

模型実験に基づく落石防護擁壁の設計法の提案

PROPOSAL ON A DESIGN METHOD FOR ROCK-FALL PROTECTION WALL BASED ON MODEL EXPERIMENTS

松尾 修*, 佐々木哲也**, 小村辰彦***

Osamu MATSUO, Tetsuya SASAKI, Tatsuhiko KOMURA

* 建設省土木研究所動土質研究室 室長 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

** 建設省土木研究所動土質研究室 研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

*** 東京コンサルタンツ(株) 技術本部 課長 (〒168-0063 東京都杉並区和泉3-1-8)

キーワード：落石防護擁壁，模型実験，安定計算，極限支持力，弾塑性設計
(rock-fall protection wall, model experiments, stability analysis,
ultimate bearing capacity, plastic design)

1. はじめに

我が国では、山間や海岸の急峻な地形のもとに道路が建設されることが多く、地質構造が複雑な上に、多雨多雪地帯に属するために、落石や斜面崩壊等の防災対策が課題となることが多々ある。

落石防護擁壁は、岩石が道路面に落下することを防ぐ落石対策構造物のひとつであり、主に道路側近に設置されている。落石防護擁壁は一般に重力式擁壁として作られ、落石防護柵の基礎を兼用する場合もある。従来、落石防護擁壁の設計は「落石対策便覧」¹⁾により行われているが、落石防護擁壁のように剛性の高い構造物に落石が衝突するような場合の設計法は、その妥当性について必ずしも検証されていない。

松尾ら²⁾は落石防護擁壁の模型を用いた重錐衝突実験を行い、現行設計法の課題を提示している。また、(財)鉄道総合技術研究所³⁾では、落石時の落石防護擁壁の安定計算に塑性率を取り入れた弾塑性設計を提案している。

本論では、松尾ら²⁾の実験結果を用いて、まず、落石の衝突により擁壁に伝達するエネルギーおよび地盤バネ係数を設定し、偏心荷重を考慮した地盤の極限支持力を求めて、擁壁基礎の荷重と変位の関係を非線形モデルで示す手法を提示する。そこで、こ

の非線形モデルより求めた擁壁の回転角と実測値を比較し、モデル化の妥当性を検証する。次に、基礎地盤の非線形モデルを用いた落石防護擁壁の新たな弾塑性設計法を提案し、設計計算値と実験値を対比することにより、新設計法の妥当性を検証する。

2. 実験の概要²⁾

2.1 実験の方法

実験は、図-1に示すように締め固めた砂地盤の上の高さ0.5m、奥行き1mのコンクリート製擁壁模型を設置し、球面

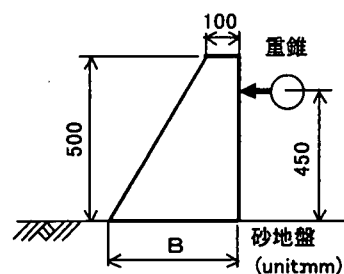


図-1 実験模型

形状のコンクリート製落石模型を振り子運動させて、擁壁底面より高さ0.45mの位置で壁面に垂直に衝突させている。実験ケースは表-1の実験一覧を表すように、擁壁底版幅 $B=0.35\text{m}$ 、落石質量 5.5kg を基本として、擁壁底版幅を $B=0.20\text{m}$ および $B=0.50\text{m}$ と変化させ、底版幅毎に落石質量と振り子高さを変化させる。砂地盤は基盤を 0.15m 毎に質量約 60kg の振動プレートで転圧して 0.45m の層厚としている。

表-1 実験一覧

擁壁底版幅 B (m)	擁壁質量 m (kg)	落石質量 m ₀ (kg)	振り子高さ (m)
0.20	180	5.5	0.1, 0.2, 0.3, 0.4,
		11.1	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
0.35	280	2.6	0.1, 0.2, 0.3, 0.4,
		5.5	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
		11.1	
0.50	375	5.5	0.1, 0.2, 0.3, 0.4,
		11.1	0.5, 1.0, 1.5, 2.0

