

能生トンネルにおけるトンネル先行変位の考察 (特性曲線法〈C&C解析〉によるトンネル解析の一例)

An Investigation of Preceding Displacement at Nou-Tunnel

北川 隆* 桑田 俊男**
Takashi Kitagawa Toshio Kumeta
一條 俊之*** 曾我 誠意***
Toshiyuki Ichijō Seii Soga

要 約

トンネル支保の設計には様々な手法が開発されているが、なかでも特性曲線法は地山の力学的挙動を比較的簡便に把握できる手法である。本報文では、第三紀泥岩地山の比較的土被りの深いトンネルで得られた先行変位計測データを基に、特性曲線法を用いて解析を行い、結果をまとめたものである。特性曲線の展開式は、Hoek-Brown, Egger, Kastnerの3手法を用い、各々に対応する物性値は岩盤分類別に特定化した。なお、本解析で使用した物性値は電研分類のC_L級に該当している。その結果、トンネルの設計・施工に役立つ応力・変位挙動、緩み領域、支保効果、最終変位量に関して有用な情報が得られた。特性曲線法は、計測情報と設計施工情報を体系的に整理・評価できる有効な手法であると考えられる。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 特性曲線法
- §3. 特性曲線の設定
- §4. 先行変位測定結果
- §5. 先行変位測定解析
- §6. まとめ

§1. はじめに

トンネル計測データの利用としては、大別して掘削後のトンネルの安定評価と、支保と地山の相互作用を解明して設計・施工に役立てる2つの方法がある。前者は、変位計測を中心として統計的な手法を用いた評価法がト

ンネルの実施工で適用されている。後者は、数値解析や理論解析を中心として様々な方法が提案されている。ところが、数値解析は、往々にして現実の支保と地山との関係をうまく表現できず、設計技術者を悩ますところとなっている。これは、解析におけるパラメータが複数であり、その設定に関して総合的な判断を要求されるからである。そのなかで、理論解析を利用した特性曲線法は解析上のパラメータの設定も少なく、比較的簡便に地山の力学的挙動を把握できる手法として注目されてきている。¹⁾

一般に変位計測はトンネル掘削後行われ、解析で問題となる計測以前(トンネル掘削以前)の変位挙動は仮定によるところが大きい。特に、塑性的な挙動を示す地山では、いわゆる先行変位の把握がトンネルの安定や支保の設計を行う上で重要となる。しかし、先行変位測定は、坑口付近の比較的土被りの薄い区間の測定例はあるが、膨張性泥岩でしかも土被りの厚い区間での実施例は極めて少ない。

*土木設計部設計課副課長
**横浜(支)山梨雁坂(出)工事係長
***土木設計部設計課

筆者らは、北陸自動車道の第三紀泥岩地帯にある能生トンネルにおいて、土被り80mの地点での先行変位計測データを得ることに恵まれた。計測データを基に種々の解析を実施したところ、特性曲線法によるトンネル周辺地山の变形応力解析がトンネル掘進中の現場における支保設計に役立つと思われるのでここに紹介する。

§ 2. 特性曲線法 (Convergence-Confinement Method)

特性曲線とトンネルの力学的挙動の概念を Fig. 1 に示す。この図に示す、

- ① 特性曲線
- ② 変位曲線
- ③ 応力解放率曲線

のそれぞれの曲線は、2つの曲線の組み合わせで他の1曲線が得られる関係となっている。なお、塑性領域 $w (= r_e - r_i)$ と支保地山応力比 p_i/p_0 の関係は、これら3曲線を求める過程で得ることができる。

特性曲線法 (以下 C&C 解析と称する) は、上記の3曲線を利用してトンネルの変位および緩み領域 (塑性領域)、安定のために必要な支保材料仕様 (支保内圧、支保剛性) 等を検討する手法である。

ただし、①を求めるには適用するトンネル地山の物性値が特定化される必要があり、②を求めるにはトンネルの先行変位を含んだ変位挙動を把握する必要がある。また、③は①と②が得られなければ FEM などの数値解析で求めるため、複数のパラメータの設定が必要である。

本著の C&C 解析は、特性曲線と変位曲線を把握する方法で行った。

§ 3. 特性曲線の設定

特性曲線の展開式には、様々な方法が提案されているが本著では、Hoek-Brown, Egger, Kastner の3式を用いる。

3-1 仮定条件 (Fig. 1)

1. 二次元平面歪状態 (トンネル進行方向変位なし)
2. 等方等質弾塑性地山、初期地圧は静水圧 (p_0)
3. 支保効果 (等分布の放射荷重として支保内圧 (p_i) を評価)

4. トンネルは円形

3-2 釣合方程式

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} = 0 \tag{1}$$

境界条件

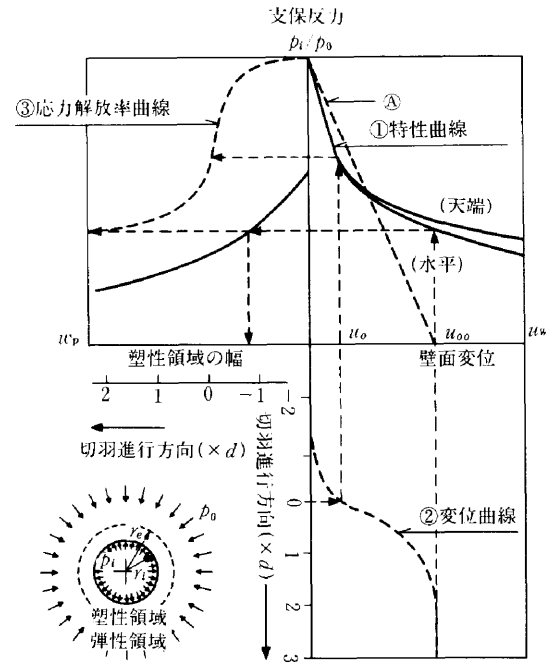


Fig.1 C & C 解析概要

$$r = r_e; \sigma_r = \sigma_{re}; r = \infty; \sigma_r = p_0; r = r_i; \sigma_r = p_i \tag{2}$$

3-3 塑性条件

① Hoek-Brown²⁾の方法

Hoek-Brown は次の実験式を提案している。

弾性域

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \tag{3}$$

塑性域

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_r\sigma_c\sigma_3 + s_r\sigma_c^2} \tag{4}$$

ここに、 σ_1, σ_3 : 最大および最小主応力

σ_c : インタクトロックの一軸圧縮強度

m, s, m_r, s_r : 弾性時及び塑性時の岩石の材料定数

である。

この方法は、Q 値で設定される材料定数を用いて、インタクトロックの一軸圧縮強さを低減させて現位置岩盤を評価し、現実的なトンネル周辺岩盤の解析を行っていることに特徴がある。

これより、トンネル周辺地山の弾塑性判定式が導かれる。

$$\frac{p_{icr}}{p_0} = 1 - M \frac{\sigma_c}{p_0} \leq \frac{p_i}{p_0} : \text{弾性領域} \tag{5}$$

$$\frac{p_{icr}}{p_0} = 1 - M \frac{\sigma_c}{p_0} > \frac{p_i}{p_0} : \text{塑性領域} \tag{6}$$

