

敷砂緩衝材を有する RC 製ロックシェッド模型に関する 衝撃载荷実験

Falling-weight impact test for scale model of RC type rock-shed with sand cushion

山口 悟^{*}, 岸 徳光^{**}, 今野久志^{***}, 西 弘明^{****}

Satoru Yamaguchi, Norimitsu Kishi, Hisashi Konno and Hiroaki Nishi

^{*}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)

^{**}工博 室蘭工業大学大学院 教授 工学研究科 くらし環境領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

^{***}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)

^{****}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 basic knowledge for establishing the rational performance-based impact resistant design procedure of the RC type rock-sheds, casting a 2/5 scale model of RC type rock-shed, the falling-weight consecutive impact loading tests of the structure with sand cushion is conducted by using 10,000 kg heavy-weight. A heavy-weight is consecutively fallen onto the roof from 1 m through 10 m height. From this study, following results are obtained: 1) maximum impact force caused in the heavy-weight is in good agreement with that obtained by using a conventional equation; and 2) the center of the roof slab finally reaches the ultimate state in punching shear-failure mode.

Key Words : RC rock-shed, Sand cushion, Falling-weight impact test,

キーワード: RC 製ロックシェッド, 敷砂緩衝材, 重錘落下衝撃実験

1. はじめに

日本は国土の約 7 割が山地・丘陵地であり, 地形が急峻なうえ地質・土質が複雑で地震の発生頻度が高く, 台風や降雨, 降雪など厳しい自然環境下にある。このような中, 自然災害から国民の生命・財産を守ることは最も基礎的な課題となっている。近年, 集中豪雨や地震などに伴う土石流, 地すべり, がけ崩れ等の土砂災害が, 過去 10 年間(平成 11~20 年)の年平均で約 1,000 件以上発生しており, 多大な被害を与えている¹⁾。また, 自然災害による犠牲者のうち, 土砂災害によるものが大きな割合を占めている。

このような中, 北海道の道路は急峻な地形や海岸線などを通過し築造されている場合も少なくなく, 大規模な岩盤崩壊や落石を始めとする道路災害(写真-1)が続き, 道路防災水準を向上させるための研究開発が急務となっている。

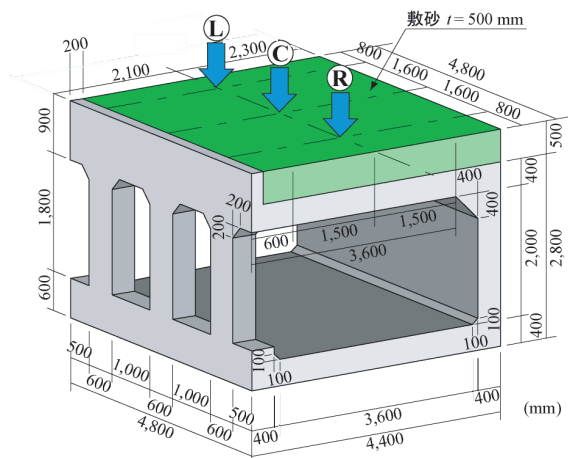
著者らは, これまで落石による衝撃力を直接受ける RC 製落石覆道(以後, ロックシェッド)の頂版部に着目し, RC 梁, RC スラブ等に関する縮尺模型や実物大の試験体を対象に, 衝撃载荷実験および弾塑性衝撃応答解析を実施し, 耐衝撃挙動に関する検討を行ってきた^{2)~6)}。また, 同一試験体に対する繰り返し衝撃载荷実験を実施し, 漸増する衝撃荷重に対する損傷の進



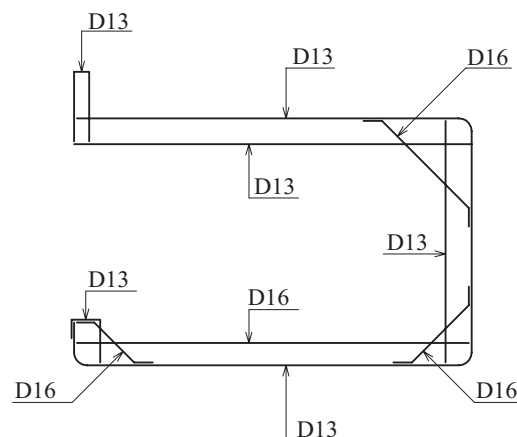
写真-1 ロックシェッド入り口付近の落石(2008.5)

展過程やひび割れ性状に関する実験結果を取り纏めている。さらに, それらの動的性状を再現できる数値解析手法も確立している⁷⁾。

今後, ロックシェッド等の耐衝撃用途構造物に関する設計法が限界状態設計法や性能照査型設計法に移行する場合においては, 各種限界状態の定義も含め, 終局入力エネルギー量あるいは動的終局耐力評価法を確



(a) 形状寸法



(b) 道路軸直角方向断面の配筋図

図－１ 試験体の形状寸法および配筋状況

立することが主要な課題となる。

このような観点から、本論文では耐衝撃用途 RC 構造物の限界状態設計法あるいは性能照査型設計法の確立に向けた基礎資料を得ることを目的に、現在設置されている RC 製ロックシェッドを対象に、2/5 スケールのロックシェッド模型を製作し、入力エネルギーを変化させた衝撃荷重載荷実験を実施し、終局限界近傍までのロックシェッドの弾塑性衝撃挙動に関する検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体の形状寸法および実験方法

我が国で建設されている RC 製ロックシェッドは 1 ブロックが 12 m の構造になっている。また、箱型断面を有しているが、左右非対称の柱部と側壁部、上下には頂版と底版から成る構造で、各部材毎に剛性が異なっている。このことから、本実験では、より実物に近いロックシェッド模型(縮尺：2/5)を製作し、耐衝撃挙動を検証することとした。なお、実際の落石覆工には頂版上に敷砂が $t = 90$ cm、飛散防止材が $t = 20$ cm 設置されていることから、敷砂緩衝材も模型の縮尺(縮尺：2/5)に対応して、厚さを $t = 50$ cm に設定した。

図－1 (a) には、重錘落下衝撃実験に使用した RC 製ロックシェッド模型の形状寸法を示している。模型は、外幅 4.4 m、長さ 4.8 m、高さ 2.8 m の矩形断面であり、内空断面は幅 3.6 m、高さ 2 m で、頂版厚は 40 cm である。なお、ロックシェッドの基部には 1,200 mm 厚のコンクリート剛基礎を配置している。

