

薬液注入による改良地盤の液状化抑止効果に関する研究

吉川 立一* 村松 伴博**
林 健太郎***

要 旨

液状化対策を目的とした地盤改良工法として多くの工法が提案されており、また、実際の現場に適用されている。薬液注入工法は、地盤改良工法の中では固化処理工法に分類され、機械/噴射攪拌工法と同じ設計法を適用する場合が多い。しかしながら、実際には改良土の形状が土質によって左右されることや薬液の浸透距離によって改良土の強度が変化することなど、不安定な要因も多い。このため、機械/噴射攪拌工法の設計法をそのまま薬液注入工法に適用することは問題点も多い。本研究では、薬液注入工法を対象として改良形態や改良範囲を変えて模型振動実験を行い、液状化対策工法としての抑止効果に関する検討を行っている。この結果、薬液注入工法の場合、改良形態は構造物の直下を非液状下層まで注入改良するものが最も液状化の抑止効果が高く、注入率に関しては地盤の空隙の7割以上改良すれば有効であることが明らかとなった。

1. まえがき

現在、液状化対策のための地盤改良工法として、締め固め工法、間隙水圧消散工法などの多くの工法が提案され、実施されている。液状化対策として地盤改良を実施するためには、構造物に被害を与えないための改良仕様や改良範囲の設定方法が確立されていなければいけない。多くの場合、改良の範囲と液状化被害の抑止効果については振動台などを用いた実験が行われている。井合らは締め固めた地盤について重力場での振動台模型実験を行っている¹⁾。この研究では非改良域に隣接する締め固め地盤では液状化時に非改良域から過剰間隙水圧が伝搬することにより、改良域との境界部分のせん断強度が低下することが明らかになっている。

また、固化処理による液状化対策工法の改良範囲についても、多くの検討がなされている²⁾。たとえば、松尾ら³⁾は盛土構造物を対象に深層混合処理工法による改良地盤の改良形態と抑止効果に関する一連の振動台模

型実験を行い、盛土直下の改良が最も沈下抑止効果が大きいことを明らかにしている。

本研究では、盛土構造物を対象に薬液注入による地盤改良工法の改良形態と変形抑止効果の関係を検討している。薬液注入工法は通常、固化処理工法に分類されるが、機械/噴射攪拌によって地山とセメントを混合する工法などに比べ、改良形状や強度が不均一である点が異なっている。また、今回の実験では固化薬液に溶液性の『超微粒子シリカ』を使用しているため、セメント系の改良地盤とは改良土の初期剛性などが異なっている^{4), 5)}。

抑止効果の検討は、飽和砂地盤上の盛土構造物の模型振動実験により行った。実験は、改良域を変えた地盤を用いた遠心振動実験と、一定の改良形状のもとに薬液注入率を変えた地盤を用いた重力場の振動実験を行った。これらの二つの実験では、図-1(a)に示す形状の実物の盛土構造物を想定して、重力場や遠心力場における各々の相似則に従って模型を作製している。これらの実験で使用した相似則⁶⁾を表-1に示す。

表 - 1 相似則

単 位	重力場	遠心力場
長 さ	1 / n	1 / n
単位体積重量	1	1 / n
時 間	1 / n ^{0.75}	1 / n
応 力	1 / n	1
間隙水圧	1 / n	1
変 位	1 / n ^{1.5}	1 / n
加速度	1	n
地盤の透水係数	1 / n ^{0.75}	1

長さの縮尺比: n

表 - 2 入力波の諸元 (実物換算値)

振動波形	SIN波
周波数	5 Hz
最大加速度	200gal
継続時間	12sec
波数	60波

*土木設計部 **中国支店 ***技術研究所

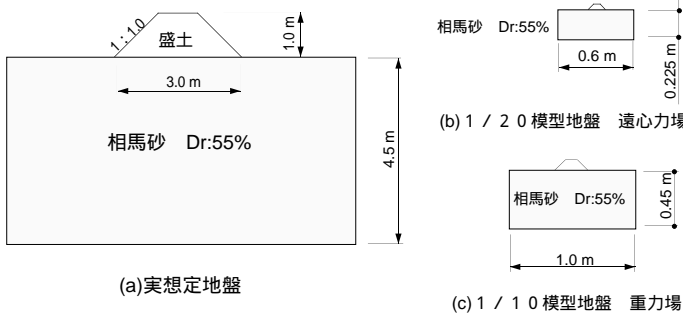


図 - 1 実想定地盤と実験模型 (実寸)

表 - 3 相馬砂の物理特性

土粒子密度 s (gf/cm ³)	2.61
最大間隙比 e_{max}	1.096
最小間隙比 e_{min}	0.653
相対密度 D_r (%)	55
間隙比 e	0.852
単位体積重量 d (gf/cm ³)	1.409
透水係数 k (cm/s)	4.3×10^{-2}
均等係数 U_c	1.454

