

細径有孔パイプを用いた液状化対策工法*

A COUNTER MEASURE SYSTEM FOR SAND LIQUEFACTION USING OF SLENDER POROUS PIPES

中村 純平**・眞島 正人***

By Junpei NAKAMURA and Masato MAJIMA

This method is a new counter measure system for sand liquefaction. The principal purpose of this method is based on promoting drainage. The slender polyethylene pipes used in this type of drainage are 5 to 10 centimeters in diameters with many small holes, in the body of the pipe. These pipes buried into the ground at intervals of 60 to 150 centimeters, surrounding the foundation of structures.

When the excess pore water pressure builds up during earthquakes, pore water flows into the pipes. As a result, build-up of excess pore water pressure can be reduced. In order to investigate the effectiveness of this method, two laboratory tests and three field tests were performed. The result shows that this method is applicable for preventing sand liquefaction in practice.

Keywords: liquefaction, sand, drainage, laboratory test, field test

1. ま え が き

地盤の液状化による被害対策は 1964 年に発生した新潟地震以後、社会的問題として取り上げられている。

著者らは、個人住宅などの小規模構造物や、市街地に建設される構造物を対象とした、細径有孔パイプによる液状化対策工法「ドレーンパイプ工法」を開発した。

本論文は各種実験、および実施工等の研究成果と、その実用化等について述べたものである。

2. ドレーンパイプ工法の概要

(1) 工法の原理

本工法は、砂地盤中に直径 5~10 cm 程度の合成樹脂製の耐圧・有孔パイプ（以下ドレーンパイプとよぶ）を 60~150 cm の間隔で垂直または斜めに埋め込んで水平方向の排水距離を短縮しておき、大地震時には、地中に

発生する過剰間隙水をいち早くこのパイプ内に流入させて、液状化の原因となる間隙水圧の蓄積を抑制する「排水促進工法」である (Fig. 1 参照)。

(2) ドレーンパイプの性能と材質

ドレーンパイプには下記の性質が必要である。

- 土圧により断面が極端に変形することのないような耐圧性。
- 地中埋設後、地下水のみが通過し、周辺の砂がパイプ内に流入しないようなフィルター効果。
- 施工時や地震時に生ずる変形に対しての追従性。

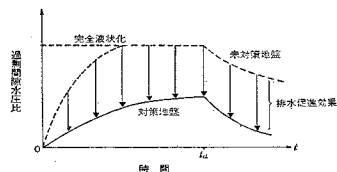
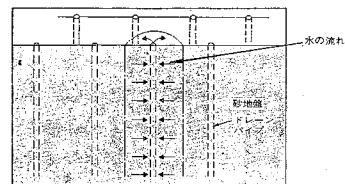


Fig. 1 The principle of this method and effect of promoting drainage.

* 本論文は、第 21 回土質工学研究発表会 (No. 283, 284, 285, 286, 昭和 61 年 6 月) 第 41 回土木学会学術講演会 (No. I=460, I=461, 昭和 61 年 11 月) にて発表したものに、一部修正、追加等を行って、まとめ直したものである。

** 正会員 横浜市総務局災害対策室担当課長
(〒231 横浜市中区港町 1-1)

*** 大成建設(株)技術研究所土質基礎研究室係長
(〒246 横浜市戸塚区名瀬町 344-1)

d) 構造物の耐用年数と同等以上の耐久性.

上記性能を満たすものとして、パイプ本体としては、開口率 15~20% の高密度ポリエチレン有孔パイプを用い、これにポリエチレン織布(糸量:380 デニール・メッシュ:44 本/inch)を被せ、両端を硬質ポリエチレンキャップで固定したものをドレーンパイプ材として使用する。

(3) 施工方法

a) 施工機械

Fig. 2 はドレーンパイプの打設機を示したものである。本機は、油圧駆動式万能掘削機(コンボ)のブーム先端に、上下方向駆動装置を内蔵したリーダー、先端にオーガーの付いたケーシング、これを回転する駆動装置およびケーシング引抜き時にパイプの共上がり防止するためのウェイトを装備している。

b) 施工順序

施工は原則として、Fig. 3 に示す順序で行う。

- ① ケーシングを所定の位置にセット。
- ② ケーシング先端の蓋を閉じ、正回転で貫入。
- ③ 所定の深度まで貫入後、ドレーンパイプを挿入。
- ④ パイプ頭部を押さえ、ケーシングを逆回転で引き抜く。
- ⑤ 逆回転で引抜き継続。
- ⑥ ドレーンパイプの打設完了。

(4) 設計方法

過剰間隙水圧の上昇・消散の解析には、軸対称圧密理論式(1)を用い、パイプピッチの決定は碎石ドレーンと同一手法で行う^{1),2)}。

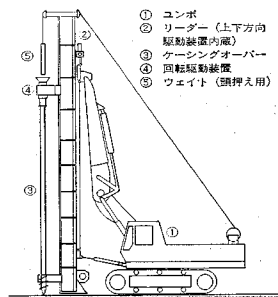


Fig. 2 Execution equipment.

