

(25) NATMFEMにおける入力物性値に関する研究

国鉄 鉄道技術研究所 正会員 土屋 敏

1. まえがき

国鉄ではNATMの設計のために施工順序を考慮した非線型粘弾性有限要素プログラムNATMFEMを開発

使用して来た。この設計プログラムを使用するには多くの物性パラメータをインプットする必要があるが、通常岩石試験結果によっているが必ずしも地山全体の性質を表わしていない場合がある。本研究は計算結果に特に大きな影響を及ぼすパラメータについて、現場計測結果と計算結果を比較し現象に適合するパラメータのあり方を見出そうとするものである。対象トンネルは施工法が標準的で計測結果、物理試験結果の整っている12ヶ所を選んだ。

なお、本研究ではいわゆる膨脹性地山区間は対象としていない。

2. NATMFEM入力パラメータの種類

NATMFEMに含まれる主な物性パラメータを表-1に示す。これらのパラメータのうちトンネルの変位係、支保材の発生応力に最も大きな影響を持っているのは、土被りHと地盤の初期変形係数D0である。一方トンネルの変形モード（内空変位量の天端沈下量に対する相対的な比率）に最も大きな影響を持っているのは、地盤の初期側圧係数K0である。本研究では、これらの値の取方に主眼を置いて考える。

2. 1 初期地圧に関するパラメータ

初期鉛直土圧は γH とする。初期側圧係数は $K_0 \cdot \gamma H$ とする。

2. 2 地盤の変形特性に関するパラメータ

三軸試験の応力-歪曲線の非線形性を、破壊接近度Rと接線変形係数の関係で見ると、Rが弾性限界 R_{EL} 以上の場合は $D=D_0$ で一定であり、Rが R_{EL} 以下になるとDは減少し始める。（図-1）

解析断面の切羽付近で採取されたサンプルの三軸試験（一部、一軸試験も含む）の応力-歪曲線を整理し、 D_0 、 R_{EL} 、 n といった値を求めた結果を表-2に示す。データは σ_3 によって変化するが、推定側圧 $K_0 \cdot \gamma H$ に近い場合のものを採用した。これらの結果を未固結地山、軟岩、硬岩に分けて図-2に示す。

以下の解析において、 R_{EL} 、 n は表-2の値をそのまま用いるが、 D_0 は修正係数 η を乗じ R_0' として用いる。

$$R_0' = \eta \times R_0$$

D_f は未固結地山を主たる対象として図-2より

$$D_f = 0.1 D_0' \quad \text{とする。}$$

表-1 NATMFEMの主な物性パラメータ

物性パラメータ	備 考
土 被 り H	地形より決まる。
初期側圧係数 K_0	原位点試験により求めることも可能であるが、ほとんど行われていない。地質的な履歴にも依存される。
単位体積重量 γ	物性試験より決まる。
初期変形係数 D_0	三軸試験の応力-歪曲線より一定求めるが、割れ目の影響を受け易く、地盤全体を考えると不明点が多い。
破壊時 σ_3 D_f	非線形特性を示す岩では、物性試験や理論からは決まらない。
初期ポアソン比 ν_0	三軸試験の横変位から求める。岩種により標準的な値は概ね決まる。
破壊時 σ_3 ν_f	崩壊状態のポアソン比0.5に近い値を用いる。
弾性限界 R_{EL}	三軸試験の応力-歪曲線より求める。
パラメータ n	三軸試験の応力-歪曲線より求める。
粘 着 力 C	三軸試験より一定求めるが割れ目の影響を受け易く、地盤全体を考えると不明点が多い。
内部摩擦角 ϕ	三軸試験より求める。D ₀ 、Cに比べると割れ目の影響は小さい。
引張強度 σ_t	引張強度試験より求めるが、一般には行われていない。また、Cと同様に地盤状態の影響を受け易い。
地盤の弾性係数 E	クランプ試験より求めるが一般には行われていない。
時間係数 β	同 上
地盤のポアソン比 ν	切羽までの先行変位30mmということより $\alpha_2 \pm 2$ と決まる。
時間係数 β	トンネル性と切羽の平均進行速度より求める。
吹付けのコンクリートの弾性係数 E_c	吹付けコンクリートの圧縮強度試験より、クランプ歪、乾燥収縮歪を含んだ見掛けの値として求める。
IV ロックボルトの応力-歪特性	ロックボルトの引張試験より求める。
工 ロックボルトと地盤の間の保力 C_b, ϕ_b	地盤又は噴孔セメントのうち、いずれか弱い側のC、 ϕ を用いる。
ロックボルトの径 ϕ_b	解孔径および地山の径間により決まる。

