

## 針貫入試験による軟弱な地山強度の推定

The estimation of soft rock strength around a tunnel by needle penetration test

おか 岡	だ 田	しげる 滋*	いずみ 泉	や 谷	やす 泰	し 志*
いい 飯	づか 塚	ゆうのすけ 友之助*	ほり 堀	うち 内	すみ 澄	お 夫**

## 1. はじめに

トンネル掘削を行う場合、トンネル切羽の観察により地質の状況を判断し、適切な対策を立てるのが通常である。この観察から対策が必要か否か、必要ならどれが適切な対策かを判断する場合に、判断の資料となる切羽の地質状況は、すべてが定量的に把握できないにしても、なるべく定量化することが望ましい。

特に、トンネルの力学的安定や変形は、トンネル掘削に伴って再配置される応力と地山強度との関係により決まるものである。すなわち再配置される応力に比べて地山強度が十分大きい場合は、トンネルの安定や変形が問題となることは少ないといえる（ただし、この場合き裂や節理等には十分注意を払う必要がある）。しかし、地山強度が相対的に小さくなっていくと、トンネルの変形が問題になってくるようになる。更に、地山強度が著しく低くなってくると、変形も大きくなり支保の変状等が起こり施工が極めて難しくなる。

この再配置される応力と地山強度の相対的關係を表すパラメーターの一つとして地山強度比 $\alpha$ がある。

ここに  $\alpha = q_u / \gamma h$   $q_u$ : 地山の軸圧縮強度

$\gamma$ : 地山の単位体積重量

$h$ : 土かぶり高さ

このパラメーターは、トンネルに作用する地圧を土かぶり荷重の関数として評価したものであり、地山の力学的特性を完全に表したのではないにしても、地山分類上参考となるものである。

したがって、地山の強度を定量的に知ることは非常に重要なことであるが、サンプリングして試験室へ運び室内試験を行うという通常の方法では迅速さに欠ける。

現場においては

① 簡便で、いつでも測定できるものであること。

② 迅速に結果が分かること。

が望ましい。

そこで岩強度の一つの指標として軸圧縮強度をとり、針貫入試験<sup>1),2)</sup> からこの軸圧縮強度を推定して、現場での管理に役立てようと試みた。

## 2. 地山強度の簡易試験法

## 2.1 使用試験器具

試験に用いた器具はポケットペネトロメーター（S45A N, 丸東製）の先端部にコーンの代わりに針が装着可能なチャックをとりつけたものであり、全長約16cm, 総重量230gである。貫入力は0.5kgfピッチで10kgfまで測定可能である。

## 2.2 試験方法

針貫入試験器の貫入力量についてキャリブレーションを行ったのち、次の手順で試験を行う。

- ① 針<sup>注1)</sup>を正確に1cm貫入させるため、針の先端より1cmの位置に印をつける。
- ② リングを目盛0に合わせる。
- ③ 岩石に直角になるように針を1cm貫入させる。
- ④ リングは1cm貫入時の貫入力量を示して停止しているため、その値を読む。
- ⑤ 貫入力量が10kgfに達しても針が1cm貫入しない場合には、10kgf時の針貫入長を貫入した状態でマーキングし、引き抜いたのちスケールで測定して貫入勾配(kgf/mm)を計算する。

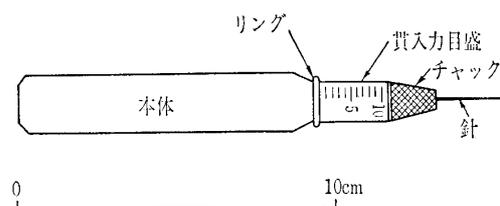


図-1 針貫入試験器具

## 3. 針貫入試験結果と一軸圧縮強度の關係

## 3.1 室内試験

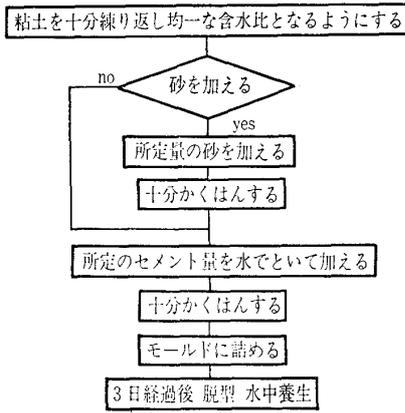
針貫入試験の最終目的は、現位置での簡易な試験により地山の強度を推定する方法を見いだすことである。そのためには、針貫入試験結果と一軸圧縮試験結果との關係を示す実験式が必要である。

