

鉄道の補強土壁構造物の従来設計法と 限界状態設計法による比較

米澤豊司¹・矢崎澄雄²・篠田昌弘³・舘山 勝⁴・古関潤一⁵

筆者らは、補強土壁構造物の従来設計法からライフサイクルコストを含めた変形性能照査型の限界状態設計法への変換の研究を行っている。今回、鉄道の設計基準¹⁾による補強土壁構造物（RRR工法）の従来設計を、部分安全係数を有する限界状態設計法の性能評価関数に変換し、コードキャリブレーションを行い、従来設計法による補強土壁構造物の構造仕様と等価となるような限界状態設計法の部分安全係数の設定を試みた。さらに、計画壁高さ5m、7m、10mの補強土壁構造物の設計を従来設計法で行い、決定された構造仕様に対する信頼性設計をモンテカルロシミュレーションで行った。その際、支配的な破壊モードに対して、限界状態超過確率や部分安全係数を求め、従来設計法との安全性の比較、コードキャリブレーションで設定した部分安全係数との比較検討を行ったので報告する。

キーワード：RRR工法、限界状態設計法、信頼性設計、コードキャリブレーション、部分安全係数

1. はじめに

土木・建築構造物に対する設計法は、各機関にて従来の許容応力度法や安全率法から性能照査型の信頼性設計への変換が進められてきている。

信頼性設計はその設計水準レベルに応じて、表-1に示すようにレベルⅠ、Ⅱ、Ⅲに大別される²⁾。レベルⅠ信頼性設計法は、いわゆる「限界状態設計法」と呼ばれ部分安全係数を用いた方法であり、レベルⅡ信頼性設計法が通常「2次モーメント法」と称されている。レベルⅢ信頼性設計法は最も高いレベルの信頼性設計法（全分布法）であり、モンテカルロシミュレーション³⁾等による方法である。

鉄道土木構造物についても、コンクリート構造物や基礎・抗土圧構造物等は既に信頼性設計のレベルⅠ、すなわち部分安全係数を用いた限界状態設計法による設計基準^{4)~6)}が整備され、さらに変形性能照査型の信頼性設計への研究が進められている。補強土壁構造物については、現在「土構造標準¹⁾」の改定作業に伴い、信頼性設計への変換の第一段階として、部分安全係数を用いた限界状態設計法による技術基準の確立を目指して研究を行っており、これまでに補強土壁構造物の安定に対する性能評価関数の設定、コードキャリブレーションによる部分安全係数の設定、モンテカルロシミュレーションによる限界状態超過確率の解析等を実施してきた。

⁵ 正会員，東京大学，生産技術研究所 人間・社会部門，

ら検討の成果から、鉄道の補強土壁工法（RRR工法）の安定性照査に関する限界状態設計法の性能評価関数への変換方法の例、コードキャリブレーションによる現行設計と等価な構造物とするための部分安全係数の設定方法の例、およびモンテカルロシミュレーションによる従来設計により決定される補強土壁構造物の安全性の評価方法および評価結果について報告するものである。

表-1 信頼性設計法の設計水準レベルの概要

信頼性設計水準	安全性・使用性の評価	確率変数の計算
レベルⅠ	荷重・強度の特性値を確定論的に決定した部分安全係数を用いて照査する	設計者の確率計算は不必要
レベルⅡ	確率分布を安全性指標（平均値と分散値）で代表させる	簡便な指標により簡略化
レベルⅢ	全面的に信頼性理論を適用する	発生確率を直接算出

2. 補強土壁構造物の限界状態設計法への変換

補強土壁構造物の設計を現行の安全率法から限界状態設計法に変換するに当たって、まず、現行設計法の安定計算式を性能評価関数に変換する。このとき、性能評価関数には部分安全係数を考慮する。

ここで、部分安全係数は、構造物の重要度を考慮して、種々の不確実性要素、将来的に変動する要素、ばら

¹ 正会員，独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部設計技術室 基礎土構造（〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1 横浜アイランドタワー） ² 正会員，株式会社複合技術研究所，技術部（〒107-0052 港区赤坂2-15-16 赤坂ふく

源ビル7F） ^{3,4} 正会員，財団法人鉄道総合技術研究所，基礎土構造（〒185-8540 国分寺市光町2-8-38）
助教授（〒153-8505 目黒区駒場 4-6-1）本論文は、これ つきなどを有する全ての要素に考慮する必要がある。現

在、既に限界状態設計法へコード変更している鉄道の設計基準^{4)~6)}で適用されている安全係数の種類と定義を表-2に示す。同表の安全係数はコンクリート構造物、基礎構造物および抗土圧構造物等を対象に定義されたものであり、基礎の支持力や土圧については、補強土壁構造物の設計も同様であることから、補強土壁構造物の設計に対しても、これらと同様の部分安全係数を用いてよいと考えられる。

以下に、鉄道補強土壁構造物の安定に対する現行設計法の概略と限界状態設計法への変換の例を示す。ただし、実際の設計では、種々の荷重項や抵抗項が含まれるが、本論文では安定計算式（性能評価関数）の簡略化から、図-1に示すような構造仕様・荷重条件とした。