図－1 (b) には、道路軸直角方向断面の配筋状況を示している。模型縮尺を考慮し、鉄筋比については実

ロックシェッドと同程度とすることとした。すなわち、頂版下面および上面の断面方向には D13 を 50 mm 間隔(主鉄筋比 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 100 mm 間隔で配置している。側壁の断面方向鉄筋は外側に D13 を 50 mm 間隔、内側に D13 を 100 mm 間隔、また配力筋は、外側、内側共に D13 を 100 mm 間隔で配置している。底版の断面方向には、上面に D16 を 100 mm 間隔、下面に D13 を 50 mm 間隔で配置しており、配力筋は上面に D16、下面に D13 をいずれも 100 mm 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 50 mm 間隔、道路軸方向の両面に D13 を 70 mm 間隔で配置している。柱の帯鉄筋は、D13 を中間拘束鉄筋を含め、高さ方向に 60 mm 間隔で配置している。コンクリートのかぶり厚は、いずれの部材も芯かぶりを 60 mm としている。鉄筋の材質は全て SD345 である。力学的特性は、D13 の降伏強度、引張強度がそれぞれ 413 MPa、580 MPa であり、D16 の場合は 430 MPa、609 MPa である。また、使用したコンクリートの設計基準強度は 24 N/mm^2 であり、実験時の圧縮強度は 29.7 N/mm^2 であった。また、本模型には端部補強⁸⁾⁹⁾を敢えて行っていない。これは、今後の端部補強の効果を確認するための基礎資料を得るためである。

2.2 実験方法

表－1 には、実験ケースを実施した順に一覧にして示している。本論文では、各実験ケースを分かりやすくするために、緩衝工(S：敷砂)、重錘落下位置(C：中央、L：柱側から側壁に向かって左側、R：右側)、および重錘落下高さを示す H とその高さ(m)を付し、それらをハイフンで結び簡略化して示している。

表－１ 実験ケース一覧

実験ケース名	緩衝工	重錘質量 M (kg)	载荷方法	载荷位置	落下高さ H (m)	入力エネルギー E_k (kJ)
S-C-H1.0	敷砂 $t = 50$ cm	10,000	繰り返し	中央 C	1.0	100
S-C-H5.0					5.0	500
S-C-H10.0					10.0	1,000
S-L-H2.5				左柱 L	2.5	250
S-R-H5.0				右柱 R	5.0	500



写真－２ 実験状況

写真－２には、重錘落下衝撃実験の状況を示している。実験はトラッククレーンを用いて 10,000 kg 重錘を所定の高さまで吊り上げ、着脱装置を介して落下させることにより実施している。衝撃荷重作用位置は、ロックシェッドの道路軸直角方向にはスパン中央部、道路軸方向には各柱中心位置の各点とした。

実験は、１試験体に対して繰り返し重錘を衝突させる繰り返し斬増载荷により実施した。重錘は、写真－３に示すように直径 1.25 m、高さ 95 cm で底部より高さ 30 cm の範囲が半径 1 m の球状となっている。また、重錘全体の質量は、鋼製円筒の内部に鋼塊とコンクリートを充填することにより調整を行っている。

2.3 敷砂緩衝材

本実験で用いた敷砂緩衝材は、表乾密度 2.56 g/cm^3 、吸水率 3.23 %、単位体積重量 14.4 kN/m^3 の石狩厚田産細目砂である。粒度試験結果は、0.6, 0.3, 0.15 mm のふるい通過率がそれぞれ 98, 70, 2 %となっている。

実ロックシェッド上の砂の締め固まり程度に関する明確な測定値がないことより、実ロックシェッドの状態を再現することは不可能である。そのため、これまでの実験方法と同様に 25 cm 毎に足踏み式によって締め固めを行い、整形を行うこととした。なお、実験は斬増繰り返し载荷を行うことより、実験毎に敷砂緩衝材を重錘径の倍以上の範囲で取り除き、頂版上面のクラックの有無を確認の後、再整形を行っている。



写真－３ 重錘（10,000 kg）と衝突状況写真

敷砂緩衝材の湿潤密度および含水比の測定は、実験ケース S-C-H1.0 の実験前に実施した。実験時の湿潤密度は、 14.1 kN/m^3 、また含水比は、7.33 %であった。

2.4 計測方法

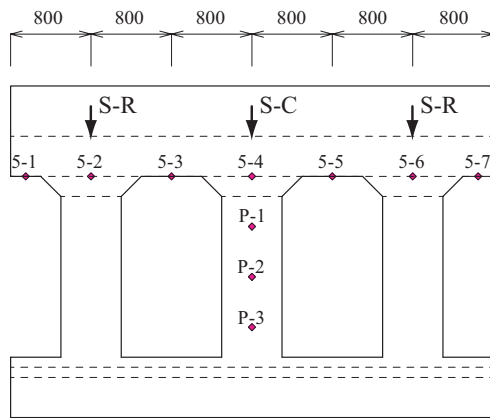
本実験における測定項目は、1) 重錘の頂部表面に設置したひずみゲージ式加速度計（容量 100 G、応答周波数 DC ～ 2 kHz）による重錘衝撃力、2) 図－２に示す位置に設置した非接触型レーザ式変位計（容量 500 mm、応答周波数約 1 kHz）による内空変位、および 3) 鉄筋に貼付したひずみゲージによるひずみである。

内空変位を計測する非接触型レーザ式変位計は、底版上面にアンカーした H 形鋼を用いて組立てた架台に設置し、所定の位置の水平および鉛直方向の変位を計測している。なお、変位計測に当たっては载荷点を含むロックシェッドの道路軸直角方向断面内の変形分布を求めることとし、対応してレーザ式変位計を移動させている。これらの各センサーからの出力波形は、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。また、各実験ケースの終了後には、試験体のひび割れ状況をスケッチしている。