2.2 地盤定数の設定

砂地盤の地盤反力係数を求めるために、直径0.30mの剛体円盤により平板載荷試験を行い、鉛直地盤反力係数 $k_v=31000\text{kN/m}^3$ が得られている。また、底版幅0.35mの擁壁($m=280\text{kg}$)を砂地盤上にて水平に引く摩擦試験により擁壁が移動する最大水平力1.54kNが得られており、摩擦係数は $\mu=0.56$ (摩擦角 $\phi=30^\circ$) である。砂の単位体積重量は $\gamma=18\text{kN/m}^3$ である。

3. 擁壁に伝達するエネルギー

擁壁に落石が衝突する前後の運動エネルギーは次式で表される。

$$E_{R1} = E_{R2} + E_{W1} + \Delta E \quad (1)$$

E_{R1} : 衝突前の落石の運動エネルギー

E_{R2} : 衝突後の落石の運動エネルギー

E_{W1} : 衝突後の擁壁の運動エネルギー

ΔE : 衝突により消散したエネルギー

衝突の場合、運動量は保存されることから、落石が衝突した直後の擁壁の重心位置での速度 V と角速度 ω を式(2)の運動量保存の法則と式(3)の角運動量保存の法則より求める。

$$m_0 v_0 = mV + m_0 v_1 \quad (2)$$

$$m_0 v_0 h_g = J\omega + m_0 v_1 h_g \quad (3)$$

m_0 : 重錐の質量

m : 擁壁の質量

v_0 : 重錐の衝突直前の速度

v_1 : 重錐の衝突直後の速度

V : 擁壁の衝突直後の速度

h_g : 図心から衝突位置までの距離

ω : 擁壁の衝突直後の角速度

J : 慣性モーメント

なお、 v_0 は測定値であり、 v_1 は重錐の加速度データ $a(t)$ を用いて次式により求めた。

$$v_1 = v_0 - \int a(t)dt \quad (4)$$

擁壁に伝達されるエネルギー E_{W1} は、

$$E_{W1} = \frac{1}{2}mV^2 + \frac{1}{2}J\omega^2 \quad (5)$$

で与えられる。

4. 基礎の荷重-変位曲線のモデル化

4.1 弾塑性地盤モデルの設定方法

落石防護擁壁の基本的な考え方は、落石防護擁壁を剛体とし、落石の持つ運動エネルギーを支持地盤の変形エネルギーに変えて吸収することで、落石を停止するということである。そこで、設計において、支持地盤の変形を適切に評価する必要がある。

式(5)の E_{W1} は、擁壁の運動の他に地盤の変形や擁壁の内部減衰に費やされ、式(6)で表される。

$$E_{W1} = E_{W2} + E_{W3} + E_{W4} + E_{W5} \quad (6)$$

E_{W2} : 擁壁に残存する運動エネルギー

E_{W3} : 滑動変形に費やされたエネルギー

E_{W4} : 擁壁の回転により地盤に伝達されたエネルギー

E_{W5} : 擁壁の内部減衰エネルギー(=0,無視する)

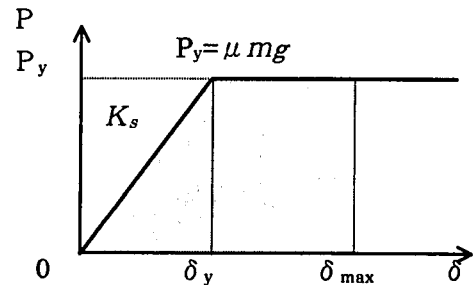
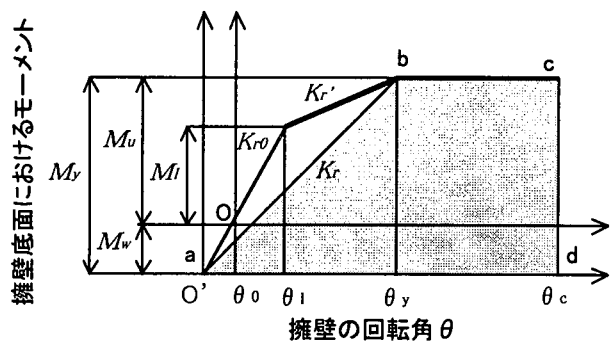


図-2 荷重-変位曲線(滑動)

実験結果の分析は、回転角および滑動変形が最大となる状態で行うので、 $E_{W2}=0$ である。また、 E_{W5} は非常に小さい値となるので無視する。 E_{W3} は摩擦試験と平板載荷試験より水平荷重と水平変位との関係を図-2のようにモデル化し、実験で得られた最大水平変位 δ_{max} により囲まれる台形または三角形の面積で表される。図中の K_s は落石対策便

