

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）

研究機関：平 24～平 27

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地構造）

研究担当者：西 弘明、今野久志、山口 悟、角間 恒

【要旨】

本研究では、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に実施している。

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、作用衝撃力評価に際して重要となる既設落石覆道上の緩衝材について実態調査を実施し、厚さや使用材料、密度等を把握した。さらに国道における落石覆道の劣化・損傷状況の実態について整理・分析した。既設落石防護構造物の補修・補強技術の提案に関する研究では、衝撃作用により損傷を受けた RC 梁に関して AFRP シート接着による補修・補強効果について実験的に検討を行った。

キーワード：落石防護構造物、劣化損傷、落石覆道、AFRP シート、補修、補強

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。また、特に沿岸道路の既設落石防護構造物には凍害塩害等による劣化損傷が顕在化してきている。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た検討を行っている。

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、既設ロックシェッドの耐荷力評価に際して作用衝撃力の算定において重要となるロックシェッド上の緩衝材について、緩衝材の厚さや使用材料、N 値等の物性値や密度等を把握するための実態調査を実施した。さらに国道におけるロックシェッドの劣化・損傷状況の実態について整理・分析した。既設落石防護構造物の補修・補強技術の提案に関する研究では、損傷を受けた RC 製ロックシェッドの耐衝撃補強設計法を確立することを最終的な目的に、その基礎的な取り組みとして衝撃载荷により損傷を受けた RC 梁を対

象とした AFRP シート接着補強による耐衝撃補強効果について実験的に検討を行った。

2. 既設落石覆道（ロックシェッド）の耐荷力評価に向けた緩衝材実態調査

2.1 調査概要

落石対策便覧¹⁾では、図-1に示すようにロックシェッド上の敷砂緩衝材の厚さは $t = 90 \text{ cm}$ を下限とし、砂の飛散が予想される場合にはさらに $t = 20 \text{ cm}$ 程度の飛散防止材（砂利等）を敷き均すことが必要であるとしている。このため緩衝材の実態調査はロックシェッド毎に、飛散防止材（表層）と緩衝材（緩衝層：地表下 50 cm ）について（各1箇所）、現場密度試験による締固め度の確認と室内土質試験を実施した。また、

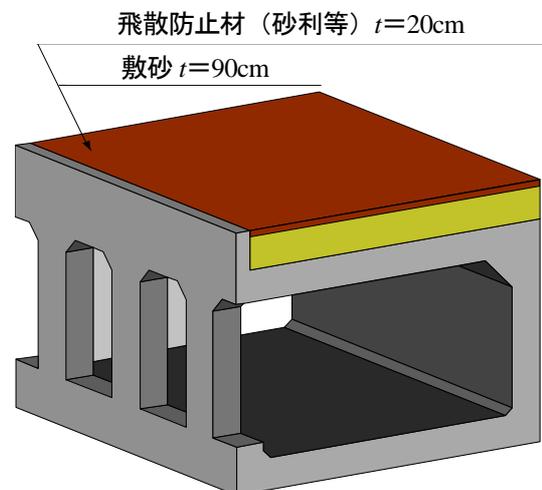


図-1 緩衝材の設置形状

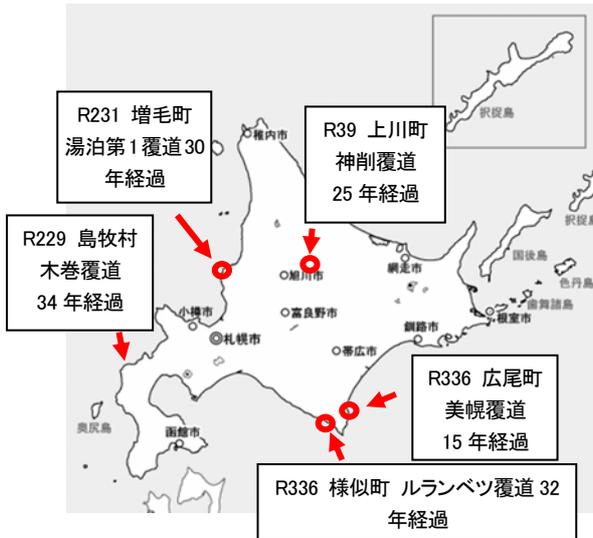


図-2 調査箇所図

標準貫入試験と動的円錐貫入試験（大型）により緩衝材の物性値および厚さを確認した。調査箇所は、図-2に示す北海道内の5箇所とした。凡例には各ロックシェットの建設からの経過年数を併記している。

2. 2 調査結果

2. 2. 1 標準貫入試験と動的円錐貫入試験結果

標準貫入試験（N値）と動的円錐貫入試験（Nd値）の結果を図-3に示す。N値の計測は10 cm 毎に記録されていることから、10 cm 毎に記録されているNd値との比較を行った。図より、既設ロックシェットの緩衝材の厚さは、飛散防止材を含めた現行の緩衝材厚さ $t = 1.1 \text{ m}$ に近い箇所が2箇所あり、2 mを超える箇所もあることが分かった。

標準貫入試験と動的円錐貫入試験との比較では、地盤調査の方法と解説に記述されている $N \approx Nd$ の関係²⁾が本調査箇所においても確認され、両者の相関係数は0.85 となった。既設ロックシェット上の緩衝材のように深度の浅い場合には、動的円錐貫入試験は簡便で有用であることが分かった。しかし、打撃により円錐を貫入させる試験であるため、木巻覆道では礫による障害でロックシェットの頂版上面までの調査を実施することは出来なかった。