2. 改良範囲と抑止効果に関する遠心振動実験

2.1 実験概要

改良形状と液状化の抑止効果を検討するために、遠心力場における模型振動実験を行った。模型地盤には図 - 1 (a) に示す相対密度が55%の飽和砂地盤上の盛土構造物を想定し、地盤内に改良域を設けたものを使用した。改良域にはあらかじめ薬液より固化させたブロックを地中に埋設して使用した。改良土の一軸圧縮強度は実際の改良土と同じく100kN/m²程度のものを使用した。飽和砂地盤は水温を上げたグリセリン水溶液中に所定の高さから乾燥砂を落下させて作成した⁶⁾。

模型縮尺は1/20として、20Gの遠心力場において、振動加速度150galの加振を行い、その後300galでの繰返し加振を行った。入力波は5Hz、60波の正弦波を想定し、相似則により時間軸を縮小したものを使用した。入力地震動の諸元を表 - 2 に示す。

実験で使用した砂は福島県の相馬砂である。相馬砂の物理特性を表 - 3 に示す。

なお、以上の遠心模型実験は、中央大学理工学部の

の遠心力装置を使用した。本装置の有効半径は3.05mである。また、実験土槽にはせん断箱を使用した。

2.2 実験ケース

実験ケース及び実験概要を図 - 2 に示す。CASE1は $D_r=55\%$ の未改良地盤である。CASE2~CASE5は、CASE1に対して地盤改良を行ったものである。CASE2は盛土の直下のみを非液状化層まで改良したものである。これに対しCASE3は水平方向に盛土直下から盛土周辺まで改良し、改良部の下に液状化層をのこす構造となっている。CASE4及びCASE5は、CASE2に対して25%ほど改良ボリュームを下げたものである。これらのケースでは、図 - 2 の平面図に示すように円柱改良土を壁状に配置して、円柱壁の上に改良土の板を載せたものを使用した。

2.3 実験結果

図 - 3 に各実験の土槽底板の入力加速度の時刻歴を示す。今回の実験結果は時間軸、物理量ともに実物に換算して図化している。入力加速度の最大値は150galに

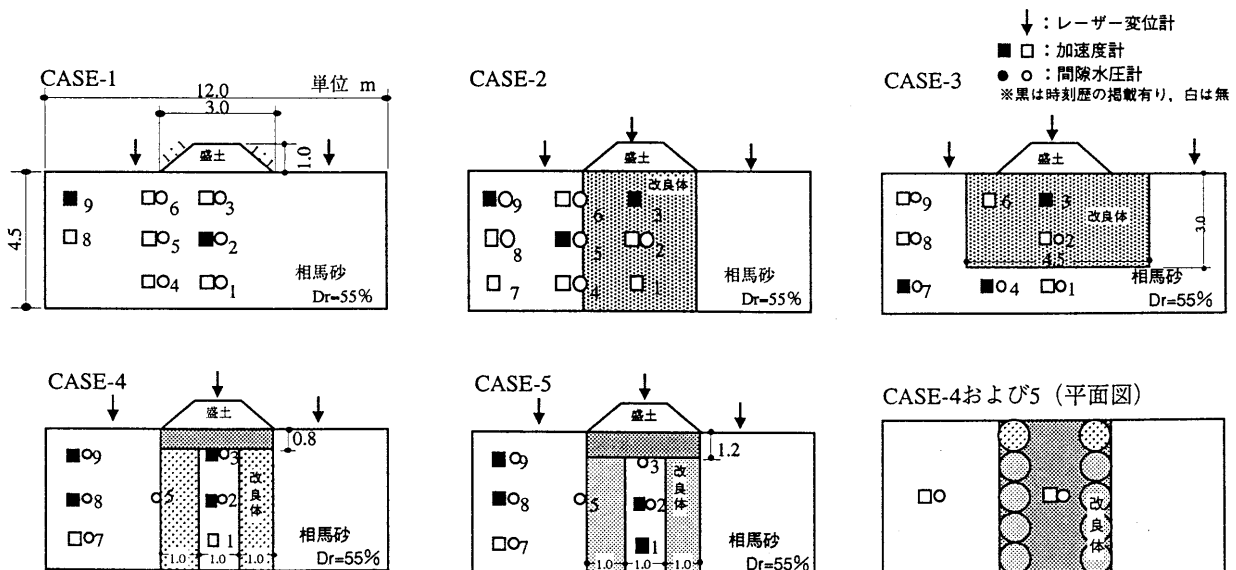


図 - 2 遠心力場の振動台実験ケース (実物換算値)

設定したが、実際にはCASE2が最小で87gal、CASE3が最大で247gal程度のばらつきが生じた。特にCASE3では、正弦波にノイズが入っており、乱れた波形となった。CASE3を除くと、入力加速度の波形は加振より4～8波で最大加速度となった後、いずれも安定した正弦波であった。

