

大深度低強度地山におけるトンネル設計の合理化

RATIONALIZATION OF TUNNEL DESIGN FOR THE LOW STRENGTH DEEP GROUND

梨本 裕*・高森貞彦*・今田 徹**

By Yutaka NASHIMOTO, Sadahiko TAKAMORI and Toru KONDA

This study was carried out to provide the basis for establishing a rational design method where requirements of both safety and economy in tunnel construction for the low strength deep ground are compatible. For the economic consideration of the tunnel construction, excavation works should be taken account as well as the support. Based on ground characteristic curves describing the relation between support pressure and ground displacement, following two curves had been developed for the checking of the design. One describes the relation between ground displacement and excavation limit which had been obtained by the sum of designed inner section, lining thickness and ground displacement. Another describes the relation between construction cost and ground displacement. The result of the study shows a better design indication for minimum excavation limit rather than minimum support pressure.

Keywords: deep ground development, ground characteristic curves, minimum support pressure, minimum excavation limit, NATM, shield tunnelling

1. はじめに

大都市への人口・諸機能の集中、地価の高騰などに伴い、地下空間利用が注目を集めているが、すでに大都市中心部の浅度地下は過密状態になっており、大深度地下の開発が急務となりつつある。また、人口過疎地においても、地下の遮断性、耐震性、耐圧性などを利用するために、高レベル放射性廃棄物の地層処分場やエネルギー貯蔵場などの大深度地下への建設が検討されている。

大深下地下の開発が良好な地山を対象にするのなら問題は少ないが、強度の低い地山あるいは強度が大きくても地山強度比が小さい地山を対象にせざるを得ない場合も少なからずあると予測される。このような場合、現在の技術で合理的に対応できるかどうか疑問である。地下空間建設の核となるトンネルの設計だけを取り上げて検討、解決すべき課題が数多くあると思われる。

たとえば、NATMでは強度の低い地山における設計法が必ずしも確立されているとはいえない状態にある。また、シールド工法ではNATMの基本である地山の強

度を積極的に活用しようという設計思想が取り入れられていないので、大深度の地山を対象とした場合、経済性を向上させる余地がかなり残っていると思われる。しかも、NATMとシールド工法の適用地山が現在でも一部重複しており、今後さらにその度合いが高まると予想されるので、これらの設計思想を異なったままにしているのは工法の選定などにおいてさまざまな不都合が生じると思われる。

そこで、本研究では、大深度低強度地山におけるNATMとシールド工法の設計思想を統一し、トンネルの安全性と経済性が両立する合理的な設計法を確立するための第一歩として、新しい設計目標¹⁾を提案し、その有用性の検証を試みた。

2. 現行のトンネル設計法を大深度低強度地山に適用した場合の問題点

NATMは地山のもつ強度をできるだけ有効に利用することを基本に発達してきた工法²⁾である。適度な変形を許せば支保工の規模を最小・最適にできることが経験的に認識されて以来、支保工に作用する荷重(支保圧) P_s と地山変位 U の関係を表わす地山特性曲線(いわゆるFenner—Pacher曲線)における最小かつ極小の支保圧(以後、最小支保圧) P_{\min} を求め、これを設計目標、

* 正会員 前田建設工業(株)土木設計部
(〒102 千代田区富士見2-10-26)

** 正会員 前田建設工業(株)土木設計部(同上)

** 正会員 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科
(〒158 世田谷区深沢2-1-1)

施工管理基準とすることが大きな課題³⁾となったが、成果が出ないまま現在に至っている。これは、NATMが特にその有利さを発揮した良好な地山においては $P_{i\min}$ が存在しない（最小値が極小値を兼ねない）ことに一因があると考えられる。結局、経験豊富な良好な地山に対しては実績に基づいて地山等級ごとに標準支保パターンが作成されたが⁴⁾、類似条件の経験が豊富とはいえない強度の低い地山に対しては試行錯誤の設計・施工を余儀無くされている。

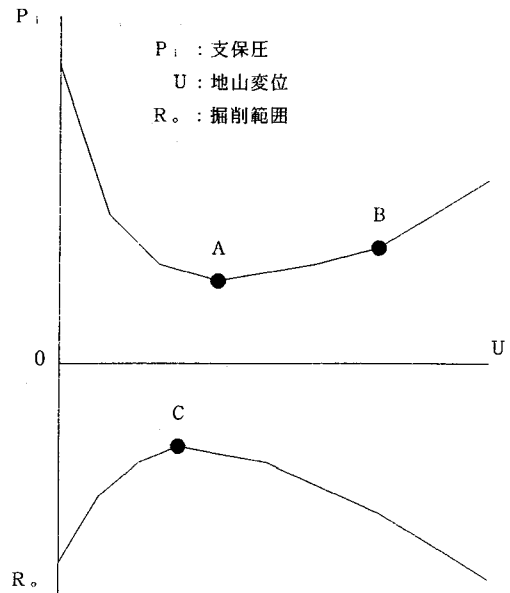
一方、シールド工法の場合、周辺環境対策が優先されることが多かったため、NATMにおける $P_{i\min}$ のような設計目標に対する検討はなされなかった。この工法は地山を緩めないことを目標に発達してきたが、それをほとんど達成したにもかかわらず、セグメントの設計用鉛直方向土圧として全土被り圧あるいはTerzaghiの緩み土圧を採用するのが一般的という現状で⁵⁾、工法の特徴と設計土圧の間に多少食い違いがみられる。浅度地下においてはこの食い違いが環境問題と経済性の両立に必要かつ有効であるかもしれないが、応力解放が地表面の変位に及ぼす影響が相対的に小さくなる大深度地下においても安全性と経済性の両立に有効であるかどうか疑問である。

