

ソイルセメント柱列壁による既設屋外タンクの液状化対策工に関する研究

藤木広一¹・渡辺則雄²・森利弘³・村田均¹・濱田尚人¹・仙頭紀明¹

¹正会員 工修 (株)熊谷組技術研究所 地下技術グループ (〒300-2651 茨城県つくば市鬼ヶ窪 1043)

²正会員 工修 (株)熊谷組技術研究所 主任研究員 (同上)

³工修 (株)熊谷組技術研究所 地下技術グループ (同上)

消防法の改正に伴い、数多くの既設屋外タンクが液状化対策を講じる必要に迫られる。このため、補強リング付きソイルセメント柱列壁を用いた液状化対策工法の提案を行い、振動台模型実験および数値解析手法を用いて対策効果、対策工の安全性について検討した。その結果、本対策工を施すことによりタンクの沈下を軽減できること、本対策工の基本原理はタンク基礎地盤を対策工で取り囲んで地盤に対する側方拘束力を高め、地盤の変形を抑制することにあることおよび対策工に対する設計法の提案を行い、その提案法が有効であることを明らかにした。

Key Words : *liquefaction, countermeasure, soil-cement-column earth wall, outdoor tank shaking table test, effective stress analysis, design method*

1. はじめに

消防法の改正(平成7年1月1日施行)により、新法(昭和52年2月15日改正)以前に設置許可のあった特定屋外タンク貯蔵所(液体の危険物の貯蔵最大数量が1,000kl以上の屋外タンク貯蔵所、以下旧法タンクと言う)の液状化に関する安全性の見直しが行われることになった。その結果、約1,300基のタンクについて液状化対策が必要になると言われており、既存タンクを対象とした液状化対策工の開発が急務である。

このような旧法タンク基礎地盤の液状化対策工法として、筆者らはタンク基礎外周の地盤を補強リング付きソイルセメント柱列壁で円筒状に締切ることにより液状化に対するタンクの安全性をはかる工法(以下補強リング付きソイルセメント柱列壁工法と呼ぶ)の研究開発に取り組んできた^{1),2)}。本論では同工法の液状化対策効果および対策工各部材の安全性について、模型実験および数値解析を用いて検討したのでその結果について報告する。また、対策工に対する設計法の提案を試みたのであわせて報告する。

2. 旧法タンクの現状と対策工法の概要

(1) 旧法タンクの地震時被害の現状

新潟地震をはじめその後の大規模地震において液状化を生じるようなタンク基礎地盤に対して地盤改良などにより適切な処置がなされていない場合、タンク基礎の不等沈下やタンク本体の変形が生じてタンクが使用不可の状態になった事例が数多く報告されている³⁾。また、平成7年1月の阪神淡路大震災においてもタンクの傾斜が現行の管理基準である1/100を超えたものは新法タンクではゼロであるのに対し、旧法タンクでは25%に達したとの報告⁴⁾もある。

このような被害報告のある旧法タンク基礎の形式は図-1に示すように直接基礎と杭基礎の2種類ある。本論で取り扱う直接基礎形式ではその大半が鉄筋コンクリート製リングで補強された盛土基礎となっているがタンク基礎地盤の地盤改良は施されていない場合が多い。このようなタンク基礎の地盤が地震により液状化した場合、地盤の支持力が低下してタンク基礎は図-2に示すように局部的あるいは一様に沈下・傾斜したりタンク基礎の外周下部の地盤が局部的に破壊することから、タンク本体やタン

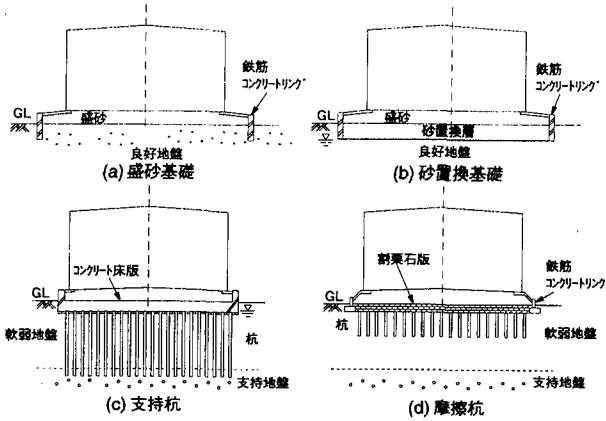


図-1 タンクの基礎形式 (文献5) に加筆

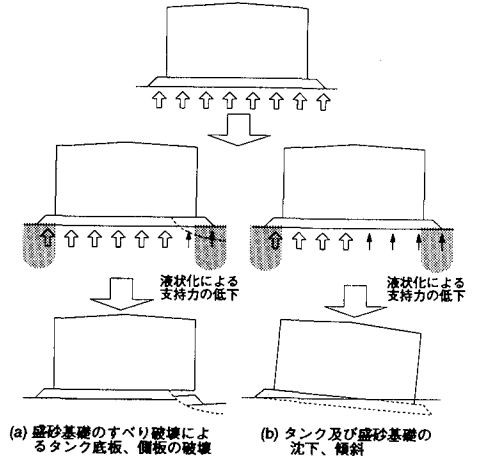


図-2 タンクおよび盛砂基礎の被害形態

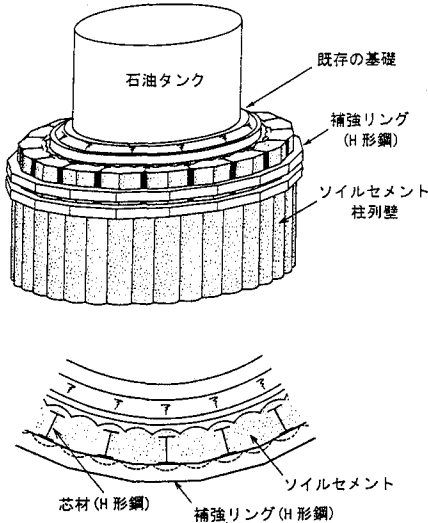


図-3 補強リング付きソイルセメント柱列壁工法

ク周辺の配管が破損する、場合によっては内容物の漏洩による二次災害が巻き起こされると考えられる。

(2) 対策工法の概要

既設の旧法タンク基礎地盤を対象にした液状化対策工法は、タンクを移設せずにタンク群の中で実施できることが基本であり、この場合、対策工法の選定には以下に示すような様々な制約を受けることになる。

- ①使用する施工機械の高さや大きさ等についての物理的制約
- ②周辺タンクに対して有害な影響を与えない低振動工法であること
- ③タンクに付属する配管類の移設等が最小限にできること

表-1 旧法タンク基礎地盤を対象にした液状化対策工法

| 基本原理 | 留意点 | 工法名 |
|-----------|---|-----------------------|
| 固結 | ・施工時の周辺地盤に及ぼす影響を考慮する。 ・他工法に比べると施工費が高い。 | ・深層混合処理工法 ・注入固化工法 |
| 地盤変形抑制 | ・締切り壁の種類によって施工費・工期が大きく異なる。 | ・鋼矢板工法 ・連続地中壁工法 |
| 過剰間隙水圧の消散 | ・供与期間における長期間の排水性能を保持するため、維持管理が必要である。 | ・砕石ドレーン工法 ・他ドレーン工法 |

既存液状化対策工法⁹⁾の中からこれらの制約条件をほぼ満足する主な工法について、特に管理・運用上の特徴に着目してその対策の基本原則とともに示すと表-1 のようになる。このうち鋼矢板工法については既に模型実験や数値解析などを用いた対策工の評価に関する研究が進んでいる^{7), 8), 9)}。

補強リング付きソイルセメント柱列壁工法は、既設タンク基礎の外周地盤をソイルセメント柱列壁で円筒状に締切ることにより液状化に対するタンクの安全性をはかる工法であり、対策工の構造は以下の構成になっている (図-3)。

- ①本工法はソイルセメント柱列壁と補強リングの二つの主要構造体で構成されている。
- ②ソイルセメント柱列壁には芯材 (H型鋼) を所定ピッチで配置し、ソイルセメント柱列壁の下部は非液状化層に十分に根入れする。
- ③補強リングは芯材の頭部を結合してソイルセメント柱列壁を一体化させるものでH型鋼などを用いる。本工法は前述した表-1 の液状化対策工法の中で

表-2 振動台模型実験ケース

| 小規模タンク | | 中規模タンク | |
|----------|-----|----------|-----|
| CASE NO. | 対策工 | CASE NO. | 対策工 |
| 1 | 無し | 3 | 無し |
| 2 | 有り | 4 | 有り |