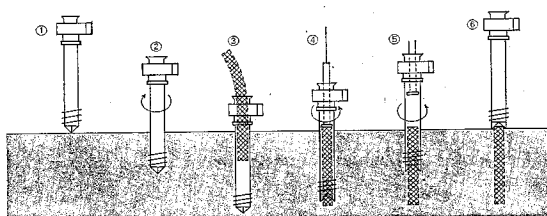


Fig. 3 Procedure of setting up a drain-pipe.

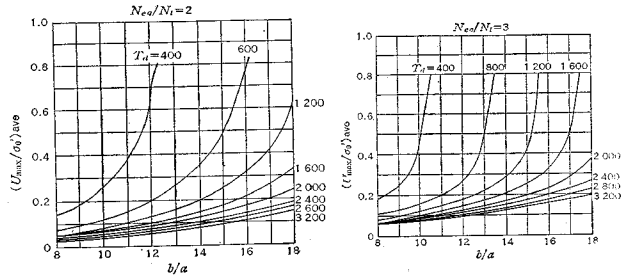


Fig. 4 Relationship between the average maximum pore pressure ratio and b/a^2 .

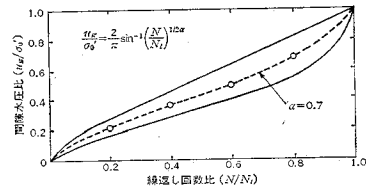


Fig. 5 Rate of pore water pressure build-up in cyclic simple shear tests³⁾.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{\partial u_g}{\partial t} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\partial u/\partial t$: 消散による間隙水圧の変化速度

r : ドレーンパイプ中心からの距離

$\partial u_g/\partial t$: 間隙水圧の蓄積速度

C_h : 砂の圧密係数 (= $K_h/m_v \cdot \rho_w g$)

K_h : 砂の水平方向透水係数, ρ_w : 水の密度

m_v : 砂の体積圧縮係数, g : 重力加速度

パイプの半径を a 、パイプの1本当たりの有効集水半径を b とし、下記の条件で式(1)を解くと、最大過剰間隙水圧比の半径方向平均値 $(u_{max}/\sigma'_0)_{ave}$ と b/a との関係は Fig. 4 のようになる。

i) $u_g/\sigma'_0 = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} (N/N_t)^{1/2} a, a=0.7$ (Fig. 5 参照)

ii) $i=1, r_i=a, 0 \leq t \dots (u/\sigma'_0)_{t1} = (u/\sigma'_0)_{t2}/10$

iii) $r=b, 0 \leq t \dots (u/\sigma'_0)_{t1+1} = (u/\sigma'_0)_{t1-1}$

ただし、

N : 繰返し回数

N_t : 未対策地盤が液状化するまでの繰返し回数

N_{eq} : 不規則波を一定振幅波に換算したときの等価繰返し回数

T_d : 排水に関する時間係数(無次元)で式(2)のように定義

$$T_d = C_h \cdot t_d / a^2 \dots \dots \dots (2)$$

t_d : 地震の有効継続時間

本工法の場合、碎石ドレーン工法に比べ、 a が 1/5~1/10 となるので、 T_d は 1/25~1/100 となる。碎石ドレーン工法は、直径 50 cm、ピッチ 150~180 cm が標準であり、これと同一の排水促進効果を得るためのドレーン