以上のように、NATMもシールド工法も大深度低強度地山に合理的に適用するには設計上解決すべき課題がある。NATMの合理的な設計を考える場合、地下特性曲線が必要不可欠である。また、シールド工法の場合でも、NATMとシールド工法の境界領域の地山においては、テールボイド分の変位とセグメントに作用する土圧の関係が地山特性曲線として利用できると考えられる。したがって、この地山特性曲線によって両者の設計が同じ基盤に乗ることも期待できる。地山特性曲線上のどの点を設計目標にすべきかNATMの原点に戻って検討する必要があると考えられる。

3. 地山特性曲線上の設計目標

コンクリートによる覆工だけで支保するトンネルを想定した場合、覆工の応力が許容値と一致する覆工時期と覆工厚の組合せは無数にある。トンネル建設の経済性を追及し、設計の合理化を図るためには、その無数の組合せの中から最も合理的なものを選出する必要がある。この選出の判定基準になるものが設計目標である。

トンネルの施工費を支配するのは掘削と覆工であり、設計目標はこれらに直結している必要がある。掘削範囲 R_0 は設計内空と覆工厚と変位の和で表わされ、覆工厚は支保圧によって決まる。したがって、設計目標の候補として最小支保圧 $P_{i\min}$ と最小掘削範囲 $R_{0\min}$ が挙げられる。



図—1 地山特性曲線と掘削特性曲線

図—1の上部に示すような地山特性曲線上の最小支保圧を与える点をA、Aより変位の大きい点をBとする。覆工の応力が許容値と一致する状態で設計内空を確保するという条件を付けると、地山特性曲線から図—1の下部に示すような掘削範囲と変位の関係を表わす曲線に変換できる。この曲線を、以後、掘削特性曲線とよぶことにする。AとBを比較すると、AよりBの方が、変位が大きい分と大きい支保圧に対して厚い覆工を必要とする分だけ、大きい掘削範囲を必要とする。このことは地山特性曲線上のAより変位の大きいすべての点についていえる。したがって、最小支保圧が存在する地山には最小かつ極小の掘削範囲（以後、最小掘削範囲） $R_{0\min}$ が存在し、これを与える点Cの変位はAの変位以下になるはずである。

今まで最適設計目標は地山特性曲線上の最小支保圧⁶⁾であると考えられてきたが、その検証はまだなされていない。最小支保圧と最小掘削範囲が同時に実現できれば理想的だが、その可能性は不明である。上記の考察によれば、最小掘削範囲に対応する覆工厚は最小支保圧のそれ以上になるが、最小掘削範囲は最小支保圧に対応する掘削範囲以下になる。補強工なしでは大きな変位が生じて掘進が困難になる大深度低強度地山におけるトンネルでは掘削量の少なさが覆工の厚い分を補う可能性がある。最小支保圧と最小掘削範囲の設計目標としての有用性を比較検討する必要がある。

4. 最小支保圧と最小掘削範囲

(1) 地山特性曲線と掘削特性曲線の作成方法

最小支保圧と最小掘削範囲の特性を解析的に検討するために、以下の仮定を設けて地山特性曲線と掘削特性曲線を作成する。

- ① 地山は等方等質で、初期地圧は等方一様に分布する。
- ② トンネルは円形断面で、平面ひずみ状態にある。したがって、以下、掘削範囲は掘削半径で表わされる。
- ③ 弾性域地山の強度降伏条件と塑性域地山の降伏応力条件は式(1)と式(2)で定義される。

$$\tau = C_p + \sigma \cdot \tan(\phi_p) \dots\dots\dots (1)$$

$$\tau = C_r + \sigma \cdot \tan(\phi_r) \dots\dots\dots (2)$$
 ここで、 τ ：せん断応力、 σ ：垂直応力、 C_p ：ピーク強度時の粘着力、 ϕ_p ：ピーク強度時の内部摩擦角、 C_r ：残留強度時の粘着力、 ϕ_r ：残留強度時の内部摩擦角
- ④ 応力がピーク強度以下のとき地山は線形弾性体として挙動する。ピーク強度に達すると地山の支保能力は残留強度まで急激に低下し、その後は一定を保つ。
- ⑤ 塑性領域で発生する体積膨張は平均体積ひずみで表わされる。

これらの仮定の下で、弾性理論とKastnerの応力解を適用すると^{7),8)}、弾塑性境界の半径 R_a と変位 U_a は式(3)と式(4)で表わされる。

$$R_a = R \{ (\sigma_{ra} + \lambda Q_r) / (P + \lambda Q_r) \}^{1/\lambda} \dots\dots\dots (3)$$

$$U_a = R_a \{ (\sigma_0 - \sigma_{ra}) (1 + \nu) / E \} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $\sigma_{ra} = (2 \sigma_0 - Q_p) / (1 + \xi)$

$$Q_p = 2 C_p \cos(\phi_p) / (1 - \sin(\phi_p))$$

$$Q_r = 2 C_r \cos(\phi_r) / (1 - \sin(\phi_r))$$

$$\lambda = (1 - \sin(\phi_r)) / 2 \sin(\phi_r)$$

$$\xi = (1 + \sin(\phi_p)) / (1 - \sin(\phi_p))$$

R ：掘削半径、 σ_{ra} ：弾塑性境界の半径方向応力、 E ：地山の弾性係数、 ν ：地山のポアソン比、 σ_0 ：初期地圧、 P ：トンネル壁面に作用する支保圧（塑性領域の重量は無視）

弾性領域が弾塑性境界で U_a だけ内空に向かって変位した結果、塑性領域が体積膨張しながら内空に向かって押し出されると考えると⁹⁾、トンネル壁面の地山変位 U は式(5・a)で表わされる。ただし、塑性領域が発生しない場合には式(5・b)で表わされる。

$$U = R - \{ (R_a - U_a)^2 - (1 + e)(R_a^2 - R^2) \}^{1/2} \dots\dots\dots (5 \cdot a)$$