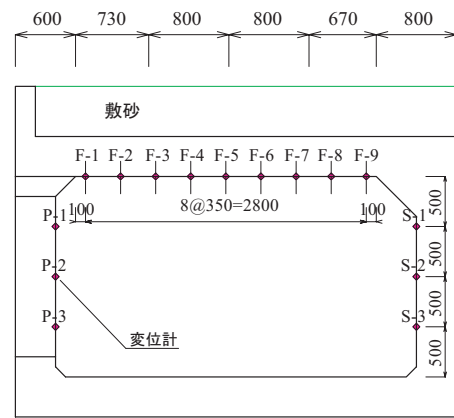
3. 実験結果

3.1 重錘衝撃力波形

図－３には、重錘が緩衝材に衝突した時間を 0 ms として、重錘衝撃力波形を示している。各重錘衝撃力波形に関しては、ノイズを含んだ高周波成分が含まれて



(a) 道路軸方向断面



(b) 道路軸直角方向断面

図-2 中央載荷時 (S-C-Hn) の変位計配置図

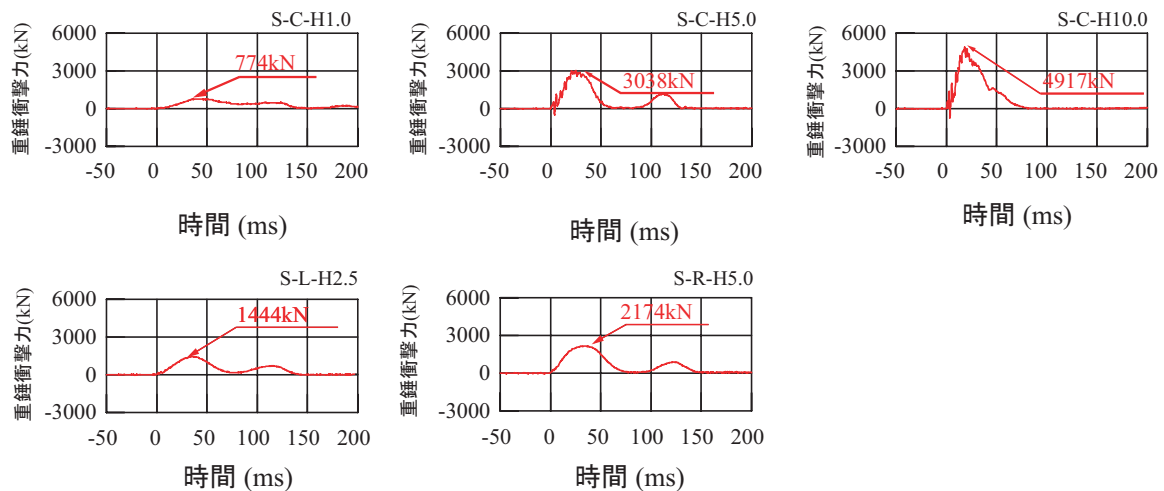


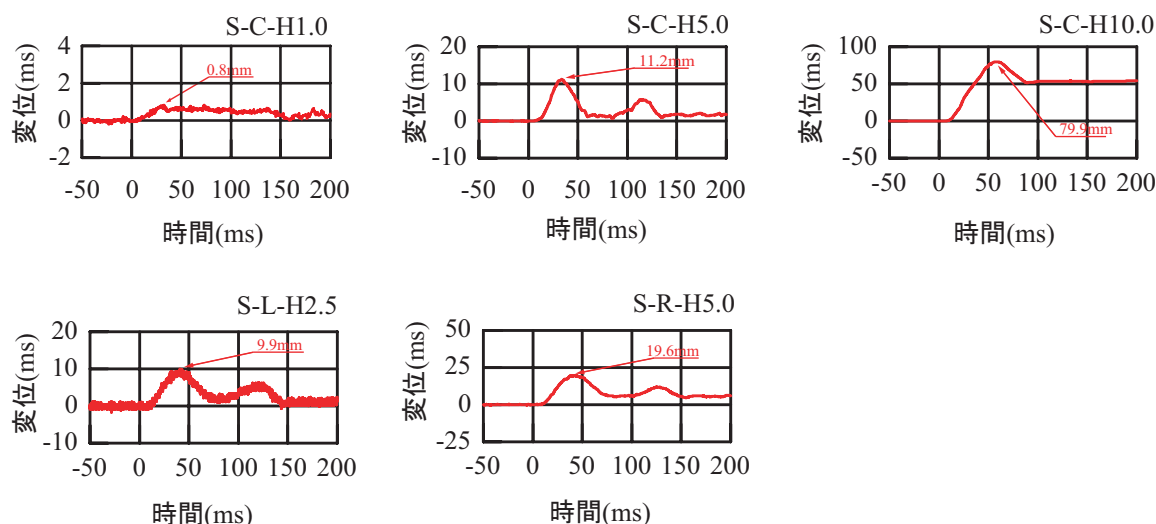
図-3 重錘衝撃力波形

いるため、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。

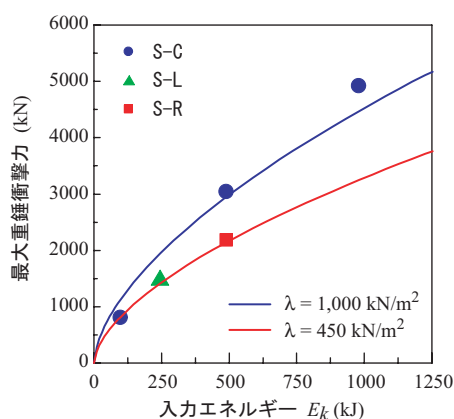
図より、S-C-H1.0 と S-C-10.0 以外の波形性状は類似の性状を示している。S-C-H5.0 は波動継続時間（以後、継続時間）が $t = 60$ ms 程度の正弦半波状の第 1 波と継続時間が $t = 40$ ms 程度の正弦半波状の第 2 波から成る波形性状を示している。主波動継続時間は 125ms 程度である。端部载荷である S-L-H2.5 と S-R-H5.0 の場合には、継続時間が $t = 75$ ms 程度の正弦半波状の第 1 波と継続時間が $t = 75$ ms 程度の正弦半波状の第 2 波の波形性状を示している。全体の主波動継続時間は S-C-H5.0 の場合より若干長い。これは、端部载荷であることより版の拘束効果が低減することによるものと考えられる。また、2 波の波形から構成されるのは、敷砂を介して重錘とロックシェッド頂版が連成し、重錘が小さくリバウンドのような挙動を示すことに起因するものと考えられる。

S-C-H1.0 の場合には、入力エネルギーが小さいことにより、振幅も小さいが、主波動継続時間は S-C-H5.0 の場合と類似している。S-C-H10.0 の場合には、継続時間が 80 ms 程度の三角形状の 1 波形状となっている。このように 1 波の形状を示すのは、入力エネルギーが大きいことにより、頂版の载荷点近傍部の損傷が大きいため、重錘は頂版との相互作用によって生ずるリバウンドに類似した挙動を示すことなく敷砂中に貫入し、最大衝撃力に達した後大きくリバウンドして除荷状態に至るためと推察される。

中央载荷である S-C-Hn の波形より、重錘の落下高が小さいほど主波動継続時間が長いことが分かる。これは、過去の実験結果⁵⁾と同様に、入力エネルギーが小さい場合には重錘貫入量も小さくなるが、一方で重錘がリバウンドして除荷状態に至るまでの動的応答継続時間は、貫入後の敷砂厚に対応して長くなることに起因しているものと推察される。