覧りのせん断バネ係数で、 $k_{v0}=31000\text{kN/m}^3$ より求める。したがって、 E_{w4} は次式で与えられる。

$$E_{w4} = E_{w1} - E_{w3} \quad (7)$$



M_y : 降伏モーメント θ_y : 降伏回転角
 M_u : 最大抵抗モーメント θ_c : 計算による回転角
 M_i : 浮上がり限界モーメント θ_0 : M_w に達した時の回転角
 M_w : 擁壁自重によるモーメント

図-3 擁壁の抵抗モーメント-回転角曲線

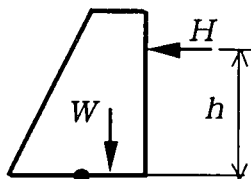


図-4 極限支持力の算出モデル

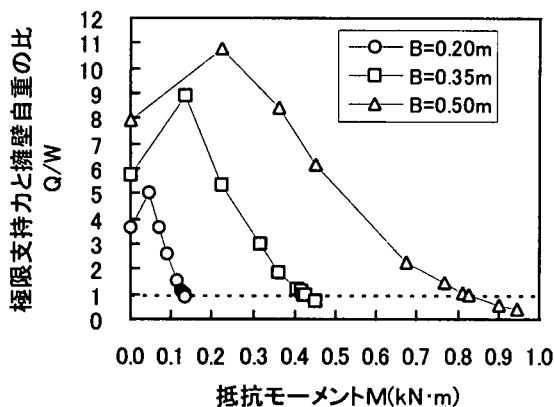


図-5 最大抵抗モーメント M_u の求め方

実験結果より、擁壁の回転による支持地盤の変形性状が著しい非線形性を示すことから、支持地盤の抵抗モーメント-回転角の関係は、図-3に示すように、擁壁を弾塑性回転バネで支持された剛体と仮定し、トリリニア型のモデルを設定する。ここに、擁壁底面に浮上がりが生じるまで($M_I = mgB/6$)の回転バネ係数は道路橋示方書IV⁴⁾による鉛直方向地盤反力係数 K_v に擁壁底面の断面二次モーメント I_0 を乗じた初期回転バネ係数 K_{r0} とし、 M_I を超えて最大抵抗モーメント M_u に達するまでの回転バネ係数 K_r は K_{r0} の1/2と仮定する³⁾。

最大抵抗モーメント M_u は図-4に示すように、落石衝突位置に作用させる落石による水平力 H の大きさを変化させて、道路橋示方書IV⁴⁾に準じて偏心荷重を考慮した地盤の極限支持力 Q を求め、 Q が擁壁自重 W と釣り合う状態の時の擁壁底面中心に作用する落石による抵抗モーメント M である。図-5は実験模型にて H を変化させたときの Q/W と M の関係を示す。 $Q/W = 1$ の時の M が M_u である。

4.2 弾塑性地盤モデルの評価

図-3の非線形モデルの妥当性を評価するために、図-3と式(5)より擁壁の最大回転角 θ_c を再現し、実験による最大回転角 θ_{exp} と比較する。 θ_c は図-3の台形 $abcd$ の面積が式(7)より求まる E_{w4} と一致するときの値を求める。図-6(a), (b)および(c)に擁壁底版幅が $B=0.20\text{m}$, $B=0.35\text{m}$ および $B=0.50\text{m}$ の場合の θ_{exp} と θ_c を対比する。いずれの場合も $\theta < 2^\circ$ で θ_{exp} と θ_c はよく一致するが、 $\theta > 2^\circ$ となると計算値が過大となる傾向にある。 $\theta > 2^\circ$ で θ_c が大きくなる理由には、落石防護擁壁に落石が衝突した場合に擁壁には滑動を伴う回転運動が発生するが、擁壁質量が軽い場合には水平変位が大きく、図-3のような弾塑性変形ではなく、実際には擁壁の滑動変形

