

## 敷砂緩衝材を設置しない RC 製ロックシェッド模型の 耐衝撃挙動に関する重錘落下衝撃実験

Falling-weight impact test for small scale model of RC type rock-shed without sand cushion

今野 久志\*, 岸 徳光\*\*, 栗橋 祐介\*\*\*, 山口 悟\*\*\*\*, 西 弘明\*\*\*\*\*

Hisashi Konno, Norimitsu Kishi, Yusuke Kurihashi, Satoru Yamaguchi and Hiroaki Nishi

\*博(工) 寒地土木研究所 総括主任研究員 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

\*\*工博 室蘭工業大学大学院 教授 社会基盤ユニット 暮らし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)

\*\*\*博(工) 室蘭工業大学大学院 講師 社会基盤ユニット 暮らし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)

\*\*\*\* 寒地土木研究所 研究員 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

\*\*\*\*\* 博(工) 寒地土木研究所 上席研究員 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

In this paper, in order to accumulate a basic knowledge for establishing rational performance-based impact resistant design procedure for the RC type rock-sheds, casting a 2/5 scale model of RC type rock-shed, the falling-weight impact test for the structure without sand cushion is conducted using 2 ton heavy weight. From this study, following results are obtained: (1) the model is failed in the punching shear mode when surcharged at the center of roof slab; and (2) the impact resistant capacity of the free edges of the model may be greater than that at the center because the free edges can more flexibly behave and more absorb the impact energy than the center of the roof slab.

**Key Words** : RC type Rock-Shed, Falling weight Impact loading test, Impact response, Performance verification method

キーワード : RC 製ロックシェッド, 重錘落下衝撃実験, 衝撃挙動, 性能照査型設計法

### 1. はじめに

我が国の山岳部や海岸線における道路網には、落石災害を防止するための落石防護構造物が数多く建設されている。その落石防護構造物の一つに、写真-1に示すような RC 製落石防護覆道（以後、ロックシェッド）が挙げられる。これらロックシェッドは、一般に



写真-1 落石防護覆道の一例

以下の要領<sup>1)</sup>で設計が行われてきた。すなわち、1) 設計対象となる落石の比高や斜面の状態から、落石衝突エネルギーを決定する。2) 決定された落石衝突エネルギーに対して、落石対策便覧で規定している衝撃力算定式を用いることにより最大衝撃力を決定する。3) この最大衝撃力を静的荷重に置き換えて、2次元骨組解析により断面力を算定する。4) 求められた断面力に対して、許容応力度法を適用し、断面設計を行う。

上記設計法に対し、筆者らはロックシェッドの動的耐衝撃挙動を考慮したより合理的な設計法を確立するために、実際のロックシェッドを用いた弾性範囲内の重錘落下衝撃実験や数値解析的検討を実施し<sup>2), 3)</sup>、敷砂あるいは三層緩衝構造を設置した場合の耐衝撃挙動を詳細に把握している。これらの実験結果をもとに三次元衝撃応答解析を実施し、実挙動を考慮に入れた設計法を提案しており、これらの成果は北海道開発局におけるロックシェッドの設計要領<sup>4)</sup>に取り入れられている。

上記の設計法は現在のところいずれも許容応力度法の下に行われている。また、過去の被災事例の検証や数値解析的検討から、許容応力度法により設計された同種の構造物では、耐力的に非常に大きな安全余裕

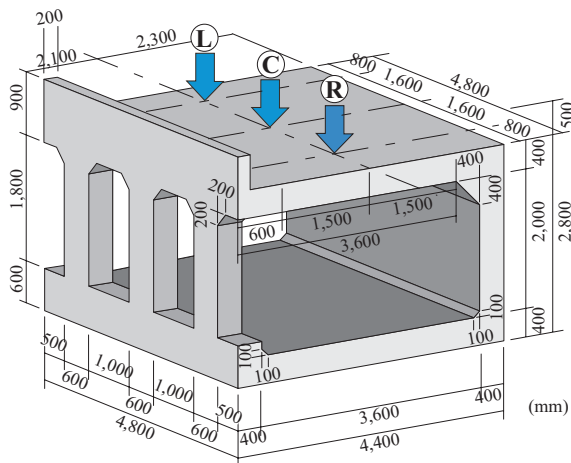


図-1 試験体形状寸法

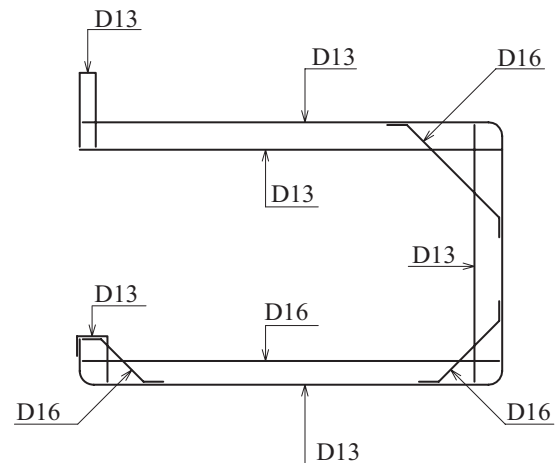


図-2 道路軸直角方向断面配筋図

度を有していることが明らかになっている<sup>5)</sup>。近年、様々な構造物の設計法が許容応力度設計法から限界状態設計法を経て、性能照査型設計法へ移行してきている。これより、ロックシェッド等の設計においても各性能に対する断面設計を可能とする性能照査型の耐衝撃設計法の確立が望まれている。

このような状況下において、土木学会では耐衝撃設計に関しても性能照査型設計を実現するために、その設計手法の確立に向けた検討を行っている。筆者らも合理的な耐衝撃設計法を確立するための基礎的な研究として、RC 梁部材に限定して各種小型 RC 梁の衝撃実験や<sup>6)</sup>、RC 製ロックシェッド頂版部の道路軸方向単位幅を想定した断面が 1 m × 1 m の矩形断面で純スパン長が 8 m の大型 RC 梁を対象とした重錘落下衝撃実験を実施している<sup>7)</sup>。これらの実験結果に基づいて、破壊に至るまでの耐衝撃挙動の把握さらには数値解析的な検討を実施し、性能照査型耐衝撃設計に資する静的曲げ耐力算定式を提案している<sup>8)</sup>。また、ロックシェッド頂版部に着目した検討として、各種小型 RC スラブに関する衝撃実験<sup>9)</sup>や、純スパン長 4 m の 2 辺単純支持 RC スラブの押し抜きせん断耐力に関する衝撃載荷実験<sup>10)</sup>を実施してきた。さらに、構造全体系に関する検討として実ロックシェッドの 1/4 程度の小型ラーメン模型に関する衝撃実験を実施し、破壊に至るまでの耐衝撃挙動も把握を行っている<sup>11)</sup>。

以上のように、部材レベル、小型全体系モデルレベルでの衝撃実験および数値解析的検討を実施してきたが、RC 製ロックシェッドの性能照査型耐衝撃設計法を確立するためには、さらにロックシェッドに対する終局までの耐衝撃挙動を把握することも極めて重要である。しかしながら、前述のように実ロックシェッドは耐力的に非常に大きな安全余裕度を有していることから、終局までの挙動を実ロックシェッドを用いた実験により把握することは現実的には不可能と考

