

注入固化工法を用いた既設タンク基礎地盤の 液状化対策効果に関する遠心模型実験

今村眞一郎¹・平野孝行²・萩原敏行³・高橋章浩⁴・竹村次朗⁵

¹正会員 西松建設技術研究所技術研究部 (〒242-8520 神奈川県大和市下鶴間2570-4)

E-mail: shinichiro_imamura@nishimatsu.co.jp

²正会員 西松建設土木設計部 (〒105-8401 東京都港区虎ノ門1丁目20番10号)

E-mail: takayuki_hirano@nishimatsu.co.jp

³正会員 工博 西松建設技術研究所技術研究部 (〒242-8520 神奈川県大和市下鶴間2570-4)

E-mail: toshiyuki_hagiwara@nishimatsu.co.jp

⁴正会員 工博 東京工業大学助手 理工学研究科国際開発専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

E-mail: takihiro@cv.titech.ac.jp

⁵正会員 工博 東京工業大学助教授 工学部土木工学科 (同上)

E-mail: jtakemur@cv.titech.ac.jp

既設タンク基礎地盤の液状化対策では、地盤変形に起因するタンク基礎底板の変形抑止が主たる目的となる。狭隘でしかも配管等が錯綜するタンク周りの施工環境を考えると、注入固化工法が現実に適した対策工の一つといえる。しかしながら、この工法では改良体特性に加え、改良範囲・深さ等とタンクの沈下抑制効果の関係が十分には明らかにされていない。本研究では低強度の注入固化による地盤改良について、経済的な改良範囲を確立することを目的として一連の遠心模型実験を実施した。実験結果より、改良深さや直下の改良範囲、改良強度・剛性がタンク基礎の沈下量や沈下性状に与える影響について考察するとともに、タンク基礎～改良地盤系の応答特性の観点から注入固化工法の安全で経済的な適用方法を検討した。

Key Words : oil storaged tank, liquefaction, sand, centrifuge model test, chemical grouting method

1. 序論

昭和51年の消防法の改正以降、昭和53年の宮城県沖地震、昭和58年の日本海中部地震、平成7年の兵庫県南部地震等、砂地盤の液状化を伴う大規模地震が数多く発生しているが、同法の規定により建設されたいわゆる新法タンクには沈下や傾斜等の液状化による被害はほとんど確認されていない。これに対して、同法の改正以前に建設されたタンク（旧法タンク）および特定屋外タンク（容量1千k1以上）規模に満たない比較的小さなタンクでは、特に傾斜等の被害が報告されている^{1), 2)}。この原因としては、液状化がタンク基礎直下地盤に沈下、または側方流動を生じさせ、タンク本体を傾斜させたものと推定されている。

平成7年1月に告示された改正消防法³⁾の施行により、昭和52年2月以前に許可を受けた危険物屋外貯

蔵タンク、または許可申請されたタンクに対して、基礎地盤の液状化に対する安全性が確保されない場合は、1万k1以上のタンクは平成23年まで、1万k1以下のタンクは平成27年までにそれぞれ液状化対策を実施することが義務付けられた。この改正消防法の通達には、既設タンク基礎地盤の液状化対策工法として、鋼矢板によるせん断変形抑制工法、過剰間隙水圧消散工法、地下水位低下工法、注入固化工法の4つの工法が示されている。この通達を受け、上記工法を含め液状化対策工法に関して、これまで数多くの模型実験^{1), 2), 6), 7)}や数値解析^{8), 9)}が実施され、それらの改良効果や有効性について検討がなされてきた。消防庁から通達された4工法のうち、注入固化工法は他工法と比べて施工機械が小さく、軽量であることから、狭隘で配管等が錯綜する実際の既設タンク周りでの施工に優れた工法の一つといえる。しかしながら、旧消防法では、注入固化工法の設計手

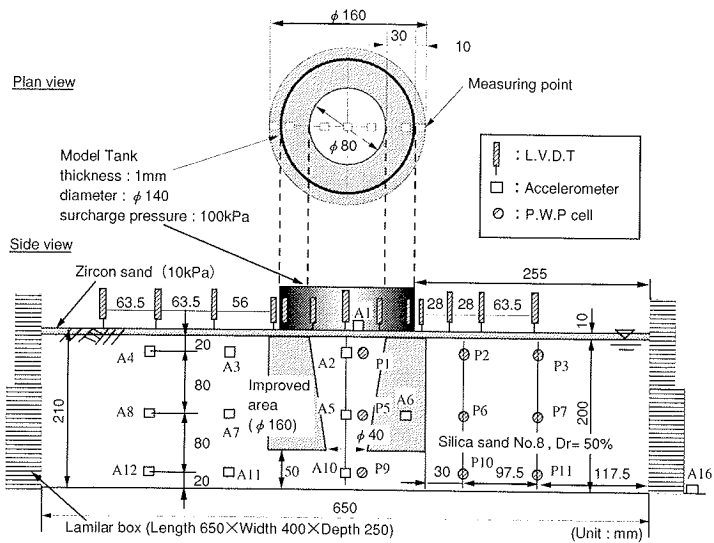


図-1 セン断土槽および計測器の設置 (実験ケース: SB5)

法が十分に確立されていなかったため、「直下を含めタンク側板より10mの範囲」の液状化地盤を全域改良することと規定された。これにより改良対象体積が大きくなり、他の3工法と比べて経済性に劣ると考えられている。このため、合理的な改良範囲の決定法を含めた、より経済的な設計手法の確立が、液状化対策としての注入固化工法の急務な課題といえる。

筆者らは、既設タンク基礎地盤の液状化対策工法として、浸透性の良い薬液（特殊シリカ系水ガラス）を注入材として用いた注入固化工法の実用化に向けた研究開発を進めてきた^{(10), (11), (12), (13), (14)}。その中で平成10年10月に稼動中のタンク基地における実際の石油タンク（直径14.5m, 容量1900kl）を用いた国内初の注入固化工法による液状化対策工法の現場施工実験、ならびにタンク撤去後の試掘調査を実施した^{(10), (13)}。この現場実験の結果より、目標の液状化対策範囲に対して十分かつ確実に注入が行われ、高い施工性と所定の品質を有していることを確認した。

本研究では、この現場施工実験に引き続いて、改良地盤上のタンクに対する一連の遠心模型振動実験を実施した。具体的には、円形タンク模型を用いたより現実に近い三次元モデルによる遠心模型振動実験を行い、従来から行われている二次元モデルの実験^{(11), (14)}との違いを明らかにするとともに、改良深さ、改良体の強度・剛性がタンク沈下量、沈下性状、ならびにタンク基礎～改良地盤系の応答特性などに与える影響について検討した。さらに、タンク下全域を改良するのではなくタンク中央部下に未改良層を残置した改良条件でも実験を行い、より経済的な改良方法についても検討した。

2. 注入固化されたタンク基礎の遠心模型実験

(1) セン断土槽の仕様と主な性能

図-1に、加速度計、間隙水圧計および変位計の設置位置を含むセン断土槽の全体概要図を示す。実験には、筆者らが開発した大型セン断土槽（幅650mm, 奥行400mm, 最大深さ500mm）^{(15), (16)}を使用した。このセン断土槽は、Whitman & Lambe⁽¹⁷⁾, Lawら⁽¹⁸⁾, 東ら⁽¹⁹⁾の研究を参考に設計製作したもので、厚さ15mmの剛な積層板（アルミニウム製）をφ5mmのクロスローラーゲージを介して最大33段まで積み上げることができる。各積層板間の相対水平変位量は最大で±15mmであり、この積層板には、ベアリングの機能が保持できるように研磨加工が施された鋼製ベアリング軌条が組み込まれている。また、遠心模型実験に使用する二次元剛性容器について平面ひずみ状態を確保する条件として藤井⁽²⁰⁾が示した土槽奥行き1/2幅に対する土槽壁のたわみ率0.2%未満を満足し、しかもセン断土槽の自重を極力抑えるために、積層板のフレーム幅は深さ方向に3段階で増加させてある。さらに積層板の重量を下層の積層板へ一様に伝達し、振動時のロッキングを抑え、安定した波形を得るための工夫として、土槽の四隅にスプリングで鉛直荷重を加えることができるプリテンション機構が施されている。実験では土槽高さを250mm（地盤深さは200mm, 土槽幅に対する深さの比は約0.3）としたが、土槽の応答特性に関する予備実験より、一本あたり491Nのプリテンションを与えることで安定した波形を得ることを確認している。また、全ての実験で振動台にて計測された鉛直加速度は、入力水平加速度

に対して最大でも5.8%であり、ロッキングはほぼ無視できる程度のものであることも確認した。なお、本研究で使用したせん断土槽の設計仕様や動的特性は、Imamura & Fujii¹⁰⁾に詳述されている。

(2) タンクのモデル化と相似則

a) 実タンクのモデル化

表-1は、実物と同一材料を用いた場合のNg場における1/N遠心模型の実物に対する相似則を示したものである。本研究ではこの相似則に基づいて、1/50縮尺模型による遠心模型実験を計画した。表-2には、実験対象としたタンクと遠心模型との比較を示してある。ここで想定したタンクは、筆者らが過去に実施した現場施工実験^{10), 13)}に使用した実機の石油タンク(容量1900k1, 直径14.5m, 高さ8.0m)である。しかし、実験に使用するせん断土槽の寸法上の制約から、タンク径に関しては想定タンクの1/2スケール(直径7m円筒タンク)とし、タンク接地圧と液状化層厚は想定タンクのものを用いてモデル化した。

実験では、一般に数値解析との比較を目的として便宜的に扱われる二次元モデルと、現実に近い条件とした三次元モデルとの違いを調べるため2種類のモデルを用意した。すなわち、図-2および写真-1に示すような肉厚1mmのアルミニウム製の二次元矩形タンクモデル(幅140mm, 奥行き395mm, 高さ45mm)と三次元円形タンクモデル(φ140mm, 高さ45mm)である。二次元モデルについては、振動中の変形を抑制するため、内部に格子壁を設置した。タンク荷重は、液体を用いたときのスロッシング等の複雑な現象を避けるために鉛散弾で与え、50gの遠心加速度場で100kPaとなるようにタンク内部に鉛散弾を敷設した。また、石油タンク底板は広さに比して厚さがかかなり薄く、柔な膜に近いと仮定し、次節で説明する円形タンクのSBシリーズ以外はタンク底部を厚さ0.5mmのゴム膜でモデル化した。したがって、このゴム膜と鉛散弾の組み合わせにより、底面圧力は沈下形状によらず等分布となる。鉛散弾の厚さは30mmであり、各モデルともにタンク荷重の重心は地表面から15mm高さとなる。なお、二次元モデルの実験では、二次元タンクと土槽壁側面との境界部分に2.5mmの隙間を設け、そこにシリコングリースを充填することで、振動時の土槽内壁との摩擦を極力低減させた。

b) タンク底板の剛性のモデル化(SBシリーズ)

直径7mクラスのタンク底板の板厚は、表-2に示すように厚さ4~6mm程度であり、構造的には内容物の漏洩防止膜としての役目をするのみで、その液圧はほぼ直接基礎に作用する。しかし、タンク下の基礎

表-1 遠心模型実験における相似率

Item	Symbol	SI unit	Scaling factor
Acceleration	a	m/s ²	N
Displacement	δ	m	1/N
Length	L	m	1/N
Area	A	m ²	1/N ²
Volume	V	m ³	1/N ³
Density	ρ	kN/m ³	1
Young's modulus	E	kN/m ²	1
Moment of inertia	I	m ⁴	1/N ⁴
Axis rigidity	EA	kN	1/N ²
Flexural rigidity	EI	kN·m ²	1/N ⁴
Shearing modulus	G	kN/m ²	1
Force	F	kN	1/N ²
Stress	σ, τ	kN/m ²	1
Strain	ε, γ	—	1
Time(Excitation)	t _d	s	1/N
Frequency	f	Hz	N
Time (Seepage)	t _s	s	1/N ²

表-2 実物と遠心模型の関係

Tank	Prototype	1/2 scale	Model
Diameter	14.5m	7m	140mm
Height	10m	5m	45mm
Load	100kPa	100kPa	100kPa
Depth	10m	10m	200mm
Side plate	Steel	Steel	Alminiu
Sketch plate	Steel	Steel	Steel
Thickness	8~10mm	4~6mm	0.1mm

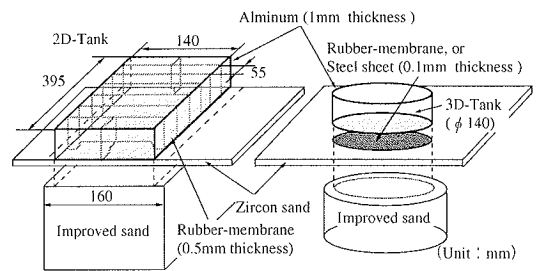


図-2 モデルタンク概要図

部に局所的な不等沈下が発生すると、比較的柔な構造と考えられる薄鋼板でも底板面内方向の張力によりタンク底面反力に差が生じる可能性がある。本研究では、タンク直下の中央部を未改良とするような中抜き改良ケースの検証にあたって、タンク底部をゴム膜とした場合、不等沈下に伴う底面反力分布を再現することができず、タンク基礎の沈下量や不等沈下量を過大評価することが推察された。そこで実物に近い底板のモデル化を行った試験(SBシリーズ)も行い、タンク底板の剛性がタンク基礎直下の沈下量に与える影響についても併せて調べた。この

