

砕石ドレーン工法による埋設管路の液状化対策に関する実験的研究

吉田雅穂*・北浦 勝**・宮島昌克***・
大石 博****

埋設管路の液状化被害軽減のための対策として、砕石ドレーン工法を適用し実験的に検討を行った。まず、砕石ドレーン工法の液状化防止効果が周辺地盤の挙動に与える影響とその範囲について検討を行い、特に液状化時の埋設管路の破壊要因の一つである地盤沈下に注目し、砕石の打設された飽和砂地盤での地盤沈下特性を明らかにした。つぎに、管路の周囲に砕石柱を打設した場合の地盤と管路の挙動を、無対策地盤での挙動と比較検討を行い、本工法の埋設管路への適用に関する有効性および問題点を指摘した。

Keywords : gravel drain system, liquefaction, pipeline, settlement, small scale test

1. まえがき

埋設管路に液状化対策を施す場合、新設管路に対しては管体強度の増加や継手の柔構造化など、管体自体の耐震性を向上させる対策が一般的である。しかし、既設管路への対策のように管路の改良が行えない場合には、地盤改良、すなわち管路周辺地盤の液状化抵抗力を増加させる対策について検討する必要がある。ところで、地盤改良による液状化対策工法を既設管路に適用するに当たっては、対策そのものの有効性はもとより、対策工法そのものが管路に及ぼす地盤変状などの影響軽減が、重要な検討課題となる。また、新設、既設にかかわらず、埋設管路のような線状で広範に亘る構造物への対策においては、施工費用と絡んで対策範囲の決定も重要な課題である。

地盤改良による液状化対策工法として、締固め工法、排水工法、固結工法、せん断変形抑制工法、地下水位低下工法、置換工法など、その対策原理ごとに現在までに数多くの工法が提案されている¹⁾。そのうち、排水工法の一つである砕石ドレーン工法は、低騒音でしかも周辺地盤に振動などの影響をほとんど与えないという施工上の特徴を有しているため、市街地および既設構造物近傍での施工に適した工法であると言われている^{2),3)}。しかし一方、本工法の対策原理が過剰間隙水圧の早期消散を目的としていることから、過剰間隙水圧の消散に伴う間隙水の排水によって生じる、地震後の地盤の残留沈下が問題点として指摘されている⁴⁾。

そこで、本研究ではまず、砕石ドレーン工法施工地盤

周辺部での地盤沈下の特性を明らかにして、本工法の液状化防止効果とその影響範囲に関して検討を行う。つぎに、その検討結果を踏まえながら、砕石ドレーン工法施工地盤における地盤と埋設管路の挙動を明らかにし、本工法の有効性と問題点に関して検討を行う。

2. 地盤沈下の特性に関する実験

本章では、砕石ドレーン工法施工地盤周辺部での地盤沈下特性を捉えるため、従来より液状化対策の主流である、地盤の密度増大を目的とした工法（以下、締固め工法と称する）を比較対象とし、両者の実験結果を比較検討した。その目的は、透水効果を持たない締固め工法と比較することによって、砕石ドレーン工法の透水効果が周辺の砂地盤の沈下に与える影響を明らかにすることにある。

なお、本実験では基礎的で定性的な特性を把握することに重点をおいているため、相似率については特に考慮していない。以下文中では、地表面を G. L. と表わし、地表面から深さ方向への距離は、たとえば 100 mm の場合、G. L. -100、また、改良地盤と非改良地盤との境界は B. D. とし、地盤境界部から非改良地盤側への距離は、たとえば B. D. -100 と表示している。

(1) 実験概要

a) 実験装置および入力条件

Fig.1 に実験装置の概要を示す。振動台（島津製作所製、EHV-3）上に設置した鋼製の砂箱（幅 500×長さ 1500×高さ 350 mm）内に模型地盤を作成した。同地盤は、非改良地盤（幅 500×長さ 1000×高さ 250 mm）と改良地盤（幅 500×長さ 500×高さ 250mm）から成っている。非改良地盤は、石川県手取川の川砂を用いて水中落下法により作成した、飽和した緩詰め砂層である。改良地盤としては、砕石ドレーン工法施工地盤と締固め工法施工地盤の 2 種類があり、前者はコンクリート骨材用

* 正会員 福井工業高等専門学校助手 土木工学科
(〒916 福井県鯖江市下司町)

** 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科

*** 正会員 工博 金沢大学助教授 工学部土木建設工学科

**** 正会員 工博 NKK (株) 主査 シビルエンジニアリング部シビル技術室

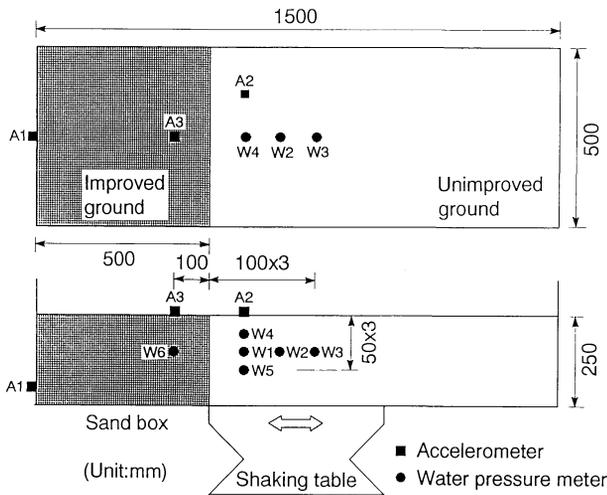


Fig.1 General view of test apparatus.

Table 1 Physical properties of sand, gravel and sand layer (1 gf/cm³=9.8 kN/m³).

