

鋼・コンクリート合成落石覆道の重錘落下衝撃実証実験

Prototype Impact Test of Steel-Concrete Composite Type Rock-Shed

今野 久志^{*} 池田 憲二^{**} 佐藤 京^{***} 岡田 慎哉^{****}

Hisashi KONNO, Kenji IKEDA, Takashi SATOH and Shinya OKADA

近年、道路橋の床版などで多く採用されている鋼・コンクリート合成構造形式が高耐荷力、高靱性能を有することに着目し、落石覆道への適用を目指して実規模の模型による各種実験的研究を実施してきた。その研究成果により開発された鋼・コンクリート合成落石覆道は、RC、PC 構造に比較して靱性に富み、押し抜きせん断破壊を生じないこと、軽量化による基礎工の簡素化、施工省力化や工期短縮に伴うコスト低減が期待できること等、多くのメリットが期待される構造形式であることが明らかになっている。この鋼・コンクリート合成落石覆道は平成11年度の技術活用パイロット事業として一般国道39号層雲峡に位置する屏風岩覆道（延長216.0m）および観音岩覆道（延長132.0m）において初めて採用された。

本報告では、鋼・コンクリート合成落石覆道の耐衝撃性能の照査を目的に、完成直後の実覆道で実施した重錘落下衝撃実験の結果について報告するものである。

キーワード：ロックシェッド，重錘落下衝撃実験，鋼・コンクリート合成構造，伝達衝撃力

In recent years, steel-concrete composite structures have been employed often in road bridge decks and other facilities. Since such structures offer high load-carrying capacity and toughness, we have conducted various studies using full-scale models toward developing a steel-concrete composite rock-shed. Such a rock-shed is expected to afford many advantages: 1) greater toughness than that of RC or PC rock-shed, 2) the absence of punching shear failure, 3) a simpler substructure because of the light weight, and 4) cost reduction by reduced construction time and labor. The steel-concrete composite rock-shed was first applied in fiscal 1999 in a new-technology pilot project. It was installed in the two sections of Byobuiwa Rock-Shed (216.0m) and Kannoniwa Rock-Shed (132.0m) on National Highway 39 at Sounkyo, a gorge in Hokkaido.

To verify the impact-resistance performance of the steel-concrete composite rock shed, this report presents the results of a falling-weight impact experiment conducted immediately after completion of the rock sheds at Byobuiwa Rock-Shed.

Keywords: rock-shed, falling weight impact test, steel-concrete composite structure, transmitted impact force

1. はじめに

急峻な地形に隣接する道路において、落石による災害から安全な道路交通網を確保するための落石覆道は、今後更に整備が必要な構造物の一つと考えられる。しかし、基盤整備におけるコスト縮減は社会の趨勢であり、整備にあたっては、耐荷性能や緩衝性能のみならずより経済性に優れた覆道構造の開発が望まれている。

近年、新しい構造部材形式として鋼・コンクリート合成構造が開発され、道路橋の床版などで多く採用されてきている。鋼・コンクリート合成構造は、靱性に富み、RC、PC 構造に比較してエネルギー吸収能力が高いこと、破壊形態が延性的な曲げ破壊先行で、押し抜きせん断破壊を生じないこと、軽量化とそれに伴う耐震性の向上と基礎工の簡素化が期待できること、施工省力化や工期短縮に伴うコスト低減が期待できること等、多くのメリットが期待される構造形式である。

北海道開発土木研究所では、鋼・コンクリート合成構造形式が有する高い耐荷性能と優れた靱性能、また効率のよい施工性に着目し、落石覆道への適用を目指して実規模の模型による重錘落下衝撃実験を実施してきた¹⁾²⁾³⁾。

その研究成果を受け、北海道開発局旭川開発建設部では平成11年度の技術活用パイロット事業として一般国道39号層雲峡に位置する屏風岩覆道(延長216.0m)および観音岩覆道(延長132.0m)において頂版部に鋼・コンクリート合成構造形式の版を有する落石覆道を初めて採用した。平成13年度には鋼・コンクリート合成落石覆道の耐衝撃性能の照査を目的に、完成直後の屏風岩覆道で重錘落下衝撃実験を実施したのでその結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 屏風岩覆道

