

ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁の実験的研究

EXPERIMENTAL RESEARCH OF REINFORCED SOIL WALL FOR ROCK-FALL PROTECTION

渕上正浩*, 小畑康隆**, 久保哲也***, 井上昭一****, 小嶋啓介*****, 荒井克彦*****
Masahiro FUCHIGAMI, Yasutaka OBATA, Tetsuya KUBO, Shoichi INOUE,
Keisuke KOJIMA, Katsuhiko ARAI

- * (株) エイ・シー・デイ 設計課長 (〒939-1362 富山県砺波市太郎丸 3903 番地)
- **工修 (株) エイ・シー・デイ 技術部 (〒939-1362 富山県砺波市太郎丸 3903 番地)
- ***工修 前田工織 (株) 工法推進課 (〒919-0422 福井県坂井郡春江町沖布目 38-3)
- ****工修 (株) プロテックエンジニアリング 設計課長 (〒939-1362 富山県砺波市太郎丸 3903 番地)
- *****工博 福井大学助教授 工学部建築建設工学科 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)
- *****工博 福井大学教授 工学部建築建設工学科 (〒910-8507 福井県福井市文京 3-9-1)

キーワード：落石, 補強土擁壁, ジオシンセティックス, 衝撃実験
(Rock-Fall, Reinforced Soil Wall, Geosynthetics, Impact Test)

1. はじめに

近年, 落石対策技術は, 研究開発および改良が盛んに行われている。その結果, 落石対策に関する技術は向上し, 落石対策工法も往年に比べると非常に多様化してきている。

落石対策工法のひとつである落石防護擁壁は, 現在までコンクリート擁壁が主流であるが, 剛性が高いことから落石の衝突エネルギーの吸収性能が低く, 景観および環境に対しても問題があると考えられる。

このような状況の中, 著者らはこれまで図1.1に示すような補強土盛土工法等に用いられているジオシンセティックスにより堤防形に築造した「落石防護補強土擁壁」(以後「堤防型」と称す)の開発^{1),2)}を行ってきた。

現在, 堤防型の落石防護補強土擁壁は, 道路際にある程度のスペースを確保できる場合に採用されている。しかし, 落石の発生が予想される路線では道路際で防護施設の設置スペースを確保できない場合が多い。

そこで, 図1.2に示すように斜面法尻部に補強土

工法により土堤を立ち上げ, 平場を設けることにより, 落石が道路に到達することを防ぐ機能を有した落石防護擁壁を考案した(以後, 「ポケット式落石防護補強土擁壁」と称す)。

本論文では, まずポケット式落石防護補強土擁壁の開発を目的として実施したモデル実験および実物実験結果について述べる。つぎに, ポケット式落石防護補強土擁壁に作用する衝撃力について考察し, 簡易設計法による照査結果について述べる。

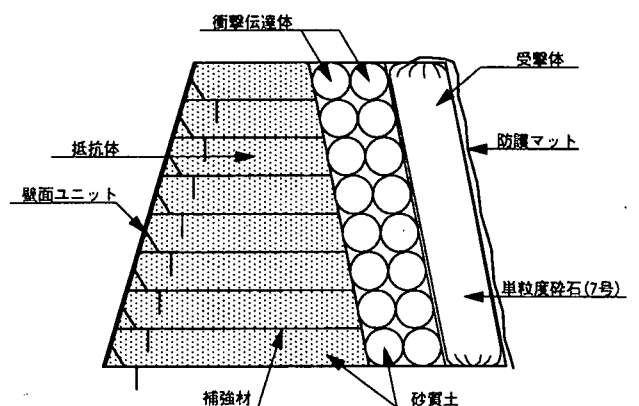


図1.1 堤防型落石防護補強土擁壁(従来型)

