

切盛土工計画における土質工学上の問題点とその対策

おく ぞの せい し
奥 園 誠 之*

まえがき

道路の土工計画においてもっとも大切なことは、実際の工事と一致し即応した計画をたてることである。この計画が悪いと工費ばかりでなく工程や品質を大きく左右することになる。この計画と施工との間に誤差が生じるもっとも大きな原因の一つに地質または土質条件に対する判断の誤りである。

ここでは土工計画のなかのどの要素が地質、土質条件に大きく左右されるかを考え、名神、東名、中央、その他の高速道路建設中に生じた問題点とその対策についての私案を紹介することにしたい。

なお、ここでいう道路土工計画とは、路線の平面および縦断線形がほぼ決定され、概略設計を行なう時点における切盛土工の施工計画的な性格をもったものと解釈していただきたい。

切盛土工計画のなかで土質条件が大きな影響をおよぼすのは土量配分と作業機種の選定であろう。

① 土量配分

道路の場合、切盛土量の配分、すなわち、どの切土をどの盛土に流用するかは土積図（マスカープ）を利用するのが一般的である。この土積図を作成するにあたってまず必要な条件は各地点の掘削土量を計算することである。そのためには切、盛土の横断形状、つまりノリコウ配を決定する必要がある。盛土のノリコウ配は一般には土質に関係なく 1:1.5~1.8 とするのが通常であるが、切土の方は地質、土質条件によって適正コウ配が異なるため、慎重に検討する必要がある。このノリコウ配に対する十分な検討を怠ったがために、完成まじかになって大規模なノリ面崩壊を起し、その崩壊土砂が流用できず多量の土砂を捨土せざるを得なかった事例は多い。

つぎに必要な条件は掘削した土の土量変化率 (C, L) である。土量配分を考える場合、特に C (掘削した土を盛土した場合、その体積がどう変化するか) の値は重要なポイントになる。たとえば計画時に用いた C が実際の値より大きかった場合、当初予定した地山の土量では計画断面どおり盛土ができず、他の土取場から土を補給しなければならないことになる。

② 施工機種の選定と施工性

地山の掘削を計画する場合、あらかじめその地点の掘削の難易性（堅さ）を推定する必要がある。すなわち、どの深さまでが「土砂」か、「軟岩」はどこに分布するか、どこから「硬岩」が出るかをできるだけ正確に推定しておく必要がある。現在のところこの「土、軟、硬」(これらの定義は後述)を計画段階(すなわち実際に切土する前)に判別する規程があいまいである。このため判断に個人差が生じやすく、実際に施工してみて当初の予定よりも浅く「硬岩」が出現し、大幅な設計変更を行なった例が多い。

このほか、盛土を行なう場合、盛土材料の土質に応じた締固め機種の選定規程や、土質とか(稼)働率との関係を示す規程などがあいまいである。

本報告では以上の問題点のなかでも特に工費を大きく左右する「切土ノリ面コウ配」、「土量変化率」、「土、軟、硬の分類」について、土質に応じた判定規程に対する私案を紹介する。

1. 切土ノリ面の適正コウ配

1.1 標準ノリコウ配とその問題点

切土は盛土と異なって地山の地質が複雑なため安定計算が困難な場合が多い。したがってノリコウ配は過去の実例を参考として経験的に決定されるのが実状である。

切土地山の地質に応じた経験的な標準ノリコウ配は、道路土工指針(日本道路協会)¹⁾により概略が決定されている。しかしこの規程はたとえば硬岩のノリコウ配が1:0.3~0.8、軟岩は1:0.5~1.0といった具合にその範囲が広い実用的ではない。したがって、高速道路ではこのなかの平均的な値、つまり硬岩1:0.5、軟岩1:0.8、土砂1:1.0~1.2という値を機械的に採用しているが、このコウ配で大部分のノリ面は安定を保っているようである。しかし県道などに比べてかなり安全側と思われるこのコウ配を採用しても以後に述べる特殊な地質、土質条件の場所では、しばしば大崩壊を起している。つぎにこの特殊条件について説明を加え、適正ノリコウ配について私案を述べることにする。

1.2 崩積土のノリコウ配(特殊条件その1)

