

(47) NATMにおける岩盤分類および標準設計の一手法

北海道開発コンサルタント(株) 長尾 俊雄
 ○高橋 輝明
 川北 稔

1. はじめに

NATMは周知の如く今や全国的に普及しつつあるトンネル工法である。しかし、その一方で合理的設計・施工を行うための適切な岩盤分類手法や標準的設計法および計測管理手法が未だ十分確立されていないというのが現状であろう。本報告はこれらのうち、特に岩盤分類および標準支保パターンについて考察したもので、これまでに数多く提案された岩盤分類を総合的に見直し、独自の試験並びにデータ解析に基づいて堅硬な岩盤から特殊地山に至るまで、在来工法岩盤分類との整合性を計りながらNATM用岩盤分類表の作成を試みた。また、各地山等級に対応した標準的「掘削・支保パターン」についても検討を加え、実際に携ったNATM施工事例についてその適応性の是非を考察した。その結果、筆者らの提案したNATM用の岩盤分類手法や標準設計手法は実際のNATM現場においてよく適応することがわかった。

2. 岩盤強度推定式の提案と検証

亀裂を含む岩盤の強度推定式として従来用いられてきた式 $\sigma_{CR} = (\nabla_p / V_0)^2 \cdot \sigma_c$ (1) は①動弾性係数 E_d と静弾性係数 E_s の関係、および②静弾性係数 E_s と圧縮強度 σ_c の関係が各々一次線形的関係にあることを仮定している。

①について図1のよう非線形的関係にあるところから、 $E_d = K_1 \cdot E_s^{K_2}$ (2) として回帰係数 K_1, K_2 を求めると表1となる。②について種々の岩種に対する試験結果(図2・3)から、圧縮強度 $\sigma_c = 40 \sim 50 \text{ kg/cm}^2$ 付近に折角があり、低強度側で $E_s = \alpha \cdot \sigma_c^\beta$ (3) の関係が認められた。回帰係数 α, β を求めると表2となる。これらの検

