

敷砂緩衝材を設置したトンネル坑口部の落石衝撃挙動に関する実物実験

Dynamic behavior of Arch-shape Type RC Rock-shelter with sand cushion under falling weight impact loading

寒地土木研究所	○ 正員	西 弘明 (Hiroaki Nishi)
寒地土木研究所	正員	岡田 慎哉 (Shinya Okada)
国土交通省北海道開発局	非会員	荒木 恒也 (Nobuya Araki)
(株) 構研エンジニアリング	正員	牛渡 裕二 (Yuji Ushiwatari)
室蘭工業大学	フェロー	岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

1. はじめに

我が国の国土は、狭く細長い上に脊梁に山脈が縦断する急峻な地形を呈している。そのため、道路は海岸線や山岳部の急崖斜面に沿って建設されている箇所が多く、トンネルも多く建設されている。また、そのトンネル坑口部は一般的に斜面を背負っているため、鉄筋コンクリート製（以後、RC製）のアーチ構造形式のトンネル坑口部は、落石による衝撃力を受ける状況が想定される。しかしながら、耐衝撃性能についての検討が行われておらず、落石対策が十分に施されていない箇所もあるのが現状である。写真-1にトンネル坑口部の例を示す。

従って、落石から人命を守りかつ交通網を確保するためには、RC製アーチ構造形式のトンネル坑口部における耐衝撃性の確認と、耐衝撃性が十分でない場合には適切な耐衝撃性向上のための対策を講ずることが必要不可欠であるものと判断される。

著者らは、これまでにトンネル坑口部の落石対策の緩衝構造として敷砂緩衝材を設置した場合の数値解析¹⁾を実施し、RC製アーチ形式の衝撃応答特性や緩衝効果について検討を行っている。また、室内衝撃実験用小型RC製アーチ梁模型に関する衝撃応答解析²⁾を行い、その挙動性状に関する数値解析的な検討も行っている。

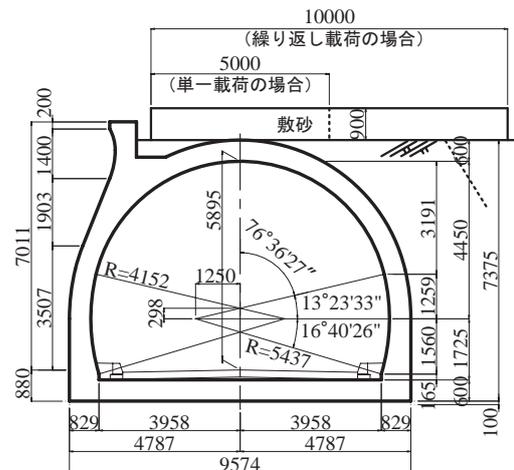
本研究では、敷砂緩衝材を設置したRC製アーチ構造に関する落石衝撃挙動を把握することを目的に、実物トンネル坑口部を用いた重錘落下衝撃実験を実施し、実構造の挙動を把握することとした。実験は、緩衝工に敷砂緩衝材を用い、重錘の衝突速度を漸増させた繰り返し载荷および単一载荷実験を行うこととした。検討項目は、重錘衝撃力、

アーチ構造の変位、コンクリート表面の応力およびひび割れ状況に着目して行うこととした。なお、本実験を実施したトンネル坑口部は、別線ルート完成に伴い平成14年度から廃道となっている区間の一部である。

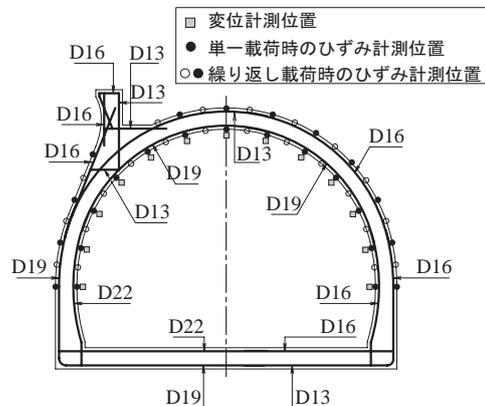
2. 実験概要

2.1 試験体

図-1(a)図は実験に用いたトンネル坑口部の形状寸法、(b)図はその配筋状況、をそれぞれ示している。試験体を用いたトンネル坑口部の断面形状は、覆工部材厚600mm、上半内空半径4,152mm、側壁部高さ1,725mm、道路軸方向の1ブロック延長6,000mmである。覆工主鉄筋にはD13



