

敷砂緩衝工を設置した RC 製アーチ構造の耐衝撃挙動 に関する実規模重錘落下衝撃実験

A full-scale falling-weight impact test on impact resistant behavior of arch-type RC entrance of tunnel with sand cushion

川瀬 良司*, 岡田 慎哉**, 鈴木 健太郎***, 岸 徳光****
Ryoji Kawase, Shin-ya Okada, Kentaro Suzuki and Norimitsu Kishi

*博(工) (株) 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)

**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)

***修(工) (株) 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)

****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)

In order to investigate the absorbing effects and/or impact resistant performance on arch-type RC entrance of tunnel with a sand cushion, falling-weight impact tests were conducted taking thickness of sand cushion and location of falling point for heavy-weight as variables. From these studies, the following results were obtained: 1) Punching shear failure occurred around arch crown may be restrained by applying sand cushion; and 2) Taking the standard thickness of sand cushion specified by Japanese guideline, impact resistant performance of arch-type RC structure can be improved more than 10 times referring to that of the structure without sand cushion.

Key Words : Sand cushion, Arch-type RC entrance of tunnel, Impact resistant behavior
absorbing effects, falling-weight impact test

キーワード : 敷砂緩衝工, RC 製アーチ構造, 耐衝撃挙動, 緩衝効果, 重錘落下衝撃実験

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。トンネル坑口部（写真-1 参照）は一般的に斜面を背負っているため、耐衝撃性に関する検討は必要不可欠であるものの、実際には落石対策が施されていない箇所も多いのが現状である。したがって、落石から人命を守り、かつ安全な道路交通網を確保するためには、RC 製アーチ型トンネル坑口部における耐衝撃性の確認はもちろんのこと、耐衝撃性が十分でないと思われる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。

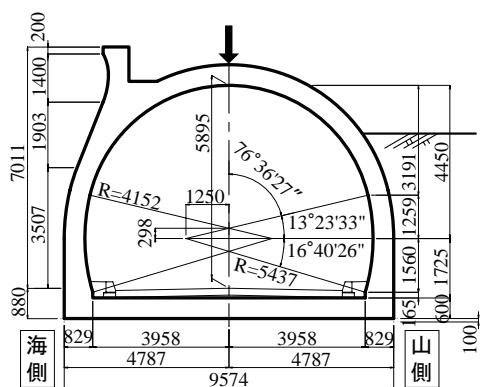
現在、トンネル坑口部の緩衝工としては、敷砂材が広く用いられている。敷砂緩衝工に関しては、RC 製箱型落石覆工に広く用いられているが、既往の研究^{1)~3)}によって、その緩衝効果や、敷砂緩衝工を設置した場合における覆工の耐衝撃性に関する弾性挙動が明らかにされている。しかしながら、トンネル坑口部の RC 製アーチ構造に敷砂緩衝工を設置した場合の緩衝効果や耐衝撃挙動については、研究事例も少なく十分

な検討がなされていないのが現状である。

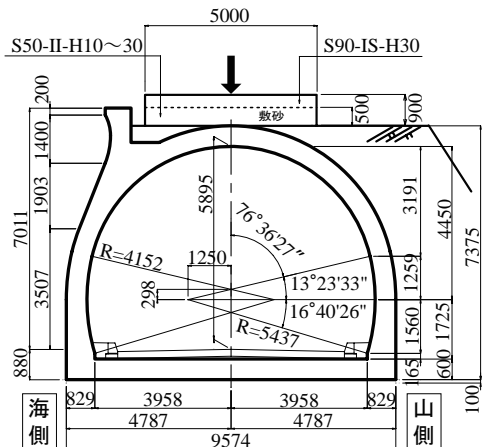
このような背景より、著者らは、既往の研究において RC 製アーチ構造の耐衝撃挙動を明らかにするべく、トンネル坑口部の落石対策用の緩衝工として敷砂材を設置した場合を対象に弾塑性衝撃応答解析⁴⁾を実施し、RC 製アーチ構造に対する敷砂材の緩衝効果



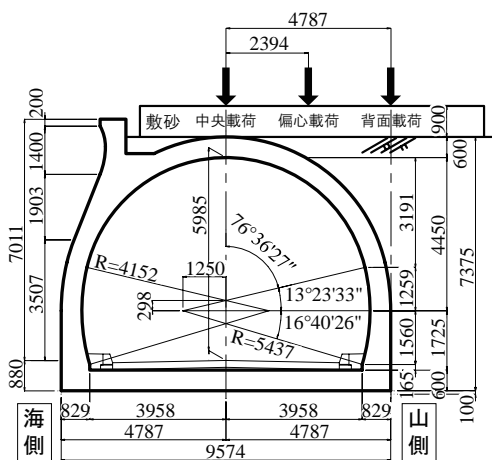
写真-1 トンネル坑口部の例



(a) N-IS-H5~10 試験体



(b) S50-II-H10~30 および S90-IS-H30 試験体



(c) S90-II-H2.5~20 試験体

図-1 試験体の形状図

や構造物の衝撃応答特性について検討を行ってきた。その結果、応答性状は箱型の落石覆工と大きく異なり、アーチ作用による軸圧縮力の効果や敷砂の緩衝効果が発揮されること等が明らかにしている。また、小型 RC 製アーチ構造模型の重錘落下衝撃実験⁵⁾や三次元弾塑性衝撃応答解析⁶⁾を実施し、アーチ構造の耐衝撃挙動を検討している。その結果、荷点近傍では押し抜きせん断により脆性的な破壊が生じること等を明らかとしている。

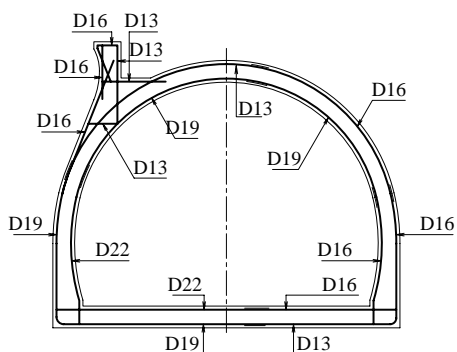


図-2 配筋状況

これらの研究成果を踏まえ、本研究では、敷砂緩衝工を設置した実規模 RC 製アーチ構造の落石に対する緩衝効果や耐衝撃挙動を明らかにすることを目的に、敷砂緩衝工を設置した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た。実験は、敷砂緩衝工の緩衝効果を確認するために、1) 敷砂緩衝工の有無や、2) その厚さ（落石対策便覧⁷⁾などで標準厚とされている敷砂厚 90 cm および敷砂厚を 50 cm に減少させた場合)、および 3) 重錘衝突位置を 3 種類に変化させた全 13 ケースについて行った。検討項目は、重錘衝撃力、伝達衝撃応力、アーチ部の変位とひずみ、RC 製アーチ構造本体内縁のひび割れ分布である。

なお、本実験を実施した RC 製アーチ構造のトンネル坑口部は、別線ルートの完成に伴い平成 14 年度から廃道となっている 259 m 区間を使用している。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1(a)~(c)には、実験に供した実 RC 製アーチ構造の形状寸法、各実験ケースにおける敷砂緩衝工の有無と敷砂厚および重錘衝突位置を示している。(a)図には敷砂緩衝工無しの場合、(b)図には敷砂厚を 90 cm と 50 cm とする場合、さらに、(c)図には重錘落下位置（中央荷重、偏心荷重、背面荷重）を変化させた場合を示している。また、図-2には、RC アーチ構造の配筋状況を示している。

トンネル坑口部の断面形状において、覆工部材厚は 600 mm、上半内空半径は 4,152 mm、側壁部高さは 1,725 mm、道路軸方向の 1 ブロック延長は 6,000 mm で目地材により分離されている。覆工主鉄筋として D13~D22、配力筋として D13 をそれぞれ 250 mm 間隔で配筋しており、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、本 RC 製アーチ構造の静的曲げ耐力は、1 ブロック当たり 70 KN 程度となっている。

表-1には、本実験ケースの一覧を示している。表

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	緩衝工の有無	敷砂厚 (cm)	重錘質量 M (kg)	載荷方法	載荷位置	落下高さ H (m)	衝突エネルギー E_k (kJ)	コンクリート強度 f'_c (MPa)	載荷ブロック番号	
N-IS-H5	無	0	3,000	単一	中央	5	150	34.1	1	
N-IS-H7.5						7.5	225		2	
N-IS-H10						10	300		3	
S50-II-H10	有	50	10,000	繰返	中央	10	1,000	29.7	4	
S50-II-H20						20	2,000			
S50-II-H30						30	3,000			
S90-II-H2.5		90			繰返	中央	2.5	250	27.5	5
S90-II-H5							5	500		
S90-II-H10-e							偏心	背面		
S90-II-H10-b										
S90-II-H10	中央		20	2,000						
S90-II-H20		30	3,000	36.8	6					
S90-IS-H30				単一						

