

ジオグリッド補強土の地震時信頼性評価試案

原隆史¹・宮田喜壽²・大竹雄³

海外ではAASHTO LRFDをはじめとし、Eurocode や中国の新たな設計基準など、わが国でも港湾構造物や道路橋示方書などにおいて、信頼性に基づいた部分係数の検討が進んでおり、構造物の信頼性に基づく設計は世界的な標準として着実にその位置を固めつつある。このような背景の下、補強土構造物も信頼性評価に係る研究が進められているが、わが国で最もクリティカルな設計状況となり得る地震時の信頼性評価については未だ研究が少なく、評価手法の早期的な開発が望まれる。そこで本研究では、既往の動的実験より、地震時の加速度増加に応じた補強土内的安定の信頼性の評価アプローチについて検討している。本文では、現段階の信頼性評価アプローチ案とこれに基づく計算例を示し、今後の展開について検討する。

キーワード：補強土，耐震設計，信頼性

1. はじめに

現在、限界状態設計法の採用とともに、どの程度の確からしさ（信頼性）で対象とする限界状態を満足するかといった信頼性設計法の採用は、世界的な設計コードの流れとして確立しつつある。わが国でも、「港湾の施設の技術上の基準¹⁾」は、わが国初の目標信頼性を明示した設計コードとして既に発刊され実務に用いられているほか、「道路橋示方書」においても、信頼性に基づいた部分係数書式への改訂検討が進んでおり、早晚わが国の全ての設計コードは信頼性に基づいて改訂されると考える。このため構造物の信頼性評価は、今後の設計における照査項目（信頼性設計レベル II や III）として、あるいは部分係数法（信頼性設計レベル I）による場合も係数の設定において、欠くことのできない重要な評価項目となる。

このような状況下にあつて、ジオグリッド補強土壁の信頼性設計という観点では、実物補強土の補強材に発生する引張り力推定式²⁾³⁾と、引抜き試験や引張り試験結果の不確実性から、常時の信頼性評価に係る研究⁴⁾が進められているが、わが国で最もクリティカルな設計状況となる地震時の信頼性評価については未だ研究が少なく、評価手法の早期的な開発が望まれている。

そこで本研究では、既往の動的実験より、地震時の加速度増加に応じた信頼性の評価について検討している。本文では、現在検討を行っているアプローチの概要を説明することを目的として、一つの動的実験結果から地震時の加速度増加に伴う信頼性低下（破壊確率の増加）を評価した事例を示し、今後の検討課題と対応方針について検討する。

2. 評価アプローチ

一般に補強土の安定は、内的安定、外的安定および全体安定から設計されるが、本研究では内的安定を対象とする。

図-1 に内的安定に係る常時の信頼性、図-2 に今回例としてあげる地震時の信頼性評価アプローチを示す。

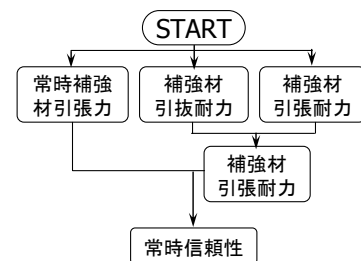


図-1 常時信頼性評価

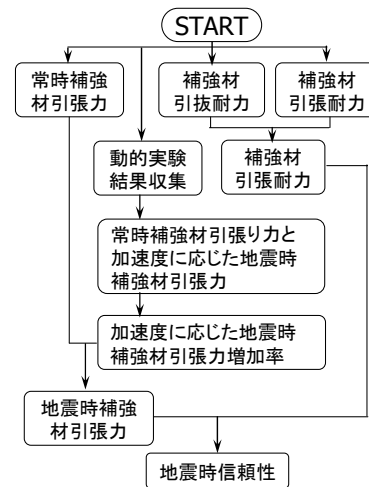


図-2 地震時信頼性評価

¹正会員，岐阜大学工学部 社会基盤工学科，准教授（〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1-1）

²正会員，防衛大学校 建設環境工学科，准教授（〒239-8686 横須賀市水走1-10-20）

³非会員，岐阜大学工学部 社会基盤工学科，学術研究補佐員（〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1-1）