Sand		
Specific gravity	2.67	
Uniformity coefficient	2.96	
Maximum void ratio	1.03	
Minimum void ratio	0.72	
Average grain size	0.20	mm
Coefficient of permeability	1.92x10 ⁻²	cm/s
Gravel		
Specific gravity	2.69	
Maximum grain size	25	mm
Coefficient of permeability	8.24	cm/s
Loose sand layer		
Wet unit weight	1.84	gf/cm ³
Void ratio	0.95	
Water content	34.2	%
Relative density	25.9	%
Dense sand layer		
Wet unit weight	1.90	gf/cm ³
Void ratio	0.87	
Water content	32.9	%
Relative density	51.8	%

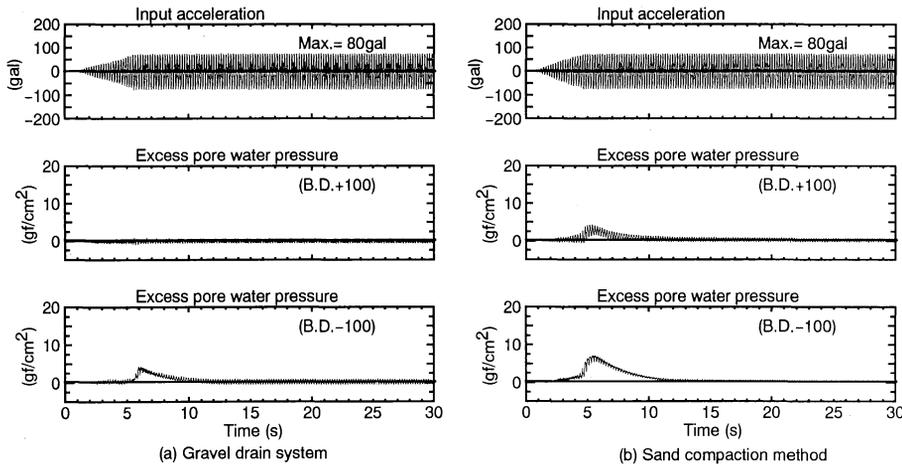


Fig.2 Time histories of input acceleration and excess pore water pressure in improved and unimproved ground (1 gal = 10⁻²m/s², 1 gf/cm²=98 Pa).

の5号砕石を密に詰めて作成し、後者はあらかじめ水中落下法により作成した緩詰め砂層を300 gal (3.0 m²/s²), 5 Hzの正弦波で3分間加振して作成した。なお、非改良地盤と改良地盤の境界部にはナイロン製のメッシュを施し、両地盤間の砂の移動を防止している。Table 1に実験に用いた砂と砕石、および模型地盤の物理定数を示す。入力は、5秒間で最大加速度(60 gal (0.6 m/s²), 80 gal (0.8 m/s²), 100 gal (1.0 m/s²)の3ケース)に達し、その後約25秒間一定振幅の5 Hzの調和波であり、入力方向は砂箱の長手方向である。なお、この加振振動数は、本砂地盤が最も液状化しやすい振動数である。

b) 計測方法

加振中は、砂箱に貼付した加速度計(東京測器研究所製, 最大±2 G (19.6 m/s²), AM-2)で入力加速度を

計測するとともに、模型地盤の単位体積重量と同じになるよう調整した同型の加速度計と、水圧計(豊田工機製, 最大0.5 kgf/cm² (49 kPa), PMS-5 M)を地盤内に設置し、地盤応答加速度および過剰間隙水圧を計測した。また、加振前後に地盤厚を測定し、その差から最終地盤沈下量を求めた。

(2) 実験結果および考察

a) 改良地盤での液状化防止効果

本章では、砕石の打設された地盤の周辺部における地盤沈下特性を明らかにすることを目的としているが、まずここでは改良地盤内、すなわち砕石内の液状化防止効果について検討する。

Fig.2は入力加速度約80 gal (0.8 m/s²)のケースにおける入力加速度および改良地盤と非改良地盤内

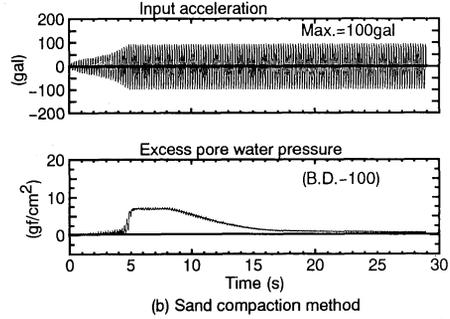
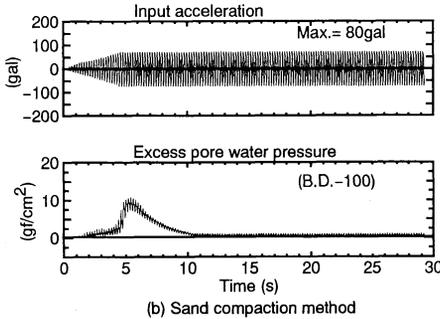
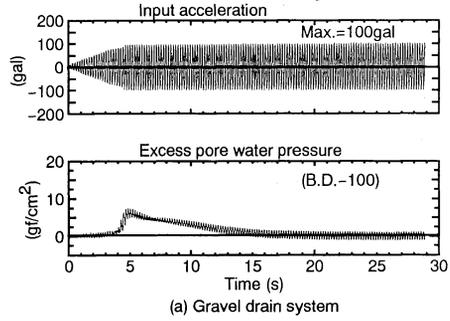
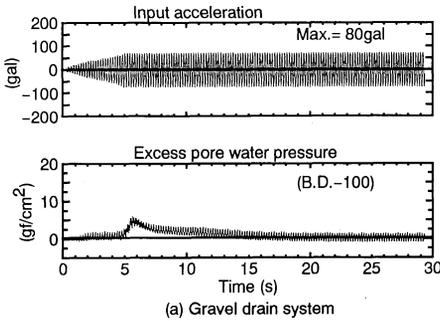


Fig.3 Time histories of input acceleration and excess pore water pressure in unimproved ground for 80 gal (0.8 m/s^2) input acceleration ($1 \text{ gf/cm}^2=98 \text{ Pa}$).

Fig.4 Time histories of input acceleration and excess pore water pressure in unimproved ground for 100 gal (1.0 m/s^2) input acceleration ($1 \text{ gf/cm}^2=98 \text{ Pa}$).

