度の向上などの努力を行っている。

余掘りの中には微小な変形や施工誤差に対する余裕をも含んでいるので、変形余裕をとらないからといって設計巻厚を侵すことがないように、施工にあったては十分管理を行なっている。

変形余裕を設定する場合、全周にわたって設計通りの変形量があることは現実的には期待できない。計測によって実際の変形が計画よりも小さいことが確認された場合には、変形余裕量を減らすか、支保工の設計を修正するなどの変更を適宜行なっているが、設計通りの変形が発生しないで、余分にコンクリートを打設しなければならない時には、覆工コンクリート断面を実測して、この分のコンクリート代金を支払うことにしている。

表-7-3 変形余裕量，余掘り，余巻きの標準

パ タ ー ン	変形余裕量 cm		余掘り cm	余巻き cm	
	上 半	下 半		吹付け コンクリート	二次覆工
B	0	0	15	5	10
C I	0	0	15	5	10
C II	0	0	15	5	10
D I	0	0	15	5	10
D II	15	10	10	5	(5)*

*実測により精算

3) 掘削の加背割

ベンチカット工法の場合の加背割、すなわち上半盤の位置は、設計パターン B ~ D II の範囲ではスプリングラインの位置を一応の標準とするが、施工機械との組合わせによって最も経済的なものを選択している (図-7-1)。

加背割を決定する要素には次のようなものがある。

① 切羽 (面) の自立が得られること

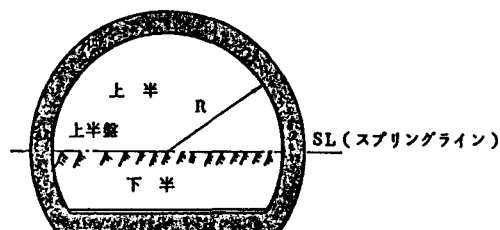


図-7-1 加背割の標準

- ② 切羽の自立時間内に必要な作業が終了すること
- ③ 上記の範囲内でできる限り大型の機械が投入できること
- ④ ロックボルト用穿孔ができれば継ロッドなしでできること
- ⑤ 削岩機で穿孔する場合にはガイドセルが断面内に入ること
- ⑥ 上半用機械の退避進入を考えると、上半盤は低いほど作業効率はよい。
- 4) インバート

岩質Dおよび岩質Eの区間には原則としてインバートを設けている。岩質Dにあっては次のような条件がある場合には検討の上でインバートを省略できるようにしている。

- ① 亀裂は発達していても岩自身は強固で、支持力として十分であること
- ② 側圧が小さく、脚部の押し出しが認められないこと
- ③ 施工に伴う風化の進行がなく、水の作用を受けても盤膨れを起さないこと

また、その他の岩質区分の区間であっても、部分的な悪条件があっても側壁の押し出しや路盤の変状が認められる場合にも設置している。なお、坑口部では良好な地質であっても覆工の1打設長（10m 程度）はインバートを設置するのを原則としている。

(4) 地山分類の積算への反映

トンネル掘削の等級は、表-7-1 の岩質区分（2）に

表-7-4 トンネル掘削等級の定義

トンネル掘削 I：地山の岩質は、非常に堅硬かつ新鮮で大塊状を呈し、割れ目がほとんどないもので、上半断面の掘削切羽が自立するもの。掘削に際して発破を使用することが最も有効な岩。

トンネル掘削 II：地山の岩質は、堅硬で割れ目が少ないもの、あるいは、層状をなす岩で層理または片理が認められるもので、上半断面の掘削切羽が自立するが、掘削面より局部的脱落等のおそれがあるもの。掘削に際して発破を使用することが最も有効な岩。

トンネル掘削 III：地山の岩質は、比較的堅硬であるが割れ目が細かく入っていて小塊状を呈しており、その間隙には薄い粘性土をはさんでいるもの、層理、片理が顕著で割れやすいもの、あるいは、固結度の比較的良好な軟岩などで上半断面の掘削切羽がほぼ自立するもの。掘削に際して発破を使用することが最も有効な岩。

トンネル掘削 IV：地山の岩質は、多少硬い部分もあるものの、全体に強い風化作用等を受けたもの、あるいは転石を多く混じえた土砂などで、上半断面の掘削切羽の自立性が悪く、リングカットあるいは補助的工法で切羽補強を必要とするもの。掘削に際して発破が有効に使用できる程度の岩及び土砂。

対応して決定される。トンネル掘削の等級毎に、掘削工法・掘削方式・掘削長等が規定されている。トンネル掘削等級の定義を表-7-4 に示す。

8. 電研（電力中央研究所）式岩盤分類

電力中央研究所立地部：岩盤分類の現状と問題点，
1984 年

(1) 岩盤分類表

電研式岩盤分類は当初アーチダムや重力ダムの基礎岩盤としての適性を評価することを目的として、岩盤の耐

表-8-1 電研式岩盤分類

名称	特 徴
A	極めて新鮮なもので造岩鉱物および粒子は風化、変質を受けていない。節理はよく密着し、それらの面にそって風化の跡はみられないもの。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
B	岩質堅硬で開口した（たとえ 1mm でも）きれつあるいは節理はなく、よく密着している。ただし造岩鉱物および粒子は部分的に多少風化、変質がみられる。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
Ch	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが岩質は比較的堅硬である。 一般に褐鉄鉱などに汚染せられ、節理あるいはきれつ間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマーの強打によって割れ目にそって岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある。 ハンマーによって打診すればすこし濁った音を出す。
Cm	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており、岩質も多少軟らかくなっている。 節理あるいはきれつ間の粘着力は多少減少しておりハンマーの普通程度の打撃によって、割れ目にそって岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の層が残留することがある。 ハンマーによって打診すれば多少濁った音を出す。
Cl	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており岩質も軟らかくなっている。 節理あるいはきれつ間の粘着力は減少しており、ハンマーの軽打によって割れ目にそって岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば濁った音を出す。
D	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており岩質も著しく軟らかい。 節理あるいはきれつ間の粘着力はほとんどなく、ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけでくずれ落ちる。 剥脱面には粘土質物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す。

荷性、透水性を統一的、かつ包括的に把握すると同時に、一般に理解し易いこと、簡明で現場で使い易いことなどに重点を置き、岩盤が新鮮・硬質なものから風化により劣化する現象をとらえ、この過程を地質学上の主要要素として岩盤分類にとりまとめられたものである。したがって電研式岩盤分類は岩石・岩盤の肉眼観察やハンマーによる打撃という野外調査を基本とした方法により、経験豊かな土木地質技術者による判断に基づく分類法である。その分類基準は物性値を用いず、地質学上の主要要素を定性的に表現していることが特徴の一つとなっている。すなわち新鮮岩盤から風化岩盤に至る過程をとらえ、これを六区分表示したものであるため、各区分の特徴を示す基準は包括的な表現となっている。そのことにより岩盤全体の状態を把握するのに適しており現在の様な複雑化した各地点、各構造物を対象とした調査にも、この特長を生かして十分にこたえることができるのである。このため現在までに主に電源開発諸地点を中心に数多くの地点に適用され、経験と実績を蓄積しつつ普及してきている。

(2) 分類作業の方法

電研式岩盤分類は、「風化の程度」、「岩塊の硬さ」および「節理の性状」の三つの主要な要素から組み立てられている。

「風化の程度」は鉱物の単位から岩石岩盤を対象として検討し、造岩鉱物や粒子そのものの変色・変質、粒子および造岩鉱物を結びつける基質の変質を判断基準としている。

「岩塊の硬さ」はハンマーの打撃による音と破壊の程度を基準として固結度を判定し、それから岩石組織、岩塊の風化程度を判断している。

「節理の性状」は同様にハンマー打撃、肉眼観察等により、節理の開口、節理間の粘着力の低下、剝離面沿いの粘土物質層、風化生成物の残留等から岩盤の風化程度を判断している。

電研式岩盤分類における上記三要素は決して等価ではなく、基本的には風化による劣化に基づく分類と言うことができる。つまり、構成物質の風化の程度を軸として、岩盤物性に関連する要素として、岩塊の硬さと節理等の岩盤剝離面の性状を検討し、風化現象をより明確化している分類法である。

(3) 岩盤分類と設計・施工

前述した様に電研式岩盤分類はダム基礎としての適性を評価することを目的としてまとめられた分類であり、多くの地点における経験と実績から、岩盤分類による評価が岩盤の物性を間接的に表現しているとして、ダム型

式の選定、ダム基礎岩盤の掘削線の判定、基礎処理などの設計、施工に用いられている。

電研式岩盤分類が普及して行く中で、本来の対象であったダム基礎ばかりでなく、地下発電所、トンネル等の地下構造物、原石山、原子力発電所等の調査にもこの岩盤分類が用いられるようになってきており、これらの設計・施工、あるいは安定解析等にも電研式岩盤分類による等級区分が反映されるようになってきている。

(4) そ の 他

以上述べてきた様に電研式岩盤分類は当初重力ダムやアーチダム等を対象に考案されたものであり、従って対象岩盤は当初、花崗岩、あるいは古生層の堆積岩等の比較的塊状の硬質岩盤であった。その後、対象とする構造物が増え、また地点毎に地質条件が複雑化してきているため、電研式岩盤分類の適用に際しては、地質条件や構造物の機能とその目的によって適正に用いることが必要であり、さらに必要に応じて分類要素のウェイトの選択、新しい要素の付加等の考慮が重要である。

なお電研式岩盤分類は基本的には硬質岩盤を対象としている。従って風化の程度、岩塊の硬さ、節理の性状によってランク付けが可能な岩盤が対象であり、第三紀や第四紀の堆積岩などへの適用に際しては上述の検討が必要である。

9. 電源開発(株)の岩盤分類・評価

電源開発株式会社：岩盤分類・評価について(案)、

1981年

電源開発(株)では、昭和40年代の前半からダム、水路トンネル、発電所等の水力発電構造物の基礎岩盤を対象に岩盤分類・評価(または判定、以下単に「評価」という)を行なっている。この岩盤分類・評価は、社内的に制度化とか、統一化されてはいないが、岩盤分類については次に述べる岩盤分類の3要素を基本的な分類基準とし、岩盤の評価については、必要に応じて、対象地点の土木構造物の種類と規模、その地質特性を勘案して、地点毎に基準を定めて使用している。

岩盤分類・評価の基本的な事項は次の通りである。

(1) 岩盤分類・評価の目的

① 水力発電構造物の効果的な設計、施工の為の基礎資料の提供(目的に応じた必要最小限の分類と数値表示化を指向することとしている)。

② 土木地質的性状表示のバラツキの防止。

(2) 岩盤分類・評価の対象

岩盤分類・評価は原則として“固結した岩石”を対象とし、又、構造物については、ダムをはじめ、水路トン

ネル、発電所等の基礎岩盤の他、場合によっては、長大切取斜面、鉄管路基礎等をも対象としている。

(3) 岩 盤 分 類

岩盤分類は調査段階のボーリングコア、試掘坑および建設工事中の各種掘削面等の詳細地質記録の一環として実施され、その対象となる土木構造物の種類、規模には関係なく次に述べる岩盤分類の3つの要素について夫々が5段階に分類、表示される。

岩盤分類の3要素と5段階表示

岩盤分類は、「岩石の風化程度 (Weathering)」, 「岩石の硬さ (Hardness)」, 「割れ目の間隔 (Crack Spacing)」の3項目について 表-9-1、表-9-2 に示す通り、各項目(要素)が5段階に分類され、各代表記号を用いて表示される(例えば、3CIV、W=2 H=2 C=3)。

なお、各5段階の分類された内容は、対象となる地点の地質特性により、必要に応じて多少、変更されること

[岩盤分類の例]

表-9-1 岩盤分類基準 (ボーリングコア以外に適用)

風 化	1	全く風化が認められず構成鉱物まで新鮮なもの	A	ハンマー打でナイフエッジをなして割れる。特に硬い	亀 裂 間 隔	I	100cm以上
	2	一部の鉱物がわずかに風化しへアクラックが見えるが分離していない	B	ハンマー打で粉を伴って割れる。硬い		II	40~100cm
	3	一部の鉱物が風化、亀裂等に沿って分離し、角礫状になったもの	C	ハンマー軽打で小岩片となる。もろい		III	20~ 40cm
	4	未風化の部分が角礫~円礫状に風化物中に含まれている状態	サ D	やや固結しているが両手で粉砕できるもの。ハンマーで穴		IV	5~ 20cm
	5	構成鉱物の大部分が風化し二次鉱物に変っている状態	E	粉状粒状(湿っている場合には乾燥状態を考慮して判断)ハンマーで掘れる		V	5 cm以下

表-9-2 岩盤の分類基準 (ボーリングコア)

風化 (W)		硬さ (H)		コアの長さ (C)	
1	未 風 化	1	非常に堅硬	1	30cm以上(50cm以上) *
2	↑	2	↑	2	10~30cm(20~50cm)
3	↑	3	↑	3	3~10cm(5~20cm)
4	↓	4	↓	4	1~3 cm(1~5 cm)
5	風化分解	5	非常に軟質	5	1 cm以下(1 cm以下)

* コアの長さの分類基準は岩種により変更してもよい。

もある。

(4) 岩 盤 の 評 価

岩盤の評価は、対象となる土木構造物の種類、規模を考慮して、上述の岩盤分類結果とそれ以外の岩盤の性状(割れ目の状態、岩盤の緩みの程度、特別な場合として熱水変質の程度、石灰質岩石の場合の溶食の程度等)とか、水理的、物性的試験(例えば、各種弾性波接査、透水試験、岩盤力学的試験等)の結果等も合わせて総合的に行なわれる。そして、岩盤の評価は、必要に応じて3~5段階に区分され、「岩盤の総合判定」として表示される。「岩盤の総合判定」の分類記号は特に規定されていないが、5段階区分の場合は ㊸, ㊹, ㊺, ㊻, ㊼ を多用している。

表-9-3 では、100 万 kW 級の揚水発電所新設工事(上池、下池ダムはいずれも 80~100 m の高さをもつ)に採用した。岩盤分類と岩盤評価の内容を示している。この「岩盤の総合判定基準」は、ダム基礎のみならず、水圧トンネルの岩盤。水圧管路の基礎、発電所の基礎、長大切取斜面の岩盤等にも適用された。

表-9-4 は、電源開発(株)が、海外の地下発電所の実施設計を実施した際に採用した調査坑全体の岩盤の評価の結果を示している。なお、この調査坑には、表-9-4 に示す岩盤の評価図以外に、縮尺 1/100 の地質展開図があり、そこでは前述した「岩盤分類」の3要素についての5段階区分の表示が行なわれている。

(5) 岩 盤 分 類、評 価 の 適 用

岩盤分類、評価は、概略設計(基本設計)の段階から詳細設計(実施設計)の段階まで、設計の不可欠な基礎情報としてとり入れられる。建設工事段階では、工事の進捗にあわせて、詳細に地質が記録されると同時に岩盤分類評価も行なわれ、その結果は施工面にも反映され、場合によっては設計変更の基礎資料として用いられる。(電源開発(株)では、機構上、地質部門は設計部門と同一組織にあるため、地質情報は直ちに設計に反映されるので、岩盤分類、評価を直接に積算方式等に関連づけてはいない。又、ダム、水圧トンネル、発電所等の水力発電構造物は、その出力規模、地点特性(地形と地質)によって設計条件が異なるので、岩盤分類、評価と標準設計基準とを関連づけることは難かしい。)