常時の信頼性評価では、荷重側と抵抗側でそれぞれ以下に示す不確実性を考慮した確率変数（例えば平均値と標準偏差）から、**図-3**に示す信頼性の一般概念より、破壊確率（ P_f ）や信頼性指標（ β ）により信頼性が評価される。

荷重側

荷重側は、実物補強土における補強材に発生する引張り力との再現性に係る不確実性を調査した推定式により確率変数を設定

抵抗側

抵抗側は、次の引抜き耐力と引張り耐力との弱い方とする。

- ① 引抜き耐力：引抜き試験結果の再現性に係る不確実性を調査した推定式により確率変数を設定
- ② 引張り耐力：公称値と引張り試験との不確実性に基づく確率変数

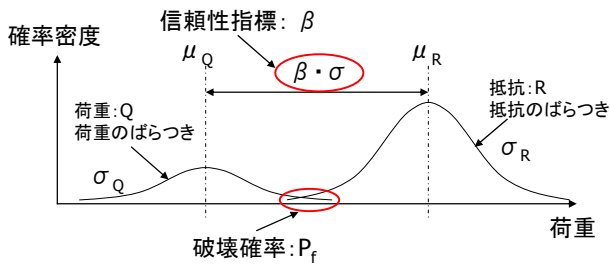


図-3 信頼性評価の一般概念

地震時の信頼性評価については、今回は以下の仮定に基づく方法を例として提示する。

荷重側

補強土の動的実験結果の収集・分析から、常時に作用する補強材引張り力に対し、入力加速度に応じた補強材引張り力の増加率推定式を提案して、別途常時で推定した補強材引張り力から地震時の補強材引張り力を推定することとした。

ここで動的実験の実測値そのものを用いないのは、近年実施されているジオグリッド補強土の動的実験は遠心模型によることが多く、この際の常時の補強材引張り力（遠心力載荷後振動前）が、実物の補強材引張り力の再現性という観点で不明な点が多いためである。例えば、まったく同じモデルでも、常時の補強材引張り力が大きく異なるようなケースもある。また、地震時の側圧評価式を介さずに直接補強材の引張り力の増加率を推定するのは、側圧評価式を検討する場合に、結果として実験結果との検証が必要となり、直接評価する場合と増加率という観点ではほぼ等価と考えたためである。

抵抗側

抵抗側は、常時と同様に引抜き耐力と引張り耐力との弱い方とした。

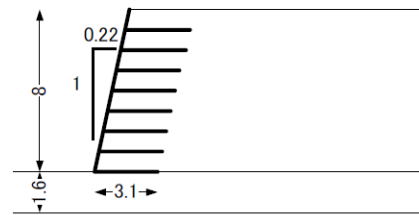
3. 地震時信頼性評価例

ここでは、一つの動的実験モデルを対象とし、このモ

デルを実構造物と見立てて、**図-1**に示したアプローチから常時信頼性を推定するとともに、**図-2**に示したアプローチにより加速度に応じた地震時の信頼性低下を推定する。なお、ここでの例では、補強材引張り耐力を補強材引抜き耐力のみから推定することとした。

3.1 対象動的实验

既往の文献⁵⁾より、ここで対象とした補強土の遠心模型実験（20G）のモデルを**図-4**に示す。8段の補強材のうち、ひずみの計測は下面から1, 3, 5 mの補強材に実施されている。盛土地盤と基礎地盤のそれぞれの相対密度は80%と100%と報告されており、同文献で検討に用いている盛土のせん断抵抗角は40度で、本評価例でも同抵抗角を用いた。実験で用いている補強材は2.0%ひずみに対応する弾性係数が40.5 kN/m²のグリッド状のジオテキスタイル（高強度ポリエチレン製）で、壁面材は厚さ3 mmのL型（28 mm×25 mm、折角80度）を用いている。本評価例で用いた実験結果の加振条件は、**図-5**に示す正弦波（2 Hz、20波）の最大加速度が230, 563, 705 galの3ケースである。また、常時および各加速度での振動時における最大補強材引張り力を**図-6**に示す。



※寸法は実物大換算値 (m)

