

I-39

重錘落下による実規模 PC 落石覆工壁部背面土圧

開発土木研究所 正員 佐藤 昌志

開発土木研究所 正員 西 弘明

室蘭工業大学 正員 松岡 健一

三菱化学BASF(株) 正員 千代田 健

1. はじめに

道路防災施設の一つである落石覆工の設計は、落石による衝撃力を着目する断面に最も不利に作用するように載荷して行われている。通常、落石覆道の山側側壁の背面部は本体構造の設置後に裏込めが施されており、この裏込土上への落石も想定される。このため、「道路防災工調査設計要領(案)落石覆道編」¹⁾(以後、「要領」と呼ぶ)では、落石衝撃力の載荷位置を頂版上のみでなく、壁部背面上とする場合も検討することとしている。要領では、この場合の壁部への作用衝撃土圧を、プーシネスク式を参考に算出している。しかしながら、このような問題に関しては研究例がほとんどなく、確立された評価手法がないのが現状であると思われる。

一方、著者らは、これまで落石覆工構造物の落石等による衝撃問題に関連して、頂版上に設置される緩衝構造の緩衝特性あるいは構造部材の耐衝撃挙動に関する種々の実験的・解析的研究を行っており、平成6年度は実大 PC 覆工模型による衝撃実験を実施している。

本研究は、上記実規模覆工模型を用いた壁部裏込土上への重錘落下衝撃実験により、衝撃土圧の分布性状などについて検討を行ったものである。また、側壁への静土圧を軽減するために裏込め材として EPS (発泡スチロール) 材が用いられることがあるようであるが、ここでは、衝撃土圧を軽減する目的で側壁の近傍のみを EPS 材で置き換えた場合の実験も実施し、比較検討を行っている。

2. 実験の概要

図-1 に実験状況を示す。実験は PC 覆工側壁部の裏込土上に重量 3 tf の重錘をトラッククレーンにより、1 m ~ 30 m の高さから自由落下させることにより行っている。重錘は直径が 1 m で、底部の高さ 17.5 cm 部が球形(半径 80 cm)状の全高約 1 m のものであり、その中央底部に加速度測定用の歪ゲージ型加速度計を埋設している。また、覆工の側壁背面中央には作用衝撃土圧を測定するため、鉛直方向に一系列に衝撃荷重測定用ロードセルを設置している。

実験は表-1 に示すように、重錘の落下位置(側壁より 1 m、3 m)を変えた場合、および側壁から 50 cm の間を EPS 材で置換した場合について行っている。使用した EPS 材は、単位体積重量 20 kgf/m³、寸法 200 cm × 100 cm × 50 cm のブロック材である。裏込土は実験施設の建設地の表土で、シルト質粘土である。なお、本実験では裏込土上には緩衝材を設置せず、直接載荷を行っている。

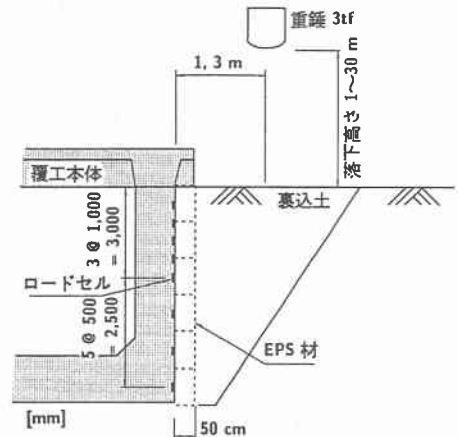


図-1 実験状況

表-1 実験ケース一覧

実験ケースの呼称	載荷位置* (m)	落下高 (m)	備考
C1	1	1~30	土のみ
C3	3		
E1	1		EPS 置換 50 cm 厚
E3	3		

*:側壁から重錘落下中心点までの距離

Impact Back Pressure on Side Wall of Prototype PC Rock-Shed under Impact Load
by Masashi SATO, Hiroaki NISHI, Ken-ichi MATSUOKA, Takeshi CHIYODA

