

(67) 締固めによる埋設管の液状化対策についての研究 (その3)

—改良範囲の数値解析的検討—

(財) 電力中央研究所 ○田中幸久 小峯秀雄 栃木均
 同上 当麻純一 大友敬三
 東京電力(株) 福田聡之 安秀範

1. はじめに

本研究における一連の実験¹⁾²⁾の中で、各種模型実験を行い、その結果に基づき、側方の改良範囲に関する実験的結論を得た。しかしながら、模型実験では実物より小規模であること、各種の制約により、行える実験ケース数が限られている場合には、地盤材料とその物性値および加振条件に関しては、代表的なものを設定せざるを得ないという面がある。そこで、本報告では、まず各種模型実験から得られた知見を整理すると共に、それらの模型実験が有する実験規模という面での制約を補うために数値解析的な検討を行う。更に数値解析的検討結果と模型実験結果とを勘案して、埋設管に対する締固め改良範囲の定め方に関する提案を行う。

2. 一連の模型実験結果より得られた知見の整理

表-1は、一連の実験¹⁾²⁾により、得られた知見を整理して分類番号を付記したものである。表-1によれば、分類番号ア、ウ、オの試験結果は共通している。つまり、間隙水圧比 $\Gamma_u (= u / \sigma_{v0}')$ 、 u : 過剰間隙水圧、 σ_{v0}' : 有効土かぶり圧)が、 $\Gamma_u < \Gamma_{ucr}$ (Γ_{ucr} : 埋設管の自重と浮力、埋設管直上の土塊の重量、埋設管底部に作用する過剰間隙水圧の釣合いより導いた式で表される。文献2中の(2)式)であれば、いずれの場合にも管の浮き上がりを生じない。一方、 $\Gamma_u > \Gamma_{ucr}$ の場合の挙動は、実験の種類によって異なっている。つまり、分類番号イ、カ(またはキ)のケースでは浮き上がりを生じているが、分類番号エでは浮き上がりを生じていない。分類番号イとエの結果の違いには加振中の慣性力の有無が関係している可能性がある。しかし、そのメカニズムは現在のところ不明である。

図-1には定常透水試験結果において、際限のない大規模な浮き上がりを生じる水圧比 Γ_{uid} を浮き上がりはじめる水圧比 Γ_{ucr} で割った値 C_r と相対密度 D_r との関係を示す²⁾。図に見られるように C_r の値は D_r の増加に伴い増大することが判る。ところで、定常透水試験において使用した埋設管の長さと直径の比は3.5であり、縮尺は1/10である。従って、無限に長い埋設管の Γ_{uid} は、3次元的なすべり面形状の違いと寸法効果により、図-1中に実線で示す値よりも減少するものと思われる。本報告では、この点に関して、定量的な評価を行うにたる実験を実施しなかったため、次善の策として、プレート・アンカーの引き抜き抵抗に関する既往の試験

表-1 一連の実験より得られた知見の一覧

試験の種類	加振中か加振後か	分類番号	管底部の水圧比	浮上がり挙動
			Γ_u	
振動型台模型実験 又試験は	加振中	ア	$\Gamma_u < \Gamma_{ucr}$	浮上がりを生じない
		イ	$\Gamma_u > \Gamma_{ucr}$	浮上がりを生じるが浮上がり量には、改良部分の相対密度 D_r と管底部における水圧比 Γ_u が関係している
	加振後	ウ	$\Gamma_u < \Gamma_{ucr}$	浮上がりを生じない
		エ	$\Gamma_u > \Gamma_{ucr}$	浮上がりを生じない
上向き定常透水試験	—	オ	$\Gamma_u < \Gamma_{ucr}$	浮上がりを生じない
		カ	$\Gamma_{ucr} < \Gamma_u < \Gamma_{uid}$	浮上がりを生じるが浮上がり量が限られている
		キ	$\Gamma_{uid} < \Gamma_u$	際限のない浮上がりを生じる

Γ_{ucr} : 埋設管の自重と浮力、埋設管直上の土塊の重量、埋設管底部に作用する過剰間隙水圧の釣合いより得られた水圧比 (crはCritical)。浮上がりを生じる水圧比の下限値に相当。
 Γ_{uid} : 大きな浮上がりを生じない水圧比の下限値 (δ はlarge deformation)。

