

落石対策工の設計外力及び補修・補強に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究機関：平 21～平 23

担当チーム：寒地構造チーム、寒地技術推進室

研究担当者：西 弘明、今野久志、山口 悟、澤松俊寿
横山博之、中村直久、高玉波夫、宮本修司

【要旨】

道路防災工の検討にあたっては、既設対策工の効果を検証し、適切な補修・補強によって、効率的・効果的に安全性の向上を図ることが重要である。本研究では既存ストックを有効活用するため、現地状況をもとに落石荷重の評価手法を提案するとともに、既設構造物等の劣化・損傷状況と補修・補強技術を体系的にとりまとめることを目的として研究を行った。

その結果、落石シミュレーションを用いた落石荷重の評価手法に関する研究では、3次元DEMを用いて再現解析を実施し、同手法を用いた落石シミュレーションにより落石の挙動や落石エネルギー、到達範囲が推定可能であることがわかった。

また、既設構造物等の劣化・損傷の特性と補修・補強技術の体系化に関する研究では、全道の国道における落石覆道の補修・補強状況を調査・分析した。その結果、従来の補修としては、漏水防止対策が主であったが、近年は落石覆道の劣化・損傷対策として、塩害対策と本体の補修・補強事例が多くなっている実態が明らかとなった。

キーワード：道路防災工、落石シミュレーション、DEM、落石覆道、補修、補強

I. 落石荷重の評価手法の提案に関する研究

I-1 落石シミュレーションによる落石荷重の評価手法の提案

1. はじめに

落石は突発的に発生する自然現象のため、不規則性が強く、事前にその発生状況を予測することは極めて難しい。このような落石に対して落石軌跡や到達範囲、落石エネルギー等を精度よく推定することができれば、より適切な防災対策の立案が可能となる。

一方、落石の落下挙動を推定する手法の一つとして、個別要素法（「distinct element method」以後、「DEM」と記す。）がある。この手法は落石のような固体の運動をシミュレートするのに適した数値解析手法である。

本手法では斜面勾配や地形の変化を精度よく再現し、解析定数を適切に設定することができれば、落石エネルギー等を精度良く推定することができるものと考えられる。

本研究ではDEMにおける解析定数の設定のため、岩体の跳ね返り係数に着目し、室内実験及び実斜面を用いた現地実験を実施した。

2. 室内実験

2.1 実験概要

起伏に富んだ自然斜面での落石の挙動をDEMにより再現する場合には、斜面の跳ね返り係数の影響によって岩塊の跳躍状況が大きく変化し、結果に大きな差異が生じることが明らかとなっている。これより、本検討では球体に整形した岩体（岩球体）を用いた室内実験によって、破碎や回転等を除いた純粋な跳ね返り係数を把握することとした。

写真-1には、高速度カメラで撮影した室内実験状況を示す。本実験は岩体あるいは岩球体を、落下高さを任意に変えて平盤試験体に衝突させる自由落下試験である。



写真-1 室内実験状況（自由落下試験）

2.2 落下試験体形状・寸法

写真-2には、室内実験で用いた試験体を示す。試験体は後述の現地実験や落石挙動解析を行う研究対象斜面の近傍から採取した岩体より作製した。

落下試験体は岩体(安山岩・火砕岩)と岩球体(安山岩)の2種類とし、岩球体については大きさの異なる3種類を作製した。各岩球体の直径および質量はそれぞれφ10cm 1.3kg、φ20cm 10.8kg、φ30cm 35.5kgである。

また、平盤試験体としては、一軸圧縮強さ63 N/mm²の安山岩と一軸圧縮強さ35 N/mm²のモルタルの2種類の材料により作製した。

2.3 計測方法

落下試験は落下試験体の落下高さをパラメータとして任意に変化させて実施した。実験においては、高速カメラによる映像撮影を行うとともに、平板試験体に取り付けたセンサーにより衝突加速度を計測した。

これらの計測結果より、衝突前後の速度を算出し、跳ね返り係数を求めた。なお、跳ね返り係数は2回目、3回目の跳躍時について検討した。

2.4 実験結果

表-1には、室内実験の結果一覧を示す。表より、岩体は、岩球体と比較して低い跳ね返り係数になる傾向がみられる。これは岩体が平盤試験体と衝突時にその形状により反発エネルギーの一部が回転力に変換されたことや、衝突時に局所的な破砕や欠損、変形やめり込みによりエネルギーが消失したためと推察される。

これらの室内実験の結果から、試験を行った範囲内では落下試験体の材質および被接触面の材質が同じであっても、落体の形状によって跳ね返り係数が異なる結果が得られた。このことから、理論的な跳ね返り係数を用いることは、必ずしも良好な結果を得ることにはならないものと推察される。

3. 現地実験と再現確認(実斜面を用いた落石実験)

3.1 実験概要

現地実験は写真-3示すような斜面高さ200mを越える急崖斜面にて実施した。

現地実験には、写真-4に示すように岩体及びゴムボールを用いた。岩体の直径は30cm程度、ゴムボールの直径は30cm、20cmである。ゴムボールはDEMの要素が球体であることから、球体の落下軌跡を把握するために用いた。

落下実験は2箇所で行われ、落下試験体を斜面上から自由落下させることにより行った。写真-3には、現

地実験を実施した投石位置A(落下高さ約80m)と投石位置B(落下高さ約35m)を示す。



写真-2 室内実験で用いた試験体

表-1 室内実験結果

平盤材質	落体			落下高さ(m)	計測時の跳躍回数	跳ね返り係数			
	形状	重量(kg)	寸法(cm)			計測値 _e	平均	採用値	
岩球体の室内実験条件	岩盤	岩球体	1.3	φ10	0.5	3	0.68	0.66	0.60
	岩盤	岩球体	1.3	φ10	1.0	3	0.64		
	岩盤	岩球体	1.3	φ10	2.0	2	0.60		
	岩盤	岩球体	1.3	φ10	3.0	2	0.70		
	岩盤	岩球体	10.8	φ20	0.5	3	0.70	0.61	
	岩盤	岩球体	10.8	φ20	0.5	3	0.73		
	岩盤	岩球体	10.8	φ20	1.0	2	0.48		
	岩盤	岩球体	10.8	φ20	2.0	3	0.53		
	岩盤	岩球体	10.8	φ20	3.0	1	0.61	0.47	
	岩盤	岩球体	35.5	φ30	0.5	3	0.60		
	岩盤	岩球体	35.5	φ30	1.0	2	0.34		
	モルタル盤	岩球体	1.3	φ10	0.5	3	0.51		
	モルタル盤	岩球体	1.3	φ10	1.0	3	0.61		
	モルタル盤	岩球体	1.3	φ10	2.0	2	0.49		
モルタル盤	岩球体	1.3	φ10	3.0	3	0.49			
モルタル盤	岩球体	10.8	φ20	0.5	2	0.48	0.52		
モルタル盤	岩球体	10.8	φ20	1.0	2	0.44			
モルタル盤	岩球体	10.8	φ20	2.0	3	0.63	0.26		
モルタル盤	岩球体	35.5	φ30	0.5	1	0.25			
モルタル盤	岩球体	35.5	φ30	1.0	1	0.27			
岩体の室内実験条件	岩盤	岩体	1.9	□12×10×13	1.0	1	0.24	0.34	0.24
	岩盤	岩体	1.6	□9×8×19	1.0	1	0.34		
	岩盤	岩体	4.7	□13×12×20	1.0	1	0.44		
	岩盤	岩体	4.6	□13×8×30	1.0	1	0.33		
	岩盤	岩体	10.5	□20×20×22	1.0	1	0.31		
	岩盤	岩体	3.6	□9×14×16	1.0	1	0.31		
	岩盤	岩体	6.5	□16×18×23	1.0	1	0.43		
	モルタル盤	岩体	1.6	□9×8×19	1.0	1	0.30	0.29	
	モルタル盤	岩体	1.9	□12×10×13	1.0	1	0.27		
	モルタル盤	岩体	3.6	□9×14×16	1.0	1	0.31		
	モルタル盤	岩体	4.7	□13×12×20	1.0	1	0.24		
	モルタル盤	岩体	2.3	□16×7×17	1.0	1	0.16		
	モルタル盤	岩体	5.8	□17×15×23	1.0	1	0.30		
	モルタル盤	岩体	6.0	□14×21×22	1.0	1	0.29		
モルタル盤	岩体	3.0	□13×13×22	1.0	1	0.38	0.15		
モルタル盤	岩体	2.7	□13×10×14	1.0	1	0.34			
モルタル盤	岩体	3.8	□16×13×20	1.0	1	0.15			
モルタル盤	岩体	1.5	□10×8×16	1.0	1	0.38			
モルタル盤	岩体	2.8	□15×10×19	1.0	1	0.35			

3.2 実験結果

投石位置Aからの落下軌跡は斜面が沢状になっていたことから沢の内側に誘導されるように落下した。そ

の落下時間は 10 秒程度であった。一方、投石位置 B からの落下軌跡は斜面が平滑に近いことから局所的な起伏に影響され、落下当初から落下軌跡に違いがみられた。なお、落下時間は 4 秒程度であった。

これらのことより、落下軌跡は斜面地形や斜面性状から受ける影響が大きく、落石挙動を精度良く推定するためには、斜面解析モデルの作成において、より細かな斜面地形の再現が重要であることが分かった。

4. 落石シミュレーションのための再現確認

4.1 再現解析の概要

前述の室内実験により得られた跳ね返り係数について、その落石シミュレーションへの適用性および解析精度を検証することを目的として、現地実験の再現解析を実施した。落石実験を行った対象斜面は、事前に航空レーザ測量により詳細な斜面データを得ていることから、このデータをもとに斜面をモデル化することとした。