(a) 形状寸法



(b) 配筋状況および計測位置図



写真-1 トンネル坑口部の例

図-1 試験体の形状寸法および配筋状況



写真-2 実験状況

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	载荷方法	落下高さ
S-II	繰り返し	2.5, 5.0, 10, 20 m
S-IS-H30	単一	30 m

～D22, 配筋筋には D13 がそれぞれ 250 mm 間隔で配筋され、かぶりは 100 mm となっている。なお、鉄筋の材質は全て SD295A である。また、敷砂緩衝材の厚さは、設計要領³⁾に規定されている値を参考に 900 mm としている。

表-1 には、実験ケースの一覧を示している。実験ケースは、落下高さを 2.5 m ～ 20 m に変化させた漸増繰り返し

载荷および落下高さ 30 m の単一载荷の全 5 ケースである。表中の試験体名のうち、第一項目 S は敷砂緩衝材であることを示している。第二項目は载荷方法を示しており、II および IS はそれぞれ衝撃荷重の漸増繰り返し载荷および単一载荷により実験を行ったことを示している。なお、試験体名の末尾に落下高さ H (m) を付している。試験体である各トンネル坑口部のコンクリートの圧縮強度は、繰り返し载荷の場合で、 $f_c = 27.5$ MPa, 単一载荷で $f_c = 36.8$ MPa である。

2.2 実験方法

写真-2 には実験状況を示している。実験は、質量 10,000 kg の鋼製重錘をクローラークレーンを用いて所定の高さまで吊り上げ、アーチ部中央点に自由落下させることにより行っている。実験時における敷砂材の平均湿潤密度および平均含水比は、繰り返し载荷でそれぞれ $1,610 \text{ kg/m}^3$, 13.8%, 単一载荷でそれぞれ $1,580 \text{ kg/m}^3$, 12.8% である。重錘は、直径 1.25 m, 高さ 95 cm で底部が半径 100 cm の球状となっている。なお、クレーン能力の限界が 30 m であることより、落下高さは 30 m までとしている。

2.3 計測方法

本実験の測定項目は、重錘頂部表面に設置したひずみゲージ型加速度計 (容量 500 G, 応答周波数 DC ～ 5 kHz) による重錘衝撃力、図-1(b) に示す位置の非接触式レーザ変位計 (容量 500 mm, 応答周波数約 1 kHz) による変位およびひずみゲージによるコンクリート表面のひずみである。なお、コンクリートのひずみは、50mm × 20mm × 0.5mm の燐青銅板にひずみゲージを貼付し、その燐青銅板をコンクリート表面における所定の位置に樹脂系接着剤およびネジにて取り付けて測定した。また、実験時の各種応答波形は、サンプリングタイム 0.1 ms でデジタルレコーダ