表 9-3 A 発電所新設工事の場合の「岩盤の総合判定基準」

分類 記号	地 質 状 態	分類 基準	W=風化の程度, C=き裂間隔	H=硬さ, C=き裂間隔	概略 分類	岩盤の風化、硬さ、き裂の程度による分類基準
	新鮮 (未風化)、非常に堅硬、き裂も少ない岩盤。	W H C	1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5	1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5	堅 硬 岩	風化の程度 W=1 岩石は新鮮 (未風化)、き裂 (節理を含む) 面は未風化、 密着。 W=2 き裂面の一部は風化するも密着、岩石は一部でわずかに 変色するも岩質は堅硬。 W=3 き裂面の大半が風化、一部に粘土シームあり。 W=4 岩石は一部で変色し、その部分の岩質は幾分劣化。 全体にかなり風化しほとんどの部分が変色し、一部で鉱 物組織が分解しはじめている。 W=5 著しく風化し、鉱物組織は分解し、粘土～マサ化。
③	岩質は堅硬、き裂面の一部は風化するも全般に密着。 まれに粘土シームあるも巾1～2mm以下であまり連続 しない (長さ5m以内)。 熱水変質の影響が極くわずかに認められるもの (微量 の黄鉄鉱が認められる)。	W H C	1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5	1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5	堅 硬 岩	硬 さ H=1 非常に堅硬 (新鮮な石英安山岩、流紋岩等)。 H=2 堅硬 (き裂面風化変色するもハンマーで強打しないと割 れない)。 H=3 中硬 (風化による変色がき裂面のみならず岩盤内にも及 んでいる。や、軟質部と堅硬部があるもの)。 H=4 軟質 (岩石の形状は示すも、ハンマーで軽打しても容易 に割れるもの)。 H=5 非常に軟質 (粘土～マサ程度)
④	き裂が比較的多く、き裂面の大半は風化 (黄～茶褐色 を呈する) しており、粘土シームも多い。岩質はき裂、 粘土シームの周辺を除いて堅硬。 熱水変質は、岩盤全体に影響を与え、岩色は灰緑～灰 白となって、部分的に黄鉄鉱の微小結晶が多くなる。	W H C	1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5	1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5	中 硬 岩	き裂 (節理を含む) の間隔 C=1 1 m以上 C=2 50cm～1 m C=3 10cm～50cm C=4 1 cm～10cm C=5 1 cm以下
⑤	全体にき裂発達、岩質も風化により大半の部分が幾分 軟～脆化。粘土シームも多い。ただ部分的に堅硬な部 分も残っている。一般的にはき裂の発達した風化岩盤。 断層破砕帯の周辺部および強熱水変質による粘土帯の 周囲のき裂～粘土シームの多い部分。	W H C	1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5	1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5	軟 弱 岩	
⑥	風化著しく、岩石は分解し、非常に軟質 (粘土状) ～ 非常に脆弱質 (マサ状)。性質としては崖堆積物と 同程度、もしくはそれ以下。粘土を多く含む断層破砕 帯、強熱水変質による粘土帯、および非常にゆるんだ 崖堆積風化岩盤等。	W H C	1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5	1 2 3 4 5 1 2 3 4 5 1 2 3 4 5	軟 弱 岩	

表-9-4 海外の地下発電所調査抗の例

[illegible]

LEGEND

	Diorite	Hornblende	Granodiorite
1	x x	Λ Λ	+ +
2	x	Λ	+ +

W₁ = Width of sheared zone
W₂ = Dripping of ground water
W₃ = Dripping section
D = Tunnel distance

Rock Conditions

- (a) : Fresh very hard and compact rocks.
- (b) : Generally fresh, hard and compact rocks. Very slightly weathered or jointed in part.
- (c) : Hard and compact rocks, but somewhat weathered or cracky in part.
- (d) : Highly weathered or very cracky rocks.
- (e) : Loose or soft rocks (Completely weathered or sheared).

10. 本州四国連絡橋公団での岩盤分類

風化花崗岩の支持特性判定要領(案), 1980 年

(1) 岩盤分類の目的

本州四国連絡橋ルートにおける橋りょうの基礎岩盤として、風化花崗岩を対象にその支持特性を判定するために岩盤分類が行われている。判定すべき支持特性としては、地盤の変形係数、強度定数 (C, ϕ) およびクリープ定数等があるが、各分類に対してこれらの値を設定するとともにその空間的分布を求めることによって、地盤全体としての支持特性を定量的に評価しようとするものである。

(2) 分類作業の方法

分類作業の方法はその要求される調査精度に応じて3段階ある。

A法……肉眼観察, 孔内測定, 岩盤試験に基づく方法

B法……肉眼観察, 孔内測定に基づく方法

C法……肉眼観察のみに基づく方法

このうち肉眼観察による方法は、いずれの段階でも実施されるものであるが、ボーリングコアの観察による方法と調査坑内での肉眼観察による方法がある。表-10-1 および表-10-2は前者の、表-10-3 および表-10-4は後者の方法によるそれぞれの岩盤区分であるが、いずれも細区分(表-10-2, 表-10-4)の組合せによる総合評価方式をとっている。

(3) 岩盤分類と設計

各区分に対する設計値として地盤の変形係数、強度定数 (C, ϕ) およびクリープ定数が与えられているがそれ等の値は分類法の種類によって異なる。すなわち、A法では平板載荷試験から求まる値がそのまま採用される。B法では、表-10-5, 表-10-6 および表-10-7に示すように各区分に対してそれぞれ地盤定数の代表値が与えられる。一方C法の場合には精度的に更に悪くなることが予想されるため、これらの代表値よりも安全側の数値が与えられている(表-10-8)。

表-10-1 ボーリングコア観察による岩盤区分例

区分	色 調	① 硬 軟 の 程 度	② 風化変質の程度 (細区分)	③ 割 目 の 状 態	④ コア ー の 状 態 (細区分)	備 考
A	青灰～乳灰	極硬 ハンマーで叩くと金風音。 D.Bで2cm/min以下	き裂面とも おおむね新鮮。 未風化。 (A)	き裂少く、おおむね 20～50cmで密着して いる。	棒状～長柱状でおお むね30cm以上で採取 される。 (I)	
B	乳灰～ (淡) 褐灰	硬 ハンマーで軽い金風音。 D.Bで2～4cm/min	おおむね新鮮なるも き裂面に沿って若干 風化。 変質褐色を帯びる。 (B)	割目間隔5～15cmを 主としている。 一部開口している。	短柱～棒状でおおむ ね20cm以下。 (II)	③④Aなるも①② がBのもの。 ①②Aなるも③④ Bのもの。
C _H	褐灰～ (淡) 灰褐	中硬 ハンマーで叩くと陶音。 小刃で傷つく硬さ D.Bで3cm/min以上	割目に沿って風化進 行、長石等は一部変 色変質している。 (C)	割目発達、開口部に 一部粘土はさむ。 ヘアクラック発達。 割れ易い。	大岩片状でおおむね 10cm以下で、5cm前 後のもの多い。 原形復旧可。 (III)	短柱状なるも 風化進行軟質の もの。
C _M	灰褐～ 淡黄褐	やや軟～硬 ハンマーで叩くと軽 く割れる。 爪で傷つくことあり。 D.Bで粗進適	岩内部の一部を除き 風化進行、長石、雲母 はおおむね変質して いる。 (D)	割目多く発達5cm以 下、開口して粘土は さむ。	岩片～細片(角礫)状 で砕け易い、不円形 多く原形復旧困難。 (IV)	軟岩で容易に砕け 易いもの。
C _L	淡黄褐 ～黄褐	軟 極く脆弱で指で割れ つづれる。 M.Cで掘進可	岩内部まで風化進行 するも、岩構造残し 石英未風化で残る。 (E ₁)	割目多いが粘土化進 行、土砂状で密着して いる。	細片状で岩片残し、指 で砕けて粉状。 円形コアなし (V)	破砕帯でコア一部 のみ細片状で採取 のもの。
D	黄 褐	軟極 粉体になりやすい。 M.Cで無水掘可	おおむね一様に風化 進行、マサ土化して いる。 わずかに岩片を残す。 (E ₂)	粘土化進行のためク ラックなし。	土 砂 状 (VI)	破砕帯・粘土化帯 でコア採取不可 能なもの。

備考；①②または③④が上位で③④または①②が下位ランクのときは、下位ランクとして表示する。

D.B；ダイアビット M.C；メタルクラウン

表-10-2 ボーリングコアの細区分基準

① コア形状判定基準

区分	コア形状	コア長 (cm)	摘 要
I	長 柱 状	30 以上	—
II	棒 状	15~30	—
III	短 柱 状	5~15	ほとんどが円形コア
IV	岩 片 状	5 以下	不円形コアが多い
V	礫 状	—	コア形残す
VI	砂 状	—	岩形・コア形なし

② コア風化 (硬軟) 判定基準

区分	硬 ~ 軟	風化変質の程度	コアの状態
A	極硬、ハンマーで容易に割れない	非常に新鮮、造岩鉱物の変質まったくなし	色調は原色、コア肌非常に滑らか
B	中硬、ハンマーで全割音	新鮮、黒雲母の周辺は赤褐色化、長石類の変質なし	全体に赤味をおびる、コア肌なめらか
C	硬、ハンマーで容易に割れる	軽酸化、黒雲母は酸化汚染、斜長石の一部変質 (白色化)	色調は褐色をおびる、コア肌やや粗い
D	軟、ハンマーでボロボロ砕ける	風化、黒雲母は黄金色、周辺褐色粘土化、斜長石は大部分が変質	コア形を容易に保つ、コア肌非常に粗い
E ₁ E ₂	極軟、真砂化	強風化、カリ長石の一部を除きほとんど変質、岩組織が失われる	コア形なし、砂状

②' 強風化花崗岩の細区分のためのコア風化判定規準の追加

E ₁	指圧砕で石英、カリ長石の粒子細片を残す。砂状。粒子は硬い。	長石類は、一部のカリ長石を除きほとんど変質。雲母の一部を除き結晶形失われる。	コア形なし、砂状。
E ₂	手の平での指圧砕で、おおむね粉末状。一部砂状。	強風化。長石はほとんど変質。粘土化、石英細粒化。	砂 状

表-10-3 調査坑内の肉眼観察による岩盤区分

総合 区分	細 区 分 基準組み合わせ	調 査 坑 内 観 察	(比較) ボーリング コア観察による細 区分組み合わせ
		岩 盤 状 況	
A	A, I, a	新鮮堅硬、造岩鉱物の変質なし。 割目間隔50cm以上。割目密着し、割目に沿った変質、変色なし。	A, I
B	A, II~III, b	堅硬、岩石は淡褐色をおびている程度。 割目間隔15~50cm程度。割目に沿って酸化鉄付着。	B, II
C _H	B, III~IV, b~c	岩石は割合硬質、黒雲母、斜長石は若干変質。割目間隔5~30cm程度、割目に沿って極く薄い粘土を挟む。	B, III
C _M	C, IV~V, c	ハンマーで軽く叩いて割れる。斜長石の変質進む。割目間隔15cm以下、割目面に沿って粘土を挟む。	C, IV
C _L	C~D, III, a~b C, IV~V, d	黒雲母の黄金色化認められるが、石英粒子は硬い。斜長石は変質。ハンマーでボロボロに砕ける。割目間隔5cm以下。	C~D, IV~V
D _H	D, II~III, b D, III, a~b	手でよくつぶれる。ハンマーでけずることは容易。黒雲母の黄金色化認められ周辺褐色。各粒子は硬く、細片状、砂状となる。みかけの割目間隔が広がる。	D, V~VI
D _M	E ₁ , I~II, b~c E ₁ , II, b	手でつぶすと、石英、カリ長石の結晶形を残す砂状になる。雲母は一部を除き結晶形は失われ、斜長石はほとんど変質。みかけの割目間隔はさらに広がる。	E ₂ , VI
D _L	E ₂ , I, c E ₂ , II, b	手でつぶすと、一部砂状であるが、多くは粉末状となる。長石類のほとんどが、変質粘土化している。本来の節理割目は不明となる。	E ₂ , VI

表-10-4 調査坑内における岩盤細区分基準

① 硬さ区分

区分	判 定 基 準
E ₂	手の平内の指圧跡でおおむね粉末状、一部砂状 (1～3回で岩片はくずれ、50～70%以上粉末状)
E ₁	指圧跡で、石英、カリ長石の粒を残す砂状 (3～5回で岩片はくずれ、30～50%粉末状、50～70%は細片状)
D	指圧跡がようやく可能で個々の岩片は硬く、石英周辺に長石を残す、レキ状～砂状 (7～10回で岩片はくずれ70%以上は中～細片状)
C	岩盤は、ハンマーで軽く叩いて割れ、濁音 (指圧跡で20回以上揉んでも岩片はほとんどくずれない)
B	ハンマーで叩いて、金属音～濁音 節理はあるが密着している、新鮮
A	ハンマーで叩いて、容易に割れない、金属音 若しく新鮮、造岩鉱物の変質なし

② 割れ目間隔による区分

区分	判定基準
I	50 cm以上
II	50～30 cm
III	30～15 cm
IV	15～5 cm
V	5 cm以下

③ 割れ目状態による区分

区分	判 定 基 準
a	密着、変質、変色なし
b	密着、割れ目に沿って酸化鉄付着または、ごく薄い粘土(褐色)を挟む
c	割れ目に沿って変質、1～2 mm程度の粘土(白～灰白色)を挟む
d	開 □

表-10-5 変形区分表示別変形係数 (B法)

変形区分表示 記 号	孔 内 変 形 係 数 の 範 囲 $E_{s,0}$ (kg/cd)	代 表 値 $E_{s,0}$ (kg/cd)
A～d	30,000 以上	50,000
B～d	12,000～30,000	20,000
C _H ～d	6,000～12,000	8,000
C _M ～d	3,000～6,000	4,500
C _L ～d	1,500～3,000	2,000
D _H ～d	800～1,500	1,000
D _M ～d	300～800	500
D _L ～d	50～300	100

表-10-6 孔内測定による強度区分表示 (B法)

強度区分 表示記号	推 定 値		代 表 値	
	C (t/m ²)	φ (°)	C (t/m ²)	φ (°)
A～s	200～300	>50	200	50
B～s	150～250	45～50	150	45
C _H ～s	150～200	40～50	150	45
C _M ～s	100～150	>40	100	40
C _{M'} ～s	50～150	40～45	50	40
C _L ～s	50～100	35～40	50	40
C _{L'} ～s	50～150	35～40	100	35
D _H ～s	10～50	37～45	10	37
D _M ～s	1～8	35～42	0	35
D _L ～s	0～8	30～35	0	30
D～s	50～150	30～35	50	30

表-10-7 孔内測定によるクリープ定数表示 (B法)

変形区分表示 記 号	ク リ ー プ 係 数 G*/G (代表値)	粘 性 定 数 η (kg·min/cd) (代表値)
A～d	—	—
B～d	—	—
C _H ～d	0.5	4.9×10 ¹⁵
C _M ～d	0.5	1.5×10 ¹³
C _L ～d	0.5	1.5×10 ¹²
D _H ～d	0.83	2.6×10 ¹⁰
D _M ～d	0.83	8.7×10 ⁹
D _L ～d	1.0	9.2×10 ⁸

表-10-8 岩盤分類による強度区分表示 (C法)

肉眼観察 岩盤分類	代 表 値		推 定 値	
	C (t/m ²)	φ (°)	C (t/m ²)	φ (°)
A	150	45	150～300	>45
B	150	45	150～250	45～50
C _H	100	40	100～200	40～50
C _M	50	40	50～150	40～45
C _L	10	37	10～100	35～40
D _H	0	35	0～50	35～40
D _M	0	30	0～8	30～35
D _L	0	30	0～8	30～35

11. 日本道路協会（トンネルの岩盤分類）

道路トンネル便覧，1975 年

(1) 岩盤分類の目的と方法

地山の性質を適切に評価し，トンネルの施工法の決定，支保工や覆工の設計の基準とするため，表-11-1 に示す地山分類表が呈示されている。トンネル掘削の難易や土圧等に関係する地山条件に

- ① 岩石そのものの硬軟および固結度
- ② 断層，破碎帯，節理，層理，片理等のキレツの状態
- ③ 風化，変質の程度
- ④ 膨張性
- ⑤ 含水および湧水の程度

