

## 5-1 1 地下水水位低下の実証実験①（千葉県千葉市美浜区磯辺地区）

（出典：千葉市液状化対策推進委員会資料）

### 1. 実証実験

#### （1）試験概要

実証実験の目的は、地下水を低下させた時の、粘土の圧密沈下等による地盤沈下量の測定や、実測値と解析値の検証を行い、地下水水位低下工法の実施に向けてのデータの取得である。

実証実験で実施した計測工とその目的は表-1の通り。また、実証実験の平面配置を図-1に示す。

表-1 実証試験の計測機器

計測工	目的	台数	計測間隔			備考
			開始～1ヶ月	1～3ヶ月	3～6ヶ月	
地下水水位計	暗渠による地下水水位低下とF <sub>sc</sub> 層の水位変化の関係把握	7	毎日	1週間に1回	2週間に1回	自動収録、1時間毎
間隙水圧計	暗渠による地下水水位低下とFc <sub>2</sub> 、Acs、As <sub>1</sub> 、As <sub>2</sub> 各層の水圧変化の関係把握	8	毎日	1週間に1回	2週間に1回	自動収録、1時間毎
層別沈下計	暗渠による地下水水位低下とF <sub>sc</sub> 、Fc <sub>2</sub> 、Acs、As <sub>1</sub> 、As <sub>2</sub> 各層の沈下量の関係把握	2	毎日	1週間に1回	2週間に1回	手動観測
変位杭	暗渠による地下水水位低下と地表面沈下量の関係把握	33	毎日	1週間に1回	2週間に1回	手動観測
排水量	暗渠からの排水量の把握	2	毎日	1週間に2回	2週間に2回	自動収録、1分毎
雨量計	現地の降雨量を把握	1	—	—	—	自動収録、1時間毎

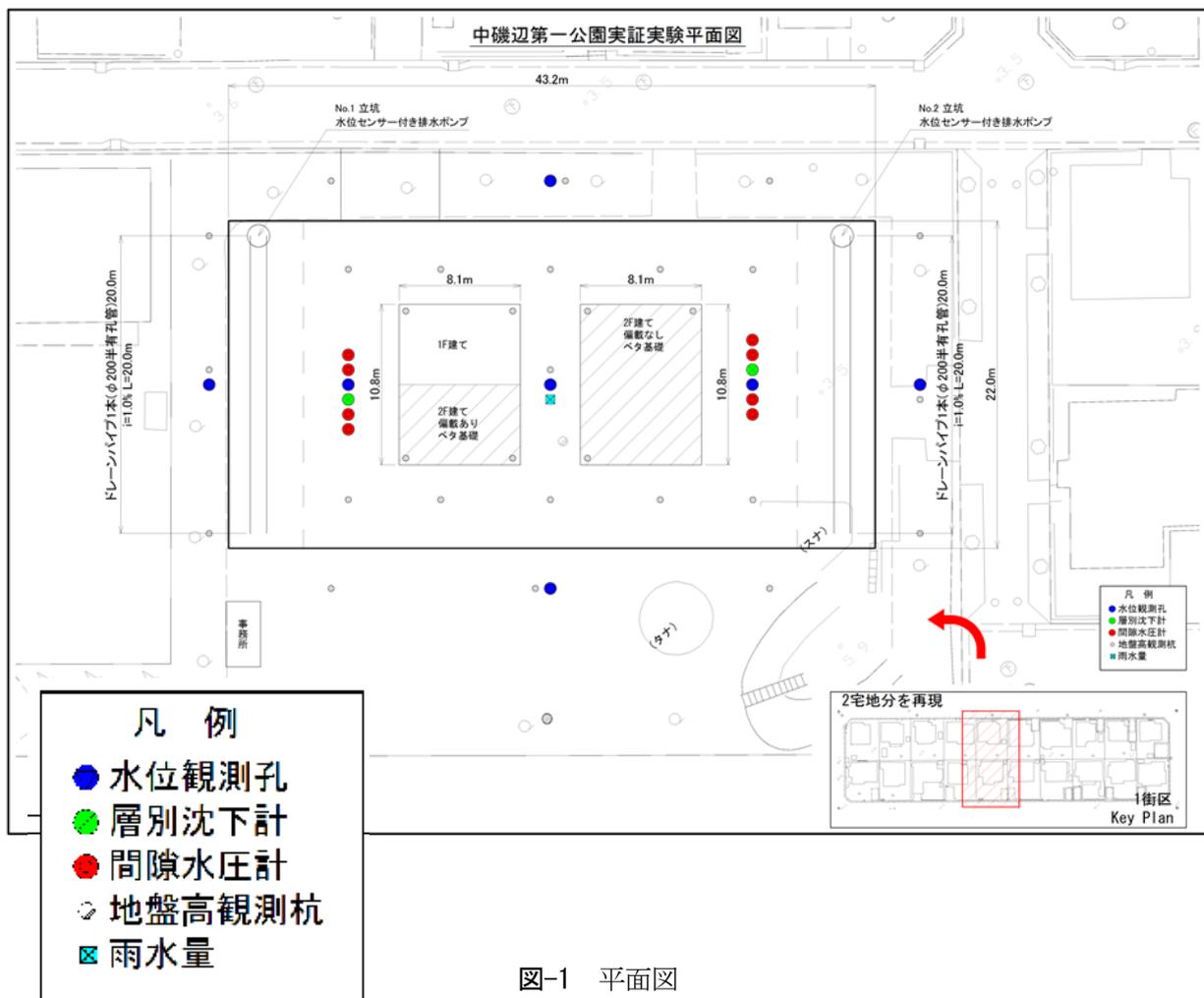


図-1 平面図

## (2) 地下水位計

12/14の時点では、矢板外側の水位は深度1.3m~1.7m、矢板内側は中央で深度2.85m、ドレーン脇では3.0m程度である。地下水位低下工法で必要とされる水位深度は3.0mであるため、あと0.2m程度の水位低下が必要である(表-2)。

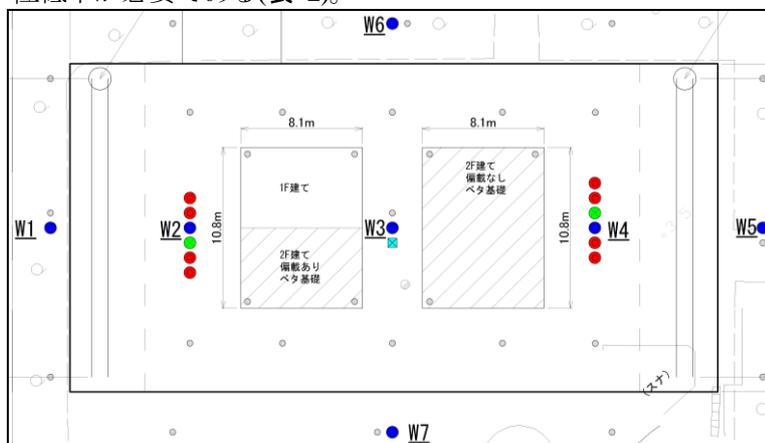


図-2 地下水位計配置図

表-2 水位観測結果(2013/12/14)

孔名	水位深度 (GL-m)	水位標高 (m)
W1	1.54	1.98
W2	3.09	0.43
W3	2.85	0.67
W4	3.06	0.57
W5	1.32	2.09
W6	1.59	2.00
W7	1.68	1.98

## (3) 間隙水圧計

計測開始は、2013年10月10日で、実験開始の10月15日からFc2(U3、U7)の水頭が低下していることが確認された。これは、Fc2は粘性土であるが砂分を含み、この砂粘性土中に薄層状に分布することで上位層のFscと水理的につながりを持ったことから、上位のFscの水頭の影響を受けていることが想定される。As1、Acsには極端な違いはみられず、最下位層のAs2の水頭が最も高い。

表-3 各層の水頭(12/14)

地層	水頭(GL-m)	
	東京側	千葉側
Fc2	1.77	2.67
As1	1.67	1.73
Acs	1.65	2.05
As2	1.23	1.50

## (4) 層別沈下計

10/15から地下水低下を開始し、12/14まで沈下は継続していると判断される。

12/14時点での沈下量は、C1で地表面沈下が1.2cm、C2で0.9cmである。その沈下は、FscとFc2で生じている。

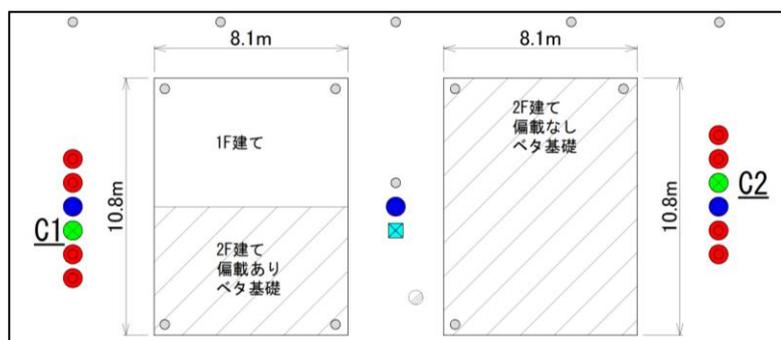


図-3 層別沈下計配置図

表-4 層別沈下計の計測結果

計測点	12/14 時点での沈下量(cm)		
	地表面 (cm)	Fsc (cm)	Fc2 (cm)
C1	1.20	0.84	0.35
C2	0.86	0.66	0.20

### (5) 地表面沈下計

模擬建屋の沈下は、実験開始(10/15)から10/24までは1cm以下ではあるが沈下傾向が見られ、偏載の影響は0.1/1,000~0.2/1,000程度であるが認められる。また、隣接した住宅方向へ傾きが出る傾向が認められる(表-5)。

表-5 模擬建屋の傾き(12/16)

傾きの方向	傾き	備考
No.24→No.27	0.4/1,000	東京側から千葉側(隣接宅地方向)
No.25→No.26	0.2/1,000	東京側から千葉側(隣接宅地方向)
No.24→No.25	0.2/1,000	山側から海側(偏載方向)
No.27→No.26	0.1/1,000	山側から海側(偏載方向)
No.31→No.28	0.7/1,000	千葉側から東京側(隣接宅地方向)
No.31→No.30	0.2/1,000	
No.29→No.28	0.4/1,000	

### (6) 排水量

平成25年9月7日(止水矢板打設終了日)~平成25年12月14日までの累積雨量：733mm

上記期間に試験区域(A=43.2m×22m)に降った総雨量：696.6m<sup>3</sup>

平成25年10月15日~平成25年12月14日までの排水量：167.2(No.1)+138.4(No.2)=305.6m<sup>3</sup>

このように、試験区域内に降った総雨量の約4割(305.6/696.6=0.44)が暗渠により排水したものと算出される。

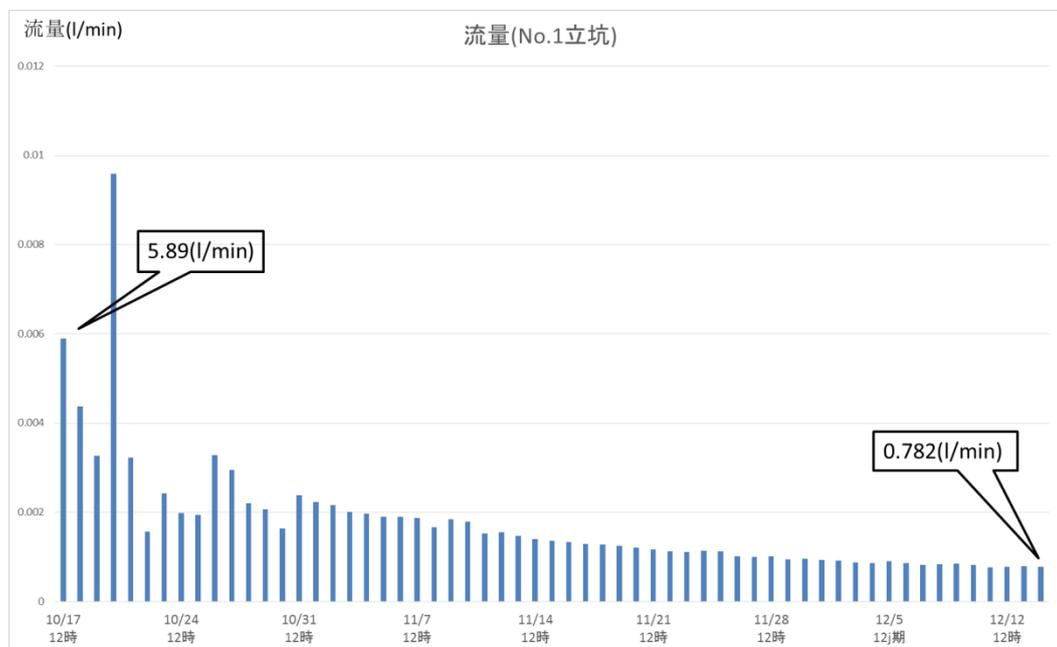


図-4 No.1 立坑(東京側)からの排水量

## 2. 解析結果

### (1) 沈下計算による検証

地下水の低下に伴う地盤の沈下量について、圧密沈下計算により実測値と計算値の比較を行った。実測値は、層別沈下計のある2地点とし、層別沈下計埋設時に採取した土質試料から圧密計算に用いる定数求めた。

計算条件は以下の通り。

地下水位：10/15 から 60 日で深度 1.0m(TP3.5m)から深度 3.0m(TP0.5m)までに低下

地盤定数：表-6

建物荷重：1F・2F の偏載は  $7.5\text{kN/m}^2$ 。2F 建ては  $10\text{kN/m}^2$

表-6 単位体積重量

地層	単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
Fsc	17.0
Fc2	17.0
As1	18.5
Acs	18.0
As2	18.5