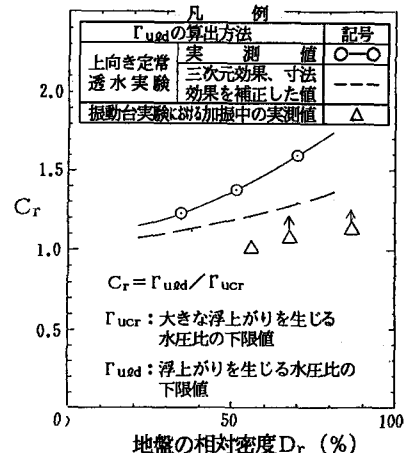


図-1 C_r と相対密度 D_r の関係

結果³⁾を参考にして補正し、無限に長い埋設管の C_r の値は、図-1の破線で表されるとした。

分類番号エとカ(またはキ)の結果の違いの原因は明確ではない。振動台実験結果によれば、埋設管周辺の地盤を改良しない場合には、管底部の水圧が Γ_{ucr} から算出される過剰間隙水圧を越えたところで、埋設管の浮き上がり量が急増する。それに対して、地盤の相対密度が比較的大きい場合には、浮き上がり量が明確に急増する水圧は存在しない。振動台実験結果を定常透水試験結果と比較するため、浮き上がり量が急増する水圧比と Γ_{ucr} の比を加振時における C_r と定義し、図-1中に示した。振動台実験結果について、このようにして定義した C_r の値も定常透水試験結果と同様に地盤の相対密度とともに増加することがわかる。

以上に述べた実験結果および考察を踏まえ、浮き上がりのメカニズムを設計上、以下のように単純化して考えることとした。

- ① 加振中も加振後も、管底部における水圧比が Γ_{ucr} 以下であれば、管の浮き上がりが生じない。
- ② 加振中も加振後も管底部における間隙水圧比が Γ_{ucr} を越えた場合には、浮き上がりを生じる。さらに、水圧比 Γ_{usd} を超えた場合には、大規模な浮き上がり上りを生じる。その際の C_r の値は、加振中、加振後を問わず、上向き定常透水試験より得られた値を補正した、同一のものをを用いる。

これらの設計概念をフロー図として示したものが図-2である。

3. 地中埋設管の浮き上がり防止のための具体的な設計法の提案

図-2によれば、浮き上がり防止のための締固め工の設計を行うには、加振中及び加振後における管底部の過剰間隙水圧の値が必要になる。ここでは、数値解析により、加振中および加振後における管底部の過剰間隙水圧挙動を把握し、その結果を正規化表示することにより、設計に使用することが可能な図面として示す。

(1) 使用する解析コードおよび計算条件

間隙水圧の発生・消散解析には、数値解析コードGADFLEA⁴⁾を修正したものを用いている。

図-3に間隙水圧発生・消散解析の対象となる地盤モデルを示す。地盤の中央部分に改良部分があることを想定した。また、管の存在が改良地盤の過剰間隙水圧分布および値に与える影響は無視し、管が埋設されていない地盤について解析を行った。また、簡単のために、透水係数および体積圧縮係数が空間的にも時間的にも一定である地盤を対象とした。

(2) 問題の単純化と設計図表の提示

図-3に示すモデルの地盤中の間隙水圧上昇・消散に関する問題を考える。ただし、過剰間隙水圧は、非改良地盤と改良地盤の両者から発生するとしている。詳細な検討結果⁵⁾によれば、この問題の解は、図-3に示される境界条件と初期条件のもとで、以下に示すIとIIの2つの問題に対する解を加えあわせたものに等しい。