があるが，これらの諸条件の指標として，特に前三者に対応する分類要素として，岩石区分，弾性波速度値，地質・コアの状態，ハンマー打撃およびキレツ状態が採用

表-11-1 地 山 分 類

		弾性波速度 (km/sec)					岩 質 判 定 基 準			
地山区分	岩石区分	1	2	3	4	5	地 質 状 態	ボーリングコアの状態	ハンマーの打撃による 岩の割れ方	キレツの 間隔およ び状態
A	a						(1) 岩質は非常に堅硬かつ新鮮なもので大塊状を呈し，層相変化が少く，割れ目がほとんどないもの。	コア採取率は概ね90%以上で完全な柱状を呈し，細片は殆んど含まない状態のもの。	ハンマーがはね返る。強くたたかるとかろうじて新鮮な面で割れる。	50cm以上少ない。あっても密着。
	b									
	c									
	d									
B	a						(1) 岩質はかなり堅硬であっても風化作用のため，変質した傾向がみられるもの。キレツには粘性土をはさまない。 (2) 岩質は堅硬であるが厚い層状をなす岩で層理あるいは片理が認められ，その面に沿って割れ易いもの。	コア採取率は概ね70%以上で完全な柱状を示さないものを有し，多少の細片を含む。コアの大半がほぼ5cm以上のものが取れる状態のもの。	ハンマーで強くたたけば割れるが，ほとんどがキレツあるいは節理などに沿って比較的大きく割れる。	10～50cm開口のこともあるがキレツ面に粘土をはさまない。
	b									
	c									
	d									
C	a						(1) 風化作用を受けて岩石に変質をおこしているもの。 (2) 岩質は比較的堅硬であってもキレツが多く小塊状を呈しているもの。キレツは薄い粘性土をはさむ。 (3) 層理や片理の顕著な岩で，非常に薄く割れ易い性質のもの。	コア採取率は概ね40～70%で，キレツが多く，またくだけ易いために小さくなり5cm以下の細片が多量に取れる状態のもの。岩石区分c,dのものではコア採取率100%の柱状コアがとれる。	ハンマーで容易に割れる。比較的キレツ面などに沿って小片に割れ，むしろキレツ以外の面で割れることが困難である。	2～10cmキレツ面に粘土をはさむことが多い。
	b									
	c									
	d									
D	a						(1) 著しい風化変質作用を受け，中には多少硬い部分も残っているが，一部はすでに土壌化した部分がみられるもの。割れ目が極めて多いものでキレツ以外の部分からでも容易に割ることができる程度のもの。 (2) 粘土化のあまり進んでいない破碎帯で，粘性土と細片状の岩片の混合した状態になっている時にはいくぶん硬いところも含まれているもの。 (3) 土砂，崖錐地帯など。	コア採取率は低下し，概ね40%以下となることが多く，コアは細片となるが，時には角礫混り砂状あるいは粘土状となるもの。	ハンマーで容易に崩れる。岩はもろく，指先で容易に割れる。キレツ面以外でも容易に割れることができる。	キレツの存在がはっきりしなくなる。
	b									
	c									
	d									
E	a						(1) 著しい偏圧を受けるようなかなり幅を有する断層破碎帯や大きな崖錐地帯など。	粘性土でなければコアの採取は困難である。		

(注) a; 変成岩（千枚岩，片岩，片麻岩，ホルンフェルス等）
 深成岩（はんれい岩，かんらん岩等）
 中生層（粘板岩，砂岩，礫岩，硬砂岩，珪岩，輝緑凝灰岩等）
 c; 第三紀層（頁岩，砂岩，礫岩，石灰岩，凝灰岩，角礫凝灰岩，集塊岩等）
 b; 火山岩（流紋岩，石英粗面岩，安山岩，玄武岩等）
 脈 岩（斑岩，ひん岩，輝緑岩等）
 深成岩（花崗岩，閃緑岩等）
 d; 第四紀層（粘土，シルト，砂礫，火山灰，崖錐層等）

されている。このうち、岩石区分に対応した弾性波速度値が定量的指標として重視される。また湧水の影響がある場合は地山区分を1ランク下げる必要がある。

(2) 岩盤分類と設計施工

掘削方式の選定にあたって地山条件を十分考慮することが指示されているが、標準化された設計パターンとして明記はされていない。一方、鋼アーチ支保工の使用量の目安、設計巻厚の目安としては、表-11-2, 3 に示すように地山区分と対応づけられている。

表-11-2 鋼アーチ支保工の使用量の目安

地山分類	内空幅8.5m程度		内空幅10m程度	
	種 類	建込み間隔	種 類	建込み間隔
A	H-150	1.50 m	H-175	1.50 m
B	H-175	1.30	H-175	1.10
C	H-200	1.20	H-200	1.00
D	H-200	0.90	H-200	0.75
E	—	—	—	—

表-11-3 設計巻厚の目安

地質分類	設計巻厚	備 考
A	45cm	施工上可能であれば45cm以下でも良い。
B	"	"
C	60	裏込め注入を行う。支持力の不足する場合および側圧のある場合はインバートを設ける。
D	"	"
E	—	地山の挙動に合せて設計する。2重巻き、鉄筋コンクリート覆工等、必要により形状を変更する。

注) この表は、鋼アーチ支保工等を用いて掘削し、場所打ちコンクリートにより覆工を行う場合についてのものである。

(3) 岩盤分類と積算

積算への反映については、特に明記されていず、施工

法、発破計画等において考慮すべきことが記されている程度である。

12. 土質工学会岩の力学委員会の岩盤分類

土質工学会編：「岩の工学的性質と設計・施工への応用，1969年

土質工学会岩の力学委員会が1969年に提案した「統一岩盤分類法(案)」は次の通りである(土質工学会編：岩の工学的性質と設計・施工への応用，第7章 岩盤の分類，pp. 353～359, 1974)。

(1) 岩盤分類の目的

これまで使用されている岩盤分類は、ダム、トンネル、切取斜面等の施工対象によって異なっているが、岩盤を分類するに当たって考慮される要素はほぼ共通しているもので、これらを統一的に取扱うことを目的として岩盤分類を作成した。分類要素としては、統計的・定量的に取扱える項目を選定し、客観的な分類となることを目標とした。

(2) 分類作業の方法

岩盤を分類するに当たって考慮すべき要素として次の3つを選定した。

- ① 岩盤を構成する岩石の硬さ(風化の程度、強度的性質を含む)

表-12-1 岩の分類表

第1分類記号	第2分類記号					
	A	B	C	D	E	F
H ₁	H ₁ A	H ₁ B	H ₁ C	H ₁ D	H ₁ E	H ₁ F
H ₂	H ₂ A	H ₂ B	H ₂ C	H ₂ D	H ₂ E	H ₂ F
H ₃	H ₃ A	H ₃ B	H ₃ C	H ₃ D	H ₃ E	H ₃ F
H ₄	H ₄ A	H ₄ B	H ₄ C	H ₄ D	H ₄ E	H ₄ F
H ₅	H ₅ A	H ₅ B	H ₅ C	H ₅ D	H ₅ E	H ₅ F
S ₁	S ₁ A	S ₁ B	S ₁ C	S ₁ D	S ₁ E	S ₁ F
S ₂	S ₂ A	S ₂ B	S ₂ C	S ₂ D	S ₂ E	S ₂ F
S ₃	S ₃ A	S ₃ B	S ₃ C	S ₃ D	S ₃ E	S ₃ F

表-12-2 岩の分類表の記号説明

記 号	記 述	一般的名称	
第1分類記号と 記号と 特性など	H ₁	平均一軸圧縮強さが 1000 kg/cm ² 以上である。	硬 岩
	H ₂	平均一軸圧縮強さが 500~1000 kg/cm ² である。	" 岩
	H ₃	100~500	準 硬 岩
	H ₄	平均一軸圧縮強さが 100~500 kg/cm ² の膨潤性岩である。	膨潤性準硬岩
	H ₅	異方性岩 (片岩など) で、平均一軸圧縮強さが 100~500 kg/cm ² である。	異方性準硬岩
	S ₁	最大一軸圧縮強さが 10~100 kg/cm ² の砂質岩である。(風化花崗岩を含む)	砂 質 軟 岩
	S ₂	" " の粘土質岩である。	粘土質軟岩
	S ₃	" " の膨潤性岩である。	膨潤性軟岩
第2分類記号	A	平均キレツ間隔が 90 cm 以上である。	
	B	平均キレツ間隔が 30~90 cm である。	
	C	平均キレツ間隔が 10~30 cm でキレツ間充てん物がない。	
	D	平均キレツ間隔が 10~30 cm でキレツ間充てん物がある。	
	E	平均キレツ間隔が 10 cm 以下でありキレツ間充てん物がない。	
	F	平均キレツ間隔が 10 cm 以下でありキレツ間充てん物がある。	

② 岩盤中の割れ目（ひん度と性質）

③ 岩石・地層の種類または成層状態と弾性波速度

地質調査によってこれらの要素を評価した上で、観察による分類と弾性波速度による分類のいずれかを実施する。

(3) 観察による分類

圧縮強さと平均キレツを分類要素として表-12-1 のように分類する。第 1 記号 ($H_1 \sim H_5$, $S_1 \sim S_5$) は圧縮強さを表わし、第 2 記号 ($A \sim F$) は平均キレツを表わす。これらの記号は表-12-2 に従って使用することになっている。

(4) 弾性波速度による分類

前項の方法による分類が困難な場合には、弾性波速度によって表-12-3 のように分類してもよいことになっている。

表-12-3 岩の副分類表

第 1 分類記号	第 2 分類記号	a	b	c	d	e
V_1		V_{1a}	V_{1b}	V_{1c}	V_{1d}	V_{1e}
V_2		V_{2a}	V_{2b}	V_{2c}	V_{2d}	V_{2e}
V_3		V_{3a}	V_{3b}	V_{3c}	V_{3d}	—
V_4		V_{4a}	V_{4b}	V_{4c}	—	—
V_5		V_{5a}	V_{5b}	—	—	—

第 1 記号 ($V_1 \sim V_5$) は供試体の弾性波速度を表わし、第 2 記号 ($a \sim e$) は供試体弾性波速度に対する地山弾性波速度の比率を表わす。これらの記号は表-12-4 に従って使用することになっている。

(5) 岩盤分類の設計施工への反映

考慮されていない。

(6) 岩盤分類の積算への反映

考慮されていない。

表-12-4 副分類表の記号説明

記号	記述
第 1 記号	
V_1	供試体弾性波速度が 5 km/sec 以上である。
V_2	" 4~5 km/sec である。
V_3	" 3~4 km/sec である。
V_4	" 2~3 km/sec である。
V_5	" 2 km/sec 以下である。
第 2 記号	
a	地山弾性波速度が供試体速度の 80% 以上である。
b	" 70~80% である。
c	" 60~70% である。
d	" 50~60% である。
e	" 50% 以下である。

資 料

海 外 の 岩 盤 分 類

編集委員会 ワーキンググループ

最近海外の建設プロジェクトに対し、我が国からの進出がめざましい。海外の建設工事においても岩盤の状態を表現する方法として「岩盤分類」が一般に用いられている。当委員会では、今回の特別号の企画にあたり、このような社会情勢から判断して「海外の岩盤分類」ととりまとめ必要と考え、編集委員会内にワーキンググループを作り、その作業を進めてきた。

まず現場の実例をいくつか収集し、その内容を検討してきたが、海外においても国内の場合と同様に分類の方法は多種多様であり、プロジェクト独自のローカルなもの、関係国の公的機関が定めたもの、担当コンサルタントのノウハウ的なもの、個人研究の成果によるもの、などがみられる。

ここでは、汎用性や収集のし易さなどから、個人研究の岩盤分類を中心に世界各地の代表的な岩盤分類の例を資料としてとりまとめた。この資料では、各分類法の実績と利点・欠点等について記述したかったが、公表されたデータが少なかったため、分類方法の特徴を解説するにとどめた。

表-1 はその一覧で、14 種の分類の内容を示すものである。

この表では分類の対象がトンネルに関するものにかたよっているため、必ずしも各分野での、世界の傾向とはとらえ難いが、我が国のトンネルにおける岩盤分類と比較することにより、それぞれの特徴は理解いただけると思う。

表-1 の分類方法では地質状況の表現ということから定性的な分類によるものが多いが、1970 年代なかばにあいついで発表された Wickham, Bieniawski, Barton の3つは評点による分類をおこなっている。これは定性的な評価を評点という量におきかえて経験・実績により重みづけする方法である。

この表では評価要素を定性的なものと定量的なものにわけたが、まず前者では「岩石の硬さ・脆さ」、「風化・変質の程度」、「節理・割れ目の多さ」などを評価要素としている分類が多く、またトンネル対象の岩盤分類が多いことを反映して「膨張・押し出しの程度」も多い。一方定量評価では「一軸圧縮強度」と「ボーリング

表-1 海外岩盤分類一覧表

分類名	発表年	対象 トンネル・地下空洞	封象 一	分類方法 定性・定量・評点	評価要素																備考
					定性評価								定量評価								
					岩石の硬さ・脆さ	風化・変質の程度	破壊・割れ目の多さ	節理面の密着度	節理面の挟在物	節理面の粗さ	膨張・押し出しの程度	地山応力の構造	地山の安定性	湧水の程度	構造物の位置	ボーリングコア(RQD)	一軸圧縮強度	節理の群の間隔	節理の凹凸・まざつ角	層理の走向・傾斜	
1 Terzaghi	1946	○	○		○	○	○				○										
2 Rabewicz	1957	○	○		○	○								○							
3 Müller	1963	○	○			○		○													
4 Iliev	1966	○		○		○														○ 風化係数	
5 Deere	1967	○		○										○						RQD	
6 Franklin	1971	○		○											○	○	○		○		
7 Wickham	1974	○		○	○		○	○	○	○	○		○							RSR法	
8 Bieniawski	1974	○		○	○		○		○	○	○			○	○	○	○		○	RMR法	
9 Barton	1974	○		○	○	○		○	○	○	○		○	○	○			○		Qシステム	
10 SIA198	1975	○	○											○							
11 ÖNORM B2203	1975	○	○		○						○										
12 AFTES	1975	○	○	○	○											○				Protodyakonov指数	
13 Ortiz	1976	○	○		○	○	○				○	○				○				○	
14 BGD	1980	○	○	○		○				○						○	○	○	○	岩盤表示法	

コアからの RQD」を用いている分類が多い。
つぎに各分類の具体的内容について説明する。

1. Terzaghi¹⁾(アメリカ)

この分類は表-2 に示すように地山の状態を岩石の硬さ、割れ目の多さ、破碎や膨張の程度などにより定性評価して9段階にわけ、各区分毎に土荷重の高さの算定式を与えてトンネル支保工の設計値への導入を示したものである。

表-2 Terzaghi の分類

岩 盤 の 状 態	土荷重の高さ (m)	備 考
① 堅硬で侵襲されていないもの	0	肌落ちや山はねのある場合は簡易な支保工を要する。
② 堅硬で腐蝕または片岩状のもの	0~0.5B	簡易な支保工を用いる。荷重は場所ごとに不規則に変化する。
③ 大塊状で普通程度の節理のあるもの	0~0.25B	
④ 普通程度に塊状で割目のあるもの	0.25B~0.35(B+H ₀)	断崖はない。
⑤ はなはだしく小塊で割目の多いもの	(0.35~1.10)(B+H ₀)	断崖は小さいか、またはない。
⑥ 完全に破碎されているが、化学的には侵襲されていないもの	1.10(B+H ₀)	相当の断崖。漏水によりトンネル下部が軟弱になるときは、支保工下部に通し土台をするか、円形支保工とする必要がある。
⑦ 徐々に押し出してくるもの(中程度の破り)	(1.10~2.10)(B+H ₀)	大きな断崖。インバーストラットが必要で、円形支保工が推奨される。
⑧ 徐々に押し出してくるもの(大きな破り)	(2.10~4.50)(B+H ₀)	
⑨ 膨張性の地質	(B+H ₀)の軌にかかわらず80以上	円形支保工を要する。膨張性が激しい場合は可縮支保工を用いる。