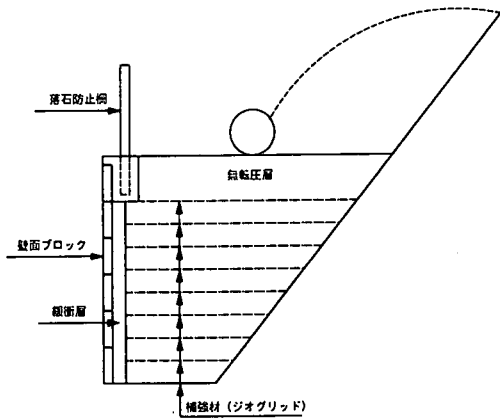


図 1.2 ポケット式落石防護補強土擁壁

2. モデル実験

2.1 供試体

モデル実験は、擁壁上に落石が作用した場合の補強材の効果を確認することを目的に行った。供試体は、補強材を設置しない Type-1 と補強材を設置する Type-2 の 2 種類とし、各 1 体ずつ製作した。図 2.1 に供試体の形状寸法を示す。補強材を設置しない Type-1 には、壁面を自立させるために壁面付近に幅 300mm、厚さ 2.5mm の不織布を、高さ方向に 250mm 間隔で設置した。補強材を設置する Type-2 には、引張強度 32kN/m (伸度 5%) のジオグリッドを高さ方向に 250mm 間隔で設置した。

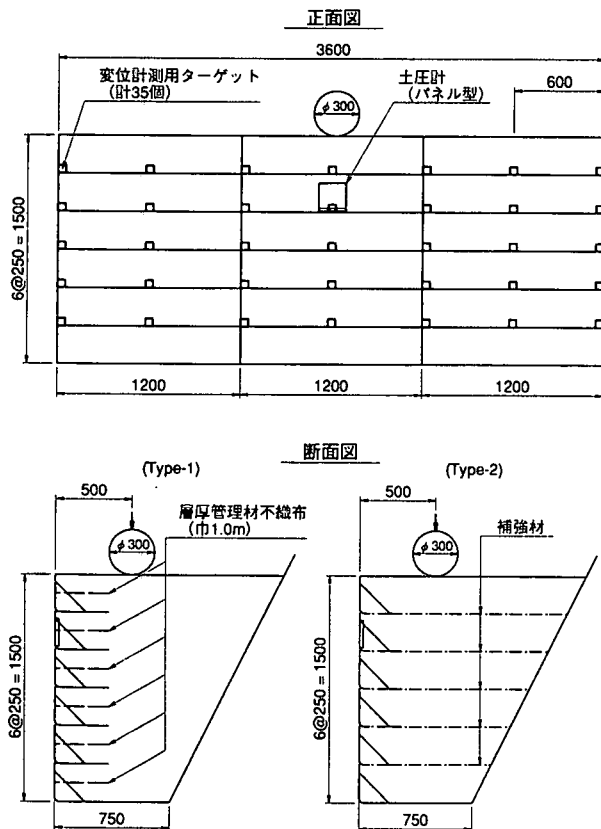


図 2.1 モデル実験供試体形状図

2.2 実験方法

実験は、図 2.1 の供試体の中央に重量 1kN (φ30cm) の重錘を高さ 20m から落下させた。

測定項目は、重錘加速度、壁面土圧、壁面変位、重錘の貫入量とし、加速度計および荷重計により測定されたアナログ信号を増幅し、0.5msec 間隔でデジタル量として記録した。荷重計は、剛性の低い壁面材に作用する衝撃土圧を計測するため、受圧面積が大きく、両面の圧力を計測できるパネル式土圧計 (福岡式) を試験的に用いた。また、高速度カメラにより、重錘の変位を毎秒 200 コマで記録した。

壁面変位は、供試体壁面に反射板を設置し落下前後の座標を計測し求めた。

2.3 実験結果

測定された重錘の加速度に重錘の質量を乗じて得られた重錘衝撃力の時間的変化を図 2.2 に示す。

補強材を設置しない Type-1 の重錘衝撃力は 10msec 程度で最大衝撃力 52.9kN を示し、その後漸減している。

補強材を設置した Type-2 の重錘衝撃力は 10msec 程度で最大衝撃力 60.6kN を示し、その後 20msec まで漸減し、30msec までほぼ一定値を保ち再び漸減している。20~30msec において一定値となったことは、その時の重錘貫入量が 250mm 付近であるため、補強材に接触したことによるものと思われる。