ここに、 $\frac{p_{icr}}{p_0}$; 塑性限界応力比

$$\frac{p_i}{p_o}; \text{支保地山応力比}$$

$$M = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{m}{4}\right)^2 + \frac{mp_o}{\sigma_c} + s} - \frac{m}{8} \quad (7)$$

② Egger³⁾, Kastner⁴⁾の方法

ここでは、モール・クーロンの降伏条件式を用いている。

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + 2C \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (8)$$

ここに、 σ_1 , σ_3 : 最大及び最小主応力

C : 岩盤の粘着力

ϕ : 岩盤の内部摩擦角

この条件式には強度定数の低減は考慮されておらず、現位置岩盤としての強度定数を評価する場合には、亀裂係数などによる低減率を乗じる必要があることに注意すべきである。

なお、トンネル周辺地山の弾塑性判定式を以下に示す。

$$\frac{p_{icr}}{p_o} = (1 - \sin \phi) - C \frac{\cos \phi}{p_o} \leq \frac{p_i}{p_o} : \text{弾性領域} \quad (9)$$

$$\frac{p_{icr}}{p_o} = (1 - \sin \phi) - C \frac{\cos \phi}{p_o} > \frac{p_i}{p_o} : \text{塑性領域} \quad (10)$$

3-4 応力-変位関係式

(1) 弾性地山におけるトンネル壁面変位

$$u_i = \frac{1 + \nu}{E} (p_o - p_i) r_i \quad (11)$$

(2) 塑性地山におけるトンネル壁面変位

① Hoek-Brownの方法

$$u_i = r_i \left(1 - \sqrt{\frac{1 - e_{av}}{1 + A}} \right) \quad (12)$$

ここに、 E : 弾性係数, ν : ポアソン比, r_i : トンネル半径, r_e : 弾塑性境界面までの半径

$$M = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{m}{4}\right)^2 + \frac{mp_o}{\sigma_c} + s} - \frac{m}{8} \quad (13)$$

$$A = \left\{ \frac{2(1 + \nu)}{E} M \sigma_c - e_{av} \right\} \cdot \exp \left(2N - \frac{4}{m_r \sigma_c} \sqrt{m_r \sigma_c p_i + s \sigma_o^2} \right) \quad (14)$$

$$N = 2 \sqrt{\frac{(p_o - M \sigma_c)}{m_r \sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2}} \quad (15)$$

$$e_{av} = \frac{2(u_e/r_e)(r_e/r_i)^2}{\{(r_e/r_i)^2 - 1\}(1 + 1/R)} \quad (16)$$

$$\frac{r_e}{r_i} < \sqrt{3}; R = 2D \cdot \ln \left(\frac{r_e}{r_i} \right) \quad (17)$$

$$\frac{r_e}{r_i} > \sqrt{3}; R = 1.1D \quad (18)$$

$$\text{ここに、} D = -m / \left\{ m + 4 \sqrt{\left(\frac{m \sigma_{re}}{\sigma_c} \right) + s} \right\} \quad (19)$$

② Eggerの方法(急激な劣化モデル)

$$u_i = \frac{C_{st}}{r_i^a} + \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot p_i p_o \left(\frac{1 + a \lambda_p}{a + \lambda_p} - \frac{\nu}{1 - \nu} \right) \quad (20)$$

ここに、

$$C_{st} = r'^a u_R' - \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot r'^{a+1} \frac{2p_o - \sigma_c}{\lambda_p + 1} \left(\frac{1 + a \lambda_p}{a + \lambda_p} - \frac{\nu}{1 - \nu} \right) \quad (21)$$

$$r' = r_i \left\{ \frac{2p_o - \sigma_c}{p_i(\lambda_p + 1)} \right\}^z; z = \frac{1}{\lambda_p - 1} \quad (22)$$

$$u_R' = \frac{1 + \nu}{E} r' \left\{ 2(1 - \nu) p_o - \frac{2p_o - \sigma_c}{\lambda_p + 1} \right\} \quad (23)$$

$$\sigma_c = \frac{2C \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}; \lambda_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (24)$$

$$a = - \frac{\dot{\epsilon}_{rpl}}{\dot{\epsilon}_{tpl}} \quad \dot{\epsilon}_{rpl}: \text{半径方向塑性歪速度}$$

$$\dot{\epsilon}_{tpl}: \text{周方向塑性歪速度} \quad (25)$$

③ Kastnerの方法

$$u_i = \frac{1 + \nu}{E} \left(p_o - \frac{2p_o - \sigma_c}{1 + \lambda_p} \right) \frac{r'^2}{r_i} \quad (26)$$

ここに、

$$r' = r_i \left[\frac{2 \{ p_o(\lambda_p - 1) + \sigma_c \}}{(1 + \lambda_p) \{ p_i(\lambda_p - 1) + \sigma_c \}} \right]^z; z = \frac{1}{\lambda_p - 1} \quad (27)$$

$$\sigma_c = \frac{2C \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}; \lambda_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (28)$$

Hoek-Brown, Egger, の方法は、塑性後の強度劣化および体積膨張を考慮しているが、Kastnerの方法は、これらを考慮していない。

3-5 岩盤分類と地山特性

著者らは、BartonのQ値による材料定数の低減を行うことによりHoek-Brownの方法が実際の地山挙動とよく一致することを確認している⁵⁾。このときの岩盤分類(電研式)に対応する材料定数をTable 1に示す。また、Table 2はEgger, Kastnerの塑性限界応力比(式(9))がHoek-Brownの塑性限界応力比(式(5))に対応するように、 C , ϕ を求めたものである⁷⁾。ただし、初期地圧 p_o は、一般的な土被りのトンネルを考慮して、5~30kgf/cm²の範囲とした。

3-6 緩み荷重の考慮

式(11)~(28)で定義された所要支保曲線は、トンネル側壁部(水平方向)の挙動を示すものと考えられる。トンネル天端は、破壊した岩盤の死荷重のための余裕をHoek-Brownに従って考慮するために、支保圧力 p_i を $\gamma(r_e - r_i)$ だけ増大させて補正評価する(Fig. 1)。

Table 1 岩盤分類に対応する材料定数と強度定数

岩盤分類	Q 値	intact rock の 一軸圧縮強度 σ_0 (kgf/cm ²)	岩盤の 変形係数 E (kgf/cm ²)	塑性前の材料定数		塑性後の材料定数		強度定数	
				m	s	m_r	s_r	C (kgf/cm ²)	ϕ (deg)
B	$1 < Q \leq 4$	500	100,000	0.4	0.0006	0.1	0.00003	40~60	55~65
C _H	$0.4 > Q \leq 1$	500	50,000	0.2	0.00008	0.04	0.00001	24~40	45~55
C _M	$0.1 < Q \leq 0.4$	500	15,000	0.1	0.00004	0.03	0.00001	10~24	38~45
C _L	$0.01 < Q \leq 0.1$	500	4,000	0.03	0.00001	0.01	0	4~10	30~38
D	$0.001 < Q \leq 0.01$	500	1,000	0.01	0	0.001	0	0~4	15~30

Table 2 塑性限界応力比対応表

岩盤分類		塑性限界応力比 (p_i/p_0)							粘着力C (kgf/cm ²)	内部摩擦角 ϕ (deg)
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7		
B	①	—————							2.0	55
	②	—————								
C _H	①	—————							1.25	45
	②	—————								
C _M	①	—————							0.5	38
	②	—————								
C _L	①	—————							0.25	30
	②	—————								
D	①	—————							0.1	15
	②	—————								