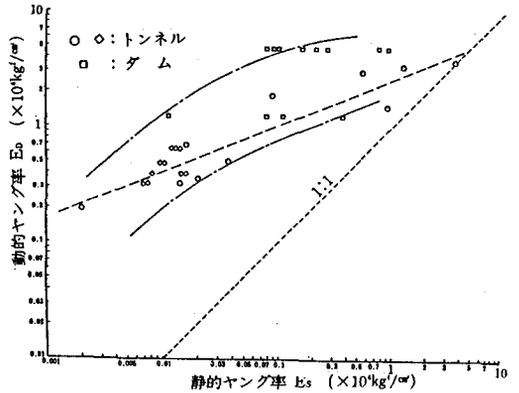


図-1 動的ヤング率と静的ヤング率の関係

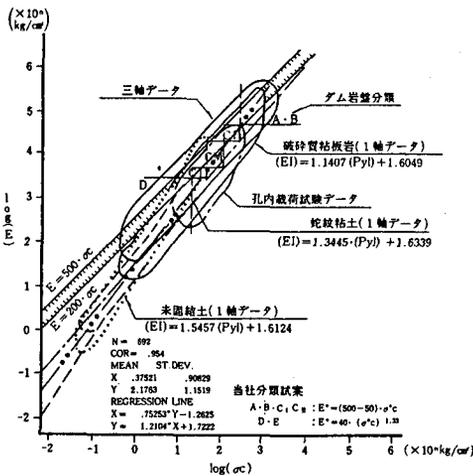


図-2 E~σc: 全試料

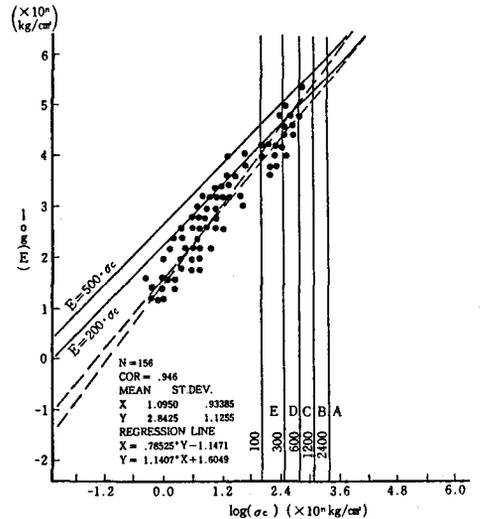


図-3 一軸圧縮試験のE~σc: 古期堆積岩類

討結果から弾性波速度比と圧縮強度比の関係は次式のように推定した。(4)式の指数43は従来の岩盤に対する値

$$\sigma_c \geq 43 \text{ kg/cm}^2 : \sigma_{CR}/\sigma_{CO} = (\nu_p/\nu_0)^{4.3} \dots (4) \quad \sigma_c \leq 43 \text{ kg/cm}^2 : \sigma_{CR}/\sigma_{CO} = (\nu_p/\nu_0)^{1.3} \dots (5)$$

皆例と良く一致するが $E_d \sim E_s$ の非線形的関係をより良く反映する推定式を得るため、 $\log(\sigma_c/\nu_p^2) \sim \nu_p$ の関係を種々の岩種について検討した。(図4) その結果、一般式 $\log(\sigma_c/\nu_p^2) = \nu_p/2.7 + K_{R1}$ が得られ、係数 K_{R1} は岩種によって決まる定数となる。各岩種毎の K_{R1} の値は図4に示すところである。この結果、地盤強度推定式として新たに次式を提案した。

$$\sigma_{CR} \geq 43 \text{ kg/cm}^2 : \log(\sigma_{CR}/\nu_p^2) = \nu_p/2.7 + K_{R1} \dots (6) \quad \sigma_{CR} \leq 43 \text{ kg/cm}^2 : \log \sigma_{CR} = 1.3 \cdot \log \nu_p + K_{R2} \dots (7)$$

(6)・(7)式の妥当性を検証するため、地盤間より公表された弾性波速度を基本とする地山分類とこれに対応する強度特性(C・φ)に関する資料から求めた $\nu_p - \sigma_{CR}$ ($= 2 \cdot C \cdot \cos\phi / (1 - \sin\phi)$) と(6)・(7)式の間係を示したのが図5である。両者の結果には良い一致がみられ、特に岩盤と土砂の広い領域にわたる強度変化が(6)・(7)式でかなり良く表現できることが解った。

3. NATM地山分類(試案)

トンネル工法としてNATM工法も採用する場合、同工法がFEMなどの数値解析手法による事前の予測計算を行うところから地山分類に対応した強度特性の推定が必要となる。道路トンネルにおける在来工法岩盤分類では岩種毎に地山弾性波速度も基本とした地山分類が行われているところから、これに準じたNATM地山分類案を作成することとし、図5を基に在来工法の地山区分に対応した岩盤圧縮強およびその地盤強度・変形特性を推定し、NATM地山分類を試みたのが表5である。

4. 地盤間地山分類との対比

表5末尾欄に当地山分類試案と地盤間より公表されている地山分類との対比を示した。この対比は地山弾性波速度の地、地山圧縮強度を考慮して行なっているものであるが対比の詳細については今後の運用実績などを勘案し、更に検討を加えて行く。

5. 標準掘削および支保パターンの検討

NATM地山分類に対応した標準掘削および支保パターンについて全国的施工実績などを勘案しながら検討を加えた。結果を表4に示す。検討を行うにあたって留意すべき諸点を列記すれば以下のごとくである。

- ①掘削工法については全断面掘削が機関によっては堅硬地山に適用すべきとの案も出されているが、我国のよう一般に地質が複雑な条件下では地山条件の変化に対応し局所的ベンチカット工法も基本とすべきと考へた。
- ②支保パターンについては地山等級が最も低いE地山に対して、全国の施工実績から最重装束の支保パターンも適用し、順次等級の高い地山については

表-1 $k_1 \cdot k_2$ の推定例

現場名	k_1	k_2	E_s の範囲 (kg/cm ²)	備 考
A	666	0.397	20~37,000	図-3参照
B	182.5	0.559	10~15,000	
C	362	0.446	900~30,000	
D	1,770	0.452	6,000~130,000	
平均値	—	0.463	—	