表-3 実験条件 (原型における想定条件)

| 項目 | 小規模タンク | 中規模タンク |
|----------------------|-----------------|--------|
| タンク規模 | | |
| 直径 (m) | 16 | 32 |
| 内容物容量 (kl) | 2,200 | 10,000 |
| 容量物比重 | 1.0 | |
| 地盤 | | |
| 液状化層厚 (m) | 12.5 | |
| 対策工 対策工直径 (中心線間) (m) | 19 | 38 |
| (パイロット柱列) | | |
| 直径 (cm) | 55 | |
| 中心間距離 (cm) | 45 | |
| (芯材) | | |
| 鋼材の種類 | H-300×300×10×15 | |
| 芯材のピッチ (cm) | 90 | |
| (補強リング) | | |
| 鋼材の種類 | H-300×300×10×15 | |
| 巻数 (本) | 2 | 4 |

は鋼矢板工法や連続地中壁工法と同様に地盤の変形抑制を基本原理とするタイプに分類されると考えられるが、その構造上次に示すような特徴がある。

- ① 締切り壁の内側に内圧が作用する結果、締切り壁の外周に沿って引張り力が作用する。この引張り力に対して、上述の工法ではそれぞれ鋼矢板や壁内部の鉄筋で抵抗させるのに対して、本工法では壁頭部の補強リングの引張り抵抗力と芯材の曲げに対する抵抗力および根入れ部の地盤反力で抵抗させる。
- ② 鋼矢板工法では、鋼矢板をタンクの外周に沿って逐次打設した場合、施工精度の問題から最初と最後の鋼矢板の結合をお互いの継手間で完全に閉合することが容易でないのに対し、本工法では、補強リングは地表部を開削して締切り壁を外側から取り巻くようにして施工することから、補強リングは締切り壁に作用する引張り力を確実に分担することができ、信頼度の高い施工が可能である。
- ③ 締切り壁に作用する引張り力に対して、鋼矢板工法や連続地中壁工法では、あらゆる地盤深さ位置で鋼矢板や壁内部の鉄筋の引張り抵抗力が有効に作用する(ただし、閉合できない部分を除く)。一方、本工法では、補強リング取付け深さから締切り壁の根入れ深さまでの間は締切り壁の外周に沿って作用する引張り力に抵抗できず、補強リングの引張り抵抗力と根入れ部の地盤反力に頼らなければならないため、補強リングの断面を十分に大きく、また、締切り壁は非液状化層の十分な深さまで根入れする必要がある。

3. 対策効果の検討

(1) 検討方法

表-1 に示した旧法タンク基礎地盤の液状化対策

表-4 振動台模型実験に用いられる相似則

| 項目 | 相似則1 | 相似則2 |
|--------------------|--------------------|---------------------|
| | m/p | m/p |
| 加速度 | 1 | 1 |
| 長さ | 1/λ | 1/λ |
| 密度 | 1 | 1 |
| ひずみ | 1 | 1/λ ^{0.5} |
| 時間 | 1/λ ^{0.5} | 1/λ ^{0.75} |
| 応力 | 1/λ | 1/λ |
| せん断弾性係数 (地盤) | 1/λ | 1/λ ^{0.5} |
| 間隙水圧 | 1/λ | 1/λ |
| 透水係数 | 1/λ ^{0.5} | 1/λ ^{0.75} |
| 変位 (地盤/構造物) | 1/λ | 1/λ ^{1.5} |
| 曲げモーメント (単位奥行きあたり) | 1/λ ³ | 1/λ ³ |
| 軸力 (単位奥行きあたり) | 1/λ ² | 1/λ ² |
| 曲げ剛性 (単位奥行きあたり) | 1/λ ⁴ | 1/λ ^{3.5} |
| 引張り剛性 (単位奥行きあたり) | 1/λ ² | 1/λ ^{1.5} |

(備考) m: 模型 p: 原型 λ: 縮尺

工法のうち、深層混合処理工法や注入固化工法など地盤の固化を基本原理とする対策工法については、例えば改良後の地盤のN値を調査することによりその対策効果を直接確認することが可能であるが、その他の基本原理にもとづく対策工法に対してはその効果を確認する方法が確立されていないため、実験や解析などの方法を用いて対策効果の検討を行う必要がある。

本工法の対策効果の検討は振動台模型実験と有効応力法にもとづく数値解析を用いて行うこととし、次に示す項目に着目することとした。

(対策効果に係わる検討項目)

- ① タンクの沈下量
- ② タンク基礎地盤の過剰間隙水圧比
- ③ タンクの加速度
(対策工部材の安全性に係わる検討項目)
- ① ソイルセメント柱列壁の芯材に作用する曲げモーメント (縁応力)
- ② 補強リングに作用する引張り力 (引張り応力)

(2) 振動台模型実験

a) 実験方法

・実験方針および実験概要

実験は対策工を施した場合と対策を施さない場合について実施し、それらの結果を比較することにより対策工の効果を検討することとした。また、対策工の部材に作用する断面力(応力)をもとに対策工の安全性についても検討した。

対象としたタンクの規模は内容物の容量が2,200kl (以下小規模タンクと呼ぶ)程度のもものと10,000kl (以下中規模タンクと呼ぶ)程度のもとの2種類とした。本工法のタンクの液状化対策工への適用に対する経済性等を考慮し、地盤が完全液状化

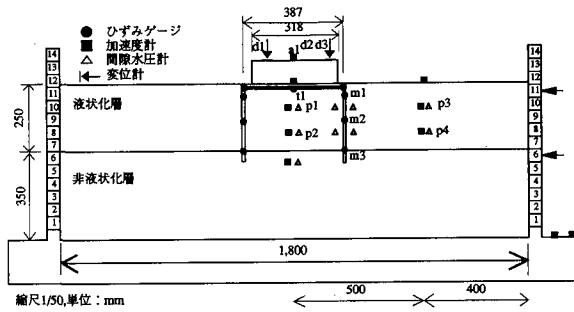


図-4 実験模型の諸元および計測位置(小規模タンク)

表-5 実験模型材料の工学的特性

| 項目 | 小規模タンク | | | 中規模タンク | | |
|---|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | 実物 | 模型 | | 実物 | 模型 | |
| | | 目標値 | 使用値 | | 目標値 | 使用値 |
| ソイルセメントの弾性係数 E_c (10^3 kPa) | 2,450 | 35.9 | 34.3 | 2,450 | 3.17 | 34.3 |
| ソイルセメントの等価有効幅 d_e (cm) | 35.2 | | 1.5 | 35.2 | | 1.5 |
| 芯材の曲げ剛性 EI ($10N \cdot cm^3/cm$) | 4.66×10^8 | 527 | 481 | 4.66×10^8 | 46.6 | 44.5 |
| 補強リングの引張り剛性 EA ($10N$) | 4.93×10^8 | 2.79×10^8 | 2.72×10^8 | 0.99×10^8 | 0.99×10^8 | 1.29×10^8 |
| 間隙水の粘性係数 μ ($10^{-3} Pa \cdot s$) | 1 | 18.8 | 17~20 | 1 | 31.6 | 30~33 |

(備考) $98kPa=1kgf/cm^2$, $9.8N=1kgf$

表-6 模型地盤材料(豊浦標準砂)の物理的特性

| 項目 | 実測値 |
|--------------------------------|-------|
| 土粒子の比重 G_s | 2.640 |
| 50%粒径 D_{50} (mm) | 0.175 |
| 均等係数 U_c | 1.520 |
| 最大密度 ρ_{max} (g/cm^3) | 1.645 |
| 最小密度 ρ_{min} (g/cm^3) | 1.335 |

に到る深度を12.5mとした。基盤への入力地震波は過去の代表的な地震記録の一つである八戸EW成分を用いることとし、その大きさは、設計水平震度0.18を想定して地表面の最大加速度が180Gal前後になることならびに液状化層全体がほぼ液状化に至ることを目安として最大100Galとした。今回実施した実験のケースおよび実験で想定したタンク規模などの諸条件(原型における条件)をそれぞれ表-2と表-3にまとめて示す。小規模タンクと中規模タンクの実験結果は大部分が同じ傾向を示したことから、本論では小規模タンクの実験結果を中心にまとめることとした。

・相似則

地盤の液状化を対象とした振動台模型実験に用いられる相似則としては、表-4に示すような2種類がある。相似則1は、地盤のせん断ひずみが拘束圧に依存しないと仮定して導き出されたもの^{10),11)}であり、相似則2は地盤のせん断ひずみの拘束圧依存性を考慮し、せん断ひずみが拘束圧の1/2乗に比例すると仮定して導き出されたものである¹²⁾。ただし、間隙水の移動に関しては、液状化現象における間隙水圧の消散過程を重視するかしないかによって、透水係数に対する相似則を無視する場合^{10),11)}と考慮に入れる場合¹²⁾がある。

本実験では地盤が液状化しても地盤と対策工で構成される全体系の中で対策工が占める相対的な剛性は地盤のそれに対して小さく、全体系の挙動はその大部分が地盤に支配されるとの判断から相似則2を採用することとし、透水係数に対する相似則も考慮