(G.L. -100, B.D. ±100)での過剰間隙水圧の時刻歴波形を示したものである。改良地盤内での過剰間隙水圧を見ると、砕石ドレーン工法では全く発生しておらず液状化防止効果が確認できるが、締固め工法では非改良地盤の60%程度の水圧の上昇が見られる。

井合らの実験結果によれば、十分に締固められた地盤であっても、隣接した非改良地盤の液状化に起因する浸透流により、締固め地盤に過剰間隙水圧が伝達されることが明らかにされている⁵⁾。この点に関して、本実験においても同様な結果が得られたものと思われる。これに対して、砕石ドレーン工法の改良地盤内では、非改良地盤からの浸透流の影響によって過剰間隙水圧が上昇する現象は確認できない。

b) 非改良地盤での液状化防止効果

前項では改良地盤内での液状化防止効果について検討したが、次にここでは非改良地盤内、すなわち砕石の打設された改良地盤に隣接する、飽和した緩詰め砂層での過剰間隙水圧の発生状況について検討する。

Figs.3, 4は入力加速度および非改良地盤内 (G.L. -100, B.D. -100)での過剰間隙水圧の時刻歴波形を示したものである。過剰間隙水圧が初期有効上載圧 (この場合 8.4 gf/cm^2 (82.3 Pa)) に等しくなった時を完全液状化と見なすと、**Fig.3**の入力加速度約 80 gal (0.8 m/s^2) のケースでは、砕石ドレーン工法は完全液状化に至っておらず、締固め工法と比較して過剰間隙水圧の蓄積緩和と消散促進の効果が確認できる。一方、**Fig.4**

の入力加速度約 100 gal (1.0 m/s^2) のケースでも **Fig.3**と同様の傾向が見られるが、入力加速度が大きいため砕石ドレーン工法においても完全液状化に近い状態まで過剰間隙水圧が上昇している。

Fig.5は入力加速度の異なるケースにおける、非改良地盤内 (B.D. -100)での深さ方向の最大過剰間隙水圧比の分布を示したものであり、図中の数値がその入力加速度の最大値である。本実験で用いた模型地盤において、初めて過剰間隙水圧の発生が認められた入力加速度約 60 gal (0.6 m/s^2) のケースでは、両工法の最大過剰間隙水圧比はほぼ同程度となっている。しかし、より大きな加速度のケースでは、同レベルの加速度に対する両工法の最大過剰間隙水圧比の値に明確な差が生じており、砕石ドレーン工法の方が同一加速度に対する液状化抵抗力が大きいことが分かる。**Fig.6**は入力加速度約 80 gal (0.8 m/s^2) のケースにおける、非改良地盤内での深さ方向の最大過剰間隙水圧比の分布を、改良地盤からの距離 (図中の数値) ごとに示したものである。締固め工法では改良地盤からの距離にかかわらず非改良地盤内ではほぼ様な過剰間隙水圧の上昇傾向があるのに対し、砕石ドレーン工法では改良地盤に近いほど最大過剰間隙水圧比が小さくなる傾向にあり、特にB.D. -200付近までの地盤においてその傾向は顕著である。以上のことから、砕石ドレーン工法を施工することにより改良地盤周辺部での液状化抵抗力が増加し、改良地盤だけでなくその周辺の非改良地盤でも最大過剰間隙水圧比の低下が

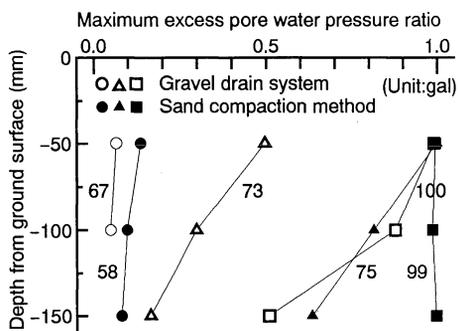


Fig.5 Maximum excess pore water pressure ratio in relation to input acceleration (Values in figure are input acceleration in gal (1 gal=10⁻²m/s²)).

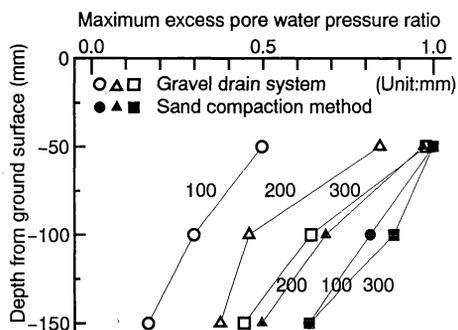


Fig.6 Maximum excess pore water pressure ratio in relation to distance from improved ground (Values in figure are distance from improved ground in mm.).

期待できることが分かる。

ここで、地盤の改良範囲について検討する。締固め工法による改良地盤は、前述のように隣接した非改良地盤の液状化に起因する浸透流の影響を受けるため、改良範囲の決定においてはその影響を考慮する必要がある⁵⁾。一方、砕石ドレーン工法による改良地盤では、前述のように過剰間隙水圧の発生が抑制され、その効果は改良地盤周辺部の非改良地盤でも期待できる。したがってこれらのことは、過剰間隙水圧の抑制という点で、砕石ドレーン工法の方が同一改良範囲に対する影響範囲は大きく、改良地盤の対策程度が同じならば、締固め工法より狭い改良範囲でも地盤全体としては同程度の対策効果が得られることを示唆している。

c) 非改良地盤での地盤沈下特性

以上の実験結果より、砕石ドレーン工法によって改良地盤内、さらにその周辺の非改良地盤内においても液状化防止効果が期待できることが明らかとなった。ここでは、この効果が非改良地盤での地盤沈下特性に与える影響について検討を行う。

Figs.7, 8 は非改良地盤での地表面沈下率を、改良地盤からの距離ごとに示したものであり、それぞれ

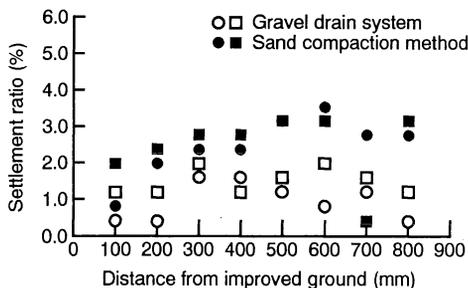


Fig.7 Settlement ratio in relation to distance from improved ground for 80 gal (0.8 m/s²) input acceleration.

