

## 既設落石防護構造物の補修・補強技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 24～平 27

担当チーム：寒地構造チーム

研究担当者：西 弘明、今野久志、荒木恒也、山澤文雄

## 【要旨】

本研究は、既設落石防護構造物の健全度や耐荷力を評価する技術、さらには必要な耐荷力を付与するための合理的な補修・補強技術を開発することを目的としている。

既設落石防護構造物の耐荷力評価技術の提案に関する研究では、実規模 RC 製ロックシェッド模型を製作し、緩衝材として敷砂、碎石および三層緩衝構造(TLAS)の 3 種類を用いた場合について重錘落下衝撃載荷実験を実施し、緩衝材が異なる場合における作用衝撃力の把握と弾性領域から終局に至るまでの耐衝撃挙動データを取得した。

既設落石防護構造物の補修・補強技術に関する研究では、RC 製ロックシェッド頂版部の補修・補強工法としてアラミド繊維 (AFRP) シート接着工法に着目し、その適用性の基礎検討として敷砂緩衝材を設置し AFRP シート接着を施した扁平 RC 梁に対する重錘落下衝撃実験を実施し、補強効果を把握した。また、重錘落下衝撃実験後の損傷を有する実規模 RC 製ロックシェッド模型を対象に AFRP シート接着を施し、再度重錘落下衝撃実験を実施し耐衝撃挙動を把握するとともに三次元動的骨組解析の耐衝撃補強設計における解析ツールとしての適用可能性を示した。

キーワード：緩衝材、RC 製ロックシェッド、扁平 RC 梁、AFRP シート、補修・補強、三次元動的骨組解析

## 1. はじめに

大規模地震あるいはその後の降雨等の影響により多くの落石災害が発生し、道路網が寸断されるなど地域生活に大きな影響を与えている。今後、既往の道路防災総点検結果や震後点検結果を受け、防災対策工検討が実施されることになる。ここで、設計想定最大荷重に満たない落石等により損傷した対策工の再使用性の判断は難しい状況にある。既存ストックを有効活用しつつ、効率的・効果的に安全性向上を図り、落石災害に対する減災・防災強化事業を着実に推進していくことが求められている。このような背景のもと、本重点研究では、既設落石防護構造物の耐荷力を評価する技術、さらには必要な耐荷力を付与するための合理的な補修・補強技術を開発することを目的としている。

既設落石防護構造物の耐荷力評価技術の提案に関する研究では、実規模 RC 製ロックシェッド模型を製作し、緩衝材として敷砂、碎石および三層緩衝構造 (TLAS) の 3 種類を用いた場合について重錘落下衝撃載荷実験を実施し、弾性領域から終局に至るまでの耐衝撃挙動データを取得した。

既設落石防護構造物の補修・補強技術に関する研究では、RC 製ロックシェッド頂版部の補修・補強工法と

してアラミド繊維 (AFRP) シート接着工法に着目し、その適用性の基礎検討として敷砂緩衝材を設置し AFRP シート接着を施した扁平 RC 梁に対する重錘落下衝撃実験等を実施し、その補強効果を把握した。また、過年度に衝撃実験を実施した実規模 RC 製ロックシェッド模型に AFRP シート接着を施し、再度重錘落下衝撃実験を実施し耐衝撃挙動および三次元動的骨組解析の耐衝撃補強設計における解析ツールとしての適用可能性を示した。

## 2. 各種緩衝材を使用したロックシェッドの作用衝撃力と耐衝撃挙動の検討

## 2.1 概要

実規模 RC 製ロックシェッド模型を製作し、緩衝材として敷砂、碎石および三層緩衝構造(TLAS)の 3 種類を用いた場合について重錘落下衝撃載荷実験を実施し、弾性領域から終局に至るまでの耐衝撃挙動データを取得した。

## 2.2 実験概要

## 2.2.1 試験体概要

図-1 には、実験に使用した RC 製ロックシェッド模型の形状寸法を、写真-1 にはその外観を示している。

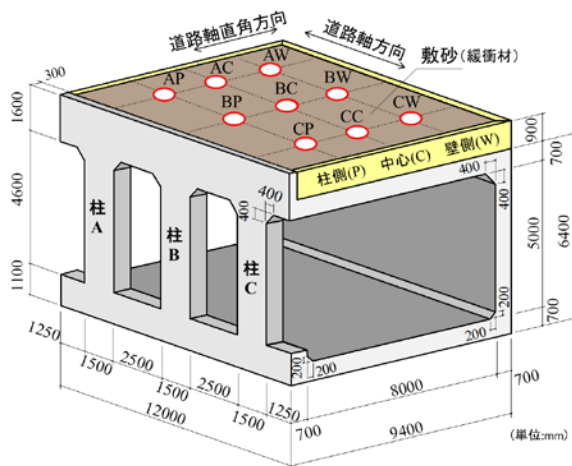


図-1 試験体の形状寸法および荷重位置



写真-1 試験体の外観

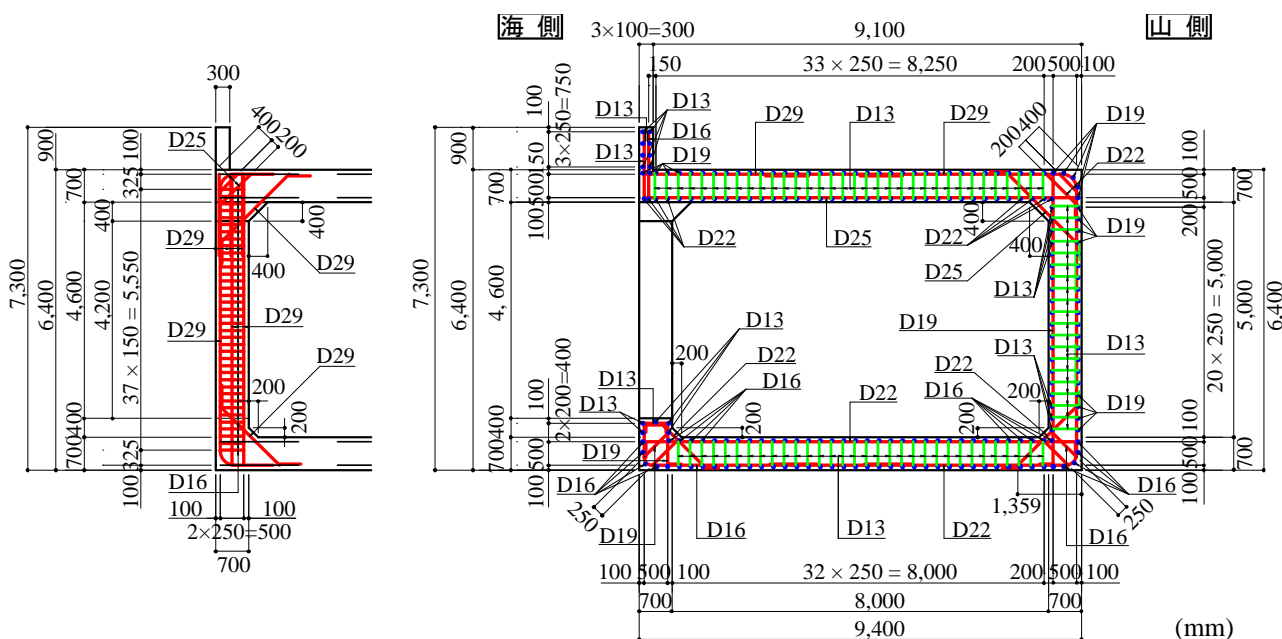


図-2 配筋状況

試験体は、道路軸方向の長さが12 m、外幅 9.4 m、壁高さ 6.4 m の箱型構造であり、内空断面は幅 8 m、高さ 5 m で、頂版、底版、側壁、柱の厚さはいずれも 0.7 m である。柱の道路軸方向の長さは 1.5 m、内空の四隅にはハンチを設けている。

図-2 には、試験体の配筋状況を示している。鉄筋比については一般的な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軸方向鉄筋比についてはそれぞれ D25 を 125 mm 間隔および D29 を 250 mm 間隔（鉄筋比 0.68 %）で配置している。頂版の配筋については、現行設計と同様に鉄筋量が軸方向鉄筋の 50 % 程度を目安に、上面が D19、下面が D22 をいずれも 250 mm 間隔で配置している。壁の断面方向鉄筋は、外側が D29、内側が D19 をいずれも 250 mm 間隔で配置している。底盤の断面方向鉄筋は、上面が

D22、下面が D16 をいずれも 250 mm 間隔で配置している。柱の軸方向鉄筋は、外側、内側共に D29 を 144 mm 間隔で 10 本、道路軸方向の両面は D29 を 250 mm 間隔で配置している。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として 100 mm としている。表-1 に鉄筋の引張試験による力学的特性値を示す。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/mm<sup>2</sup> であり、実験時の底版、柱/壁、頂版の圧縮強度はそれぞれ、30.7 N/mm<sup>2</sup>、30.2 N/mm<sup>2</sup>、37.9 N/mm<sup>2</sup> であった。

試験体の設計に用いる入力エネルギー  $E_k$  (落石衝撃力) の決定に際しては、以下を考慮した。

1) 既往の研究等より許容応力度法で求めた耐荷力は、

表-1 鉄筋の力学的特性値一覧

材質	呼び径	引張降伏強度 $f_y$ (MPa)	引張強度 $f_u$ (MPa)
SD345	D29	390.9	554.6
	D22	389.6	543
	D19	397.1	597.9
	D16	395.9	586.8
	D13	395.5	556.2

実際の限界耐力に対して 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  $m=10$  ton、落下高さ  $H=30$  m) より最大入力可能エネルギーは  $E_{max}=3,000$  kJ であること、
- 3) 実物大実験による性能照査<sup>1)</sup>として、実物による実際の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  $E_k$  は、 $E_k=3,000$  kJ/30 (安全率) = 100 kJ とした。

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。設計落石条件 2 ton、5 m を基に落石対策便覧に示されている衝撃力算定式により設計落石衝撃力を算定した。すなわち、

- 4) 試験体延長  $L=12.0$  m (図-1) に対し、図-3 に示す柱間隔 ( $L_c=4.0$  m) を道路軸方向の有効幅  $L_e$  として二次元静的骨組にモデル化する。

- 5) 落石衝撃力を落石対策便覧における振動便覧式より以下のように算出する。ただし、構造物に入力する設計荷重はラームの定数として、道路防災工調査設計要領(案)落石対策編<sup>2)</sup>を参考に、 $\lambda=8,000$  kN/m<sup>2</sup>、割増係数  $\alpha=1$  とした。

$$P = 2.108 \cdot (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot h^{3/5} \cdot \alpha \quad (1)$$

$$= 2.108 \times (2 \times 9.8)^{2/3} \times 8,000^{2/5} \times 5^{3/5} \times 1$$

$$= 1,466 \text{ (kN)}$$

ここに、 $P$ : 落石衝撃力 (kN)、 $m$ : 重錘質量 (ton)、 $g$ : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)、 $\lambda$ : ラームの定数 (kN/m<sup>2</sup>)、 $h$ : 落下高さ (m)、 $\alpha$ : 砂層厚と落石直径の比から決定される割増し係数である。

- 6) 敷砂緩衝工の衝撃力分散角度は落石対策便覧に準拠し、図-4 に示すように敷砂層厚に対して 1:0.5 (緩衝工の厚さと衝撃力分布幅の増分の比率) の範囲に円形状に等分布するものと設定し、さらに円形状と同一面積の正形状に等分布荷重を置き換えて、作

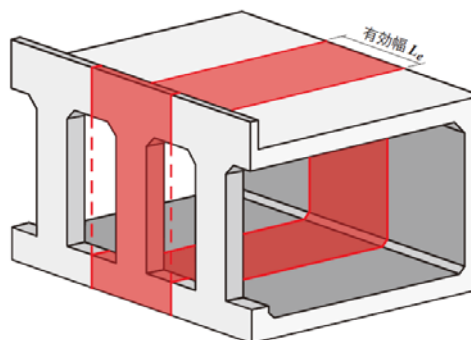


図-3 許容応力度法による有効幅の考え方

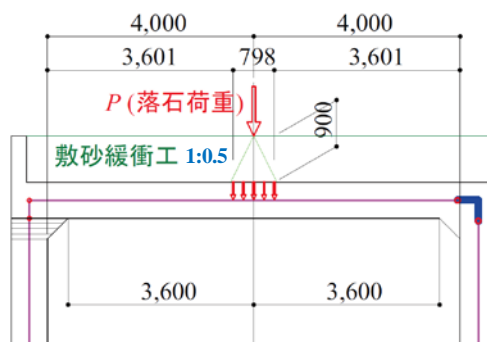


図-4 落石衝撃力の入力方法

表-2 実験ケースと載荷点頂版変位量

No	実験ケース	緩衝材	載荷位置	重錘質量(t)	落下高さ(m)	入力エネルギー(kJ)	載荷点最大変位(mm)	載荷点残留変位(mm)	
1	S-BC-E20	砂	BC	2	1	20			
2	S-BW-E40		BW		2				40
3	S-BP-E40		BP						
4	S-BC-E40		BC						
5	S-AC-E40		AC						
6	S-AW-E40		AW						
7	S-AP-E40		AP						
8	G-AW-E20	碎石	AW	2	1	20			
9	G-AC-E20		AC		2				40
10	G-AP-E40		AP						
11	G-AC-E40		AC						
12	G-BC-E40		BC						
13	G-BW-E40		BW						
14	G-BP-E40		BP						
15	G-CW-E40		CW						
16	G-CC-E250	CC	5	5	250	6.3	1.2		
17	T-BC-E3,000	三層	BC	10	30	3,000	9.1	1.4	
18	T-CC-E3,000		CC				9	0.8	
19	S-AC-E250	砂	AC	5	5	250	4.6	0.4	
20	S-BC-E1,500		BC						10
21	G-BC-E1,500	碎石	BC	10	15	1,500	27.4	5.1	
22	G-AC-E1,500		AC				37.1	9.7	
23	G-CC-E3,000		CC				30	3,000	76.1

用するものと設定した。

7) 落石衝撃力の入力方法は図-4 に示す二次元静的骨組解析の道路軸直角方向中央部に载荷させることにより作用断面力を算出し、許容応力度法にて断面設計を行うものである。

### 2.2.2 実験方法

実験は1つの試験体に対して、表-2 に示す実験 No の順番で順次、弾性域実験の後、塑性域実験を実施している。各実験ケースを分かりやすくするために、緩衝材の種類 (S: 敷砂、G: 碎石、T: TLAS)、図-1 に示す重錘载荷位置として、柱の位置を示す A、B、C と柱側、中央、壁側を示す、P、C、W に、重錘質量と重力加速度、落下高さを乗じ求められる入力エネルギー E (kJ) をハイフンで結び簡略化して示している。ここでは、敷砂と碎石緩衝材、TLAS の実験について考察している。