そこで、この実験式を効率よく求めるため第一段階とし

注 1) 使用針は、①どこでも安価に手に入ること、②チャックではさむためチャックに入る寸法であること、③あまり細すぎると折れやすいためある程度太いこと、等の理由から、もめん針2号（大くけ針）とした。

\*清水建設 土木本部 技術部  
\*\*清水建設 技術研究所

表一 供試体作製手順



表二 手賀沼粘土の性質

比重	2.666
強熱減量	6.543
アッターベルグ限界	
液性限界 $w_L$ (%)	81.92
塑性限界 $w_p$ (%)	39.29
塑性指数 IP	42.63
含水比 $w$ (%)	100.1

表三 珪砂の性質

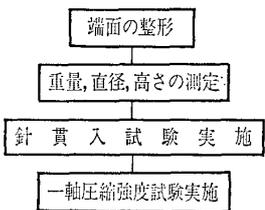
比重 $G$	2.627
含水比 (%) $w$	0.107

表四 セメント処理供試体の配合

供試体	粘土 ① kg	砂 ② kg	セメント ③ kg	水 ④ kg	セメント添加率 %	含水比 %
C-250	2.0	0	0.25	0.50	10	150
C-500	2.5	0	0.625	0.625	20	150
C-1000	2.5	0	1.250	0.625	40	150
CS-250	2.0	1.0	0.35	0.50	10	75
CS-500	2.0	1.0	0.75	0.50	20	75
CS-1000	2.0	1.0	1.40	0.50	40	75

含水比 = (粘土の含水量 + 添加水量) / (粘土粒子重量 + 砂重量)  
セメント添加率 = ③ / (① + ② + ④)

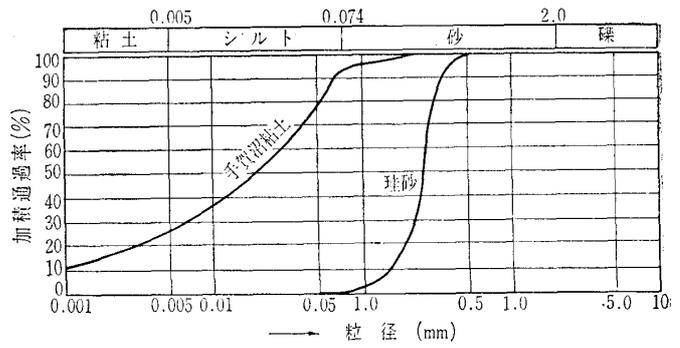
表五 実験室内での試験手順



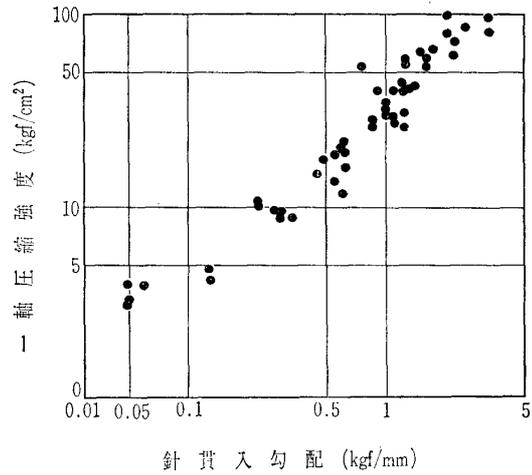
て、擬似的岩石を使用した室内試験を実施した。室内での擬似的岩石としたのは内部き裂等を含まない均質な供試体が見られることと、一軸圧縮強度が数  $\text{kgf/cm}^2$  から 100  $\text{kgf/cm}^2$  程度までコントロールが容易で 1 箇所に集中するのが防げるなどの理由による。

泥岩にも若干砂を含むものが存在することを考慮して、供試体は粘土をセメント処理したものと、粘土に砂を混ぜてセメント処理したものの 2 種類とした。供試体作製手順を表一に示す。