2. 2. 2 室内土質試験結果

土質試験の結果を表-1に示す。なお、表には後述する現場密度試験の突砂法の試験結果も併記した。室内土質試験の結果、緩衝材は主に礫質土であることが分かった。

2. 2. 3 密度試験結果

現場密度試験の結果より算出された締固め度と含水

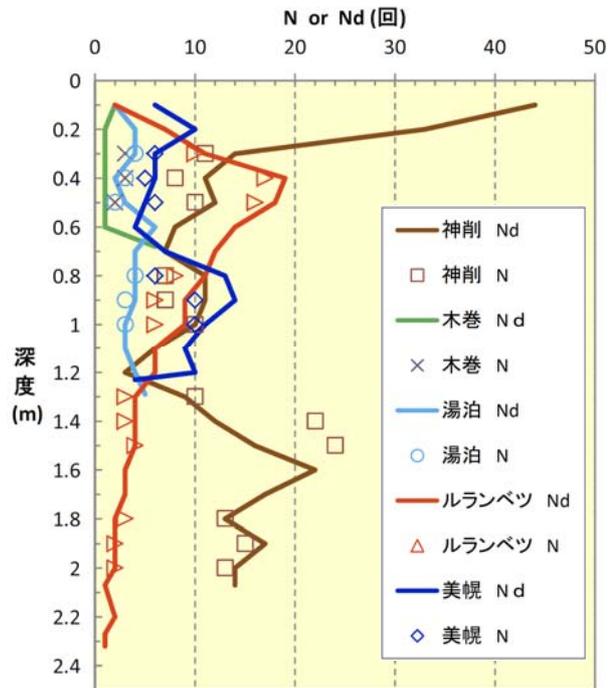


図-3 深度方向のN値とNd値の比較図

比の関係を図-4に示す。凡例に記述の数字は、覆道の経過年数である。

図より、各土質とも締固め度が85%以上と道路盛土の路体締固め度の品質管理値と同じ高い値となっている。15年経過している美幌覆道の敷砂で締固め度が86%となっており、全体の締固め度の平均は92%と道路の下層路盤の現場密度の規格値93%以上の値に近く、非常に強固に締固まっていることが分かった。

3. 既設落石覆道（ロックシェット）の劣化損傷状況の整理・分析

3. 1 調査対象

調査は、図-5に示すように日本海側と太平洋側の2地域を対象とし、表-2に示す一般国道のロックシェットにおいて実施した。調査対象箇所数は、日本海側では一般国道231号の18基、太平洋側では一般国道336号の33基、計51基である。調査対象のロックシェットについては、日本海側は昭和50年代に建設されているものが多く、太平洋側は平成に建設されているものも多数存在する。

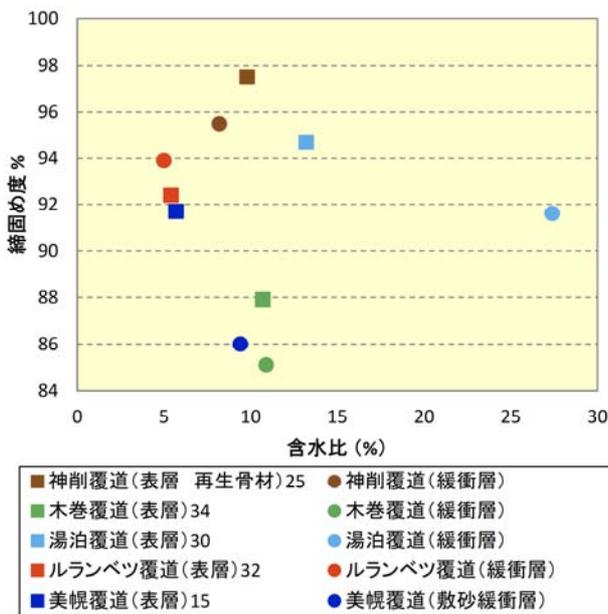
3. 2 調査方法

3. 2. 1 資料収集整理

現況調書等より既設ロックシェットに関する資料を収集し、整理した。取りまとめ項目は、上部工（RC、PC）・下部工（直接、杭）の構造型式、延長等である。

表一 1 緩衝材土質試験結果

| 試験項目 | 神削覆道 | | 木巻覆道 | | 湯泊第1覆道 | | ルランベツ覆道 | | 美幌覆道 | | |
|---|---------------------------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|-------------|-------|
| | 再生路盤材 | 発生土 | 発生土 | 発生土 | 発生土 | 発生土 | 発生土 | 発生土 | 飛散防止材 | 敷砂 | |
| 試験深度 (m) | 0.0 ~ 0.20 | 0.35 ~ 0.50 | 0.0 ~ 0.2 | 0.2 ~ 0.5 | 0.0 ~ 0.2 | 0.2 ~ 0.5 | 0.0 ~ 0.2 | 0.2 ~ 0.6 | 0.0 ~ 0.25 | 0.25 ~ 0.50 | |
| 土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³) | 2.722 | 2.718 | 2.726 | 2.727 | 2.687 | 2.677 | 2.75 | 2.752 | 2.711 | 2.662 | |
| 粒度 | 礫分 (2 ~ 75 mm) % | 83.8 | 79.6 | 84.2 | 73.3 | 20.9 | 49.9 | 69.7 | 72.3 | 72.8 | 50.1 |
| | 砂分 (0.075 ~ 2 mm) % | 13.7 | 15.2 | 11.7 | 20.2 | 43 | 27.9 | 22.1 | 20.7 | 20.1 | 45 |
| | シルト分 (0.005 ~ 0.075 mm) % | 1.5 | 2.8 | 2.8 | 3.8 | 13.7 | 13 | 6 | 5 | 4 | 3.2 |
| | 粘土分 (2 ~ 75 mm) % | 1 | 2.4 | 1.3 | 2.7 | 22.4 | 9.2 | 2.2 | 2 | 3.1 | 1.7 |
| | 最大粒径 mm | 75 | 75 | 75 | 75 | 37.5 | 75 | 53 | 75 | 75 | 75 |
| | 60% 粒径 D ₆₀ mm | 30.35 | 22.21 | 29.14 | 21.15 | 0.49 | 8.45 | 16.71 | 17.74 | 22.75 | 7.515 |
| | 均等係数 U _c | 38.89 | 39.99 | 64.32 | 87.07 | 354.93 | 1320.3 | 118.4 | 93.38 | 138.4 | 38.82 |
| 地盤材料の分類名 | 粒径幅の広い砂まじり礫 | 粘性土まじり砂質礫 | 砂まじり礫 | 細粒分まじり砂質礫 | 細粒分質礫質土 | 細粒分質砂質礫 | 細粒分まじり砂質礫 | 細粒分まじり砂質礫 | 細粒分まじり砂質礫 | 砂質礫 | |
| 分類記号 | GW-S | GS-Cs | G-S | GS-F | SFG | GFS | GS-F | GS-F | GS-F | GS | |
| 最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³) | 1.91 | 1.979 | 1.932 | 1.856 | 1.774 | 1.58 | 2.164 | 2.221 | 2.16 | 1.857 | |
| 最適含水比 W _{opt} (%) | 12.7 | 11.8 | 12.6 | 13.3 | 16 | 22.9 | 8.7 | 7.8 | 8.2 | 9.3 | |
| 原位置突砂法 乾燥密度 (KN/m ³) | 1.862 | 1.889 | 1.698 | 1.579 | 1.68 | 1.447 | 2 | 2.086 | 1.981 | 1.596 | |
| 原位置突砂法 含水比 W | 9.8 | 8.2 | 10.7 | 10.9 | 13.2 | 27.4 | 5.4 | 5 | 5.7 | 9.4 | |