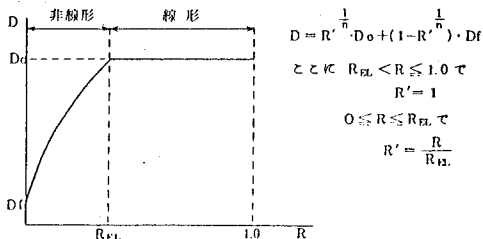


図-1 岩の変形特性の非線形性

表-2 コアサンプル(三軸試験)の非線形パラメータ一覧表

	トンネル名	岩 種	三 軸 試 験		非 線 形 パ ラ メ ター		
			σ_3 (kgf/cm ²)	σ_1 (度)	D_0 (kgf/cm ²)	R_{EL}	n
未 固 結	第一平石	マサ土	0.17	25	113	1.0	2
	IR	砂	0.26	29	255	0.7	2
	大 沢	砂	0.20	32	230	1.0	2
	大 沢 選	中粒砂岩	0.2	37.5	1,270	0.9	0.7
軟 岩	塩 橋	泥 岩	10	37	3,200	0.3	4
	第一砂岩	泥 岩	25	35	51,300	0.3	6
	長 沢	凝灰質泥岩	14	43	14,900	0.3	4
	野 々 田	泥 岩	13	36	9,000	0.2	3
中 硬 岩	大 沢 山	粗粒砂岩	21	42	27,800	0.3	4
	第一中二	粗粒砂岩	30	39	19,400	0.3	10
	第一名地	結晶質凝灰岩	130	50	133,000	0.1	10
硬 岩	第一名地	凝灰岩	65	40	160,000	0.3	4

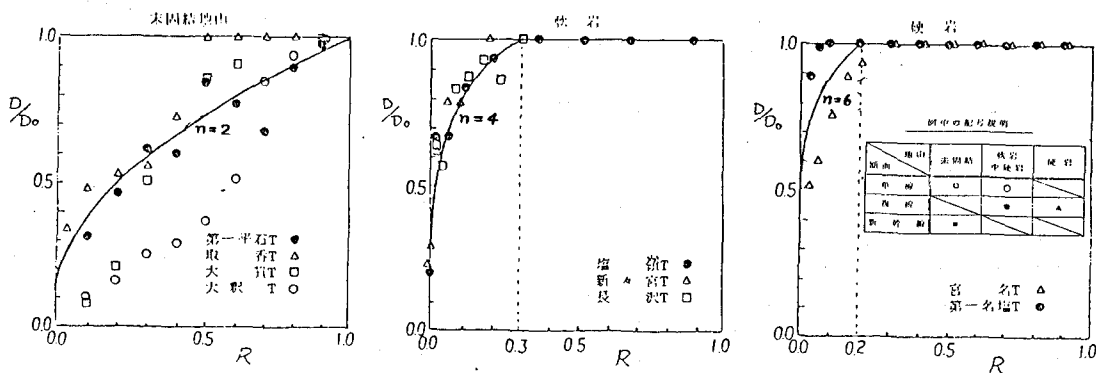


図-2 岩石三軸試験による破壊接近度と変形係数の関係

ポアソン比 ν_0 については過去の資料等を参考にして、地山区分に応じて硬岩 0.25、軟岩、中硬岩 0.30、未固結地山 0.35 とした。破壊時ポアソン比 ν_f は、連続体の塑性流動状態における 0.5 に近い値として、地山区分にかかわらず 0.45 を用いた。

2.3 地盤の強度に関するパラメーター

岩盤の弾性係数が減少するとそれに応じて岩盤の粘着力 C も減少するが、岩盤の内部摩擦角 ϕ は余り影響を受けない。これに基づき、内部摩擦角は三軸試験結果を用い、粘着力は三軸試験結果の C を次のように初期変形係数と連動させて C' に修正して用いることにした。 $C' = \eta \times C$ ただし上限は C 、引張強度 σ_t は資料にもとづき $\sigma_t = 0.2C'$ とする。

