

## (8) 敷砂緩衝材を設置した実規模 RC アーチ構造の重錘落下衝撃実験

Falling-weight impact test on arch-shape RC structure with an absorbing sand layer

鈴木 健太郎\*, 川瀬 良司\*\*, 岸 徳光\*\*\*, 岡田 慎哉\*\*\*\*

Kentarō Suzuki, Ryoji Kawase, Norimitsu Kishi, Sin-ya Okada

\*修(工) 構研エンジニアリング 防災施設部 (〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

\*\*博(工) 構研エンジニアリング 取締役 (〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

\*\*\*工博 室蘭工業大学 理事・教授 工学部 建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

\*\*\*\*修(工) 室蘭工業大学大学院 博士後期課程 建設工学専攻 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

Key Words : tunnel portal, falling-weight impact test, arch-shape RC structure, Impact resistance performance

キーワード: トンネル坑口部, 重錘落下衝撃実験, RC 製アーチ構造, 耐衝撃性能

## 1. はじめに

我が国の国土は、狭く細長い上に脊梁山脈を形成し、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、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場合が想定される。そのことから、トンネル坑口部は鉄筋コンクリート製(以後、RC製)とし、

かつ衝撃力を緩和するために一般的に敷砂緩衝材が設置されている。しかしながら、耐衝撃性能についての検討が行われていないのが現状である。

著者らは、トンネル坑口部の落石対策のため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<sup>1)</sup>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<sup>2)</sup>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。検討は、敷砂緩衝材を設置する場合と設置しない場合の重錘落下衝撃実験結果を比較することにより実施した。検討項目は、重錘衝撃力、アーチ部の変位およびひび割れの発生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 completion 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)図には、実験に用いたトンネル坑口部の形状寸法、(b)図にはその配筋状況および計測位置をそれぞれ示している。試験体に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~D22、配力筋にはD13がそれぞれ250mm間隔で配筋され、



写真-1 実験状況

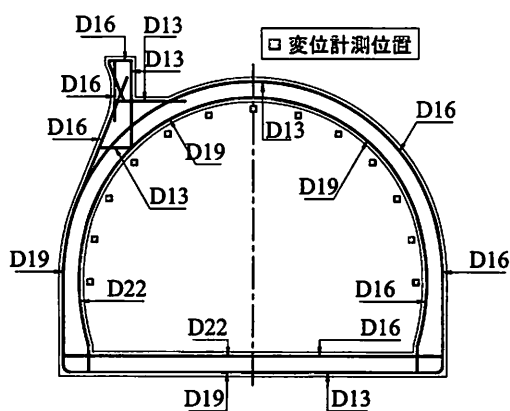
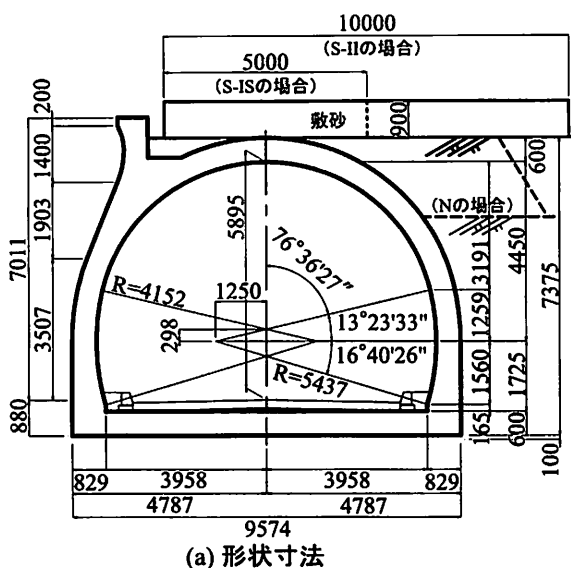


図-1 試験体の形状寸法

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<sup>3)</sup>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、敷砂緩衝材を設置しない場合には 3,000 kg 重錘を用いた落下高さ 5 m, 7.5 m, 10 m の単一載荷の 3 ケースであり、敷砂緩衝材を設置する場合には 10,000 kg 重錘を用い、落下高さを 2.5 m ~ 20 m に変化した漸増繰り返し載荷および落下高さ 30 m の単一載荷の 5 ケースである。表中の試験体名のうち、第一項目は敷砂緩衝材の有無を示しており、N および S はそれぞれ無しおよび有りを示している。第二項目は載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載荷および単一載荷を示している。なお、試験体名の末尾には H の後に重錘の落下高さ (m) を付している。また、表中には実トンネル抗口部

