

敷砂緩衝材を設置した実規模 RC 製ロックシェッドの 重錘落下衝撃荷重載荷時における弾性挙動

岸 徳光*, 今野 久志**, 山口 悟***, 栗橋 祐介****, Christina Rothlin*****

Elastic impact behavior of a full-scale RC rock-shed with sand cushion under falling-weight impact loading

Norimitsu Kishi*, Hisashi Kon'no**, Satoru Yamaguchi***, Yusuke Kurihashi****,
and Christina Rothlin*****

Abstract – In order to accumulate basic knowledge for establishing the rational performance-based impact resistant design procedures of RC rock-sheds, the consecutive falling-weight impact tests of a full-scale RC rock-shed varying cushion materials were conducted by using 2,000/10,000 kg heavy weights. In this experiment, elastic impact behavior of the rock-shed with 90 cm thick sand cushion was investigated by inputting 40 kJ with a 2,000 kg heavy weight. From this study, following results were obtained: (1) Lamé's constant of the sand cushion for applying the Hertz contact theory was about 1,330 kN/m²; (2) bending moment distributions can be evaluated by using fiber strains of the rebar; and (3) varying location of the loading point, the elastic responses of the rock-shed in the case of impacting near the free edge were larger than those in the case at its center.

Key Words : RC rock-shed, sand cushion, falling-weight impact loading test, elastic impact behavior

1. はじめに

我が国の国土、特に北海道は急峻な地形を呈しており、山岳部や海岸線の道路には落石からの災害を防止するための防護構造物が数多く建設されている。それらの構造物の一つとして落石覆道（以後、ロックシェッド）が挙げられる。ロックシェッドは、これまで以下の方法¹⁾により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状況に基づいて、落石の規模（落石の大きさ、落下高さ、および落下位置）を決定する。2) 決定された落石規模に対して、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、許容応力度設計法を適用し断面設計を行う、である。

一方、構造物の設計手法は、現在仕様規定を基本とする許容応力度設計法からより合理的な性能規定を基本

とする性能照査型設計法への移行が叫ばれている。これにより、鋼およびコンクリート構造物に関しても性能照査型設計法への移行が進んでいる。このような状況下、現有のロックシェッドは、過去の被災事例²⁾やこれまでの研究成果³⁾から、終局限界耐力に対して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、衝撃荷重を受けるこの種の構造物に関する性能照査型設計法への移行は急務であるものと考えられる。

以上の背景により、筆者らは鉄筋コンクリート (RC) 製ロックシェッドに関する性能照査型耐衝撃設計法の確立を目的に、RC 梁や RC スラブなどの部材単位での重錘落下衝撃実験^{4),5)}や数値解析的研究⁶⁾を継続的に実施してきた。また、2/5 および 1/2 スケール RC 製ロックシェッド模型を製作して重錘落下衝撃実験^{7),8)}や数値解析的研究^{9),10)}も実施している。その結果、RC 梁に関しては、小型から大型に至る矩形断面梁を対象に、入力エネルギー、残留変位あるいは最大変位、静的耐力から構成される性能照査式を提案している¹¹⁾。また、ロックシェッド模型を対象とした研究では、三次元弾塑性有限要素法や三次元動的骨組解析法の適用も提案し¹²⁾、これらの手法が実験結果を大略適切に評価可能であることを明らかにしている。

* 釧路工業高等専門学校 校長
** 寒地土木研究所 総括主任研究員
*** 寒地土木研究所 研究員
**** 室蘭工業大学大学院 講師
***** ETH チューリッヒ工科大学 博士課程研究員

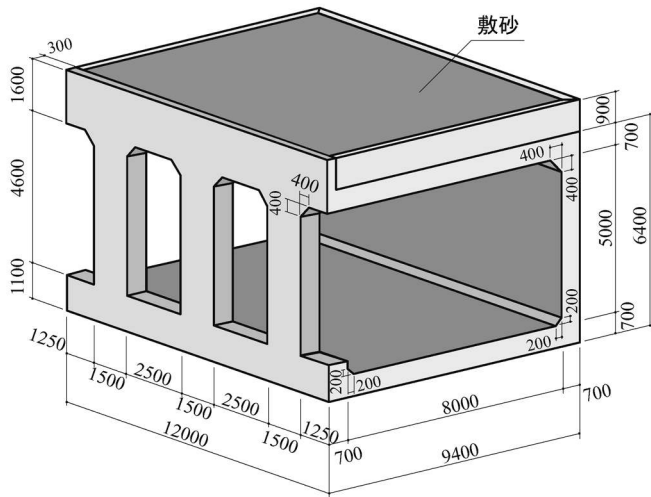


図1 試験体の形状寸法



写真1 試験体の外観

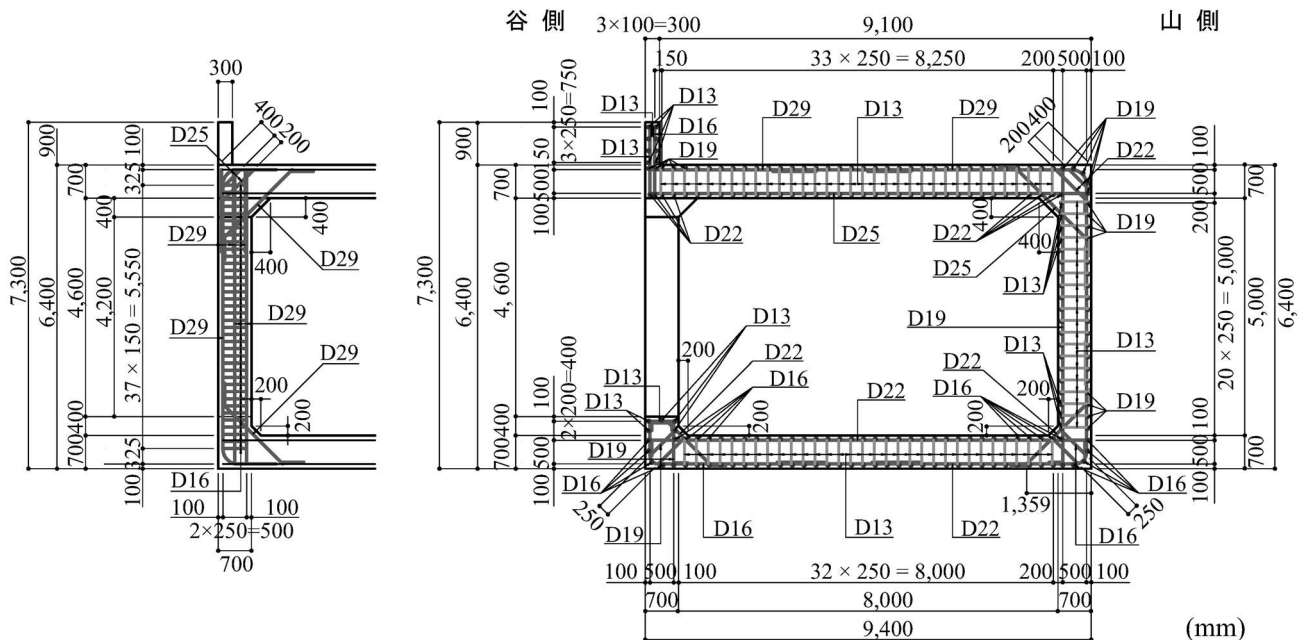


図2 配筋状況

しかしながら、実ロックシェッドを対象とする場合には、重錘（落石）規模に対するロックシェッド模型の寸法効果や衝撃荷重継続時間と構造物の最低次固有振動との関係等が、弾性・弾塑性挙動に複雑に影響するものと推察される。従って、実構造物の挙動性状の把握やそれに対する解析手法の適用性を検証し信頼性の高い設計法を確立するためには、実規模実験を実施することが極めて重要であるものと判断される。

このような観点から、本研究ではRC製ロックシェッドの合理的な性能照査型耐衝撃設計法の確立に向けて、実構造物の各種耐衝撃挙動データを取得することを目的に、実規模RC製ロックシェッドを製作し重錘落下衝撃実験を実施した。本プロジェクトでは、緩衝材や重錘

落下位置、入力エネルギーを変化させた数多くの実証実験を実施している。本論文では、その中の一つとして我が国で最も多く採用されている敷砂緩衝材を用いた場合を対象に、許容応力度設計の基本である弾性衝撃挙動に限定して実験結果を整理し考察を行うこととした。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