(1) 現行設計法の概略

鉄道の補強土壁構造物の安定に対する現行設計法は、2 ウェッジ法による土圧を用いた内的安定（滑動・転倒）、円弧すべり法による外的安定が主体となっており、常時・一時・地震時の各荷重状態に対する安定計算を実施し、各荷重状態での必要安全率を満足するように補強土壁構造物の構造仕様を決定していく。例えば、現行設計法の常時の転倒安定計算式を例にとると、表-3の左側に示すとおりである。

常時転倒安定の必要安全率は $F_s = 2.0$ であり、抵抗項は補強材による抵抗モーメントおよび土圧鉛直成分による抵抗モーメントである。転倒モーメントは土圧水平成分によるモーメントであり、土圧の算定は2 ウェッジ法によっている。図-2に、2 ウェッジ法による土圧の算定方法の概要を示す。

(2) 限界状態設計法の性能評価関数への変換

(1) で示した常時の転倒安定に対する安定計算式を限界状態設計法の性能評価関数に変換した結果を、表-3の右側に示す。部分安全係数は、表-2に示した種類を基本として、性能評価関数に含まれる全ての不確実性要素に考慮したものである。

安定性の評価式には、破壊モードの定式化の不確実性に対する構造解析係数 γ_a および構造物の重要度等に対する構造物係数 γ_i を考慮する。転倒モーメントの各項（こ

特性値の変動等に対する荷重係数 γ_f を考慮する。また、抵抗モーメントの各項には各抵抗モーメント項の算定式の不確実性に対する抵抗係数 f_i 、地盤抵抗係数 f_r を考慮する。以上のように、現行設計の常時の転倒破壊モードに対する安定計算式を、限界状態設計法に用いる性能評価関数に変換することを試みた。

本章で変換した性能評価関数を用いて、各部分安全係数の設定方法および設定例について、次章以降に述べるものとする。

表-2 安全係数の種類と定義

種類	記号	定義
構造物係数	γ_i	構造物の重要度、経済性、限界状態に達したときの社会的な影響等を考慮するための安全係数
構造解析係数	γ_a	断面力、安定、変位等の算定時の構造解析の不確実性等を考慮するための安全係数
部材係数	γ_b	部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度、すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに構造物全体に与える影響等を考慮するための安全係数
材料係数	γ_m	材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動、供試体と構造物中との材料特性の差異、材料特性が限界状態に及ぼす影響、環境作用の変動等を考慮するための安全係数
材料修正係数	ρ_m	材料強度の規格値を特性値に変換するための係数
荷重係数	γ_f	荷重の特性値からの望ましくない方向への変動、荷重算定方法の不確実性、設計耐用期間中の荷重変化、荷重特性が限界状態に及ぼす影響、環境作用の変動を考慮するための安全係数
荷重修正係数	ρ_f	荷重の規格値あるいは公称値を特性値に変換するための係数
地盤調査係数	f_g	土質諸定数の特性値を求める際に用いた地盤・土質調査の精度および信頼性の程度を考慮するための安全係数
地盤抵抗係数	f_r	地盤定数の特性値から望ましくない方向への変動、地盤支持力算定式の不確実性、作用力が抵抗力を超過したときの破壊モード等を考慮するための安全係数
地盤特性係数	f_p	基礎の支持力を施工上のばらつきや載荷試験の実施等を考慮するための安全係数