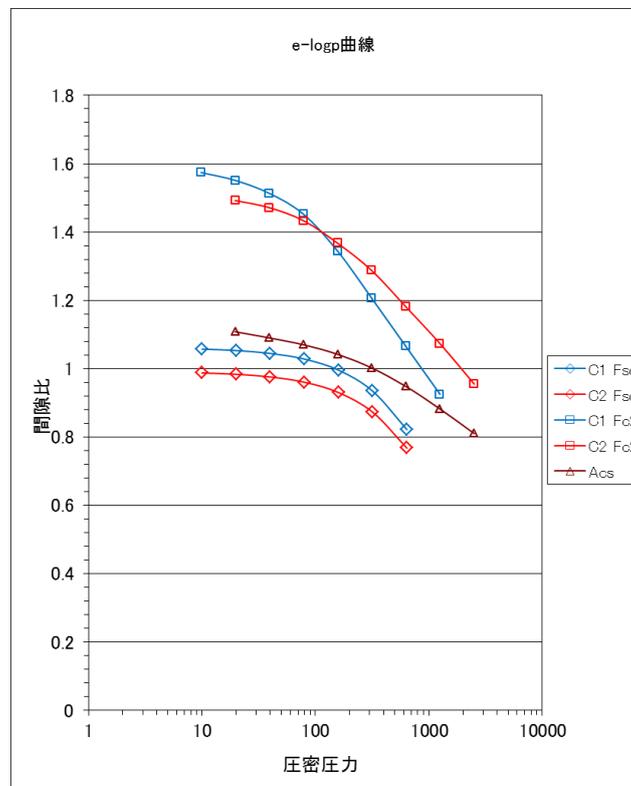


図-5 e-logP 曲線

計算結果と実測値を比較したものを表-7に示す。

Fsc では、計算値に対し C1 で7割、C2 で4割程度の沈下量を示す。

Fc2 では、計算値に対し C1、C2 ともに2割程度の沈下量を示す。

Acs の沈下量は計測では確認されていない。

ただし、計算による全層の最終沈下量に対し、12/14の時点は9割程度以上の沈下量に相当する。圧密度が100%となるのは、C1で半年、C2で3ヶ月程度である。

このように、実測した沈下量の大半はFscのものである。Fc2とAcsの粘性土の沈下量は計算値に対し、実測値が小さい。

表-7 沈下量の比較

計測点	地層	沈下量(cm)		
		12/14		最終
		実測値	計算値	
C1	Fsc	0.84	1.24	1.26
	Fc2	0.35	1.97	2.18
	Acs	0.02	0.00	0.00
	全層	1.20	3.21	3.44
C2	Fsc	0.66	1.48	1.49
	Fc2	0.20	0.99	0.99
	Acs	0.00	0.00	0.00
	全層	0.86	2.47	2.48

## (2) 連成解析による検証

地下水の低下に伴う地盤の沈下量について、連成解析による実測値と計算値の比較を行った。

解析手法は、飽和域の圧密解析から不飽和域までを含めた応力～変形と浸透との連成(Coupling)解析である。

地盤の鉛直2次元断面モデルにおいて飽和～不飽和領域での応力～変形と浸透流との一般的な連成問題を取り扱う有限要素法プログラムで、地盤沈下や圧密などの、水位低下による変形問題、盛土や構造物築造下地盤の過剰間隙水圧発生に伴う不安定化の問題、更に掘削工事に伴う地盤の短期、長期安定問題など、広範な地盤工学の諸問題に適用が可能である。

解析モデルは以下の通り。

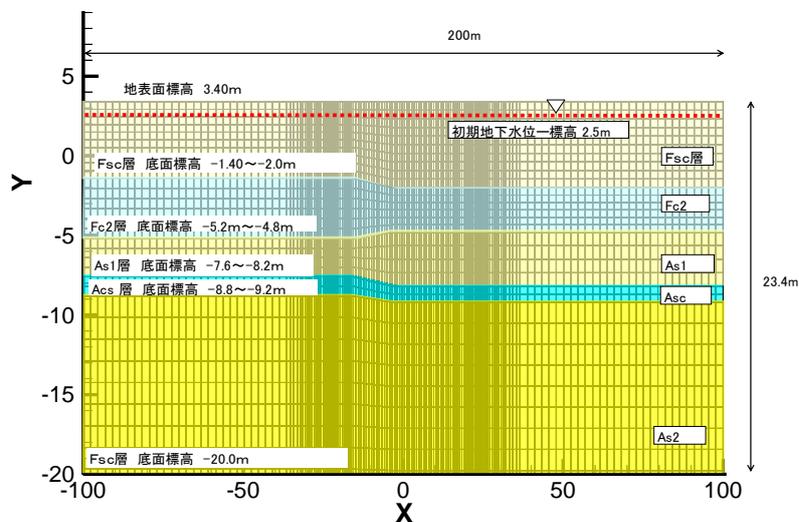


図-6 解析モデル

解析結果は以下の通りで、排水開始後水位は急激に低下し、2日程度でほぼ一定となる。沈下量は60日で試験区域中央部においてその沈下量は1.2cmで、10年経過後もほとんど変化はない。

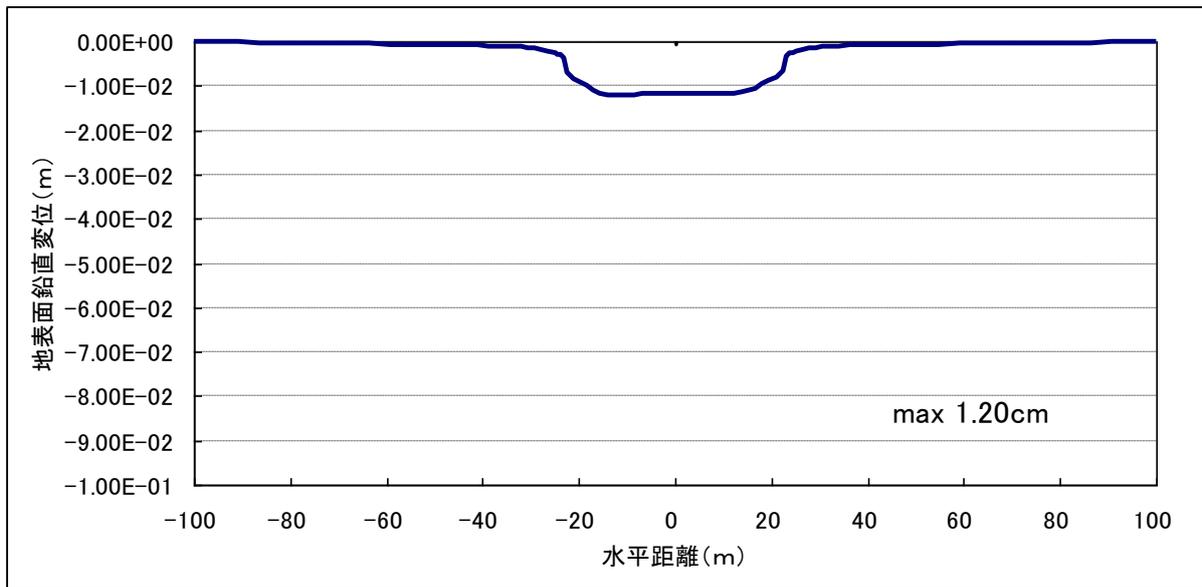


図-7 地表面の鉛直変位分布(10年、単位:m)

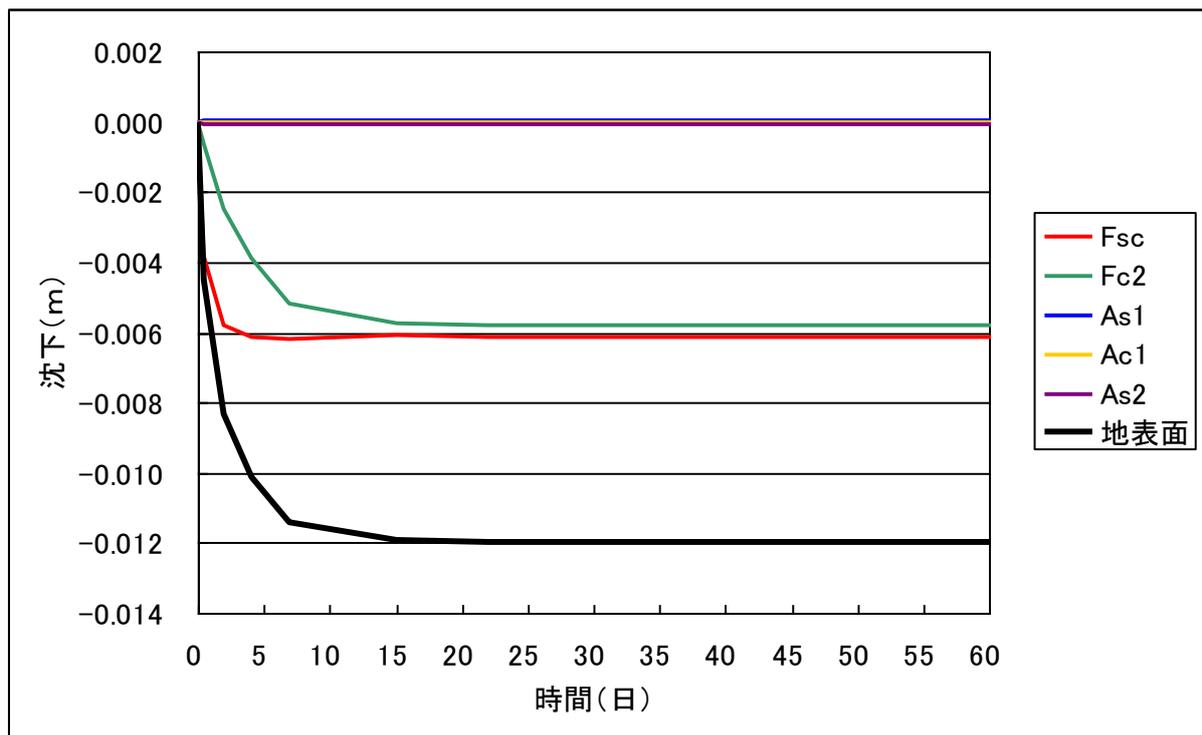


図-8 層別沈下量 C1(東京側)

### (3) 地下水位低下工法の可否

実証実験による沈下量の実測値は、圧密解析よりも連成解析によることが、その値を再現できていると判断される。連成解析による試験区域の中央部の沈下量の予測値は1.2cmで実測値とほぼ等しい。家屋の傾斜で問題となる目安の3/1,000以内におさまると考えられるため、地下水位低下工法は採用可能と判断される。

## 5-12 地下水位低下の実証実験②（茨城県神栖市鰐川地区）

（出典 橋本隆雄：神栖市地下水位低下液状化対策工法の実験について，GeoKanto，地盤工学会関東支部，OS-6，2013.）

### 1. 実証実験

#### (1) 試験概要

地下水位低下工法の試験施工は、実際の街区に近い地盤条件を持つ試験用地において実際の施工形状を想定したドレーンを施工することにより、線状構造物による水位低下の効果を検証するものである。

#### (2) 試験施工の目的

- ・ドレーンによる水位低下効果の検証、地下水位低下時の地盤沈下影響の検証
- ・設計諸元（ドレーン管、ドレーン管径、砕石寸法、吸出し防止材範囲）の妥当性の確認

#### (3) 計測内容

- ・自記水位計 13基、層別沈下計 2基(1基3点)、地表面沈下 20点、模擬建屋基礎沈下 10点

#### (4) 施工概要

平面を以下に示す。

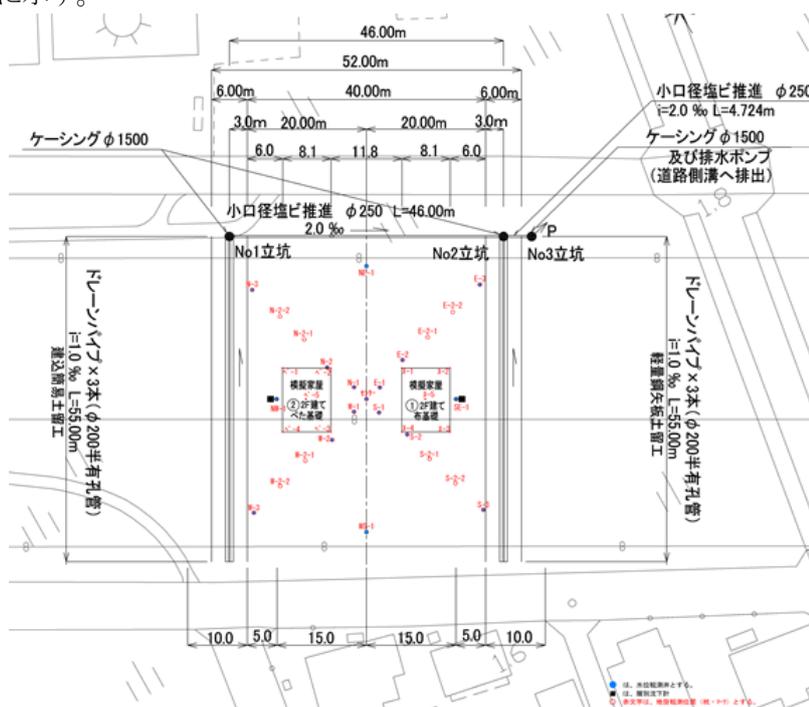


図-1 平面配置図

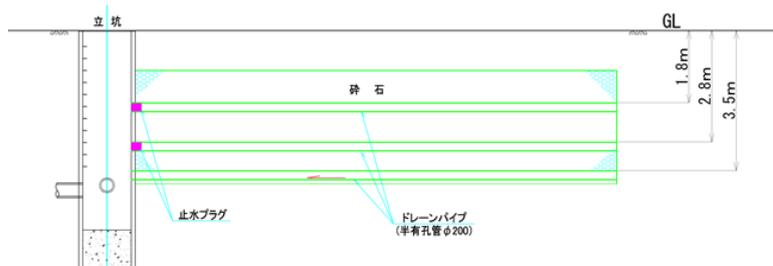


図-2 ドレーン縦断面図

### (5) 水位観測

本試験施工時の地下水位を計測した。水位観測孔は、模擬家屋間の中央部に1孔、模擬建屋の周囲に各3孔、ドレーン端部で横断方向に各3孔の計13孔設置した。観測結果は以下のとおり。

