

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

EXPERIMENTAL STUDY ON STRAIN CHARACTERISTICS OF UNDERGROUND PIPE DURING LIQUEFACTION

北 浦 勝*・宮 島 昌 克**

By Masaru KITAURA and Masakatsu MIYAJIMA

1. 結 言

サンフェルナンド地震(1971, $M 6.5$)において、地中埋設管をはじめとするライフライン系に多くの被害を被って以来、ライフライン系の耐震性に注目が集まっている。先の宮城県沖地震(1978, $M 7.4$)においても地中埋設管に多くの被害が発生し、その耐震性の向上の重要性がさらに認識された。一方、新潟地震(1964, $M 7.5$)において砂質地盤の液状化を経験して以来、液状化に関する調査・研究が活発に行われてきた。その結果、液状化の発生メカニズムはかなり明らかになり、今日では砂質地盤に構造物が建設される場合には、ほとんどの場合液状化の検討がなされるようになってきている。

しかし、地中埋設管については、周辺地盤が液状化する可能性があるにもかかわらず、古くから埋設されているため何らの対策もとられていない管が多い。したがって、将来発生するかもしれない液状化における、これらの地中埋設管の被害状況の予測とその復旧対策を考えていくためには、また、その耐震性の向上を図るためには、液状化時における地中埋設管の破壊機構を明らかにすることが重要となってくる。

さて、液状化時の地中構造物の挙動に関する実験的研究に注目すると、吉田・植松¹⁾、岩崎・龍岡²⁾は、杭模型について振動実験を行い、不完全液状化時に砂の剛性が低下し、一時的に外力と共振状態に入ったときに杭模型に大きな応答が生じると指摘している。また、伯野・片田^{3),4)}は、小型加速度計を埋設した模型砂層地盤を用いて振動実験を行い、不完全液状化時において地中構造物が大きな加速度応答を示すこと、飽和砂地盤よりも含水比の低い不飽和砂地盤ほど不完全液状化の継続時間が長く、加速度の応答倍率が大きいこと、などを指摘して

いる。これらのほか、後藤・北浦⁵⁾、小坪・園田⁶⁾は、構造物基礎を対象とした模型振動実験の結果を報告している。一方、地中埋設管に関しては、北浦・福田⁷⁾が丸棒ゴムを用いて模型振動実験を行い、液状化時および砂の再堆積時に管ひずみが大きくなることを指摘している。また、片田・伯野^{8),9)}が塩ビパイプについて振動実験を行い、不完全液状化時に大きなひずみ応答を示すこと、不飽和砂地盤では大きな応答が入力継続している間ずっとみられること、などを指摘している。しかし、この方面の研究は非常に数少ない。

このような観点から本研究は、地中埋設管模型であるサンウレタン丸棒ゴムを、定常的調和波および過渡的調和波で加振して、管のひずみ特性を明らかにしようとしたものである。模型地盤としてはゆる詰め飽和砂を用いた。飽和砂における結果と比較する意味で、乾燥砂においても振動実験を行った。さらに、液状化過程における動ひずみ(管ひずみの振動成分)発生メカニズムについても考察を加えた。

2. 乾燥砂中における地中埋設管の挙動

(1) 実験概要

本研究においては基礎的定性的な実験に重点をおき、地中埋設管-地盤系の動的挙動、特に過剰間隙水圧の蓄積、消散の影響に注目し、しかも現象をなるべく簡明的確に把握するために、以下のように供試模型を定めた。実験概要図を Fig. 1 に示す。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)に、比較的細砂で均一な砂(有効径 0.1 mm、均等係数 2.6、粒径はほぼ 0.1 mm から 0.6 mm の間に分布している)を厚さ 250 mm まで入れた。このとき、Fig. 2 に示すように砂箱の上をコロを介してバケツを移動させ、バケツの底に開けられた細いスリットか

* 正会員 工博 金沢大学助教授 工学部建設工学科

** 正会員 工修 金沢大学助手 工学部建設工学科

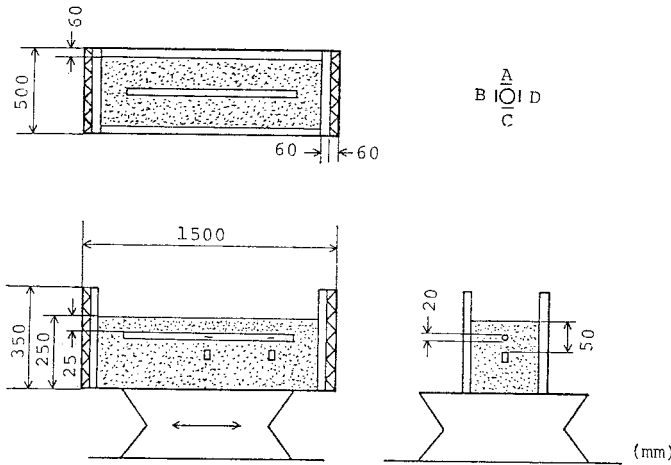


Fig. 1 General view of experiments.

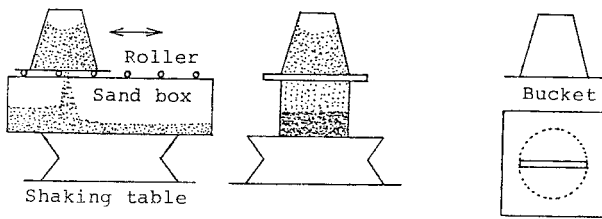


Fig. 2 Schematic diagrams of equipment for making homogeneous, loose sand layers.

ら少量ずつ砂を入れるという方法で、均一なゆる詰め
の砂層を作った。その後、約 100 gal の加速度で地盤を締め固めた。こうして各実験中の地盤の硬さがほぼ一定となるようにした。また、砂箱の周囲に厚さ 60 mm の中空の発泡スチロールを、そして長手方向の側壁にはさらに厚さ 60 mm のスポンジを貼り付け、砂層のせん断変形に対する砂箱の拘束を多少なりとも軽減するようにした。

地中埋設管模型としてはサンウレタン丸棒ゴム（十川ゴム製）を使用した。丸棒ゴムは、その寸法が $20\phi \times 1000$ mm、弾性係数 810 kg/cm^2 (79.4 MPa)、単位体積重量 1.14 g/cm^3 (11.2 kN/m^3) である。丸棒ゴムの中央部（端から 500 mm の位置）と端部近傍（端から 125 mm の位置）の上（A1, A2）、下（C1, C2）、両横（B1, B2, D1, D2）の 4 か所にひずみゲージ（東京測器研究所製, PL-5-11）を接着し、加振時の管ひずみを測定した。添字としてつけた 1, 2 はそれぞれ管中央部および管端部近傍を意味する。地盤の動きを計測するために、小型加速度計（東京測器研究所製、最大 2g, A-2 型）を管中央部と管端部近傍のひずみゲージ貼付け位置直下に埋設した。各加速度記録をそれぞれ G1, G2 と名付けた。これらの記録を動ひずみ計（共和電業製, CO-50 ET）で増幅し、データレコーダ（TEAC 製, R-