底板には実物の厚さを約5mmと想定し、その1/50の厚さ(0.1mm)のステンレス板を用いた。

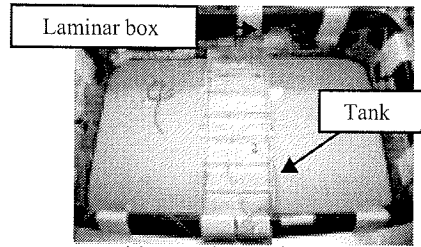
(3) 実地盤のモデル化と模型地盤の作製

実験には、8号珪砂を地盤材料として用いた。その物理・力学的性質を表-3に示す。遠心力場における液状化実験では、その力学特性についての研究実績が豊富な豊浦砂を用いることが多いが、遠心模型では動的現象と透水現象の時間則が $1/N$ と $1/N^2$ と異なるため、透水係数の比較的大きな豊浦砂の場合、振動中に液状化(間隙水圧の蓄積)を起こさせるためには間隙流体としてN倍の粘性度をもつ粘性流体を使用する必要がある。粘性流体を用いる場合、地盤の飽和度を上げるために真空下での飽和作業が必要であるが、真空をかけると内部の空気膨張により改良体にクラックが生じるため、この方法を採用することができない。そこで、間隙流体に水を、地盤材料として粒径が小さい砂を使用し、極力実物スケールでの透水係数を小さくし、液状化の発生をシミュレートした。8号珪砂の透水係数 k は、相対密度 $D_r=50\%$ では $k=2.0 \times 10^{-3}$ (m/s)であり、遠心加速度50g下での実物スケールの k は 1.0×10^{-3} (m/s)となり、これは中砂の透水係数($1.0 \times 10^{-1} \sim 1.0 \times 10^{-3}$ (m/s))に相当する。なお、事前に行った平地盤に対する50gの遠心加速度場で振動実験で、この条件によって明確な液状化が起きることを確認している。

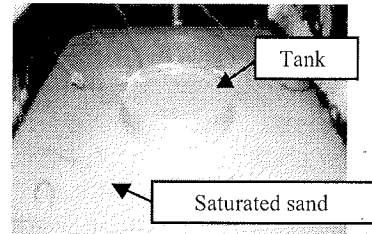
模型砂地盤の作製は、相対密度 $D_r=50\%$ を目標に空中落下法により所定の層厚200mmまで行った。砂層表面には、有効上載圧(遠心加速度50g場で10kPa)として厚さ約10mmのジルコン砂を敷いた。次に、模型砂地盤の飽和度を高めるため、二酸化炭素を模型砂地盤内に4時間以上通気させ、その後、水頭差100mmを一定に保ちながら土槽底部から脱気水を通水させ飽和砂地盤を作製した。なお、空中落下法により作製した模型砂地盤の密度は、土槽に投入した砂量と目標容積から求めた。

(4) 改良地盤の作製と模型地盤への設置時期の影響

改良地盤の作製方法は、図-3に概要図を示すように、以下の手順で行った。大きさが異なる試料容器を用意し大容器(A Box)の底の隅に注入孔を設け、小容器(B Box)の底面には均一に注入材が浸透するように多数の注入孔を空けておく。大容器に厚さ50mmの砂利を敷き詰めて小容器を入れ、この中に8号珪砂を用いて空中落下法により $D_r=50\%$ の地盤を作製する。砂地盤作製後、外側の大容器の注入孔と超微粒子シリカ系活性シリカの入った注入タンクをホ



(a) 二次元モデルタンク



(b) 二次元モデルタンク

写真-1 二次元・二次元モデルタンク

表-3 8号珪砂の物理・力学的特性

Specific gravity Gs	2.65
Mean grain size D_{50} (mm)	0.100
Uniformity coefficient U_c	2.927
Maximum void ratio e_{max}	1.333
Minimum void ratio e_{min}	0.703
Internal friction angle ϕ_a ($^\circ$) CD triaxial test	39.2

ースでつなぎ、超微粒子シリカ系活性シリカを容器とタンクとの水頭差500mmを保ちながらゆっくりと底部から注入浸透させる。この改良地盤の強度は、薬液中のシリカ濃度を変えることで調整することができる。このような手順で作製された改良地盤を7日間養生し、養生固化した固結砂を所定の二次元(直方体)、三次元形状(円柱)に成形し、模型砂地盤の作製時にタンク中央直下に設置した。成形後の改良地盤模型の例として3/4中抜き円柱改良体を写真-2に示す。

実施工では既設タンクの直下地盤において数メートルから十数メートル深さの拘束圧のもとで薬液が注入される。この注入施工では所定の注入量、注入圧により、間隙水が超微粒子シリカ系活性シリカに置換されながら、目標の直径3~4mの改良体が造成される。このように薬液はゆっくりと置換されるため、地盤内の有効応力の変化はほとんどないと考えられる。これに対して、低応力下で薬液を注入固化した本実験の場合、ゲル化した固化材の移動が殆どないと考えられるので、遠心加速度場での自重圧密による体積変化は小さく、砂部の有効応力は未改良

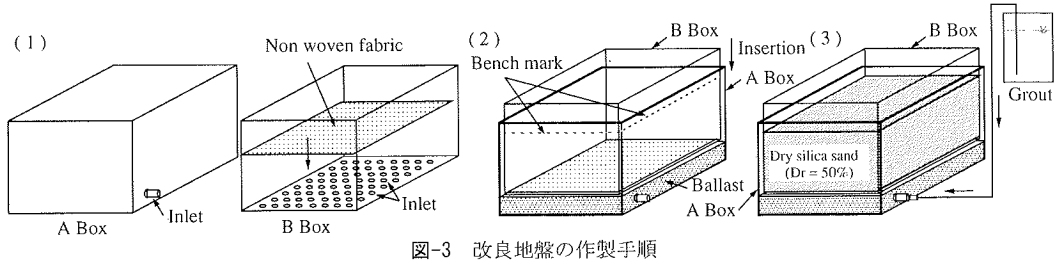


図-3 改良地盤の作製手順

部に比べると小さくなり、結果として改良効果としては実際より小さくなるのが想定されることに注意する必要がある。

(5) 改良地盤に必要な強度の検討

液状化対策に必要な強度を設定することを目的として、当該実験で使用した8号珪砂を用いて、未改良試料と改良強度を3種類 ($q_u=50, 100, 200\text{kPa}$) に変化した改良土試料について、繰り返し非排水三軸試験を実施した。なお、繰り返し載荷前の圧密圧力は全て98.1kPaとしたが、これは10m程度深度の飽和地盤における有効土被り圧を想定したものである。

図-4に、繰り返し応力比 (τ_d / σ'_c) と軸ひずみ $DA=5\%$ となる繰り返し回数 (N_c) の関係を示す。図中には林ら²⁰⁾が実施した新潟砂とその改良土 ($q_u=100\text{kPa}$) の結果も示してある。8号珪砂の未改良試料と $q_u=100\text{kPa}$ の改良土の繰返し回数20回での強度比 (τ_d / σ'_c)₂₀ は、0.16と0.46で、薬液固化により液状化強度は3倍近く上がる。新潟砂未改良試料²⁰⁾ は未改良、改良土とも8号珪砂よりやや小さいが、増加倍率はほぼ同程度である。また、改良土の液状化強度は、一軸圧縮強度が大きいかほど大きくなることも確認できる。

図-5は、善²²⁾ がセメント系固化处理土に対して作成したものと同様な一軸圧縮強度 q_u と液状化強度比 (τ_d / σ'_c)₂₀ の関係をまとめたものである。図中●で示した8号珪砂の改良土については、一次式回帰式も示してある。現在の消防法では、旧道路橋示方書基準²³⁾ に従って液状化抵抗指数FLを求め液状化判定を行い、これより対象地盤のPL値を評価し、5以上の場合に液状化対策が必要であると判定する。旧道路橋示方書によると、想定される最も大きな地震時せん断応力比は、III種地盤で全層が飽和しているとしておよそ0.35である。図から、一軸圧縮強度 $q_u=100\text{kPa}$ であれば、ほぼこれと同程度の液状化強度比が得られることがわかる。また、善ら²²⁾ は固化材を用いた改良供試体では、一軸圧縮強度が $q_u=50 \sim 100\text{kPa}$ 程度であれば、破壊時の形態が液状化ではなくなることを明らかにしている。以上を踏まえ、遠心模型実験における基本条件での改良地盤の目標強



写真-2 成型後の3/4中抜き円柱改良体

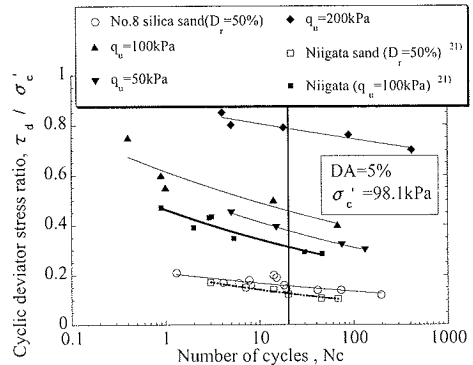


図-4 繰り返し応力比 (τ_d / σ'_c) と繰り返し回数 (N_c) の関係

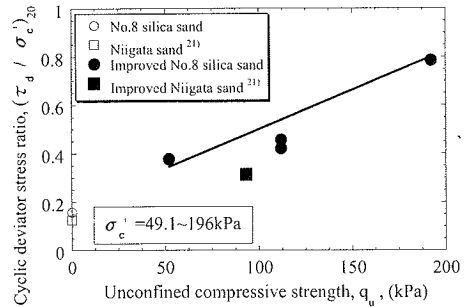


図-5 一軸圧縮強度 (q_u) と液状化強度比 (τ_d / σ'_c)₂₀ の関係

度を $q_u=100\text{kPa}$ とした。

(6) 改良地盤の動的変形特性

改良地盤の改良強度の違いによる動的変形特性を調べるため、動的変形特性試験を実施した。図-6, 7に一軸圧縮強度 (q_u) が 50, 100, 200kPa の初期せん断剛性 (G_0) に対するせん断剛性比とせん断ひずみ

(γ)との関係, ならびに減衰比(h)とせん断ひずみとの関係を示す. 図-6には各供試体の G_0 値も示してあるが, 改良強度を変えても初期せん断剛性 G_0 には差がない. 同様にせん断ひずみ $\gamma \leq 1.0 \times 10^{-3}$ の範囲では, $G-\gamma$ 関係に改良強度の差がほとんど見られず, 10^{-3} を越えると, 強度の大きなものほど剛性の低下が緩やかになる. 初期せん断剛性 G_0 に差がないのは, 土粒子間の結合力をセメンテーションで増加させるセメント系固化処理土とは異なり, 粒子間隙を剛性の小さなゼリー状の固結材で置換する注入改良体の場合, 微小ひずみ時の剛性は砂骨格部分でほぼ決定されたためと考えられる. しかし, 上述のように砂粒子の再配列が必要となる大きなひずみになると固化材の剛性の差が現れる. また, 図-7における減衰定数においても, 応力振幅が小さく骨格曲線のループの相対的な誤差が大きな微小ひずみ域を除いては同様な傾向が見られ, これらよりせん断ひずみの増加に伴う剛性の低下やエネルギー吸収特性の変化に対する改良強度の影響を確認できる.

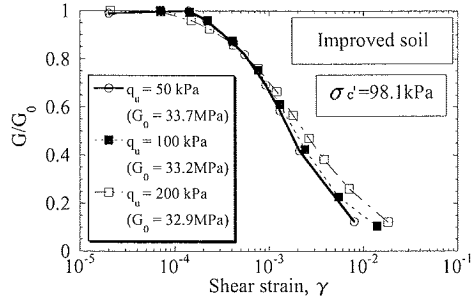


図-6 せん断ひずみ(γ)とせん断剛性比(G/G_0)の関係

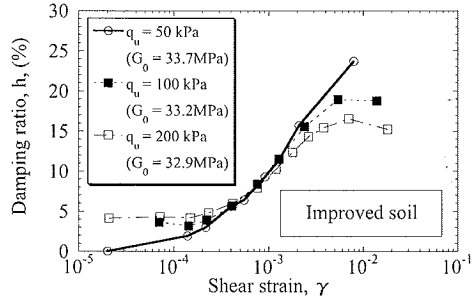


図-7 せん断ひずみ(γ)と減衰比(h)の関係

(7) 遠心場コーン貫入試験による模型地盤の評価

実地盤のモデル化にあたっては, 深さ10mまでを液状化層とし, 標準貫入試験によるN値5程度の緩い砂地盤を想定したが, 実際に模型地盤の強度が実地盤と, どの程度力学的に対応しているか, 室内要素試験だけでは間接的な判断しかできない.