4.2 現地実験の再現解析に用いる定数設定

表-2 には、再現解析に設定したケースおよび定数を示す。跳ね返り係数は室内実験結果の採用値を設定した。再現解析での斜面の跳ね返り係数は現地斜面の地質調査の結果、安山岩と火砕岩で構成されていたことから、現地斜面が安山岩の箇所には安山岩の試験結果を、現地斜面が火砕岩の箇所では現地にて火砕岩が採取できなかったことからモルタル盤の試験結果を用いた。跳ね返り係数は岩球体では平均値を採用し、岩体では岩球体との差異を明瞭にするために最低値を採用した。崖錐部は過年度の試験結果の 0.01 を採用した。また、落石岩体が斜面との衝突時に受ける抵抗を再現するため、阪口¹⁾らの提案する転がり摩擦抵抗を設定することとした。本解析における粒子は計算量削減のため球体であることから、粒子が非常に回転しやすい。しかしながら、実際の岩体表面には凹凸があり容易には回転しないことから、このような回転抵抗の影響を再現するため転がり摩擦係数を設定し回転の抑制を行った。落石岩体については、その形状を簡素化し、六角形断面と八角形断面の 2 ケースでモデル化し、六角形断面の転がり摩擦係数を 0.58r、八角形断面を 0.41r とした。要素間バネ係数については岩片の超音波伝播速度から導き、法線方向 $k = 1.2 \times 10^{10}$ kN/m、接線方向 $k = 3.0 \times 10^8$ kN/m とした。

表-3 には、現地実験で用いた岩石試験結果を示す。なお、粘性減衰係数は跳ね返り係数から導いた²⁾。

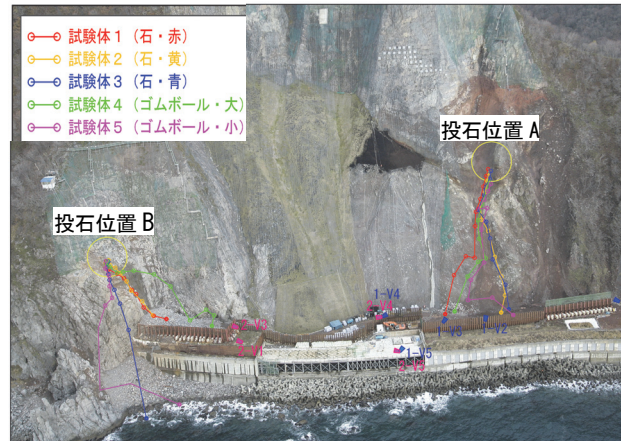


写真-3 現地落石実験結果



写真-4 現地実験の落下試験体

表-2 再現解析に用いた解析ケース

設定ケース	落石岩体	斜面	跳ね返り係数	落体直径 (m)	バネ係数 法線方向 (kN/m)	バネ係数 接線方向 (kN/m)	転がり摩擦係数 (r)
岩球体 (六角形)	安山岩	安山岩	0.60 (安山岩)	0.3	1.2×10^{10}	3.0×10^8	0.58
		火砕岩	0.46 (モルタル)				
		崖錐部	0.01				
岩球体 (八角形)	安山岩	安山岩	0.60 (安山岩)	0.3	1.2×10^{10}	3.0×10^8	0.41
		火砕岩	0.46 (モルタル)				
		崖錐部	0.01				
岩体 (六角形)	安山岩	安山岩	0.24 (安山岩)	0.3	1.2×10^{10}	3.0×10^8	0.58
		火砕岩	0.15 (モルタル)				
		崖錐部	0.01				
岩体 (八角形)	安山岩	安山岩	0.24 (安山岩)	0.3	1.2×10^{10}	3.0×10^8	0.41
		火砕岩	0.15 (モルタル)				
		崖錐部	0.01				

4.3 再現解析結果

a) 投石位置 A の現地実験の再現解析結果

図-1 には、投石位置 A からの落下軌跡(右)と現地実験の再現解析結果(左)を示す。図より再現解析での落石軌跡は岩球体、岩体の跳ね返り係数にかかわらず類似の傾向を示していることが分かる。

図-2 には、再現解析の鉛直変位と落下時間の関係を示す。図より、解析結果の落下時間は岩体の跳ね返り

表-3 地質調査結果および岩石試験結果

岩 相		火 砕 岩	安 山 岩
湿潤密度	w (g / cm ³)	1.990	—
自然密度	N (g / cm ³)	1.948	2.594
超音波伝播速度	自然 P波伝播速度 (km/sec)	1.76	3.42
	S波伝播速度 (km/sec)	0.97	1.69
	動弾性係数(N/mm ²)	4.69×10 ⁶	2.0×10 ⁷
一軸圧縮強さ (kN/m ²)	湿潤 一軸圧縮強さ	4887	—
	自然 一軸圧縮強さ	3938	68818
引張強度	引張強度 (kN/m ²)	218	5909
	密度 (g/cm ³)	1.89	2.608

係数を用いた場合がより長く、10秒程度である。

これは現地実験と同程度である。これより投石位置 A では岩体の跳ね返り係数を用いた場合に、より高い再現性が得られたものと推察される。

b) 投石位置 B の再現解析結果

図-3 には、図-1 と同様に投石位置 B からの落下軌跡 (右) と再現解析結果 (左) を示す。岩球体と岩体は同様な軌跡で落下し、その後は方々へ落下していった。

図-4 には、再現解析の鉛直変位と落下時間の関係を示す。図より、解析結果の落下時間は岩球体の跳ね返り係数を用いた場合が、4秒程度である。これは現地実験と同程度である。投石位置 B においては岩球体の跳ね返り係数を用いた場合に、より高い再現性を有しているものと判断される。これは投石位置 A の場合と逆の結果となっている。

以上、現地投石実験についての再現解析から、幅はあるが概略の落石コースの把握が可能であることが分かったが、さらに、斜面地形や性状ごとの跳ね返り係数の設定などの種々の条件での検討が必要と考えられる。

5. 斜面DEM落石シミュレーション

5.1 解析の概要及びモデル化

対象斜面は、前述のように高さ 200 m を越える急崖斜面であり、3 m の落石防護工およびその背面に 5 ~ 20 m の落石ポケット部を有する。3次元DEMによる落石シミュレーションは落石の経路、落石防護工に対する落石岩体の衝突の有無、および衝突した場合の落石エネルギーの算出を目的として行った。なお、落石岩体は現地調査から直方体形状でモデル化した。

5.2 解析ケース

表-4 に本解析にて実施した解析ケースの一覧を示す。跳ね返り係数は屋内実験結果から得られた岩球体

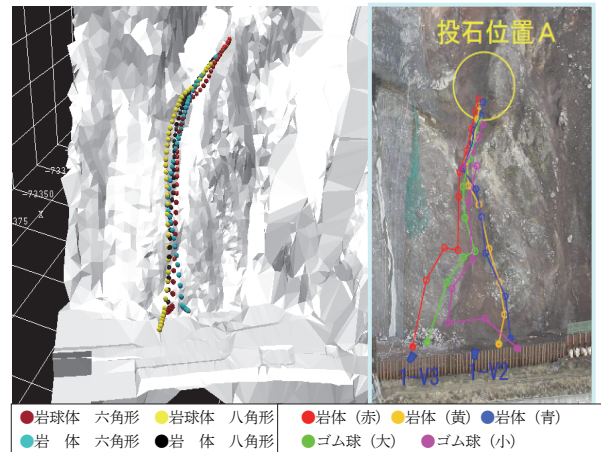


図-1 落下位置 A からの落下軌跡

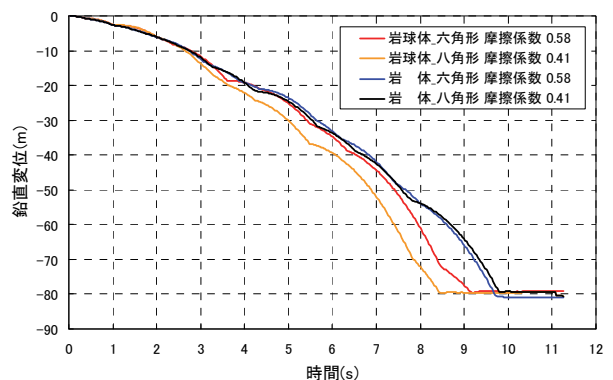


図-2 投石位置 A のシミュレーション結果

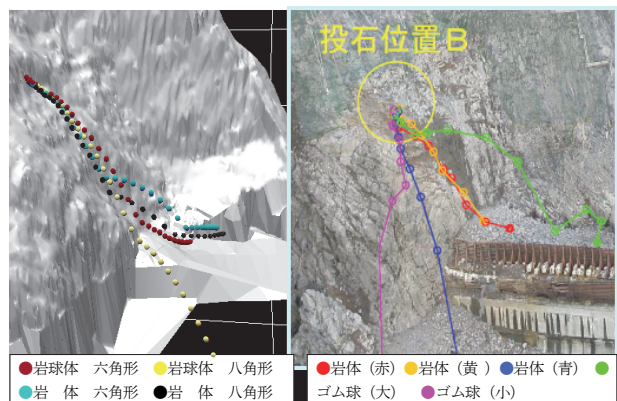


図-3 落下位置 B からの落下軌跡

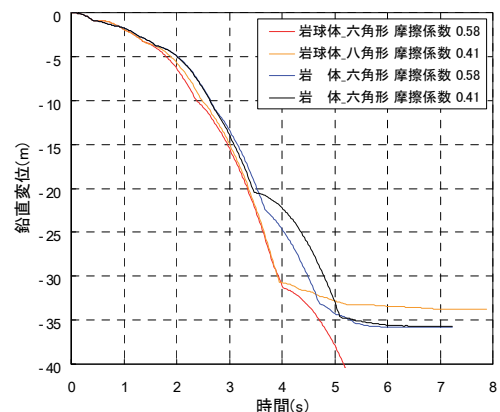


図-4 投石位置 B のシミュレーション結果

と岩体の2つの値を用いた。落石岩体は直方体として斜面との衝突時に受ける抵抗を再現するため、転がり摩擦係数¹⁾1.0を設定した。また、要素の直径を1.0m、重量を104kNとし、バネ係数は岩片の超音波伝播速度から導き、法線方向 8.0×10^{10} N/m、接線方向 2.0×10^9 N/mとした。なお、粘性減衰係数は反発係数から導いた²⁾。

