液状化強度にばらつきを有する固化処理地盤の地震時沈下予測

九州大学大学院　学生会員○重岡　知之　フェロー会員　善　功企
正会員　陳　光斉　正会員　笠間　清伸

1. 背景および目的

強い地震が発生したさいには，地盤の液状化の可能性の有無よりも，構造物の直接的な被害に繋がる，液状化後の地盤の変形を評価することが重要である．そのような背景から，Ishihara&Yoshimine[1)]，Shamoto et al.[2)]によって，均一な地盤を対象とした，地震時沈下量の予測手法が提案されている．しかしながら，液状化対策として固化処理された改良地盤では，対象地盤の土質の不均質性や，固化材の混合の不均一性，薬液の浸透特性など種々の原因により，液状化強度に空間的なばらつきが生じることが報告されており，この液状化強度のばらつきが固化処理地盤の地震時挙動に与える影響を検討することが必要である．

そこで，本文では，振動台実験を行い，地震時沈下特性を明らかにし，地盤改良効果について考察したうえで，地震時沈下量の予測式を提案した．

2. 内容

2.1 実験概要および結果

図-1 に，本実験で使用した模型土槽を示す．液状化強度にばらつきを有する固化処理地盤を表現するために，地盤をメッシュ状に分割し，液状化しやすい要素(未改良部)と液状化しない要素(改良部)の 2 つにモデル化した．未改良部では，5 号硅砂を使用し，水中落下法により相対密度 30%に調整した．改良部は，模型を予め作製しておき，未改良地盤を作りながら，その模型を所定の位置に設置して作製した．

表-1 に，実験ケースを示す．改良率は，未改良，40，60，80%とした．メッシュ幅は，50，75，150mm とした．改良パターンは，乱数を発生させて無作為に決定し，改良状態による違いを把握するため，各ケースでパターンを変えて 3 回行った．図-2 に，一例として 50mm メッシュの改良パターンを示す．振動台の加振は，3Hz の正弦波を 10 波ずつ 100～400Gal まで，100Gal 単位で増加させるステップ載荷で行った．模型土槽には，図-1 の位置に間隙水圧計およびマーカーを設置し，メッシュの中心線上では，地表面の沈下量を測定した．なお，図-1 のように，模型地盤の地表面の左端を原点とし，x 座標と z 座標をとるものとする．

図-3 に，300Gal 加振時での，40%改良および 60%改良地盤の過剰間隙水圧比の最大値の深度分布図を示す．図-3 より，深度 75mm のみ，どちらも過剰間隙水圧比は，ほぼ 1 となり液状化が生じたが，60%改良では，40%改良に比べ，概ね 70%程度に抑えられた．

図-4 に，300Gal 加振後での，40%改良および 60%改良地盤の体積ひずみの深度分布図を示す．図-4 より，40%改良では 60%改良に比べて，地表面付近で大きな体積ひずみが生じた．また，40%改良地盤と 60%改良地盤のいずれも，同一深度の体積ひずみがばらついた．これは，各未改良部が，周囲の改良状態による影響を受け，体積ひずみの程度に差異が生じたためと考えられる．

さらに，過剰間隙水圧比と体積ひずみのいずれも，地表面付近で大きく，深度方向に向かって減少する分布となり，これは全ケースで共通の傾向であった．

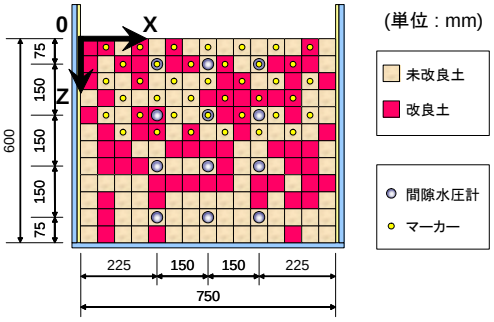

図-1　模型土槽

表-1　実験ケース

Case	メッシュ幅(mm)	改良率(%)
U	－	0
A40	50	40
A60		60
A80		80
B40	75	40
B60		60
B80		80
C40	150	40
C60		60
C80		80