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	敷砂緩衝材の有無	重錘質量 (kg)	載荷方法	落下高さ (m)	コンクリート強度 (MPa)
N-IS-H5	無	3,000	単一	5	29.7
N-IS-H7.5				7.5	32.9
N-IS-H10				10	27.8
S-II	有	10,000	繰り返し	2.5, 5, 10, 20	27.5
S-IS-H30				単一	30

の側壁部から採取した供試体の一軸圧縮強度も併せて示している。

## 2.2 実験方法

写真-1 には実験状況を示している。実験は、3,000 kg もしくは 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。実験時の S 試験体における敷砂材の平均湿潤密度および平均含水比は、繰り返し載荷でそれぞれ 1,660 kg/m<sup>3</sup>, 8.4 %, 単一載荷でそれぞれ 1,560 kg/m<sup>3</sup>, 7.9 % であった。重錘は、質量 3,000 kg の場合には直径 1.00 m, 高さ 97 cm で底部が半径 80 cm, 高さ 30 cm の半球状、10,000 kg の場合には直径 1.25 m, 高さ 95 cm で底部が半径 100 cm, 高さ 30 cm の半球状となっている。なお、クレーン能力の限界が 30 m であることより、落下高さは最大 30 m 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) を用いて得られる波形で評価される重錘衝撃力波形、図-1 に示す位置に配置した非接触式レーザ変位計 (容量 500 mm, 応答周波数約 1 kHz) による変位波形である。なお、非接触式レーザ変位計は底盤上面の舗装上に架台を組み立て、その架台に設置して所定の位置の水平および鉛直方向変位を計測している。各応答波形は、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 (a) 図および (b) 図には、それぞれ各実験ケースにおける、重錘衝撃力波形および載荷点におけるアーチ内縁の鉛直変位波形の一例を示している。また、図には重錘質量に重錘加速度および落下高さを乗じて算出される衝突エネルギー  $E_k$  も併せて示している。なお、N-IS-H10 の鉛直変位波形は、載荷点近傍アーチ内縁かぶりコンクリートが円形状に剥落したた