I. 非改良部分でのみ過剰間隙水圧が発生する問題

II. 改良部分でのみ過剰間隙水圧が発生する問題

ただし、このことが成立するためには次の二つの仮定が必要である。

仮定1: 間隙水圧の発生量は、繰返し回数に比例する。

仮定2: 問題Iおよび問題IIの解を加えあわせることにより、得られた過剰

間隙水圧は、各点における初期鉛直有効土かぶり圧を上回らない。

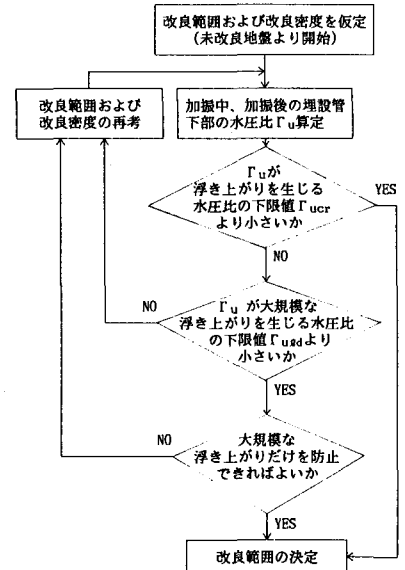


図-2 埋設管の浮き上がり防止のための設計方法の概念フロー

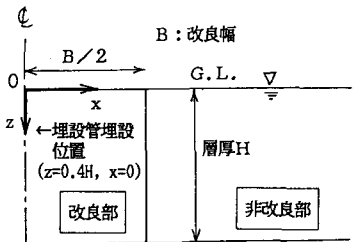


図-3 間隙水圧発生・消散解析の対象とした地盤モデル

i) 加振中における安定性の評価

問題 I においては、間隙水圧の発生は非改良部分でのみ生じ、改良部分における間隙水圧上昇は、非改良部分からの浸透のみによってもたらされることになる。この場合、非改良部分は、加振の初期に、液状化してしまい、加振中、液状化し続けると仮定すれば、非改良部分に浸透する過剰間隙水圧に関して安全側の評価を与えることになる。

一方、問題 II においては、間隙水圧の発生は改良部分でのみ生じ、改良部分における過剰間隙水圧は、地表面と非改良部分への浸透により、完全に非排水を仮定した場合よりも小さな値となる。そこで、改良部分における過剰間隙水圧は、非改良部分へ全く浸透しないと仮定すれば、改良部分の過剰間隙水圧を安全側に評価することになる。この場合には改良部分に発生する過剰間隙水圧の地表面への消散のみ考えればよい。

上述の計算結果を図-4 および図-5 に示す。具体的な計算手順を図-6 (a) に示す。

ii) 加振後における安定性の評価

問題 I において加振後の改良地盤内への浸透による間隙水圧比の最大値は、改良部と非改良部分の物性値によって変化する。解析を種々の条件に対して実施し、間隙水圧比の最大値と改良幅深度比 B/H の関係を示したものが図-7 である。解析結果の上限は図中の実線ではば表される。

問題 II において、改良地盤内に加振中に発生し、加振後に消散する過剰間隙水圧を問題 I で得られた水圧に加えあわせなければならない。「改良部分で発生する水圧は、非改良部分で発生する水圧に比べてかなり小さく、加振後、埋設管の浮上りが問題となるほどの埋設管底部における水圧上昇の大半は、非改良部分からの水圧の伝播によってもたらされる」との前提に立ち、図-7 に示される非改良部からの浸透による間隙水圧比の最大値に非改良部で発生した過剰間隙水圧比を加えて、加振後の管底部における最大値とする。ただし、その際、非改良部からの水圧の伝播により埋

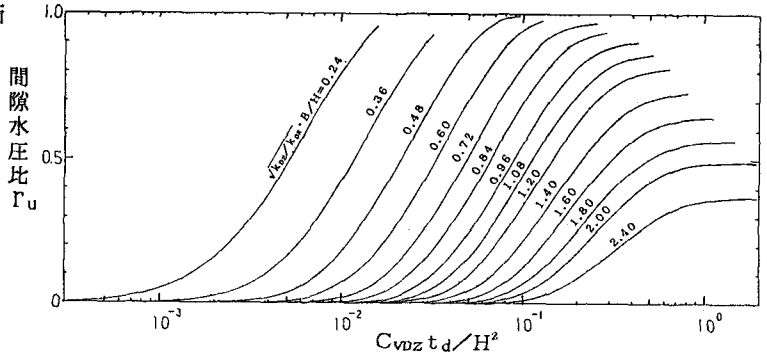


図-4 液状化した非改良部から改良部への浸透による埋設管位置 ($Z/H=0.4, x=0$) での間隙水圧比の上昇 (加振中)