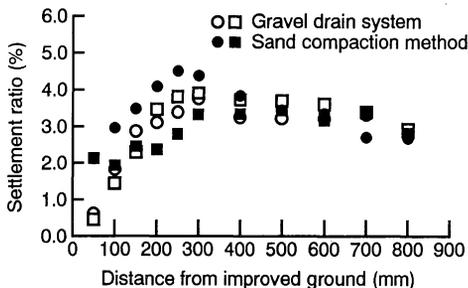


Fig.8 Settlement ratio in relation to distance from improved ground for 100 gal (1.0 m/s²) input acceleration.

Figs.3, 4 のケースと対応している。なお、地表面沈下率とは地盤沈下量を初期地盤厚で除した地盤ひずみの値であり、百分率で表示されている。土槽壁の影響の比較的少ない B. D. -300 までの結果に注目すると、Fig.7 の入力加速度約 80 gal (0.8 m/s²) のケースでは、砕石ドレーン工法の方が締固め工法に比べて地表面沈下率が小さくなっている。このケースでは Fig.3 から分かるように、砕石ドレーン工法では完全液状化に至っておらず、最大過剰間隙水圧比は締固め工法より小さな値となっている。しかし、Fig.8 の入力加速度約 100 gal (1.0 m/s²) のケースでは、両工法ともに地表面沈下率はほぼ同程度であり、Fig.7 より大きな値となっている。このケースでは Fig.4 から分かるように、両工法ともに地盤全体が完全液状化となっていた。したがって、砕石ドレーン工法においては締固め工法と比べて過大な地盤沈下が発生していないことから、本実験における砕石ドレーン工法施工地盤周辺部における過剰間隙水圧の早期消散効果は、文献4) で指摘されている間隙水の排水よりも圧力の移動が支配的であったと言える。すなわち、砕石の周辺地盤において、過大な排水を伴わない圧力逸散効果が発揮されたのではないかと考えられる。

Fig.9 は入力加速度 60~100 gal (0.6~1.0 m/s²) のケースにおける、入力加速度と非改良地盤での地表面沈下率の関係を示したものである。図中の実線および破線は各工法の実験結果を一回帰したものである。ばらつきはあるものの、両工法ともに入力加速度の増加に伴い

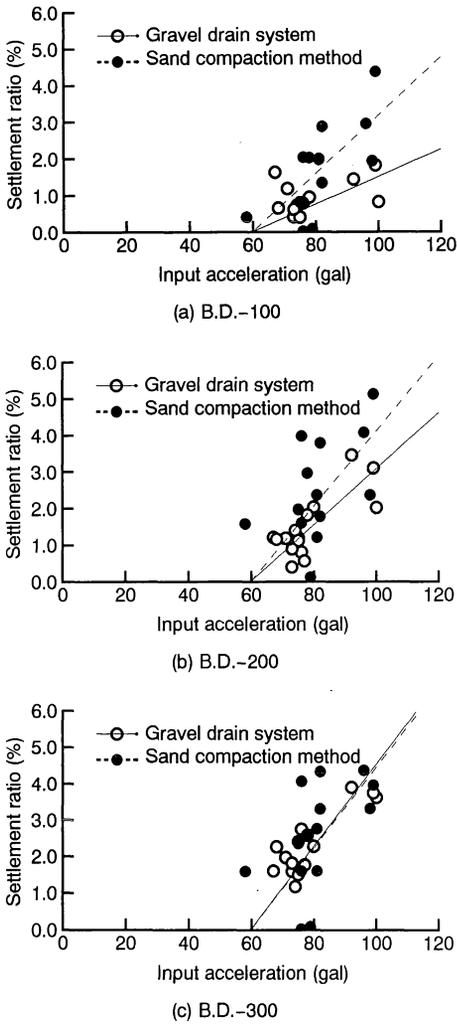


Fig.9 Relationship between input acceleration and settlement ratio (1 gal=10⁻²m/s²).

地表面沈下率が増加する傾向が窺える。また、締固め工法では改良地盤からの距離に対してほとんど変化がないのに対し、砕石ドレーン工法では改良地盤に近いほど直線の勾配が緩やかとなっており、改良地盤近傍での地盤沈下の抑制効果が確認できる。

これらの関係は、Figs.5, 6 で示した最大過剰間隙水圧比と、入力加速度および改良地盤からの距離との関係、すなわち砕石ドレーン工法を締固め工法と比較した場合の、同一加速度に対して液状化抵抗力が大きく、またそれは改良地盤近傍で顕著となる現象と非常によく似た傾向を示している。そこで以下では、非改良地盤での地盤沈下と最大過剰間隙水圧比との関係について検討する。

Fig.10 は入力加速度 60~100 gal (0.6~1.0 m/s²) のケースにおける、非改良地盤内 (G.L.-100, B.D.-100~300) での最大過剰間隙水圧比と、それぞれの

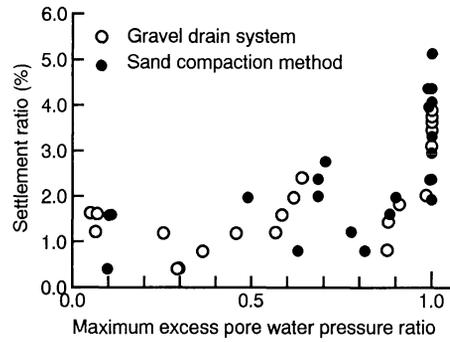


Fig.10 Relationship between maximum excess pore water pressure ratio and settlement ratio.