5.3 落石到達範囲

図-5には、岩球体の跳ね返り係数を用いた場合の落石軌跡を示している。

図-6には、シミュレーション結果の落石の停止位置を示している。(a)図より、岩体の跳ね返り係数を用いた場合、落石岩体は斜面を落下し落石防護溝で停止している。一方、(b)図より、岩球体の跳ね返り係数を用いた場合には、落石岩体の一部は落石防護工を通過するものが生じていることがわかる。

5.4 落石エネルギーの算定

表-5には、落石防護工の位置を落石岩体が通過した時点での鉛直速度、落石エネルギーを示している。図-6(b)に示すように落石防護工の位置を通過した落石岩体は2岩体である。なお、それぞれの落石岩体の鉛直速度は15.8 m/s、12.2 m/s、落石最大エネルギーは1,300 kJ、774 kJであった。

6. まとめ

本研究では、DEMを用いた落石シミュレーション手法に関して、実岩盤斜面を用いた落石実験の再現解析を行うとともに、検討した手法を用いた落石シミュレーションを行った。結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 現地投石実験の再現解析から、幅はあるが概略の落石コースの把握が可能であることがわかった
- 2) 対象斜面の落石シミュレーション結果から、落石の挙動や落石エネルギー、到達範囲が推定可能であることが分かった。

本研究で検討を行っている落石シミュレーションにより、落石防護工の設置箇所を選定や必要な性能等を概略把握することが可能となれば、防災対策工の検討に寄与することができるものと考えられる。

参考文献

- 1) 阪口秀、岩下和義、中瀬仁、本田中、西野隆之：土の構造とメカニクス-ミクロからマクロへ 4、数値粒子法による土の微視的挙動の追跡(その4)、社団法人地盤工学会、pp.53-58、2002

- 2) 大町達夫、荒井靖博：個別要素法で用いる要素定数の決め方について、構造工学論文集 Vol.32A、1986

表-4 解析ケース一覧

落石岩体	斜面	跳ね返り係数	落体直径 (m)	落体重量 (KN)	バネ係数 (N/m)		転がり摩擦係数
					法線方向	接線方向	
岩球体	安山岩	0.60	1.0	104	8.0×10^{10}	2.0×10^9	1.0
	火砕岩	0.46					
	崖錐部	0.01					
岩体	安山岩	0.24	1.0	104	8.0×10^{10}	2.0×10^9	1.0
	火砕岩	0.15					
	崖錐部	0.01					

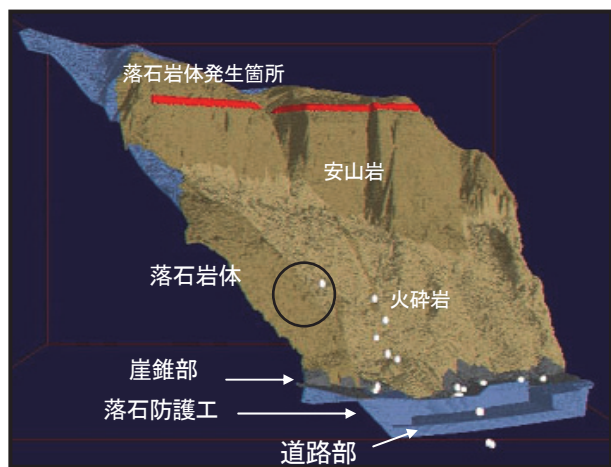
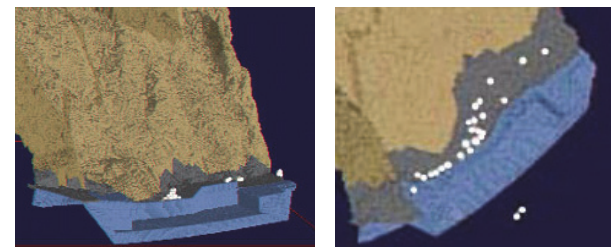


図-5 岩球体の跳ね返り係数を用いた場合の落石軌跡



(a) 岩体の反発係数を用いた場合の落石停止位置 (b) 岩球体の反発係数を用いた場合の落石停止位置

図-6 落石の停止位置

表-5 落石防護工への落石エネルギー (岩球体)

落石岩体	斜面	跳ね返り係数	落体直径 (m)	落体重量 (KN)	落下高さ (m)	鉛直速度 (m/s)	落石エネルギー (kJ)
岩球体	安山岩	0.60	1.0	104	176	15.8	1300
	火砕岩	0.46					
	崖錐部	0.01					
岩体	安山岩	0.24	1.0	104	175	12.2	774
	火砕岩	0.15					
	崖錐部	0.01					

I-2 敷砂緩衝材を伝播する落石荷重の評価手法の研究

1. はじめに

現在、ロックシェッドの頂版上には敷砂緩衝材が設置されているが、性能照査型設計法の確立に向けては、頂版に入力される落石荷重を適切に評価できる手法の開発が求められている。

敷砂緩衝材の緩衝効果については、既往の敷砂緩衝材の有無によるロックシェッド模型を用いた比較実験（写真-5）の結果では、終局と定義（破壊形態は違う）した場合の緩衝材の有無による入力エネルギーの比較では40倍の違いが確認されている。

本研究では、緩衝材内を伝播し頂版に入力される荷重に着目し、室内と屋外において緩衝材の衝撃実験を行うと共に落石荷重の解析手法としてDEMを用いて、緩衝材内を伝播する発生応力の把握を行った。

2. 室内実験

2.1 実験概要

本研究では、敷砂緩衝材の敷砂厚や締固め度、重錘質量をパラメータとし、重錘衝撃力および伝達衝撃力、重錘貫入量等の耐衝撃挙動データを精度よく計測するために、重錘落下衝撃実験装置を用いて室内実験を実施した。また、各種条件下での敷砂緩衝材に対する静載荷実験も実施した。

図-7には、本研究に使用した実験装置の概要を示している。本実験装置は、伝達衝撃応力計測用の起歪柱型ロードセル（受圧面の直径20mm、容量10MPa）（以後、荷重計と記述する）が設置された鋼製底盤（1.6m四方、厚さ75mm）と敷砂緩衝材を設置するための鋼製円筒（内径1.52m、高さ800mm、厚さ9mm）および鋼製底盤を支持する9個の反力計測用の起歪柱型ロードセル（受圧面の直径87mm、容量100kN）（以後、反力荷重計と記述する）から構成されている。なお、反力荷重計は厚板鋼板を介して実験室ピット内の剛基礎上に設置されている。また、荷重計は図に示すように底盤中央部から一方向に50mm間隔で16個設置されており、その受圧面は底盤上面と面一となっている。

2.2 実験方法

写真-6には、衝撃載荷実験の状況を示している。実験は、所定の厚さに成形した敷砂緩衝材に対して、平底鋼製重錘を所定の高さから鋼製円筒中央部に落下させることにより行っている。なお、重錘は、写真に

示すような重錘落下衝撃実験装置内のリニアレールに沿って精度よく落下衝突するようになっている。

衝撃載荷実験に使用した鋼製重錘は質量300kg、400kg、500kgの3種類であり、先端部に起歪柱型ロードセルが組み込まれている。



写真-5 緩衝材の有無によるロックシェッド模型の衝撃載荷実験状況

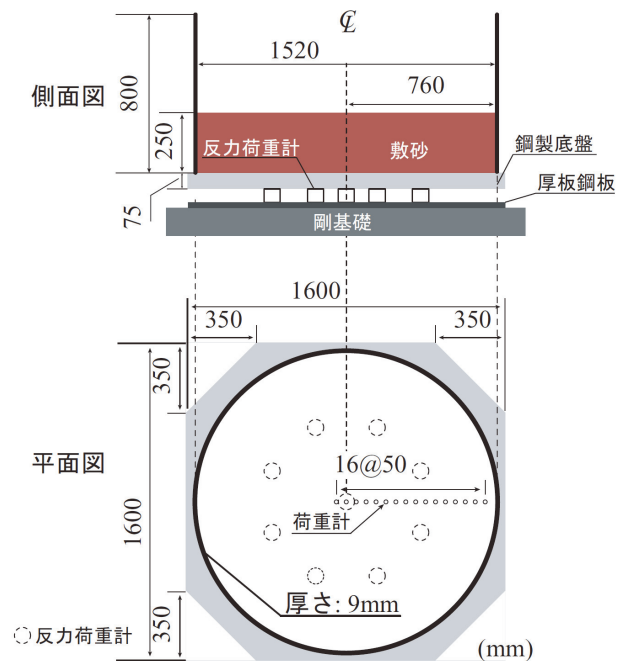


図-7 室内実験装置概要

表-6 衝撃载荷実験ケース一覧

実験ケース	敷砂厚 t (mm)	締固め度	重錘質量 M (kg)	落下高さ h (m)	入力エネルギー E (kJ)	湿潤密度 ρ (g/cm ³)	含水比 w (%)
S125-M-W4	125	中	400	0.25 ~ 1.25	0.98 ~ 6.86 (0.98 刻み)	1.574	8.8
S250-S-W4	250	低	400	0.25 ~ 1.75		1.542	9.0
S250-M-W3		中	300	0.33 ~ 2.33		1.608	8.2
S250-M-W4			400	0.25 ~ 1.75		1.586	8.9
S250-M-W5			500	0.20 ~ 1.40		1.624	8.4
S250-H-W4		高	400	0.25 ~ 1.75		1.671	8.8
S500-M-W4	500	中	400	0.50 ~ 3.50		1.96 ~ 13.72 (1.96 刻み)	1.578