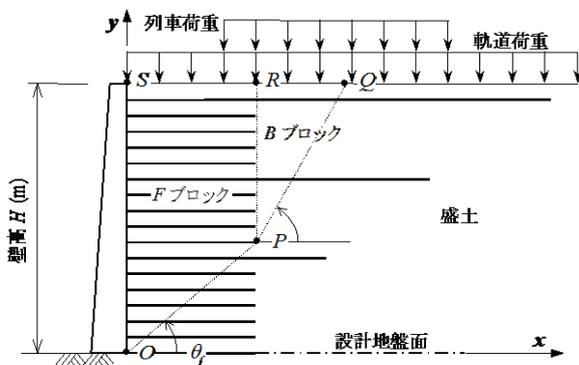


図-1 鉄道の補強土壁構造物の設計断面

こでは M_{pH} のみ)には、荷重算定の不確実性や荷重の

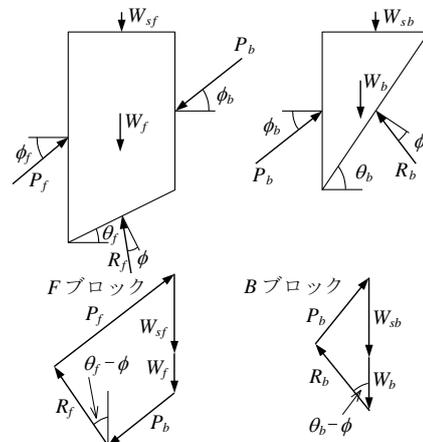


図-2 2ウェッジ法による土圧算定概要

	現行設計法 (常時, 転倒安定計算式)	限界状態設計法 (性能評価関数)
安全性の評価式	転倒安全率: $F_s = M_r / M_d \geq 2.0$	転倒安定度: $\gamma_a \cdot (\gamma_i \cdot M_d / M_r) \leq 1.0$
	ここに, M_r : 補強材引張抵抗力 ΣT_i などによる抵抗モーメント M_d : 転倒モーメント (土圧によるモーメント等)	γ_a : 構造解析係数 (=1.0) γ_i : 構造物係数 (=1.0)
転倒モーメント M_d	$M_d = M_{pFH}$ ここに, M_{pFH} : 壁背面に作用する土圧合力水平成分 P_{FH} によるモーメント	$M_d = \gamma_f \cdot M_{pFH}$ γ_f : 荷重係数
抵抗モーメント M_r	$M_r = \Sigma M_{Ti} + M_{pFV} + M_{pBV}$ ここに, M_{Ti} : 補強材抵抗によるモーメント M_{pFV} : 壁背面に作用する土圧合力 P_f の鉛直成分によるモーメント M_{pBV} : Fブロック背面に作用する土圧合力 P_b の鉛直成分によるモーメント	$M_r = f_{Ti} \cdot \Sigma M_{Ti} + f_{pFV} \cdot M_{pFV} + f_{pBV} \cdot M_{pBV}$ $f_n (= f_{Ti}, f_{pFV}, f_{pBV})$: 各抵抗係数
土圧合力 P_f	(Bブロックについて) $P_b = \frac{(W_b + W_{sb}) \cdot \sin(\theta_b - \phi)}{\cos(\phi + \phi_b - \theta_b)}$ (Fブロックについて) $P_f = \frac{(W_f + W_{sf}) \cdot \sin(\theta_f - \phi) + P_b \cdot \cos(\phi + \phi_b - \theta_f)}{\cos(\phi + \phi_f - \theta_f)}$	(Bブロックについて) $P_b = \frac{(W_b + W_{sb}) \cdot \sin(\theta_b - \phi)}{\cos(\phi + \phi_b - \theta_b)}$ (Fブロックについて) $P_f = \frac{(W_f + W_{sf}) \cdot \sin(\theta_f - \phi) + P_b \cdot \cos(\phi + \phi_b - \theta_f)}{\cos(\phi + \phi_f - \theta_f)}$
	ここに, P_b : Bブロック背面に作用する土圧合力 P_f : Fブロック背面に作用する土圧合力 W_b, W_f : B, Fブロックの土塊重量 W_{sb}, W_{sf} : B, Fブロック上の上乗荷重	θ_b : Bブロック底辺が水平面となす角 θ_f : Fブロック底辺が水平面となす角 ϕ_b, ϕ_f : B, Fブロック背面土圧合力の作用角 ϕ : 盛土材の内部摩擦角
補強材引抜き抵抗力 T_i	補強材の引抜き抵抗力 T_i は補強材の設計引張強度を超えないものとする。 $T_i = 2L_i \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi / F_f < T_a \cdot \alpha_n$	$T_i = f_r \cdot (2L_i \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi) < T_a \cdot \gamma_{mg}$
	ここに, L_i : 補強材定着長 (Fブロックより背面側の補強材長さ) σ_v : 補強材に作用する鉛直応力 ϕ : 盛土材の内部摩擦角 F_f : 補強材の地盤との摩擦抵抗に考慮する部分安全率	T_a : 補強材の製品保証強度 (強度の特性値) f_r : 補強材の地盤との摩擦抵抗に考慮する地盤抵抗係数 α_n : 補強材強度の低減係数 γ_{mg} : 補強材強度に対する材料係数

3. 部分安全係数の設定方法

表-3に示したように, 補強土壁構造物の安定計算式を限界状態設計法に用いる性能評価関数に変換した。この性能評価関数を用いて, 部分安全係数を決定していく。

限界状態設計法においては, 本来, 確率論により定義された安全係数を設定することが重要である。すなわち, 構造物の各限界状態に応じた許容限界状態超過確率 P_{fa} (または許容安全性指標 β_a) を設定して, この許容限界状態超過確率 (または β_a) に対して得られる安全係数を求めて性能評価関数による構造物の照査を行うことで, 許容限界状態超過確率 (または β_a) を満足した照査を行えることになる。ここで, 許容限界状態超過確率 P_{fa} (または β_a) の設定方法としては, ①破壊や損傷の統計資料に基づく限界状態超過確率 P_f による方法, ②現行設計計算式による構造物の限界状態超過確率 P_f (または安全性指標 β) による方法, ③他の被害による危険性水準との比較による方法, が一般的である。

この中で, ①, ③については統計データの蓄積が現時点では十分とはいえないと考えられ, 限界状態設計への変換期である現時点の許容限界状態超過確率 P_{fa} (または β_a) の設定方法としては②が現実的であると考えられる。ただし, ②による方法は, 「現行設計において機能している構造物がほぼ適切な安全性水準および経済性を有している」という前提の基に成り立つものである。

②の方法により許容限界状態超過確率 P_{fa} (または

β_a) を設定した場合の安全係数の設定方法を以下に示す。

(1) コードキャリブレーションによる方法

現行の許容安全率法から限界状態設計法に移行する第一段階としての方法である。現行設計での許容安全率に相当するように設計された構造物が最適であるとして, 現行設計での各検討式に安全係数を含ませた性能評価関数に変換して逆算的に部分安全係数を求める方法である。