位置における地表面沈下率との関係をプロットしたものである。ともに最大過剰間隙水圧比が 1.0 の所に地表面沈下率の大きな点が多く分布しているのが分かる。また、両工法を比較すると、前述の砕石ドレーン工法の最大過剰間隙水圧比の低減効果により、締固め工法に比べて最大過剰間隙水圧比の小さな所に砕石ドレーン工法の点が多く分布しているのが分かるが、同図より各工法独自の特性を見出すことはできない。このことは、改良地盤周辺部での沈下特性は、工法の種類にかかわらず最大過剰間隙水圧比の影響を受けており、最大過剰間隙水圧比を 1.0 未満に抑えることによって地盤沈下が低減されることを示している。

3. 埋設管路の挙動に関する実験

液状化地盤における埋設管路の破壊要因としては、前章で取り上げた①地盤沈下に加え、②地盤の側方流動、過剰間隙水圧により管体に作用する③浮力、液状化が十分に発達していない部分的液状化状態 (不完全液状化) での液状化部と非液状化部の地震応答の違いによる④地盤の動的振幅などが上げられる。埋設管路に対する液状化対策として地盤改良による工法を採用するに当たっては、地盤改良によって生じる地盤物性の変化や地盤変状、さらに上記の各破壊要因に対する管路の安全性などについて検討する必要がある。

前章では、砕石ドレーン工法施工地盤における地盤変状として特に地盤沈下に着目して模型実験を行い、砕石ドレーン工法によって周辺地盤の最大過剰間隙水圧比を低下させることにより、地盤沈下を抑制することが可能であることを示し、上記要因の①地盤沈下に対する砕石ドレーン工法の対策効果を示唆した。そこで、本章では管路模型を用いた模型実験を行い、砕石ドレーン工法施工地盤における地盤と埋設管路の挙動に着目し、上記の各破壊要因に対する管路の安全性について検討を行った。すなわち、各要因によって生じる管路模型や模型地盤の動的、および静的挙動を、対策地盤と無対策地盤と

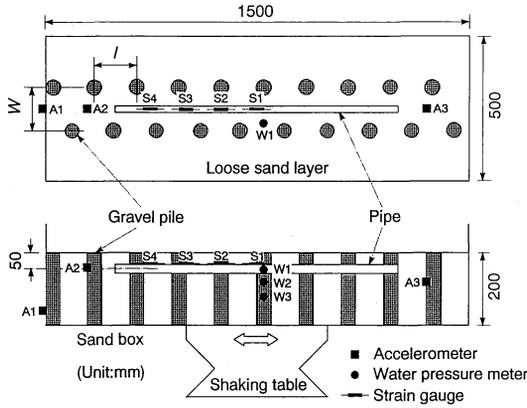


Fig.11 General view of test apparatus.

で比較し、砕石ドレーン工法の対策効果について検討するとともに、砕石ドレーンの打設間隔 (I) や打設幅 (W) (Fig.11 参照) による影響についても検討した。それらの実験条件を Table 2 に示す。なお、本実験でも相比率については特に考慮しておらず、定性的な挙動特性を捉えることを目的としている。また、埋設管路の破壊要因である②地盤の側方流動に関しては、実験での地盤条件が他と異なるため本実験では特に取り扱っていないが、別途検討を要する重要課題である。

既設の埋設管路に砕石ドレーン工法を適用する場合、管路の両脇にトレンチを掘り、そこを砕石で埋め戻す方法⁹⁾が考えられるが、改良範囲が広い場合は大量の砕石が必要となり深層への対策も困難であるため、経済性、施工性の点から問題があると考えられる。そこで本実験では、砕石ドレーン工法として円柱状の砕石（以下、パイロと称す）を打設する方法を採用した。

(1) 実験概要

a) 実験装置および入力条件

Fig.11 に実験装置の概要を示す。振動台、砂箱、砂、砕石は前章の実験で用いたものと同一のものである。模型地盤（幅 500×長さ 1500×高さ 200 mm）は、水中落下法により作成した飽和した緩詰め砂層である。管路模型（直径 20mm, 長さ 1000 mm）はウレタンゴム製の丸棒（十川ゴム製）を使用し、この丸棒に 125 mm の等間隔で 8箇所鉛製の板重りを巻き付け、模型地盤との単位体積重量の比が実際の管と地盤との単位体積重量の比（実際の管：実地盤=1.7：1.9）に等しくなるよう調整した。パイロ模型（直径 50 mm, 高さ 200 mm）には、自立させるため目の粗さ 2 mm の比較的剛性のある金網を用い、その中に砕石を密に詰めて作成した。また、金網の周囲には砂の混入を防ぐためのナイロン製のメッシュを被せ、それを管路模型の両側に千鳥状に配置した。Table 3 に管路模型、パイロ模型および模型地盤の物理定数を示す。入力波は前章と同様であり、最大加速度は

Table 2 Conditions in tests.

Case name	Test number	Interval of piles I (mm)	Width of piles W (mm)	Number of piles
Non countermeasure	NC	/	/	0
Variation of I	I10	100	150	30
	I15	150	150	20
	I20	200	150	15
Variation of W	W10	150	100	20
	W15	150	150	20
	W20	150	200	20

Table 3 Physical properties of pipe, gravel pile and sand layer (1 kgf/cm²=98 kPa, 1 gf/cm³=9.8 kN/m³).

Pipe		
Young modulus	810	kgf/cm ²
Unit weight	1.70	gf/cm ³
Length	1000	mm
Diameter	20	mm
Gravel pile		
Wet unit weight	2.81	gf/cm ³
Length	200	mm
Diameter	50	mm
Loose sand layer		
Wet unit weight	1.90	gf/cm ³
Void ratio	0.95	
Water content	34.5	%
Relative density	26.5	%

全ケースとも 200 gal (2.0 m/s²) とした。

b) 計測方法

加振中は、砂箱に貼付した加速度計で入力加速度を計測するとともに、地盤内に設置した加速度計と水圧計で、地盤応答加速度および過剰間隙水圧を計測した。また、管路模型の加振中の挙動を知るため、管路模型上面の中央部と、その位置から一端方向へ 125 mm 間隔で計 4 箇所に歪ゲージ（東京測器研究所製, PL-5-11）を接着し、管路歪を計測した。