パイプの直径とピッチの関係は、直径 5.5 cm でピッチ 70~90 cm, 直径 10 cm でピッチ 100~130 cm となる。

3. 模型土槽による液状化実験

(1) 実験概要

a) 実験装置 実験には Fig. 6 に示すせん断土槽を用いた。

当土槽は、直径 140 cm, 高さ 120 cm の円筒型で、側壁は厚さ 3 mm, 幅 5 cm の鋼製リングを最上部の補強リングからワイヤで吊るすことによって構成され、補強リングは水平変位を拘束しないように、周囲の支柱上でベヤリングにより支持されている。また、リングの内壁には、止水用のネオプレンゴムが取り付けられている。

b) 模型地盤 当土槽は、水平力を受けた際の地盤の動きを比較的良好に再現できる。地盤材には、5号珪砂を用いた。5号珪砂の物理的性質を Table 1 に示す。砂層厚さは 110 cm とし、表層部には地表からの排水を阻止することを目的として、厚さ 7 cm の粘土層を設けた。地盤の相対密度は 34% とし、地下水位は深度 15 cm の位置とした。

c) 実験の種類 実験は、無処理地盤 (CASE-1)、直径 5.5 cm のドレーンパイプを中央に 1 本設置した地盤 (CASE-2)、60 cm 間隔で 5 本設置した地盤 (CASE

-3) の 3 種類について実施した。

d) 計測 計測項目は地中加速度 (5 点), 間隙水圧 (10 点), 土槽の水平変位 (4 点) とした。Fig. 6 に計器の設置位置を示す。

e) 加振方法 加振は、まずスイープ加振 (正弦波, 5 gal, 1~50 Hz) を行って地盤の共振振動数を求めた後、日本海中部地震波 (秋田港記録) を用いた、水平一方向ランダム波加振実験を行った。なお、最大入力加速度は 150 gal に設定した。

(2) 実験結果

a) 共振曲線 Fig. 7 はスイープ加振の結果を示したものである。同図によれば、地盤の 1 次固有振動数は約 9.5 Hz となり、各 CASE の地盤はほぼ同一の性状であった。

b) 応答加速度 Fig. 8 は CASE-1, 3 について測点 A5 の時刻歴を示したものである。最大応答値に明確な差異は認められないが、CASE-1 は、CASE-3 より、15 秒以降における長周期成分の卓越が顕著で、地盤の剛性低下の著しいことがわかる。

Table 1 Physical properties of siliceous sand tested.

名称	記号	単位	数値
土粒子の比重	G_s		2.633
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	g/cm ³	1.484
最小乾燥密度	ρ_{dmin}	g/cm ³	1.210
平均粒径	D_{50}	mm	0.38
均等係数	U_c		1.47
乾燥密度	ρ_s	g/cm ³	1.340
相対密度	D_r	%	34

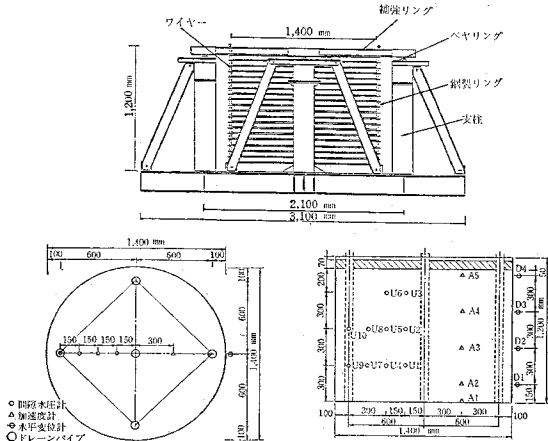


Fig. 6 Arrangement of measuring instruments.

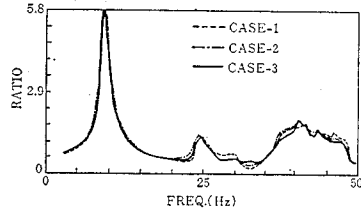


Fig. 7 Resonance curve of model sand deposits.

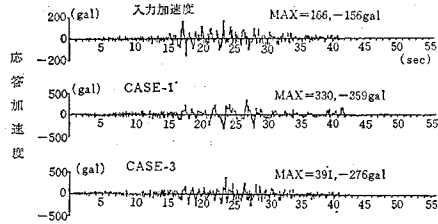


Fig. 8 Time histories of input and response accelerations.

