

大規模浄水場の深層混合処理による基礎設計

Design of Spread Foundation of Large Purification Plant by Cement Deep Mixing Method

石橋 篤志* 吉田 利三**
 Atsushi Ishibashi Toshizo Yoshida
 古園 豊繁*** 三浦 直哉*
 Toyoshige Furusono Naoya Miura

要 約

柴島浄水場下系高度浄水施設は、約140m×70mの平面形状を有する大規模な構造物であるが、構造物下端が軟弱粘性土上に位置するため、この地盤を深層混合処理することにより、直接基礎の構造物として計画された。しかし、深層混合処理地盤を基礎とするに当たっては、改良地盤の破壊に対していくつかの設計上の問題点が残されており、その安全性が懸念された。

本報文では、大規模な構造物の基礎としての深層混合改良地盤の安全性についての検討方法および結果について報告する。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 概要
- § 3. 基礎形式の選定
- § 4. 改良地盤の設計
- § 5. FEM解析による改良地盤の検討
- § 6. おわりに

§ 1. はじめに

柴島浄水場下系高度浄水施設は、より安全で良質な水道水を供給するために大阪市水道局が導入する“高度浄水処理”を行うために柴島浄水場内に建設される施設である。この施設は、約140m×70mの平面形状を有する大規模な構造物であるが、構造物下端が約10mの厚さを有する軟弱粘性土層上に位置しているため、この軟弱層を深層混合改良することにより直接基礎の構造物として計画された。しかし、深層混合処理地盤を大規模な構造物の基礎とするに当たっては、改良地盤の破壊に対していくつかの設計上の問題点が残されており、その安全性が懸念された。本報文では、大規模な構造物の基礎としての

* 土木設計部設計課

** 関西(支)柴島(出)

*** 海外土木部土木課

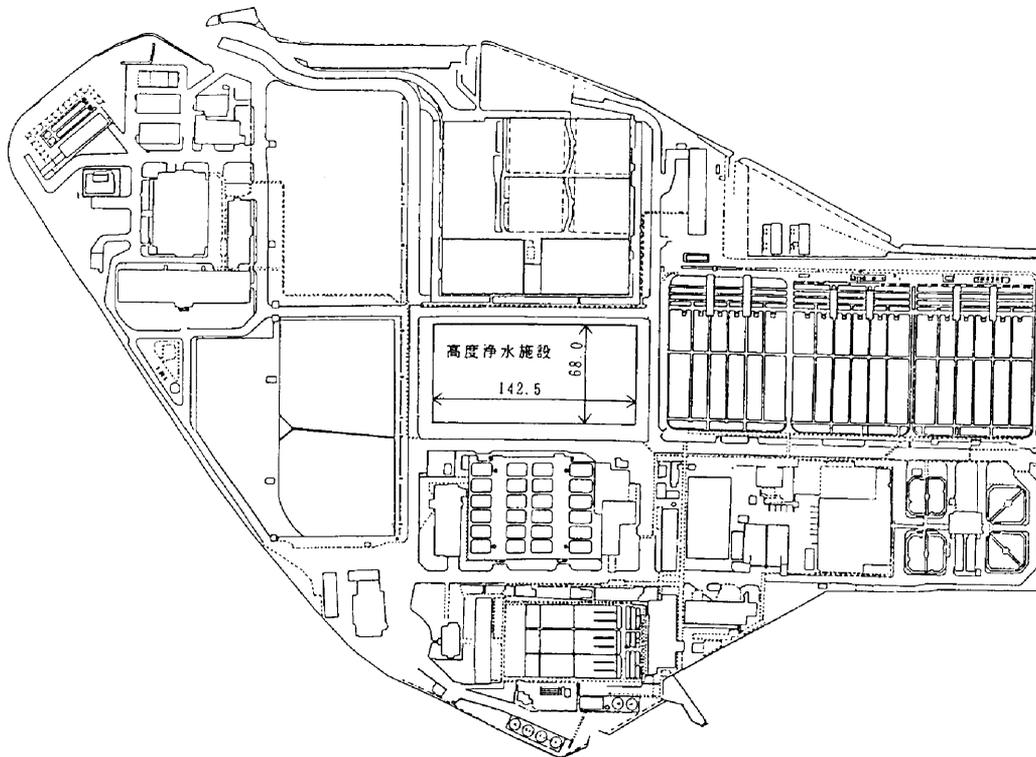


図-1 柴島浄水場平面図

深層混合改良地盤の安全性についての検討方法および結果について報告する。

・軽量盛土工

発泡ミルク	6,975m ³
発泡モルタル	1,517m ³

§ 2. 概要

2-1 工事概要

工 事 名：柴島浄水場下系高度浄水施設土木工事(その2)