81）で記録し、ビジグラフ（三栄測器製, FR-301）に出力した。

(2) 実験結果

飽和砂実験の結果が乾燥砂のそれとどの程度異なるかを比較するために、最初に乾燥砂において実験を行った。

まず、地中埋設管を 25 mm の深さに埋め、振動数 5 Hz, 10 Hz, 15 Hz, 20 Hz, 25 Hz, 30 Hz, 35 Hz, 40 Hz の定常的調和波を管軸方向に入力させた。記録の一部を Fig. 3 に示す。図から、上下、両横の 4 か所のひずみがすべて同位相となっているので、軸ひずみが卓越していることがわかる。このことは、他の加振振動数の結果についてもいえる。Fig. 4 (a), (b) は、管中央部および管端部近傍での管ひずみの共振曲線である。これらはすべて、各振動数において定常となったときのひずみ振幅についてまとめたものである。図中、上方の曲線が地盤応答加速度を、下方の 4 本の曲線が埋設管模型のひずみを、それぞれ表わしている。Fig. 4 (a) においては、35 Hz で加振したときに最大値を示している。35 Hz というのは、実験に用いた砂層の固有振動数にあたる

ので、35 Hz で加振すると砂層が共振し、その影響が管ひずみに表われているものと考えられる。また、そのときのひずみは約 20×10^{-6} となっている。一方、管端部近傍においては (Fig. 4 (b)), 40 Hz においても各点の

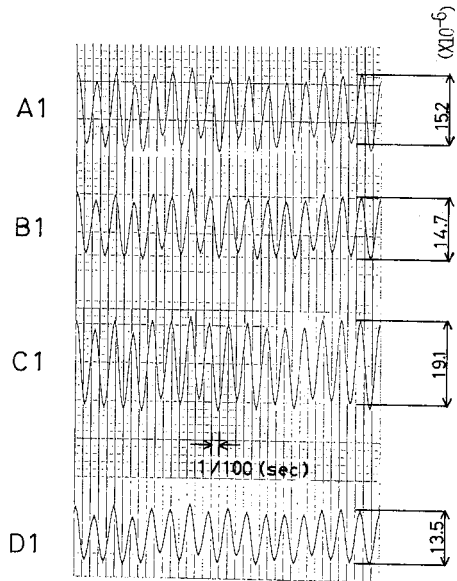
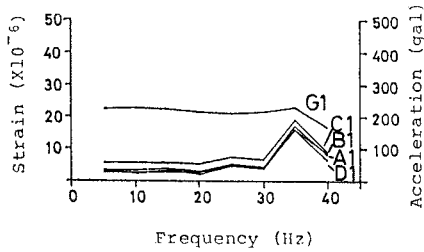
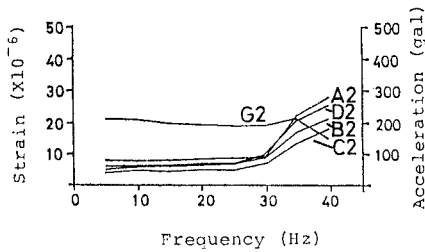


Fig. 3 Record of strains of underground pipe, dry sand layers. (Excitation frequency; 40 Hz)



(a) At the centre of underground pipe.



(b) Near the end of underground pipe.

Fig. 4 Frequency response curves of strains of underground pipe excited in the direction parallel to the axis of the pipe.

ひずみは大きな値を示している。40 Hz において、側壁に貼り付けたスポンジと発泡スチロールが地盤表面部分で部分共振をしていたのが認められたので、その影響が埋設管端部近傍に大きく作用しているものと考えられる。

次に、同様の実験を管軸直角方向に加振して行った。このとき、管軸方向加振実験で用いた装置を振動台の上で 90° 回転させて設置し、管軸直角方向に加振したので、砂層のせん断変形に対する砂箱の拘束の程度が異なっている。したがって、両者の実験結果を直接比較することはできないので、定性的に比較検討する。

Fig. 5 が、30 Hz で加振したときの管ひずみの記録である。また、管ひずみの共振曲線が **Fig. 6** (a), (b) であり、それぞれ管中央部および管端部近傍での管ひずみである。**Fig. 6** (a) においては、上下のひずみ (A1, C1) は全振動数域でほぼ一定となっており、その値は小さい。これに対し、両横のひずみ (B1, D1) は上下のひずみに比べ全振動数域で大きな値を示しており、特に 35 Hz 付近で大きくなっている。上下に比べ両横のひずみが大きいことから、加振方向の曲げひずみが卓越しているといえる。**Fig. 5** をみると、両横のひずみ (B1, D1) は互いに逆位相であり、その振動数は加振振動数と等しくなっている。一方、上下のひずみ (A1, C1) は加振振動数の 2 倍の振動数成分を多く含んでいて、かつ同位相となっている。このことは、次のように考えると説明できる。すなわち、**Fig.**

7 に示すように、管が加振振動数と等しい振動数で曲げ振動を行っているとする、両横のひずみは加振振動数と等しい振動数を示すが、上下のひずみは 1 周期に 2 回

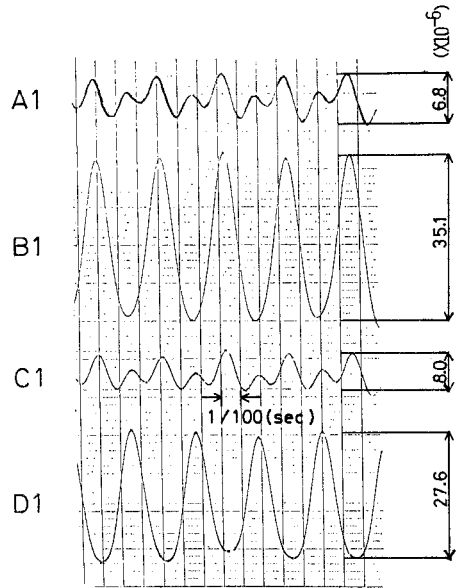
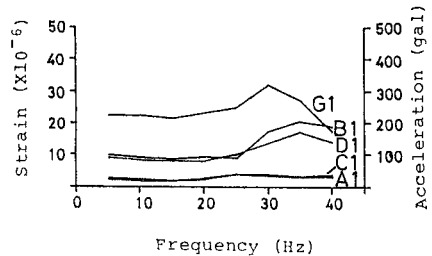
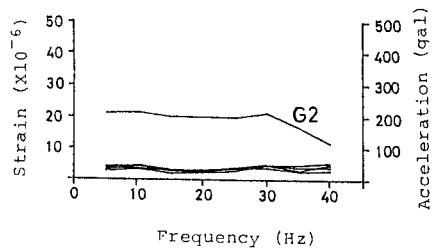


Fig. 5 Record of strains of underground pipe, dry sand layers. (Excitation frequency; 30 Hz)



(a) At the centre of the pipe.