表-6 には、衝撃载荷実験の実験ケース一覧を、表-7 には、静载荷実験の実験ケース一覧を示している。

敷砂については、これまでの敷砂緩衝材実験に使用した細目砂^{1~4)}を用いて実験を行った。敷砂厚については、質量400 kgの重錘の直径と同程度の250 mmを基本ケースとし、その1/2 および2倍となる125 mm および500 mm について実施した。また、敷砂の締固め度については、締固め方法によって3種類(締固め度 低、中、高)設定している。締固め度が低の場合は足踏みによる人力締固めであり、締固め度が中の場合は足踏みによる締固め後、合板を敷砂上に設置し、その上から振動締固め機を使用して締固めを行っている。締固め度が高の場合は、足踏みによる締固め後、合板を用いず直接振動締固め機を使用して敷砂を締固めたものである。

2.3 静载荷実験結果

図-8 には、载荷点直下の荷重計により計測された応力と貫入ひずみ(貫入量/敷砂厚)の関係を示している。いずれの実験ケースにおいても、荷重計の応力が12 MPa程度となった時点で実験を終了している。

図より、载荷荷重-貫入ひずみ関係では、载荷初期に線形な挙動を示した後、貫入ひずみに対する载荷荷重は微増またはほぼ横ばいとなり、その後貫入ひずみの増加と共に2次放物線的に急増する結果となった。

図-9 には、载荷荷重と貫入ひずみの関係を示している。いずれの実験ケースにおいても図-8 に示した载荷点直下の荷重計により計測された応力-貫入ひずみ関係よりも载荷初期の立ち上がり勾配が明瞭に示されている。また、図-8 に示す载荷点直下の最大応力値はいずれの実験ケースにおいても12 MPa程度であったが、载荷荷重の最大値は実験ケースによって異なる値を示している。

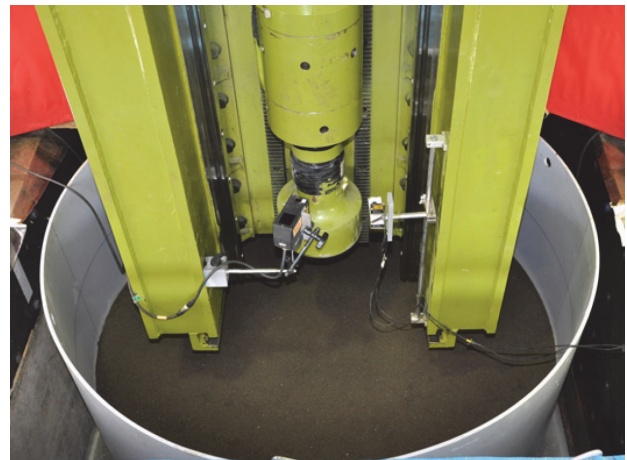


写真-6 衝撃载荷実験状況

表-7 静载荷実験ケース一覧

実験ケース	敷砂厚 t (mm)	締固め度	载荷部直径 R (mm)	湿潤密度 ρ (g/cm ³)	含水比 w (%)
S125-M-R230	125	中	230	1.604	8.5
S250-S-R230	250	低	230	1.567	8.4
S250-M-R200		中	200	1.620	8.4
S250-M-R230			230	1.611	8.5
S250-H-R230		高	230	1.680	8.4
S500-M-R230	500	中	230	1.560	8.4

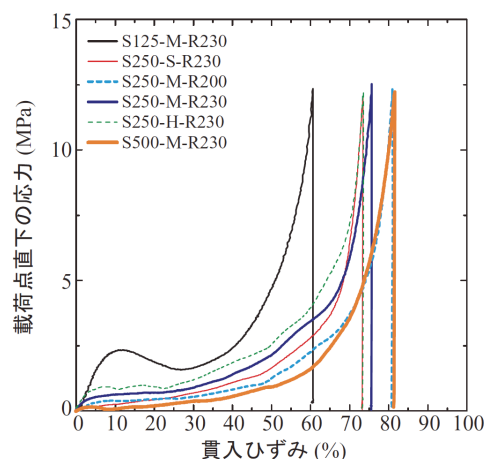


図-8 载荷点直下の応力-貫入ひずみ関係

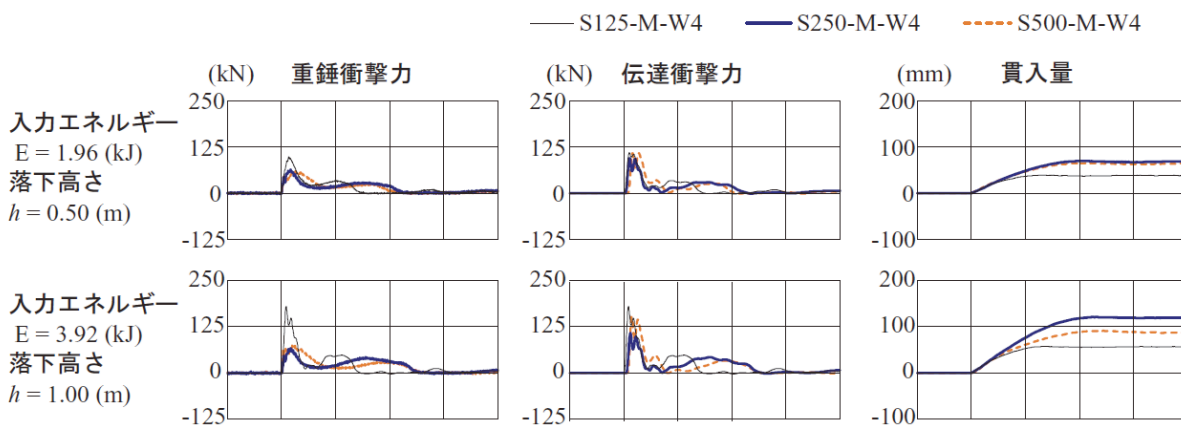


図-10 各時刻歴応答波形

図-9 より、載荷荷重—貫入ひずみ関係における載荷初期の勾配は、敷砂厚が薄い場合ほど、また締固め度が大きいほど大きい結果となった。

2. 4 衝撃載荷実験結果

図-10 には、重錘衝突時刻を 0 として重錘衝撃力、伝達衝撃力および重錘貫入量に関する時刻歴応答波形を示している。なお、伝達衝撃力は、図-7 に示した 9 個の反力荷重計の応答波形を単純に足し合わせたものである。

図より、重錘衝撃力および伝達衝撃力は、ほぼ類似の応答波形性状を示し、衝撃荷重載荷初期に急激に立ち上がる継続時間の短い三角形の第 1 波とそれに後続する継続時間の長い正弦半波状の第 2 波から構成されている。また、重錘貫入量は、重錘衝突後ほぼ線形に増加し、ピーク値に達した後、若干押し戻されるような傾向を示した後、一定値となっている。

図-11 には、敷砂厚の異なる実験ケースの重錘衝撃力および伝達衝撃力に関する第 1 および第 2 ピーク値、およびその時の衝撃力比（重錘衝撃力に対する伝達衝撃力の割合）を入力エネルギーの値を横軸に取って示している。

図より、伝達衝撃力の第 1 ピーク値は、いずれの条件においても重錘衝撃力よりも大きな値を示し、伝達衝撃力/重錘衝撃力の値は 1.1 ~ 2.0 となり、敷砂厚が薄くなるにしたがって小さな値を示す。これは、伝達衝撃力の第 1 ピーク時には、重錘衝突に伴って伝播する応力波の影響が含まれている可能性があるためと推察される。

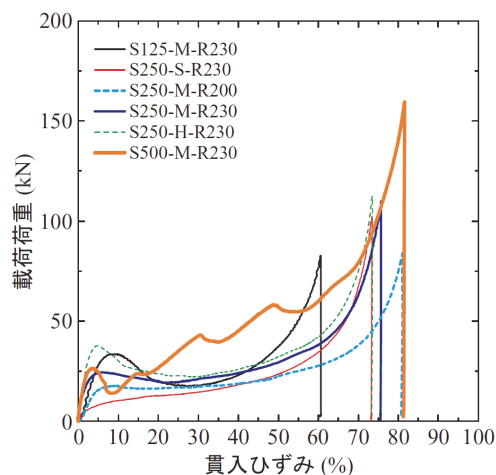


図-9 載荷荷重—貫入ひずみ関係

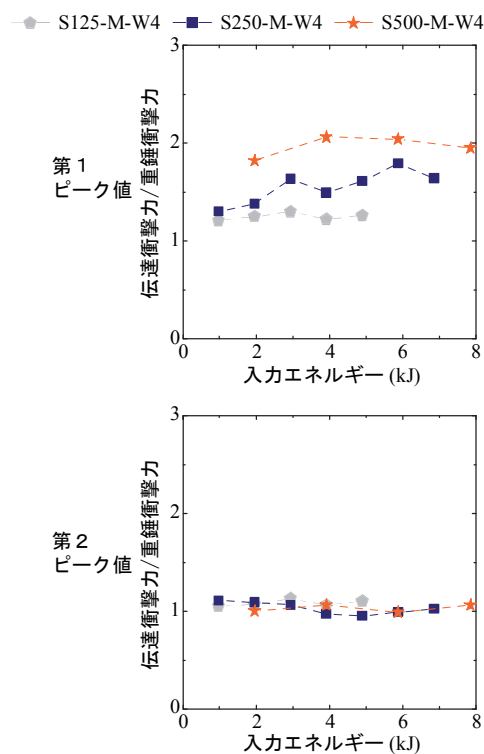


図-11 重錘、伝達衝撃力と入力エネルギーの関係

3. 室内DEM落石シミュレーション

3.1 解析の概要

前述の室内実験では重錘が敷砂緩衝材に衝突する際に大きな衝撃力を伴うと同時に、敷砂緩衝材にめり込むような貫入挙動を示し、一部の敷砂粒子は飛散するような現象が確認されている。