することとした。

・実験モデル

前述した相似則にもとづいて作製した模型の諸元および模型材料の工学的特性をそれぞれ図-4と表-5に示す。模型の作製に関して留意した点を以下に示す。

①ソイルセメントは引張り応力に抵抗できないものとして断面二次モーメントを評価した。つまり、近似的に、ソイルセメント部材断面の中心線に対して片側(半断面)を曲げによる圧縮側領域として部材の断面二次モーメントを計算し、これを同等の断面二次モーメントを有する均一幅(表-5に示す等価有効幅)の部材に置き換えて評価することとした。そしてこの結果を用いて原型と模型の曲げ剛性が相似則に適合するように模型材料として用いたシリコンの弾性係数を決定した。なお、既往の文献¹³⁾からソイルセメントの弾性係数 E_s と一軸圧縮強度 q_u (ただし、 $q_u = 4.9 \times 10^3$ kPa (5kgf/cm²) とした) との間には $E_s = 500 q_u$ の関係を仮定した。芯材と補強リングの模型はそれぞれH形状ビニール材と銅板を用いて相似則を適合させた。

②タンク模型は高さの低い円筒の容器に鋼球を敷きつめて固定したものを用いることとし、今回の実験では地盤およびタンクの挙動に関する基礎的データを得ることを目標としてタンク基礎部における接地圧のみに対して相似則を適用した。

③地盤模型は縦120cm、横180cm、深さ70cmのせん断土槽の中に豊浦標準砂を用いて水中落下法で作製し、液状化地盤では相対密度がおよそ50%になる

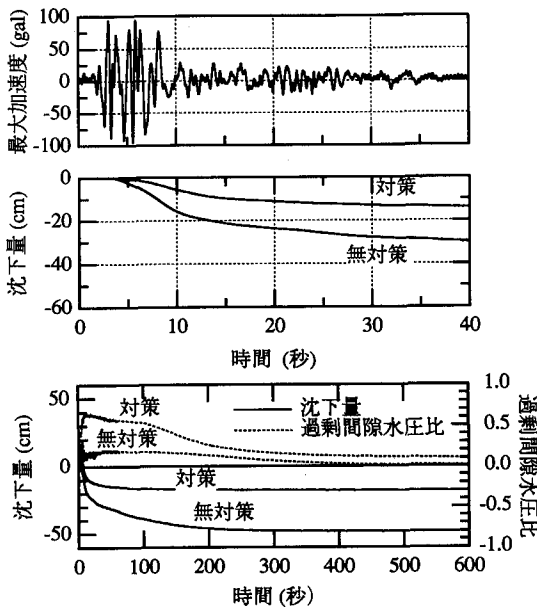


図-5 入力地震波，タンク沈下量および過剰間隙水圧比の時刻歴(小規模タンク)

ように，また，非液化化層では加振して締め固めた後の相対密度が95%以上になるように調整した。豊浦標準砂の物理的特性を表-6に示す。

④間隙水は透水係数に対する相似則を適合させるためメチルセルロースの水溶液を用いることとし，小規模タンク模型地盤と中規模タンク模型地盤に対して粘性係数がそれぞれ18.8cP (1 cP=10⁻³Pa·s，水の粘性係数はおよそ1 cP) および31.6cP程度になるように調整した。

・計測項目

計測項目は，①タンクの沈下量，②基礎地盤の過剰間隙水圧，③タンクの水平方向加速度，④ソイルセメント柱側壁芯材の縁ひずみ，⑤補強リングの引張りひずみとした。それぞれの計測位置を図-4の中に示す。

b) 実験結果および考察

・タンクおよび地盤の挙動

①タンクの沈下量

小規模タンクにおけるタンクの沈下量(図-4のd1, d2 および d3 の平均) およびタンク中央下部の地盤の過剰間隙水圧比(p1)の時刻歴を原型に戻したものを入力地震動とともに図-5に示す(以下の図表において計測値はすべて原型に戻した値で示す)。また，全ケースにおける地盤の過剰間隙水圧消散後の沈下量を表-7にまとめて示す。これらの図表から，対策工を施した場合のタンクの沈下量は無対策の場合のおよそ0.41倍(小規模タンク)および0.37倍(中規模タンク)であり，本対策工は

表-7 模型タンクの最終沈下量(過剰間隙水圧消散後)

| 単位 (cm) | | | |
|-----------|------|-----------|------|
| 小規模タンク | | 中規模タンク | |
| CASE NO. | 沈下量 | CASE NO. | 沈下量 |
| 1 (対策工無し) | 48.6 | 3 (対策工無し) | 72.1 |
| 2 (対策工有り) | 19.7 | 4 (対策工有り) | 26.6 |

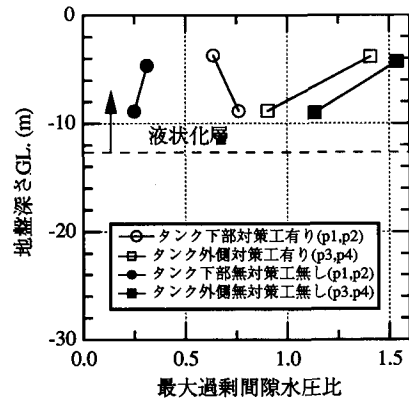


図-6 最大過剰間隙水圧比と地盤深度の関係(小規模タンク)

表-8 タンクの最大加速度応答

| 単位 (Gal) | | | |
|-----------|-------|-----------|-------|
| 小規模タンク | | 中規模タンク | |
| CASE NO. | 最大加速度 | CASE NO. | 最大加速度 |
| 1 (対策工無し) | 172 | 3 (対策工無し) | 137 |
| 2 (対策工有り) | 110 | 4 (対策工有り) | 153 |

(備考) 入力地震波の最大加速度は100 Gal

タンクの沈下量を軽減する効果を有することが明らかになった。

②タンク基礎地盤の過剰間隙水圧

図-6はタンク中央下部の基礎地盤に発生する最大過剰間隙水圧をタンクの上載荷重をも含めた鉛直方向の初期有効応力で正規化した過剰間隙水圧比を地盤の深度との関係で表したものである。タンク中央下部の地盤に発生する過剰間隙水圧に注目すると，対策工を施した場合の過剰間隙水圧比は無対策の場合のそれよりも大きくなるのが判明した。

中空三軸ねじりせん断試験装置を用いた砂の液化化挙動に関する基礎的研究¹⁴⁾の結果から，地盤の初期側圧係数が小さい条件のもとでは，地盤の側方拘束力が小さい場合(条件A)は側方拘束力が大きい場合(条件B)と比較して液化化時の過剰間隙水圧比が小さく，鉛直方向のひずみが増大すること，また，地盤の初期側圧係数や地盤の側方拘束力の大きさにかかわらず初期せん断力が大きい場合(条件C)にも液化化時の過剰間隙水圧比は小さく初期せ

せん断力が加わる方向にせん断ひずみが増大することが明らかになっている。これらの実験結果においては、地盤に大きなせん断変形が発生する条件Aや条件Cでは、正のダイレイタンシーが発生するため過剰間隙水圧が抑制されると解釈することができよう。

対策工を施した場合、対策工による地盤の側方拘束力が大きいと期待できることから、対策工を施さない場合と施した場合のタンク中央下部の地盤はそれぞれ前述した条件Aと条件Bに相当すると考えることができる。また、対策工を施さない場合のタンク基礎外周の下部地盤では大きな初期せん断力が作用すると考えられることから条件Cに相当すると考えられる。このように仮定すると、実験の結果について以下に示す解釈ができる。つまり、タンク中央下部の地盤では対策工を施さない場合は対策工を施した場合と比較すると液状化時の過剰間隙水圧比は小さく、鉛直方向のひずみが大きい。つまり、タンクの沈下量が大きいとともに地盤の側方への変形が大きいと考えられる。

また、対策工を施さない場合のタンク基礎外周の下部地盤(図-2 参照)では、やはり過剰間隙水圧比が小さく、せん断ひずみが増大する。つまり、せん断破壊が早まり地表部の近くでは局部的なすべりが生じやすく、また、深部では側方流動が生じやすくなると考えられる。これらの現象は実験結果と符合するものであり、とりもなおさず対策工による地盤の側方拘束力が大きいことを証明するものと言える。

以上の結果から、本対策工はタンク基礎地盤をソイルセメント柱列壁で取り囲んで地盤の側方流動を抑止するとともに地盤に対する側方拘束力を高め、タンク基礎外周の下部地盤に作用する初期せん断力の発生を抑制することが基本原理であり、この原理にもとづいてタンクの沈下を抑制し、タンクの安定性を高める工法であると言える。

なお、本実験結果では、タンク中央下部の液状化時の過剰間隙水圧に関して、対策工を施した場合は対策工を施さない場合より大きくなったが、本工法と同じ地盤変形抑制を基本原理とする工法の遠心載荷模型実験の中でも、本実験結果と同じ傾向を示すもの⁸⁾と逆に前者は後者より小さくなる結果を示すもの⁹⁾があり、一概には言えない。これらの違いが生じる要因としては、締切り壁の剛性の大小による地盤のせん断変形抑制効果(ただし、ここで言うせん断変形は側方流動に伴う地盤のせん断変形ではなく地震動による地盤のせん断変形そのものを言う)、間隙水圧の消散のしやすさなどが考えられる。