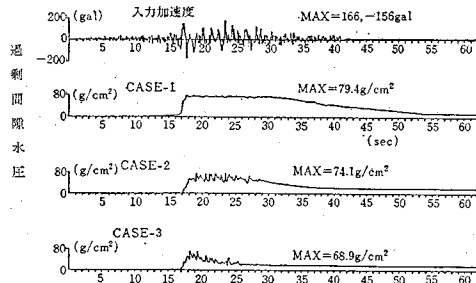


Fig. 9 Time histories of input accelerations and excess pore water pressure.

c) 過剰間隙水圧 Fig. 9 は測点 U₄ の時刻歴を示したもので、Fig. 10 は測点 U₄, U₅, U₆ について、過剰間隙水圧の上昇から消散までの時間を示したものである。CASE-1 の最大値と計算上の初期有効応力とはほぼ等しく、地盤は完全液状化したと見なすことができる。

各 CASE を比較すると、CASE-1 では、13 秒後から水圧が上昇を開始し、17~33 秒後の間で完全液状化して、水圧が完全に消散するのは 58 秒後である。一方、CASE-3 では、17 秒後に上昇を開始し、18~20 秒の間で完全液状化の約 80% の値を記録するが、その直後には、主要動が継続しているにもかかわらず、早くも下降の現象が認められる。

当地盤の液状化強度を考慮すると、きわめて多大な加速度であったために、CASE-2, 3 でも一時的に相当量の水圧が発生しているが、水圧の消散時間に着目すると、ドレーンパイプの排水促進効果はきわめて高いことが確認された。

d) 水平変位 Fig. 11 は、測点 D₄ の時刻歴、Fig. 12 は最大応答値の深度方向分布を示したものである。最大応答値の CASE-1 に対する比率は、CASE-2 が約 55%、CASE-3 が約 30% となった。さらに、D₄ において 1 cm 以上の変形が継続している時間は、CASE-1, 2, 3 それぞれ 20 秒、12 秒、7 秒となり、CASE-3 の場合、25 秒以降では主要動が継続していても 1 cm 以上の水平変位は生じていない。この現象は、Fig. 9 と Fig. 12 を対比すれば明らかのように、25 秒以降では過剰間隙水圧がほとんど消散しており、一時的に低下

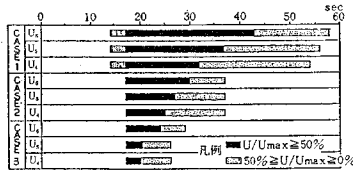


Fig. 10 Period of excess pore water pressure generation.

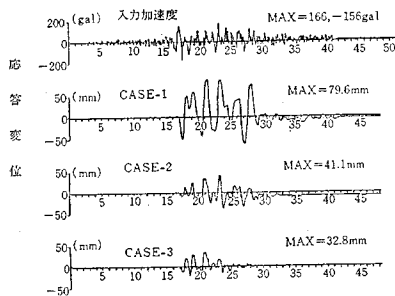


Fig. 11 Time histories of input acceleration waves and response deformation waves.

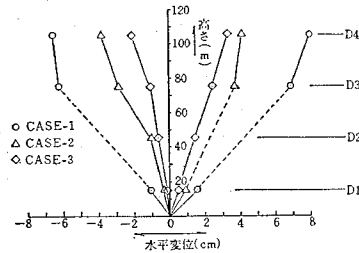


Fig. 12 Distribution of maximum response horizontal deformation.

した地盤の剛性が回復したために生じたものである。

4. 現場実験

(1) 現場概要

実験は横浜市金沢区“海の公園”内の人工砂浜で実施した。実験に先立ち地層構成、砂層の厚さ、砂質土の性質などを把握するためにボーリング調査を行った。土質柱状図を Fig. 13 に、物理的性質を Table 2 に示す。

(2) 実験概要

a) 施工実験 1. で示した施工機械により、直径 5.5 cm、長さ 5.0 m のドレーンパイプを深さ 4.5 m まで打設し、施工速度、パイプの貫入精度、施工後の地盤の沈下量等を測定した。本機はシートパイルの打設に用いる FP オーガー機のブーム先端にケーシングオーガー、回転駆動装置等を装備したものである。

b) 加振実験 加振は、H鋼の最上部に取り付けたパイプレータをレックで吊って垂直に保ち、H鋼を振動させながら GL-4.5 m まで貫入させる方法によって行い、このときの地盤の水平方向加速度 (各 4 ch)、間隙水圧 (各 6 ch) を測定した。計器は加振点中心より水平方向に 70 cm、140 cm、210 cm と地表面より深度方向に 1.6 m、3.4 m の各位置に設置した。実験の種類は、CASE-1 (無処理地盤) と、CASE-2 (ドレーンパイプを 70 cm 間隔で 36 本設置した地盤) の 2 種類とした。各 CASE の平面配置図、計器の設置位置を Fig. 14、断面図を Fig. 15 に示す。

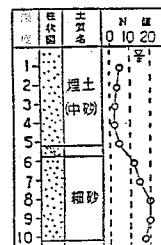


Fig. 13 Soil boring log.