原位置試験による液状化予測法として, コーン貫入試験から液状化強度を推定する手法が数多く提案されている^{25), 29), 27), 28), 29)}. そこで, 遠心力場での模型地盤の強度を直接把握するために, 地盤の強度分布を連続的に計測できる小型コーン貫入試験⁶⁾を実施し, 模型地盤のコーン貫入抵抗 q_c の分布からN値の換算を試みた. コーン貫入試験では先端角 60° の直径12mmの鋼製コーンを用い, 遠心加速度50gの下で未改良域(再現性の確認を兼ねて2回)と改良域に対し0.5cm/minの一定速度で貫入しながら, 原型深さ約5.5mまでの先端抵抗 q_c を測定した. 図-8は, コーン貫入抵抗値 q_c の深度分布を原型換算して示したものである. 未改良域のコーン貫入抵抗値はほぼ直線的に増加し, 模型地盤は正規圧密状態に近い密度分布をなしており, 液状化強度が深さ方向に増大していると推察される. 深さ5.5m付近では約1.8MPaであり, この測定結果が既往の研究^{28), 27), 28), 29)}と対応するものとするれば液状化強度比(τ_d/σ'_v)は0.12となる. また, 深さ5.5m付近で平均粒径0.10~0.20mm程度の砂に対して提案されている(1)式³⁰⁾を用いると, N値が4~5程度と推定でき, これより求まる液状化強度は, 液状化試験(図-4参照)のものと同く対応している.

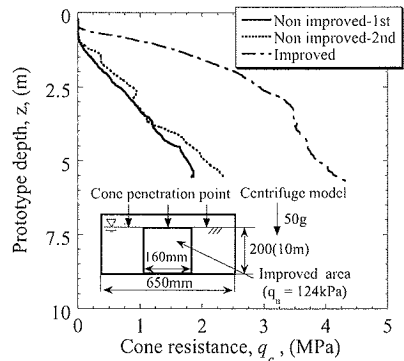


図-8 未改良域と改良域のコーン貫入試験結果の比較

$$q_c(\text{kPa})/N = 392 \quad (1)$$

一方, 一点破線で示した改良域のコーン貫入抵抗の深度分布はやや上に凸な形となった. 結果として貫入抵抗は未改良域と比べて特に浅部で大きく3倍程度, 地盤深さ5.5m付近では約4.5MPaで未改良域の約2.3倍となったが, これらの増加割合は繰り返し三軸試験で得られた改良による液状化強度の増加(約3倍)に近いものといえる. 鈴木ら²⁹⁾は, 標準貫入試験のN値に基づく予測式から, コーン貫入試験と原位置凍結試料による液状化強度との相互関係を調べ, コーン貫入試験結果から液状化強度を推定する手法を提案している. それによると細粒分含有率 F_c が $0 \leq F_c \leq 1\%$ の試料で, コーン貫入抵抗 q_c が15MPa以下の範囲では, コーン貫入抵抗と液状化強度の関係

表-4 実験ケース一覧(19ケース)

No.	Improvement type	Improvement depth H'(m)	Improvement ratio H'/H	Volume ratio V'/V	Dr (%)	Base plate's material	q _u (kPa)	E ₅₀ (MPa)	S _{max} * ¹ (mm)
NA1 ^{*2}	Non improvement	0	0	0	52.4	—	—	—	4.74
IB1	Non improvement	0	0	0	48.9	Rubber (0.5mm)	—	—	6.23
IB2	Whole layer	10	1	1.0	50.9		99.5~103	3.04~4.61	1.88
IB3	Three quarters	7.5	0.75	0.75	50.9		121~134	4.22~5.10	1.91
IB4	Half	5.0	0.5	0.5	51.5		130~149	5.79~7.85	3.18
SA1	Non improvement	0	0	0	52.3	Rubber (0.5mm)	—	—	6.70
SA2	Whole layer	10	1.0	1.0	43.4		107~130	1.57~6.28	1.93
SA3	Whole layer	10	1.0	1.0	52.0		70~85.6	1.08~3.43	4.01
SA4	Whole layer	10	1.0	1.0	50.0		147~166	2.07~2.29	2.90
SA5	Three quarters	7.5	0.75	0.75	51.9		115~129	1.86~6.48	2.89
SA6	Three quarters	7.5	0.75	0.75	52.7		115~129	1.86~6.48	3.61
SA7	Three quarters ^{*3}	7.5	0.75	0.56	52.3		141~143	3.24~3.83	4.16
SA8	Half	5.0	0.5	0.5	52.5		141~143	3.24~3.83	4.77
SA9	Half	5.0	0.5	0.5	52.6		216~229	10.5~12.8	2.74
SB1	Non improvement	0	0	0	46.4	Steel (0.1mm)	—	—	7.97
SB2	Whole layer	10	1	1.0	45.4		151~161	3.80~5.83	1.33
SB3	Three quarters	7.5	0.75	0.75	48.8		114~122	1.41~2.15	2.92
SB4	Three quarters ^{*3}	7.5	0.75	0.56	52.2		151~161	3.80~5.83	3.62
SB5	Three quarters ^{*4}	7.5	0.75	0.64	51.7		107~139	1.17~3.25	5.14

*1 S_{max}: Maximum settlement, *2 without tank, *3 Three quarters depth improvement with cylindrical non improved portion,

*4 Three quarters depth improvement with trapezoid non improved portion

は比例関係にあり、この傾向は本研究での試験結果と対応している。これらより注入固化した砂地盤のコーン貫入抵抗と液状化強度とは相互関係があることが示唆される。

(8) 実験ケースと加振条件

本実験では平面改良幅の大幅な縮小化を目的として、深層混合処理土工法による地盤改良範囲の考え方³⁰⁾に倣い、改良幅をタンク直下幅相当の範囲と定め、タンク側板から原型換算で0.5m(モデル換算:10mm)と決めた。なお、この改良幅に対して遠心加速度場50gにおける等分布タンク底面圧力条件の下で円弧すべり計算を行い、改良地盤の端部での局所すべり、ならびに全体すべり破壊が生じないことを確認している。本研究では、改良幅を一定として、改良深さや直下部の改良範囲、改良強度など影響を調べるために、再現性の確認を含め、表-4に示す19ケースの振動実験を実施した。円形タンクを用いた三次元モデルについて、未改良ケースを含む各実験ケースの概要図を図-9に示す。表-4に示す改良深さ比(H'/H)は、液状化地盤の深さ(H=200mm)に対する改良地盤の深さ(H')の比を、また体積率(V'/V)は、改良対象幅の液状化層全域の体積(V)に対する改良域体積(V')の比である。ここで、直下改良(H'/H=1.0)とはタンク直下から土槽底面までの深さ10mの液状化層を全て改良したケース

を、また直下3/4改良(H'/H=0.75、改良深さ7.5m)、直下1/2改良(H'/H=0.5、改良深さ5m)は、改良地盤の直下に未改良層をそれぞれ25%、50%を残置するケースである。中抜き3/4改良(H'/H=0.75、改良深さ7.5m)では、改良地盤内に円筒型形状をなす未改良部分を設け、さらに中抜き3/4台形改良(H'/H=0.75、改良深さ7.5m)では、未改良部をすり鉢形状とした。ここで、NA1ケース(未改良タンク無)、未改良ケース(IB1, SA1, SB1)についてFL値、PL値を求めると、NA1ケースではFL=0.54~0.72、PL=40に対し、未改良ケースではFL=0.75~0.93、PL=17となり、いずれのケースもPL値は5以上であり、液状化の可能性は高く液状化対策が必要であると判断できる。

入力加振条件は、図-10に示す水平加速度13g、卓越周波数100Hz(原型換算にて260Gal, 2Hz)の正弦波20波である。また、全ての遠心模型振動実験は、有効半径3.8mの遠心力載荷実験装置(最大遠心加速度150g)³²⁾を使用して実施した。

3. 実験結果および考察

- (1) タンク周辺の未改良域の過剰間隙水圧比、加速度応答の時刻歴
振動中のタンク周辺の未改良地盤の過剰間隙水

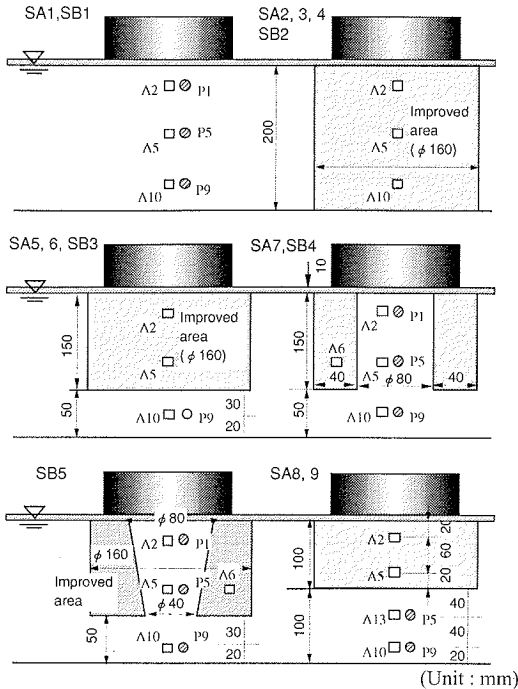


図-9 実験ケース概要図(三次元モデル)

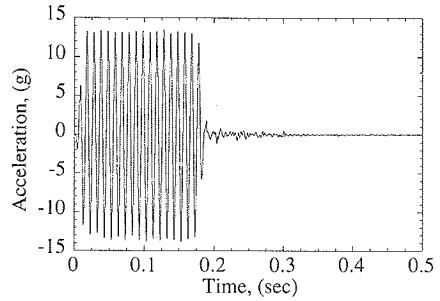


図-10 入力地震波(正弦波)

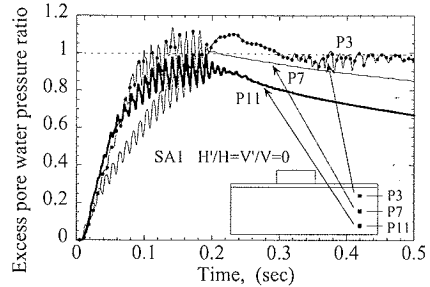


図-11 周辺地盤の間隙水圧比の挙動(SA1)

圧 (P3, P7, P11), ならびに加速度応答の時刻歴 (A4, A8) を, SA1 について図-11, 12 にそれぞれ示す. ここで過剰間隙水圧は初期有効土被り圧で除した過剰間隙水圧比で示してある. また, これらの挙動については全てのケースでほぼ同じ結果が得られた. タンク周辺の未改良域では, 加振開始と同時に過剰間隙水圧が急激に上昇をはじめ, 加振終了時点では全ての計測点において過剰間隙水圧比がほぼ 1.0 に達していた. また, A4, A8 での加速度応答も振動後半で入力波に比べ著しく減衰しており, これからも周辺地盤はほぼ完全に液状化していたことが確認できる.

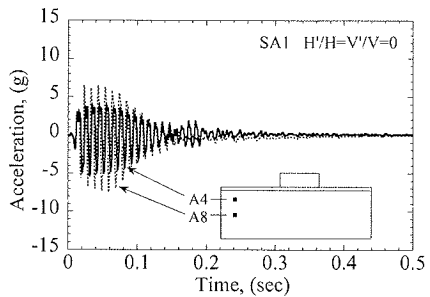


図-12 周辺地盤の加速度応答(SA1)

(2) 二次元モデルにおけるタンク基礎直下の過剰間隙水圧, 加速度応答の時刻歴

二次元モデルで実施した未改良 (IB1) ケースでのタンク直下 P1, P5 および P9 地点における過剰間隙水圧比, ならびに IB1 と 3/4 改良 (IB3), 1/2 改良 (IB4) での P9 の過剰間隙水圧比を比較したものを図-13 に示す. なお, タンク下の過剰間隙水圧比は, 有効土被り圧にタンク設置圧 (100kPa) を加えた値で過剰間隙水圧を除いたものである. 未改良 (IB1) ケースでは, 加振中は最深部の P9 が最大で 0.35 程度であったのに対し, P1, P5 地点の過剰間隙水圧比は 0.1 前後の値を示した. これは, タンク直下 100mm 付近まではタンクの変形拘束効果によって過剰間隙水圧の上昇が抑えられたことが原因と考えられる. また, P9 について IB1, IB3, IB4 を比較する

と, IB3 では他の 2 ケースと比べて過剰間隙水圧の上昇に遅れが見られるが, 最終的には他とほぼ同じ 0.35 程度の水圧比となっている.