③タンクの応答加速度

表-8 は各実験ケースにおけるタンクの水平方向最大応答加速度をとりまとめたものである。この表から、タンク基礎位置(タンク模型の高さを無視した場合)における加速度応答倍率を無対策の場合と対策工を施した場合との間で比較してみると、小規模タンクでは、それぞれ約1.72倍と約1.10倍であり、また、中規模タンクではそれぞれ約1.37倍と約1.53倍である。この結果から、無対策の場合と対策工を施した場合との間の加速度応答倍率に一定の傾向は認められず、対策工を施した場合の加速度応答倍率は無対策の場合のそれと同程度である。

・対策工に作用する断面力

①芯材の曲げモーメント

図-7(a)は加振方向に位置するソイルセメント柱列壁の深さの異なる3位置(図-4中のm1, m2およびm3)の芯材に作用する曲げモーメントの時刻歴を示したものである。芯材に作用する曲げモーメントは以下に示すように平均(ドリフト)成分とこれに対する変動成分の2成分が合成されたものと考えられることができる。

図-7(b)は振動の開始以降の計測データに対して、平均成分が簡易的に指数関数 $y = A \exp(Bx) + C$ (ただし、 y : 曲げモーメントの平均成分、 x : 時間、 A, B, C : 係数) で表されると仮定して、最小二乗近似手法を用いて計測データを近似した結果を示し、図-7(c)は計測データから平均成分を差し引くことにより変動成分を算出した結果を示したものである。

図-7(b)の平均成分と図-7(c)の変動成分はそれぞれ地盤の非可逆的な永久変位に起因する成分と地盤の可逆的な動的変位に起因する成分に対応していると考えられ、前者はタンクの自重により対策工の内部に発生する内圧に対応して現れる変形モード(タンクの中心軸に対して対称な変形モード、以下、内圧による変形モード(図-8(a))と呼ぶ)であり、また、後者は地震時におけるタンクおよび地盤の慣性力により対策工に作用する一方向の土圧に対応して現れる変形モード(タンクの中心軸に対して逆対称な変形モード(図-8(b))、以下、一方向土圧による変形モードと呼ぶ)であると考えられる。ここで補強リングは内圧による変形モードに対しては、補強リング位置にあたかも支点が位置するかのような効果を有し、一方、一方向土圧による変形モードに対してはこの効果は期待できないと考えられる。

図-9は図-7のように分離した芯材の曲げモーメントの平均成分と変動成分の最大値を地盤の深度に

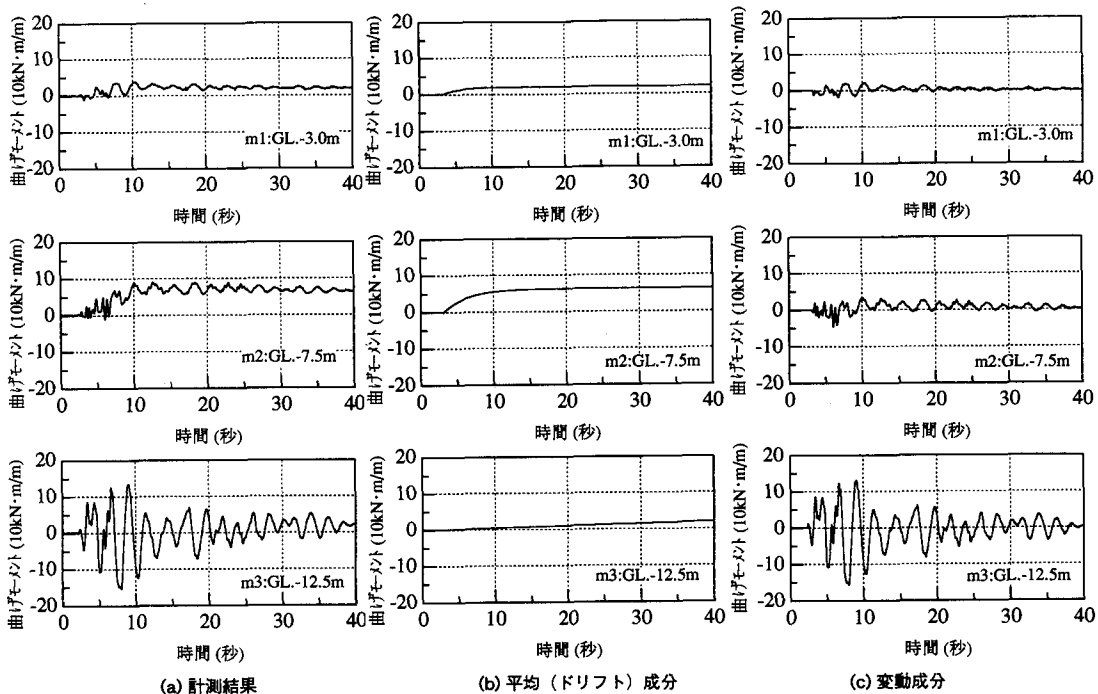


図-7 芯材に作用する曲げモーメントの時刻歴 (小規模タンク)

表-9 対策工に作用する断面力と部材応力 (小規模タンク)

| 部材 | 深度 (m) | 曲げモーメント (10kN·m/m) | | | 緑応力最大値 (10 ² kPa) |
|-------|------------|--------------------|---------|---------|--------------------------------|
| | | 内容物充填時 (a) | 加振時 (b) | (a)+(b) | |
| 芯材 | 3.0 | 0.98 | 3.78 | 4.76 | 316 |
| | 7.5 | -0.71 | 8.85 | 8.14 | 539 |
| | 12.5 | -1.42 | -15.06 | -16.84 | 1,091 |
| 部材 | 位置 | 引張り力 (10kN) | | | 引張り応力最大値 (10 ² kPa) |
| | | 内容物充填時 (a) | 加振時 (b) | (a)+(b) | |
| 補強リング | 直角 振動方向 | 121 | 241 | 362 | 1,509 |

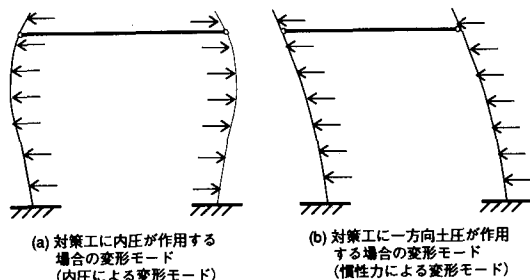


図-8 対策工の変形モード

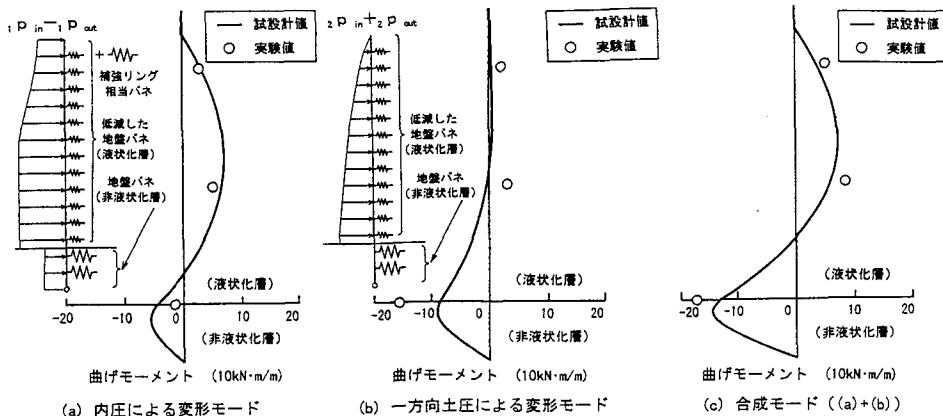


図-9 二つの変形モードに対応する曲げモーメント

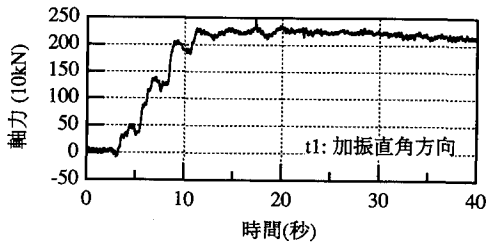


図-10 補強リングに作用する引張り力の時刻歴
(小規模タンク)

表-10 解析ケース

| 小規模タンク | | 中規模タンク | |
|----------|-----|----------|-----|
| CASE NO. | 対策工 | CASE NO. | 対策工 |
| 1 | 無し | 3 | 無し |
| 2 | 有り | 4 | 有り |