(b) Near the end of the pipe.

Fig. 6 Frequency response curves of strains of underground pipe excited in the direction perpendicular to the axis of the pipe.

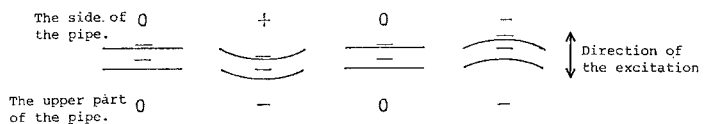


Fig. 7 Values of strain gauge when underground pipe bends.

引張り領域に入るので、加振振動数の2倍の振動数を示すことになる。したがって、この場合は曲げひずみが非常に卓越していると考えられる。このことは他の加振振動数の場合についてもいえており、管軸直角方向加振においては、曲げひずみが非常に卓越しているといえよう。ここでも35 Hz付近でひずみが大きくなっているが、砂層の共振による影響だと考えられる。このときのひずみの最大値は約 20×10^{-8} であった。

以上の乾燥砂実験においては以下のことが明らかとなった。すなわち、管軸方向に加振すると軸ひずみが卓越し、管軸直角方向に加振すると曲げひずみが卓越するということが、そしてひずみは最大でも約 20×10^{-8} 程度であること、などである。一般に実際の地中埋設管においては、地震動の方向にかかわらず曲げひずみより軸ひずみが卓越するといわれている。しかし、本実験においては、管軸直角方向に加振した場合曲げひずみが卓越していた。このことは、本実験では側壁の影響により、地盤中央部に比べ埋設管端部周辺地盤のせん断変形に対する砂箱の拘束が大きいこと、それゆえ、このことが管の動きに反映していること、によるものと考えられる。

3. 飽和砂中における地中埋設管の挙動

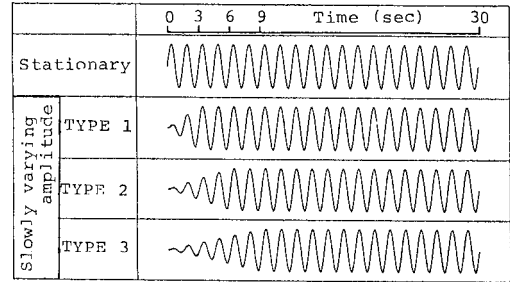
(1) 実験概要

乾燥砂実験に用いた装置をそのまま使用した。ひずみゲージおよび小型加速度計には防水加工を施した。さらに、水圧計(豊田工機製、最大 0.5 kg/cm^2 (49 kPa), PMS-5 M)を埋設管模型と同じ深さに埋め、過剰間隙水圧を測定した。本水圧計は半導体を用いた小型圧力変換器であり、固有振動数も 8 kHz 以上と非常に高いので、過渡的現象も精度よく測定することができる。本実験においては、液状化時に水圧計が浮上、あるいは沈下するのを防ぐために、砂箱の上から水圧計を針金で固定してぶら下げた。

飽和砂地盤の作成にあたっては、ホースの先にビニール管を接続し、これを砂層底面まで貫入させた後、水を注入し、地盤が非常に軟弱となるようにした。この作業を砂層数十か所を繰り返し、その後砂層表面上の水をスポンジで吸い取り、水位を地盤表面と一致させた。各実験において、この操作後の砂層の厚さがほぼ一定となっていたので、この操作によってほぼ同一な飽和砂地盤が作成できたと思われる。

本実験では、30秒間加振して地中埋設管中央部での管ひずみ、過剰間隙水圧、地盤応答加速度を同時記録した。入力波としては、Table 1に示すように、定常的調和波および3種類の過渡的調和波を用いた。過渡的調和波

Table 1 Input harmonic waves.



は、それぞれ漸増時間を3秒、6秒、9秒とした。加振振動数は 5 Hz とした。これは、この加振振動数において液状化が発生しやすかったことによる。

このような模型実験では相似律が重要であるが、本研究では特定の原型を想定せず、あくまでも基礎的定性的な実験に重点をおいたので、相似律については特に考慮してはいない。なお、いくつかのパラメーターについて、実物との対応を考えてみると以下のようなものである。吉見らは、振動中の繰り返しせん断によって発生した間隙水圧が浸透によって消散する過程を圧密理論に従うものと仮定し、相似律として時間係数 $Kt/(m_v r_w L^2)$ (K =透水係数、 t =時間、 m_v =体積圧縮係数、 r_w =水の単位体積重量、 L =基準長さ)を用いている。すると、 m_v が有効応力とほぼ反比例するものとすれば、有効応力は長さと同比例するので実物と模型の $m_v L$ は等しく、したがって、 Kt/L を等しくすればよいことになる¹⁰⁾。ところで、本実験においては長さ L は小さくなっているが、時間の縮尺は行っていないので、相似律を考える場合透水係数を縮尺する必要がある。本実験のように透水係数を制御しないということは、過大な透水係数を用いて実験を行っていることになる。つまり、過剰間隙水圧の消散速度が大きくなり、浸透流による影響も大きくなる。したがって、後述する実験では、応答を大きめに評価している可能性がある。他方、完全液状化している時間が実際より短いので、管の浮上による被害は小さめに評価している。したがって、これらのことに留意しておく必要があると考えられる。また、地盤と管の弾性定数比 E_g/E_s (E_g =地盤の弾性定数、 E_s =構造物の弾性定数)を考えてみる。砂槽による模型地盤のせん断変形に対する拘束力があるので、液状化を容易にさせるためには模型地盤では、実地盤よりも軟弱な地盤を作成しておく必要がある。そのために液状化前後の E_g の変化は、実物と模型において必ずしも同様ではない。したがって、本実験のように実物と模型の弾性定数比を特に対応させていないことが応答へ与える影響についても、一概に論ずることはできない。その他のパラメーターについても、原型を特定しなくては厳密に相似律を組むことはできな