図-14 はタンク基礎直下でのタンク荷重による地盤内鉛直応力増分の概念図を示したものである. 改良体外側の液状化が進むと改良体側面のせん断力が低下し, タンクからの上載荷重の側方への伝播割合が小さくなり, 改良体下部への伝播割合が増加する. 改良体の厚さが大きいほど, この上載荷重の下部への伝達割合は大きくなると考えられる. IB4 に比べ改良深さが大きい IB3 での過剰水圧の発生の遅れは, 加振初期は変形抑制効果により, 改良体直下近傍の過剰間隙水圧の発生が抑制されたためである. 加振後半での上昇の原因として, 周辺地盤からの水圧伝播も考えられるが, P9 よりその外側の P10 の過剰間隙水圧の絶対値がやや小さいことからその可能性は少なく, 周辺地盤に比べ有効応力が大きい改良体直下部では上述のようなメカニズムによる伝播応力

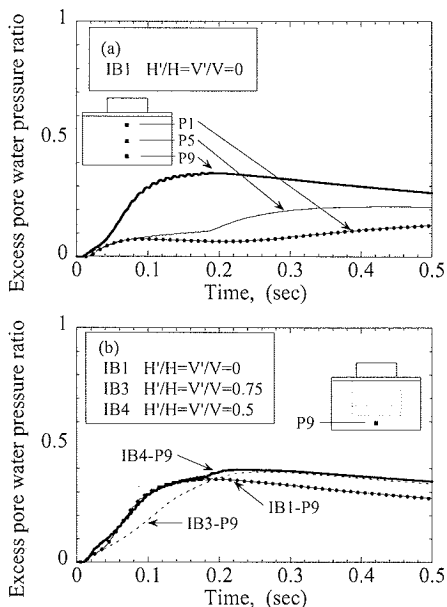


図-13 タンク直下の過剰間隙水圧応答

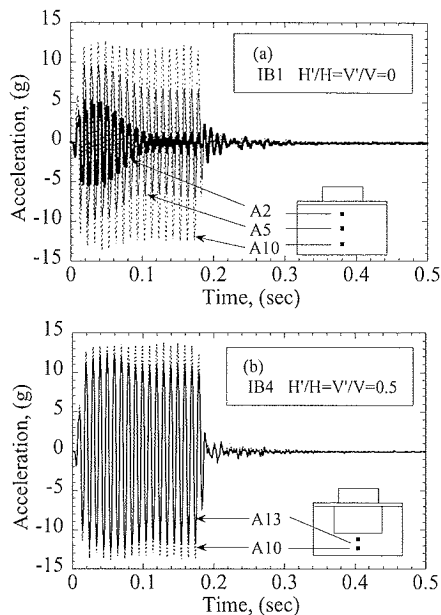


図-15 改良地盤直下の加速度応答

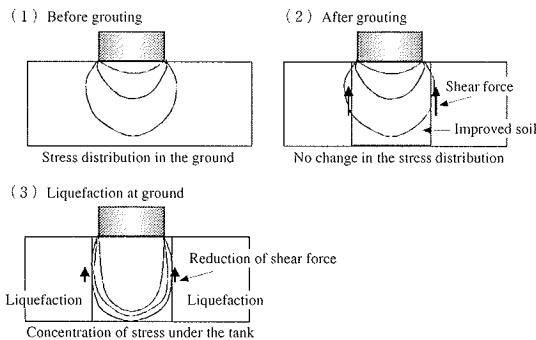


図-14 タンク荷重による地盤内鉛直応力増分の概念図

の増加が支配的と考えられる。また、透水係数が低い改良体の存在により、改良、未改良ケースで振動後（0.2秒以降）の間隙水圧の消散速度にも違いが現れている。

図-15に未改良（IB1）ケース、1/2改良（IB4）ケースのタンク直下（A2, A5, A10）、改良体直下（A13, A10）の加速度応答の時刻歴を示す。IB1ケースのA2, A5地点では加振開始後の4波目以降から減衰がみられ、10波目以降ではそれぞれ入力波の約10%、50%とほぼ一定値を示し、地表に近いほど著しい減衰が見られる。1/2改良（IB4）ケースのA13では6波目以降からA13の応答が低下し、約20%程度の減衰が見られた。またIB1、IB4ケースともに、最深部のA10では応答加速度に減衰はほとんど見られなかった。なお、ここでは図示していないが、3/4改良（IB3）ケースの改良体の直下（A10）でも応答加速度に減衰はなく、最深部では地盤の剛性低下はさほど大きくはなかったと考えられる。

(3) 三次元モデルにおけるタンク基礎直下の過剰間隙水圧、加速度応答の時刻歴

SA, SB シリーズの未改良ケース（SA1, SB1）についてタンク直下の過剰間隙水圧比の時刻歴を比較したものと、SA1のタンク直下の加速度応答の時刻歴を図-16に示す。またSBシリーズの各ケースおよびSAシリーズの1/2改良ケースについてタンク直下、改良体直下および改良体内部で測定された過剰間隙水圧比、加速度応答の時刻歴を図-17、図-18にそれぞれ示す。図-16(a)を見ると、タンク底板が完全にフレキシブルなゴム膜のケース（SA1）の方が鋼板のケース（SB1）よりタンク直下で過剰間隙水圧はやや大きくなってはいるが、タンク直下部の加速度応答（図-16(b)と図-18(a)）には両ケースに大きな差は見られなかった。

以上の結果を踏まえ、以下では三次元モデルの過剰間隙水圧、加速度応答について、タンクの底板の剛性をモデル化していない1/2改良ケース以外はSBケースを用いて考察を行う。

図-17(a)に示す未改良（SB1）ケースでのタンク直下のP1, P5, P9地点の間隙水圧比の時刻歴は、二次元モデルで得られた結果（図-13(a)）と比べると加振中の最大過剰間隙水圧比は最深部のP9でやや小さいもののほぼ同程度の値となっているが、上昇速度はやや遅い。また、図-17(b)に示す未改良（SB1）、3/4改良（SB3）および3/4中抜き改良（SB4）ケースのP9地点における過剰間隙水圧比の時刻歴は、未改良より3/4改良で大きな間隙水圧が発生しており、二次元モデルとは異なった間隙水圧挙動となっている。また、中抜き改良では未改良より小さな間隙水圧となっている。さらに、図-18(a), (e)に

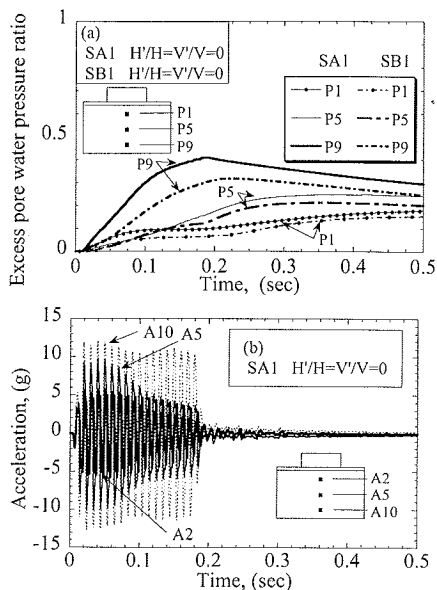


図-16 タンク直下の過剰間隙水圧比，加速度応答

示す未改良(SB1)と1/2改良(SB8, 9)の加速度応答についても同様に，二次元モデル(図-15)との差が特に浅い位置で確認することができる。これらの原因として，タンク荷重の地盤内伝播が改良条件に影響を受けることと，平面ひずみ二次元モデルと円形三次元モデルにおける，タンクからの慣性力，ならびに土槽，周辺地盤の境界条件，拘束条件の差が考えられる。

いずれの実験でも周辺地盤のP3, P7の地点(図-11)がほぼ完全液状化に至っているのに対し，中抜き改良(SB4)，台形改良(SB5)ケース(図-17(c), (d))では，P3, P7と同一深さの改良体内のP1, P5地点では過剰間隙水圧比が最大でも0.1~0.2と抑えられ，加振後もほぼ一定値を示している。これらは，加振中ではタンク荷重による上載荷重と改良壁の拘束効果により内部の過剰間隙水圧の発生が抑えられること，加振後では外部からの間隙水圧の供給や外部への排水が改良体によって抑制されることが原因と考えられる。また，改良体直下P9の最大過剰間隙水圧比は，中抜き改良(SB4)で0.2であるのに対し，台形改良(SB5)では0.4をやや上回り，3/4改良(SB3)とほぼ同じ値となっている。ここで，SB4とSB5の両ケースの実験条件の違い(表-4)として，改良体下部開口率の違いの他に，改良体自体の剛性(割線弾性係数： E_{50})に大きな差があることが挙げられ，前者が後者に比べ2倍以上大きくなっている。中抜き改良の場合，改良体の剛性が大きいと改良体部の底面反力も大きくなり，タンク荷重は改良体を介して改良体で深へ伝播する。したがって，開口部直下のP9への応力の伝播量は相対的に小さくなる。これに対して，改良体の剛性が小さく

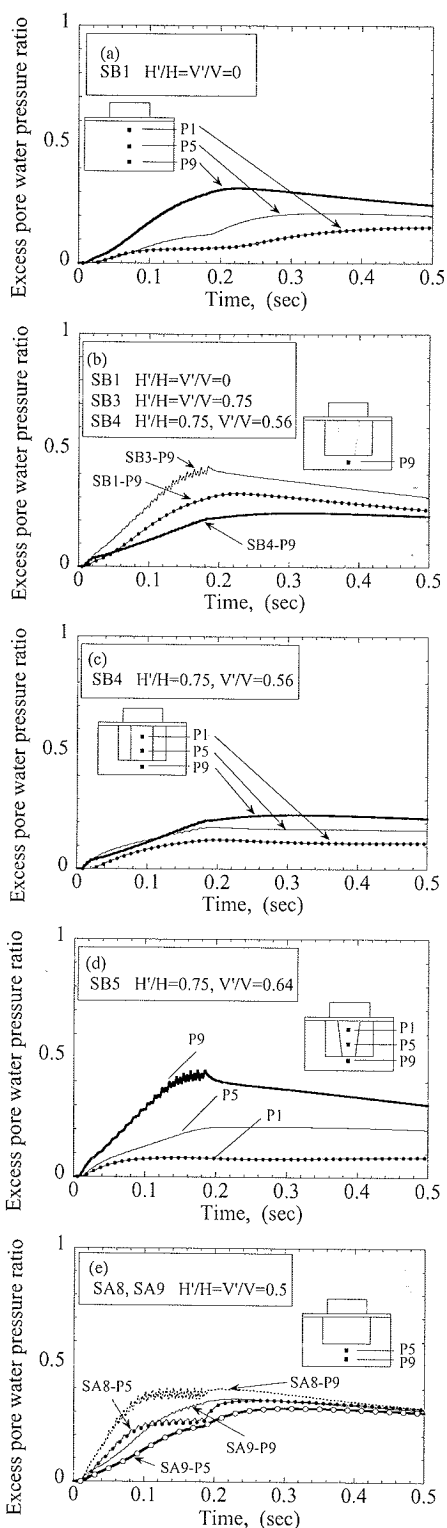


図-17 過剰間隙水圧比の時刻歴

なると改良体部の沈下量は大きくなるため改良体への応力集中の割合は小さくなり，タンク中心部の未改良域への伝播量は大きくなる。さらに，開口部面

積が小さくなると P9 の位置にも改良体から伝わる応力の割合も大きくなり、中抜き無しの直下 3/4 改良ケース (SB3) と近い間隙水圧挙動となることが考えられる。

改良体内部において計測した間隙水圧同様に、図-18(c), (d) より加速度応答 (A2, A5) にも明確な違いが認められる。すなわち、中抜き改良 (SB4) の応答加速度は大きく減衰するようなことはなく、ほぼ一定の加速度応答を示しているのに対し、台形改良 (SB5) では、初期は SB4 と同程度の加速度であるが加振に伴い両地点とも減衰している。

図-17(e) に示す 1/2 改良 (SA8, SA9) ケースでも、改良体の剛性の影響を見ることができる。改良体の剛性が大きい SA9 では、SA8 に比べ改良体直下に近い P5 で振動中の過剰間隙水圧の発生量は小さい。これは、P9 に関しても同様である。この過剰間隙水圧の上昇過程の差の原因として、改良体の剛性による改良体直下部の変形抑制効果の違いが考えられる。

図-18(e) は 1/2 改良ケースの改良部の加速度応答 (A5) を比較したものである。SA8 では 5 波目から減衰挙動が見られ、10 波目以降ではほぼ一定の応答を示しているのに対し、SA9 では 10 波目以降から徐々に減衰挙動が見られ、この加速度応答の差は、前述の過剰間隙水圧の挙動の差とよく対応しているといえる。