屏風岩覆道は、底版および山側側壁が従来の RC 構造、柱には角形鋼管にコンクリートを充填した鋼・コンクリート合成構造、頂版には鋼・コンクリート合成構造サンドイッチ版(以後、サンドイッチ版と記す)を用いた柱式落石覆道である。同覆道は延長が216.0m、1ブロック長が12mで18ブロックに分かれている。本実験は終点側の第18ブロック(以下 BL と記す)において実施した。18BL の覆道構造を図-1に示す。

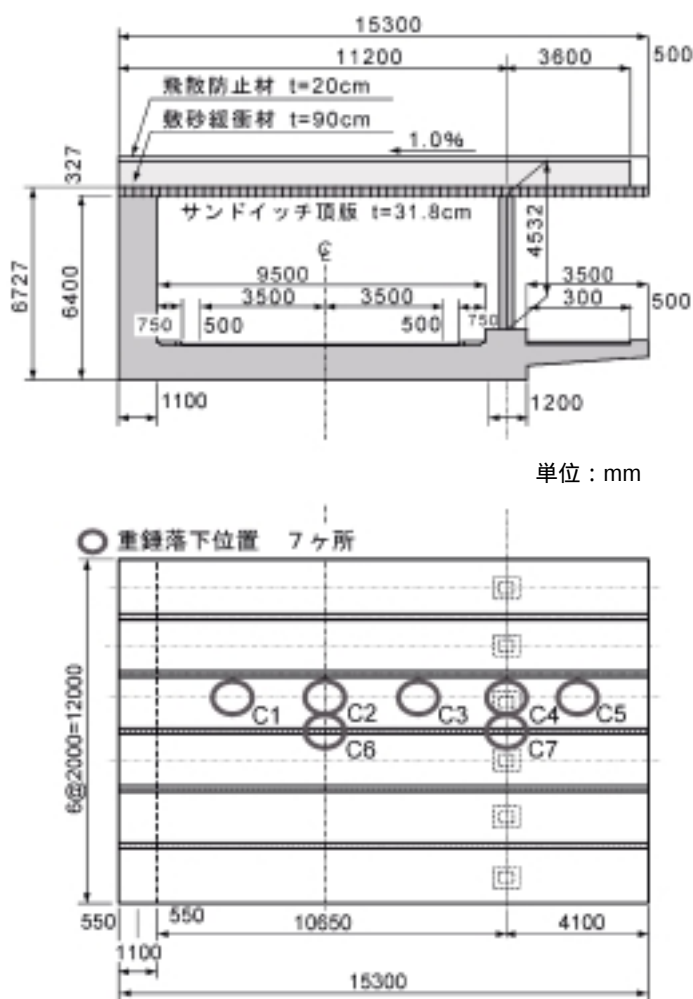


図-1 覆道断面図および重錘落下位置

屏風岩覆道の頂版幅員方向幅は15.3mであり、短辺2,000mm×長辺15,300mm×厚さ318mmの分割パネルを長辺で接続し、道路延長方向に連続させている。パネルは鋼材部分を工場で組み立て、現場設置位置で添接板によって一体化し、内部に高流動コンクリートを打設して鋼・コンクリート合成構造としている。

柱は400mm×400mm、板厚12mmの角形鋼管と高流動コンクリートによる合成構造であり、頂版コンクリート打設と同時に鋼管内にもコンクリートを充填し、頂版との一体化を図っている。また柱は、サンドイッチ版1パネルの中間に2.0m間隔で設置されている。

本サンドイッチ版は上鋼板がSS400、下鋼板がSM490YBで、板厚は共に9mmであり、上面の鋼板は壁から2.1mの範囲を2枚重ねとしている。上下鋼板間は、スペーサとなる鋼管(径φ65A、t=7mm、長さ300mm)を縦横300mm間隔で設置し、M22×360mm