3. 実験結果および考察

3.1. 重錘衝撃力および衝撃土圧の時系列波形

図-2には、載荷位置 1m、落下高さ 30 m の場合 (C1-30m, E1-30m) の重錘衝撃力および衝撃土圧の時系列波形を示している。ここで、重錘衝撃力は重錘の衝突加速度に重錘質量を乗じて求めたものである。図より、重錘衝撃力波の概形は両ケースでほぼ等しく、単調増加、単調減少の三角形形状の分布となっている。最大衝撃力については C1 の方が大きく、継続時間は E1 の方が若干長いようである。また、土圧に関しては、両ケースで波形形状に大きな差異がみられる。EPS 材で置換しない場合 (C1) の土圧波形は、衝撃力波形の時間軸を縮めたような分布形で継続時間は短くなっているが、概略形状は一致している。一方、EPS 材で置換した場合 (E1) では、全体的に波形が緩やかになっており、台形状の分布に近くなっている。ここでは示していないが、EPS 置換を行わない場合においても、落下高さの低いケースではこのような分布形状となっていた。また、鉛直方向の分布については、C1 では深さ 1 m で最大値が生じており、深さ方向に減少していく傾向を示している。これに対し、E1 の場合は 2.5 m 以深では深さ方向の減衰が少ないようであり、5.5 m でも約 2 kgf/cm^2 程度の土圧を発生している。

図-3に、最大重錘衝撃力と重錘の衝突速度との関係を示す。各ケースの重錘衝撃力を比較すると、衝突速度が 14 m/sec 程度までは多少の差はあるものの同程度の値であるが、高速度になると C3 の場合のみ、他のケースに比較してかなり大きい値を示している。さらに詳細に考察すると、EPS材で置換した場合の方が置換しない場合より小さい傾向にある。また、C3 以外の 3 ケースでは速度が大きくなるに従い重錘衝撃力は一定に近づいているが、C3 ではこの範囲では未だ一定とはならず、ほぼ直線的に上昇している。これは、土砂の締め固め等の条件が異なったこともこの要因の 1つと推定される。

3.2. 衝撃土圧分布 (ブーシネスクの土圧式)

前述のように要領では、裏込土上への落石時における側壁背面の衝撃土圧に関しては確立されたものがないと考えられることより、「建築基礎構造設計基準・同解説」²⁾における土圧式を引用している。同式は、地表面に集中荷重 P が作用した場合の地中 (半無限弾性体) のある点での土圧増分 ΔP を算定するブーシネスクの式より提案されたものである。

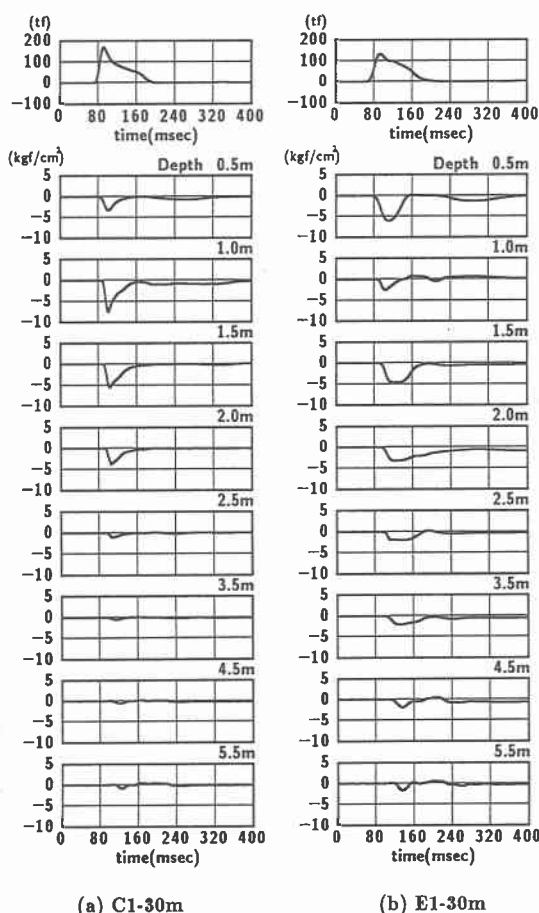


図-2 重錘衝撃力および衝撃土圧の時系列波形

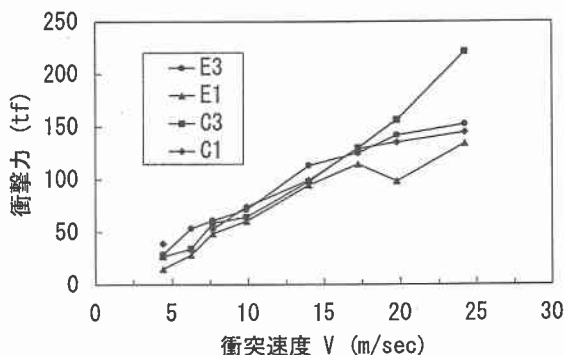


図-3 最大重錘衝撃力と重錘落下速度との関係

$$\Delta P = \frac{3P x^2 z}{\pi (r^2 + z^2)^{5/2}}$$

ここで、

P：地表面 (0, 0, 0) に載荷される集中荷重 (tf)