表 - 4 に最大過剰間隙水圧比の結果を示す。なお、過剰間隙水圧比を算定する際の、地盤の有効土被り圧には弾性有限要素法による計算値を使用した。また、図 - 4 に地盤内の応答加速度時刻歴を示す。

対策を行っていないCASE1を見ると過剰間隙水圧は盛土の法尻（P4、P5）で0.7を超えており、また、地盤内の応答加速度（A9）は入力加速度に比べ1/3程度になっている。これらのことから、周辺地盤では液状化が生じ、地盤剛性が低下していると考えられる。盛土の直下では過剰間隙水圧比（P1～3）は0.25～0.63となっており、周辺地盤に比べて、過剰間隙水圧比は小さくなった。しかしながら、地盤内の応答加速度（A2）は加振後8波で減少を始めており、地盤内部の剛性は小さくなっていることが分かる。これらのことから、盛土の直下では完全液状化にはいたっていないが、地盤の剛性は低下していることがわかる。

CASE2では周辺の未改良部分においてははっきりと応答加速度（A5、A9）の減衰がみられ、過剰間隙水圧比（P4～9）も0.7～1.0の値まで上昇している。このため、周辺の未改良部分は液状化していることが分かる。しかしながら、改良部分においては応答加速度（A3）はほとんど変化しておらず、液状化していないことが分かる。これらのことから周辺地盤からの間隙水圧の伝搬による改良地盤の損傷などは生じていないことがわかる。

CASE3は入力加速度が大きいいため、他のケースと定量的に比較することはできないが、地盤内の応答加速度（A7、A4、A3）は改良部分でも未改良部分でも同

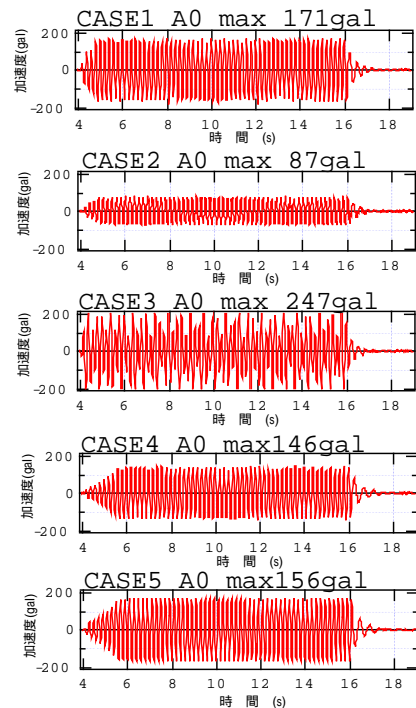


図 - 3 土槽底板の入力加速度

様に減衰傾向がみられた。また、過剰間隙水圧比（P1、P4）は、ほぼ1.0まで上昇しており、改良部分下の未改良部分が液状化していることがわかる。改良土の応答加速度が減衰したのは、改良土の剛性低下によるものではなく、改良土の下の地盤が液状化したことによると考えられる。

CASE4は、改良土を壁状に設置したものである。周辺地盤では過剰間隙水圧比（P8、P9）は概ね0.9程度まで上昇しており、完全液状化状態となった。また、盛土直下の壁間未改良土の過剰間隙水圧比（P2、P3）は0.28～0.59と、CASE1の盛土直下の値とほぼ同様な値となった。しかしながら、同じ位置の応答加速度を比較すると、CASE1のA2が加振直後に一旦大きくなった後

表 - 4 最大過剰間隙水圧比の一覧表

	盛土直下			盛土法尻			周辺地盤		
	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	P 7	P 8	P 9
CASE 1	0.25	0.63	0.3	0.8	0.71	-			
CASE 2		-		0.86	0.74	-		0.95	0.98
CASE 3	0.96	-		0.98			-	0.79	0.72
CASE 4		0.59	0.28		0.63		-	0.88	0.87
CASE 5		0.61	0.42		0.65		-	1.00	0.72

- 計器故障
 □ 配置なし

に減衰しているのに対し、CASE4のA2、A3では、加震中に応答加速度の振幅は一定であり、減衰は見受けられない。このことから、壁間未改良土の剛性の低下は生じていないものと考えられる。

CASE5においても、CASE4と同様の結果が得られており、壁間未改良土のせん断剛性、Gの低下は生じていないものと考えられる。

1回目の加振終了後、各ケースの模型地盤に300galの入力加速度で繰り返し载荷を行い、盛土の天端と周辺地盤の沈下量を測定した。図-5に加振回数と沈下量の結果を示す。なお、これらの値は、実験毎の沈下量の増分ではなく、毎回加振前に重力場で初期値をとり、加振後に遠心力場で測定したものである。1回目の沈下量を見ると、全般に改良処理したケースは未改良のCASE1に比べ、盛土天端の沈下が抑えられている。CASE2では周辺地盤の地表面は13cm程度沈下しているが、盛土天端で3cm程度の沈下となった。一方、CASE3は他のケースに比べ入力加速度が大きかったが、盛土天端では8cm、周辺地盤の地表面で4cm程の沈下量がみられた。CASE4および5では、CASE2とほぼ同程度の沈下量となった。