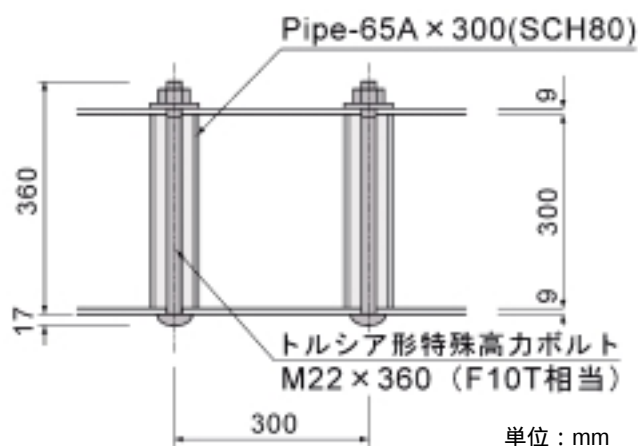


図 - 2 頂版部断面図

(F10T 相当) の高力ボルトを貫通させて締結している。鋼板と鋼管は、高力ボルトに70.6kN/本の軸力を導入することにより一体化が図られている。図 - 2 に頂版部の断面図を示す。

柱の角形鋼管は STKR400、中詰コンクリートは高炉セメント B 種を用いた高流動コンクリートである。コンクリートの28日圧縮強度は54MPa であり、実験時はコンクリート材令が約60日であった。なお、設計圧縮強度は30MPa 以上と規定されている。

覆道頂版上には、厚さ900mm の敷砂緩衝材が敷設され、その上に厚さ200mm の飛散防止材 (転用土) が盛土される。

2.2 設計落石荷重

屏風岩覆道の設計落石荷重は落石シミュレーションにより決定されている。すなわち、直径2m の岩石 (質量 $M = 10,470\text{kg}$ 、 $\phi = 200\text{cm}$ 、 $\rho = 2.5\text{g/cm}^3$) が、入射角度45°で覆道背面の敷砂緩衝材上でリバウンドし、その後覆道頂版上に入射角度45°で作用すると想定されている。設計落石衝撃力は $P_0 = 1.7\text{MN}$ である。入射角度が45°であり鉛直方向衝撃分力は $P_V = P_0 \times \sin 45^\circ = 1.2\text{MN}$ となる。

実験には重量19.6kN の重錘を用いた。衝撃力の算定式である振動便覧式によって、重量19.6kN の重錘を実験に用いた場合に設計衝撃力と等しくなる重錘落下高さを求めると、敷砂厚を900mm、ラームの定数を $\lambda = 1,000\text{kN/m}^2$ として $h = 14.3\text{m}$ を得る。表 - 1 には設計荷重に対する鋼・コンクリート合成構造部材の許容応力度を示している。

表 - 1 合成構造部材の許容応力度

鋼材		
部材	仕様	許容応力度 (落石時)
上面鋼板	SS400	214 MPa
下面鋼板	SM490YB	321 MPa
角形鋼管	STKR400	214 MPa
コンクリート		
部材	仕様	許容応力度 (落石時)
頂版部	高流動	30.6 MPa
柱部	コンクリート	24.5 MPa

表 - 2 実験ケース一覧

実験ケース	敷砂緩衝材 (cm)	重錘質量 (kg)	落下位置	落下高さ (m)
C1	90	2,000	壁側	6,10
C2			中央	2,4,6,8,10,17.5
C3			柱側	6
C4			柱上	6,8
C5			張出部	2,4
C6			中央(添)	6,7
C7			柱上(添)	6,8

2.3 実験方法およびケース

衝撃荷重は、900mm 厚の敷砂緩衝材のみを敷設した状態で、重量19.6kN の鋼製重錘 (直径1.0m、先端から17.5cm 間が球状) をトラッククレーンで所定の高さに吊り上げ、自由落下させて載荷した。トラッククレーンは、国道を片側通行規制し覆道終点側出口付近の規制範囲内に据え付けた。なお、車両の走行によって生じる振動の影響を避けるため、重錘落下実験時は一時的に通行止めを実施した。