($P \leq \sigma_{ra}$ のとき)

$$U = R(\sigma_0 - P)(1 + \nu) / E$$

$$(P \geq \sigma_{ra} \text{のとき}) \dots\dots\dots (5 \cdot b)$$

ここに、 e ：体積膨張に伴う平均体積ひずみ（正が膨張）

塑性領域のような不安定な領域の大部分は人工的に支保する必要がある。このことは上記の P では考慮されていない。P. Gesta¹⁰⁾、Hoek and Brown¹¹⁾などの考えに従って、式(6)に示すように、塑性領域の自重を付加した支保圧 P_i を地山特性曲線の支保圧とする。

$$P_i = P + (R_a - R)\gamma \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 P_i ：塑性領域の重量を考慮した支保圧

γ ：地山の単位体積重量

ただし、この P_i はトンネルの天端に対応するもので、他の部分より大きく、式(6)は最小支保圧の存在する可能性を大きくする補正であることに注意する必要がある。

$P (0 \leq P \leq \sigma_0)$ をパラメーターにして式(3)~(6)により P_i と U を求めると地山特性曲線が作成できる。

覆工応力が許容値と一致する状態で設計内空を確保するためには、式(7)と式(8)で表わされる覆工厚 T と掘削半径 R_0 が必要である。ただし、ロックボルトの効果の評価方法がまだ確立されていないので、支保はコンクリートによる覆工のみとする。また、覆工が負担すべき支保圧は P とし、覆工は剛な薄肉円筒とする。

$$T = R_i P / (\sigma_{ca} - P) \dots\dots\dots (7)$$

$$R_0 = R_i \sigma_{ca} / (1 - U/R) / (\sigma_{ca} - P) \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 R_i ：設計内空半径、 σ_{ca} ：覆工応力の許容値

$P (0 \leq P \leq \sigma_0)$ をパラメーターにして地山特性曲線の U/R を式(8)に代入すると掘削特性曲線が作成できる。

(2) 地山特性曲線と最小支保圧の例

表-1の計算条件に対応して式(3)~(6)により得られる地山特性曲線を図-2~7に示す。図中の□と△は弾性限界と最小支保圧を与える点で、()内はCaseを表わす。なお、折爪トンネルなど膨張性地山におけるトンネルの実績から検討する変位の上限値 U_x を $U_x/R = 0.4$ と設定している。

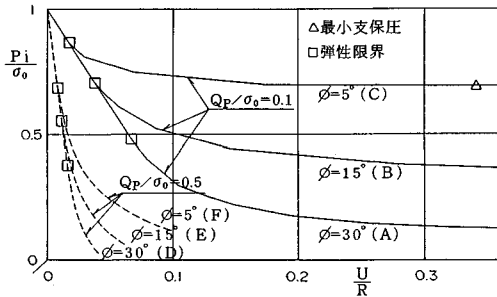
図-2は強度低下がない場合に内部摩擦角が地山特性曲線に及ぼす影響を表わしている。地山強度比が小さいほど、また、地山強度比が一定でも内部摩擦角が小さいほど弾性限界の支保圧は大きく、それを与える変位は小さい。最小支保圧は地山強度比が小さく、しかも、内部摩擦角が小さいときにのみ存在する。この場合、最小支保圧は弾性限界のそれと大きな違いはないが、最小支保圧を与える変位は弾性限界のそれよりかなり大きい。

図-3は強度低下が地山特性曲線に及ぼす影響を表わしている。強度低下が大きいほど最小支保圧の存在する可能性が高いが、弾性限界は強度低下の影響を受けない。

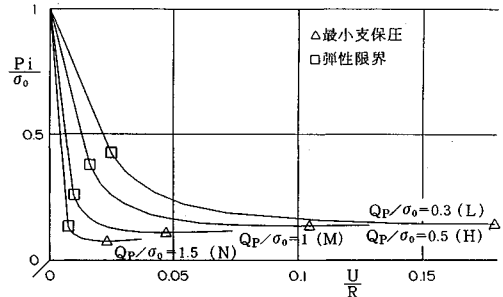
図-4はトンネルの大きさが地山特性曲線に及ぼす影

表—1 計算条件

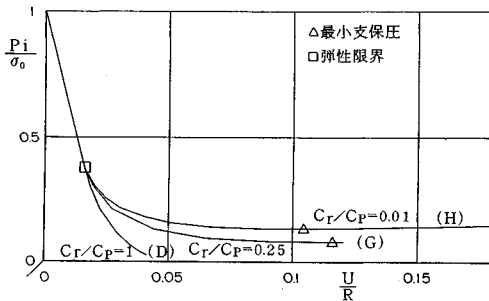
Case	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
条件	0.1			0.5						0.3		1		1.5			0.5				
E/Q_0	100										75		150		300		100				
C_r/C_p	1					0.25			0.01												
ϕ (°)	30	15	5	30	15	5	30														
R (m)	5					1.25		2.5		10		5									
e	0										0.02		0.05		0.1		0		0.1		
その他	$\sigma_0 = 200(t/m^2)$					$\gamma = 2(t/m^3)$			$\nu = 0.3$		$\phi = \phi_r = \phi_c$			$U_z/R = 0.4$							