注 1) この表は土壌より 1.5(B+H₀) 以上の場合の圓アーチ支保工大断に作用する土荷重の高さを示す。
B はトンネル掘削断面の幅 (m)
H₀ はトンネル掘削断面の高さ (m)
2) この表は、トンネル大断が地下水位以下にあるものとする。ただし、永久的に地下水位以上にある場合には、4 あるいは 5 の数字の値は 50% 減してよい。
「トンネル標準設計(山田編)・河解説、土木学会、P.45、昭和52年」より

2. Rabcewicz²⁾(オーストリア)

トンネル支保工設計のための分類で、表-3 に示すように地山の安定性により定性評価し、地山等級を I~V にわけ、さらに V を a と b とにわけている。

表-3 Rabcewicz Pacher による分類

地山等級	一 般 的 記 述
I	安定した岩
II	ややもろい岩
III	破碎され、中程度またはきわめてもろい岩
IV	不安定で、地圧が作用する岩
Va	強度の塑性で、押し出し・膨張性があり、強度の地圧が作用する岩
Vb	未固結の流動性の地盤

「トンネル工事における岩盤分類の適用の現状と問題点、日本トンネル技術協会、P.12、1980年」より

3. Müller³⁾(オーストリア)

図-1 に示すように、岩質の低下度(風化の程度)と割れ目の間隔とをそれぞれ4段階で定性評価するものである。

岩質の低下度	割れ目の間隔			
	a. 広い	b. 中程度	c. 狭い	d. 破碎
I 新鮮である				
II 少し風化している				
III 風化し強度が低下している				
IV 強度が全く低下している				

図-1 Müller の岩盤分類

「土木技術者のための岩盤力学、土木学会、p.111」より

4. Iliev⁴⁾

P波速度を表-4 のように5段階にけて風化度を表現するもので、それに風化係数 k をわりあてている。

表-4 Iliev の岩盤分類

風化の程度	超音波速度 v (m/sec)	風 化 度 k
新 鮮 な	>5 000	0
わずかに風化した	5 000~4 000	0 ~0.2
中程度に風化した	4 000~3 000	0.2~0.4
強く風化した	3 000~2 000	0.4~0.6
著しく風化した	<2000	0.6~1.0

(注) 1. この数値はモンズナイトについての例である。

2. 使用する v の値は、場合によって違う。

3. 時には、3 または 4 段階に区分することがよい。

「土木技術者のための岩盤力学、土木学会、P.112」より

5. Deere⁵⁾(アメリカ)

ボーリングのコアより下式(1)に従って RQD なる値を算定し、表-5 のように5段階に分類する。

$$RQD(\%) = \frac{10 \text{ cm 以上のコア長の合計}}{\text{単位掘進長 (例えば 1m)}} \times 100 \quad (1)$$

表-5 Deere の岩盤分類

RQD(%)	状 態
0~25	非常に悪い
25~50	悪
50~75	普通
75~90	良好
90~100	非常に良好

6. Franklin⁶⁾(カナダ)

一軸圧縮強度または点載荷強度と、割れ目の間隔または層間間隔との関係から図-2 に示すように6段階に分類する。

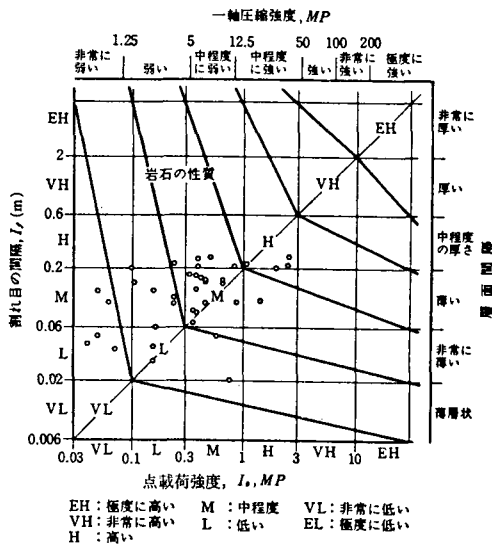


図-2 Fraklin の岩盤分類; Fraklin et al. (1971).
強度 I_s は点荷重指数.

赤井ほか共訳 R. E. Goodman 「不連続性岩盤の地質工学」森北出版 1978, p. 39

7. Wickham-Tiedmann²⁾(アメリカ)

これは RSR 法 (Rock Structure Rating) と呼ばれる評点分類法で, トンネルの支保工やコンクリート覆工厚などを設計することを目的としている。評点づけは表-6 に示すように, A, B, C の 3 つにわけられ, それぞれの評点をプラスして RSR を求める。

$$\text{RSR} = (\text{評定Aの評点}) + (\text{＼ B ｝) + (\text{＼ C ｝) \quad (2)$$

表-6 Wickham-Tiedmann による RSR 法

一般的地質状況 (評定A)					地 質 構 造					地下水の状況 (評定C)						
岩		質								予想湧水量 (gpm/1000ft)	評定 A + B					
硬 質	普 通	軟 質	変 質	岩 質	大塊状	小さな断層 または褶曲	中程度の断層 または褶曲	激しい断層 または褶曲	13 ~ 44		45 ~ 75					
									節理の状況		節理の状況					
									良好		普通	不良	良好	普通	不良	
火成岩	1	2	3	4	1	30	22	15	9	なし	22	18	12	25	22	18
変成岩	1	2	3	4	2	27	20	13	8	少量 (<200gpm)	19	15	9	23	19	14
堆積岩	2	3	4	4	3	24	18	12	7	普通 (200~1000gpm)	15	11	7	21	16	12
					4	19	15	10	6	多量 (>1000gpm)	10	8	6	18	14	10

不連続面の走向・傾斜とトンネル掘進方向 (評定B)

	トンネルの掘進方向が走向に対して直角					掘進方向が走向に対して平行					
	傾斜の方向に掘進		傾斜と反対方向に掘進			主要節理の傾斜		主要節理の傾斜			
	水平	傾斜	鉛直	傾斜	鉛直	水平	傾斜	鉛直	水平	傾斜	鉛直
1. 非常に密な節理	9	11	13	10	12	9	9	7			
2. 密な節理	13	16	19	15	17	14	14	11			
3. 中程度の節理	23	24	28	19	22	23	23	19			
4. 中程度ないし塊状	30	32	36	25	28	30	28	24			
5. 塊状ないし大塊状	36	38	40	33	35	36	34	28			
6. 大塊状	40	43	45	37	40	40	38	34			

注) 節理の状況
良好: 密着または埋結
普通: 少し風化または変質
不良: 強く風化、変質または開口

表-7 Bieniawski による RMR 法

A. 分類パラメータとその評点									
1	新鮮岩の強度	点 載 荷 強 度	10MPa以上	4 ~ 10MPa	2 ~ 4 MPa	1 ~ 2 MPa	一軸圧縮強度を使用		
		一軸圧縮強度	250MPa以上	100~250MPa	50~100MPa	25~50MPa	5 ~ 25 MPa	1 ~ 5 MPa	1MPa 以下
	評 点		15	12	7	4	2	1	0
2	R Q D		90~100%	75~90%	50~75%	25~50%	25%以下		
		評 点	20	17	13	8	3		
3	不 連 続 面 の 間 隔		2 m以上	0.6 ~ 2 m	200~600mm	60~200mm	60mm以下		
		評 点	30	25	20	10	0		
4	不 連 続 面 の 状 況		非常に粗い表面。 連続せず。 分離せず。 壁は未風化。	やや粗い表面。 分離 1mm以下。 壁はやや風化。	やや粗い表面。 分離 1mm以下。 壁は極めて風化。	表面にスリッペンサイ ドまたは厚さ 5 mm 以下の粘土または 1 ~ 5 mm開口。 連続。	厚さ 5 mm以上の軟質 な断層粘土または節 理開口 5 mm以上。 連続。		
		評 点	30	25	20	10	0		
5	トンネル長10m当りの湧水量	なし	10ℓ/min以下	10~25ℓ/min	25~125ℓ/min	125ℓ/min以上			
	節理内水圧/最大主応力	または 0	または 0.0~0.1	または 0.1~0.2	または 0.2~0.5	または 0.5以上			
	一 般 的 状 況	または 完全に乾燥	または 湿っぽい	または ぬれた	または 滴水	または 流水			
	評 点	15	10	7	4	0			
B. 節理の方向に対する補正評点									
節理の走向・傾斜			非常に有利	有 利	普 通	不 利	非常に不利		
評 点	トンネル		0	- 2	- 5	-10	-12		
	基 礎		0	- 2	- 7	-15	-25		
	法 面		0	- 5	-25	-50	-60		
トンネル掘進における不連続面の走向・傾斜の影響									
トンネル軸に垂直な走向					トンネル軸に平行な走向			走向に無関係で 傾斜0°~20°	
傾斜方向に進行		傾斜と反対方向に進行							
傾斜45°~90°	傾斜20°~45°	傾斜45°~90°	傾斜20°~45°	傾斜45°~90°	傾斜20°~45°				
非常に有利	有 利	普 通	不 利	非常に不利	普 通	有 利			
C. 総合評点から決められる岩盤等級									
評 点		100~81	80~61	60~41	40~21	20以下			
岩 盤 等 級 Na		I	II	III	IV	V			
記 事		非常に良好な岩盤	良好な岩盤	普通の岩盤	悪い岩盤	非常に悪い岩盤			
E. 岩盤等級の意味									
岩 盤 等 級		I	II	III	IV	V			
平 均 的 な 自 立 時 間		15 mのスパンに 対して10年	8 mのスパンに 対して6ヶ月	5 mのスパンに 対して1週間	2.5 mのスパン に対して10時間	1 mのスパンに 対して30分間			
岩 盤 の 粘 着 力		400kPa以上	300~400kPa	200~300kPa	100~200kPa	100kPa以下			
岩盤の内部摩擦角		45°以上	35°~45°	25°~35°	15~25°	15°以下			

るが、実用上つぎのような注記をしている。

(i) RQD が 10 以下 (0 を含む) のときは 10 と
して使う。

(ii) 100, 95, 90 など 5 単位の RQD であれば十分
な精度である。

そのほかの評点は 表-8 により与える。

これらの評点を (3) 式によって算定した Q 値の範囲

をつぎのように 9 段階に分類している。

0.001 ~ 0.01 極端に悪い
0.01 ~ 0.1 非常に悪い

0.1 ~ 1 かなり悪い
1 ~ 4 悪 い
4 ~ 10 普 通
10 ~ 40 良 い
40 ~ 100 かなり良い
100 ~ 400 非常に良い
400 ~ 1000 極端に良い

この 9 段階と、トンネルや地下空洞の寸法や重要度によって算定される D_e 値とを対応させて支保工のタイプを設計する。

10. SIA^{(10),(11)}(スイス)

スイスの土木・建築協会の基準で、SIA 198 では表-9 のようにトンネル支保工に対応する岩盤分類を示している。しかしこれでは計画時点の評価が困難であり、SIA 199 では表-10 のような記載項目と評価区分を決めて工事実績を収集し、客観的な岩盤分類のための基礎資料とすることを意図している。

表-9 SIA 198 による岩盤分類

岩盤区分	記 事
I	必要とする支保工は掘削作業に支障ないか、わずかしかな支障しない地質。
II	必要とする支保工は掘削進行にわずかしかな支障なく、作業サイクルは基本的に影響を受けない地質。
III	必要とする支保工は掘削進行に相当に影響を及ぼし、特に作業サイクルが支保作業によって中断される地質。
IV	必要とする支保工が掘削進行に著しく影響を及ぼし、必要とする支保作業が掘削サイクルの一部をなし、一発破ごとに鋼支保工を建て込まねばならない地質。
V	掘削は必要とする支保工の施工と同時に、または支保工の防護の下でしか掘削できないもの、たとえば、縫地、あるいは一部切羽その他の防護を要する地質。
VI	全面的な切羽防護を必要とする地質。

「トンネルの地質調査と岩盤計測、土木学会、P.138, 1983」より

11. ÖNORM B2203⁽¹²⁾(オーストリア)

オーストリアの地下工事に関する標準示方書の中に示されているトンネルの岩盤分類で、表-11 に示すように地山の安定性により 7 区分している。

12. AFTES⁽¹³⁾(フランス)

フランストンネル技術協会の分類で Protodyakonov⁽¹⁴⁾の指数を用いて表-12 のように 10 区分する。この区分毎に支保工の基準を与えている。

Protozyakonov の指数;

$$\left. \begin{array}{l} \text{土の場合} \quad f = \tan \phi + \frac{c}{\sigma_0} \\ \text{岩の場合} \quad f = \frac{\sigma_k}{100} \end{array} \right\} \quad (4)$$

ϕ : 内部まさつ角

c : 粘着力

σ_0 : 一軸圧縮強度

σ_k : 辺長 30 mm 立方体の一軸圧縮強度

13. Ortiz⁽¹⁵⁾(スペイン)

トンネルの設計を目的とする岩盤分類で表-13 のよう

に地盤を A~H に 8 区分する。この表中の IQ , IQ_w はトンネルの施工と湧水に関する指標で表-14 のように考えられている。

14. BGD⁽¹⁶⁾(ISRM)

これは ISRM の Basic Geotechnical Description of Rock Masses (B.G.D.) で、分類というよりも表示法である。表-15 に示すように 4 つの岩盤特性をそれぞれ 5 区分して表示する。

以上編集委員会で今回収集しえた 14 の岩盤分類の内容を紹介したが、これが読者の業務の手助けとなれば幸いである。また末筆ながら、今回の資料収集に際し多数の方々へ御協力頂き、ここに感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K. (1946): Introduction to Tunnel Geology, Rock Tunneling with Steel Supports by R. Proctor and T. White. Youngstown Printing. Youngstown, OH.
- 2) Rabcewicz, L. V. (1957): Die Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden, Schweizerische Bauzeitung, 75, pp. 123-138.
- 3) Müller, L. (1962): Gestein und Gebirge, Festschrift "Leobener Bergmanstag 1962", pp. 3-12.
- 4) Iliev, I. G. (1966): An attempt to estimate the degree of weathering of intrusive rocks from their physicommechanical properties. Proc. 1st Congr. ISRM Vol. 1, pp. 109-114.
- 5) Deere, D. U. et al. (1967): Design of surface and near surface construction in rock, 8th Symp. Rock Mech., 1966, Proc. AIME.
- 6) Franklin, J. A., Broch, E. and Walton, G. (1971): Logging the mechanical character of rock, Trans. IMM, Sect. A, Vol. 81, p. 43.
- 7) Wickham, G. E., Tiedemann, H. R. and Skinner, E. H. (1972): Support determinations based on geological predictions, North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago 1972, Proceedings, Vol. 1, pp. 43-64.
- 8) Bieniawski, Z. T. (1974): Geomechanics classification of rock masses and application in tunneling, Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mech., Vol. 2, Part A, pp. 27-32.
- 9) Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974): Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics Vol. 6, No. 4, pp. 189~236, Springer-Verlog.