2.4 覆工に関するパラメーター

吹付けコンクリートは、他の普通のコンクリートとは異なり若材令で応力を受けるため、弾性変形以外にも相当量のクリープ変形、乾燥収縮変形を示す。今回、吹付けコンクリートのクリープ試験を行い、その結果より、計算に用いる見掛けのヤング係数は、 $E_c = 34000 \text{ kgf/cm}^2$ と定めた。

3. 解析結果

計測結果、主要な入力定数、解析結果の一覧表を表-3に示す。解析は天端沈下層と上半コンバージェンスが一致するように行っているため、これら以外の計測項目について実測値と解析結果を図3～6において比較検討している。

表-3 計測結果ならびに解析結果一覧表

地 区 名	未 固 結				軟 岩				中 硬 岩				硬 岩	
	第一号石 (230°966M)	取 石 (62°780M)	大 目 (13°324M)	大 目 (470°430M)	第一号石 (224°670M)	取 石 (29°430M)	大 目 (34°048M)	大 目 (70°217M)	第一号石 (94°074M)	取 石 (31°113M)	大 目 (21°696M)	大 目 (108°615M)	第一号石 (108°615M)	取 石 (108°615M)
トシキル名 (断面形状)	マッ土	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂
地 山 分 類	土 砂 I	土 砂 I	土 砂 I	土 砂 I	E I ~ E II	E I	E II	E III	E IV	E V ~ E VI	D N	C N	A N ~ M	B N ~ M
土 質 分 類	3	95	10	50	42	25	20	17	15	65	25	105		
地 盤 沈 下 (mm)	110	46	4	—	—	—	3	—	—	—	—	—	—	—
天 端 沈 下 (mm)	69	18	4	2	59	54	5	7	7	3	15	08		
上 半 コ ン バ (mm)	20	101	48	52	74	43	52	30	20	89	44	04		
下 半 コ ン バ (mm)	105	112	28	24	69	25	54	13	7	42		12		
90°収 束 距 離 (mm)	28×a	19×a	42×a	28×a	37×a	59×a	49×a	59×a	27×a	41×a	15×a	18×a		
(mm) 下 半 コ ン バ	(1.7×a)	(1.4×a)	(0.6×a)	(1.6×a)	(5.4×a)	(2.5×a)	(2.1×a)	(7.4×a)	(8.7×a)	(3.9×a)				
ポ ー ト 力 (kg/cm ²)	0.8~28	18~52 (10.3)	1.0~27	0.9~47 (8.2)	5.0~90	10.3~176 (12.5)	0.6~4.3	14~62	52~98 (17.2)	15~60 (17.0)	18~66	07~17 (3.0)		
吹 付 け 力 (kg/cm ²)	—	0.5~4.2	0.1~0.3	0.9~12.7	1.0~395	—	—	—	0.5~5.9	1.5~17.0	0.1~1.1	0.1~1.4		
単位体積重量 (t/m ³)	1.62	1.77	1.88	1.66	2.25	2.55	1.61	1.88	1.92	2.32	2.57	2.66		
初期弾性係数 E_0	0.36	0.37	0.46	0.90	0.94	0.40	0.42	0.28	1.05	1.00	1.28	1.13		
初期変形係数 D_0 (kg/cm ²)	119	255	1500	10300	435	564	890	1000	3150	9890	14000	144000		
粘 着 力 C' (mm)	0.17	0.26	0.20	0.20	1.36	0.50	0.89	1.44	2.36	15.3	14.3	58.5		
内部摩擦角 ϕ (度)	25	29	32	37.5	37	35	43	36	42	39	50	40		
弾 性 係 数 E_{EL}	1.0	07	1.0	09	03	03	03	02	03	03	01	03		
パラメーター n	2	2	2	0.7	4	6	4	3	4	10	10	4		
地 盤 沈 下 (mm)	146	62	31	—	—	—	21	—	—	—	—	—		
天 端 沈 下 (mm)	69	48	39	21	58	52	48	64	68	33	15	08		
上 半 コ ン バ (mm)	24	10	50	52	76	42	51	30	20.3	89	44	12		
下 半 コ ン バ (mm)	13	18	~ 14	4.5	71	12	3.6	~ 0.3	121	48		12		
ポ ー ト 力 (kg/cm ²)	1.0~1.2	24~36	0.3~27	1.2~25	9.7~246	3.4~145	1.0~1.9	1.7~39	44~6.9	53~9.8	23~3.6	1.0~1.2		
吹 付 け 力 (kg/cm ²)	0.6~41	15~33	0.3~35	23~7.6	6.7~244	43~116	52~11.3	42~18.0	64~38.3	6.7~40.4	82~18.4	37~6.2		