(2) 実験結果および考察

a) 過剰間隙水圧比

Fig.12 は各ケースの管路模型設置深さでの過剰間隙水圧比の時刻歴変化を示したものである。対策地盤では、無対策地盤 (NC) と比べて液状化の継続時間が短縮している様子が良く分かる。また、パイロの打設間隔を変化させた場合（間隔変化：Variation of I ）では、間隔を小さくすることにより過剰間隙水圧の蓄積緩和と消散促進の効果が確認でき、パイロの打設幅を変化させた場合（幅変化：Variation of W ）においても、幅を小さくすることにより同様の効果が得られた。

b) 地盤沈下

Fig.13 はパイロによって囲まれた内側の部分での地盤沈下量をケースごとに示したものである。間隔変化および幅変化の場合ともに、無対策地盤に比べて地盤沈下

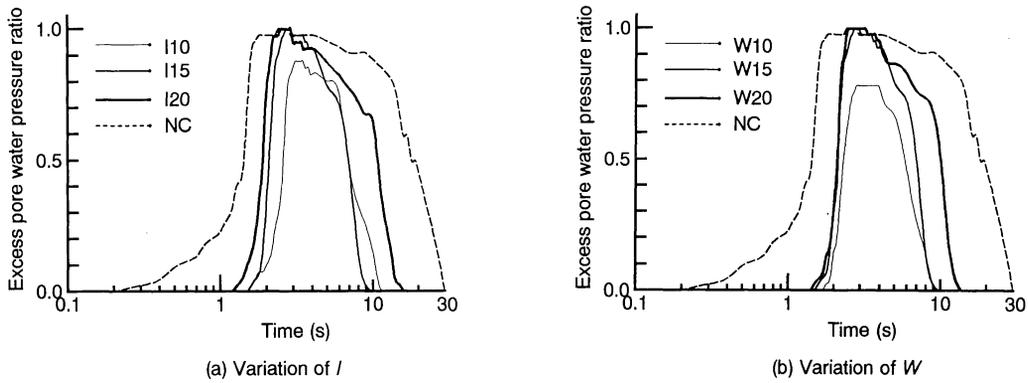


Fig.12 Time histories of excess pore water pressure ratio.

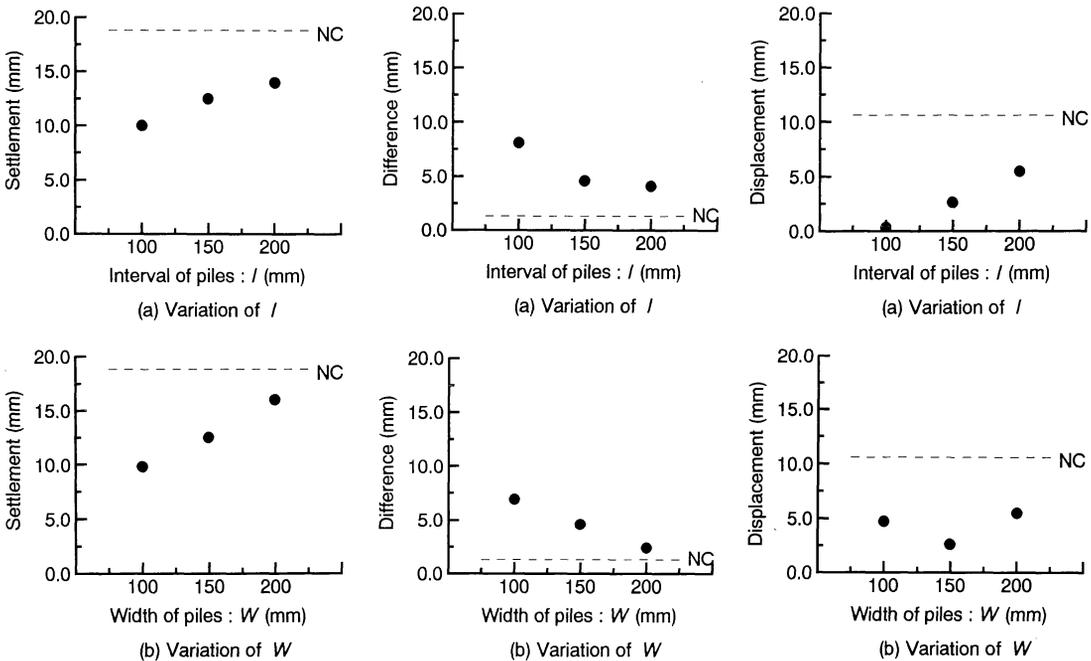


Fig.13 Settlement of inner ground surrounded by gravel piles.

Fig.14 Difference of settlement between inner and outer ground surrounded by gravel piles.

Fig.15 Vertical displacement of pipe.

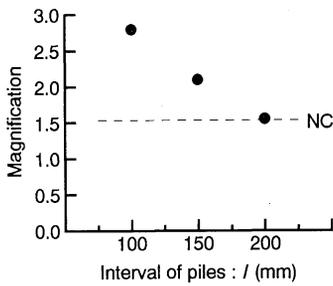
が低減されており、打設間隔および打設幅が小さいほどその傾向は顕著となっている。この現象は、前章で明らかにした碎石ドレーン工法施工地盤の沈下特性を反映したものであり、パイルの圧力逸散効果により外側の地盤に比べて内側の地盤の過剰間隙水圧が低く抑えられたために生じたと判断できる。

このように、パイルによる管路埋設位置での地盤沈下抑制効果を示すことができたが、その結果パイルで囲まれた管路埋設地盤とその外側の地盤との間に地盤高低差が生じることとなった。Fig.14は両地盤間の沈下量の差を示したものであるが、打設間隔や打設幅が小さいほど地盤高低差が大きくなることが分かる。実際の埋設管路では1本の管から何本もの管が分岐しているのが一般

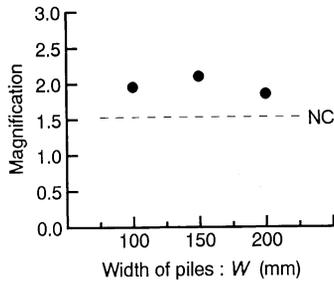
的であり、このことは、もし主要な管だけに対策を施した場合、主管と枝管との継手部分において、地盤の不等沈下による破壊の危険性があることを示唆している。したがって、対策に当たっては適正な改良範囲を決定する必要があり、新設の場合には可撓性管路の採用などの工夫が必要である。

c) 管路浮上

Fig.15は加振終了後における管路模型の鉛直方向移動量をケースごとに示したものであり、すべて上昇量である。なお、上昇量とは加振終了後に5つの地点で測定した管路模型上載地盤厚の減少量の平均値であり、管路模型の浮上量と上載地盤の沈下を含めた、管路模型埋設地盤に対する相対浮上量である。