実験は、トラッククレーンを用いて弾性域の場合には 2ton の重錘を、塑性域の場合には 5 ton、10 ton 重錘を所定の高さまで吊り上げ、着脱装置を介して自由落下させることにより実施している。衝撃载荷実験は表-2 に示す落下高さの低い方から順次载荷する、漸増繰返し载荷法により行った。2、5 ton 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 ton 重錘は、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。

### 2.2.3 緩衝材

ロックシェッドの設計では新設時のほか、既設ロックシェッドの現有耐荷力評価に際しては、緩衝材としてどのような材料を使用するかによって設計落石衝撃力が異なる。特に既設ロックシェッドでは、現地発生土を緩衝材として利用する機会が多いことから、北海道内の既設ロックシェッド頂版上の緩衝材実態調査を実施した。その結果<sup>3)</sup>を以下に要約する。

- 1) 既設ロックシェッドの緩衝材の多くは現地発生土の礫質土である。
- 2) 礫質土緩衝材の締固め度は平均で 92% と非常に強固に締固まっている。

以上より、既設ロックシェッドの耐荷力評価のためには現地発生土と同様な礫質土を用い、緩衝材として非常に強固に締固めた状態で実験を実施しなければ、作用衝撃力に関しての有用な実験結果が得られないことが分かった。

碎石緩衝材には、上記の既設ロックシェッド頂版上の礫質土緩衝材の粒度分布と同様で、粒度分布 (13.2

表-3 緩衝材の物性値

緩衝材	産地	分類	粗粒率	最大乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	最適含水比(%)
敷砂	知津狩	細砂	1.37	1.516	18.8
碎石	見晴	切込碎石	5.43	2.175	6.1

mm、2.36 mm、0.6 mm のふるい通過率がそれぞれ 60.8%、26.7%、14.3%) の小樽市見晴産の碎石 (0~30 mm 級) を選定<sup>3)</sup>し、使用した。

実験に使用した敷砂緩衝材はこれまでの実験<sup>3,4,5,6,7)</sup>と同一産地とし、砂は石狩市知津狩産の細砂を使用した。粒度試験結果は、0.6、0.3、0.15、0.075 mm のふるい通過率がそれぞれ 98、60、5、1% となっている。本実験に使用した碎石と敷砂緩衝材の物性値を表-3 に示す。

設置方法は、敷砂緩衝材の場合には、従来の実験と同様に厚さ 30cm 毎に敷砂を投入し足踏みおよびバケツ容量 0.2m<sup>3</sup> のバックホウを 1 往復させることによって各層ごとの締固めを行い、所定の厚さである 90cm に成形した。碎石緩衝材も敷砂緩衝材と同様に 30cm 毎に碎石を投入し、既設ロックシェッドの礫質土緩衝材の密実な状態での実験と同様となるように、タンピングランマーを複数台使用し、縦横それぞれ 1 往復以上転圧を行った。

### 2.2.4 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、200 G、500 G、1000 G、応答周波数はそれぞれ DC~2.0 kHz、3.5 kHz、5 kHz および 7kHz) 4 個による重錘衝撃力、2) 非接触型レーザ式変位計 (LVDT、測定範囲±100 mm、応答周波数約 1kHz) 31 台による内空変位、3) 鉄筋に貼付したひずみゲージ 240ch による鉄筋ひずみ、4) 高速度カメラ 2 台による重錘貫入量である。高速度カメラ撮影は有効画素数 1,024×1,024、フレームレート 1,000 コマ (枚) / 秒 (1ms (1/1,000 秒)) とし、デジタルデータレコーダと同期を行っている。衝撃実験時の各種応答波形については、サンプリングタイム 0.1ms 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については 1ms の矩形移動平均法 (サンプリングタイム間隔における重み付け平均をとり、データを平準化) により処理を行っている。また、塑性域の各実験ケースの終了後には、試験体のひび割れ状況を撮影している。

## 2.3 実験結果と考察

### 2.3.1 敷砂または碎石を用いた塑性域実験の比較

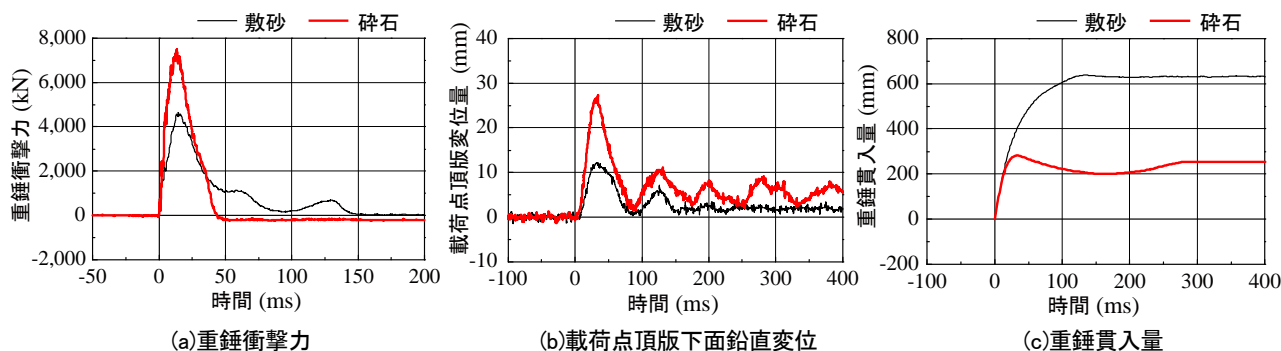


図-5 各種時刻歴応答波形(E1,500)

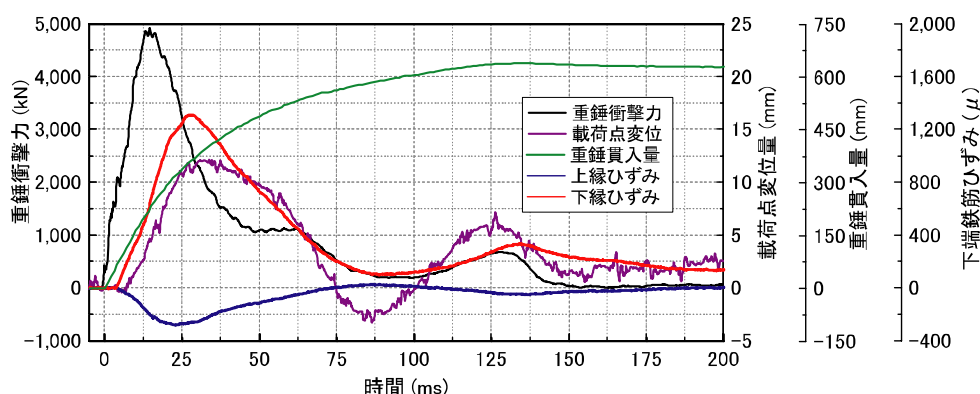


図-6 各種時刻歴応答波形(S-BC-E1,500)

本実験では1つの試験体に落下高さの低い方から順次載荷する漸増繰返し載荷法により、弾性域実験の後、塑性域の実験を実施した。全23ケースの実験時の載荷点頂版最大変位量と繰返しによる各実験後の残留変位量は表-2に示している。

ここでは、載荷位置と入力エネルギー  $E = 1,500 \text{ kJ}$  が同一な敷砂または碎石緩衝材を用いた塑性域実験結果(S-BC-E1,500、G-BC-E1,500の比較の際には、以後、E1,500)について考察する。

### 2.3.2 各種時刻歴応答波形

図-5には、載荷位置と入力エネルギー  $E = 1,500 \text{ kJ}$  が同一な、敷砂および碎石緩衝材を用いた塑性域の実験結果について、重錘が緩衝材に衝突した時間を0msとして、重錘衝撃力、載荷点における頂版下面の鉛直変位、緩衝材への重錘貫入量の時刻歴応答波形を比較して示している。

(a)図より、敷砂または碎石緩衝材の重錘衝撃力波形は重錘衝突初期より重錘衝撃力が鋭く励起していることが分かる。碎石緩衝材は波動継続時間が50ms程度の鋭い正弦半波状の1波による波形性状であるのに対して、敷砂緩衝材の場合には最大ピーク値近傍は碎石緩衝材とほぼ同一時刻に発生し、その後振幅が小さい正弦半波状の2波で構成されている。敷砂緩衝材と碎

石緩衝材のそれぞれの最大重錘衝撃力値は、13.4ms時に4,634kN、14.7ms時に7,491kNとなっており、碎石緩衝材の最大値は敷砂緩衝材の最大値よりも1.62倍大きい結果となった。

(b)図より、いずれにおいても頂版鉛直変位波形は重錘衝撃力よりも若干遅れて励起していることが分かる。頂版の時刻歴応答変位は最大変位を示した後、リバウンドするように負側へ変位し、減衰自由振動の状態に移行している。敷砂緩衝材の場合には衝撃力を受けた頂版が変位開始から150ms程度で収束していることから、減衰自由振動の状態であったと推察される。一方、碎石緩衝材の場合には、載荷点直下の頂版変位は衝撃を受けたと同時に大きな三角形の波形性状を示し、その後次第に減少する傾向を示し、正弦波状に波形が変化していることが分かる。敷砂緩衝材と碎石緩衝材のそれぞれの最大変位量はほぼ同時刻の約30msで発生し、敷砂が12.2mm、碎石が27.4mmであり、残留変位量は敷砂が1.9mm、碎石が5.1mmとなっており、碎石緩衝材は敷砂緩衝材よりも最大変位量で2.25倍、残留変位量で2.69倍大きい結果となった。碎石緩衝材の場合における残留たわみは0.06%（道路軸直角方向の内空幅8mとの比）となり、後述のひび割れ図からもロックシェッドは終局限界状態には至

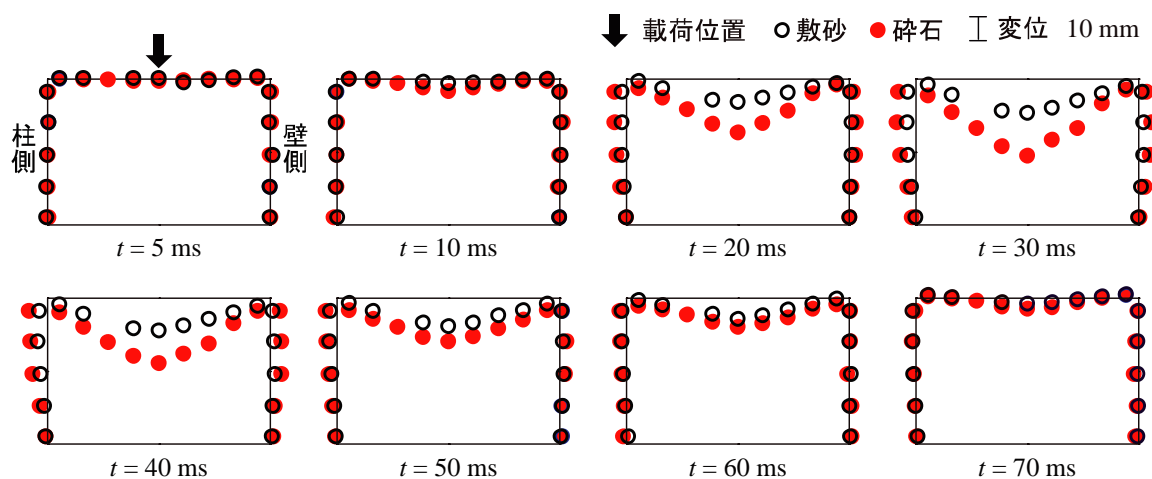


図-7 載荷位置を通る道路軸直角方向の内空変位分布(E1,500)

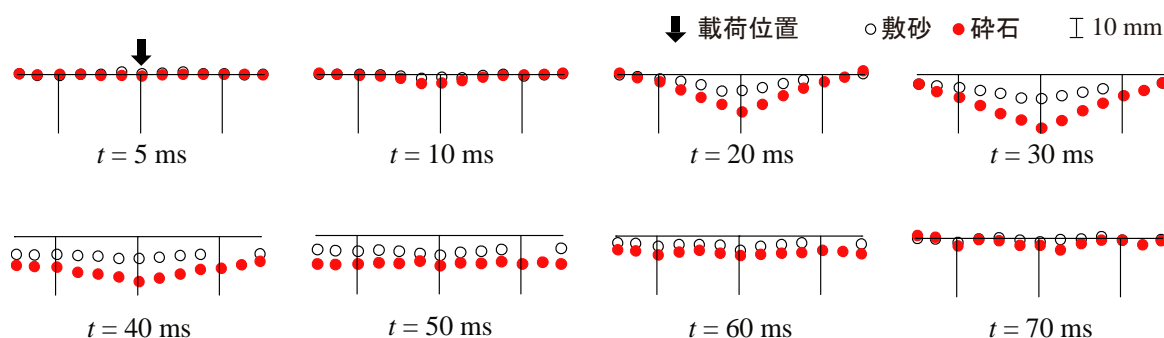


図-8 載荷位置を通る道路軸方向の頂版変位分布(E1,500)

っていないことが確認された。

(c) 図より、敷砂緩衝材と碎石緩衝材への最大重錘貫入量はそれぞれ 64 cm と 28 cm であった。敷砂緩衝材の最大重錘貫入量は緩衝材層厚 90 cm の約 70 % に達し、入力エネルギーが  $E = 1,500 \text{ kJ}$  以上の場合には敷砂による緩衝材としてのエネルギー吸収機能が低下する可能性が示唆された。敷砂緩衝材と碎石緩衝材のそれぞれの最大重錘貫入量は、約 130 ms で 640 mm、約 30 ms で 280 mm となっており、碎石緩衝材の最大貫入量発生時刻は頂版の最大変位発生時刻とほぼ同時刻であることが分かる。

碎石緩衝材の最大変位量発生時刻と最大貫入量発生時刻がほぼ同時刻であったことから、ここでは敷砂緩衝材の各種時刻歴応答波形を重ねて図-6 に示す。

図より、時刻歴として重錘衝突初期より重錘衝撃力が鋭く励起すると同時に、重錘も敷砂内に貫入していることが分かる。その後、約 5 ms 経過後に上下縁の鉄筋ひずみが励起している。その後、重錘衝撃力、頂版上縁鉄筋ひずみ、頂版下縁鉄筋ひずみが最大値 ( $1,310 \mu$ ) に達した後、頂版の変位量が最大値に達していることが分かる。また、約 130 ms で励起してい

る重錘衝撃力波形と重錘貫入量の最大値はほぼ同時刻に発生しており、この敷砂緩衝材の重錘衝撃力波形形状と最大重錘貫入量の関係は、緩衝材の緩衝特性に特化した大型緩衝材実験においても同様な計測結果が得られている<sup>3)</sup>。