図-4 対象とした遠心実験モデル⁵⁾

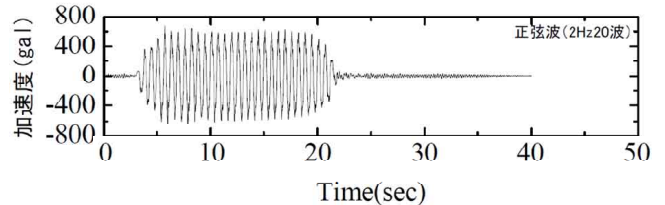


図-5 対象とした加速度波形の例⁵⁾

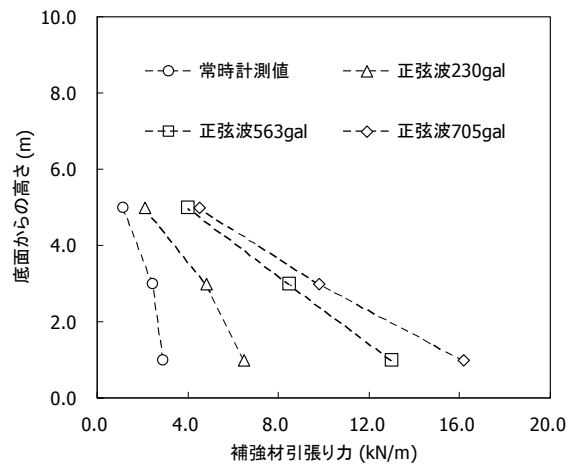


図-6 各補強材の引張り力⁵⁾

3.2 常時信頼性の推定

(1) 常時補強材引張り力の推定

常時補強材の引張り力 (T_{max}) は、式(1)に示す K-stiffness モデル^{2,3)}から推定した。

$$T_{max} = \sigma_h \cdot S_v \cdot D_{max} \cdot \Phi_g \cdot \Phi_{local} \cdot \Phi_{fs} \cdot \Phi_{fb} \cdot \Phi_c \quad (1)$$

ここで、式(1)の主な記号は下記のとおりだが、それぞれの詳細は参考文献を参照されたい。

- σ_h : 水平土圧の平均値 (kPa)
- K_0 : 静止土圧係数
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)
- S : 上載荷重の換算盛土高さ (m)
- S_v : 着目補強材位置の鉛直方向の敷設間隔 (m)
- D_{max} : 補強材力の深さ方向の分布特性を表す関数
- Φ_g : 補強材の剛性に関する補正係数
- Φ_{local} : 各補強材の平均的補強材剛性に対する補正係数
- Φ_{fs} : 壁面材の剛性に関する補正係数
- Φ_{fb} : 壁面勾配に関する補正係数
- Φ_c : 土の粘着力に関する補正係数

式(1)から推定される常時に補強材に作用する引張り力の不確実性は、多くの実構造物における実測値との比較から以下のように報告されている。

- 粒状土 (c=0) : Mean=0.98, COV=0.21
- c- ϕ 材 (c>0) : Mean=1.01, COV=0.24

(2) 補強材の引張り耐力

本評価事例では、引抜き耐力を補強材の引張り耐力とした。すなわち、ここでは材料の引張り試験との比較は実施していない。補強材の引抜き耐力は、式(2)に示す引抜き耐力の評価式⁹⁾より推定した。

$$P_c = \beta \cdot (2 \cdot \sigma_v \cdot L_c \cdot F^* \cdot \alpha)^{1+\kappa} \quad (2)$$

ここで、

- P_c : 極限引抜き抵抗力 (kN/m)
- β : P_c を算出する係数で、不確実性の算定より $\beta = 5.51$ とする。
- $1+\kappa$: P_c を算出する係数で、不確実性の算定より、 $1+\kappa = 0.629$ とする。
- σ_v : 補強材面での有効上載圧 (kPa)
- L_c : 補強材長さ (m)
- F^* : 土と補強材との相互作用係数で式(3)より算出する

$$F^* = \frac{2}{3} \cdot \tan \phi_s \quad (3)$$

- ϕ_s : 土の最大せん断抵抗角 (deg)
- α : F^* を式(3)から推定する場合には、用いる補強材に応じて以下のように設定する

- ジオグリッド : $\alpha = 0.8$
- ジオテキスタイル : $\alpha = 0.6$

式(2)から推定される補強材の引抜き耐力の不確実性

は、多くの引抜き試験との比較から、一軸方向の引張り抵抗を有する高密度ポリエチレン材料に対し、以下のように報告されている⁹⁾。

$$\text{Mean} = 1.03, \text{COV} = 0.33$$

(3) 常時信頼性の推定

対象とした実験モデルが実構造物とした場合の、常時補強材引張り力と引張り耐力から推定される、常時の信頼性を表-1 に示す。この結果によると、補強材の常時信頼性は、信頼性指標 (β) ではほぼ 3 程度と、一般に $\beta = 2.3$ 程度とされる補強土と比較して高めであること、3、4 段目が比較的小さな値を示すことなどが推定された。なお、表中の P_f は破壊確率、 μ 、 σ はそれぞれ平均と標準偏差を示す。