(4) タンク基礎直下の加速度応答倍率

加振終了時点でのタンク直下における加速度応答倍率の深さ方向分布を図-19 に示す。なお、ここでは加振してから 20 波目の時の各深さでの応答をその入力加速度で除したものを加速度応答倍率と定義した。また、図には周辺地盤 (代表 1 ケース) における分布も示してある。三次元モデル SA シリーズの直下改良 (SA2), 3/4 改良 (SA5) では、ほぼ同じ 50~100% の高い応答倍率であるのに対し、中抜き改良 (SA7), 1/2 改良 (SA8) では 20~80% とそれを下回る応答倍率となり、未改良 (SA1) に近い応答分布となっている。また、SB シリーズはタンク直下の部分でやや小さめの倍率となっているが、それ以外では SA シリーズとほぼ同じ分布を示している。なお、SB シリーズの直下改良 (SB2), 3/4 改良 (SB3) ケースにおいて、タンク直下改良体部 A2 地点で低い応答倍率となった。両ケースの 2 波目の応答倍率を調べたところ、極めて低い応答を示しており既報^{(12)~(16)}と比較しても、この低い応答倍率は加速度計の設置状態の不備が原因と考えられる。

二次元モデル (IB シリーズ) では、三次元モデルと比べると改良範囲の違いによる応答加速度の感度が低いなど、実験条件による明確な差違が認められなかった。これは、今回の実験条件では二次元モデルにおいて、周辺地盤に対する改良体と土槽側壁

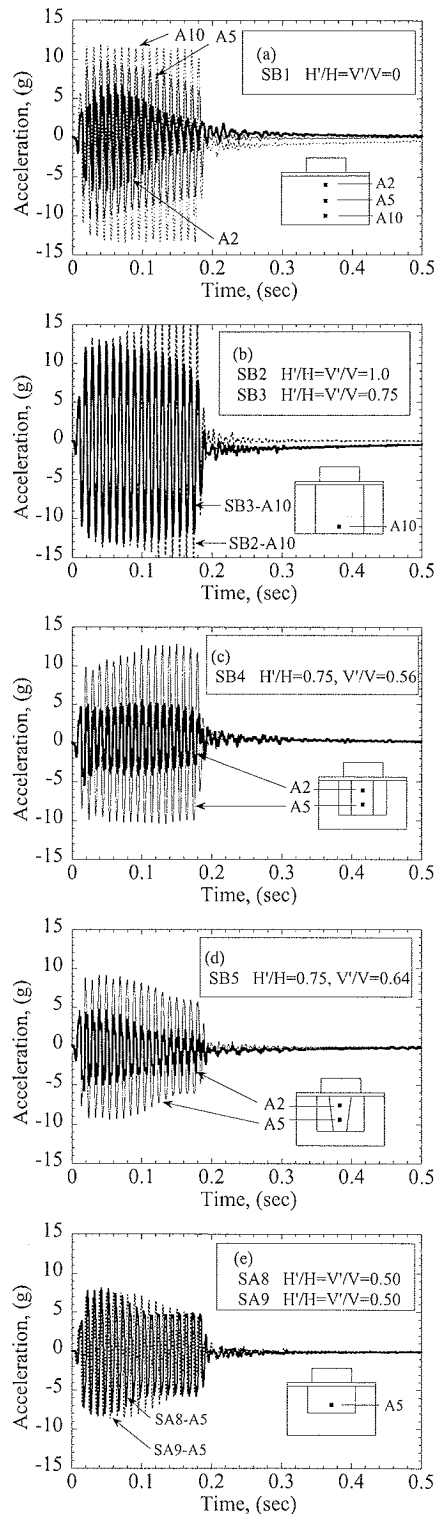


図-18 タンク直下の加速度応答の時刻歴

の拘束の影響が大きいため、改良条件による差が生じにくかったものと考えられる。なお、三次元モデルでは予備実験を行い、改良体周辺部の間隙水圧計、

加速度計の応答が、タンク中心から振動方向に設置したものと振動直角方向に設置したものでほぼ同様であり、改良体と土槽側壁の拘束の影響が小さいことを確認している。

(5) 改良強度・剛性の違いによる応答特性

改良強度・剛性の違いが加速度応答特性に与える影響を調べるため、直下改良ケース (SA2, SA3, SB2) と 1/2 改良ケース (SA8, SA9) について比較したものを図-20 に示す。なお、直下改良 (SA4) については加速度計測ができなかったため、SB2 で代替した。タンク直下を全層改良したケースでは、直下改良 (SB2) の深い位置で応答倍率が 1.25 と高い値を示し、一軸圧縮強度 q_u が 100kPa 以上のケース (SA2, SB2) では加速度応答は地表付近まで入力加速度に近いものとなっている。また、1/2 改良ケースでは、改良体直下の未改良部 (深さ 150~200mm) の応答にはあまり差は見られないが、改良体の部分では改良強度が大きい SA9 の方が、タンク底面に近いほど応答倍率が大きくなっている。これに対して SA8 と同程度の改良体強度 ($q_u=140\sim150\text{kPa}$) をもつ直下全域改良のケースで高い応答倍率となるのは、図-18(b) に示すように、深部 (A10) において土槽底面から入力されたせん断波が改良体に直接伝達され、減衰が殆どないためである。しかし、直下全層改良といえども強度が小さくなると、下部に未改良層を半分残すケースと同程度の減衰を示している。周辺地盤の液状化による剛性の低下に伴う加速度応答の変化は非常に複雑で本ケースのみでは定量的な結論を出すことはできないが、直下改良、1/2 改良ケースともに改良強度、剛性の違いが、タンクを含む改良体の応答倍率に大きく影響することを確認することができる。

(6) タンク基礎～改良地盤系の加速度応答特性

タンク基礎～改良地盤系の加速度応答特性を把握するため、図-9 に示すように加速度計 (SB2, 3 では A5, SB4, 5 では A6) を改良体に埋設して計測した。なお、SA, SB シリーズの両者には加速度応答に関して顕著な差が見られなかったことから、SB シリーズで代表して、上述のタンク直下改良体とタンク基礎部の加速度応答の時刻歴を図-21 に示す。なお、未改良ケース (SB1) については、改良ケースとの比較のために改良体に埋設した加速度計と同じ深さで計測したデータ (A5) を示してある。

未改良 (SB1) では、図-17(a), 18(a) に示すように、周辺地盤の液状化による地盤剛性の低下に伴い、初期 69% であった A5 の応答倍率は加振終了時、約 46% まで減衰している。タンク基礎部の応答加速度は、加振直後、入力加速度の 35% であったものが 6 波目まで漸増し、それ以降は減衰し、加振

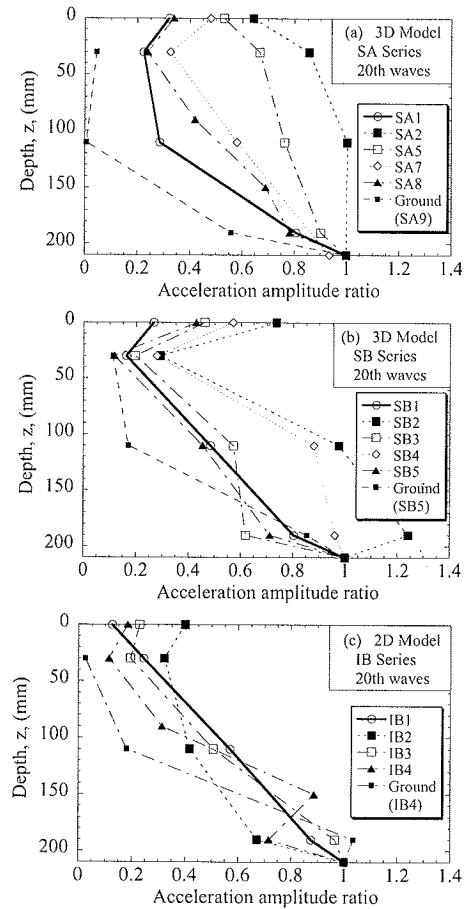


図-19 地盤深さ方向の加速度応答倍率

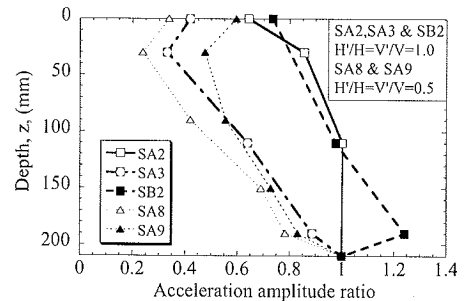


図-20 改良強度の違いによる加速度応答倍率

終了時での応答倍率は約 25% となっている。これに対し、図-21(b) に示す直下改良 (SB2) では、タンク基礎部と改良体の応答加速度は加振終了まで増加し続け、特に改良体の応答加速度は入力波と同レベルとなった。直下改良体で増幅されたせん断波は改良体直上のタンク基礎にも直接影響しており、加振終了時点での加速度応答は初期 38% であったものが約 77% まで増幅した。未改良 (SB1) と直下改良 (SB2) との差からも明らかのように、タンク基礎の直下全域を改良する場合、タンクを含む

改良体の加速度応答を増大させる可能性があることがわかる。改良体直下に未改良層を残す 3/4 改良 (SB3), 中抜き改良 (SB4), 台形改良 (SB5) ケースでは, 改良体強度がやや大きな中抜き改良 (SB4) を除けば, SB3, SB5 の改良体の加速度応答は周辺地盤の液状化の影響を受けて徐々に減衰している。

一方, タンク基礎部の応答加速度は, 3/4 改良 (SB3), 中抜き改良 (SB4), 台形改良 (SB5) において, いずれも初期 30% 前後であったものが, 最大応答倍率は, SB3, SB4 で約 58%, SB5 で約 42% であった。また, 後半部では 3/4 改良 (SB3) では加振に伴う減衰, 中抜き改良 (SB4) では若干の漸増, 台形改良 (SB5) は一定の加速度応答を示した。このタンク基礎の応答についても, 図-20 に示したように, 改良体自体の強度・剛性 (E_{50}) との良い相関性が見受けられる。3/4 改良に代表されるフローティングタイプは, 改良体直下に未改良層を残置しても完全な液状化に至ることはなく, タンク基礎の沈下も直下改良ケースと同程度であり, タンク基礎応答の抑制効果 (免震効果) や経済性の点で優れているといえる。

(7) タンク基礎の沈下挙動

図-22 に, 二次元, 三次元モデルの IB, SA, SB シリーズについて, 加振に伴うタンク基礎中央部の沈下時刻歴を示す。未改良ケースでは 3 シリーズともに加振開始直後に急激に沈下し, 振動後半では緩やかに沈下速度が減少するような放物線に近い時間-沈下関係となっている。また, 加振終了後も若干の沈下が見られる。三次元モデルの改良地盤ケースでは, 中抜きケース (SA7) での加振開始直後は未改良ケースとほぼ同程度に沈下している。また, SA8 と SA9 を除き, その後の加振に伴い沈下は次第に収束し, 加振終了と同時に沈下は終了している。加振後半の沈下速度は, 改良深さが大きいほど小さいことが明確にわかる。SA8 と SA9 の場合, 加振後半において沈下速度が大きく, しかも両者に差が見られた。これは, 図-17(e) と 図-18(e) に示したように, 改良体の剛性差による改良体直下部の変形抑制効果の違いによるものと考えられ, 前者では 5 波目から, 後者では 10 波目以降から加速度応答に減衰挙動が見られ, 加振後半の沈下速度が大きくなる起点とよく対応しているといえる。

図-23(a), (b) に, 三次元モデルの未改良 (SA1, SB1), 中抜き改良 (SA7, SB4), 台形改良 (SB5) について, タンク基礎中央部とタンク左右のエッジ 3 点の沈下時刻歴を拡大したものを示す。未改良ケース (SA1, SB1) では 3 点ともに加振開始と同時に沈下し, 中央部とエッジとの相対沈下量は比較的少ない。これに対し, SA7, SB4, SB5 の場合, タンク中央部では未改良ケース中央部と, 改良体上のエッジで