(1) 形状寸法および使用材料

図1には、実験に使用したRC製ロックシェッドの形状寸法を、写真1にはその外観を示している。試験体は、全長が12 m、外幅9.4 m、壁高さ6.4 mの箱型構造で

表 1 鉄筋の力学的特性値一覧

材質	呼び径	f_y (MPa)	f_u (MPa)
SD 345	D29	390.9	554.6
	D22	389.6	543.0
	D19	397.1	597.9
	D16	395.9	586.8
	D13	395.5	556.2



写真2 実験状況

ある。内空断面は幅 8 m、高さ 5 m であり、内空の四隅にはハンチを設けている。柱の道路軸方向幅は 1.5 m、部材厚は、頂版、底盤、柱および側壁共に 0.7 m である。

図 2 には、試験体の配筋状況を示している。鉄筋比は実ロックシェッドと同程度としており、頂版下面および上面の主鉄筋（断面方向鉄筋）はそれぞれ D25 を 125 mm 間隔、D29 を 250 mm 間隔（鉄筋比 0.68 %）で配置している。頂版の配力筋は、現行設計と同様に鉄筋量が主鉄筋の 50 % 程度になることを目安に、上面には D19、下面には D22 をいずれも 250 mm 間隔で配置している。側壁の主鉄筋は、外側が D29、内側が D19 鉄筋をいずれも 250 mm 間隔、また配力筋には外側が D19、内側が D13 をいずれも 250 mm 間隔で配置している。底盤の主鉄筋には、上面に D22、下面に D16 鉄筋をいずれも 250 mm 間隔で配置しており、配力筋は上面、下面共に D16 を 250 mm 間隔で配置している。柱の軸方向鉄筋は、内外面に沿って D29 鉄筋を 144 mm 間隔で 10 本、道路軸方向両面には真ん中に 1 本配置している。帯鉄筋は、D16 を中間拘束鉄筋を含め、高さ方向に 150 mm 間隔で配置している。コンクリートのかぶり、いずれの部材も鉄筋からの芯かぶり 100 mm としている。表 1 には、鉄筋の引張試験による力学的特性値一覧を示している。なお、鉄筋の材質は全て SD345 である。

また、コンクリートの設計基準強度は 24 N/mm² であり、実験時の底盤、柱/側壁、頂版コンクリートの圧縮強度は、それぞれ 30.7 N/mm²、30.2 N/mm²、37.9 N/mm² であった。

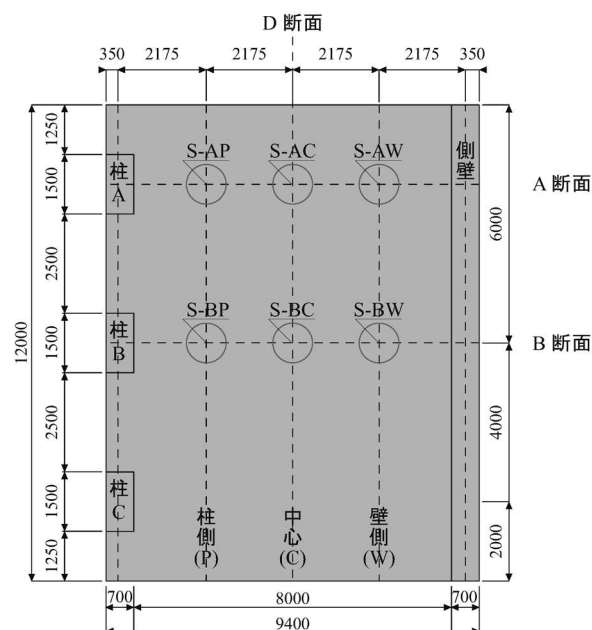


図3 載荷位置

(2) 設計条件

実験に際して製作した実規模ロックシェッドの設計は、落石対策便覧に即して行った。すなわち、二次元骨組解析に基づき作用断面力を算出し、許容応力度設計法にて断面設計を行った。なお、設計落石エネルギーは、以下のようにして決定した。1) 既往の研究等より、許容応力度設計法で設計された頂版の耐荷力は、実限界耐力に対して 20 ~ 30 倍の安全率を有していること、2) 実験の制約（トラッククレーンを使用するため、最大で重錘質量 10 ton、落下高さ 30 m）により、最大落石エネルギーは 3,000 kJ であること、3) 実験において終局限界状態を確認したいことより、試験体の設計落石エネルギーは 3,000 kJ/30（安全率）= 100 kJ とする。実験では、質量 2 ton の重錘を使用することから、設計落石エネルギーに相当する落下高さは 5 m となる。従って、設計落石衝撃力は、落石質量 2 ton、落下高さ 5 m、ラーメの定数を $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$ と設定し、落石対策便覧に即して決定した。

2.2 衝撃実験概要

写真 2 に実験状況を、図 3 には載荷位置を示している。実験は、敷砂緩衝材の厚さを 90 cm とし、各載荷位置に対して質量 2 ton の鋼製重錘をトラッククレーンにより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って行っている。使用した鋼製重錘は、直径が 1.0 m、高さが 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。

実験に使用した敷砂は、アスファルト合材用の細目砂であり、表乾密度は 2.56 g/cm³ である。実験に際しては、型枠をロックシェッド頂版上の外周に設置し、厚さ 30 cm 毎に敷砂を投入し足踏みおよびバケット容量 0.2



写真3 敷砂締固め状況

表2 実験ケース

実験ケース	载荷位置	緩衝工厚さ h_s (mm)	入力エネルギー E_k (kJ)
S-AP S-AC S-AW	AP AC AW	900	40
S-BP S-BC S-BW	BP BC BW		

m^3 のバックホウを1往復させることによって各層毎の締固めを行い（写真3）、所定の厚さである90 cmに成形した。敷砂緩衝材の湿潤密度および含水比の計測は、30 cm毎の締固め終了後に重錘落下点近傍を除く任意の3地点からポン抜きによるサンプリングを行い実施した。各層ごとの湿潤密度および含水比のばらつきは小さく、実験時の敷砂の湿潤密度は平均で 1.56 g/cm^3 、含水比は平均 8.14 % であった。

表2には実験ケースの一覧を示している。本ロックシェットの設計落石条件が落石質量 2 ton、落下高さ 5 m であることから、予備実験として落下高さ 1 m での载荷を実施した。この時の载荷点直下の頂版下縁鉄筋ひずみは 25μ 程度であったことから、弾性領域の実験ケースは落下高さを 2 m と設定した。実験ケース名は、第1文字目に敷砂緩衝材を示す S、第2文字目は载荷断面内の柱番号（A・C が端部柱、B が中央部柱）と道路軸直角方向の载荷位置（P：柱側、C：中央、S：壁側）を組み合わせた記号を付し、それらをハイフンで結んで示している。実験は、入力エネルギーが小さく重錘貫入量も小さいことから、各载荷実験が隣接する载荷位置の敷砂緩衝材に及ぼす影響は小さいものと判断し、全実験ケースを順次連続して実施した。

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：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（測定範囲 $\pm 100 \text{ mm}$ 、応答周波数約 1 kHz）31 台による試験体各点の変位、鉄筋に貼付したひずみゲージ 240 ch による鉄筋ひずみである。また、高速度カメラ 2 台による重錘貫入量も測定している。

衝撃荷重载荷実験時に得られた各種応答波形は、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。また、各波形の高周波成分は 1 ms の矩形移動平均法により処理を行っている。なお、変位成分は、入力エネルギーが小さく応答値の S/N 比が小さいため、正確な値を把握することが困難なことから、本論文の考察からは除外している。

なお、上記により測定されたロックシェット内の鉄筋ひずみは、以下のようにして曲げモーメントおよび軸力に変換した。すなわち、

- 1) 各断面における一対の上下縁あるいは内外縁鉄筋ひずみを用い、ひずみの線形変化を仮定して断面内ひずみ分布を求める、
- 2) 断面分割法を用いて、1) より得られたひずみ分布から各材料の応力-ひずみ特性を考慮して断面内応力分布を求める、
- 3) 軸力は断面内応力の総和から求める。また、曲げモーメントは軸応力成分が断面内に均等に分布しているものと仮定し、その成分を差し引いた曲げ応力成分に関する1次モーメントの総和を求めることにより算出する。

なお、断面分割法に用いたコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ曲線は、土木学会「コンクリート標準示方書・設計編」¹³⁾ に準拠している。また、断面分割は、コンクリートのみの要素と、コンクリートと鋼材からなる要素に分け、各要素を 5 mm 程度に分割した。

3. 実験結果

3.1 各種応答波形

図4、図5には、全実験ケースに関する重錘衝撃力波形および重錘貫入量波形を、写真4には、S-ACにおける重錘貫入状況を高速度カメラ映像より抽出し、5 ms 間隔で示している。図6には、実験ケース S-AC および S-BC における各々 A、B 断面の柱（道路軸方向中央断面）、頂版、側壁部における主鉄筋ひずみ波形を示している。なお、柱および側壁部はいずれも上端部、頂版部は重錘落下点直下の波形である。