ガイスイのように過去に崩落した土がタイ積している地

* 日本道路公団試験所第二土質試験室主任

- ① シラスのように極度に浸食に弱い土質。
- ② 片岩、片麻岩など規則正しい割れ目が発達し、その割れ目の向きが「流れ盤」となる構造。

このうち、①はノリコウ配よりもむしろノリ面保護工や排水工に問題があり設計段階に十分に検討する必要がある。なお、シラスは垂直ノリ面の方が安定しているともいわれる。たしかに浸食だけを考えればこの方が得策である。しかしこの場合、ノリ面緑化が不可能となり美観に問題があること、しかも走行上圧迫感を感じることも、万一崩壊した場合の被害が大きいことなどの理由によって最近では1:0.8~1.2のノリコウ配が採用されるようになってきた。

②は「流れ盤」となる側のノリコウ配を割れ目の傾斜角よりゆるくなるようにすることがのぞましいが、過去の崩壊側から考えて1:1.5よりゆるくする必要はないと思われる。

2. 土量変化率に対する考え方

2.1 Cの測定法とその問題点

地山を掘削し運搬し盛土し締固める一連の作業において土はその体積が変化する。これは土の密度が地山にあるときと、ときほぐしたときと、締固めた後とでそれぞれ異なるためである。一般にこの三つの状態の体積比を土量変化率とよび次式で表示される。

$$L = \frac{\text{ほぐした土量}}{\text{地山の土量}} \quad C = \frac{\text{締固めた後の土量}}{\text{地山の土量}}$$

計画段階においては特にCが問題となりやすいことはまえがきで述べたとおりである。計画段階におけるCの測定法は次の二種類が考えられる。

① 密度比による方法

これは地山の現場密度 γ_1 とモールド供試体（現場の締固め度と同程度に突固めたもの）の密度 γ_2 を測定し、次式から求める方法である（密度は乾燥密度とする）。

$$C = \frac{\gamma_1}{\gamma_2}$$

② 試験掘削、試験盛土による方法

実際に地山の一部を切土し、その土を実際の盛土と同程度に締固め、両者の土量を測量によって求める方法である。

この①、②のうち、精度的には②の方がよいと思われるが、計画段階では、①の方が簡便なため、一般には広く用いられている。ところでこの①の方法に問題はないであろうか。図-2は名神・東名高速道路計画時点に密度比で出したC（これを C_1 とする）と、工事終了時に完成断面を測量して求めたC（これを C_2 とする）との比較を行なったものである。後者を真のCと仮定すると（実際にはこれにも多少問題があるが）密度比で求めたCが過大に算出されている傾向がある。つまり当初予定した土量より実際には土が不足する傾向にあることがわかる。

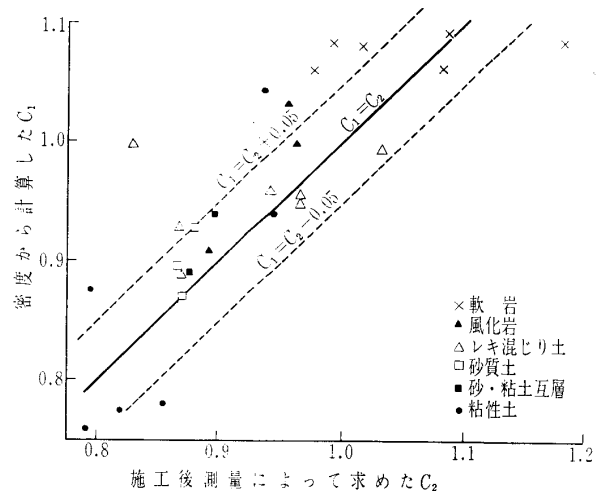


図-2 密度法によるCと測量によるCとの比較

つぎに同図の破線は $C_1 = C_2 \pm 0.05$ の線であるがこの線より外に出る、つまり C_1 を0.05以上見込み違いをしたものは軟硬岩に多いことがわかる。しかも岩ほど掘削単価が高いから同じ見込み違い量でも工費の変更は土砂に比べて割り高になるものと思われる。

以上の C_1 , C_2 のバラツキの原因はつぎのようなものが考えられる。

- ① 測定した密度が、地山または盛土全体を代表する密度でなかった。（地山の密度を過大評価したか盛土の密度を過小評価した）
- ② 予想以上に基礎地盤が沈下した。
- ③ 降雨によりノリ面から土砂が流出した。
- ④ 土運搬中に土が損失した。