より、敷砂緩衝工を設置しない場合には 3,000 kg 重錘を用い、載荷ブロックを変えて落下高さ $H = 5$ m, 7.5 m, 10 m に対する単一載荷実験を実施した。一方、敷砂緩衝工を設置する場合には、10,000 kg 重錘を用いることとし、敷砂厚 50 cm の緩衝工を用いる場合には繰返し載荷実験を、標準厚 90 cm の敷砂緩衝工を用いる場合には繰返し載荷および単一載荷実験を実施している。繰返し載荷実験の場合には、同一載荷ブロックを対象に、重錘の落下高さが低いケースから順に、かつ載荷位置が試験体から離れたケースから順に実験を実施している。すなわち、敷砂厚 50 cm の場合には、落下高さ $H = 10$ m, 20 m, 30 m の 3 ケース（いずれも中央載荷）について実施している。一方、敷砂厚 90 cm の場合には、 $H = 2.5$ m, 5 m の 2 ケース（いずれも中央載荷）を実施後、 $H = 10$ m は背面載荷、偏心載荷、中央載荷の順で行い、さらに $H = 20$ m に対して中央載荷を実施している。なお、単一載荷実験の場合には、載荷ブロックを変えて落下高さ $H = 30$ m に対する中央載荷を実施している。実験ケースは全 13 ケースとなる。

表中の実験ケース名において、第一項目は敷砂緩衝工の有無（N：無し，S：有り）を示しており、S に付随する数値は敷砂厚 (cm) を意味している。第二項目は載荷方法を示しており、II および IS は、それぞれ繰返し載荷実験および単一載荷実験を示している。第三項目は重錘の落下高さ (m) を H に付随する数値で表している。なお、第四項目は中央載荷以外の載荷位置を示しており、e および b は、それぞれ偏心載荷および背面載荷を意味している。さらに、表には、敷砂緩衝工の有無で重錘質量が異なることから衝突エネルギー E_k 、トンネル坑口側壁部から採取したコンク



写真-2 実験状況 (S90-II-H10)

リートの一軸圧縮強度 f'_c および載荷ブロック番号も併せて示している。

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 3,000 kg あるいは 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、所定の載荷位置に自由落下させることにより行っている。敷砂緩

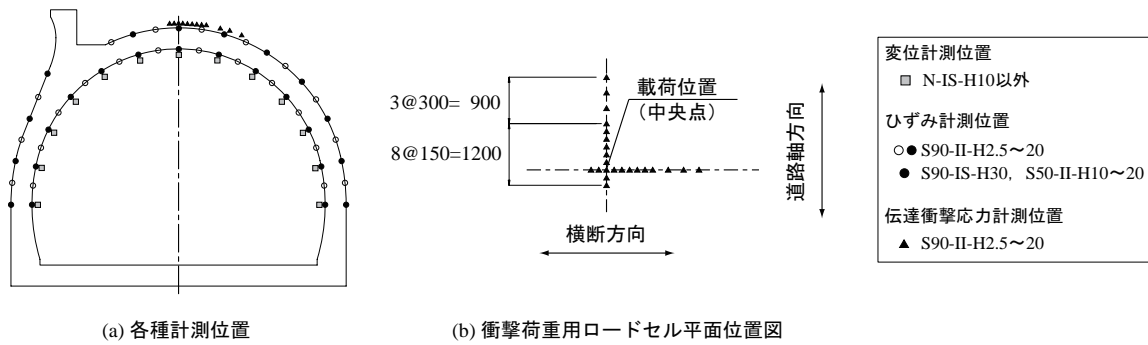


図-3 計測位置

衝工に用いられる敷砂材の粒度分布は、均等係数 $U_c = 1.76$ 、曲率係数 $U'_c = 0.78$ であった。また、平均湿潤密度および平均含水比は、載荷ブロック毎の実験ケースで若干異なり、敷砂厚 50 cm で繰り返し載荷の場合は、 $1,580 \text{ kg/m}^3$ 、12.8%、敷砂厚 90 cm で繰り返し載荷の場合には、 $1,660 \text{ kg/m}^3$ 、8.4%、単一載荷の場合には、 $1,560 \text{ kg/m}^3$ 、7.9% であった。なお、敷砂の敷設は 30 cm 毎の足踏みによる転厚で行なった。

実験に用いた重錘は、質量が 3,000 kg の場合には、直径 1,000 mm、高さ 970 mm で、底部が半径 800 mm、高さ 300 mm の半球状である。また、質量が 10,000 kg の場合には、直径 1,250 mm、高さ 950 mm で、底部が半径 1,000 mm、高さ 300 mm の半球状である。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 $H = 30 \text{ m}$ までとしている。

2.3 計測方法

図-3には、各種センサーの計測位置を示している。(a) 図には変位計測位置およびひずみゲージ貼付位置を、(b) 図には伝達衝撃応力測定用の衝撃荷重測定用ロードセル設置位置を示している。本実験の測定項目は、(1) 重錘頂部表面に設置したひずみゲージ式加速度計（容量 500 G、応答周波数 DC ~ 5 kHz）による重錘衝撃力波形、(2) レーザ式非接触型変位計（容量 500 mm、応答周波数約 1 kHz）によるトンネル内縁の変位波形、(3) コンクリートの表面ひずみ、および(4) 覆工表面にアーチ形状に沿った形の治具で固定された伝達衝撃応力測定用ロードセル（受圧径 32 mm、容量 9.8 MPa、応答周波数 DC ~ 1 kHz）による伝達衝撃応力波形である。なお、レーザ式非接触型変位計は、トンネル内舗装上に組み立てた架台に設置し、着目点の水平および鉛直方向変位を計測している。また、コンクリートの表面ひずみに関しては、既設であるためひび割れが発生している場合も想定されることより、50 mm × 20 mm × 0.5 mm 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の所定の位置に樹脂系接着剤およびネジにて取り付けることにより計測している。さらに、伝達衝撃応力波形は敷砂厚

90 cm の繰り返し載荷における中央載荷の実験ケースのみについて計測している。

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にて一括収録を行っている。ただし、敷砂厚 50 cm で重錘落下高さ $H = 30 \text{ m}$ の実験ケース S50-II-H30 の場合には、載荷位置近傍の押し抜きせん断による脆性的な破壊の可能性があることから、計測機器の破損を回避するために全ての計測を中止し、衝撃実験終了後におけるアーチ内縁のひびわれ分布図作成のみとした。

3. 実験結果

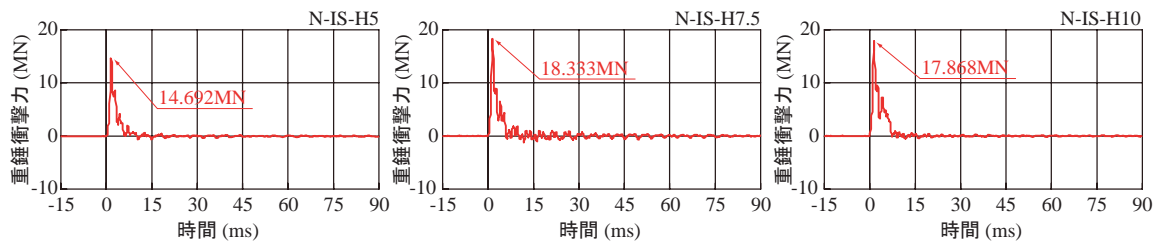
3.1 重錘衝撃力波形

図-4には、重錘衝撃力波形を示している。(a) ~ (c) 図にはそれぞれ緩衝工無し、敷砂厚 50 cm および 90 cm における中央載荷時の結果を、(d) 図には衝突位置が異なる場合における結果を示している。なお、重錘衝撃力は重錘加速度に重錘質量を乗じて評価している。

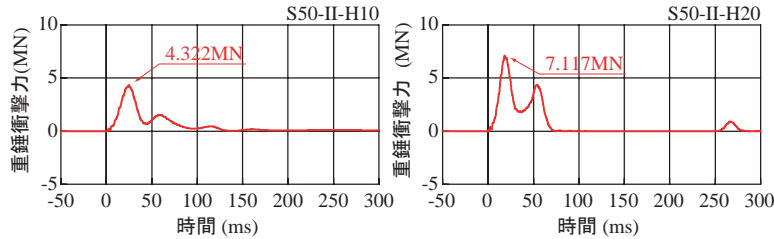
(a) 図より、緩衝工無しの重錘衝撃力の波形性状は、衝突初期に急激に立ち上がり最大応答値を示し、その後急激に零レベルに減衰している。波動継続時間（以後、継続時間）は $t = 6 \text{ ms}$ 程度である。また、最大応答値に着目すると、衝突エネルギー E_k が増加しているにも関わらず N-IS-H7.5 と N-IS-H10 とでは、同程度の最大応答値を示している。これは、落下高さがある程度以上になると、重錘衝突時に載荷点近傍が著しく損傷し、塑性状態に至るためと考えられる。