図－5 変位波形



図－4 最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係

図－4には、最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係を示している。図中には、敷砂緩衝工を用いる場合のHertzの接触理論に基づく振動便覧式¹⁰⁾により算出した衝撃力（ラーメの定数： $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ 、および $\lambda = 450 \text{ kN/m}^2$ 、割増係数： $\alpha = \sqrt{D/T} = 1.58$ 、 D ：重錘径 125 cm、 T ：敷砂厚 50 cm）を示している。ここの割増係数とは、緩衝材である敷砂層厚が、落石直径より小さい場合の落石衝撃力の増幅倍率である。図より、入力エネルギーの増加に伴い最大重錘衝撃力も増大していることが分かる。また、中央載荷と端部載荷における最大重錘衝撃力の関係をみると、同一入力エネルギーの 500 kJ では、S-C-H5.0 が S-R-H5.0 よりも 1.4 倍程度大きな値を示している。これは、後述する図－8 (a) の最大変位分布からも明らかなように、自由端近傍載荷の場合には載荷点近傍頂版部の曲げ剛性が境界条件に基づく拘束効果の低減によって見かけ上低下することとによるものと推察される。

図より、実験結果の最大重錘衝撃力は、ラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ とし、 α を 1.58 とした場合の

振動便覧式より得られた重錘衝撃力分布とほぼ同程度の値を示すことが分かる。また、端部載荷時の重錘衝撃力に関しては、ラーメの定数を $\lambda = 450 \text{ kN/m}^2$ とした場合にほぼ対応している。

以上より、敷砂緩衝工を設置した場合のロックシェッドの中央部載荷時における重錘衝撃力は、落石径と敷砂厚を考慮（割増係数： α ）し、かつラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ とした Hertz の接触理論に基づく振動便覧式により適切に評価可能であると考えられる。

3.2 変位波形

図－5には、頂版下面の重錘落下点における鉛直方向変位波形を示している。図より、各変位波形は重錘衝突時点から 10 ms 程度経過後に励起していることが分かる。しかしながら、波形性状は重錘衝撃力波形に類似している。また、S-C-H1.0、S-L-H2.5 の場合には入力エネルギーが小さいことより、残留変位はほとんど発生していない。しかしながら、S-C-H5.0/10.0、S-R-H5.0 の場合には入力エネルギーが大きいことにより、残留変位が発生している。特に S-C-H10.0 の場合には、除荷後減衰自由振動を呈していないことより、著しく損傷を受けていることが見てとれる。

3.3 変位分布

図－6～8には、各実験ケースのロックシェッド内縁における変位分布を 10 ms 間隔で 200 ms まで示している。中央載荷時（S-C-Hn）の場合には、載荷点を含む道路軸直角方向断面と道路軸方向について示している。また、端部載荷である S-L-H2.5 と S-R-H5.0 においては、端部における載荷点を含む道路軸直角方向断面についてのみ示している。なお、変形倍率は全て 20 倍である。

図－6、7には、中央点載荷である S-C-Hn における

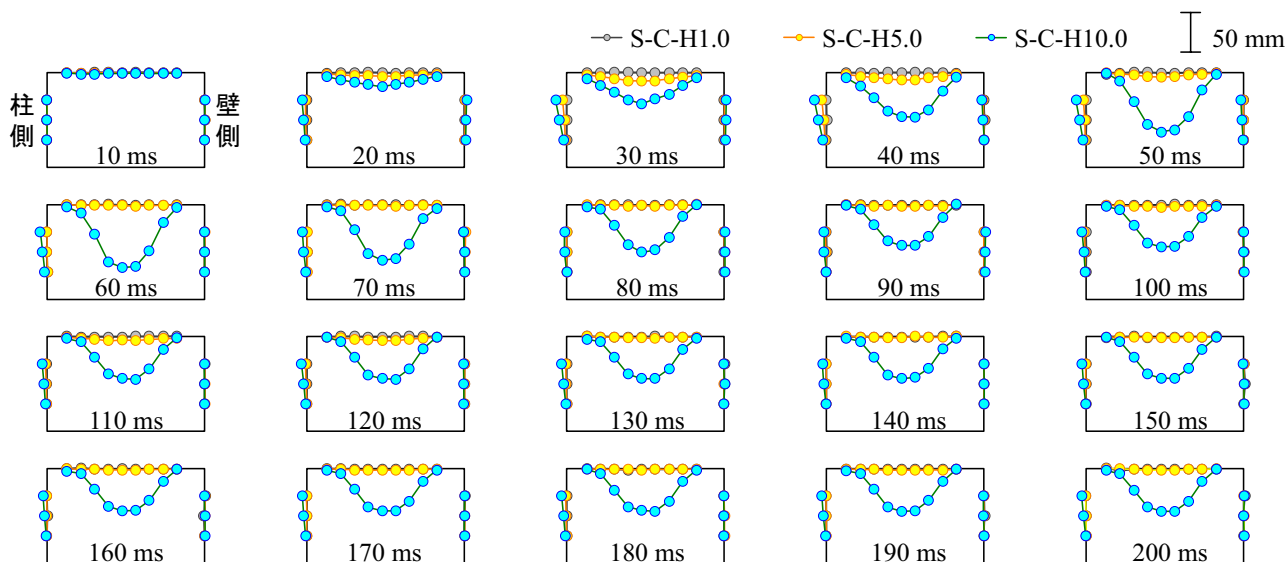


図-6 S-C-Hn における道路軸直角方向断面の変位分布図 (変形倍率 20 倍)