このうち②は軟弱地盤でないかぎり沈下の絶対量が小さいため、そこに生じる誤差も少ないものと思われる。また③、④についてはよほどの土砂流出、損失がなければ全体のCに影響しないはずであり、ここに引用した地点ではそのような事実はないと考えてよい。

結局、最大の原因は①にあると考えられる。ここではなかでももっとも測定が困難と思われる地山の密度測定について問題点をあげ、その対策に関する試案を述べることにする。

2.2 地山の密度測定における一私案

調査段階での地山の密度はテストピットによって測定されることが多い。しかしテストピットはその数と深さに限度があるため、複雑な地質の地山や深い切土予定箇所では、全体を代表する密度を測定できるとはかぎらない。このような場合、ボーリングコアの室内試験と地山の弾性波探査によって推定する方法が考えられる。

(1) 硬質岩と軟質岩（または土）が共存している場合

花コウ岩の風化部分にはマサ土の中に玉ネギ状の岩塊が残っていることがある。中生層・第三紀層などには、堅い砂岩と軟質の泥岩とが互層になっているものがある。また断層破砕帯などでは堅い岩の中に粘土がきょう(挟)在して

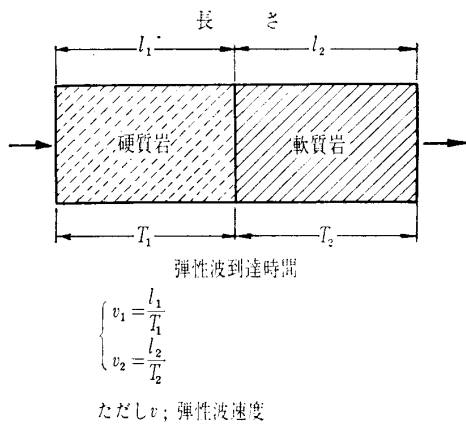


図-3

いることもある。このように硬質岩と軟質岩が共存している地山の平均的密度を出す場合、巨視的な判断が必要となる。すなわち地山全体のうち堅い岩と柔い岩（または土）との体積比を知る必要がある。

いま、堅い岩と柔い岩が接触する図-3のような模型を考える。図中の記号からつぎの①～③式が成り立つ。

$$T_1 = \frac{l_1}{v_1} \dots\dots\dots ① \quad T_2 = \frac{l_2}{v_2} \dots\dots\dots ②$$

$$v = \frac{l_1 + l_2}{T_1 + T_2} \dots\dots\dots ③$$

また、両者の長さの比を a とする。

$$a = \frac{l_2}{l_1} \dots\dots\dots ④$$

ここで③式に①、②および④式を代入すると

$$v = \frac{v_1 \cdot v_2 (1 + a)}{v_2 + a \cdot v_1} \dots\dots\dots ⑤$$

となり

$$a = \frac{v_2 (v_1 - v)}{v_1 (v - v_2)} \dots\dots\dots ⑥$$

となる。つぎに全体の長さを1とし、 l_1 、 l_2 を長さの割合（小数）で表示する。

$$l_1 + l_2 = 1 \dots\dots\dots ⑦$$

⑦式と前記の④式より⑧、⑨式がなりたち、両方の岩の長さの割合が計算される。

$$l_1 = \frac{1}{1 + a} \dots\dots\dots ⑧ \quad l_2 = \left(\frac{a}{1 + a} \right) \dots\dots\dots ⑨$$

実際の地山では、立体的、つまり硬質岩の岩塊のまわりを軟質岩（または土）がとりまいているような場合が多いから体積比 $V_1 : V_2$ は長さの割合を3乗することによって計算される。なお V_1 、 V_2 は⑩、⑪式によって計算される。

$$V_1 = \frac{1}{(1 + a)^3} \dots\dots\dots ⑩ \quad V_2 = \left(\frac{a}{1 + a} \right)^3 \dots\dots\dots ⑪$$

以上の結果 v すなわち地山全体の弾性波速度を測定するとともに、代表的な硬質岩と軟質岩（または土）の無き裂サンプルを採取し、それぞれの速度 v_1 、 v_2 と密度 γ_1 、 γ_2 を

測定することによって地山の平均的な密度を計算することができる。すなわち、⑥式より a を求め、⑩、⑪式によって V_1 、 V_2 を求め、つぎの⑫式によって平均密度 $\bar{\gamma}$ を計算することができる。