Table 2 Physical properties of sand tested.

砂分	3.2%
シルト、粘土分	96.7%
最大粒径	0.18 mm
60% 粒径	0.38 mm
30% 粒径	0.25 mm
10% 粒径	0.18 mm
均等係数 (U _c)	2.11
比重 (G _s)	2.72

(G. L.-3m)

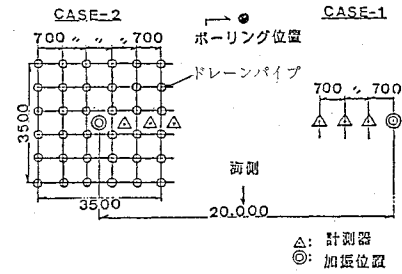


Fig. 14 Plan of field tests and arrangement of measuring instruments.

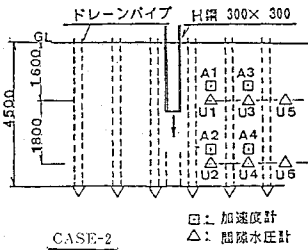


Fig. 15 Section of field tests and arrangement of measuring instruments.

(3) 実験結果

a) 加振実験結果 Fig. 16 に両ケースの加速度と間隙水圧の時刻歴を比較対応して示す。同図によれば、両ケースで多少加速度の形状(時刻歴)に差異は認められるが、バイブレーターの加振力とH鋼貫入速度は同一であるため、地盤に与えたエネルギーはほぼ同一レベルであったと考えることができる。ただし、加振位置から70 cm の距離 (No. 1, No. 2) における最大加速度が300 gal 以上であるのに対し、140 cm の距離 (No. 3, No. 4) では100 gal 以下となっており、加振力がきわめて狭い範囲にしか影響しなかったことがわかる。ドレーンパイプの排水促進効果を調べるため、同一位置に対応する過剰間隙水圧について最大値を整理して Table 3 に示す。同図によると、No. 1, No. 3 (GL-1.6 m) ではCASE-2 はCASE-1 の1/3, No. 2, No. 4 (GL-3.4 m) では1/4 程度の過剰間隙水圧となっており、ドレーンパイプの排水効果がきわめて高いことが確認された。