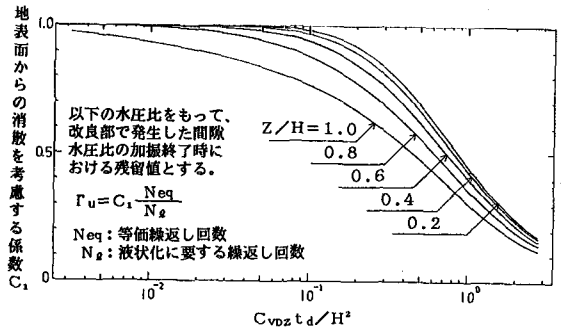
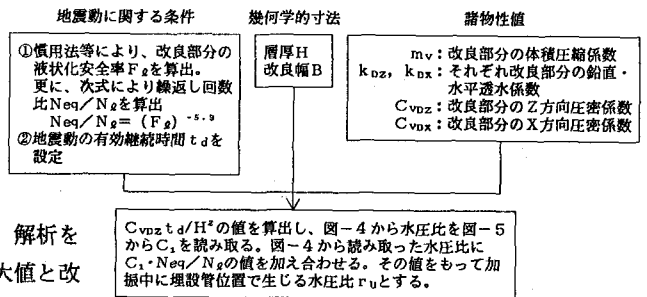
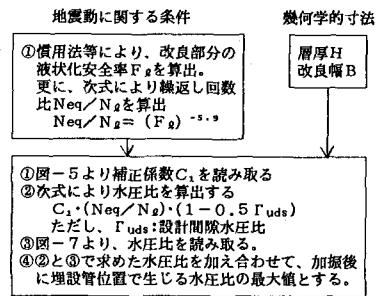


図-5 改良部において発生した過剰間隙水圧の地表面からの消散を考慮するための図 (加振中)



(a) 加振中における埋設管位置の水圧比の最大値の算出



(b) 加振後における埋設管位置の水圧比の最大値の算出

図-6 埋設管位置における水圧比の最大値の算定

設管底部の水圧比が設計値の1/2に達するまでの時間を改良部に発生した間隙水圧の消散時間として考慮する。また、この時の改良部から過剰間隙水圧の消散は、図-3におけるX方向からのみ生じるとする。具体的な計算手順を図-6(b)に示す。

(3) 計算例

表-2に示す条件で、液状化層厚が5mの一部分を締固め改良し、改良部分の深度2mの位置に埋設した管の浮上り防止のための改良幅を設定した例を示す。この例では改良幅Bは、約5.5mであった。一方、埋設管を想定して締固め改良幅を定める既往の方法は、現在のところ見当らないと思われる。そこで、根入れのある構造物に対して適用可能な土田らの提案⁶⁾に従って、改良幅Bを算出することを試みた(図-8参照)。その結果、 $B=14.7\text{m}$ (ただし $\phi'=40^\circ$ とし、図-8において、 $\angle CBA=\angle ICE=25^\circ$ とした場合のAEの長さを2倍にしたものを改良幅Bとした)が得られた。もちろん、土田らの提案は、地中埋設管を直接対象としたものではない上、最近では井合ら⁷⁾が新たな考え方を示しているので、現状の方法と呼ぶことは必ずしも適切でないと思われるが、この試算結果により、本研究による提案方法を用いれば、埋設管の締固め改良範囲に関して、かなり経済的な設計ができる場合があることがわかる。

4. 緩み領域に対する考察

本論文では、地中埋設管の浮上り防止のための適切な締固め改良範囲の設定方法について、埋設管底部の間隙水圧比に着目して検討してきた。一方、振動台実験において、加振終了後、改良部分の貫入抵抗値を調べたところ、図-8の改良部分の $\triangle ABC$ に相当する範囲のコーン貫入抵抗値が顕著に小さかった。これは、加振により、改良部分の $\triangle ABC$ に相当する部分に緩みが生じていたものと思われる。本研究における振動台実験結果では、このことが、埋設管の浮上り量増大に寄与していたとは思われない。しかし、一層の安全性を確保するために、本研究における提案方法で算出した改良幅に緩みを考慮した余裕長さがある程度つけ加えること等の工夫も考えられよう。

