土木学会論文集F　Vol.63 No.3, 323-334, 2007. 8

軟弱地盤における築堤盛土による周辺地盤沈下対策工の考察

坪田　邦治[1]・中島　啓[2]・西垣　誠[3]

[1]正会員　中部土質試験協同組合　（〒463-0009 名古屋市守山区緑ヶ丘804番地）
（岡山大学大学院　自然科学研究科）
E-mail: tsubota@geolabo-chubu.com

[2]基礎地盤コンサルタンツ株式会社　（〒550-0011　大阪市西区阿波座1-11-14）
E-mail: nakajima.kei@kiso.co.jp

[3]正会員　岡山大学大学院　環境学研究科　（〒700-8530　岡山市津島中3-1-1）
E-mail: n_makoto@cc.okayama-u.ac.jp

兵庫県北部の豊岡盆地では，沖積粘性土地盤が厚く堆積しており，盆地の中央を北上する1級河川である円山川の築堤工事に際しても，市街地周辺では，近接している民家に対して，築堤盛土に伴う周辺地盤沈下の抑制が大きな課題とされてきた．本論文では，対策工として，深層混合処理工（CDM工法）を選定し，対策工による沈下抑制効果の予測および試験盛土の動態観測結果との対比により，予測計算の有効性および対策工による沈下抑制効果が高いことが確認できた．この結果，対策工の設計に際して，改良深度，改良幅，改良強度と周辺家屋の傾斜角が関連する対策工の最適化設計チャートについて新たに提案するとともに，対策工の施工時の変位抑制のために施工した緩衝孔の効果について論じる．

Key Words : *dike, earthfill, settlement, neighboring construction, deep mixing soil stabilization*

1. はじめに

築堤盛土が順次計画されている兵庫県北部の豊岡盆地周辺は，北上する1級河川である円山川により，近畿地方でも有数な軟弱な沖積地盤が形成されている．その軟弱な沖積地盤は，粘性土がH=25～30mの層厚で堆積していることが知られている．当地域のような軟弱地盤地帯で河川堤防の嵩上盛土を行なう場合，長期間にわたり圧密沈下が発生し，近接家屋に対して引き込み沈下が発生する危険性がある．過去に，同様な嵩上盛土を施工したところ周辺地盤において沈下が実測された例[1)]もあった．

このような軟弱地盤であることから，河川堤防は延長が長く，嵩上げ盛土に起因すると考えられる周辺地盤の沈下が大きな課題となっている．特に市街地周辺では円山川の堤防に近接して民家が密集していることから，順次嵩上げが施工されているものの河川堤防はまだ完成断面に至っていない．

これらのことから堤防盛土の嵩上げに対して，家屋の変状防止対策工法として，現状で適切と考えられる深層混合処理工法，鋼矢板工法，パイルスラブ工法，軽量盛土材工法等について，沈下抑止効果・施工性・経済性等を比較検討した．

本論文では，周辺地盤沈下対策工として，各種の検討結果から，深層混合処理工を選定し，周辺地盤に対する沈下抑制効果の予測，施工性，試験盛土による動態観測結果について論じるとともに，深層混合処理工法に対する地盤改良幅・地盤改良率と経済性に対する設計方法およびその施工性について論じる．

2. 地盤・施工概要

図-1に施工概要と標準地盤モデルを示す．現況堤防は，大正時代に施工されたとされており，堤防直下および周辺地盤における圧密は既に完了しているものと考えられる．完成高であるH.W.L.+1.5mを確保するための新規嵩上盛土高は約5.0mであり，盛土法尻と民家が存在する敷地境界とは非常に近接している地域に当たる．地盤状況は，GL-10.0mまでN値≒19程度の礫質土層が分布し，以深はGL - 41.2mまで軟弱な粘土層が，厚く堆積している．この地盤は，表層に比較的厚く砂質土が分布していることから，嵩上盛土による安定の問題は発生しないが，圧密沈下については厚く分布する粘土層が対象となることから長期間発生するとともに，家屋が近接していること