表-1 常時信頼性の推定

| | T_{max} (kN/m) | P_c (kN/m) | 引張り力 | | 引張り耐力 | | P_f $\times 10^3$ | β |
|------|---------------------|-----------------|---------|------------|---------|------------|------------------------|---------|
| | | | μ_T | σ_T | μ_P | σ_P | | |
| 1 段目 | 2.33 | 57.26 | 2.29 | 0.49 | 58.98 | 18.90 | 1.39 | 2.99 |
| 2 段目 | 4.75 | 88.55 | 4.65 | 1.00 | 91.21 | 29.22 | 1.53 | 2.96 |
| 3 段目 | 7.08 | 114.28 | 6.94 | 1.49 | 117.71 | 37.71 | 1.72 | 2.93 |
| 4 段目 | 7.53 | 136.95 | 7.38 | 1.58 | 141.06 | 45.19 | 1.65 | 2.94 |
| 5 段目 | 7.53 | 157.58 | 7.38 | 1.58 | 162.31 | 52.00 | 1.55 | 2.96 |
| 6 段目 | 7.53 | 176.73 | 7.38 | 1.58 | 182.04 | 58.32 | 1.38 | 2.99 |
| 7 段目 | 6.40 | 194.73 | 6.27 | 1.34 | 200.57 | 64.26 | 1.23 | 3.03 |
| 8 段目 | 4.52 | 211.79 | 4.43 | 0.95 | 218.14 | 69.89 | 1.10 | 3.06 |

3.3 地震時信頼性の推定

(1) 加速度に応じた補強材引張り力の推定

「2. 評価アプローチ」でも述べたとおり、ここでは動の実験の結果より、常時の補強材引張り力に対する加速度に応じた引張り力の増加率を算出し、これを K-stiffness モデルから得られた常時引張り力に乗じて推定することとする。

動の実験を分析して得られた加速度に応じた地震時の補強材引張り力の算出式を式 (4) に示す。式 (4) の実験値との相関として、実験から得られた常時の補強材引張り力を P_0 に代入した場合の、実験値との比較を図-7 に示す。この際の実験値再現の不確実性は、図-8 から以下のとおりであり、単一の実験結果を再現した観点で、比較的よくフィッティングしていると考える。

$$\text{Mean} = 1.00, \text{COV} = 0.074$$

なお、ここでの係数は、現在のところ一つの動の実験から得られたものであり、今後多くの実験結果による再設定から、十分変更され得るものであることに留意されたい。例えばここで用いた実験では、補強土を基礎地盤に根入れしていないため、深さ方向に増幅率が増加しており、これに基づいた増幅係数 (a) を設定したが、今後他の実験結果から根入れ効果を考慮することにより、

この係数を変更する可能性は高いと考えている。また、波形特性に応じた係数 (b) についても、今回は正弦波を対象としたが、今後実地震波等を整理することにより、十分変わりえる係数である。

$$P_{cE} = P_{c0} \cdot \left[a \cdot \left(\frac{\text{Acc}}{g} \right)^b + 1 \right] \quad (4)$$

ここで、

P_{cE} : 地震時の補強材引張り力 (kN/m)

P_{c0} : 常時の補強材引張り力 (kN/m)

a: 深さに応じた増幅係数で、式 (5) による

$$a = 1.92 \cdot z^{0.6} \quad (5)$$

z: 補強土表面からの深さ (m)