図一 4 現地の締固め度と含水比の関係

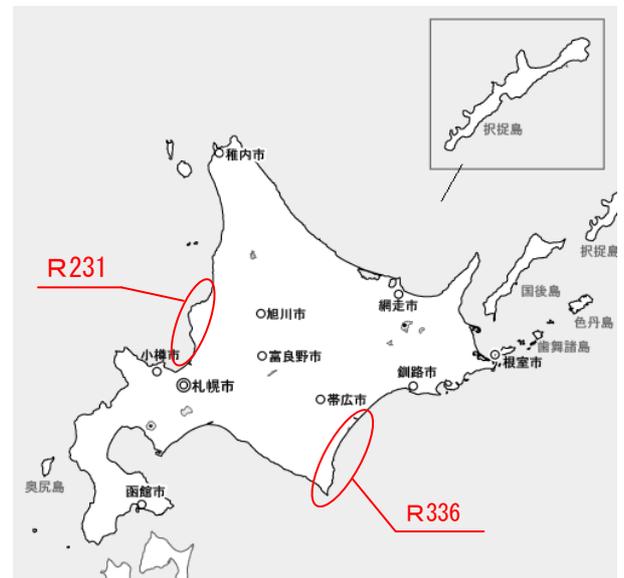
3. 2. 2 劣化状況の調査

既設ロックシェットの劣化状況や補修状況の調査を行った。

- 1) 両坑口写真、海側の柱部、山側の側壁写真 (劣化が確認される場合には、代表写真、劣化状態、劣化した割合等を確認)
- 2) ロックシェット背面を確認出来る場合には、背面の覆土形状や斜面状況の写真
- 3) 補修状況等の写真

3. 2. 3 落石対策便覧による維持管理点検

「落石対策便覧」(日本道路協会、H12.6)を参考に、下記の項目について点検を実施した。



図一 5 調査箇所図

- 1) ロックシェット上の点検
- 2) ロックシェット本体の点検
- 3) 排水工点検
- 4) 基礎工および谷側地盤の点検

3. 3 現地調査結果

3. 3. 1 ロックシェット本体の劣化損傷状況

調査の結果、ロックシェット本体については日本海側、太平洋側とも目地等のずれ、段差、開口や部材の変形、傾斜等、緊急の点検が必要となるような変状はみられなかった。

図-6、7は、各ロックシェットにおいて変状が発生している項目を抽出し、各路線の箇所数に対する割合で示したものである。両図より、柱部に變状が多くみ

表-2 調査箇所（日本海側・太平洋側）

| R231 | | R336 | | | |
|------|--------|------|----------------------|------|------------|
| 整理番号 | 覆道竣工年月 | 整理番号 | 覆道竣工年月 | 整理番号 | 覆道竣工年月 |
| 1 | S62.11 | 1 | S56 | 17 | S58.11 |
| 2 | S61.10 | 2 | S56, S57 | 18 | S61 |
| 3 | H9.11 | 3 | H2.11 | 19 | S62 |
| 4 | H10.3 | 4 | S54, H11 (伸長) | 20 | S54 |
| 5 | S56.12 | 5 | S56 | 22 | S57.11 |
| 6 | S56.12 | 6 | S54, H3.1, H3.12, H6 | 23 | S60 |
| 7 | S56.12 | 7 | S53, H6 | 24 | S62, H15.2 |
| 8 | S55.11 | 8 | S51 | 25 | H3.11 |
| 9 | S61.11 | 9 | S52 | 26 | H2.12 |
| 10 | S58.11 | 10 | S50 | 27 | H10.3 |
| 11 | S58.11 | 11 | S54.11 | 28 | H8.3 |
| 12 | S61.11 | 12 | S58.1 | 29 | S59.10 |
| 13 | S57.11 | 13 | S58.1 | 30 | S57 |
| 14 | S54.11 | 14 | S58 | 31 | S59 |
| 15 | S56.11 | 15 | H2.12, H3.11 | 32 | H11.3 |
| 16 | S56.11 | 16 | S62, S50, H12, H13 | 33 | H11.3 |
| 17 | S56.11 | | | | |
| 18 | S56.11 | | | | |



写真-1 ロックシェッドの損傷状況（日本海側）

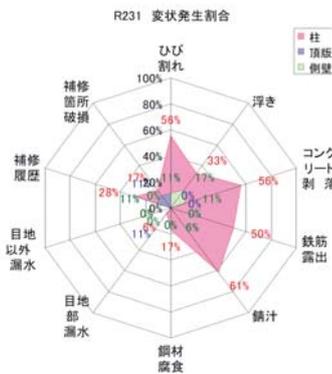


図-6 日本海側 変状割合 (18基)

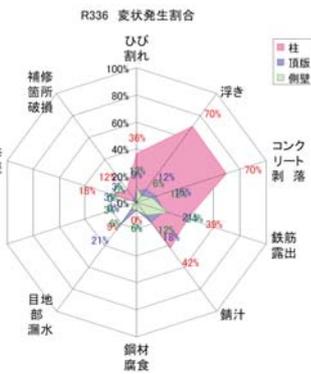


図-7 太平洋側 変状割合 (33基)

られるが、日本海側と太平洋側でその変状発生割合に差異が見受けられる。

図-6より、日本海側では全体の33~61%において、柱部コンクリートの浮き・剥落・鉄筋露出・錆汁等の変状が生じている。また、全体の28%で補修履歴があることがわかる。これに対し、図-7より、太平洋側では日本海側と同様に全体の36~70%において、柱部コンクリートの浮き・剥落・鉄筋露出等の変状が発生している。また、頂版・側壁については全体の12~24%において、日本海側では見受けられない錆汁・鉄筋露出等の変状が発生している。