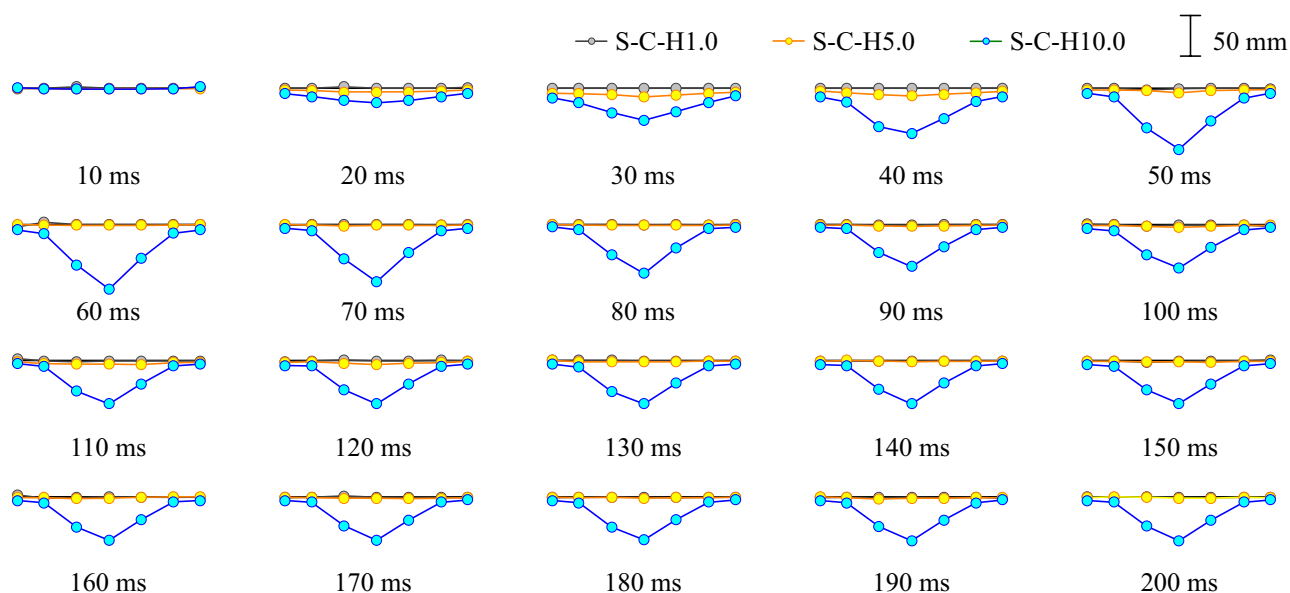


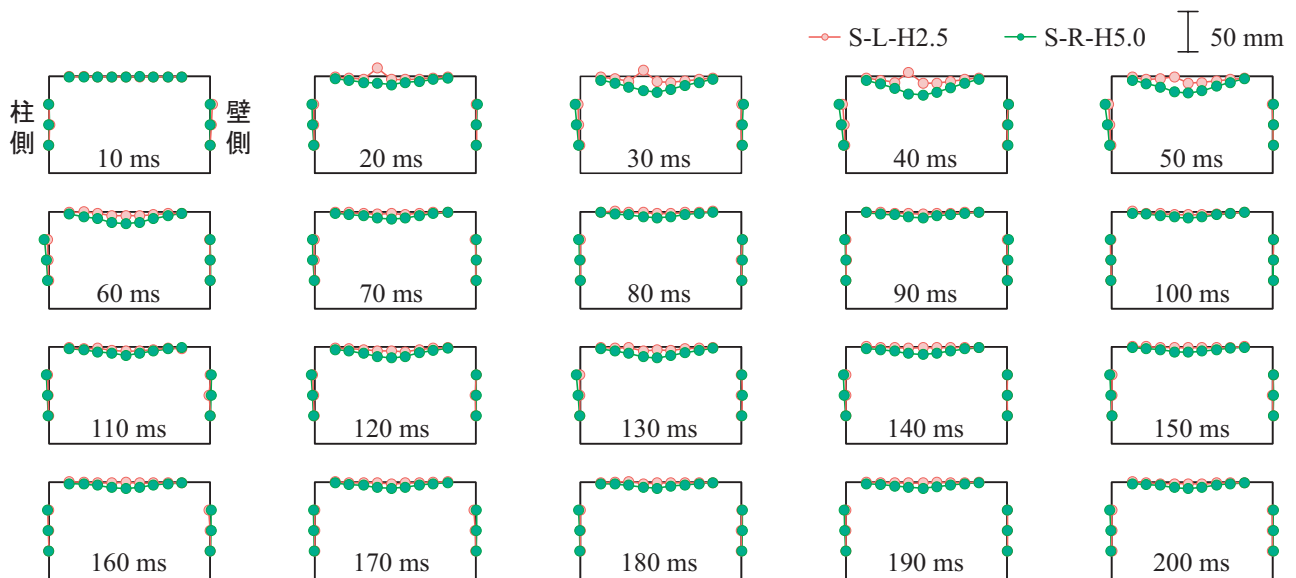
図-7 S-C-Hn における道路軸方向の変位分布図 (変形倍率 20 倍)

断面内変位分布を示している。図-5 の荷点変位波形からも明らかなように落下高さ $H \leq 5$ m の場合には、最大変位が 10 mm 程度でかつ残留変位も 1 mm 程度であることより、ほぼ弾性的な挙動を示していることが分かる。しかしながら $H = 10$ m 落下時において、断面方向には荷点を中心に逆釣鐘状の分布を示しており、最大変位は 60 ms 程度経過後に約 80 mm に達している。また、変位波形 (図-5) でも述べているように、90ms 程度経過以降には経過時間にかかわらず一定の分布を示し、変形が残留していることが分かる。柱および側壁部の変形分布を見ると、柱部で若干変位が残留しているが、頂版と比較して損傷の程度は軽微であるものと推察される。図-7 の道路軸

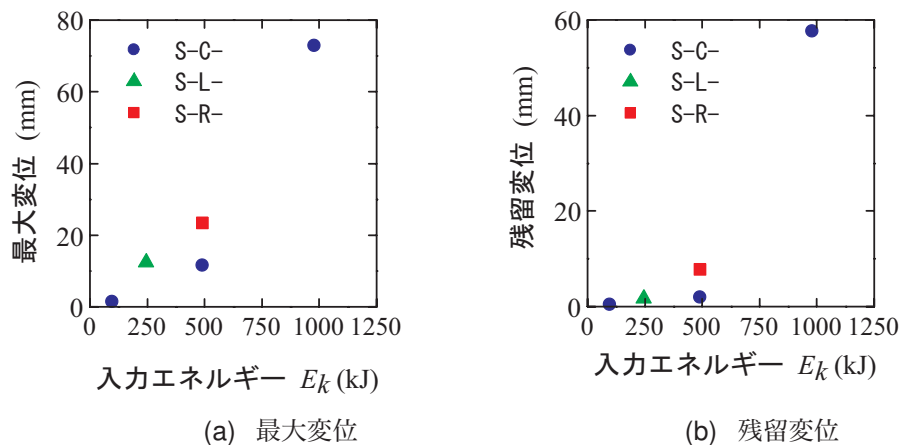
方向分布から軸方向への影響範囲もほぼ全域に及んでおり、構造全体で著しく損傷していることがうかがえる。一方、図-8 の S-L/R-Hn における変位分布の時間的な推移状況において、落下高さ $H = 5$ m における分布を図-6 の中央荷点時と比較すると、端部荷点の場合が、2 倍以上の応答を示しているが残留変位は大きくはない。また、柱および側壁部の変位応答も小さいことが分かる。

3.4 最大変位および残留変位と入力エネルギー

図-9 には、最大変位および残留変位と入力エネルギーの関係を示している。なお、いずれも荷点直下で発生している。



図－8 S-L と S-R の道路軸直角方向断面の変位分布図 (変形倍率 20 倍)