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma_1 V_1 + \gamma_2 V_2}{V_1 + V_2} \dots\dots\dots ⑫$$

ところで実際の地山では硬質岩と軟質岩とが割れ目をはさんで接触していることが多い。弾性波は岩の中に割れ目があるとその伝ば経路が変わるため、見かけの速度が低下する傾向にある。図-4は堅い岩と柔かな岩とを接触させて（接触面を割れ目と考える）両者の長さの比を変化させて、見かけの速度を測定したものである。割れ目がなければ先述の⑤式のように（図中の実線で表示）なるはずであるが、実測データはこの線より低い速度を示していることがわかる。つまり割れ目の分だけ速度が低下したものである。

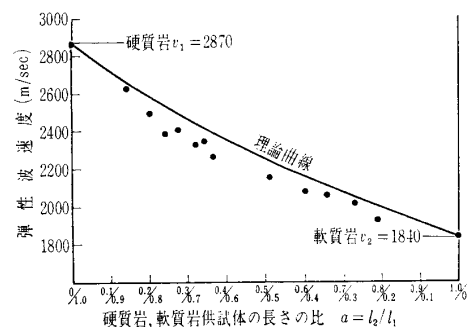


図-4 長さの比と速度との関係

この割れ目の程度によってどれだけ速度が低下するかは現在検討中であり、残念ながら本報告にはまに合わなかったが、図-4の場合でも割れ目部分の見かけの速度を50～100 m/secといった、きわめて低い速度に考えないと、このような大幅な速度低下とならないようである。

(2) 地山に割れ目が多く発達している場合

(1)でのべたとおり岩盤中に割れ目があると弾性波速度は大幅に低下する。一方、ある土カブリをもった岩盤では、割れ目があっても密着しており、また開いていても破砕物で充てんされていて、空ゲキが少ないため、全体の密度は割れ目を考えない岩塊の密度とそれほど差がないようである。

したがって割れ目の多い地山では、(1)でのべたような弾性波を使った密度の計算法は適用困難である。このような場合、ボーリングコアの平均的な密度を地山の密度と考えても大差ないと思われる。なお正確な値を知りたい場合には、やはり試験掘削によって求めるしか方法はない。

3. 「土砂」、「軟岩」、「硬岩」の判別

3.1 現行の判別方法の問題点とその対策

まえがきでも述べたとおり掘削機種の選定は地山を「土

砂」,「軟岩」,「硬岩」に判別することがポイントとなる。すなわちここでいう「土砂」とはブルドーザーで容易に掘削可能なもの,「軟岩」とは,ハイドロリック,リッパースによって掘削する方が効果的なもの,「硬岩」とは発破を使用しなければ掘削が困難なものと解釈されたい。これらの判別を正確に行なっておけば,たとえば地山の「土砂」を早期に盛土下部の路体材として流用し,「軟,硬岩」を盛土の路床材として温存するといった,きめの細かい土量配分も可能となろう。

ところでこの判別は計画段階では,一般にボーリングコアの視察によって判断されることが多い。しかしこの方法はたとえ判別規準を作っても定性的なものであるため,判断に個人差が生じやすく実用性に乏しいものである。このような問題を解決するためには掘削の難易性を左右する条件を定量化する必要がある。ここではその条件が土や岩の堅さと,地山の中の割れ目の発達程度の2種類にあると考え,前者を無き裂サンプルの一軸圧縮強さ,または超音波伝ば速度で表示し,後者を地山の弾性波速度から求めたき裂係数で表示することにした。一方その現場では掘削試験を行ない,その掘削実績によって「土,軟,硬」を判定し,前記の諸定数との関連づけを行なった。

3.2 試験方法

(1) 一軸圧縮試験, 超音波伝ば速度測定

供試体は掘削試験を行なう地点から代表的な無き裂サンプルを採取し 5 cm 立方に整形したものを使用した。また,ボーリングコアを利用する場合は直径の 2.0~2.5 倍の長さに切断した供試体を使用した。