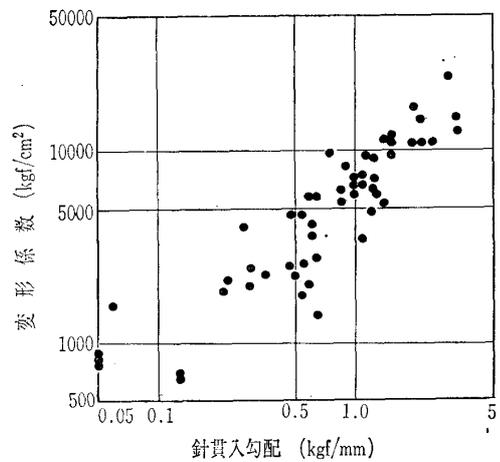
用いた試料は、粘土；千葉県手賀沼産の沖積海成粘土、砂；市販のけい砂、セメント；普通ポルトランドセメントである。粘土の比重、アッターベルグ限界、含水比を表二に、砂の比重、含水比を表三に示す。また粘土、砂の



図二 手賀沼粘土および珪砂の粒径加積曲線



図三 セメント処理供試体の針貫入勾配と一軸圧縮強度の関係



図四 セメント処理供試体の針貫入勾配と変形係数の関係

粒度分布を図二に示す。

予備試験としてセメント処理供試体の含水比および材令の違いによる一軸圧縮強度の違いを調べ、その試験結果を参考にして、供試体の粘土、砂、セメント、水の配合を表四のように決定した。

試験は表五の手順で行った。

試験の結果得られた針貫入抵抗値 ( $\text{kgf}$ ) を貫入量 ( $\text{mm}$ ) で除した値を針貫入勾配として整理した。

針貫入勾配と一軸圧縮強度の関係を図三に、針貫入勾配と変形係数との関係を図四に示す。

図三および図四から、セメント処理供試体について

は、針貫入勾配と一軸圧縮強度、針貫入勾配と変形係数はばらつきはあるものの、それぞれの対数値の間に線形関係が認められた。これからセメント処理土については、針貫入試験で一軸圧縮強度および変形係数の推定が可能であると判断された。

3.2 天然岩石の試験

室内での人工岩石から得られた結果が、天然の岩石でも適用できるかどうかを判定するため、なるべく多くの種類の天然岩石について試験を行った。

試験体は泥岩、砂岩、凝灰質砂岩、緑色凝灰岩、固結シルト等約12地点からサンプリングした岩石である。

岩強度が低い場合には、ブロックサンプルをとり針貫入試験を実施するとともに、ナイフなどで整形して供試体をつくり一軸圧縮試験を行った。岩強度が高い場合は、現地からサンプリングしてきたブロックから室内でコアリングするか、あるいは現地からボーリングコアとしてサンプリングされたものを利用した。

各供試体の針貫入勾配 (kgf/mm) と一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>) の試験結果を図一5に示す。天然岩石においても、セメント処理供試体と比較してばらつきが大きいものの、両者の対数値の間に線形関係が認められる。

3.3 室内試験結果の考察

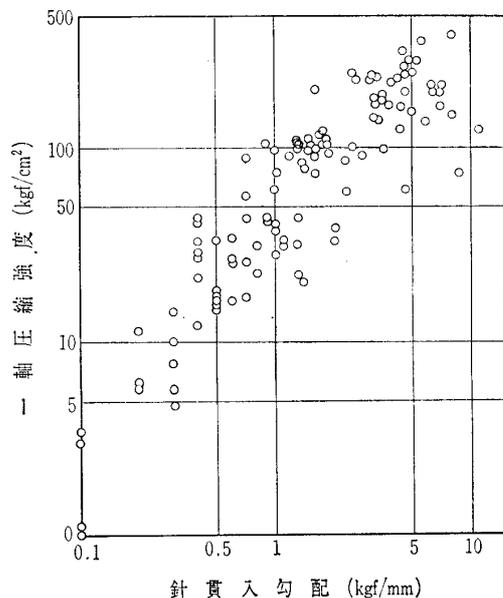
室内試験、天然岩石試験を総合した結果が図一6である。

図一6に見るように非常に高い相関性を有しており、針を貫入させることができる程度の軟岩を対象として、原位置で簡便に針貫入抵抗を測定することにより、切羽での一軸圧縮強度を推定することができる。