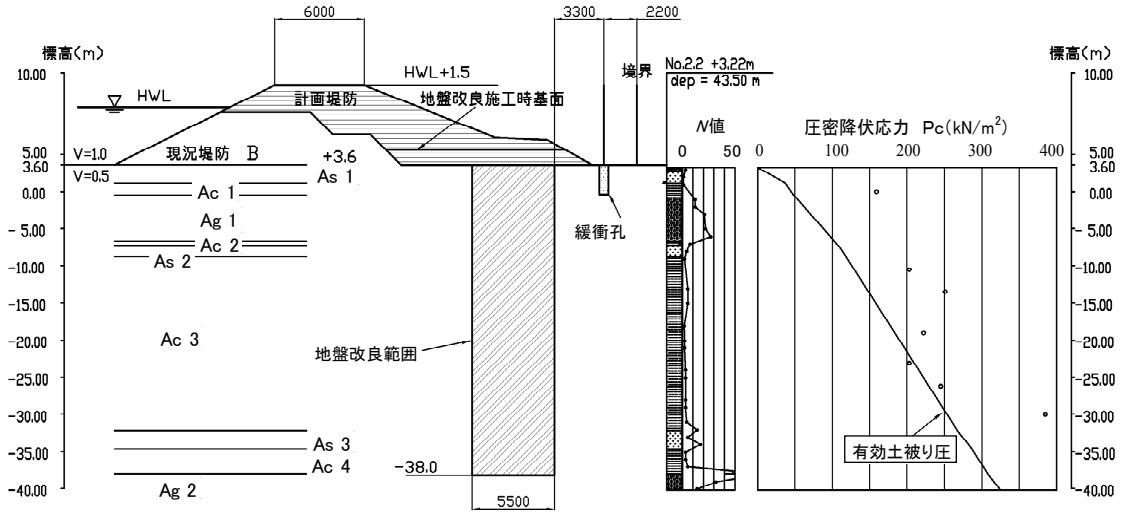


図-1　施工計画図と地盤モデル

で，周辺地盤に対して引込み沈下が問題となる地盤である．

3. 対策工法の選定

築堤盛土施工に伴う周辺地盤の沈下防止対策工としては，主として以下の4工法を比較検討した．

a.法先に鋼矢板・地中連続壁を施工する工法
b.法先に固結工法を施工する工法
c.構造物（パイルスラブ工法など）を用いる工法
d.超軽量盛土材を用いる工法

これらの比較においては，大深度改良に対する施工性，周辺で利用されている井戸に対する影響，工事費などを総合的に比較した．この結果，a.工法，b.工法の最終比較となったが，経済性で優位になったbの固結工法で対処することとした．

次に固結工法でも以下の各種工法がある．

a.粉体混合処理工法【DJM(Dry Jet Mixing)工法】
b.スラリー工法【CDM(Cement Deep Mixing)工法】
c.グラウト・エア噴射方式工法
【JSG (Jumbo Jet Special Grout)工法】
d.水・エア・グラウト噴射方式
【CJG(Column Jet Grout)工法】

これらの工法に対して，以下に列記する特徴から，厚い軟弱層への適応，施工性，経済性などを検討し，最終的には，スラリー方式のCDM工法を選定した．

a. 軟弱粘性土に対して改良効果が高く，改良体の一般的強度であるq_{up}=400kN/m^{2}が確保できる工法
b.深度が41.2mまで改良可能な工法
c.上部の砂礫層（N値=20～25）に対して貫入可能で，且つ改良可能な工法
d.近接家屋に対し，施工時にも影響を与えない工法
e.施工能力に富み，なおかつ経済的な工法

これらの要件に加えて，下流側にはKTRと称される北近畿タンゴ鉄道があり，この鉄道盛土に対しても，施工による各種の問題点も検討する必要があった．これらの課題のうち，近接している周辺家屋の地盤沈下防止に対しては，圧密過程を考慮したFEM予測解析結果を基に，施工可能かどうかの最終判断を行うこととした．

4. 予測計算方法と解析結果

周辺家屋への引き込み沈下に対しては，深層混合処理工法の改良深度，改良幅，改良強度が影響する．ここでは，圧密過程を考慮したFEM解析(線形計算)でこれらの影響を検討した．

(1) 解析に適用した地盤特性

a) 地盤材料

地盤物性の設定方法を**表-1**に示す．ここで，地盤の変形が最も大きくなると考えられる圧密完了時の変形が課題となることから，粘性土の変形係数は，圧密試験で得られる体積圧縮係数(m_v)を用いて算定した[2]．m_vは，盛土による増加応力を考慮した応力レベルに相当する値を設定するのが一般的と考えられるが，当地域では，ばらつきの範囲に収まることから，圧密降伏応力におけるm_vを近似させて，変形係数の算定を行った．一方，砂質土の場合は，孔内水平載荷試験結果を適用した．

透水係数においても，上記と同様に，粘性土については，圧密試験で得られる圧密降伏応力における透水係数（k）を算定した．しかし，一般的に，原位置の透水係数は，要素試験で得られる値よりも大きく，望月ら[3]に