(175 頁へ続く)

表-11 ÖNORM B 2203 の岩盤分類

岩盤の力学的挙動による地山の種類	岩盤等級 (トンネル掘削に関する等級)	支保の施工によるトンネル進行への影響
A. 堅硬な地山 割れ目のある地山	等級1 堅硬な地山	支障なし
	等級2 掘削時に割れ目が開く地山	ほとんど支障なし
B. 破碎し易い地山	等級3 容易に破碎する地山	局所的な支障
	等級4 破碎し易い, または軽く地圧の作用する地山	局所的な中断
C. 地圧の作用する地山	等級5 非常に破碎し易い, または地圧の作用する地山	中断
	等級6 強い地圧の作用する地山	掘削は支保によって決定。切羽防護。
	等級7 流動性の地山	6と同じ。場合により特別な施工必要。

「トンネル工事における岩盤分類の適用の現状と問題点, 日本トンネル技術協会, P.15, 昭和55年」より一部改文。

表-12 AFTES (フランストンネル技術協会) の岩盤分類

区分	状態	例	f
I	強度の優れた岩石	強度が高い珪岩および玄武岩	20
II	非常に強度のある岩石	非常に強度のある岩崗岩, 斑岩, 砂岩および強度が非常に高い石灰岩	13~19
III	耐久性の充分な岩石	非常に耐久性に優れた, または僅かに白雲化された花崗岩, 砂岩および石灰岩, 大理石, 白雲岩, 緻密な礫岩	7~13
IV	かなり強度のある岩石	普通の砂岩, 珪質の片岩, または片岩質砂岩	5~7
V	平均的強度の岩石	平均的強度の粘土質片岩, 砂岩および石灰岩, 緻密泥炭岩, 堅さの低い礫岩	3~5
VI	強度の低い岩石	堅さの低い, または非常にひび割れた片岩, または石灰岩, 普通の泥炭岩, 石こう, 非常にひび割れた砂岩, 礫岩, および圧縮された砂利質土, ハードバン	1.3~3
VII	破碎岩石, 高压密土	粘土, 粘性沖積土, 圧密粘土質砂, 緻密な砂と砂利	0.9~1.3
VIII	中圧密土	泥炭, 粘土質砂, 中圧密湿砂	0.7~0.9
IX	低圧密土	低圧密塑性盛土, 水で飽和された砂, または砂利	0.5~0.7
X	流動性地盤	沈泥, その他の水で飽和された塑性土	0.5

「トンネル工事における岩盤分類の適用の現状と問題点, 日本トンネル技術協会, P.15, 昭和55年」より

表-14 Ortiz の岩盤等級の指標

IQ: トンネル掘削状況の概要		IQw: 湧水のトンネルへの影響	
区分	説明	湧水量	状態
8~10	非常に有利。無またはわずかな支保工と覆工が必要なのみ。硬岩掘削。	0~0.1 l/s/m	非常に有利
6~8	有利。まれに支保工。	0.1~0.5	良い
4~6	普通。ゆっくり乱れる地盤。かなり支保工が必要。掘削は容易。全体に破碎。	0.5~2	普通
2~4	悪い。急速に乱れる地盤。全体にあるいは完全な支保工が必要。重要な地圧。厚い覆工。	2~10	悪い
2	非常に悪い。押し出しや流動する地盤。全面に支保工が必要。シールド施工。厚い覆工。地盤改良。	10	非常に悪い

湧水の状態から, IQwの値は0~10の値を与える。これは平均的な状態とし, 小さい値は上表の「悪い」, 「非常に悪い」状態に対応させる。

表-15 BGD 記載項目

層の厚さ			割れ目間距離		
区分 (cm)	記号	表示用語	区分 (cm)	記号	表示用語
>200	L ₁	非常に厚い	>200	F ₁	非常に広い
60~200	L _{1.2}	厚い	60~200	F _{1.2}	広い
20~60	L ₂	中程度	20~60	F ₂	中程度
6~20	L ₃	薄い	6~20	F ₃	狭い
<6	L ₄	非常に薄い	<6	F ₄	非常に狭い
岩石の一軸圧縮強度			割れ目面の摩擦角		
区分 (MPa)	記号	表示用語	区分 (°)	記号	表示用語
>200	S ₁	非常に高い	>45	A ₁	非常に高い
60~200	S _{1.2}	高い	35~45	A _{1.2}	高い
20~60	S ₂	中程度	25~35	A ₂	中程度
6~20	S ₃	低い	15~25	A ₃	低い
<6	S ₄	非常に低い	<15	A ₄	非常に低い

「ISRM指針Vol.2, 岩石の力学学会, PP150~158, 1983年」より

表-13 Ortiz の岩盤分類

タイプ	記載	代表的な 岩石または土質	等級の指標		分類パラメータ					地質工学的特性値の目安											
			IQ	IQw	R Q D	VL (m/s)	Q S R	単位 重量 γ (t/m ³)	せん断強度				ポア ソン 比 ν	鉛直 係数 E _v (KN/cm ²)	異方 性率 α (=E _H /E _v)	反 発係 数 (KN/cm ²)	一軸 軸圧 強度 q _u (N/cm ²)	レジ オロ ギ ク 率 k	プロ ト ロ ジ ヤ 数 f		
									C' (KN/m ²)	φ (°)	C _r (KN/m ²)	φ' (°)									
A	塊状、硬質	・花崗岩・珸岩・石灰岩・珸質砂 岩・硬質珸岩・玄武岩・固結した 火山岩・片麻岩	10	9	100	>5000	—	80	—	100	3.0	400000	60	2000	35	—	1	10000	15000	0	20
B	片状、または再面結核層岩 Aタイプ岩で中程度で目と風化	・千枚岩・粘板岩・片岩・角礫岩 ・固結片麻岩・硬質珸岩	9	7	90	5000	80	80	—	80	2.8	200000	45	1000	35	—	—	8000	8000	0	12
				—	70	3500	—	30	60	2.2	30000	30	100	—	800	1/10	600	400	10 ⁴	8	
C	固結した層状岩 Bタイプ岩で水相を走向・傾斜 石灰質カルスト	・海成マール・モラッセ・風化石 灰岩・弱化石炭岩・頁岩・泥岩、砂 岩・石炭	8	6	80	4000	50	70	—	70	2.6	70000	45	500	30	—	1	1000	4000	10 ⁴	8
			6	4	70	2500	—	20	50	2.1	5000	30	0	15	—	300	1/15	300	100	—	4
D	固まった堆積物 石灰質カルスト	・新期赤色砂岩またはアンター統 ・海成粘土・凝結岩・凝灰岩・テ ョーク・シスと頁岩・ローム、ア ルゴース砂岩の残積土	7	5	100	4000	10	60	—	60	2.6	2000	30	200	25	—	1	150	800	10 ⁴	6
			3	1.5	60	800	—	2	40	2.2	100	22	0	10	0.30	8	1/20	10	400	10 ⁴	3
E	極めておわね目多く、破砕し、また はプロラク化した岩と土 破壊されたA-Dタイプ岩	・圧砕岩と断層帯・火山噴出物と 砂層岩・砕け易いマール ・固った粘土	4	2	60	3000	2	50	—	50	2.4	500	45	—	30	—	1	60	500	10 ⁴	3
			—	2	1	25	1500	—	0.05	35	2.2	—	0	30	—	5	1/10	5	20	5×10 ⁴	1.5
F	固く固った粘性土または軟岩	・現成粘土・ラチライト・水稲粘 土・粘土質砂層土・フリッヂ	2	1	適用外	—	3000	—	0.10	40	2.2	200	28	—	20	—	1	5	2	5×10 ⁴	1.2
G	ルーズで軟質な第四紀堆積物	・ルーズな中粒砂層・泥・軟質粘 土やシルト・ピート・崩壊土	1	0.4	適用外	—	2000	—	<0.05	25	2.0	—	30	—	30	—	1	6	—	>1	0.6
H	膨張性の材料 （この基準では分析不可）	・ウィールドやクレーン層の粘土 ・中新世の粘土・現成火山性粘土 など	4	2	適用外	—	800	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

- 10) SIA (1975): Untertagbau Snv 561, 198.
- 11) SIA (1975): Erfassen des Gebirges im Untertagbau Snv 531, 198.
- 12) Zeltenhanmer (1975): Gebirgs Klassen und Bauvertrag Neue ÖNORM B2203 Untertagebauarbeiten, Rock Mechanics Suppl. 4.
- 13) AFTES: Groupe de Travail Soutenement et Revetment Tex. Provisoire des Recomandations Relatives aux choix dun type de Soutenement en Galarie.
- 14) Protodyakonov, M. M. (1963): Rock Mechanics, Pergamon Press.
- 15) Rodriguez Ortiz, J. M. and Serrano, A. A. (1976): Geotechnical Ground Evaluation for Preliminary Design of Highway Tunnels,
- 16) ISRM Commission on classification of rocks and rock masses (1980): Basic Geotechnical Description of Rock Masses (BGD), Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr. Vol. 18, pp. 85-110.

解 説

岩盤分類のための地質要素の見方

羽 田 忍*

The Diversity of Rock Classification at Dam Sites
and Problems Concerning Classification Criteria

Shinobu HADA

Abstract

A rock mass consists of intact rock and clefts. Researchers have proposed a number of different systems for the classification of rock found at dam sites.

It is advisable to classify intact rock into three types: hard, semi-hard and soft. Clefts should be classified according to their interval, i.e., intervals of 5 cm or less, 5-15 cm, 15-30 cm, 30-90 cm and 90 cm and above.

At sites in their natural state, it is advisable that classification of rock be done by an experienced geologist. However, a satisfactory classification cannot be achieved without consideration being taken of structures and construction works.

1. ま え が き

ダムサイトに限らず、土木工事における地質調査において、いくつかの岩盤分類が提案され使用されている。

分類の対象となる岩盤は、地質生成年代や岩種もさまざまである。さらに計画されている土木構造物も、ダム・トンネル・橋梁など多岐にわたっており、必要とされる岩盤分類の内容もこれまたさまざまである。ここでは、このうち、ダムサイトの岩盤の、肉眼による分類に関していくつかの見解を述べる。

2. 岩盤分類の目的

岩盤分類は、土木構造物の設計と施工に対して、その工事の安全性・施工性・経済性の判断資料として実施されるものである。したがって、工事の対象から離れてただ単に分類することを主眼とした分類は避ける必要がある。しかし、調査の初期においては、調査者の観察による定性的な判断によってのみ岩盤分類がなされ、力学的な試験の情報などなしに実施されることが多い。

3. 岩盤分類の二つの種類

岩盤分類には、“区分”と呼び、類似の性格のグループごとにとりまとめる（仕切りを設けて他と分ける）分類のやり方と、“等級”と呼び優劣の順序をもって区別する（上・中・下に分けて等級となす）分類のやり方がある。

“区分”は比較的容易であるが、“等級”に区別することは、分類の目的（強度、透水性など）に応じて、それぞれの場合に等級が交代することがあり、問題は単純でない。

4. 岩盤の実態

岩盤は、手にとって見ることでできる“岩石”と異なり、現地においてある一定の方向と広がりをもって存在するものである。

岩盤は、岩石塊（Intact Rock: 岩そのもの）と、割れ目（Cleft: 節理・亀裂を含めたもの）の集まりであって、かつ、多くの場合、方向性（異方性）を有し、広がりのあるものである（図-1）。

この岩盤に対し、ダムサイトにおいて求められる判断内容は、おもに次のような点である。

*（株）応用地質調査事務所

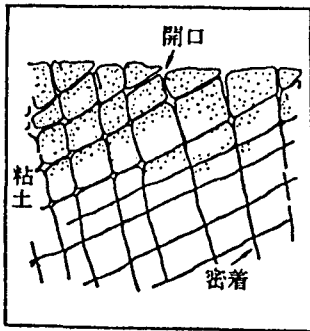


図-1 岩盤：岩石塊と割れ目からなる

- i) 岩盤の剪断強さ (τ_0 , $f = \tan \phi$)
- ii) 岩盤の変形性・弾性係数 (E)
- iii) 岩盤の透水性 (k , Lu : ルジオン値)
- iv) 岩盤掘削の難易度 (使用火薬量, リッパビリティー)
- v) 岩盤掘削後の安定性 (法面勾配)
- vi) その他 (グラウト量, 掘削歩掛りなど)

このため、判断する内容に応じた分類を考え、図示する試みがなされるのであって、一種類の分類方法をもって、すべての目的を達するようなことはできない (図-2¹⁾)。

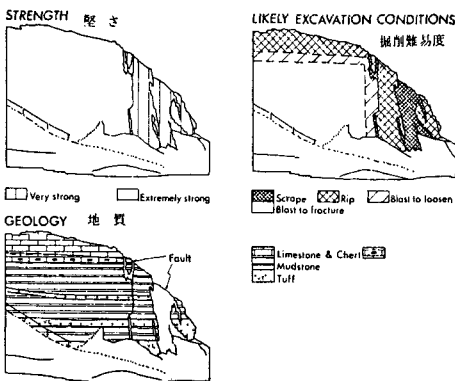


図-2 採石場切羽における岩盤評価の表現 (Fookes et al. 1971)

5. 岩盤の性質

岩盤は、岩石塊と割れ目の集合した Mass である。岩石塊は、岩質によってさまざまな堅さ (圧縮破壊強さ) を示す。また、割れ目は、割れ目間隔がいろいろあり、割れ目の性状も変化に富む。岩石・割れ目 (間隔・性状) の組み合わせは、形式的にみればきわめて多種にわたることになる。しかし、現実の問題としては、ある特定のダムサイトに限れば、そこでの岩盤分類は、数区分で足り

るのであって、組み合わせのすべてでもって表現する必要はない。

この理由の一つとして、分類にあたって、岩盤の局所的な性質の差異を平均的にとらえる見方、別の言葉でいえば“統計的な処理”を無意識のうちに用いるからであろう。既往の分類表 (たとえば田中の分類基準) に沿って区分された岩盤を、詳細に別の角度から検討してみると、ある区分の中で、いろいろと性質の異った部分を含んでいることがわかる。その例を以下に述べる。

5.1 岩盤区分と弾性波速度

図-3 に示すように、試掘横坑内で区分した区間の坑内弾性波速度値にはバラツキが認められる。卓越部分を除くと、分布の裾部では、他の区分における速度値と重複する。

増田²⁾の坑内速度値と岩質との対応 (図-4) においても測定値そのものにはバラツキが認められる。

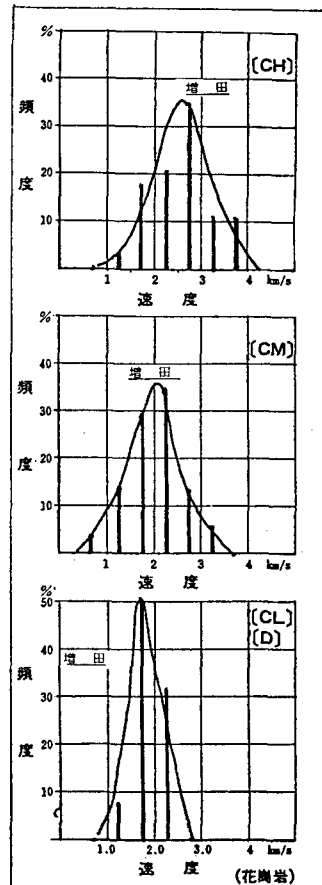


図-3 O石ダム岩盤区分とP波速度値の分散 (分類は、図-4 などと一致しない)

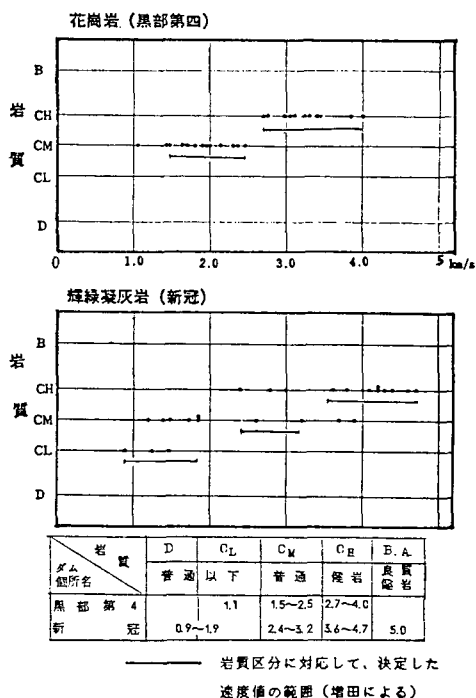


図-4 岩質と弾性波速度値 (P波)