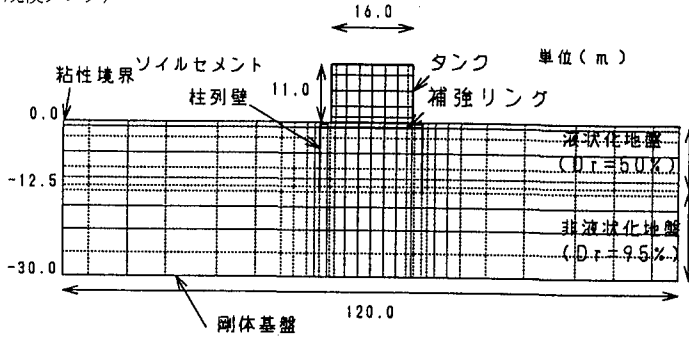


図-11 解析モデルの要素分割図

対してプロットしたものである。図中には4で詳しく説明するように、対策工を一次元の梁構造物として取り扱い、地盤のパネを考慮したうえでこの構造物に対して内圧が作用する場合および一方向土圧が作用する場合に芯材に発生する曲げモーメントの分布を示してある。ここで、内圧による変形モードに対しては補強リングがソイルセメント柱列壁の側方への拡がりを拘束するバネとして作用するが、一方向土圧による変形モードに対してはこのバネが作用しないものとしてモデル化している。この図から、実験結果から分離した各成分と、上記のモデル化による芯材の曲げモーメントの分布との間には良い対応がみられる。この結果は、ソイルセメント柱列壁の芯材に作用する曲げモーメントが、内圧による変形モードと一方向土圧による変形モードに対応する曲げモーメントの和として取り扱えることを示唆していると言える。

各深度における芯材に作用する単位奥行きあたりの最大曲げモーメントから、部材に発生する縁応力を表-9に示す。なお、結果にはタンクの載荷(内容物充填)時に作用する曲げモーメントを加味している。この表から、今回設定した条件のもとでは縁応力は部材強度(例えば、 $4,018 \times 10^3 \text{ kPa}$ ($4,100 \text{ kgf/cm}^2$))に対して十分余裕がある。

②補強リングの引張り力

図-10は加振方向に対して直角な方向に位置する補強リングに作用する引張り力の時刻歴を示したも

のである。補強リングに作用する最大引張り力から部材に発生する引張り応力を算定した結果を表-9に示す。この表から、今回設定した条件のもとでは引張り応力は部材強度に対して余裕がある。

(3) 数値解析

a) 解析方法

・解析概要

対策工を施した場合と対策を施さない場合について数値解析を行ってそれらの結果を比較することにより、対策工の効果を検討した。また、対策工の部材に作用する断面力(応力)をもとに対策工の安全性について検討した。

対象とするタンクの規模や対策工の諸元、入力地震波はそれぞれ模型実験と対応するものとした。今回実施した解析のケースをまとめて表-10に示す。

・解析モデル

タンク中央を通過して加振方向を含む鉛直断面に対して、有限要素法を用いた有効応力法にもとづく二次元動的解析を実施した。なお、解析では平面ひずみ条件を仮定した。解析コードは、土の非線形挙動を表す構成式として、西等¹⁵⁾が提案している砂の構成式を採用したNANSSIを用いた。この構成式は、弾塑性理論に基づいた、ダイレイタンシー特性を表現できる応力～ひずみ関係式である。解析モデルの要素分割図を図-11に示す。計算の時間刻みは0.002秒とした。解析に用いた地盤の入力パラメー

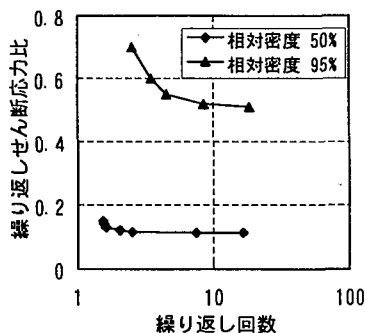


図-12 地盤の液状化強度曲線

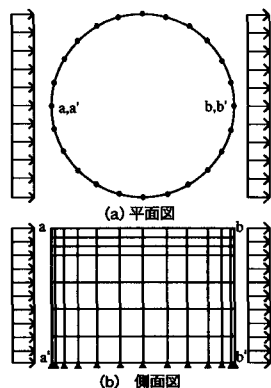


図-13 対策工の三次元解析モデル

ターならびに液状化強度曲線をそれぞれ表-11 と図-12 に示す。ソイルセメント柱列壁および補強リングはそれぞれ梁およびトラスとしてモデル化した(図-8 参照)。梁の曲げ剛性およびトラスの引張り剛性はそれぞれ以下に示す方法を用いて表-12 に示すように決定した。

①梁要素の曲げ剛性

二次元解析において対策工の三次元効果を考慮するため、二次元構造物(梁)のみかけの曲げ剛性を以下のように算定した。まず最初に図-13 に示すように対策工を梁要素(芯材および補強リング)と平板要素(ソイルセメント部材)で構成された下端が固定支持条件の三次元構造物としてモデル化し、これに一方向の単位量の分布荷重が作用した場合に荷重の作用方向に位置する梁要素(図-13 中の a-a', b-b')のたわみを求めた。次に、ソイルセメント柱列壁を二次元モデル化した下端を固定した梁に一方向の単位量の分布荷重を作用させた。このときの梁のたわみの形状を用いて最小二乗法により、前述した三次元モデルによる梁のたわみに対する最良近似を行い、これに対応する梁の曲げ剛性を二次元モデルによる梁のみかけの曲げ剛性とした(図-14)。なお、模型実験の場合と同様にソイルセメントは引張り応力に対して抵抗できないものとして平板要素

表-11 動的解析に用いた地盤の入力パラメーター

| 深度 GL(m) | 密度 (10kN/m ³) | せん断弾性係数 G(10kN/m ²) | 内部摩擦角 φ(度) | 変相角 φ(m度) | ゲイムトン係数 m*(m ² /10kN) |
|-------------|------------------------------|------------------------------------|---------------|--------------|-------------------------------------|
| 1.0~3.0 | 1.96 | 2366 | 36 | 30 | 0.04 |
| 3.0~9.0 | 1.96 | 4731 | 36 | 30 | 0.04 |
| 9.0~12.5 | 1.96 | 6334 | 36 | 30 | 0.04 |
| 12.5~16.5 | 2.06 | 12729 | 45 | 36 | 0.01 |
| 16.5~21.0 | 2.06 | 14199 | 45 | 36 | 0.01 |
| 21.0~25.5 | 2.06 | 15666 | 45 | 36 | 0.01 |
| 25.5~30.0 | 2.06 | 16963 | 45 | 36 | 0.01 |

表-12 解析における対策工モデルの入力パラメーター

| 項目 | | CASE NO. | 入力パラメーター |
|------------------------|--|----------------------|----------------------|
| 材料 (ソイルセメント 柱列壁) | 入力パラメーター | | |
| | 梁 曲げ剛性 EI (10kN・m ² /m) | 1 | — |
| | | 2 | 7.98×10 ⁴ |
| | | 3 | — |
| | 4 | 5.96×10 ⁴ | |
| トラス (補強リング) | 引張り剛性 EA (10kN/m) | CASE2,4 | 5.96×10 ⁴ |

(ソイルセメント部材)の曲げ剛性を評価した。また、平板要素の面内せん断剛性に対して有効に作用する幅(厚さ)はソイルセメント部材の等価有効幅(表-5 参照)に等しいとし、せん断弾性係数は 980×10²kPa (1,000kgf/cm²)とした。

②トラス要素の引張り剛性

補強リングをモデル化したトラスのみかけの引張り剛性は、図-15 に示すように直径 d の補強リングに単位量の内圧が作用した場合におけるリングの直径の変化量を、長さ d の単位幅のトラスの両端に単位分布荷重が作用した場合のトラスの伸びと比較することにより算定した。

現段階では、沈下を含め液状化した地盤の永久変形を動的解析から直接的に厳密に予測することは難しく、他の解析手法を用いてあるいは他の解析手法を併用して予測する試み^{16), 17), 18)}がなされている。したがって、本検討でも、対策工の有無によるタンク基礎地盤の沈下量の違いを評価するため、上記の動的解析と併せて、地盤重量を荷重とし、液状化した地盤の剛性低下を考慮する静的永久変形解析(自重変形解析)を表-10 に示す各々の解析ケースに対して行った。自重変形解析における解析モデルの要素分割図は動的解析で用いたもの(図-11)と同じである。また、動的解析に用いた地盤の初期剛性(表-11 参照)に対する自重変形解析に用いた地盤剛性の低下率は以下に示すように決めた。安田等¹⁶⁾の繰返しねじりせん断試験結果によると、液状化した

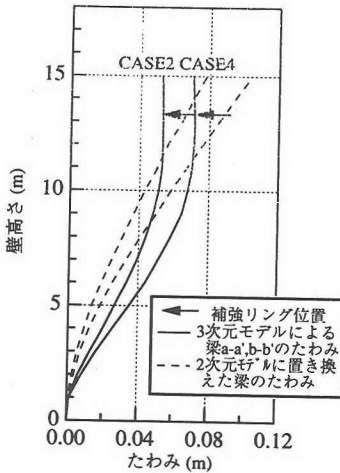


図-14 三次元モデルと二次元モデルによる対策工の変形 (小規模タンク)