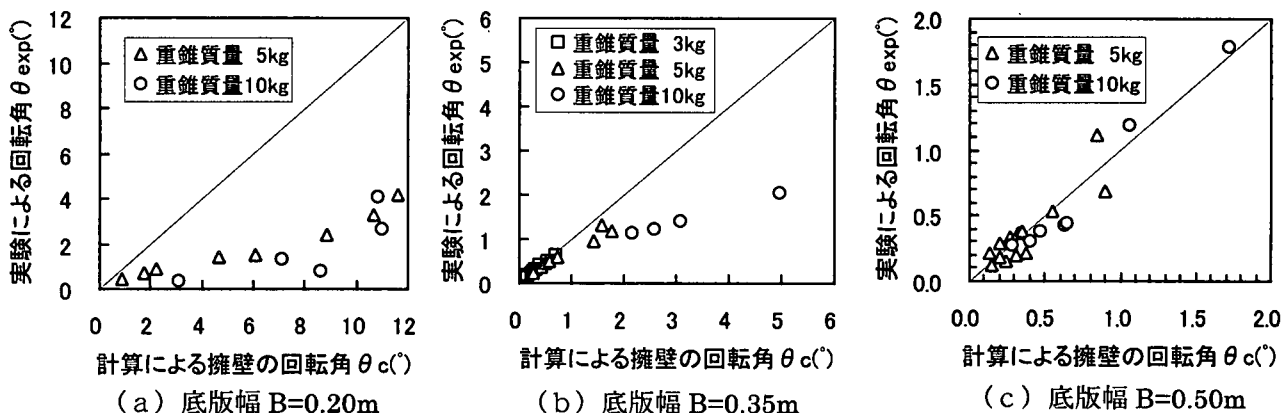


図-6 実験による最大回転角 θ_{exp} と計算による最大回転角 θ_c の対比

量の増加により、回転により変形する地盤の範囲が広がり、抵抗力が大きくなることが推測される。また、擁壁の図心位置が高く、落石衝撃力が大きくなると地盤に落石作用力が伝達するより早く擁壁の構造回転が生じ、地盤の影響を受けにくいことも考えられる。いずれも推測であり、大きな変形を伴うような落石衝突での落石防護擁壁の挙動には未解明な部分が多く、この現象の解明が今後の課題である。

5. 新設計法の提案

5.1 新設計法の手順

現行設計法¹⁾は許容応力度法により弾性領域で安定を照査するが、固くて良い地盤ほど擁壁が不安定となり、擁壁構造が大きくなるという問題を有している。ここでは、図-3の抵抗モーメント-回転角曲線を用いて、許容変位量から定まる基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーと落石の衝突により擁壁に伝わるエネルギーとを比較することにより安定性を照査する設計法を提案する。図-7に落石防護擁壁の落石衝突時の安定に対する検討手順

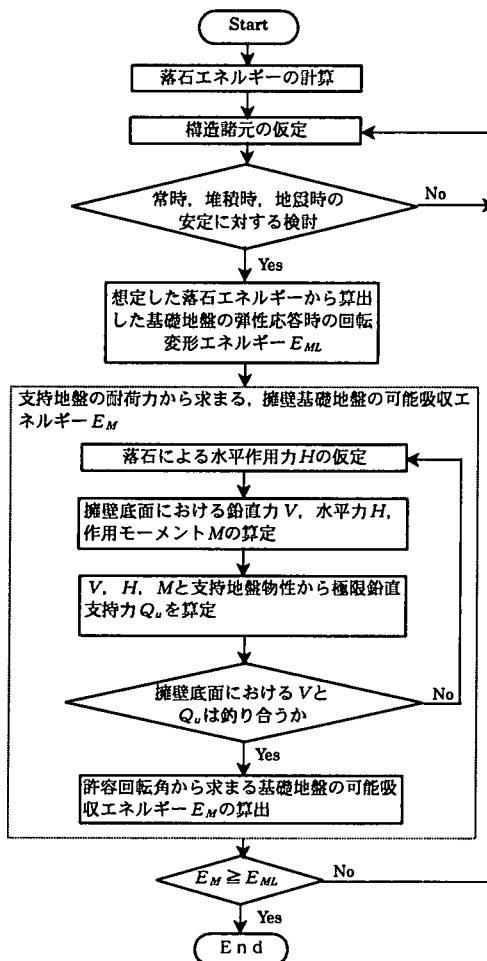


図-7 落石防護擁壁の設計計算フロー

を示す。まず、落石対策便覧¹⁾と同様に擁壁を弾性地盤によって支持される剛体と仮定して、基礎地盤の弾性応答時の回転変形エネルギー E_{ML} を算出する。そして、 E_{ML} が図-3の抵抗モーメント-回転角曲線にて設定した許容回転角から求まる可能吸収回転エネルギー E_M 以下となることを照査する。抵抗モーメント-回転角曲線は4.1の手法で設定する。なお、滑動についても図-2の水平力-水平変位曲線を用いて同様な検討が可能である。