(b) 図より、敷砂厚 50 cm における重錘衝撃力の波形性状は、継続時間が $t = 50 \text{ ms}$ 程度の正弦半波状の第 1 波と、継続時間が $t = 40 \sim 70 \text{ ms}$ 程度の正弦半波状の第 2 波が重ね合わされた分布を示している。最大応答値は $H = 10 \text{ m}$ で 4.3 MN、 $H = 20 \text{ m}$ で 7.1 MN 程度を示し、その発生時刻は落下高さが高いほど短いことが分かる。また、継続時間についても落下高さが高くなるほど短くなっている。

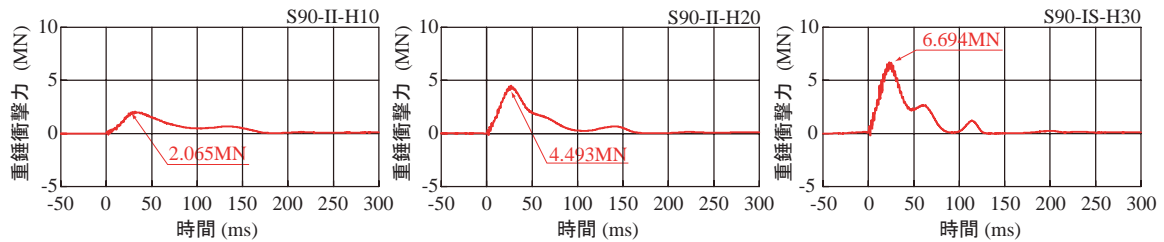
(c) 図より、敷砂厚 90 cm の重錘衝撃力の波形性状



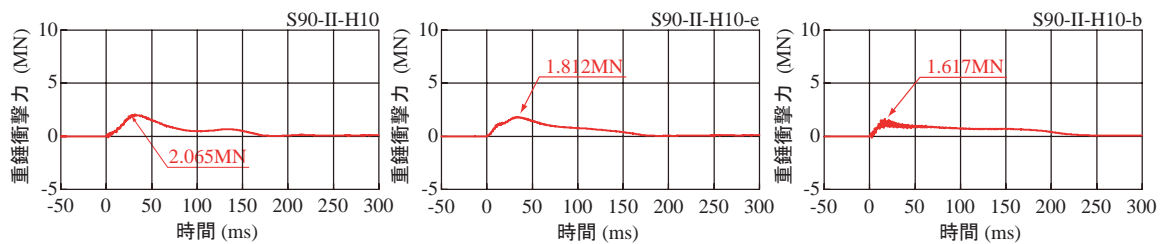
(a) 敷砂無し (中央載荷, 重錘質量 $M = 3,000$ kg)



(b) 敷砂厚 50 cm (中央載荷, 重錘質量 $M = 10,000$ kg)



(c) 敷砂厚 90 cm (中央載荷, 重錘質量 $M = 10,000$ kg)



(d) 載荷位置の影響 (敷砂厚 90 cm, 重錘質量 $M = 10,000$ kg)

図-4 重錘衝撃力波形

に着目すると、繰り返し載荷実験 (S90-II-H10 / S90-II-H10-H20) において継続時間が $t = 100$ ms 程度の最大応答を含む正弦半波状の第 1 波と、継続時間が $t = 50 \sim 80$ ms 程度の正弦半波状の第 2 波が重ね合わされた分布を示しており、その継続時間は $t = 170$ ms 程度である。最大重錘衝撃力は、衝突エネルギー E_k の増加とともに増加しているものの、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 0.75 MN 程度を示している。

一方、単一載荷である S90-IS-H30 の場合は、第 1 波で最大値を示した後、明確に第 2 波、第 3 波が確認でき、繰り返し載荷実験とは異なる傾向を示していることが分かる。これは衝突エネルギー E_k が大きいことにより、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。なお、緩衝工の無い

N-IS-H10 の場合と敷砂厚 90 cm の S90-IS-H30 を比較すると、敷砂厚 90 cm の場合には緩衝工無しの場合よりも衝突エネルギー E_k が 10 倍大きいにもかかわらず、継続時間が 20 倍程度以上長く、最大応答値も 3 割程度以下の小さな値を示しており、敷砂緩衝工の緩衝効果が確認される。

同一衝突エネルギー E_k である S50-II-H20 / S90-II-H20 を比較すると、敷砂厚 50 cm の場合は敷砂厚 90 cm よりも継続時間が 4 ~ 5 割程度短く、最大応答値は 1.6 ~ 2.0 倍程度大きいことが分かる。

(d) 図より、敷砂厚 90 cm で載荷位置を変化させた場合の重錘衝撃力の波形性状に着目すると、最大応答値は中央載荷が最も大きく、載荷点がアーチ中央から離れるほど小さくなる傾向にある。一方、継続時間は最大応答値とは異なり、載荷点がアーチ中央から離れ

るほど長くなっている。これは、中央載荷時においては敷砂緩衝工の直下に覆工本体があるのに対し、偏心載荷時や背面載荷時においては、敷砂緩衝工と覆工本体の間に裏込土が介在するため、敷砂緩衝工とともに裏込土によるエネルギー吸収効果も発揮されたことによるものと考えられる。

3.2 変位波形

図－5には、アーチ部内縁の変位波形を示している。(a)～(c)図にはそれぞれ緩衝工無し、敷砂厚 50 cm、および敷砂厚 90 cm における載荷点直下の鉛直方向変位波形を示している。また、(d)図および(e)図には載荷位置が異なる場合のアーチ中心およびアーチ中心点より山側 30°の位置における鉛直方向、水平方向およびそれらから算出される合成変位波形を示している。なお、N-IS-H10 の変位波形は、載荷点近傍アーチ部内縁かぶりコンクリートが円形状に剥落したため計測されていない。

(a)図より、緩衝工無しの変位波形性状は、重錘衝突直後に急激に立ち上がり、 $t \simeq 8$ ms 経過後に最大応答値を示した後、残留変位成分を含む減衰自由振動状態に移行している。

(b)図より、敷砂厚 50 cm の変位波形に着目すると、いずれの場合も重錘衝突直後から $t = 10$ ms 程度経過後に波形が立ち上がり、 $t = 40 \sim 60$ ms 程度で最大値を示していることが分かる。しかしながら、 $H = 10$ m の場合には、正弦半波状の波形性状を示しているのに対し、 $H = 20$ m の場合には、 $t \simeq 50$ ms 以降、急激に変位が増大しており、 $H = 10$ m の場合とは大きく異なる波形性状を示していることが分かる。これより、 $H = 20$ m の場合には、終局に近い状態であるものと推察される。

(c)図より、敷砂厚 90 cm の変位波形性状は、いずれの場合も重錘衝突直後から $t = 20$ ms 程度経過後に波形が立ち上がり、最大応答値を含む周期 $t = 80 \sim 100$ ms 程度の正弦半波状の波形が励起され、その後残留変位成分を含む減衰自由振動状態に移行している。

最大変位に着目すると、落下高さ H の増加に伴い最大変位も増加していることが分かる。また、落下高さ $H = 20$ m 以上の場合には残留変位が大きくなっており、覆工本体の損傷が進行していることを示唆している。なお、同一衝突エネルギー E_k である S50-II-H20 / S90-II-H20 の最大変位を比較すると、敷砂厚 50 cm の場合は敷砂厚 90 cm よりも 2 倍以上の値を示していることが分かる。

(d)図より、載荷位置を変化させた場合のアーチ中央における変位波形に着目すると、載荷点がアーチ中央に近いほど大きな変位が発生していることが分かる。しかしながら、合成波形を構成する鉛直成分波形と水平成分波形では、中央載荷である S90-II-H10 に

おいて鉛直成分が主成分となっているのに対し、アーチ中央から離れている偏心載荷 (S90-II-H10-e)、背面載荷 (S90-II-H10-b) においては、水平成分が主成分となっていることが分かる。これは、重錘衝突位置が偏心することにより、アーチ構造に伝達する衝撃力に水平成分が含まれることとなり、水平方向成分が鉛直方向成分に比べ大きく示されたものと考えられる。

(e)図より、アーチ中心点より山側 30°の位置における変位波形に着目すると、偏心載荷 (S90-II-H10-e) において最も大きな変位が発生していることが分かる。また、その成分を見ると鉛直および水平成分ともに同程度の値を示しているものの、鉛直成分のピークが $t = 50$ ms 程度であるのに対し、水平成分のピークは 20 ms 程遅れた $t = 70$ ms 程度で発生している。また、中央載荷 (S90-II-H10) においては、鉛直方向が主成分である波形が $t = 50$ ms でピークに達し、背面載荷 (S90-II-H10-b) では、水平方向が主成分である波形が $t = 70$ ms 程度でピークが発生している。

3.3 伝達衝撃応力分布

図－6(a), (b)には、それぞれ敷砂厚 90 cm における繰り返し載荷実験 (S90-II-H10 / S90-II-H20) の横断方向および道路軸方向の各伝達衝撃応力の 3 次元分布波形を示している。(i) および (ii) 図は、それぞれ横軸を載荷点直下を原点とした横断方向および道路軸方向のロードセルの位置を示しており、縦軸に応力振幅、奥行方向に時間軸を取って整理している。なお、波形は重錘衝突の $t = 50$ ms 前から衝突後 200 ms まで示している。