観測開始から排水ポンプの停止・始動、ウェルポイントの停止、矢板の引き抜きなどが観測水位に影響を与えていた。

2/1以降の観測値は施工等による影響がないものを示し、低下傾向を示していたが、4/2以降は降雨に伴った水位上昇が認められた。

暗渠に対し、横断方向中央の水位は、排水ポンプ停止直前の8月8日では中央の鰐川No.1で最も高く深度2.67m(図-3)で、かまぼこ型の水位分布を示す。

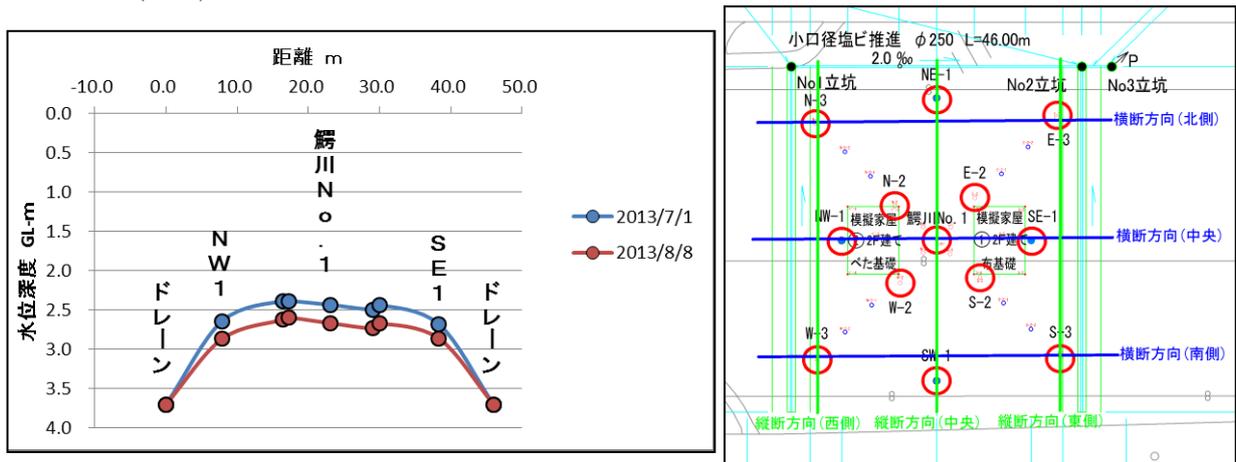


図-3 ドレーン横断方向の水位と水位観測孔配置図

### (6) 層別沈下計

本試験施工実施時の、地下水位の低下に伴う周辺地盤の沈下状況を把握する目的で層別沈下計を設置・観測した。

層別沈下計の設置位置は図-4 のとおりで、12/27 より計測を開始した。

層別沈下計の計測結果は以下のとおりで、No.1では地表面の沈下は-1mm、No.2は-4mm(沈下量は符号-が沈下)である。No.2では、1月7日から断続的に沈下が生じていたが、これは、計測点近傍をダンプ等の重機の走行に伴うものと判断され、1月23日以降はNo.1、No.2ともに沈下の発生は認められない。

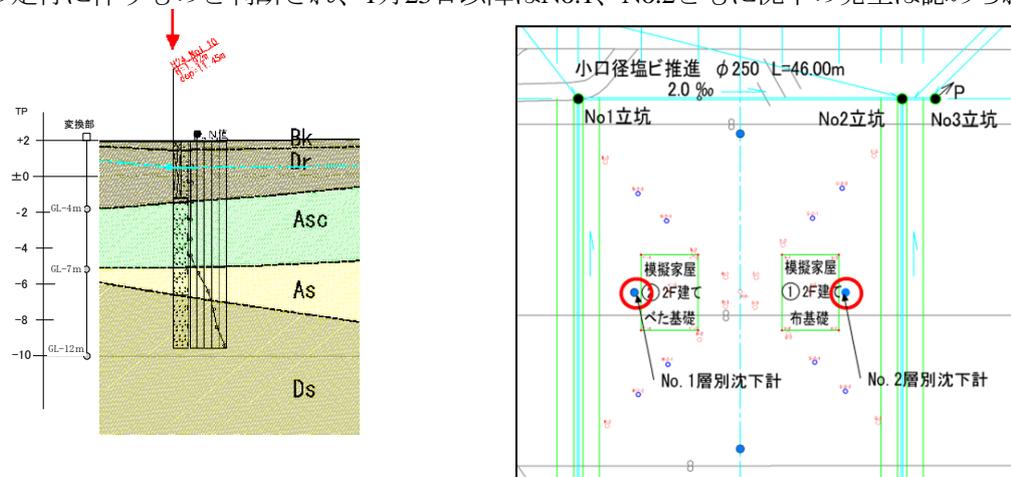


図-4 層別沈下計設置断面図

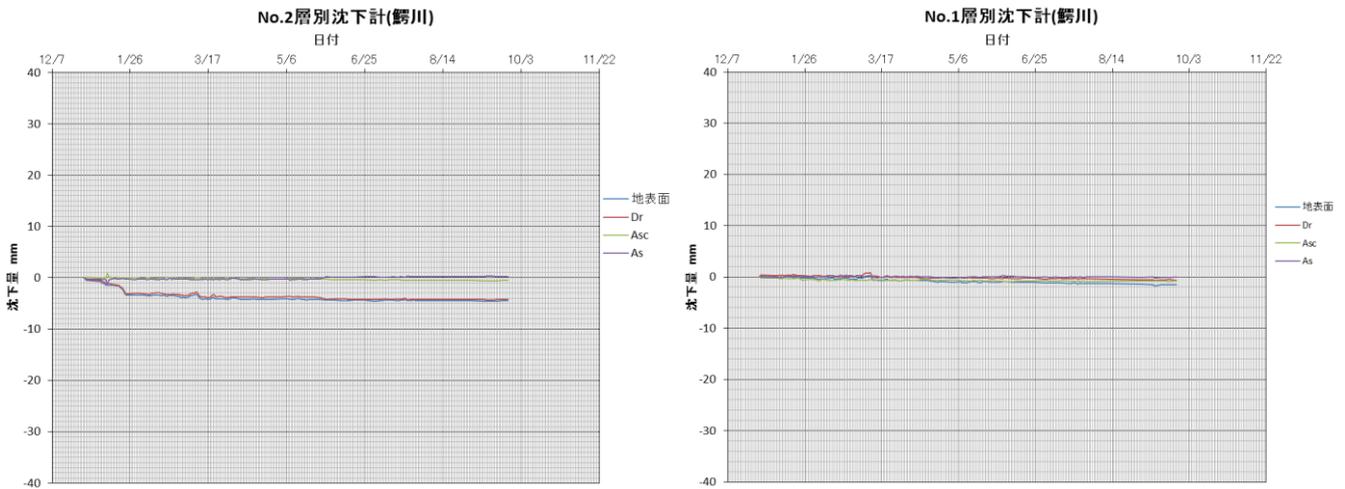


図-5 層別沈下計観測結果(No.1)

(7) 地表面沈下

本試験施工時の地表面沈下を計測した。計測は、地盤に打ち込んだ木杭の高さを自動レベルにより測定した。測定は、2012/11/19に開始した。

各測線で、ドレーン近傍では矢板を抜いたため地表面が沈下した現象が計測値にあらわれている。ただし、全体的に沈下量の累積傾向は認められない。

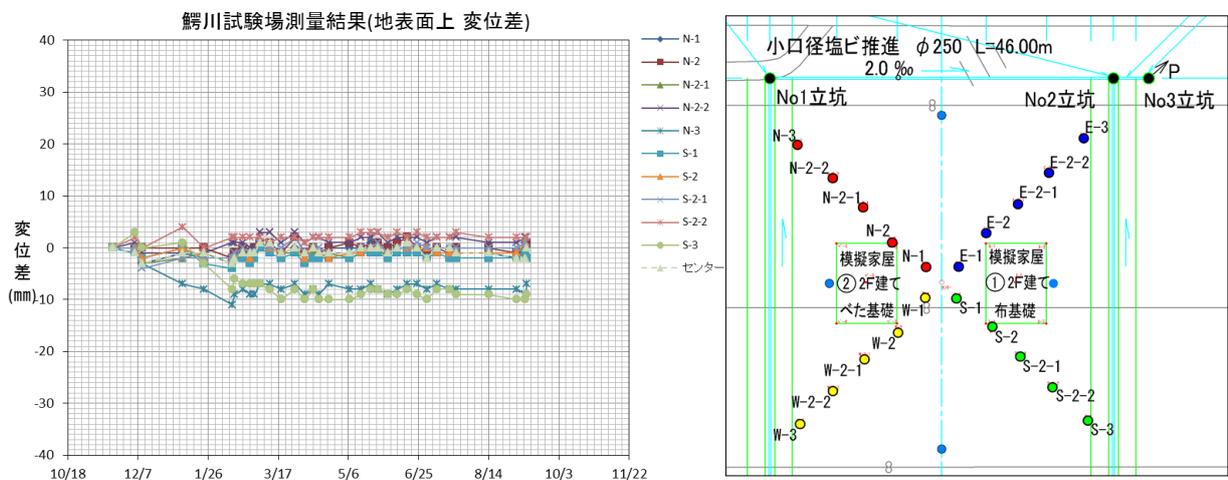


図-6 地表面沈下計観測結果と配置図

本試験施工時の模擬家屋基礎の沈下を計測した。計測は、模擬家屋基礎の高さを自動レベルにより測定した。測定は、2013/1/23に開始した。

模擬家屋の基礎はベタ基礎と布基礎の2種類を設置したが、基礎の種類による沈下の違いは確認されず、沈下量の累積傾向は認められない。

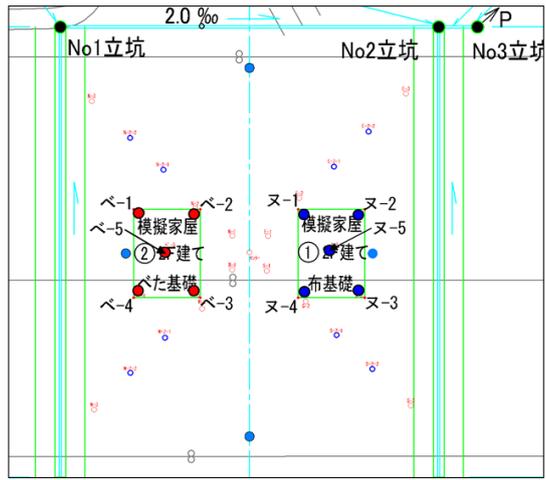
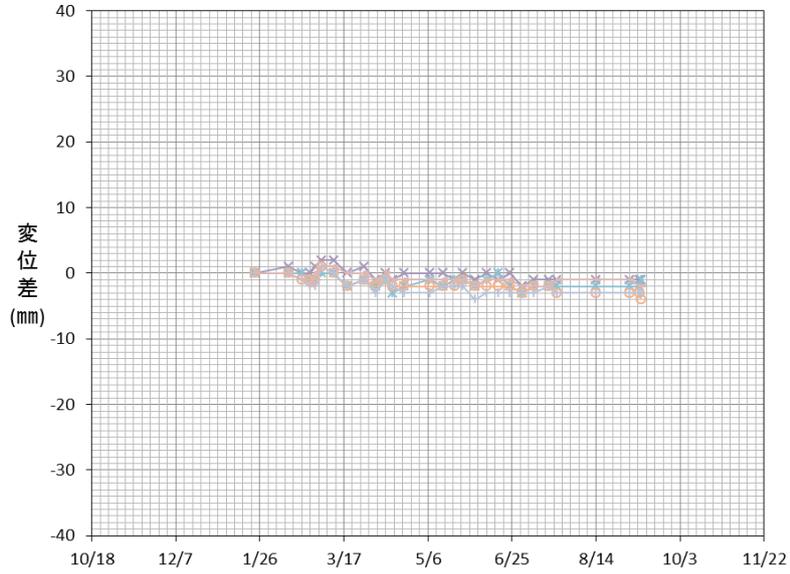


図-7 模擬建屋沈下観測点配置図

鰐川試験場測量結果(ベタ基礎模擬住宅上 変位差)



鰐川試験場測量結果(布基礎模擬住宅上 変位差)

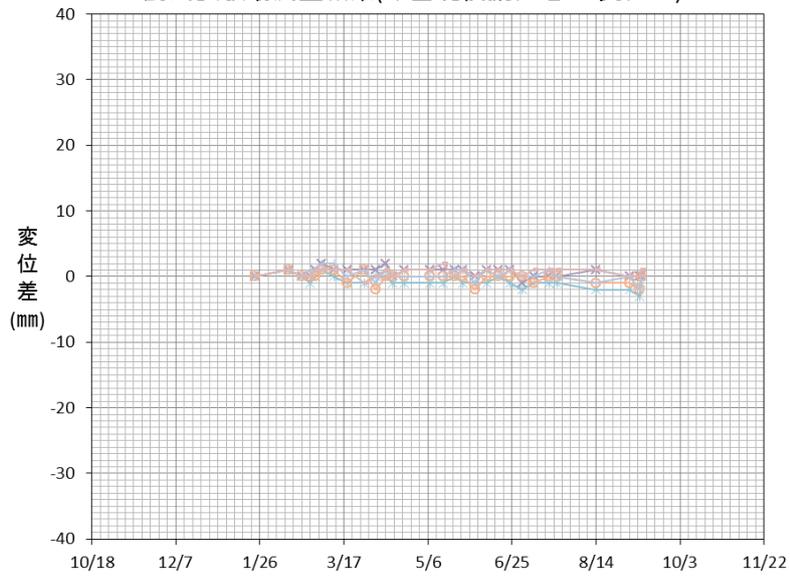


図-8 模擬建屋沈下観測結果

## 2. 沈下の予測

地下水位低下工法を採用した場合に想定される地盤の沈下量を検討した。検討の流れは以下の通り。

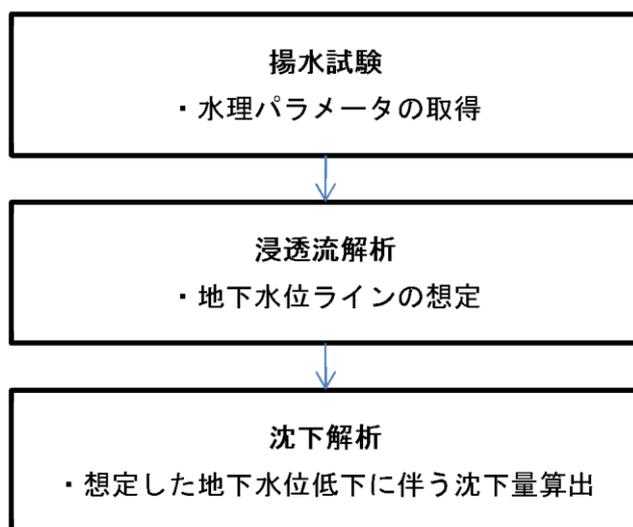


図-9 検討の流れ

### (1) 揚水試験の結果

平衡式（タイスの方法、ヤコブの方法、回復式）では、本井戸（観測井戸でもある）では解析可能な地下水低下現象が確認できたが、観測井戸では解析可能な水位低下現象が認められず、非平衡式の解析は本井戸のみ行った。

