

突発性崩壊に関する模型実験

MODEL TEST OF SUDDEN COLLAPSE

池口正晃* ・猪熊 明** ・宮川順一* ・永井春生***

Masaaki Ikeguchi, Akira Inokuma, Jun-ichi Miyagawa, Haruo Nagai

Tunnels which needs maintenance for deterioration have been increasing now in Japan. In the tunnels, it happened "sudden collapse" the other day. Sudden collapse means phenomenon top of tunnel lining which don't usually have the deformation breaks down suddenly. The aim of this study is to prevent the case of accidents, we examined effects that weight of rock fallen from the back ground, height between fallen rock and tunnel lining, and parameter related tunnel (ex. thickness of lining) give occurrence of sudden collapse and the mechanism, by model test. By the results of test, there exists two patterns of collapse, one type is mainly collapsed by sheer stress, another is by bending moment. They depend on velocity of rock mass when it is fallen.

Keywords: sudden collapse, model test, the pattern of collapse form, energy required collapse of lining, dimensional analysis

1 はじめに

最近の山岳部における道路網の展開を受け、道路トンネルも増加の傾向を見せているが、一方ではこれらの供用されたトンネルには、年々老朽化が進み様々な変状が見受けられるものも少なくない。そのようなトンネルのなかで、日常比較的軽微な変状しか見られなかったのに、突然天端部が崩壊するという事故が発生した¹⁾(以下このような崩壊現象を突発性崩壊と呼ぶ)。突発性崩壊の発生機構は現在のところ十分解明されていないが、道路トンネル維持管理便覧(日本道路協会)によると²⁾、地下水の流れに伴う土砂流出などによってトンネルの上部に比較的大きな空隙ができ(図-1(a))、空隙の上部の岩塊が何らかの理由で地山と分離し覆工に衝突し(図-1(b))、覆工の強度が十分でなければ覆工を破壊しトンネル内空へ落下するというものである(図-1(c))。突発性崩壊はトンネル変状を観察する時間的余裕がなく、崩壊に関する予測がおこないにくいこと、発生により人身事故など重大な被害を招く恐れがあることより、その現象の発生要因を究明する必要がある。本研究では、突発性崩壊の発生要因のうち落下する岩塊の規模、落下高さ、トンネルの覆工厚、崩壊の有無、または崩壊メカニズムの関係を、長さスケール1/40の衝撃載荷実験装置を用いて調べた。

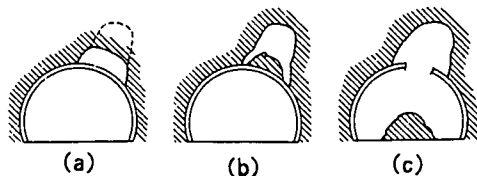


図-1 突発性崩壊²⁾

*正会員 建設省土木研究所 道路部トンネル研究室

**正会員 通産省工業技術院 研究開発官(元建設省土木研究所 道路部トンネル研究室長)

*** 東洋建設(株) 土木技術部係長 (元建設省土木研究所 道路部トンネル研究室部外研究員)

2 実験条件

衝撃載荷実験装置の概要を図-2に示す。実験土槽は内寸 60cm (幅) × 50cm (高さ) × 20cm (奥行き) の鋼製で、前方側面部のみアクリル板が貼り付けられ、トンネル模型の破壊状況を目視で確認することができる。その内部には、重錘をトンネル模型の天端部に落下させる通路を確保し、同時に覆工背面の空隙を模擬するためにガイドパイプが垂直に立っている。重錘は鉄製の円柱で直径 5cm、重量 4.32kgf と 3.04kgf で、重錘落下装置 (電磁石) からガイドパイプ内空を経て、覆工天端部に自由落下される。トンネル天端には重錘の力を覆工の一部に分布荷重として伝えるために載荷板を設置した。載荷板は鉄製で ϕ 30mm および 50mm の円錐状で、覆工との接触面は覆工表面の曲率にあわせて凹曲面状に加工されている。実験に用いた模型トンネル覆工は厚さ 7.5, 10.0, 15.0mm、奥行き方向の延長 20cm、半径 10cm の単芯円で、水：セメント：砂 = 1：2：3 で配合したモルタル性で、材令は 7 日のものを用いた。その打設の際には気泡などが供試体内にできないように配慮した。地山材料には ϕ 11mm の鉄球を使用し、その単位体積重量は $\gamma = 4.65 \text{ g/cm}^3$ 、土被り 30cm (1.5D) である。