2回目以降の盛土天端の沈下量を見ると、未対策のCASE1と未改良部分を残したCASE3では、徐々に沈下量が小さくなっている。これは、加振を行う毎に残留沈下量が発生したことと地盤の密度が徐々に高くなったことが原因であると考えられる。また、CASE2、4および5では盛土天場の沈下量は毎回3cm程度であった。沈下量の初期値は毎回、重力場で計測していることから、これらの沈下量は遠心力による改良土の自重の増加に伴う弾性変形量であり、加振による残留変位ではないことが分かる。

CASE4、CASE5では、両ケースとも地表面の残留沈下はなく、壁間未改良土の剛性の低下も生じなかった。しかしながら、実験終了後、模型の解体を行ったところ、CASE4では上部板状改良部分の下面に亀裂が生じており、上部板状改良部分の曲げ引張強度が十分でなかったことが分かった。一方、CASE5では上部板状改良の厚さを大きくしていたため、破壊は生じなかった。ただし、改良土に囲まれた未改良砂の沈下を確かめたところ、全体的に若干の沈下が認められた。

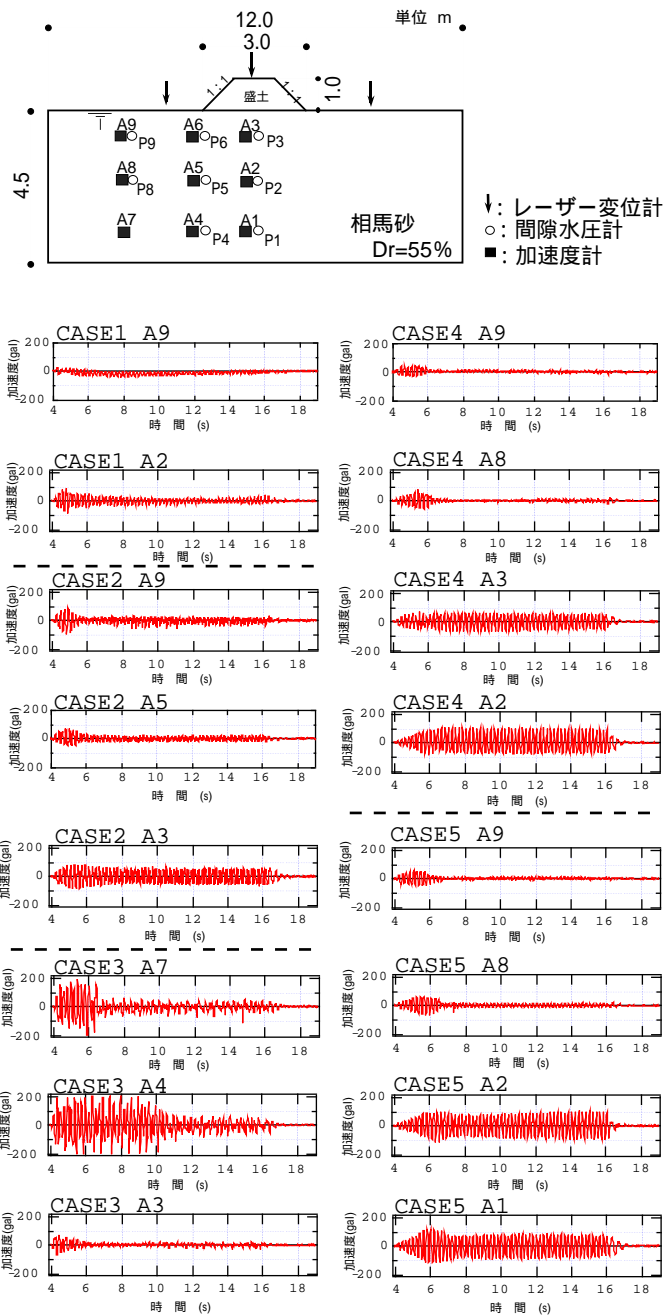


図-4 加速度応答の時刻歴

原因としてはCASE5の改良部において改良土の円柱の間のすき間から周辺部へ流出したと考えられる。

2.4 まとめ

これらの実験結果から改良範囲と液状化の抑止効果について以下の結論を得た。

- (1) 構造物の沈下量に着目した場合、構造物の直下を非液状化層まで改良することが最も有効である。
- (2) 壁状改良の場合、今回の実験では、改良土に囲まれた未改良部分では過剰間隙水圧の上昇も小さく、