なお、CASE-2 で砂層が完全液状化したときの過剰間隙水圧を計算すると、GL -1.6 m で0.15 kg/cm²,

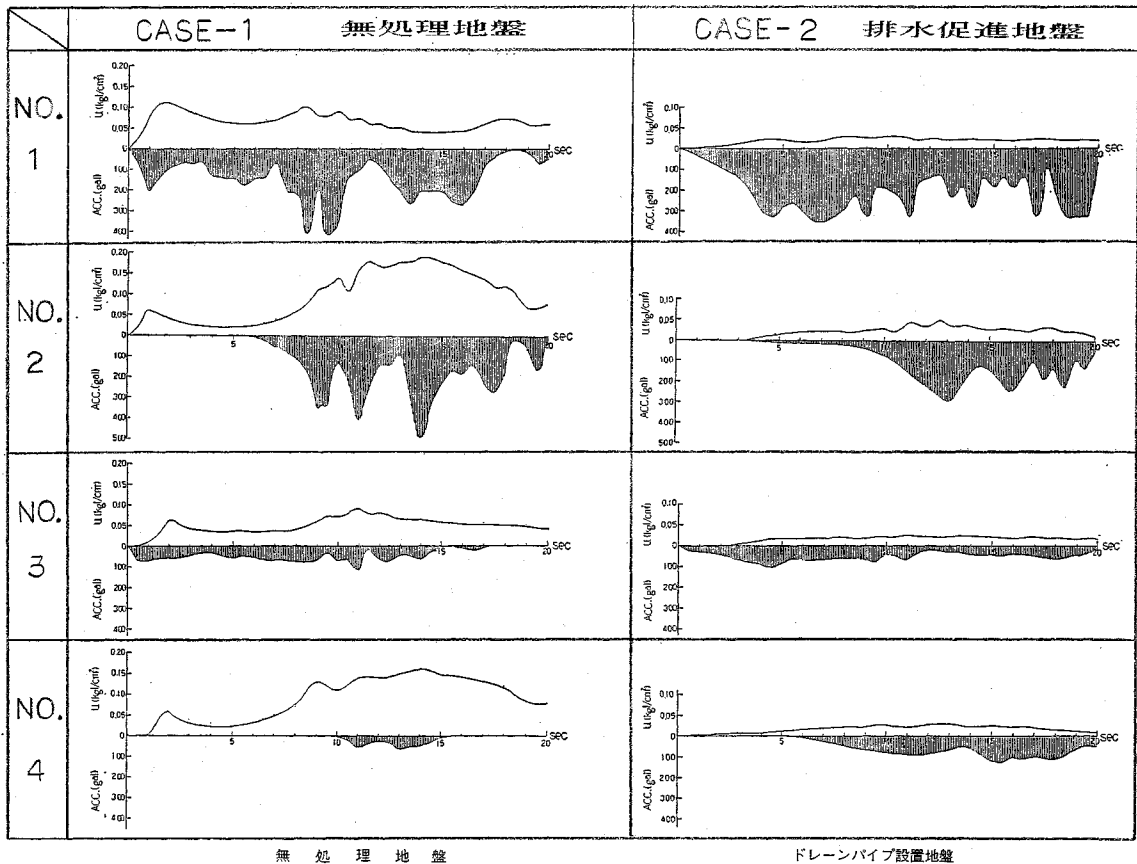


Fig. 16 Time histories of maximum acceleration and excess pore water pressure.

Table 3 Maximum excess pore pressure.

	CASE-1	CASE-2	CASE-2/CASE-1
No.1	0.115	0.034	0.30
No.2	0.192	0.050	0.26
No.3	0.091	0.028	0.30
No.4	0.159	0.031	0.20

(単位; kg/cm²)

GL -3.4 m で 0.26 kg/cm² となる。これに対して CASE-1 では上記値の 70% しか発生しておらず完全液状化に至っていなかった。この原因として加振力の不足、過剰間隙水圧の周辺地盤への流出等が考えられる。

5. 実験結果のまとめ

(1) せん断土槽による液状化実験

せん断土槽を用いた模型砂地盤の液状化実験により、ドレーンパイプ工法の優れた排水促進効果と地盤の変形を拘束する効果が確認された。

(2) 現場における工法実験

現場実験の結果、本工法の排水促進効果がきわめて高いことが確認され、砂地盤の液状化対策として有効な工法であることが確認された。

なお、今後中小構造物に適用する場合、施工性や工事費等を考慮すると、施工機械とケーシングオーガの小型化など、施工機械の改良が課題となっている。

6. 工法の適用

(1) 特長

ドレーンパイプ工法は在来の液状化対策工法と比較して、次のような特長をもっている。

- a) 小口径パイプを使用するため、施工機械を軽量・小型化することができる。
- b) オーガを用いてパイプを埋め込むため、施工時の振動・騒音がきわめて小さい。
- c) 施工時の排土や地盤変状がなく、周辺地盤や構造物に悪影響を与えにくい。
- d) 小規模構造物にも適用でき、市街地でも施工できる。
- e) 施工が迅速かつ容易であるため、工期の短縮と工事費の低減を図ることができる。

(2) 工法の適用

ドレーンパイプ工法は施工上の特徴や改良効果の有効性から、建築・土木構造物など、さまざまな施設に適用できる。

Fig. 17(a)~(h) に工法の適用概念を示す。ドレーンパイプの上端には、原則として、パイプからの排水を地表や排水溝へ逃すため、あるいはパイプ頭部の保護を目

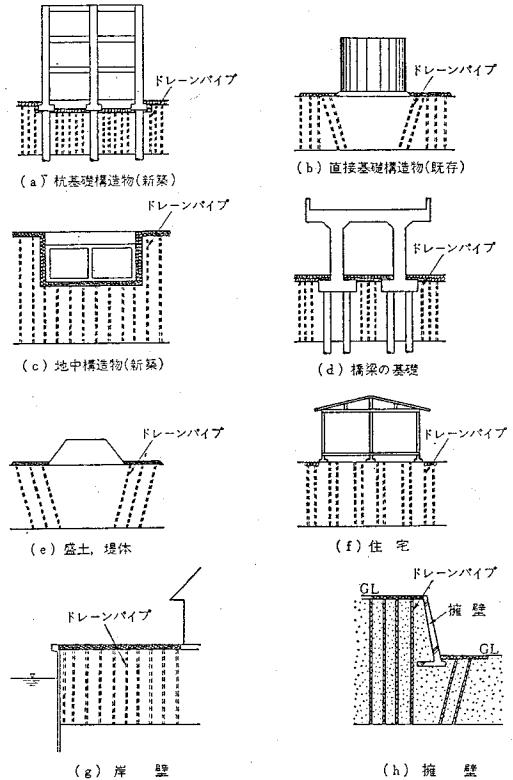


Fig. 17 Application example of this method for various kinds of structures.