図4より、重錘衝撃力波形の性状は、いずれの载荷ケースにおいても、重錘衝突時点から急激に立ち上がるものの大略的には正弦半波状の分布を示し、緩やかに零に漸近している。従って、初期から最大衝撃力到達点までの継続時間よりも、最大衝撃力到達点から衝撃力零までの継続時間が長くなっている。波形性状を詳細に比較すると、最大値に至るまでは端部断面（以後、端部

敷砂緩衝材を設置した実規模RC製ロックシェッドの重錘落下衝撃荷重載荷時における弾性挙動

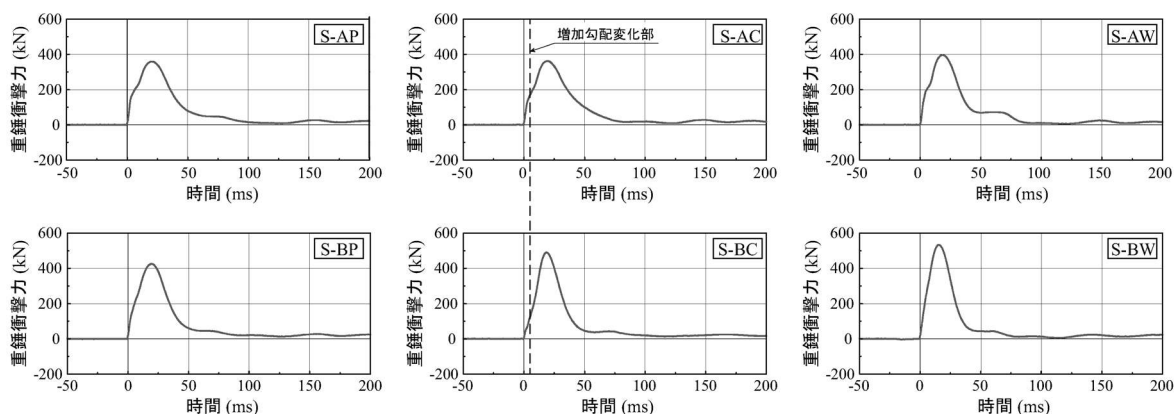


図4 重錘衝撃力波形

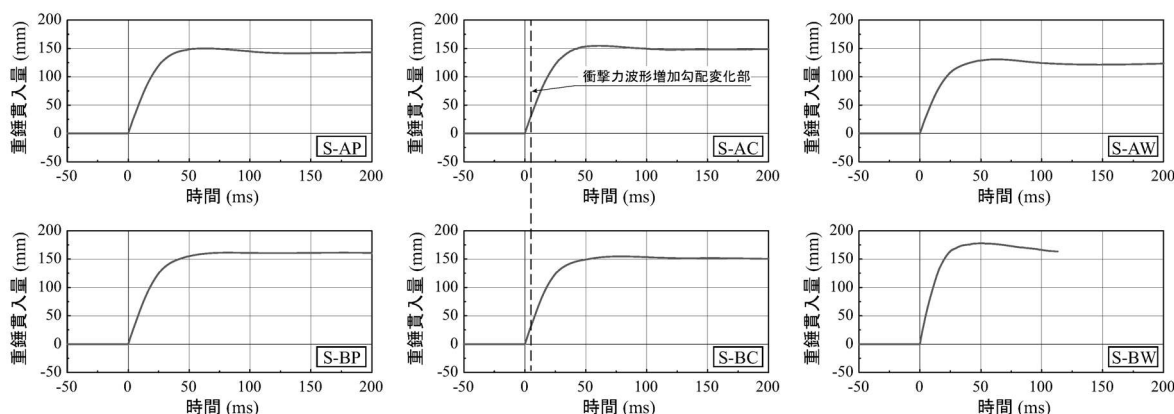


図5 重錘貫入量波形

載荷時 (S-A) と中央断面 (以後、中央部) 載荷時 (S-B) では若干異なっていることが分かる。すなわち、端部載荷時には波形勾配が一度大きく減少しその後再度増加する傾向を示すのに対して、中央部載荷の場合には波形勾配の急激な変化がなく比較的滑らかに最大値に至っている。従って、端部載荷の場合における初期から最大衝撃力到達点までの継続時間は、中央部載荷時よりも若干長い。これは、以下の理由によるものと推察される。すなわち、端部載荷の場合には、載荷点から自由端までの距離が短いために、重錘貫入時に曲げ波の自由端からの反射波が載荷点部に到達するため、載荷点頂版が下方により推移することにより若干除荷傾向を示す。これに対して、中央部載荷の場合には、載荷点から自由端までの距離が遠く、曲げ波の自由端からの反射波の到来が遅いために頂版載荷点の変形が大きく変動しないことにより、重錘との相互作用も小さくなめらかな波形分布を示したものと推察される。このことは、端部載荷時における衝撃力波形の波形勾配が減少する時点での重錘貫入量 (図5) が中央部載荷時の場合に比較して小さいことと対応している。

また、最大重錘衝撃力は、いずれの載荷位置においても中央部載荷時が自由端載荷時よりも大きくなってい

る。これは、中央部載荷時の場合には、自由端の影響が小さいことにより道路軸方向の拘束力が大きいために曲げ剛性が大きく評価され、重錘衝撃力が大きくなるものと推察される。これに対して、端部載荷の場合には、自由端の影響によって中央部載荷時の場合よりも頂版の剛性が小さく評価されることから、最大重錘衝撃力が小さくなるものと推察される。柱側、中央、壁側の載荷位置の違いについて比較すると、自由端載荷および中央部載荷共に壁側載荷時が最も大きい。これは載荷位置が側壁に近いことにより壁の拘束効果がより発揮され、頂版の剛性が最も大きく評価されることによるものと判断される。

重錘衝撃力波形が最大値に到達後の減少過程において、実験ケースが S-AC の場合を除き、50～75 ms の間一定値を示す理由について考察する。一定値を示す時間帯は、重錘貫入量波形 (図5) より、重錘が最大貫入量に達する時刻近傍であることや、鉄筋ひずみ波形 (図6) より、ひずみ値が正負反転している時間帯とほぼ一致することから、重錘がリバウンドに至る過渡的狀態時に頂版が上方に推移することによって衝撃力が励起したことによるものと推察される。明確な衝撃力一定の状況が形成されない実験ケース S-AC の場合には、頂版