図－9 変位と入力エネルギーの関係

まず、(a) 図の最大変位に直目すると、中央載荷の場合には、入力エネルギーが $E_k \leq 500$ kJ と $E_k > 500$ kJ では最大変位の増加傾向が異なっている。端部載荷の場合における結果より、 $E_k \leq 500$ kJ までは線形な増加の傾向を示していることが分かる。また、端部載荷時の最大変位は、中央載荷時に比べて 1.8 倍程度大きい値を示している。これは、2 次元的に考えると、端部載荷時の頂版曲げ剛性は、自由端があることにより版の拘束効果が低減し、見かけ上中央載荷時の 1/2 程度になることを暗示している。

(b) 図の残留変位の分布を見ると、中央載荷の場合には、入力エネルギー $E_k = 1,000$ kJ の場合に顕在化している。一方、 $E_k = 500$ kJ では 2 mm 程度で、損傷が小さいことが分かる。端部載荷の場合においても $E_k = 500$ kJ の場合で 8 mm 程度であり、前述のとおり、損傷がそれほど著しくないことが分かる。

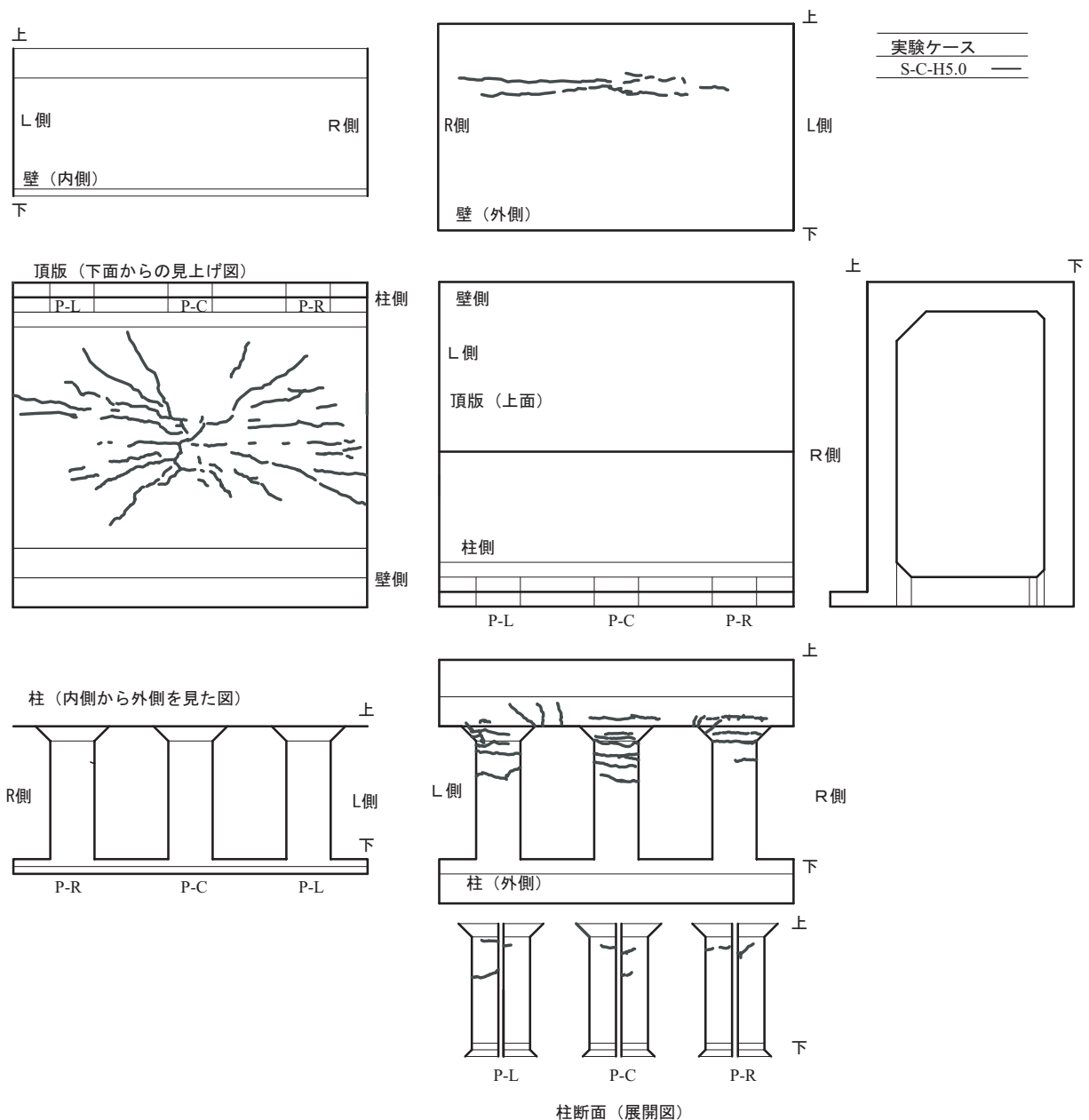
(a)(b) 図の最大変位と残留変位の分布を比較する

と、入力エネルギー $E_k = 1,000$ kJ の場合における最大変位に対する残留変位の比は 0.75 程度となっている。また、残留変位の道路軸直角方向全幅に対する割合を見ると 1.6 % ($=60/3600$) 程度であり、終局に近い状態であることが確認できる。一方、 $E_k \leq 500$ kJ の場合には、端部載荷の場合で、残留変位の道路軸直角方向全幅に対する割合が、0.05 % ($=2/3600$)、0.2 % ($=8/3600$) 程度であることより、ひび割れが発生しつつも損傷も顕在化せず、供用可能な状態にあることが推察される。