### 2.3.3 変位分布の経時変化

図-7には、載荷位置を通る道路軸直角方向の内空変位分布に関する経時変化を重錘衝突後  $t = 5 \text{ ms}$ 、以降  $t = 10 \text{ ms}$  から 10 ms 刻みで  $t = 70 \text{ ms}$  まで示している。図中、マークの無い箇所は欠測点である。各変位分布は緩衝材の種類によらず、時間の経過とともに載荷点直下を中心として変位量は増加し、 $t = 30 \text{ ms}$  程度で最大値に達した後、減衰状態に移行している。

頂版の変位分布に着目すると、敷砂緩衝材の場合には載荷点を中心とした曲げによる緩やかな曲線状の変位分布性状を示しているのに対し、碎石緩衝材の場合には載荷点中心部で変位量が著しく大きく、かつ載荷点中心部を頂点に頂版が角折れに類似した変位分布性状を示している。また、柱部と側壁部では上端部の変位が大きく、側壁部に比べて柱部上端の方が変位量は大きく示されている。敷砂緩衝材と碎石緩衝材との比

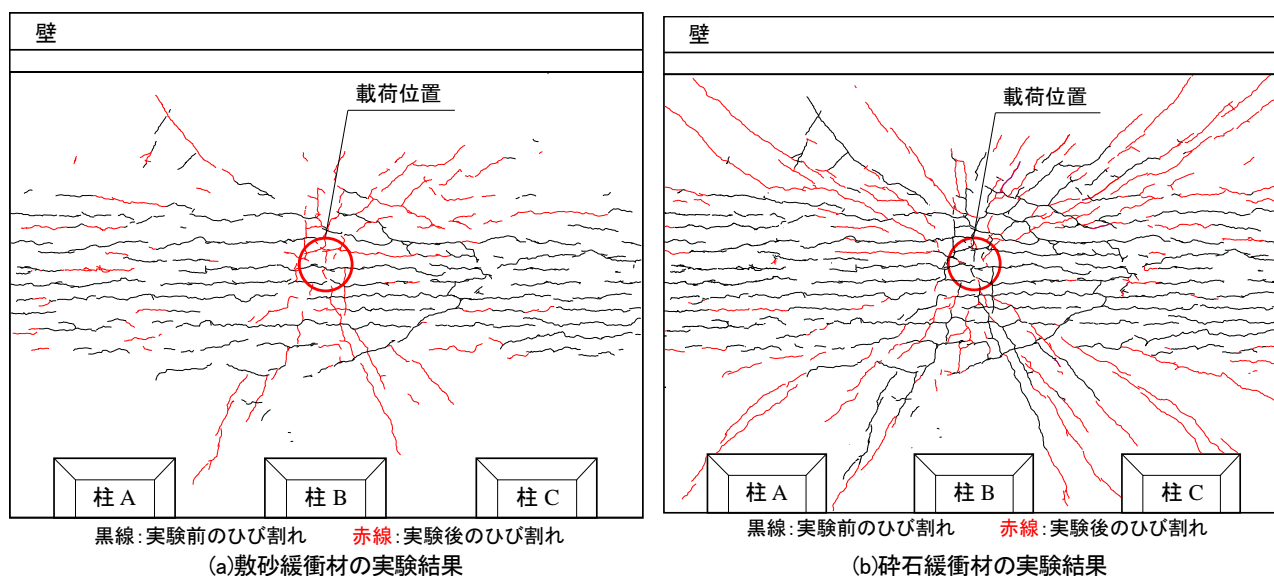


図-9 各実験後の頂版裏面ひび割れ性状(見下げ図 E1,500)

較では、頂版部、柱部、側壁部の最大変位は砕石緩衝材による実験結果の場合が敷砂緩衝材の場合における実験結果よりも、それぞれ2倍程度大きい。

図-8には、载荷位置を通る道路軸方向の頂版変位分布に関する経時変化を重錘衝突後  $t=5\text{ ms}$ 、以降  $t=10\text{ ms}$  から  $10\text{ ms}$  刻みで  $t=70\text{ ms}$  まで示している。なお図中、マークの無い箇所は欠測点である。道路軸直角方向変位分布と同様に、各変位は緩衝材の種類によらず、時間の経過とともに载荷点直下を中心として変位量は増大し、 $t=30\text{ ms}$  程度で最大値に達した後、道路軸方向全幅にわたり、ほぼ同様の変位が時間の経過と共に発生し、減衰側に移行している。ここで载荷点直下の変位計測は道路軸方向、道路軸直角方向とも1つのレーザ変位計により計測を行っている。道路軸方向の  $t=50\text{ ms} \sim 60\text{ ms}$  前後の頂版変位分布が道路軸方向全幅にわたり同様な値となっていることから、道路軸直角変位は頂版全体に渡って同様な分布性状を示していたものと推察される。

### 2.3.4 ひび割れ分布性状

図-9には、実験 No.20と21の各実験後の頂版裏面ひび割れ性状を上からの見下げ図として示している。図中の黒線によるひび割れ性状は各実験前の既存のひび割れ状況を示している。赤線はそれぞれの緩衝材を用いた場合の実験により発生したひび割れ分布性状を示している。

本実験では1つの試験体に対して、弾性域の実験後、試験体へのひび割れなどの影響を考慮し、入力エネルギーの低い塑性域の実験から漸増させて行っている。

図より、緩衝材の種類によらず道路軸方向への曲げ

ひび割れと共に载荷位置から放射状のひび割れが発生していることが分かる。このような傾向は砕石を用いる場合に顕著 (b) 図) であり、放射状のひび割れが頂版端部まで達している。なお、頂版下面のひび割れ幅は最大で  $2\text{ mm}$  程度であり、コンクリート片の剥落などの損傷には至っていない。また、両実験ケース終了後には既存の曲げひび割れの開口幅が拡大していることを確認している。

以上より、設計落石エネルギーが  $100\text{ kJ}$  の許容応力度法により設計された実規模ロックシェッドに対して、15倍の入力エネルギー  $E=1,500\text{ kJ}$  を作用させた場合の実規模実験に基づく性能照査の結果は、砕石緩衝材の場合よりも敷砂緩衝材の場合が緩衝効果として高い。また、砕石緩衝材を用いた場合の頂版の損傷は残留変位量が  $5\text{ mm}$  程度であり、頂版下面のひび割れ幅も最大で  $2\text{ mm}$  程度である。性能規定型設計では、使用や修復、終局限界状態など各種の規定<sup>8,9)</sup>はあるが、本実験結果では通行車両に支障を与えるものではなく、砕石緩衝材実験時の頂版下面主鉄筋ひずみも  $2,000\ \mu$  以下であること等から、使用限界状態を無補修と定義する場合には、使用限界状態を超えた状態にあるものと考えられる。

ここで、図-6に示すように敷砂緩衝材の場合には重錘が緩衝材厚の7割程度まで貫入していることから、 $1,500\text{ kJ}$  より大きなエネルギーに対しては、重錘(落石)が敷砂緩衝材を過度に圧縮し、緩衝材が緩衝性能を十分に発揮できない可能性があることに留意する必要がある。

### 2.3.5 各種最大値と入力エネルギーの比較

載荷位置と入力エネルギーが同一な敷砂緩衝材または砕石緩衝材を用いた場合の実験結果について比較検討を行った。ここでは、各種最大値と入力エネルギーの比較検討を行うこととし、全 23 ケースの各種最大値について考察する。各図の図中に記載の記号は塗りつぶしを基本とし、入力エネルギー  $E = 250 \text{ kJ}$  以上の中央部での載荷(図-1 柱記号 B)の場合には記号を塗りつぶしで、それ以外の端部柱(A、C)の場合には記号を白抜きとして示している。

#### (1) 最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係

図-10 には、全 23 ケースの最大重錘衝撃力と落石対策便覧<sup>10)</sup>により算出した重錘質量  $m = 10 \text{ ton}$  の衝撃力 ( $P = 2.108(m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha$ 、重錘質量： $m = 10 \text{ ton}$ 、重力加速度： $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ 、ラーメの定数： $\lambda = 1,000 \sim 4,000 \text{ kN/m}^2$ 、割増係数： $\alpha = \sqrt{D/T} = 1.18$ 、 $D$ ：重錘径  $125 \text{ cm}$ 、 $T$ ：敷砂厚  $90 \text{ cm}$ ) を曲線で示している。

図より、各実験結果の最大重錘衝撃力は入力エネルギーの増加に伴い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、砕石緩衝材を用いる場合には  $\lambda = 4,000 \text{ kN/m}^2$  程度の値を仮定することにより、敷砂緩衝材を用いる場合には  $\lambda = 1,500 \text{ kN/m}^2$  程度の値を仮定することにより、適切に評価可能であると考えられる。

ここで注意をしなければならないのは、入力エネルギーの落石質量と落下高さの関係である。ロックシェットの頂版厚が厚く構造部材の剛性が高い場合を想定し、これまでに実施した頂版を剛体と仮定した場合の大型緩衝材実験装置による砕石緩衝材の実験結果において、重錘質量  $m = 2 \text{ ton}$ 、落下高さ  $H = 20.00 \text{ m}$ 、 $31.25 \text{ m}$  の実験結果では、砕石緩衝材の最大重錘衝撃力や構造物に入力される最大伝達衝撃力は、 $\lambda = 20,000 \text{ kN/m}^2$  程度の実験計測値が得られている<sup>7)</sup>。設計の際には想定されている落石条件を踏まえて、ラーメの定数を適切に設定することが重要である。

#### (2) 最大重錘貫入量と入力エネルギーの関係

図-11 には、全 23 ケースの最大重錘貫入量と入力エネルギーの関係を示している。各種緩衝材の重錘貫入量は入力エネルギーの増加に伴い、重錘の最大貫入量も増加していく傾向にあることが分かる。砕石緩衝材においては重錘貫入量が小さく、図-10 より最大重錘衝撃力は大きい傾向にあることが分かる。敷砂緩衝材においては先に記したとおり、より大きなエネルギーに対しては緩衝性能を十分に発揮できない可能性があ

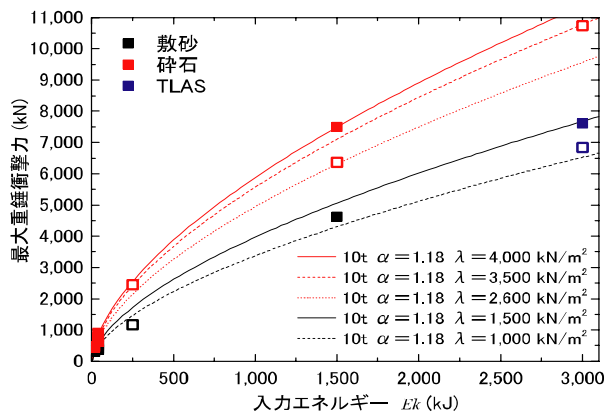


図-10 最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係

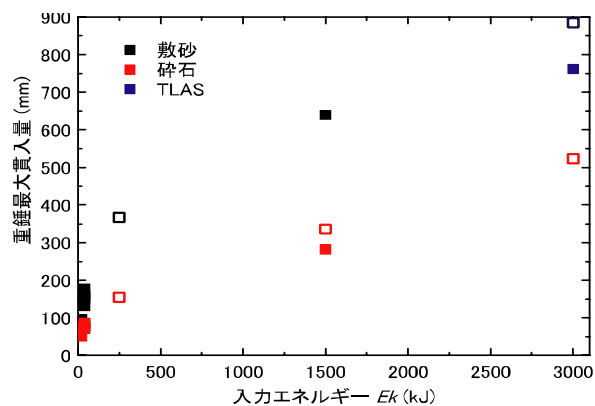


図-11 最大重錘貫入量と入力エネルギーの関係

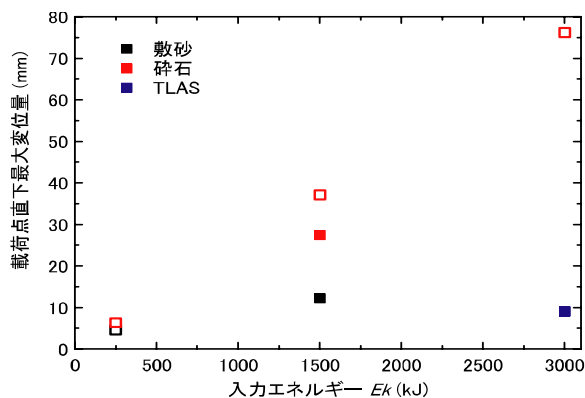


図-12 載荷点最大変位量と入力エネルギーの関係

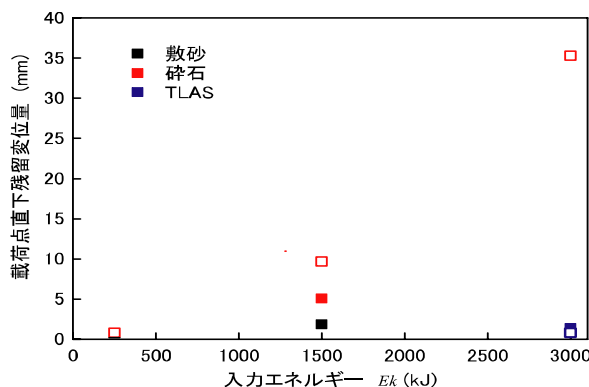


図-13 残留変位量と入力エネルギーの関係



ることに留意する必要がある。

### (3) 載荷点最大変位量と入力エネルギーの関係

図-12 には、弾性範囲内の実験では載荷点の頂版変位量が計測されていないことから、計測された載荷点直下の頂版最大変位量と入力エネルギーの関係を示している。図より、上記で比較をおこなった碎石緩衝材の場合には、試験体中央部よりも端部における実験結果の方が最大変位量は大きいことが分かる。これは端部の場合、中央部に比べて試験体の剛性が低いことによるものである。また、入力エネルギー  $E=3,000\text{ kJ}$  の同一載荷点における比較では、碎石緩衝材においては最大変位量が  $76.1\text{ mm}$  であるのに対して、同一の入力エネルギーでは緩衝材を TLAS とした場合には、最大変位量は  $9\text{ mm}$  と TLAS は緩衝特性に優れていることが分かる。

### (4) 残留変位量と入力エネルギーの関係

図-13 には、最大変位が計測された載荷点直下の頂版の残留変位量と入力エネルギーの関係を示している。各実験後の残留変位量と入力エネルギーの関係は、最大変位量の場合と同様な結果を示している。入力エネルギー  $E=3,000\text{ kJ}$  の碎石緩衝材では残留変位量が  $35.3\text{ mm}$ 、残留たわみは  $0.44\%$ （道路軸直角方向の内空幅  $8\text{ m}$  との比）であるのに対して、緩衝材を TLAS とした場合には、残留変位量が  $1.4\text{ mm}$  であり、ほぼ弾性的な挙動となっている。

写真-2 には、碎石緩衝材の入力エネルギー  $E=3,000\text{ kJ}$  における実験後の試験体頂版部側面のひび割れ状況を示している。写真より、頂版部には試験体の道路軸方向と平行な曲げひび割れが確認できる。しかしながら、写真に見られるように許容応力度法による設計試験体の  $30$  倍の入力エネルギーにおいても、コンクリート片が剥落するような終局限界状態とはならず、車両が通行可能な状態となっている。