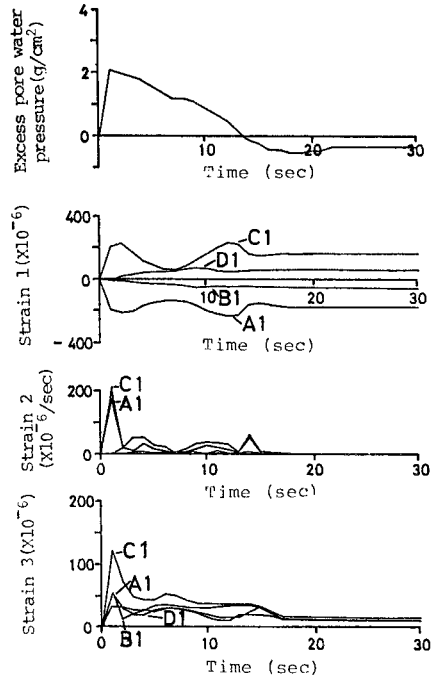
いと考えられるので、本研究においては定性的な性状について考えていく。

(2) 定常的調和波を入力した場合

a) 管軸方向加振

Fig. 8 は、入力加速度 150 gal の定常的調和波で管軸方向に加振したときの、過剰間隙水圧および地中埋設管中央部の管ひずみの記録である。このとき、地中埋設管の埋設深さは 25 mm である。過剰間隙水圧が上昇しつつある不完全液状化時においては、地盤が軟化し、地盤—埋設管よりなる振動系はたわみやすくなるので、大きなひずみ振幅がみられる。また、過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の液状化によって埋設管模型は浮上し、それが上下のひずみ記録 (A1, C1) における中立軸の移動という形で現われている。つまり、液状化過程において管中央部上側のひずみゲージは引張り力を受け、下側のひずみゲージは圧縮力を受けている。これは、砂層のせん断変形に対する砂箱の拘束の比較的少ない砂層中央部から液状化が発生することにより、管中央部近傍が浮力を受け、先に浮上し始めるからであると考えられる。そして、液状化が収束するとそのときの変形が残留するという事も、図より明らかである。

このように、液状化過程における地中埋設管の管ひずみにおいては、ひずみ振幅だけでは十分とはいえず、管



$$1 \text{ g/cm}^2 = 98 \text{ Pa}$$

Fig. 9 Time histories of excess pore water pressure and strains of underground pipe excited in the direction parallel to the axis of the pipe. (Depth of buried pipe; 25 mm)

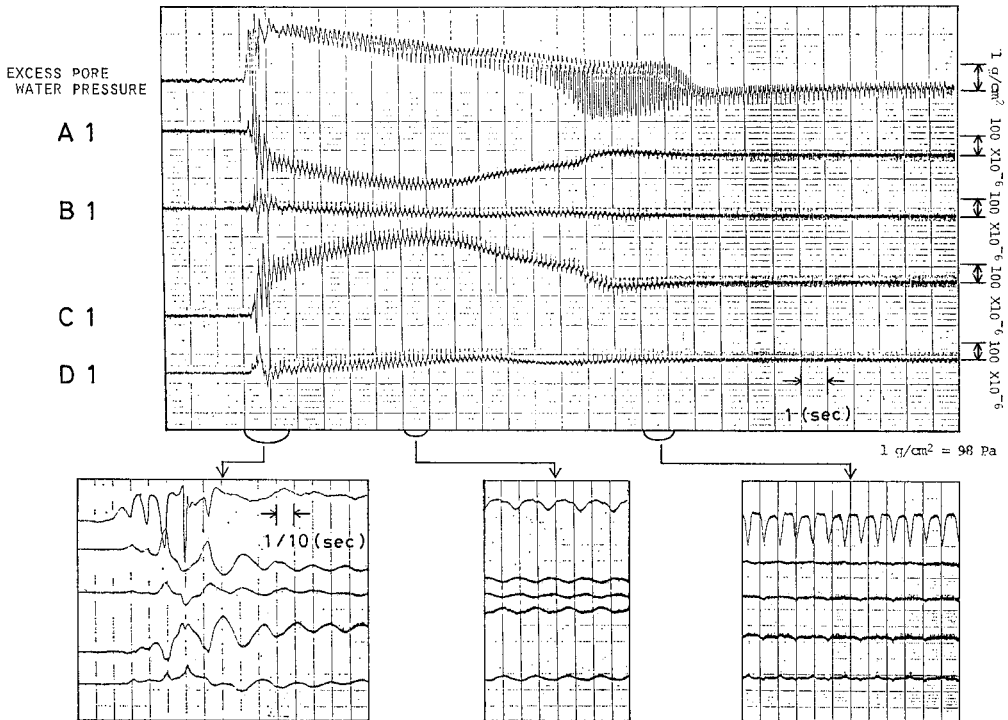


Fig. 8 Records of excess pore water pressure and strains of underground pipe excited in the direction parallel to the axis of the pipe, loose saturated sand layers.

全体の曲げの程度を表わす指標として、ひずみ記録における中立軸の移動量というものが重要となってくる。なぜならばひずみ振幅は、管の振動による継手部や管体自身の破壊に直接結びつく量である。他方、中立軸の移動量は液状化時における管の浮上によりもたらされる継手部の被害と直接結びつく量となるからである。そこで、この初期状態からの中立軸の移動量を静ひずみと定義し、一方、ひずみ振幅を動ひずみと定義し、区別して扱うことにする。Fig. 9は、Fig. 8と同条件で行った実験結果を静ひずみと動ひずみに分けて、それぞれについて整理したものである。同図において、Strain 1は静ひずみを、Strain 2は静ひずみの時間的変化の割合を、Strain 3は動ひずみを、それぞれ表わしている。ここで、静ひずみの変化の割合というのは、過去1秒間に静ひずみが増加した量を表わすものと定義し、地中埋設管の浮上による管の変形速度を示す一つの指標としてとらえた。また、過剰間隙水圧は、水平面上のせん断応力が零となるときの値を用いている。図において過剰間隙水圧が最終的に負値となっている。これは、間隙水圧計が多少浮上したことにより、水圧計設置位置の静水圧が減少したためであると思われる。しかし、負値の絶対値が小さいことから、図の値を定性的にはもとより、定量的にも過剰間隙水圧とみなしてほぼ差し支えないものと考えられる。図から、静ひずみの変化の割合は上下方向が非常に卓越しており、ピークとなる時刻は、過剰間隙水圧が上昇する不完全液状化時と一致していることがわかる。そして、完全液状化時にはむしろ小さい値となっている。これは、不完全液状化時には地盤の状態の変化の速度が大きいこと、また、前述したように管中央部近傍の液状化度が高いことにより、管中央部の変形速度が大きくなるため、と考えられる。一方、完全液状化時には地盤の状態はほぼ一定に保たれること、また、砂層全体が液状化することにより管全体に様な浮力が作用することになり、その結果管の変形速度が小さくなるため、と考えられる。また、過剰間隙水圧が下降する砂の再堆積時においても不完全液状化時と同様のことがいえるが、このときにも小さなピークが現われている。