この方法は, 確率論を取り入れておらず, 単純に現行設計法により決定した構造物と等価になるように, 安全係数を設定する。このため, 今後データを蓄積しながら, 随時これらの値を合理的に変更していくことが望ましい。表-4に, 設計基準^{4)~6)}に示される基礎の設計に用いる標準的な安全係数の値を示す。これらの値は, 必ずしも確率論的に決定されたものではなく, 従来の許容安全率法と同等となるように決定された部分も多い。

(2) 信頼性理論に基づく設定方法

信頼性設計による係数設定法には, ①設計水準レベルIIによる安全性指標 β を用いた方法と, ②設計水準レベルIIIによる限界状態超過確率 P_f を用いた方法とがある。

設計水準レベルIIによる安全性指標 β を用いた方法は, 現行の設計で決定した断面を最適断面と仮定して, この断面の安全性指標 β を一次ガウス近似法により算定して, これを許容安全性指標 β_a とするものである。安全係数

は、この β_a に対して得られる各確率変数の破壊点と特性値との比により設定するものである。ここで、一次ガウス近似法は、各不確実性要素を平均値と分散で代表して表し、その分布形を考慮していない。したがって、各不確実性要素はそれぞれが独立した正規確率分布の確率変数であるとの前提での設計法である。

設計水準レベルⅢの限界状態超過確率を用いた方法は、モンテカルロシミュレーション法を用いた方法であり、乱数を用いて多数の確率変数の組合せで性能評価関数 Z の値を数値実験的に求め、 Z の平均値および標準偏差を用いて限界状態超過確率を直接求めるとともに安全係数を求める方法である。これによった場合、計算回数が膨大となる。

4. コードキャリブレーションによる部分安全係数の設定例

現行設計の安定計算式を部分安全係数を有する性能評価関数に変換し、現行設計により決定された断面が適切であると仮定した場合のコードキャリブレーションの例を以下に示す。

表-3では、常時の転倒安定計算式のみを性能評価関数に変換した。しかし、コードキャリブレーションを実施するに当たっては、全ての荷重状態（常時、一時、地震時）および全ての破壊モードに対する安定計算式を、性能評価関数に変換する必要がある。したがって、まず現行の荷重状態（常時、一時、地震時）を限界状態に当てはめることが必要となるため、各荷重状態に考慮する荷重の組合せを基に行った。表-5にその結果を示す。

次に現行設計の各荷重状態の安定計算式を性能評価関数に変換するが、鉄道の補強土壁構造物の安定検討に用いる計算式は、一般の安全率法による設計と同様、全ての荷重状態において同じ計算式を用いて、各荷重状態により考慮する荷重および必要安全率を変えて対処している。したがって、表-3で設定した長期使用限界状態の性能評価関数が全ての限界状態での転倒破壊モードに対する性能評価関数となる。

また、表-4に示した安全係数のうち、荷重係数 γ_f 、構造物係数 γ_i 等の文献4)~6)で設定されているものについては、補強土壁構造物についても同様の値を適用することとする。構造解析係数 γ_i は現時点では1.0を一般的に用いている。

以上のことを基本とすると、表-3で設定した性能評価関数中の未知数は抵抗モーメント M_r の各項にかかる抵抗係数 f_n のみとなる。したがって、現行設計の許容安全率 $F_s = 2.0$ に対して、限界状態の安定度評価式 $\gamma_a \cdot (\gamma_i \cdot M_d / M_r) = 1.0$ となるように f_n を求めることとした。

この方法は、文献4)の直接基礎の設計における安全係数の設定と同様の方法であり、補強材の引抜き抵抗に対する現行設計の安全係数に対しては、地盤抵抗係数 f_r を用

いて逆算的に設定した。さらに、補強材の各限界状態に用いる引張り強度の設計基準強度および各限界状態の低減係数を、限界状態設計では強度の特性値および各限界状態での材料係数 γ_m および材料修正係数 ρ_m として考慮した。コードキャリブレーションの結果を、表-6~7に示す。

表-4 設計基準^{4)~6)}による標準的な安全係数の値

安全係数 限界状態	荷重係数 γ_f	構造物係数 γ_i	地盤に関する係数		
			地盤調査係数 f_g	地盤抵抗係数 f_r	地盤特性係数 f_p
長期使用限界状態	1.0	1.0~1.2	0.8~1.0	0.0~0.85	1.0~1.2
使用限界状態	1.0	1.0~1.2	0.8~1.2	0.15~1.0	1.0~1.2
終局限界状態	1.0~1.2	1.0~1.2	0.8~1.2	0.3~1.0	1.0~1.2
地震時使用限界状態	1.0	1.0~1.2	0.8~1.2	0.35~1.0	1.0~1.2
地震時終局限界状態	1.0	1.0~1.2	0.8~1.2	1.0	1.0~1.2

表-5 現行設計の各状態と限界状態の関係

現行設計の荷重状態	限界状態	荷重状態
常時	長期使用限界	固定死荷重のみ
一時	使用限界	列車荷重あり
	終局限界	列車・風荷重あり
地震時	地震時使用限界	L1地震動

