

(87) トンネル岩盤分類と許容変形量との関係

京都大学工学部 正 ○谷本 親伯

正 島 昭治郎

(株) 大林組 正 藤原 紀夫

正 吉岡 尚也

1. 序 1975年以来、日本では 220のトンネル(合計掘進長 244km)が、いわゆる NATMの名称の下に施工されている。この施工で問題になってきたのは、理論面では支保荷重を最小化することであり、また実施面ではロックボルトと吹付けコンクリートを主要な支保部材とすることである。支保荷重の最小化を計るためには許容変形量に対する具体的な指標が必要なこと、ならびに観測施工の利点を活用するためには得られた計測値の示す意味を具体的に把握する必要があることである。これに関する基本的事項と日本におけるトンネル施工の現況については既に指摘した。(谷本、1982b)

許容変形量ならびにコンバージェンスの持つ意味について折爪トンネルを中心に具体的に言及してみる。夫々のプロジェクトにおいては、これらを具体的に明瞭にしない限りは合理的なトンネル施工は行えない。実測に見る支保荷重と変形との関係、地山の力学的特性とトンネル周辺に生成する地山アーチとコンバージェンスの関係、支保の種類と規模に対する具体的な支保荷重に触れる。これに基づき、施工管理を目的とし、切羽近傍で得られた初期変形速度から最終変形量および支保荷重を推定するトンネル岩盤分類を提案する。なお、本文では比較の便を考え、すべてのトンネルを掘削径(D=)10mの等価円形トンネルに置き換え、変形量(ΔD)も($\Delta D/D$)なる量を百分率で示すこととした。

2. 地山アーチの形成とコンバージェンス

トンネルの施工は、切羽面を少しずつ前進させることにより遂行される。合理的な支保工は、切羽近傍でのトンネル縦断面内での変化、すなわち半ドーム作用の發揮されている間に施されねばならない。(谷本ら、1982c)

地山が弾性的な挙動を示す場合は、地山材料が著しい時間依存性を示さない限り、掘削径Dを目安としてトンネル進行方向でのコンバージェンスの変化を見ると、2D以内で一定の値に収束する。実際には、2Dをはるかに越えた距離でないと収束しないことが多い。全断面掘削ではなく、分割掘削が実施されていることが第一の原因として挙げられる。この分割掘削による複数の切羽の進行の影響を補正しても、3~10Dの範囲で変形が収束する例が多く認められる。これは、地山の非弾性的挙動に起因し、トンネル壁面および切羽面に非弾性領域が発達し、地山アーチの形成される範囲が拡大したためである。図-1は、地山強度比が0.5なる条件下で、支保による内圧効果(p_i)の相違により地山アーチの範囲が大きく変化することを示したものである。静水圧的初期応力(p_0)の $\frac{1}{2}$ に相当する p_i では、地山全域は弾性領域にあり、 p_i が低下するにつれ、わずかに 1kgf/cm^2

Table-1 Classification of support load based on convergence survey for D = 10 m

Class	Support Load	Initial Deformation Rate (mm/day)	Observed Deformation $\Delta D/D$ (%)	Estimated Support Pressure p_i (MPa)	cf. Terzaghi's Rock Class & Load σ_H (MPa)
I	Slight	less than 0.1	less than 0.05	less than 0.1	1 - 3 ; 0 - 0.1
II	Medium	0.1 - 1	0.05 - 0.5	0.1 - 0.3	4 - 5 ; 0.1 - 0.3
III	Heavy	1 - 3	0.5 - 1	0.3 - 0.6	6 - 7 ; 0.3 - 0.7
IV	Very Heavy	3 - 5	1 - 2	0.6 - 1	8 ; 0.7 - 1.0
V	Extremely Heavy	5 - 10	2 - 3	1 - 1.5	9 ; 1.0 - 2.2
VI	Exceptionally Heavy	over 10	over 3	over 1.5	10 ; 2.2 max