観測井戸の水位低下現象は、本井戸揚水開始から3～25分程度遅れて反応が認められ、渇水期と同様な「排水遅れ現象」が表れている。

平衡式（ティームの方法）では、観測井戸の水位低下データで解析するものであり、透水係数及び影響半径が算出される。平衡式での透水係数は「 $2.0 \times 10^{-5}$ （観測井戸群）m/s」であり、非平衡式（本井戸）で求めた透水係数よりやや大きめの数値が得られており、観測井戸の排水遅れ現象はみられるが、24時間後の定常状態は良い反応を示していると判断される。

#### ○不圧条件について

非平衡式で求められた産出率（ $S_y$ ）は最大 $1.19E-1$ 程度であり、ほぼ有効間隙率に等しい数値が得られている。よって、本区域では地盤構成から地下水の水理地質構造から不圧条件と考えられ、求められた産出率は妥当な値と判断する。渇水期及び通常期にかかわらず対象地盤（盛土・埋土）の有効間隙率は最大12～15%程度と見込まれる。

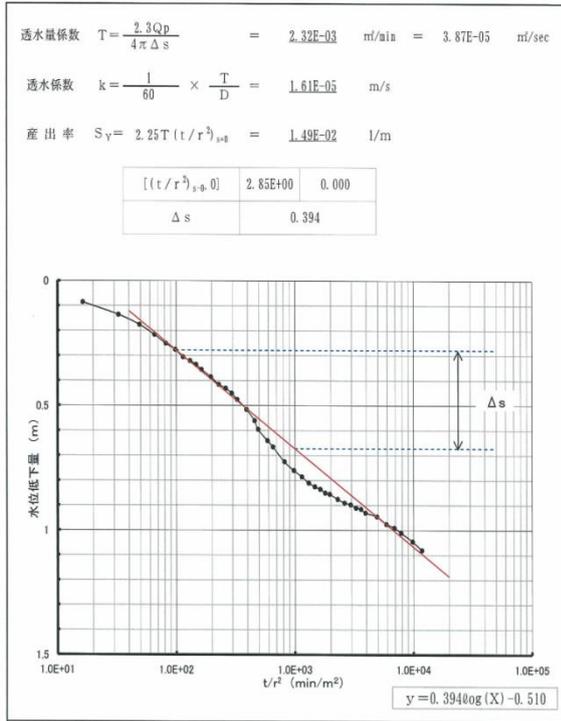
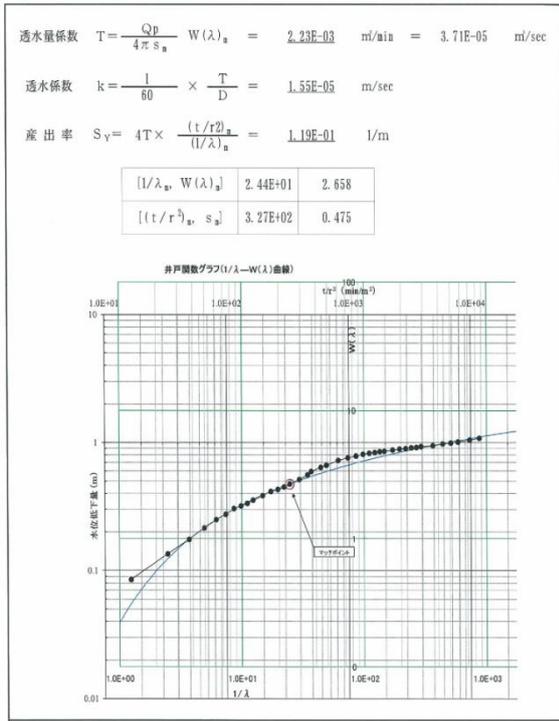
#### ○影響半径について

本区域は、観測網を北ライン・東ライン・南ライン・西ラインに設置しており、平衡式で産出した影響半径（ $R$ ）は123～348mと渇水期の6倍から10倍と拡大して確認された。

影響半径の距離に関しては、南ラインが短く、北及び西方面が長い傾向にある。

○タイスの方法：「 $k=1.55 \times 10^{-5}$  (m/sec)」

○ヤコブの方法：「 $k=1.61 \times 10^{-5}$  (m/sec)」



○回復法：「 $k=9.78 \times 10^{-6}$  (m/sec)」

○観測井戸：「 $k=2.03 \times 10^{-5}$  (m/sec)」

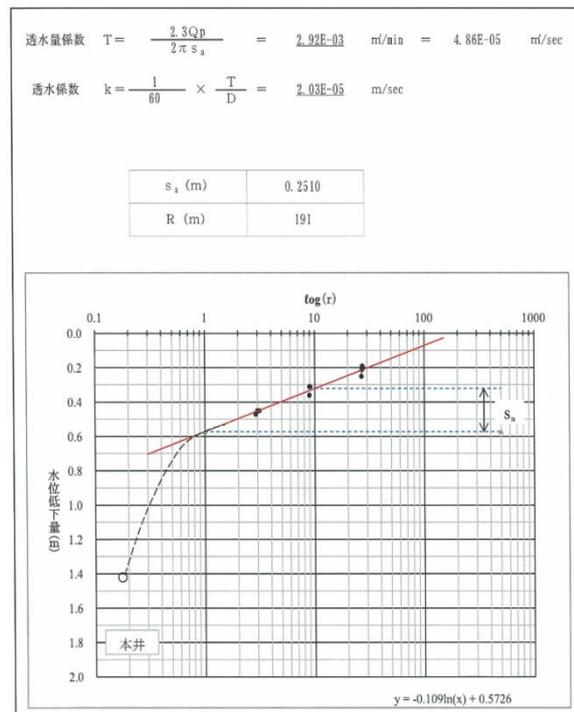
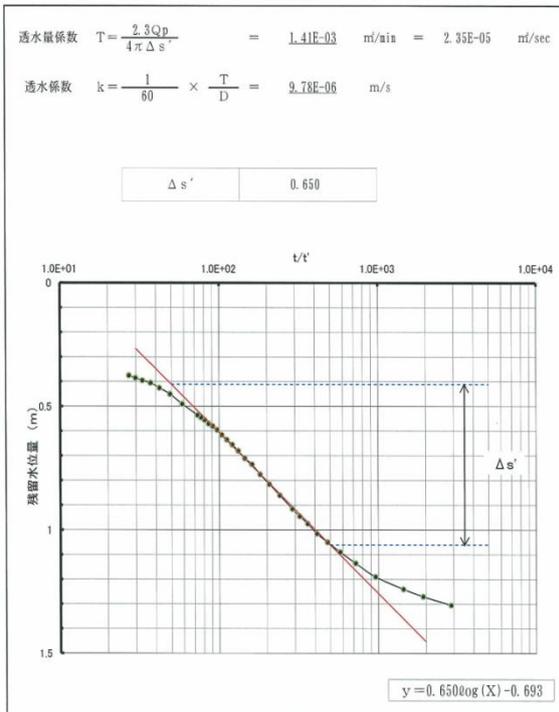


図-10 揚水試験結果(連続揚水試験)

## (2) 浸透流解析

解析結果を以下に示す。結果として、Asc層の透水性が低くなると、Bs層の水位低下量も大きくなるということが判明した。これは、Asc層の透水性が低いと、底部Ds層から中部Asc層を通じてBs層への地下水供給量が減少したためと考えられる。

○CASE1

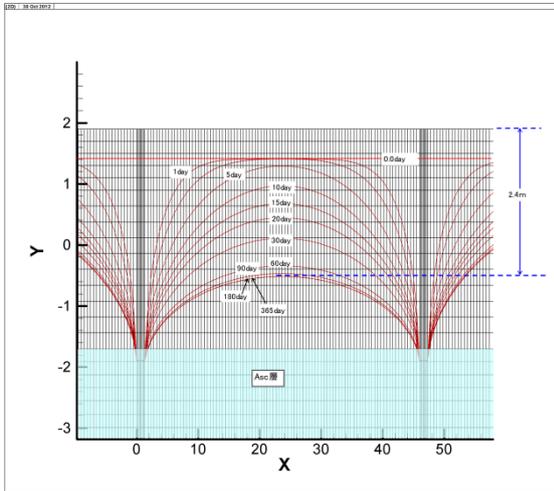


図 3-1(b) 水位線の分布図 (部分拡大図)

○CASE2

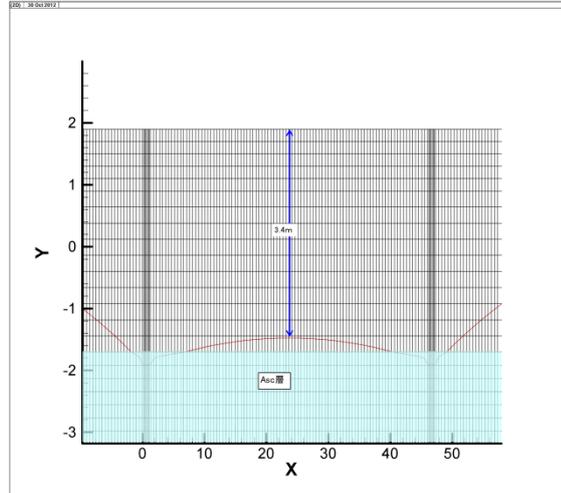


図 4-1(b) 水位線の分布図 (部分拡大図)

○CASE3

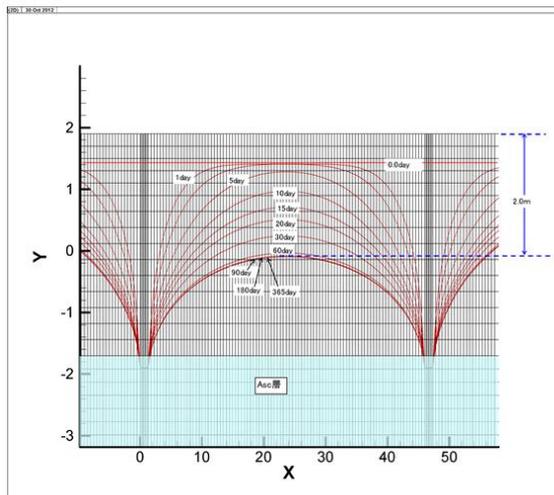


図 5-1(b) 水位線の分布図 (部分拡大図)

○CASE4

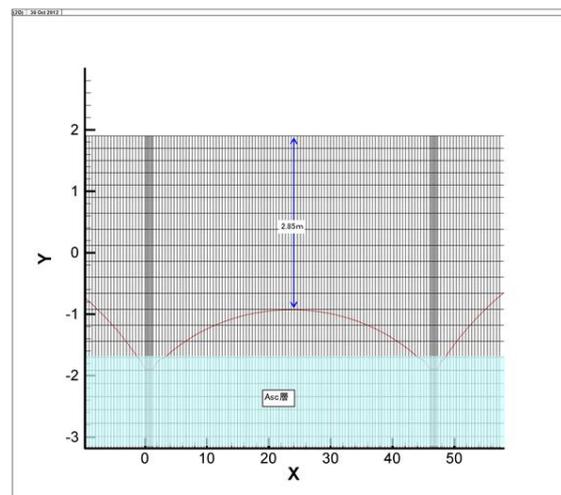


図 5-1(b) 水位線の分布図 (部分拡大図)

図-11 解析結果 (浸透流解析)

表-1 解析結果 (浸透流解析)

ケース No	時間	Asc 層の透水 係数(m/sec)	中央部の水位 低下量(m)	地表面からの深度 (GL-m)	備考
CASE1	365 日	5.00E-08	1.90	2.40	
CASE2	無限		2.90	3.40	
CASE3	365 日	2.00E-07	1.50	2.00	CASE1 に対応
CASE4	無限		2.35	2.85	CASE2 に対応

### (3) 沈下解析

本実証試験区で実施したボーリングはBr1-10で、圧密沈下量は地下水位を2.5m、3m下げた場合で約1cmと推定される。

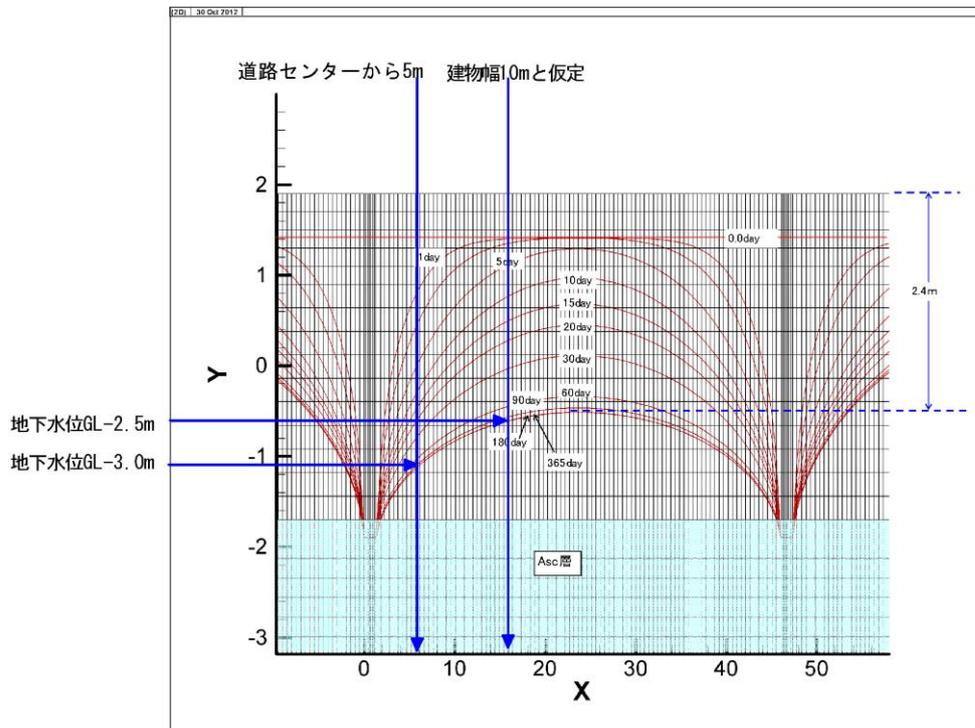


図-12 解析モデル（浸透流解析）

### ○圧密沈下(Br1-10)

電算解析による沈下時間は、概ね地下水位の低下時間（90日でGL-2.5m低下すると仮定）にほぼ等しく、沈下量は約1cmと算定された。したがって、地下水位を低下とほぼ同時に、地盤沈下が発生し、湾岸部で懸念されるような長期に渡る沈下が発生する状況ではない。