図 2.3 にパネル式土圧計により計測された壁面土圧の時間的変化を示す。Type-1 の壁面土圧は 30msec 程度で最大値 36.9kN/m² を示し、その後減少して 60msec からほぼ一定値となる。Type-2 の壁面土圧は、20msec 程度で最大値 15.7kN/m² を示し、その後減少して 60msec でほぼ消滅している。Type-2 の最大土圧は、Type-1 の 1/2 以下であった。

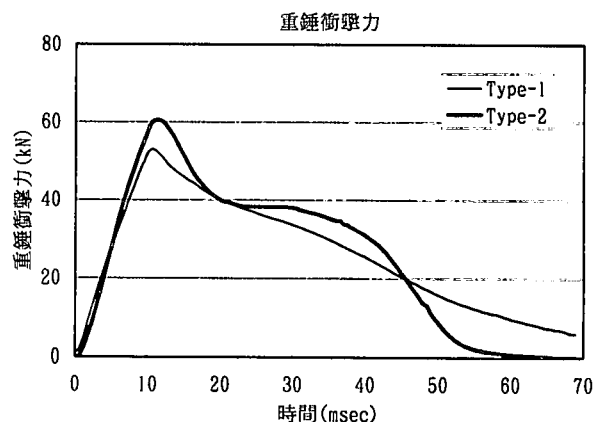


図 2.2 重錘衝撃力-時間関係

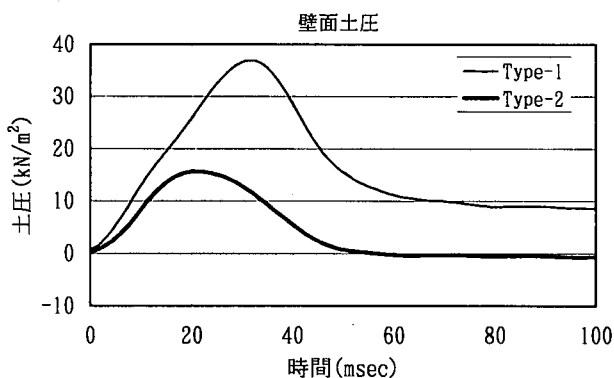


図 2.3 壁面土圧-時間関係

表 2.1 に供試体壁面の変位量を示す。Type-1 の最大壁面変位は 82mm であり、Type-2 の最大壁面変位は 18mm である。Type-2 の壁面変位は Type-1 の 1/4 以下の値であった。

貫入量は、Type-1 で 467mm、Type-2 で 330mm であった。

表 2.1 壁面変位

Type-1		(単位: m)						
列	行	1	2	3	4	5	6	7
1	1	0.015	0.026	0.054	0.079	0.066	0.045	0.047
2	1	0.018	0.024	0.051	0.082	0.076	0.044	0.035
3	1	0.019	0.022	0.040	0.065	0.053	0.039	0.037
4	1	0.020	0.022	0.033	0.046	0.045	0.034	0.032
5	1	0.023	0.022	0.026	0.034	0.033	0.029	0.030

Type-2		(単位: m)						
列	行	1	2	3	4	5	6	7
1	1	0.011	0.010	0.009	0.007	0.006	0.007	0.007
2	1	0.012	0.009	0.016	0.018	0.008	0.006	0.006
3	1	0.013	0.009	0.011	0.015	0.006	0.006	0.005
4	1	0.011	0.009	0.008	0.011	0.006	0.005	0.005
5	1	0.012	0.008	0.011	0.009	0.005	0.006	0.006