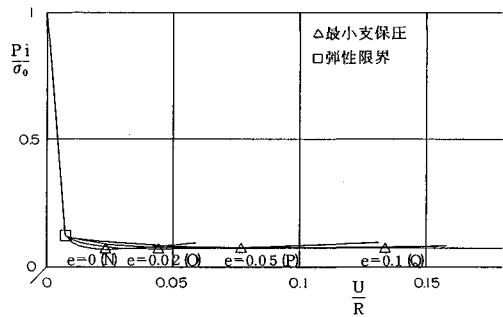
図—2 地山特性曲線と内部摩擦角の関係



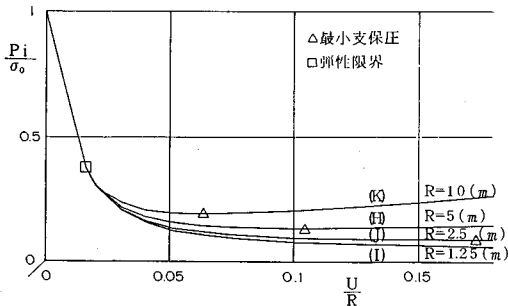
図—5 地山特性曲線と地山強度比の関係



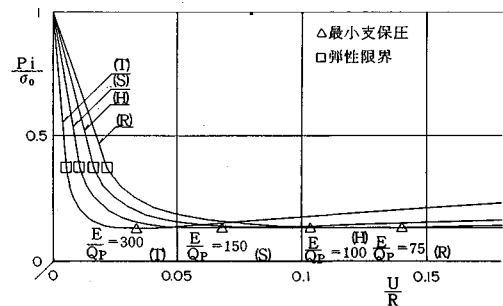
図—3 地山特性曲線と強度低下の関係



図—6 地山特性曲線と体積膨張の関係



図—4 地山特性曲線とトンネルの大きさの関係



図—7 地山特性曲線と変形係数比の関係

響を表わしている。トンネルの半径（掘削半径）が小さいほど最小支保圧の変位/トンネル半径は大きく、支保圧は小さい。これに対し、弾性限界はトンネルの大きさの影響を受けない。

図—5は強度低下があり、土被りが一定の場合に地山

強度比が地山特性曲線に及ぼす影響を表わしている。大きな強度低下がある場合には地山強度比が大きいほど最小支保圧と弾性限界の支保圧およびこれらを与える変位は小さく、両者は近接する。

図—6は強度低下に伴う体積膨張が地山特性曲線に及

ばす影響を表わしている。最小支保圧の値そのものは体積膨張の影響を受けないが、体積膨張が大きいほど最小支保圧を与える変位は大きい。

図-7は変形係数比 Q_p/E が地山特性曲線に及ぼす影響を表わしている。地山強度比と強度低下の大きさが同じであれば変形係数比が変化しても弾性限界の支保圧と最小支保圧は変化しない。弾性限界を与える変位は変形係数比に完全に反比例し、最小支保圧を与える変位もほぼ反比例する。

結局、これらの図から次のことが推察される。

- ① 地山特性曲線上に最小支保圧が存在するのは強度低下がある場合にほぼ限られる。強度低下が大きい場合には地山強度比が2に近くても存在する可能性が高い。
- ② 強度低下がなくても地山強度比と内部摩擦角が小さい場合には最小支保圧の存在する可能性がある。
- ③ 最小支保圧はトンネルが大きい方が存在する可能性が高い。
- ④ 最小支保圧は明瞭な極値にはならない。
- ⑤ 一般に、最小支保圧は小さいが、それを与える変位は大きい。弾性限界の支保圧は大きいが、それを与える変位は小さい。両者が近接するのは強度低下と地山強度比とトンネルが大きい場合だけである。
- ⑥ 体積膨張は最小支保圧を与える変位を大きくし、最小支保圧の存在する地山条件の範囲を小さくする。
- ⑦ 変形係数比が大きい硬岩タイプの地山ほど、変位が上限値 U_z を越える可能性が低く、強度低下が大きいと考えられるので、最小支保圧の存在する可能性が高い。

(3) 掘削特性曲線と最小掘削範囲の例

Case A, H, Uの計算条件に対応する掘削特性曲線を図-8に示す。図中の○は最小掘削半径 R_{0min} を与える点である。ただし、 $R_i=5$ (m), $\sigma_{ca}=600$ (t/m²) としている。

Case Aの地山特性曲線には最小支保圧が存在しないが、掘削特性曲線には最小掘削範囲が存在する。Case Hの最小掘削範囲を与える変位は最小支保圧のそれよりはるかに小さい。Case UはCase Hに体積膨張が加わったものだが、Case Hより最小掘削範囲を与える変位は小さく、最小支保圧を与える変位は限界変位を越えてしまう。

結局、図-2~7および図-8から次のことが推察される。

- ① 最小支保圧の存在する地山条件の範囲は最小掘削範囲のそれより小さい。
- ② 最小掘削範囲を与える最小支保圧のそれより小

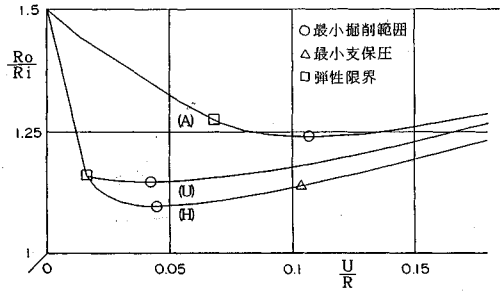


図-8 掘削特性曲線

い。

- ③ 体積膨張は最小掘削範囲を与える変位を小さくし、最小支保圧のそれを大きくする。

(4) 最小支保圧と最小掘削範囲の存在判別と変位
地山特性曲線上の最小支保圧 P_{imin} の近傍は明瞭な谷部を形成しないので P_{imin} が存在しているのかどうか、 P_{imin} を与える点がどれなのか図上では判然としない。そこで、 P_{imin} 存在の判別式と変位の計算式を導く。