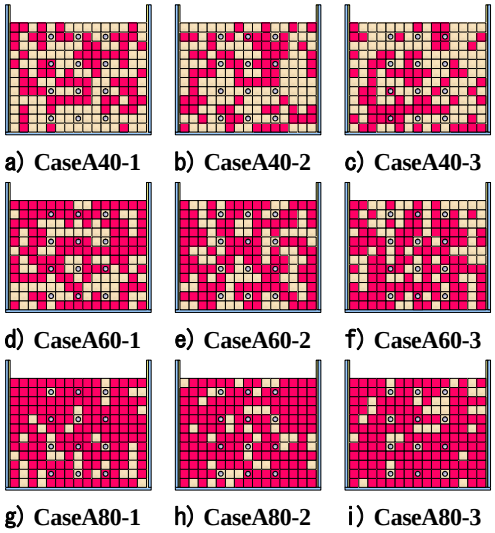

図-2　改良パターン(50mm メッシュ)

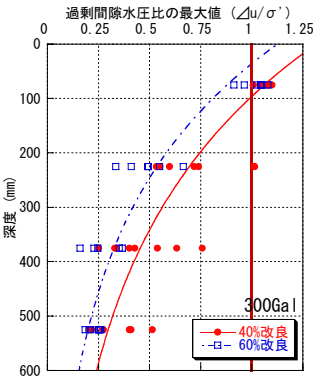

図-3　過剰間隙水圧比の最大値の深度分布図

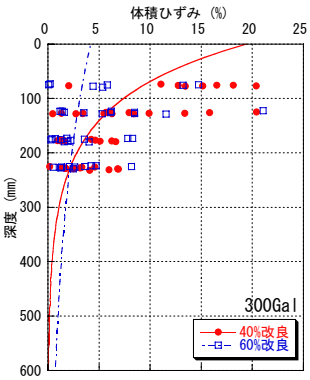

図-4　体積ひずみの深度分布図

図-5 に，300Gal 加振後の，平均沈下比と改良率の関係を示す．ここで，改良地盤の平均沈下量を未改良地盤の平均沈下量で除したものを平均沈下比と定義する．図-5 より，40%改良では，平均沈下比は約 0.45 であり，約 55%の沈下抑制効果(∵ 1-0.45=0.55)が，また，60%改良では，平均沈下比は約 0.20 であり，約 80%の沈下抑制効果(∵ 1-0.20=0.80)が見られる．これは，未改良部が改良部に置き換わった“直接的な沈下抑制効果”に加え，構造的に未改良部の変形を拘束するような“付加的な沈下抑制効果”があったためである．付加的な沈下抑制効果は，沈下抑制効果と直接的な沈下抑制効果(改良率)の差であり，図中に示した．

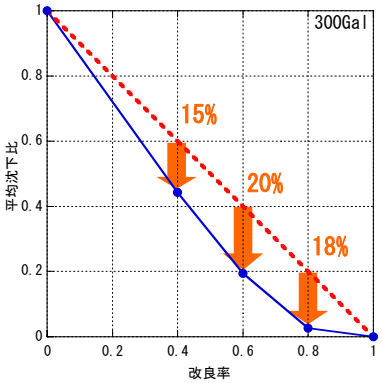

図-5　改良率と平均沈下比

2.2 沈下量予測式の提案

未改良部の体積ひずみを鉛直方向に積分することで，地震時沈下量が求められると考えられる．図-3 および図-4 より，今回の実験条件では，未改良地盤の地震時の体積ひずみの深度分布を，指数関数で仮定した．さらに，a)直接的な抑制効果，b)付加的な抑制効果，c)周囲の改良状態によるパターン効果の 3 点を加味する補正係数を導入すると，予測沈下量 S は，式(1)で表せる．

$$S = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \int_0^D \varepsilon_s \cdot (-\frac{2z}{L_z})dz \qquad (1)$$