表-6 コードキャリブレーションによる安全係数

安全係数	限界状態	長期使用限界	使用限界	終局限界	L1地震動
構造解析係数 γ_a		1.0	1.0	1.0	1.0
構造物係数 γ_f		1.0	1.0	1.0	1.0
各抵抗項に対する抵抗係数 f_n		0.5	0.67	0.67	0.67
地盤抵抗係数 f_r		0.5	0.67	0.67	0.67

表-7 材料係数および材料修正係数

限界状態	長期使用限界	使用限界	終局限界	L1地震動
材料修正係数 ρ_m	0.8	0.8	0.8	0.8
材料係数 γ_m	0.6	0.7	0.7	0.8

5. 限界状態設計法による補強土壁構造物の照査

2. および4. で設定した性能評価関数および部分安全係数を用いて、試設計断面を想定して、限界状態設計法による確認計算を実施した。試設計断面は、壁高5m, 7m, 10mの3断面である。検討方法は、まず、現行設計により各壁高での設計を行い、補強土壁構造物の構造仕様を決定する。決定された構造断面での安定性の照査を先に設定した性能評価関数により照査した。ここで、現

行設計による構造仕様の決定方法は、補強材配置を構造細目的に最小配置し、内的安定（滑動・転倒）計算により、各荷重状態（常時、一時、地震時）の許容安全率を満足する補強材の強度を求める方法である。

(1) 現行設計法による設計結果

図-3に各壁高での現行設計により決定された補強土壁構造物の構造仕様を、表-8に各安定計算結果を示す。現行設計による設計の結果、卓越する破壊モードは常時の転倒安定である。

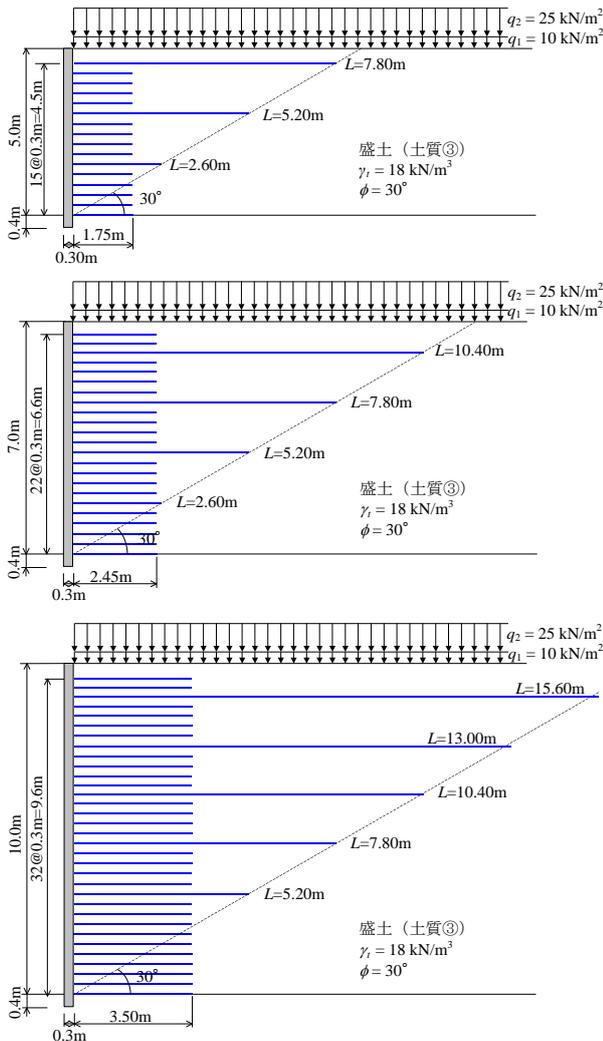


図-3 現行設計法により決定された各断面仕様

表-8 現行設計法による内的安定計算結果

壁高 H(m)	補強材強度 T _a (kN/m)	検討 項目	状態		
			常時	一時	地震時
許容安全率			2.0	1.5	1.25
5	30	滑動	2.453	2.551	1.810
		転倒	2.048	1.756	1.629
7	42	滑動	2.453	2.551	1.810
		転倒	2.048	1.756	1.629
10	55	滑動	2.336	2.798	1.674
		転倒	2.018	2.005	1.522

(2) 限界状態設計法による照査結果

滑動安定および転倒安定に対する性能評価関数を用いた照査結果を表-9に示す。全ての断面ケースで常時の転倒安定は $\gamma_a \cdot (\gamma_i \cdot M_d / M_r) \approx 1.0$ かつ < 1.0 となっており、設定した部分安全係数を用いた性能照査関数による照査結果が、従来の設計結果と等価であることが確認された。

表-9 限界状態設計法による内的安定照査結果

壁高 H(m)	補強材強度 T _a (kN/m)	検討 項目	状態		
			常時	一時	地震時
5	30	滑動	0.815	0.588	0.691
		転倒	0.976	0.854	0.767
7	42	滑動	0.815	0.588	0.691
		転倒	0.977	0.854	0.767
10	55	滑動	0.856	0.536	0.747
		転倒	0.991	0.748	0.821