ここで、ひび割れが生じたコンクリート構造物からは降雨等により石灰質が溶出すると共に、鉄筋が腐食することから、使用限界状態や修復限界状態など、各種の限界状態の定義には今後検討が必要であるもの判断される。

## 3. 小型扁平 RC 梁の補修・補強工法の検討

### 3.1 概要

アラミド繊維シート(以後、AFRP シート) 接着工法による既設鉄筋コンクリート(RC)部材の耐衝撃性向上効果を検討することを目的に、重錘落下衝撃実験を実施してきた。その結果、AFRP シート接着工法に



写真-2 頂版のひび割れ状況(G-CC-E3,000)

表-4 実験ケース

試験体名	載荷履歴	載荷方法	設定落下高さH(m)	シート目付け量(g/m <sup>2</sup> )
N-H4.0	無	単一載荷	4.0	830
A-H4.0			4.0	
A-H6.0			6.0	
DA-H4.0	有*		4.0	
DA-H6.0			6.0	

\*質量  $300\text{ kg}$  の重錘を  $H=3.0\text{ m}$  から落下

よりRC梁の耐衝撃性を向上可能であることを明らかにしている<sup>11)</sup>。また、衝撃荷重による損傷を有するRC梁に対してもAFRP シート補強工法は有効であることを明らかにしている<sup>12)</sup>。既往の研究成果を踏まえて補強工法を実用化するためには、実構造物を想定し、モデル化した実験による検討を行うことが重要である。特に、既設のロックシェッドの場合には、その頂版上に緩衝材が設置されており、落石の履歴がある場合には、ひび割れ等の損傷を有する場合も想定される。しかしながら、これまでの研究ではこのような既設構造物の実状に即した検討は極めて少ないのが現状である。

このような観点より、衝撃荷重載荷により損傷を受けた既設RC 製ロックシェッド頂版部の補強方法として、AFRP シート接着工法に着目し、その補強効果を検討することを目的に、敷砂緩衝材を設置しAFRPシート接着を施した扁平RC 梁の重錘落下衝撃実験を実施した。

### 3.2 実験概要

#### 3.2.1 試験体概要

表-4 には、実験ケースの一覧を示している。試験体数はAFRP シート補強の有無、補強前の損傷の有無および重錘落下高さを変化させた全5 体である。本試験体は一般的なRC 製ロックシェッドの頂版部を模擬し

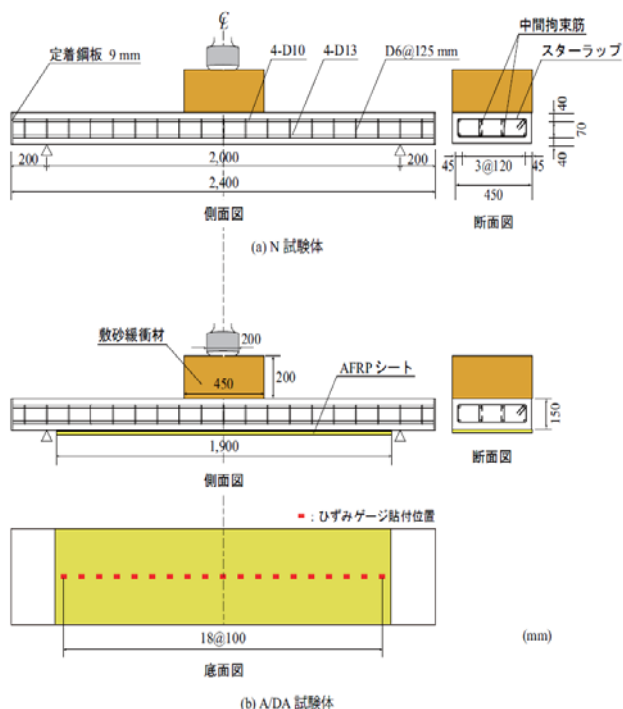


図-14 試験体の形状寸法

ているため、緩衝材として敷砂を設置している。緩衝材の厚さは実規模RC製ロックシェッドに相似則を適用して200 mm と定めた。試験体名の第1項は、損傷および補強の有無(N: 無補強、A: AFRP シート補強、DA: 損傷を与えた後シート補強)を示しており、第2項のHに付随する数値は重錘の設定落下高さ(m)を示している。なお、実験では、ガイドレールを介して重錘を落下させるため、自由落下の場合よりも多少衝突速度が小さくなる。本実験の実測衝突速度は、H=4.0 およびH=6.0m の場合でそれぞれ8.5、10.5 m/s であった。これらは、自由落下高さに換算するとそれぞれ3.7、5.6 m である。

図-14 には、試験体の概要を示している。試験体は、断面寸法(幅×高さ)が450×150 mm の扁平断面を有する複鉄筋RC梁である。試験体の配筋状況は、一般的なRC落石覆工の頂版部を模擬しており、上縁および下縁鉄筋には、それぞれD10 およびD13 を4本ずつ配置している。なお、主鉄筋比は0.75% である。

かぶり厚は、鉄筋からの芯かぶり度で高さ方向40 mm、幅方向45 mm としている。また、スターラップおよび中間拘束筋にはD6 を用い、部材軸方向に125 mm 間隔で配筋している。実験時におけるコンクリートの圧縮強度は25.2 MPa、軸方向鉄筋の降伏強度はD10 およびD13 でそれぞれ379、383 MPaであった。スターラップおよび中間拘束筋に用いたD6の降伏強度は363 MPaであった。DA 試験体は、事前载荷として質量300 kg

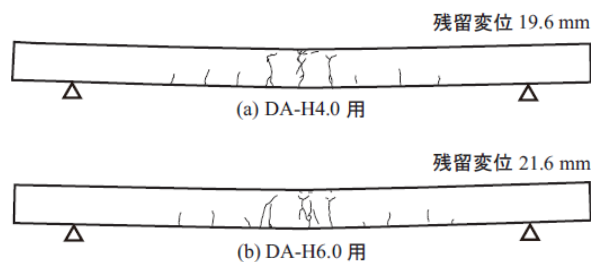


図-15 事前载荷終了後のひび割れ分布性状

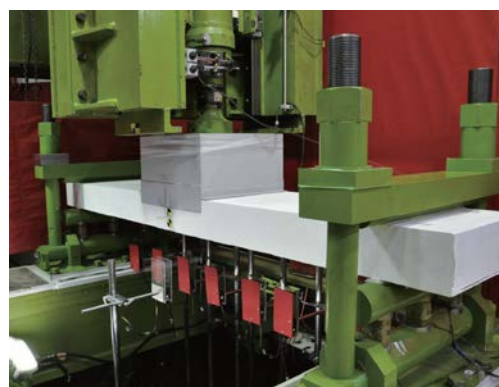


写真-3 実験状況



写真-4 ひび割れ注入状況(底面)

表-5 AFRP シートの力学的特性値(公称値)

繊維目付量 (g/m <sup>2</sup> )	保証耐力 (kN/m)	厚さ (mm)	引張強度 (GPa)	弾性係数 (GPa)	破断ひずみ (%)
830	1176	0.572	2.06	118	1.75

の鋼製重錘をH=3.0 m から敷砂緩衝材上に落下させる衝撃载荷を行い、ひび割れ補修を施した後AFRPシートを接着している。なお、事前载荷では、終局と定義している残留変位(純スパン長の2%)の1/2程度の残留変位が発生する落下高さとした。図-15には事前载荷終了後におけるひび割れ分布性状と残留変位量を示している。

### 3.2.2 実験方法および測定方法

写真-3 には、衝撃载荷実験の状況を示している。衝撃载荷実験は、質量300 kg、先端直径200 mm の鋼製重

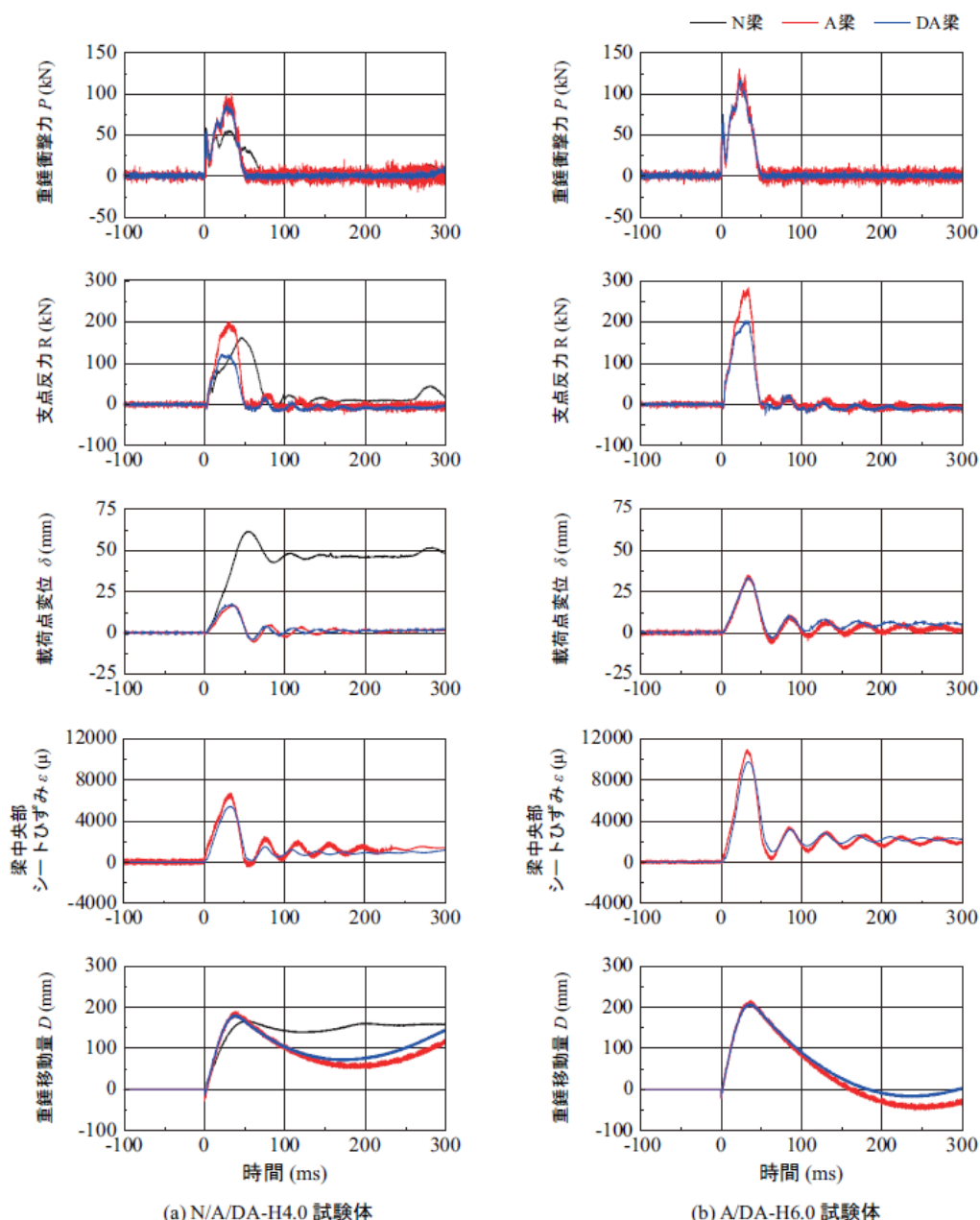


図-16 各種時刻歴応答波形

錘を所定の高さから扁平RC 梁のスパン中央部緩衝材上に一回のみ落下させて行った。重錘底部は、2mmのテーパを有する球面状となっている。扁平RC 梁は、浮き上がり防止治具付きの支点上に設置しており、支点部の境界条件はピン支持に近い状態になっている。測定項目は重錘衝撃力P、両支点の合支点反力(以後、支点反力) R、載荷点変位 $\delta$ 、重錘移動量D およびAFRPシートひずみ $\epsilon$  である。実験終了後には扁平RC梁のひび割れ性状を観察している。なお、重錘移動量は、重錘の緩衝材への貫入量に梁の変形量が加算された計測値である。

### 3.2.3 ひび割れ補修およびシート補強

事前荷重によって損傷を受けたRC 梁の補修は、長期耐久性に対して有害であるとされる0.2mm以上のひび割れ部を対象にひび割れ注入材としてエポキシ樹脂を注入することにより行っている(写真-4)。なお、本研究ではしなやかな材料特性を有するAFRPシートを使用していることから、樹脂注入後にRC 梁底面を平滑化するなどの表面処理は行っていない。また、ひび割れ補修に用いたエポキシ樹脂の圧縮強度および引張強度の公称値はそれぞれ60MPa および30MPa 以上となっている。

AFRPシートの接着は、梁底面のブラスト処理面(処理深さ1mm程度)にプライマーを塗布し、指触乾燥状

態にあることを確認した後、含浸接着樹脂を用いて実施した。DA 試験体のブラスト処理は作業性等を考慮し、事前載荷前にあらかじめ実施している。表-5には、AFRP シートの力学的特性値の一覧を示している。

### 3.2.4 緩衝材概要

本実験においては、厚さ200 mm の敷砂緩衝材を梁中央部の450 mm 四方の範囲に設置している。使用した緩衝材は石狩市知津狩産で分類が細砂の敷砂であり、粗粒率、最大乾燥密度および最適含水比はそれぞれ1.37、1.516 g/cm<sup>3</sup>、19% となっている。緩衝材は、板厚は3 mmの鋼製枠を使用し、厚さ100 mm ごとに足踏みによって各層ごとの締め固めを行い、所定の厚さである200 mm に成形した。なお、鋼製枠は梁上面に固定せずに設置した。また、実験時における敷砂の含水率は8~10% 程度であった。

## 3.3 実験結果と考察

### 3.3.1 時刻歴応答波形

図-16には、各試験体の重錘衝撃力、支点反力、載荷点変位、梁中央部シートひずみ、および重錘移動量に関する応答波形を示している。図より、試験体の種類によらず、設定落下高さH が大きい場合ほど各応答値が大きくなる傾向にあることが分かる。また、設定落下高さH=4.0 m の結果より、AFRP シート補強の場合には、無補強の場合に比較して、重錘衝撃力や支点反力の主波動継続時間が短く、かつ載荷点変位が小さくなっていることが分かる。これは、AFRP シート補強により、扁平RC 梁の曲げ剛性が向上したことによるものと考えられる。このことから、AFRP シート曲げ補強により扁平RC 梁の耐衝撃性向上効果が発揮されていることが分かる。

各種応答波形に及ぼす損傷の有無の影響を見ると、重錘衝撃力波形は、損傷の有無によらず同様の波形性状を示していることが分かる。また、支点反力波形は、損傷を有するDA 試験体の場合が無損傷のA 試験体に比較して振幅が小さい。これは、DA 試験体における上縁コンクリートの損傷や、曲げひび割れおよび残留変形の発生などにより曲げ剛性が低下したことによるものと考えられる。