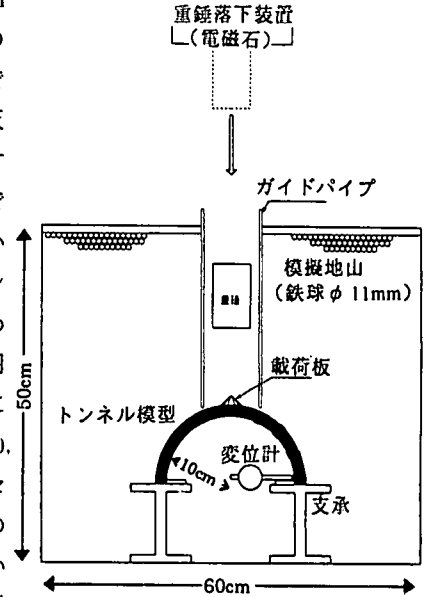


図-2 実験装置の概略

3 実験結果

3.1 覆工の破壊形態

重錘の重量および落下高さ、トンネル模型覆工厚および覆工上部にセットする載荷板の直径を変化させた模型実験ケースとその破壊状態の一覧を表-1に示す。破壊状態は、図-3に示すように大きく3つのパターンに分類される。Aパターンは破壊せずクラックのみが発生したもの、Bパターンは載荷板の径よりも広範囲の覆工天端部が亀の甲状に割れ内空に落下するもの、Cパターンは押し抜きせん断による破壊であり、載荷板底面と接していた部分が円錐台上に抜け落ちるものである。A,Bパターンは曲げ応力に基づく破壊、Cパターンはせん断破壊であり、異なるメカニズムで破壊が発生していることがわかる。Bパターンの曲げ破壊は、覆工厚 $t=7.5\text{mm}$ の重錘落下高さが比較的低いケースで発生しており、Cパターンの押し抜きせん断は、比較的高い落下高さが発生している。落下高さの違いは、重錘が覆工へ衝突する速度に影響を与えるが、衝突速度が低いときBパターン (曲げ破壊) が発生し、衝突速度が高いときCパターン (押し抜きせん断破壊) が発生している。このように衝突速度によって破壊モード

表-1 実験ケースとその結果

重錘 4.32 (kg) 載荷板径 ϕ 30mm					
覆工厚 15mm		覆工厚 10mm		覆工厚 7.5mm	
No.	落下高 (cm)	結果	No.	落下高 (cm)	結果
I-1	40	クラック	II-1	30	クラック
I-2	50	クラック	II-2	35	クラック
I-3	55	クラック	II-3	40	押し抜きせん断
I-4	60	押し抜きせん断	II-4	50	押し抜きせん断
重錘 3.04 (kg) 載荷板径 ϕ 30mm					
覆工厚 10mm		覆工厚 7.5mm		覆工厚 7.5mm	
No.	落下高 (cm)	結果	No.	落下高 (cm)	結果
IV-1	50	クラック	V-1	30	クラック
IV-2	60	クラック	V-2	35	曲げ破壊
IV-3	65	押し抜きせん断	V-3	40	押し抜きせん断
IV-4	70	押し抜きせん断	V-4	50	押し抜きせん断
重錘 4.32 (kg) 載荷板径 ϕ 50mm					
覆工厚 10mm		覆工厚 7.5mm		覆工厚 7.5mm	
No.	落下高 (cm)	結果	No.	落下高 (cm)	結果
VI-1	20	クラック	VI-2	25	クラック
VI-3	30	押し抜きせん断	VI-4	40	押し抜きせん断