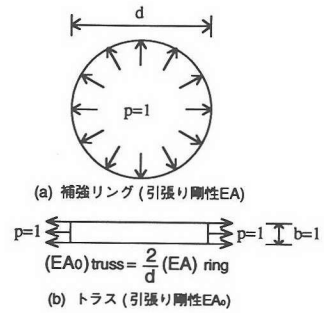
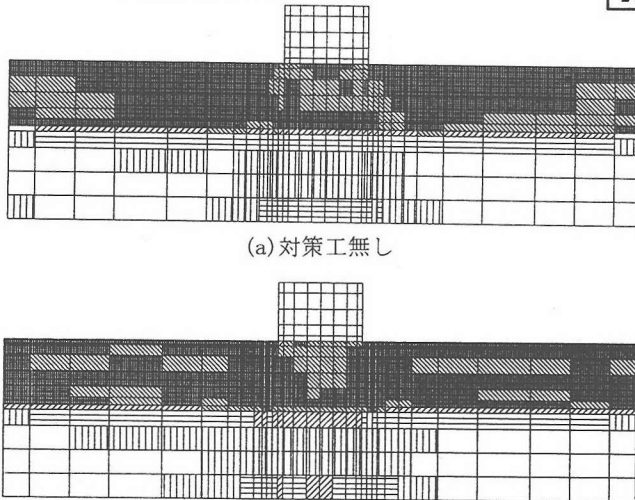


図-15 補強リングをモデル化したトラスのみかけの引張り剛性

表-13 タンクの沈下量 (自重変形解析結果)

単位 (cm)

| 小規模タンク | | 中規模タンク | |
|-----------|------|-----------|------|
| CASE NO. | 沈下量 | CASE NO. | 沈下量 |
| 1 (対策工無し) | 22.0 | 3 (対策工無し) | 23.6 |
| 2 (対策工有り) | 6.8 | 4 (対策工有り) | 11.1 |



(a) 対策工無し

(b) 対策工有り

図-16 地盤の過剰間隙水圧比の分布 (小規模タンク)

地盤のせん断弾性係数は過剰間隙水圧比が高くなるとともに低下し、過剰間隙水圧比が 1.0 のとき初期のそれのおよそ 1/1,000 倍になることから、動的解析による過剰間隙水圧比がほぼ 1.0 以上になる対策工の外側の地盤に対して低下率を 1/1,000 とし、過剰間隙水圧比が 0.8~1.0 になる対策工の内側の地盤に対して低下率を一律に 1/100 とした。なお、非液状化地盤 (GL-12.5 m 以深) に対して地盤の剛性低下は行わないものとした。また、これらの地盤に対するポアソン比は上記文献¹⁶⁾を参考にして 0.499 とした。

b) 解析結果および考察

・タンクおよび地盤の挙動

自重変形解析による全ケースのタンクの沈下量

を表-13 にまとめて示す。この表から、数値解析においても対策工を施した場合は施さない場合よりもタンクの沈下量が小さく、対策工による沈下軽減効果が示された。ただし、全ケースとも自重変形解析による沈下の絶対量は振動台模型実験のそれらよりかなり小さいが、その原因として、液状化した地盤の剛性低下率と地盤の過剰間隙水圧比との関連づけの精度や、後に示す動的解析における地盤の過剰間隙水圧比評価の精度が考えられる。

図-16 は動的解析における地盤の過剰間隙水圧比の分布を示す。対策工の有無にかかわらず対策工の外側地盤と内側地盤では過剰間隙水圧比がそれぞれ 1.0 以上、0.8~1.0 になった。模型実験では対策工を施さない場合、対策工の内側地盤における過剰

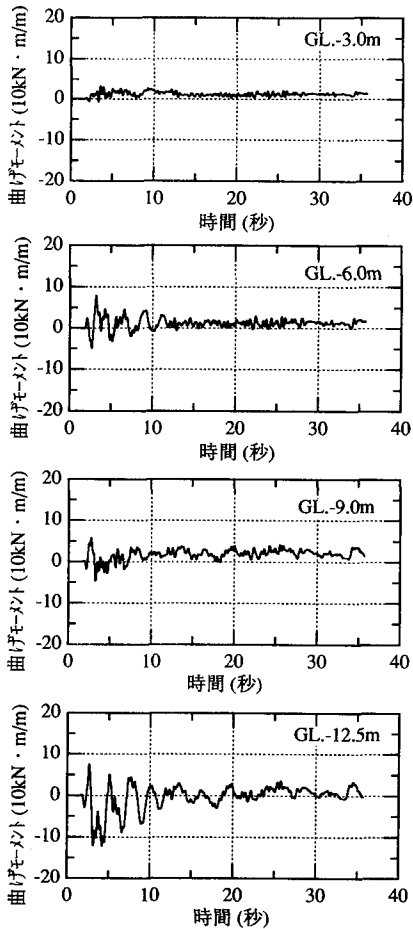


図-17 芯材に作用する曲げモーメントの時刻歴 (小規模タンク)

間隙水圧比が 0.2~0.3 であることと比較すると、解析のそれはかなり大きな値を示す。その理由の一つとして、実験結果によれば対策工を施さない場合、タンク基礎下部では地盤の側方流動に伴う正のダイレイタンスーのため過剰間隙水圧の発生が抑制されると考えられるが、現動的解析では地盤の大変形を伴うこの現象を十分に取扱えていないことが考えられる。

・対策工に作用する断面力

図-17 はソイルセメント柱列壁の深さの異なる 4 位置について芯材に作用する単位奥行き長あたりの曲げモーメントの時刻歴を示したものである。図-7 と図-17 を比較すると、実験結果では、芯材のほぼ中央高さ位置 m_2 (GL-7.5 m) において内圧による変形モードに対応する曲げモーメント成分の割合が一方向土圧による変形モードに対応するそれよりも大きい、解析結果では、芯材のほぼ中央高さ位置 (GL-6.0 m, GL-9.0 m) において前者は後者と比較

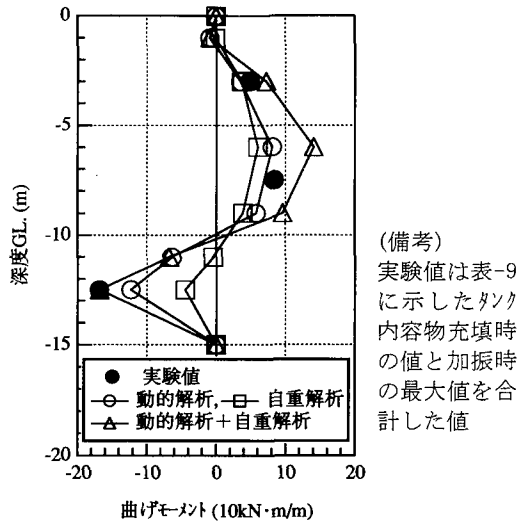


図-18 芯材に作用する最大曲げモーメントの分布 (小規模タンク)

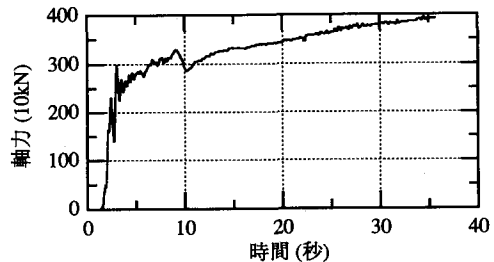


図-19 補強リングに作用する引張り力の時刻歴 (小規模タンク)

するとかかなり小さい。この違いは、内圧による変形モードが地盤の非可逆的な永久変形のモードであり、動的解析ではこの永久変形を十分に表し得ていないことと対応している。

図-18 は芯材に作用する曲げモーメントの最大値を地盤深度との関係において示したものである。図中には、地盤の永久変形が芯材の曲げモーメントに及ぼす影響を考慮するため、動的解析によって得られた曲げモーメントの最大値に自重変形解析によって得られた芯材の曲げモーメントを加算した結果を示す。この結果と模型実験の結果を比較すると、芯材の中段では加算した曲げモーメントは、模型実験におけるそれより過大評価になるが、液状化層と非液状化層との境界ではほぼ等しい値になる。

図-19 は補強リングに作用する引張り力の時刻歴を示したものである。補強リングに作用する最大引張り力はタンクの内容物充填時に作用する値を含めると $424 \times 10\text{kN}$ (433tf) であり、模型実験の