載荷点変位および梁中央部のシートひずみは、損傷の有無によらず概ね同様の性状を示しているものの、主波動励起後の減衰自由振動の周期は損傷を有するDA 試験体の場合が若干短くなる傾向にある。これは、DA 試験体のシート補強前の事前載荷による残留変形が、形状の違いとして振動特性に影響しているものと推察される。

重錘移動量においては、その最大振幅はA、DA 試験体ともにほぼ同様であるものの、その後のリバウンド(復元)量は損傷を有するDA 試験体の方が小さい。これは、DA 試験体の場合には、残留変形を有する状態でシート接着しているため、損傷を有しないA 試験体よりもAFRP シートによる変位の復元力が小さいことによるものと推察される。

### 3.3.2 ひび割れ性状

図-17には、実験終了後における各試験体側面のひび割れ分布および底面のシートの剥離状況を示している。なお、DA 試験体の側面図における赤点線は事前載荷時に発生したひび割れである。

図より、無補強のN-H4.0試験体は、スパン中央部の上縁コンクリートが著しく圧壊するとともに、曲げひび割れが開口して大きく曲げ変形していることが分かる。底面においてはスパン中央部のひび割れが最も大きく開口している。

AFRP シート補強したA-H4.0 試験体の場合には、開口幅の小さいひび割れが多数発生しており、その分布範囲はN-H4.0 試験体の場合よりも広い。底面においてはシートの浮きや剥離は全く確認されていないことから、シート補強によりRC梁の損傷が大きく低減されているものと判断される。

また、A-H6.0 試験体の場合には、スパン中央部において上縁コンクリートがわずかに圧壊するとともに、下縁では曲げひび割れの他、斜めひび割れが発生している。また、斜めひび割れの角度は、梁下縁部にすりつくように支点方向に向かって徐々に小さくなる傾向にあり、底面においてはシートが部分的に剥離している。これは、下縁かぶりコンクリートに発生した斜めひび割れがシートを下方に押し出して引き剥がすピーリング作用によりシートが部分的に剥離したことを示している。

損傷の有無による影響を比較検討すると、設定落下高さH=4.0 m の場合には、損傷を有するDA-H4.0 試験体の場合にはA-H4.0 試験体よりもひび割れの本数が少なく、その開口幅は大きいことが分かる。また、事前載荷時に発生したひび割れと異なる位置にひび割れが発生している。これは、ひび割れ注入により、事前載荷時のひび割れが確実に補修されたため、本載荷時にはこれら以外の部位にひび割れが発生する傾向にあったためと考えられる。なお、底面においてシートの浮きや剥離は全く見られなかった。

設定落下高さH=6.0 m の場合には、H=4.0 m と同様に損傷を有するDA-H6.0 試験体の方がA-H6.0 試験

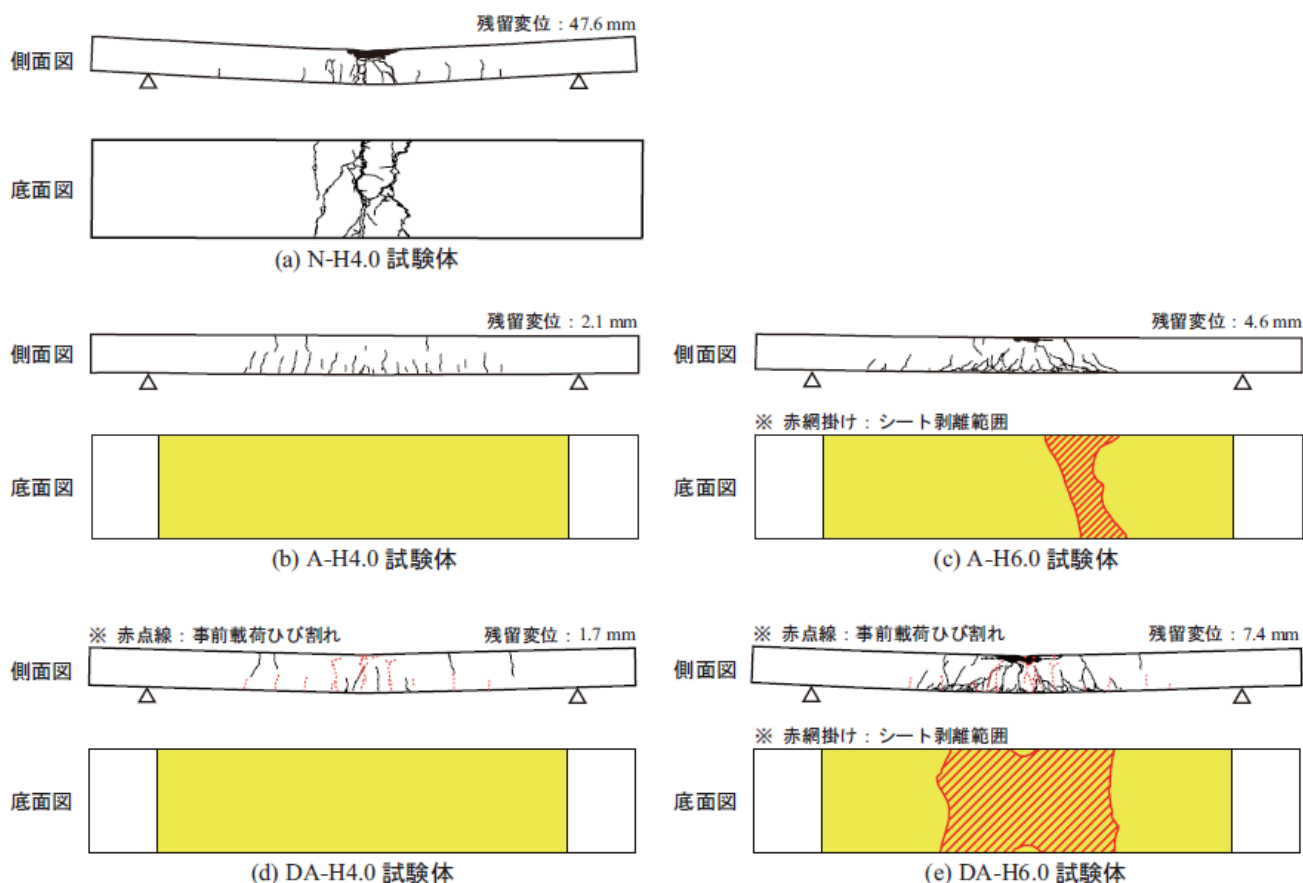


図-17 実験終了後のひび割れ性状

体よりもひび割れ本数が少なく、また、事前載荷ひび割れ以外の部位に本載荷時のひび割れが発生している。

なお、上縁コンクリートの圧壊の程度やシートの剥離範囲はA-H6.0 試験体の場合よりも大きい。これは、事前載荷で純スパンの1% 程度の残留変位が生じ、上縁コンクリートにもひび割れ等の損傷が生じるなど、初期損傷の影響を受けたためと考えられる。

### 3.3.3 ひずみ分布性状

図-18には、AFRP シートのひずみ分布の推移状況に及ぼす損傷の有無の影響を検討するため、経過時間 $t=10, 20, 30, 35$  ms におけるひずみ分布を比較して示している。

設定落下高さ $H=4.0$  m においてA-H4.0 試験体の場合には、スパン中央部を頂点とする左右対称の三角形形状のひずみ分布を示し、時間の経過とともにひずみレベルが大きくなる傾向にあることが分かる。一方、DA-H4.0 試験体の場合には、分布性状はA-H4.0 試験体の場合と同様であるものの、載荷点近傍における数箇所で分布勾配が急激に変化する状況が認められる。これは、図-17に示したように、DA 試験体の場合には開口幅の大きいひび割れが局所的に発生していること

に対応しているものと推察される。

設定落下高さ $H=6.0$  m においてA-H6.0 試験体の場合には、経過時間 $t=20$  ms までは概ね三角形形状のひずみ分布を呈しているものの、 $t=30$  ms 以降においては、分布勾配が急激に変化する箇所が見受けられる。これは、図-17における底面のシートの剥離状況に示されているように、部分剥離を生じている箇所と対応している。

一方、DA-H6.0 試験体の場合には、 $t=20$  ms まではA-H6.0 試験体よりも載荷点近傍のひずみが小さい傾向にある。これは、DA-H6.0 試験体の場合には、前述の図-15に示されているように事前載荷による残留変形を有しているため、支点反力波形の立ち上がりはA-H6.0 試験体よりも遅れることなどによるものと推察される。また、 $t=30$ ms 以降においては、A-H6.0 試験体と同程度のひずみが載荷点近傍に発生している。これは、上縁コンクリートの圧壊が顕在化するとともに梁の曲率が増加し、A-H6.0 試験体と同程度の載荷点変位を示したことに対応している。

以上のことから、衝撃荷重載荷によって残留変位がスパン長の1% 程度に至る損傷を受けた場合におい

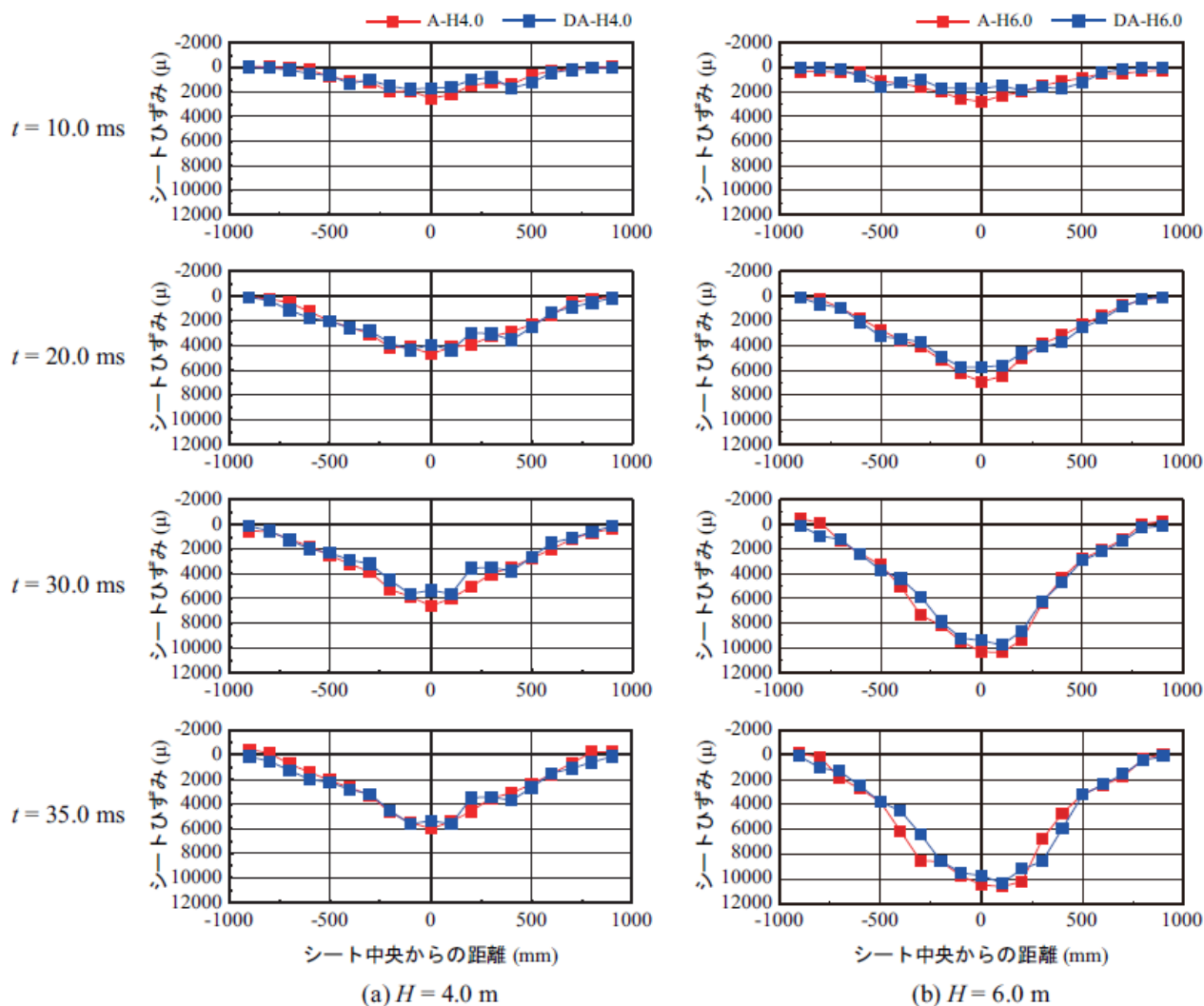


図-18 AFRP シートひずみ分布性状

ても、AFRP シート接着工法により、無損傷の試験体を補強した場合と同等程度の耐衝撃性向上効果を期待できることが明らかになった。ただし、設定落下高さが大きい場合には事前载荷による損傷の影響が支点反力やひび割れおよびシートの剥離のしやすさ等に現れることに留意する必要がある。

#### 4. 損傷したロックシェットの補修・補強工法の検討

##### 4.1 概要

重錘落下衝撃実験後の損傷を有する実規模RC 製ロックシェット模型を対象にAFRP シート接着を施し、補強効果を検討することを目的に、再度重錘落下衝撃実験を実施した。

##### 4.2 実験概要

###### 4.2.1 試験体概要

実験に使用した試験体は、過年度において塑性領域までの衝撃実験を実施した実規模 RC 製ロックシェッ

表-6 実験ケース一覧

実験ケース	緩衝材	载荷位置	重錘質量(t)	落下高(m)	入力エネルギー(kJ)	载荷点最大変位(mm)	载荷点残留変位(mm)
過年度実験							
S-BC-E1500	敷砂	BC	10	15	1,500	12.2	1.9
AFRPシート補強後実験							
S-BC-E1500-A	敷砂	BC	10	15	1,500	15.3	1.0
S-AC-E1500-A	敷砂	AC	10	15	1,500	21.8	1.4
S-BC-E3000-A	敷砂	BC	10	30	3,000	21.9	1.1
S-AC-E3000-A	敷砂	AC	10	30	3,000	32.4	1.4

表-7 補強に用いた AFRP シートの材料特性

目付量(g/m <sup>2</sup> )	厚さ(mm)	幅(mm)	弾性係数(Gpa)	引張強度(Gpa)	破断ひずみ(μ)
830	0.572	500	118	2.06	17,500