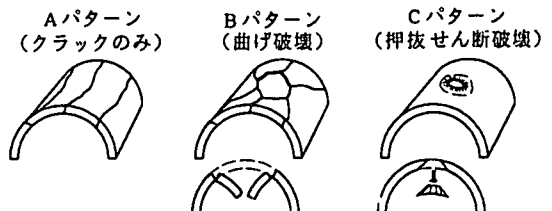


図-3 破壊形態のパターン

が異なるということができる。また表-1には破壊状態の他に破壊による脚部の水平方向の変位量を示しているが、全体的に落下高さが大きくなるにつれて変位は大きくなる傾向が見られる。しかし覆工厚 7.5mm 重錘重量 3.04 kg のケースにおいて、落下高さ 35cm で B パターン破壊が生じたときの脚部変位が 1.65mm であるのに、落下高さ 40cm で C パターンが生じたときの脚部変位が 0.37mm と逆に小さくなっているという、逆転現象が見られる部分もある。これは重錘の衝突速度が低い場合、トンネル覆工模型は衝撃力を覆工全体で吸収しようとするが、衝突速度が高くなると、トンネル覆工全体への変位の伝搬よりも先に载荷部の覆工が衝撃力に耐えられなくなり、せん断破壊が発生したからとも考えられる。すなわち、重錘の衝突速度が低いと覆工を押し抜くことができず B パターンが生じるが、衝突速度が高いと曲げ破壊が生じる前に C パターンが発生しているものと推測される。

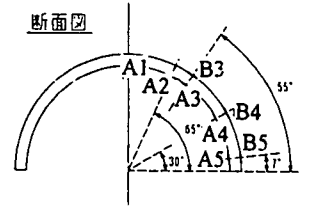


図-4 ひずみゲージの貼付位置

また図-4のようにトンネル覆工模型にひずみゲージを貼付し(コンクリートのひずみ測定には 60mm ぐらいのものをを用いるのが一般的であるが、長すぎると貼付部分にクラックが入ってひずみが計測できないこと、およびトンネル模型のサイズの関係でゲージ長を 10mm とした。)、覆工厚 7.5mm、重錘の重量 4.32kg、载荷板径 30mm の実験条件で、重錘落下高さのパラメータを変えたときの覆工モルタルのひずみ-時間の関係を計測した(図-5)。ここでは上図に B パターン、下図に C パターンの破壊例を示した。ちなみにこのなかでグラフが急激に上または下へ向かっているものは、その地点のひずみゲージが切断されたことをあらわす。この図によるとひずみは载荷部に近いほど時間的に早く反応し、大きな値を示していることがわかる。また覆工内側(A側)のひずみは载荷部直下の A1 を除き圧縮ひずみを示し、覆工外側(B側)のひずみは引張りひずみとなっている。落下高さとひずみについてみると、A4、A5 などの覆工下部に位置するひずみは、B パターン破壊と C パターン破壊と比較して B パターンの方が大きく、B パターンは全体的に変位し、C パターンは上部を中心に局所的に変位しているといえる。

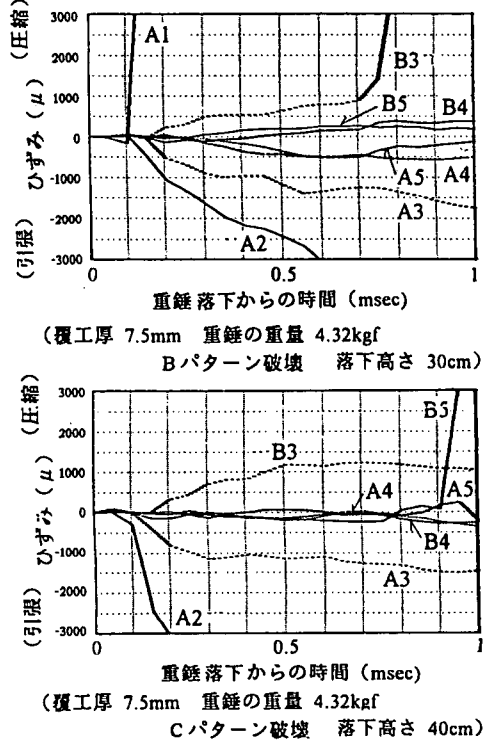


図-5 ひずみ-時間曲線

3. 2 覆工の破壊に要するエネルギーについて

重錘からトンネル覆工に伝達されるエネルギー量は、衝突直前の重錘の運動エネルギー以外に重錘の塑性変形に要するエネルギーや重錘の衝突後の運動エネルギーなどに影響を受け、その値を評価することは複雑であるため、ここでは覆工に伝達されるエネルギーの大小を評価する指標として、衝突直前の重錘の位置エネルギー(重錘の落下高さ×重量)を用い、破壊に要するエネルギーと覆工との関係について調べた。

図-6に覆工厚と破壊エネルギーの関係を示す。ちなみにここでいう破壊は、BパターンまたはCパターンの破壊が生じた場合を意味することとした。この結果によると、明らかに破壊エネルギーは覆工の厚さとともに増大している。