結果 $362 \times 10 \text{ kN}$ (369tf) とおおよそ一致する。

芯材の曲げモーメントおよび補強リングの引張り力の結果から、本数値解析手法を用いても対策工の部材に作用する断面力をおおむね評価できることがわかった。

4. 対策工の断面力算定に関する試設計

(1) 検討方法

a) 設計の考え方

本工法における液状化対策のねらいは、タンク基礎外周の地盤をソイルセメント柱列壁で取り囲んで地盤に対する側方拘束力を高めることにより、タンクの沈下量を軽減させることにある。したがって、地震時タンク基礎地盤の液状化が発生しても対策工の安全性を確保することが前提であり、液状化発生を考慮した設計法が必要となる。

図-20は本工法における対策工の安全性の検討フローを示したものである。対策工に関する安全性の検討のうち、主な項目としては対策工全体系の安定性の検討および対策工の各構成部材の応力照査が考えられる。このうち、対策工全体系の安定性の検討は主にソイルセメント柱列壁の非液状化層への根入れの検討を行うものであり、既往の検討方法¹⁹⁾に準拠できると考えられる。したがって、ここでは対策工の各構成部材の応力照査のうち、対策工の断面力の算定方法について述べる。

b) 対策工のモデル化

対策工は三次元構造物であるが、図-21に示すようにソイルセメント柱列壁を梁要素とした一次元の梁バネモデルとする。液状化層の地盤バネは液状化の程度(例えばFL値)に応じて非液状化時における値を低減して用いる。補強リングはバネ(トラスバネ)要素に置換し、そのバネ剛性(トラスバネの引張り剛性)の算定は図-15に示した方法による。

梁要素の剛性は3(3)の数値解析において考慮したソイルセメント柱列壁の三次元効果を考慮するものとする。

c) 対策工の外力算定

対策工の外力算定は、模型振動台実験で確認できた対策工の二つの変形モード(図-8)に対応する外力を想定する。

液状化層のような砂質土では、土粒子と間隙水は独自に地震力の影響を受けると考え²⁰⁾、地震時に対策工に加わる外力を以下のように算定する。

$${}_1P_{out} = k_{out} \sigma_v'_{out} + \gamma_w z \quad (1)$$

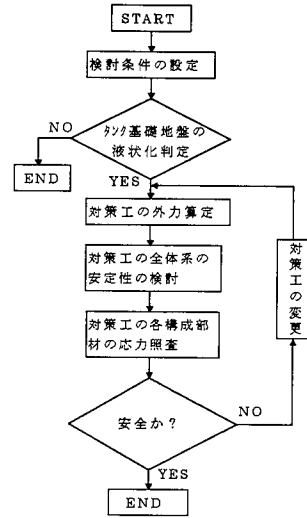


図-20 対策工に関する安全性の検討フロー

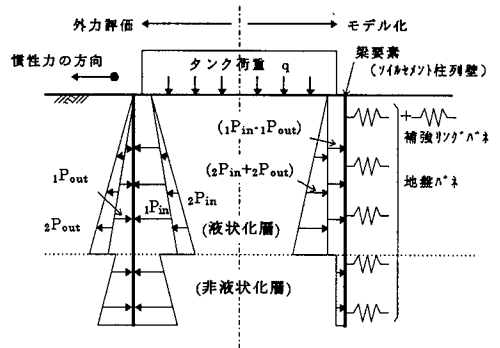


図-21 対策工のモデル化と外力の評価法(概念図)

$${}_1P_{in} = k_{in} \sigma_v'_{in} + \gamma_w z \quad (2)$$

$${}_2P_{out} = \frac{7}{8} k_w (\gamma_w + R_{uout} \gamma') \sqrt{Hz} \quad (3)$$

$${}_2P_{in} = \frac{7}{8} k_w (\gamma_w + R_{uin} \gamma') \sqrt{Hz} \quad (4)$$

$$k_{out} = k_0 + (1 - k_0) R_{uout} \quad (5)$$

$$R_{uout} = \frac{u_{out}}{\sigma_v'_{out}} \quad (6)$$

$$\sigma_v'_{out} = \gamma' z \quad (7)$$

$$k_{in} = k_0 + (1 - k_0) R_{uin} \quad (8)$$

$$R_{uin} = \frac{u_{in}}{\sigma_v'_{in}} \quad (9)$$

$$\sigma_v'_{in} = \gamma' z + q \quad (10)$$

ここに、

k_0 : 静止土圧係数

- z : 地表面からの深度 (m)
- u_{out} : 対策工外部地盤の過剰間隙水圧 (kPa)
- u_{in} : 対策工内部地盤の過剰間隙水圧 (kPa)
- $\sigma'_{v, out}$: 対策工外部地盤の初期有効鉛直圧 (kPa)
- $\sigma'_{v, in}$: 対策工内部地盤の初期有効鉛直圧 (kPa)
- γ' : 地盤の有効単位体積重量 (kN/m³)
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
- H : 液状化層厚 (m)
- q : タンク荷重 (kPa)
- k_w : 設計水平震度

式(1)と式(2)はそれぞれ対策工の外側と内側に加わる地震時の有効土圧と静水圧を加えたものであり、式(3)と式(4)はそれぞれ対策工の外側と内側に加わる地震時動水圧²¹⁾を表している。図-8に示した変形モードのうち、内圧による変形モードは外力($P_{in} - P_{out}$)、一方向土圧による変形モードは外力($P_{in} + P_{out}$)にそれぞれ対応している。なお、式(5)、式(8)の k_{out} と k_{in} はそれぞれ、過剰間隙水圧を考慮した地震時のみかけの土圧係数である。

(2) 試設計

模型実験と数値解析に採用した対策工に対し、前節で提案した設計法を用い、以下のような検討条件で対策工の各構成部材の断面力を算定し、模型実験結果および数値解析結果との比較検討を行った。

設計水平震度は0.18とし、液状化層の密度と相対密度は模型実験と対応するようにそれぞれ、1.66g/cm³、50%とした。また、静止土圧係数は0.5として外力を求めた。対策工外部地盤および内部地盤の過剰間隙水圧はそれぞれの地盤における液状化に対する抵抗率 F_L 値を求め、 F_L 値と過剰間隙水圧との関係式²²⁾より算定した。

地盤パネは、道路橋示方書に示されている水平方向地盤反力係数の算定式²³⁾を用いて算出した。地盤の変形係数は標準貫入試験のN値を用いる方法により算定することにし、地盤の相対密度とN値との関係式²²⁾からN値を求め、各深度における変形係数を求めた。

今回の条件では、液状化が予想される層がほぼ全層にわたって完全液状化しており、対策工の試設計においては地盤の液状化時における地盤パネの評価が対策工の断面力に大きな影響を及ぼすことが想定される。道路橋示方書²²⁾あるいは建築基礎構造設計指針²⁴⁾に示されているように地盤の液状化程度に応じて地盤パネの値を低減させる考え方が一般的であるが、その評価法は各基準で統一されていないのが

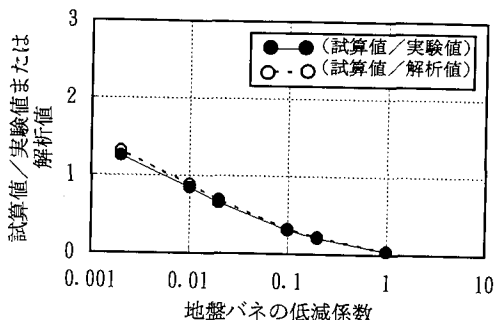


図-22 提案法による試算値と実験値等との比較 (芯材の曲げモーメント, 小規模タンク)

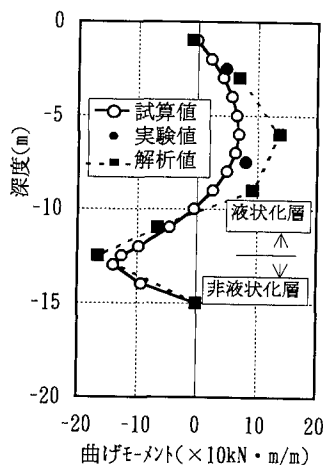


図-23 芯材の曲げモーメント分布 (地盤定数の低減係数0.01, 小規模タンク)

現状である。したがって、地盤パネの低減係数をパラメーターとして、対策工に作用する断面力を試算し、試算値と実験値および解析値との比較検討を行うことにした。

図-22はソイルセメント柱列壁芯材の最大曲げモーメントに関し、提案法による試算値と実験値または解析値との比を地盤パネの低減係数に対して示したものである。地盤パネの低減係数が小さくなるに伴い、試算値は大きくなる傾向を示し、地盤パネの低減係数として0.01を採用すれば、試算値は実験値および解析値とほぼ同等以上の値になることが判る。そこで、図-23には地盤パネの低減係数として0.01を用いた場合の芯材の曲げモーメント分布を示した。図には小規模モデルを対象とした結果を示した。図のように試算値は実験値および解析値と良い対応が見られる。中規模モデルにおける結果においても良い対応が見られたことから、地盤パネの低減係数の評価は課題として残されるものの、芯材に作用する曲げ応力の算定については一次元の梁パネモデルで十分に評価できることが明らかとなった。