えられる。また、設計手法を確立するためには、各種緩衝材を設置した状態下での、載荷位置や入力エネルギーを変化させた様々な載荷条件に対する終局状態までの挙動を把握することが必要となる。このようなことから、最終的には数値解析的な検討に頼らざるを得ないものと考えられる。これまで、筆者らは、小型 RC 梁や大型 RC 梁、小型 RC ラーメン構造等の衝撃実験結果に基づき、非線形動的構造解析用汎用コード LS-DYNA を用いた弾塑性衝撃応答解析を実施し、実験結果を精度よく評価可能であることを明らかにしている。さらには、繰り返し衝撃載荷を受ける RC 梁部材の応答値や累積損傷についても、上記解析コードを用いることにより精度よく評価できることを明らかにしている<sup>12)</sup>。上記数値解析手法の実構造物への適用性を検討するためには、可能な限り大型の試験体における終局までの耐衝撃挙動データを取得することが極めて重要である。

そこで、本研究ではロックシェッドの性能照査型耐衝撃設計法を確立するための基礎的な検討として、実ロックシェッドの 2/5 縮尺モデル試験体を製作し、重錘落下衝撃実験により終局状態に至るまでの耐衝撃挙動に関するデータを取得した。実験は、緩衝材の影響を受けない状態でのロックシェッドの耐衝撃挙動の把握および現行設計を考慮して敷砂緩衝材を設置した状態での耐衝撃挙動把握を目的に 2 体のロックシェッド縮尺モデルを製作し、重錘落下衝撃実験を実施した。本論文では、その内の敷砂緩衝材を設置しない状態に対して実施した重錘落下衝撃実験結果について、報告するものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

図-1 には、実験に供した RC 製ロックシェッド縮

表-1 実験ケース一覧

| 実験ケース名    | 緩衝工 | 重錘質量<br>M(kg) | 荷重方法 | 荷重位置 | 落下高さ<br>H (m) | 入力エネルギー<br>E <sub>k</sub> (kJ) |
|-----------|-----|---------------|------|------|---------------|--------------------------------|
| N-C-H0.25 | 無   | 2,000         | 繰り返す | 中央 C | 0.25          | 5                              |
| N-C-H0.50 |     |               |      |      | 0.50          | 10                             |
| N-C-H0.75 |     |               |      |      | 0.75          | 15                             |
| N-C-H1.00 |     |               |      |      | 1.00          | 20                             |
| N-C-H1.25 |     |               |      |      | 1.25          | 25                             |
| N-L-H1.00 |     |               |      | 左柱 L | 1.00          | 20                             |
| N-R-H1.50 |     |               |      | 右柱 R | 1.50          | 30                             |
| N-L-H2.00 |     |               |      | 左柱 L | 2.00          | 40                             |
| N-R-H3.00 |     |               |      | 右柱 R | 3.00          | 60                             |

尺模型試験体の形状寸法を示している。試験体は実験ヤードの大きさ、破壊までの入力エネルギー等を考慮し、1ブロックの道路軸方向長さが12m、頂版厚1m、内空幅9m程度の一般的なRC製ロックシェットの2/5縮尺模型としている。これより、試験体は、外幅4.4m、道路軸方向長さ4.8m、壁側高さ2.8mの箱形構造とした。内空断面は、幅3.6m、高さ2.0mであり、内空の四隅には実ロックシェットと同様にハンチを設けている。部材厚さは、頂版、底版、柱、側壁共に0.4mである。なお、本試験体は、過去に筆者らが実験で使用した実規模PC製ロックシェットの底版コンクリート(厚さ1.2m)上に直接設置している。

図-2には、試験体の道路軸直角方向断面の配筋図を示している。鉄筋比は一般的な実ロックシェットと同程度としており、頂版下面および上面の断面方向鉄筋としてD13を50mm間隔(鉄筋比0.75%)で53本配置している。頂版の配力筋は、現行設計と同様に断面方向鉄筋の50%を目安に上面、下面共にD13を100mm間隔で配置している。側壁の断面方向鉄筋は、外側がD13を50mm間隔、内側がD13を100mm間隔、また配力筋は、外側、内側共にD13を100mm間隔で配置している。底版の断面方向鉄筋は、上面がD16を100mm間隔、下面がD13を50mm間隔で配置しており、配力筋は上面がD16、下面がD13をいずれも100mm間隔で配置している。柱の軸方向鉄筋は、外側、内側共にD13を50mm間隔、道路軸方向の両面はD13を70mm間隔で配置している。帯鉄筋は、D13を中間拘束鉄筋を含め、高さ方向に60mm間隔で配置している。コンクリートのかぶりは、いずれの部材も鉄筋からの芯かぶりを60mmとしている。鉄筋は全てSD345であり、力学的特性は、D13の降伏強度、引張強度がそれぞれ413、580MPa、D16の場合は430MPa、609MPaである。また、使用したコンクリートの設計基準強度は24N/mm<sup>2</sup>であり、実験時の圧縮強度は29.7N/mm<sup>2</sup>であった。



写真-2 衝撃荷重実験状況 (N-C-H1.25)

## 2.2 衝撃実験の概要

写真-2には、衝撃荷重実験状況を示している。実験は、質量2,000kgの鋼製重錘をトラッククレーンを用いて所定の高さまで吊り上げ、所定の荷重位置に自由落下させることにより行っている。使用した鋼製重錘は、直径が1.0m、高さが97cmで、底部より高さ17.5cmの範囲が半径80cmの球状となっている。また、鋼製円筒の内部には鋼塊とコンクリートを充填して質量を調整している。

表-1には、実験ケースを実施順に一覧にして示している。いずれの場合も、実験は緩衝材を設置しない状態で実施している。実験は道路軸方向に関しては各柱中心位置で、道路軸直角方向に関しては頂版スパン中央点に落下させることとした。実験ケース名は、第