2.4 考察

モデル実験における重錘衝撃力は、補強材を設置しない Type-1 に比べて補強材を設置した Type-2 の方が大きな値を示した。これは、補強材の配置により貫入量が抑えられたため大きな衝撃力が発生したものである。壁面土圧および壁面変位は Type-2 の方が小さな値を示した。これは、補強材の設置により壁面土圧が抑えられ、結果として壁面変位が小さくなったものである。

モデル実験では、重錘の鉛直落下に対しては補強材を設置することにより擁壁体の安定性を高める効果を確認することができた。

3. 実物実験

3.1 供試体

モデル実験により重錘の鉛直落下に対する補強材の補強効果が確認できたことから、図 3.1 に示す実物大の供試体を製作し、重錘落下実験を行った。

供試体には補強材として引張強度 32kN/m (伸度 5%) のジオグリッドを高さ方向に 500mm 間隔で設置した。壁面材は壁面ブロックを使用し、背後に厚さ 300mm の緩衝層(単粒度碎石)を設けた。また壁天端には落石緩衝材として厚さ 1.4m の無転圧層を設けた。

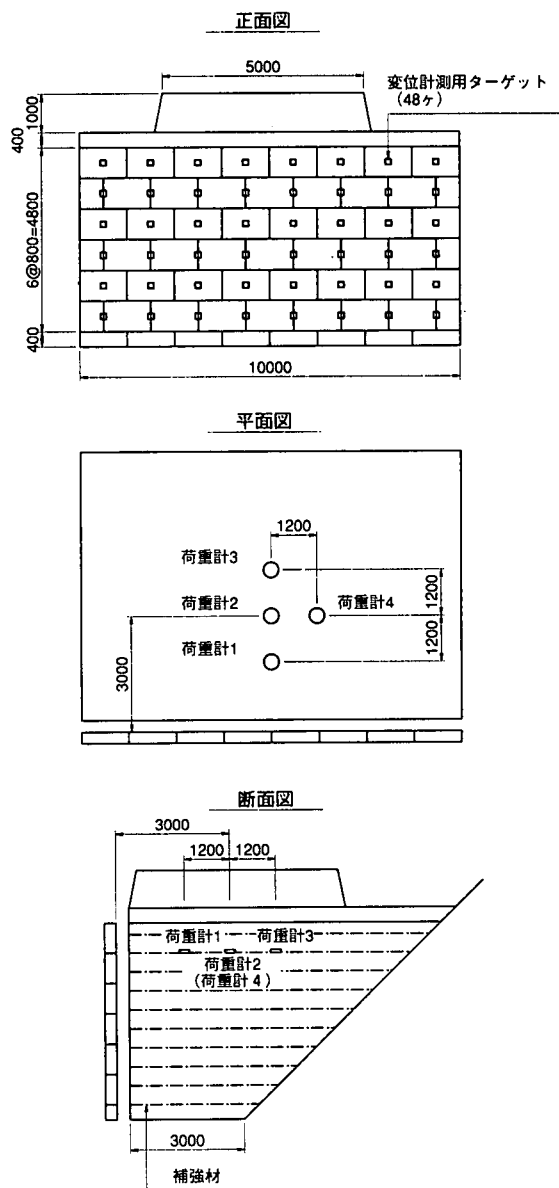


図 3.1 実物実験供試体形状図

3.2 実験方法

実験は、図 3.1 の供試体の緩衝材中央に重量 51.7kN の重錘を高さ 20m から落下させた。

測定項目は、重錘加速度、鉛直土圧、壁面変位、重錘の貫入量とし、モデル実験と同様の方法により計測を行った。ただし、鉛直土圧は土中の値を計測するため、荷重計を 300mm×300mm の鋼板に固定して埋設した。

3.3 実験結果

測定された重錘の加速度に重錘の質量を乗じて得られた重錘衝撃力の時間的変化を図 3.2 に示す。重錘衝撃力は 17msec で最大衝撃力 2417kN を示し、その後減少し、40msec 程度で消滅している。