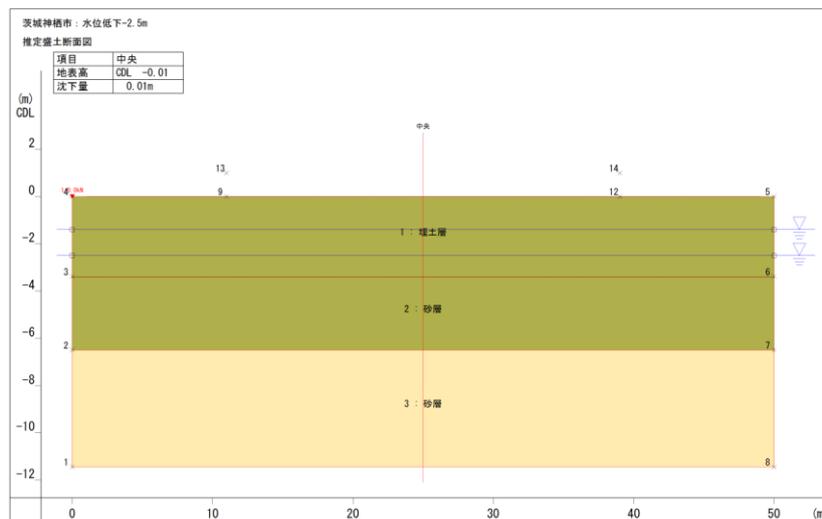


図-13 解析結果（圧密沈下）

### 5-13 川崎市の臨海埋立てにおける汲み上げ井戸方式による地下水位低下工法実施例(石油タンク群のディープウェルを用いた液状化対策)

(出典 地盤工学会：液状化対策工法，第3章，pp.350～353，2004.)

#### (1) 概要

川崎市の臨海埋立て地地盤に立地している石油タンク群の液状化対策として、1985年に重力式排水工法であるディープウェルを使った地下水位低下工事が実施され、現在も揚水運転が継続されている。

○場所：神奈川県川崎市川崎区浮島町

○工期：1984.12-1986.4

東北地方太平洋沖地震の液状化による被害はなかった。

#### (2) 地盤の概要

当地域は、図-1、図-2に示すように1960年前後に多摩川河口のデルタ地帯を周辺の海底土砂を浚渫・埋立てして造成された土地である。地表から5～10mの埋立て層、5～10mの旧海底砂層、その下に約30mの厚さの沖積粘土層が分布している。タンク建設に際しては、埋立て土中のシルト層および粘性土層の圧密沈下対策と支持力確保を目的としてプレローディング工法による地盤改良が行われたが、液状化対策としての改良は行われていなかった。

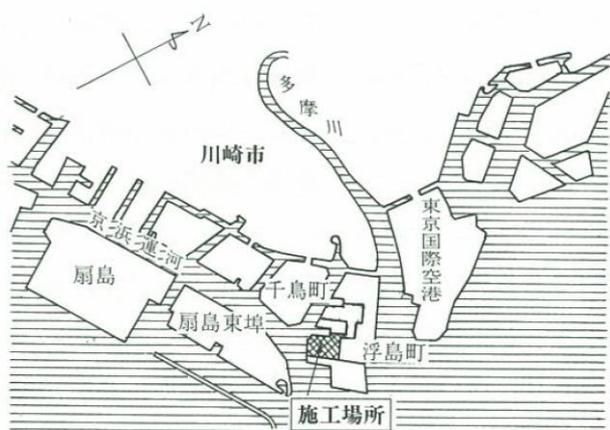


図-1 位置図

(出典：「液状化対策の調査・設計から施工まで」)  
(社)地盤工学会

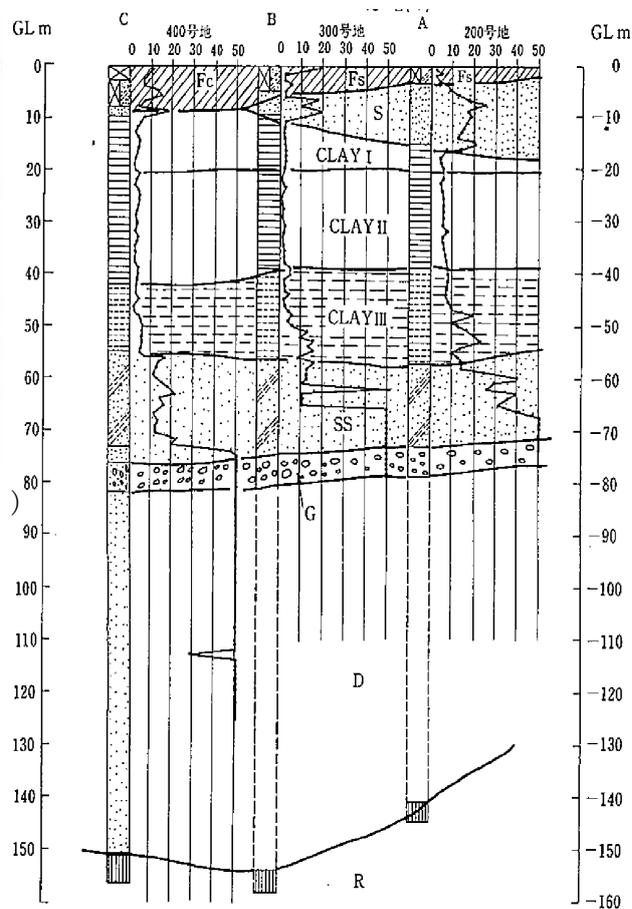


図-2 地盤の特徴 (出典：基礎工 1998年12月号)

### (3) 工法の選定

工法選定は、①対策効果が確実で、②全体コストが小さく、③タンク群の運転に支障がなく、④現場施工・揚水運転中に周辺構造物への影響の小さいこと等が条件とされた。個々のタンクごとに鋼矢板による変形抑制工法、グラベルドレーンに代表される間隙水圧消散工法など、既存タンクに適用可能な工法を比較した結果、同時に多数のタンクを対象に経済的に対策できる方法として、止水壁で周囲を囲んで内側にディープウェルを設置して揚水する方法が採用された。

### (4) 工法概要<sup>1)</sup>

図-3に地下水位低下工法のご概念図を示し、図-4には止水壁と揚水井戸の全体配置を示す。地下水位低下時に周辺からの地下水浸透を防止するとともに、隣接地域の地下水位低下による地盤沈下を抑制することを目的に、難透水性(設計透水係数 $1 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ )の止水壁で外周(約2400m)が囲まれた。止水壁はGL-12~17m付近から厚く分布する粘性土層に根入れした。止水壁はその連続性確保と地盤変形に対する可撓(とう)性確保の観点から、長大バックホウで連続掘削した溝に、掘削土とベントナイトを混合したスラリー泥土で埋め戻す工法を基本にした。地中・地上に障害物がある箇所では多軸オーガー機でセメントと現地土を攪拌(かくはん)・混合して地中壁を造成する原位置混合柱列杭壁などを併用した。

止水壁で囲まれた範囲(約26万 $\text{m}^2$ )内に揚水井戸として図-4のようにディープウェルを17本設置し、現状地下水位(GL-1m)を3m低下させることとした。井戸は削孔径1mの中に直径0.6mのケーシングパイプを挿入し、現場揚水試験や土質調査ならびにその結果を使った浸透流解析に基づいて、井戸本数を設定した。しかし、揚水運転開始後に地域ごとに水位低下量にばらつきが見られ、揚水井戸ごとの集水能力も当初設計どおりの水位低下が得られなかったため、逆解析を実施して9本の追加井戸が設置されている。

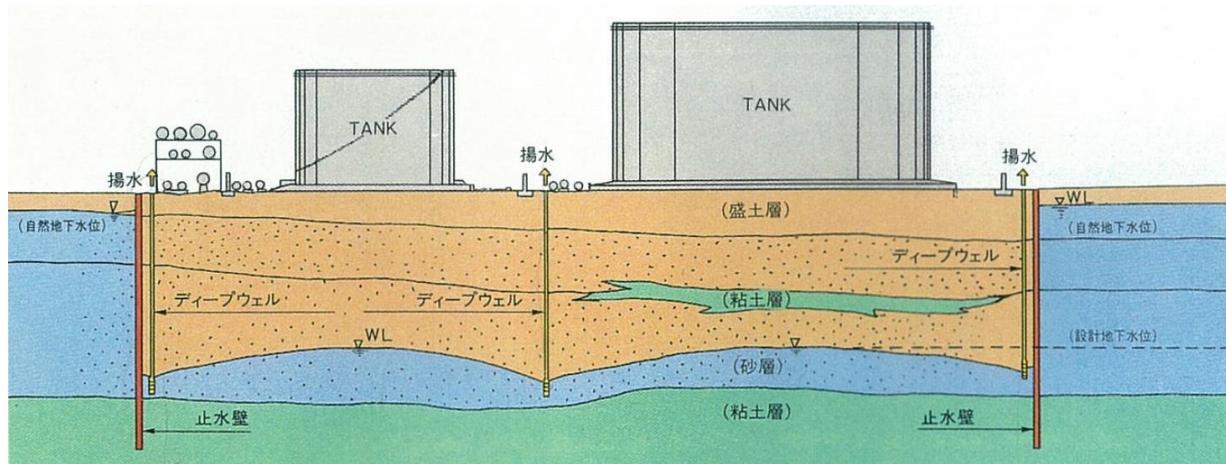


図-3 地下水位低下工法のご概念 (出典：大成建設株式会社パンフレット)

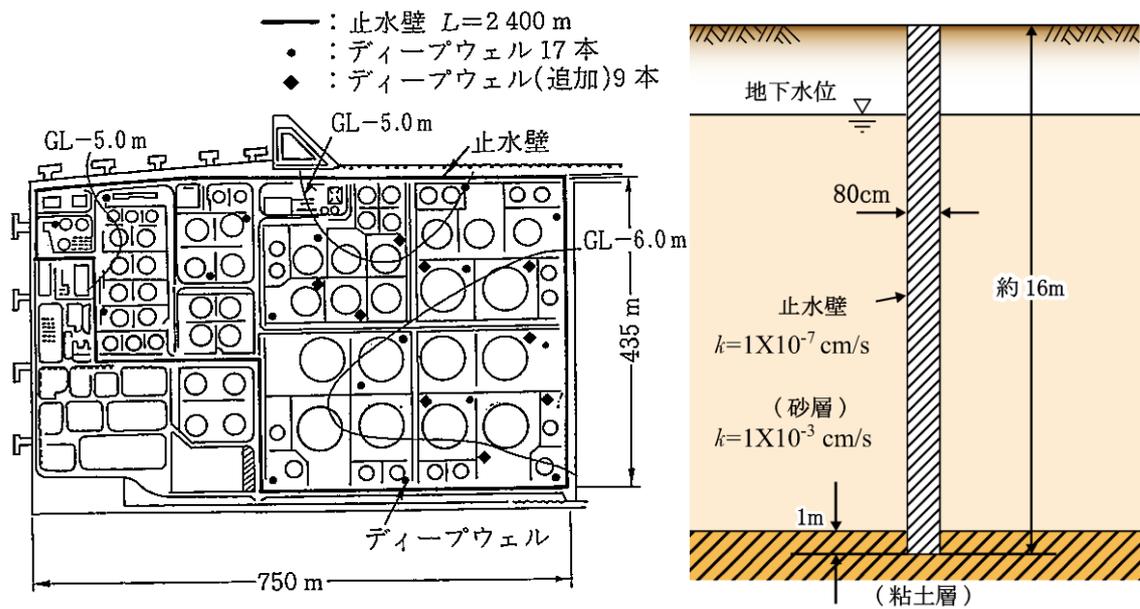


図-4 止水壁と揚水井戸の全体配置

(出典：「液状化対策の調査・設計から施工まで」(社)地盤工学会)

## (5) ディープウェル工法

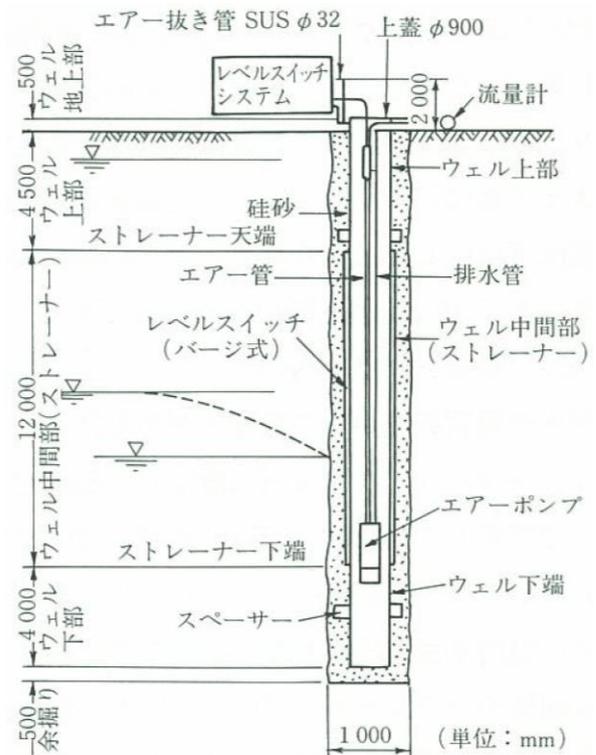
ディープウェル工法は、**図-5**に示すように対象砂質土層中に0.5~1.2mの径で削孔し、直径0.3~0.8mのストレーナー管を挿入して、その周囲をフィルター材で充填して井戸をつくり、その中に排水ポンプを設置・揚水することにより地下水位を低下させる工法である。