工事場所：大阪市東淀川区柴島1-3-14

発注者：大阪市水道局

工 期：自 平成6年3月31日
至 平成7年9月30日

工事内容：高度浄水施設階層棟本体築造に先行して、土留、掘削、旧緩速ろ過池躯体撤去および基礎地盤改良を実施する。

主要工事数量：

・土工	
掘削工	155,225m ³
・土留工	
ソイルミキシング地中連続壁工	9,982m ²
・基礎地盤改良工	
深層混合処理工法	194,374m ³
表層改良	15,388m ³
高圧噴射攪拌工法	1,677m ³

2-2 土質概要

当工事区域における土質縦断を図-2に示す。当区域では、地表面より5m程度までが埋土地盤であり、その下方11~12mが沖積砂層(A_{s1})、8~10mが沖積粘土層(A_{c1})となっている。さらに、支持層と考える上部洪積層が10m程度あり、砂・礫質土と粘性土の互層となっている。また、その下方の大阪層群(O_s、O_c)は、断層の影響を受け約40度の傾斜を有している。なお、各土層における土質定数は、表-1に示す。

表-1 土質定数一覧表

	N値	γ_s (tf/m ³)	ϕ (°)	C (tf/m ²)	
盛土層 B	3.5	1.90	22	0	
沖積層	砂質土層 As1	21.4	1.85	33	0
	粘性土層 Ac	2.6	1.76	0	2.0
	砂質土層 As2	5.9	1.85	25	0
洪積層	礫質土層 De1	49.6	2.00	43	0
	粘性土層 Dc	11.2	1.91	0	4.0
	礫質土層 De2	56.2	2.00	44	0
大阪層群	粘性土層 Oc	16.4	1.67	0	10.0
	砂質土層 Os2	35.3	2.00	41	0