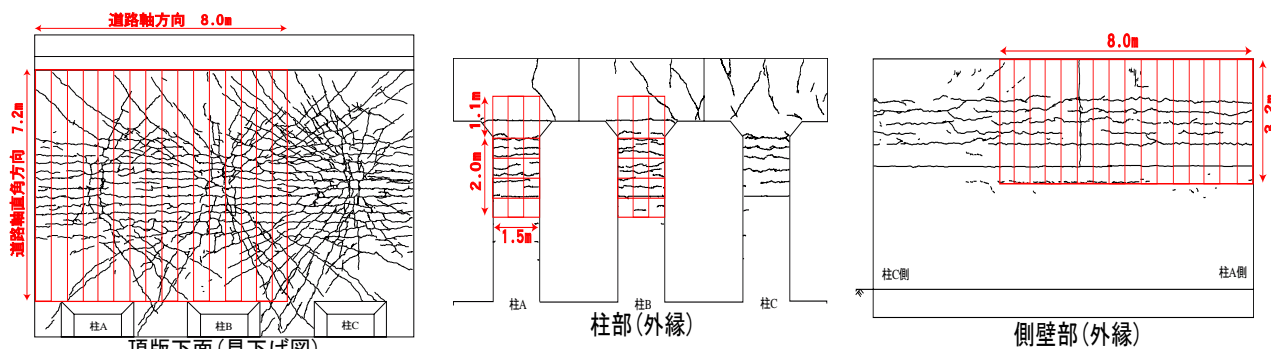


図-19 AFRP シート補強前の試験体のひび割れ分布と補強範囲

S-BC-E1500-A



S-BC-E3000-A



写真-5 重錘貫入量状況の推移

ド模型である<sup>13)</sup>。過年度の実験ケース一覧は表-2に示す。また、AFRP シート補強後の実験ケースの一覧を表-6に示す。試験体の形状寸法および载荷箇所については、2.2.1 試験体概要に記載している。

図-19には、AFRP シート補強前の試験体のひび割れ分布と AFRP シートによる補強範囲を示している。ひび割れ分布性状より AFRP シート補強では曲げ変形に対する補強効果を期待して、頂版下面は柱 A 側の端部より 8m の範囲で幅 50cm の AFRP シート 1 層を道路軸直角方向に連続的に接着をしている。側壁外縁は縦方向に 1 層、柱部は柱外縁に縦方向に 1 層とその外側に横方向に 1 層を巻き付けている。なお、ひび割れに対する注入は行わず AFRP シートを接着している。AFRP シートの目付量は、頂版部を道路軸直角方向に単位幅 (1 m) で抜き出して断面分割法<sup>14)</sup>により終局曲げモーメントを算定し、上縁コンクリート圧壊時にシートが破断しない程度に設定した。本研究では、緩衝材を敷砂とした場合における入力エネルギー 3,000 kJ 作用時の重錘衝撃力を推定することが困難であったため、終局曲げモーメントを対象にしてシート目付量を設定することとした。表-7には、シートの材料特性を示している。

AFRP シートの接着工程は、以下の通りである。1) 接着範囲におけるコンクリート表面のレイタンスをブラスト処理により除去し、2) プライマーを塗布して指触乾燥状態になったことを確認した後、3) エポキシ系含浸接着樹脂を用いて、接着界面に気泡が残らないように AFRP シートを含浸接着する、である。

#### 4.2.2 実験方法

衝撃载荷実験は、質量 10t の鋼製重錘をトラックレーンにより所定の高さに吊り上げ、着脱装置により所定の位置に自由落下させることにより行っている。重錘は、直径 1.25m、高さが 95cm で底部より高さ 30cm の範囲が半径 1m の球状となっている。今回比較するケースは、表-6の灰色に着色した過年度の 1 ケースおよび AFRP シート補強後のケースとしている。

敷砂緩衝材は厚さ 30cm ごとに敷均し、その後にバックホウおよびタンピングランマー等を使用して転圧を行うことで、所定の厚さである 90 cm に成形した。用いた緩衝材は石狩市知津産産で分類が細砂の敷砂であり、粗粒率、最大乾燥密度および最適含水比はそれぞれ 1.37、1.516 g/cm<sup>3</sup>、および 19% となっている。実験時における含水比は、8.4% であった。

測定項目は、重錘衝撃力評価のための重錘加速度、

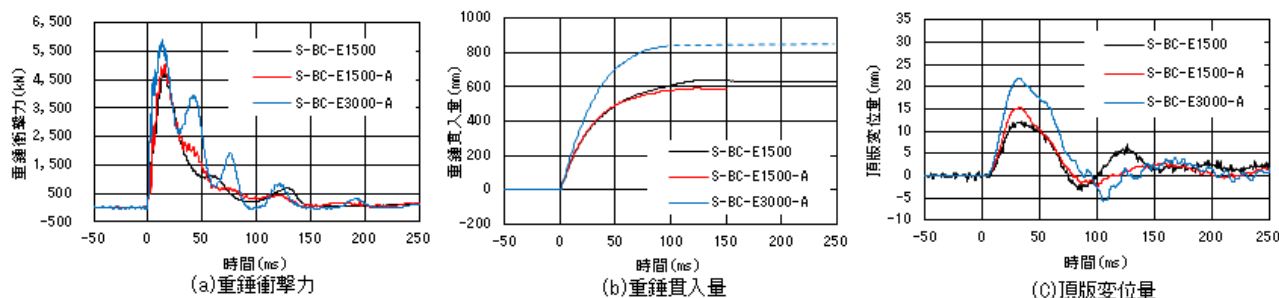


図-20 重錘衝撃力、重錘貫入量および載荷点頂版変位に関する応答波形

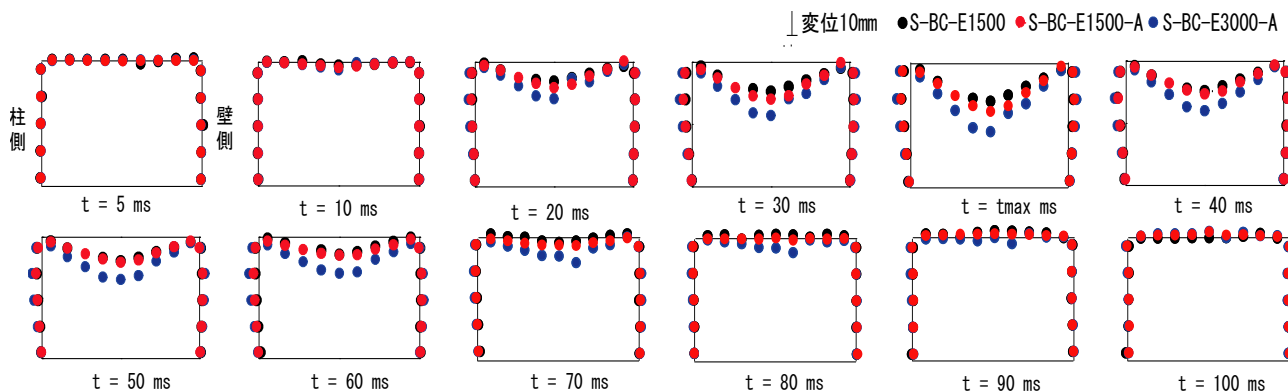


図-21 載荷位置を通る道路軸直角方向断面に関する内空変位分布の経時変化

鉄筋ひずみ、頂版／柱面／側壁の内空法線方向変位、重錘貫入量およびAFRPシートひずみである。

### 4.3 実験結果と考察

#### 4.3.1 貫入状況

写真-5には、S-BC-E1500-A/3000-Aにおける敷砂緩衝材の重錘貫入状況を時系列で示している。写真より、両ケース共に時間の経過に伴い重錘が徐々に貫入していく様子が見られる。また、S-BC-E1500-AよりもS-BC-E3000-Aの場合が、同一経過時間における貫入量が大いことが分かる。

#### 4.3.2 時刻歴応答波形

図-20には、各実験ケースにおける重錘衝撃力、重錘貫入量および頂版変位量に関する時刻歴応答波形を示している。図より、重錘衝撃力は、入力エネルギーが1,500kJのS-BC-E1500、S-BC-E1500-Aの場合には、共に重錘衝突直後に最大衝撃力が励起し、その後経過時間150ms近傍において零レベルにすりついている。

S-BC-E3000-Aの場合には、第一波の最大振幅はS-BC-E1500、S-BC-E1500-Aよりも500kN程度大きく、かつその後衝撃力が3回に渡り振幅の低下を伴いながら励起している。これは、後述するように、頂版変位が復元する過程において重錘貫入に伴う衝撃力の載荷・除荷が繰り返されたことによるものと推察される。S-BC-E3000-Aの場合にはS-BC-E1500、S-BC-E1500-A

よりも落下高さが高く衝撃力が大きいため、このような挙動が明瞭に現れたものと考えられる。

重錘貫入量は、S-BC-E1500、S-BC-E1500-Aの場合には、ほぼ同様の波形性状を示している。また、S-BC-E3000-Aの貫入量はS-BC-E1500、S-BC-E1500-Aの場合よりも大きく、その最大値は敷砂厚900mmと同程度になっている。

頂版変位は、S-BC-E1500、S-BC-E1500-Aの場合で多少異なっている。すなわち、主波動の継続時間は概ね同様であるものの、最大振幅はS-BC-E1500-Aの場合がS-BC-E1500の場合よりも大きい。その後の波形の周期は、S-BC-E1500-Aの場合がS-BC-E1500、S-BC-E1500-Aよりも長い。これは、S-BC-E1500-Aの場合にはS-BC-E1500よりも多くの載荷履歴を受けているため、曲げ剛性が低下したことによるものと推察される。なお、S-BC-E1500、S-BC-E1500-Aの比較においてAFRPシートの接着効果が顕著に表れないのは、後述するようにS-BC-E1500-A、S-BC-E3000-Aのシートのひずみ分布が、最大で4,500 $\mu$ 程度と比較的小さいことによるものと推察される。

#### 4.3.3 変位分布の経時変化

図-21には、載荷位置を通る道路軸直角方向断面に関する変位分布の経時変化を比較して示している。図より、いずれの実験ケースにおいても、頂版部の変位は



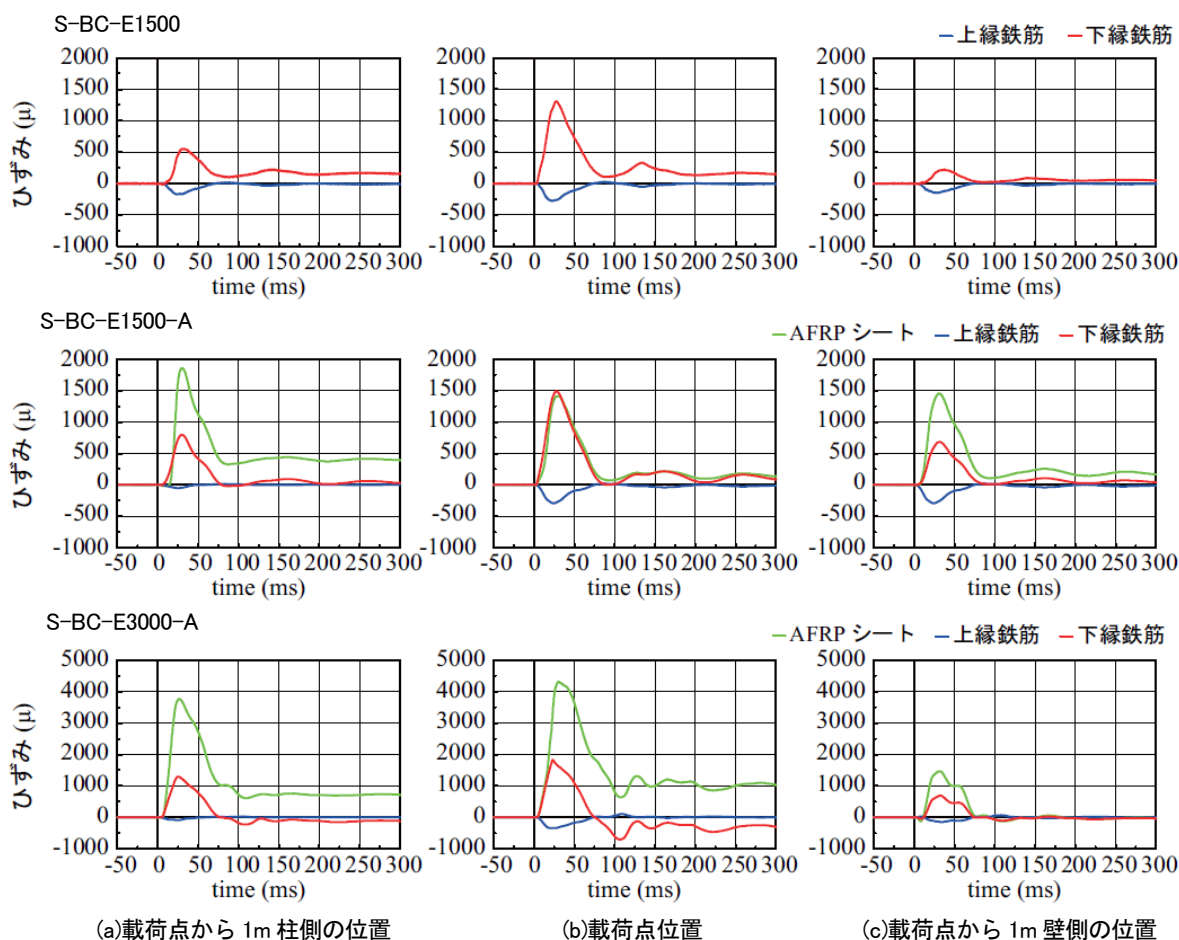


図-22 載荷点近傍部における鉄筋およびAFRP シートひずみの時刻歴応答波形

経過時間 $t=10\sim 30\text{ms}$ にかけて急激に増大し、その後復元する性状を示している。頂版部の変位分布は、載荷点に関して概ね左右対称の分布性状を示しており、各経過時間  $t$  においてS-BC-E3000-Aの変位が最も大きく、S-BC-E1500の場合が最も小さい。

#### 4.3.4 鉄筋およびAFRPシートひずみの時刻歴応答波形

図-22には、載荷点近傍部における鉄筋およびAFRPシートひずみの時刻歴応答波形を示している。ここでは、AFRPシートのひずみが大きく示された載荷点直下および載荷点から1m柱および側壁側の断面について示している。なお、実験終了後にはAFRPシートの状況を近接目視および打音により調査し、シートの破断や剥離が発生していないことを確認している。図より、S-BC-E1500の場合には、上縁鉄筋および下縁鉄筋でそれぞれ負および正のひずみが生じており、その絶対値は下縁鉄筋の方が大きいことから、下縁ではひび割れが大きく開口していることが窺われる。また、載荷点位置における上縁および下縁鉄筋の最大振幅が最も大きい。