こうした離散を伴う現象を再現するには、衝突する近傍の局所的な変形、塑性や破壊、離散などの表現を得意とするDEM解析が有効であるものと考えられる。

本研究では、2次元の落石荷重シミュレーションへの適用性および解析精度を検証することを目的として、室内緩衝材衝撃実験により得られた重錘衝撃力と伝達衝撃力、緩衝材への貫入量について、解析結果との比較検討を行った。

3.2 解析モデル

実際の粒子サイズをモデル化して計算を行うことは必要な粒子数が膨大となり、計算時間の問題から現実的ではない。

従来、落石衝撃力を受ける堆積層(崖錐)の解析においては円形粒子の集合体でモデル化をおこなっていたが、堆積層の支持力は低く、落体の堆積層への貫入量が実験に比べて大きくなりすぎる欠点があった。そこで本研究では図-12 右側に示すように、複数の同径円形粒子をオーバーラップし結合させることでモデル化している。図に示すような非円形粒子を導入することで、粒子間でのロッキング効果が再現され、敷砂緩衝材は圧縮性を確保しながら、強度を高くすることが可能となり、重錘の貫入量も実験結果とよく整合する結果を得られると考えた。

本研究では、図-13 に示す解析モデルを使用し、要素間の接触モデルに垂直・接線方向のバネやダッシュポット、接線方向のスライダーといった通常のモデル⁵⁾を使った2次元DEM解析を行った。なお、解析に用いたパラメータは、粒子集合体の特性と粒子特性との関係を考慮して決定した。

設定したDEM解析のパラメータを表-8に示す。

解析のパラメータ設定としては、モデル化を行う粒子の種類パラメータ P_m と状態パラメータ K_m の2つに分類できる。非円形粒子の配置や密度などモデル化が難しく不確実な P_m の影響を K_m の状態パラメータが補う形で解析パラメータとモデルが決定される。 P_m で重要なのは「粒子サイズ」と「粒子形状」であり、 K_m で重要なのは「ばね係数」である。

3.3 解析結果

図-14 には、重錘衝撃力、伝達衝撃力および重錘貫

入量に関する時刻歴応答波形について、実験結果と解析結果を合わせて示している。

ここでは、重錘衝突時刻を0とし、重錘落下高さ $h=1.0\text{ m}$ 、層厚 0.25 m (締固め度 低、中、高) の場合について示している。なお、伝達衝撃力は、図-7 に示した各荷重計から得られる伝達衝撃応力が重錘衝突位置

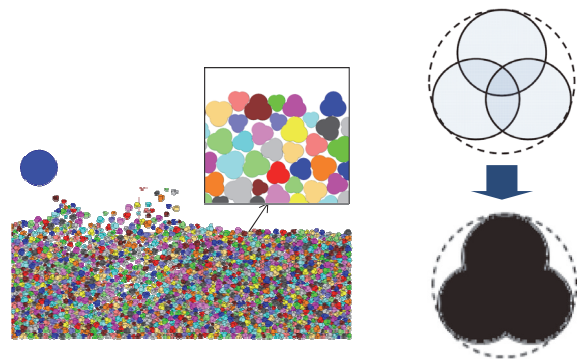


図-12 非円形粒子のモデル化の概要

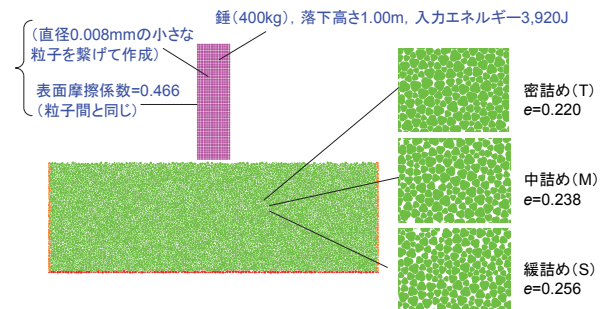


図-13 DEM解析のモデル化の概要

表-8 設定したDEM解析パラメータの一覧

分類	設定項目	単位	設定値
粒子種類 パラメータ P_m	[A] 粒子サイズ (1/20 以下)	m	0.015 ~ 0.0075
	[B] 粒度	-	2.0
	[C] 粒子密度	N/m ³	2.650
	[D] 粒子摩擦係数	deg	25.0 (0.466)
	[E] 粒子形状	-	非円形
	[F] 破砕性(有無)	-	無
状態 パラメータ K_m	[G] 鉛直ばね係数	N/m	5×10^7
	[H] 水平ばね係数	N/m	1.25×10^7
	[I] 減衰係数	-	1.0
	[J] ボンド(有無)	-	無し
	[K] 密度設定	-	低・中・高

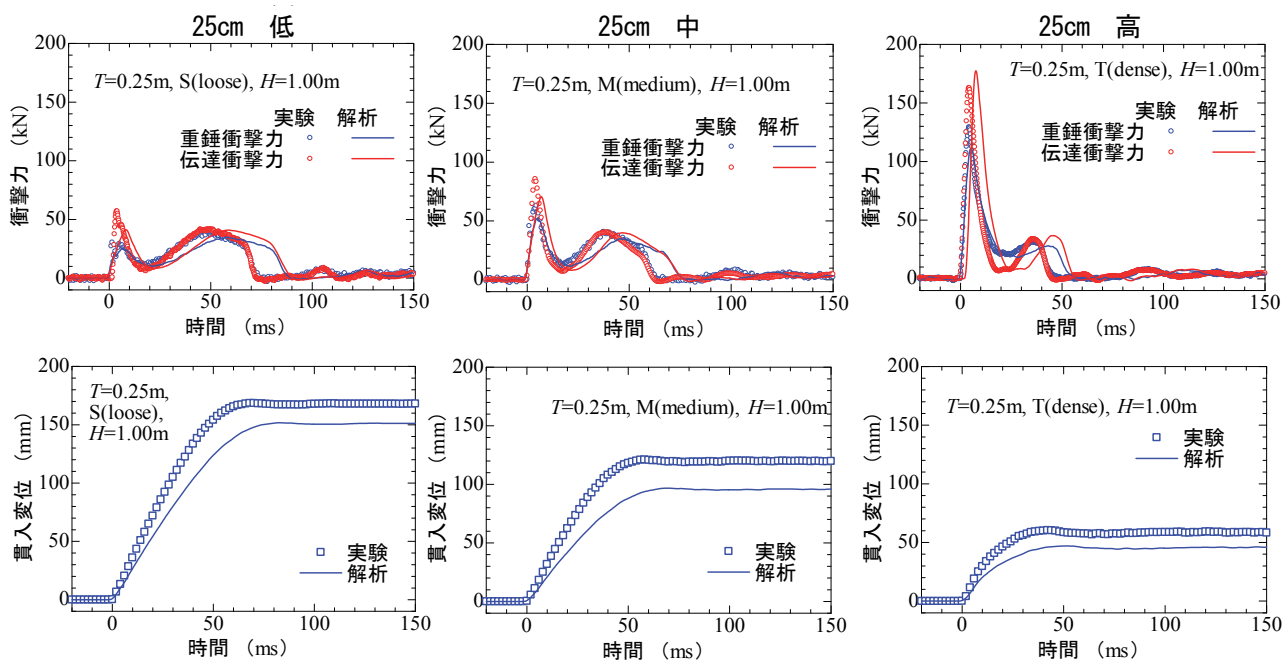


図-14 各時刻歴応答波形

に関して軸対称に分布するものと仮定し、台形則を用いて集積評価することとした。

上図より、重錘衝撃力および伝達衝撃力は、衝撃力波形の形状、ピーク値、衝撃力継続時間を比較すると大略定量的な一致が見られ、高い再現性を確認することができる。

すなわち、重錘衝突初期に急激に立ち上がりピーク値を迎える三角形の第1波とその後続くピーク値近傍が滑らかな正弦半波状の第2波から構成されている。また、第1波および第2波のピーク値は締固め度が高い場合ほど大きくなる傾向を再現している。ただし、解析値の方が実験値よりも若干、継続時間が長くなっている。

いずれの解析ケースにおいても、重錘衝撃力よりも敷砂緩衝材底面の伝達衝撃力の方が大きくなっており実験結果を再現している。

下図より、実験結果と解析結果の重錘貫入量を比較すると大略定量的な一致が見られ、高い再現性を確認することができる。

すなわち、重錘貫入量は重錘衝突後ほぼ線形に増加し、ピーク値に達した後、若干押し戻されるような傾向を示してから一定値となっている。また、重錘衝突時の立ち上がり勾配やピーク値は、締固め度が低い場合ほど大きくなる傾向が再現されている。ただし、解析値は実験値よりも貫入量が若干小さい結果となった。これは、実験が3次元であるのに対してDEM解析は

2次元であるため、DEM解析結果においては、2次元拘束の影響を受けている可能性があるものと推察される。

4. 屋外実験

4.1 実験概要

室内での緩衝材実験とDEMによる解析結果を踏まえ、大型実験を実施した。

屋外実験の装置を写真-7に示す。室内実験と同様に伝達衝撃力を計測するため、緩衝材を介してRC版の下面には図-15に示す反力荷重計29個を用い計測を行った。緩衝材の砂はこれまでの実験に使用しているものと同一^{1~4)}とし、重錘質量は5tにて、表-9に示す実験を行った。