その特徴としては、以下の4つがある。

- ①井戸を深くしポンプの揚程を大きくすることにより、かなりの深さまで揚水することができる
  - ②広範囲の地下水を少ない**図-5**ディープウェルの構造本数で低下させることができる
  - ③砂・砂礫地盤といった透水性地盤では大きな揚水量で広い範囲の地下水位低下が得られるが、シルトと砂質土の互層地盤などでは集水能力が落ちる
  - ④土砂流入によるストレーナーの目詰まりやポンプの故障などに対する補修が可能であり、長期連続運転性に優れている
- などがある。

ここでは、以下のような形状で行なわれている。

- ①削孔径：φ1,000mm
- ②管径：φ600mm
- ③長さ：21m（上部5m、中間ストレーナー12m、下部4m）
- ④本数：17本（当初）、9本（追加）



## (6) 揚水運転状況

揚水開始後は、定期的に井戸ごとの揚水量・約40箇所の観測点での地下水位・水位低下に伴う地盤沈下が観測されている。その結果とその後の追加調査から、次の点が明らかになった。

### 1) 地下水頭

深さ方向に地下水頭が変化している。深度10mに設置した間隙水圧計と全層にわたってストレーナーを入れた観測井戸では2~5mの水頭差がでることが分かった。その後、鉛直方向の間隙水圧分布を現場測定した結果、地表浅いところでは地下水頭が高く、深い位置では低くなり、地下水圧が静水圧分布になっていないことが明らかになった。砂・シルト互層が地下水を水平層状に何層にも分離し、それぞれを被圧状態にしているためと考えられる。

## 2) 透水性

対象地盤の透水係数に異方性がある。ボーリング調査による土質分類では砂質シルト、シルト質砂層と分類された地盤でも、室内試験から鉛直方向の透水性は水平方向の1/5～10程度と小さいことが分かった。これは、砂・シルトの微細な互層構造が存在することが想定されている。

## 3) 降雨の影響

降雨の影響は数週間～3箇月間をかけて現れる。止水壁により周辺からの地下水浸透の影響は小さいものの、降雨後は長期間にわたって地下水位が変動している。図-6に、揚水開始後2年間の地下水位・揚水量と降雨量との関係をプロットした。地下水位は降雨の影響を受けて変動し、地下水位の変動で揚水量も変化するものであるが、降雨の影響は対象地盤では最大14週間続いているものも見受けられる。

水位低下に伴う地盤表層の飽和度低下が降雨の浸透を妨げる(不飽和浸透状態)結果、井戸への到達にそれだけの時間がかかっているものと解される。

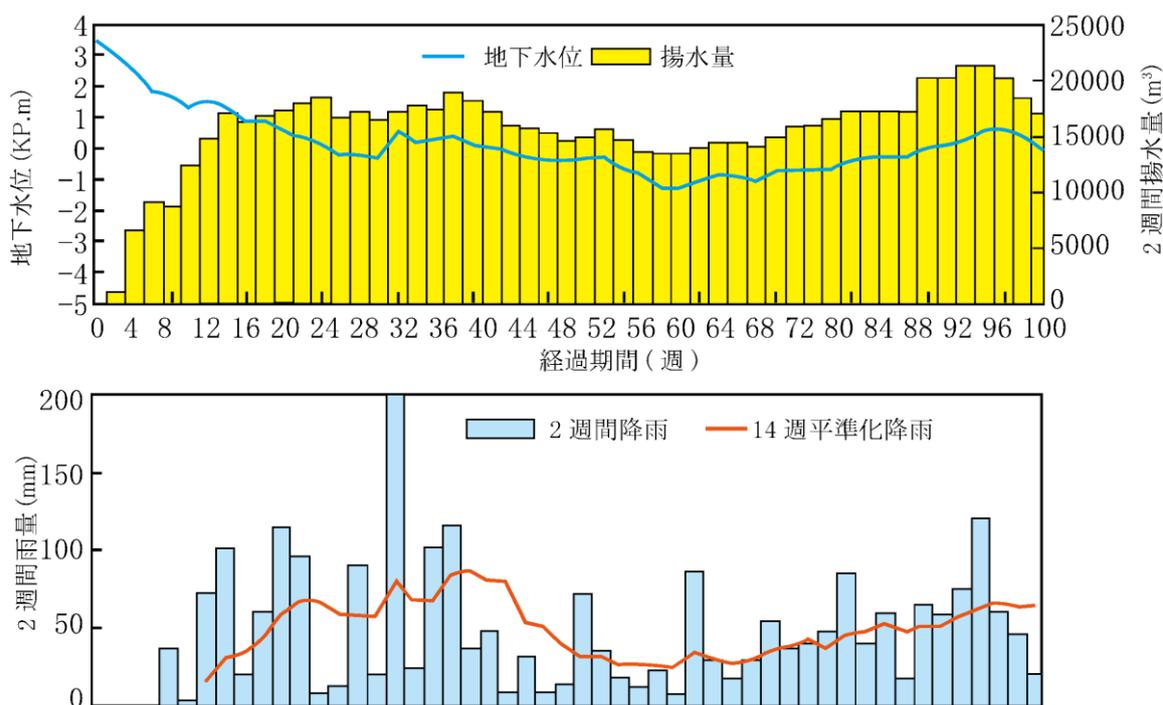


図-6 地下水位、揚水量と降雨の関係

## (7) 管理

### 1) 揚水管理

揚水管理は、以下のように行われている。

- ①観測井：31本（止水壁内） 9本（止水壁外）
- ②沈下測定点：約600点
- ③揚水井戸内の設定水位を1～2週間毎に1mずつ低下させ、約3ヶ月で孔内設定水位まで達した。
- ④当初想定を超える不等沈下や間隙水圧が発生した場合は、揚水の中止や設定レベルの変更に より、有害な不等沈下を生じさせない様にコントロール

## 2) 維持管理

維持管理は、以下のように行われている。

- ①ポンプ運転費
- ②ポンプ整備費
- ③定期的な水位観測
- ④定期的な沈下測定

## (8) 対策のフロー

対策のフローは、図-7のように行われた。

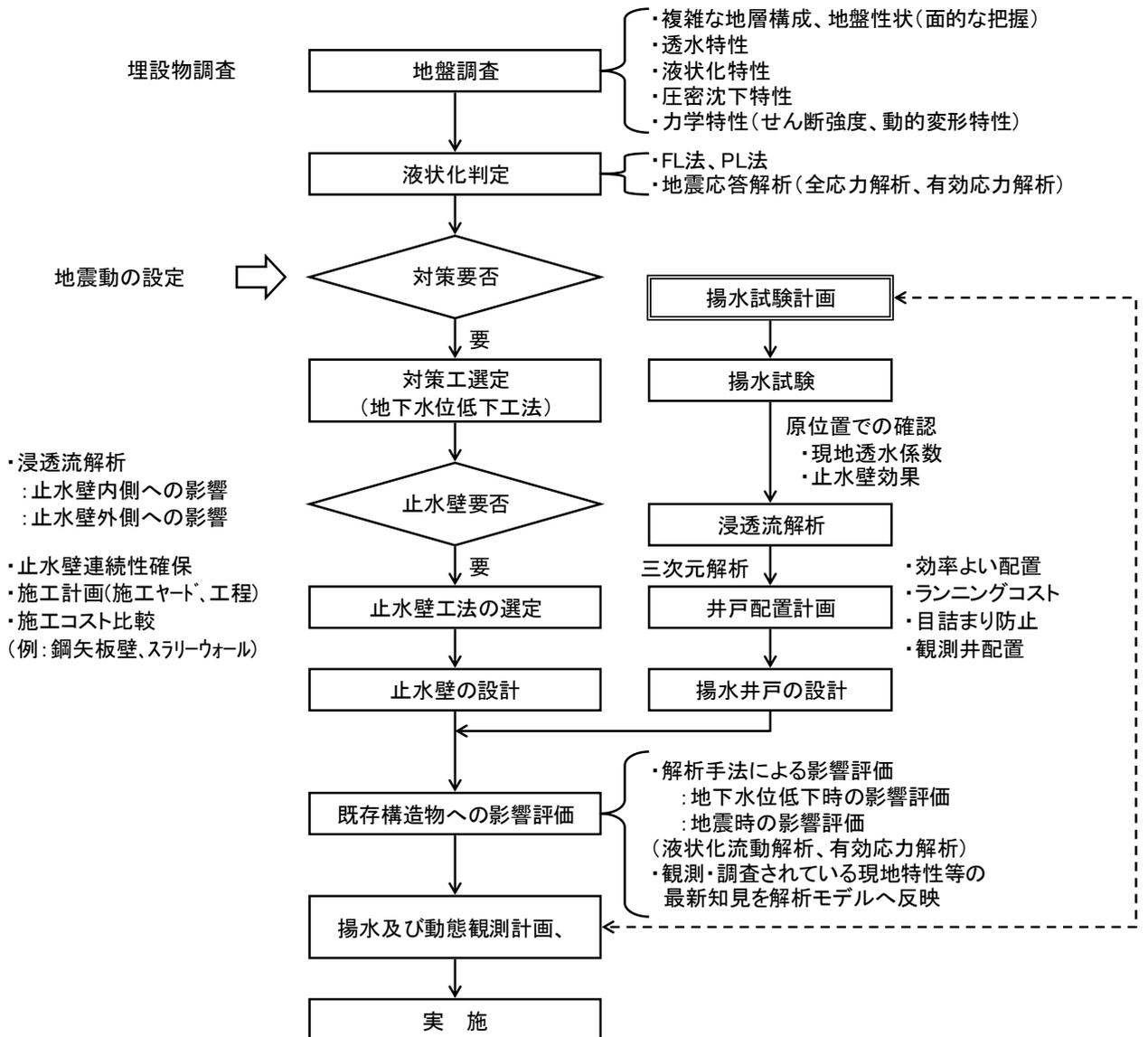


図-7 ディープウェルを使った地下水位低下対策フロー

<参考文献>

- 1) 公益社団法人 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ18 液状化対策工法， 2004.7

## 5-14 間隙水圧の分布を考慮した $e \sim \log P$ 法（ $\Delta e$ 法）の計算例（茨城県鹿嶋市鹿島神宮駅東側地区）

（出典：鹿嶋市液状化対策検討委員会資料より）

### 1. 実証実験概要

実証実験の目的は、地下水位を低下させた時の粘土層の圧密沈下による地盤沈下量の測定及び解析値と実測値との検証を行い、地下水位低下工法の実施に向けたデータの取得である。特に鹿島神宮駅東側地区においては、軟質な粘土層が10m以上の層厚で分布するため、地下水位低下工法では粘土層の圧密沈下量が大きいと想定された。しかし沖積低地の背面部には鹿島神宮が位置する洪積台地が発達し、軟質な粘土層の下部砂層から被圧地下水が想定されたことから、間隙水圧計を用い各土層の間隙水圧を測定し解析を行った。ここでは、実証実験の内、各土層の間隙水圧に着目し、地盤工学で確立されている圧密理論「 $e \sim \log P$ 曲線を用いた圧密沈下計算（以下、 $\Delta e$ 法）」に従い、「間隙水圧の分布を考慮しない $\Delta e$ 法」と「間隙水圧の分布を考慮した $\Delta e$ 法」の計算例を示した。