5.2 現行設計法からの変更点

弾性応答時の回転変形エネルギー E_{ML} の算出には落石対策便覧¹⁾の底面中心の外力を求める式を利用するが、実験より落石と擁壁の衝突の考え方および基礎地盤の回転パネについて取り扱いを以下のように変更する。

現行設計法は弾性領域での設計であるので、基礎地盤の回転パネ係数に初期回転パネ係数 K_{r0} を与えるが、新たな設計法では塑性変形を考慮することから図-3の直線abの傾きとして求められる割線回転パネ係数 K_r を使用する。

また、現行設計法¹⁾では、落石と擁壁の衝突を完全非弾性衝突として運動量保存の法則より擁壁の落石衝突位置の速度を求めるが、ここに、落石と擁壁の衝突を安全側での簡便化により完全弾性衝突として擁壁の落石衝突位置の速度 V を式(8)で与える。それに伴い、落石衝突位置の動的変位 δ_d は式(9)で表される。

$$V = \frac{2m_0}{m_0 + \alpha' m} V_0 \quad (8)$$

$$\delta_d = \sqrt{\frac{\alpha' m l^2 V^2}{K_{r1}}} \quad (9)$$

式中、 V_0 は落石の衝突前速度であり、 α' 、 l および K_{r1} は落石対策便覧¹⁾と同様とする。

5.3 設計値と実験値の比較

図-7の設計手順と現行設計の改定点の妥当性を実証するために、新設計法と現行設計法により実験を再現し、図-8、図-9、図-10 および図-11にて計算値と実験値を比較する。いずれの場合も重錐質量5kgの実験を対象としており、縦軸に実験値をとり、横軸に設計値をとる。図中の■、●、▲は新設計法による値で、□、○、△は現行設計法による値である。それぞれ、底版幅は $B=0.20\text{m}$ 、 $B=0.35\text{m}$ 、

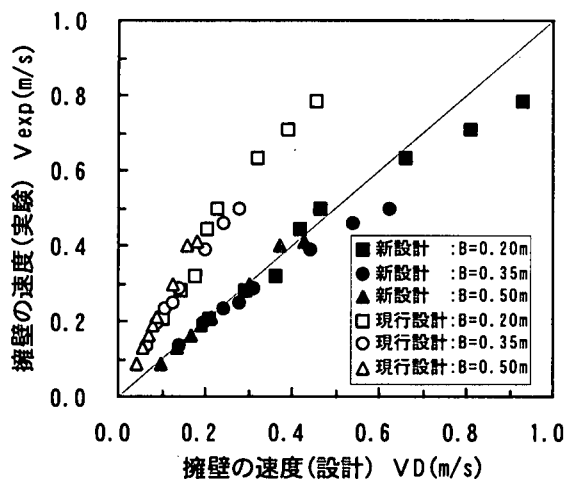


図-8 落石衝突位置での擁壁の速度比較

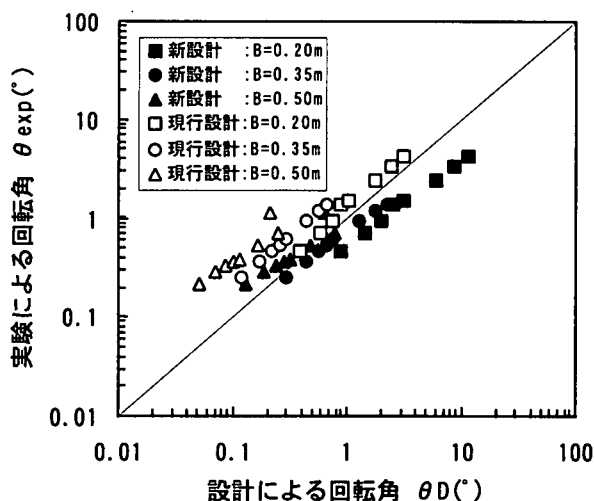


図-9 擁壁の最大回転角の比較

$B=0.50\text{m}$ のときの値である。

図-8は落石衝突位置での擁壁の速度について、実験値 V_{exp} と設計値 V_D を比較したものである。 V_{exp} は式(2)および式(3)により求められる擁壁の速度 V と角速度 ω から $V_{exp} = V + \omega h_g$ で求めた。図-8より、現行設計法による擁壁の速度は V_{exp} より小さいが、新設計法では設計値と実験値がよく一致している。