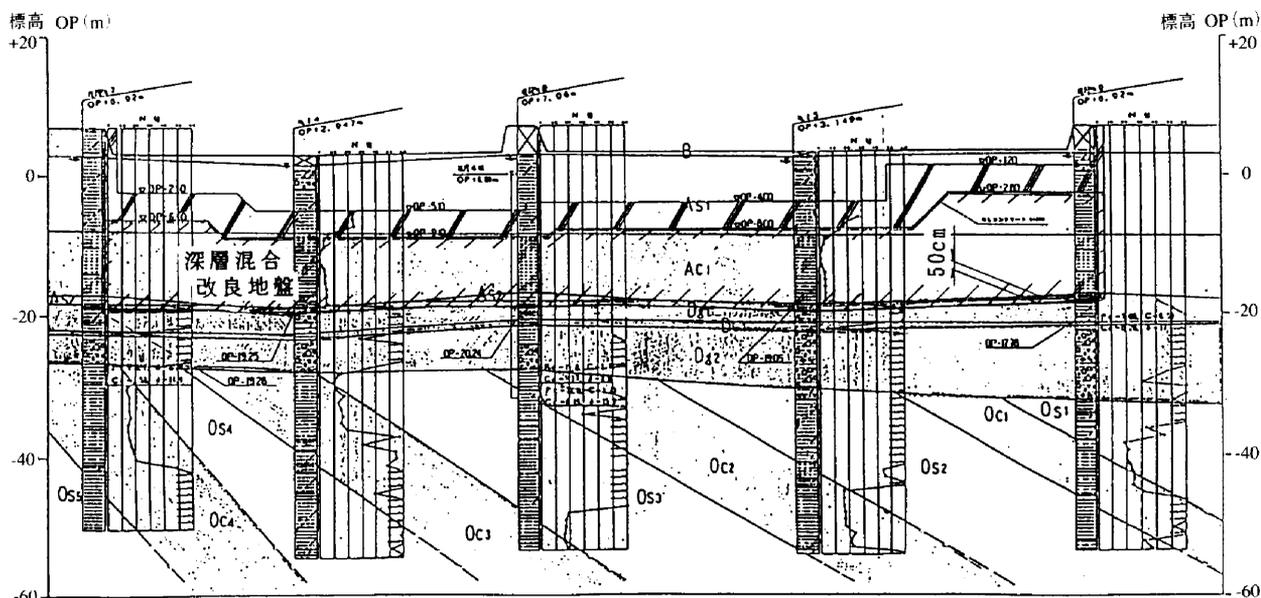


図-2 土質縦断図

§ 3. 基礎形式の選定

基礎形式としては、杭基礎、または直接基礎が考えられるが、当工事では、以下の理由から直接基礎とした。

- ①支持層と考える洪積砂礫層 (D_{g1}) が薄く、杭基礎の支持地盤としては良好といえない。
- ②大阪層群 (O_s, O_c) は、約40度の傾斜を有しており、杭基礎の支持層と考える場合、根入れ長の決定が困難である。

ここで、直接基礎とする場合、構造物下端は軟弱な沖積粘土層に位置するため、この沖積粘土層を深層混合処理工法により改良置換し、支持地盤とした。

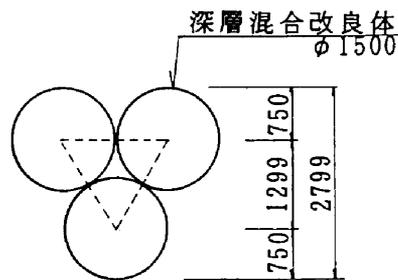


図-3 改良体の配置図

§ 4. 改良地盤の設計

4-1 改良範囲

図-2 に示すように、構造物下部の A_{c1} 層および A_{s1} 層と D_{g1} 層の上部50cmを改良範囲とした。

4-2 改良強度

構造物の地盤反力を一定とし、平均改良長の長い範囲で検討した。

(1) 接円配置の改良率

改良体は、図-3 に示すように配置し、原地盤に対する改良率を90.7%とした。

(2) 設計改良強度

下式により設計改良強度を算定し、 $q_d=20.5\text{kgf/cm}^2$ (2.01MPa) とした。

$$q_d = F_s \times (w_D + \gamma \cdot h) \times \frac{1}{A_p}$$

ここに、 q_d : 設計改良強度 (kgf/cm²)

F_s : 安全率 (= 3)

w_D : 構造物の地盤反力 (tf/m²)

γ : 改良体の単位体積重量 (tf/m³)

h : 改良体の厚さ (m)

A_p : 地盤の改良率

§ 5. FEM解析による改良地盤の検討

5-1 基礎としての改良地盤の問題点

浄水場基礎として施工される深層混合改良地盤に対しては、以下に示す設計上の問題点が考えられた。

- ①浄水場構造物の縁端と深層混合処理地盤の縁端が同じになっているため、処理地盤縁端部が破壊しないか。
- ②深層混合処理地盤の下部に存在する粘性土層 (D_c 層、 O_c 層) の圧密沈下に、砂層 (O_s 層)・砂礫層 (D_g 層)

の弾性沈下を加えた不等沈下により改良体が破壊しないか。

- ③地震時に深層混合改良地盤が破壊しないか。
また、施工精度による問題点としては、以下のものが考えられる。
 - ④深層混合改良体は、直径φ1500で接円配置に打設されるが、施工時の鉛直誤差が発生することにより各改良円柱体の間に未改良地盤が残ることが考えられ、その場合に改良体の安全性が確保されるのか。
- 以上の問題点について、改良地盤の安全性を確認するために、以下に示すFEM解析を行った。

5-2 検討方法

(1) 常時モデル

図-4に示すモデルにおいて2次元のFEM弾性解析を行った(奥行き方向の解析幅は1.0m)。モデル化に際して、深層混合改良体は、未改良部分が残った地盤として評価することとし、構造物の底版は線材とした。また、改良体側部には、周囲の原地盤に対する水平方向地盤バネを、底面には沈下量(圧密沈下+弾性沈下)に対応する見かけの鉛直方向バネを考慮した。さらに、荷重としては、以下のものを考慮した。

