

性能照査型設計に向けた落石覆道模型の重錘衝突実験について

(独)寒地土木研究所 寒地構造チーム ○山口 悟
西 弘明
今野 久志

現在、RC製落石覆道の設計は許容応力度法により行われているが、過去の被災事例の検証などから落石覆道は耐力的に非常に大きな安全率を有しているものと考えられる。

このため、より合理的な断面設計を可能とする性能照査型設計法を確立するための基礎資料収集を目的に、実落石覆道の縮尺模型を製作し、重錘を繰り返し落下させる衝突実験を実施した。

その結果、敷砂緩衝工を有する漸増繰り返し重錘落下衝突実験における最大入力エネルギーは、許容応力度法による設計落石エネルギーの約 17 倍であった。

キーワード：道路防災施設、ロックシェッド、重錘衝突実験、性能照査型設計法

1. はじめに

我が国の山岳部や海岸線の道路には落石災害を防止するための道路防災施設として落石覆道（以後、ロックシェッド）が数多く建設されている。これらの設計は、新設時よりも、防災点検などによる新たな落石に対する補強時においても許容応力度法の下に行われている¹⁾、²⁾。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率を有していることが明らかになっている³⁾。

近年、様々な構造物の設計法が許容応力度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とから、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。

筆者らは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、小型や大型の RC 梁、RC スラブに関する衝撃実験や解析を実施^{4)~5)}してきた。さらに、構造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の把握を行った⁶⁾。

以上のように、部材レベル、小型全体系模型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、ロックシェッドに対する終局までの耐衝撃挙動の把握ならびに実験結果を基にした数値解析手法の精度向上が必要不可欠である。そこで、本研究では、

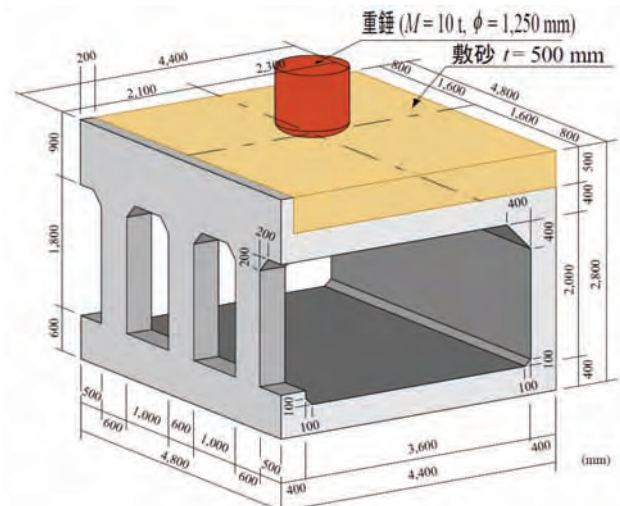


図 - 1 試験体の形状寸法

既設の実ロックシェッドの2/5縮尺模型試験体を2体製作し、1体は緩衝工の無い状態で（以後、単に緩衝工無し）、もう1体は敷砂緩衝工を有する状態（以後、単に緩衝工有り）で重錘衝突実験を実施し、終局に至るまでの耐衝撃挙動データを取得したので、その結果について報告する。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

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。本実験では、既設実ロックシェッドの2/5縮尺模型試験体を製作し、耐衝

撃挙動を検証することとした。なお、実際のロックシェッドには頂版上に敷砂が $t=90\text{ cm}$ 、飛散防止材が $t=20\text{ cm}$ 設置されていることから、緩衝工も模型の縮尺に対応して、厚さを $t=50\text{ cm}$ に設定した。

図-1には、重錘衝突実験に使用した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であり、内空断面は幅3.6 m、高さ2 mで、頂版、底版、側壁、柱の厚さはいずれも40 cmである。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。また、底版上面とハンチ部にはD16を、柱部、壁部にはD13を配置している。

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SD 345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。

(2) 実験方法

表-1には、実験ケースを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、緩衝工の有無（N：無し、S：有り（敷砂））、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。

写真-1には、重錘落下衝突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緩衝工無しには2,000 kgの重錘を、緩衝工有りには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。衝突荷重作用位置は、各試験体の中央部とした。

実験は、いずれの試験体に対しても繰り返し重錘を衝突させる繰り返し漸増载荷により実施した。2,000 kg重錘は、直径1.00 m、高さ97 cmで、底部より高さ17.5 cmの範囲が半径80 cmの球状となっている。10,000 kg重錘（写真-1）は、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。