参考文献

- 1) 板木均、当麻純一、大友敦三、田中幸久、小峯秀雄、福田聡之、安保秀範(1991): 締固めによる埋設管の液状化対策についての研究(その1)、— 振動台実験による浮上り防止効果の検討 —、第21回地震工学研究発表会、投稿中。
- 2) 小峯秀雄、田中幸久、板木均、当麻純一、大友敦三、福田聡之、安保秀範(1991): 締固めによる埋設管の液状化対策についての研究(その2)、— 小型模型実験による浮上り防止効果の検討 —、第21回地震工学研究発表会、投稿中。
- 3) Leung, C.F. and Dickin, F.A. (1984): "Scale error of conventional model tests", Proc. of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing, pp.133-138.
- 4) Booker, J.R., Rahman, M.S. and Seed, H.B. (1976): "GADFLER-A Computer Program for the Analysis of Pore Pressure Generation and Dissipation During Cyclic or Earthquake Loading", EERC 76-24, 1976.
- 5) 小峯秀雄、田中幸久(1991): 線状地中構造物の液状化対策の検討(その2)、— 締固め改良幅の設定方法の提案 —、電力中央研究所報告、研究報告(作成中)。
- 6) 土田賢、井合達、倉田栄一(1976): 液状化対策としての締固め施工範囲について、第14回地震工学研究発表会、講演概要集、pp.9~12
- 7) 井合達、小泉勝彦、倉田栄一(1991): 液状化対策としての地盤の締固め範囲、土と基礎、Vol.39, No. 2, pp.35-40.

計算条件と凡例

記号	透水係数比 k_{DZ}/k_{LZ}	体積圧縮係数比 m_{vD}/m_{vL}
○	1.0	0.25
▽	1.0	0.125
□	1.0	0.167
○	0.5	0.25
△	0.25	0.25
□	0.005	0.25

$N_{eq}/N_g=2.0$ (非改良部)、0.004(改良部)

地震動の有効継続時間 $t_d=0.1$ (s)

液状化層厚 $H=500\text{cm}$ 、 $k_{DZ}/k_{DX}=k_{LZ}/k_{LX}=1$

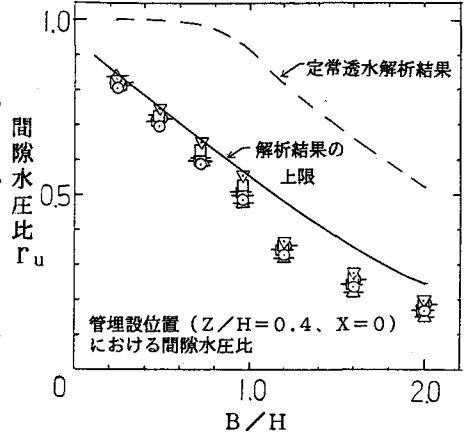


図-7 液状化非改良部から改良部への浸透による管理設置位置($Z/H=0.4$ 、 $X=0$)での間隙水圧比の最大値(加振後)

表-2 計算条件(改良部の物性等)

各種パラメータ	改良部
相対密度 D_r (%)	70
透水係数 k (cm/s)	0.005
体積圧縮係数 m_v (cm ³ /kgf)	0.002
水中重量 (kgf/cm ³)	10^{-3}
液状化安全率 F_g	2.0
N_{eq}/N_g	0.0169
地震動の有効継続時間 t_d (sec)	20

ただし、加振中は、 $\Gamma_u < \Gamma_{ucr}$ であり、加振後は、 $\Gamma_u < \Gamma_{ued}$ とする。

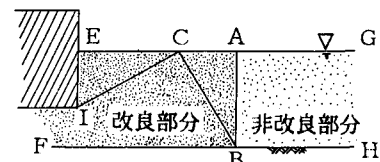


図-8 改良範囲に関する既往の提案例(文献6より引用)