- ①底版自重
- ②深層混合処理改良体自重
- ③B_{2SL}レベルにおける常時柱荷重(荷重分散を考慮し、等分布荷重に換算)
- ④B_{2SL}レベルに作用している内水重量
- ⑤底版下端に作用する揚圧力(D_{g1}層の間隙水圧)

(2) 地震時モデル

図-5に示すモデルにおいて2次元のFEM弾性解析を

行った。モデルでは、改良体側部には地震方向反対側に周囲の原地盤に対する水平方向地盤バネを、また、底面には、常時の解析時に求めた見かけの鉛直方向バネ×2倍のバネを、さらに、底版と改良体との間にせん断バネを考慮した。また、荷重としては、常時からの増加荷重を考慮した。

- ①B_{2SL}レベルにおける増加柱荷重および水平力
- ②地震時応答変位荷重

なお、地震時の計算結果は、(1)の常時計算値と重ね合わせを行うものとする。

(3) 地盤バネ定数

水平方向地盤バネおよびせん断バネ定数は、道路橋示方書にしたがい算定することとし、以下に鉛直方向地盤バネ定数の算出方法を示す。

①鉛直方向地盤バネ定数

鉛直方向地盤バネ定数は、粘性土層の圧密沈下および砂質土層の弾性沈下による沈下量と改良体底面の反力との関係から、下式により算定した。

$$k_v = \alpha \frac{p}{\sum \delta_c + \sum \delta_s}$$

- ここに、 k_v : 鉛直方向地盤バネ定数 (kgf/cm³)
- p : 改良体底面反力 (kgf/cm²)
- $\sum \delta_c$: 改良体底面以深の粘性土層の圧密沈下量の合計 (cm)
- $\sum \delta_s$: 改良体底面以深の砂質土層の弾性沈下量の合計 (cm)
- α : 係数(常時=1, 地震時=2)

(4) 沈下量の計算

①荷重計算

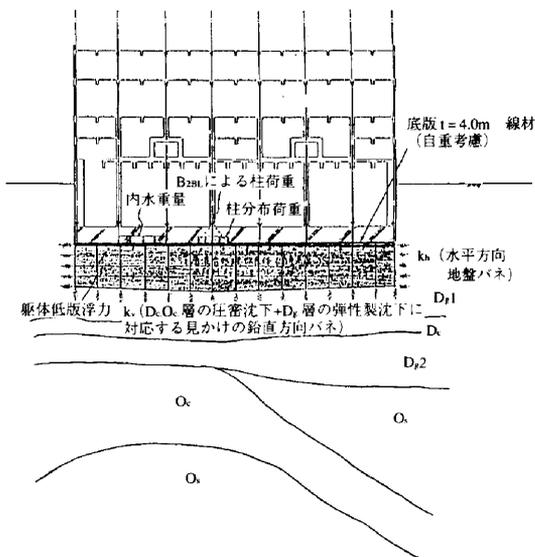


図-4 解析モデル(常時)

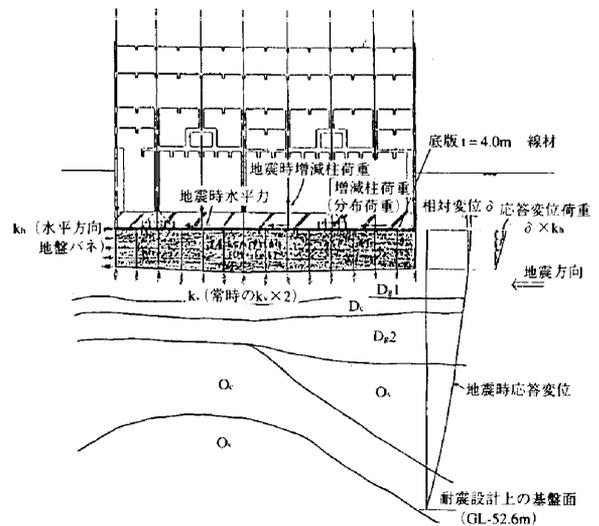


図-5 解析モデル(地震時)