(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敷砂緩衝材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敷砂を25 cm毎に足踏み式によって締め固め、所定の厚さに成形した。なお、敷砂緩

表-1 実験ケース

実験ケース	緩衝材の有無	重錘質量 M (ton)	落下高さ H (m)	入力エネルギー E_k (kJ)
N-H0.25	無	2	0.25	5
N-H0.50			0.50	10
N-H0.75			0.75	15
N-H1.00			1.00	20
N-H1.25			1.25	25
S-H1.00	有(砂)	10	1.00	100
S-H5.00			5.00	500
S-H10.00			10.00	1,000



写真-1 重錘落下衝突実験状況

衝材は各実験ケース終了後に、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、再成形を行っている。

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-H 1.0の実験前に実施した。湿潤密度および含水比の測定結果はそれぞれ、 14.1 kN/m^3 、7.33%であった。

(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) 非接触型レーザ式変位計（容量500mm、応答周波数約1 kHz）による内空変位である。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

(1) 重錘衝撃力波形

図-2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。

(a) 図には緩衝工無しのN-H 0.50とN-H 1.25の重錘衝撃力波形を示している。図より、重錘衝撃力波形はいず

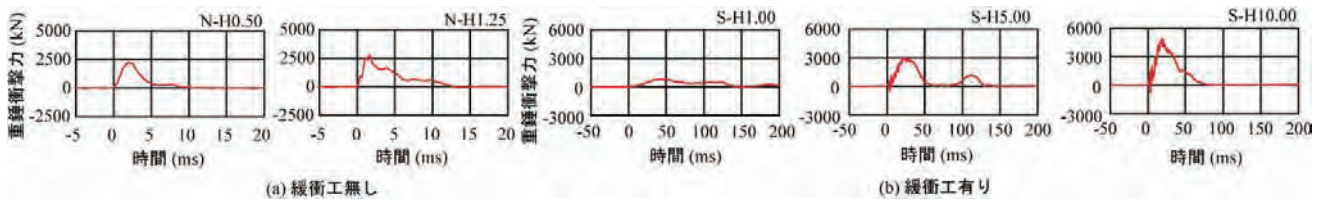


図-2 重錘衝撃力波形

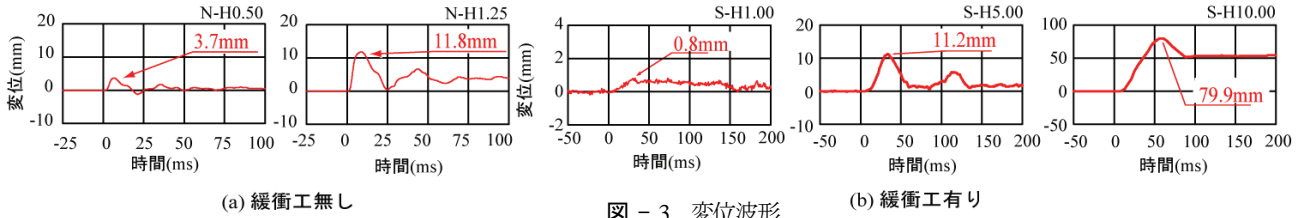


図-3 変位波形

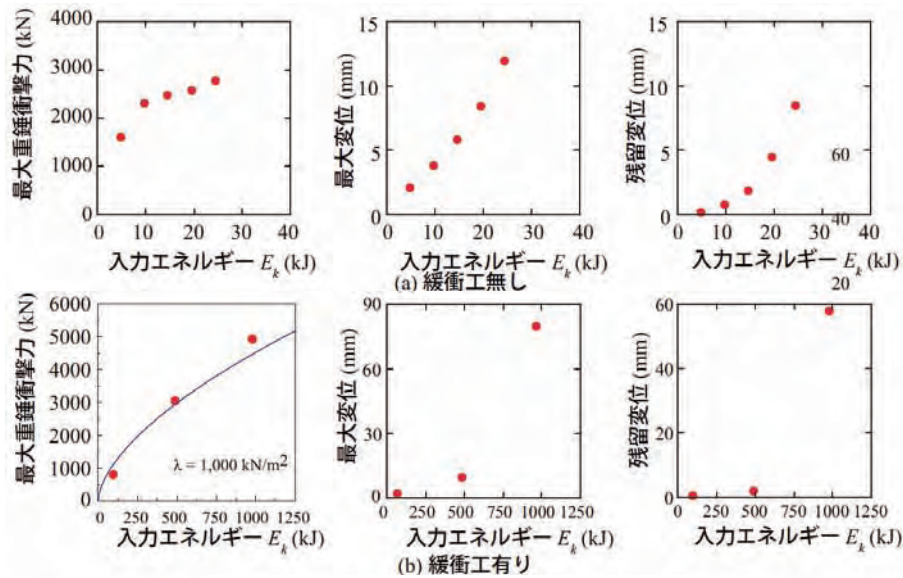


図-4 各種応答値と入力エネルギーの関係

れも、三角形の第1波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、波動継続時間に着目すると、落下高さの増加に伴い波動継続時間の増加が見られ、N-H 1.25 では12 ms 程度となっている。最大重錘衝撃力は、落下高さの増加に対応して多少増加する傾向が示されているが、いずれも2,500 kN 程度の値を示している。

(b) 図の緩衝工有りのS-H 1.00~10.00の波形より、重錘の落下高さが小さいほど波動継続時間が長いことが分かる。S-H 5.00では、波動継続時間が $t = 60$ ms 程度の正弦半波状の第1波と波動継続時間が $t = 40$ ms 程度の正弦半波状の第2波から成る波形性状を示し、2波を含めた波動継続時間は125 ms 程度である。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、挙動を示すことに起因するものと考えられる。S-H 10.00の場合には、波動継続時間が80 ms 程度の三角形の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、重錘は緩衝工に衝突した後、敷砂中に貫入し最大重錘衝撃力に達した際に、頂版の载荷点近傍部の損傷を伴い、除荷状態に至るためと推察される。

緩衝工の有無による波動継続時間に着目すると、同様な最大重錘衝撃力が計測された緩衝工有りのS-H 5.00と、緩衝工無しのN-H 1.25 で比較すると、入力エネルギーが20倍異なっているが、重錘衝撃力は1.1倍であり、波動継続時間が10倍程度長いことが分かる。これは、敷砂緩衝工を介することにより重錘の接触時間が長くなり、衝撃力を緩和していることを示している。

(2) 変位波形