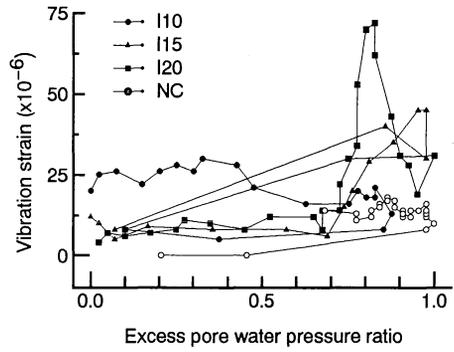


(a) Variation of l

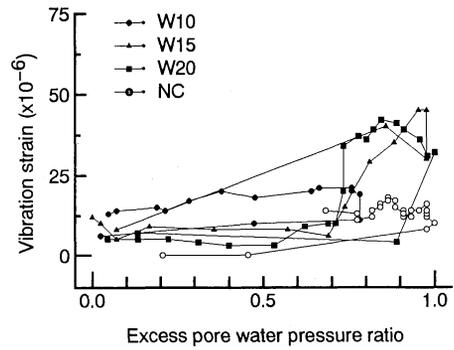


(b) Variation of W

Fig.16 Magnification of response acceleration of ground.



(a) Variation of l



(b) Variation of W

Fig.18 Relationship between excess pore water pressure ratio and vibration strain.

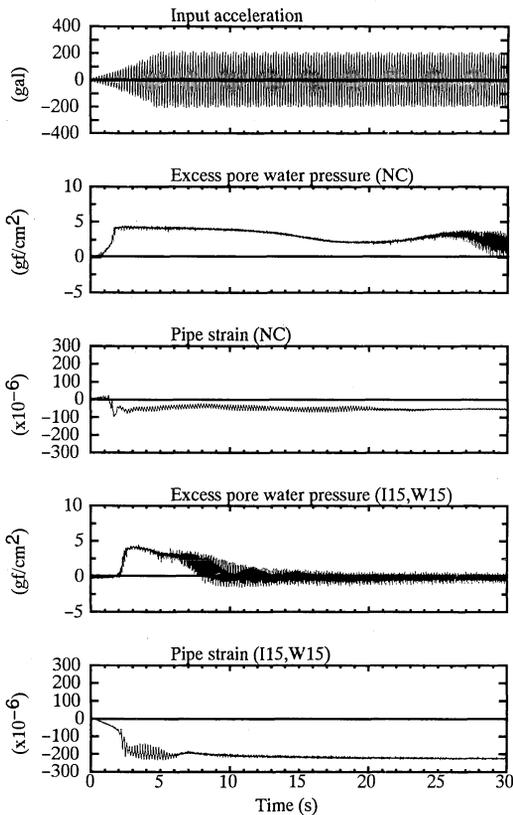


Fig.17 Time histories of input acceleration, excess pore water pressure and pipe strain (1 gal = 10^{-2} m/s², 1 gf/cm² = 98 Pa).

間隔変化および幅変化の場合ともに、無対策地盤に比べて浮上量が低減されているのが分かる。液状化過程において埋設管路に作用する浮力と重量との差は、管路により異なるがおよそ完全液状化に近づいた時に初めて上向きに生じ始める⁷⁾。すなわち、過剰間隙水圧比の高い状態が長く継続するほど、浮上量は増加すると言える。したがって、パイルによって地盤の液状化抵抗力を増加させることによって、管路浮上の抑制が可能となる。

d) 地盤の動的振幅

Fig.16は管路模型埋設深さでの加速度応答倍率、すなわち入力加速度に対する地盤応答加速度の最大値の比をケースごとに示したものである。全ケースとも最大値の発生時期は過剰間隙水圧の消散時であり、地盤が不完全液状化状態となり外力と共振したため、入力加速度より大きな応答を示したものと思われる。また、間隔変化の場合では、間隔が小さいほど加速度応答倍率が大きくなる傾向を示し、幅変化の場合では打設幅に関係なくほぼ一定となっている。

液状化砂中の杭構造物の動的挙動に関する実験によれば、過剰間隙水圧の上昇により地盤の剛性が低下し、すなわち不完全液状化状態となって一時的に地盤が外力と共振状態に入り、杭模型が地盤震動に強制加振されると

いう結果が得られている⁸⁾。本実験においても、地盤応答加速度の最大値は過剰間隙水圧消散時、すなわち不完全液状化時に生じており、パイルが加振方向にロックイン運動している現象も目視できた。したがって前述の Fig.16 (a) の傾向は、打設間隔が小さいことによって、打設方向のパイル周辺地盤の拘束が強くなり、パイルとパイルに囲まれた地盤とが一体となって外力と共振し、管路模型埋設位置の地盤が大きく振動したことが原因であると推測される。

e) 管路歪

Fig.17 は入力加速度、管路模型埋設深さでの過剰間隙水圧、および管路模型に生じた歪 (Fig.11 の S2) の時刻歴波形を、無対策地盤 (NC) と対策地盤 (I15, W15) の2ケースについて示したものであり、本実験の典型的な結果の一例である。液状化時の管路破壊に結びつく管路の挙動としては、地盤の沈下や側方流動、管路浮上などによる管路の曲げと、地盤-管路からなる振動系が外力と共振して生じる管路の振動⁷⁾が挙げられる。ここでは、管路に生じる歪を、前者は初期状態からの中立軸の移動からなる残留歪、後者は歪振幅からなる動歪⁹⁾として捉えて検討を行った。