Fig. 10は、埋設深さをこれまでよりも大きく、50 mmとしたときの結果である。過剰間隙水圧、静ひずみの変化の割合および動ひずみについて、先の図と同様のことがいえる。動ひずみについて考えてみると、不完全液状化時および砂の再堆積時には地盤は軟化しており、かつ、入力せん断波はある程度地中埋設管に伝播されるので、動ひずみは大きくなる。一方、完全液状化時には地盤はさらに軟化するが、入力せん断波があまり伝播されなくなり、したがって、動ひずみは小さくなると思われる。

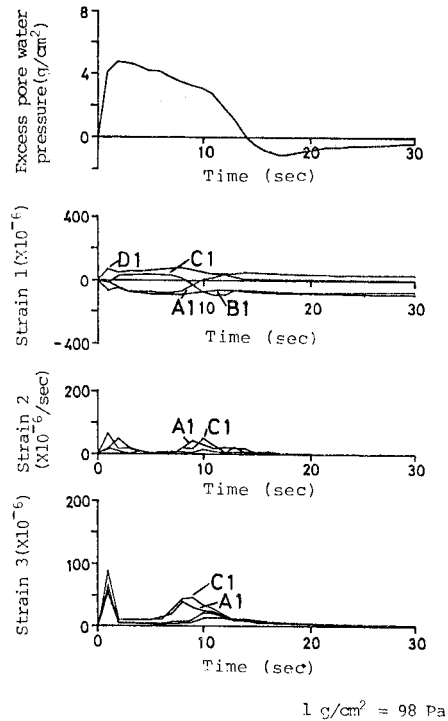


Fig. 10 Time histories of excess pore water pressure and strains of underground pipe excited in the direction parallel to the axis of the pipe. (Depth of buried pipe; 50 mm)

このように、動ひずみと、静ひずみの変化の割合はほぼ同時にピークを示しているが、それらの発生機構は異なっている。つまり、動ひずみは管の振動成分を取り上げた量であり、後述するように、地盤と管からなる振動系の動特性や、入力せん断波が伝播される割合などが発生要因として考えられる。これに対し静ひずみは、管の浮上に伴う管の曲げの程度を表わしており、周辺地盤の液状化の程度、あるいは液状化の発生規模により、その大きさが異なるといえる。本実験では、両端が自由の場合のみを取り扱っているが、構造物との接合部における地中埋設管の挙動を考えると、静ひずみがさらに重要な指標となると思われる。

管ひずみの最大値に注目すると、管の埋設深さが 25 mm である Fig. 9 においては静ひずみが約 240×10^{-6} 、動ひずみが約 120×10^{-6} となっている。埋設深さが 50 mm である Fig. 10 ではそれぞれ約 80×10^{-6} 、約 80×10^{-6} であり、埋設深さの大きい方がひずみは小さくなっている。一般に両端を固定された管においては、液状化時に静ひずみの卓越することが推測される。しかし、両端を固定しない本実験状態においても、静ひずみが動ひずみと同程度、あるいはそれ以上であることは注目されよう。また、乾燥砂におけるひずみの最大値と比較する

と、液状化時の値は4倍から12倍の値であり、格段に大きいことがわかる。

Fig. 8の管ひずみの位相をみると、不完全液状化時には4か所のひずみがすべて同位相であり、軸ひずみが卓越していると考えられる。完全液状化に至ると4か所のひずみはさまざまな値を示し、管は複雑な動きを示していると予想されるが、その後は上下のひずみ(A1, C1)が逆位相を示し、上下方向の曲げひずみが卓越している。これは、以下のような埋設管模型の観察結果とよい対応を示している。すなわち、液状化時に管は必ずしも一様に浮上するのではなく、前述したように、まず管中央部近傍が浮上し始める。続いて、地盤端部の液状化しやすい部分が液状化するので、その部分から管は浮上する。このことは観察結果として確認されている。したがって、管は傾いて浮上してくる。このときには、入力せん断波は管に対して斜め方向から作用することになる。このことより、液状化発生後では管の上下に取り付けたひずみが卓越するものと考えられる。

b) 管軸直角方向加振

Fig. 11は、管軸直角方向に加振したときの過剰間隙水圧および地中埋設管中央部の管ひずみの記録である。このときも、管軸方向加振実験で用いた装置を、振動台の上で90°回転させて設置した。このときの諸条件はFig. 8の場合と同じである。管ひずみを前項と同様の

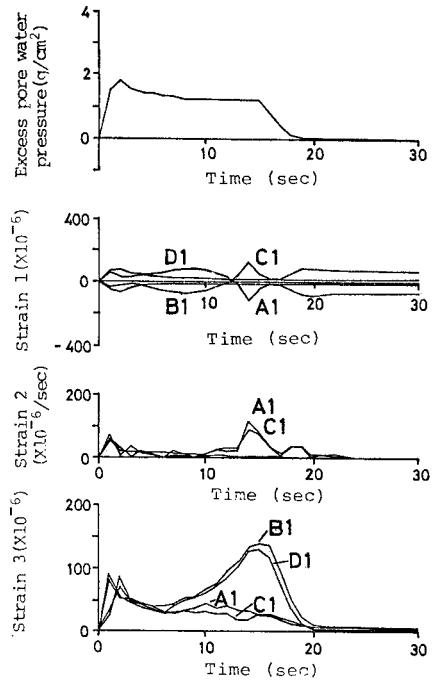


Fig. 12 Time histories of excess pore water pressure and strains of underground pipe excited in the direction perpendicular to the axis of the pipe. (Depth of buried pipe; 25 mm)