剛性の低下もなかったため、壁間未改良土は液状化を生じなかったと考えられる。

(3) 壁状改良の場合、上部の構造物の荷重により改良土内部に曲げ引張応力が発生する。このため、改良土の内部安定検討が必要になる。

(4) 改良土の下に未改良部を残した場合、この部分が液状化するため、改良部分の応答加速度は小さくなるが、沈下量は全面改良に比べ大きくなる。

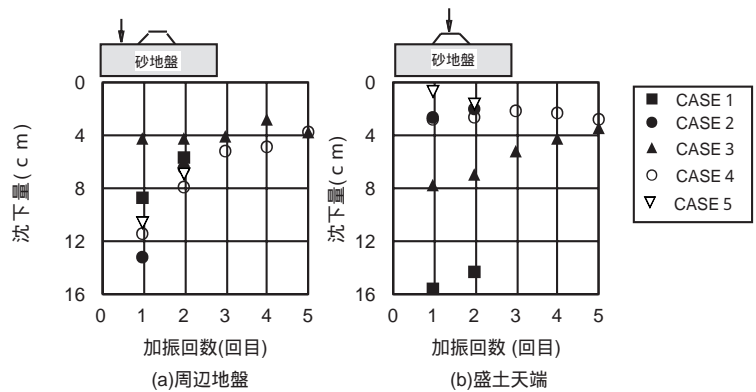


図 - 5 繰り返し載荷時の地表面沈下量

3. 改良形状と抑止効果に関する
重力場の振動実験

3.1 実験の目的

上記の結果から、壁状に改良を行った場合、曲げ応力などの内部応力の安定検討が必要になることがわかった。薬液注入によって地盤改良を行う場合、機械攪拌あるいは噴射攪拌による改良に比べて、改良形状や強度のばらつきが大きいいため、構造的な検討を満足するためには極めて大きな安全率の導入が必要になる。このため、薬液注入による地盤改良では設計が困難であると考えられる。

本章では、薬液注入による地盤改良を対象に薬液の注入率を変えることにより、改良形状を変化させ、これらの改良形状と液状化の抑止効果について検討を行っている。今回の実験では注入率の変化による改良土の形状が重要となった。遠心模型実験では、間隙水に比重の重いグリセリン水溶液を使用するため、実際と同様な改良土を形成することが困難であった。このため、間隙水に水を使用する重力場の振動台実験により、効果の確認を行った。

3.2 注入率の変化と改良形態

間隙が水で飽和された地盤中に、水と同程度の比重の薬液を注入した場合、注入点を中心にほぼ球状に改良土が形成される。1997年度に新潟で行った超微粒子シリカの現地注入実験の掘削後の改良形態からこのことが確認された⁷⁾。掘削後の改良形状を写真 - 1 に示す。

縦、横、高さが等しい改良域を想定し、その中心から注入を行うと、全空隙の53%の注入を行えば、図 - 6(a)のような、改良域の境界に接する改良土が形成される。従って図 - 6(b)のように立方体をつなげた場合、注入率が53%以上の場合は互いの固化体はラップし、ダルマ型の固化形状となる。改良率がそれ以下なら互いの固化体は独立した固化形状となる。



写真 - 1 超微粒子シリカによる改良土の掘削状況

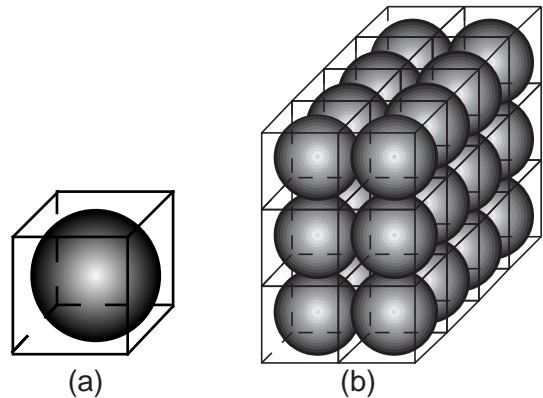


図 - 6 注入率と改良形態の概念図

改良形状と抑止効果に関する実験では、注入率を0%から100%まで変えた模型改良地盤を作製し、これに加振を行い、液状化の抑止効果について検討した。

3.3 実験方法

実験では、前章と同様に相馬砂を用いた。図 - 7 に実験模型の断面図を示す。模型土槽にはせん断箱を用いた。

模型地盤は、水中落下法により相対密度60%のゆるい飽和砂地盤を作成した後、盛土構造物を設置して作

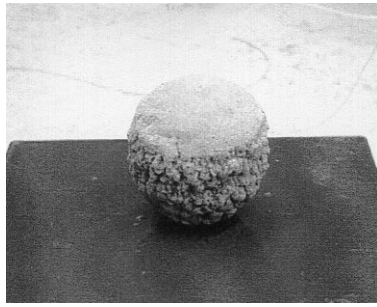


写真 - 2 模型改良土の出来形

成した。盛土構造物にはサクシオンによる飽和砂地盤からの吸水がないように砕石を用いた。地盤作成前に模型内の所定の位置に薬液注入用のシフレックスチューブを固定した。チューブの先端は薬液が地盤内に均等に注入されるように形状を加工した。注入の際には、小型コンプレッサーを用いて注入速度を一定に保ちながら注入した。これらの注入装置を用いて改良土を作成することにより、写真 - 2 に示すような球状の改良が可能となった。