* : () 内の値は、その一本径と大きくかけ離れている弾力測定値

地表沈下、下半コンバージェンス、ボルト軸力は比較的によい一致を示している。吹付コンクリートの応力は計算値の方が数倍大きく出ているものがある。以前吹付コンクリートのヤング係数を

100,000kgf/cm²として計算したときに比べるとかなり改善されているもののまだ相当の差がある。この原因については測定側にもあると考えられ今後の検討が必要である。固い地山で変形量の小さいトンネルで実測値が計算値より小さく、未固結地山あるいは変形量の大きいトンネルで比較的良好一致していることは、誤差の原因が計測器の不睦等によることを示しているように考えられる。

4. 物性パラメーターと計算変位

4.1 変形モード

図-7に変形モードλ(= $\frac{\text{上半コンバ}}{\text{天端沈下}}$)と初期側圧係数K₀の関係を示す。円型トンネルの場合はK₀ = 1.0で理論的にλ = 2となるが、縦長の単線断面ではこれよりも天端沈下が小さく上半コンバージェンスが大きくなっている。一方、複線・新幹線断面の場合は円型トンネルに近い比率となっていることがわかる。

4.2 変位量

図-8に平均変位率U(= $\frac{\text{天端沈下} + \frac{1}{2}\text{上半コンバ}}{\text{トンネル外径}}$)と計算上の地山剛性比rt・H/D₀'の関係を示す。同図より両者には強い相関があることが分る。すなわち変位量は土被り圧rt・Hと地山の剛性D₀'に強く支配されている。

5. 地山と物性パラメーター

5.1 土被りと初期側圧係数

図-9に初期側圧係数K₀と土被りHとの関係を示す。K₀の値は土被りと強い関係があり、H<30mの浅い地山ではK₀は0.4程度と小さく、H=40~50mと深くなるとK₀は1.0前後となりこれ以上Hが大きくなってもK₀は1.0前後の値で推移する。今回は20m<H<40mの例が少なく、この間のK₀の値の変化については推定の域を出ないものの、概ね以下の式により近似されるものと考えられる。

$$\begin{aligned} H \leq 50m \text{ の場合} & \quad K_0 = 0.015 \times H + 0.25 \\ H > 50m \text{ の場合} & \quad K_0 = 1.0 \end{aligned}$$