P_{imin} は塑性領域が発生しなければ存在しない。 $P = \sigma_{ra}$ を式 (5-b) に代入して得られる U を U_{EP} , $P=0$ を式 (3)~(5-a) に代入して得られる U を U_{P0} とすると、 U と P_i の関係は、 $U_{P0} > U > U_{EP}$ のとき、式 (3)~(6) により式 (9) で表わすことができる。

$$P_i = a_2 X^{-1/\lambda} - a_3 + a_4(X-1) \dots \dots \dots (9)$$

ここに、 $a_1 = 1 - (1 - a_5)^2$, $a_2 = \sigma_{ra} + a_3$, $a_3 = \lambda Q_r$,

$$a_4 = \gamma R, \quad a_5 = (\sigma_0 - \sigma_{ra})(1 + \nu)/E$$

$$X = [(x+e)/(a_1+e)]^{1/2}, \quad x = 1 - (1 - U/R)^2$$

この P_i を極小にする変位 U_{FMP} は $dP_i/dU = 0$ を解くことにより式 (10) で与えられる。

$$U_{FMP} = R [1 - (1 - a_6)^{1/2}] \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 $a_6 = (a_1 + e)(a_2/a_4/\lambda)^{2\lambda/(1+\lambda)} - e$

P_{imin} を与える変位 U_{FM} は、 $U_{P0} > U_{FMP} > U_{EP}$ のとき U_{FMP} だが、 $U_{FMP} \leq U_{EP}$ のときは U_{EP} である。このとき地山特性曲線の P_i は、 $U \leq U_{EP}$ の U に対しては塑性領域が発生しないために U が大きくなるとともに小さくなり、地山特性曲線が式 (9) で表わされる $U > U_{EP}$ の U に対しては $U_{FMP} \leq U_{EP}$ であるために U が大きくなるとともに大きくなるからである。また、 $U_{FM} \geq U_z$ となることは仮定より許されない。したがって、 P_{imin} が存在するのは式 (11) または式 (12) が成立するときに限られ、 U_{FM} は式 (13) で与えられる。

$$2\sigma_0 > Q_p \text{ かつ } U_{P0} > U_{FMP} > U_{EP} \text{ かつ } U_z > U_{FMP} > 0 \dots \dots \dots (11)$$

$$2\sigma_0 > Q_p \text{ かつ } U_z > U_{EP} \geq U_{FMP} \dots \dots \dots (12)$$

$$U_{FM} = U_{FMP} \text{ (式 (11) が成立するとき)} \dots \dots (13 \cdot a)$$

$$U_{FM} = U_{EP} \text{ (式 (12) が成立するとき)} \dots \dots (13 \cdot b)$$

次に、 $P_{i\min}$ と同様に $R_{0\min}$ 存在の判別式と変位の計算式を導く。

R_0 と U の関係は式 (3)~(5) と式 (8) により式 (14) で表わすことができる。

$$R_0 = cb_1/y/(1+b_2-y) \quad (U \leq U_{EP} \text{ のとき})$$

$$\dots\dots\dots(14 \cdot a)$$

$$R_0 = c/y/(b_3 - b_4 Y^{-1/2/\lambda}) \quad (U \geq U_{EP} \text{ のとき})$$

$$\dots\dots\dots(14 \cdot b)$$

ここに、 $b_1 = (1 + \nu)/E$, $b_2 = b_1(\sigma_{ca} - \sigma_0)$, $b_3 = \sigma_{ca} + a_3$
 $b_4 = a_2(a_1 + e)^{1/2/\lambda}$, $c = R_1 \sigma_{ca}$
 $y = 1 - U/R$, $Y = 1 + e - y^2$

R_0 を極小にする変位は $dR_0/dU = 0$ を解くことにより、式 (14・a) に対しては式 (15)、式 (14・b) に対しては式 (16) で与えられる。

$$U_{RME} = R(1 - b_2)/2 \dots\dots\dots(15)$$

$$U_{RMP} = R \{1 - (1 + e - Y_0)^{1/2}\} \dots\dots\dots(16)$$

ここに、 Y_0 : 式 (14・b) を U で微分した式を 0 とおいて得られる式 (17) を満足する Y

$$b_3 - b_4(1 - 1/\lambda)Y^{-1/2/\lambda} - b_4(1 + e)Y^{-1/2/\lambda - 1}/\lambda = 0$$

$$\dots\dots\dots(17)$$

$R_{0\min}$ を与える変位 U_{RM} は、 $U_{EP} > U_{RME} > 0$ のときは U_{RME} 、 $U_{PO} > U_{RMP} > U_{EP}$ のときは U_{RMP} だが、 $U_{EP} \geq U_{RMP}$ かつ $U_{RME} \geq U_{EP}$ のときは U_{EP} である。このとき R_0-U 曲線の R_0 は、曲線が式 (14・a) で表わされる $U \leq U_{EP}$ の U に対しては $U_{EP} \leq U_{RME}$ というので U が大きくなるとともに小さくなり、曲線が式 (14・b) で表わされる $U \geq U_{EP}$ の U に対しては $U_{EP} \geq U_{RMP}$ というので U が大きくなるとともに大きくなるからである。また、上記の $P_{i\min}$ の場合と同様に $U_{RM} \geq U_2$ となることは許されない。したがって、 $R_{0\min}$ が存在するのは式 (18)~(20) のどれか 1 つが成立するときに限られ、 U_{RM} は式 (21) で与えられる。

$$U_{PO} > U_{RMP} > U_{EP} \text{ かつ } U_2 > U_{RMP} \dots\dots\dots(18)$$

$$U_{EP} > U_{RME} > 0 \text{ かつ } U_2 > U_{RME} \dots\dots\dots(19)$$

$$U_{RME} \geq U_{EP} \geq U_{RMP} \text{ かつ } U_2 > U_{EP} \dots\dots\dots(20)$$

$$U_{RM} = U_{RMP} \text{ (式 (18) が成立するとき)} \dots\dots(21 \cdot a)$$

$$U_{RM} = U_{RME} \text{ (式 (19) が成立するとき)} \dots\dots(21 \cdot b)$$

$$U_{RM} = U_{EP} \text{ (式 (20) が成立するとき)} \dots\dots(21 \cdot c)$$

(5) 最小支保圧と最小掘削範囲の特性の比較

式 (11)~(21) により、最小支保圧と最小掘削範囲が存在する地山条件は図-9~13、それらを与える変位は図-14 に示すようになる。図の作成条件を表-2 に示す。表中の★は対応する図においてパラメーターとして扱われていることを示す。