という p_i の変化により、ひずみ軟化帯およびきわめて不安定な塑性流動帯が急激に増大する。一方、主応力 σ_1 および σ_3 に相当する接線方向および半径方向の応力 σ_t および σ_r の分布に着目すると、地山材料が降伏し始める弾性・非弾性域の境界上では応力状態はつねに一定で、円形トンネルの壁面に作用する内圧（支保荷重）の程度に応じて非弾性領域（ひずみ軟化域および塑性流動域）の幅が変化しているだけである。これは、弾性・非弾性境界から外側に向って形成される地山アーチに対し、つねに一定の内圧を与えるように非弾性域が発達するためであると考えられる。すなわち、トンネル壁面に作用する、人工的な支保部材の発揮する内圧効果が不十分な場合には、地山自体が非弾性リングを形成して、弾性・非弾性境界上で必要な内圧を補充しているとも説明できよう。トンネル壁面の変位を考える必要のない場合は、地山自身で必要なアーチを形成するので支保は不要である。しかし、究極では、地山のひずみが100 %に達し、トンネル内空をすべて地山材料で満たす状態となる。実際には、トンネルは完全に崩壊した状態である。これでは意味がなく、許容変形量を設定し、人工的な支保により必要な内圧を与えることを計らねばならない。同時に、地山材料の物性からひずみの許容量が存在するので、両者を考慮して変形の上限值を設定する必要がある。過去の施工では、この許容変形量ははなはだあいまいで、過分に変形を許容した結果、大規模な支保工を要した例がかなり認められる。（Tanimoto, et al, 1983）

Fenner-Pacher 曲線上の支保荷重極小点は、数値計算や実例（特に、米国・ワシントン地下鉄、新・旧宇佐美トンネルに顕著）から分るように変形量が1 %以下の範囲に存在している。（例えば、図-2）（前出の文献・谷本、1982a）過去の事例では、1 %以上の変形量を持つことが多い。一般に表示されるFenner-Pacher 曲線では、 p_i 、 p_{min} の位置が明瞭であるが、横軸変形量を対数表示にしない限りかなりフラットな曲線上に存在し、広範囲の変形量を