載荷位置は、図 - 1 に示されているように、サンドイッチ版1パネルの中心線上と、パネル間の接続線上の各点とし、中心線上に C1 ~ C5 の5点、接続部は C6、C7 の2点、計7点とした。また、パネルおよび支間の中心を代表載荷点として、C2 を中心に計測器を配置した。実験ケース一覧を表 - 2 に示す。

重錘の落下高さは設計荷重および3次元衝撃応答解析の結果を基に設定し、現地において覆道各部材応力が弾性範囲内 (許容応力度以下) であることを確認し



写真 - 1 屏風岩覆道



写真 - 2 実験状況

ながら落下高さを上げることとした。なお、代表載荷点である C 2 において、最大落下高さを $h = 17.5\text{m}$ までとした。

2.4 測定項目および方法

測定項目は、重錘加速度 (3ch)、覆道頂版上面の伝達衝撃応力 (15ch)、頂版と柱部鋼版のひずみ (122ch) および頂版および柱の変位 (22ch) である。

写真 - 1 には国道上からの実験風景、写真 - 2 には覆道頂版上における実験状況を示している。

3. 実験結果のまとめ

本文では、載荷ケース C 2 を中心に実験結果について述べる。

3.1 重錘加速度波形と頂版の応答波形

図 - 3(a)~(e)には、載荷ケース C 2、落下高さ $h = 4\text{m}$ 、 10m 、 17.5m 時の重錘加速度および落下点中心位置の伝達衝撃応力、サンドイッチ版の載荷点変位、サンドイッチ版上下面ひずみの各波形を示している。

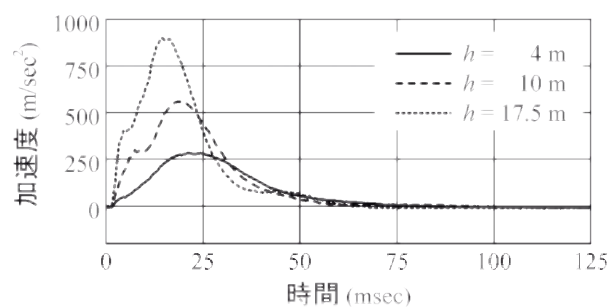
(a)図より、重錘加速度は、落下高さが高いほど波動の立ち上がりが急速になりピークまでの到達時間および波動継続時間が短くなる傾向のあることがわかる。主波動の継続時間は $60 \sim 70\text{msec}$ 程度で、剛基礎上に設置した敷砂緩衝材に関する重錘落下実験結果⁴⁾の 2 倍程度の値を示している。これは、サンドイッチ版の撓化性によるものと推察される。

次に(b)~(e)図の各波形と(a)図の重錘加速度波形との比較を行う。重錘加速度波形と比較すると、各波動の立ち上がりは、伝達衝撃応力波形が 6.5msec 、変位波形が 9.5msec 、鋼板の上面ひずみは 8msec 、下面ひずみが 9.5msec 程度遅れて立ち上がっている。また各波動のピーク値に関しては、頂版の場合には重錘加速度のピーク時に対して約 17msec 遅れているが、鋼板ひずみの場合には、波動立ち上がりの遅れが数 msec あるにもかかわらずピークの遅れは 2msec 、伝達衝撃応力の場合にはほぼ同一時間にピークが発生している。