図-3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。全ての図において重錘衝突時点から若干遅れて励起していることが分かる。

(a) 図の緩衝工無しの変位波形より、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。

(b) 図の緩衝工有りの変位波形より、波形性状は重錘衝撃力波形に類似している。また、S-H 1.00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-H 5.00 / 10.00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-H 10.00の場合には、除荷後の残留

変位が大きく、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) 各種応答値と入力エネルギーの関係

図-4には、各種応答値と入力エネルギーの関係を示している。(a) 図の緩衝工無しの最大重錘衝撃力より、入力エネルギー $E_k = 10 \text{ kJ}$ 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。

(b) 図の緩衝工有りの最大重錘衝撃力の図中には、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⁷⁾により算出した衝撃力(ラーメの定数: $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ 、割増係数: $\alpha = D/T = 1.58$ 、 D : 重錘径 125 cm、 T : 敷砂厚 50 cm)を曲線で示している。ここでの割増係数とは、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、図から実験結果の最大重錘衝撃力は、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。

次に(a) 図の緩衝工無しの最大変位に着目すると、入力エネルギーの増加に伴い、最大変位もほぼ線形に増加していることが分かる。(b) 図の緩衝工有りの最大変位では、入力エネルギーが $E_k \leq 500 \text{ kJ}$ と $E_k > 500 \text{ kJ}$ では最大変位の増加傾向が異なっている。これは後述するひび割れ状況からも分かるように、S-H 10.00 場合には終局に近い状況であることによるものと考えられる。

次に(a) 図の緩衝工無しの残留変位に着目すると、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 $E_k = 15 \text{ kJ}$ を境に大きくなる傾向を示しており、繰り返し载荷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。(b) 図の緩衝工有りの残留変位の分布より、入力エネルギー $E_k = 1,000 \text{ kJ}$ の場合には、残留変位が顕在化している。一方、 $E_k = 500 \text{ kJ}$ では2 mm程度で、損傷が小さいことが分かる。(b) 図の緩衝工有り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 $E_k = 1,000 \text{ kJ}$ 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、横断面の残留変位を道路軸直角方向の内空全幅に対する割合で見るとその値は1.6% (=60/3,600)程度である。これはこれまでの大型RC梁実験における終局と定義している残留変位とスパン長の比2%⁵⁾の値に近く、終局に近い状態であることが確認できる。一方、 $E_k = 500 \text{ kJ}$ の場合における最大変位に対する残留変位の比は0.2程度となっている。これは、残留変位の道路軸直角方向の内空全幅に対する割合が、0.05% (=2/3,600)程度であることにより、供用可能な損傷状態にあることが推察される。