的として、厚さ 20~30 cm 程度の砕石マット層を設ける。

7. 実施例

ドレーンパイプ工法を用い、構造物基礎地盤の液状化対策として適用した事例のうち、2 件の工事概要について述べる。

<CASE-1>

建設地 千葉県浦安市富士見
 建物用途 集合住宅 (17 世帯)
 建築面積 135 m²
 延べ床面積 440 m²
 構造形式 RC 造地上 4 階建
 基礎構造 摩擦ぐい (RC ぐい, l=8 m), ベタ基礎
 パイプ仕様 直径 10 cm, 長さ 9 m, 間隔 1.25 m, 本数 150 本

工期 4 日 (埋設 3 日, 機械組立解体 1 日)

Fig. 18 に土質柱状図を示す。この地盤は、上層よりコンクリート片を主体とした埋土層、沖積砂層、沖積シルト層、洪積砂層の順に構成されている。建物の基礎として先端支持ぐいを採用すると、ぐいの支持層は GL-35 m 以深となり、建物規模の割には、きわめて高額な

くい工事費となってしまうため、摩擦ぐい ($l=8\text{m}$) を 1.25m 間隔で設置して、べた基礎構造とする方法を採用した。

ただし、沖積砂層は N 値前 10 後と緩く、液状化の危険性が高い。この層が液状化すると、ぐいと地盤との摩擦力が消失してぐいと支持力を失い、建物が不同沈下を起こすおそれがあるので液状化対策を行う必要がある。

液状化対策工法としては、敷地方向が道路、1 方向が既存構造物に接している点と工期および経済性などを考慮してドレーンパイプ工法を採用した。

Fig. 19 にくいとドレーンパイプの配置、Fig. 20 に A-A 断面を示す。ドレーンパイプの施工は、くい工事とぐいの頭部までの根切りが終了してから行った。

〈CASE-2〉

- 建設地 新潟県新潟市土木戸
- 建物用途 集合住宅 (6 世帯)
- 建築面積 112 m²
- 延べ面積 205 m²
- 構造形式 軽量 RC 造 2 階建
- 基礎構造 直接基礎 (布基礎)
- パイプ仕様 直径 5.5 cm, 長さ 6 m, 間隔 50~80 cm
- 工期 3 日

Fig. 21 に土質柱状図を示す。この地盤の GL±0~GL -15m の地層は、 N 値 5~20 の沖積砂であり、基礎を幅 100 cm~130 cm の布基礎とすれば、地盤の長

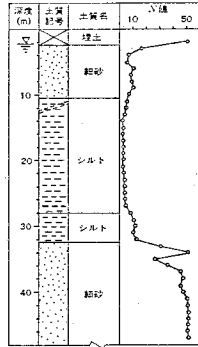


Fig. 18 Soil boring log.

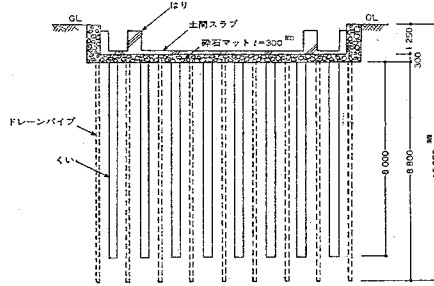


Fig. 20 A-A section.

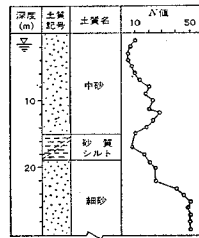


Fig. 21 Soil boring log.

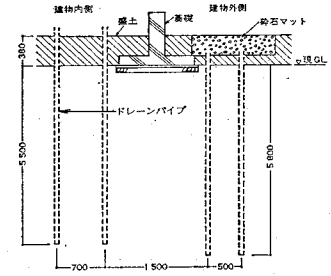


Fig. 22 A-A section.