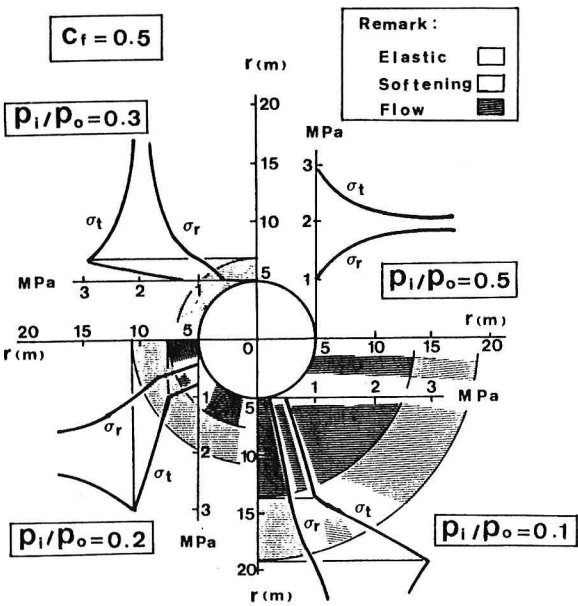


Fig. 1 Non-elastic ring and ground arch

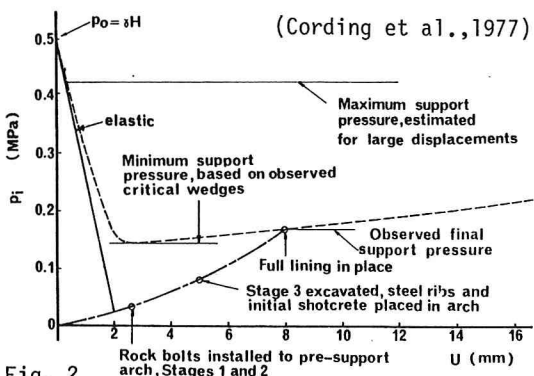


Fig. 2 Minimum support pressure and displacement

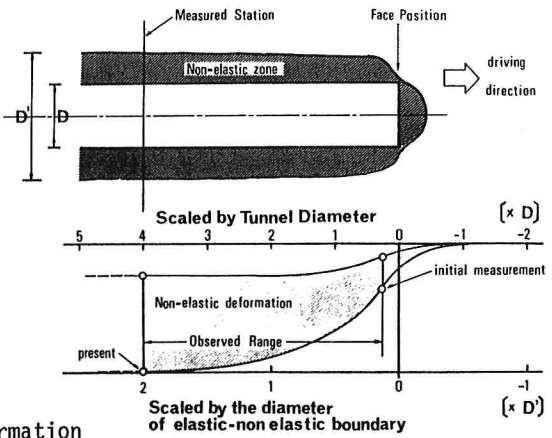


Fig. 3 Convergence for non-elastic deformation

経験せねばならず、 $p_{i,min}$ を施工中に確認することはきわめて困難である。さて、コンバージェンスに着目し、非弾性挙動に対し、弾性・非弾性境界の直径を D' として、これを、新たな単位として一定値に収束する位置を求めると大体 $2D'$ 以内である。すなわち、あたかも $2D'$ なる大きなトンネルを屈進するのと等しい挙動である。したがって、図-3の示すように、内空変位の収束状況から非弾性領域（一般に、ゆるみ領域あるいは塑性域と呼んでいる）を知ることができる。

折爪トンネルで、4 ～ 5 mの塑性域の確認された断面のコンバージェンスは、4 ～ 5Dで収束するものが多く、 D' に換算するとほぼ $2D'$ に相当している。

3. 支保の種類・規模と支保能力の内圧換算

各支保工の発揮する能力がすべて等価な内圧に換算できると、設計・施工面できわめて便利である。基本的な考え方は著者（1982a,c;1983）や Hoek(1980) らにより示されている。内圧の算定に当たっての問題点は、設計で仮定する断面形と掘削時のそれとはかなり異なり、設置後の支保部材の剛性を適切に評価することがきわめて困難なことである。設置の時機、施工の巧拙により定量的評価の値は2 ～ 20 倍の相違を示すようである。吹付コンクリートは、厚さ5cm であっても真円に近い掘削面に設置される場合は高い剛性を発揮するが、現実とは異なる。全面接着式ロックボルトも同様である。いろいろな事例を同条件下で比較することは根本的に困難なものの現場で観察した崩壊事例や極限状態に近い状況から著者が支保耐力のおおよその範囲を試算した値をHoekら（1983）の算定した値と比較してみると図-4のようである。支保工の種類は次のようである。