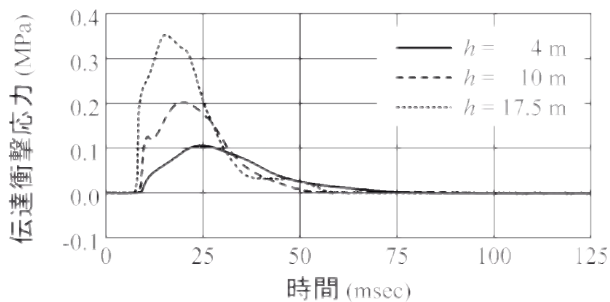
3.2 重錘衝撃力と伝達衝撃力

図 - 4 には、載荷ケース C 2 に関する最大衝撃力と落下高さの関係を示している。また、図中には比較のために振動便覧式においてラーメの定数を $\lambda = 500$ 、 $1,000$ 、 $1,500$ 、 $2,000\text{kN/m}^2$ とした場合の衝撃力分布を示している。なお、重錘衝撃力は重錘質量と加速度の積により、伝達衝撃力は伝達衝撃応力が載荷点を中心に軸対称分布するものと仮定して算定している。

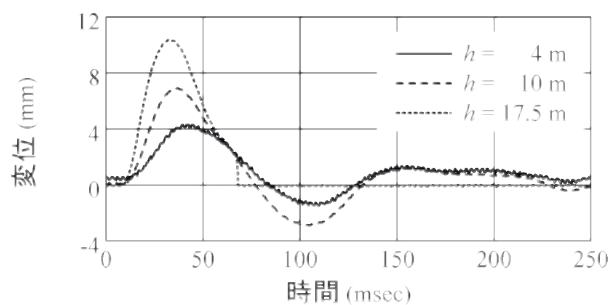
図より、剛基礎上の敷砂緩衝材の場合と異なり⁵⁾、重錘衝撃力と伝達衝撃力値に大差のないことがわかる。実験結果は、落下高さが $h = 17.5\text{m}$ の場合を除き、ラーメの定数が $\lambda = 1,500\text{kN/m}^2$ とすることにより安全側で評価可能であることが分かる。また、落下高さが $h = 17.5\text{m}$ の場合には $\lambda = 2,000\text{kN/m}^2$ とする場合よりも大きな値を示している。



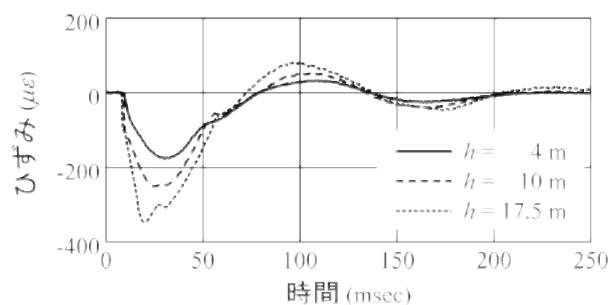
(a) 重錘衝撃(加速度)波形



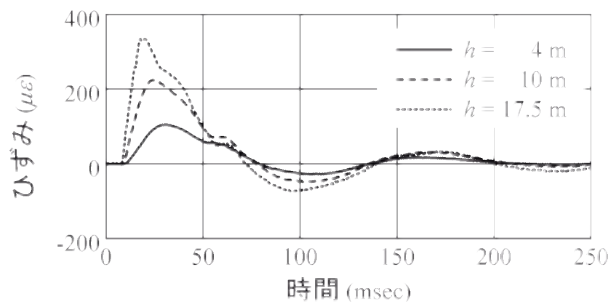
(b) 伝達衝撃応力波形



(c) 頂版下面変位計波形



(d) 頂版上面ひずみゲージ波形



(e) 頂版下面ひずみゲージ波形

図 - 3 測定波形(実験ケース C2)