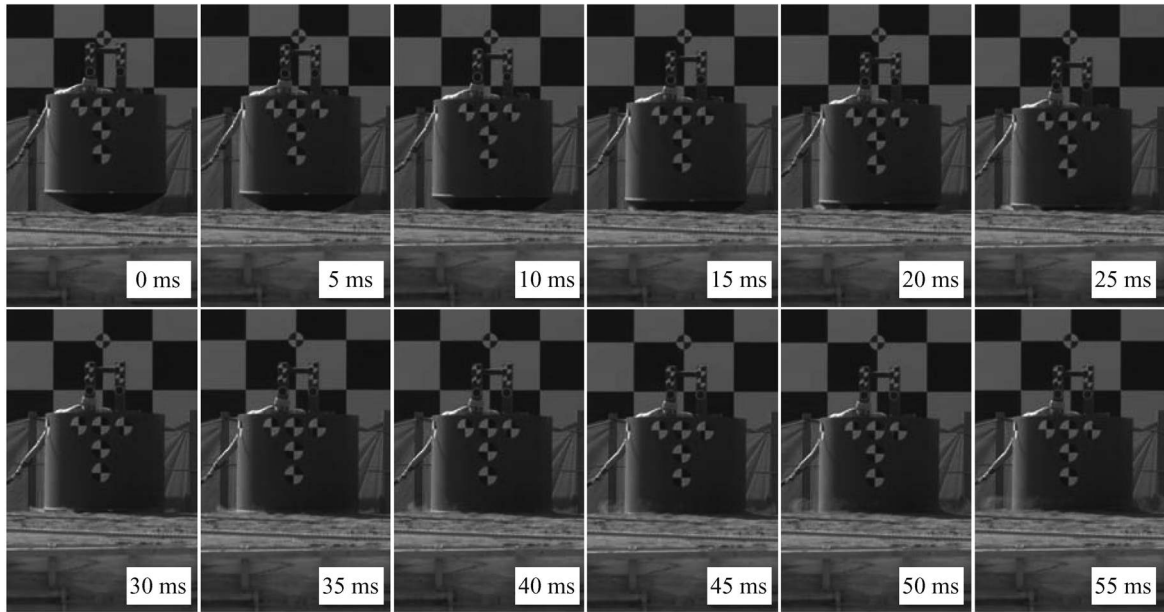


写真4 S-AC の重錘貫入状況

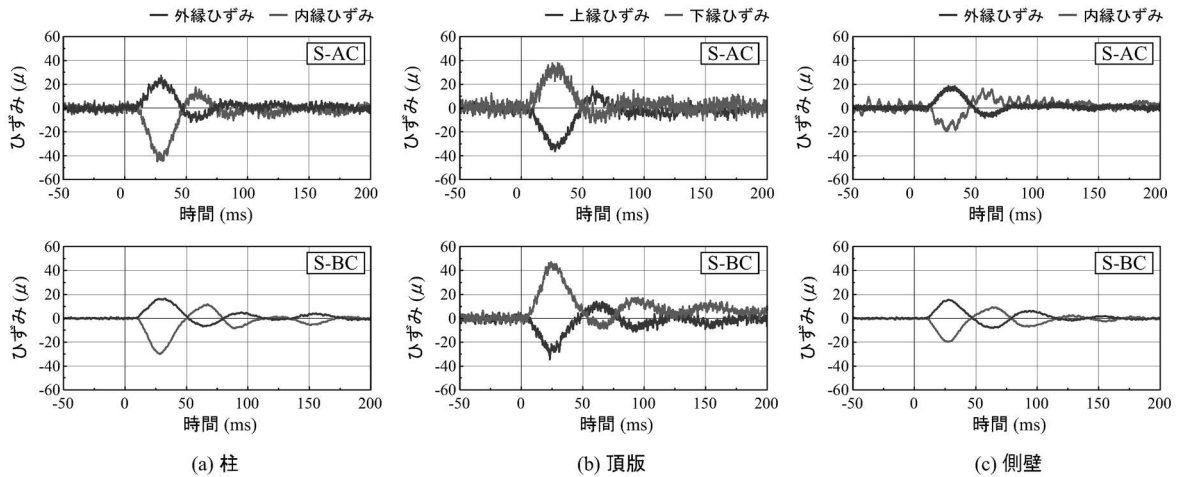


図6 鉄筋ひずみ波形

の曲げ剛性が最も小さく評価され 100 ms 経過後においても重錘が貫入状態にあることより、依然として衝撃力が緩やかに減少する傾向を示している。

図 5 より、重錘貫入量波形はいずれもほぼ同様の性状を示している。すなわち、重錘衝突後ほぼ線形に貫入量が増加し、その後勾配が徐々に緩やかになり最大貫入量に達している。また、貫入量が線形に増加後、貫入の時間勾配が緩やかになる変化点の時刻はいずれのケースも最大重錘衝撃力発生時刻と一致している。

図 6 より、S-AC および S-BC の柱、頂版、側壁各点における鉄筋ひずみ波形は、いずれの場合も重錘衝突時より遅れて励起しており、最大値を示した後交差しながら減衰している。いずれの場合も残留ひずみが発生していないことより、弾性範囲での実験であることが分かる。波形の立ち上がりは、両ケースとも頂版部が重

錘衝突時より数 ms 程度遅れて励起しており、その後数 ms 遅れて柱および側壁部のひずみが励起している。頂版部における立ち上がりの遅れは、重錘衝突時から衝撃力が緩衝材中を伝播し頂版に作用するまでの衝撃力伝播に起因するものであり、後者の時間遅れは載荷点から柱や側壁までの応答時間に起因するものである。

図 7(a) には、全実験ケースの最大重錘衝撃力と最大重錘貫入量を、図 7(b) には頂版上下縁の最大鉄筋ひずみを示している。

図 7(a) より、最大重錘衝撃力は中央載荷が端部載荷よりも大きく、また同一の道路軸直角方向断面では壁側載荷時が中央および柱側載荷時よりも大きいことが分かる。次に、図 7(b) より頂版上下縁の最大鉄筋ひずみは各載荷位置とも上下縁で符号が異なるものの最大値はほぼ同程度である。道路軸直角方向の載荷位置

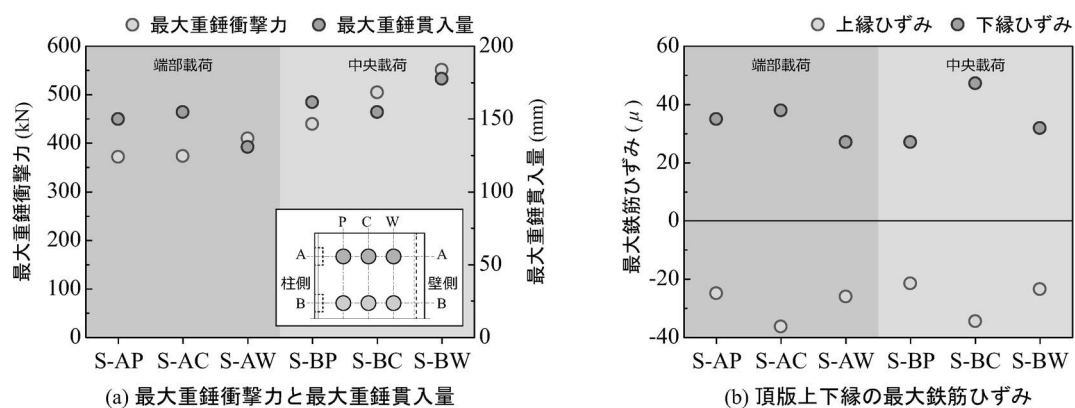


図7 各種最大値

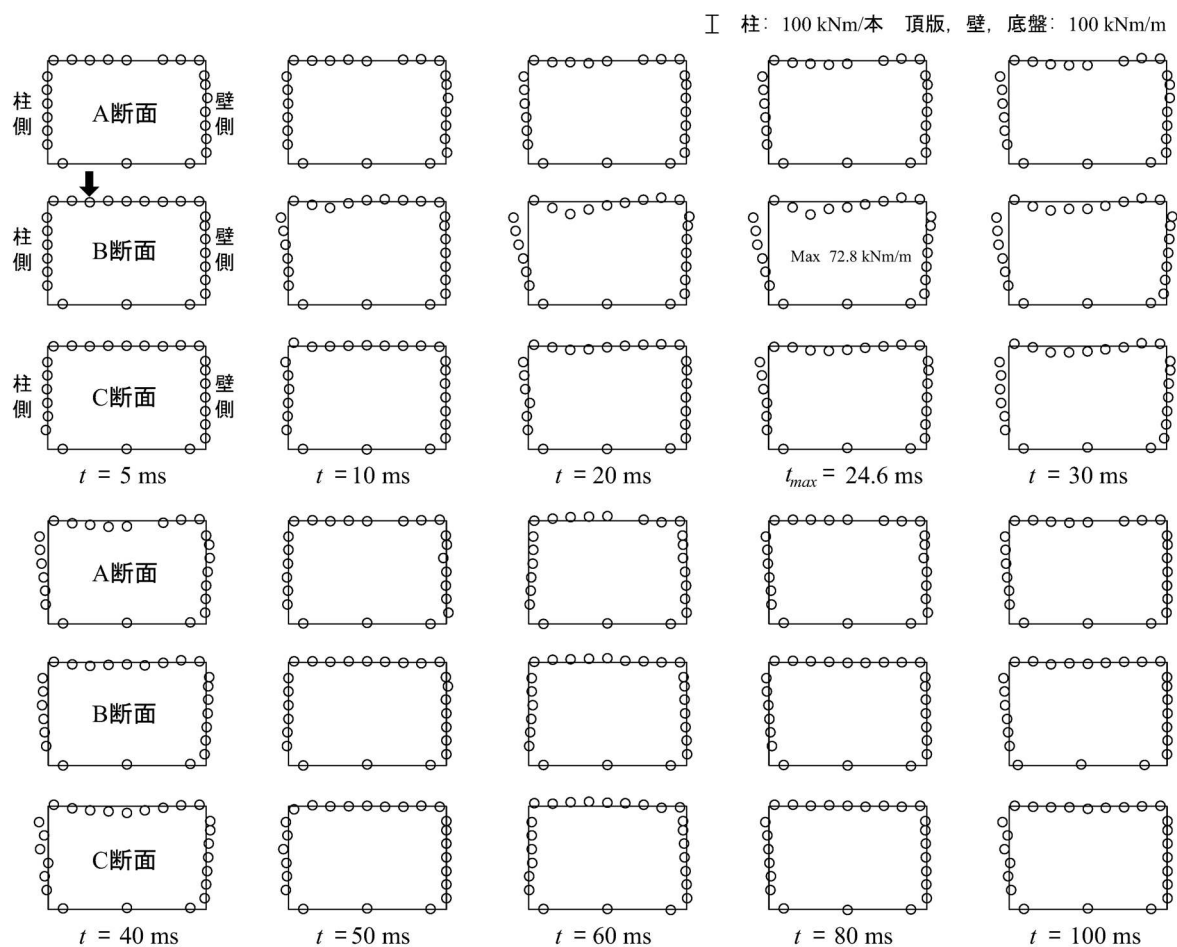


図8 断面方向曲げモーメントの断面内分布に関する経時変化 (S-BP)