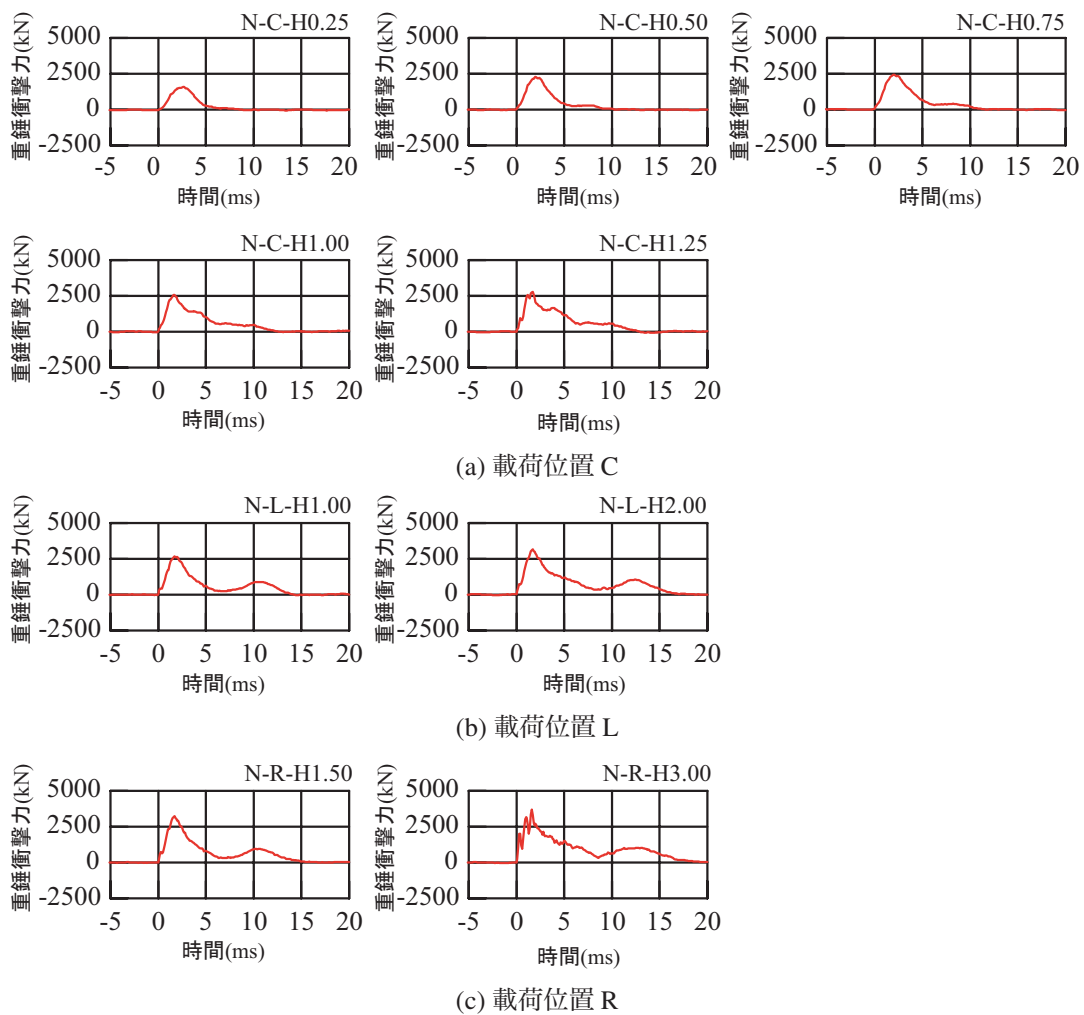


図-3 重錘衝撃力波形

1 文字目に緩衝材を使用していないことを示す N，第 2 文字目には 図-1 に示した荷位置に関する指標 (C：中央，L：柱側から側壁部に向かって左側，R：同じく右側)，第 3 文字目に重錘の落下高さを示す H と落下高さ (m) を付し，それらをハイフンで結んで示している。実験は，ブロック中央断面 C への荷を基本ケースとし，落下高さ  $H=0.25$  m から  $0.25$  m ピッチで落下高さを漸増させ，頂版部に押し抜きせん断破壊が顕著に現れるまで実施した。

両端部の柱断面 L および R 荷では，C 荷における最終落下高さを参考に落下高さを設定した。実験ケースは全 9 ケースである。

### 2.3 計測方法

本実験における計測項目は，1) 重錘の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，予備として 1,000 G，DC ~ 7kHz) による重錘衝撃力，2) 非接触型レーザ式変位計 (容量 300 mm および 500 mm，応答周波数約 1 kHz) による試験体内空変位，3) 鉄筋に貼付したひずみゲージによ

る鉄筋ひずみである。非接触型レーザ式変位計は，底版上面にアンカーで固定した H 形鋼により組み立てられた架台に設置し，所定の位置の水平および鉛直方向変位を計測している。

衝撃実験時の各種応答波形は，サンプリングタイム 0.1 ms でデジタルデータレコーダにて一括収録を行っている。なお，各実験ケースにおいて底版が変形していないことを底版鉄筋ひずみより確認している。各実験ケース終了後には，試験体のひび割れ状況をスケッチした。

### 3. 実験結果

#### 3.1 重錘衝撃力波形

図-3 には，全実験ケースに関する重錘衝撃力波形を示している。なお，重錘衝撃力波形に関しては，ノイズを含んだ高周波成分を除去するために波形収録後に 1 ms の矩形移動平均法により数値的なフィルター処理を施している。

(a) 図の試験体中央への荷である N-C-H0.25 から

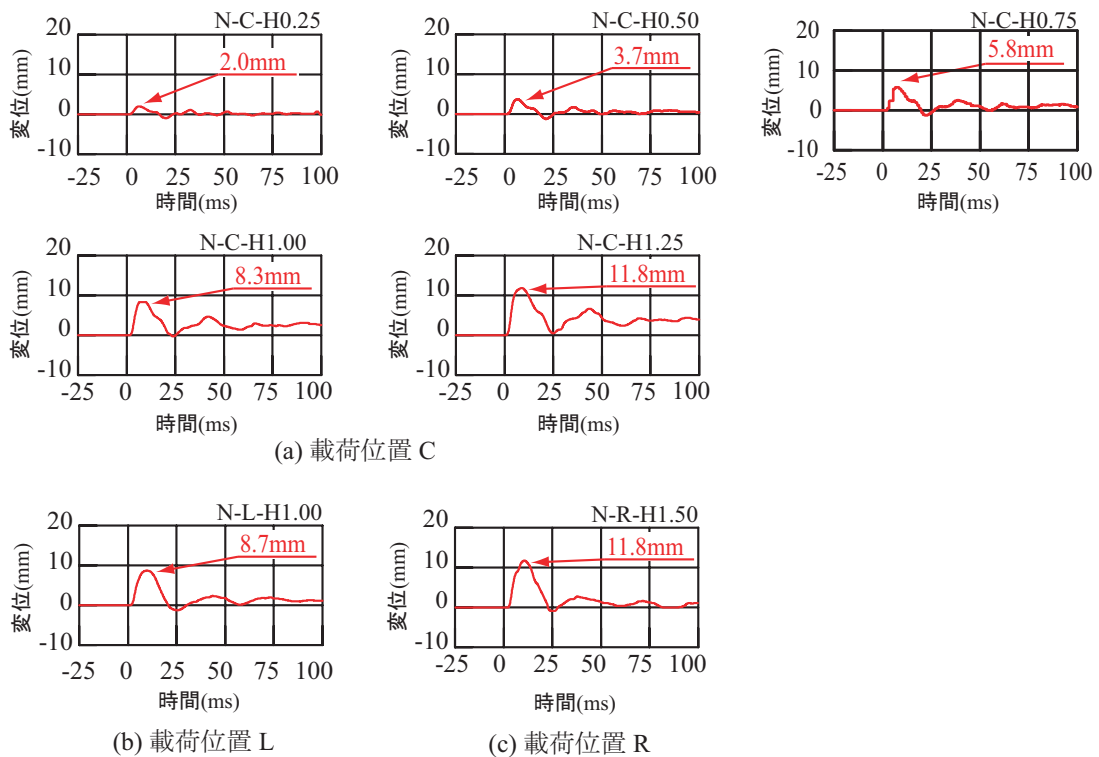


図-4 荷荷点変位波形

N-C-H1.25 までの 5 ケースの実験結果を比較すると、落下高さの低い段階では正弦半波状の波形性状を示しているものの、落下高さが増加するに従って三角形状の波形に振幅が小さく周期の長い波形が合成された性状を示している。また、落下高さの増加と共に重錘衝撃力波形の立ち上がり勾配が大きくなるとともに早期に最大値に至っている。波形の継続時間は、N-C-H0.25 の場合で 5 ms 程度であり、落下高さの増加と共に波形継続時間も増加し N-C-H1.25 では 12 ms 程度となっている。

(a)~(c) 図の荷荷位置の違いによる影響を調べると、同一の落下高さである N-C-H1.00 と N-L-H1.00 を比較すると、第 1 波目の波形性状、ピーク値ともにほぼ同様の波形を呈している。自由端に近い L、R に荷荷した場合には、C に荷荷した場合に比較して第 2 波目の波形性状がより明瞭な正弦半波状の波形性状となっている。これは、破壊性状の違いに起因するものと推察される。

次に L および R に荷荷した N-L-H1.00/2.00 および N-R-H1.50/3.00 では、いずれもほぼ同様の波形性状を示している。また、落下高さの増加に対応して波形継続時間は増加しているものの、最大値についてはほぼ同程度の値を示している。