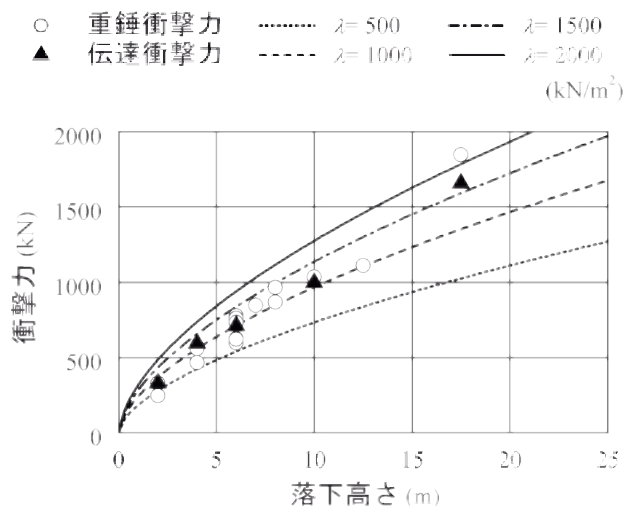


図 - 4 衝撃力 - 落下高さ分布図

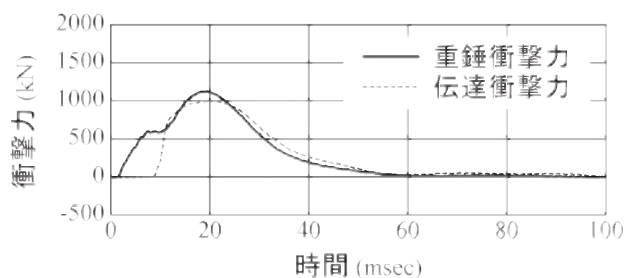


図 - 5 重錘衝撃力および伝達衝撃力波形

表 - 3 衝撃力伝達率

落下高さ (m)	重錘衝撃力 (kN)	伝達衝撃力 (kN)	衝撃力伝達率
2.0	328	330	1.01
4.0	559	595	1.06
6.0	777	711	0.92
10.0	1035	997	0.96
17.5	1847	1656	0.90

図 - 5 には、載荷ケース C2、落下高さ $h = 10\text{m}$ における重錘衝撃力と伝達衝撃力の経時変化を、また表 - 3 には伝達衝撃力を重錘衝撃力で除した衝撃力の伝達率の一覧を示している。図 - 5 より、重錘衝撃力は最大衝撃力発生時近傍の分布性状がより鋭角であるのに対し、伝達衝撃力の場合には緩やかな分布性状を示している。これはサンドイッチ版の撓化性の影響によるものと推察される。表 - 3 に示されているように、衝撃力の伝達率は、前述のとおり剛基礎上に設置した敷砂緩衝材の場合(伝達率が1.5~2.0程度)と異なり、落

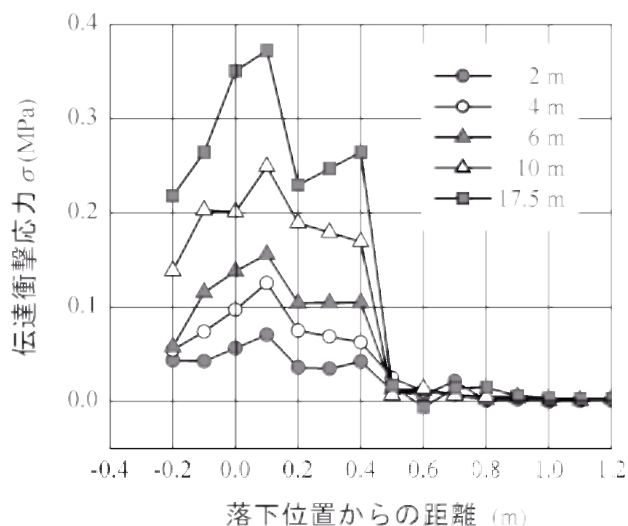
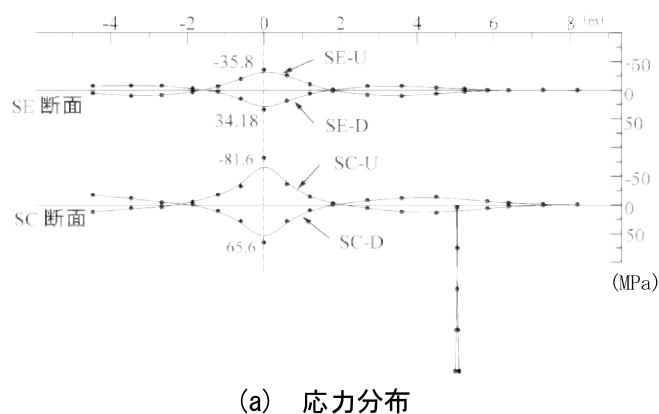
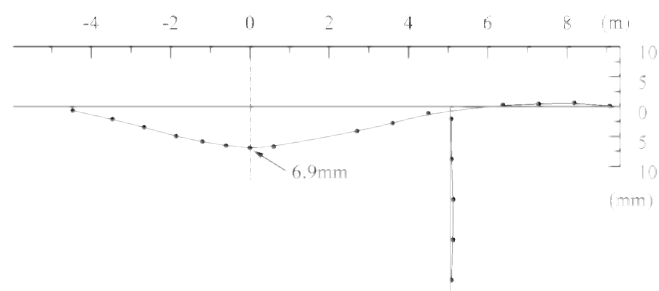