図-9 は強度低下が最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山条件に及ぼす影響を表わしている。矢印を両端にもつ直線で結ばれた 2 つの曲線のうち、上方の曲線は

表-2 図の作成条件

図のNo	9	10	11	12	13	14
条件	9	★				
σ_0 (t/m ²)	200	★		200		
E/Q _p			100		★	100
C _r /C _p	★	1		0.25		★
ϕ (°)			★			30
R (m)	5		★			5
e		0		★	0	★
その他	$\gamma = 2(t/m^3)$ R = R _i $\phi = \phi_p = \phi_r$ $\nu = 0.3$ $\sigma_{ca} = 600(t/m^2)$ U _z /R = 0.4					
(★: パラメータ)						

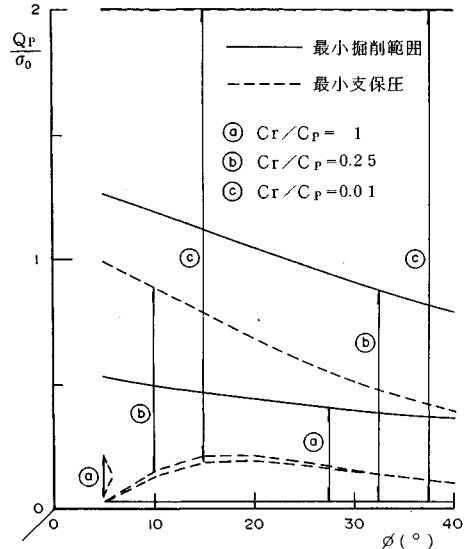
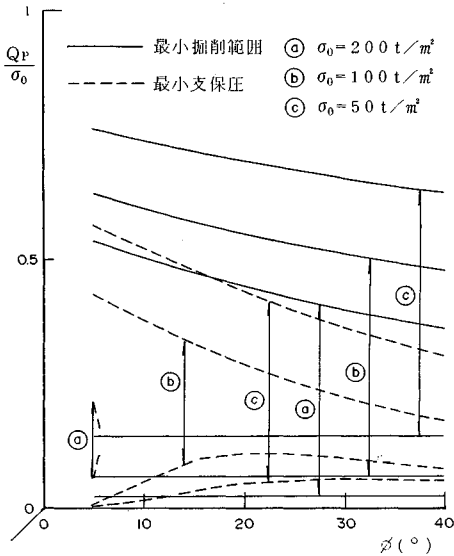


図-9 最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山条件と強度低下の関係

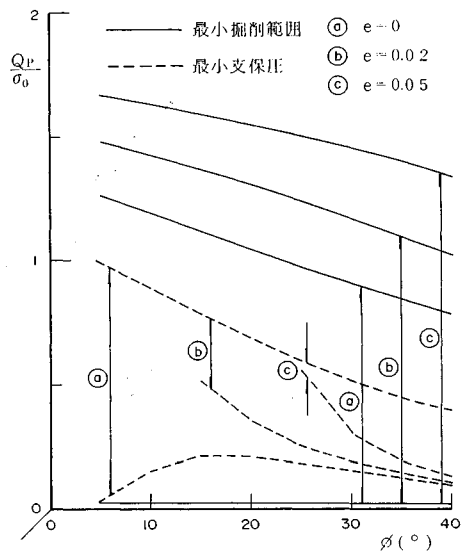
内部摩擦角に対応して最小支保圧あるいは最小掘削範囲が存在する地山強度比の上限値を示し、下方の曲線は下限値を示す。上限値を示す曲線より上方では支保圧 P_i と掘削範囲 R_0 のどちらも $P=0$ のときに最小になる。ただし、 P_i の場合、強度低下がないときなど地山条件によっては最小支保圧を与える変位 U_{PM} が $U_{PM}/R \geq 0.4$ になることもある。下限値を示す曲線の下側では P_i の場合 $U_{PM}/R \geq 0.4$ になり、 R_0 の場合 $P = \sigma_0$ のときに最小になる。これらのことは図-10~13 でも同様である。

強度低下が大きいほど最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山強度比の範囲は大きい。前者より後者の方が強度低下の大小にかかわらず大きい。

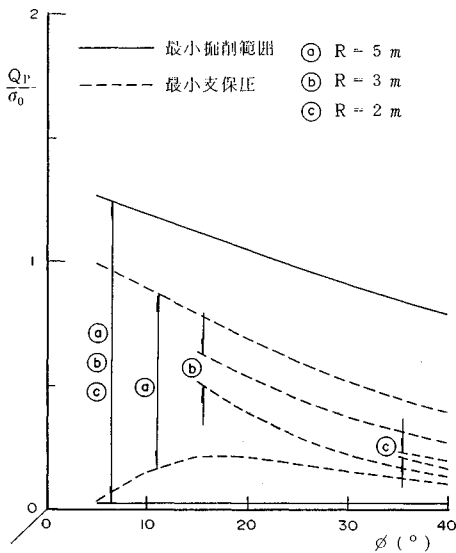
図-10 は初期地圧あるいは土被りが最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山条件に及ぼす影響を表わしている。地圧が大きいほどあるいは土被りが大きいほどそ