(4) ひび割れ発生状況

図-5には、緩衝工無しの頂版上下面のひび割れ発生状況を各実験ケース順に重ね書きをして示している。

なお、N-H 0.25の場合には、ひび割れの発生は確認できなかった。

図の緩衝工無しの頂版下面N-H 0.50(黒色)では、载荷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。N-H 0.75(赤色)より、頂版下面には斜めひび割れが増加すると共に载荷点近傍部には、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-H 1.00(青色)の場合には、頂版上面にもひび割れが発生した。また、下面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。最終実験ケースであるN-H 1.25(緑色)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-H 0.75まではひび割れは発生していないが、N-H 1.00以降において载荷

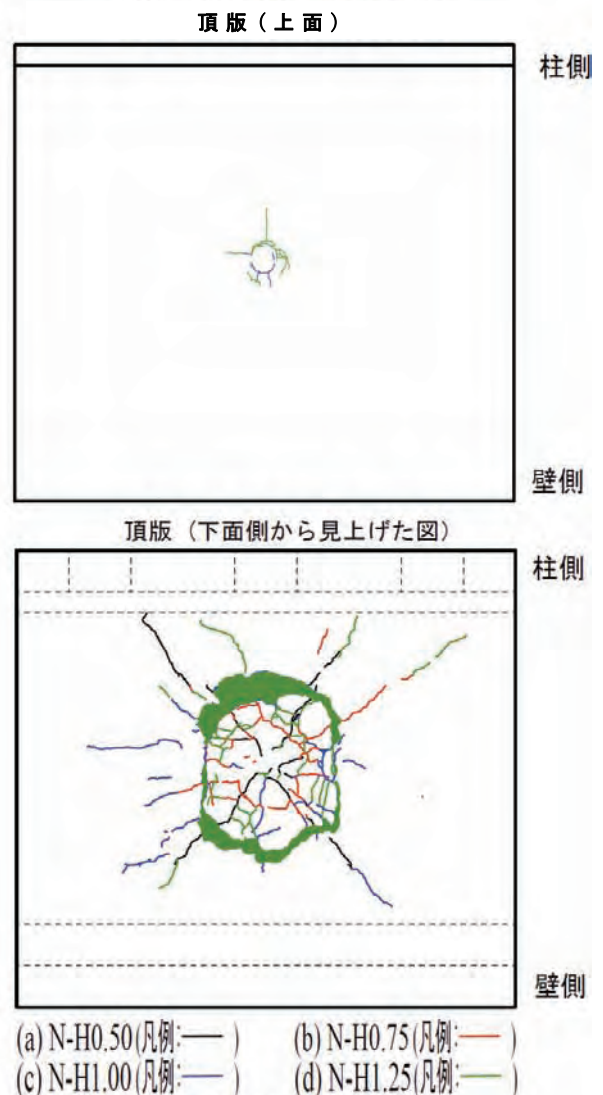
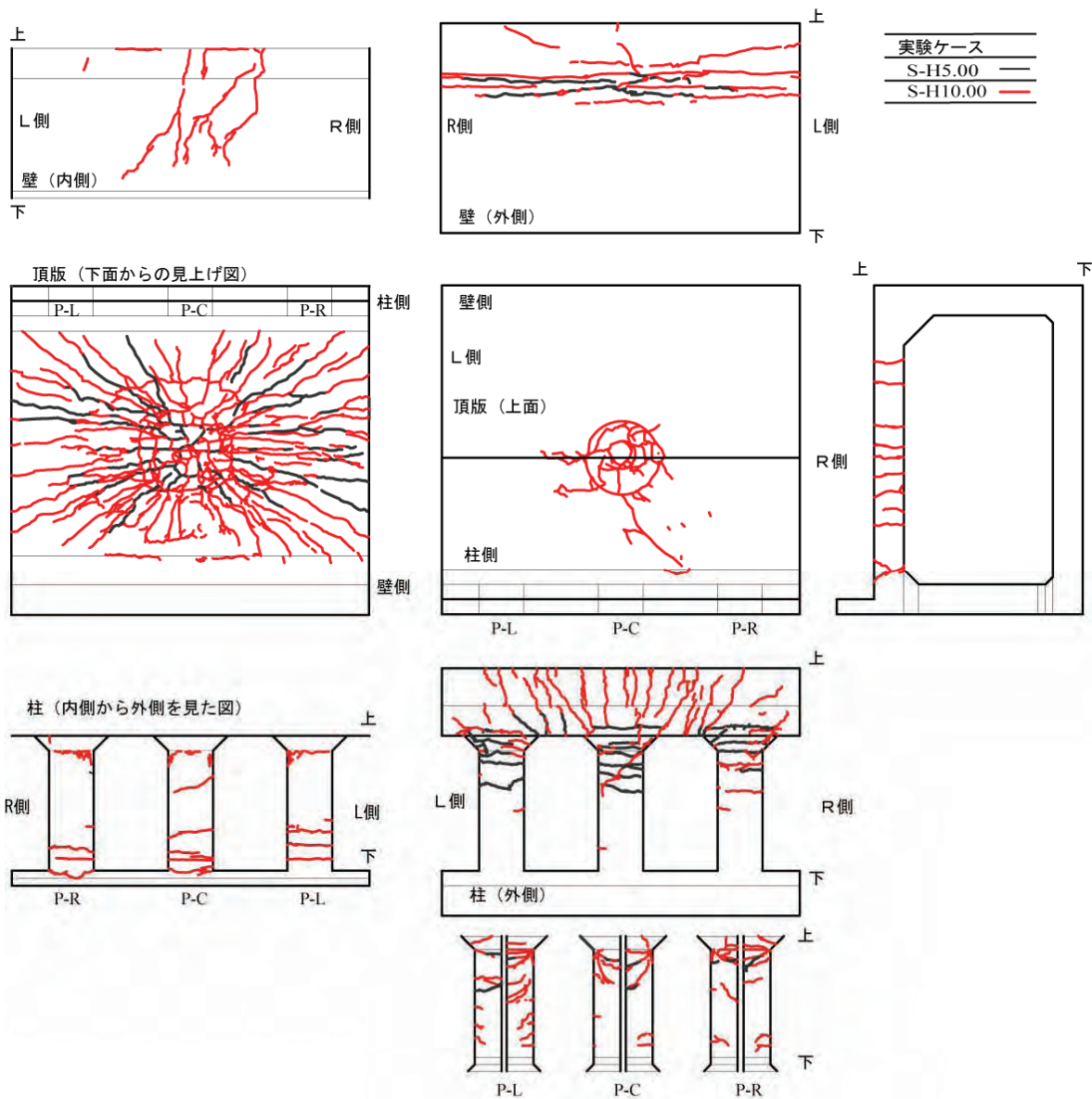