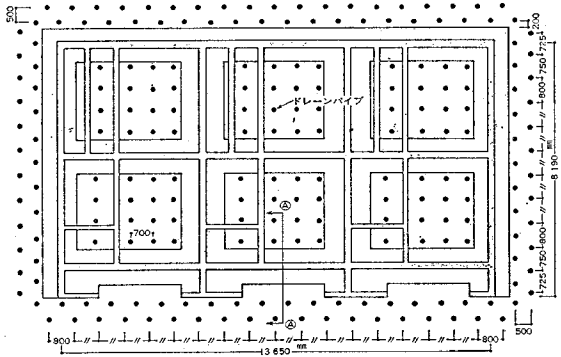


Fig. 23 Arrangement of foundation and drain-pipes.

期許容地耐力は接地圧を上回っており、くい基礎としたりあるいは地盤改良を行わなくても直接基礎とすることができる。

しかし、地下水位が高く、かつ、GL±0~-6m の砂層は N 値 50~10 ときわめて緩く、地震時に液状化を起こして支持力不足となり建物が不同沈下する可能性が高いため、ドレーンパイプ工法によって液状化対策を行うことになった。

Fig. 23 に基礎伏とドレーンパイプの配置、Fig. 22 に A-A 断面を示す。なお Fig. 22 中の斜線部はドレーンパイプの施工後に盛土を行った部分である。

8. あとがき

地震時における飽和砂地盤の液状化対策は、近年土質

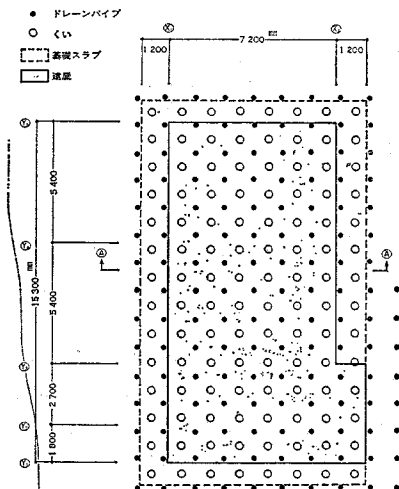


Fig. 19 Arrangement of piles and drain-pipes.

工学上重要な問題となっている。

液状化対策工法として、これまでに地盤の締固め工法を中心として進められてきたが、締固め工法は振動や騒音等の公害発生源になりやすいこと、工事中に地盤変状を伴うことが多く、加えて、既設構造物直下の地盤の安定処理が不可能であることが考えられる。

また、これまでの液状化対策工法は、大規模構造物を対象として施工されており、おのずから適用については制約を受けざるを得ない状態にある。

本工法は、こうした問題点を解決する目的で開発したもので、特に、一般の小規模構造物にも適用することができる。

工法の開発にあたって、室内実験、および現場実験等において排水促進効果、施工性、パイプの目詰り等について確認を行った。

特に、パイプの目詰りについては、細粒分含有率を0~30%まで変形させた模型砂地盤にパイプを設置し、6か月間の長期透水試験を行ってフィルターの最適メッシュを決定するとともに、実施工した3か所の現場において、長期観測を行っている。

しかし、この工法は開発してまだ日が浅いため、ドレーンパイプ材あるいは施工機械等について改良の余地を残している。

また、個人住宅など、きわめて小規模な構造物や既存構造物など改良範囲が限定された場合の設計法についても、多くの検討課題を残している。

工法の実用化にあたって、新潟県を始めとして、6都県市等において、すでにパイプ総延長約33000mについて実施しているが、今後は施工後の追跡調査等を含めこれらの改良すべき諸問題に対して研究課題として取り組みたい。

なお、同工法の開発にあたって、各方面の関係各位の方々にご協力、ご指導を賜り深く感謝の意を表するものである。

参考文献

- 1) Seed, H.B. and Booker, J.R. : Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains, J. Geol. ASCE, Vol. 103, No. GT 7, pp. 757~768, 1977.
- 2) 吉見吉昭：破地盤の液状化，技報堂出版。
- 3) De Alba, P., Seed, H.B. and Chan, C.K. : Sand Liquefaction in Large-Simple Shear Tests, J. GED, ASCE, Vol. 102, No. GT 9, pp. 909~927, 1976.
- 4) 中村ほか：砂地盤の新しい液状化対策工法「ドレーンパイプ工法」，建築技術，No. 416, 1986.4.
- 5) 中村ほか：液状化対策工法「ドレーンパイプ工法」の開発と施工，土木施工，27巻5号，1986.4.

(1987.5.18・受付)