模型の縮尺は図 - 1 に示す実物の1/10とし、実モデルに換算すると幅10m、深さ4.5mの飽和砂地盤上の高さ1mの盛土構造物を対象としている。なお、模型地盤の間隙流体には脱気水を用いた。

使用する薬液には前述の現場実験と同様に超微粒子シリカを使用した。薬液による固化体の目標一軸強さは、相似則から実物の1/10とし、10kN/m²程度とした。入力波には表 - 2 の地震動を重力場の相似則により変換したものを使用した。

3.4 実験ケース

今回の実験では、図 - 7 に示すように深度方向に3箇所の注入点から薬液を注入し、改良土を作製している。地盤空隙への薬液の注入率は、図 - 8 に示すように100%、70%、50%、30%の4ケースおよび未改良(0%)の合計5ケースについて行った。各実験ケースの比較は、地盤内の応答加速度、間隙水圧、加振前後の地表面の沈下量により行った。

3.5 実験結果

図 - 7 のP1、P3の位置の各ケースの過剰間隙水圧比の最大値の一覧表を表 - 5 に示す。同様に加速度計A1～A3の各ケースの応答加速度の時刻歴を図 - 9 に示す。

未改良地盤の応答加速度をみると、周辺地盤(A3)から盛土の直下(A1)まで加振直後に応答加速度は減衰している。特に、周辺地盤の直下では加速度応答の減衰が大きく、間隙水圧比も1.0となり、ほぼ完全液状

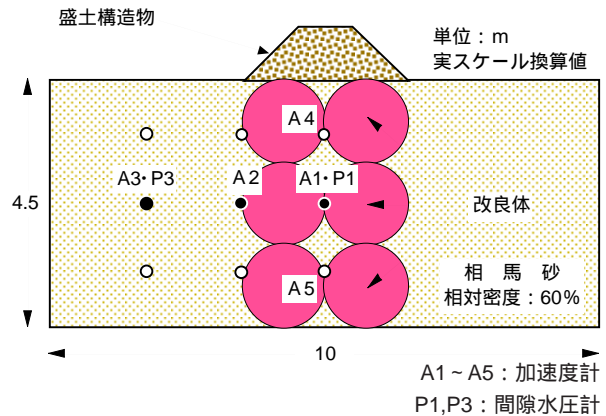


図 - 7 模型改良地盤

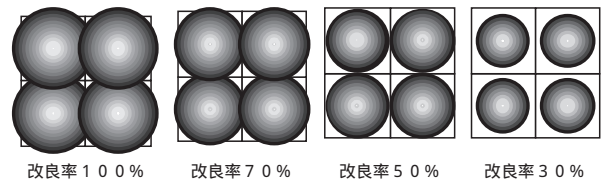


図 - 8 各実験ケースの改良形状

表 - 5 過剰間隙水圧比の最大値の一覧表

	周辺地盤 P 3	盛土直下 P 1
未改良	1.00	0.78
30%	1.00	0.69
50%	0.45	0.40
70%	0.52	0.51
100%	0.51	0.00

化状態であった。盛土の直下では、間隙水圧比は0.78まで上昇し、応答加速度も若干減衰しているが、完全液状化には至っていない。この結果は、遠心模型実験の未対策地盤(CASE1)の挙動と定性的に同様な傾向であった。

改良率30%のケースでは、周辺地盤は応答加速度、過剰間隙水圧比共に、未改良の場合と同様な挙動となった。しかしながら、盛土直下では応答加速度の減衰は見られなかった。

改良率50%以上の各ケースでは、応答加速度と過剰間隙水圧比の挙動はほぼ同様な結果となった。周辺地盤および盛土直下の地盤で応答加速度の減衰はみられず、過剰間隙水圧比も0.52を下回った。このため、これらのケースでは液状化に伴う改良土の地盤剛性の低下は生じていないと考えられる。