地表面から掘削底面までの掘削による除荷荷重を計算する。

$$\sigma_E = -\sum \gamma_i \cdot h_i$$

ここで、 γ_i ：除荷する第*i*層の単位体積重量 (tf/m³)

h_i ：除荷する第*i*層の層厚 (m)

また、建物による増加荷重として、建物の平均接地圧、均しコンクリート重量および、間隙水圧による浮力を考慮する。なお、増加荷重は深層混合処理改良体下端の位置に作用するものとする。

$$\sigma_s = p_1 + p_2 + p_3$$

ここで、 σ_s ：沈下量の計算に用いる増加荷重 (tf/m²)

p_1 ：建物荷重 (tf/m²)

p_2 ：均しコンクリート重量 (tf/m²)

p_3 ：間隙水圧による浮力 (tf/m²)

② 検討方針

各土層に対する沈下量の検討にあたっての検討方針を以下に示す。

a. 粘性土の圧密沈下量 (δ_c)

粘性土に対しては、(1)の荷重から、圧密沈下の対象となる層における増加地中応力 Δp を計算し、その圧密沈下量を m_v 法により求める。

なお、 O_c 層では、定ひずみ速度圧密試験から求められた m_v の1/5を m_v として用い、圧密沈下量を算出した。

b. 砂質土の弾性沈下量 (δ_s)

砂質土に対しては、下式により弾性係数を求め、その弾性係数から弾性沈下量を計算した。

$$\delta_s = \frac{\Delta p}{E_s} \times h$$

ここで、 δ_s ：砂質土の弾性沈下量 (cm)

Δp ：増加地中応力 (kgf/cm²)

E_s ：砂質土の弾性係数 (kgf/cm²)

$$E_s = \frac{140N}{1 + (1.4 \times 10^3 / \sqrt{\sigma_c}) \cdot \epsilon}$$

σ_c ：拘束圧

$$\sigma_c = k_0 \cdot (p_0 + \Delta p)$$

k_0 ：静止土圧係数 (=0.5)

ϵ ：ひずみ

$$\epsilon = \frac{\Delta p}{E_s}$$

h ：弾性沈下対象層の層厚 (cm)

なお、弾性係数 E_s を計算する際に、ひずみ ϵ が不明であるため、図-6に示すフローにしたがい計算を行った。

(5) 地震時応答変位荷重

① 地盤の応答変位

地盤の地震時水平応答変位は、下式によって求めた。

$$U_h(x) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_V \cdot T_G \cdot k_h' \cdot \cos \frac{\pi x}{2H}$$

ここに、 $U_h(x)$ ：地表面からの深さ*x* (m)における地盤の水平変位振幅 (cm)

S_V ：単位深度当たりの応答速度 (cm/sec)

T_G ：表層地盤の基本固有周期 (秒)

k_h' ：耐震設計上の基盤面における設計水平震度

$$k_h' = \frac{3}{4} \Delta_I \cdot k_0$$

Δ_I ：地域別補正係数=1.0

H ：表層地盤の厚さ (m)

② せん断弾性波速度

せん断弾性波速度は、表-2よりN値から計算する。

表-2 表層地盤のせん断弾性波速度

堆積時代別土質	V_s (m/sec)
沖積層	粘性土 $122 \cdot N^{0.077}$
	砂質土 $61.8 \cdot N^{0.211}$
洪積層	粘性土 $129 \cdot N^{0.183}$
	砂質土 $123 \cdot N^{0.125}$

③ 応答変位荷重の計算

a. 耐震設計上の基盤面

耐震設計上の基盤面は、せん断弾性波速度が300m/sec以上、もしくは、標準貫入試験のN値が粘性土層では25以上、砂質土層では50以上の値を示す剛性の高い地層の上面とする。また、基盤面としては対象地点に共通する広がりを持ち、その面以下の地層の構成ならびに力学的性質の変化が小さいことが必要であり、GL-52.6mとした。