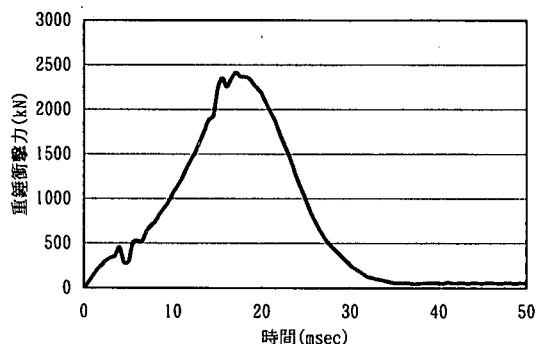


図 3.2 重錘衝撃力-時間関係

図 3.3 に荷重計で計測された鉛直土圧の時間的変化を示す。重錘落下位置直下に設置した荷重計 2 の値は 67msec で最大値 355.6kN/m² を示し、その後減少して 250msec 程度で消滅している。ここで、この土圧は土砂上に設置された荷重計の値であり、土砂材の剛性が影響しているため、いわゆる純粋な鉛直土圧ではない。しかしながら衝撃土圧の分散幅については十分確認できるものと思われる。

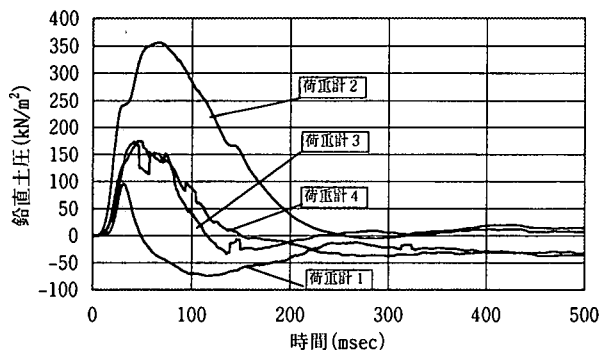


図 3.3 鉛直土圧-時間関係

表 3.1 に壁面ブロックの変位量を示す。壁面変位は重錘落下位置の前面で最大変位 97mm を示した。

貫入量は、950mm であり、重錘は無転圧層内で停止したが、最上段の補強材は破断した。

表 3.1 壁面変位

(単位: m)

列 行	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0.002	0.005	0.027	0.074	0.097	0.076	0.072	0.075
2	0.006	0.007	0.028	0.064	0.077	0.068	0.066	0.068
3	0.011	0.025	0.029	0.059	0.065	0.064	0.061	0.066
4	0.026	0.046	0.052	0.056	0.056	0.053	0.061	0.060
5	0.028	0.050	0.051	0.053	0.052	0.052	0.054	0.058
6	0.029	0.050	0.051	0.050	0.051	0.050	0.051	0.052

3.4 考察

実物実験における最大重錘衝撃力は、2417kN であり、この値から振動便覧における落石衝撃力の推定式を用いて、ラーメ定数を算出した結果、約 700kN/m² であった。ロックシェッド等の設計に用いられる緩衝材のラーメ定数は一般的に 1000kN/m² 程度であるとされており、本実験において計測された衝撃力は概ね妥当な値であると思われる。また、振動便覧における落石衝撃力の推定式に対応した重錘の貫入量は式(3.1)で表される³⁾。

$$y = \left(\frac{45 WH}{64 \lambda} \right)^{2/5} \cdot r_1^{-1/5} \quad (3.1)$$

ここに、 y は貫入量、 W は重錘重量、 H は落下高、 λ はラーメの定数、 r_1 は重錘の換算半径である。

式(3.1)により実物実験の条件を用いて貫入量を求めた結果、929mm となり実験結果とほぼ同様の値である。

これらのことから、ポケット式落石防護補強土擁壁に作用する衝撃力および貫入量は、「振動便覧の推定式」により求められることがわかった。

4. 簡易設計法による照査

4.1 照査方法

実物実験結果により得られた重錘衝撃力から、設計衝撃力を推定し、補強土擁壁の内的安定の検討により供試体の照査を試みた。補強土擁壁の検討としては補強領域を疑似擁壁と見なした外的安定の検討も実施されるが、外的安定の検討は背面地盤からの作用土圧が支配的となり、落石衝撃力の影響が小さいと考えられるため、照査を省略した。