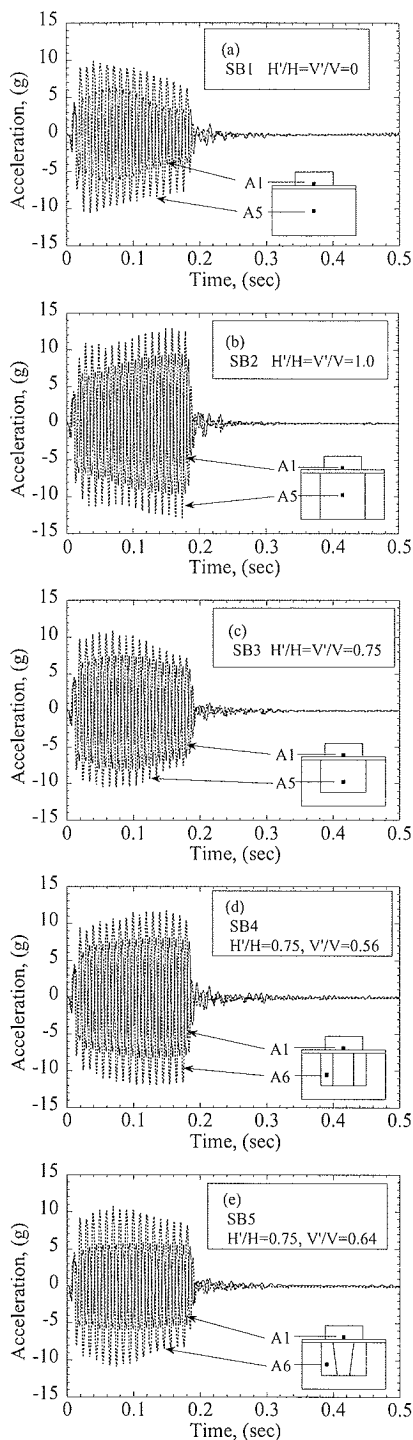


図-21 改良地盤の加速度応答

は改良ケースの沈下時刻歴挙動とほぼ同じ挙動を示していることがわかる。

一方, 二次元モデルでのタンク中央部における沈下挙動は三次元モデルと同様な傾向を示すが, 沈下量は三次元モデルに比べ小さい。このように二次元

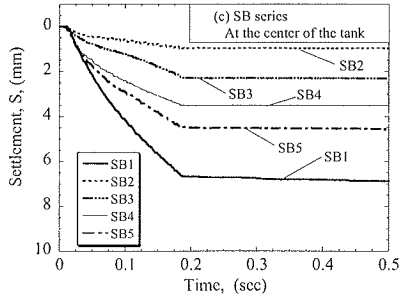
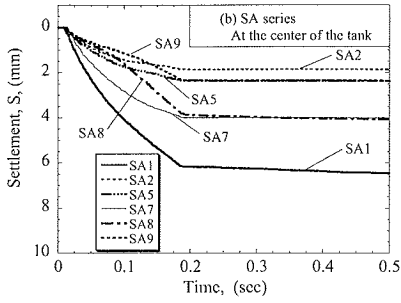
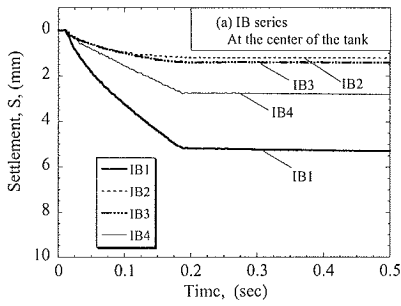


図-22 タンク基礎底面中央部での沈下挙動

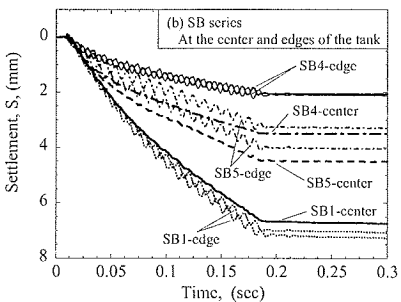
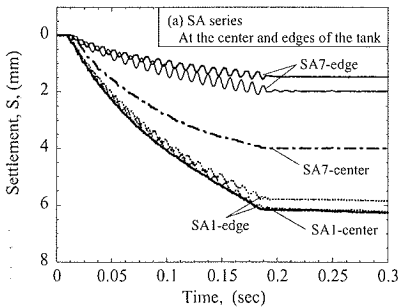


図-23 タンク基礎底面中央部とエッジでの沈下挙動

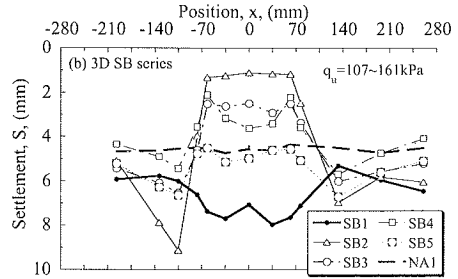
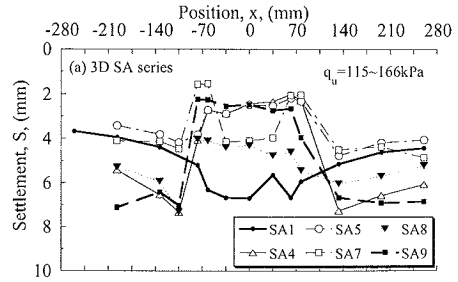


図-24 周辺地盤を含むタンク基礎の沈下分布

モデルの方が沈下速度や沈下量が少ない原因として、土槽、周辺地盤によるタンクおよび改良体の拘束条件、ならびに改良直下部における変形拘束条件の違いが影響しているものと考えられる。

(8) タンク基礎の沈下分布

図-24に、三次元モデルSA, SBシリーズの加振終了時の周辺地盤を含むタンク基礎の沈下分布形状を示す。図-24(b)に示すように、タンクを設置しない水平地盤(NA)では、ほぼ一樣な沈下が起き、その沈下量は約4.7mmであった。タンクありのケースのタンク周辺ではNAケースとほぼ同じかやや大きめの沈下が生じているが、この周辺部の沈下量の差は主として地盤の初期相対密度 (D_r) によるものと考えられる。特に、初期 D_r が小さかったSB1, SB2の周辺沈下が大きくなっている。また、タンク近傍部で局所的に大きな沈下(特にSB2)が見られるが、これは地表面変位計(LVDT)のロッド先端の沈下板(1g, 10×10mm)が振動により地盤にめり込んだことによるものである。直下改良ケースでは加振に伴い改良体自体の応答加速度も徐々に増幅していることから(図-20)、改良体近傍の周辺地盤では大きなせん断ひずみが生じ、地盤の剛性が他ケース以上に小さくなり、これが原因で他のケースに比べ沈下板がめり込みやすくなったと考えられる。なお、このようなめり込みの可能性は周辺のみであり、タンク下の基礎地盤の沈下計測ではタンクからの圧力のために沈下板の局所的な沈下は生じない。

図-25に、二次元モデルのIBシリーズ、三次元モ

デルのSA, SBシリーズについて、加振終了時のタンク直下基礎の沈下分布形状を示す。二次元モデルでの未改良地盤(IB1)での最大沈下量は、NAケースを50%近く上回る約6mmに対し、直下改良(IB2), 直下3/4改良(IB3)とともに2mm弱(未改良ケースの30%)と大幅に沈下が抑えられ十分な改良効果が認められた。また、1/2改良(IB4)でも約3mm(50%)を示した。

SAシリーズでは、未改良地盤(SA1)での最大沈下量は約7mmに対し、直下改良(SA2)では約2mm(30%)と大幅に沈下が抑えられている。未改良部を残した3/4改良(SA5)でも、タンク直下改良と同程度の沈下であった。これは、図-17(b)に示したように、改良体直下近傍の過剰間隙水圧比は0.3程度に抑制されたことにより、加振に伴う改良体直下地盤のせん断剛性の低減も抑制されたことが原因と考えられる。

一方、中抜き改良(SA7)で約4mm(60%)、1/2改良(SA8)で約5mm(70%)となった。また、中抜き改良の改良体上の沈下量は約2mmで直下改良、3/4改良とほぼ同じであり、タンク直下に最大で2.5mmの不等沈下が生じた。これはタンクモデル底板を完全にフレキシブルなゴム膜としているため、タンク底面反力は、沈下分布によらず改良部、未改良部ともほぼ同じとなり、改良部の圧縮量に中抜き有り無しの差が現れなかったためと考えられる。また、改良体内の未改良部は側方変形が拘束されているため、この部分の沈下の主たる原因は圧密による体積圧縮と考えられる。したがって、中抜き改良の改良体部と未改良部の不等沈下量はタンク圧力のもとでの両部分の圧縮量の差にほぼ等しいといえる(図-24(a))。

タンク基礎底板のモデル化を行ったSBシリーズでは、未改良地盤(SB1)での最大沈下量は約8mmと大きい値を示しているのに対し、直下改良(SB2)では約1.5mm(19%)と大幅に沈下が抑えられている。3/4改良(SB3)では約3mm(38%)とタンク直下改良(SB2)をやや上回る沈下量を示し、中抜き改良(SB4)で約3.5mm(44%)、台形改良(SB5)で約5mm(63%)となった。中抜き改良(SB4)での不等沈下量(1.4mm)は底板をモデル化していないSA7(2.5mm)に比べ抑制されており、沈下分布形状も緩やかになっている。これはタンク底板面内方向の張力により、タンク基礎底面反力の差が生じたことが原因と考えられ、図-23に示したSA・SBシリーズのタンク中央部とエッジ部の沈下挙動にも、その差が明確に現れている。

(9) タンク近傍地盤の沈下, 変形メカニズム

図-26は、溝口ら¹¹⁾がKimura et al.⁴⁾と同じ二次元実験システムを用いて実施した注入固化1/4改良ケースにおいて、実験前後にX線撮影により観測し

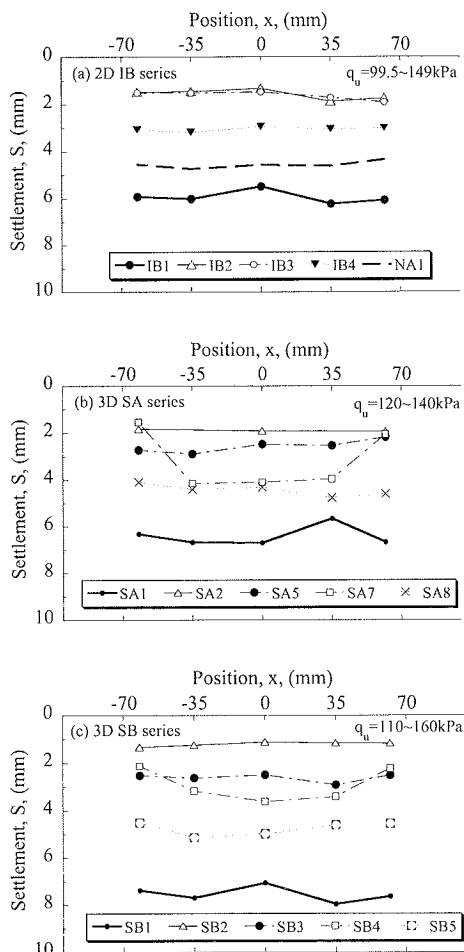


図-25 タンク基礎の沈下分布

た地盤中に埋設した鉛散弾の位置(前:○, 後:●)であり、加振に伴う地盤の変形状況を示している。改良体部は主として鉛直方向に変位し、改良体下の地盤では鉛直成分に加えて水平成分、すなわちタンク外側への側方流動が見られる。この図の改良体下の変形状況からもわかるように砂地盤上のタンクの地震時の液状化に伴う沈下は、タンク下の地盤の体積圧縮と側方流動によって引き起こされるが、この部分が固化改良されると体積圧縮、側方流動ともに小さくなる。この二つの原因による沈下は、液状化層厚と直接関係するため改良厚の増加、言い換えるとタンク下部の液状化層厚の減少に伴い減少する。しかし、改良体といえども完全には剛ではないので、3.(2)で述べたように改良体周辺部の液状化に伴う改良体深部での鉛直圧の増加や、加振に伴うタンクからの繰り返し荷重により改良部で主として圧縮変形が生じ、タンク沈下の原因の一つとなる。以上のように、タンク基礎直下を注入固化により改良した場合のタンクの沈下は、タンク下の液状化層(未改良層)の厚さと液状化に伴う剛性の低下の程度、

改良部の厚さとその剛性等の地盤条件とタンク荷重や地震動の外力条件等、多くの要因に依存する。

タンク底板を完全にフレキシブルなゴム膜とした中抜き改良(SA7)の場合、3. (8)で述べたように改良部と未改良部との間に大きな不等沈下が生じた。一方、実物タンク鋼製底板の剛性をモデル化した中抜き改良(SB4)の場合では、改良体部の底板反力の増加とタンク中央未改良部での底板反力の低下によって、タンク基礎部の不等沈下は小さく、沈下勾配も緩やかになる(図-25(c))。中抜き改良(SB4)の改良体上の沈下量が、直下 3/4 改良(SB3)の沈下量より小さくなったが、この原因として、改良体の剛性の差(SB4 の E_{50} が 3.80~5.83MPa で、SB3 が 1.41~2.15MPa)が挙げられる。このような改良体の剛性の差と考えられる沈下量の差は、台形改良(SB5)と中抜き改良(SB4)にも現れ、 E_{50} が 1.17~3.25MPa と小さかった SB5 では改良体部でも大きな沈下が生じたため、逆に不等沈下量は小さくなったと考えられる。