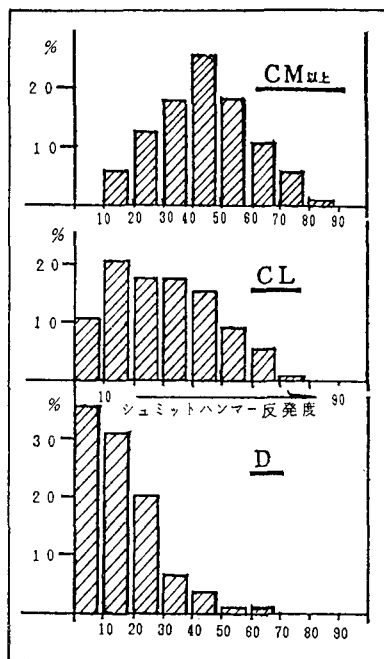


図-5 岩盤区分とシュミットハンマーの発振度頻度分布 (O川ダム)

5.2 岩盤区分とシュミットハンマー反発度

図-5 に示すように、区分した横坑壁を 1 m ごとにシュミットハンマーで打撃して反発度を調べると、弾性波探査による速度値と同様にバラツキがみられる。

良好岩盤 (CM 以上) においては、反発度の最頻値が 40~50 のところに現れる。不良岩盤 (D) においては、反発度がほぼ 30 以下に集中する。

シュミットハンマーによる打撃面は、局所的な岩質の影響を受けやすいので、単に打撃による反発度から岩盤を区分しようとしても危険である。横坑壁を数多く打撃して、その反発度の頻度分布から統計的に岩盤を判断することは可能であろう。

5.3 岩盤区分と RQD (Rock Quality Designation)

RQD 表示は、図-7 に示したように、掘進単位長に対する健全で長さ 10 cm 以上のコアの採取率である。し

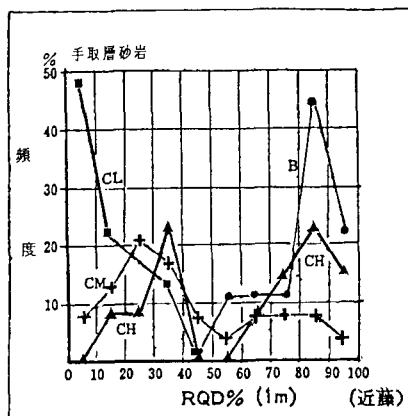


図-6 岩盤分類と RQD

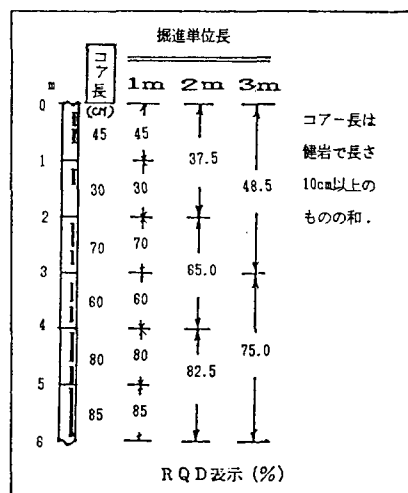


図-7 単位長のとり方と RQD の変化

たがって、単位長の長さのとりかたで、RQD 値は影響を受ける。

図-6は、手取層砂岩における岩盤分類と RQD 値（単位長 1m）の頻度分布である。良好岩盤（B）と不良岩盤（D）においては、分散が集中的であるが、CM 岩盤、CH 岩盤と判定されるところは、RQD 値が広い範囲に分散している。この原因の一つには、RQD 表示の単位区間表を 1m ごとという狭い区間にしたことと考えられ、Deere^{3),4)}の最初の論文のように、単位区間長を 3m にとれば、バラツキの度合いは少なくなったであろうと考えられる。

5.4 岩盤区分と透水性

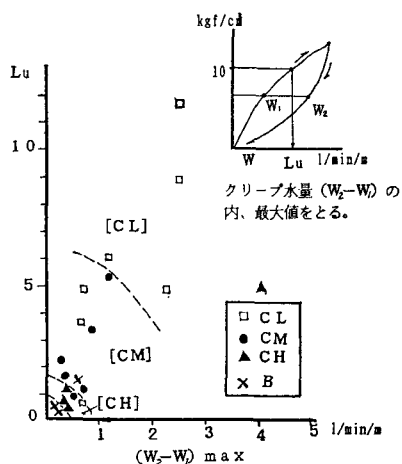


図-8 最大クリープ水量・ルジオン値関係図

図-8の右上に示すような考え方で、岩盤の透水性を表し、岩盤区分との対応を図-8に示す。

大局的に言えば、岩盤区分がよくなれば透水性は小さくなるということができる。しかし、個々の点ではバラツキがあり、他の岩盤区分領域と重複する。

岩盤の透水試験（パッカー法）では、透水試験区間（一般には 5m）の範囲の中に、1本でも開口した割れ目が存在すれば、全区間の透水性が悪いように判断されがちである。したがって、透水状況がどのように判断されたかの記載を付しておく必要がある。

6. 岩盤区分法の問題点

従来よく用いられる岩盤分類では、区分の定義を、a) 区分の内容で示す方法（田中の岩盤岩質判定基準⁵⁾、表-1）と、b) 区分の境界で示す方法（土質工学会岩の力学委員会、土木研究所 岡本・安江⁶⁾、表-2）とがある。

区分の内容で定義する方法は、各区分ごとの境界がいまいになることがあり、経験と技能によって左右されることが大きい。

区分の境界で示す方法は、ボーリングコアや、試掘横坑壁を 1m 区間毎に識別し記載するには都合がよいが、分類が詳細になりがちで、岩盤区分結果を断面図に面積的に塗色するような場合には、区分の広がりやの境界が描きにくくなる点に問題がある。

図-9は、白亜紀の流紋岩からなるダムサイトの掘削面スケッチであるが、描かれた境界線の中の岩盤区分表示が、定義された岩盤区分の内容の境界付近にあるため

表-1 ダム基礎岩質判定基準（参考）（田中 治雄 ダムの地質）

名称	特 徴
A	きわめて新鮮なもので造岩鉱物および粒子は風化、変質をこうむっていない。亀裂、節理は良く密着し、それらの面にそって風化の跡の見られないもの。
B	岩質堅硬で開口した（たとえ 1mm でも）亀裂あるいは節理はなく、節理および亀裂はよく密着しているもの、ただし造岩鉱物および粒子は部分的に多少風化、変質跡が見られる。
C	(1) 岩質はかなり堅硬であっても風化作用のため、造岩鉱物および粒子は石英を除けば多少軟化した傾向が見れる。一般に褐鉄鉱等に汚染せられ軽打すれば、節理あるいは小亀裂面に沿って剥脱面には褐色粘土質物のごく薄層が残存するもの。 (2) 岩質はきわめて堅硬であるが 1~2mm の空隙を有するかなり大目の節理あるいは亀裂が発達し、その空隙は時には赤褐色粘土質泥状物質を挟在し、水滴落下するもの。
D	(1) いわゆる風化作用を受けて造岩鉱物および粒子は変質をこうむり黄褐色ないし褐色を呈し岩質は著しく軟質のもの。（誰が見ても風化岩と見えるもの） (2) 岩盤には大なる開口亀裂あるいは節理が発達する。そのため岩盤は各個の岩塊に分離している。各個岩塊の岩質は堅硬であっても開口亀裂または節理は煙草の煙あるいはカンテラの火を吹き込むこともあるもの。 (3) なお、その他、樹木の毛根が岩盤の節理あるいは亀裂面に浸入しているのがみられるようなもの。

備考：田中の初期の区分。現在は、名称CをCH・CM・CLに細区分。

表-2 岩盤の区分例 (岡本・安江)

(a) 下釜ダム (安山岩の例)			(b) 裾花ダム (凝灰角レキ岩の例)		
区分要素	細区分	内 容	区分要素	細区分	内 容
岩石の硬さ	A	堅 軟(1)	硬 さ	A	堅 硬
	B	一部堅硬一部軟質, 全体にやや軟質(2)		B	中程度あるいは硬軟が入り混じる
	C	軟 質(3)		C	軟 質
割れ目の間隔	I	50cm以上	割れ目の間隔(4)	I	50cm以上
	II	50~15cm		II	50~15cm
	III	15cm以下		III	15cm以下
割れ目の状態	a	密 着	角レキの比重(5)	a	50%以上
	b	開口状		b	50~20%
	c	粘土をはさむ		c	20%以上

(1) ハンマーで火花が出る程度

(4) ここでの数値は一例であり、現場条件で異なる

(2) ハンマーで強打して1回で割れる程度

(5) 概算1m²中の面積比

(3) ハンマーでくずせる程度

注) [A Ia B Ic のように組み合わせて表現する。]

岩盤の評価 (下釜ダム)

評価区分	評 価	細 区 分 の 組 合 せ
[A]	良 好	A Ia, A Ib, B Ia, B Ib
[B]	やや良好	A Ic, A IIa, A IIb, B Ic, B IIa, B IIb, C Ia
[C]	やや不良	A IIIc, C Ib, C Ic, C IIa, C IIb
[D]	不 良	残りの組合せ

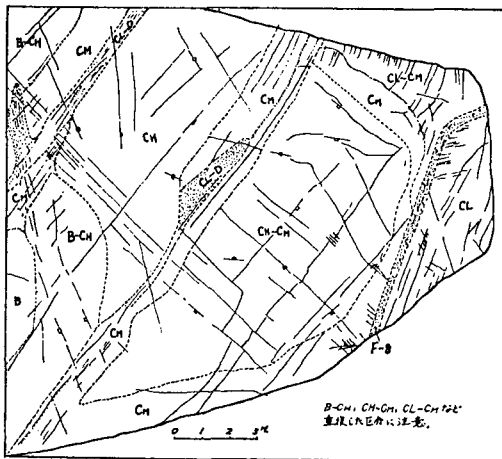
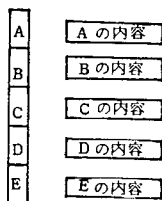


図-9 ダムの岩盤区分スケッチ

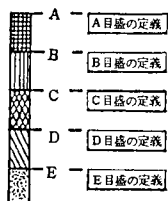
どちらとも判定しかねる状況が読みとれる (図中の B~CH, CH~CM など)。おそらく、分類表の適用が不十分であるか新たな分類基準を作成した方がよいかのいずれかであろう。

図-10 に示したように、現実の岩盤を既存の分類表に

a) 方法 (境界があいまい)



b) 方法 (等積的なものにはよい)



現実の岩盤を既存分類表

で区分した場合

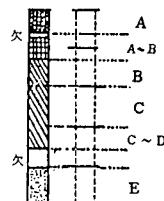


図-10 分類の区分割り

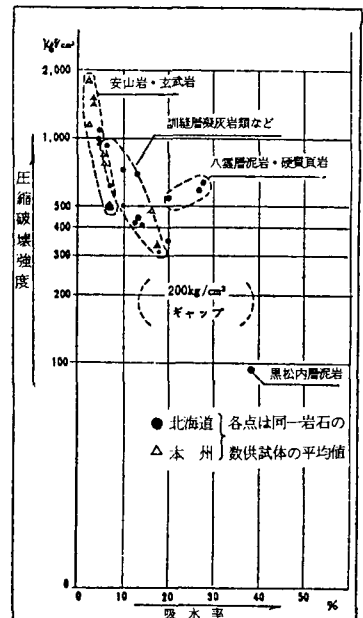


図-11 青函トンネルの岩石 (鉄研)

表-3 岩石硬軟表示の比較

強度	kg/cm ²									
	10	100	200	300	400	500		800	1,000	2,000
経企庁	はなはだ軟らかい 軟らかい	軟らかい	や・軟らかい			や・硬い			硬い	はなはだ硬い
土質工学会	S ₁ : 砂質岩 S ₂ : 泥質岩 S ₃ : 膨潤性岩	H ₁ : (普通岩) H ₂ : 膨潤性岩 H ₃ : 異万性岩			H ₂			H ₃		
石	(旧分類)	軟石	準硬石			硬石				
材	JISA5003									
備考	大谷石 ● 80kg/cm ²		コンクリート — ● —							

表-4 岩石片の区分 (新鮮なもの)

		硬 岩		準 硬 岩		軟 岩	
堆 積 岩 類	古生層・中生層	石英砂岩 粘板岩 珪質綠泥岩 石英岩 (大理石) 珪質凝灰岩 (固結)	岩 岩 岩 岩 岩	細粒 粗粒			硬岩： ・誰が見ても岩石。 ・圧縮強度 600 kgf/cm ² 以上。 ・吸水性は殆んどない。
	新生層	頁岩 凝灰岩 (半固結) 砂岩 (土円)	岩 岩 岩				準硬岩： ・人によってやや堅い、 やや軟らかいと表現 される岩石。 ・圧縮強度 200~600 kgf/cm ² 。
火 成 岩 類	深成岩	花崗閃緑岩 閃緑岩 斑紋岩 蛇紋岩 流紋岩 石英安山岩 玄武岩	岩 岩 岩 岩 岩 岩 岩				・ぬらすと多少吸水性 がある。
	火山岩	英安岩 斑岩 英安山 安山岩 玄武岩 英安山 斑岩 英安山 安山岩 玄武岩	岩 岩 岩 岩 岩 岩 岩 岩 岩 岩				軟岩： ・軽い石。 ・圧縮強度 200 kgf/cm ² 以下。 ・水侵すると吸水し、 乾燥したものは、口 唇に吸いつく。
変成岩類		片麻岩 石英片岩 綠泥片岩 石墨片岩 滑石片岩 ホルンフェルス	岩 岩 岩 岩 岩 岩 岩	塊状 片状			—— は、新鮮な岩片の 概略の強度範囲 ---- は、風化岩の範囲 q _c = 圧縮破壊強度 S _p = 超音波伝ばん速度
その他備考	塔結凝灰岩 (第4紀) 火山泥流 シラ			(q _c = 600 kgf/cm ²) (S _p = 4.0 km/s) 石質 コンクリート 350 kgf/cm ²	(q _c = 200 kgf/cm ²) (S _p = 3.0 km/s) 大谷石 85 kgf/cm ²		

したがって分類しようとした場合、多少なりとも無理が生ずるのであって、とくに b) 方法の区分の目盛りは、自然に沿ったものならよいが、人為的な決め方をすると無理が生じ易い。すなわち、b) 方法で、区分の目盛りを示そうとする場合、次のような問題がある。

6.1 岩石塊 (Intact Rock)

いわゆる岩石試験は、岩石塊の物理的・力学的性質（圧縮破壊強さ、引張り強さ、弾性係数、比重、含水量、吸水量など）に関する試験であって、ここでいう“岩石”の試験ではない。

硬岩・軟岩という呼称も、岩石塊と岩盤（切取り）に対する場合とに使用され、混同されている。

岩石塊の硬さは、ハンマーの打撃音（チンチン、カンカン、ボンボン）、反発度などの見掛上、あるいは定性的な判断もあるが、圧縮強さと吸水率の側面からみると、硬岩（石）・準硬岩（石）・軟岩（石）のほぼ3種（軟岩（石）のさらに軟らかいものとして圧縮強さ $q_u = 50 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ 以下のものを区別すれば4種に分けられよ

う。

図-11 は、鉄道技術報告の青函トンネル岩石試験結果（同一岩石につき10個程度の試験の平均値）を用いて、強度-吸水率（ $(\text{湿潤重量} - \text{乾燥重量}) / \text{乾燥重量} \times 100$ ）グラフを作成し示したもので、強度の差と吸水率の差から岩石の性質の違いが明瞭に示される。