① Hoek-Brown ② Egger, Kastner

§ 4 . 先行変位測定概要

4-1 地形・地質概要

能生トンネルは、新潟県の南端、糸魚川市と上越市のほぼ中間に位置する、延長2,992mの長大高速道路トンネルである。

地質は、第三紀泥岩層に属する能生谷層の泥岩を主体として、西坑口付近には川詰層・名立層が分布している。これら泥岩層は、泥岩・シルト岩を主体として構成されており、凝灰質で固結度の低い粘土～シルトの薄層を介在する。Fig. 2 は、本工区の地形・地質の縦断図である。STA. 232付近より、第三紀泥岩の特性である膨張性変形の兆候が認められるようになり、STA. 225+20付近では、内空相対変位が250mmにも達している。

当該工区では、膨張性変形挙動の認められる区間において、先行変位測定を実施した。以下にその測定要領を概説する。

4-2 計測概要

先行変位測定は、膨張性泥岩で、しかも土被りの厚い区間での実施例は極めて少ない。そこで、糸魚川坑口から1,375m付近、土被り約80mの3断面 (STA. 224+

00, STA. 224+10, STA. 224+20)において、先行掘削された作業坑より本坑に向けて地中変位計を設置し、本坑掘進にともなう地山の先行変位測定 (計測工 C) を実施した^{10)~13)}。計測は、本坑上半切羽到達前約100mより測定を開始し、全切羽通過後変位が収束するまで継続した。

さらに、同一断面においては一般に実施される本坑内各種計測 (計測工 A・B) も併せて実施した (Fig. 3~4)。

- 計測工 A ; 内空相対変位, 天端沈下, 盤膨れ
- 計測工 B ; 地中相対変位 (8m×6点用×5測線)
- ロックボルト軸力 (4m×4点用×5測線)
- 土圧・覆工応力 (3ヶ所)

計測工 C ; 地中変位計

- No.1 (STA. 224+20) : 37m×7点用
- No.2 (STA. 224+10) : 31m×6点用
- No.3 (STA. 224+00) : 37m×7点用

Fig. 5 は、先行変位計測地点のボーリング調査図であるが、黒灰色泥岩を主体とするなかに青灰色の未固結シルト薄層を介在した地層である。ここで、STA. 224+00 および STA. 224+20は泥岩が主体で棒状コアが多く採取されているのに対し、STA. 224+10では介在する未

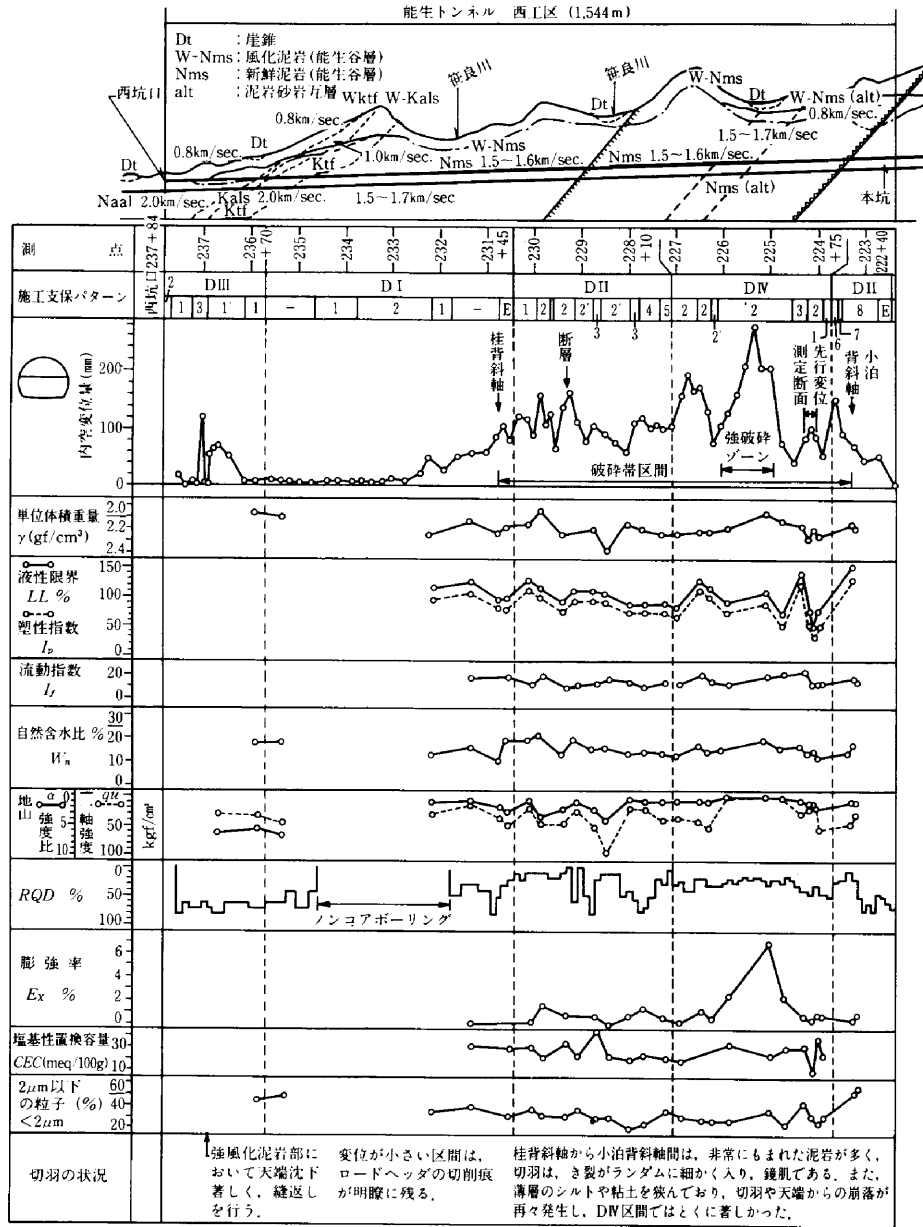


Fig.2 能生トンネル西工区地質縦断

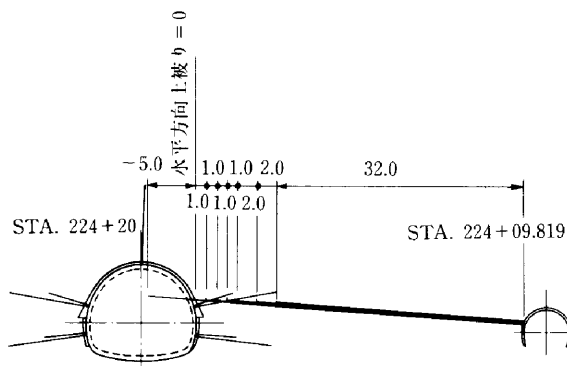


Fig.3 先行変位測定要領

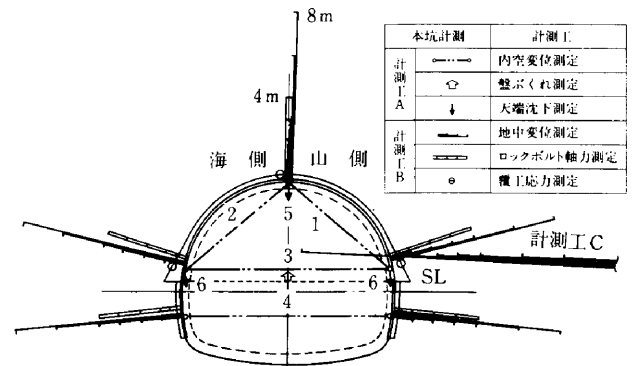


Fig.4 本坑計測工

固結シルト薄層部のコアが流失してしまうなど弱層が目立った。

4-3 測定結果

(1) 計測工 C

測定データの経日変化グラフを Fig. 6 に示す。図中 1 ~ 8 の番号は、本坑壁面からの水平深度(m)を示し、Ⓚ, Ⓛ, Ⓜ は各々上半, 下半, インバートの切羽がその測定断面を通過した日(経日)を示している。