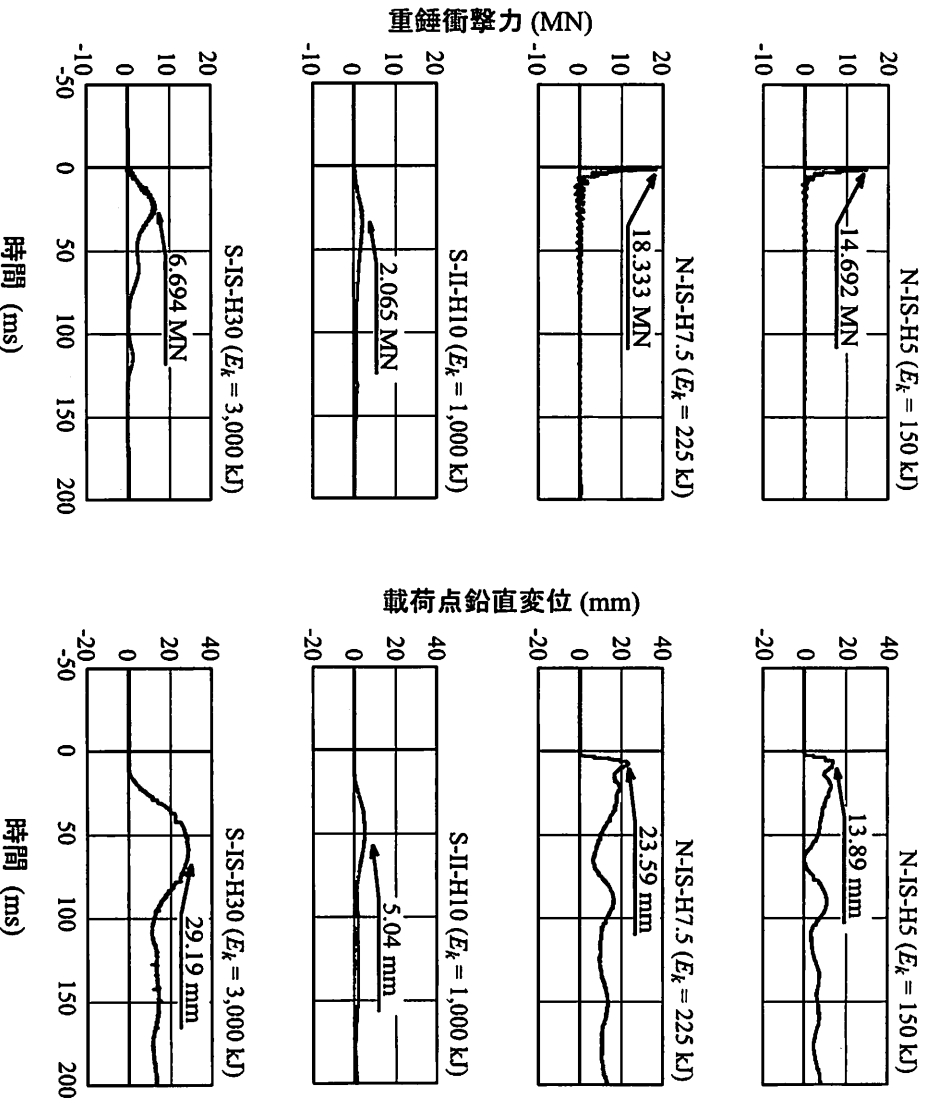


図-2 各種応答波形  
(a) 重錘衝撃力 (MN) (b) 載荷点鉛直変位 (mm)

め計測されていない。

重錘衝撃力の波形性状は、敷砂緩衝材無しの場合には衝突初期に最大応答値を示し、波形継続時間が6 ms程度で急激に零レベルに減衰している。一方、敷砂緩衝材有りの場合のS-II-H10は、衝突後35 ms程度で最大応答値を示し、継続時間が100 ms程度の正弦半波状を示している。しかしながら、実験時における最大衝突エネルギー入力の場合であるS-IS-H30には、衝突後25 ms程度で最大応答値を示し、その後周期が40 ms程度の波形成分を伴い、125 ms経過後に零レベルに減衰しており、S-II-H10とは異なる性状を示していることが分かる。これは、S-II-H10の場合には、落下高さかそれほど著しくないと敷砂緩衝材の緩衝効果によって重錘がリバウンドしないのに対して、S-IS-H30の場合には、落下高さが大きいために重錘衝突部の敷砂が締め固められて剛性が増し、重錘がフーチクラウソ部との相互作用を受けている可能性があることを暗示している。