Ⓐ吹付コンクリート、厚さ5cm , 1 日強度14MPa 、Ⓓ同、厚さ10cm、28日強度 35MPa、Ⓒ覆工コンクリート、

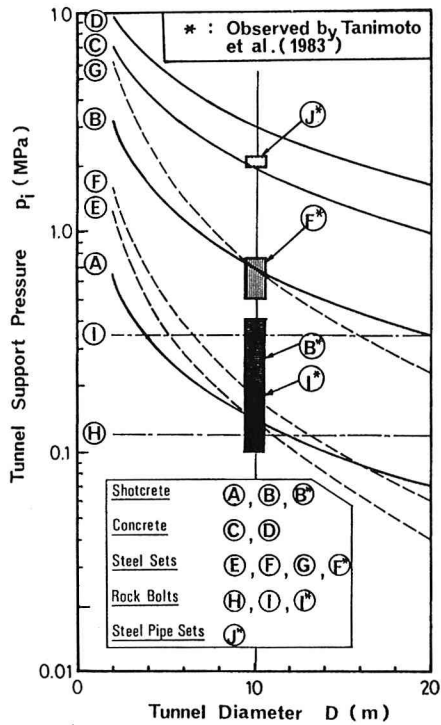


Fig. 4 Support pressures for various support elements

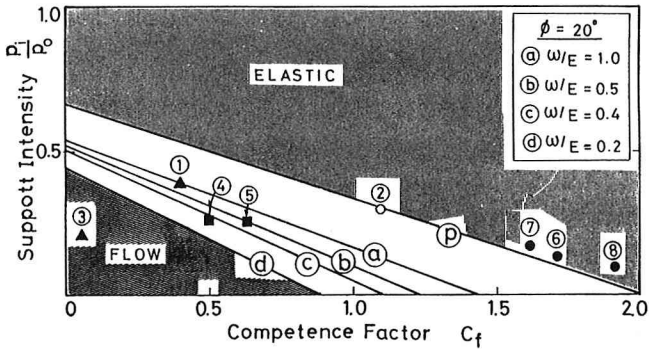


Fig. 5 Support intensity and competence factor

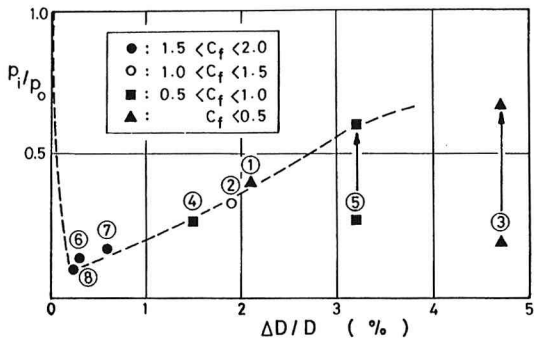


Fig. 6 Support intensity and deformation $\Delta D / D$

(Hoek et al.,1980; Tanimoto et al.,1983)

厚さ30cm、28日強度 35MPa、(D)同、厚さ 50cm、同強度、(E) H125、1m間隔、(F) H175、1.5m間隔、(G) H250、同上、(H) 中位のロックボルト、25mmφ、0.5bolt / cm²、(I) 密なロックボルト、同上、2bolt / cm²。また、(A)、(F)、(I)、は(B)、(F)、(I) に対して得た現実的な値の範囲である。Hoekらのロックボルトは機械的定着方式であるとか、また、鋼性アーチも観察(日本の事例)では吹付けにより地山との密着状態が良好であるなどの若干の差がある。しかしながら、全般に計算値と観測値の間には対応関係が認められる。

4. 実例にみる支保荷重と変形との関係

著者は最大許容変形量について、日本および外国の13の事例を解析し、掘削後5日以内の計測値に基づく初期変形速度(mm/day)と最終変形量の関係を示し、岩石地山では1.5%また土砂地山では4%が許容変形量の上限であることを説明した。(Tanimoto, et al, 1983) 表-1に示すようである。

そこで、図-4および表-1に基づいて、折爪トンネル東工区の中から相異なる条件を持つ8つの計測断面の内空変位と支保工との関係について検討してみた。先ず地山の強度、初期応力、支保荷重(p_i)の組合せにより地山の变形挙動は異なるので、図-5に示すように、地山強度比 $Cf (= q_u/p_0)$ と『地山・支保強度比(Support Intensity = p_i/p_0)』なる新たな概念を設定して整理した。図は、地山の内部摩擦角を 20° とみなし、ひずみ軟化の程度に応じて軟化域・流動域を示す。地山強度比が低くとも p_i/p_0 が高ければ、弾性(Elastic) 挙動を示す。あるいは塑性流動(Flow)に達せず、ひずみ軟化状態(空白の範囲)でほぼ安定することが数値解析から示され、これに対し折爪トンネルでの観測値を①~⑧にて示した。①~⑧地点の概況は次のようである。①凝灰岩、破碎帯、P波速度(Vp)1.7km/sec、②火山礫凝灰岩、Vp=2.4km/sec、③凝灰岩、モンモリロナイト含有、偏圧作用、Vp=2.4km/sec、④凝灰角礫岩、Vp=2.5km/sec、⑤輝緑凝灰岩、破碎帯、Vp=2.5km/sec、⑥同上、⑦石灰岩、Vp=4.5km/sec、⑧粘板岩・チャート互層、Vp=2km/sec

左方の位置にプロットされるほど、非弾性化(塑性化)が著しくなると共に、より高い p_i/p_0 が要求される。③は図上で、完全に塑性流動域に含まれるが、現実面でも内空断面が大きく侵され、縫返しをした地点である。