以上の結果は、中抜き改良のような場合、改良体の剛性が大きすぎると、絶対沈下量は小さくなるが、不等沈下が増加する可能性があることを示唆している。したがって、中抜き改良ケースの実設計においては改良体に必要な液状化強度、ならびに静的強度および剛性を算定し、これらを用いた数値解析によるタンクや改良体の安定性の確認に加えて、タンク基礎の不等沈下についての検討もより重要となる。この不等沈下量はタンク底板の剛性に大きく依存するため、これに関する適切な考慮が、数値解析、ならびに遠心模型実験のような物理模型でも必要となる。遠心模型のタンク底板のモデル化にあたっては、もし実物と同じ剛性の材料を用いるならば、本実験のように模型縮尺通りの底板厚さとすればよいが、異なる剛性の材料(例えば、鋼製の底板についてアルミ板)を用いる場合は、板自体も非常に薄いため、曲げ剛性(EI)ではなく、板面方向の伸び剛性(EA若しくは Et :ここで A:断面積, t:厚さ)をあわせるべきであろう。

(10) 改良範囲、改良体の強度・剛性の違いによるタンク基礎の沈下抑制効果

図-27は、各ケースの改良体容積と直下全層改良ケースの改良体体積の比(V'/V)と最大沈下量をタンク径で正規化した最大沈下量比(S_{max}/D)の関係を示したものである。また、改良地盤の最大沈下量を各実験シリーズの未改良地盤の最大沈下量で除した沈下抑制比($S_{max}/S_{max}(NO)$)を改良体の体積比に対してプロットしたものを図-28に示す。さらに、図-28(a)では、改良強度が大きく異なるSA3とSA9、中抜き改良(SB5)を除き、各シリーズ毎に一次回帰線を示してある。改良体強度の差によるものと考えら

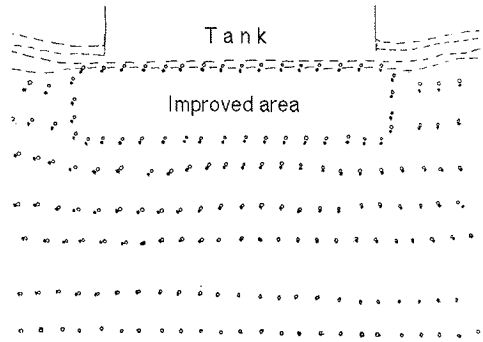


図-26 タンク直下の鉛散弾変位図 (1/4改良)¹¹⁾

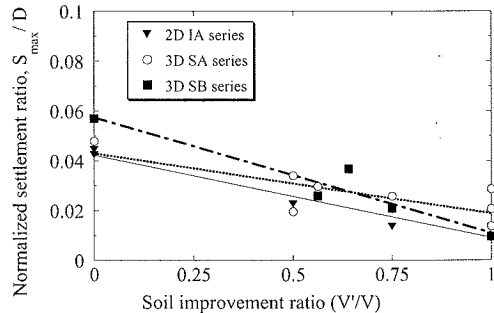


図-27 改良体積率(V'/V)と S_{max}/D の関係

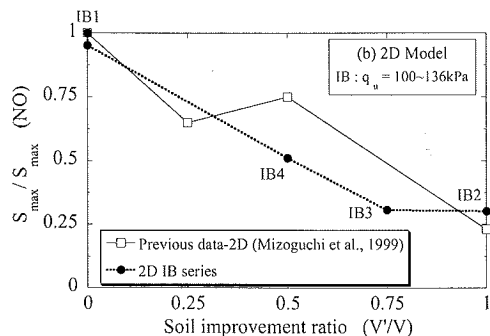
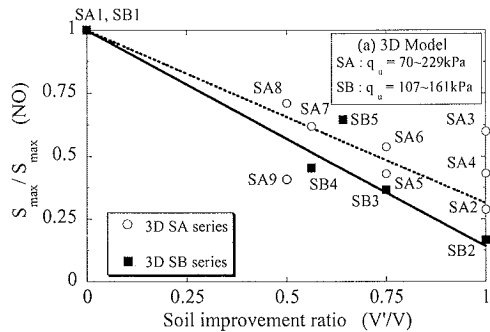


図-28 改良体積率(V'/V)と $S_{max}/S_{max}(NO)$ の関係

れるばらつき(特にSAシリーズのSA3, SA4とSA9)はあるが、これを考慮すれば改良体積率に対して沈下量比がほぼ直線的に減少している。なお、SAシリーズの直下全層改良であるSA2, SA3, SA4において改

良体の強度・剛性に加えて地盤の密度にも差はある。しかし、SA2で最も密度は小さく、全層改良の場合、周辺で有効応力がほぼゼロとなる液状化が起きれば、地盤の初期密度の影響はさほど大きくない。これより、3.(8)で述べたようにタンク基礎の沈下については改良体の圧縮変形を決める改良体剛性が支配的要因といえる。また、タンク直下の地盤改良において、本実験のように改良幅がタンク側板より実物換算で0.5m(模型寸法10mm)広くとるだけで十分な沈下抑制効果を確認できる。SBシリーズの方がSAシリーズより、この減少傾向が大きめとなっているが、前者の未改良ケース(SB1)の地盤の相対密度が後者(SA1)よりかなり小さく沈下量も大きかったことを考慮すると、中抜き改良を除けば改良容積率と沈下抑制比の関係に及ぼす底面剛性の影響は小さいものといえる。

一方、図-28(b)に示すIBシリーズでは過去に実施した二次元モデルの結果と同様な改良効果が得られたことから、ここで定義した改良効果に対してはせん断土槽や土槽寸法の影響はそれほど大きくないと考えられる。また、図から二次元モデルでも三次元モデルと同様な改良効果が認められ、ここでも改良効果に関しては簡易な二次元モデルでも三次元モデルのおおよその評価が可能であることが示唆された。

図-29は、最大沈下量比(S_{max}/D)と最大不等沈下量をタンク径Dで正規化した最大不等沈下量比(δ_{max}/D)との関係であり、図中には中抜きと台形改良を除いたデータに対して求めた一回帰線も示してある。ここで、最大不等沈下量 δ_{max} は、タンク底板での5つの計測点の沈下データにおける最大値と最小値の差である。図から1/100を越えているSA, SBシリーズの中抜き改良(SA7, SB4)、台形改良(SB5)ケースを除けば、バラツキがあるもののいずれのケースについても最大沈下量と最大不等沈下量との関係には正の相関を確認することができる。特に底板をモデル化したSBシリーズでは、中抜き改良、台形改良ケースを除くと高い相関性が認められ、一回帰線から得られた不等沈下の最大沈下に対する割合は約1/8となった。

これまでの考察から、改良体の強度、剛性がタンク沈下に大きく影響することがわかった。これらの影響をさらに明確にするために、SAシリーズにおいて行った改良域が同じで改良体の強度、剛性が異なる直下改良(SA2, 3, 4)と1/2改良(SA8, 9)のケースについて、改良体の平均一軸圧縮強度 q_u および平均割線弾性係数 E_{50} と最大沈下量との関係を示したものが図-30, 31である。図-30から強度を上げることにより沈下が減少する傾向は見ることはできるが、

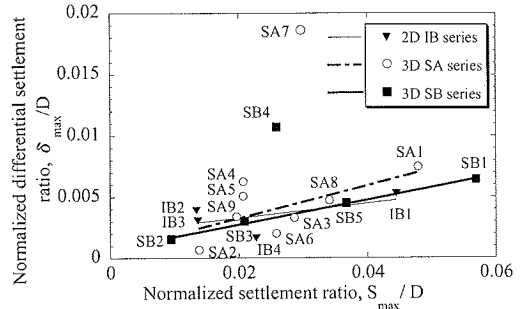


図-29 S_{max}/D と δ_{max}/D の関係

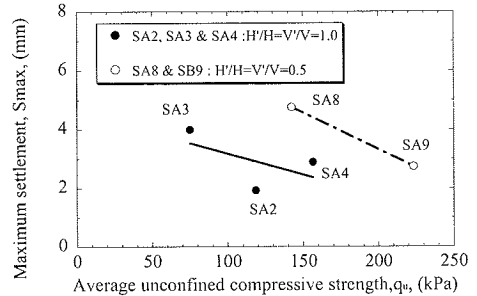


図-30 平均一軸圧縮強度と最大沈下量の関係

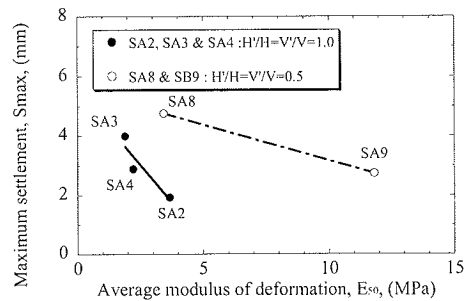


図-31 平均割線弾性係数と最大沈下量の関係

データ量が少ないせいもあり、必ずしも明確なものとはいえない。一方、改良体剛性との関係を示した図-31では剛性の増加に伴う沈下の減少傾向がより明確なものとなっている。

本実験では改良体自体には破壊は生じておらず、その圧縮変形が改良体部における主たる沈下要因と考えられる。このため強度よりも、むしろ剛性が沈下に直接関係する改良体特性となる。直下全層改良の場合はこの圧縮変形量が沈下と等しくなり、沈下量の差が圧縮量の差となる。一方、1/2改良の場合は、この圧縮沈下量と改良体下部地盤の体積圧縮やせん断変形に伴う側方流動による沈下の和がタンク沈下となる。よって、2つのケース(SA8, 9)の沈下量の差が圧縮量の差とはならない。図-17(e)に示した両ケースの改良体下の間隙水圧挙動を見る限り、改良体剛性の大きなSA9の方が間隙水圧の上昇が抑え

られている。このことから、改良体の剛性が大きい方が改良体下部の変形抑制効果も大きく、改良体下部地盤の液状化の程度、すなわち、この下部地盤の沈下成分も改良体の剛性が小さいものより小さくなる。したがって、改良体部の圧縮量の差は全沈下量の差よりは小さかったものと推察できる。

(11) 他工法との沈下抑制効果の比較

二次元・三次元モデルによる実験結果より、タンク基礎直下を注入固化（ただし、 $q_u=100\text{kPa}$ 以上）することにより、未改良ケースに比べて直下改良での最大沈下量は約30%まで減少し、優れた沈下抑制効果が確認された。図-32は、Kimura et al.⁴⁾が本実験と類似のタンク、地盤条件で行った二次元遠心模型実験で、未改良、不飽和地盤、ならびにグラベルドレーン工法（1本、3本設置）、せん断変形抑止矢板工法および排水機能付き矢板工法を用いたモデルより得られたタンク基礎の沈下分布を示したものである。この実験には、図-33に実験概要図⁴⁾を示しているように、幅440mm、奥行150mm、高さ160mmのせん断土槽を用いて、模型は1/50縮尺モデル寸法でタンク幅140mm、模型地盤の幅440mm、厚さ160mmである。これを実物換算すると、タンク幅7.0m、模型地盤は、幅22.0m、厚さ8.0mとなる。

当該実験条件に比べて地盤深さが20%浅いが、これ以外の実験条件は地盤材料などを含めタンク底板をゴム膜としたIBシリーズの条件とほぼ同じである。表-5は、Kimura et al.⁴⁾が実施した実験条件(TDシリーズ)と当該二次元モデル実験(IB1, IB2)での結果を比較したものであり、表中の沈下量は最大沈下量、括弧書きは改良地盤の最大沈下量 S_{max} を各実験シリーズの未改良地盤の最大沈下量 $S_{\text{max}}(\text{N0})$ で除した沈下抑制比 ($S_{\text{max}}/S_{\text{max}}(\text{N0})$) である。不飽和地盤を除けば未改良ケースの沈下量に対して、他工法の沈下抑制効果は最大でも60%（未改良ケースに対する改良ケースの最大沈下量比率）である。

図-28で示したように、注入固化改良についてほぼ同じ実験条件下で同等の改良効果が得られたことから、本実験で得られた沈下抑制効果は、改良体の強度がある程度以上確保された場合、従来工法⁴⁾に比べ、同等かそれ以上の効果が期待できる可能性がある。しかし、IB2はタンク直下部の全域改良であり、タンクの加速度応答を増幅させる可能性があるため、改良範囲や剛性の選択には注意が必要である。