4.2 設計衝撃力の推定

ポケット式落石防護補強土擁壁の設計に用いる落石衝撃力は、実物実験における重錘衝撃力は、ラーメの定数を 700kN/m² とした振動便覧の推定式による計算値とほぼ一致したが、設計上は安全性を考慮

してラーメの定数を 1000kN/m^2 とした値とする。

重錘衝撃力と衝撃土圧合力については様々な研究例があるが^{3),4),5)}、今回は、ポケット式落石防護補強土擁壁を構成する主材は土砂であり、被衝突物の剛性が低いことから、重錘衝撃力と衝撃土圧合力は等しいものとして設計を行うこととする。

衝撃土圧の分散については、敷砂に対する重錘落下実験で $1:0.5\sim 1:0.8$ の範囲であると報告されており⁶⁾、実物実験においても鉛直土圧の計測結果により $1:0.5$ 以上の分散が確認されている。よって、衝撃土圧の分散は無転圧層内を $1:0.5$ で分散するものとする。

4.2 内的安定の検討

ポケット式落石防護補強土擁壁の内的安定の検討は、天端に設計衝撃力が上載荷重として作用した補強土擁壁として行うものとする。補強土擁壁の内的安定の検討は次の項目について行う⁷⁾。

① 必要抑止力が最大となる円弧に対して必要引張力を算出し、図 4.1 に示すように壁面に作用する力が三角形分布荷重と仮定して、補強材に作用する引張力を求め、図 4.2 に示すように、この引張力に対して安全となるように補強材の強度および敷設間隔を決定する。

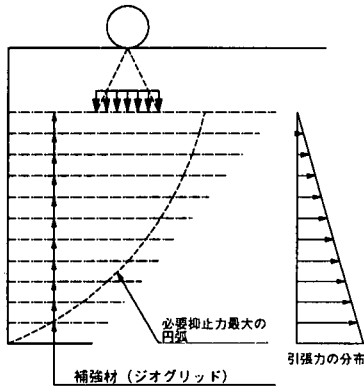


図 4.1 引張力分布図

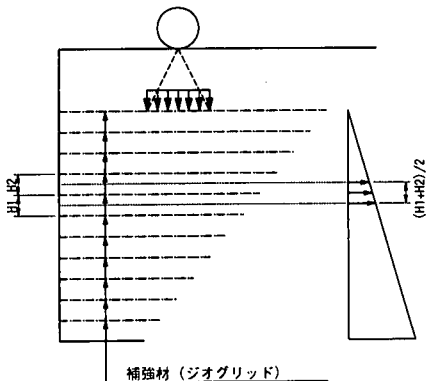


図 4.2 1段の補強材の分担範囲

② 図 4.3 に示すように、上記の引張力に対して補強材の引張力が十分に発揮できるだけの定着長を確保できる敷設長を決定する。すなわち、敷設された補強材が安定を保つために必要な引張力によって引き抜けないだけの敷設長を決定する。

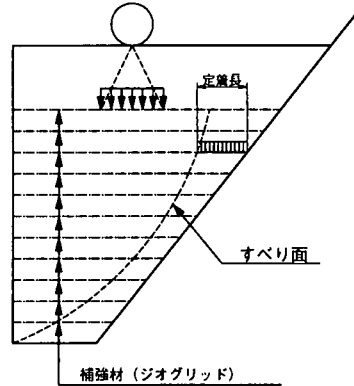


図 4.3 定着長概念図

③ 図 4.4 に示すように、補強領域内を横切るあらゆる想定すべり面に対して計画安全率を満足しているか確認する。この検討における補強材による引張力は、設計引張強さと引き抜き抵抗力のうち小さい値を用いる。