6. モンテカルロシミュレーションによる検討

(1) 部分安全係数の算定

確率変数を土の単位体積重量、内部摩擦角、補強材の破断強度として、試行回数5万回のモンテカルロシミュレーション³⁾により、荷重項と抵抗項の平均値と標準偏差を図-3に示す壁高ごとに求めた(表-10, 11)。また、転倒モードにおいては、抵抗項が土塊の抵抗モーメント、補強材による抵抗モーメント、壁面工の自重による抵抗モーメントの和であるため、各抵抗モーメントごとにも平均値と標準偏差を求めた(表-12, 13)。各確率変数は互いに独立な正規乱数とした。本来、単位体積重量や内部摩擦角、補強材の破断強度は適切に変動係数を評価する必要があるが、本解析では簡単のため変動係数を一律に10%と仮定した。ここで、M_{rw}は壁面工の自重による抵抗モーメント、M_{rs}は壁面工背面および前面ブロック背面の土圧合力の鉛直成分による抵抗モーメント、M_{rg}は補強材による抵抗モーメント、M_{ds}は壁面土圧合力の鉛直成分による転倒モーメント、F_{rg}は補強材の水平抵抗力、F_{ds}は壁面工背面の土圧合力の水平成分である。

表-10 転倒モードの荷重項と抵抗項の平均値と標準偏差

壁高 H(m)	抵抗項 (M _r)		荷重項 (M _d)	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
5	267.46	32.53	130.98	21.92
7	638.67	79.61	316.98	53.40
10	1753.69	222.55	877.74	153.70

表-11 滑動モードの荷重項と抵抗項の平均値と標準偏差

壁高 H(m)	抵抗項 (F _r)		荷重項 (F _d)	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
5	140.65	17.60	66.12	10.06
7	243.42	31.58	114.91	19.59

10	476.80	68.56	229.46	32.86
----	--------	-------	--------	-------

表-12 土塊の抵抗モーメントと補強材の抵抗モーメントの平均値と標準偏差

壁高 H(m)	M_{rs}		M_{rg}	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
5	43.11	4.17	218.84	23.67
7	109.92	11.94	521.03	57.82
10	274.84	29.94	1467.82	158.14

表-13 壁面工の自重による抵抗モーメントと土塊の起動モーメントの平均値と標準偏差

壁高 H(m)	M_{rw}		M_{ds}	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
5	5.51	0.00	130.98	21.92
7	7.72	0.00	316.98	53.40
10	11.03	0.00	877.74	153.70

表-14, 15に転倒モードおよび滑動モードの荷重項と抵抗項の感度係数を示す。また、転倒モードの荷重項を分割した場合の感度係数を表-16に示す。感度係数は式(1)を用いて算定した²⁾。

$$\alpha = \frac{\sigma}{\sigma_z} \quad (1)$$

ここで、 α は各荷重項および抵抗項の感度係数、 σ は各荷重項および抵抗項の標準偏差、 σ_z は荷重項および抵抗項全体の標準偏差である。壁面工に関しては、ばらつきを考慮していないので感度係数はゼロとした。今回の解析では、転倒モードにおいて壁高を変化させても感度係数はそれほど変化しないことが分かった。滑動モードにおいては、壁高が高くなると補強材による抵抗の感度が大きくなり、土塊による滑動力の感度が小さくなることが分かった。

表-14 転倒モードにおける感度係数

壁高 H(m)	α_{M_r}	α_{M_d}
5	0.83	-0.56
7	0.83	-0.56
10	0.82	-0.57

表-15 滑動モードにおける感度係数

壁高 H(m)	α_{F_r}	α_{F_d}
5	0.868	-0.50
7	0.850	-0.53
10	0.902	-0.43

表-16 転倒モードにおける感度係数

壁高 H(m)	$\alpha_{M_{rs}}$	$\alpha_{M_{rg}}$	$\alpha_{M_{rw}}$	$\alpha_{M_{ds}}$
5	0.13	0.73	0.00	-0.67
7	0.15	0.73	0.00	-0.67
10	0.13	0.71	0.00	-0.69

次に表-10~13に示された荷重項と抵抗項の平均値および標準偏差と、表-14~16に示された感度係数から式(2)を用いて部分安全係数を求めた(表-17, 18)。

$$\gamma = \frac{\mu - \alpha \cdot \beta_a \cdot \sigma}{\mu} \quad (2)$$

ここで、 μ は表-10~15に示した荷重項や抵抗項の平均値、 σ は標準偏差である。 β_a は許容安全性指標であり本解析では3.72(限界状態超過確率 $P_f=1 \times 10^{-4}$)とした。

今回の解析では、転倒モードに関する部分安全係数は壁高にそれほど依存せずほぼ同じ値となった。滑動モードに関しては若干の差が生じる結果となった。これは、滑動モードにおいては、壁高によって性能評価関数における荷重項と抵抗項の感度が変化するため、部分安全係数にもその影響が現れたためである。