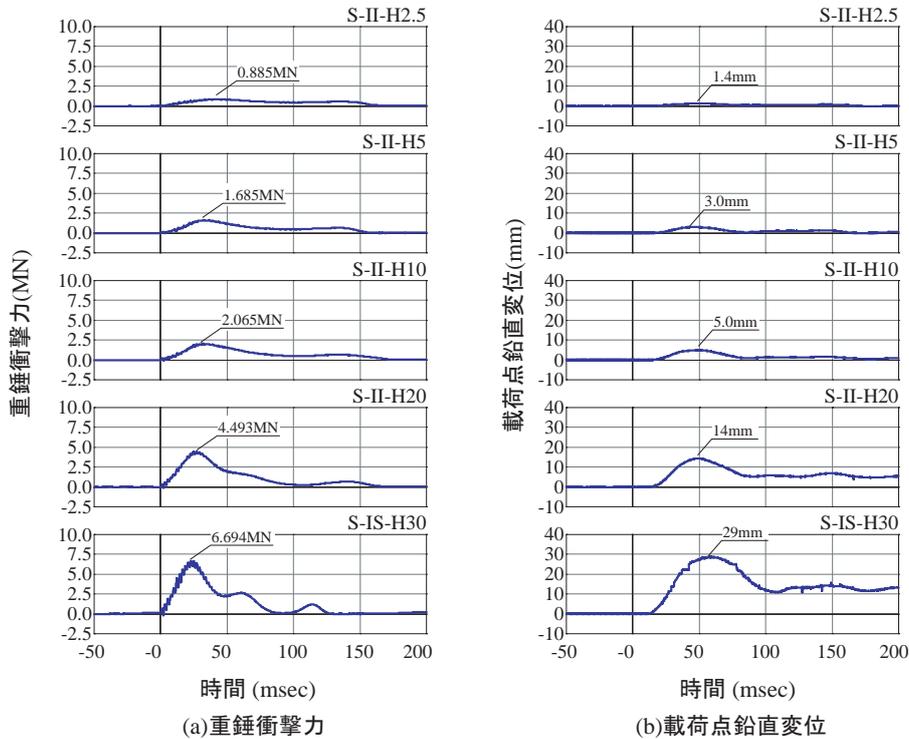


図-2 各種応答波形

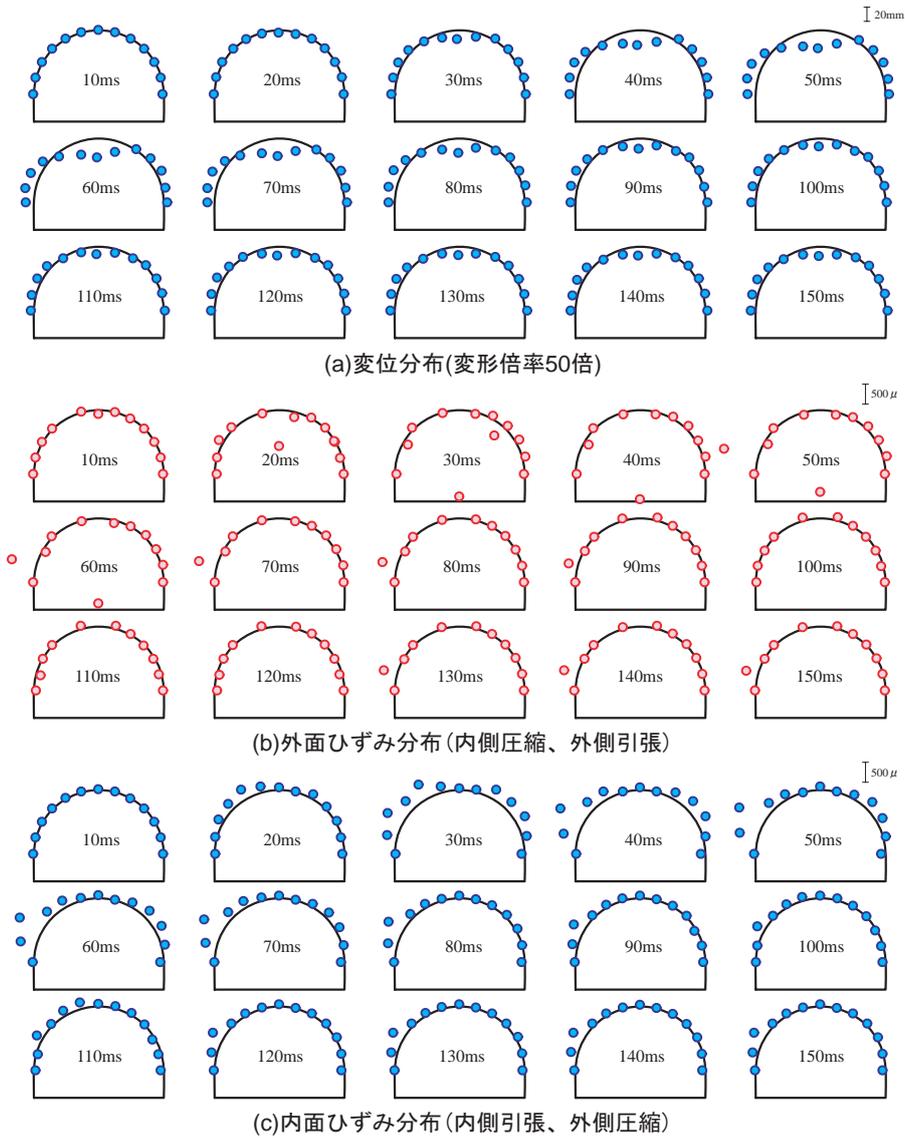


図-3 変位およびひずみ分布図(S-IS-H30)

にて一括収録を行っている。

3. 衝撃実験結果

3.1 各種応答波形

図-2には、重錘衝撃力波形、載荷点における鉛直変位波形を示している。

重錘衝撃力は、繰り返し載荷試験においては、衝突初期において振幅が最大応答値となり、継続時間が100ms程度の正弦半波状の第1波と、継続時間が50~80ms程度の正弦半波状の第2波が重ね合わされた分布性状を示している。最大重錘衝撃力は、衝突エネルギー E_k が増加するに従い増加しているが、第2波のピーク値は衝突エネルギー E_k にかかわらず、いずれのケースも0.6MN程度を示している。一方、単一載荷であるS-IS-H30については、第1波で最大値を示した後、第2波、第3波が発生しており、繰り返し載荷実験とは異なる傾向であることがわかる。これは衝突エネルギーが大きいため、第1波が発生した後、重錘底部が覆工本体に直撃に近い形で衝突した可能性を示唆

している。