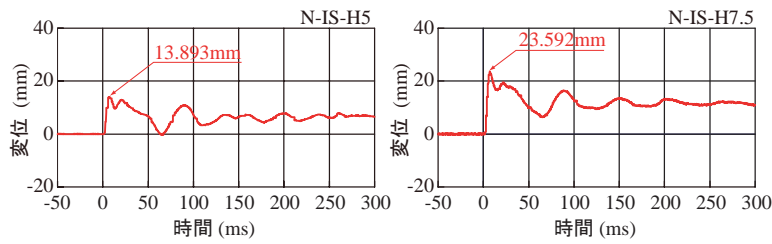
(a)図より、S90-II-H10 の場合には、横断方向および道路軸方向ともに中央から 1,000 mm 程度の範囲まで伝達衝撃応力が分布していることが分かる。また、2 MPa 以上の大きな伝達衝撃応力は載荷点中央から 500 mm 程度の範囲に分布している。

一方、(b)図より、落下高さ $H = 20$ m の S90-II-H20 の場合では、載荷点中央部において 5 MPa 以上の最大伝達衝撃応力が発生しているものの、その発生領域は S90-II-H10 の場合と同様に、横断方向および道路軸方向ともに載荷点中央から 500 mm 程度の範囲となっている。

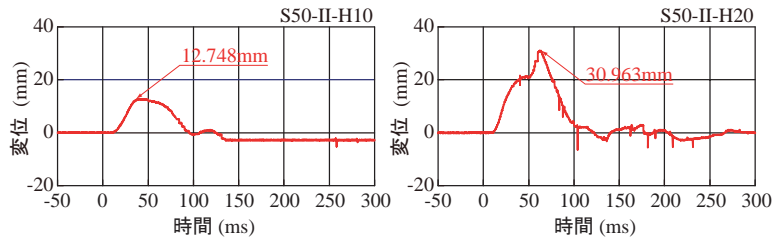
以上より、敷砂緩衝工を設置した場合の RC 製アーチ構造における衝撃荷重は、本実験の場合には、重錘直径よりも若干小さく載荷点中央から片側 500 mm 程度の分布幅に発生する傾向にあることが明らかになった。

3.4 変位分布

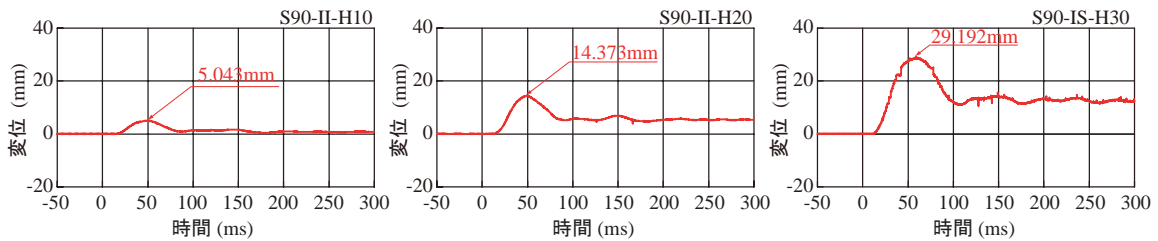
図－7には、各実験ケースのアーチ部内縁における変位分布を時系列で示している。(a)図には敷砂緩衝工の有無による影響を検討するために実験ケース



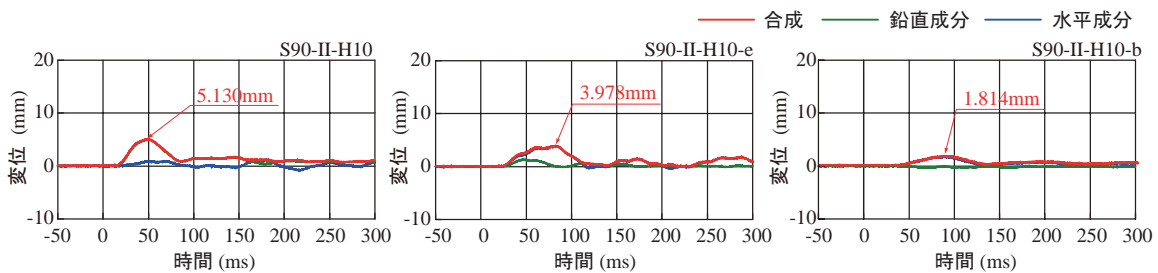
(a) 敷砂無しにおける荷点直下鉛直変位波形



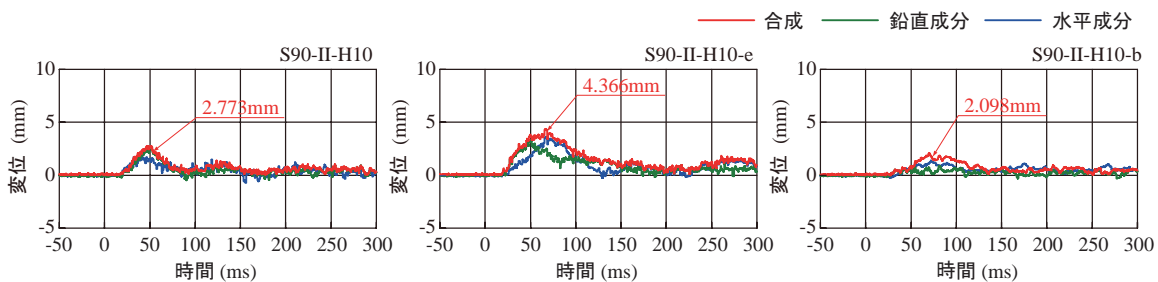
(b) 敷砂厚 50 cm における荷点直下鉛直変位波形



(c) 敷砂厚 90 cm における荷点直下鉛直変位波形



(d) 敷砂厚 90 cm におけるアーチ中央の変位波形



(e) 敷砂厚 90 cm におけるアーチ中央から山側 30° の位置の変位波形

図-5 変位波形

N-IS-H7.5 と S90-IS-H30 の結果を、(b) 図には敷砂厚の違いによる影響を検討するために実験ケース S50-II-H20 と S90-II-H20 の結果を、(c) 図には荷点位置の変化による影響を検討するために実験ケース S90-II-H10, S90-II-H10-e, S90-II-H10-b を比較して示している。なお、変形倍率は(a), (b) 図で 100 倍、(c) 図で

500 倍である。

(a) 図より、実験ケース N-IS-H7.5 の場合は、荷点近傍のみが内方に大きく変形し、 $t = 8 \text{ ms}$ 程度で最大値に達し、残留変位も 10 mm 程度発生している。一方、実験ケース S90-IS-H30 の場合は、衝突直後から $t = 20 \text{ ms}$ 経過以降に変形が大きくなり、 $t = 60 \sim 70 \text{ ms}$