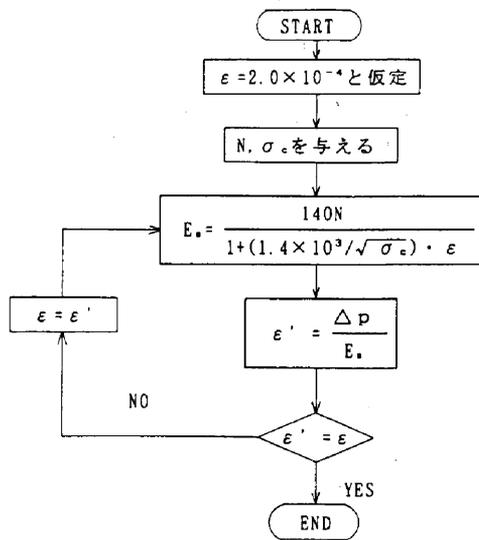


図-6 ひずみ ϵ の算出フロー図

b. 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、下式で計算する、

$$T_G = 4.0 \sum \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに、 H_i ：第 i 層地盤の厚さ (m)

V_{si} ：第 i 層地盤のせん断弾性波速度 (m/sec)

(6) 改良地盤のモデル化

深層混合改良体は、直径 $\phi 1500$ で接円配置に打設される。このため、施工時に鉛直誤差が発生することにより、各改良円柱体の間に未改良地盤が残ることが考えられる。このため、改良地盤のモデル化に際しては、各改良円柱体の間に未改良地盤が残った場合について行う。

①鉛直精度

深層混合処理工法は、オーガーを使用する工法であり、一般にオーガーによる削孔鉛直精度は $1/150 \sim 1/200$ 程度である。本工事では、オーガーのロッドの剛性が大きく、一般のオーガー工法に比べて鉛直精度が高いと考えられるため、鉛直精度を $1/300$ として検討を行った。

②芯ずれパターン

図-7に示すように、隣接する改良体に芯ずれが発生した場合を考え、改良体2本毎に10cmの未改良地盤ができるものとする。

③未改良地盤の土質

改良体間の未改良部分の地盤として、改良体下端から50cmを D_{gl} 層、それより浅い範囲を A_c 層とした。

5-3 検討結果

図-8、図-9、図-10に、常時での各要素の局所安

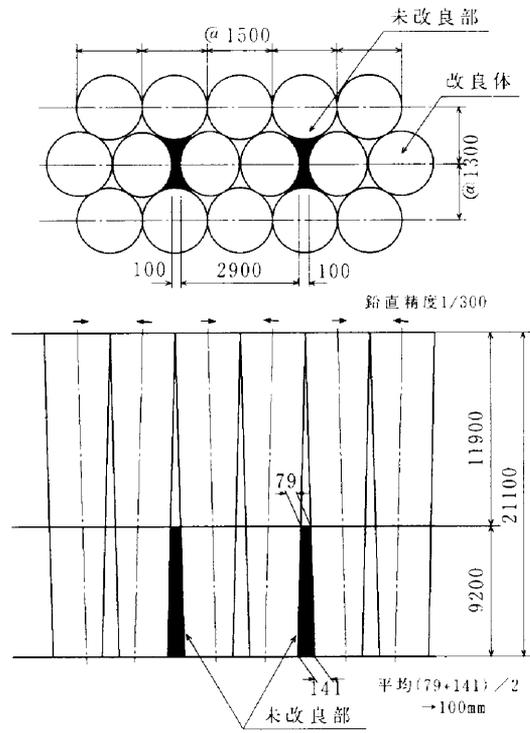


図-7 芯ずれパターン

全率、圧縮応力度、およびせん断応力度を、また、図-11に構造物底版の変位量を示す。

表-4に改良体の応力度照査結果一覧を、また、表-5に構造物底版に発生する沈下量および許容沈下量を示す。これらの結果より、改良地盤の安全性に関しては、問題ないと考えられ、また、構造物に有害な沈下も発生しないと考えられる。なお、沈下量に関しては、圧密沈

局所安全率 $2.63 > 1.0$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

図-8 改良地盤の各要素における局所安全率

圧縮応力度 $\sigma_{max} = 54.8 \text{ tf/m}^2 < f_c = 62.0 \text{ tf/m}^2$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