では、中央載荷、端部載荷共に断面方向中央載荷である S-AC および S-BC が柱側および壁側載荷に比較して大きく示されている。また、S-AC と S-BC との比較では、下縁鉄筋ひずみは中央載荷である S-BC の場合が端部載荷である S-AC の場合よりも大きく、上縁ひずみは両者で同程度である。これは、中央載荷時の最大重錘衝撃力が端部載荷時よりも大きく、かつ中央載荷時には断面方向両端部の拘束が大きいことにより、引張軸力も励起していることに起因しているものと推

察される。

3.2 曲げモーメントおよび軸力の断面内分布に関する時刻歴分布図

(1) 曲げモーメント

図 8 ～ 図 10 には、実験ケース S-BP/BC/BW における各柱を含む断面方向曲げモーメントの断面内分布に関する経時変化を示している。ここで、各地点の曲げモーメント値は、頂版では上下縁の鉄筋ひずみ、柱およ

工 柱：100 kNm/本 頂版、壁、底盤：100 kNm/m

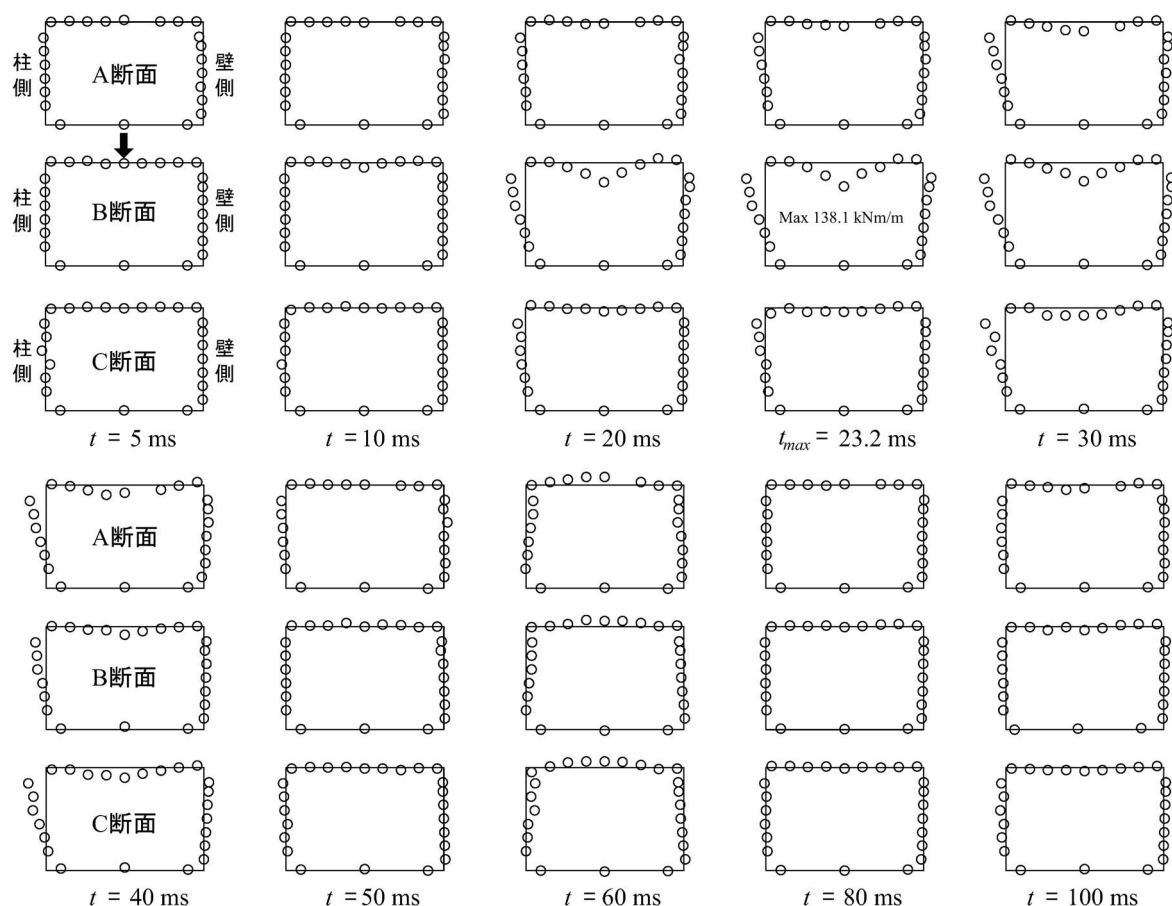


図9 断面方向曲げモーメントの断面内分布に関する経時変化 (S-BC)

び側壁では同一高さの内外縁の鉄筋ひずみ(柱は内外縁各2点の平均ひずみ)を基に軸力成分を除き、全断面有効として算出している。なお、頂版と側壁は単位幅(1 m)当たりの断面力を、柱は全断面当たりの断面力として整理している。時系列分布図は、柱を含む道路軸直角方向断面毎に、重錘衝突時点から5 ms, 10 ms, その後は頂版の最大曲げモーメント発生時を含め10 ms刻みで60 msまで、それ以降は20 ms刻みで100 msまで図化している。

図8より、中央部断面柱側に載荷したS-BPの場合を見ると、B断面では重錘衝突後 $t = 5$ ms以降から載荷点直下の曲げモーメントが増加し始め、時間の経過と共に見かけ上の固定端が側壁側に移動しながら、 $t = 24.6$ msで最大値を示した後、減衰自由振動状態に移行している。一方、柱部の曲げモーメントは、頂版部と同程度の断面力で同様の増加傾向を示しているが、側壁部には大きな断面力は発生せず若干振動状態を呈している程度となっている。また、AおよびC断面の曲げモーメントの時刻歴分布を見ると、両者の時刻歴分布はほぼ同様の分布性状を示しているものの、各部材の曲げモーメント値はB断面に比較して小さく、また最大値発生時刻が遅くなっており、載荷点から構造物全体に波動が伝達していく状況が示されている。

図9より、中央部断面中央点に載荷したS-BCの場合を見ると、B断面では重錘衝突後 $t = 5$ ms時点から載荷点直下の曲げモーメントが増加し始め、若干遅れて柱上部および側壁上部の曲げモーメントが励起している。頂版部曲げモーメントは、 $t = 23.2$ msで最大値を示し、その後減衰自由振動状態に移行している。柱部の曲げモーメントに着目すると、上端で大きく下端に向かってほぼ直線的に減少する分布性状を示しており、最大応答値発生時には下端に若干負曲げが発生している。側壁部については、上部から1/2程度の高さの範囲にモーメントが発生しているが、その値は柱部に比較して小さくかつ減衰も大きい。これは、側壁部は連続しており柱部に比較して曲げ剛性が大きいことによるものと推察される。

次に、AおよびC断面における曲げモーメントの時刻歴分布を見ると、B断面での最大応答値発生時刻までは大きな断面力の発生は見られないもののいずれも緩やかな増加傾向を示し、 $t = 40$ msでは柱、頂版、側壁のいずれの断面においても最大曲げモーメントはB断面よりも大きく示されている。

図10より、中央部断面側壁側に載荷したS-BWの場合には、B断面では重錘衝突後 $t = 5$ ms以降から載荷点直下の頂版部曲げモーメントが増加し始め、 $t = 18.7$