ΔP ：任意点 (x, y, z) の P による土圧増分 (tf/m²)

x：載荷点中心から壁面までの最短距離 (m)

r：載荷点中心から任意点までの水平距離 (m)

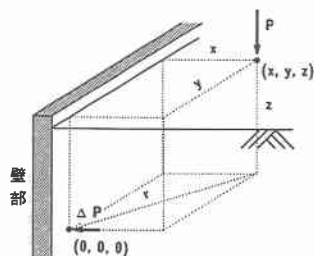


図-4 (a)、(b)に、実験ケースと同じく側壁からの載荷位置を 1 m ($x = r = 1$ m) および 3 m ($x = r = 3$ m) とした場合について、上式から算定した土

圧分布を示す。ここで、作用荷重 P は設計を意識して振動便覧式³⁾により算定することとした。式中のラーメ定数は $\lambda = 100$ tf/m² としている。なお、上式は $z = r/2$ で最大値を与える式となっている。図 (a) より、載荷位置 $x = 1$ m では深さが増すにつれて、急激に応力は減少していき、30 m 落下の場合においても深さ 4.5 m 程度で応力はほぼ零である。また、図 (b) から載荷位置が側壁より離れると ($x = 3$ m)、浅い位置での応力は急激に小さくなっている。逆に、2 m 以深においては絶対値としては小さいが、載荷位置 1 m の場合に比較すると大きくなる傾向が見られる。

3.3. 衝撃土圧分布 (実験結果)

図-5 に、各ケースの最大値発生時の衝撃土圧の深さ方向への分布図を示す。まず、載荷位置 1 m の場合について比較する。EPS 材で置換していない C1 の場合は、ロードセルの最浅位置 50 cm よりも深さ 1 m の位置での土圧が最大となっ

ており、2.5 m 程度まで急激に減少するような分布となっている。深さ 1 m 位置での最大値は落下高さが高くなると急激に大きくなるが、2.5 m 以深ではそれほど増加せず、圧力の分布が局部的であることを示している。また、3.5 m 以深では同程度の土圧か、あるいは落下高さが高い場合には若干大きくなっていく傾向がみられる。これに対し、EPS 材で置換した E1 では、C1 の場合とは異なり、深さ 1 m での土圧が小さい傾向にある。これは EPS ブロックと重錘落下位置が近接しているため、地表部に対して最上段の EPS ブロック下端側が浮いてしまう形になったものと考えられる。これより、EPS 材を適切に配置することで最大値近傍の土圧を低減あるいは平均化することができると考えられる。一方、落下高さ 15 m 程度から、2.5 m 以深での土圧が C1 に比較して約 2 倍大きくなっている。載荷位置 3 m の場合の土圧は C3、E3 とともに 1 m の場合に比較して小さく、最大土圧は落下高 30 m においても 1kgf/cm² 程度の値となっている。

次に、実験値とブーシネスクの土圧式による結果を比較する。まず、載荷位置 1 m の場合、EPS 材で置換した E1 では各測点で多少の変動があるものの、両者の鉛直方向分布の傾向は比較的一致している。絶対値は各落下高さに対して、地表付近ではブーシネスク式の土圧の方が大きく、深い位置では実験値の方が大きくなっている。これは、EPS 材はブロックを重ねて設置してあるため、連続体とは異なる挙動をしていることによるものと推察される。一方、EPS 材で置換していない C1 では、実験値は全ての落下高さに対して深さ 1 m で最大値を示しており、ブーシネスク式とはかなり異なる分布を示している。また、絶対値もブーシネスク式の値より大きい値となっている。実

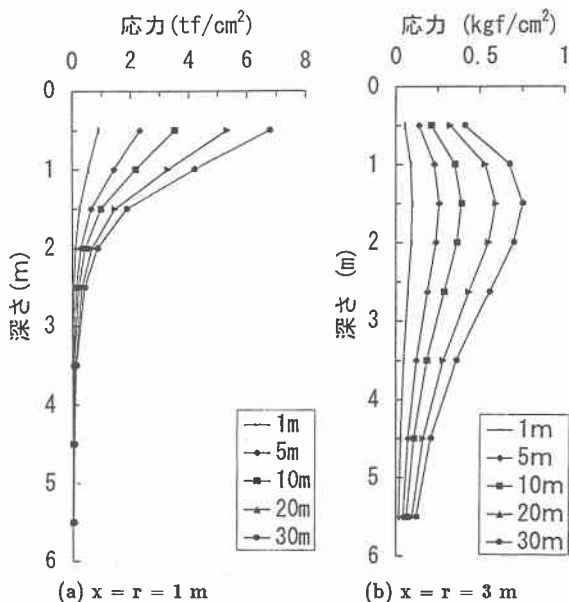


図-4 衝撃土圧分布 (ブーシネスク式より)