載荷点における鉛直変位波形は、重錘衝撃力波形に対して20ms程度波形の立ち上がりに遅れが生じている。波形は、衝突初期において最大値を示し継続時間が80ms程度の正弦半波状の第1波と、最大値の1/3~1/2程度の振幅で継続時間の長い正弦半波状の第2波が重ね合わされた分布性状を示している。最大変位に着目すると、落下高さの増加に従い最大変位も増加していることがわかる。また、落下高さ $H=20$ m以上の場合には残留変位が発生しており、覆工本体の損傷が進行していることを示唆している。

3.2 変位分布およびひずみ分布

図-3には、S-IS-H30に関する覆工本体の(a)変位分布および(b)外面ひずみ分布、(c)内面ひずみ分布を示している。なお、図には載荷直後より $t=150$ msまでの分布を10ms毎に示している。(a)変位分布における変形倍率は50倍として表示している。

まず、(a)変位分布は、 $t=30$ ms経過以降に顕著に発生していることがわかる。内側への変形は載荷点直下で最も大

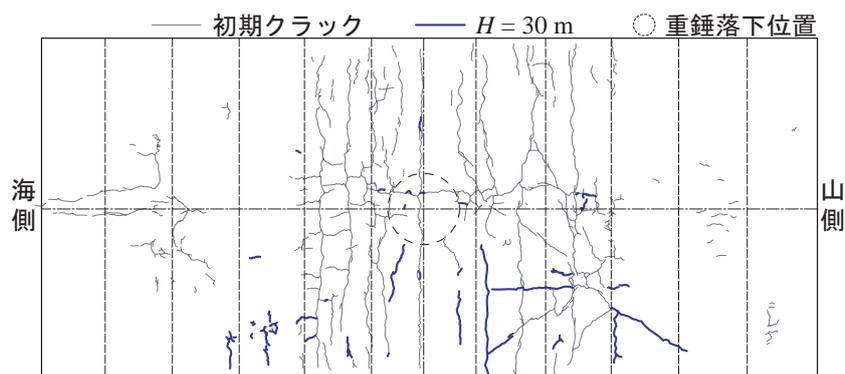


図-4 実験後におけるひび割れ状況 (S-IS-H30)

大きく、アーチの円中心点より 45° の位置周辺においては外側への変形であることがわかる。その後、 $t = 80 \text{ ms}$ までほぼ同様の変形性状を示し、 $t = 90 \text{ ms}$ 経過以降は変形が落ち着く傾向となっている。また、アーチの右側に比較し、左側で大きな変形が発生している。