Acc: 地表面 (補強土底面) の最大加速度 (gal)

g: 重力加速度で、980gal とする

b: 波形特性に応じた係数で、1.095 とする

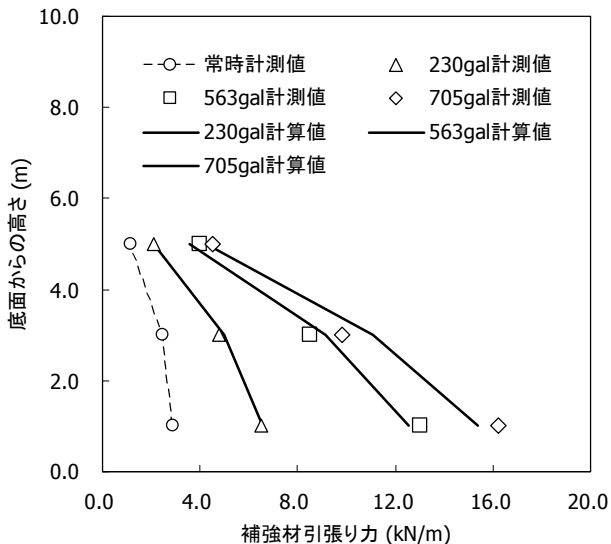


図-7 計算値の実測値との比較

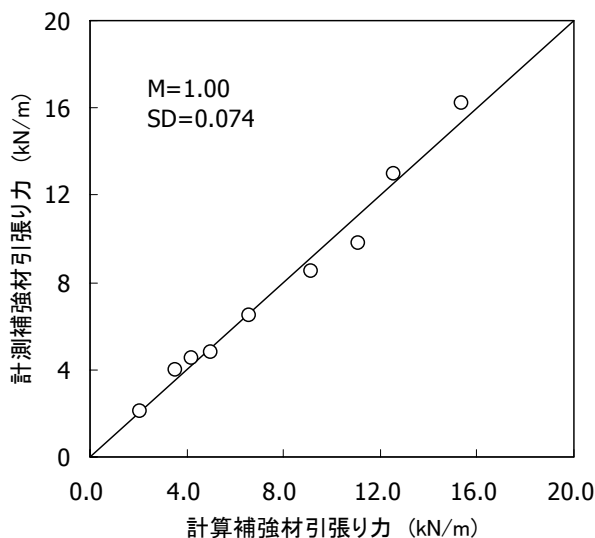


図-8 計算値の再現性

(2) 加速度に応じた地震時信頼性の推定

ここでは、式(4)の P_{c0} に K-stiffness モデルから得られた常時引張り力を入力して、加速度に応じた地震時補強材引張り力を推定し、最大加速度が 200, 500, 700, 1000 gal とした場合の地震時信頼性を推定する。なお、ばらつきを持った推定式にばらつきを持った常時引張り力を入力し、ばらつきを持った引張り耐力に対する信頼性検討を推定するため、ここではモンテカルロシミュレーション (MCS) により次のように推定した。

- 1) ばらつきを持った K-stiffness の常時引張り力の推定値から 50 万個の結果を抽出
- 2) 上記の引張り力に推定式のばらつきを考慮した 50 万個の地震時の引張り力を計算して平均と標準偏差を算出する
- 3) ばらつきを持った地震時の引張り力と引抜き抵抗より、MCS により 50 万回の計算から破壊確率と信頼性指標を推定する

ここでシミュレーションの計算ケースは、対象とする構造物の破壊確率が 10^3 オーダーのため、シミュレーションでは 10^5 オーダーの抽出ケースが必要とされ、ここではそれぞれ 50 万ケースとした。この結果を表-2 から 5 に示す。

表-2 地震時信頼性の推定 (200 gal)

| | 引張り耐力 | | 引張り力 | | P_f $\times 10^{-3}$ | β |
|------|-------------------|----------------------|-------------------|----------------------|---------------------------|---------|
| | μ_p (kN/m) | σ_p (kN/m) | μ_T (kN/m) | σ_T (kN/m) | | |
| 1 段目 | 58.98 | 18.90 | 3.06 | 0.70 | 1.54 | 2.96 |
| 2 段目 | 91.21 | 29.22 | 7.03 | 1.60 | 1.96 | 2.88 |
| 3 段目 | 117.71 | 37.71 | 11.46 | 2.61 | 2.41 | 2.82 |
| 4 段目 | 141.06 | 45.19 | 13.10 | 2.97 | 2.40 | 2.82 |
| 5 段目 | 162.31 | 52.00 | 13.92 | 3.16 | 2.15 | 2.86 |
| 6 段目 | 182.04 | 58.32 | 14.67 | 3.33 | 2.09 | 2.86 |
| 7 段目 | 200.57 | 64.26 | 13.07 | 2.97 | 1.78 | 2.92 |
| 8 段目 | 218.14 | 69.89 | 9.63 | 2.18 | 1.38 | 2.99 |