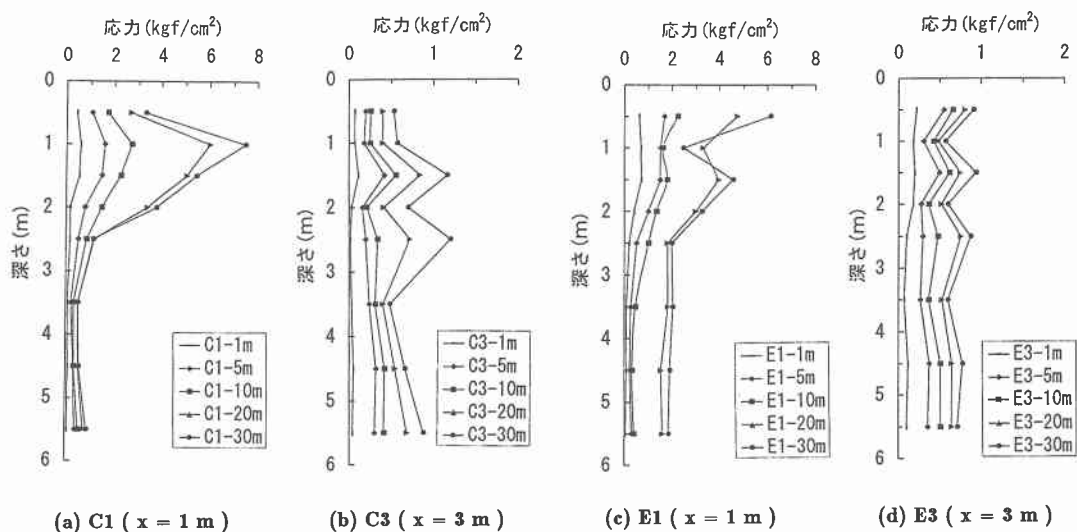


図-5 衝撃土圧分布（実験結果）

験値の分布形状は、ブーシネスクの式で $x = 2 \text{ m}$ とした場合の分布に近似している。これは側壁背面の拘束条件等載荷点周囲の条件がブーシネスク式とは異なることや重錘の土中への貫入等の影響と考えられるが、明確に断定することは困難である。載荷位置 3 m の場合（E3, C3）は全体として値が小さく、ブーシネスクの式との比較で差異を論ずるのはあまり意味がないものと考えられる。しかしながら、載荷点が側壁から 3 m 以上離れた場合には、両者の結果は落石による衝撃力の側壁に与える影響が極端に小さくなることを示している。

4. まとめ

落石覆工側壁部の背面裏込土上への落石による背面土圧の影響を実規模落石覆工模型を用いて実験的に検討した。実験は重量 3 tf の重錘を最大落下高 30 m から裏込土表面へ自由落下させて行った。本研究では、主として落下位置および裏込材の違いによる背面土圧の影響を検討することを目的として計 4 ケースの実験を行った。また、実験から得られた背面土圧と半無限体を想定したブーシネスクの土圧式による値との比較検討も試みた。本実験の範囲内で得られた結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 重錘衝撃力の最大値は C3 の傾向が多少異なるが、落下位置や裏込材の影響は小さいと考えられる。
- 2) 背面土圧は落下位置の影響を強く受け、落下位置が背面から 3 m 程度離れると著しく低下するようである。
- 3) 裏込めを粘性土とした C1 の背面土圧の鉛直方向分布は、深さ 1 m で最大値を示し、それ以深では急激に減少する。
- 4) 裏込材の一部を EPS 材で置換した E1 の背面土圧は深さ 0.5 m で最大値を示し、深さ方向への減少率は小さい。また、C1 と比較すると最大値は 2 割程度小さくなる。
- 5) 今回の実験結果をブーシネスクの土圧式で正確に評価することは困難であるが、最大土圧の値は $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とした振動便覧式から得られる衝撃力を用いてある程度推定できるものと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 北海道開発局建設部道路建設課監修：道路防災工調査設計要領（案）落石覆道編、1990.3.
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計基準・同解説、1974.
- 3) 日本道路協会：落石対策便覧、1983.7.