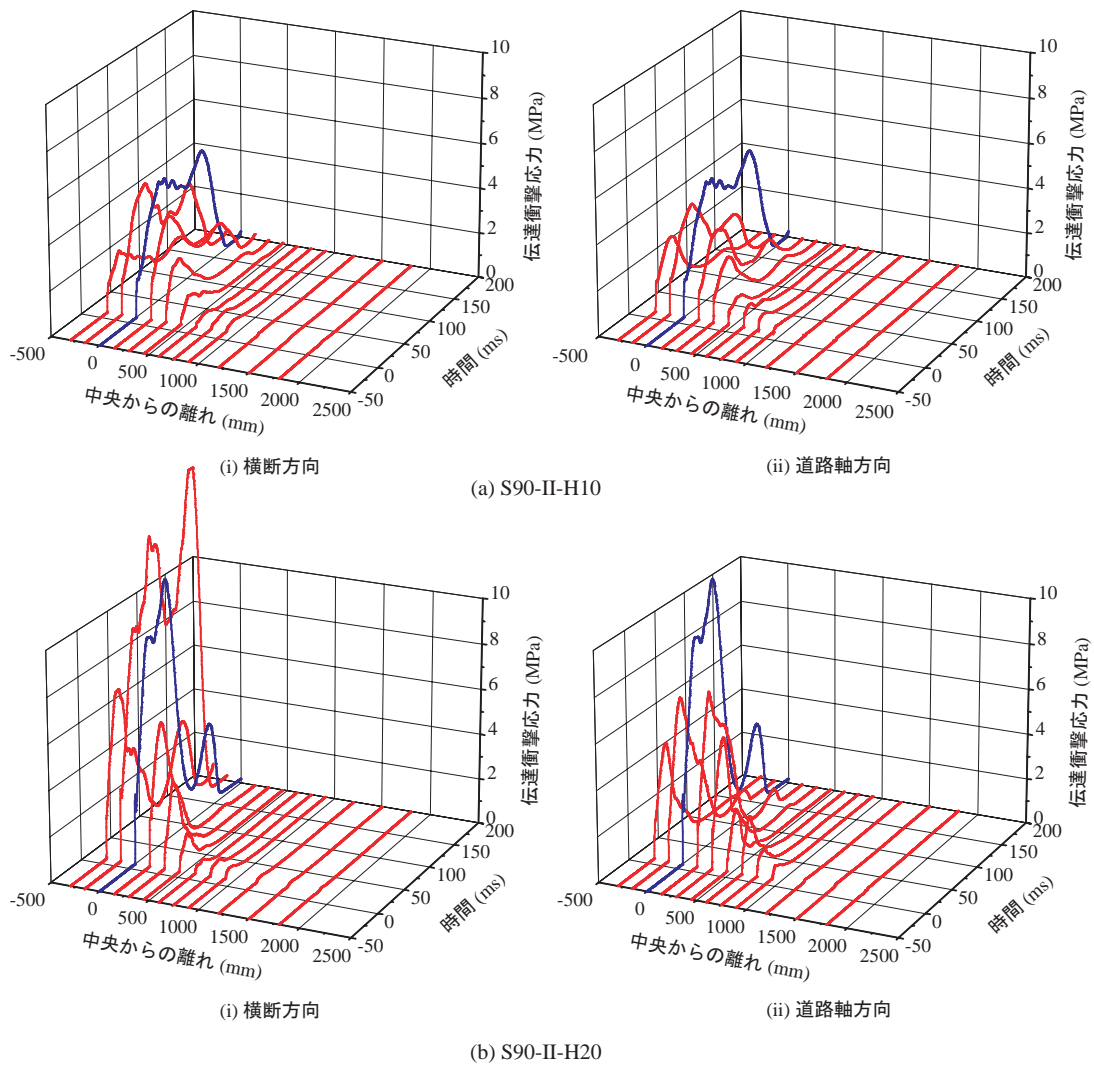


図-6 伝達衝撃応力分布波形

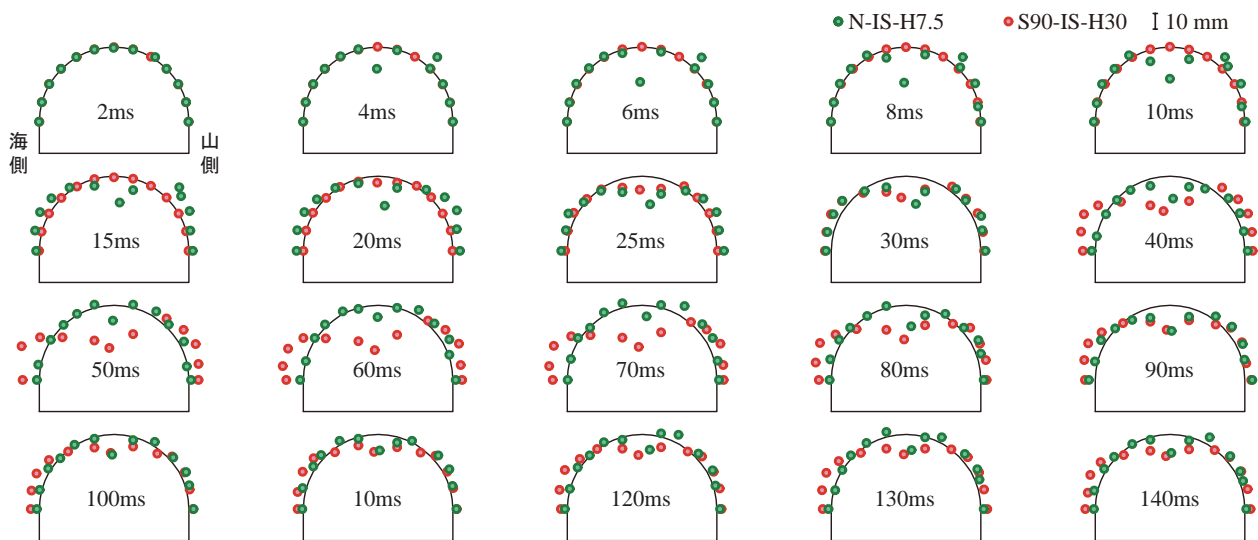
で最大応答値を示していることが分かる。内方への変形は荷重点直下を中心にアーチ円中心よりほぼ 30° の範囲で発生し、アーチの円中心点より 45° の位置周辺においては外方への変形が生じている。その後、 $t = 80 \text{ ms}$ までほぼ同様の変形性状を示し、 $t = 90 \text{ ms}$ 経過以降は変形が収束し、残留変位も 10 mm 程度発生している。

これより、敷砂緩衝工を用いることによって、緩衝効果とともに荷重分散効果によって、荷重点を中心とした押抜きせん断破壊が抑制されかつアーチ構造全体で衝撃荷重に抵抗するため、耐衝撃性能が格段に向上するものと考えられる。また、いずれの場合もアーチの山側に比較し、海側で大きな変形が発生している。このことは、アーチ左右の地盤の有無が影響しているものと考えられる。

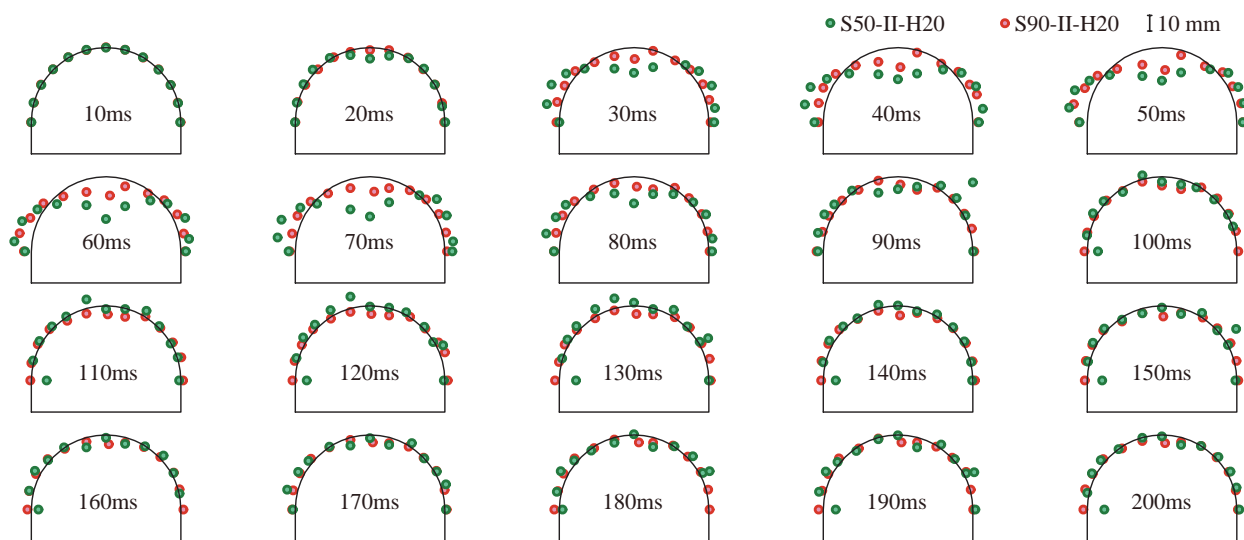
(b) 図より、実験ケース S50-II-H20 と S90-II-H20 の場合には、共に重錘衝突直後から $t = 30 \text{ ms}$ 経過以降に変形が顕在化し、 $t = 60 \sim 70 \text{ ms}$ 前後で最大応答変位を示していることが分かる。しかしながら、最大変