図-9は擁壁の最大回転角について、実験の実測値 θ_{exp} と設計値 θ_D を比較したものである。弾性応答時の抵抗モーメントが M_u を超える場合の θ_D は、塑性変位量として、弾性応答時の回転エネルギー E_{ML} が図-3の台形 $abcd$ の面積と一致するときの θ の値を求めた。現行設計による設計値は実験値より小さく、新設計法による設計値は実験値とよく一致する。したがって、現行設計法よりも最大回転角が大きくなる新設計法の方がより安全な設計であると言える。

図-10は擁壁底面の最大水平方向変位について、実験値 δ_{exp} と設計値 δ_D を比較したものである。弾性応答時の水平力が P_y を超える場合の δ_D は、塑性変位量として、弾性応答時の滑動エネルギーが図-2の水平荷重-水平変位曲線の台形の面積と一致するときの δ を求めた。現行設計法による設計値は実験値および新設計法による設計値よりも小さい。新設計法による設計値は落石速度が 4m/s を超える場合に急激に水平変位が大きくなる傾向にあり、 $B=0.20\text{m}$ では計算値より実験値の方が大きくなる。すなわち、擁壁の大きさに対して、衝突する落石エネルギーが大きい場合には、回転角が大きくなり、擁壁の滑動抵抗力を減じ、図-2の塑性領域の抵抗

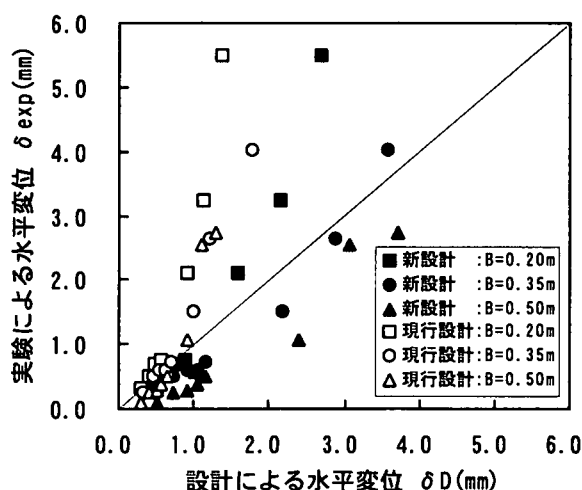


図-10 擁壁の最大水平変位の比較

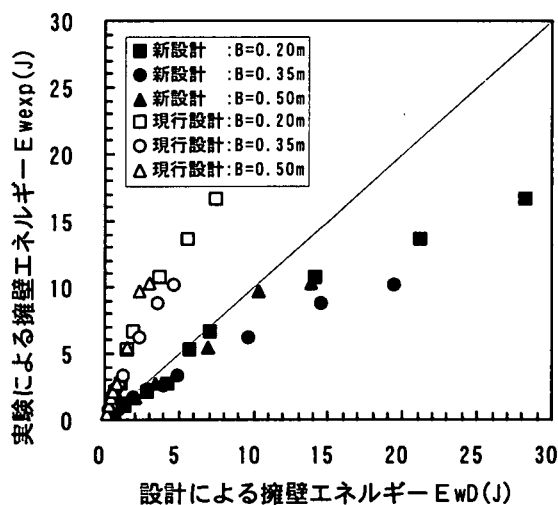


図-11 擁壁の変形エネルギーの比較

力より摩擦抵抗が小さくなると思われる。したがって、新設計法においても過度の塑性変形に対して十分に対応できないと考えられるので、設計上、変形に対する上限値を規定することが望ましい。