なお一軸と超音波との相関性を求め,超音波速度が供試体の堅さを代表し得ることを確認した。

(2) 地山の弾性波探査

掘削試験を行なう地点の P 波伝ば速度を求め,その地点のき裂係数 C_r は次式から求めた。

$$C_r = 1 - \left(\frac{v_2}{v_1} \right)^2$$

ただし, v_1 : 前記の無き裂サンプルの超音波速度

v_2 : 地山の弾性波速度 (P 波)

つまり地山の割れ目が多いほど $v_2 < v_1$ となり C_r は 1.0 に近づき,割れ目が少なければ 0 に近くなるわけである(なお超音波と弾性波は同じ性質の波と考える)。

(3) 掘削試験

高速道路の切土部では施工中代表的な地点でフィールドを設け,実際にブルドーザーまたはハイドロリックリッパース(以後リッパースという)によって試験的に掘削を行ない,後述の判定規準を使って「土,軟,硬」に判定するのが一般的である。

まず「土砂」と「軟岩」の判定試験はブルドーザーの排土板によって単位時間掘削し,搬土し,その土量が機種やその他の条件によって定められた標準作業量に対して何%

にあたるかを調べ(これを作業能率という), 65% 以上であれば「土砂」以下であれば「軟岩」と判定する。標準作業量の算出は,日本道路公団高速道路土木工事施工取扱要領(昭 41 年 6 月)によるものとした。これは機種別に定められた作業能力および地山の土量換算率 L , 搬土距離, 掘削面のコウ配などによって決定するものである(算出方法については,ここでは省略する)。

また「軟岩」と「硬岩」との判別試験はブルドーザーに装備したリッパースによって単位時間に掘削し,掘起こされた土量が機種別能力,掘削面のコウ配などによって算出された標準作業量に対して何%にあたるかを調べ, 65% 以上であれば「軟岩」以下であれば「硬岩」と判定する。

3.3 現場および室内試験結果と掘削試験による「土砂」,「軟岩」,「硬岩」判定結果との関係

さて, 3.2 の(1), (2)で述べた掘削の難易を左右する条件として出てくる数値 (C_r , v_1 , v_2 , q_u) が, (3)で述べた掘削実績を測定する掘削試験結果⁵⁾ とどのような関係にあるかを検討してみよう。

図-5は縦軸にき裂係数を, 横軸に一軸圧縮強さをとったグラフである。すなわち, 縦軸は地山のき裂の程度, 横軸は岩または土の堅さを代表する数値であるから, 掘削の難易性を左右する条件が, き裂の多少と岩または土砂の堅さの両方であるとすれば, 同図の左上側ほど, たとえば「土砂」や「軟岩」のように掘削しやすく, 右下側ほど, たとえば「硬岩」のように掘削しにくい状態にあると思われる。

いま, 掘削試験を行なった地点のき裂係数と一軸圧縮強さを, 掘削試験結果から判定された「軟岩」,「硬岩」別に記号を変えてプロットしてみると, 同図のように, 「軟岩—白星で表示」が分布する領域と「硬岩—黒星で表示」が分布する領域とが区分され得るような傾向がみられる。図中の実線はその概略の区分線である。この区分線は, 特にキレツ係数 0.5~0.8 付近に区分の条件となるデータが少ないため, 完全なものとはいえないが, 大谷石の例から考えて,