図 - 6 伝達衝撃応力分布図（実験ケース C 2）



(a) 応力分布



(b) 変位分布

図 - 7 横断方向の応力および変位分布図

下高さが低い場合はほぼ1.0であるが、6 m を越えると1.0よりも小さい傾向を示している。

図 - 6 には、最大重錘衝撃力発生時の頂版上面の伝達衝撃応力の分布を示している。応力の分布に多少バラツキは認められるが、落下点中央付近をピークとし、中心から0.4m までは落下高さに対応して0.1～0.3MPa の値を示しているが、0.5m の位置で急激に低下し以遠ではほぼ零応力であることが分かる。これは、重錘の直径が1.0m であることより、伝達衝撃応

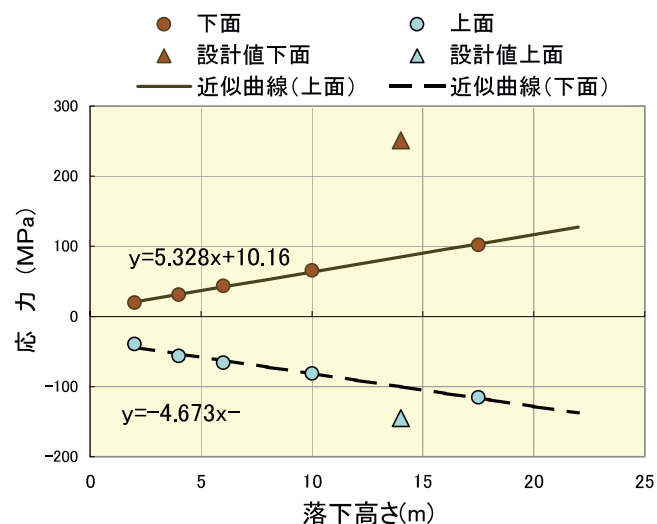


図 - 8 サンドイッチ版の落下位置応力度

表 - 3 頂版の許容応力度と実験値の比較

	落下高さ (m)	入力エネルギー (kJ)	頂版下面 応力 (MPa)	頂版上面 応力 (MPa)
許容値	14.0	274.4	321.0	214.0
実験値	10.0	196.0	65.6	81.6
	17.5	343.0	102.5	136.3
実験結果による推定応力度	14.3	280.3	87.1	101.6

力は重錘の落下領域にほぼ均等に分散分布していることを示唆している。

3.3 頂版部および柱部のひずみ、変位

図 - 7(a) (b)に、実験ケース C 2、落下高さ $h = 10\text{m}$ 時の頂版および柱の道路軸直角方向の応力、変位の分布を示す。

(a)図は、重錘落下点直下における最大下面鋼板応力発生時における応力分布である。図中の SE 断面は添接板部を、SC 断面は重錘落下点位置を含む柱パネル中央部の応力分布を示している。最大応力は、SC 断面で鋼板下面が65.6MPa の引張応力、上面が81.6 MPa の圧縮応力であり、上面のひずみが大きくなる傾向がみられる。引張および圧縮の範囲は、重錘落下位置から道路幅員方向にそれぞれ約1.6m であった。(b)図は変位の分布を示している。重錘落下点直下で最大変位6.9mm を示し、柱の変位はほとんど認められなかった。