表-3 地震時信頼性の推定 (500 gal)

| | 引張り耐力 | | 引張り力 | | P_f $\times 10^{-3}$ | β |
|------|-------------------|----------------------|-------------------|----------------------|---------------------------|---------|
| | μ_p (kN/m) | σ_p (kN/m) | μ_T (kN/m) | σ_T (kN/m) | | |
| 1 段目 | 58.98 | 18.90 | 4.39 | 1.00 | 2.06 | 2.87 |
| 2 段目 | 91.21 | 29.22 | 11.12 | 2.53 | 3.13 | 2.73 |
| 3 段目 | 117.71 | 37.71 | 19.26 | 4.38 | 4.63 | 2.60 |
| 4 段目 | 141.06 | 45.19 | 22.94 | 5.21 | 4.71 | 2.60 |
| 5 段目 | 162.31 | 52.00 | 25.19 | 5.72 | 4.33 | 2.63 |
| 6 段目 | 182.04 | 58.32 | 27.24 | 6.19 | 4.21 | 2.64 |
| 7 段目 | 200.57 | 64.26 | 24.79 | 5.64 | 3.19 | 2.73 |
| 8 段目 | 218.14 | 69.89 | 18.60 | 4.22 | 2.18 | 2.85 |

表-4 地震時信頼性の推定 (700 gal)

| | 引張り耐力 | | 引張り力 | | P_r ×10 ³ | β |
|------|-------------------|----------------------|-------------------|----------------------|---------------------------|---------|
| | μ_p (kN/m) | σ_p (kN/m) | μ_r (kN/m) | σ_r (kN/m) | | |
| 1 段目 | 58.98 | 18.90 | 5.33 | 1.21 | 2.21 | 2.85 |
| 2 段目 | 91.21 | 29.22 | 14.01 | 3.19 | 4.31 | 2.63 |
| 3 段目 | 117.71 | 37.71 | 24.78 | 5.62 | 7.41 | 2.44 |
| 4 段目 | 141.06 | 45.19 | 29.92 | 6.80 | 7.58 | 2.43 |
| 5 段目 | 162.31 | 52.00 | 33.13 | 7.53 | 6.92 | 2.46 |
| 6 段目 | 182.04 | 58.32 | 36.10 | 8.20 | 6.68 | 2.47 |
| 7 段目 | 200.57 | 64.26 | 33.06 | 7.51 | 4.87 | 2.58 |
| 8 段目 | 218.14 | 69.89 | 24.91 | 5.66 | 2.86 | 2.76 |

表-5 地震時信頼性の推定 (1000 gal)

| | 引張り耐力 | | 引張り力 | | P_r ×10 ³ | β |
|------|-------------------|----------------------|-------------------|----------------------|---------------------------|---------|
| | μ_p (kN/m) | σ_p (kN/m) | μ_r (kN/m) | σ_r (kN/m) | | |
| 1 段目 | 58.98 | 18.90 | 6.78 | 1.54 | 2.95 | 2.75 |
| 2 段目 | 91.21 | 29.22 | 18.49 | 4.21 | 6.69 | 2.47 |
| 3 段目 | 117.71 | 37.71 | 33.27 | 7.56 | 13.69 | 2.21 |
| 4 段目 | 141.06 | 45.19 | 40.67 | 9.23 | 14.64 | 2.18 |
| 5 段目 | 162.31 | 52.00 | 45.42 | 10.34 | 13.77 | 2.20 |
| 6 段目 | 182.04 | 58.32 | 49.83 | 11.33 | 12.96 | 2.23 |
| 7 段目 | 200.57 | 64.26 | 45.89 | 10.43 | 8.84 | 2.37 |
| 8 段目 | 218.14 | 69.89 | 34.70 | 7.88 | 4.61 | 2.60 |