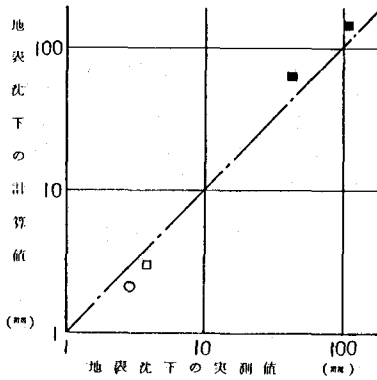


図-3 地表沈下の計算値と実測値の比較

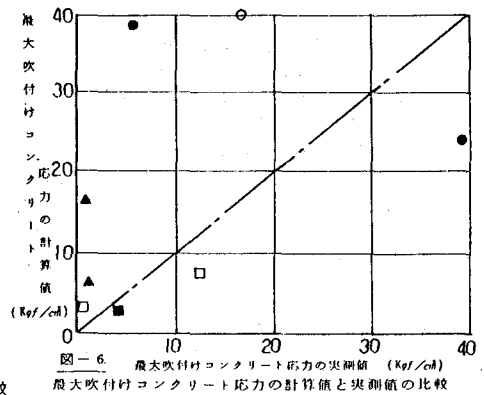


図-6 最大吹付けコンクリート応力の計算値と実測値の比較

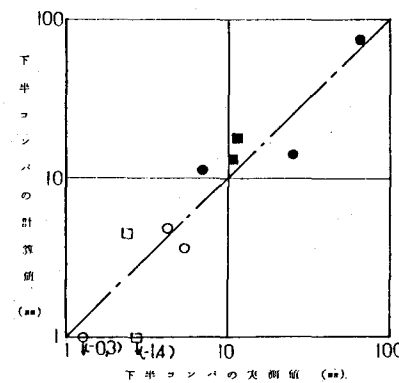


図-4 下半コンバージェンスの計算値と実測値の比較

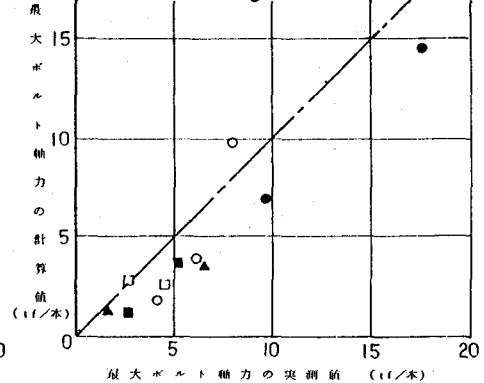


図-5 最大ボルト軸力の計算値と実測値の比較

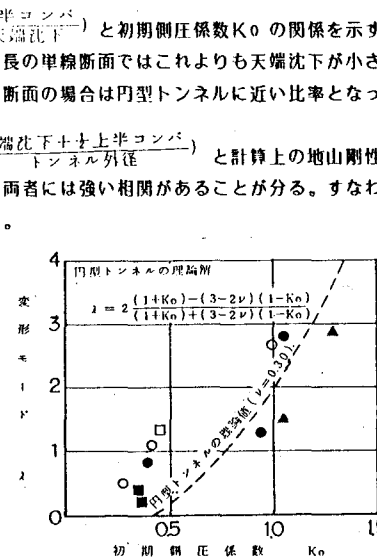


図-7 変形モードと初期側圧係数の関係

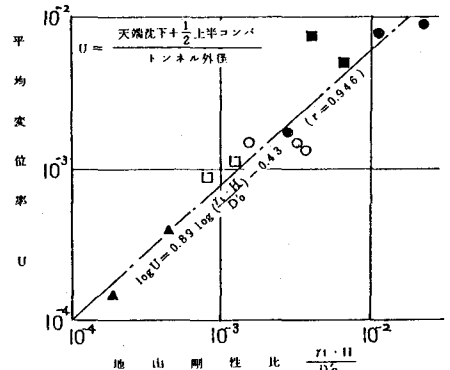


図-8 平均変位率と地山剛性比の関係

5. 2 地山分類と修正係数 η

未固結地山の場合の修正係数 η ($=D_0'/D_0$)を図-10に示す。N値が10~30のいわゆる「中位の砂」に相当する平石T、や取平T、では η はほぼ100%となった。

大貫T、と大沢廻T、については三軸試験による初期変形係数 D_0 を相当割増して使用しなければならないという結果となっている。この二つのトンネルに特徴的なことは1)「密な砂」または「非常に密な砂」である。2)インバートが早期に閉合されている。2)の影響は後方の覆工によるシェル効果が考えられる。しかしそれ以上に密な砂のコアを採取時のゆるみがより大きく影響したのではないかと考えられる。

岩盤地山の場合の修正係数 η を図-11に示す。同図より、地山分類がIV以上の場合は η は50~90%と比較的大きな値であるが、III以下では10~20%と非常に小さい値でほぼ一定になる傾向を示している。

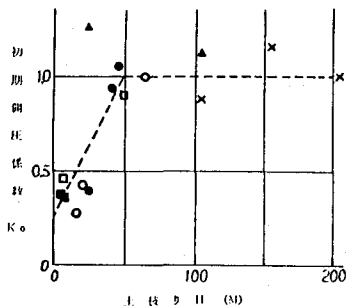


図-9 初期側圧係数 K_0 と土質リット D_0 の関係

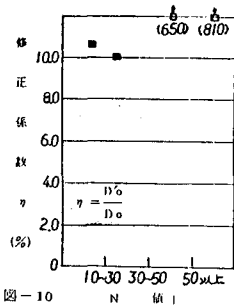


図-10 修正係数 η とN値の関係 (未固結地山)

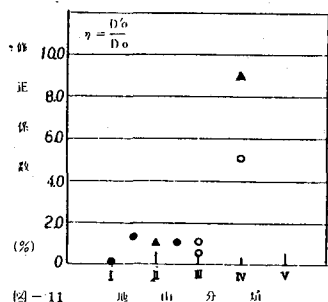


図-11 修正係数 η と地山分類の関係 (岩盤地山)