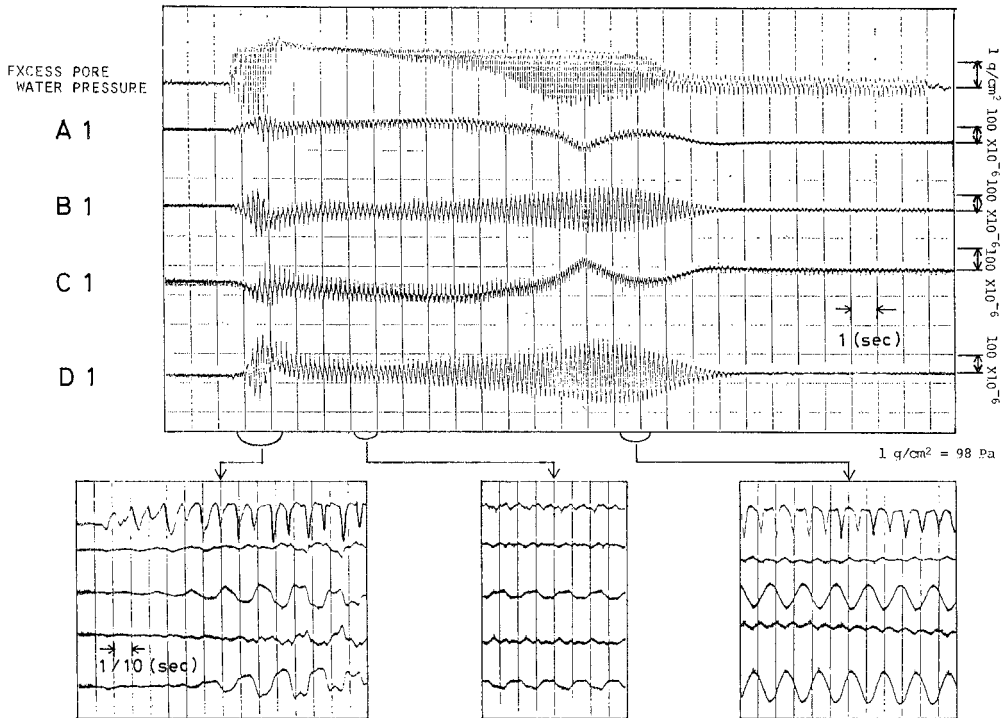


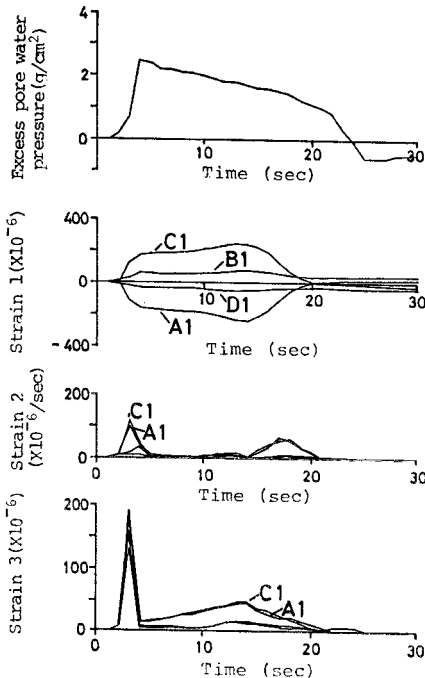
Fig. 11 Records of excess pore water pressure and strains of underground pipe excited in the direction perpendicular to the axis of the pipe, loose saturated sand layers.

方法で、動ひずみと静ひずみに分けて整理したのが Fig. 12 である。この図より、静ひずみは上下方向が、動ひずみは横方向がそれぞれ卓越していることがわかる。また、管軸方向加振実験結果と同様に、それぞれのピークとなる時刻は不完全液状化時と砂の再堆積時にほぼ一致している。ひずみの最大は、静ひずみが約 120×10^{-6} 、動ひずみが約 130×10^{-6} であり、乾燥砂のひずみの最大値と比較すると、液状化時の値は 6~7 倍となっており、格段に大きい。

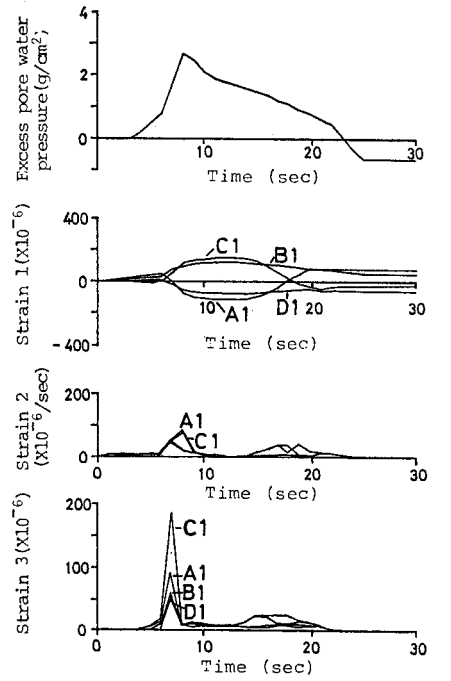
Fig. 11 の管ひずみの位相に注目すると、初期においては上下のひずみ (A1, C1) は同位相であり、両横のひずみ (B1, D1) が逆位相となっているので、乾燥砂実験と同様に横方向の曲げひずみが非常に卓越していると考えられる。完全液状化に至ると、上下のひずみも逆位相となり、上下方向の曲げひずみの成分も含まれてくる。これは、管軸方向加振実験の場合と同様に、管が傾いて浮上していることによると考えられる。しかし、上下方向の動ひずみは両横のそれに比して小さく、したがって、管軸直角方向加振実験においては、乾燥砂実験と同様に横方向の曲げひずみが非常に卓越しているといえる。

(3) 過渡的調和波を入力した場合

Table 1 に示した 3 種類の過渡的調和波を、管軸方向に入力したときの結果を整理したものが Fig. 13 (a), (b), (c) である。このときの入力加速度は定常時で約

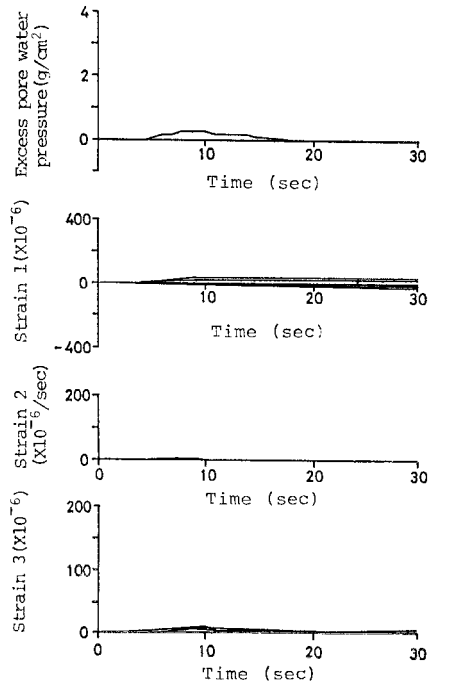


(a) Time interval for slowly varying amplitude; 3 sec



$1 \text{ g/cm}^2 = 98 \text{ Pa}$

(b) Time interval for slowly varying amplitude; 6 sec



$1 \text{ g/cm}^2 = 98 \text{ Pa}$

(c) Time interval for slowly varying amplitude; 9 sec

Fig. 13 Time histories of excess pore water pressure and strains of underground pipe excited by harmonic waves with slowly varying amplitude in the direction parallel to the axis of the pipe.