これらの結果より、各段の補強材の信頼性のうち、最も小さいものが対象補強土の内的安定の信頼性と仮定すると、常時から地震時の加速度に応じて、補強土の内的安定の信頼性は表-6 のように変化すると推定される。また、同様な仮定に基づき、盛土のせん断抵抗角がそれぞれ 35°、30°、25° だと仮定した場合の内的安定の加速度に応じた変化を表-6 に合わせて示すとともに、図-9 に視覚的に示す。これらの結果では、盛土のせん断抵抗角に応じて内的安定の信頼性が変化することはもちろんだが、加速度に応じてその差が大きくなっており、補強土の地震時信頼性において、常時の信頼性が大きく影響することが推察された。

表-6 加速度に応じた補強土内的安定の信頼性指標 (β)

| | 常時 | 地震時 | | | |
|---------------------|------|--------|--------|--------|---------|
| | | 200gal | 500gal | 700gal | 1000gal |
| $\phi = 40$ (実験) | 2.93 | 2.82 | 2.60 | 2.43 | 2.18 |
| $\phi = 35$ | 2.86 | 2.69 | 2.41 | 2.20 | 1.85 |
| $\phi = 30$ | 2.80 | 2.56 | 2.17 | 1.88 | 1.44 |
| $\phi = 25$ | 2.67 | 2.38 | 1.86 | 1.49 | 0.91 |

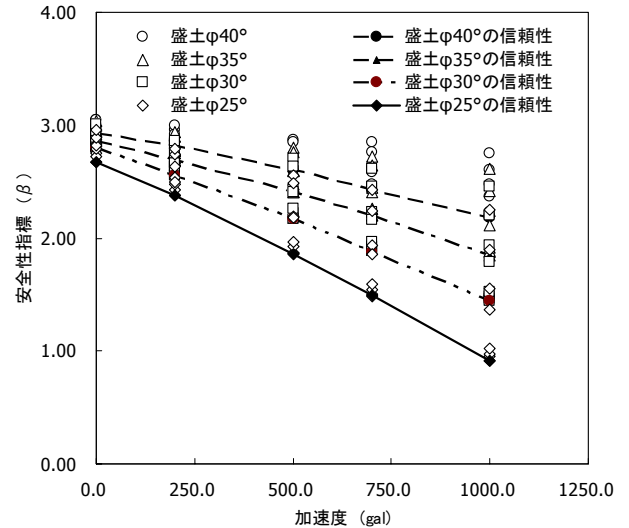


図-9 加速度に応じた補強土内的安定の信頼性

4. 今後の課題と対応

本研究はまだ始めたばかりで課題は多く、第一に多くの動的实验の結果を収集し補強土の地震時挙動を整理しなければならない。以下には、これ以外で現時点での大きな課題とその対応方針について列挙する。

4.1 地震時挙動の評価

本論文で例示した地震時挙動の評価は、動的实验結果での常時（遠心载荷後加振前）と加振後の補強材引張り力の増加率で評価するものである。すなわち、動的实验の絶対値を対象としていない。これは、補強土の動的实验では遠心模型实验を行うことが多いが、遠心实验などのように小さな模型を作成する場合には、常時の絶対値の再現性を検討する必要がある。この点については、大規模振動台实验の結果も踏まえ、今後多くの動的实验の比較から検討していきたいと考えている。

4.2 補強材の引張り耐力

今回の評価例では、補強材の引抜き耐力のみで引張り耐力を評価した。しかしながら、評価アプローチで示したとおり、補強材の引張り耐力は、引抜き耐力と補強材強度等の公称値と引張り試験との不確実性と比較して設定しなければならない。この際、補強材料としての引張り耐力の不確実性は、わが国内外のメーカーに応じて異なることも考えられるため、これら各製品の品質管理についても調査する必要がある。また、それぞれの製品が異なる場合には、コンクリートや鉄などのように共通の取扱とするか、使用製品に応じた取扱とするかといった対応についても必要に応じて検討する必要がある。前者の場合には部分係数法（信頼性設計 I）が可能となり、後者の場合にはその都度信頼性を照査する（信頼性設計 II や III）必要性が生じることも考えられる。