Table 3 は、先行変位率を次式で定義した時の、各測点における先行変位率を示したものである。

$$\kappa = \left(\frac{\delta_p}{\delta_t} \right) \times 100\% \quad (29)$$

ここに、 κ ; 先行変位率

δ_p ; 切羽が到達するまでの変位量

δ_t ; 切羽通過後の収束変位量

先行変位率の平均値は上半掘削時に対して44%、最終変位量に対して13%という結果になった。ここで、No.1, No.3 はほぼ近値となったものの、No.2 はバラつきが大きい。これは、前述のとおり弱層の影響により変位量自体

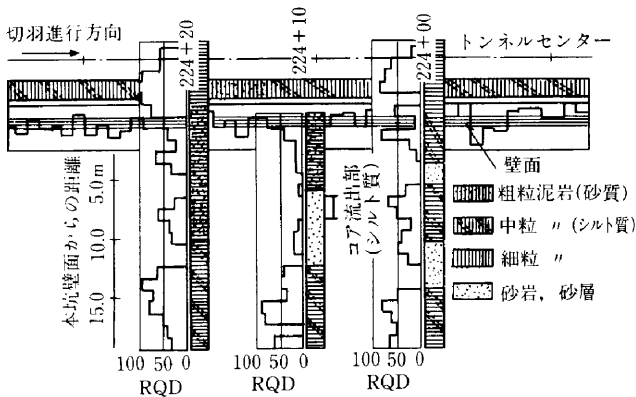
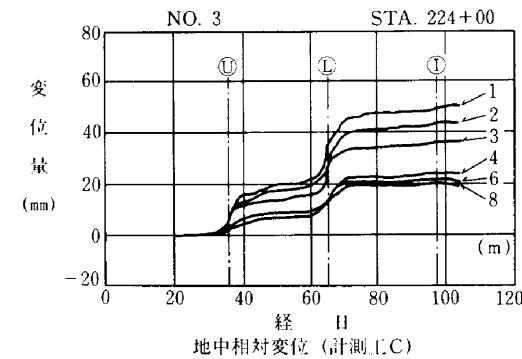
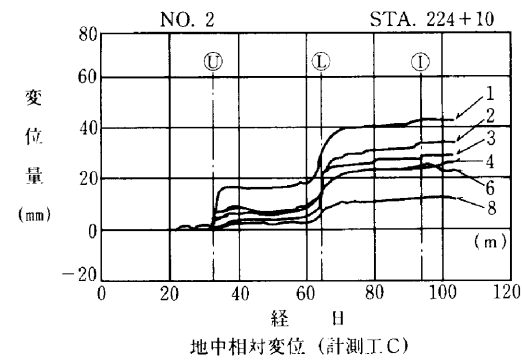
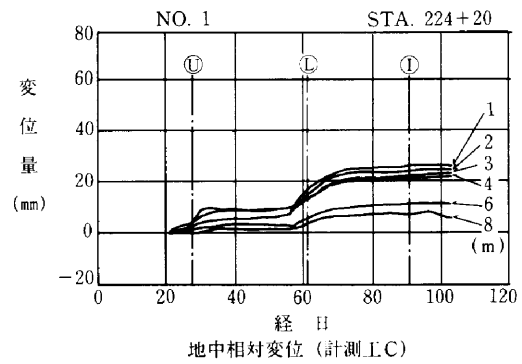


Fig.5 測定位置付近の柱状図

Fig.6 先行変位測定結果

Table 3 先行変位測定結果

測点 STA.	224+20							224+10							224+00							
	1	2	3	4	6	8	1	2	3	4	6	8	1	2	3	4	6	8				
変位量 (mm)	切羽通過時	4.5	3.7	2.4	2.5	1.9	0.5	5.5	3.2	1.4	2.2	1.2	2.2	7.8	7.3	6.3	4.0	3.8	2.7			
	上半時	8.8	8.6	6.9	5.8	3.2	1.8	17.0	6.8	6.8	4.0	3.0	3.0	19.2	16.7	13.5	7.8	8.0	6.8			
	最終時	26.3	25.1	23.8	22.6	11.7	5.0	42.4	28.7	26.3	33.7	23.4	12.0	49.6	43.7	36.1	23.6	23.0	21.1			
先行変位率 (%)	上半時	51.1	43.0	34.8	43.1	59.4	27.8	32.4	47.1	20.6	55.0	40.0	73.3	40.6	43.7	46.7	51.3	47.5	39.7			
	最終時	17.1	14.7	10.1	11.1	16.2	10.0	13.0	11.1	5.3	6.5	5.1	18.3	15.7	16.7	17.5	16.9	16.5	12.8			
	平均値	43.2							44.7							44.9						
		13.2							9.9							16.0						
先行変位率 (%)	上半時	44.3							44.3							44.3						
	最終時	13.0							13.0							13.0						

がバラついたためと思われる。

また、上半収束値と最終変位量との比率に着目すると、おおむね1:3の関係があることがわかる。この比率はトンネル全線に通じての傾向である。

(2) 計測工 A・B との比較整合

Fig. 7 は STA. 224+20 の計測工 C と計測工 A・B の変位測定結果を、上半切羽通過時を基準線 (ⓐ) として並べたものである。天端沈下グラフを除いて、上半時、下半時とも挙動が同一の傾向を示した。上半時の収束変位量に対し、掘削完了後の収束変位量が約3倍であることも共通している。これらの結果より、先行変位測定値が信ぴょう性の高いデータであると考え、以下に述べる解析を実施した。