図-5 頂版のひび割れ状況(緩衝工無し)



柱断面（展開図）
 図 - 6 ひび割れ状況（緩衝工有り）

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が確認できる。また、ここには示していないが、柱の上部ハンチ付け根近傍では N-H 0.50 において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-H 0.50 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。

図-6 には、緩衝工有りの試験体全体のひび割れ発生状況を各実験ケース順に重ね書きをして示している。

なお、S-H 1.00 の場合には、ひび割れの発生は確認できなかった。

S-H 5.00 (黒色) の場合には、残留変位が 2 mm 程度であるが、頂版下面の載荷点を中心に RC 版特有の放射状の曲げひび割れや各柱および側壁の頂部に道路軸直角方向の 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。

S-H 10.00 (赤色) の場合においては、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、頂版の上には重錘が直撃した場合と類似の円形状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、かつ一方曲げを示す道路軸方向のひび割れや円形状のひび割れも発生し、押し抜きせん断破壊の傾向も確認できる。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、前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。

(5) 実験時の入力エネルギーと設計落石エネルギーとの比較

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 RC 製ロックシェッドは、終局

限界耐力に対して非常に大きな安全率を有していることが明らかになっている。このことから、既設の実縮尺模型の本試験体についても設計落石エネルギーの算定を行い、終局限界に近い状況における入力エネルギーとの比較を行った。