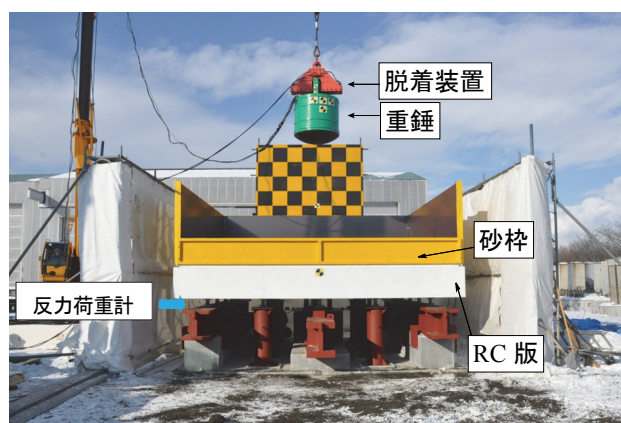


写真-7 屋外衝撃載荷実験状況

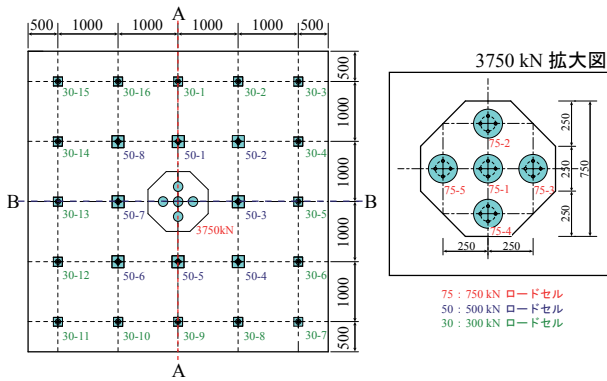


図-15 伝達衝撃力計測用荷重計の配置図

表-9 実験ケース一覧

実験ケース	敷砂厚 (cm)	落下高さ (m)	入力エネルギー (KJ)
S30-H1~5	30	1~5	49.0~242.5
S50-H2.5 ~12.5	50	2.5~12.5	122.6~612.9
S70-H2.5 ~15.0	70	2.5~15.0	122.6~735.5

4.2 実験結果

図-16には、敷砂厚 50 cm の場合における重錘衝突時刻を 0 とした重錘衝撃力、反力荷重計の合計から求めた伝達衝撃力に関する時刻歴応答波形を示している。

図より、室内実験と同様に各種応答波形は正弦半波状の 2 波から構成されていることが分かる。

図-17には、室内実験と同様に敷砂厚の異なる実験ケースの重錘衝撃力および伝達衝撃力に関する第 1 および第 2 ピーク値、およびその時の衝撃力比を入力エネルギーの値を横軸に取って示している。

図より、伝達衝撃力の第 1 ピーク値は、重錘衝撃力に近似か若干大きな値を示し、伝達衝撃力/重錘衝撃力の値は 0.9 ~ 1.2 となり、敷砂厚が薄くなるにしたがって小さな値を示す。これは、室内実験と同様に応力波の影響が含まれている可能性があるためと推察される。

5. 屋外DEM落石シミュレーション

5.1 解析の概要と解析モデル

解析モデルを図-18に示す。解析条件・境界条件は、室内条件と同様にて実施した。条件の一覧を表-10に示す。

5.2 解析結果

図-19には、敷砂厚 50 cm の場合における重錘衝撃力、伝達衝撃力、重錘貫入量に関する時刻歴応答波形

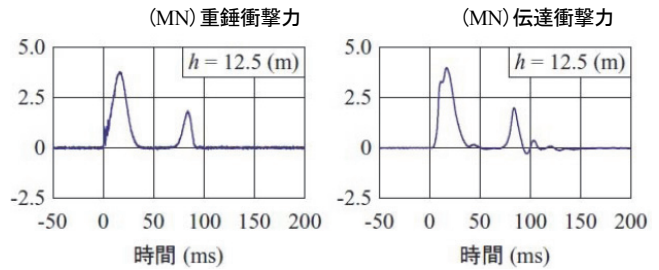


図-16 各種応答波形 (S50-12.5)

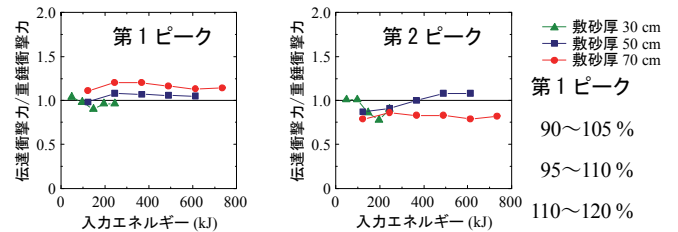


図-17 重錘、伝達衝撃力と入力エネルギーの関係

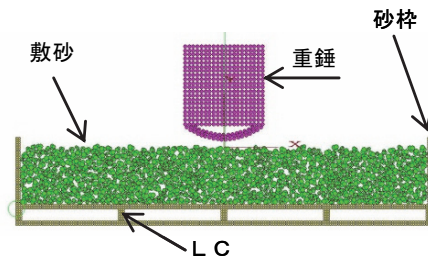


図-18 屋外実験 DEM 解析モデル図

表-10 設定したDEM解析パラメータの一覧

粒子密度	2650 kg/m ³
粒子径	最大径 0.05 ~ 最小径 0.025
非円形粒子	三個の円形を半分ずつラップさせながら結合したもの(凹凸)
粒子間摩擦係数 ϕ_μ	25°
ばね係数	$Kn = 2.0 \times 10^7$ N/m, $ks = kn/4$ (ポアソン比を1/3相当)
境界条件	・ロードセル底面を完全固定、敷砂面外変形を高速

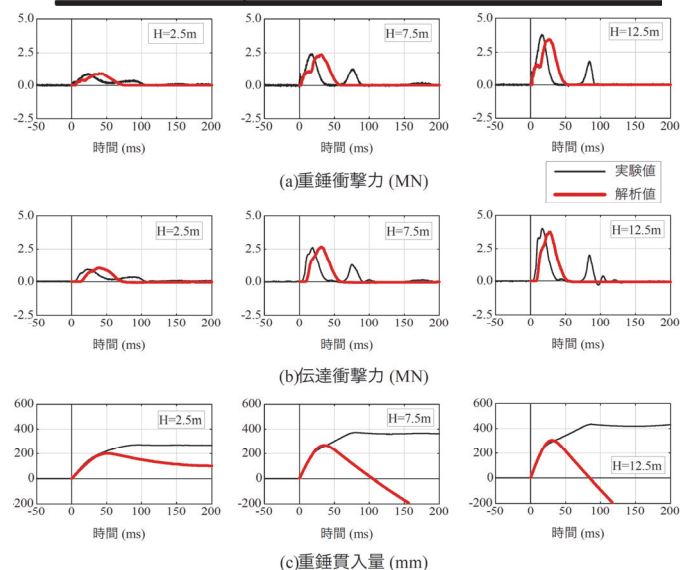


図-19 敷砂厚 50cm における各種応答波形

について、実験結果と解析結果を合わせて示している。

ここでは、重錘衝突時刻を 0 とし、重錘落下高さ $h = 2.5 \text{ m}$ 、 7.5 m 、 12.5 m の場合について示している。なお伝達衝撃力は、図-15 に示した各伝達衝撃力計測用荷重計から得られた値の合計値とした。

(a) (b) 図より、重錘衝撃力波形と伝達衝撃力波形の実験結果は正弦半波状の 2 波から構成されているのに対し、解析結果はピーク値が遅く励起しており、2 波形状とはなっていない。しかし、(a) (b) 図とも、重錘衝撃力波形および伝達衝撃力波形の第 1 波目に着目して比較をすると、正弦半波状の衝撃力波形の形状、ピーク値、衝撃力継続時間は大略一致が見られ、高い再現性を確認することができる。

また、(c) 図の重錘貫入量においては、重錘貫入初期の貫入勾配は実験結果と一致しているが、ピーク値手前で貫入量が反発しており、重錘が跳ね上がっている解析結果となり実験結果を再現するには至っていない。

図-20 には、DEM 解析による敷砂緩衝材の内部応力状況をコンター図として示している。

図より、25 ms 以降においては高圧縮応力部分が水平方向に拡大し、35 ms 時に伝達衝撃力がピーク値となり、40 ms 時に重錘の貫入量が最大となり、以降、重錘を押し返す解析結果となっている。

以上より、室内実験に対する DEM 解析は重錘衝撃力および伝達衝撃力とも再現性が高く、屋外実験では貫入挙動を再現するには至っていない現状ではあるが、離散を伴う敷砂緩衝材内部の応力状態を確認できる個別要素法 (DEM) による解析手法は、有効であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、落石荷重の評価手法として緩衝材内を伝播する落石荷重に着目し、室内と屋外において緩衝材の衝撃実験を行うと共に DEM を用いて、緩衝材内を伝播する発生応力の把握を行った。結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 室内実験、屋外実験より、敷砂緩衝材を伝播し頂版に入力される伝達衝撃力は、重錘衝撃力よりも大きい値であることがわかった。
- 2) DEM による落石シミュレーション結果から、落石衝撃力を緩和する敷砂緩衝材内の発生応力について推定可能であることが分かった。