ロックシェッドの劣化損傷の事例を写真-1~3に示す。

写真-1は日本海側のロックシェッドの損傷状況であり、上述のように部位別に変状が多く発生していたのは柱部で、鉄筋露出や錆汁に観られる鋼材の変状も



写真-2 柱部の損傷状況（鉄筋露出）



写真-3 ロックシェッドの損傷状況（太平洋側）



写真-4 ロックシェッド上の落石状況

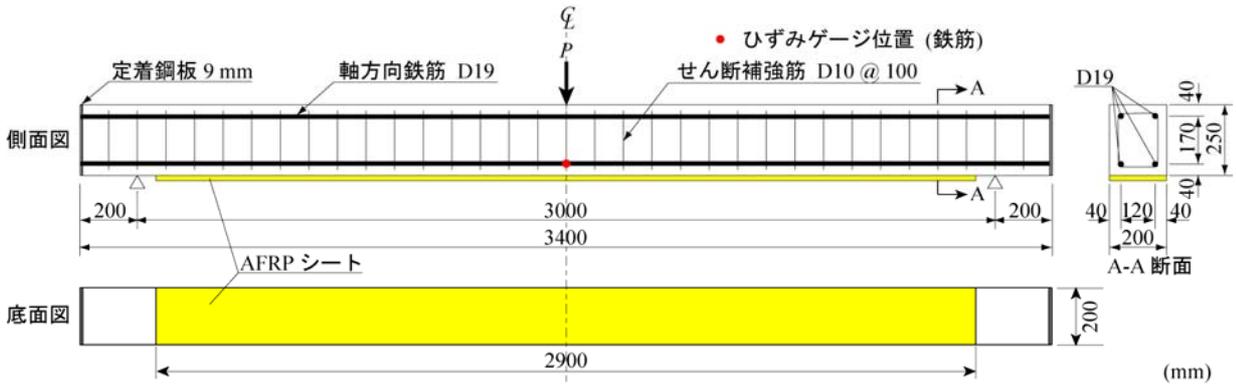


図-8 試験体の形状寸法および配筋状況

太平洋側のロックシェッドより多かった。また、写真右上のように補修された箇所においても、鉄筋の腐食により剥落している状況が見られた。

写真-2は、日本海側の柱基部の鉄筋の一部が露出している状況である。左側は施工時の施工不良によるものと思われるジャンカ箇所、右側は鉄筋かぶり不足の箇所のコンクリートが剥離し、鉄筋が露出している状況である。

写真-3は太平洋側の覆道の損傷状況である。コンクリートの浮きや剥離のほか、写真右上のように頂版目地部に漏水が発生している状況も見られた。

日本海側では、築造から年数を経たものが多く、経年劣化が顕著に現れているものと考えられるが、同じ海岸沿いという条件では、太平洋側に比較して日本海側の厳しい自然環境の影響も現れてきているものと考察される。

3. 3. 2 ロックシェッド上の落石状況

写真-4は、日本海側のロックシェッド上における落石状況の例である。

本調査の結果、日本海側では72%、太平洋側では73%のロックシェッドにおいて、頂版上に至る落石の事例を確認した。落石の状況としては、設計時の落石径程度のものから、写真下のように設計時の落石径を大きく上回る落石の発生も確認された。

4. 損傷を受けたRC梁のAFRPシート接着補強による耐力検討

4. 1 試験体概要

図-8には、試験体の形状寸法、配筋状況およびAFRPシート接着状況を示している。本実験に用いた試験体の形状寸法³⁾は、200×250×3,000mm（梁幅×梁高×純スパン長）である。軸方向鉄筋にはD19を用い、上下端に複鉄筋配置としている。また、せん断補強鉄筋

表-3 RC梁の静的設計値一覧

| 主鉄筋比 P_t | せん断スパン比 a/d | 曲げ耐力 P_{usc} (kN) | せん断耐力 V_{usc} (kN) | せん断余裕度 α |
|------------|---------------|---------------------|----------------------|-----------------|
| 0.011 | 7.14 | 50.2 | 289.5 | 5.77 |

表-4 AFRPシートの力学的特性値（公称値）

| 目付量 (g/m ²) | 保証耐力 (kN/m) | 設計厚 (mm) | 引張強度 (GPa) | 弾性係数 (GPa) | 破断ひずみ (%) |
|-------------------------|-------------|----------|------------|------------|-----------|
| 415 | 588 | 0.286 | 2.06 | 118 | 1.75 |

にはD10を100mm間隔で配筋している。また、軸方向鉄筋は梁端面に設置した厚さ9mmの定着鋼板に溶接している。表-3には、RC梁の静的設計値一覧を示している。表中、静的曲げ耐力 P_{usc} および静的せん断耐力 V_{usc} は、土木学会コンクリート標準示方書に基づき算定している。表-4には、本実験に使用したAFRPシートの力学的特性値を示している。また、実験時におけるコンクリートの圧縮強度は23.4MPaであり、鉄筋の降伏強度は、D10で359MPa、D19で355MPaであった。

4. 2 実験方法および実験ケース

荷重方法は静的および衝撃荷重の2種類である。静荷重の場合には梁幅方向に200mm、梁長さ方向に100mmの荷重板をスパン中央部に設置し、容量500kNの油圧ジャッキを用いて荷重を作用させることにより行っている。荷重は、油圧ジャッキのストロークの制約から試験体の最大変位が90mm程度に達した時点で強制的に除荷している。衝撃荷重の場合には、質量300kg、先端直径200mmの鋼製重錘を所定の高さから試験体スパン中央部に自由落下させることにより行っている。重錘底部は、衝突時の片当たりを防止するために、高さ2mmのテーパを有する球面状と

表-5 実験ケース一覧

| 試験体名 | AFRP補強の有無 | 1次 載荷 方法 | 落下 高さ H_1 (m) | ひび割れ 補修および AFRP補強 | 2次 載荷 方法 | 落下 高さ H_2 (m) |
|-----------|-----------|----------------|-----------------------|-------------------------|----------------|-----------------------|
| N-S | 無 | 衝撃 | 静的 | — | — | — |
| N-I1.0 | | | 1.0 | — | — | — |
| N-I1.5 | | | 1.5 | — | — | — |
| N-I2.0 | | | 2.0 | — | — | — |
| N-I2.5 | | | 2.5 | — | — | — |
| A-S | 有 | 衝撃 | 静的 | — | — | — |
| A-I1.5 | | | 1.5 | — | — | — |
| A-I2.0 | | | 2.0 | — | — | — |
| A-I2.5 | | | 2.5 | — | — | — |
| A-I3.0 | | | 3.0 | — | — | — |
| R1.0-S | 無 | 衝撃 | 1.0 | 有 | 静的 | — |
| R1.0-I1.5 | | | 1.0 | | 1.5 | |
| R1.0-I2.0 | | | 1.0 | | 2.0 | |
| R1.0-I2.5 | | | 1.0 | | 2.5 | |
| R1.5-S | 無 | 衝撃 | 1.5 | 有 | 静的 | — |
| R1.5-I1.5 | | | 1.5 | | 1.5 | |
| R1.5-I2.0 | | | 1.5 | | 2.0 | |
| R1.5-I2.5 | | | 1.5 | | 2.5 | |