3.5 ひび割れ発生状況

図－10～12 には、各実験ケース終了後のひび割れ発生状況を示している。なお、S-C-H1.0 の場合には、ひび割れの発生は確認できなかった。

S-C-H5.0 の場合には、残留変位が 2 mm 程度であるが、図－10 より頂版下面の載荷点を中心に RC 版特



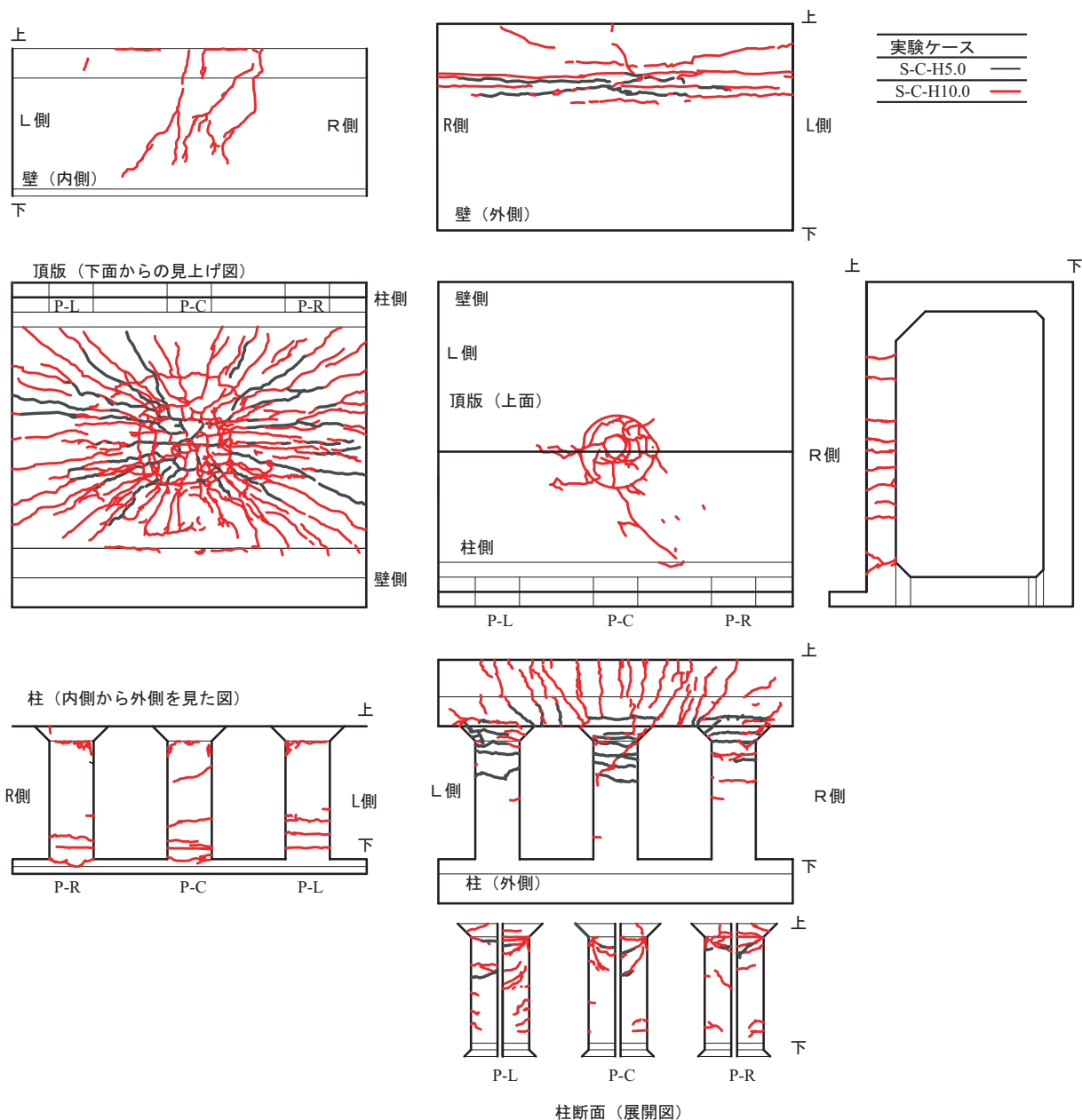
図－10 S-C-H5.0 におけるひび割れ状況図

有の放射状のひび割れや各柱および側壁の頂部に道路直角方向の2次元曲げに対応した曲げひび割れが発生している。しかしながら、かぶりコンクリートの剥落も見られず、十分供用可能であることが分かる。

図－11のS-C-H10.0の場合において、後述のように重錘の敷砂への貫入量が41 cmに達しており、重錘直下の敷砂は過度に締め固められた状態となっている。このため、頂版の上面には重錘が直撃した場合と類似の円形の押し抜きせん断破壊型のひび割れが発生している。また、頂版下面には、放射状のひび割れが一層拡大し、かつ一方向曲げを示す道路軸方向のひび割れや3重円形状のひび割れも確認でき、押し抜きせん断破壊の傾向も確認できる。柱部においても、頂

部外側、底部内側に道路軸方向に沿ったひび割れが発生しており、箱型ラーメン構造に対応した曲げモーメント分布を形成していることが確認できる。また、砂止めのパラペット部にも中央部の柱を中心に上方から下方に進展するひび割れが発生しており、重錘のリバウンドに伴う構造全体の負曲げが作用していることがうかがわれる。大きなかぶりコンクリートの剥落は確認できないものの、上述のように残留変位が道路軸直角方向スパン長の1.6%に達しており、押し抜きせん断破壊の兆候も見られることから、終局限界に近い状況であることが示唆される。

図－12より、S-L-H2.5の場合には、載荷点近傍の頂版下面に一方向曲げを示す数本の曲げひび割れを確



図－11 S-C-H10.0におけるひび割れ状況図

認できるが、それ以外の損傷は見あたらない。また、S-R-H5.0の場合においても頂版上面には目立ったひび割れの発生は確認できないが、頂版下面および側壁外面頂部に断面方向の曲げに伴う道路軸方向のひび割れが進展している。

以上より、落下高さが $H=5\text{ m}$ で入力エネルギー $E_k=500\text{ kJ}$ では、十分供用可能な状態である。しかしながら、 $H=10\text{ m}$ で $E_k=1,000\text{ kJ}$ の場合には、損傷がブロック全体に広がり、2方向の曲げひび割れと共に押し抜きせん断破壊型の円形状のひび割れも顕在し、終局に近い状態であることが確認された。なお、この場合の残留変位は道路軸直角方向スパン長の1.6%程度となる。

3.6 敷砂緩衝材の緩衝性能

図－13には、敷砂緩衝材への重錘貫入量と入力エネルギーの関係を示している。図より、入力エネルギー E_k の増加に伴い重錘の貫入量も増加していることが分かる。詳細に見ると、重錘落下高さが $H=1\text{ m}$ の場合には30 cm程度の貫入を示し、その後、 $E_k \geq 500\text{ kJ}$ においては、ほぼ40 cm前後の値に漸近していることが分かる。従って、 $E_k \geq 500\text{ kJ}$ では $E_k=500\text{ kJ}$ 以上の入力エネルギーを効率よく緩衝できないことを暗示している。これより、敷砂厚が50 cmの場合には、 $E_k=500\text{ kJ}$ 程度ではほぼ設計に対応した緩衝性能を発揮することが明らかになった。一方で、本実験に用いたロックシェド模型は $E_k=1,000\text{ kJ}$ において緩衝材が