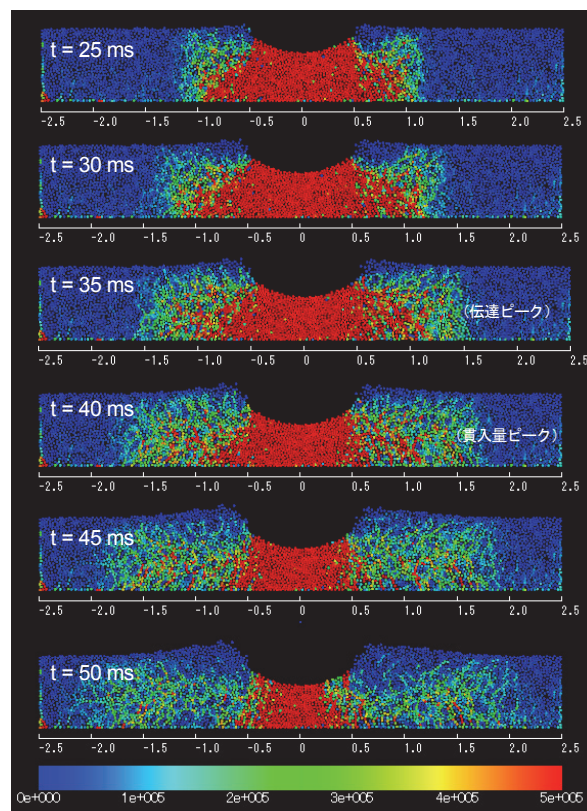


図-20 敷砂厚 70 cm ($H = 10 \text{ m}$) 発生応力図

参考文献

- 1) 山口 悟、岸 徳光、今野久志、西 弘明：敷砂緩衝材を有する RC 製ロックシェッド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
- 2) 山口 悟、岸 徳光、今野久志、西 弘明：敷砂及び碎石を用いた 2 辺支持大型 RC スラブの重錘落下衝撃載荷実験、コンクリート工学年次論文集、Vol.32、No.2、pp.751-756、2010.7
- 3) 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 製ロックシェッド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
- 4) 今野久志、岸 徳光、西 弘明、山口 悟、岡田伸之：敷砂緩衝材の緩衝特性に関する重錘落下衝撃実験、構造工学論文集 Vol.58A、pp.1051-1063、2012.3
- 5) 前田健一、羽柴寛文、山口 悟、牛渡裕二、川瀬良司：堆積層の衝撃力伝達特性を考慮した落石挙動の二次元個別要素法解析とパラメータ決定に関する考察、斜面災害における予知と対策技術の最前線に関する国際シンポジウム 福岡 2011 論文集 pp.203-209、2011.11

II. 既設構造物の劣化・損傷の特性と補修・補強技術の体系化に関する研究

1. はじめに

本研究では、既設落石覆道の劣化・損傷状況と補修・補強技術を体系的にとりまとめること、及び落石荷重の評価検討における参考資料とすることを目的として、現地における落石状況、覆道本体の劣化損傷状況を把握するための調査を実施した。また、国土交通省北海道開発局の協力を得て、2009年度末（平成21年度）時点での全道の一般国道における覆道の実態をとりまとめた。なお、調査とりまとめは、寒地土木研究所の各支所と連携し、実施したものである。

2. 現地調査の概要

2.1 対象覆道

調査は、図-21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-11に示す一般国道の覆道において実施した。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基の覆道について調査対象とした。調査対象の覆道については、日本海側の覆道は昭和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覆道も多数存在する。

2.2 調査方法

2.2.1 資料収集整理

現況調書等より既設落石覆道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。

2.2.2 劣化状況の調査

既設落石覆道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) 覆道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

2.2.3 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。

- 1) 頂版上の点検
- 2) 覆道本体の点検
- 3) 排水工点検
- 4) 基礎工および谷側地盤の点検

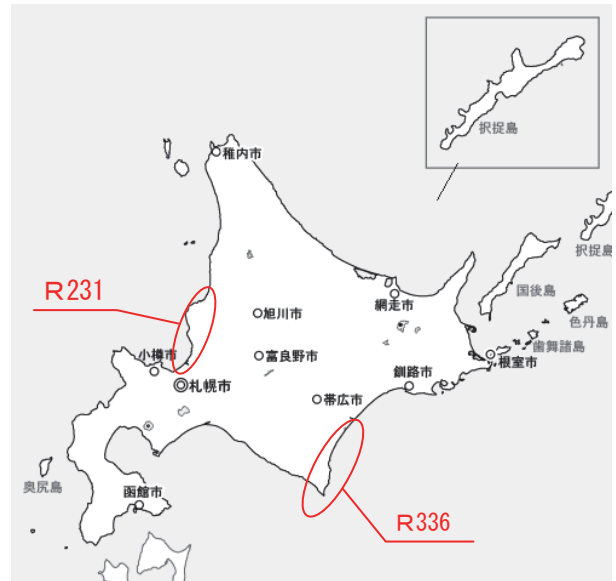


図-21 調査箇所図

表-11 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	S56, S57	18	S61
2	S61.10	3	H2.11	19	S62
3	H9.11	4	S54, H11 (伸長)	20	S54
4	H10.3			21	S59.11
5	S56.12	5	S56	22	S57.11
6	S56.12	6	S54, H3.1, H3.12, H6	23	S60
7	S56.12			24	S62, H15.2
8	S56.12	7	S53, H6		25
9	S55.11	8	S51	26	H2.12
10	S61.11	9	S52	27	H10.3
11	S58.11	10	S50	28	H8.3
12	S58.11	11	S54.11	29	S59.10
13	S61.11	12	S58.1	30	S57
14	S57.11	13	S58.1	31	S59
15	S54.11	14	S58	32	H11.3
16	S56.11	15	H2.12, H3.11	33	H11.3
17	S56.11	16	S62, S50, H12, H13		
18	S56.11				

3. 現地調査結果

3.1 覆道本体の劣化損傷状況

調査の結果、覆道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-22、23は、各覆道において変状が発生している項目を抽出し、各路線の覆道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られるが、日本海側と太平洋側でその變状発生割合に差異が見受けられる。

図-22より、日本海側では覆道全体の33～61%において、柱部コンクリートの浮き・剥落・鉄筋露出・錆汁等の變状が生じている。また、覆道全体の28%で補

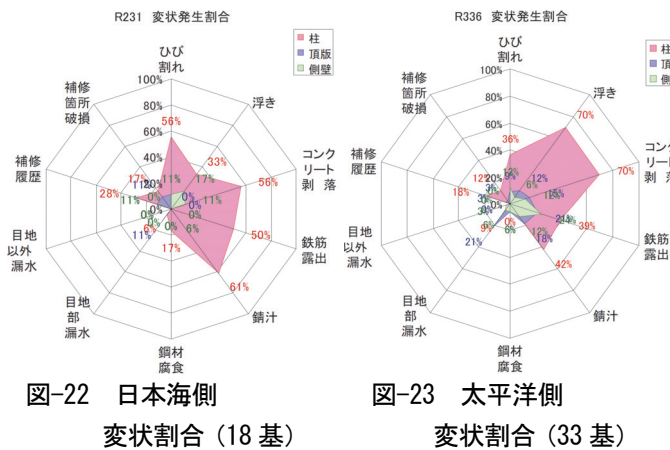


写真-8 日本海側の覆道の損傷状況

修履歴があることがわかる。これに対し、図-23より、太平洋側では日本海側と同様に覆道全体の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・側壁については覆道全体の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。

覆道の劣化損傷の事例を写真-8~10に示す。

写真-8は日本海側の覆道の損傷状況であり、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太平洋側の覆道より多かった。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-9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-10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。

日本海側の覆道では、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も現れてきているものと考察される。

3.2 覆道上の落石状況

写真-11は、日本海側の覆道上における落石状況の例である。

本調査の結果、日本海側の72%の覆道で、太平洋側で73%の覆道において、覆道上に至るような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



写真-9 覆道柱部の損傷状況 (鉄筋露出)



写真-10 覆道柱部の損傷状況 (鉄筋露出)



写真-11 覆道上の落石状況

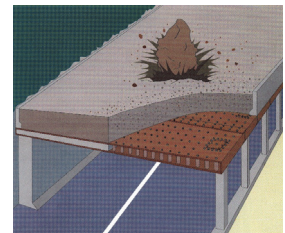
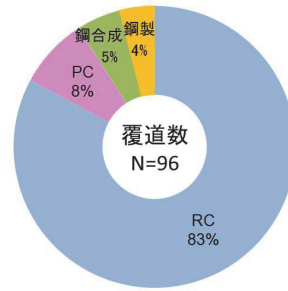
きく上回る落石の発生も確認された。

4. 覆道実態調査の概要

現況調査等より既設落石覆道に関する基礎資料を収集するとともに、建設当時の一般図や構造図、さらに既設落石防護構造物の補修・補強にかかわる業務成果、工事図書なども収集し、分析・整理を行った。

その結果、北海道の国道における覆道は 96 箇所あり、それらの形式別覆道数は図-24 に示す通りである。図より、全体の 83%が RC 製であることがわかる。

鋼合成覆道は、当チームが開発した頂版に鋼コンクリート合成構造を採用した「サンドイッチ覆道」である。



鋼合成(サンドイッチ)覆道

図-24 全道の国道における形式別覆道数

5. 覆道実態調査結果

5.1 落石覆道の延伸状況

落石覆道は、建設時に必要な延長が設置されているが、供用後の現場状況の変化に応じて適宜延伸などの対応が実施されてきている。

覆道の延伸箇所は 11 箇所、全体 (96 箇所) の 9% であった。図-25 には、年度毎の覆道延伸状況を示している。図より、全道では毎年のように何れかの覆道において延伸の実施が行われてきたことがわかる。

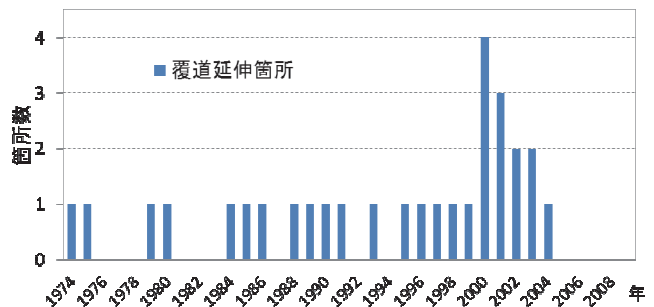


図-25 落石覆道の延伸箇所数

5.2 補修・補強対策の実施状況

全道の落石覆道における補修・補強対策の実施状況を図-26 に示す。図より、補修・補強対策が実施されていた割合は、全体の 43%であった。しかし、調査箇所の中には、建設時から今日に至るまでの補修・補強の記録が不明な箇所もあることから、さらに多くの覆道において補修が実施されているものと推察される。