なっている。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。衝撃荷重載荷実験におけるRC梁の終局状態は、AFRPシートによる補強を行わない場合については、既往の研究と同様に残留変位量が純スパン長の2%程度に達した状態、AFRPシートにより補強を行った場合についてはシートが破断に至った状態を目安としている。測定項目は重錘衝撃力（静載荷の場合は載荷荷重）P、スパン両端の合支点反力（以後、支点反力）R、載荷点変位（以後、変位） δ 、である。また、実験終了後には、RC梁の側面を撮影し、ひび割れ性状を観察している。

4.3 実験ケース

表-5には実験ケース一覧を示している。実験は、AFRPシート補強の有無、損傷の有無および載荷方法をパラメータとしている。表中の試験体名のうち、1次載荷のみ実施した試験体については、第一項目は補強の有無(N:無、A:有)を示し、第二項目は載荷方法(S:静的、I:衝撃)を示している。また、衝撃荷重載荷実験の場合には、Iの後ろに重錘落下高さ(m)付して示している。1次載荷により損傷を与え補強後に2次載荷を実施している試験体については、第一項目は補修補強実験を示すRと1次載荷時の重錘落下高さ(m)を、第二項目は載荷方法(S:静的、I:衝撃)を示している。また、衝撃荷重載荷実験の場合にはIの後ろに2次載荷時の重錘落下高さ(m)を付して示している。衝撃荷重載荷実験における1次載荷および2次載荷の落下高さは以下の

検討により決定した。N試験体については、終局までの耐衝撃挙動データが取得できるように落下高さH=1.0mから0.5m刻みでH=2.5mまでの4ケースとした。A試験体については、AFRPシートによる補強効果を考慮し、H=1.5mから0.5m刻みでH=3.0mまでの4ケースとしている。R試験体については、N試験体の衝撃荷重載荷実験結果により、1次載荷の落下高さを決定している。すなわち、落下高さH=2.5mにおける残留変位量が破壊の目安とした純スパン長の2%程度に達していることから、補修対応する場合の残留変位量として終局の場合の50%程度以下と仮定し、1次載荷の落下高さとしてH=1.0mとH=1.5mの2段階を設定した。

4.4 ひび割れ補修およびAFRPシート補強

1次載荷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エポキシ樹脂を注入することにより行っている。補修の手順を概説すると、1)0.2mm以上開口しているひび割れ部を対象として、エポキシ樹脂が表面に漏れないようにするためにパテを用いて密封する。2)注入針を介してエポキシ樹脂をひび割れ部に注入する。3)エポキシ樹脂がひび割れ部に十分浸透し、かつ固化したことを確認後、パテを除去し、ひび割れスケッチ用のポスターカラーを塗布する。以上により、補修の一連の作業が終了する。なお、補修に用いたエポキシ樹脂は圧縮強度および引張強度の公称値はそれぞれ60MPa以上および30MPa以上となっている。ひび割れ補修後に補強対策として使用したAFRPシートの接着は、RC梁底面のブラスト処理面(処理深さ1mm程度)に対して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。養生は20°C程度の環境下で7日間以上行った。なお、ブラスト処理は作業性等を考慮し、実験対象試験体に対して1次載荷前にあらかじめ実施している。

4.5 実験結果

4.5.1 静載荷実験結果

(1) 荷重-変位関係

図-9には、RC梁の荷重-変位関係に関する実験結果およびN-S試験体およびA-S試験体の計算結果を比較して示している。なお、計算曲げ耐力は、土木学会コンクリート標準示方書に準拠して各材料の応力-ひずみ関係を設定し、コンクリートとシートの完全付着を仮定して断面分割法により算出した。図より、N-SおよびA-S試験体を比較すると、AFRPシート曲げ補強により無補強の場合よりも主鉄筋降伏荷重が10kN程

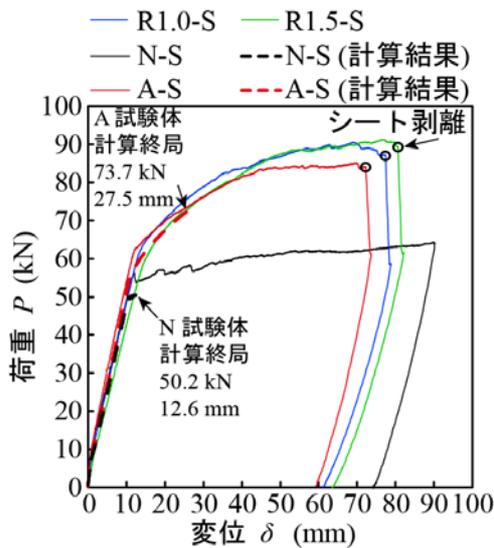


図-9 静載荷実験における荷重-変位関係

度向上し、その後の剛性勾配および最大荷重が増大していることが分かる。また、A-S試験体の実験結果と計算結果を比較すると計算終局時まで実験結果は計算結果とほぼ対応していることが分かる。したがって、シートとコンクリートの付着は計算終局時まで十分確保されていると判断される。また実験では、計算終局変位到達後も荷重が低下せず、変位 $\delta = 50\text{mm}$ 近傍で上縁コンクリートが圧壊し、変位 $\delta = 70\text{mm}$ 近傍でシートが全面剥離に至った。また、1次荷重により損傷を与えひび割れ補修後にAFRPシート補強を施したR1.0-SおよびR1.5-S試験体をA-S試験体と比較すると、最大荷重はR1.0-SおよびR1.5-S試験体の方が大きな値を示している。これは、1次荷重後の静載荷の場合には、1次荷重時の除荷経路を經由して荷重されることより、主鉄筋の歪硬化による効果等によってA-S試験体の荷重時に比較して耐力が向上するものと推察される。

(2) ひび割れ分布性状

図-10は、静載荷実験終了後における各RC梁側面のひび割れ分布性状を示している。図より、静載荷時におけるひび割れ分布性状はいずれの試験体も曲げ変形が卓越し、ほぼ左右対称のひび割れ分布となっていることが分かる。なお、N-S試験体の場合には荷重点部近傍に曲げひび割れが集中して発生しているが、A-S試験体の場合には曲げひび割れが梁全体に分散分布している。また、A-S試験体の場合には梁下縁コンクリート部に斜めひび割れが発生している。この斜めひび