図-9 改良地盤の各要素における圧縮応力度

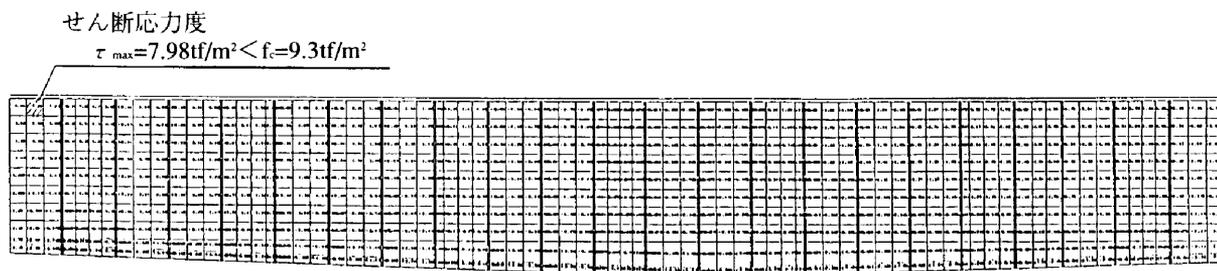


図-10 改良地盤の各要素におけるせん断応力度

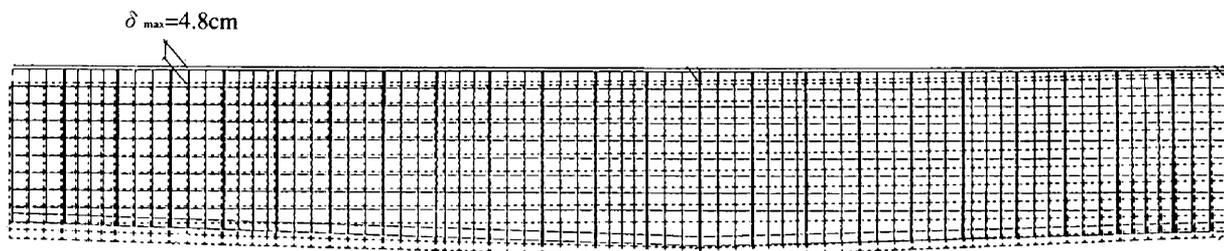


図-11 構造物底版に発生する沈下量

下量が卓越しているため、総沈下に対する許容沈下量は、圧密沈下に対する値とした。

(5) 一様地盤モデル解析結果との比較

芯ずれモデルの検討結果は、一様地盤モデルとほぼ同様の結果となり、改良体は安全であると考えられるが、これは以下に示す理由によるものと考えられる。

- ①剛性の非常に高い線材（底版）があるため、未改良部の左右で極端な不等沈下は発生しない。
- ②地震力に対しては、改良体側部の地盤バネで抵抗するため、未改良部が残っていても有害なせん断変形は発生しない。

表-4 改良体の応力度照査結果一覧

	局所安全率		改良体応力度			
	安全率 F_s	必要 安全率	圧縮応力度 (tf/m^2)		せん断応力度 (tf/m^2)	
			σ_{max}	f_c	τ_{max}	f_s
常時	2.4 (2.6)	1.0	56.6 (54.8)	62.0	9.23 (7.98)	9.30
地震時	2.1 (2.8)	1.5	72.4 (62.5)	124	12.7 (11.9)	13.9

() 内の値は、地盤を一様地盤としてモデル化した時の結果

表-5 構造物底版に発生する沈下量

	計算値	許容値
最大沈下量 (cm)	4.8	10~15
相対沈下量 (cm)	2.8	2.0~3.0
変形角 (rad)	0.47×10^{-3}	0.8×10^{-3}

§ 6. おわりに

大規模浄水場の基礎としての深層混合処理改良地盤の安全性について、いくつかの問題点が考えられたが、本工事のケースにおいては、FEM解析を行いその安全性を確認することができた。

なお、本解析は施工に先行して行われ、現在は深層混合処理による改良工は完了し、構造物の構築中であるが、解析の終了後、構造物の形状等が一部変更されたため、改良地盤および構造物の挙動等には、今後も注意をしていく必要があると考えられる。

最後に、本解析を行うに際し、御指導いただいた関係者各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 住宅・都市整備公団：ソイルセメントコラム工法設計・施工指針（案）、昭和63年9月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、平成2年2月
- 3) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1979年
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、1988年
- 5) 財団法人 大阪土質試験所：柴島浄水場下系高度浄水施設土木工事（その2）土質調査および大阪層群粘土層の圧縮性の評価報告書、平成6年7月