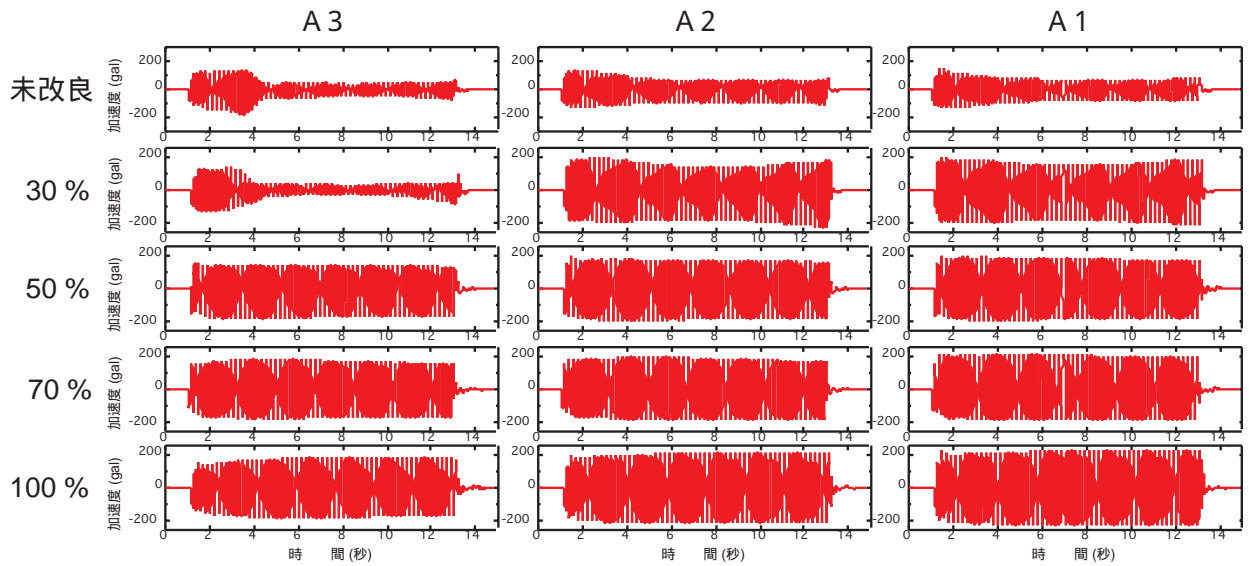


図 - 9 各実験ケースにおける応答加速度の時刻歴

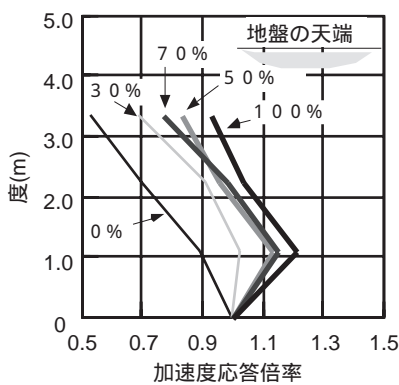


図 - 10 改良土内の加速度応答倍率

図 - 10 に各ケースの改良地盤内部の加速度応答倍率を示す。加速度応答倍率は計測されたA4、A1、A5の応答加速度の最大値を入力加速度の最大値で除して求めている。未改良の場合、加速度応答倍率は地盤の表層に近づくに従い、小さくなり、基盤から3.5 mの地点で0.5程度となっている。改良率が大きくなるに従い、加速度応答倍率も大きくなり、改良率が50%を超えると応答倍率はほぼ同様となっている。今回のケースでは、50%以上のケースで基盤より1.1mの地点で、加速度応答値倍率は1を超えたが、地表面に近づくに従い、小さくなり、1以下となる傾向となった。これらのことから、構造物の直下を改良することにより、構造物自身へ作用する加速度が大きくなる現象は認められなかった。

各実験ケースの加振後の地表面の沈下量を図 - 11 に示す。沈下量は相似則を用いて実構造物に換算して

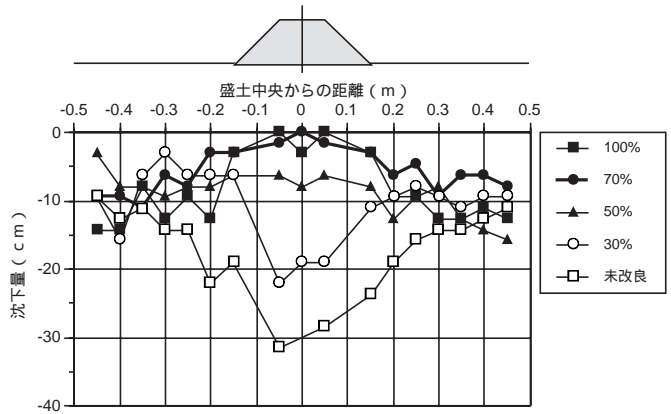


図 - 11 各実験ケースにおける地表面沈下量

おり、倍率は $10^{1.5}=31.6$ 倍である。周辺地盤の沈下量は、各ケースで4～16cm程度のばらつきとなり、改良率による明確な傾向は認められなかった。