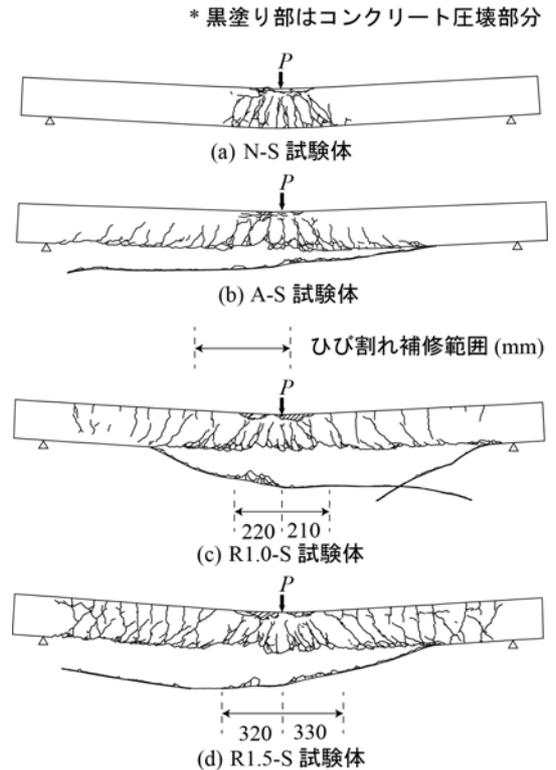


図-10 静載荷実験終了後におけるひび割れ状況

割れは上縁コンクリート圧壊後に発生したものであり、最終的には斜めひび割れの先端部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剥離したことを確認している。一方、R1.0-SおよびR1.5-S試験体の場合には、A-S試験体と同様の性状を示し、斜めひび割れの先端部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剥離したことを確認している。

4. 5. 2 衝撃荷重載荷実験結果

(1) 時刻歴応答波形

図-11には、各種時刻歴応答波形を示している。図-11(a)より、重錘衝撃力波形は、いずれの試験体も類似の性状を示していることが分かる。すなわち、振幅が大きく継続時間が3ms程度の第1波に振幅の小さい第2波および第3波が後続する性状を示している。また、重錘衝突後10ms以降に励起されている波形は初回の重錘衝突後にRC梁から一旦離れた重錘が再度RC梁に衝突することにより発生したものであることを高速度カメラの映像により確認している。この2度目の重錘衝突時刻は(c)図の荷重点変位波形における初期の立ち上がり勾配の変曲点の時刻に対応している。

図-11(b)より、支点反力波形は、いずれの試験体も重錘落下高さによらず、変位波形の第1波目に対応す

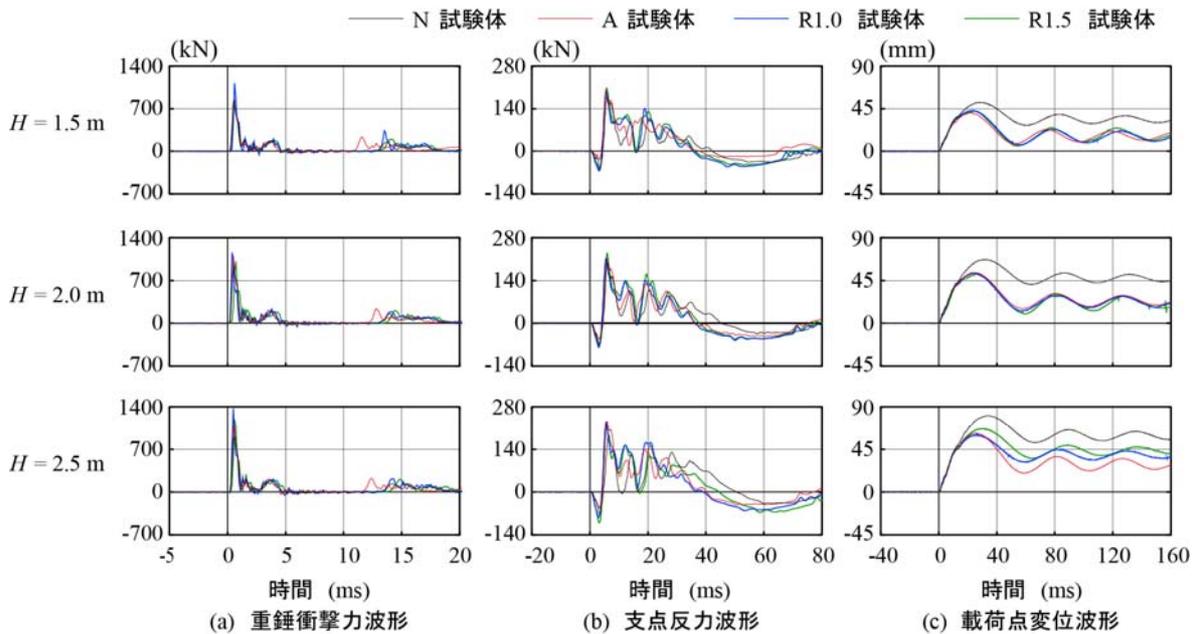


図-11 重錘衝撃力、支点反力および載荷点変位に関する応答波形

る継続時間の長い波動に高周波成分が合成された波形性状を示していることが分かる。ただし、上記波動の継続時間は、A試験体およびR1.0/R1.5試験体の場合の方がN試験体と比較して短い。これは、シート補強することによって主鉄筋降伏荷重の増加やその後の剛性勾配および曲げ耐力が増加し、後述する変位量の低下とそれに伴い変位波形の周期が短くなることに対応している。

図-11(c)より、載荷点変位波形は、いずれの試験体も類似の性状を示していることが分かる。すなわち、衝撃荷重載荷初期に正弦半波状の振幅の大きな波形が励起した後、減衰自由振動状態に至り、残留変位が発生している。変位量は、重錘落下高さ H によらずA試験体およびR1.0/R1.5試験体の方がN試験体よりも小さく、波動の周期も短くなっており、AFRPシートの補強効果が示されている。AFRPシートで補強した3試験体について比較すると、落下高さ $H=2.0\text{m}$ までは初期損傷の有無や損傷程度にかかわらずほぼ同様の変位波形を示しているが、 $H=2.5\text{m}$ ではR1.0/R1.5試験体においてAFRPシートが破断したことにより最大変位および残留変位ともにA試験体よりも大きく示されている。また、AFRPシートは最大変位発生以前に破断していることから、R1.0/R1.5試験体の最大変位発生以降の減衰自由振動波形の周期はN試験体とほぼ同様となっている。以上より、ひび割れ補強後にAFRPシートにより補強した試験体は、AFRPシートが破断に至るまでは、無損傷RC梁のAFRPシート補強試験体と