載荷点変位の波形性状は、敷砂緩衝材無しの場合には早期に立ち上がり8 ms経過後に最大応答値を示し

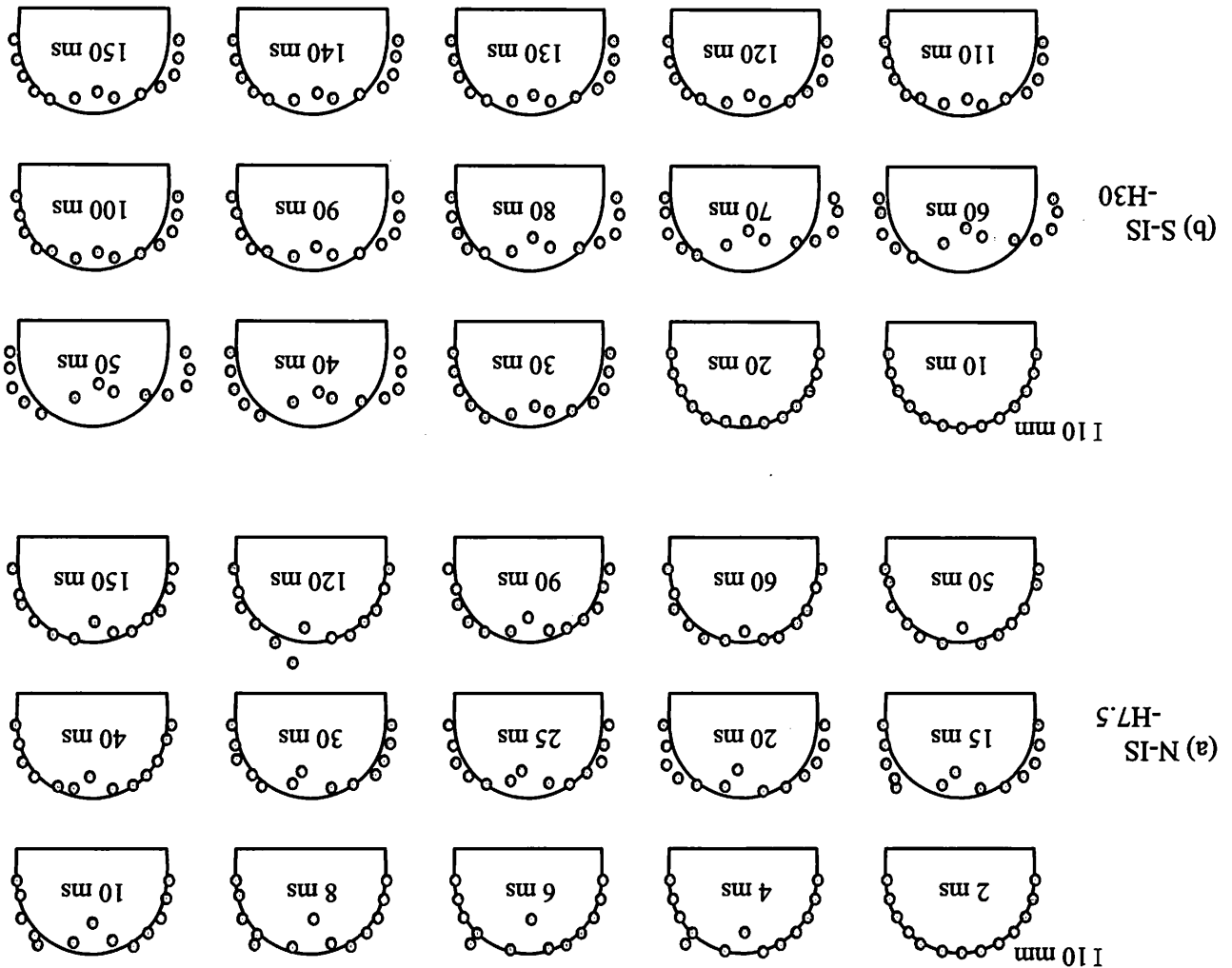
た後減衰振動状態に移行している。また、5～10 mm程度の残留変位が発生している。これは、RC製フーチ構造に直接重錘を衝突させたことにより、載荷点を中心に押し抜きせん断面が形成されたことによるものと推察される。一方、敷砂緩衝材有りの場合には、変位波形の立ち上がりが重錘衝撃力波形に対して20 ms程度遅れていることが分かる。S-II-H10の場合の変位波形は、衝突初期に最大値を示し継続時間が60 ms程度の正弦半波状の波形を示し、その後振幅が1～2 mm程度で周期が200 ms程度の緩やかな振動を呈している。また、衝突エネルギーが最大であるS-IS-H30の場合には、12 mm程度の残留変位が発生している。これは、衝突初期における波動の立ち上がりから最大変位に至る経過時間が敷砂緩衝材無しのN-IS-H7.5の場合に比較して10倍程度長いことから載荷点近傍の局所的な損傷によるものではなく、フーチ構造全体系の作用下でひび割れの発生等、塑性化が進行したことによるものと推察される。

敷砂緩衝材有りの場合は無しの場合に比べ、衝突エネルギーが5倍以上であるにもかかわらず重錘衝撃力

3.2 変位分布  
 図-3(a)図および(b)図には、S-IS-H7.5とS-IS-H30の場合における載荷点中心部の断面方向内縁の法線方向変位を時系列で表している。なお、図には載荷直後から $t=150\text{ms}$ までの分布を変形倍率を100倍として表示している。  
 (a)図の変位分布は、載荷点近傍のみが内側に大きく変形し、 $t=8\text{ms}$ 程度で最大値に達している。また、(b)図の変位分布は、 $t=30\text{ms}$ 経過以降に変形が頭在化していることが分かる。内側への変形は載荷点直下で最も大きく、フーチクラウンより斜め $45^\circ$ の位置周辺では外側に変形していることが分かる。その後、 $t=80\text{ms}$ まではほぼ同様の変形性を示し、 $t=90\text{ms}$ 経過以降において変形が残留する傾向を示している。また、フーチの左側の変形が右側に比較して大きいこと