表-2 $\alpha \cdot \beta$ の推定例(土質材料の場合)

土 質	α	β	備 考	
自然 地盤 材	第四紀未-半固結土	41.0	1.55	有機質粘性土・粘性土・砂質土
	蛇紋粘 土	43.0	1.34	粘土状蛇紋岩
人工 試 料	破碎質粘板岩	40.3	1.14	破碎粘土化を伴う
	石灰系地盤改良材を 層結材とする改良土	84.6	1.13	

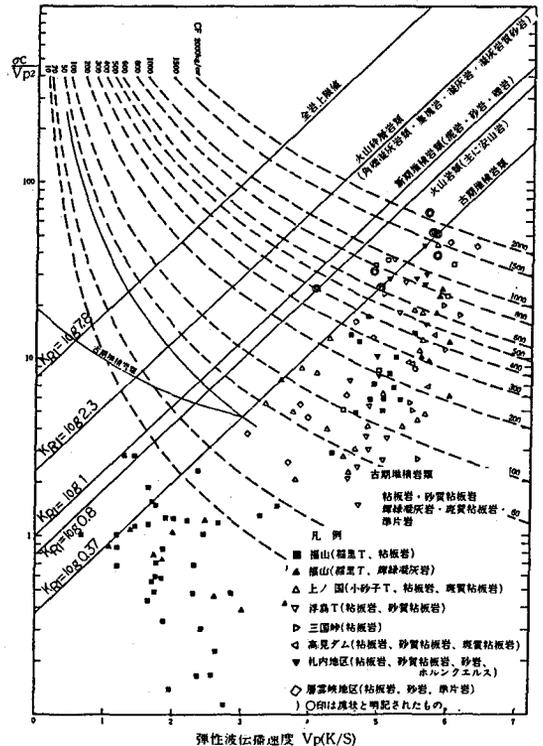


図-4 $\sigma_c/\nu_p^2 - \nu_p$ の関係: 古期堆積岩類

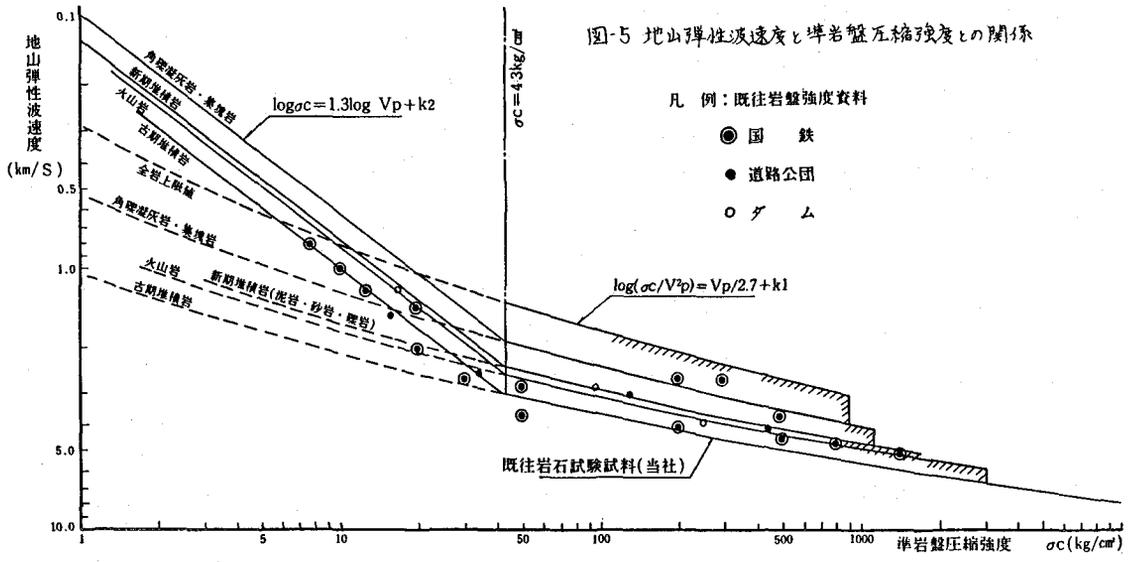


図-5 地山弾性波速度と準岩盤圧縮強度との関係

凡例：既往岩盤強度資料

- 国鉄
- 道路公団
- ダム

標準的なパターンも決定した。

③ 各標準支保パターンの適用範囲については数値解析(FEM)も行ない範囲を設定した。地山は弾塑性モデル(Drucker-Prager)とし支保材はロックボルトが弾塑性トラスおよびせん断パネモデル、吹付コンクリートは弾塑性トラスモデル、インバートは地山同様、弾塑性連続体モデルを適用した。計算に用いた解析プログラムはSIGNAS(株)東洋情報システム製汎用プログラム)である。計算の結果、土被り高・吹付コンクリート軸力および最大内空変位の関係を示すのが図6である。この結果、適用限界土被りは吹付コンクリート強度 1800 kg/cm^2 に対応する土被りとし、更にこれに対応する最大内空変位量と変形余裕量として評価した。

表-3 NATM岩盤分類