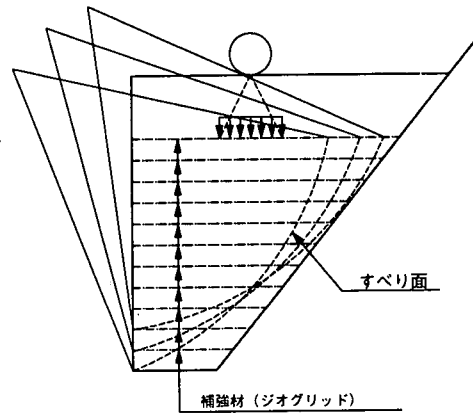


図 4.4 補強領域の全体安定検討概念図

この検討法により実物実験供試体の照査を実施した。最上段の補強材は破断すると仮定し、最上段の補強材の効果を無視した場合、引張強度 112kN/m の補強材を高さ方向に 500mm 間隔で設置しないと安定しないとの結果を得た。

しかし、実物実験に配置された補強材は 32kN/m であることから、簡易設計法ではかなり安全側の結果を得ることがわかった。

5. まとめ

本研究では、補強土を用いたポケット式落石防護補強土擁壁の開発を目的として、モデル実験および実物実験を実施した。実験ではその構造特性と安全性を確認し、また、実験により得られた結果をもとに簡易設計法による照査を試みた。本研究により得られた結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 擁壁体に補強材を設置することにより、鉛直荷重に対する安全性を高めることができる。
- (2) 実物実験により、重量 51.7kN、落下高 20m の条件においてポケット式落石防護補強土擁壁の安全を確認することができた。
- (3) ポケット式落石防護補強土擁壁の天端に作用する重錘衝撃力は振動便覧の推定式により推定することができる。
- (4) ポケット式落石防護補強土擁壁天端の無転圧層への貫入量は振動便覧式により推定することができる。
- (5) ポケット式落石防護補強土擁壁の設計は、天端に静的に置き換えた衝撃力を作用させた補強土擁壁の内的安定の検討では、かなり安全側の結果を得ることがわかった。

以上のことからポケット式落石防護補強土擁壁は、道路際に平坦地がない場合の防護工として十分に適用可能であると考えられる。

しかし、実物実験において壁面ブロックのずれが確認されたことから、壁面変位を抑えるための構造や壁面にずれが生じた場合の補修方法等について今

後検討を行う必要があり、簡易設計法については今後、検証重ね改良を行っていく必要がある。

参考文献

- 1) 小畑康隆, 湧上正浩, 横田善弘, 野村利充, 吉田博: ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁の実物実験について, 国際ジオシンセティックス学会日本支部論文集第 13 巻, pp. 61-68, 1998. 12.
- 2) 小畑康隆, 湧上正浩, 横田善弘, 久保哲也, 野村利充: ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁の動的応答解析, 国際ジオシンセティックス学会日本支部論文集第 14 巻, pp. 93-100, 1999. 12.
- 3) 金沢大学工学部土木工学科構造力学研究室: 防護覆い上への落石による衝撃力の推定に関する研究, 1984. 1.
- 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, 土木学会構造工学論文集, Vol. 39A, pp. 1587-1597, 1993. 3.
- 5) 湧上正浩, 小畑康隆, 藤井智弘, 吉田 博: 落石覆工の非線形性を考慮した落石衝撃力特性に関する一考察, 第 4 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集, pp. 201-206, 1998. 6.
- 6) 米田義弘, 鷺田修三, 古賀泰之, 松葉美晴, 佐藤彰: 落石覆工に作用する落石衝撃力に関する重錘落下実験, 第 2 回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム論文集, pp. 161-166, 1993. 6.
- 7) 三木博史: ジオテキスタイルを用いた盛土の補強メカニズムとその解析手法に関する研究, 土木研究所報告第 197 号, 1997.