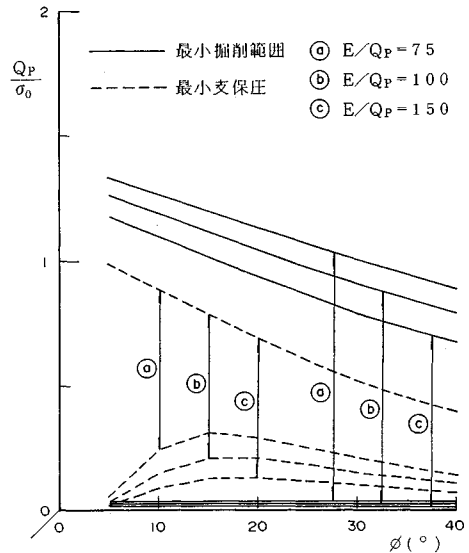
図一10 最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山条件と初期地圧の関係



図一12 最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山条件と体積膨張の関係



図一11 最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山条件とトンネルの大きさの関係



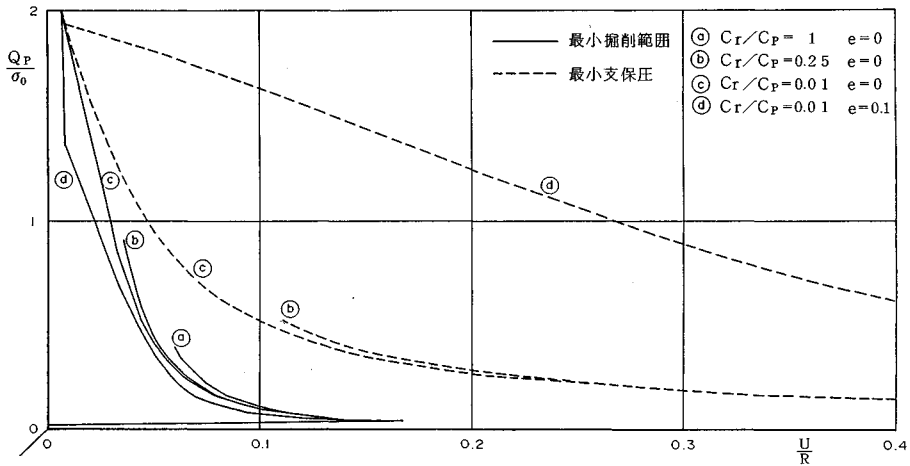
図一13 最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山条件と変形係数比の関係

これらの存在する地山強度比の範囲は小さい。

図一11はトンネルの大きさが最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山条件に及ぼす影響を表わしている。トンネルが小さいほど最小支保圧の存在する地山強度比の範囲は小さいが、最小掘削範囲のそれは変化しない。これは、地山特性曲線の支保圧 P_i が塑性領域の重量を付加した天端における支保圧であるのに対し、 R_0 の算出に用いる支保圧はそれを付加していない P (側壁に

おける支保圧に対応) であることによる。トンネルが小さい場合、最小支保圧の存在する地山強度比の範囲は最小掘削範囲のそれと比べてはるかに小さく、内部摩擦角が小さいときには存在しない。

図一12は強度低下に伴う体積膨張が最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山条件に及ぼす影響を表わしている。体積膨張に伴う平均体積ひずみ e が大きいほど最小掘削範囲の存在する地山強度比の範囲は大きいのに



図一四 最小支保圧と最小掘削範囲を与える変位

対し、最小支保圧のそれは小さく、内部摩擦角が小さいときには存在しない。

図一三は変形係数比が最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山条件に及ぼす影響を表わしている。変形係数比が大きいほど最小支保圧の存在する地山強度比の範囲は大きいのに対し、最小掘削範囲のそれは小さい。しかし、変形係数比が150の場合でも最小支保圧のそれより最小掘削範囲のそのほうが大きい。

図一四は最小支保圧と最小掘削範囲を与える変位と地山強度比との関係を表わしている。強度低下によって最小支保圧と最小掘削範囲の存在する地山強度比の範囲は大きくなるが、それらを与える変位はほとんど変化しない。また、最小支保圧を与える変位は地山強度比が小さいほど大きいのに対し、最小掘削範囲のそれは、地山強度比がある値以上のときには地山強度比が小さいほど大きく、それ以下のときには地山強度比が小さいほど小さい。これは、大きな変位を許しては最小掘削範囲にはならないということであり、式(19)あるいは式(21・b)からわかるように、塑性領域が発生する場合だけでなく、発生しない場合にも最小掘削範囲の存在する可能性があることに起因する。また、最小掘削範囲を与える変位に及ぼす体積膨張の影響は小さいが、最小支保圧のそれは大きい。しかも、最小掘削範囲を与える変位は平均体積ひずみ e によって小さくなるのに対し、最小支保圧のそれは非常に大きくなる。両者の値がほぼ一致するのは強度低下が大きく、地山強度比が2に近い場合に限られる。

以上から得られる重要なことを整理すると次のようになる。

- ① 最小掘削範囲の存在する地山条件の範囲は最小支保圧のそれよりはるかに大きく、最小掘削範囲を与える変位は最小支保圧のそれより小さい。両者の値

がほぼ一致するのは強度低下が大きく、地山強度比が2に近い場合に限られる。

- ② 大深度になるほど最小掘削範囲と最小支保圧の存在する地山条件の範囲は小さくなるが、その度合いは最小掘削範囲の方が小さい。
- ③ 体積膨張は最小支保圧の存在する地山条件の範囲を小さくし、それを与える変位を大きくするが、最小掘削範囲に対しては存在する地山条件の範囲を大きくし、それを与える変位を小さくする。
- ④ トンネルが小さいほど最小支保圧の存在する可能性は低いが、最小掘削範囲はその影響を受けない。これらのことから、大深度低強度地山では最小支保圧より最小掘削範囲の方が設計目標に適している可能性が高いと判断される。

5. 大深度低強度地山におけるトンネルの最適設計目標

ここでは施工費に直結する指標として式(22)で表わされる F を用いて最適目標について検討する。

$$F = \{\pi R_i^2 W_E + 2 \pi T (R_i + T/2) W_L\} / (\pi R_i^2 W_G) \dots\dots (22)$$