図-11 は落石の衝突により擁壁に伝達されるエネルギーについて、実験値 E_{Wexp} と設計値 E_{WD} を比較したものである。 E_{Wexp} は式(4)より求めた値である。現行設計法による設計値は実験値の約半分である。落石速度 4m/s 以下で新設計法による設計値は実験値とよく一致する。また、落石速度が 4m/s を超える場合には、 E_{Wexp} に比べて新設計法による E_{WD} が大きくなる。新設計法による E_{WD} は常に E_{Wexp} より大きいことから新設計法は安全な設計であると言える。

図-12 は落石の衝突により擁壁に伝達されるエネルギーのうち、水平変形に費やされるエネルギーと回転変形に費やされるエネルギーの割合を示す。図中、□は滑動であり、■は回転である。(a)、(b) および(c)は、それぞれ底版幅が $B=0.20\text{m}$ 、 $B=0.35\text{m}$ および $B=0.50\text{m}$ の場合で重錐質量 5kg の実験の結果を表す。現行設計法は新設計法や実験よりも回転エネルギーの割合を小さく評価している。

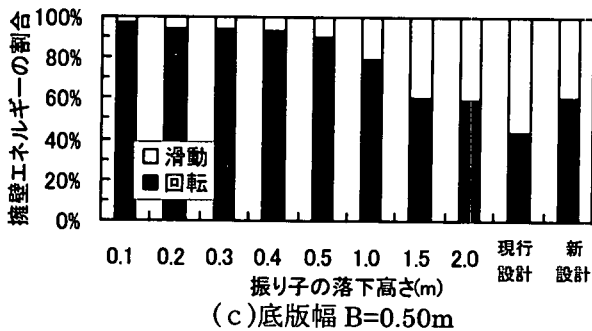
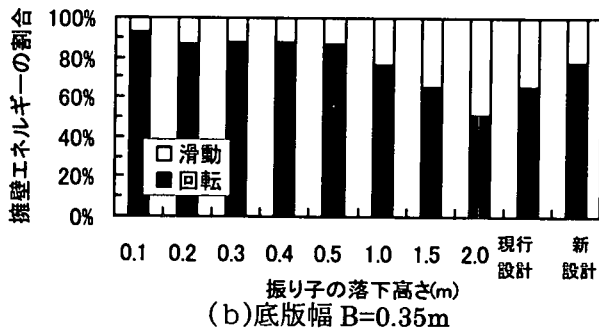
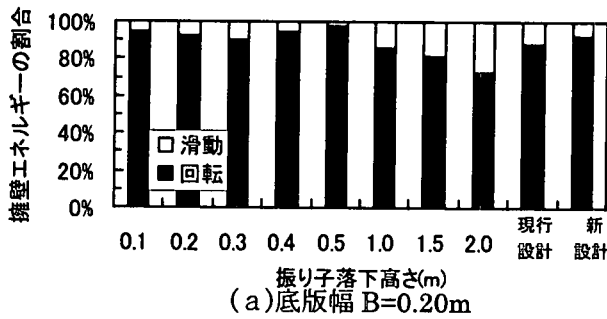


図-12 擁壁の回転エネルギーと滑動エネルギーの比率

振り子の高さが 1m 以下の時に $B=0.20\text{m}$ で新設計法と実験はよく一致するが、 $B=0.50\text{m}$ では新設計法の回転エネルギーの割合が実験より小さくなる。

6. おわりに

本論では、模型実験の結果を基に落石防護擁壁の新設計法について検討を行った。その結果を以下にまとめる。

- 1) 地盤バネ係数と偏心荷重を考慮した地盤の極限支持力より擁壁基礎の荷重-変位曲線を非線形モデルで表現する手法を提案し、実験レベルでそのモデルを利用した逆解析値と実測値を比較し、非線形モデルの妥当性を実証した。
- 2) 新たな設計法として、擁壁基礎の非線形モデルを用いて、許容変位量から定まる基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーと落石の衝突により落石防護擁壁に伝わるエネルギーとを比較することにより安定を照査する方法を提案した。
- 3) 現行設計法と新設計法による計算値と実験値を比較することで新設計法の妥当性を実証した。

しかしながら、落石防護擁壁に落石が衝突した際の挙動が十分に解明されたとは言えない。より合理的な設計を行うには今後の研究に期待する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，1983.
- 2) 松尾修・堤達也・近藤浩市：落石防護擁壁の安定性に関する検討，第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演会論文集，pp.227-231，1996.
- 3) 鉄道総合研究所：落石対策技術マニュアル，1999.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造設計編，1996.