NATM地山等級	地山定数						既往地山分類との対比					
	準岩盤圧縮強度 σ_c (kg/cm ²)	粘着力 C (kg/cm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	表形係数 D (kg/cm ²)	ホアソソ比 ν	地山強度比 $\frac{\sigma_c}{7\gamma H}$	在来工法 (建設者・当社試案)	NATM (国鉄)	NATM (道路公団)	ダム基礎 岩盤分類		
一般地山	A	1,400以上	60以上	55以上	80,000以上	0.2以下	≥ 6	A	VN	A	A・B	
	B I	1,400~400	60以上	55以上	80,000以上	0.14~0.26		B	WN			
	B II	400~150	60~30	55~50	80,000~30,000	0.26~0.35	≥ 4	III N	B	C I	C II	
	C I	150~70	30~15	50~40	30,000~14,000	0.26~0.38		C	II N			C
	C II	70~35	15~10	40~35	14,000~7,000	0.26~0.38		2~4	D	I N	D I	CM
	D I	20~35	6~10	28~35	4,000~7,000	0.38~0.41		2~4		IS・IL	D II	C L
特殊地山	D II	10~20	3~6	20~28	1,000~4,000	0.41~0.44	0.7~2	E	特S・特L	E	D	
E	10~5	1.5~3	15~20	500~1,000	0.44~0.5	0.5~0.7						