実証実験の測定位置平面図と断面図を図-1～図-2に示した。

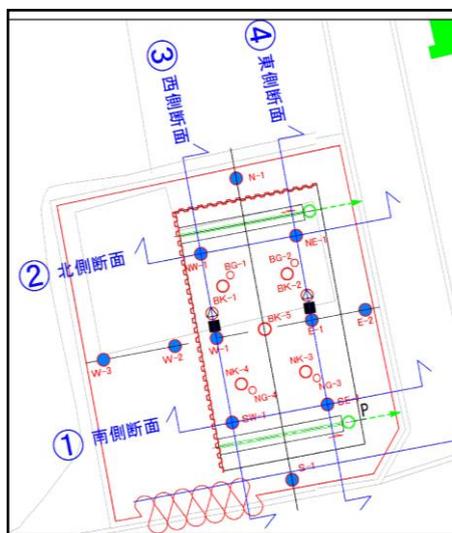


図-1 実証実験測定位置平面図

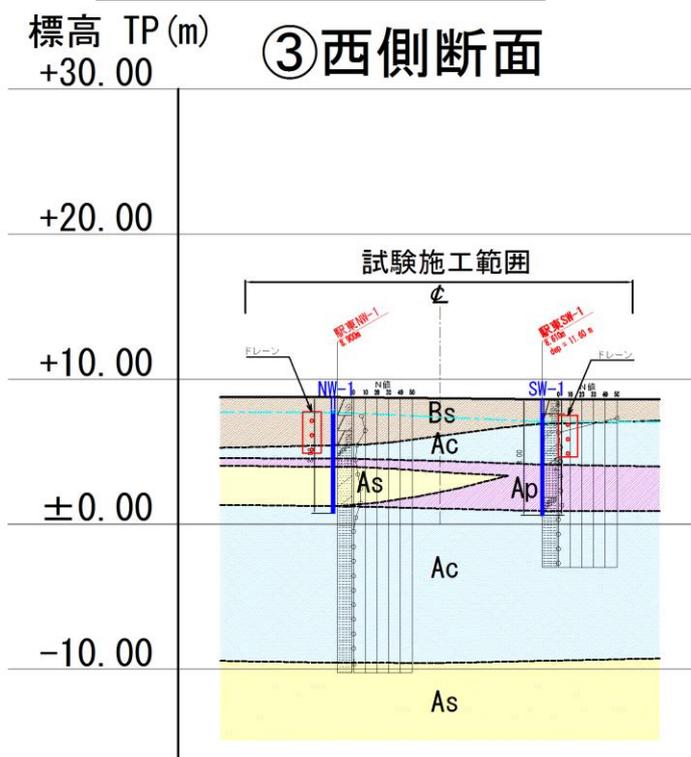


図-2 地質想定断面図

## 2. 間隙水圧の分布を考慮しない $\Delta e$ 法による沈下量の算定

不攪乱試料による圧密試験の結果、**図-3** より上部 Ac 層は「過圧密状態」を示しているが Ap 層及び下部 Ac 層は「正規圧密状態」にある。

圧密沈下計算 ( $\Delta e$  法) に用いる  $e \sim \log P$  曲線を**図-4** に示す。

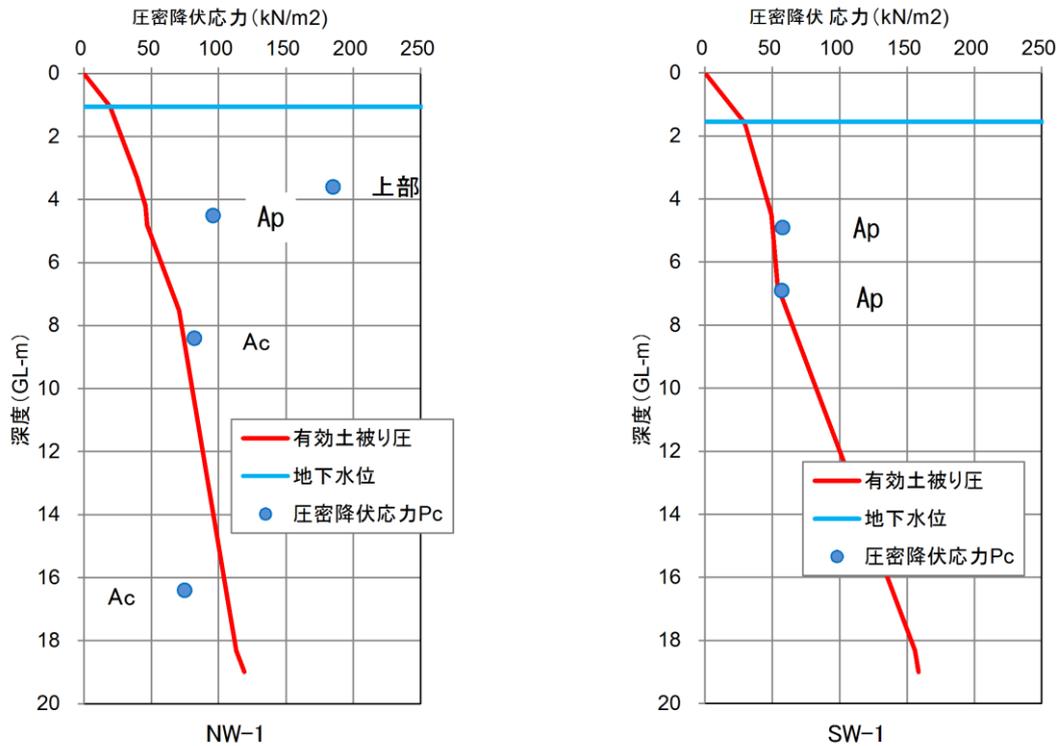


図-3 有効土被り圧と圧密降伏応力との関係図

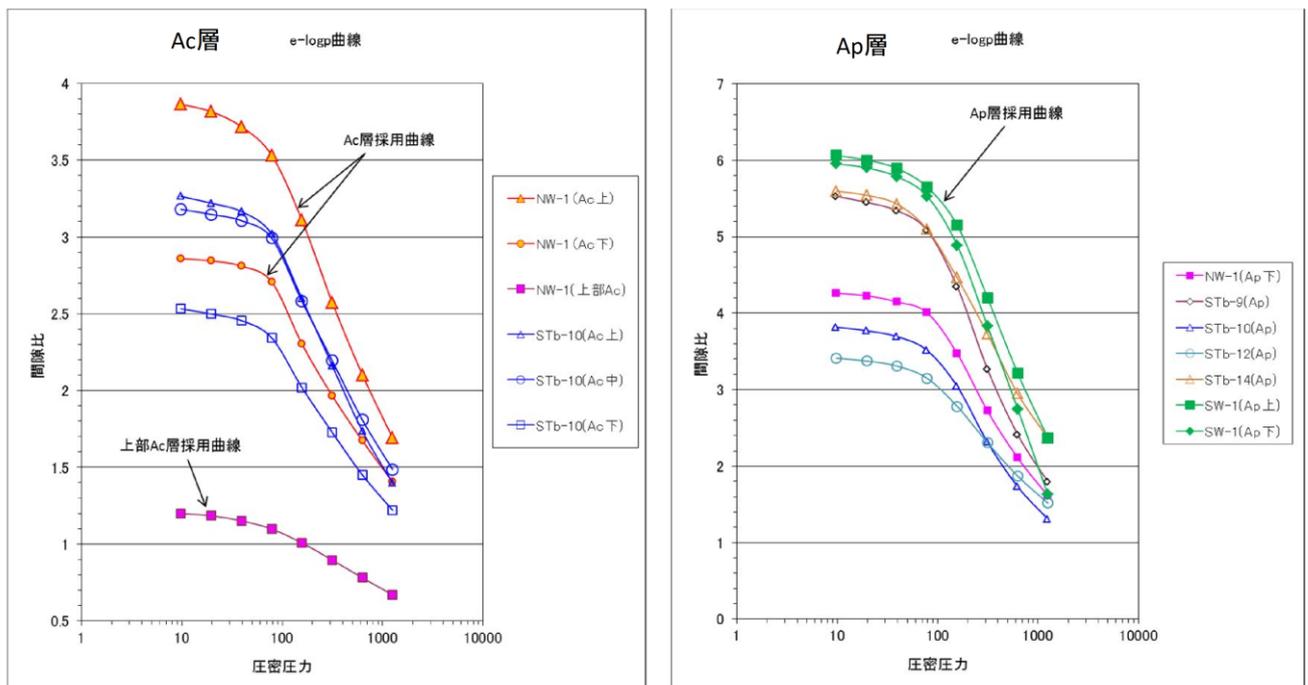


図-4 算定に用いる  $e \sim \log P$  曲線

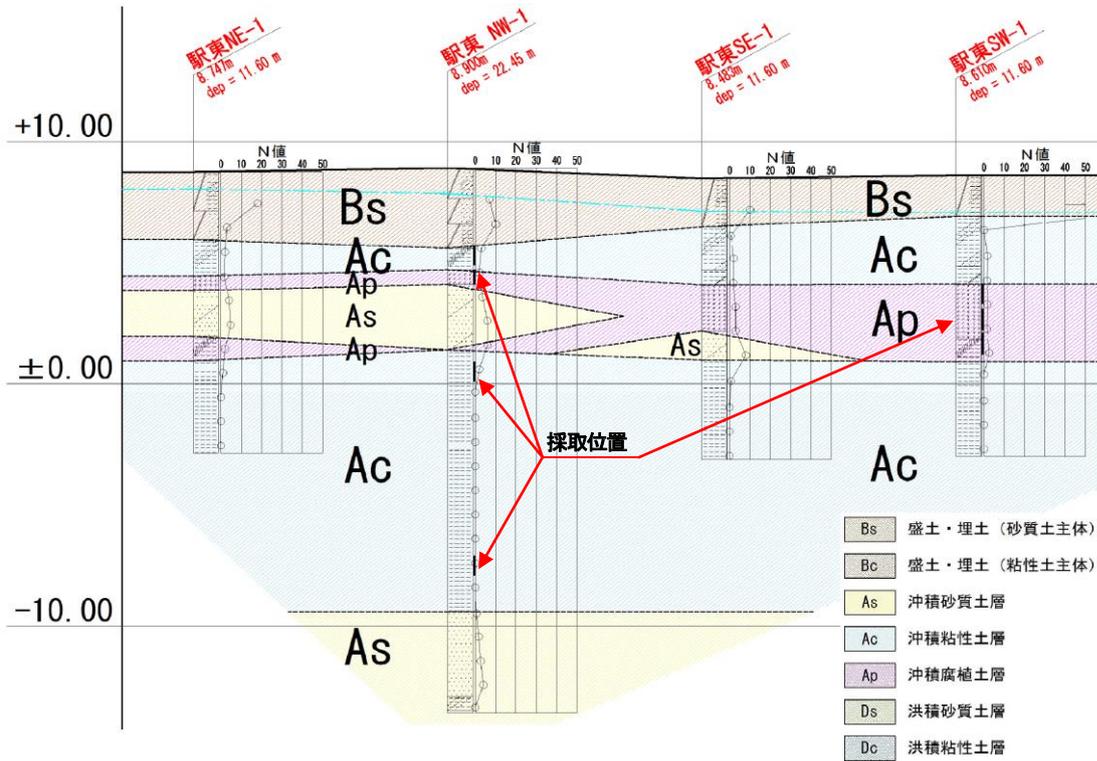


図-5 不攪乱試料採取位置図

■間隙水圧の分布を考慮しない∠e 法による圧密沈下量の算定

現況水位 GL-1.0m、地下水位低下深度 GL-2.0m とした場合の圧密沈下量は次式より表-1 に示す「Sc≒20cm」の圧密沈下量が想定される。

$$Sc = (e_0 - e_1 / 1 + e_0) \times H$$

∴  $e_0$  : 初期間隙比 ( $P_0$  に対応する間隙比)

$e_1$  : 増加荷重後の間隙比 ( $P_0 + \Delta P$  に対応する間隙比)

H : 圧密層の層厚 (cm)

表-1 地下水位低下に伴う圧密沈下量の算定 (NW-1 地点)

◇地下水位低下 : GL-2.00m

層No	地層名	層厚 (m)	有効土被り圧 $p_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 $\Delta p$ (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 $e_0$	間隙比 $e_1$	沈下量 (cm)
1	Bs 層	2.300	---	---	---	---	---
2	上部 Ac 層	1.000	34.20	9.99	1.187	1.178	0.396
3	Ap 層	1.500	39.20	9.99	5.531	5.320	4.850
4	As 層	2.700	---	---	---	---	---
5	Ac 層 (上)	6.500	75.30	9.72	3.543	3.483	8.611
6	Ac 層 (下)	4.300	96.90	9.27	2.607	2.554	5.935
7	As 層	0.700	---	---	---	---	---

小計 (cm) : 19.792

### 3. 間隙水圧の分布を考慮した△e法の算定

地下水位低下に先立ち、調査ボーリングを実施した際に「駅東 NW-1」地点において、各土層における水圧分布（粘性土：間隙水圧計、砂質土：現場透水試験の平衡水位）を測定した。それによると、下部 Ac 層においては As 層からの被圧地下水が確認された。

表-2 現場透水試験結果一覧表

孔名	測定深度 GL-(m)	地層記号	測定方法	平衡水位 (GL-m)	透水係数 k (m/s)	実施年 月日
NW-1	1.00~1.50	Bs	回復	0.86	$4.44 \times 10^{-6}$	H26 4/22
	4.20~4.70	Ap	回復	1.05	$2.40 \times 10^{-6}$	H26 4/30
	5.00~5.50	As	回復	0.86	$1.10 \times 10^{-5}$	H26 4/23
	18.50~19.00	As	回復	GL+1.69	$2.34 \times 10^{-6}$	H26 4/24

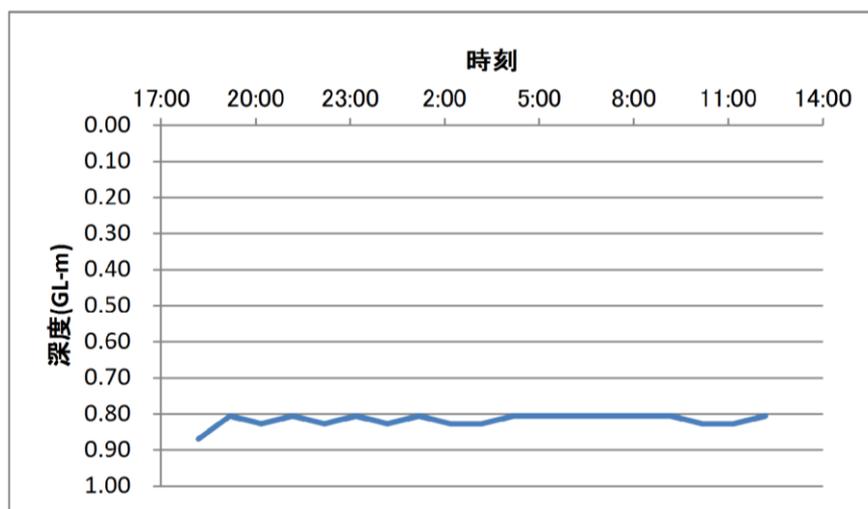


図-6 間隙水圧測定結果（深度=3.5m）：上部 Ac 層、水頭 GL-0.81m

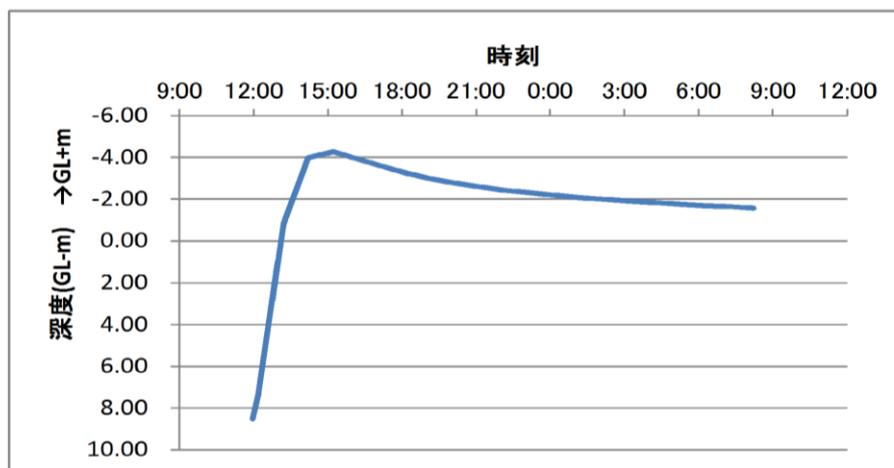


図-7 間隙水圧測定結果（深度=9.0m）：Ac 層（上）、水頭 GL+1.56m

標高 TP (m)