ここで，ε_s は体積ひずみ分布の形状係数であり，未改良地盤の平均沈下量 33.0mm(300Gal)より，0.224 と決定した．L_z は，深度方向の自己相関距離(mm)であり，任意の 2 点間の相関性を特徴づけるパラメータである．今回は 300mm とした．C_1 は，直接的な抑制効果の補正係数(改良部=0，未改良部=1)，C_2 は，付加的な抑制効果の補正係数，C_3 は周囲の改良状態によるパターン効果の補正係数，D は液状化層厚(mm)である．以下に，各補正係数の詳細を述べる．

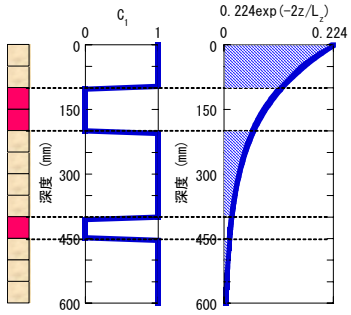

図-6　C_1 の概念図

C_1 は，改良部の体積ひずみを 0 で計算するための補正係数である．図-6 に C_1 の概念図を示す．すなわち，斜線部の面積の総和が沈下量となる．また，C_2 は，改良率によって決まる補正係数であり，図-5 より付加的な抑制効果を求めたうえで，式(2)で表せる．

$$C_2 = 1 - (\text{付加的な抑制効果}) \qquad (2)$$

(計算例) 40%改良：C_2=1-0.15=0.85　　60%改良：C_2=1-0.20=0.80

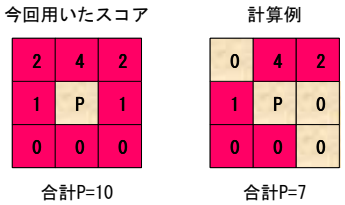

図-7　改良状態スコア P の計算

C_3 は，各未改良部が，周囲の改良状態による影響を受け，体積ひずみの程度に差異が生じたことを表現する補正係数であり，体積ひずみの平均値比【=体積ひずみ/各深度の体積ひずみの平均値】として表現した．C_3 の求め方を以下に示す．

①各未改良部の周囲の改良状態を点数化し，改良状態スコア P(図-7)を求める．

②各未改良部について，体積ひずみの平均値比を求め，改良状態スコア P と体積ひずみの平均値比の関係(図-8)を求める．

③図-8 によって得られる回帰式より，C_3 は式(3)で表せる．

$$C_3 = 1.4323 \cdot \exp(-0.25547P) \qquad (3)$$

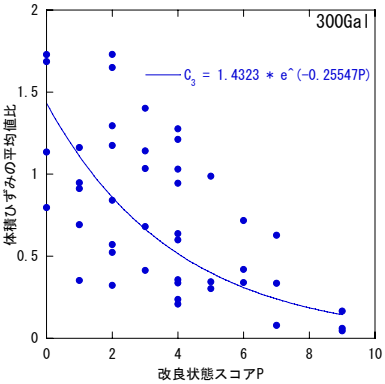

図-8　P と体積ひずみの平均値比

図-9 に，実測沈下量と式(1)による予測沈下量の関係を示す．若干のばらつきが生じるものの，補正係数を増やした予測値のほうが実測値との関係が良好であり，比較的精度の高い予測ができている．

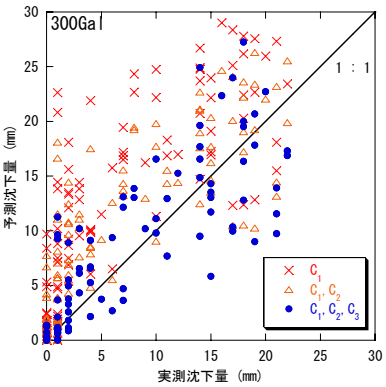

図-9　実測沈下量と予測沈下量

3. まとめ

(1) 地震時の体積ひずみは地表面付近で大きく，深度方向に向かって減少する分布であり，同一深度の体積ひずみはばらついた．(2) 地盤改良による a)直接的な抑制効果，b)付加的な抑制効果，c)周囲の改良状態によるパターン効果の 3 点を加味した，地震時沈下量の予測式を提案した．

＜参考文献＞1) Ishihara&Yoshimine：*Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
2) Shamoto et al.：*Soils and Foundations*, Vol.36, No.1, pp.39-50, 1996.