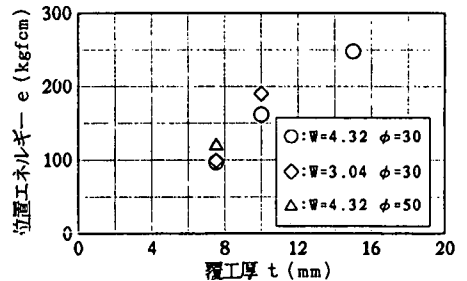


図-6 覆工厚と破壊に要する重錘の位置エネルギーとの関係

また載荷板の径が大きいほど、破壊力に抵抗する覆工の断面積（載荷板底面の円周×覆工厚さ）が大きくなることから、破壊に要する位置エネルギーは大きくなることが想定されるが、本実験においてはその差を見ることはできなかった。

3. 3 現場への適用

本研究では、模型実験の結果より覆工が破壊するときの地山およびトンネル覆工の物性値を把握し、同様の破壊現象が現場ではどれぐらいの物性値のときに発生するのかを解明するために、次元解析を用いて推定することを試みている。現場と模型との間に成立する相似則が解明されれば、模型実験の結果に基づき、あるトンネルの覆工条件（覆工厚など）に対する、突発性崩壊の危険性がある岩塊の重量および落下高さの推定をおこなうことができ、現場のトンネルにおいてそれらの物性値を計測することで、その安全度を評価することが可能となる。

現象に関与すると思われるパラメータを用いて作成した無次元量とともに、ある崩壊現場と模型実験との物性値の比較を表-2に示す。ただし現場の物性値については、一部確かなデータがないことから推定値も含んでいる。ここではいくつかの無次元量（ π number）をあげたが、どのような無次元量が効いてくるのかは、いまのところ確認されておらず、今後さらに実験ケースを増やして考察を増やして考察を続ける必要がある。

4 さいごに

今回の実験については、具体的に次元解析を用いて現場へ適用できるほどの成果をあげることはできなかった。破壊現象を支配する有効な無次元量を見つける方策として、現在、模型実験装置の改良をおこなっている。おもな改良点は、これまで自重のみを与えていた初期地山応力を、土槽の上部に加圧板を設置して下方に押し込むことによってさらに覆工の拘束圧を加圧できるようにしたこと、トンネルの直径を変えた覆工模型を従来のものの他に2種類追加したこと、重錘の重量をより重くできるようにしたことであり、現場の破壊により近づいた現象を再現し、今まで一定値であったパラメータを変えた条件で実験をおこなえるようにしたことである。また動的実験のデータはバラツキやすいことから、同じケースのものを複数回試行して現象を観察すること、実験条件を作るパラメータが多いことから、ひとつずつどの要因が破壊現象に効いているのかを調べることなど、トンネルおよび地山の物性値と破壊条件の関係を把握するには、実験データを増やすことが何よりも有効であると考えられる。今後も崩壊現象を支配すると思われるパラメータについて調べ、それを用いた現場での危険予測について検討していきたい。

5 参考文献

1) 猪熊 明；道路トンネルの緊急点検と今後の維持管理，トンネルと地下，日本トンネル技術協会，1990
2) 道路トンネル維持管理便覧，(社)日本道路協会，1985

表-2 物性値の比較

	現場	模型実験
覆工厚 l (cm)	30	0.75
トンネル径 R (cm)	800	20
コンクリート圧縮強度 σ (kgf/cm ²)	210 *	210
コンクリートヤング率 E_c (kgf/cm ²)	2.0×10^4 *	1.5×10^4
岩塊落下高さ H (cm)	不 明	30
岩塊重量 W (kgf)	400,000	4.32
岩塊径 ϕ (cm)	550	5
岩塊ヤング率 E_r (kgf/cm ²)	0.7×10^4 *	2.1×10^4
初期地山圧 q_0 (kgf/cm ²)	1.0 *	0.14
地盤反力係数 k (kgf/cm ²)	6,500 *	2.3
π_1 $WH/\sigma \phi l^2$	-----	0.171
π_2 R/l	26.67	26.67
π_3 H/l	-----	40
π_4 ϕ/l	18.3	6.67
π_5 E_c/σ	952.4 *	555.6
π_6 E_r/E_c	0.35 *	14
π_7 q_0/σ	4.8×10^{-4} *	5.2×10^{-4}
π_8 $k/\sigma l$	1.032 *	0.011

* は推定値