S-BC-E1500-Aの場合には、上縁および下縁鉄筋の波形性状は、S-BC-E1500とほぼ同様である。これは、1) 頂版部が載荷履歴を受けているため、コンクリート部にはひび割れが発生し、鉄筋は塑性化して残留ひずみが発生した状態であるものの、2) 本実験時には、その状態からの載荷状態となるため、鉄筋はひずみ硬化によって降伏点強度が損傷前載荷時より大きくなっており、3) 本載荷実験結果は、入力エネルギーが等しい損傷前載荷時と類似した挙動を示すため、と推察される。但し、載荷履歴を受けていることより、鉄筋の累積残留ひずみは降伏ひずみの数倍に至っていることが推察される。このようなことから、シート接着補強を施さない場合には、かぶりコンクリートの剥離剥落の可能性も示唆され、シート接着補強効果が発揮されているものと類推される。なお、AFRPシートのひずみは、載荷点付近および載荷点から1m側壁側の位置で最大 $1,500\mu$ 程度であり、載荷点から1m柱側の位置では $1,800\mu$ 程度発生していることが分かる。これは、既存ひび割れの開口によりシートひずみが増大したことによるものと考えられる。

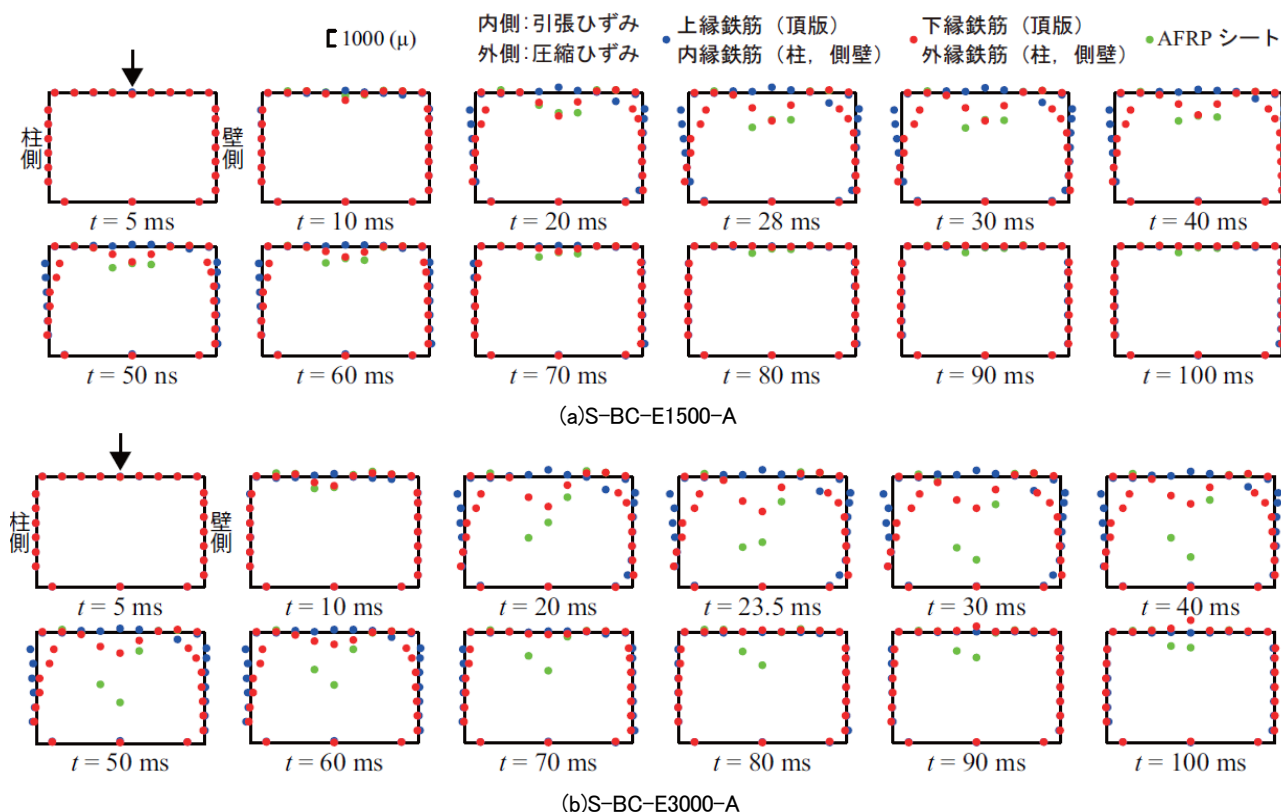


図-23 荷重位置を通る道路軸直角方向断面に関する鉄筋ひずみ AFRP シートひずみ分布の経時変化

S-BC-E3000-Aの場合には、上縁／下縁鉄筋および AFRPシートのひずみは、全般的にS-BC-E1500-Aの場合よりも大きい。特に、荷重点直下においては、下縁鉄筋は降伏ひずみを超過するひずみが生じ、AFRPシートにはひび割れ開口の影響も相まって4,500 $\mu$ 程度のひずみが発生している。ただし、AFRPシートの公称破断ひずみは17,500 $\mu$ であることから、シート破断に対しては4倍程度の余裕度を有しているものと判断される。このことは、AFRPシートの目付量を1/2以下に減じることが可能であることを示唆している。なお、経過時間 $t=100\text{ms}$ 以降において鉄筋ひずみはほぼ零であるにもかかわらず、AFRPシートひずみは1,000 $\mu$ 程度残留している。これは、最大応答時に頂版下面のひび割れ発生部周辺の鉄筋-コンクリート間の付着が切れたため、除荷時に鉄筋ひずみがほぼ完全に復元するものの、シートひずみが残留したことによるものと推察される。

#### 4.3.5 鉄筋およびAFRPシートひずみ分布の経時変化

図-23には、荷重位置を通る道路軸直角方向断面に関する鉄筋およびAFRPシートひずみ分布の経時変化を比較して示している。図より、鉄筋ひずみは、固定支持門型ラーメンの曲げモーメント分布に対応した性状を示しているのに対し、AFRPシートのひずみは、荷重点近傍において鉄筋よりも大きい値を示し、時間経過とともにその傾向が強くなっていることが分かる。ま

た、このような性状は、S-BC-E3000-Aの場合においてより明確に見られる。なお、荷重点近傍におけるAFRPシートのひずみは、断面の平面保持を仮定した場合の値よりも著しく大きいことを確認している。これは、AFRPシートが既存ひび割れの開口に対して効率よく抵抗していることを示しているものと判断される。

以上のことから、衝撃的外力によりひび割れが多数生じて損傷したRC製ロックシェッドをAFRPシートで補修補強することにより、設計入力エネルギーの30倍のエネルギーを与えた場合においても、コンクリートの剥落は勿論のことシートの剥離や破断も認められず、RC製ロックシェッド内部の安全性が十分確保されることが明らかになった。

### 5. 損傷したロックシェッドの補修・補強解析手法の検討

#### 5.1 概要

4章の重錘落下衝撃実験結果と解析結果を比較することで、耐衝撃補強設計における三次元的骨組解析手法適用の可能性について検討した。また、既設ロックシェッドの補修・補強設計フローを整理した。

#### 5.2 数値解析概要

##### 5.2.1 三次元的骨組解析

使用した三次元的骨組解析は、既往研究<sup>13), 15), 16), 17)</sup>

より、敷砂緩衝材を設置した1/2縮尺ロックシェッド模型の重錘落下衝撃実験に対して、最大応答値までの実験結果を概ね再現可能であること、実規模ロックシェッド模型の重錘落下衝撃実験に対しても、緩衝材として敷砂およびTLASを用いた場合においても耐衝撃挙動の推定手法として十分適応が可能であることが確認されている。

ここでは、AFPRシートにて補強を行った損傷を有するロックシェッドに対する本解析手法の適用性を検討する。解析ケース一覧を表-8に示す。解析対象は、敷砂を緩衝材とし中央荷重を行ったシート補強前のS-BC-E1500とシート補強後の入力エネルギーが異なるS-BC-E1500-AおよびS-BC-E3000-Aの3ケースとした。

5.2.2 解析モデルおよび解析条件

図-24には、本数値解析に用いた三次元的骨組解析モデルを示す。既往研究よりRC梁の衝撃問題にファイバーモデルを用いる場合には、その要素分割長は部材厚に対して0.5~1.0倍程度に設定することで精度が得られるとの報告がある<sup>18)</sup>。従って本解析では1要素の標準要素長を0.5m（部材厚の0.7倍）とし、最小でも有効高の0.5倍程度になるように設定している。また、試験体内空の四隅にはハンチを設けていることから、隅角部には道路橋示方書に準拠し剛域を設定している。柱と頂版の接合部には頂版の道路軸方向の変位やねじりを適切に柱に分担するように、頂版部より放射状に剛域を設定している。

本解析モデルには、断面寸法や各材料定数を考慮したファイバー要素を使用した。ファイバー要素のセル分割については、図-25に示すように、セル要素の中心近傍に部材軸方向鉄筋が配置されるように設定している。また、上記に直交する要素に関しても同様のセル分割に対して配筋筋を配置している。なお、底面の境界条件は弾性床支持とし、圧縮方向のみバネを考慮している。ただし、試験体はコンクリート剛基礎上に設置されていることから、バネ定数は十分に大きな値を入力している。コンクリートおよび鉄筋の質量は、道路軸直角方向の部材のみに考慮し、道路軸方向部材は剛性のみを考慮している。なお、ねじり剛性は断面形状に応じて解析ツール内で自動算出され、その値は線形弾性が仮定されている。

本解析では、全部材に対して重力を考慮している。減衰定数は質量比例分のみを考慮し、事前に本解析モデルを用いた固有振動解析を行い、載荷点が卓越する鉛直方向曲げ振動モードに対応した固有振動数に対して、既往研究と同様に $\eta=2.5\%$  に設定した。なお、本

表-8 解析ケース一覧

解析ケース	AFPR補強	履歴考慮	入力荷重波形
1	無	無	S-BC-E1500
2	有	無	S-BC-E1500-A
3	有	有	S-BC-E1500 S-BC-E1500-A
4	有	無	S-BC-E3000-A
5	有	有	S-BC-E1500 S-BC-E1500-A S-BC-E3000-A

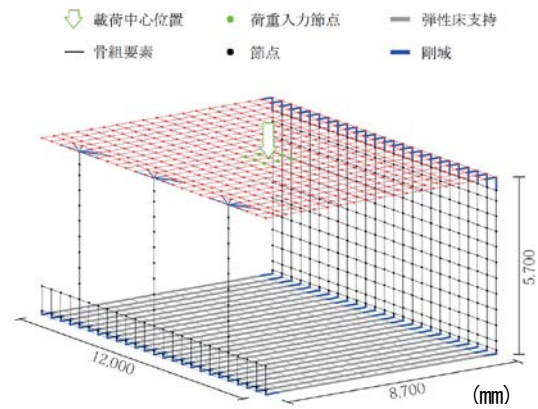


図-24 三次元的解析モデル

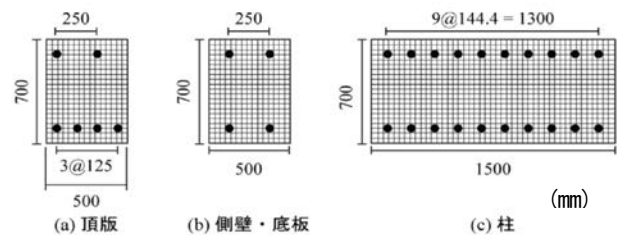


図-25 要素分割図

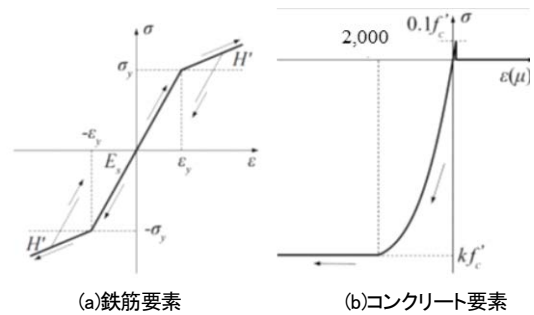


図-26 材料構成則モデル

解析モデルの総節点数は 1,327、総要素数は 2,553 である。また、本数値解析には Engineer's Studio<sup>19)</sup> Ver. 5.00.04 を使用している。

### 5.2.3 材料物性モデル

図-26には、解析に用いた各材料物性モデルを示している。鉄筋要素に用いた物性モデルは、塑性硬化係数を弾性係数Esを1% とするバイリニア型の等方硬化則を適用した。コンクリート要素に用いた物性モデルは、圧縮側については道路橋示方書に準拠し、引張側は圧縮強度の1/10でカットオフしている。AFRPシート要素の物性モデルは引張のみ荷重を伝達するものとし、コンクリートの引張側と同様に破断した段階で応力を伝達しないものとした。

### 5.2.4 入力荷重波形モデル

図-27には、数値解析に用いた入力荷重波形を示す。使用した入力波形は、それぞれの実験で得られた重錘衝撃力波形である。重錘衝撃力は、重錘径 (D=1.25m) と同一径の円形領域に等分布で作用するものとし、載荷範囲にある節点に面積比を考慮し分割して与えている。

数値解析は、先ず初めに過年度に実施した実験ケース S-BC-E1500 に対して実施し、実験結果と解析結果との比較から数値解析手法の妥当性を検討した。次に、AFRPシート補強後の S-BC-E1500/E3000-A に対して載荷履歴が無いものとして数値解析を実施した。その結果、後述するように、解析結果が実験結果を過小評価することが明らかになった。このことから、載荷履歴の影響が大きいものと判断し、AFRPシート補強後の数値解析モデルに対して、図-28に示すように3つの重錘衝撃力波形を各解析結果の応答値が十分に収束するような時間間隔で連続して載荷させることにより、載荷履歴の影響を考慮することとした。

## 5.3 解析結果および考察

### 5.3.1 載荷点直下の頂版変位時刻歴応答波形

図-29には、AFRPシート補強前の数値解析ケース S-BC-E1500 に対する載荷点直下の頂版変位時刻歴応答波形を実験結果と併せて示している。変位波形の立ち上がりから最大変位発生前後に至るまで最大変位応答値を含めて解析結果は、実験結果を非常に良く再現できている。しかしながら、解析結果の最大変位発生前後の波形性状は実験結果とは異なっている。実験ケース S-BC-E1500 は、表-2に示すとおり、それ以前に19ケースの実験載荷履歴を受けている。しかしながら、いずれの実験ケースも入力エネルギーが小さい、あるいは高性能の緩衝構造 (TLAS) を使用した実験であり、

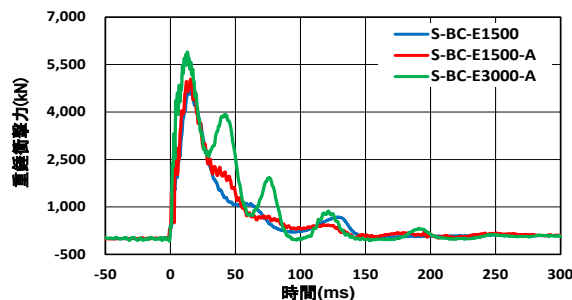


図-27 入力荷重波形

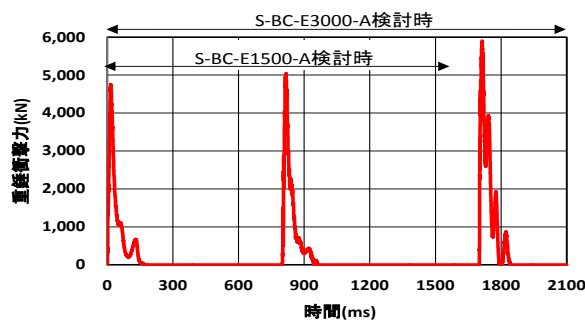


図-28 入力荷重波形(連続載荷)