Ⅰ 柱: 100 kNm/本 頂版, 壁, 底盤: 100 kNm/m

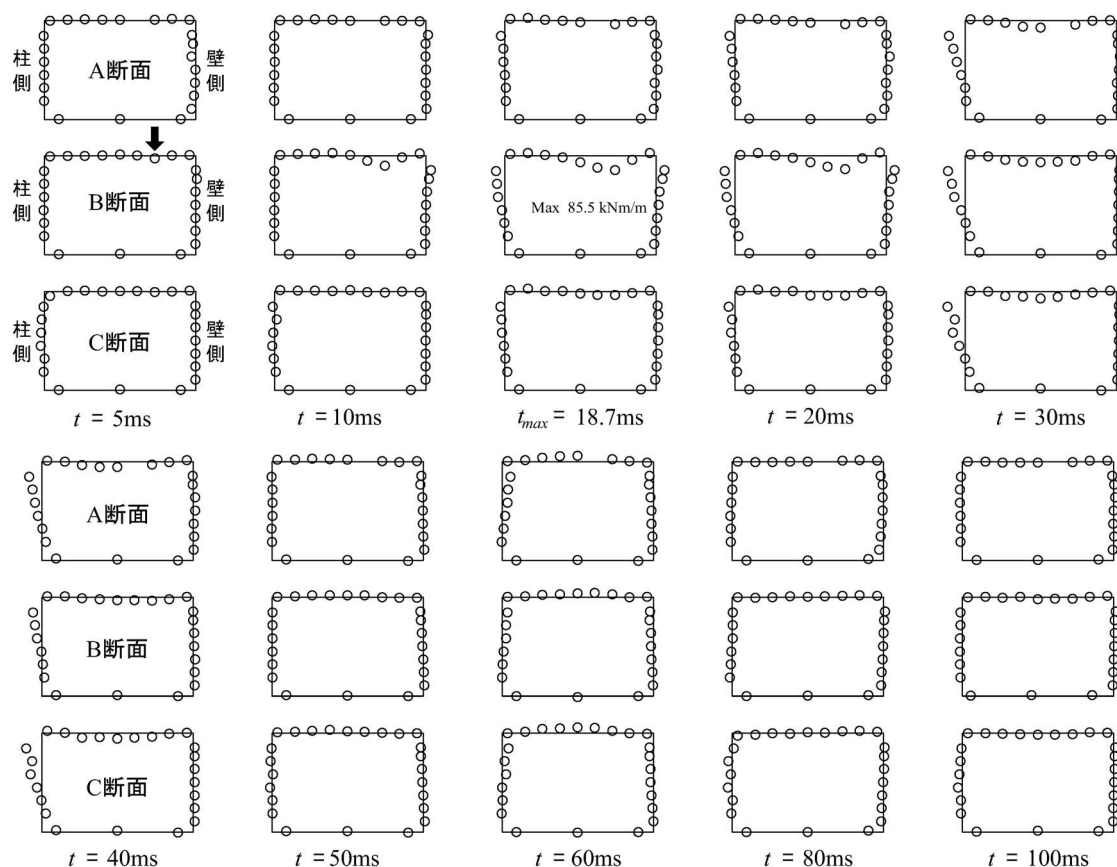


図10 断面方向曲げモーメントの断面内分布に関する経時変化 (S-BW)

msにおいて載荷点直下が最大応答値に達している。その時点では、柱および側壁では静載荷時と類似した分布となっている。最大応答値発生以降の頂版部の曲げモーメント分布は、載荷点直下の応答値が減少すると共に中央載荷時と類似の滑らかな分布性状に移行している。このことに伴い $t = 30 \text{ ms}$ では柱上部の曲げモーメント値は増加し、A, C断面の柱部においてもB断面と同程度の曲げモーメント分布となっている。これは剛性の大きい側壁部が変形後短時間で元の状態に復元することにより断面力が柱方向に大きく伝達されたためと推察される。

図11には、端部断面中央載荷であるS-ACの場合における断面方向曲げモーメントの断面内分布に関する時系列分布を示している。なお、A断面の頂版部において鉄筋ひずみの一部に欠測があり、この部分の断面力は表示されていない。

A断面では、重錘衝突後 $t = 5 \text{ ms}$ 以降より載荷点直下の頂版部曲げモーメントが増加し始め、 $t = 10 \text{ ms}$ 以降では柱部の曲げモーメントも頂版部と共に増加し、 $t = 30.4 \text{ ms}$ において載荷点直下の曲げモーメントが最大値に達している。この時における頂版部の曲げモーメント分布は、柱側端部はピン支持、側壁側端部は固定端のような性状を示しており、柱と側壁の剛性の違いが顕著に示されている。しかしながら、柱部の曲げモーメント

分布は、上端で大きな負曲げが発生し下方に向かってほぼ線形に分布し、下端においても負の曲げが生じており、固定支持の門型骨組と類似した分布となっている。柱側頂版端部曲げモーメントがピン支持に近い値を示していることは、静載荷時と大きく異なった性状である。これは、柱側頂版端部辺が側壁と同様に連続して拘束されていないことが大きく影響しているものと推察される。一方で、柱上端部は頂版端部下面に設置されていることと版厚が 70 cm と相対的に厚いことにより、あたかも接合剛域部が道路軸方向に連続して配置されているように挙動し、剛性も大きく固定端のように作用したものと推察される。

側壁部は $t = 30 \text{ ms}$ 前後で上端近傍部に負曲げが見られるがその値は小さい。

(2) 軸力

図12には、中央部断面中央点載荷であるS-BCの場合における軸力の断面内分布に関する経時変化を示している。図中、骨組図の外側が圧縮軸力、内側が引張軸力を示している。軸力の時系列分布は全体的に曲げモーメント分布よりもばらつきが大きく示されている。これは、本実験が弾性領域での計測であるため鉄筋ひずみの値が非常に小さく、かつ軸力成分が基本的に断面内応力の単純和で評価されることより、ひずみの測定精度がこれに大きく影響しているためと考えられる。従っ

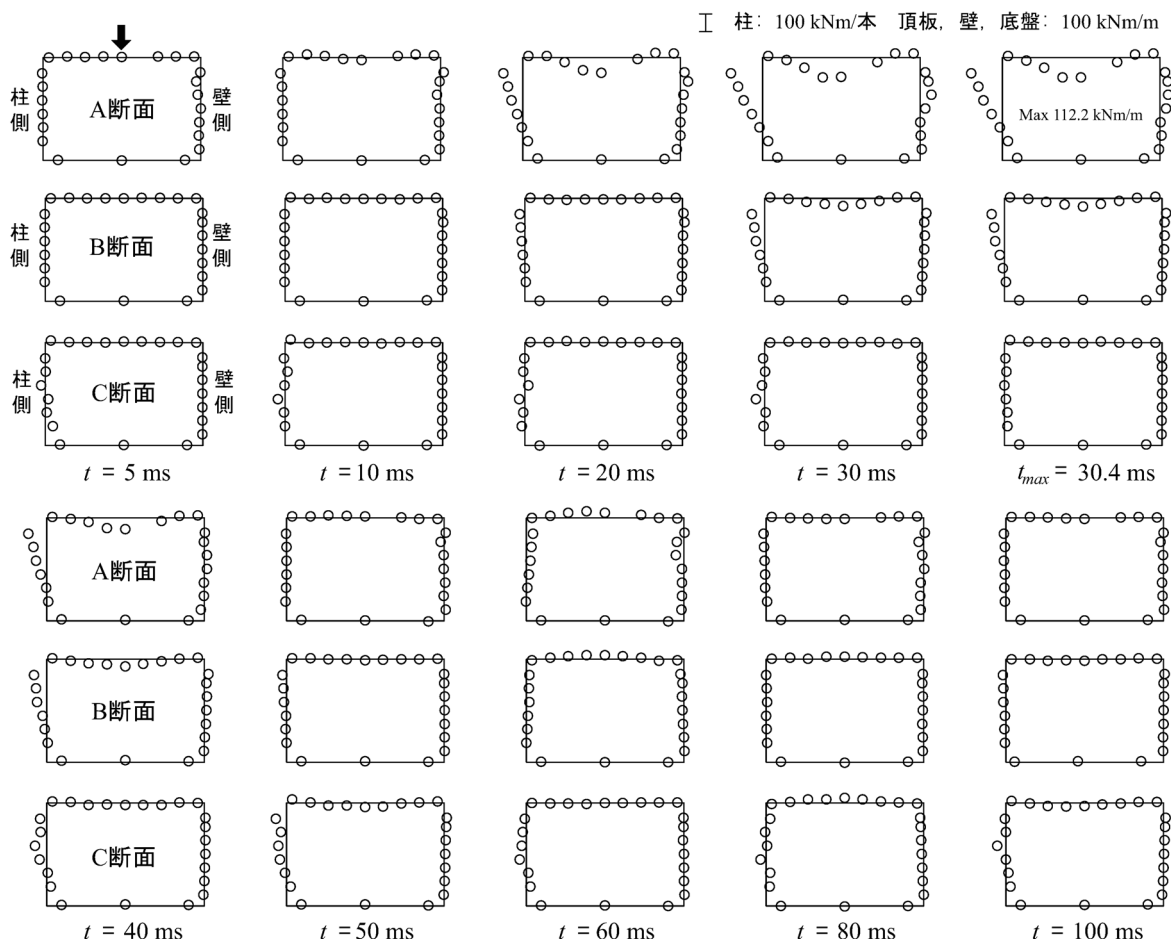


図 11 断面方向曲げモーメントの断面内分布に関する経時変化 (S-AC)