同様な耐衝撃挙動を示し、最大応変変位量や残留変位量を抑制できることが明らかになった。

(2) ひび割れ分布性状

図-12は、衝撃荷重載荷実験終了後における各RC梁側面のひび割れ分布性状を示している。図より、衝撃荷重載荷時におけるひび割れ分布性状は、いずれの試験体もスパン全域にわたって梁の上下縁から鉛直方向に進展する曲げひび割れや、載荷点部近傍から梁下縁に向かって約 45° の角度で進展する斜めひび割れとなっている。なお、上縁から曲げひび割れが進展するのは、衝撃初期に発生する曲げの主波動が支点に向かって伝播する場合において、支点近傍が固定端と類似の変形状態になることによるものと推察される。A試験体に着目すると、静載荷時にはシートの剥離によって終局に至っているのに対し、衝撃荷重載荷時には $H=3.0\text{m}$ でシートの破断によって終局に至っている。これは静載荷時には、上縁コンクリート圧壊後シートの部分剥離範囲が逐次的に進展し、やがて全面剥離に至るのに対し、衝撃荷重載荷の場合には上縁コンクリートが圧壊してその抵抗力が消失し引張縁のAFRPシートに引張力が急速に作用したためと考えられる。R試験体に関しては、1次載荷の影響により載荷点直下のコンクリートの圧壊範囲がA試験体に比較して大きくなっているものの、全体的なひび割れ性状については同様となっている。また1次載荷の影響によってAFRPシートは $H=2.5\text{m}$ において破断している。

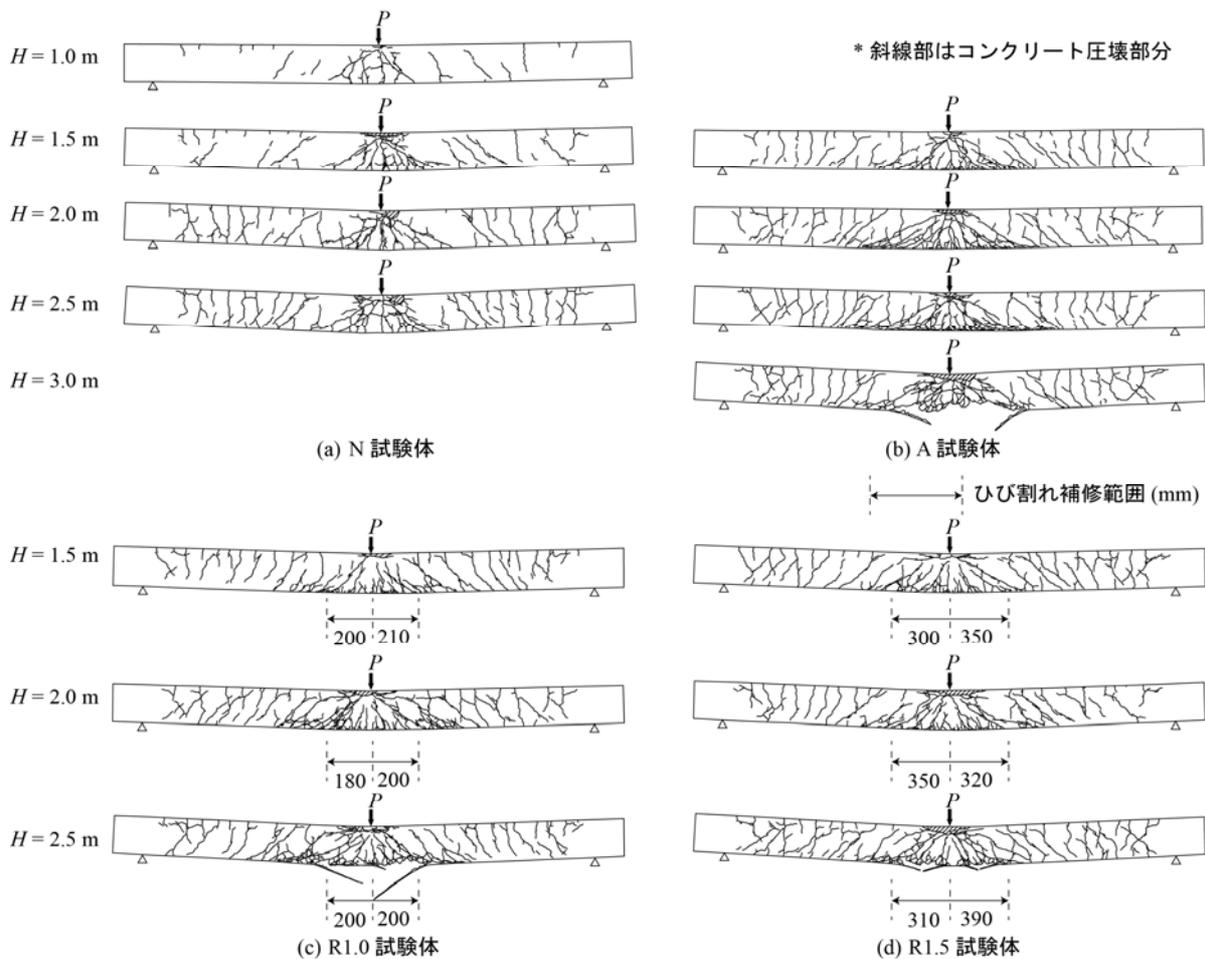


図-12 衝撃荷重実験終了後におけるひび割れ状況

(3) 各種応答値と入力エネルギーとの関係

図-13には、(a)最大重錘衝撃力 P_{ud} 、(b)最大支点反力 R_{ud} 、(c)残留変位 δ_{rs} と入力エネルギー E との関係を示している。入力エネルギーは重錘重量と落下高さの積により算出しており、落下高さ $H=1.0、1.5、2.0、2.5、3.0$ mはそれぞれ入力エネルギー $E=2.9、4.4、5.9、7.4、8.8$ kJに対応している。図-13(a)より、最大重錘衝撃力 P_{ud} はN試験体に比べ、AFRPシート補強したA試験体およびR試験体の方が大きな値を示す傾向にある。また入力エネルギーに対する最大重錘衝撃力の増加割合も後者の試験体が大きくなっている。これはシート補強によって主鉄筋降伏荷重の増加やその後の剛性勾配および曲げ耐力が増加することに関係するものと考えられる。図-13(b)より、最大支点反力 R_{ud} は、入力エネルギーに関わらずN試験体よりもA試験体およびR試験体の方が大きな値を示している。これは、シート補強することによりRC梁の曲げ耐力が増大することに関係するものと考えられる。なお、最大支点反力 R_{ud} は、補強の有無に関わらず入力エネルギーの増加に伴