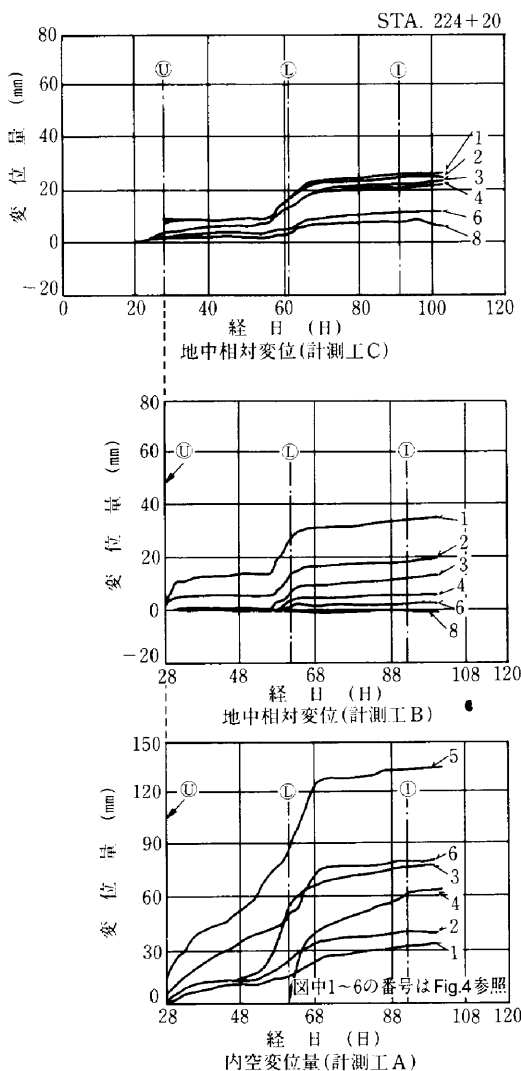


Fig.7 変位測定結果の整合

§ 5. 先行変位測定解析

5-1 変位曲線の近似

Table 3 の先行変位率を平均化して定量的に求めるため、切羽進行と計測工 C の変位の関係の指数回帰曲線近似を試みた。その結果、変曲点 (x_1, δ_1) に関して点対称な関数 (式 (30), Fig. 8) が、比較的簡単な関数としてよく近似できた。

$$\delta = A \cdot [1 - \exp \{-(x-x_1)\beta\}] + \delta_1; (x-x_1) \geq 0 \quad (30)$$

$$\delta = A \cdot [1 - \exp \{-(x-x_1)\beta\}] + \delta_1; (x-x_1) < 0 \quad (31)$$

ここに、 $\kappa = \left(\frac{\delta_p}{2A}\right) \times 100\%$

κ : 先行変位率

δ_p : 上半切羽到達時の変位量

そこで、No.1~No.3 の平均的な変位曲線を近似するために、水平深度別に3断面の平均変位量に対する曲線近似式を求めた (Fig. 9)。解析にあたり、上半、下半各々別々に $-3d \sim 3d$ ($d=10m$) の範囲内のデータを採用して個々の近似曲線を求め、これをつなぎ合わせている。このときの上下半別の係数 A, β と先行変位率 κ を Table 4 に示す。

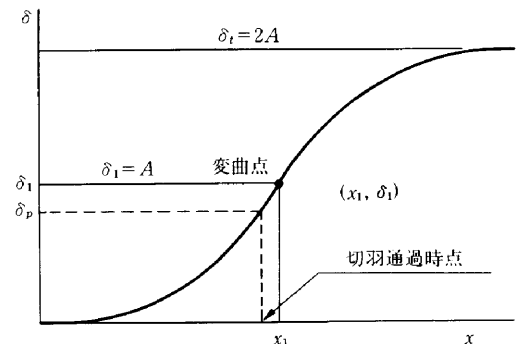
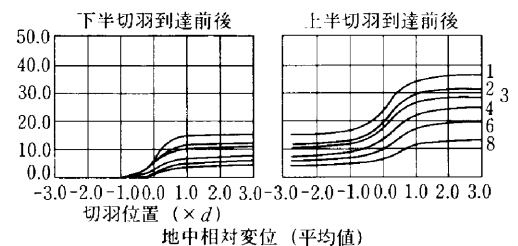


Fig.8 変位近似曲線



(注) 図中の番号はトンネル壁面からの深度 (m)
 深度1mの曲線の式は
 (上半) $Y = 7.434 \cdot (1 - \text{EXP} \{-(X-0.060) \cdot 3.251\}) + 7.434$
 (下半) $Y = 10.787 \cdot (1 - \text{EXP} \{-(X-0.136) \cdot 1.678\}) + 25.655$

Fig.9 変位曲線近似式

Table 4 特性曲線関数の係数

測点番号		1	2	3	4	6	8	平均
上	A(cm)	7.434	5.839	5.307	3.625	2.829	2.048	4.467
	β	3.251	2.577	2.044	1.932	1.719	2.959	2.435
半	先行変位率 κ	41.1	42.1	50.0	39.6	38.8	36.1	40.8
下	A(cm)	70.787	9.621	9.101	8.998	7.058	4.525	8.348
	β	1.678	1.943	1.640	1.325	1.393	1.581	1.593
半	先行変位率 κ	39.8	38.4	36.8	34.7	32.3	27.5	34.9

Table 5 計測工Cから補正して求めた壁面変位(特性曲線A)

	トンネル半径 r_i (m)	計測位置 r_j (m)	補正率 r_j/r_i	壁面変位 (補正後の特性曲線A)
上半モデル	4.0	5.0	1.25	$y=9.5(1-\exp(-(x-0.09)\cdot 2.5))+9.5$
全断面モデル	5.0	6.0	1.20	$y=13.0(1-\exp(-(x-0.27)\cdot 1.6))+32.0$