次に、(b)外面ひずみ分布に着目すると、 $t = 20 \text{ ms}$ で荷点直下の圧縮ひずみが増大し、 $t = 30 \text{ ms}$ 経過以降においてアーチの円中心点より左側 45° の位置周辺で引張ひずみが発生している。その後、荷点直下のひずみは $t = 70 \text{ ms}$ 経過以降計測不能となった。これは、前述のように重錘衝突時に緩衝材である敷砂が飛散したことにより、重錘底部と覆工本体が直撃に近い状態で接触・衝突し、局所的にひずみが増大したものと推察される。なお、実験終了後における敷砂への重錘貫入量が 88 cm と敷砂設置厚 90 cm とほぼ同程度であることを確認している。また、アーチの円中心の左側 45° の位置周辺では、実験終了後には残留ひずみの発生が確認できる。

一方、(c)内面ひずみ分布は、 $t = 20 \text{ ms}$ 経過以降においてアーチ円中心点より 45° の位置周辺における圧縮ひずみが増大し、 $t = 50 \text{ ms}$ でピークに達している。なお、分布性状はアーチの左右で非対称であり、左側がより大きな値となっている。その後 $t = 80 \text{ ms}$ 以降、徐々にひずみが減少し、アーチの円中心点より左側 45° の位置周辺で残留ひずみが発生した。なお、荷点直下近傍のひずみはほとんど発生していない。これは、本試験体がアーチ構造であることにより、荷点近傍のアーチ断面内で圧縮力が発生し、衝突荷重によって発生するアーチ断面内側の引張力と相殺したものと推察される。

以上より、各分布において、アーチの左右で非対称の傾向を示すことを確認した。これは、アーチ左右における地盤の有無が影響しているものと考えられる。また、本試験体がアーチ構造であることによる軸力変換効果が確認できた。

3.3 ひび割れ分布状況

図-4には、S-IS-H30に関する荷前初期クラックおよび荷後のトンネル坑口部内側ひび割れ状況について、見上げ図として示している。図より、初期クラックに着目すると、荷点を中心に幅 4 m 程度の範囲にひび割れが分布している。また、重錘落下高さ $H = 30 \text{ m}$ におけるひび割れは初期クラックに比較し、ひび割れ範囲が若干広くなるものの、大きな進展は見られない。これは、上述のよう

にアーチ作用により荷点近傍においても引張力が相殺された状態であり、初期クラックのひび割れが広がった程度の損傷にとどまっているものと推察される。なお、覆工裏面のかぶりコンクリートの剥落はみられなかった。

4. まとめ

本研究では、敷砂緩衝材を設置したRC製アーチ構造に関する落石衝撃挙動を把握することを目的に、実規模トンネル坑口部を対象とした重錘落下衝撃実験を実施した。検討結果を整理すると、以下のように示される。

- (1) 荷点鉛直変位波形は、第1波、第2波で構成され、落下高さが $H = 20 \text{ m}$ 以上の場合には第2波において残留変位が発生した。また、落下高さの増加に伴い、最大変位も増加した。
- (2) 変位およびひずみ分布において、左右非対称の挙動が示された。これは、アーチ左右における地盤の有無が影響しているものと考えられる。
- (3) トンネル坑口部内側ひび割れでは、初期クラックに比較し、大きなひび割れ進展は見られなかった。これはアーチ作用により引張力が相殺され、初期クラックのひび割れが広がった程度の損傷にとどまったものと推察される。

参考文献

- 1) 川瀬良司, 今野久志, 牛渡裕二, 岸 徳光: 各種緩衝材を設置した場合のトンネル坑口部の落石衝撃挙動解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.871-876, 2003.6
- 2) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 岡田慎哉: 小型RCアーチ梁模型の衝撃応答特性に関する数値解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.847-852, 2006.6
- 3) (社)北海道開発技術センター: 道路防災工調査設計要領 (案) 落石対策編, 2001.3.
- 4) 土木学会: 構造工学シリーズ8 ロックシェッドの耐衝撃設計, 1998.11.