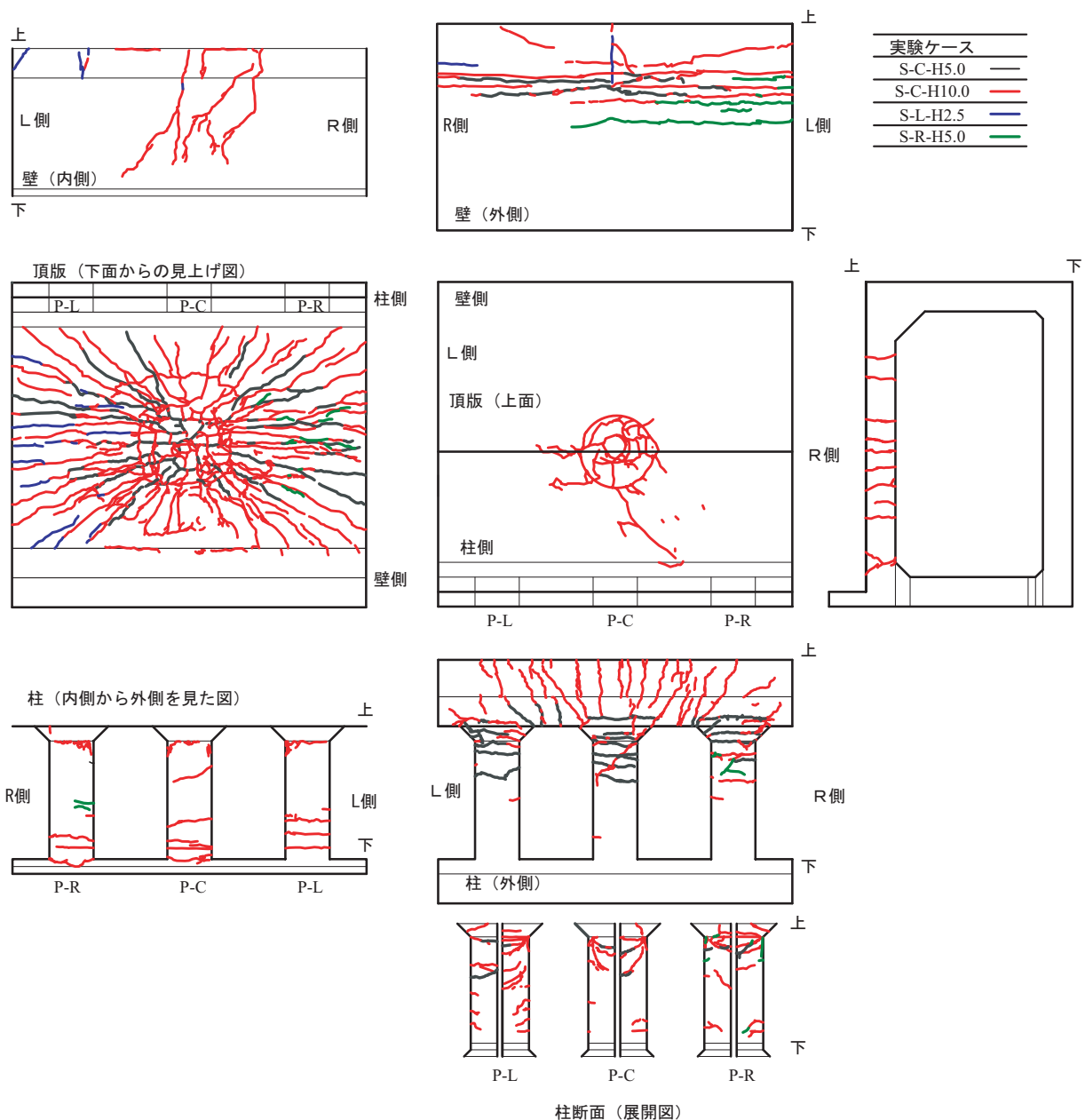


図-12 全実験ケースにおけるひび割れ状況図

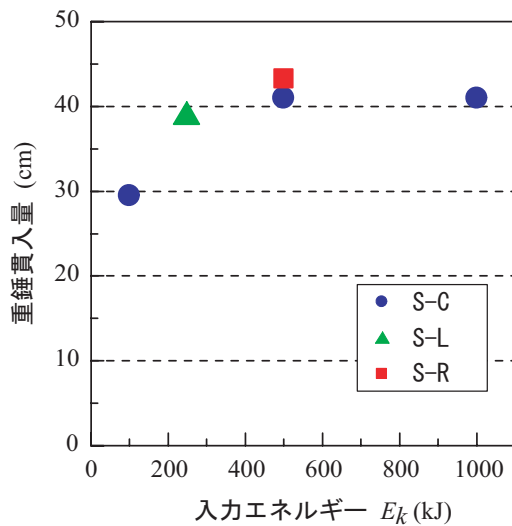
対応した緩衝性能を発揮できない状況下でも、中央載荷において終局状態に近い耐衝撃性を示すことが明らかになった。

4. まとめ

本研究では、敷砂緩衝工を設置した RC 製ロックシェッド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 2/5 スケールのロックシェッド模型を用いた斬増繰返しによる重錘落下衝撃載荷実験を実施した。実験は、敷砂緩衝工を 50 cm 厚で設置し、重錘落下位置を試験体の中央部、各柱中心の道路縦断方向に変化させた全 6 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たロックシェッドの中央部載荷時の最大重錘衝撃力は、落石径と敷砂厚を考慮 (割増係数: α) し、かつラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ 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。
- 2) 重錘衝撃力は、端部載荷の場合には自由端の存在によって版効果が低減することにより、中央載荷時の 1/1.4 程度に低減する。一方で最大変位や残留変位は、端部載荷においてそれぞれ約 2 倍、4 倍程度大きくなる。
- 3) 50 cm 厚の敷砂緩衝材の緩衝効果は、入力エネルギー



図－13 重錘貫入量と入力エネルギーの関係

ギーが $E_k = 500$ kJ までは使用限界を十分確保可能である。また、 $E_k = 1,000$ kJ の場合には、残留変形が道路軸直角方向幅の 1.6 % 程度となり、終局限界に近い状態となる。

謝辞：

本論文をまとめるに当たり、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、工藤雅史君には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) 国土交通白書, 2009.
- 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, 17(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, 27(2), pp. 871-876, 2005.6
- 5) 川瀬良司, 岡田慎哉, 鈴木健太郎, 岸 徳光：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実験, 構造工学論文集, Vol55A, pp.1313-1325, 2009.3
- 6) 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, Vol55A, pp.1388-1398, 2009.3
- 7) 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩：RC 梁の繰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
- 8) 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
- 9) 日本道路協会：落石対策便覧, 2000.6
- 10) 土木学会：土木技術者のための振動便覧, 1985.

(2009 年 9 月 24 日受付)