120 gal である。

まず、過剰間隙水圧の記録をみると、TYPE 1, TYPE 2 については完全液状化に至っているが、TYPE 3 では液状化していない。また、過剰間隙水圧が蓄積される速さは、入力加速度の増加とともに増している。このことより、入力加速度が小さいと、過剰間隙水圧が蓄積される割合が小さいので、消散される分を減ざると、結局、過剰間隙水圧の増加は小さいものとなるのがわかる。しかも、そのような小さな入力加速度で加振する時間が長いと、その後大きな加速度で加振してもすでに地盤が締め固まっているので、過剰間隙水圧は上昇しないと考えられる。液状化が発生しないと、管ひずみは非常に小さな値となっている。過剰間隙水圧の蓄積過程が異なっても、静ひずみの変化の割合および動ひずみはやはり不完全液状化時にピークを示しており、また、再堆積時にもピークがある。管軸直角方向に過渡的調和波を入力した場合にも同様のことがいえた。以上のことより、液状化過程における地中埋設管のひずみは、過剰間隙水圧に強く依存しているといえる。

4. 液状化過程における動ひずみ発生メカニズム

(1) 動ひずみの発生要因

地中埋設管模型を用いた振動実験の結果より、不完全液状化時および砂の再堆積時に大きな動ひずみが発生することが明らかとなった。液状化過程において地中構造物が一時的に大きな応答を示すことは、すでに指摘されている。そして、その原因としては、液状化の進行に伴って地盤が軟化する過程で一時的に外力と共振し、大きな応答が生じると推定されている。しかし、地中埋設管の動ひずみについては、管と土の間のすべりを考慮することが重要となってくる。そこで、動ひずみの発生要因として次の3つを考える。

- (i) 地盤中を入力せん断波が伝播する割合
- (ii) 地盤のひずみが管に伝わる割合
- (iii) 地盤—管よりなる振動系のたわみやすさ

すなわち、(i) は、完全液状化時には地盤はあたかも液体のように振舞うので、せん断波はほとんど伝播されない。したがって、このことが動ひずみに及ぼす影響を考慮しようというものである。(ii) は、液状化の進行に伴って有効応力が減少することにより、摩擦力が減少し、管と周辺地盤の間ですべりが生じやすくなることを考慮するものである。(iii) は、地盤の軟化に伴う地盤—管よりなる振動系のたわみやすさの変化および、外力との共振について考慮するものである。

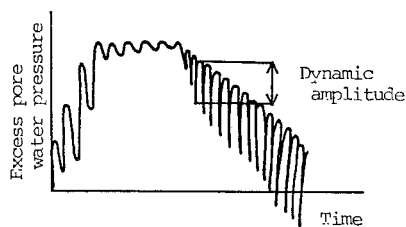


Fig. 14 Schematic diagram of record of excess pore water pressure.

(2) 模型地盤の固有振動数の変化

外力との共振という問題を考えるために、液状化過程における模型地盤の固有振動数の変化を調べる。そのために、過剰間隙水圧の動振幅に注目する (Fig. 14)。これは、以下の理由による。過剰間隙水圧の記録 (Fig. 8, 11) をみると、砂の再堆積時には加振振動数の2倍の振動数となっている。砂の再堆積時には砂層は締め固まってくるので、せん断変形に伴う正のダイレイタンスにより負の間隙水圧が生ずる。せん断変形が左右どちらの方向のときにも負圧が生ずるので、加振振動数の2倍の振動数となるわけである。このとき、地盤のせん断変形が大きいと正のダイレイタンスも大きくなり、したがって大きな負の間隙水圧が生ずる。このように、砂の再堆積時には過剰間隙水圧の動振幅の大きさは地盤のせん断変形の程度を表わしていると考えられる。

そこで、加振振動数を変化させて液状化過程における過剰間隙水圧を測定し、その動振幅に注目した。すなわち、実験ごとに間隙水圧の動振幅が最大となる時刻の液状化度を求めた (Fig. 15)。ここで液状化度 l を次式で定義した。

$$l = U_w / \sigma$$

ここに、 U_w を過剰間隙水圧、 σ を全応力とし、 $\sigma = (U_w)_{\max}$ とした。また、ここでは砂の再堆積過程について考えている。この定義に従えば Fig. 8 などにみられる管ひずみのピーク時の液状化度は約0.8となる。さて Fig. 15 は、加振振動数が低いほど液状化度の大きいときに間隙水圧の動振幅が大きいこと、すなわち地盤

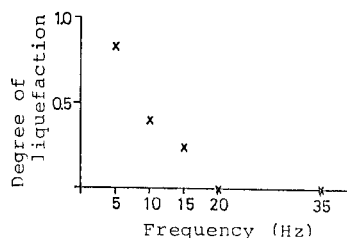


Fig. 15 Relationship between predominant frequency of saturated sand layers and degree of liquefaction.

のせん断変形が大きいことを示している。つまり、液状化の進行に伴い模型地盤の固有振動数は低下し、管ひずみがピークを示すときの液状化度 0.8 前後の地盤状態では、地盤の固有振動数は約 5 Hz となっている。なお、完全液状化に至るまでの過程においては、過剰間隙水圧の動振幅と地盤のせん断変形との間に必ずしも明らかな対応を見出すことはできない。このことは、砂の密度が小さいほど正のダイレイタンスが小さいので、加振振動数が比較的大きい場合には不完全液状化時の共振が生じにくくなるということに関係している。しかし、上述したような液状化度が大きいほど地盤の固有振動数が低下するという現象は、液状化過程すべてについていえると考えられる。

(3) 液状化度と動ひずみ発現度

動ひずみ発生要因の (ii) に着目する。埋設管と周辺地盤との間の摩擦力は、摩擦係数を一定とすると有効応力 σ' にほぼ比例すると考えられる。

$$\sigma' = \sigma - U_w = \sigma(1 - U_w/\sigma) = \sigma(1 - l)$$

すなわち、上式より、地盤のひずみが管に伝わる割合は $1-l$ にほぼ比例すると考えることができる。そこで、加振前に地盤のひずみが管に伝わる割合を 1.0 と仮定して、Fig. 16 (a) に示すモデルを設定した。動ひずみ発生要因 (i) についても同様に有効応力に比例すると仮定し、Fig. 16 (b) に示すモデルを設定した。一方、動ひずみ発生要因 (iii)、すなわち地盤と管よりなる振動系のたわみやすきについては、外力との共振を後に考慮するものとして、Fig. 16 (c) に示すモデルを設定した。すなわち、完全液状化時を 1.0、加振前および液状化収束後を 0 とし、液状化度に比例するものと仮定した。