3.4 設計頂版応力度との比較検討

本実験では、C2位置において重錘落下高さ $h = 2\text{ m} \sim 17.5\text{ m}$ の落下衝撃実験を行った。図 - 8 に落下高さごとのサンドイッチ版の鋼板に発生する最大応力を、また、表 - 3 にはサンドイッチ版鋼板の許容応力度、実験時の入力エネルギーと最大発生応力および設計落石条件と等価な重錘落下高さ $h = 14.3\text{ m}$ に対する推定応力度を示している。

図 - 8 より、鋼板の最大応力度は、重錘落下高さに対してほぼ比例関係にあることが分かる。また、表 - 3 より本サンドイッチ版における設計落石条件と等価な重錘落下高さ $h = 14.3\text{ m}$ に対する上下鋼板の応力度はいずれも許容応力度の1/2以下となっており、十分な安全余裕度を有していることが分かる。これは、頂版厚を外力に応じて変化させる設計手法がまだ確立しておらず、本覆道の頂版厚を実規模の実験試験体と同一としたためである。尚、この場合においても従来のRC製落石覆道に比較し、20%程度のコスト縮減となっている。

4. まとめ

鋼・コンクリート合成構造による落石覆道として、初めて採用された屏風岩覆道において、その耐衝撃性能を確認するための重錘落下衝撃実験を行った。本研究により得られた結果を要約すると、以下のように示される。

- (1) 90cm 厚の敷砂緩衝材を用いる場合の重錘衝撃力、伝達衝撃力は、剛基礎上やRC製落石覆道頂版上の場合と異なり、ラーメの定数を $\lambda =$

$1,500\text{ kN/m}^2$ とする振動便覧式で推定可能である。また、両衝撃力は大きく類似している。

- (2) 各衝撃力波形の継続時間は、剛基礎上における実験値の2倍程度となる。これはサンドイッチ版の撓化性によるものと判断される。
- (3) サンドイッチ版鋼板の発生応力は許容応力度に対して2倍以上の安全余裕度のあることが明らかとなった。

以上より、本覆道は、経費削減、工期短縮、省力化施工を目的として設計施工された構造物であるが、十分な耐衝撃安全性を有することが確認された。

参 考 文 献

- 1) 野原栄治, 今野久志, 岸 徳光, 西弘明: 鋼合成サンドイッチ版の耐衝撃特性に関する実験と考察, 土木学会北海道支部論文集, Vol 54A, pp 46 ~ 49, 1998 2.
- 2) 佐藤昌志, 岸 徳光, 西弘明, 温泉重治, 川瀬良司: 鋼・コンクリート合成頂版を有するロックシッドの衝撃挙動, 土木学会北海道支部論文集, Vol 54A, pp 84 ~ 89, 1998 2.
- 3) 岸 徳光, 今野久志, 近藤悦郎, 安藤智啓: 鋼・コンクリートサンドイッチ梁の衝撃挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol 47A, pp .1633 ~ 1644 2001.
- 4) 岸 徳光, 中野 修, 松岡健一, 西 弘明: 野外実験による敷砂の緩衝性能, 構造工学論文集, Vol 39A, pp .1587 - 1597, 1993 3.
- 5) 土木学会: ロックシェットの耐衝撃設計, 構造工学シリーズ8, 平成10年11月



今野 久志*

北海道開発土木研究所
構造部
構造研究室
主任研究員
博士(工学)



池田 憲二**

北海道開発土木研究所
構造部
構造研究室
室長



佐藤 京***

北海道開発土木研究所
構造部
構造研究室
研究員



岡田 慎哉****

北海道開発土木研究所
構造部
構造研究室
研究員