### 3.2 荷荷点変位波形

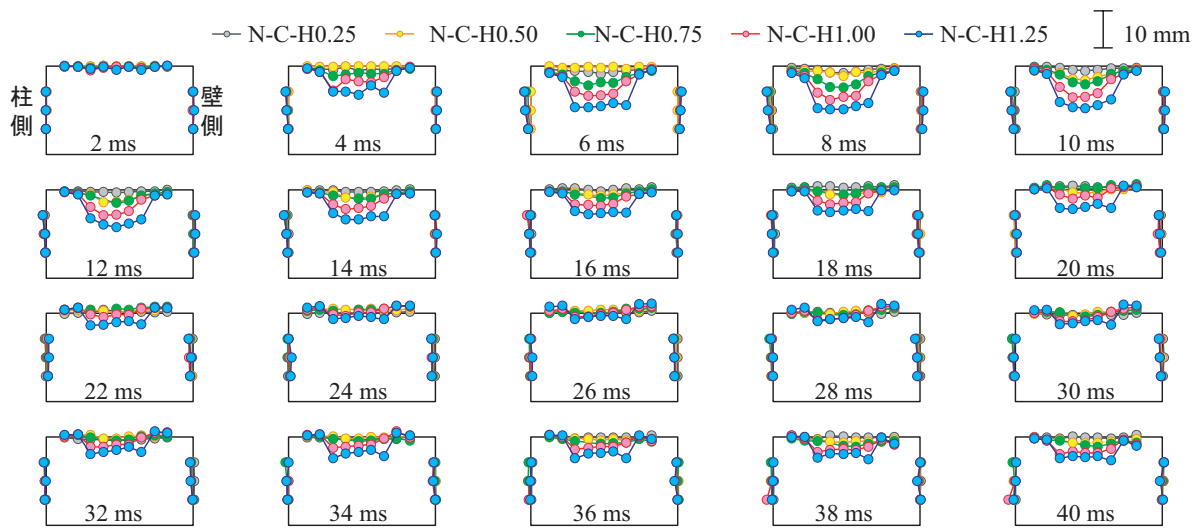
図-4 には、各実験ケースに関する荷荷点変位波形を示している。なお、(b) 図の N-L-H2.00 および (c) 図

の N-R-H3.00 の場合には、頂版裏面コンクリートが大きく剥落する可能性が想定されたことから、レーザー式変位計を取り外して実験を実施したため、変位波形は計測されていない。

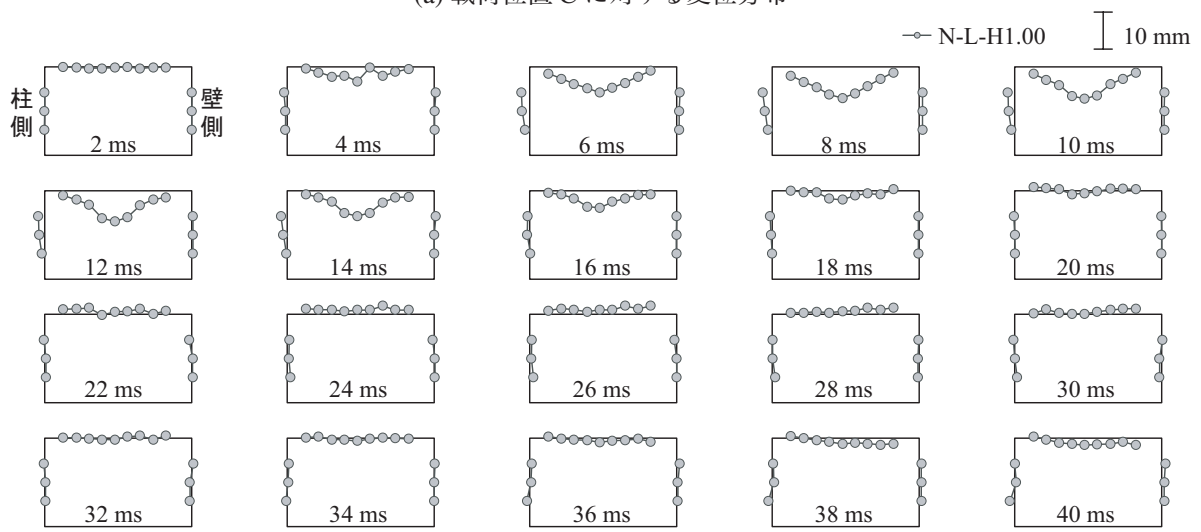
(a) 図の N-C-H0.25 から N-C-H1.25 までの 5 ケースの実験結果を比較すると、いずれの荷荷点変位波形も重錘衝撃力波形より若干遅れて励起しており、重錘衝突による正弦半波状の最大応答波形とその後に続く減衰自由振動波形より構成されている。最大変位は重錘衝突後約 10 ms 経過時点で発生しており、最大重錘衝撃力発生時間とは大きく異なっている。また、落下高さの増加と共に最大変位および波形の周期が増加する傾向が示されている。N-C-H0.75 以降の実験ケースでは、落下高さの増加に対応して残留変位も増加の傾向を示している。これは、後述するひび割れ状況からも確認できるように、押し抜きせん断破壊が顕在化したためと考えられる。落下高さが同一で荷荷位置の異なる N-C-H1.00 と (b) 図の N-L-H1.00 の荷荷点変位波形を比較すると、波形の立ち上がりや最大値および周期等は、ほぼ同様の性状を示している。しかしながら、残留変位は、繰り返し荷荷の影響がない N-L-H1.00 の場合が小さい。

### 3.3 変位分布

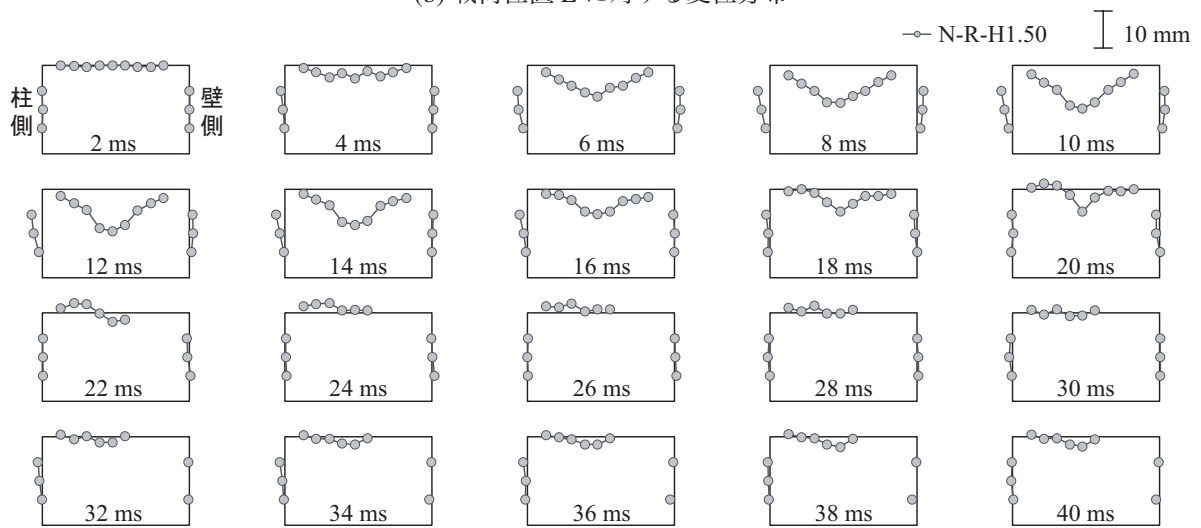
図-5 には、各実験ケースの道路軸直角方向断面における変位分布を時系列で示している。(a) 図には、荷荷位置 C の N-C-H0.25 から N-C-H1.25 までの 5 ケー