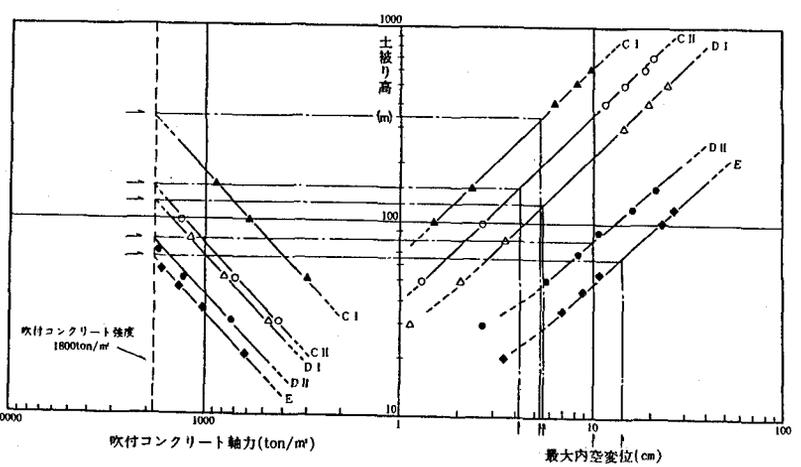


図-6 土被り高、吹付コンクリート軸力および最大内空変位の関係

6. 施工実績との対比

施工例は北海道内の国道トンネルとして始めてNATM工法で建設された国道24号線札幌市稲里～福山間に位置する稲里トンネルである。総延長1441mの内、稲里側約500mは第三紀頁岩層でサイロット工法を採用した福山側約900mは神石層帯に属する蛇紋岩地帯でありNATM工法が採用された。標準支保パターンとの対比を行ったのは福山側坑口から約140～300m区間の工事実績である。当区間は $V_p = 1.8 \text{ km/s}$ の破砕性黒色片岩で局所的に $V_p = 1.2 \text{ km/s}$ の強硬破砕部と接する。若石室内試験・地山弾性波速度から(6)・(7)式による準岩盤圧縮強度 σ_{cr} は $88 \sim 147 \text{ kg/cm}^2$ となり表より地山等級はDII～Eと判定された。従って、支保パターンはDIEパターンを基本とし局所的にEパターンが適用される地山と判定される。標準支保パターンと施工実績との対比結果は表5のようであり当初パターンの変更により最終(CASE III)的に当試案とかなり類似したパターンとなり、当試案が実際のNATM現場において良く適応することが解った。(最終実績パターンCASE IIIと当試案の対比)

表4 NATM標準支保パターン

NATM 地山等級	標準工法	地山の安定性	標準支保パターン										適用土質範囲	注意事項	地山分類の地山 分類との対比				
			ロックボルト		吹付コンクリート(m)		二次覆工(cm)		実射余裕量(cm)		鋼製支保工	アーチ側壁			インバート	上半部	下半部	国 標	標準工法
			配置	長さ(m) ×本数	厚さ(m)	アーチ側壁	インバート	アーチ側壁	インバート	上半部									
山	A	切羽は自立する	-	-	-	(平均)	-	-	30	-	-	0	0	2-D-100m (D=掘削径) 1. 土盛りが500mを超える場合でも、地山等級A、B1、B目については、山へ安全が支保に及びつ(掘削距離)が考慮されない限り、適用を認める。 2. 以下の場合には、掘削条件での設計例、または掘削手続によって、 a) 大層の地下水の湧出する地山 b) 断崖地帯地山 c) 大断面トンネル d) 地山が劣化が認められる場合	VN	A			
	B1	切羽は自立する	アーチ	2 0×8	(標準)	(平均)	-	-	30	-	-	0	0				WN		
	B2	切羽は自立する	アーチ側壁	2×13	1.5	(一次) (二次) (平均)	-	-	30	-	-	0	0				MN	B	
	C1	切羽は自立する。ただし、長期間、無断層で掘削すれば自立し、安定性がある。	アーチ側壁	13×17	1.2	(一次) (二次) (平均)	-	-	30	-	-	5	0				2-D-350m	IN	C1
	C2	土盛りが大きい(150m程度以上)場合、切羽は自立しないことがある。	アーチ側壁	3×21	1.0	(一次) (二次) (平均)	-	MU29	30	45	5	5	5				2-D-150m	IN	D1
山	(設計) ショートベンチ	切羽の自立を期待できないことが多く、安全工・養生めなどの補助工法の実行が必要である。	アーチ側壁	3×15 4.5×8	0.8-1.0	(一次) (二次) (最小厚)	15(最小)	MU29	30	30	5-10	5	5	2-D-120m	IS IL	DII			
	(設計) ショートベンチ 上半部リカット		アーチ側壁	3×12	0.8-1.0	(一次) (二次) (最小厚)	-	125H	30以上	45	5	-	0-D-30m						
	(設計) ショートベンチ 下半部リカット		アーチ側壁	3.5×15 5×8	0.8-1.0	(一次) (二次) (最小厚)	15(最小)	MU29	30以上	45以上	10	5-10	5	2-D-80m (10m)					
山	E	切羽は自立する。地山が劣化が認められ、弾性地圧もしくは非弾性地圧が発生する場合がある。	アーチ側壁	4×15 6×8	0.8-1.0	(一次) (二次) (最小厚)	15(最小)	MU29	30以上	45以上	15	10	5	2-D-60m (60m)		SE SL			

注-1) 岩種区分a, b, cは地質調査地の分類は岩石分類。
a: 花崗岩、斑岩類、中粒岩類、b: 火山岩、凝灰岩、砂岩類、c: 第三紀層。
注-2) 適用土質範囲は地山の地質を2.5 km^2 としての積。
1) 150 $\text{kg} > \sigma > 200 \text{ kg}$ としての積。