いま、液状化過程における動ひずみが、これら 3 つの要因の積として表わされると考えると、液状化度と動ひずみ発現度は Fig. 16 (d) に示すような関係として表わされる。なお、ここでは、動ひずみ発現度が最大で 1.0 となるように規準化されている。すなわち、液状化度が増加していく不完全液状化時と、液状化度が減少していく砂の再堆積過程において大きな動ひずみが発生するという現象がうまく説明できる。ここで、外力との共振は、動ひずみ発現度と以下のように関係している。すなわち、動ひずみ発現度が最大となるときの液状化度を求め、この液状化度における地盤の固有振動数が加振振動

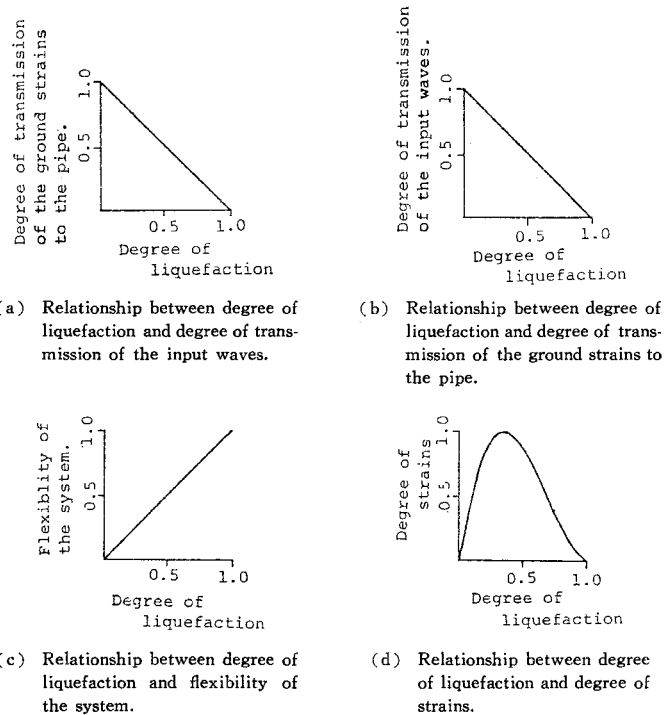


Fig. 16 Relationships between degree of strains and degree of liquefaction.

数と一致すると、管にとって最も不利な状態となる。たとえば、Fig. 16 (d) においては、液状化度 0.33 のときに動ひずみ発現度は 1.0 で最大となっている。つまり、不完全液状化時および砂の再堆積時に動ひずみが最大となることを示している。したがって、Fig. 15 より、液状化度 0.33 のときの地盤の固有振動数を求めると約 10 Hz となるので、Fig. 16 (a)~(c) のようなモデルでは、約 10 Hz で加振したときに地盤と外力との共振の影響も加わり管にとって最も不利であるといえる。

ここでは、各要因の重みづけは考えておらず、また、液状化過程の初期の地盤の硬さと液状化収束後のそれを等しいと仮定しているため、実験結果とは必ずしも対応していない。これらの各要因が動ひずみの発生に寄与する割合や、各要因と液状化度との関係については今後さらに明らかにしていく必要がある。

5. 結 論

本研究は、液状化過程における地中埋設管のひずみ特性を実験的に明らかにしようとしたものである。丸棒ゴムを用いた模型振動実験より以下のことが明らかとなった。

(1) 管軸方向加振においては軸ひずみが、そして管の浮上の影響により上下方向の曲げひずみも卓越する。

管軸直角方向加振においては横方向の曲げひずみが卓越する。

(2) 管ひずみは加振方向にかかわらず、不完全液状化時と砂の再堆積時に大きな値を示す。

(3) 管ひずみはその発生機構の違いにより、振動成分を表わす動ひずみと浮上の影響による管の曲げの程度を表わす静ひずみに分けて取り扱うのがよい。なぜなら、ひずみの発生機構によって管の破壊モードに違いが出てくるからである。

(4) 動ひずみの発生要因としては、外力との共振だけではなく、地盤中を入力せん断波が伝播する割合、地盤のひずみが管に伝わる割合、地盤一管からなる振動系のたわみややすきなども考慮する必要がある。

(5) これらの発生要因を液状化度の関数であると仮定し、ひずみ発現度がこれらの発生要因の積の形で与えられると考え、液状化過程における動ひずみの発生現象がうまく説明できる。

本研究では、埋設管の両端が固定されていないという実験条件から、静ひずみよりも動ひずみに注目して考察を加えた。これは、埋設管を柔構造にしようとするとき重要な役割を果たす継手部の耐震性を検討していくうえで必要なことである。しかし、実際の地震被害では、静ひずみと関係している管の浮上による破壊も多くみられる。したがって、構造物との接合部をモデル化した模型実験などを通して、静ひずみに対する検討も加える必要がある。

本研究を遂行するにあたり、地中埋設管の動的挙動に関する議論を通して種々のご教示を賜った小堀為雄教授に深謝の意を表します。また、実験の実施や図面の作成にあたりご協力をいただいた大学院生 武蔵正信 氏に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 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，1978。
- 2) 岩崎敏男・龍岡文夫・坂場義夫：砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験，第14回地震工学研究発表会，1976。
- 3) 伯野元彦・片田敏行：液状化時における地中構造物の応答特性，第5回日本地震工学シンポジウム，1978。
- 4) 片田敏行：液状化地盤中の構造物の挙動，第15回地震工学研究発表会，1979。
- 5) 後藤尚男・北浦 勝・岡村達哉：水平・上下両加振時の構造物基礎周辺地盤の液状化に関する一考察，第14回地震工学研究発表会，1976。
- 6) 小坪清真・園田敏夫・直江延明：構造物周辺地盤の流動化に関する実験的研究，第29回土木学会年次学術講演会，1974。
- 7) 北浦 勝・福田邦弘・石瀬誠一：液状化時の地中埋設管の破壊，第17回自然災害科学総合シンポジウム，1980。
- 8) 片田敏行：液状化過程における塩ビパイプの曲げヒズミ応答特性，第34回土木学会年次学術講演会，1979。
- 9) 片田敏行・伯野元彦：液状化過程における地中構造物の動的挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第306号，1981。
- 10) 吉見吉昭・時松孝次：構造物近傍の砂地盤における地震時の液状化，第4回日本地震工学シンポジウム，1974。

(1981.6.16・受付)