(a) 荷重位置 C に対する変位分布

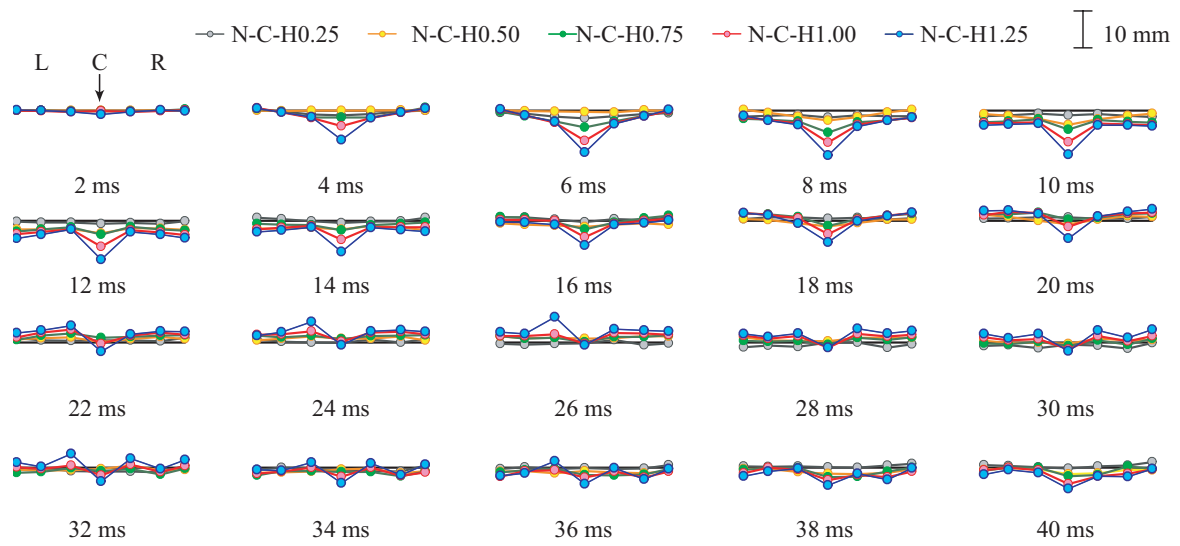


(b) 荷重位置 L に対する変位分布

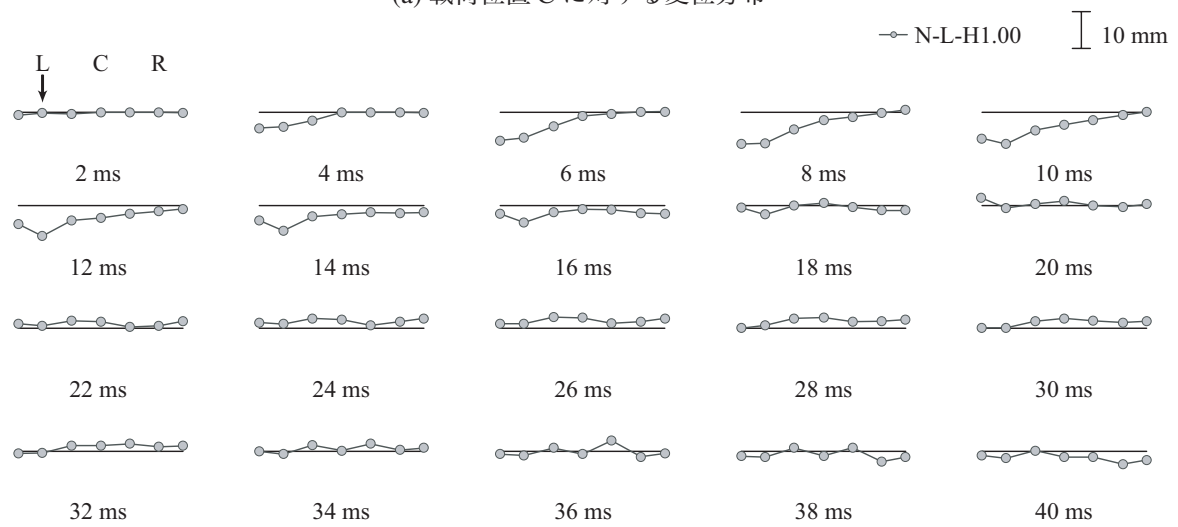


(c) 荷重位置 R に対する変位分布

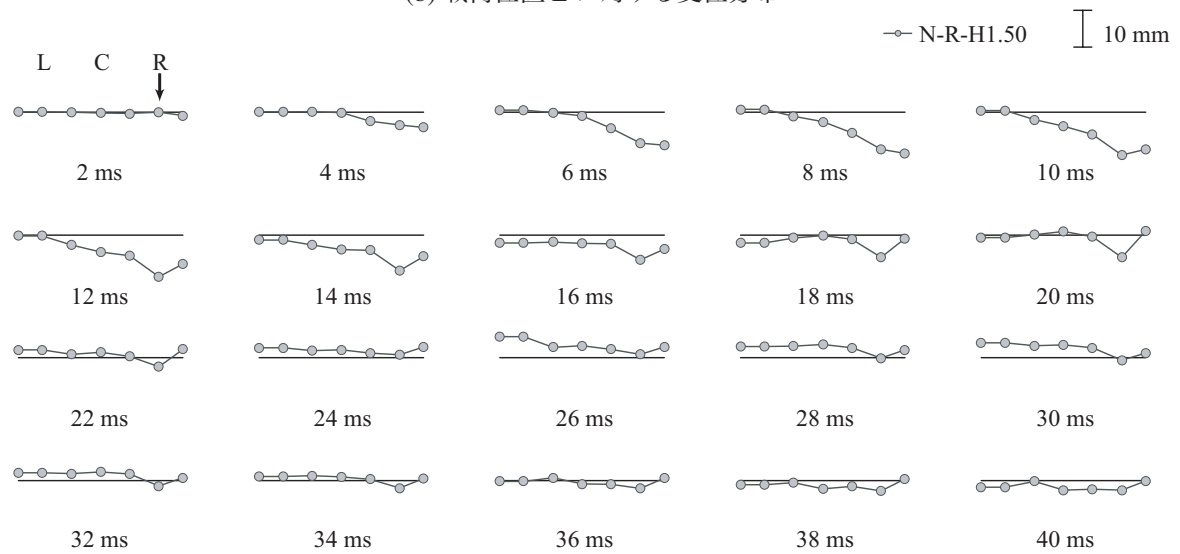
図-5 道路軸直角方向断面の変位分布



(a) 荷荷位置 C に対する変位分布



(b) 荷荷位置 L に対する変位分布



(c) 荷荷位置 R に対する変位分布

図-6 頂版スパン中央の道路軸方向変位分布

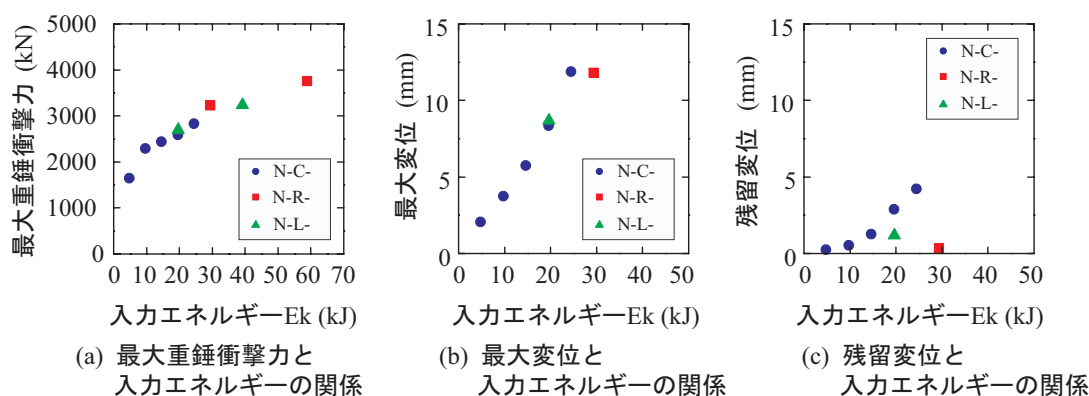


図-7 各種応答値と入力エネルギーの関係

スの結果を、(b) 図および (c) 図には自由端近傍柱断面の荷重位置 L および R の N-L-H1.00 および N-R-H1.50 の結果を 2 ms 間隔で示している。なお、(c) 図において、重錘衝突後 22 ms 以降の頂版変位の一部データに不具合が見つかったため、分布図より削除している。変形倍率はいずれも 100 倍である。