注-3) 余裕量分は実射余裕量には含まない。
注-4) C1・D1については実射余裕量のみをなし(実断面をラと標準値とする)を設計中である。

表5 稲里トンネル実績支保パターンと当NATM標準支保パターン(試案)の対比

項 目	稲里トンネル設計施工実績									当NATM標準支保パターン(試案)							
	CASE I			CASE II			CASE III			地山分類D IIに対応する支保パターン			地山分類Eに対応する支保パターン				
	S.55施工支保パターン (S.54導坑試験工事からの設計結果)			S.56施工当初設計支保パターン (S.55本坑断面試験工事からの設計結果)			S.56以降工事 実績支保パターン										
支保パターン	ロックボルト	配置	アーチ側壁	インバート	アーチ側壁	インバート	アーチ側壁	インバート	アーチ側壁	インバート	アーチ側壁	インバート	アーチ側壁	インバート	アーチ側壁	インバート	
		長さ(m)×本数	5m×18	3.5m×12	4m×6	5m×14	---	4m×16	5m×10	---	3.5m×15	5m×8	---	4m×15	6m×8	---	
		縦断間隔(m)	0.9			0.9			0.9			0.8~1.0			0.8~1.0		
	吹付コンクリート(cm)	アーチ側壁部	25			25			25			15(最小厚)			20(最小厚)		
		インバート部	25			25			25			15()			15()		
	鋼製支保工	MU-29			MU-29			MU-29			MU-29			MU-29			
	二次覆工(cm)	アーチ側壁部	30			30			30			30以上			30以上		
		インバート部	30			30			30			45			45		
	装形余裕量(cm)	上半部	20			20			20			10			15		
		下半部	20			5			5			5~10			10		
備 考							最終実績支保パターン			CASE IIIと対比							

(47) A method on rock classification and standard supports system
for NATM

Toshio Nagao
Teruaki Takahashi
Minoru Kawakita

HOKKAIDO Engineering Consults Co., LTD

NATM has been rapidly spread for tunnelling method in last ten years in Japan. However, the methods for constructing tunnel economically and stably at NATM, namely, ground evaluation method, standard design process and the means of controlling excavation by measurements etc, are not fully established now.

In this paper, we proposed the classification of rock masses and the standard supports system by analyzing the results of laboratory and in-situ tests, which were performed from the class of hard rock down to the one of squeezed or loosed ground, and further rearranging various classification suggested to date.

The main results of analysis are follows,

- 1) Dynamic elastic modulus(E_d) vs. static one(E_s) relation:

$$E_d = k_1 \cdot E_s^{k_2}$$

where k_1 and k_2 is the constants dependent and independent on rock.

- 2) Static elastic modulus vs. compressive strength(σ_c) relation:

$$i) \sigma_c \leq 40 \sim 50 \text{ (kg/cm}^2\text{)} ; E_s = \alpha \cdot \sigma_c^\beta \quad (\because \beta > 1)$$

$$ii) \sigma_c \geq 40 \sim 50 \text{ (kg/cm}^2\text{)} ; E_s = \alpha \cdot \sigma_c$$

where α, β are constants.

- 3) The equation of estimation about compressive strength(σ_{CR}) on a jointed rock mass:

$$i) \sigma_{CR} \geq 43 \text{ (kg/cm}^2\text{)} ; \log(\sigma_{CR}/V_p^2) = V_p/2.7 + k_{R1}$$

$$ii) \sigma_{CR} \leq 43 \text{ (kg/cm}^2\text{)} ; \log \sigma_{CR} = 1.3 \log V_p + k_{R2}$$

in which, V_p ; P wave velocity

k_{R1}, k_{R2} ; constants dependent on compressive strength of rock specimen and elastic wave velocity of specimen or rock mass.

According to the results of analysis above mentioned, we attempted to make the table of rock classification for NATM from a viewpoint of practical use.

Furthermore, the standard supports system for every rock grade were also considered by means of FEM etc. and discussed as to applicability of the system to a tunnel constructed by NATM.

Consequently, it is clear that the rock classification and standard supports system in this study is applicable to NATM tunnel.