6. 地山分類と初期変形係数 D_0' 、強度定数 C' 、 ϕ'

地山分類と D_0' 、 C' 、 ϕ' の関係を調べた結果を図-12、13に示す。同図より地山分類と強い相関が認められ、地山分類によって物性値をパターン化することの可能性を示唆している。

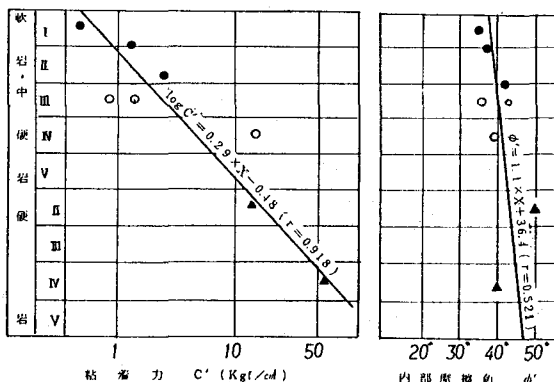


図-12 計算における強度定数 C' 、 ϕ' と地山分類の関係

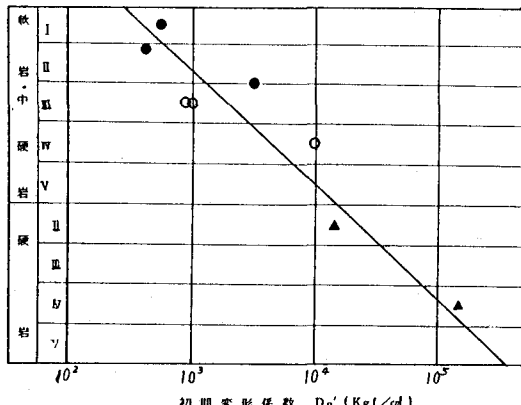


図-13 計算における D_0' と地山分類の関係

7. あとがき

12トンネルの調査結果、計測結果を用いてFEMによるパラメータスタディを実施した結果以下のことが分った。

- 1) 変形モード入= 上半コンバージェンス 天端沈下 は側圧係数 K_0 にほぼ支配される。
- 2) K_0 、 D_0 を正しく規定すると、上半コンバージェンス、下半コンバージェンス、天端沈下、ロックボルト軸力はNATMFEMにより正しく予測することが出来る。
- 3) 吹付コンクリート応力は計算値が実測値の数倍になるものもあった。この原因については計測方法についても検討する必要がある。
- 4) 初期側圧係数 K_0 は土被りが30m未満では0.35 ~ 0.50と小さく40~50m以上になると1.0前後でほぼ一定になる傾向を示す。
- 5) 岩盤地山における初期変形係数 D_0' の三軸試験の D_0 に対する修正係数 η は、分類Vで80%、IVで50%、III、IIで10%程度が大まかな目安となる。
- 6) 地山物性値 D_0 、 C 、 ϕ 等は地山分類に応じてほぼパターン化することが出来る。

上記の結論を得たが各種の複雑な条件に対して用いたデータはわずかに12トンネルのものであり今後もさらにデータを積み重ねて精度を改善して行くことが望ましい。

(25) Study on the Input Parameters
for NATMFEM Analysis

Railway Technical Research Institute, T. Tsuchiya

Summary

Many kinds of FEM program have been already published for tunnel analysis. But, in any case, how to determine the input parameters is still remained one of the great problems, because of the complex behavior of the real ground which contains discontinuity and nonhomogeneity.

Using NATMFEM program which is developed for NATM tunnel analysis by Railway Technical Research Institute of J.N.R., the parametric studies on the twelve tunnels were carried out, based on the geological inspection results and the field measurement results. Four of them are earth tunnels, six are soft rock ones and two are hard rock ones. Tunnels under the special conditions such as tunnel in the swelling ground are not involved in these examples.

The conclusions of these studies are as follows.

- (1) NATMFEM gives the reasonable predictions about upper half and lower half convergences, crown and surface settlements and rock bolt forces, by using the suitable lateral pressure coefficient K_0 and initial deformation modulus D_0 .
- (2) K_0 value shows a tendency to change according to the overburden depth and becomes constant in the range deeper than 40 ~ 50 M.
- (3) The input parameters such as D_0 , C and ϕ , etc. have been established in accordance with the ground classification.