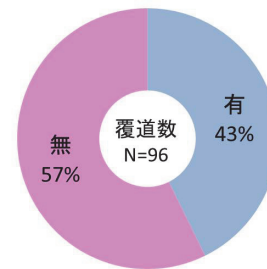


図-26 落石覆道の補修・補強対策の実施状況

5.3 補修・補強内容

落石覆道の補修・補強実績について、施工年度毎に補修・補強内容別に分類したものを図-27 に示す。

図より、2002 年度以前においては覆道の漏水防止対策が主であったことがわかる。また、塩害対策については過年度より実施がなされてきたが、近年では既設コンクリートの劣化損傷部の除去、断面補修の後に表面含浸材が使用されていることが特徴としてあげられる。これは、北海道開発局の道路設計要領第 3 集橋梁第 7 章コンクリート部材の塩害対策に、対策工として表面含浸材が示されていることによるものである。

また、近年、三層緩衝構造による補強事例が見受けられる (写真-12) が、これは道路防災点検などの実施により、建設当時の設計荷重以上の落石が想定される場合の対策の一つとして実施されたものである。

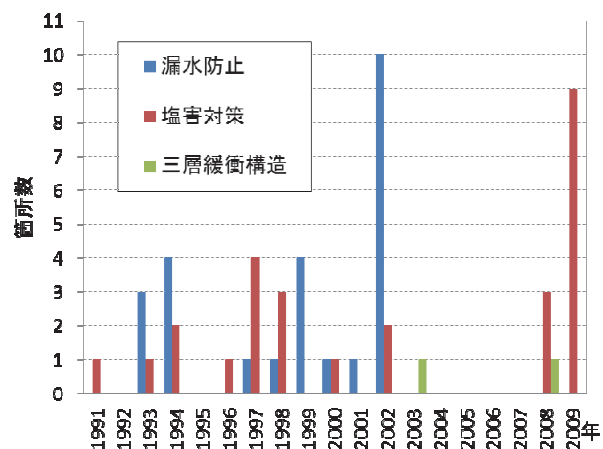


図-27 落石覆道の補修・補強内容

5. 4 部材別の補修・補強状況

落石覆道の補修・補強実績について、年度毎に補修・補強の部材別に分類したものを図-28に示す。

図より、落石覆道における補修・補強実績が近年増加していることがわかる。また、過去には壁部、柱部の補修が主体であったが、近年は落石荷重を直接受ける頂版部においても補修実績が増えている。

頂版部での補修としては写真-13に示すように、PC落石覆道の主桁、横桁に対するコンクリート片剥落防止対策として、繊維混入による塗装の事例がある。

補強としては、PC部・RC部の柱に対するものであり、現在の設計要領「H13.3 道路防災工調査設計要領(案)落石対策編(社)北海道開発技術センターP.42」に記載されている帯鉄筋量 0.2 % 以上を満足していないことや、設計当時と現行との基準とでは帯鉄筋の配筋方法(定着長さやフック長)に差異が認められ、現況のままでは、帯鉄筋の拘束効果が十分に機能しなくなる可能性が考えられることから近年実施事例が多くなっているものである。

帯鉄筋は、軸方向鉄筋(主鉄筋)の座屈防止、コアコンクリートの拘束、せん断補強の目的から配置されるものであり、帯鉄筋の定着長さやフック長、および継手形式が不適切であると、拘束効果が十分に発揮できないと考えられる。したがって、補強の実施された覆道では既設の帯鉄筋にて帯鉄筋比 0.2 % に不足する分について、連続繊維(アラミド繊維)による補強を行ったものである。(連続繊維補強を行うことにより被りコンクリートの剥落を防ぎ、拘束効果が得られることから、内部の帯鉄筋について考慮するものとしたものである。)

柱部に関しては、写真-14に示すように浮きコンクリート部を除去し、鉄筋の錆を除去し、鉄筋に防錆材を塗布した後、ポリマーセメントにて補修している事例や、写真-15に示すように柱部のせん断耐力の向上を目的とした、アラミド繊維補強の実施例が顕著となっている。

6. 覆道本体の補強設計フローチャート(案)

図-29には収集した事例などを基に補強設計のフローチャートを取りまとめた。

既設覆道の耐力を上回るような事象が発生した際には、現状の覆道耐力を評価し、耐力が不足する場合には、柱部のせん断耐力の向上や三層緩衝構造のような緩衝材の変更による補強対策とともに、対象岩体の除去や別線ルート等も含めて総合的に勘案し、対

策方法を決定することになる。



写真-12 三層緩衝構造による覆道補強対策

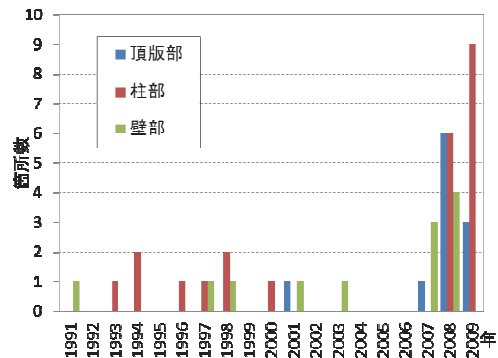


図-28 落石覆道の補修・補強部材



写真-13 PC製落石覆道頂版部の繊維混入塗装による対策例



写真-14 柱部の補修・補強の状況例

7. まとめ

既設落石覆道の補修・補強状況の調査・分析結果を整理すると、以下のとおりである。

- 1) 落石覆道の劣化損傷は、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) 太平洋側の覆道では、コンクリートの浮き、剥離が多い状況であった。
- 4) 覆道に至るような落石の事例を約7割の覆道において確認した。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。
- 5) 現地状況の変化等に伴う覆道延長の延伸が、毎年道内のいずれかの落石覆道で行われている状況にある。
- 6) 覆道の補修・補強対策としては、従来は漏水防止対策が主であったが、近年は塩害対策や頂版も含めた全体の補修・補強事例が顕著になっている。また、三層緩衝構造の採用による耐荷力向上対策の事例もみられる。
- 7) 補強対策としては、多くの劣化損傷が発生している柱部のせん断補強対策が実施されてきている。

参考文献

- 1) 山口 悟、西 弘明、今野久志：既設落石覆道の現況調査について、第55回（平成23年度）北海道開発技術研究発表会、2012.2

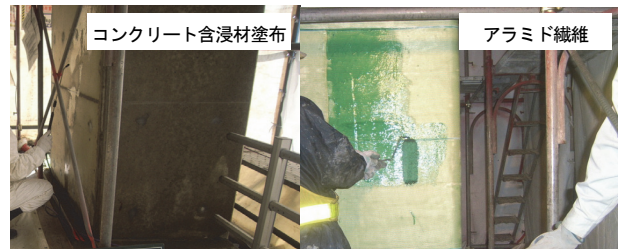


写真-15 覆道柱部のアラミド繊維による補強の例

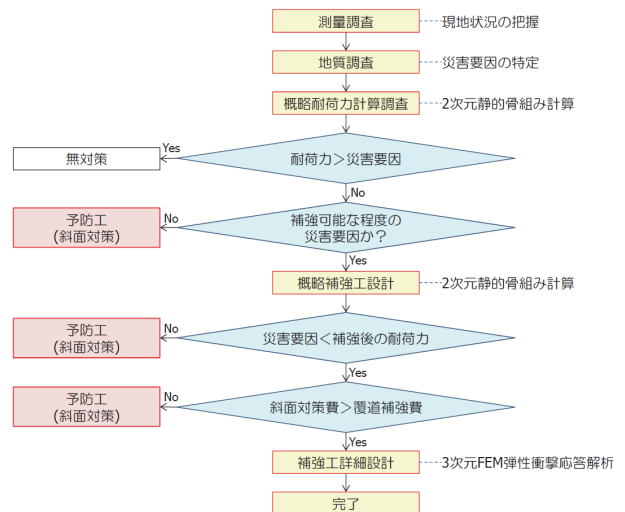


図-29 覆道本体の補強設計フローチャート（一例）

A STUDY ON THE DESIGN EXTERNAL FORCE AND REPAIR/REINFORCEMENT OF ROCKFALL PREVENTION STRUCTURES

Budget: Grants for operating expenses

General account

Research Period: FY2009 – 2011

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

Author: NISHI Hiroaki

KONNO Hisashi

YAMAGUCHI Satoru

SAWAMATSU Toshikazu

YOKOYAMA Hiroyuki

NAKAMURA Naohisa

TAKADAMA Namio

MIYAMOTO Syuuji

Abstract: When studying road disaster prevention structures, it is important to verify the effectiveness of existing structures and improve safety efficiently and effectively by implementing appropriate repair and reinforcement. This study investigated a method of evaluating rockfall loads based on actual site conditions to promote the effective use of existing stock. It also aimed to systematically summarize the deterioration/damage conditions of existing structures and repair/reinforcement technologies.

A study on a method for evaluating rockfall loads using rockfall simulation showed that three-dimensional DEM enabled the estimation of rockfall behavior/energy and rock travel distance. It is accordingly considered that this is an effective technique for preventing road disasters.

In an investigation on the characteristics of deterioration/damage to existing structures and the systematization of repair/reinforcement technologies, the deterioration/damage conditions of rock sheds on national routes throughout Hokkaido were examined and analyzed. The results revealed an increasing number of cases in which rock sheds were protected from deterioration/damage by means of treatment against salt damage and structural repair/reinforcement, whereas seepage prevention measures have conventionally been implemented in most cases of repair.

Keywords: road disaster prevention structures, rockfall simulation, DEM, rock sheds, repair, reinforcement