ここに、 W_E ：掘削単価、 W_L ：覆工単価

この F は設計内空の掘削費が1になるように無次元化しており、 F が小さく、1に近いほど施工費が安く、合理化度が高いことを表わす。

P をパラメーターにして、式(7)と式(8)に地山特性曲線の U/R を代入して得られる T と R_0 を式(22)に代入すると、施工費と変位の関係を表わす曲線が作成できる。以後、この曲線を合理化特性曲線とよぶことにする。

Case H, N, Q (および H') の計算条件に対応する合理化特性曲線を図一五に示す。ただし、 $R_i = 5\text{ m}$ 、Case H, N, Q では $\sigma_{ca} = 600\text{ t/m}^2$ 、Case H' では $\sigma_{ca} = 1$

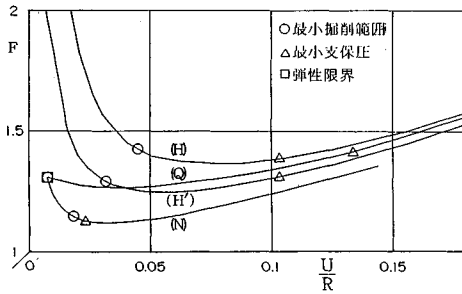


図-15 合理化特性曲線

200 t/m²としている。Case H と Case H' の違いは σ_{ca} の値だけである。また、 W_L と W_E の比 W_L/W_E は 3.5/1.5 としている。

Case H と Case N の合理化特性曲線では最小掘削範囲より最小支保圧の方が対応する施工費指標 F の値が小さいものの、大きな差はない。しかも、Case Q のように Case N に体積膨張が加わると、また、Case H' のように Case H の σ_{ca} を大きくすると、両者は逆転する。

また、どの合理化特性曲線でも施工費指標 F の最小値と最小掘削範囲に対応する F との間にはわずかな差しかみられない。しかも、 F の最小値を与える点の変位は最小掘削範囲のそれより大きい。施工費が同じような値になるのならば、変位が小さく、覆工が厚くなる最小掘削範囲を設計目標にすべきである。大深度低強度地山におけるトンネルの設計目標として最小掘削範囲が最も合理的であると判断される。ただし、掘削単価と覆工単価は深度など地山条件、施工条件によって変化する。両者の比が変化すれば合理化特性曲線の形状も変化する。トンネルの設計目標を設定するときにはこの点に注意する必要がある。

6. 結 論

本研究は、近い将来に必要なと考えられる大深度低強度地山の開発に備えて、NATM とシールド工法の設計思想を統一し、トンネルの安全性と経済性が両立する合理的な設計法を確立するための基盤作りを目的に行ったものである。今までトンネルの設計目標として地山特性曲線上の最小支保圧が注目されてきたが、これは支保部材の量を最少にする役目を果たすものである。経済性を追及するためには、支保部材の量（あるいは覆工厚）だけでなく、掘削量も考慮する必要がある。そこで、単純化、理想化した条件の下で、地山特性曲線を作成し、さらに、この曲線から掘削特性曲線と合理化特性曲線を作成して、何を設計目標とすべきか検討した。その結果明らかになった主要なことを次に列挙する。

① 最小支保圧よりも最小掘削範囲の方がはるかに広

範囲の地山に存在する。最小支保圧が存在するのは強度低下がある場合にほぼ限られる。

- ② 最小掘削範囲を与える変位は最小支保圧のそれより小さい。両者の変位がほぼ一致するのは強度低下が大きく、地山強度比が 2 に近い場合に限られる。
- ③ 最小掘削範囲と最小支保圧に対応する施工費には大きな差はみられない。覆工の強度や体積膨張の有無によって両者が逆転する場合もある。
- ④ 最小掘削範囲に対応する施工費と最小施工費との間にはわずかな差しかみられない。しかも、最小掘削範囲を与える変位は最小施工費のそれより小さい。同じような施工費であるならば、変位が小さく、覆工が厚くなる最小掘削範囲を設計目標にすべきである。

掘削量と支保部材は少なければ少ないほど経済性が高くなる。安全性を確保したうえで両者を最少にできれば申し分ないが、上記の検討によれば、それはきわめて限られた地山条件のときにしか実現せず、一般的には支保部材より掘削量を最少にした方がトンネルの安全性と経済性の両立に結びつくと考えられる。

なお、トンネルの最小掘削範囲を設計目標とした設計法の妥当性をさらに検討するためにはより現実的な地山特性曲線が必要である。現場計測結果の逆解析による地山特性曲線の作成などが今後の課題であると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 梨本 裕・高森貞彦：NATM における設計目標の合理化〈必要最小掘削径〉、第 22 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp. 126~130、1990. 2.
- 2) 高山 昭（監修）：NATM の理論と実際、土木工学社。
- 3) 谷本親伯：NATM における情報化施工、土と基礎、30-7 (294)、pp. 63~70、1982. 7.
- 4) 土木学会：トンネル標準示方書（山岳トンネル編）・同解説。
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド編）・同解説。
- 6) 岡 行俊：NATM における支保理論、施工技術、10-11、pp. 6~12、1977.
- 7) Kastner, H. : トンネルの力学（金原 弘訳）、森北出版、1974.
- 8) 今田 徹：トンネルの支保構造に関する構造力学的研究、1980. 7.
- 9) 土質工学会：堆積軟岩の工学的性質とその応用、土質基礎工学ライブラリー 30.
- 10) Gesta, P. : Recommendations for Use of Convergence-Confinement Method (Tunnels et Ouvrages Souterrains No. 73, Janvier-Fevrier 1986) 作業グループ 7.
- 11) Hoek, E. and Brown, E. T. : 岩盤地下空洞の設計と施工、土木工学社、1985.

(1990. 10. 23・受付)