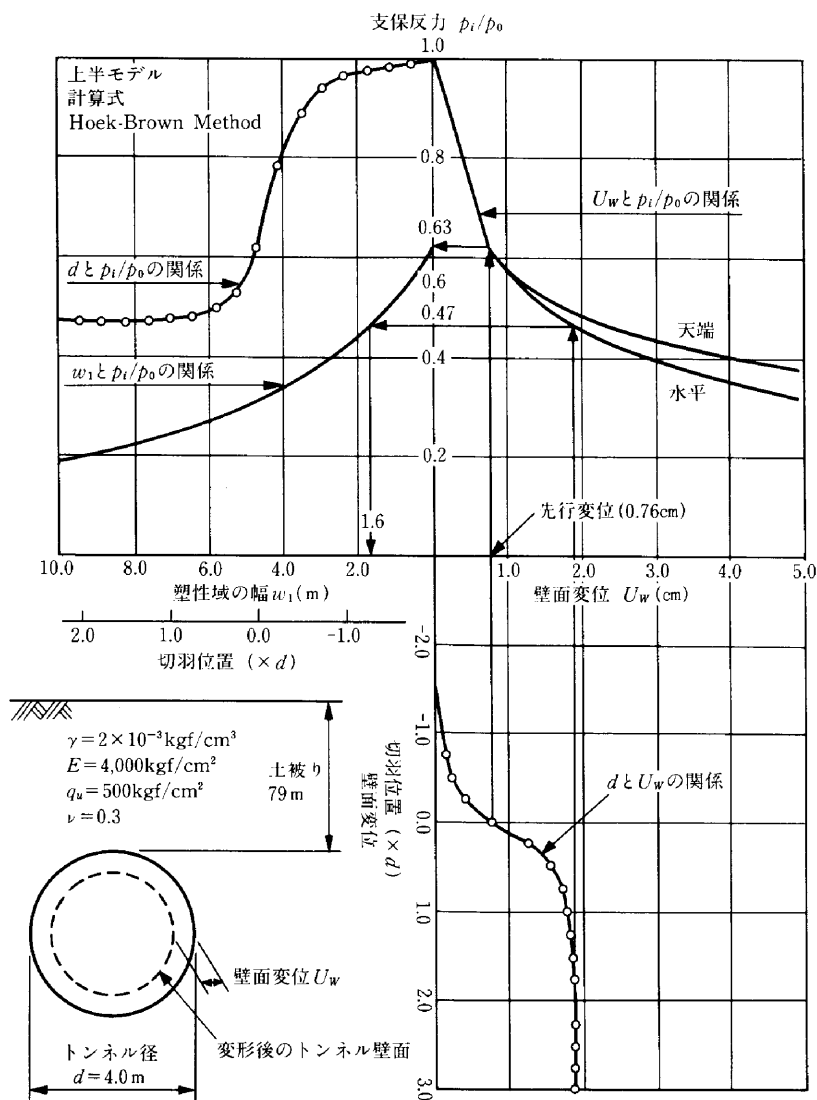


Fig.10 C & C 解析例

Table 6 応力解放率のまとめ

特性曲線のモデル	上半モデル				全断面モデル	
	上半切羽到達時		上半収束時		全断面時(変位収束時)	
	$p_i/p_0^{(1)}$	応力解放率 (%)	$p_i/p_0^{(1)}$	応力解放率 (%)	$p_i/p_0^{(1)}$	応力解放率 (%)
Hoek-Brown	0.63	37	0.47	53	0.37	63
Egger	0.63	37	0.29	71	0.17	83
Kastner	0.63	37	0.25	75	0.11	89
備考	計測値 (mm)	変位比率 (%)	計測値 (mm)	変位比率 (%)	計測値 (mm)	変位比率 (%)
	7.6	17(40) ⁽²⁾	19.0	42	45.0	100

注1) $p_0=15.8\text{kgf/cm}^2$ (土被り圧)
 注2) () は上半収束値に対する変位比率
 注3) 計測値は計測工Cの近似曲線(3断面の平均値)から得られた値。

Table 4 から、上半切羽到達時の x は深度により多少の差はあるが、平均40%であることがわかる。

5-2 C&C 解析

C&Cによる、能生トンネルの解析結果を以下に示す。ここに、特性曲線は C_I 級のものを使用する。またトンネル壁面変位(変位曲線近似)は、4-3にて求めたトンネル壁面から深度1mの地中変位曲線の平均値を基に、以下の補正方法を用いる。

$$\delta_i = \left(\frac{r_j}{r_i}\right) \times \delta_j \tag{32}$$

ここに、 δ_i : トンネル壁面変位 ($r=r_i$)
 δ_j : 測定変位 ($r=r_j = r_i + j$)
 (壁面からの水平深度 $= j = 1.0\text{m}$)

トンネル半径は掘削断面積の等しい円の半径として評価し、上半モデルでは $r_i = 4\text{m}$ 、全断面モデルでは $r_i = 5\text{m}$ とする。なお、上半の変位曲線近似式の係数 β は上半の平均値とし、 x_1, δ_1 は上半時に対する先行変位率が40%となるように設定している。下半についても同様である。Table 5 は補正後の変位曲線近似式の結果である。

これによれば、上半切羽到達時の先行変位量は、式(31)により計算される。

$$\delta_p = 2A \times 40/100 = 2 \times 9.5 \times 0.4 = 7.6 \approx 8\text{mm} \tag{33}$$

(1) 応力解放率

当解析において、応力解放率は支保地山応力比を用いて、次式で求められる。

$$\omega = \left(1 - \frac{p_i}{p_0}\right) \times 100\% \tag{34}$$

また、このときの変位解放率は先行変位率と同様にして、次式で求められる。

$$x = \left(\frac{\delta}{\delta_t}\right) \times 100\% \tag{35}$$

ここに、 x : 変位解放率
 δ : このときの変位量
 δ_t : 切羽通過後の収束変位量

なお、変位比率 λ は、特性曲線を Fig. 1 に示す直線①で表現される地山が支保材を含んだ等価弾性体として考えた場合の応力解放率に相当する。一方、C&C解析から得られる解放率は、地山そのものの応力解放率である。それぞれの解放率は、地山が弾性体であれば $\omega \geq x$ 、塑性体であれば $\omega < x$ の関係になる。

C&C解析の例として、Hoek-Brownの特性曲線と変位曲線の組み合わせを Fig. 10 に示す。この図から変位比率 x と変位に対応した応力解放率 ω を読みとることができる。

Table 6 は、補正後の変位曲線近似式を基に、Hoek-Brown, Egger, Kastner の計算式を用いて求められた応力解放率を、各施工段階別に示したものである。上半モデルに対し、上半切羽到達時の変位解放率(先行変位率)が40%であり、応力解放率も37%とほぼ一致している。変位解放率と応力解放率との一致は、トンネル周辺地山の挙動特性が弾性的であることを示している。すなわち、上半支保が、トンネル周辺地山の緩み(塑性化)を防止していることになる。

下半切羽到達前後の変位挙動は上半時のものとなり異なる。Table 6 に示すように、上半収束時

Table 7 塑性領域算定結果

	逆解析	Hoek-Brown	Egger	Kastner
上半収束時	0.7m	1.6m	1.2m	1.3m
下半到達時	2.6	2.4	1.9	2.3
全断面時	4.3	4.2	3.6	4.2
備考	限界せん断歪 $\gamma_0=1.0\%$	破壊規準 Hoek-Brown	破壊規準 Mohr-Coulomb	破壊規準 Mohr-Coulomb

Table 8 逆解析算定結果

測点 STA.	変形係数		側圧係数 K
	E1 (kgf/cm ²)	E2 (kgf/cm ²)	
224+20	3600	2200	1.2
224+10	2500	1500	1.0
224+00	3200	1900	1.0
平均値	3100	1900	1.1

注) E1は先行変位を無視した値, E2は先行変位を考慮した値を示す。

ら全断面時までの応力の解放率の増加は、計算式により若干異なるが、おおむね10~15%である。一方、この間における変位の増加は全体の58%も占めている。すなわち、下半到達前後から、地山は小さな応力の変化で大きく変形していることになり、これは塑性変形が支配的であることを示すものである。このように、塑性変形が支配的になると、変位の解放率と応力の解放率に大きな差が生じることに注意すべきであろう。

(2) 塑性領域

Table 7 は、C&C で得られたトンネル周辺に生じる塑性領域と、逆解析から求められた塑性領域（限界歪1%と設定）を比較してまとめたものである。これから、上半収束時はC&Cで得られた値が逆解析結果と比較して2倍ほど大きい。下半掘削後の塑性領域はおおむね一致していることが分かる。

これは、逆解析からトンネルの応力状態は側圧係数1.0~1.2でほぼ静水圧状態と推定されており（Table 8 参照）、逆解析の形状も下半掘削後は円形モデルに近づき、C&Cの仮定条件と適合してきたためと考えられる。

(3) 支保効果

支保は、トンネル壁面の変形に対しあたかもバネのように反力（支保内圧）を発揮する。本トンネルの支保が、どの程度の支保内圧と剛性を発揮しているかを考察するために、計測変位と特性曲線を組み