(a) 図より、実験ケース N-C-H0.25 から N-C-H0.75 までの 3 ケースにおける頂版部の変位分布は、荷重直後より荷重点直下を最大変位とする滑らかな放物線状の分布性状を示し、10 ms 程度で最大応答値を示した後、減衰自由振動状態を呈している。繰り返し荷重実験の最終実験ケース N-C-H1.25 では、荷重直後より台形状の変位分布を示し、荷重点近傍の変位がほぼ同程度の値を示しながら 10 ms 程度で最大応答値を示した後、減衰自由振動状態へと移行している。これは、後述するひび割れ状況からも明らかのように、押し抜きせん断破壊により頂版コンクリートがコーン状に押し抜かれたためと推察される。実験ケース N-C-H1.00 では、N-C-H0.25 から N-C-H0.75 までの実験ケースおよび実験ケース N-C-H1.25 の実験結果の中間的な変位分布性状を示しており、押し抜きせん断破壊性状の兆候が現れているものと推察される。柱部および側壁部の変位分布についてみると、いずれの実験ケースにおいても頂版部の変形が増加するのに対応して柱部および側壁部上端が外側に変形し、その後復元する傾向を示しているが、変位量はいずれも頂版部に比較して小さい。

(b) 図より、実験ケース N-L-H1.00 では、落下高さの等しい実験ケース N-C-H1.00 の結果と比較して、荷重直後より荷重点直下を最大変位とする滑らかな放物線状の分布性状を示していることが分かる。また、柱部および側壁部に関しても、分布性状はほぼ同様であるものの、変位量は本実験ケースの場合が大きい。これは、重錘落下位置が自由端近傍であるために、版効果が小さいことによるものと推察される。

(c) 図より、実験ケース N-R-H1.50 の場合も自由端

近傍断面への荷重ケースであるため、(b) 図とほぼ同様な変位分布性状を示している。しかしながら、落下高さが大きいため、頂版部の最大変位発生までの経過時間や主波動継続時間が長くなっている。

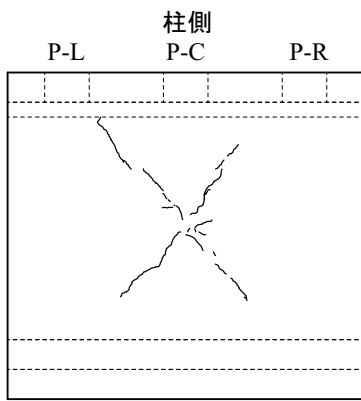
図-6 には、頂版スパン中央の道路軸方向変位分布を時系列で示している。(a) 図には、N-C-H0.25 から N-C-H1.25 までの 5 ケースの結果を、(b) 図および (c) 図には N-L-H1.00 および N-R-H1.50 の結果を 2 ms 間隔で示している。

(a) 図より、荷重位置 C における変位分布は、重錘衝突後荷重点直下の変位が突出した形で増加傾向を示し、時間の経過と共に自由端近傍の変位も対応して徐々に増加している。重錘衝突後 10 ms 程度で荷重点部の変位が最大値を示すと共に、自由端近傍の変位がほぼ一様な値を示している。その後、正負交番の減衰自由振動状態を呈している。荷重点近傍の変位が突出した分布を示すのは、図-5 に示す道路軸直角方向の変位分布からも明らかのように、押し抜きせん断破壊を呈していることによるものと推察される。

(b) 図より、荷重位置 L における変位分布は、荷重点直下の変位を最大として R 側に向かって線形に分布している。その後、20 ms 程度で復元し、正負交番の減衰自由振動状態を示している。

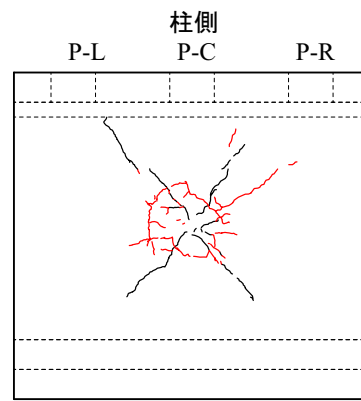
(c) 図より、荷重位置 R における変位分布は、荷重点直下の変位を最大として L 側に向かって線形に分布している。その後、減衰自由振動状態に推移し、変位は収束している。しかしながら、荷重点位置 L の実験ケースよりも落下高さが大きいためか、復元に至る経過時間が長くなると共に、負方向への振幅が大きくなっていることが分かる。荷重点位置 C では荷重点直下の変形が突出した分布性状であったのに対して、L および R では荷重点を中心として道路軸方向全域に渡って変位応答が示されたのは、自由端近傍への荷重では版効果が小さく一方の曲げ変形モードが卓越するためと推察される。





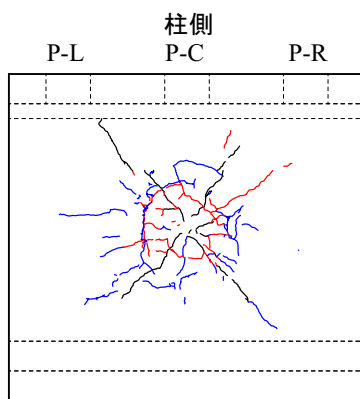
壁側

(a) N-C-H0.50 (凡例: — )



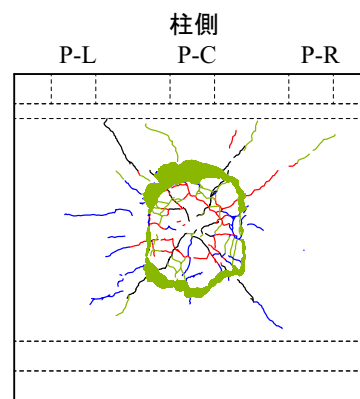
壁側

(b) N-C-H0.75 (凡例: — )



壁側

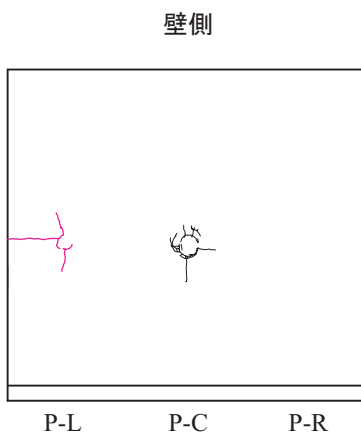
(c) N-C-H1.00 (凡例: — )



壁側

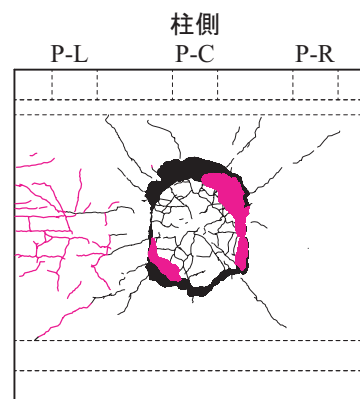
(d) N-C-H1.25 (凡例: — )