位は実験ケース S50-II-H20 の場合が S90-II-H20 の場合より大きいことより、敷砂厚が厚いほど緩衝効果が発揮されることが推察される。

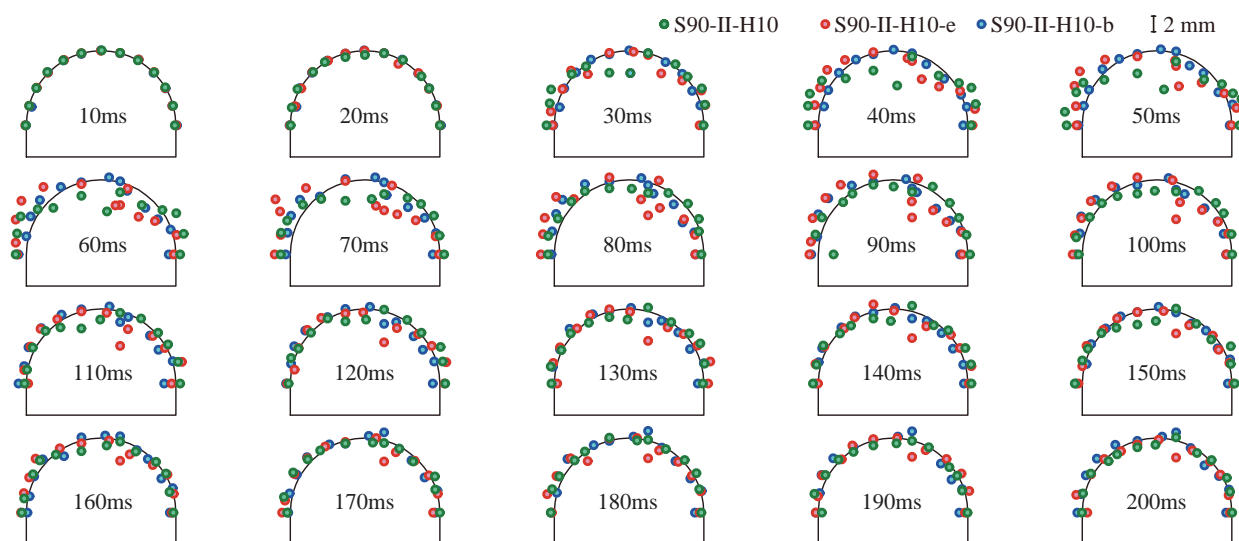
(c) 図より、荷重位置の異なる実験ケース S90-II-H10 と S90-II-H10-e の場合には、いずれの場合も衝突直後から $t = 30 \text{ ms}$ 経過以降に変形が励起する傾向を示していることが分かる。最大変形は $t = 70 \text{ ms}$ 前後で生じ、かついずれの場合もアーチ構造全体が変形していることが分かる。しかしながら、最大変位発生位置が異なっている。すなわち、中央荷重 (S90-II-H10) の場合はアーチ中央部が大きく変形しているのに対し、偏心荷重 (S90-II-H10-e) の場合には荷重点直下近傍であるアーチ円中心より山側 30° 近傍部で内側に大きく変形し、海側 45° 近傍部では外側への変形が卓越していることが分かる。このことから、アーチ構造の場合は、中央荷重以外の偏心荷重においても構造物の安全性の照査が必要であると判断される。また、背面荷重 (S90-II-H10-b) の場合は、他のケースに比べ変形量が小さいことが分かる。



(a) 緩衝工の有無による比較 (変形倍率 100 倍)

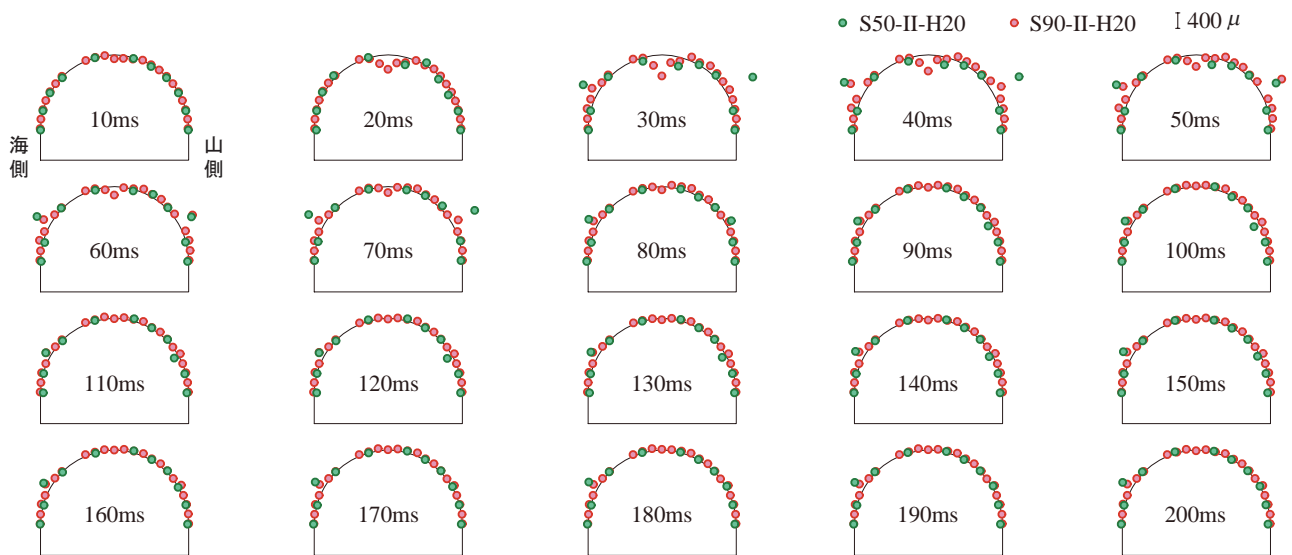


(b) 敷砂厚の比較 (変形倍率 100 倍)

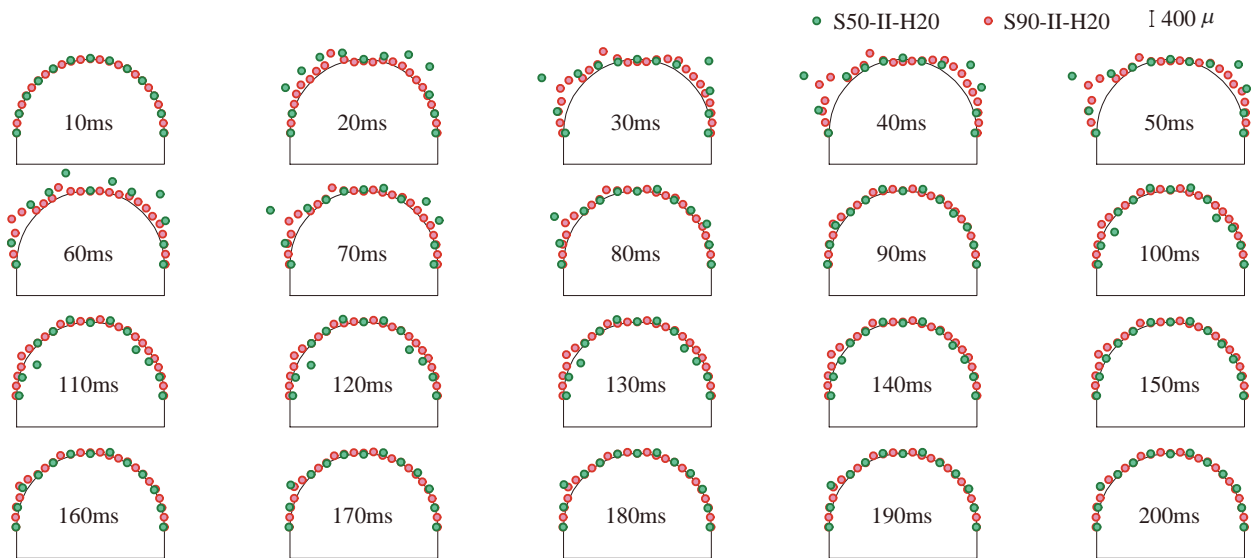


(c) 載荷位置の比較 (変形倍率 500 倍)

図-7 変位分布



(a) 外縁ひずみ分布（内側圧縮，外側引張）



(b) 内縁ひずみ分布（内側引張，外側圧縮）

図-8 敷砂厚 50cm と 90cm の場合のひずみ分布

3.5 ひずみ分布

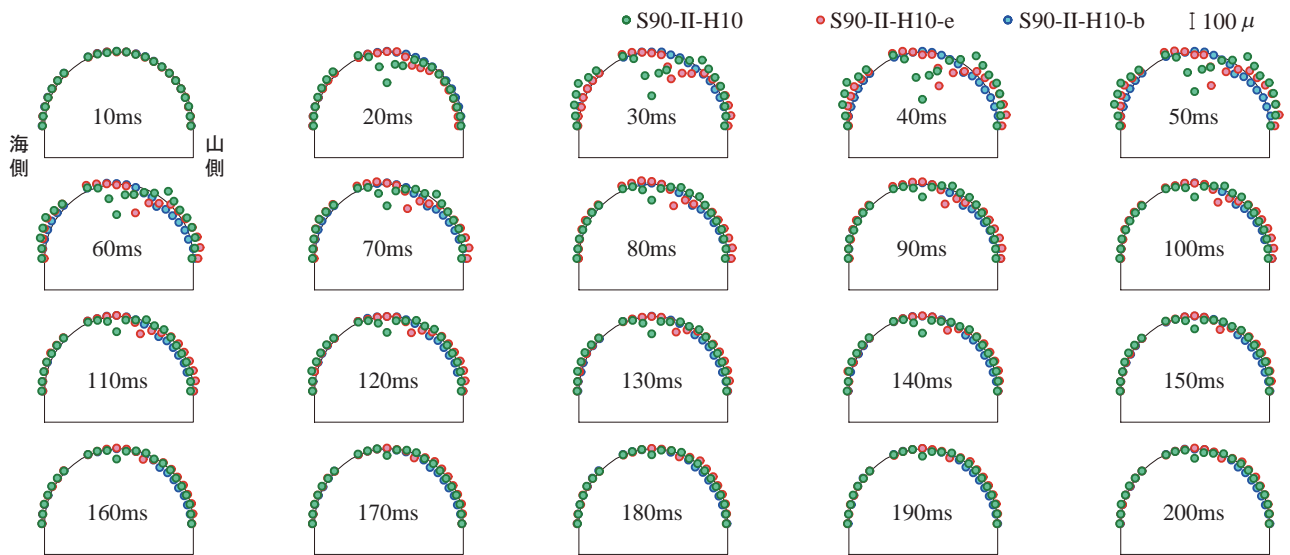
図-8, 図-9には, それぞれ敷砂厚および荷重位置が異なる場合の内外縁のひずみ分布を時系列で示している。なお, (a) 図および (b) 図には, それぞれ外縁および内縁ひずみ分布を示している。外縁ひずみはアーチ構造輪郭の内側を圧縮, 外側を引張とし, 内縁ひずみに関しては反対に内側を引張, 外側を圧縮として示している。図には荷重直後から $t = 200$ ms まで 10 ms 毎に示している。ただし, 実験ケース S50-II-H20 の荷重点直下における外縁ひずみは計測ができなかった。