残留歪については、両ケースとも加振開始後約2秒で発生しており、その時期は過剰間隙水圧の上昇時と一致しているが、これは主に地盤が軟化して管路模型周りの地盤の拘束力が低下したため解放された初期歪であると考えられる。無対策地盤では、管路模型埋設位置付近の地盤は下方からの上向き浸透流のため液状化が長く継続し、加振開始後約20秒まで僅かではあるが残留歪の変化が生じている。しかし、対策地盤では、パイルによる過剰間隙水圧の早期消散効果によって液状化が早期に終了し、加振開始後約7秒以降は残留歪の変化を生じていない。つぎに動歪については、両ケースとも過剰間隙水圧がピークに達した後発生し始めている。無対策地盤ではその後ほぼ一定値の動歪が継続しているが、対策地盤では残留歪と同様に加振開始後約7秒以降は動歪を生じていない。したがって、対策を施した場合には動歪の継続時間、および残留歪の変化している時間に関しては短縮効果があると言える。

しかし、動歪の最大値に関しては対策地盤の方が大きな値となっている。そこで、対策地盤における動歪の卓越する現象について検討するため、Fig.18 に示すように、管路模型埋設深さでの0.5秒おきの過剰間隙水圧比と管路歪 (S2) の動歪成分の値をプロットし、各ケースにおける両者の関係を調べた。過剰間隙水圧比が0.7~1.0のあたり、すなわち不完全液状化時に動歪が卓越する傾向が見られるが、同じ過剰間隙水圧比でも各ケースによって動歪の値が異なることが分かる。打設間隔100 mm (I10) や打設幅100 mm (W10) の場合では無

対策地盤と同程度であるが、その他のパイルの打設間隔や打設幅が大きいケースにおいて動歪が卓越する傾向を示している。この原因としては、パイルの打設間隔や打設幅の増加に伴って管軸方向の圧力逸散効果が不均一となり、管路周辺地盤に生じた不均一な地盤の動的振動が管路に作用したためと考えられる。

4. ま と め

本研究では、埋設管路の液状化対策として砕石ドレーン工法を取り上げ、砕石ドレーン工法施工地盤における、地盤と埋設管路の挙動に関して定性的な模型実験を行い、本工法の有効性と問題点について検討を行った。以下に、その結果をまとめる。

(1) 液状化対策として砕石ドレーン工法を施工した場合、改良地盤周辺部の液状化抵抗力が増加し、その傾向は改良地盤近傍において顕著である。したがって、砕石ドレーン工法では、改良地盤だけでなくその周辺の非改良地盤においても対策効果が期待できる。

(2) 液状化時の地盤沈下は最大過剰間隙水圧比と相関がある。また、砕石ドレーン工法の液状化防止効果は過剰間隙水圧の早期逸散が支配的である。したがって、砕石ドレーン工法によって過剰間隙水圧の上昇が抑制された場合、改良地盤周辺部の地盤沈下は低減される。

(3) 埋設管路の液状化対策として砕石ドレーン工法を施した場合、埋設管路近傍の液状化継続時間が短縮し、過剰間隙水圧比の最大値が低減する。そのために、管路破壊の要因となる地盤沈下や管に生じる浮力が低減するとともに、管路歪の継続時間が短縮される。

(4) 砕石ドレーン工法の効果とパイルの打設間隔および打設幅には明確な相関関係があり、概してパイルを密に打設し埋設管路近傍の液状化抵抗力を増加させることが本工法の効果向上につながる。しかし本実験の範囲内においては、パイルの打設条件によって、パイルの強制振動や、圧力逸散効果の不均一さによる地盤の動的振動や不等沈下などが発生し、管路破壊の危険性の高まる場合がある。

以上、模型実験によって、埋設管路の液状化対策として、砕石ドレーン工法が基本的には有効であることを指摘したが、対策の程度や範囲など実務的な設計法の確立のためには、定量的な実験や数値解析など、より詳細な検討が今後必要である。

最後に、本研究を遂行するにあたり、種々ご教示を賜った金沢大学工学部 池本敏和技官に感謝の意を表します。また、実験やデータ整理に協力していただいた、金沢大学工学部土木建設工学科防災工学研究室、ならびに福井工業高等専門学校土木工学科の元学生諸氏にも厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 末松直幹・吉見吉昭・佐々木 康：液状化被害を軽減するための対策，講座地盤の液状化7，土と基礎，Vol. 30，No. 4，pp. 71～79，1982. 4.
- 2) 齊藤 彰・伊東克彦・大石 博：液状化対策としての砕石ドレーン工法の開発，土木学会論文集，第427号，VI-14，pp. 49～53，1991. 3.
- 3) 田中幸久・中島 豊・坪井英夫：対策工法，地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集，pp. 15～40，1991. 1.
- 4) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版，pp. 145～152，1991. 5.
- 5) 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研究，港湾技研資料，No. 590，pp. 46～65，1987. 6.
- 6) 北浦 勝・宮島昌克・北島 孝：グラベルドレーンを用いた地中埋設管の液状化対策工法に関する基礎的研究，第19回地震工学研究発表会講演概要，pp. 533～536，1987. 7.
- 7) 北浦 勝・宮島昌克・吉岡正修：不完全液状化時における地中埋設管の動的挙動，構造工学論文集，Vol. 31 A，pp. 421～426，1985. 3.
- 8) 吉田常松・植松幹夫：液状化砂中の杭の動的挙動の研究，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，pp. 657～663，1978. 11.
- 9) 北浦 勝・宮島昌克：液状化過程における地中埋設管のひずみ特性に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第323号，pp. 43～53，1982. 7.

(1992. 7. 16 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON A COUNTERMEASURE AGAINST LIQUEFACTION FOR UNDERGROUND PIPELINES USING GRAVEL DRAIN SYSTEM

Masaho YOSHIDA, Masaru KITaura, Masakatsu MIYAJIMA and Hiroshi OISHI

This paper deals with application of a gravel drain system to underground pipelines in order to mitigate their damage due to liquefaction. Pipelines' damage in liquefaction process is supposed to be caused by various factors ; buoyancy, dynamic response of ground, ground deformation, etc. Two types of small scale test were conducted. The first especially focused on the settlement of ground. Test results suggest that the settlement of sandy ground improved by the gravel drain system correlated to the maximum excess pore water pressure ratio in the liquefiable ground. The second test was conducted to study the effects of the gravel drain system to performance of pipelines, and to clarify the problems which should be solved before the gravel drain system is designed for underground pipelines. The gravel drain system can reduce the settlement of ground around pipelines, and reduce the duration of vibration strains and floatation of the pipelines.