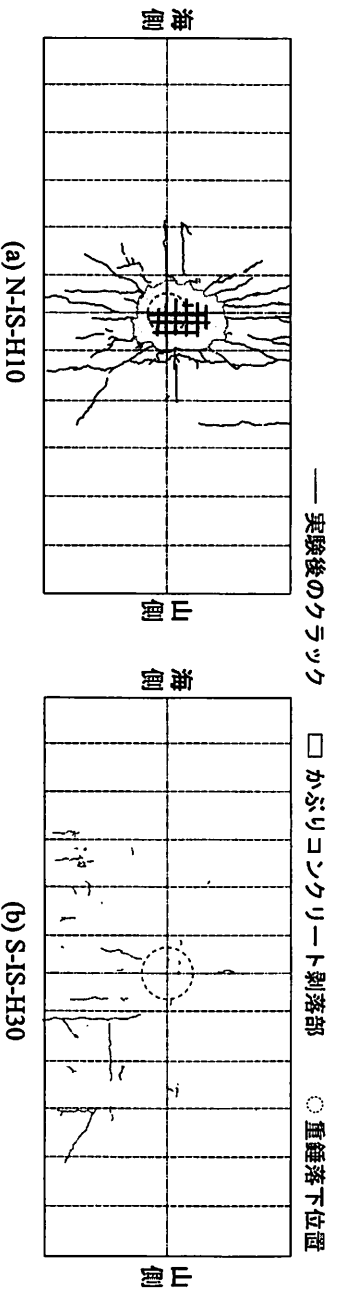
の最大応答値が $1/2$ 程度以下となり、かつその波形継続時間が $15$ 倍以上長く示されている。これは、敷砂緩衝材の緩衝効果や荷重分散効果が十分に発揮されていることを示唆している。

図-3 変位分布図 (変形倍率100倍)

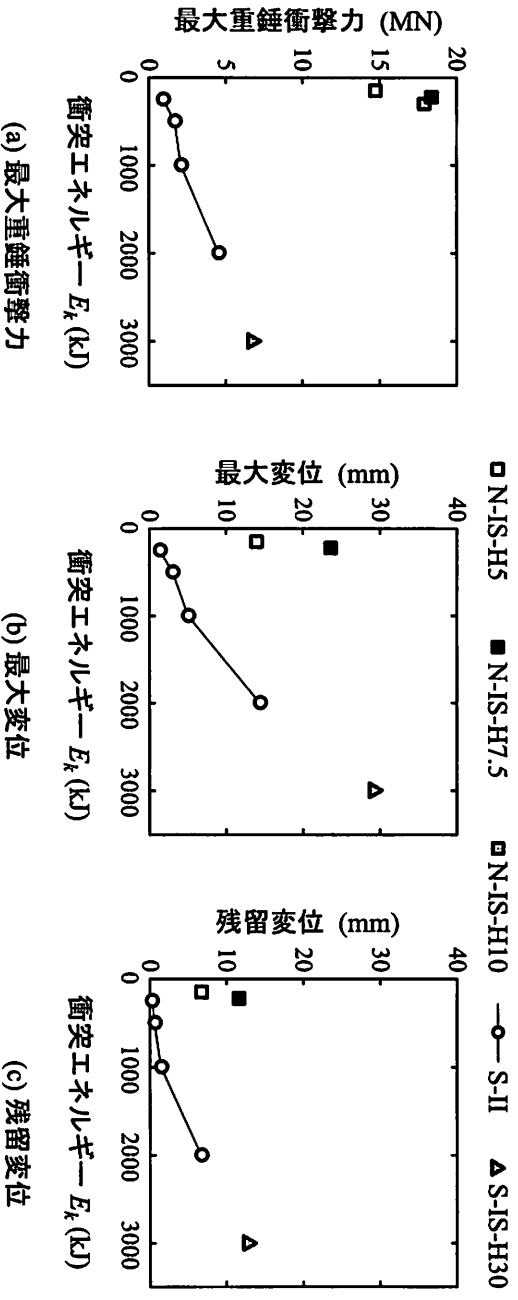


3.3 ひび割れ発生状況  
 図-4(a)図および(b)図には、N-IS-H10とS-IS-H30の場合における実験後のトンネル坑口内縁ひび割れ状況について、見上げ図として示している。(a)図より、載荷点を中心として直径約 $2.0\text{m}$ のフーチ内縁かぶりコンクリートが円形状に剥落しかつ放射状のひび割れが発生している。これは、載荷点を中心とした押し抜きせん断面が形成され、脆性的な破壊が生じたことによるものと推察される。  
 (b)図より、ひび割れは載荷点近傍に集中せずに、広範囲に分散して発生している程度で、初期クラックのひび割れが広がった程度の程度の損傷に留まっていること