まず, 敷砂厚の影響に着目して検討を行う。図-8(a)より, 外縁ひずみ分布は, 両ケースともに重錘衝突時点から $t = 20$ ms 経過後において荷重点近傍に局所的な圧縮ひずみが発生し, $t = 30$ ms 程度で最大値を

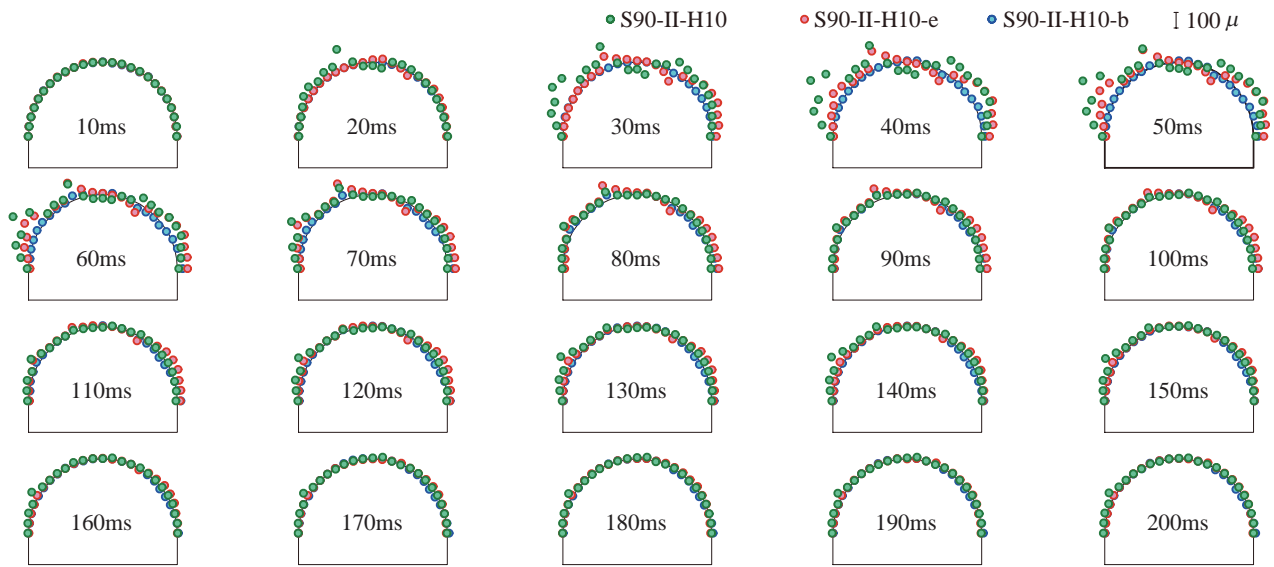
示している。また, $t = 30$ ms 程度経過後にはアーチ中心点より両側 45° 近傍に引張ひずみが発生し, $t = 40 \sim 50$ ms 程度で最大値を示している。

一方, (b) 図の内縁ひずみ分布を見ると, 重錘衝突時点から $t = 20$ ms 程度経過後に全体的に圧縮ひずみが発生し, $t = 40 \sim 50$ ms 程度でアーチ中心点より海側 45° 近傍で最大値を示している。その後, S50-II-H20 においては, $t = 100 \sim 140$ ms 間で, アーチ中心点より両側 45° 近傍に引張ひずみが発生しているのに対し, S90-II-H20 の場合にはほとんど発生していない。また, 全体的なひずみ分布は両者ともに同様の傾向を示すものの, 最大値は敷砂厚 50 cm の場合が敷砂厚 90 cm 場合に比較して 1.2 倍程度大きい。

以上より, 敷砂厚 50 cm の場合にもアーチ作用によ



(a) 外縁ひずみ分布（内側圧縮，外側引張）



(b) 内縁ひずみ分布（内側引張，外側圧縮）

図-9 荷重位置を変化させた場合のひずみ分布

る軸力成分が卓越するものの、敷砂厚 90 cm の場合に比較して緩衝効果が小さいことにより、アーチ作用と共に曲げ作用も卓越したものと推察される。

次に、荷重位置の差異について検討する。図-9(a)に示す外縁ひずみを見ると、中央荷重時の S90-II-H10 において、重錘衝突から $t = 20$ ms 程度経過後に荷重点直下近傍で圧縮ひずみが発生している。また、 $t = 30$ ms 程度経過後よりアーチ中心点より両側 45° 近傍で引張ひずみが発生し始め、 $t = 40$ ms 程度経過後に最大値を示し、その後徐々に減少している。最終的には、荷重点直下において若干の残留圧縮ひずみが発生した。

偏心荷重である S90-II-H10-e においては、 $t = 20$ ms

程度経過後にアーチ中心点より山側 30° の位置で圧縮ひずみが発生し、 $t = 40$ ms 程度で最大値を示している。また、 $t = 30$ ms 程度経過後からアーチ中心点より山側 30° の位置近傍を除く箇所では引張ひずみが発生し、最終的には、アーチ中心点より山側 30° の位置で若干の残留ひずみが発生している。

背面荷重である S90-II-H10-b においては、衝突から $t = 40$ ms 程度経過後に、アーチ中心点より 45° の位置近傍で若干の圧縮ひずみが発生している。なお、残留ひずみはほとんど発生していない。

(b) 図に示す内縁ひずみを見ると、中央荷重の S90-II-H10 において、衝突から $t = 20$ ms 程度経過後、荷重点直下において引張ひずみ、アーチ中心点より 30°

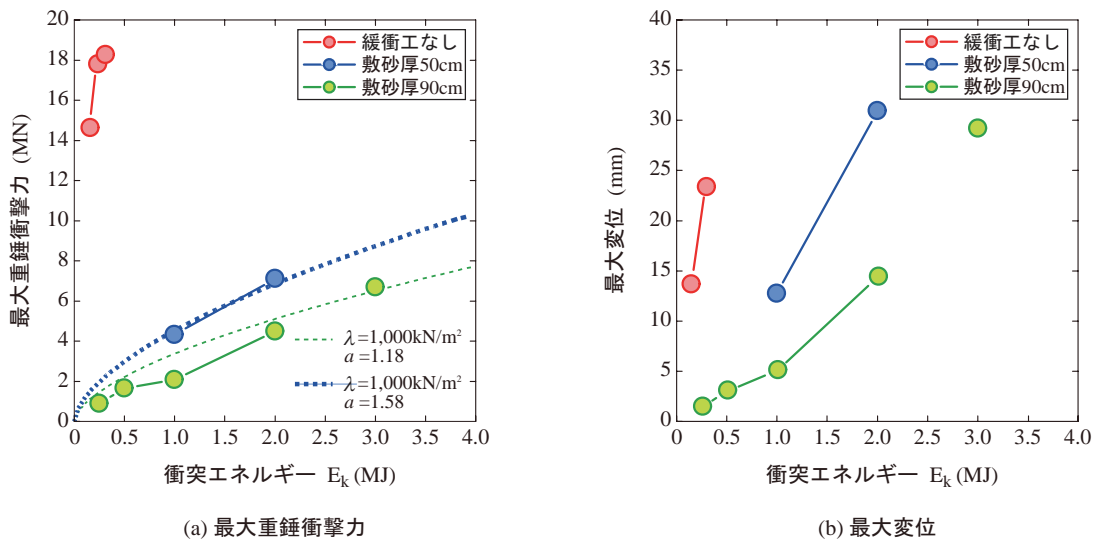


図-10 重錘衝撃力および最大変位と衝突エネルギーの関係（中央載荷）

°の位置において圧縮ひずみの発生が確認できる。その後、載荷点直下を除く広範囲にわたり圧縮ひずみが発生し、 $t = 40 \sim 50$ ms 程度で最大値を示している。なお、残留ひずみは海側側壁部上方に若干発生した。

偏心載荷である S90-II-H10-e の場合においては、 $t = 20$ ms 程度経過後にアーチ中心点より山側 30° 近傍で引張ひずみが発生し、 $t = 30$ ms 程度経過後からアーチ中心点より山側 30° 近傍を除いた広範囲にわたり圧縮ひずみが発生していることが分かる。その後、 $t = 40 \sim 50$ ms 程度経過後に最大値となり、中央載荷時のひずみと同レベルの値を示している。