設計落石エネルギーの算定は、以下の手順により行った。

- ① 現行設計と同様に落石覆道模型を二次元骨組にモデル化（試験体のひび割れ状況から試験体全体（試験体の全長）の剛性を考慮）。
- ② 静的二次元骨組解析により落石荷重と各部材の応力度を算出（荷重位置は実験と同様に中央部）。
- ③ 頂版鉄筋応力度が許容値に達する落石荷重を算定。
- ④ 衝撃力の算定式より上記落石荷重を生じさせる落石の落下高さを算定。
- ⑤ 落石重量と落下高さより、設計落石エネルギーを決定。

図-7には、二次元静的骨組解析による作用落石荷重と各部材に発生する断面力より算出した、鉄筋の引張応力度あるいはコンクリートの圧縮応力度との関係を許容値とともに示している。

ここで各材料の許容値は、鉄筋（SD 345）については、地震の影響や衝突荷重を受ける場合の許容応力度の基本値 $\sigma_{sa} = 200 \text{ N/mm}^2$ 、コンクリートについては設計基準強度 24 N/mm^2 に対する曲げ圧縮応力度の基本値 $\sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2$ に落石時の短期荷重割増し係数^{1,2)} 1.5 を乗じて求めたものであり、それぞれ $\sigma_{sa} = 300 \text{ N/mm}^2$ 、 $\sigma_{ca} = 12 \text{ N/mm}^2$ となっている。

図-7より、本試験体の設計落石荷重は $P = 1,372 \text{ kN}$ であり、柱の上端コンクリート圧縮応力度が許容値に達している。しかし、実験結果は頂版部において集中的に発生していることから、ここでは頂版下面中央部における鉄筋の引張り許容値を設計荷重 $P = 1,866 \text{ kN}$ として考察する。

次に道路防災工調査設計要領²⁾に示されている衝撃力算定式 $P = 2.108 (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha$ より、実験条件である、重錘質量： $m = 10 \text{ t}$ 、重力加速度： $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ 、ラーメンの定数： $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$ 、割増係数： $\alpha = \sqrt{(D/T)} = 1.58$ 、 D ：重錘径 125 cm 、 T ：敷砂厚 50 cm と、上記、頂版下面の設計落石荷重 $P = 1,866 \text{ kN}$ より、落下高さ： H を逆算して求めると $H = 0.58 \text{ m}$ となる。

以上より、頂版部における許容応力度法によって求められたエネルギーと実験結果のエネルギーによる比較では、本試験体において終局に近い状態と考えられる最終実験ケースのS-H 1000の場合で、17.2 倍であった。

4. まとめ

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。

Satoru Yamaguchi, Hiroaki Nishi, Hisashi Konno

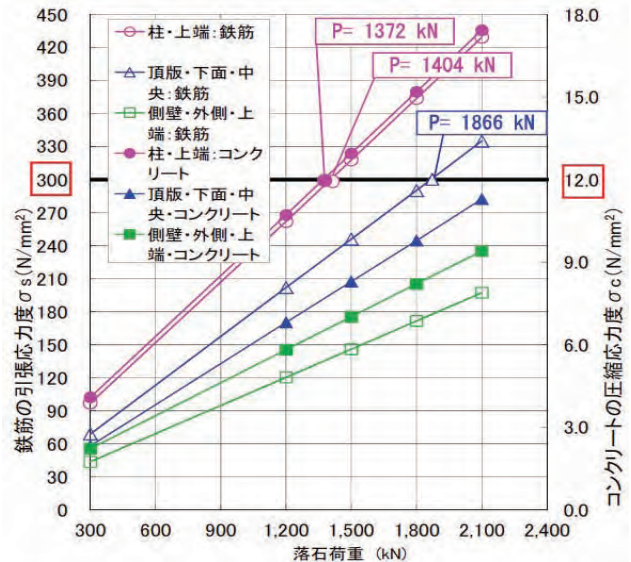


図-7 緩衝工有りの許容応力度法による落石荷重

- 1) 敷砂緩衝工を設置したロックシェッドの中央部荷重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、かつラーメンの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ 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である。
- 2) 緩衝工を設置しない条件下での重錘落下衝突実験では、押し抜きせん断破壊により終局に至る。
- 3) 緩衝工を設置した条件下での重錘落下衝突実験では、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、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。
- 4) 敷砂緩衝工を有する漸増繰り返し重錘落下衝突実験における最終実験ケースの最大入力エネルギーは、許容応力度法による設計落石エネルギーの約 17 倍であった。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：落石対策便覧、2000.6
- 2) (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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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
- 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、Vol.55A、pp.1388-1398、2009.3
- 7) 土木学会：土木技術者のための振動便覧、1985.