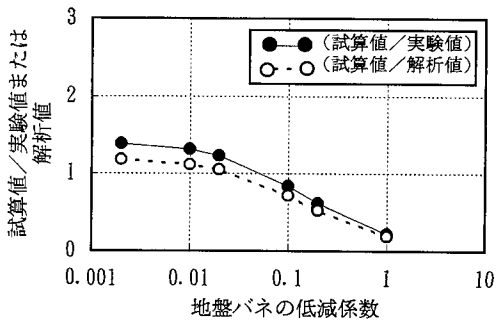


図-24 提案法による試算値と実験値等との比較
(補強リングの引張り力, 小規模タンク)

一方、補強リングの引張り力に対する試算値と実験値または解析値との比を図-24に示した。この場合も地盤パネの低減係数が小さくなるに伴って提案法による試算値が大きくなり、低減係数が0.01以下になると試算値は実験値および解析値と同等以上になることがわかる。地盤パネの低減係数が0.02以下になると芯材の曲げモーメントとは異なり、提案法による補強リングの引張り力は一定の値に収束する傾向がある。これは地盤パネが非常に小さい場合、補強リングの引張り力が地盤パネに依存する度合と比較して芯材の最大曲げモーメントが地盤パネに依存する度合が大きいことを意味する。

以上に示したように、芯材の最大曲げモーメントと補強リングの引張り力の地盤パネへの依存の仕方は同じではないが、地盤パネの低減係数として0.01程度を想定することにより、全層にわたってほぼ完全液状化するような場合にも適用が可能であることが判った。

なお、提案法による試設計においては設計法の有効性を確認するために非液状化層（根入れ層）の地盤反力はソイルセメント柱列壁の変位に比例して作用するものとしたが、実用にあたっては地盤反力が受働土圧を超えないように塑性域を考慮する場合についても同時に検討するのが望ましい。

5. まとめ

旧法タンク基礎地盤の液状化対策工法として、既設タンク基礎地盤の外周を補強リング付きソイルセメント柱列壁で取り囲み、円筒状に締め切ることにより、液状化に対するタンクの安全性をはかる工法を提案した。振動台模型実験および数値解析手法を用い、本工法による対策効果について検討した。さらにそれらの結果を踏まえ、対策工に対する設計法の提案を行った。本研究を通して得られた知見をま

とめて以下に示す。

- (1) 振動台模型実験および数値解析の結果、対策工を施すことによりタンクの沈下を軽減できることが明らかになった。
 - (2) 本対策工ではタンク基礎地盤をソイルセメント柱列壁で取り囲んで地盤の側方流動を抑止するとともに地盤に対する側方拘束力を高め、タンク基礎外周に作用する初期せん断力の発生を抑制することが基本原理となっている。
 - (3) 対策工を施すことによるタンク基礎の加速度応答倍率は無対策の場合と同程度である。
 - (4) 対策工の部材に作用する断面力つまり芯材に作用する曲げモーメントおよび補強リングに作用する引張り力は、平均（ドリフト）成分とそれからの変動成分に分離することができる。これらはそれぞれ対策工内部に発生する内圧によって現れる変形モードと対策工に一方向土圧が作用することにより現れる変形モードに対応している。
 - (5) 芯材に作用する曲げモーメントは、動的解析により得られる曲げモーメントの最大値に自重変形解析によって得られた曲げモーメントを加算することにより、実験結果とおおむね符合する。
 - (6) 対策工の設計モデルとして、ソイルセメント柱列壁を梁要素とした一次元の梁パネモデル、対策工に作用する外力としてタンクの自重により対策工に作用する内圧と慣性力にもとづく一方向土圧を考慮し、対策工に作用する断面力について算定した結果、提案法による試算値は実験値および数値解析値と良い対応が見られ、対策工の設計法として有効であることが確認できた。ただし、他の地盤条件およびタンク条件についても確認しておく必要がある。
- 今後は実規模のタンクに対する本工法の有効性を確認し、より信頼度の高い工法にしていく予定である。

謝辞：本研究を実施するにあたり、熊谷組液状化対策推進室の皆様には有益な御助言を頂きました。また、振動台模型実験の実施に際しては熊谷組技術研究所坂尾恵司氏にお世話になりました。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 仙頭紀明, 藤木広一, 渡部則雄, 濱田尚人, 森利弘: ソイルセメント柱列壁を用いた石油タンク基礎における液状化対策工法, 地盤工学研究発表会, pp. 1177~1178, 1996.7.
- 2) 濱田尚人, 渡部則雄, 藤木広一, 森利弘, 仙頭紀明: ソイルセメント柱列壁によるタンク基礎の液

- 状化対策効果の解析, 地盤工学研究発表会, pp. 324~325, 1996. 7.
- 3) 危険物技術研究所編: 液状化現象におけるタンク基礎における事例, 屋外タンク貯蔵所基礎の規制基準解説, pp. 77~96. 1985.
- 4) 地盤工学会阪神大震災調査委員会: 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編), pp. 253~257, 1996年5月.
- 5) 川嶋賢一編: 土木施工法講座 20 特殊構造物施工法, pp. 377, 山海堂, 1977.
- 6) 土質工学会: 地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集, 1991年1月.
- 7) 鄭京哲, 鈴木輝一, 大保直人, 澤内至武: 鋼矢板リング工法による液状化対策効果の評価に関する研究, 第 22 回地震工学研究発表会講演概要集, 1993年7月.
- 8) 本田満彦, 山田岳峰, 林寛, 加藤健治: 動的遠心模型実験による鋼矢板リング工法の対策効果について, 第 29 回土質工学研究発表会講演概要集, 1994年6月.
- 9) 酒見卓也, 田中満, 湯浅欽史: 地盤拘束法による既設タンク液状化対策の沈下抑制効果, 土木学会論文集, No. 547, III-36, pp. 57~65, 1996. 9.
- 10) 時松孝次, 能村商榮: 液状化過程における地盤変位が杭の応力に与える影響, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 426 号, pp. 107~113, 1991年8月.
- 11) 吉川正昭, 荒野政信, 山田善一: 模型砂地盤の液状化現象, 土と基礎, Vol. 34, No. 12, pp. 45~51, 1986年12月.
- 12) Susumu Iai: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report on the Port and Harbor Reserch Institute, Vol. 27, No. 3, Sept., 1988.
- 13) 中澤重一, 佐竹啓一: ソイルセメント柱列壁工法の設計・施工基準-日本材料学会・日本建築学会・土木学会等一, 基礎工, Vol. 22, No. 5, 1994年5月.
- 14) 石原研而, 安田進: 初期にせん断力を受けた砂の液状化, 土木学会第 29 回年次講演会講演梗概集III, 1974年.
- 15) 西好一, 金谷守: 地震時における基礎地盤の安定性評価(その5)-繰返し載荷時における非弾性構成式の提案と地震応答解析への適用-, 電力中央研究所報告, U87033, 1987.
- 16) Susumu Yasuda, Hideo Nagase, Hiroshi Kiku and Yutaka Chida: The Mechanism and Simplified Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 149~160, Mar., 1992.
- 17) Ikuo Tohata, Yasushi Sasaki, Kenichi Tokida, Hideo Matumoto, Yukio Tomari and Kazuhiko Yamada: Prediction of Permanent Displacement of Liquefied Ground by means of Minimum Energy Principle, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 3, pp. 97~116, Sept., 1992.
- 18) 古関潤一, 松尾修: 盛土のある地盤の液状化時の変位量に関する解析, 土木技術資料, Vol. 37, No. 1, pp. 20~25, 1995.
- 19) 例えば日本建築学会: 山留め設計施工指針, 1988.
- 20) 土質工学会: 土質工学ハンドブック, pp. 280, 1982.
- 21) 松尾修, 古関潤一, 久保寺家光, 鈴木吉夫, 西岡成, 深田久: 固化工法による砂地盤の液状化対策, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集, pp. 243-250, 1991年1月.
- 22) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1990. 2
- 23) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp. 202, 1994. 2
- 24) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp. 168, 1988. (1997. 5. 22 受付)

A STUDY ON THE LIQUEFACTION COUNTERMEASURE METHOD USING SOIL-CEMENT-COLUMN EARTH WALLS FOR EXISTING OUTDOOR TANKS

Hirokazu FUJIKI, Norio WATANABE, Toshihiro MORI,
Hitoshi MURATA, Hisato HAMADA and Noriaki SENTO

The authors proposed a liquefaction countermeasure method using soil-cement-column earth walls with reinforcing rings to counter the liquefaction of the ground around tank foundations constructed before the latest seismic design code for them. Sets of model tests using a shaking table and numerical analyses showed that this method was effective in mitigating the settlement of tanks. The main concept of this method is to construct soil-cement-column earth wall around a tank foundation in order to increase the lateral restraint of the ground under the tank foundation and suppress the ground deformation.

A method of estimating member forces of the structure is proposed and the values are compared with the results of the model tests and with those of numerical analyses. As the result, it is found that the proposed method is useful as a design method of the structure.