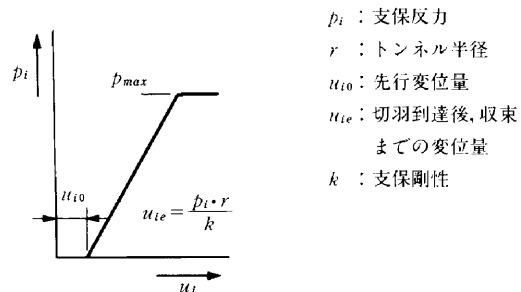
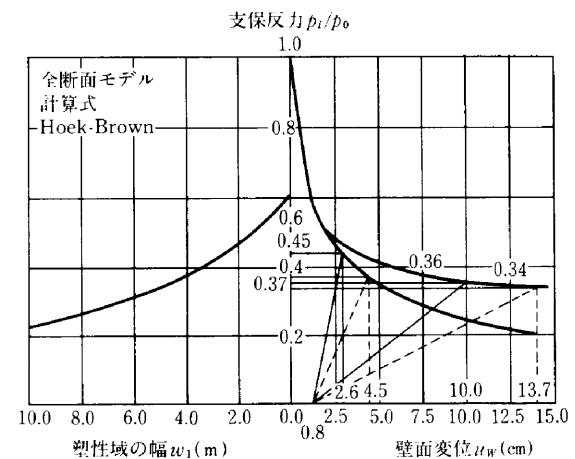
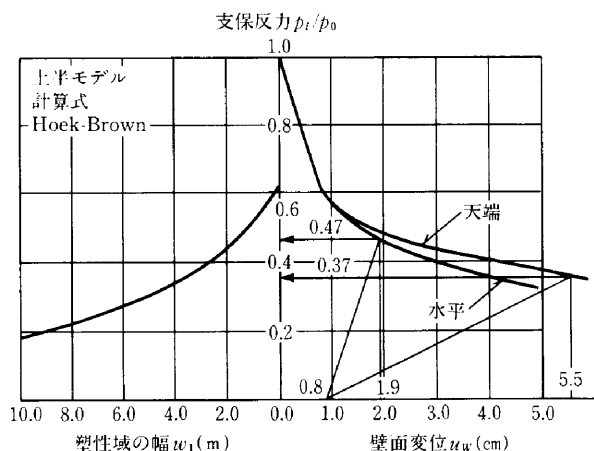


Fig.11 支保反力と支保剛性



(注) 実線：下半到達時
破線：全断面時(変位収束時)

Fig.12 支保地山応力と支保剛性の例

合わせて解析してみる。当解析の仮定条件は、以下のとおりである。

《仮定条件》

- ① 支保剛性は、Fig. 11 に示す関係により求められる。
- ② 水平方向変位は、Table 5 に示す壁面変位を用いる。
- ③ 鉛直変位（天端沈下）は、3計測地点の平均

Table 9 支保地山応力比と支保剛性のまとめ

		Hoek-Brown			Egger			Kastner		
		p_i/p_0	p_i	k	p_i/p_0	p_i	k	p_i/p_0	p_i	k
上半収束時	水平変位(mm) 19	0.47	7.4	2700	0.29	4.6	1660	0.25	4.0	1440
	鉛直変位(mm) 55	0.37	5.8	500	0.16	2.5	220	0.13	2.1	170
下半到達時	水平変位(mm) 26	0.45	7.1	1870	0.26	4.1	1080	0.22	3.5	910
	鉛直変位(mm) 100	0.36	5.7	310	0.17	2.7	150	0.15	2.4	130
全断面時	水平変位(mm) 45	0.37	5.8	770	0.17	2.7	350	0.11	1.7	230
	鉛直変位(mm) 137	0.34	5.4	210	0.17	2.7	100	0.16	2.5	100

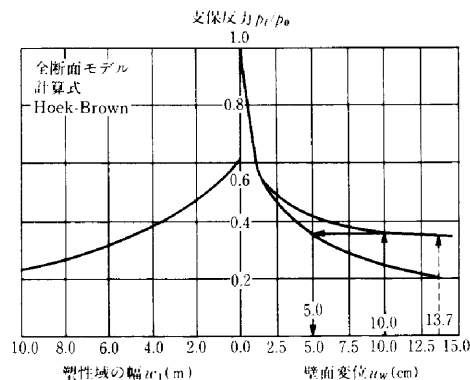
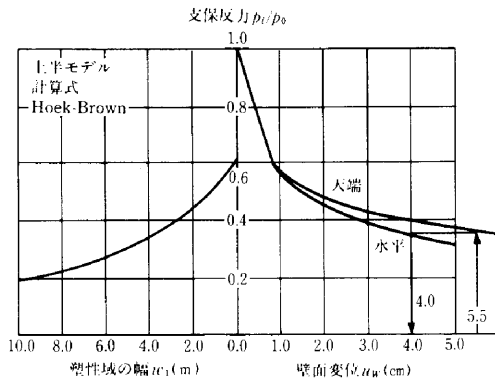
注1) p_i k の単位は kgf/cm^2

注2) 水平変位は計測工Cの近似曲線(3断面の平均値)から得られた値。

鉛直変位は、天端沈下測定結果+先行変位8mm。

Table 10 鉛直/水平変位算定結果のまとめ

	計測値		Hoek-Brown		Egger		Kastner	
	水平変位 u_H (mm)	鉛直変位 u_V (mm)	水平変位 u_H (mm)	鉛直変位 u_V (mm)	水平変位 u_H (mm)	鉛直変位 u_V (mm)	水平変位 u_H (mm)	鉛直変位 u_V (mm)
上半収束時	19	55	40	55	38	55	35	55
	0.35		0.62		0.69		0.64	
下半収束時	26	100	50	100	45	100	40	100
	0.26		0.50		0.45		0.40	
全断面時	45	137	50	137	45	137	40	137
	0.33		0.36		0.33		0.29	



(注) 実線：下半到達時
破線：全断面時(変位収束時)

Fig.13 特性曲線による変位予測例

値を用いる。なお、このとき先行変位量(8mm)を考慮する(式(33)参照)。

計算結果の例を Fig. 12 に、まとめを Table 9 に示す。

Table 9 に示すとおり支保内圧、支保剛性の最大値は、各々7.4 kgf/cm^2 、2700 kgf/cm^2 である。水平方向の鉛直方向に対する支保剛性率(k_{iH}/k_{iV})は、上半収束時が5~8、全断面時が2~3であり、上半断面時の水平方向の剛性が大きいことが分かる。ところが、下半掘削後水平方向の剛性は大きく低下する。支保剛性は、断面形状、支保形式等による変位拘束効果を示す指標であり、当解析結果では上半時は鉛直方向にたわみ易く、下半施工時には水平方向がたわみ易くなることを示している。

次に、水平、鉛直方向の支保圧比(p_{iH}/p_{iV})に着目すると、上半収束時1.3~2.0であるのに対し、全断面時には約1.0になっていることが分かる。これより、支保内圧の分布は、最終的には等圧分布放射状態になるものと考えられる。

そこで、水平、鉛直の支保圧が等しい($p_{iH}=p_{iV}$)と考え、Fig. 13のように鉛直変位(u_V)から特性曲線を利用して水平変位(u_H)を求める。計算結果と

実測値との比較を Table 10 に示す。

得られた水平変位は、全断面収束時に近づくに従って、計測値と適合性の良いものになることが読み取れる。これは、当手法により最終状態でのトンネルの力学的挙動の把握が可能であることを示唆しているものと考えられる。なお、最終時のトンネル支保内圧は計算式により差があるが、 $2.5\sim 5.5\text{kgf/cm}^2$ である。

§6. まとめ

著者らは、電研分類別に特定化した特性曲線に基づき C&C 解析を行い、能生トンネルの先行変位測定解析を行った。解析フローチャートを Fig. 14 に示す。その結果、以下の項目について計測結果との定量的な整合性を把握できることが分かった。