表-17 転倒モードにおける部分安全係数

壁高 H(m)	γ_{M_r}	γ_{M_d}
5	0.62	1.35
7	0.61	1.35
10	0.61	1.37

表-18 滑動モードにおける部分安全係数

壁高 H(m)	γ_{F_r}	γ_{F_d}
5	0.60	1.28
7	0.59	1.33
10	0.52	1.23

表-19 転倒モードにおける分割した部分安全係数

壁高 H(m)	$\gamma_{M_{rs}}$	$\gamma_{M_{rg}}$	$\gamma_{M_{rw}}$	$\gamma_{M_{ds}}$
5	0.95	0.71	1.00	1.42
7	0.94	0.70	1.00	1.42
10	0.95	0.72	1.00	1.45

表-17~19に示した部分安全係数は各確率変数の変動係数が10%としたときの係数であるが、この変動係数が変化すると部分安全係数も異なってくるものが考えられる。以下に、部分安全係数と確率変数の変動係数との関係について述べる。

(2) 部分安全係数と確率変数の変動係数との関係

前述した部分安全係数の算定結果(表-17~19)に加えて、各確率変数の変動係数を5%と15%に変更して算定した結果を図-4~9に示す。転倒モードの抵抗項および荷重項に関する部分安全係数は壁高が異なってもほぼ同じ値であることが分かる(図-4, 5)。

土塊の抵抗モーメント、補強材の抵抗モーメントについても同様の傾向が見られる(図-8, 9)。

滑動モードにおける荷重項と抵抗項の部分安全係数は壁高の影響が若干見られる(図-6, 7)。

変動係数が大きくなると抵抗項の部分安全係数は小さくなり、荷重項の部分安全係数は大きくなる。このことは、変動係数が大きい（設計用値のばらつきが大きい）と、構造物の安定性が損なわれるので、設計照査式の部分安全係数が安全側になると解釈できる。