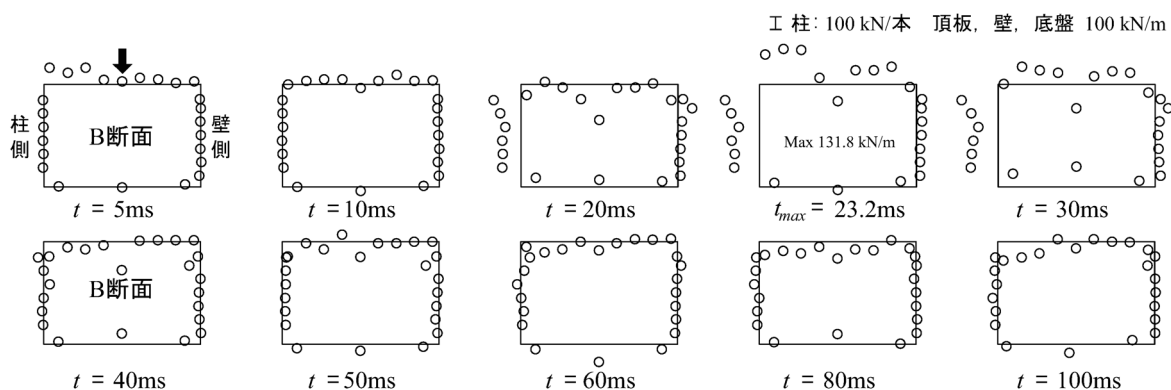


図 12 軸力の断面内分布に関する経時変化 (S-BC)

て、ここでは軸力分布の定性的な応答性状についてのみ検討を行うこととする。

重錘落下断面である B 断面の軸力分布より、 $t = 10 \text{ ms}$ において頂版の載荷点直下では引張軸力が発生し、 $t = 20 \text{ ms}$ ではさらに広域かつ値も増加し、ほぼ頂版全体に引張軸力が発生している状況が示されている。一方、柱および側壁部では、上端部で若干大きいものの下部に向かってほぼ一様な圧縮軸力を示す傾向を示している。柱と側壁部の値を比較する

と、側壁部の値は小さい。最大曲げモーメント発生時である $t = 23.2 \text{ ms}$ 時点では、柱および側壁部における圧縮軸力はさらに増加し、一方で頂版部は載荷点直下を除いて圧縮軸力に推移している。その後、各断面の軸力は時間の経過とともに徐々に減少している。

3.3 道路軸方向断面の断面力時系列分布図

図 13、図 14 には、それぞれ中央部断面中央点載荷である S-BC の場合における頂版中央部の断面／道路

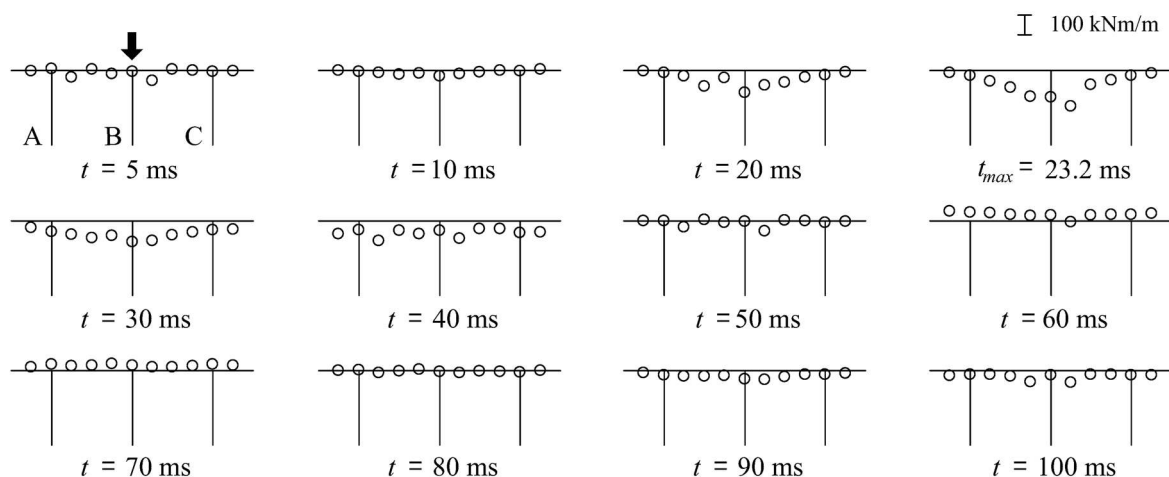


図 13 頂版中央部における断面方向曲げモーメントの道路軸方向分布に関する経時変化 (S-BC)

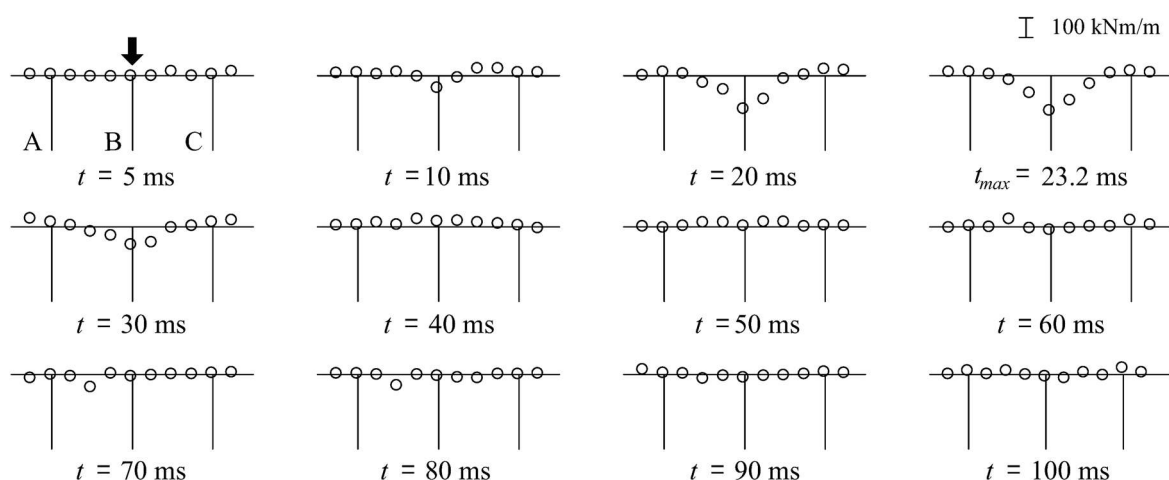


図 14 頂版中央部における道路軸方向曲げモーメントの道路軸方向分布に関する経時変化 (S-BC)

軸方向曲げモーメントに関する道路軸方向分布の経時変化を示している。

図 13 より、断面方向曲げモーメントに関しては、 $t = 5$ ms 以降より載荷点直下に曲げモーメントが発生し、時間の経過と共に載荷点直下を最大とする大略左右対称の比較的滑らかな分布性状を示している。 $t = 23.2$ ms で最大曲げモーメントが発生した後、減衰自由振動状態に移行しているが、曲げモーメントは自由端近傍まで発生しており、中央部断面中央点載荷時には構造物全体で衝撃荷重に抵抗していることが分かる。

図 14 より、道路軸方向曲げモーメント分布は、 $t = 10$ ms において載荷点直下を最大とする弾性基礎上の梁に集中荷重が作用した場合と類似の分布性状を示しており、載荷点から離れた領域は負曲げの状態となっている。その後、時間の経過とともに載荷点直下の曲げモーメントは増加し、負曲げの領域は自由端方向に推移しており、 $t = 23.2$ ms 時に載荷点直下の曲げモーメントが最大となっている。最大応答値到達後は減衰自由振動状態へと移行するが、 $t = 40$ ms ではリバウンドに

より載荷点部を中心として頂版全体に負曲げが発生している。図 13 の断面方向曲げモーメント分布が比較的滑らかな分布性状を示すのに対して、図 14 の道路軸方向曲げモーメント分布が載荷点部に集中する性状を示すのは、道路軸方向の配力筋が断面方向鉄筋の 50 % 程度となっていることや、対辺が固定支持と類似した性状を示し両端が自由端となっていることが主な要因であると推察される。

図 15、図 16 には、それぞれ端部の中央点載荷時である S-AC の場合における頂版中央部の断面／道路軸方向曲げモーメントに関する道路軸方向分布の経時変化を示している。

図 15 より、断面方向曲げモーメントは、 $t = 20$ ms において A 断面を中心に自由端を含めて一様な分布を示し他端に向かってほぼ線形に減少している。その後、時間の経過と共に全体が増加傾向を示し、 $t = 30.4$ ms に載荷点で最大応答値を示す。最大値到達後は、正と負曲げを交番する減衰自由振動状態となっている。