① 応力変位挙動の把握

応力解放率、先行変位率を求めることで、上

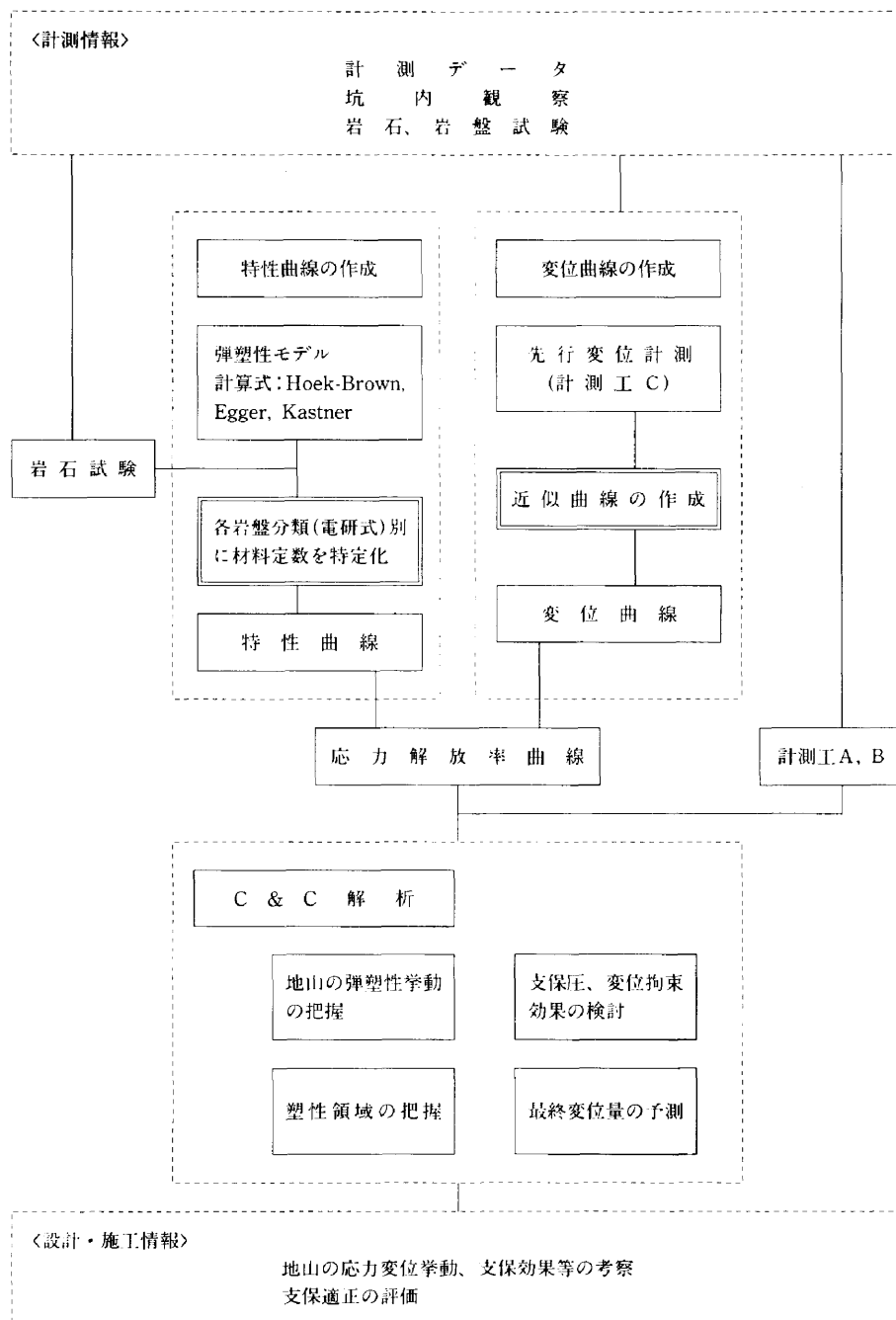


Fig.14 C & C 解析フローチャート

半時、下半時の変位挙動の相違が把握できる。

② 緩み領域（塑性領域）の把握

変位過程における塑性領域（緩み幅）が把握できる。

③ 支保効果（支保剛性、支保内圧）の把握

トンネル支保に発生する鉛直、水平支保剛性とその比率(k_{ih}/k_{iv})を評価することにより、鉛直方向、水平方向のどちらにたわみ易くなっているのかが分かる。また、必要支保内圧を把握することにより、支保パターンの検討が行える。

④ 最終変位量（鉛直変位、水平変位）の把握

支保圧比(p_{ih}/p_{iv})一定と仮定して、変位量を鉛直（天端沈下）、水平変位（内空変位）について予測できる。

特に、最終変位量及び最終塑性領域を比較的簡便に予測できることは、施工計画時及び工事（設計）変更時において非常に重要なことである。

能生トンネルにおける今回の解析では、上半施工時はほぼ弾性的挙動を示し、上半収束値に対する先行変位率が30~40%であることが分かった。この点に関しては、更に多くの計測事例に当手法を適用して検討を重ねる必要がある。

今後のトンネル計測、施工計画、工事（設計）変更に当手法が参考になれば幸いである。

謝辞 末筆ながら、貴重な御意見、御指導を賜った皆様、能生トンネルの先行変位計測工事の関係諸氏に、紙面をかりて御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Recommendations for Use of Convergence-Confinement Method: P. Gesta, Tunnels Et Ouvrages Souterrain, No.73, Janvier-Fevrier, 1986
- 2) Hoek-Brown(小野寺透, 吉中龍之進他訳): 岩盤地下空洞の設計と施工, 土木工学社
- 3) P. Egger: トンネル支保工に及ぼす破壊後の岩盤の影響, トンネル技術協会, 1978年
- 4) H. Kastner: Static des Tunnel und Stollenbaues (金原弘訳「トンネルの力学」, 森北出版, 1974年
- 5) 北川隆: 岩盤分類と岩盤-支保相互作用解析, 第19回岩盤力学に関するシンポジウム, 1987年
- 6) 桜井春輔, 竹内邦文: トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法, 土木学会論文報告集第337号, 昭和58年3月
- 7) 北川隆, 一條俊之, 曾我誠意: 岩盤分類と特性曲線に関する一考察, 土木学会第42回年次学術講演会講演概要集第3部, 昭和62年9月
- 8) 地山評価のあり方に関する研究: 日本トンネル技術協会, 昭和60年2月
- 9) 菊地宏吉, 齊藤和雄, 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, 第14回国際大ダム会議提出論文, 昭和57年
- 10) 佐藤正彦, 安川正春, 糸田俊男: 北陸自動車道能生トンネルにおける先行変位測定, 第22回土質工学会研究発表会論文集, 昭和62年6月
- 11) 佐藤正彦, 安川正彦, 竹國一也, 糸田俊男: 新第三紀泥岩(能生谷層)におけるトンネル変位と地山特性, 第22回土質工学会研究発表会論文集, 昭和62年6月
- 12) 佐藤正彦, 安川正春, 矢野尚彦, 糸田俊男: 能生トンネルの変位特性と支保効果, トンネルと地下 Vol.18, No.9, pp.25~35
- 13) 佐藤正彦, 安川正彦, 北川隆, 一條俊之, 曾我誠意: 特性曲線法によるトンネルの先行変位の考察, 第7回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 1987年12月