背面載荷である S90-II-H10-b の場合においては、重錘衝突から $t = 40$ ms 程度経過後に、アーチ中心点より 45° 近傍で若干の引張ひずみが発生し、 $t = 70$ ms 程度経過後にアーチ中心点より海側 45° 近傍において圧縮ひずみが発生していることを確認している。なお、残留ひずみはほぼ零であった。

以上より、アーチ形状に伴うアーチ作用は載荷位置にかかわらず発揮されることが明らかになった。また、重錘衝突位置がアーチクラウンから離れるに従い、発生ひずみは小さくなる傾向にある。これは、重錘衝突位置とアーチとの間に介在する裏込土が、緩衝工としての効果を発揮したためと推察される。

3.6 衝撃力・変位と衝突エネルギーの関係

図-10 には、中央載荷の全ケースにおける重錘衝撃力および最大変位と衝突エネルギーの関係を示している。(a) 図には最大重錘衝撃力と衝突エネルギーの関係を示している。図中には、敷砂緩衝工を用いた場合における Hertz の接触理論に基づく振動便覧式⁷⁾により算出した衝撃力（ラメ定数： $\lambda = 1,000$ kN/m²、割増係数： $\alpha = \sqrt{D/T} = 1.58$ および 1.18、 D ：重錘径 1.25 m、 T ：敷砂厚 50 cm および 90 cm）も併せて示し

ている。(b) 図には、最大変位と衝突エネルギーの関係を示している。なお、最大変位は全て載荷点直下で発生した値を用いている。

(a) 図より、敷砂緩衝工を用いた場合の最大重錘衝撃力は、振動便覧式より得られた最大重錘衝撃力とほぼ同程度の値を示す傾向であることが分かる。緩衝工の有無や敷砂厚の異なるケースについて、同一衝突エネルギーで比較すると、敷砂厚 90 cm を用いた場合の最大重錘衝撃力は、緩衝工無しの場合の 10% 以下、敷砂厚 50 cm を用いた場合よりも、50~60% 程度の小さな値となっている。

以上より、敷砂緩衝工は優れた緩衝効果を発揮することが明らかとなった。また、敷砂緩衝工をアーチに設置した場合の落石衝撃力は、落石径と敷砂厚さを考慮し、かつラメ定数を $\lambda = 1,000$ kN/m² とした Hertz の接触理論に基づく振動便覧式により評価可能と考えられる。

また、(b) 図より、同一衝撃エネルギーにおける最大変位を比較すると、敷砂厚 90 cm を用いる場合は緩衝工無しの場合で 10% 以下、敷砂厚 50 cm の場合で 50% 以下の値を示していることが分かる。

3.7 ひび割れ発生状況

図-11 には、代表的な実験ケースのアーチ内縁における実験後のひび割れ発生状況を、乾燥収縮等の実験前のひび割れ状況と併せて見上げ図の形で示している。(a)~(c) 図にはそれぞれ N-IS-H10、S50-II-H30 および S90-IS-H30 の結果を示している。

(a) 図より、実験ケース N-IS-H10 の場合には、載荷点を中心として直径約 2.0 m のかぶりコンクリートが楕円形状に剥落し、かつ放射状のひび割れが発生している。これは、重錘が直撃したことにより、載荷点を中心に押抜きせん断破壊面が形成され、脆性的な破壊

— 実験前ひび割れ — 実験後のひび割れ — 鉄筋
 □ かぶりコンクリート剥落部 ○ 重錘落下位置

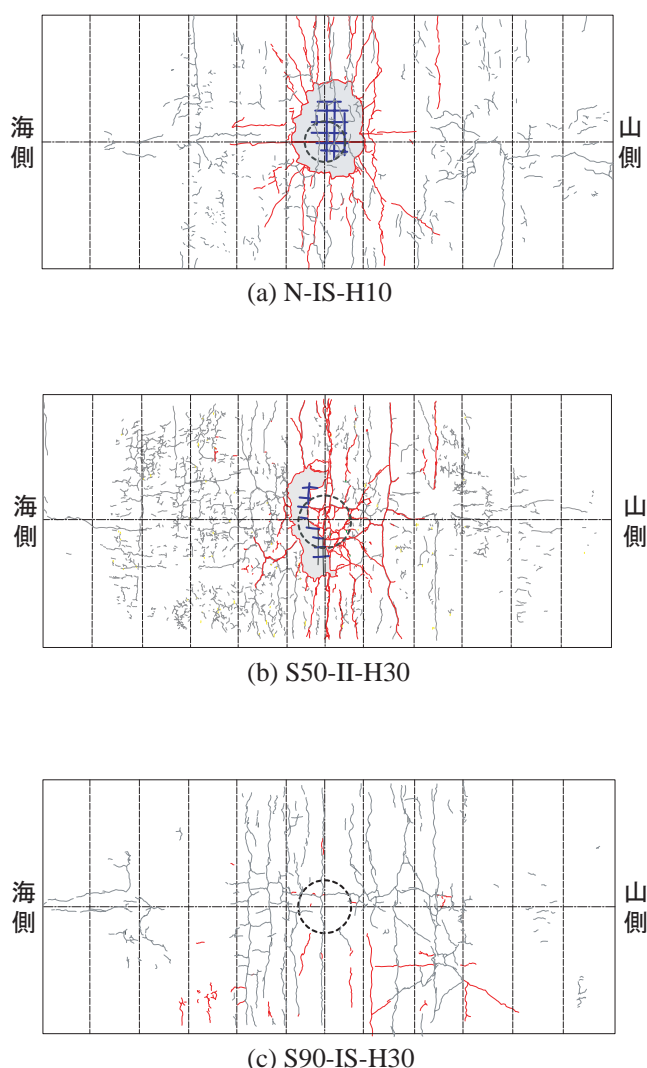


図-11 ひび割れ図

が生じたことによるものと推察される。

(b) 図より、実験ケース S50-II-H30 の場合には、重錘落下位置には押し抜きせん断破壊面が形成され、かぶりコンクリートが剥落し脆性的な破壊が生じていることが分かる。これは、敷砂厚が標準厚の半分程度であるため、入力エネルギーに対して十分な緩衝効果が得られず、直撃に近い状態になったためと考えられる。

一方、(c) 図より、標準厚の実験ケース S90-IS-H30 の場合には、実験前ひび割れが広がった程度の損傷にとどまっており、内縁におけるかぶりコンクリートの剥落はみられなかった。

以上より、実験終了後のひび割れ分布から判断すると、敷砂緩衝工を設置しない場合と比較して、敷砂厚 50 cm を設置する場合には入力エネルギーで 10 倍程度、敷砂厚 90 cm を用いる場合には少なくとも 10 倍

以上の耐衝撃性能の向上が見込まれるものと考えられる。

4. まとめ

本研究では、敷砂緩衝工を設置した実規模 RC 製アーチ構造の耐衝撃挙動を明らかにすることを目的に、敷砂緩衝工を設置した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た。実験は、敷砂緩衝工の緩衝効果を確認するための、1) 敷砂緩衝工の有無の他、2) 敷砂厚を落石対策便覧⁷⁾などの標準厚さである 90 cm とする場合と、50 cm に減少させた場合、さらに、3) RC アーチ構造の耐衝撃挙動を把握するための重錘落下位置を道路横断方向に 3 種類に変化させた全 13 ケースについて実施した。本研究より得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- (1) 敷砂緩衝工を設置しない場合には、RC 製アーチ構造体に荷点を中心とした押し抜きせん断破壊面が形成され終局に至る。一方、90 cm 厚の敷砂緩衝工を設置する場合には伝達衝撃応力が重錘径よりも若干小さい直径 1,000 mm 程度の範囲に分散分布する効果が発揮され、押し抜きせん断破壊面の形成が抑制される。
- (2) 90 cm 厚の敷砂緩衝工を用いることで、その緩衝効果によりアーチ作用が効果的に発揮される。また、敷砂厚 90 cm を適用する場合には、敷砂緩衝工を設置しない場合に比較して、入力エネルギー的には少なくとも 10 倍以上の耐衝撃性能の向上が見込まれる。
- (3) 敷砂緩衝工を用い荷点位置を変化させる場合には、中央荷点においては鉛直方向変位が卓越し、偏心荷点においては海側への水平変位が卓越することから、心荷点においても構造物の安全性の照査が必要と考えられる。

謝辞：本論文をまとめるに当たり、室蘭工業大学大学院建設システム工学専攻構造力学研究室の鈴木健之君に多大なるご支援を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 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
- 2) 岸 徳光, 中野 修, 松岡健一, 西 弘明：野外実験による敷砂の緩衝性能, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1587-1597, 1993.3
- 3) 西 弘明, 佐藤昌志, 岸 徳光, 松岡健一：敷砂緩衝材を用いた実規模 PC 落石覆工の衝撃挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.17, No.2,

pp.691-696, 1995.6

- 4) 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
- 5) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 岡田慎哉, 鈴木健太郎: 小型 RC アーチ模型の耐衝撃挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.53A,

pp.1191-1202, 2007.3

- 6) 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
- 7) 日本道路協会: 落石対策便覧, 2000.6

(2008 年 9 月 18 日受付)