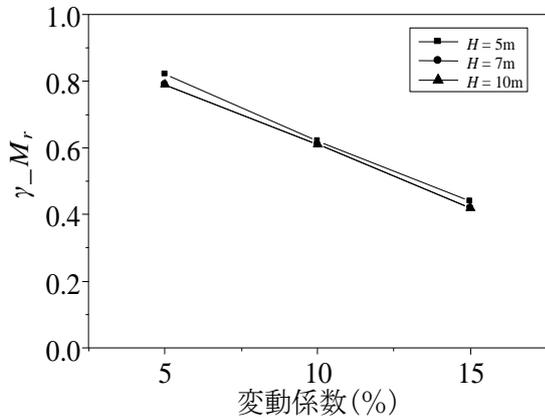


図-4 転倒モードの抵抗項の部分安全係数と変動係数との関係

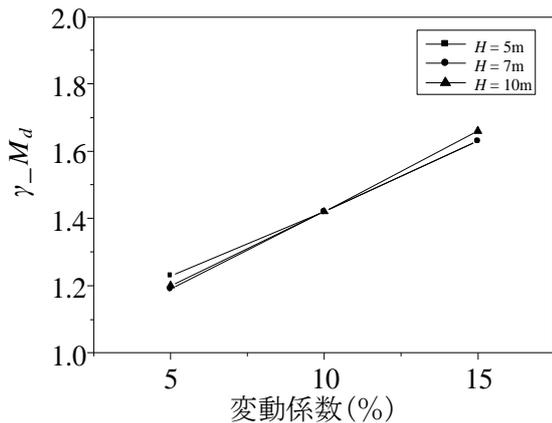


図-5 転倒モードの荷重項の部分安全係数と変動係数との関係

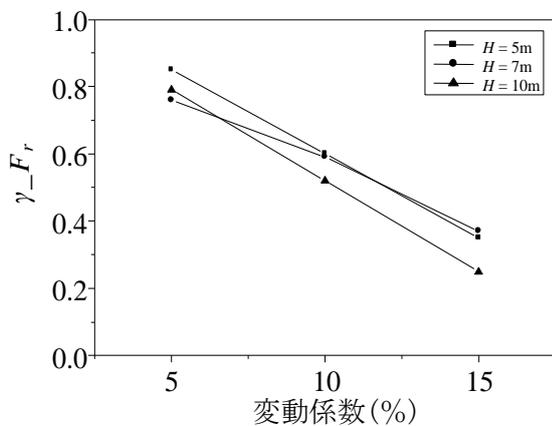


図-6 滑动モードの抵抗項の部分安全係数と変動係数との関係

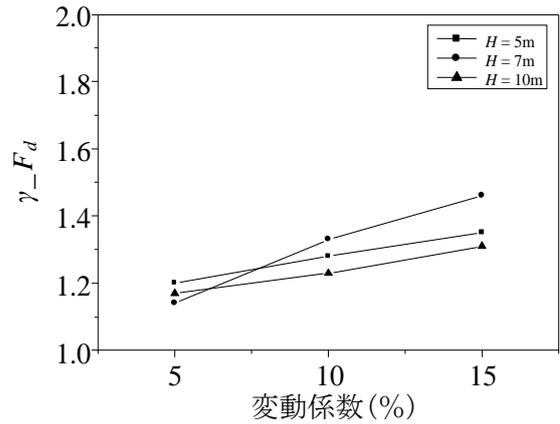


図-7 滑动モードの荷重項の部分安全係数と変動係数との関係

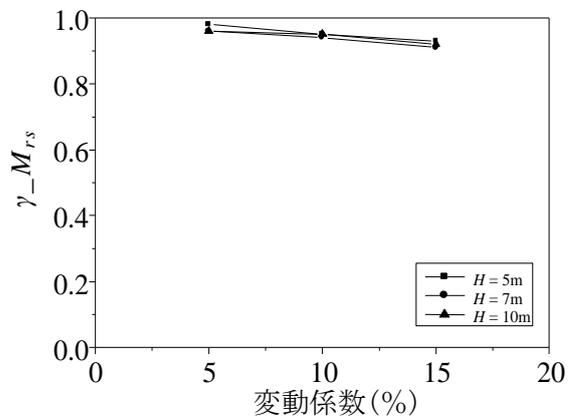


図-8 土塊の抵抗モーメントと変動係数との関係

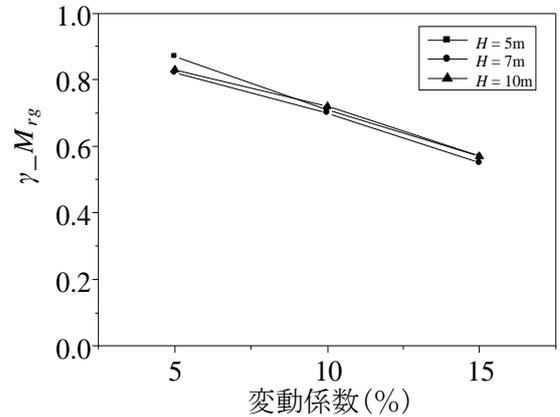


図-9 補強材の抵抗モーメントと変動係数との関係

(3) コードキャリブレーションとの比較

表-9に示したコードキャリブレーションによる部分安全係数を用いた内的安定照査結果と、モンテカルロシミュレーションによる変動係数を考慮した場合との比較を行ってみた。

表-20 限界状態設計法による内的安定照査結果

壁高 $H(m)$	補強材強度 $T_a(kN/m)$	変動係数		
		5%	10%	15%
5	30	0.709	1.056	1.694
7	42	0.719	1.089	1.831
10	55	0.734	1.121	1.831

表-8, 9に示したように、常時の転倒モードが最も厳しい結果となったため、常時の転倒モードに限定して比較を行う。

表-20に信頼性解析から求めた部分安全係数(表-17, 18)を用いて限界状態設計法により求めた転倒安定に対する照査結果を示す。各確率変数の変動係数が大きくなるにつれて転倒安定が損なわれる結果となった。設計用値のばらつきが小さい場合には、転倒の安定度には余裕があり、より経済的な設計が可能であることが分かる。コードキャリブレーションにより求めた部分安全係数は設計用値のばらつきを評価することができない欠点があるが、信頼性解析による部分安全係数の決定法は、設計用値のばらつきごとに部分安全係数を定めることができ、経済的かつ合理的な設計が可能であることが分かった。

前述したように、今回の解析では許容安全性指標 β_a を3.72として部分安全係数の算定を行った。本来ならば、この部分安全係数は許容安全性指標と設計用値のばらつきを適切に考慮して決定されるべきである。許容安全性指標は、従来用いてきた安全率と等価な値を用いることが望ましく設計用値のばらつきを評価するためには、十分なデータの蓄積が重要である。

7. おわりに

信頼性解析を用いると、各確率変数の性能関数に対する感度を考慮するため、適切に部分安全係数を決定することができる。しかしながら部分安全係数は各確率変数の標準偏差に大きく依存するため、各確率変数の標準偏差を適切に評価する必要がある。

現在「土構造標準」の改定作業に伴い、信頼性設計への変換の第一段階として、部分安全係数を用いた限界状態設計法による技術基準の確立を目指して研究を行っているが、現行の許容安全率法から限界状態設計法に移行する第一段階としては、コードキャリブレーションより部分安全係数を求め、それらの値が信頼性解析による値とどれだけの違いがあるか把握することが重要であると考えられる。今後、データを蓄積しながら随時、設計用値の平均値とばらつきを評価して、合理的に部分安全係数を変更していくことが望ましい。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, SI単位版, 運輸省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編, 2000.
- 2) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.
- 3) 津田孝夫: モンテカルロ法とシミュレーション, 培風館, 1969.
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, SI単位版, 運輸省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編, 2000.
- 5) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, SI単位版, 運輸省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編, 1999.
- 6) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 運輸省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編, 1999.

COMPARISON BETWEEN CONVENTIONAL AND LIMIT STATE DESIGNS OF REINFORCED SOIL RETAINING WALLS FOR RAILWAY

Toyoji YONEZAWA, Sumio YAZAKI, Masahiro SHINODA, Masaru TATEYAMA and Junichi KOSEKI

The paper describes limit state design of reinforced soil structure based on the RRR construction method from the conventional design. Partial safety factors of performance function derived from conventional function were calculated by code calibration in accordance with the conventional safety factors. A series of Monte Carlo simulation was performed to evaluate the variability of resistance and load factors on the reinforced soil structure with 5, 7 and 10 m heights which are decided based on the conventional design method. Based on the above simulation, the partial safety factors could be calculated which can take account for the variability of input design parameters. The partial safety factors derived from code calibration and reliability analysis were compared directly on the reinforced soil structure with various heights.