図-8 荷重位置 C に対する頂版下面のひび割れ状況



頂版上面

(a) N-L-H1.00 (凡例: — )



壁側  
頂版下面

図-9 荷重位置 L および R に対する頂版上下面のひび割れ状況

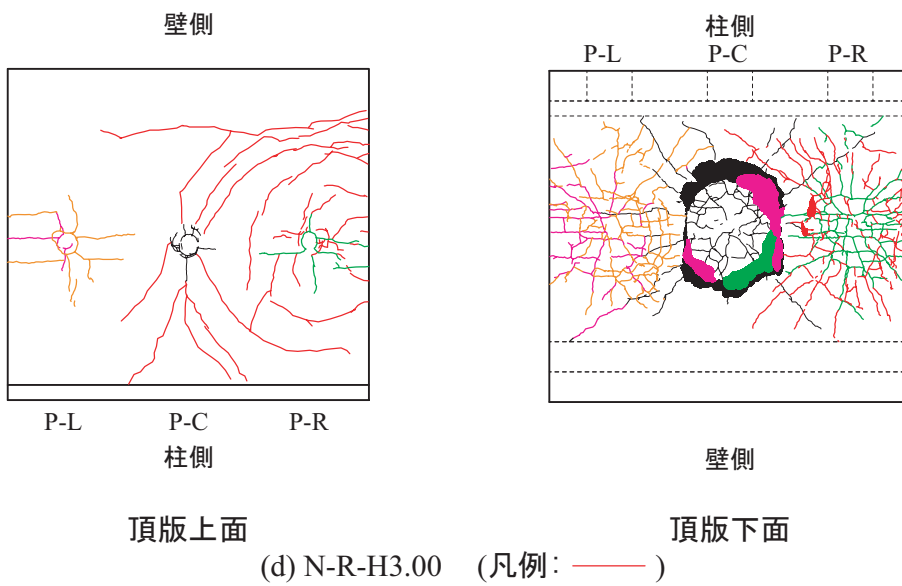
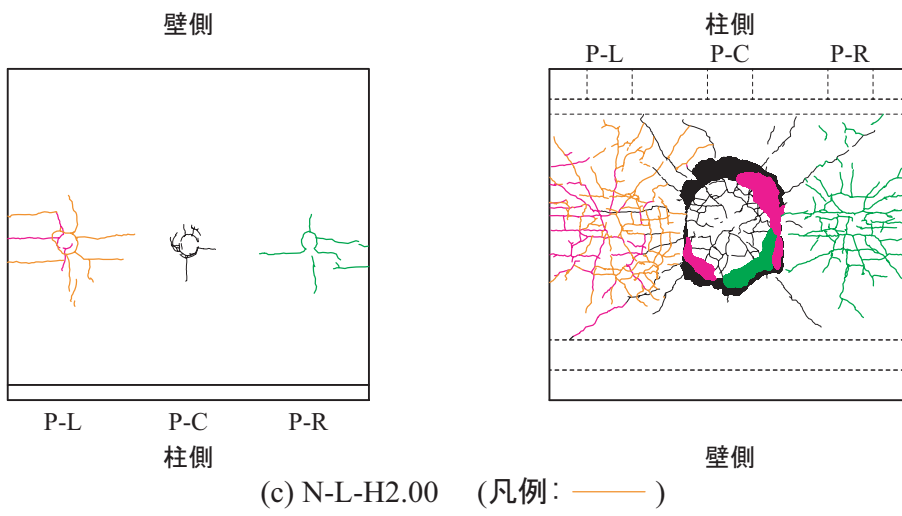
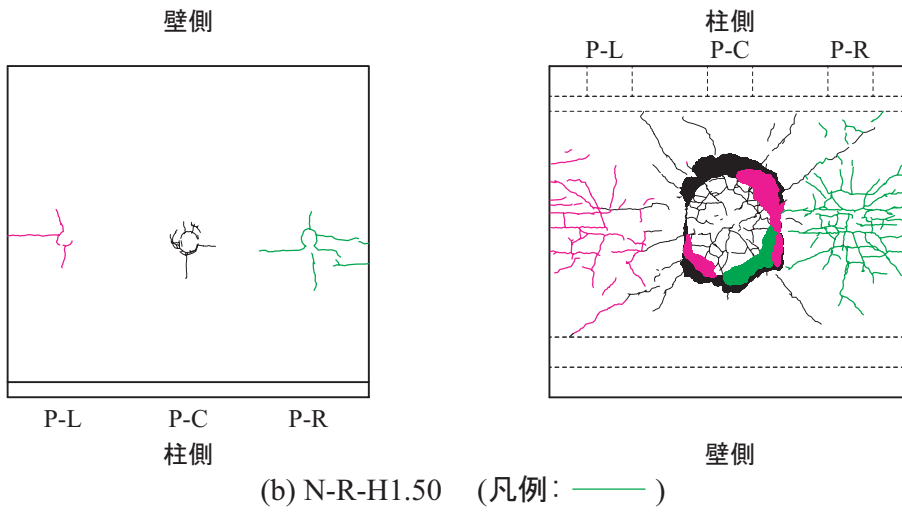


図-9 荷重位置 L および R に対する頂版上下面のひび割れ状況

### 3.4 各種応答値と入力エネルギーの関係

図-7には、最大重錘衝撃力、最大変位、残留変位の各種応答値と入力エネルギーの関係を示している。

(a) 図には、全実験ケースの最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係を示している。荷重位置 C に関する実験ケースでは、入力エネルギー  $E_k = 10$  kJ を境にして、最大重錘衝撃力の増加割合が大きく変化している。これは、後述するひび割れ状況からも分かるように、頂版上面の重錘衝突部に重錘形状と同一の円形状のひび割れが発生し、押し抜きせん断型の破壊傾向を示すためと推察される。荷重位置 L の N-L-H1.00、N-L-H2.00 および荷重位置 R の N-R-H1.50 においても上記とほぼ同様のひび割れが発生しており、荷重位置 C における最大重錘衝撃力-入力エネルギー関係とほぼ同様な傾向を示している。N-R-H3.00 の場合には、頂版上面の荷重点近傍に同心円状のひび割れが広範囲に発生し剛性が低下するためか、入力エネルギーに対する最大重錘衝撃力の増加割合は、N-L-H1.00 と N-L-H2.00 の場合に比較して小さく示されている。

(b) 図には、変位計測を実施しなかった N-L-H2.00 および N-R-H3.00 を除く実験ケースの最大変位と入力エネルギーの関係を示している。荷重位置 C における実験ケースでは、最大変位は、入力エネルギー  $E_k = 15$  kJ 以降の実験ケースにおいて、増加割合が若干増加する傾向が見られるものの、全体的には入力エネルギーの増加に対応してほぼ線形に増加している。一方、N-L-H1.00 および N-R-H1.50 は、その荷重位置における第一回目の荷重であるが、荷重位置 C における繰り返し荷重の最大変位-入力エネルギー関係と同程度あるいは若干小さい値を示している。