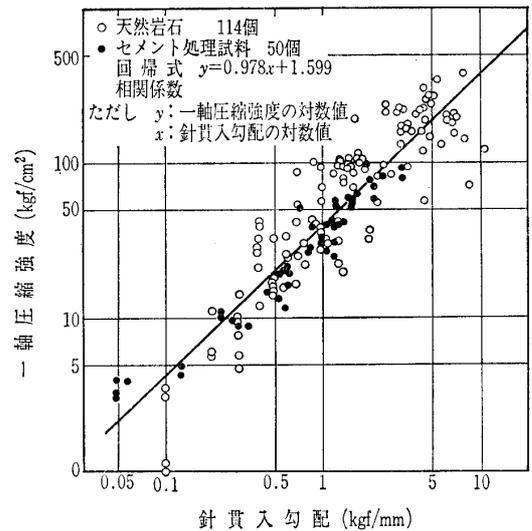
4. 針貫入試験の現場での測定結果

4.1 試験位置

試験は、新潟県糸魚川市近郊で掘削中のトンネルの切羽において実施した。地質は、新生代第3紀の暗灰色～黒色



図一5 天然岩石の針貫入勾配と一軸圧縮強度の関係



図一6 針貫入勾配と一軸圧縮強度の相関図

を呈する泥岩からなり、層理面は不明りょうで節理等も少なく、全体的に均質な岩盤である。

4.2 試験方法

トンネル切羽において原位置で岩強度を推定するとともに、針貫入抵抗と一軸圧縮強度の関係を確認するため、試験は次のような手順で実施した。

- ① 掘削時にブロックサンプルを採取し、試験室に送って整形し、針貫入試験と一軸圧縮強度試験を行う。
- ② 支保工建込み終了後、切羽において針貫入試験を行う。試験を行うに当たっては、切羽全体の強度をまんべんなく測定できるように、切羽に50cm間隔で格子状に試験箇所を設定する(今回は一切羽当たり30点の試験位置を設定した)。
- ③ 針貫入試験を実施した地点において、坑内からボーリングを行い、掘削の影響を受けていない地山のコアサンプルを採取し、針貫入試験と一軸圧縮強度試験を行う。

試験手順を表一6に示す。

4.3 掘削工法による岩強度への影響

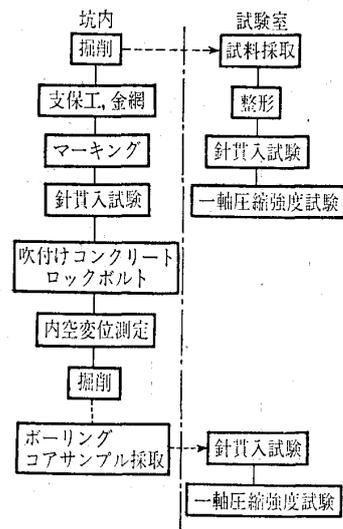
発破掘削区間と機械掘削(ロードヘッダー)区間において、針貫入試験結果から、発破の影響による岩強度の低下について検討した。試験結果を表一7に示す。

表一7に見られるように、発破掘削、機械掘削ともに、切羽における針貫入試験では、掘削の影響を受けていない箇所と比較して、強度の低下が認められる。しかしながら、強度低下の程度は、発破掘削区間のほうが大きくなっており、発破による岩強度の低下が起こっていることを示すものと考えられる。

4.4 岩強度と内空変位の関係

針貫入試験を実施した地点において、トンネルの内空変位を測定し、岩強度を内空変位の関係について検討した。針貫入試験結果と内空変位測定結果の関係を表一8に示す。

表一六 原位置試験のフローチャート



表一七 掘削工法と針貫入抵抗

	ボーリングコアの一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> ) <sup>(1)</sup>	ボーリングコアの針貫入勾配 (kgf/mm) <sup>(2)</sup>	切羽の針貫入勾配 (kgf/mm) <sup>(3)</sup>
発破掘削区間	97.4	2.03	1.65
機械掘削区間	90.6	2.00	1.88

- (1) 3 供試体の平均値
- (2) 同 上
- (3) 30箇所/切羽の平均値

表一八 針貫入試験結果と内空変位

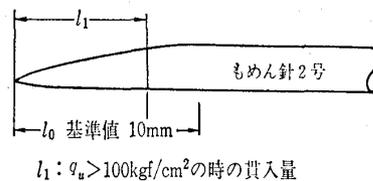
区 間 No.	1	2	3	4
支保パターン	支保工, ロックボルト 吹付けコンクリート		支保工 吹付けコンクリート	
平均針貫入勾配 (kgf/mm)	0.39	1.88	0.92	1.29
平均内空変位 (mm)	5.0	3.2	14.2	1.5