図 16 より、道路軸方向曲げモーメント分布は、 $t =$

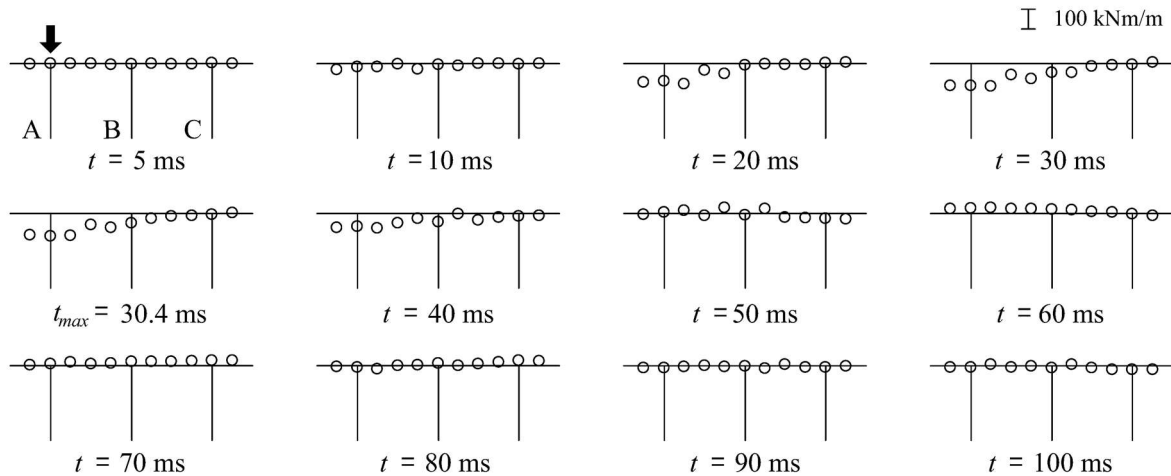


図 15 頂版中央部における断面方向曲げモーメントの道路軸方向分布に関する経時変化（S-AC）

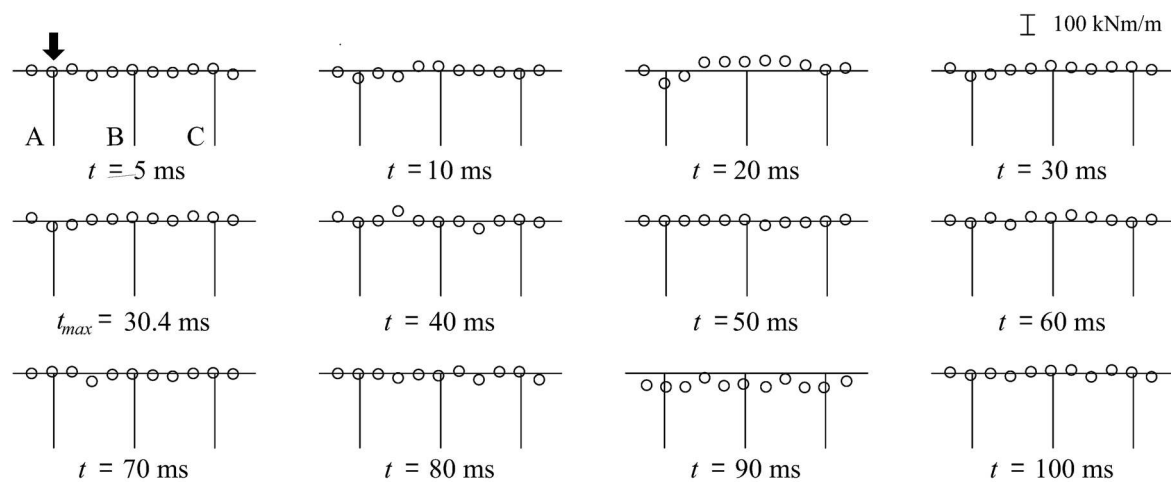


図 16 頂版中央部における道路軸方向曲げモーメントの道路軸方向分布に関する経時変化（S-AC）

20 ms 前後で載荷点で最大曲げを示し、近傍の自由端部では零モーメント、他端に向かっては中央断面載荷時と同様に弾性基礎上梁の曲げモーメント分布と類似した分布性状を示している。その後は減衰の大きい自由振動状態を呈していることが分かる。

4. まとめ

本研究では、RC 製ロックシェッドの性能照査型耐衝撃設計法の確立に向けて、実構造物の各種耐衝撃挙動データを取得することを目的に、実規模 RC 製ロックシェッドを用いた重錘落下衝撃実験を実施し、敷砂緩衝材を用いた場合を対象に、許容応力度設計の基本である弾性衝撃挙動に限定して実験結果を整理し考察を行った。

本研究により得られた結果を整理すると、以下のよう

- (1) 本実験での締固め方法による敷砂のラーメ定数は、平均で $1,330 \text{ kN/m}^2$ であった。

- (2) 最大重錘衝撃力は頂版の曲げ剛性に依存し、曲げ剛性が大きく評価される中央点載荷の場合には曲げ剛性が小さく評価される端部載荷時よりも大きく、道路軸直角方向に関しては柱側より拘束力が大きい側壁側載荷の場合が大きくなる。
- (3) 弾性領域における断面力分布は、鉄筋ひずみの計測データを用いることによって大略把握することができる。
- (4) 頂版の断面方向曲げモーメントは静荷重載荷時とは異なり、柱側端部はピン支持、側壁側端部は固定端のように分布することが明らかになった。但し、柱部や側壁部は静荷重載荷時に類似した分布となる。
- (5) 中央断面中央点載荷時には構造物全体で衝撃力に抵抗しているのに対して、自由端近傍載荷時には構造物の 1/2 程度の領域で衝撃力に抵抗している。

今後は、塑性領域における実験データの整理および実験データを対象とした各種数値解析を実施し、ロックシ

ェットの性能照査型耐衝撃設計法の確立に向けた検討を推進したいと考えている。

謝辞

本研究プロジェクトは、(独) 土木研究所寒地土木研究所とスイス連邦工科大学チューリッヒ校との国際共同研究とし、さらに国内にあつては寒地土木研究所が設置した検討委員会(釧路工業高等専門学校、室蘭工業大学、名古屋工業大学が参画) として推進されたものである。本研究の企画立案と推進に当たり、熱心に御議論頂いたスイス連邦工科大学チューリッヒ校の T.Vogel 教授、室蘭工業大学小室雅人准教授、名古屋工業大学前田健一教授に感謝の意を表す。また、論文の取りまとめにあたり、室蘭工業大学構造力学研究室の佐伯侑亮君を始めとする学生諸君に多大なるご支援を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6
- 2) 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
- 3) N. Kishi, S. Okada, H. Konno : Numerical Impact Response Analysis of Rockfall Protection Galleries, Structural Engineering International, Vol.37, No.1 pp.103-113, 2009
- 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, 2006.7
- 5) 岸 徳光，西 弘明，今野久志，牛渡裕二，保木和弘：2 辺支持大型 RC スラブに関する重錘落下衝撃実験：構造工学論文集，Vol.57A, pp.1181-1193, 2011.3
- 6) 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
- 7) 山口 悟，岸 徳光，今野久志，西 弘明：敷砂緩衝材を有する RC 製ロックシェット模型に関する衝撃載荷実験，構造工学論文集，Vol.56A, pp.1149-1159, 2010.3
- 8) 西 弘明，岸 徳光，牛渡裕二，今野久志，川瀬良司：敷砂緩衝材を設置した 1/2 縮尺 RC 製ロックシェット模型の重錘落下衝撃実験，構造工学論文集，Vol.57A, pp.1173-1180, 2011.3
- 9) 岸 徳光，牛渡裕二，今野久志，山口 悟，川瀬良司：重錘落下衝撃荷重を受ける 1/2 スケール RC 製ロックシェット模型に関する数値解析的検討，構造工学論文集，Vol.58A, pp.1029-1040, 2012.3
- 10) 今野久志，岸 徳光，山口 悟，牛渡裕二：載荷位置を変化させた 1/2 縮尺 RC 製ロックシェット模型の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討，コンクリート工学論文集，Vol.34, No.2, pp.673-678, 2012.6
- 11) 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
- 12) 牛渡裕二，今野久志，小室雅人，保木和弘，岸 徳光：RC 製ロックシェットに関するファイバー要素を用いた三次元骨組動的応答解析法の適用性検討，構造工学論文集，Vol.59A, pp.1008-1016, 2013.3
- 13) (社) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，2007.3