(c) 図には、変位計測を実施しなかった N-L-H2.00 および N-R-H3.00 を除く実験ケースの残留変位と入力エネルギーの関係を示している。荷重位置 C における実験ケースでは、入力エネルギーに対する残留変位の増加割合は、入力エネルギー  $E_k = 15$  kJ を境に大きくなる傾向を示しており、繰り返し荷重による損傷の影響が現れている。また、残留変位は最大変位の約 1/3 程度の値を示している。N-L-H1.00 および N-R-H1.50 の場合は、上述のように第一回目荷重であるため、同一入力エネルギーにおける残留変位は小さくなる傾向にある。また、入力エネルギーの大きい N-R-H1.50 の場合が N-L-H1.00 の場合よりも小さく示されている。この現象に関しては、(b) 図の最大変位が逆の性状を示していることから、詳細な検討が必要である。しかしながら、N-L-H1.00 の場合には入力エネルギーが小さいことより曲げ破壊型の性状を示すのに対して、N-R-H1.50 の場合には入力エネルギーが大きいことより、N-L-H1.00 の場合と比べてせん断破壊型の性状が卓越したことによることも一因として考えられる。

### 3.5 ひび割れ発生状況

図-8には、荷重位置 C に対する各実験ケース終了後の頂版下面におけるひび割れ状況を実験ケース順に重ね書きして示している。

(a) 図には、実験ケース N-C-H0.50 のひび割れ状況を示している。図より、下面には荷重点を中心とする両柱方向に向かう版としての曲げひび割れが発生している。(b) 図には、N-C-H0.75 のひび割れ状況を示している。図より、頂版下面には斜めひび割れが増加すると共に荷重点近傍部には道路軸方向の曲げひび割れおよび押し抜きせん断破壊を示す円形状のひび割れが一部に発生している。さらに落下高さを増加させた N-C-H1.00 ((c) 図) の場合には、道路軸方向の曲げひび割れの増加および押し抜きせん断破壊に起因する円形状ひび割れが顕在化している。中央部荷重の最終実験ケースである N-C-H1.25 ((d) 図) の場合には、押し抜きせん断破壊により頂版コンクリートが完全に押し抜かれコンクリートが一部剥落していることが分かる。

なお、頂版上面のひび割れに関しては、実験ケース N-C-H0.75 まではひび割れは発生していないが、N-C-H1.00 以降において荷重点部に直径 20 cm 程度の円形状のひび割れが発生していることを確認している。

図-9(a)~(d)には、L および R に荷重した実験ケースの各荷重実験終了後の頂版上下面におけるひび割れ分布を、荷重位置 C における全実験ケース終了後のひび割れ分布と比較して示している。

(a) 図より、N-L-H1.00 では頂版下面に道路軸に平行な曲げひび割れが荷重点を中心に発生している。また、頂版上面にも負方向への変形の影響と思われる道路軸方向の曲げひび割れが、頂版を貫通する形で発生している。落下高さがさらに大きい N-R-H1.50 ((b) 図) の場合には、頂版下面に対して (a) 図と同様な道路軸に平行な曲げひび割れおよび道路軸方向に対して斜め 45° 方向に伸びる版としての曲げひび割れ、さらに押し抜きせん断破壊に伴う円形状のひび割れが発生している。また、頂版上面にも負方向への変形の影響と思われる道路軸方向の曲げひび割れが頂版を貫通する形で発生している。落下高さを増加させた N-L-H2.00 ((c) 図) および N-R-H3.00 ((d) 図) では、頂版下面において各方向のひび割れが増加すると共に押し抜きせん断破壊型の円形状のひび割れが顕在化しているのが分かる。また、頂版上面に対しては N-R-H3.00 において荷重点を中心として同心円状のひび割れが試験体中央付近まで発生している。これは、自由端が大きく変形し曲げ破壊モードと押し抜きせん断破壊モードが混在して発生したためと考えられる。

荷重位置 C に対しての繰り返し荷重においては、落下高さ  $H = 1.25$  m において押し抜きせん断破壊により頂版コンクリートが円形状に剥落しているが、L および R に荷重したケースでは落下高さ  $H = 3.0$  m に

においてもコンクリートが剥落する状況には至っていない。これは両載荷位置が自由端に近いために曲げ変形が卓越し、エネルギーの吸収効果が大きいことによるものと推察される。

また、ここで示していないが、柱の上部ハンチ付け根近傍では若干曲げひび割れが発生しているものの、頂版部に比較して損傷程度はいずれも小さい。側壁部に対しては、N-C-H0.50において上部ハンチの下方に水平方向のひび割れが若干発生した程度であった。

#### 4. まとめ

本研究では、ロックシェッドの性能照査型耐衝撃設計法を確立するための基礎的な検討として、実ロックシェッドの2/5縮尺模型試験体を製作し、敷砂緩衝材を設置しない条件下での重錘落下衝撃実験を実施し、終局状態に至るまでの耐衝撃挙動について実験的に検討を行った。本実験に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) 入力エネルギーの増加に対応して最大重錘衝撃力も増加するが、押し抜きせん断破壊型のひび割れが顕在化することにより、その増加割合は減少する傾向にある。また、最大重錘衝撃力に及ぼす載荷位置の影響は見られない。
- 2) 入力エネルギーの増加に対応して載荷点変位はほぼ線形的に増加するものの、その残留変位は押し抜きせん断破壊面が形成される場合に急増する傾向にある。
- 3) 敷砂緩衝材を設置しない条件下でのロックシェッド試験体中央部への重錘落下衝撃実験では、押し抜きせん断破壊により終局に至る。
- 4) 自由端近傍部への衝撃荷重載荷の場合には、版効果が十分期待できないことにより、押し抜きせん断破壊型と曲げ破壊型のモードが連成し、エネルギー吸収効果が大きくなることから、中央部載荷時よりも終局に至る入力エネルギーは大きくなる。

#### 謝辞：

本研究論文を取り纏めるに当たり、室蘭工業大学大学院構造力学研究室の菊池康則君、又坂文章君をはじめ研究室の諸君には多大なるご協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：落石対策便覧，2000.6
- 2) 岸 徳光，中野 修，松岡健一，菅田紀之：RC覆工の衝撃応答解析手法の適用性に関する実証的検討，土木学会論文集，第483号／I-26，pp.97-106，1994.1
- 3) 岸 徳光，佐藤昌志，今野久志：敷砂や三層緩衝構造を設置した場合の柱式RC覆道の衝撃挙動解析，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1773-1782，1998.3
- 4) 北海道開発局建設部道路建設課監修：道路防災工調査設計要領（落石覆道編），北海道開発技術センター，1990.3
- 5) 熊谷守晃：ルランベツ覆道における落石災害に関する報告，第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.286-290，1993.6
- 6) 岸 徳光，三上 浩：衝撃荷重載荷時に曲げ破壊が卓越するRC梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する一提案，構造工学論文集，Vol.53A，pp.1251-1260，2007.3
- 7) 今野久志，岸 徳光，石川博之，三上 浩：敷砂を設置した大型RC梁の重錘落下衝撃実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，2006.6
- 8) 岸 徳光，今野久志，三上 浩，岡田慎哉：大型RC梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する一提案，構造工学論文集，Vol.54A，pp.1077-1088，2008.3
- 9) 岸 徳光，三上 浩，栗橋祐介：矩形RC版の衝撃耐荷挙動に及ぼす重錘直径の影響，構造工学論文集，Vol.54A，pp.1034-1043，2008.3
- 10) 佐藤昌志，岸 徳光，三上 浩，松岡健一：大型RC版の耐衝撃特性，構造工学論文集，Vol.43A，pp.1499-1506，1997.3
- 11) 岡田慎哉，岸 徳光，西 弘明，今野久志：RCラーメン構造の耐衝撃挙動に関する実験的検討および数値解析手法の妥当性検討，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1388-1398，2009.3
- 12) 岸 徳光，今野久志，三上 浩：RC梁の繰り返し重錘落下衝撃挙動に関する数値シミュレーション，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1225-1237，2009.3

(2009年9月24日受付)