4.3 補強土のリダンダンシー効果の取扱い

今回の評価例では、実験模型を実構造物として取扱ったため、比較的大きな常時の信頼性をスタートとして加速度に応じた信頼性低下の推定を試みたが、実構造物の常時の信頼性はここでの値ほど大きくはないと考えられる。この点について AASHTO LRFD⁷⁾では、補強土のリダンダンシー効果を考慮して、目標信頼性指標 (β_p) を 2.3 程度 (破壊確率は約 1%) とし常時の部分係数を設定している。これは、補強土は内的安定に対する複数の補強層や補強材により、単一の補強層や補強材の破壊や応力超過が補強土壁自体の破壊に直結せず、さらには土の柔軟性が基礎や補強土における荷重の再配分に寄与するため、典型的な構造部材と比較してこの潜在的なリダンダンシー効果により、2.3 程度の β は単一構造体の 3.0 以上の β に相当するとの検討結果に基づいている⁸⁾。したがって、今後地震時の信頼性評価においても、補強土のリダンダンシー効果を考慮し、適切な目標信頼性指標 (β_p) について検討していく必要がある。

4.4 常時設計の信頼性と地震時信頼性ととの相関

今回の評価例や部分係数法への展開も含め、それぞれの補強土に対する地震時信頼性評価方法の検討と同時に、常時設計の信頼性と地震時信頼性ととの相関についてもパラレルで検討していきたいと考えている。これは、表-6 や図-9 で示したとおり、加速度に伴う信頼性の低減は常時の信頼性が大きく影響する傾向があり、常時の信頼性を規定することにより、地震時の信頼性を満足するような対応の可能性も考えられる。この点については、個別の地震時信頼性評価の研究を通じて、検討していきたいと考えている。

5. まとめ

ここでは、現在世界中で信頼性に基づいた設計コードの開発が進む中で、補強土の地震時信頼性の評価例を提示した。この結果によれば、動的実験の結果により加速度に応じた信頼性の低下を推定できるとともに、その

低下率は常時の信頼性に影響することを推察することができた。しかしながら、今後本研究を実務へ適用していくためには、多くの動的実験の収集とこれに基づく再検討が必要なことを大前提とし、多くの課題にも取り組む必要がある。本文では、これらの課題の主なものと対応方針についても示した。

今後は、これらの課題に取り組む、信頼性に基づく補強土の設計コード化に貢献していきたいと考えている。

参考文献

- 1) 社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、2007。
- 2) Miyata, Y. and Bathurst, R.J. : Development of K-Stiffness method for vertical geosynthetic reinforced soil walls constructed with $c-\phi$ soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol.44, pp.1391-1416, 2007.
- 3) 宮田喜壽, Bathurst, R.J. : 壁面が勾配を有するジオシンセティックス補強土壁における補強材力の推定法, シオシンセティックス論文集, 第23巻, pp.195-200, 2008.12.
- 4) Bathurst, R.J., Allen, T.M. and Nowak, A.S. : Calibration concepts for load and resistance factor design (LRFD) of reinforced soil walls, Canadian Geotechnical Journal, Vol.45, pp.1377-1392, 2008.
- 5) 榎本忠夫, 中島進, 佐々木哲也 : 分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験 (その1-3), ジオシンセティックス論文集, 第25巻, 2010.12.
- 6) Huang, B. and Bathurst, R.J. : Evaluation of Soil-Geogrid Pullout Models Using a Statistical Approach, Geotechnical Testing Journal, Vol.32, No.6 pp.1-16.
- 7) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) : AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition, 2007.
- 8) Allen, T.M., Nowak, A.S. and Bathurst, R.J. : Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design, Transportation Research Board Circular E-C079, Washington, DC, 93 p.

ANALYSIS CONCEPTS FOR SEISMIC RELIABILITY OF GEOGRID REINFORCED SOIL WALL

Takashi HARA, Yoshihisa MIYATA and Yu OTAKE

The developments of design codes grounded on the reliability based design (RBD) are actively taking place in various part of the world today. RBD is considered to become the central tool of the design code developments. Under the situation, the importance of the reliability analysis of the structure in design increases though, study on seismic reliability analysis of reinforced soil wall is few. Therefore a study on analysis concepts for seismic reliability of geogrid reinforced soil wall has been conducted by authors. An approach of the seismic reliability analysis is introduced and future issues of the analysis concepts are discussed in this paper