一般に、一軸圧縮破壊強さが約 200 kgf/cm^2 を境として、それ以上の強さの岩石からなる岩盤には、節理の発達があり、以下では節理が不鮮明となる傾向がある。表-3 は、国内各機関の岩石硬軟表示法の比較であるが、石材の分類（但し、JIS A5003-1963 制定以前）は、自然に存在する岩石の性質に、比較的よく合致していた可能性がある。

このような見方から、ダム調査における岩石塊の分類は、花崗岩・硬砂岩に代表される硬い岩石、主として凝灰角礫岩や、熔結化の進んだ第四紀熔結凝灰岩などで代表される準硬岩（コンクリートの岩石）、大谷石や軟質の凝灰岩に代表される見かけの軽い軟岩の三種程度に区

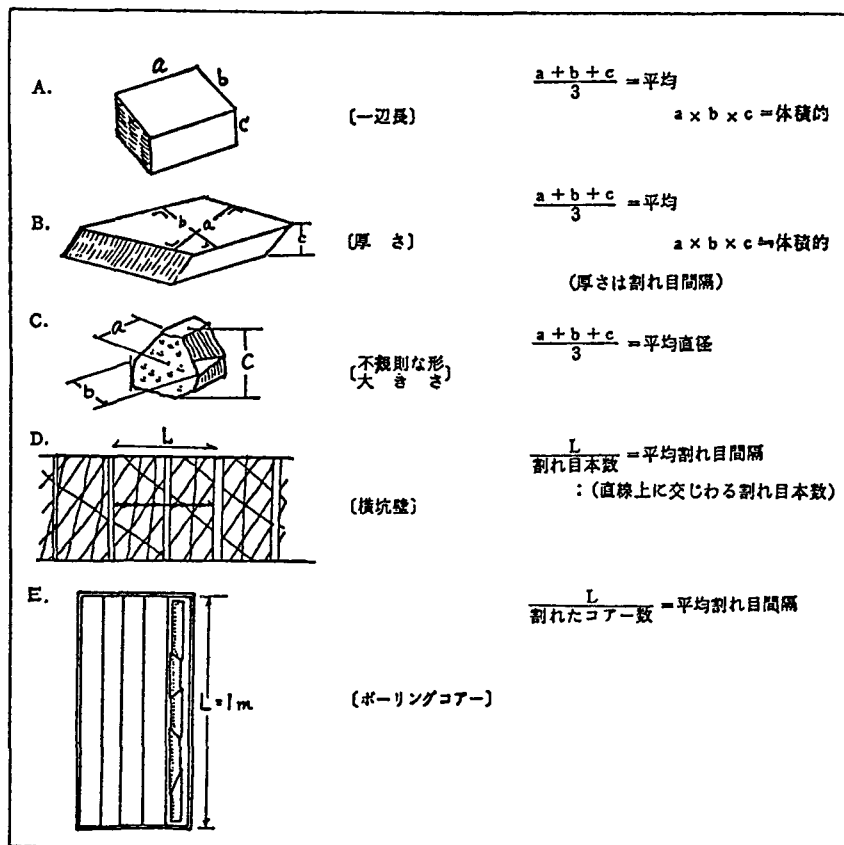


図-12 割れ目間隔の決め方

別するのが適当と考える。岩石名（地質名）と岩石塊の強度からみた分類を、その区切りの目盛と肉眼的な鑑定の要領も含めて表-4 に示しておく。

6.2 割れ目の間隔

割れ目の間隔、もしくは割れ目頻度の決め方は、いろいろな方法が提案されている（図-12）。

しかし、自然の地山に発達する割れ目はさまざまであ

って、地山から割れ目によってはずれた岩石塊は、図-13 に示すような複雑な形状を示すものがある。このような岩石塊を生ずる岩盤の割れ目間隔は、結局、図-12・C のような見方で岩石塊の大きさを割れ目間隔とみなすのが一般的であると思われる。

しかし、また、ボーリングコアの観察に際しては、コアの延長当たりの割れたコア数から平均的な割れ目間隔を求めざるを得ない（図-12・E）。したがって、板状の

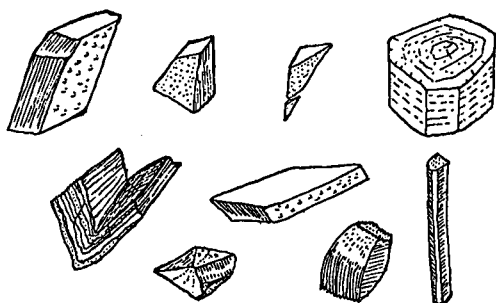


図-13 岩石塊のいろいろな形

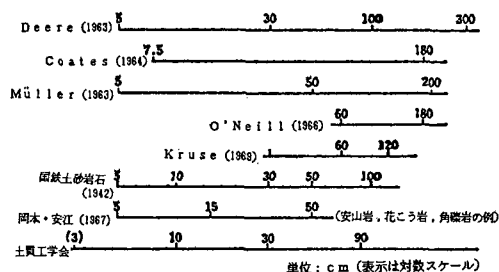


図-14 岩盤割れ目間隔の表示

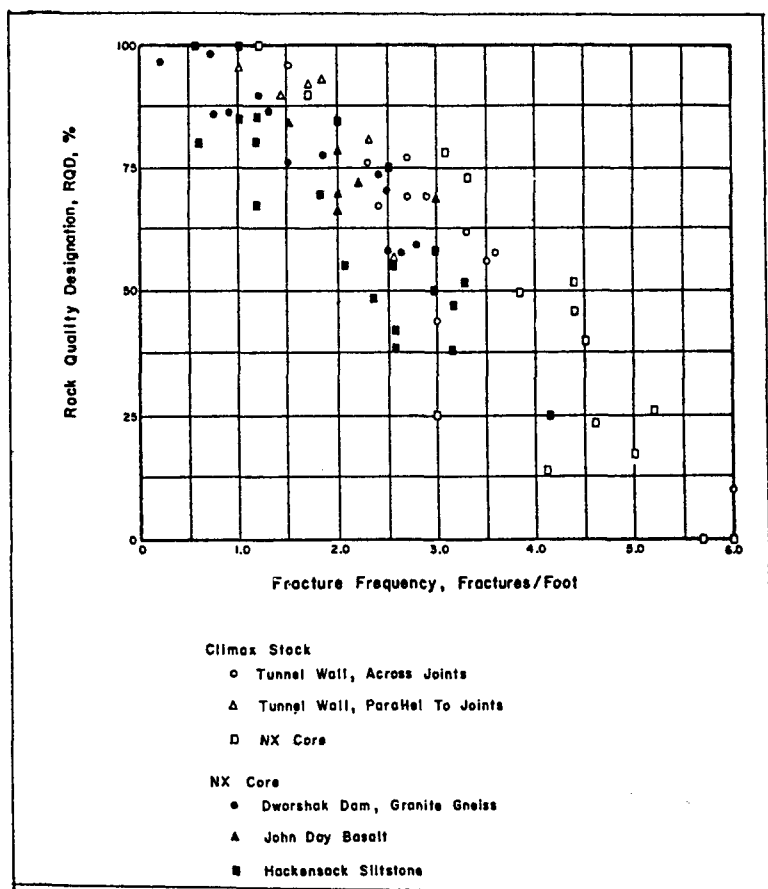


図-15 RQD と割れ目頻度の関係 (Deere 他)

RQD	区 分
0～25	非常に劣った
25～50	劣った
50～75	かなり良好
75～90	良好な
90～100	非常に良好

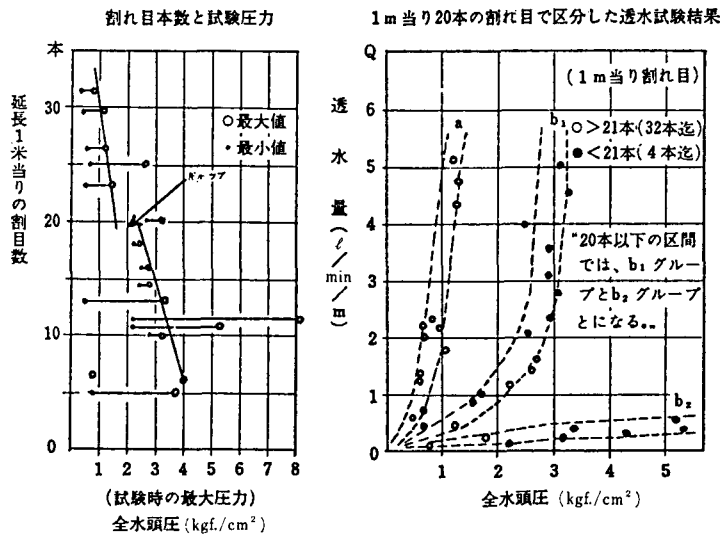


図-16 安山岩熔岩層における透水試験（山形県下のダム）——試験区間のコアから割れ目頻度を求めて整理したもの

5 m 透水区間で試験をした時に、圧力がかけられなく限界とその区間の 1 m 当り割れ目本数の関係を見ると、20 本/m 以上では圧力は 1 kg/cm² くらいしかかけられない。（左図、60 l/min. 送水ポンプ使用）

同様に各圧力段階の透水量をみると 20 本/m 以上の割れ目のある区間では圧力増加とともに透水量が急速に増加する。20 本/m 以下ではこの場合空隙の多いタイプと透水の非常に少ない b₂ タイプとなった。（右図）

節理が発達する岩盤においては、ボーリングの掘進方向が、節理面に平行か、直角かによって割れ目頻度の判定に影響を受けやすい。このような場合には、露頭の観察によって、最終的な判断は補正する必要がある。

岩盤の割れ目間隔の表示は、図-14 に示すように、これまた提案者が多い。表示法には、メートル法かフット・ポンド法かの国柄の反映もある。

Deere 他⁷⁾によって示される RQD と割れ目頻度の関係図（図-15）によれば、普通岩盤と不良岩盤の境界は、RQD=50% のところにあり、その場合の割れ目頻度は、2~4 本/フィート（すなわち 15~7 cm 間隔）程度からである。また、RQD=0% となる岩盤では、割れ目頻度が 6 本/フィート（5 cm 間隔）程度以下である。東北地方（山形県下）のあるダムにおける安山岩のボーリング透水試験（図-16）によると、岩盤の透水性が急速に大きくなり、不良となる不連続点は、平均割れ目間隔が 5 cm からである（20 本/m の割れ目）。すなわち、Deere 他⁷⁾の RQD=0% のところにほぼ相当する。

このような観点からみると、割れ目間隔 5 cm 以下の岩盤は極端に不良な岩盤、15 cm 以上は普通岩盤と見な

すことも可能である。

Deere⁸⁾は、割れ目間隔に対する用語を表-5 のように示しているが、割れ目間隔 1 m 以上は、わが国では一括してもよさそうである。このような点も参考にして、ダムサイトにおける岩盤の節理間隔は、図-17 のように考えるのが自然ではなかろうか。

柱状の節理が発達した流紋岩や、縞状チャートでは、

表-5 ジョイント間隔に対する用語（Deere, 1963 による）

用語(ジョイント間隔)	用語(堆積岩の層厚)	間隔 (cm)
非常に細い	非常にうすい	<5
細い	うすい	5~30
中程度	中程度	30~100
広い	厚い	100~300
非常に広い	非常に厚い	>300

0	5	15	30	90 CM
非常に細かい	細かい	普通の	大まかな	非常に大まかな

図-17 割れ目間隔の区分（羽田案）

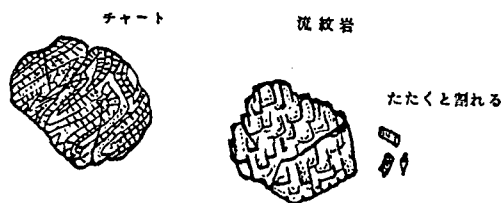


図-18 割れ目が多くとも岩石塊として大きい例

風化するとバラバラと柱状の節理やマッチ箱大の岩片として崩れることが多い。しかし、未風化岩では、これらの細かい割れ目はよく密着しており、河床の転石としても岩石塊として地山からはずれる大きさは、見せかけの割れ目間隔よりずっと大きい場合がある（図-18）。このような場合の割れ目間隔は、ダムなどの荷重によって岩石塊が割れ目に沿って地山から分離し、岩盤の変形に影響があるかどうかということによって決定するのがよいと考える。

6.3 割れ目の性状

割れ目の性状は、密着・開口・変色などに分けられる。肉眼的には、次のように記載される。

- i) 密着して、割れ目沿いに変色や変質がない。
- ii) おおむね密着しているが、割れ目に沿って、淡褐色～茶褐色に変色している。
- iii) 明らかに開口している。
- iv) 割れ目に沿って赤褐色の粘土が介在する（地表付近からの流入粘土）。
- v) 青色ないし白色の熱水変質の沈澱（フィルム）が割れ目にみられる。

地下水の透水経路は、割れ目に沿っている。茶褐色に変色した割れ目の面は、地下水の経路となった跡であるから、類似した岩質と割れ目頻度であっても、割れ目に沿って茶褐色に変色した岩盤（ボーリングコア）の方が、

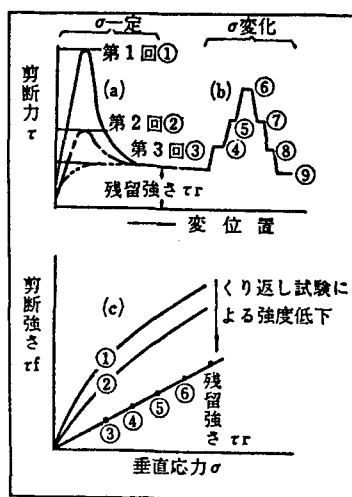


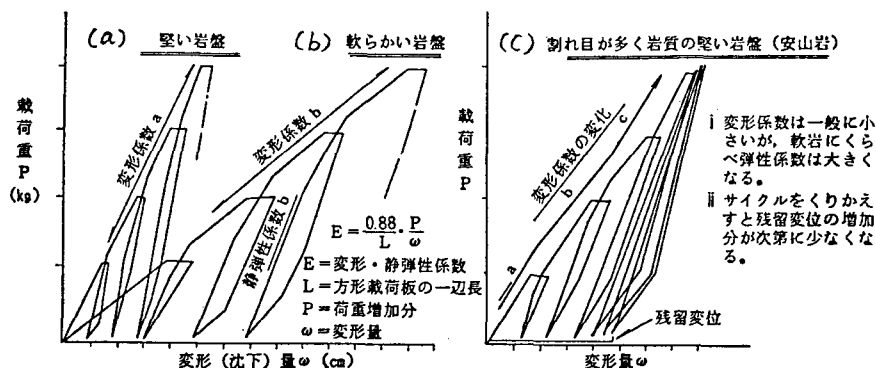
図-19 節理面の摩擦力（剪断強さ）

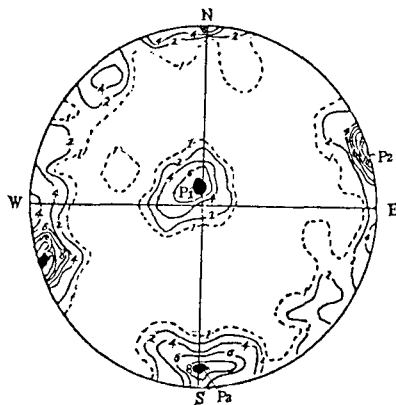
新鮮な割れ目の岩盤よりも透水性は大きい。

割れ目には、条痕と青～緑色の薄層を伴うものもある。これは、岩盤が地質時代に変動をこおむり割れ目沿いに滑動し、変位した跡と推定される。

図-19 は、節理面に垂直荷重 (σ) を加え、剪断力 (τ) によって摩擦の実験をした例である。摩擦を起すたびに元にもどして実験を繰り返すと、抵抗のピークは減少し、一定の残留強さしか残らない。残留強さは、垂直荷重の増大に伴って直線的に増大するが、その増加は原点を通る直線であって、いわゆる粘着力 (c もしくは τ_0) は認められない。したがって、条痕を伴う割れ目が発達した岩盤は、割れ目沿いの摩擦力が残留強さとなっており、岩盤全体としては、劣化しているものと判断されるのである。