次に、 p_i/p_0 と変形量($\Delta D/D$)の関係をプロットすると、図-6のようになる。地山強度比が高い程、地山アーチの形成が容易で変形も少なく支保も小規模である。変形量が2%を越えたものは、縫返しを必要とし、支保の一部が降伏するなど施工面で難渋している。折爪トンネルでのでは、ほぼすべての地質に関し、天端沈下あるいは側壁間での内空変位量がそれぞれ20cmあるいは25cmを越えた場合に縫返しの必要があった。 $\Delta D/D$ では2%がこれに対応する。切羽の進行距離5mの範囲で得た初期変形速度と最終変形量との関係ならびに支保の内圧換算値も表-1に示すI~IVの分類についてひじょうに良く一致した。

ここに、表-1が施工管理の指標として採用できることを示した。

参考文献

- ・ 谷本・畠・荻谷(1982a): トンネル安定解析における特性曲線の解釈、第14回JSCE岩盤力学シンポ、pp.86-90
- ・ 谷本(1982b): NATMにおける情報化施工、土と基礎、30-7(294), pp.63-70.
- ・ 谷本・畠(1982c): 切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念、土木学会論文報告集第325号, pp.93-106
- ・ Cording, E.J. et al. (1977): Observations for shallow chambers in rock, Int. Sympo. on Field Measurements in Rock Mech., Zurich, April; edited by Kovari, Balkema (1979), pp.485-508.
- ・ Hoek, E., E.T. Brown (1980): Underground excavations in rock, The Institute of Mining and Metallurgy, London, Ch.8.
- ・ Tanimoto, C., B. Myers-Boehlke, Y. Iwasaki (1983): Allowable limit of convergence in tunnelling, 24th U.S. Sympo. on Rock Mechanics, pp.251-263.

(87) ALLOWABLE LIMIT OF DEFORMATION AND CLASSIFICATION OF
SUPPORT LOADS BASED ON DEFORMATION RATES IN TUNNELLING

By Chikaosa TANIMOTO*, Shojiro HATA*
Norio FUJIWARA and Hisaya YOSHIOKA**

*Dept. of Civil Eng., Kyoto University, Kyoto 606
**Research Institute of Ohbayashi-Gumi Corp., Tokyo

SUMMARY

220 tunnels of 240 km long which have been constructed in Japan since 1975 have been driven using the rockbolts and shotcrete as the main supporting elements. The reasons for the high deformation rates observed during construction of these tunnels are listed below: 1) low competence factor, $C_f < 2$; 2) allowance of too much deformation to establish the minimum support load; 3) delayed ring closure and loss of the potential bearing capacity of the rock; 4) incapability of the stiffness of the support elements relative to the stiffness of the ground; 5) too slow feedback of observations and convergence measurements for checking of the support design and installation timing; 6) inappropriate assumptions regarding the stress-strain behavior during design; 7) rigid specification of design elements; 8) insufficient interpretation of the ground conditions from a geomechanical point of view.

The most popular and practical measurement of deformation in tunnelling is the convergence measurement. It is a simple measurement which can be made during construction, and yields information on the displacement of the tunnel walls and change in the radial stress corresponding to the displacements. When the ground behaves as an elastic body with no time dependency, the result of convergence reaches a constant within the range of $2 \cdot D$ (D =tunnel dia.) in driving direction. On the other hand, when the ground is subject to the nonelastic behavior such as the strain-softening and/or plastic flow, deformation does not reach a constant level within $2 \cdot D$ distance, and converges in $3-10 \cdot D$ distance. As the ground arch formation based on the stress distribution is mobilized along the elastic-nonelastic boundary around the tunnel opening, it has been verified through several case histories that the convergence curve suggests the development of the nonelastic zone.

According to the support load classification proposed by Tanimoto et al. (1983) which is concluded as Table-1, it is possible to estimate the magnitude of final displacement and available support pressure by means of an initial deformation rate obtained from a first 3 days driving.

The authors analyzed in detail the results of measurements which have been carried out in the Orizume Highway Tunnel Project, and confirmed the reasonable applicability of their support load classification. It was concluded that allowable limit of deformation in tunnelling ($\Delta D/D$) must not be beyond 2 %.