い増大する傾向にあるものの、最大値を示した後は減少する傾向にある。これは重錘衝突によってRC梁が激しく損傷し耐衝撃性能が低下することによるものと考えられる。なお、N試験体の最大支点反力は入力エネルギーが5.9kJで200kN程度、A試験体の最大支点反力は入力エネルギーが7.4kJで232kN程度である。以上から、シート補強によって最大支点反力は1.2倍程度、最大支点反力を示す入力エネルギーも1.2倍程度に増大することが分かる。図-13(c)より、残留変位 δ_{rs} は、入力エネルギーに関わらずA試験体およびR試験体の場合が、N試験体の場合よりも小さな値を示していることが分かる。これは、シート補強することによって、RC梁の曲げ耐力が増大し変形量が抑制されたことによるものと推察される。また、N試験体とAFRPシートが破断しない場合のA試験体およびR試験体の残留変位は、入力エネルギーの増加に対してほぼ線形に増加しており、後者の残留変位は前者の1/2程度となっている。R試験体に着目して考察すると、N試験体の終局入力エネルギー $E=7.4$ kJに対して、1次

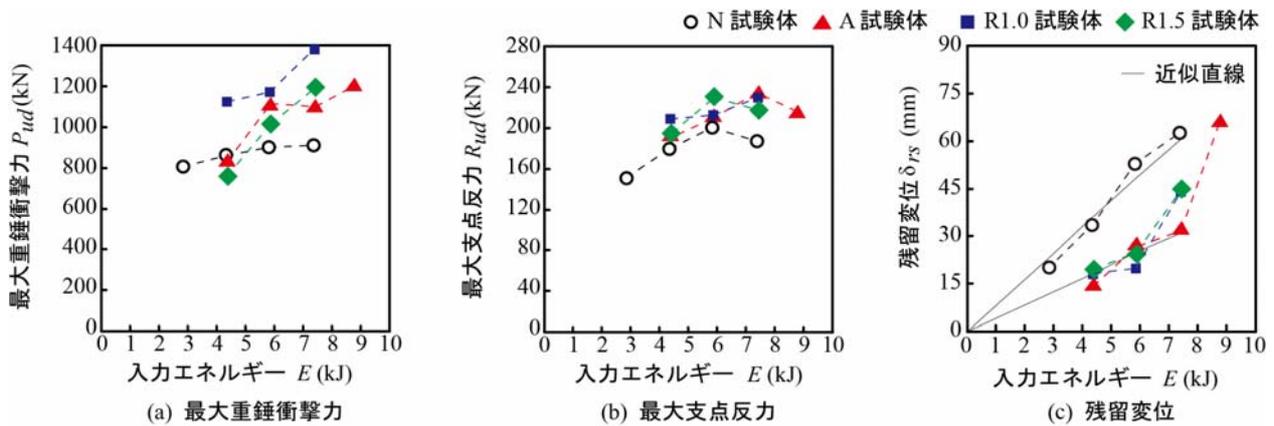


図-13 各種応答値と入力エネルギーの関係

載荷で $E=2.9\text{kJ}$ （終局エネルギーの40%）および $E=4.4\text{kJ}$ （終局エネルギーの60%）の入力エネルギーにより損傷を与えてひび割れ補修しAFRP補強したR1.0およびR1.5では、AFRPシートが破断に至らない入力エネルギー範囲において無損傷RC梁にAFRPシート補強したA試験体と同様の耐衝撃性能を示している。ただし $E=7.4\text{kJ}$ においてはN試験体よりも残留変位は小さいもののAFRPシートが破断していることから、N試験体の当初の終局入力エネルギーに対応させるためにはさらにAFRPシートの補強量を増加させる必要があるものと推察される。

5. まとめ

既設落石覆道（ロックシェッド）の耐荷力評価に向けた緩衝材実態調査より；

- 1) 既設ロックシェッドの緩衝材の多くは現地発生土である。
- 2) 標準貫入試験（N値）と動的円錐貫入試験（Nd値）は、 $N \approx Nd$ の関係が確認された。
- 3) 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ことが分かった。

既設落石覆道（ロックシェッド）の劣化損傷状況の整理・分析より；

- 1) ロックシェッドの劣化損傷は、柱部に集中して発生している。
- 2) 太平洋側に比べ日本海側の構造物の方が、劣化損傷度合いが高く、特に鉄筋のさび汁、露出が顕著な傾向として現れている。
- 3) 太平洋側のロックシェッドでは、コンクリートの浮き、剥離が多い状況であった。

- 4) ロックシェッド上に至る落石の事例を約7割のロックシェッドにおいて確認した。その中には設計落石径を大きく超える事例も確認された。

損傷を受けたRC梁のAFRPシート接着補強による耐荷力検討より；

・静荷重実験

- 1) 損傷を与えたRC梁に対してAFRPシート補強したRC梁の荷重—変位関係は、無損傷RC梁にAFRPシート補強した場合とほぼ同様の性状を示す。
- 2) 損傷RC梁にシート補強した場合の最大耐力は、鉄筋のひずみ硬化の影響により無損傷RC梁にシート補強した場合よりも若干増大する。

・衝撃荷重載荷実験

- 1) AFRPシート補強RC梁の破壊性状は、静荷重時にはシート剥離であるのに対して、衝撃荷重載荷時にはシート破断で終局に至る。
- 2) AFRPシートが破断に至らなければ、初期損傷の有無にかかわらずAFRPシート補強RC梁は同様の耐衝撃挙動を示す。
- 3) AFRPシート補強により残留変位量が抑制されることから損傷したRC梁の耐衝撃補強対策として有効である。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：落石対策便覧、2000.6
- 2) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、2004.6
- 3) 岸 徳光、今野久志、西 弘明、三上 浩：衝撃荷重を受けたRC梁のひび割れ補修前後における残存衝撃耐力、構造工学論文集、Vol.51A、pp.1251-1260、2005.3

STUDY ON THE TECHNIQUES FOR REPAIRING AND REINFORCING ROCKFALL PROTECTION STRUCTURES

Budget: Grants for operating expenses
General account

Research Period: FY2012– 2015

Research Team: Structures Research Team and
Cold Region Technology Promotion Division

Author: NISHI Hiroaki
KONNO Hisashi
YAMAGUCHI Satoru
KAKUMA Kou

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

In relation to assessment techniques for load-carrying capacity of rockfall protection structures in use, field surveys were done on the buffering members of rock sheds, which is important in assessing how impacts act on the structure. The surveys revealed the types of materials that are used and the thicknesses and densities of those materials. The current conditions of deterioration and damage found in rock sheds on national highways were analyzed and clarified. In the area of study for suggesting techniques for repairing and reinforcing rockfall protection structures in use, an experimental repair was done on an RC beam that had been damaged by impacts; the repair involved the bonding of AFRP sheets. The repairing and reinforcing effects of the experimental repair was analyzed.

Keywords: Rockfall protection structures, deterioration and damages, rock shed, AFRP sheet, repair, reinforcement