割れ目の性状は、岩盤分類に際して定量化し難いものの一つである。したがって、肉眼観察以外には岩盤の載





P₁: N70° E ・ S E 10°

P₂: N18° W ・ 90°

P₃: EW ・ 80° N

花崗岩の割れ目は3方向が卓越する。

水平な割れ目(中心にでる点)は測定を忘れ易い。

目玉(P₁, P₂, P₃)がよくでている。

図-21 羽佐間島全域の割れ目のシュミットネット投影(花崗岩)

荷試験における変形係数(割れ目間隔の開口の具合を示す)や残留変位のサイクル繰り返しによる減少(開口部のつまり具合を示す)から判断するか(図-20), 透水試験によって比較判断する方法がよい。

6.4 割れ目の方向性

割れ目の方向性は、構造物の荷重の方向に対する相対的な関係によって、岩盤の挙動に影響を及ぼす。したがって、具体的に構造物との関連が明らかでないと、いちがいに方向性が論じられない。掘削斜面に対し、流れ盤と受け盤をなす節理面の関係などがその例である。また、ダム底面に水平に発達する延長の大きい弱線は無視できない方向といえよう。割れ目の方向性は、シュミット網で表現される(図-21)。

6.5 岩盤の広がり大きさ

岩盤は、局所的あるいは詳細に見れば異質の部分の集合体であって、ある広がり大きさをとって始めてほぼ均質とみなし得るし、他と比較ができるものである。局所的な良好・不良部の組み合わせは、図-22 に示すような2通りがあり、規則的配置の例は層状岩盤にみられる。無作為配置の例は、図-23 における花崗岩の風化の過程が典型的で、新鮮岩盤にも局所的に不良部があり、風化岩盤にも局所的に良好部が残っている。

橋脚や基礎底面や、ダムの敷き幅といった面的な広がり相異なる場合には、基礎底面の岩盤の良否を同様に論ずるわけに行かない。

ボーリングコア観察で、地山を考えずにコアの状況を

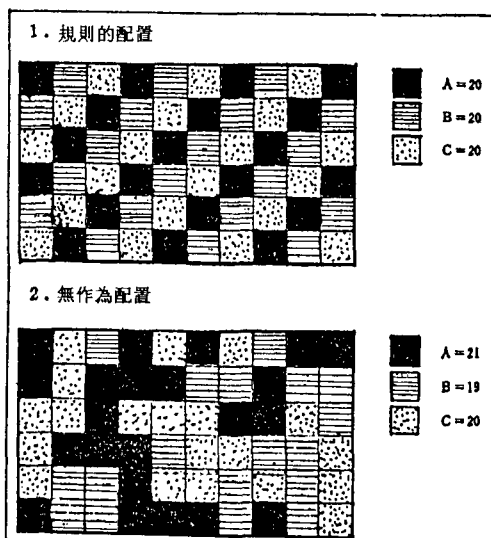


図-22 良好・不良部の組み合わせ

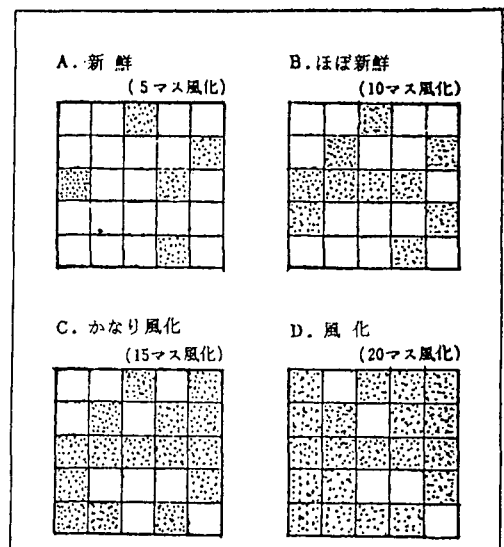


図-23 風化の過程

直接記載し分類する場合は、コア区分である。試掘横坑の壁面で岩盤の状況を観察する場合は、壁面という広がりの中で把えることが可能であるが、壁面の大きさから考えて、壁面の直接的記載は、横坑区分と称すべきであろう。

地質断面図（縮尺 1/500 程度）として表現される岩盤区分は、ダム の規模、ダム の構造、掘削方法などを念頭においた区分であるべきであり、その場合の一括する広がり の大きさの単位は、小さくとも一辺が 5m 以上（縮尺 1/500 で図上 1cm のマス目）にならざるを得まい。

図-24 は、横坑とボーリングの区分を断面図に入れて示したものである。この資料から、岩盤区分断面図を完成するためには、ボーリングコアの区分をさらに大まかに取りまとめ、割れ目の変色の具合などを再検討の上、横坑の境界に結びつけることとなる。

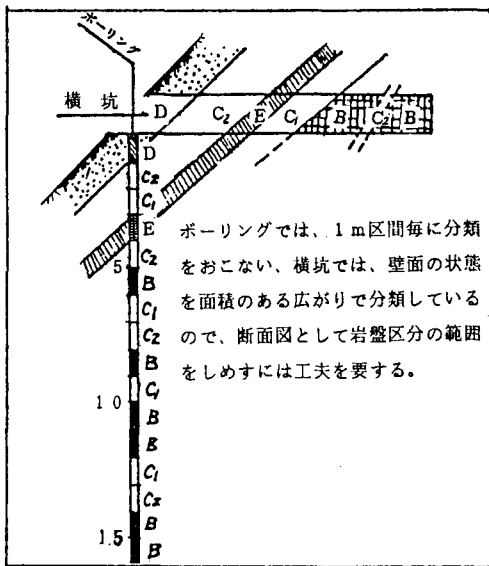


図-24 横坑とボーリングの岩質区分の違い

7. 岩盤等級

岩盤等級は、順位を示す分類であるから、何を対象とした順位かを明らかにしておかなければ意味がない。普通、掘削歩掛りやトンネル工法の選択などを対象とした分類に等級 (Class) が用いられる。

図-25 は花崗岩の風化断面を示したものである。岩盤の風化程度（ほぼ岩盤強度に見合う）と透水性の順位は異なり、第3速度層がもっとも透水性が高い。第3速度層におけるボーリング孔内水の透水は、他に比べいちじるしく、第1速度層に相当するマサ部では、孔内に水位が保たれる（雨水となり透水しない）。

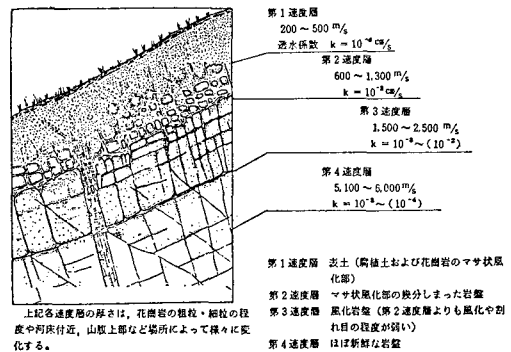


図-25 花崗岩の一般的な風化状況

ダムサイトにおける順位の対象として、岩盤の剪断強度、変形（弾性）係数、透水性（透水係数、ルジオン値、グラウトによる改善度、掘削難易度、掘削斜面の安定度などがある。トンネルの場合は岩盤のゆるみ易さ、切羽の自立性、掘削断面の変形性などが加わる。

8. 岩盤のゆるみ

表-1 にしめした田中のダム基礎岩質判定基準において、名称CおよびDには、岩盤の風化による劣化 (1) とゆるみによる劣化 (2)、とが合わせ述べられている。

山腹は、長期間の重力作用によって斜面下方に変位し、変形を生じている。岩盤が変形した場合、割れ目に沿って岩石塊がズレその結果割れ目は開口気味となる（図-26）。

急峻な山岳地帯での山体の重力による変形は、予想以上に深いものがある（図-27⁸⁾）。ダムサイトにおいて、

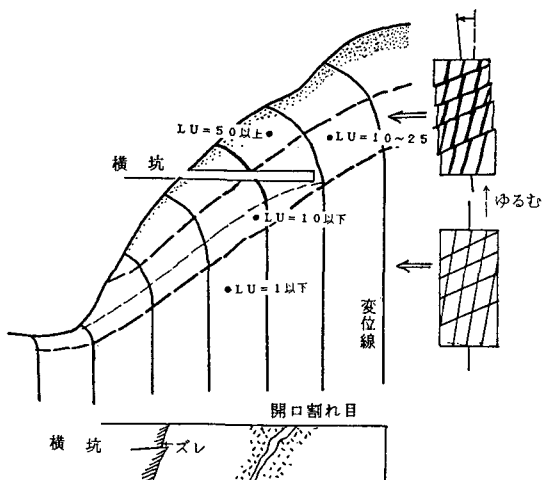


図-26 山腹の重力による変形とゆるみ（ルジオン値に表われる）の関係

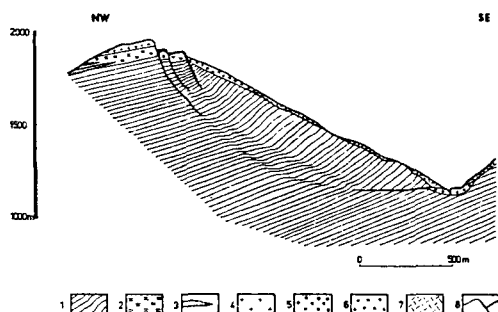


図-27 高山における深いクリープ現象
(MAHR T., NEMCOK A.)

岩石塊は堅いが、透水性の大きい、すなわち割れ目の開口した岩盤は、大なり小なり重力による山腹の変形した所とみることができる。割れ目の少ない堅硬な岩質からなる岩盤では、山腹の変形が一個所の割れ目の開口で受け持たれ、開口亀裂（オープクラック）が 50 m といった深い所に見られることがある。山腹の変形は、地表に近いいわゆるクリープゾーン（多く土砂状を呈する）を除けば、掘削によって、直ちに崩壊を生ずるわけではない。

9. 岩盤分類に対する見解と地質家の役割

岩盤分類は、岩盤の多様性とあいまって、種々の問題が含まれている。提案されている区分法は、それぞれの提案者が、その関係した対象の研究過程で、最も適した分類と思われるものを提案しているわけである。

ダムサイトにおいては、どのように現在の対象岩盤が区分し得るか、見通しをつけ、区分の内容を検討して作業にかかるのがよいと思う。

図-28 は、山腹の岩盤状況を区分したものであるが、岩盤は、局所的に不均質な部分を含む様子を示している。

図-29 は、図-28 の区分の地質学的解釈であり、河川侵食によって、山腹の風化やゆるみがどうなっているかを示したものである。

岩盤分類の作業において、まず、最初に着手するのは、地質家による踏査であって、いわゆるハンマーによる横坑内の打診などが実施される。このような地質家の作業においては、調査者の地質学的知識、とくに一般地質学 (Historical Geology に対する Physical Geology) の素養は大切であって、斜面の地形異状、侵食の過程・岩盤風化、山腹のクリープ現象などから岩盤を観察し理解することが岩盤分類の出発点となろう。

さらに大切なことは、いたずらに分類に走ることな

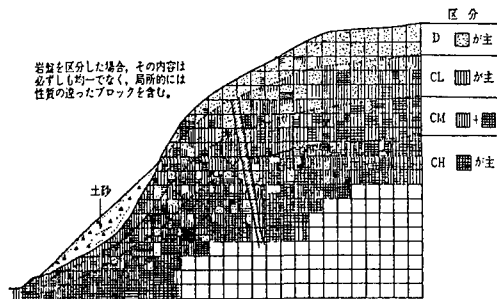


図-28 断面図に示された岩盤区分の境界とその内容の概念

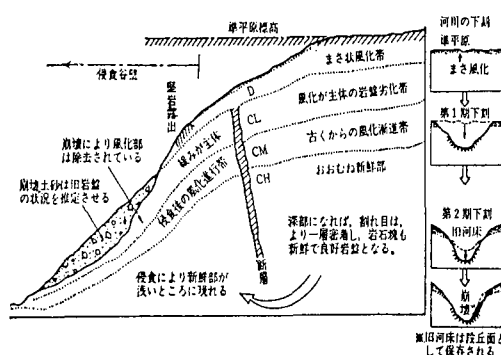


図-29 図-28 の区分に対する地質学的解釈

く、土木構造物に対する基礎知識に照らし、分類の適否を判定する能力も不可欠のものである。この意味で、調査者と設計者が、対象の岩盤を目前にして、充分討論し区分に対する見解を一致させることも大切であろう。

参 考 文 献

- 1) Dearman, W. R. (1974): Weathering classification in the characterization of rock for engineering purposes in British practice, Bull. IAEG, No. 9.
- 2) 増田秀夫 (1961): わが国におけるコンクリートダム基礎岩盤の弾性波速度に関する応用地球物理学的研究, 電中研, 技術研究所報告, 土木 61006.
- 3) Deere, D. U. (1963): Technical description of rock cores for engineering purposes, Jour. ISRM, Vol. 1, No. 1.
- 4) Deere, D. U. et al. (1966): Engineering classification and index properties of intact rock, Report No. AFWLTR-65-116, Air Force Weapons Lab. Kirkland Air Force Weapons Lab. Kirkland Air Force Base, New Mexico.
- 5) 田中治雄 (1955): ダムの地質, 理工図書.
- 6) 岡本隆一, 他 (1966): ダムサイトにおける岩盤区分の試み, 土木技術資料, Vol. 8, No. 9.
- 7) Deere, D. U. (1967): Design of surface and near

-
- surface construction in rock, 8th Symp. Rock Meck,
Proc. AIME.
- 8) Mahr, T. et al. (1977): Deep-seated creep deformation in the crystalline cores of the Tatry Mts,
Bull. IAEG, No. 16.
- 9) 土木学会編 (1975): 土木技術者のための岩盤力学
(昭和58年 9 月14日受付, 昭和58年12月13日受理)

日本応用地質学会 編集委員

○印 ワーキンググループ (海外)

◎印 ワーキンググループ (国内)

委員長	小 島 圭 二	東京大学工学部
委 員	◎稲 崎 富 士	建設省土木研究所
	蝦 名 克 彦	鉄道建設公団
	大 村 一 夫	(株)ダイヤコンサルタント
	◎北 川 修 三	国鉄技術研究所
	小 出 仁	通産省工業技術院地質調査所
	斉 藤 保 祐	東京大学工学部
	○○柴 田 祐 啓	(株)電源開発
	高 橋 洋 海	(株)サンコーコンサルタント
	田 中 芳 則	東洋大学工学部
	土 屋 浩	(株)応用地質調査事務所
	中 山 俊 雄	東京都土木技術研究所
	○古 部 浩	(株)間組技術研究所
	◎宮 腰 勝 義	(財)電力中央研究所土木研究所
	粗 倉 克 幹	国土庁
	渡 辺 邦 夫	埼玉大学工学部

応 用 地 質 特 別 号

昭和 59 年 8 月 25 日印刷
昭和 59 年 8 月 31 日発行

編集兼発行者

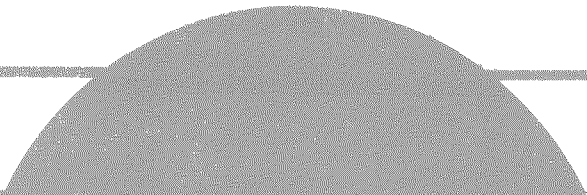
日 本 応 用 地 質 学 会
東京都新宿区高田馬場 2-1-9 郵便番号 160
電 話 03-202-3614

印 刷

有限会社 啓文堂松本印刷
東京都新宿区早稲田鶴巻町 251 郵便番号 162
電 話 03-203-4131~3

Rock Classification

ENGINEERING GEOLOGY
Special Issue, 1984.



Japan Society of Engineering Geology