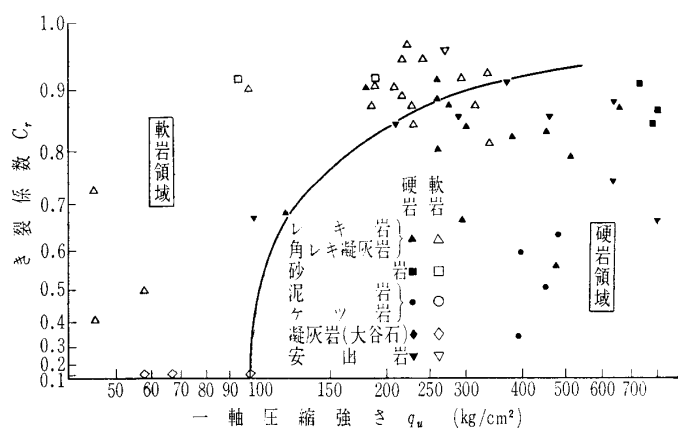


図-5 地山のき裂係数と供試体の一軸圧縮強さとの関係による軟, 硬岩の区分

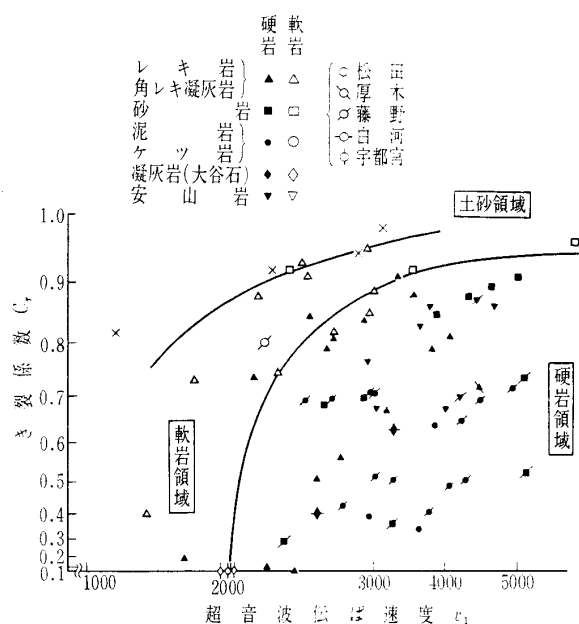


図-6 地山のき裂係数と供試体の超音波速度との関係による土砂、軟、硬岩の区分

無き裂状態でも一軸強さが 100 kg/cm^2 以下では「軟岩」であろうと推定されるので、図のように引いた。なお、「土砂」と「軟岩」との区分は、資料不足のため、この図では省略した。

次に図-6は図-5の一軸強さのかわりに超音波速度を横軸にとったもので、やはり左上側ほど掘削しやすく、右下側ほど掘削しにくいと解釈してよい。図-5と同じ要領で「土砂—×印」「軟岩—白星」「硬岩—黒星」別にプロットし、その分布領域を区分すると同図実線のようになる。なお「土砂」「軟岩」の区分については、データ不足のうえ弾性波の適用限界に近いので精度はかなり悪いものと思われる。

3.4 結 論

結論として、大谷石や第三紀の泥岩のように、割れ目の少ない岩でも、一軸強さ 100 kg/cm^2 、超音波速度 $2,000 \text{ m/sec}$ 以下であれば一応「軟岩」と判定してよいといえる。

一方、一軸強さで 300 kg/cm^2 以上、超音波速度 $3,000 \text{ m/sec}$ 、以上を示す堅い岩でも、き裂係数が、 0.9 以上であれば「軟岩」と考えてよいのではなかろうか。またその中間のものは、図-5または図-6にプロットして、どの領域に分布するかによって判定するとよい。

「土砂」と「軟岩」の境界は低い速度部分のデータがないためこれだけでは結論を出すことができない。したがって区別する必要がある場合は標準貫入試験による N 値を参考にするとよい。たとえば第三紀の泥岩のような割れ目の少ない岩では N が 40 回以上を「軟岩」、以下を「土砂」と考えてよい。

む す び

以上、道路土工計画において土質、地質によって左右されやすい条件のうち、切土ノリコウ配、土量変化率、「土、軟、硬」の判別などの検討方法について私案を述べた。これらの方法のなかで共通していえることは、質のよい土工計画を行なうためには、計画段階といえども、ある程度の精度の高い調査、試験が必要ということである。とりわけ弾性波探査のように地山の状態を巨視的に、しかも定量的な数値で表示できるような調査が、計画段階では有効な情報を提供してくれると思われる。本報告でもこの弾性波をフルに活用してきたがこのなかで土量変化率を弾性波から推定する方法は、現段階では実績との結びつきが十分にできていないため結論を出せる状態に至っていない。ここでは一つの提案として受取っていただきたい。

最後に調査や資料収集にご協力いただいた現場の方々に対し、厚く謝辞を述べて本報告のむすびとする。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路土工指針
- 2) 奥園誠之：切土ノリ面の崩壊とノリコウ配，土と基礎 186 号，Vol. 20, No. 2, 1972
- 3) 日本道路公団試験所：試験所報告（名神編），昭和 39 年 3 月
- 4) 日本道路公団：東名工事資料集（土工・舗装編），昭和 46 年 3 月
- 5) 若月・奥園・中島：現場および室内試験による岩質判定について，第 10 回日本道路会議論文集，昭和 46 年度
(原稿受理 1972.9.8)

※

※

※