# ③西側断面

+20.00

+10.00

±0.00

-10.00

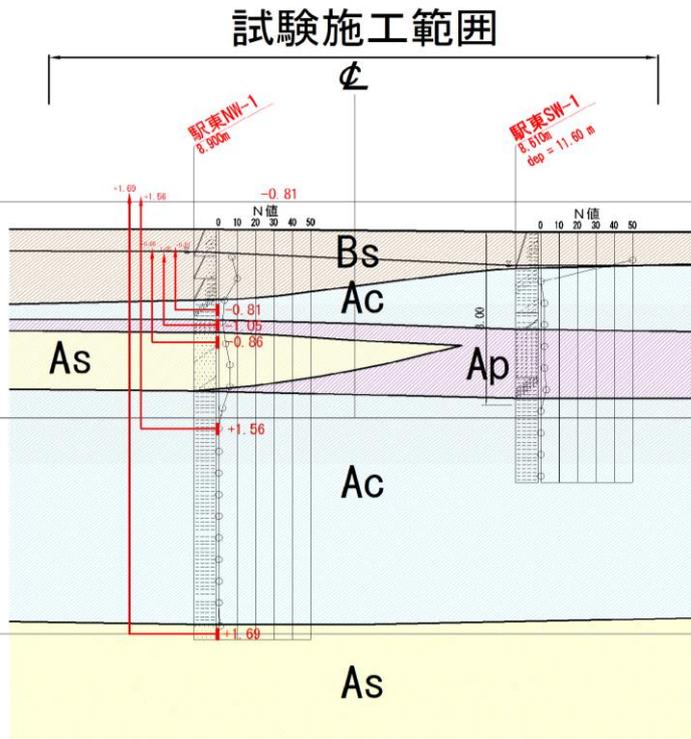


図-8 各土層の水頭分布図

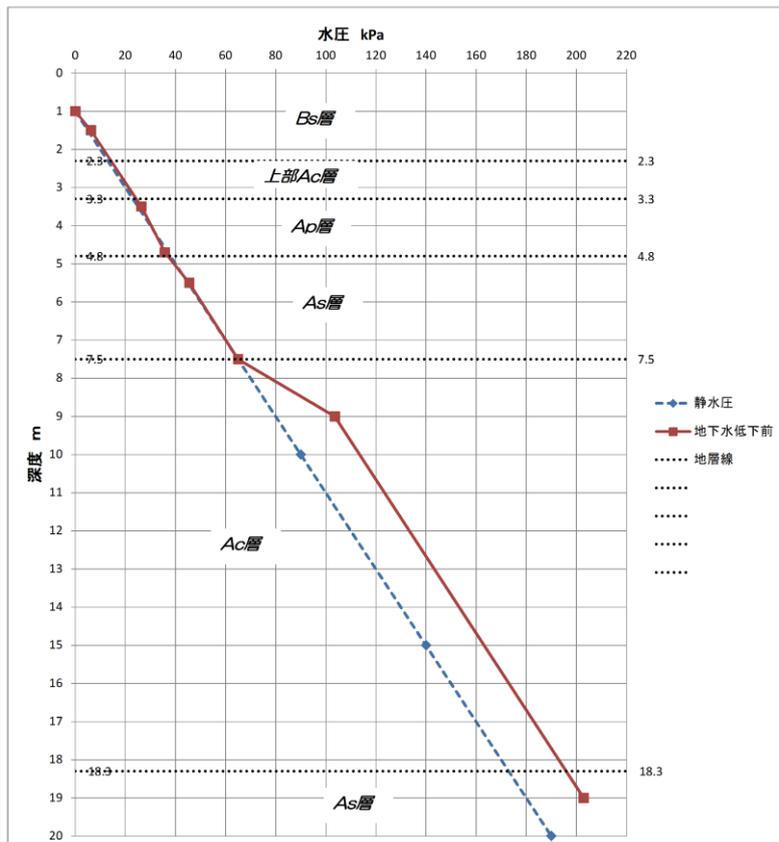


図-9 各土層の水圧分布図

■間隙水圧の分布を考慮した $\Delta e$ 法による圧密沈下量の算定

図-9 に各土層の水圧分布を示した。それによると、「上部 Ac 層」「Ap 層」「上部 As 層」の間隙水圧は静水圧状態を示しているのに対し、「Ac 層」は「下部 As 層」からの被圧地下水によって過剰間隙水圧が作用している。このため、地下水位を GL-2.0m まで低下させても、「Ac 層」に作用する有効土被り圧以上の間隙水圧が「Ac 層」に働いているため圧密沈下が生じないことになる。

「Ac 層（上）の有効土被り圧は下表より  $P_0 + \Delta P \approx 85.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} < \text{間隙水圧}$

よって、表-3 に示すように、地下水位を GL-2.0m まで低下させた際の圧密沈下量は上部 Ac 層と Ap 層の沈下量のみとなり「 $S_c = 5.2\text{m}$ 」程度と推定される。

表-3 間隙水圧の分布を考慮した $\Delta e$ 法による圧密沈下量

◇地下水位低下：GL-2.00m

層No	地層名	層厚 (m)	有効土被り圧 $p_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 $\Delta p$ (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 $e_0$	間隙比 $e_1$	沈下量 (cm)
1	Bs 層	2.300	---	---	---	---	---
2	上部 Ac 層	1.000	34.20	9.99	1.187	1.178	0.396
3	Ap 層	1.500	39.20	9.99	5.531	5.320	4.850
4	As 層	2.700	---	---	---	---	---
5	Ac 層（上）	6.500	75.30	9.72	3.543	3.483	8.611
6	Ac 層（下）	4.300	96.90	9.27	2.607	2.554	5.935
7	As 層	0.700	---	---	---	---	---

小計 (cm) : 19.792

圧密沈下が  
生じない

#### 4. 実証実験における間隙水圧を考慮した△e法の算定

地下水位低下（GL-2.0m）に伴う間隙水圧の測定結果を図-10に示した。

間隙水圧の測定結果図よりAc層においては、下部砂層（As）からの被圧水圧が働き、地下水位低下に伴う水圧の減少が認められず、水位低下後も水位低下前と同様な水圧分布を示している。これらのことから、地下水位低下に伴う圧密沈下量は、「上部Ac層」及び「Ap層」を対象とすれば良いことになる。

間隙水圧の分布を考慮した△e法による圧密沈下量は表-5に示すように「Sc=3.6cm」程度と推定される。

以上、圧密沈下量の算定において、間隙水圧を考慮しない△e法による沈下量に対し、間隙水圧を考慮した△e法による沈下量の方が小さい沈下量となる。

表-4 △e法による圧密沈下量の比較

算定式	圧密沈下量 (e~logP 曲線)
①間隙水圧の分布を考慮しない△e法	19.8cm
②間隙水圧の分布を考慮した△e法	5.2cm
③実証実験結果の間隙水圧を考慮した△e法	3.6cm

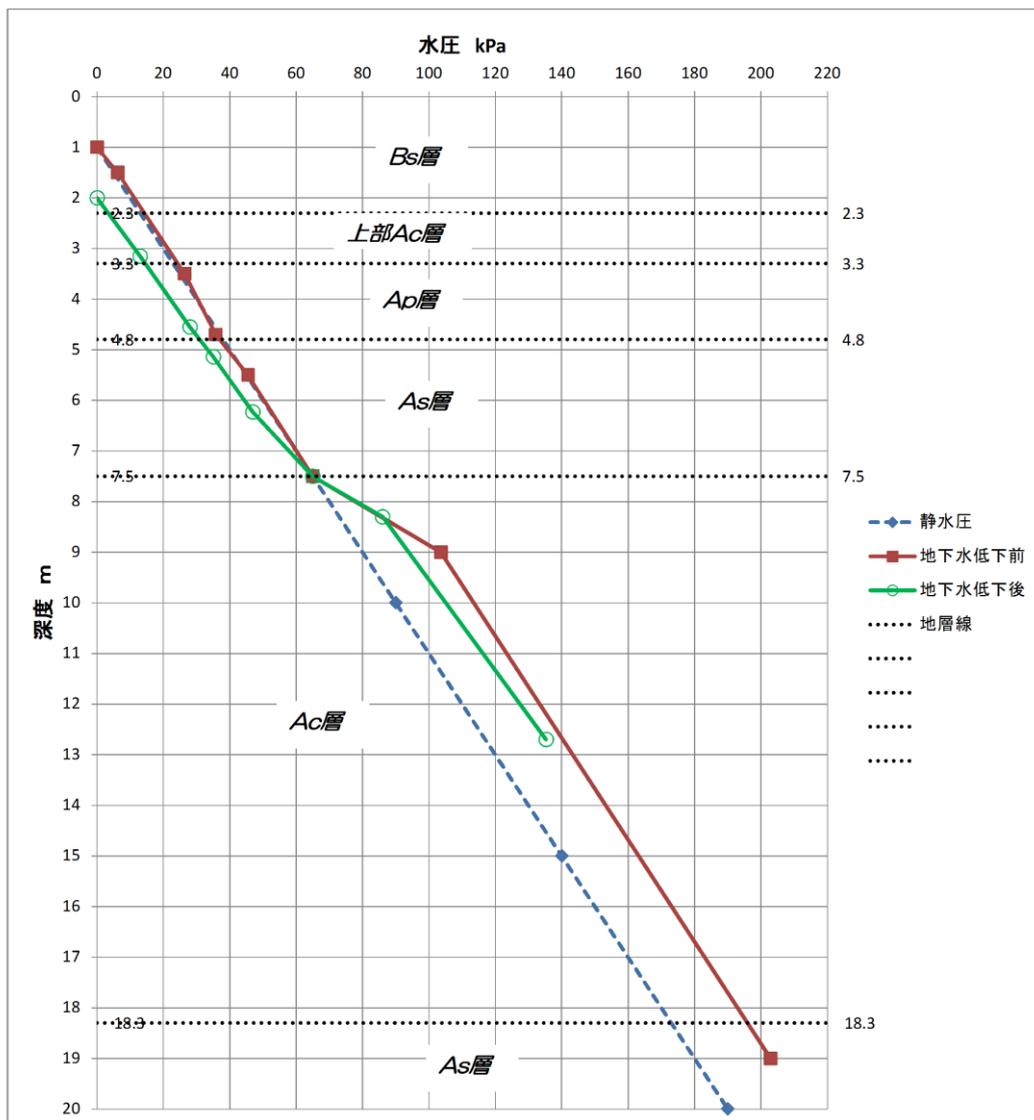


図-10 地下水位低下後の各土層の間隙水圧分布図

表-5 実証実験結果における間隙水圧を考慮した $\Delta e$ 法による圧密沈下量

◆ 駅東NW-1(初期水位=GL-1.0m、地下水低下後水位=GL-2.0m)

土層	上端深度 (m)	下端深度 (m)	中間深 度	層厚 (m)	$\gamma t$	水位低下前			水位低下後		沈下計算(m)			
						u	$\Sigma \sigma_v$	$\sigma_v'$	u	$\sigma_v'$	e0	e1	沈下量	総沈下量
Bs	0.00	1.00	0.50	1.00	19.0	0.00	9.50	9.50						
	1.00	2.00	1.50	1.00	19.0	5.00	28.50	23.50	0.00	28.50				
	2.00	2.30	2.15	0.30	19.0	11.50	40.85	29.35	2.50	38.35				
上部 Ac	2.30	3.00	2.65	0.70	17.0	16.50	49.65	33.15	6.90	42.75	1.188	1.182	0.002	0.002
	3.00	3.30	3.15	0.30	17.0	21.50	58.15	36.65	13.50	44.65	1.186	1.178	0.001	0.003
Ap	3.30	4.00	3.65	0.70	12.0	28.50	64.90	36.40	18.40	46.50	5.580	5.420	0.017	0.020
	4.00	4.80	4.40	0.80	12.0	34.00	73.90	39.90	26.50	47.40	5.530	5.400	0.016	0.036
As	4.80	5.00	4.90	0.20	18.0	39.00	80.50	41.50	32.80	47.70				0.036
	5.00	6.00	5.50	1.00	18.0	45.00	91.30	46.30	38.80	52.50				0.036
	6.00	7.00	6.50	1.00	18.0	55.00	109.30	54.30	51.20	58.10				0.036
	7.00	7.50	7.25	0.50	18.0	62.50	122.80	60.30	61.50	61.30				0.036
Ac_u	7.50	8.00	7.75	0.50	14.0	73.50	130.80	57.30	73.50	57.30	3.640	3.640	0.000	0.036
	8.00	9.00	8.50	1.00	14.0	93.50	141.30	47.80	93.50	47.80	3.670	3.670	0.000	0.036
	9.00	10.00	9.50	1.00	14.0	109.50	155.30	45.80	109.50	45.80	3.680	3.680	0.000	0.036
	10.00	11.00	10.50	1.00	14.0	119.50	169.30	49.80	119.50	49.80	3.670	3.670	0.000	0.036
	11.00	12.00	11.50	1.00	14.0	128.50	183.30	54.80	128.50	54.80	3.650	3.650	0.000	0.036
	12.00	13.00	12.50	1.00	14.0	138.50	197.30	58.80	138.50	58.80	3.630	3.630	0.000	0.036
	13.00	14.00	13.50	1.00	14.0	148.00	211.30	63.30	148.00	63.30	3.610	3.610	0.000	0.036
Ac_l	14.00	15.00	14.50	1.00	14.0	157.50	225.30	67.80	157.50	67.80	3.590	3.590	0.000	0.036
	15.00	16.00	15.50	1.00	14.0	168.00	239.30	71.30	168.00	71.30	3.570	3.570	0.000	0.036
	16.00	17.00	16.50	1.00	14.0	178.50	253.30	74.80	178.50	74.80	3.550	3.550	0.000	0.036
	17.00	18.30	17.65	1.30	14.0	189.50	269.40	79.90	189.50	79.90	3.500	3.500	0.000	0.036

18.30