と分かる。これは、フーチの左側部は海に面しているのに対して、右側部は山側に面し土砂により埋め戻され拘束状態にあることによるものと推察される。これらのことから、敷砂緩衝材を設置する場合には、その緩衝効果と、衝撃力が重錘径に対応して分散分布する効果によりフーチが構造全体で挙動することにより、耐衝撃性能が向上するものと推察される。



図一4 実験後におけるひび割れ状況



図一5 各種応答値と衝突エネルギーの関係

分かる。また、アーチ内縁かぶりコンクリートの剥落は発生していない。

### 3.4 各種応答値と衝突エネルギーの関係

図一5には、(a) 最大重錘衝撃力、(b) 最大変位および(c) 残留変位と衝突エネルギー  $E_k$  との関係を示している。ただし、繰り返し載荷実験に関しては、初期載荷時からの累積残留変位を示している。

(a) 図の最大重錘衝撃力分布より、敷砂緩衝材無しの場合には、N-IS-H7.5 と N-IS-H10 において同程度の最大重錘衝撃力値を示している。これは、敷砂緩衝材が設置されていないために、7.5m 落下時の衝突エネルギー程度で図一4(a) のような押し抜きせん断面が形成され脆性的な破壊が生じているためと推察される。一方、敷砂緩衝材有りの場合における、最大重錘衝撃力は載荷方法に関わらず衝突エネルギー  $E_k$  の増加に対応してほぼ線形に増加している。これより、衝突エネルギーが  $E_k=3,000\text{kJ}$  の時点においても、載荷点近傍における押し抜きせん断による損傷の程度は小さいものと推察され、図一4(b) のひび割れ分布を裏付けている。

(b) 図より、同一衝突エネルギーレベルで敷砂緩衝

材の有無による最大応答変位を比較すると、無しの場合が有りの場合よりも著しく大きいことが分かる。これは、前述のとおり敷砂緩衝材無しの場合には載荷点近傍の局所的な挙動を示すのに対して、有りの場合には衝撃荷重が分散され構造全体で挙動することによるものと判断される。また、敷砂緩衝材有りの場合における衝突エネルギー  $E_k$  が  $3,000\text{kJ}$  までの最大変位分布性状は最大重錘衝撃力分布と同様にほぼ線形に分布している。

(c) 図の残留変位分布より、同一衝撃エネルギーレベルで敷砂緩衝材の有無による残留変位量を比較すると、最大変位の場合と同様、無しの場合が有りの場合よりも大きく、その衝突エネルギー比は  $7 \sim 10$  倍程度となる。また、敷砂緩衝材有りの場合における衝撃エネルギー  $E_k = 3,000\text{kJ}$  までの残留変位分布を見ると、最大変位の場合と異なり、 $E_k = 1,000\text{kJ}$  までは変位がほぼ復元しており、塑性化の進行の小さいことが分かる。 $E_k = 1,000\text{kJ}$  よりも大きい領域では、衝突エネルギーの増加に対応して残留変位もほぼ線形に増加しており、 $E_k = 3,000\text{kJ}$  時点ではコンクリートの剥落等の終局に至っていないことが確認できる。

#### 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、実トンネル坑口部において 3,000 kg と 10,000 kg の重錘を用いた重錘落下衝撃実験を実施した。検討方法は、90 cm 厚の敷砂緩衝材を設置した場合と設置しない場合を比較することにより行っている。本実験条件の範囲内で得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- (1) 敷砂緩衝材を設置しない場合には、300kJ 程度の衝突エネルギーに対しても RC 製アーチ構造に押し抜きせん断面が形成され脆性的な破壊が進行し終局を迎える。
- (2) 敷砂緩衝材は十分な緩衝効果を発揮し、3,000 kJ 程度の衝突エネルギーに対しても未だ終局には至らない。

- (3) 敷砂緩衝材を設置する場合には、緩衝効果と共に重錘径に対応して衝撃荷重が分散分布して作用するため、アーチ効果が発揮され耐衝撃性能が向上する。

#### 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, 2005.6
- 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.

(2008 年 11 月 7 日受付)