4. 結論

注入固化工法による円形タンク基礎の液状化対策効果に関する遠心模型実験を実際により近い三次元

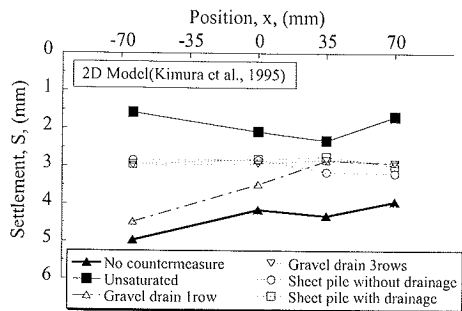


図-32 従来工法によるタンク基礎の沈下分布

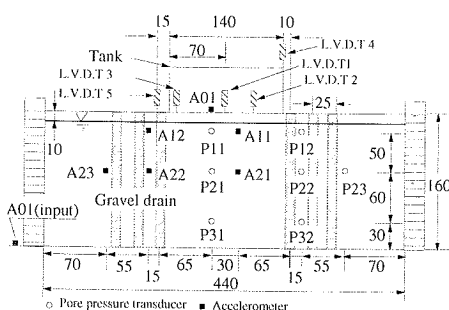


図-33 実験概要図（グラベルドレーン、3本配置）⁴⁾

表-5 従来工法⁴⁾に関する遠心模型実験条件の比較

Test code	Model conditions	Input acceleration	Dr (%)	Settlement (mm)
TD2	No countermeasure	10.0g (200Gal)	43	4.97 ^{*1} (1.00) ^{*2}
TD3	Unsaturated	10.7g (214Gal)	44	2.31 (0.46)
TD4	Gravel drain 1row	10.0g (200Gal)	43	4.48 (0.90)
TD5	Gravel drain 3row	10.6g (212Gal)	45	2.98 (0.60)
TD6	Sheet pile without drainage	10.8g (216Gal)	49	3.18 (0.64)
TD7	Sheet pile with drainage	10.5g (210Gal)	49	2.98 (0.60)
IB1	No countermeasure	13.0g (260Gal)	49	6.23 (1.00)
IB2	All depth to bearing stratum	13.0g (260Gal)	51	1.88 (0.30)

*1 S_{max} : maximum settlement, *2 $S_{\text{max}}/S_{\text{max}}(\text{No})$

モデルと通常の数値解析で仮定される二次元モデルを用いて行い、改良範囲、改良強度および基礎底版の剛性等の沈下抑制効果、応答特性などに与える影響について調べ、以下の結論を得た。

1) 二次元モデルにおける加速度応答や沈下挙動に及ぼす改良範囲の影響は、三次元モデルにおけるものと異なり、影響の程度は前者が後者より小さい。これらの原因として、タンクからの慣性力の差、周辺地盤に対する改良体と土槽側壁の拘束の差が考えられる。

- 2) タンク基礎直下をタンク径とほぼ同程度(タンク外周より実物換算で 0.5m 広い)の範囲で注入固化することにより, タンク基礎の最大沈下量, 不同沈下量ともに抑制することができる. 本実験では改良体強度が $q_u=100\text{kPa}$ 以上であれば, 未改良地盤に比べてタンク基礎の最大沈下量は約 30% (直下改良) まで減少し, タンク直下に全液状化層厚(10m)の未改良層 25% (2.5m)を残した 3/4 改良の場合でも, 直下全域改良に同等(二次元モデルのみ)か, それに近い沈下抑制効果があることが確認された.
- 3) 直下改良は十分な沈下抑制効果が期待できる改良方法であるが, たとえば SB2 のケースでは, 入力された地震波はタンク直下改良体で増幅され, 改良体直上のタンク基礎の加速度応答は初期 38%であったものが加振終了時点で約 77%まで増幅した. タンク基礎の直下全域を改良する場合, タンクを含む改良体の加速度応答を増大させる可能性があり, この加速度応答は改良体の剛性に依存する.
- 4) 3/4 改良に代表されるフローティングタイプとすることで, 改良体の直下地盤の剛性低下と改良体側方地盤の液状化によって, タンク基礎部の加速度応答が低く(本実験条件では入力加速度の約 60%以下)なる. よって, 不等沈下や絶対沈下等の要件を満足できれば, フローティングタイプは, タンク構造物の地震時安定性(免震効果)や経済性の点で優れているといえる.
- 5) フローティングタイプ改良の改良部直下の間隙水圧挙動は, その部分の液状化程度のみならず, 改良部側方の液状化に伴うタンク荷重の地盤内応力分布の変化の影響を受けることが確認された. また, この地盤内応力の変化は, 振動に伴う改良体部の圧縮沈下の原因となる.
- 6) 地震時の液状化による沈下は, タンク下の地盤の体積圧縮と側方流動によって引き起こされるが, この部分を固化改良することにより体積圧縮, 側方流動ともに抑制することができる. また, 直下地盤を注入固化したタンクの沈下は, タンク下の液状化層の厚さと液状化に伴う剛性の低下の程度, 改良部の厚さとその剛性等の地盤条件とタンク荷重や地震動等の外力条件等, 多く要因に依存する.
- 7) 中抜き改良の場合, 改良体の剛性が大きすぎると, 絶対沈下量は小さくなるが不等沈下が増加する可能性がある. したがって, 実設計においては改良体に必要な液状化強度, ならびに静的強度および剛性を算定し, これらを用いた数値解析によるタンクや改良体の安定性の確認に加えて, タンク基礎の不等沈下についての検討もより重要となる. また, この不等沈下量はタンク底板の剛性に大きく依存するため, これに関する適切な考慮が, 数値解析, ならびに遠心模型実験のような物理模型でも必要となる.
- 8) 改良体剛性がほぼ同じであれば, 最大沈下量は

改良深さや改良体積率の増大に対してほぼ直線的に減少する. また, 中抜き改良を除けば, 改良体積率と沈下抑制比の関係に及ぼすタンク基礎底面の剛性の影響は小さい. さらに, 改良ケースの沈下量を未改良ケースの沈下量で除した改良効果と改良率の関係は, 簡易な二次元モデルでも三次元モデルと類似したものが得られた.

9) 中抜き改良以外で, 特に底板をモデル化したケースでは最大不等沈下量は最大沈下量にほぼ比例し, 後者の 1/8 程度となった.

10) 本実験の条件では改良体に明確な破壊は認められず, このような場合, タンクの沈下は改良体の強度よりも剛性により依存する傾向が確認された.

謝辞: 本研究を実施するにあたり, 貴重なご助言とご指導をいただいた東京工業大学工学部 日下部治教授, 中央大学理工学部 藤井齊昭教授に対し謝意を表します. また, 貴重な資料の提供と実験に協力をしていただいた西松建設技術研究所 宮崎啓一氏, 佐藤靖彦氏, 中央大学理工学部土木工学科基礎工学研究室の卒業生の方々に対し謝意を表します.

参考文献

- 1) Ishihara, K., Kawase, Y. & Nakajima, M.: Liquefaction characteristics of sand deposits at an oil tank site during the 1978 Miyagiken-oki Earthquake, *Soils and foundations*, Vol.20, No.2, pp. 97-111, 1980.
- 2) 日本建築学会阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告(建築編-3), 1997.
- 3) 消防庁危険物規制課: 危険物の規制に関する政令等の一部改正について, KIKだより, No. 45, Apr., pp. 7-10. 1995.
- 4) Kimura, T., Takemura, J., Hiro-oka, A., Okamura, M. & Matsuda, M.: Countermeasures against liquefaction of sand deposits with structures, *Proc of Earthquake Geotechnical Engineering (edited by Ishihara), IS-Tokyo 95*, pp. 1203-1224, 1995.
- 5) 酒見卓也, 田中 満, 湯浅欽史: 地盤拘束工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.
- 6) 藤木広一, 渡辺則雄, 森利 弘, 村田 均, 濱田尚人, 仙頭紀明: 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, 土木学会論文集, No. 595/III-39, pp. 51-65, 1998.
- 7) 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, pp. 945-946, 1994.
- 8) 片山吉史, 古川 智, 河原和文, 八島 厚: 大型燃料タンク液状化対策工の有効応力解析による検討: 第33回地盤工学会研究発表会, pp. 101-102, 1998.
- 9) 鈴木輝一, 鄭 京哲, 大保直人, 林 寛: 鋼矢板リン

- グを用いた液状化対策工法の評価検討, 地盤工学会誌, 土と基礎, No. 43, Vol. 7, pp. 31-33, 1995.
- 10) 辻 保文, 平野孝行, 木下吉友: 注入固化工法による既設タンク地盤の液状化対策, 配管技術, pp. 18-22, 1999.
 - 11) 溝口淳司, 高橋章浩, 竹村次朗, 平野孝行: 砂地盤上の既設タンクの液状化対策としての薬液注入固化工法の効果, 土木学会第54回年次学術講演会発表講演集, pp. 286-287, 1999.
 - 12) 今村眞一郎, 平野孝行, 佐藤靖彦, 萩原敏行, 竹村次朗: 薬液注入固化工法による既設タンクの液状化対策に関する3次元遠心振動模型実験: 第35回地盤工学会研究発表会, pp. 1679-1680, 2000.
 - 13) 今村眞一郎, 平野孝行, 佐藤靖彦, 萩原敏行, 竹村次朗: 部分改良による薬液注入固化工法による既設石油タンク地盤の液状化対策工法の提案, 地盤工学会誌, 土と基礎, No. 49, Vol. 5, pp. 28-30, 2001.
 - 14) Imamura, S., Hirano, T., Yoshino, O., Hagiwara, T., Takemura J. & Fujii, N.: Chemical grouting as a countermeasures against soil liquefaction of sand with existing oil tanks, *Proc. of Physical Modeling in Geotechnics*, pp. 575-580, 2002.
 - 15) 今村眞一郎, 萩原敏行, 野木 寿, 藤井齊昭: せん断土槽の違いが応答特性に及ぼす影響, 第35回地盤工学研究発表会, pp. 2221-2222, 2000.
 - 16) Imamura, S., & Fujii, N.: Observed dynamic characteristics of liquefying sand in a centrifuge, *Proc of Physical Modeling in Geotechnics*, pp. 195-200, 2002.
 - 17) Whitman, R. V. & Lambe, P.C.: Effect of boundary conditions upon centrifuge experiments using ground motionsimulation with earthquake ground motion simulation, *ASTM GTJODJ*, Vol. 9, No.2, pp. 61-71, 1986.
 - 18) Law, H., Ko, H.Y., Sture, S. & Pak, R.: Development and performance of a laminar container for earthquake liquefaction studies, *Proc of Centrifuge 91*, pp. 369-376, 1991.
 - 19) 東 世司美, 青山竜二, 途 敏強, 藤井齊昭: 遠心モデル用せん断土槽の開発, 土木学会第49回年次学術講演会講演集, pp. 610-611, 1994.
 - 20) 藤井齊昭: 遠心載荷装置による浅基礎の支持力機構に関する研究, 東京工業大学学位申請論文, 1976.
 - 21) 林 健太郎, 善 功企, 山崎浩之, 林 規夫: 溶液型薬液注入工法の浸透および強度特性に関する大型土槽実験, 土木学会論文集, No. 694/III-57, pp. 221-228, 2001.
 - 22) 善 功企: セメント混合処理した砂質土の埋立工法に関する: 港湾技研資料, 1987.
 - 23) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1990.
 - 24) 善 功企, 山崎浩之, 長澤啓介: 事前混合処理土の動的強度・変形特性: 第27回地盤工学会研究発表会, pp. 933-934, 1992.
 - 25) Torstensson, B.A.: Pore pressure sounding instruments, *Proc of the Conf. on In situ Measurement of Soil Properties*, ASCE, Vol. II, pp. 48-54, 1975.
 - 26) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquakes, *Proc of 11th Int. the Conf. on SMFE, San Francisco*, Vol. I, pp. 321-376, 1985.
 - 27) Seed, H.B. & De Alba, P.: Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands, *Proc of In Situ '86*, ASCE, pp. 281-302, 1986.
 - 28) Shibata, T. & Teparaksa, W.: Evaluation of liquefaction potential of soils using cone penetration tests, *Soils and Foundations*, Vol. 28, No.2, pp. 49-60, 1988.
 - 29) 鈴木康嗣, 時松孝次, 田屋裕司, 窪田洋司: コーン貫入試験及び標準貫入試験と原位置凍結試料の液状化強度の関係: 第30回土質工学研究発表会講演概要集, pp. 983-984, 1995.
 - 30) Meyerhof, G. G.: Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div.*, ASCE, 82(1), pp. 856, 1956.
 - 31) (財) 土木研究センター: 液状化対策工法設計・施工マニュアル (案), 1999.
 - 32) Imamura, S., Hagiwara, T. & Nomoto, T.: Nishimatsu dynamic geotechnical centrifuge, *Proc of Centrifuge 98*, pp. 25-30, 1998.

(2003. 1. 27 受付)

CENTRIFUGE MODEL TESTS OF EXISTING OIL TANKS ON LIQUEFIABLE LOOSE SAND IMPROVED BY CHEMICAL GROUTING

Shinichiro IMAMURA, Takayuki HIRANO, Toshiyuki HAGIWARA,
Akihiro TAKAHASHI and Jiro TAKEMURA

A series of centrifuge model tests was carried out in order to investigate the efficiency of chemical grouting as a countermeasure against the liquefaction of sand with existing oil tanks. The test results indicated that the improvement of the area beneath the tank by the chemical grouting was effective in reducing the maximum settlement and differential settlement of the tank and the maximum settlement decreased almost linearly with the depth of the improvement. Some differences were observed in the recorded acceleration and subsidence behavior between 2D plane strain models and 3D models with a circular tank, which clearly showed the 3D effects in the settlement behavior of the tank under seismic loading.