今回の試験のみでは測定断面数が少なく、明確な相関関係を見いだすには至らなかったが、表一八に見られるように、同一支保パターンの区間においては、針貫入勾配の大きい（岩強度が大きい）ほうが、内空変位が小さくなる傾向が見られた。

### 5. おわりに

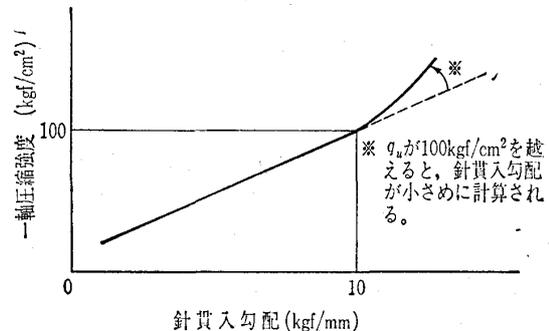
本報告は、針貫入試験結果から、岩の圧縮強度が推定できることを室内試験、岩石試験結果から示し、現場での管理の一つの指標として利用したことについて述べた。

しかし、この針貫入試験は次のような問題点と適用限界がある。針の形状は図一七に示すように先端が細く次第に太くなっている。針貫入長が所定の 10 mm 貫入する場合は特に問題ないが 10 mm 完全に貫入しない場合、2.2 試験方法の⑤で述べたように針貫入勾配 (kgf/mm) は形式的には最大力計目盛 (10 kgf) / 針貫入長 (mm) で求められる。しかし図一七から分かるように、針の先端部は太さが一律でないため針の貫入勾配は貫入長  $l$  によって異なる。例えば、10 mm 貫入したときの力計の読みが  $p$  (kgf) の試料に



$l_1$ :  $q_u > 100 \text{ kgf/cm}^2$  の時の貫入量

図一七 針貫入長と針の太さ



図一八 針貫入勾配と一軸圧縮強度の関係の概念

対して 5 mm 貫入した場合、力計の読みは  $p/2$  ではなく針の細い方が入りやすいため  $p/2$  より小さくなる。そのため、貫入勾配は 10 mm 貫入したときが  $\frac{1}{10} p$  (kgf/mm) であるのに対して 5 mm 貫入したとき  $\frac{p}{10}$  (kgf/mm) より小さな値として計算から求められる。

このように、同一試料に対して、貫入勾配は貫入長によって異なるので厳密には貫入長を  $l_0 = 10 \text{ mm}$  に固定して貫入勾配を求めたデータだけで検討するのが正しい。針貫入長が 10 mm のとき貫入力量 10 kgf を示すのは一軸圧縮強度 100 kgf/cm<sup>2</sup> 程度の試料であることが実験結果から分かっているので、理論的には図一八に示すような傾向の針貫入勾配～一軸圧縮強度関係が得られるはずである。

本実験の測定データについて見ると、試験結果にはばらつきがあるため（図一六参照）、一軸圧縮強度が 100 kgf/cm<sup>2</sup> を越えても図一八のような本実験の測定データについて見ると（図一六参照）、傾向が顕著には認められないが上記の考察からこの試験法は、一軸圧縮強度が数 kgf/cm<sup>2</sup> から 100 kgf/cm<sup>2</sup> 程度までの軟岩を対象としたものであると考えるのが妥当である。

またデータからも分かるとおり、針貫入試験から推定した一軸圧縮強度はばらつきを含んだものである。しかし岩盤が均質であるとは限らず、その強度もばらつきを有しているものであるため、簡易に数多く実施して地質状況判断の資料とするには十分であろう。

### 参 考 文 献

- 1) 小島圭二・斉藤保祐・稲生道裕：千葉県下における泥質軟岩の軟弱化の要因，第9回土質工学研究発表会，1974。
- 2) 石館邦弘・長谷川昌弘・境野典夫：泥岩地山の膨張予知指数について，第33回土木学会年次学術講演会概要集，1978。
- 3) 泉谷泰志・岡田 滋・飯塚友之助・掘内澄夫：セメント処理土の針貫試験による強度推定法，第39回土木学会年次学術講演会，1984。

(原稿受理 1984.5.4)