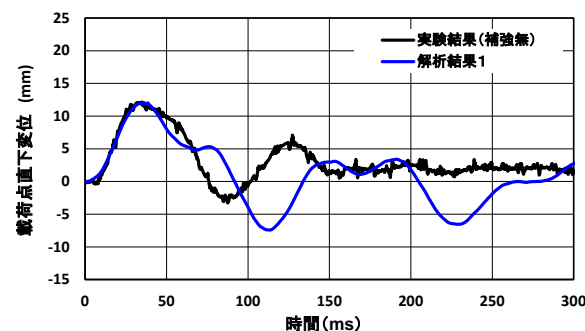


図-29 頂版変位の時刻歴応答波形(S-BC-E1500)

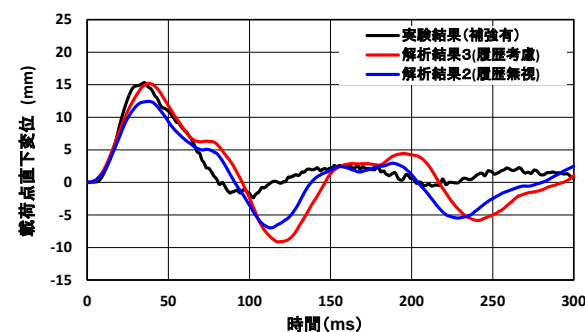


図-30 頂版変位の時刻歴応答波形(S-BC-E1500-A)

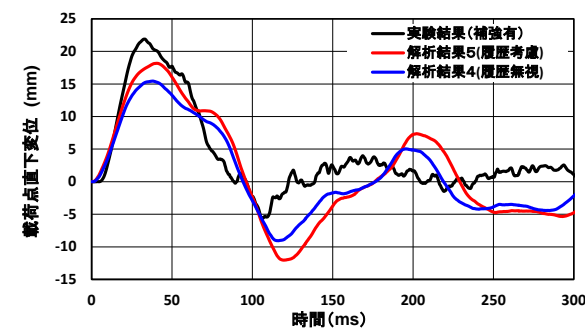


図-31 頂版変位の時刻歴応答波形(S-BC-E3000-A)

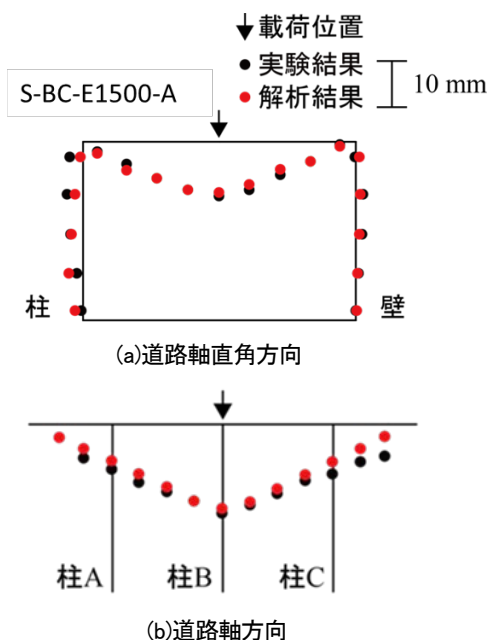


図-32 頂版変位分布(S-BC-E1500-A)

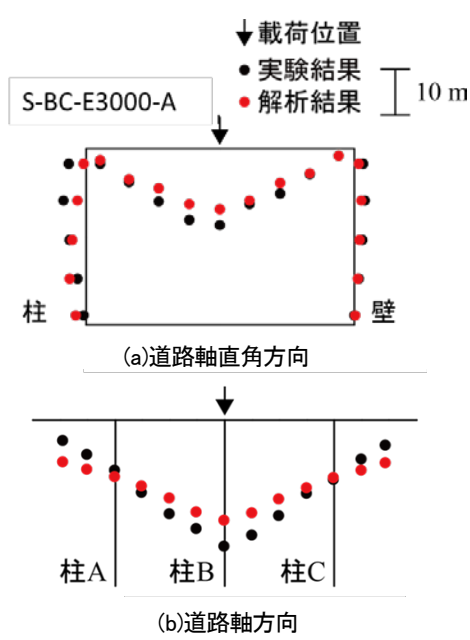


図-33 頂版変位分布(S-BC-E3000-A)

試験体の応答値も小さいことから、載荷履歴の影響は小さいものと推察される。

以上より、載荷履歴が無いあるいはその影響が小さい場合においては、重錘衝撃力波形を入力荷重波形とすることで、本数値解析手法により実験結果の最大変位を再現できることが明らかになった。

図-30には、補強後の解析ケースS-BC-E1500-Aに対する載荷点直下の頂版変位時刻歴応答波形を実験結果と比較して示している。損傷履歴を考慮せず重錘衝撃力波形を入力荷重波形とした場合には、実験結果の最大変位に対し20%程度過小評価となっていることが分かる。一方、損傷履歴としてS-BC-E1500の重錘衝撃力波形を事前に入力し、さらにS-BC-E1500-Aの重錘衝撃力波形を入力荷重として与える場合には、実験結果の最大変位をほぼ再現できている。

図-31には、補強後の解析ケースS-BC-E3000-Aに対する載荷点直下の頂版変位時刻歴応答波形を実験結果と比較して示している。損傷履歴を考慮せず重錘衝撃力波形を入力荷重波形とする場合には、実験結果の最大変位に対して30%程度過小評価となっている。

一方、損傷履歴としてS-BC-E1500およびS-BC-E1500-Aの重錘衝撃力波形を事前に入力し、S-BC-E3000-Aの重錘衝撃力波形を入力荷重として与える場合においても、数値解析結果は実験結果の最大変位に対して過小評価となっていることが分かる。これは、その直前に実施したブロック端部での実験ケースS-AC-E1500-Aの載荷履歴の影響を考慮していないことも一因であるものと推察されるが、数値解析環境のハ

ード的な制約からこれ以上の荷重履歴を考慮することができなかった。

ここで、載荷履歴の影響を複数回考慮しなければならないことは、きわめてまれな事態であるものと推察されることから、提案の解析手法は、載荷履歴の有無に関わらず、AFRPシート補強を施したRC製ロックシェットの耐衝撃補強設計に係る実務設計のための解析ツールとして適用可能であるものと判断される。

### 5.3.2 最大変位発生時の道路軸直角方向および道路軸方向変位分布

図-32(a)、(b)には、補強後の解析ケースで載荷点直下の頂版変位の時刻歴応答波形が実験結果とよく対応している損傷履歴を考慮したS-BC-E1500-Aに関して、載荷点直下の頂版変位が最大値を示す時点での道路軸直角方向内空断面変位分布と、道路軸方向頂版変位分布を実験結果と比較して示している。なお、載荷点直下の頂版最大変位は、解析結果、実験結果でそれぞれ $t=37.7\text{ms}$ および $t=33.4\text{ms}$ 時点となっている。

(a)図より、道路軸直角方向の内空断面変位分布に関しては、解析結果は柱の上端部を除き実験結果をよく再現している。なお、実験結果の柱上端部変位が大きく示されるのは、ハンチ下端の断面変化点にひび割れが集中し角折れに近い性状を示すためと推察される。

(b)図より、道路軸方向の頂版変位分布に関しては、解析結果は載荷点からブロック両端の柱A、C断面近傍までの範囲で実験結果を良く再現している。ただし、両自由端近傍の変位分布に関しては、解析結果は実験結果に対して過小評価していることが分かる。

図-33(a)、(b)には、補修後の解析ケースで損傷履歴を考慮したS-BC-E3000-Aに関して、載荷点直下の頂版変位が最大値を示す時刻における道路軸直角方向の内空断面変位分布、および道路軸方向の頂版変位分布を実験結果と比較して示している。なお、載荷点直下の頂版最大変位発生時刻は、解析結果、実験結果に対して、それぞれ $t=40.4\text{ms}$ および $t=32.2\text{ms}$ である。

(a) 図より、道路軸直角方向の内空断面変位分布において、解析結果は側壁に関しては実験結果をよく再現している。一方、頂版の載荷点直下および柱上部に関しては、解析結果は実験結果を過小評価している。これは、前述のように載荷履歴の影響を十分に反映できていないことが一因であるものと推察される。

(b) 図より、道路軸直角方向の頂版変位分布において、解析結果は実験結果に対して載荷点近傍では過小評価、両自由端近傍では過大評価となっている。これは、数値解析的には道路軸方向の荷重分担性状がS-BC-E1500-AとS-BC-E3000-Aでほぼ同様であるのに対して、実験ではS-BC-E3000-Aの場合が設計エネルギーの30倍の入力エネルギーで載荷していることから、頂版部の損傷が載荷点近傍により集中化したためと推察される。

#### 5.4 既設シェッドの補修・補強設計フローの提案

損傷を受けたロックシェッドの耐力評価および補修・補強についてのフロー（図-34）を整理した。

落石発生時においては災害要因等把握のための現地状況の確認が必要となる。既設落石構造物（ロックシェッド）の概略耐荷力は、落石の作用衝撃力の推定を行い提案の三次元動的骨組解析により検討する。

災害要因がない場合および災害要因が評価した耐荷力より小さい場合は、現地の損傷状況に応じた補修（ひび割れ注入・断面補修・繊維シート補修等）を行うことが望ましい。災害要因が耐荷力よりも大きい場合には、補強可能な程度の災害要因かを確認し、対策工の検討を行う。補強が可能な場合については、災害要因の大きさにより、TLASの採用、アラミド繊維シートでの補強などの工法を検討する。どちらも三次元動的骨組解析で適用可能であることが確認されているので、概略の補強後の耐荷力を算出する。コスト等も比較対象とし総合的な判断で最終的な工法を判断する必要がある。

#### 6. まとめ

本研究は、既設落石防護構造物の耐荷力を評価する技術、さらには必要な耐荷力を付与するための合理的

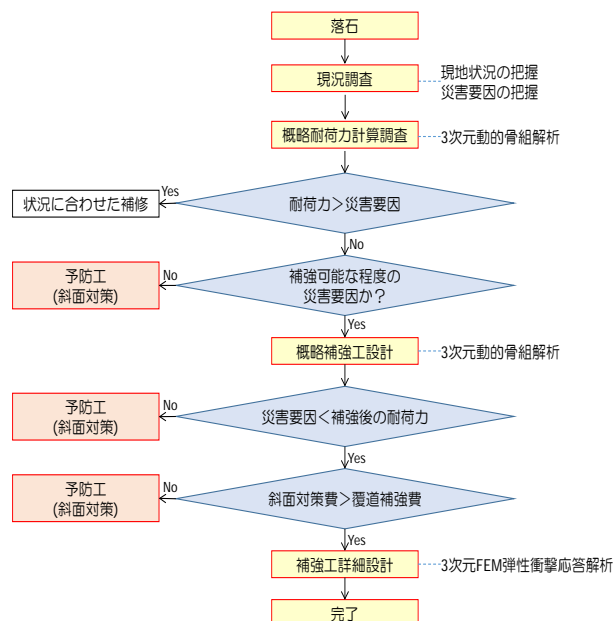


図-34 設計フロー（案）

な補修・補強技術を開発することを目的として実施したものである。本研究で得られた成果を以下に示す。

各種緩衝材を使用したロックシェッドの作用衝撃力と耐衝撃挙動の検討より；

- 1) 許容応力度法による設計落石エネルギーが100 kJの実規模ロックシェッドに対して、載荷位置が同一で15倍の入力エネルギー  $E=1,500\text{ kJ}$  を作用させた敷砂および碎石の結果は、実験前に発生しているひび割れ箇所が更に開口する応答変位を示す。また、載荷点最大変位および残留変位の値より緩衝効果としては碎石緩衝材よりも敷砂緩衝材の方が高い。
- 2) 緩衝材として碎石を使用し、設計落石エネルギーの30倍の入力エネルギー  $E=3,000\text{ kJ}$  においても、大きく開口した曲げひび割れが発生するもののコンクリート片が剥落するような状態とはならない。

小型扁平RC梁の補修・補強工法の検討より；

- 1) 衝撃荷重による、残留変位がスパンの1%程度の損傷を有する場合においてもAFRPシート曲げ補強によって、扁平RC梁の耐衝撃性を向上可能である。
- 2) AFRPシート接着した扁平RC梁は、シートの部分剥離を伴い、上縁コンクリートが圧壊して終局に至る。
- 3) 損傷の有無によって最大支点反力は大きく異なるが、その他の応答波形の性状は大略同様である。ただし、設定落下高さが大きい場合には、損傷の有無がひび割れ性状やシートの剥離性状に大きな影響を及ぼす。



## STUDY ON THE TECHNIQUES FOR REPAIRING AND REINFORCING ROCKFALL PROTECTION STRUCTURES

**Budgeted** : Grants for operating expenses  
General account

**Research Period** : FY2012-2015

**Research Team** : Cold-Region Construction Engineering  
Research Group (Structures Research Team)

**Author** : NISHI Hiroaki

KONNO Hisashi

ARAKI Nobuya

YAMASAWA Fumio

**Abstract** : This study aimed to develop methods for evaluating the soundness and load-carrying capacity of rockfall protection structures in use and techniques for repairing and reinforcing those structures to rationally provide the required load-carrying capacity.

Regarding evaluation methods for the load-carrying capacity of rockfall protection structures in use, a falling-weight impact loading test was carried out on full-scale models of RC rock sheds to estimate the load-carrying capacity of existing rock sheds against working impact forces. The test was conducted in three cases with different types of cushion material: sand, crushed stone and three-layer absorbing system (TLAS), where data on shock-resistant behaviors of the structure in the elastic domain to the ultimate state were collected.

As for the study on techniques for repairing and reinforcing rockfall protection structures, the applicability of aramid fiber reinforced plastic (AFRP) sheet to the top slabs of RC rock sheds was examined, where a falling-weight impact test was given to a flat RC beam protected with AFRP sheet and sand cushion, and the effectiveness of reinforcement work was clarified. The full-scale models of RC rock sheds damaged during the falling-weight impact test were cured with AFRP sheet adhesion work and the same test was given to them for the purposes of grasping their shock-resistant behaviors and confirming their applicability to shock-resistant reinforcement design as a tool in the three-dimensional dynamic frame analysis.

**Key words** : cushion material, RC rock shed, flat RC beam, AFRP sheet, repair/reinforcement, three-dimensional dynamic frame analysis