盛土直下の沈下量は、未改良のケースで最大32cm程度になり、以後、改良率が大きくなるに従い、沈下は小さくなる傾向を示した。また、改良率70%以上では、盛土の直下には沈下はほとんど認められなかった。応答加速度や過剰間隙水圧の挙動は、改良率が50%を超えるケースではほとんど同じとなったが、沈下量に関しては改良率50%のケースでは70%に比べ、若干の差が生じた。改良率50%と70%のケースの実験後の解体状況を写真 - 3および4に示す。これらの写真から改良率50%の場合、一つ一つの改良土は相互に点で接しており、改良率70%では、比較的大きな面で接していることがわかる。実験後の沈下量の差は、これらの改良土の結合面の大きさの差であると考えられる。

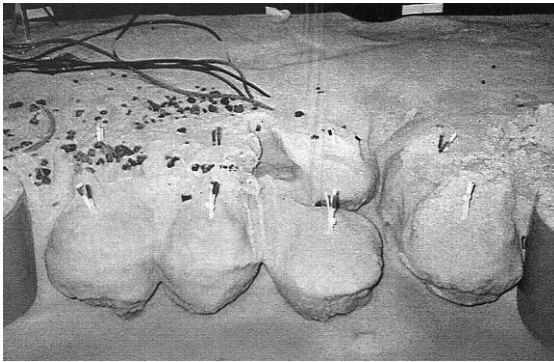


写真 - 3 地盤内部の改良土（注入率50%）

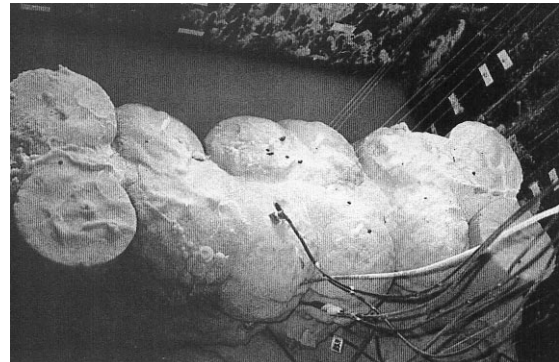


写真 - 4 地盤内部の改良土（注入率70%）

3.6 まとめ

今回の実験により、薬液注入率が地盤内の空隙の50%を超える地盤では、動的な挙動はほぼ同じとなることがわかった。しかしながら、構造物の沈下が許されない場合、改良率を50%以上にして、各改良土が面的に接するような改良をすることが有効であることが分かった。

4. 結論

今回、薬液注入による改良地盤について、改良形状に関する遠心模型振動実験と改良率に関する重力場の振動台実験を行った。この結果、以下の結論を得た。

(1) 改良範囲に関しては、構造物の直下を非液化化層まで改良することが液化化による変形に対して有効である。

(2) 薬液注入などの固化改良では、周辺地盤からの過剰間隙水圧の伝搬などによる改良地盤の損傷等はなく、構造物の直下の安定に必要な範囲を改良することが有効である。

(3) 今回の実験では、薬液注入により改良された地盤は、注入率が50%を超えると、応答加速度や過剰間隙水圧などの動的な挙動はほぼ等しくなった。

(4) 液化化による構造物の沈下防止のためには、注入率を70%程度とし、個々の改良土が面的に接するようになることが有効である。

謝辞

今回の実験では、中央大学工学部の藤井斉昭教授をはじめ、土質基礎工学研究室の皆様の実験の御指導、御援助を頂きました。紙面を借りて謝意を表します。

参考文献

- 1) 井合進・小泉勝彦・倉田栄一：液状化対策としての地盤の締め固め範囲に関する基礎的検討、港湾技研資料、No.590、1987
- 2) 野田節男・北沢壮介・千葉忠樹：改良地盤上の重力式護岸の模型実験、土と基礎、Vol.268、pp.39～44、1980.3
- 3) 松尾進・島津多賀夫：盛土地盤の液状化対策としての深層混合処理工法の設計法に関する実験的検討、土木技術資料、Vol.36、No.7、pp.38～43、1994
- 4) 林健太郎・村松伴博：薬液注入による液状化防止工法に関する研究 - シリカ系溶液型薬液の開発 -、五洋建設技術研究所年報、Vol.26、pp.9～16、1996
- 5) 善功企：液状化対策としての事前混合処理工法の開発、土と基礎、Vol.38-6、pp.27～32、1990
- 6) 林健太郎・藤井斉昭・村松伴博・北条一男：重力場と遠心力場における動的模型実験の相似則の比較、土木学会論文集、No.582 / 3-41、pp.207～216、1997.12
- 7) 善功企ほか：薬液注入による液状化防止工法 - 新潟実証実験 -、第32回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.2347～2348、1997.7