表-1 解析用地盤物性値の設定方法

地層区分		単位体積重量 γ_t	ポアソン比 ν	変形係数 E	透水係数 k	内部摩擦角 ϕ' 粘着力 c'
粘性土	Ac1，Ac2，Ac3(上，中，下) Ac4	調査結果の適用	$\frac{K_0}{1+K_0}$ $(K_0=1-\sin\phi')$	$\left(\frac{(1+\nu)\cdot(1-2\nu)}{(1-\nu)}\right)\cdot\frac{1}{m_v}$	圧密試験 ×10	$\overline{CU}$ 試験
砂質土～礫質土	As1，As2			$700\cdot N$	クレーガー式	CD 試験
	Ag1，Ag2			原位置試験による実測値	現場透水試験	$\sqrt{15\cdot N}+15$
	As3				クレーガー式	
盛土	B	既往資料により設定				

表-2 解析に供した地盤物性値

材料番号	地層区分	平均 N 値	分布深度 (GL- m)	γ_t (kN/m^3)	ν	E (kN/m^2)	k (m/s)	ϕ' (°)	c' (kN/m^2)	備考
(13)	盛土	-	-	20.00	0.33	3,000	1.0×10^{-5}	30.0	0	
(1)	As1	2	2.1	18.00	0.29	1,400	1.7×10^{-7}	37.2	0	D_{20}=0.015mm $k=0.0036\cdot D_{20}^{2.37}$ (m/s)
(2)	Ac1	1	3.7	17.00	0.29	2,700	1.6×10^{-8}	37.3	11.0	
(3)	Ag1	19	9.9	19.00	0.32	11,800	2.8×10^{-4}	32.0	0	
(4)	Ac2	2～4	10.5	17.00	0.29	2,700	1.6×10^{-8}	37.0	0	As2層と同様の地盤定数
(5)	As2		12.0	17.00	0.29	2,700	1.6×10^{-8}	37.0	0	
(6)	Ac3(上)	4	19.5	16.50	0.31	2,700	4.4×10^{-8}	36.0	18.0	
(14)	Ac3(中)	2	25.2	16.50	0.35	1,900	2.7×10^{-8}	27.8	21.0	
(7)	Ac3(下)	3	35.4	16.50	0.33	2,400	1.8×10^{-8}	30.0	8.0	
(8)(9)	As3	17	37.9	18.00	0.32	7,700	1.7×10^{-7}	31.0	0	D_{20}=0.015mm $k=0.0036\cdot D_{20}^{2.37}$ (m/s)
(10)	Ac4	3	41.2	16.50	0.33	2,400	1.8×10^{-8}	30.0	8.0	
(11)(12)	Ag2	55	-	19.00	0.29	37,600	1.2×10^{-4}	37.0	0	
(15)	改良体	-	-	-	0.30	$300\times q_{up}\times a_p$	1.0×10^{-11}	-	$\left(\frac{q_{up}}{2}\right)\times a_p$	

注）q_{up}：改良体一軸強度，a_p：改良率

よると25倍としていること，また，関口・柴田[4]によると6倍としていることなどを考慮して，10倍値とした（**表-1～2**参照）．一方，砂質土については現場透水試験結果とクレーガー式を適用することとした．

b) 改良土における改良強度の設定

深層混合処理工法により作成された改良体の現場強度には，ばらつきがあり，信頼設計のためには，最低限保証できる強度を設定する必要がある．これは，単に材料を多く投入すれば，高い設計強度が得られるということではなく，土質の違い，攪拌効率などによる最低強度の設定となる．既往の現場で得られた設計強度と現場強度の実績を，**表-3**[5)-8)]に示す．この結果では，一般の粘性土であれば，q_{up}=500kN/m^{2}程度は現場強度として期待できることが判る．

一方，深層混合処理工法による軟弱地盤改良の設計法では，q_{up}=300kN/m^{2}程度が多く採用されているが，ここでは，**表-3**に示す参考文献6)を参考に，確保可能な設計強度として，q_{up}=400 kN/m^{2}を設定した．

表-3 深層混合処理工法の設計強度と現場強度

出典	土質区分	設計強度 q_{up} (kN/m^2)	現場強度 q_{up} (kN/m^2)
参考文献5)	粘性土	1,500	500～5,700
参考文献6)	粘性土	400	500～8,000
参考文献7)	腐植土	140	50～400
参考文献8)	腐植土	－	0～900
	粘性土～砂質土		500～2,500

c) 複合地盤の改良率と変形係数

深層混合処理による改良体の物性値の設定には，CDM工法：設計と施工マニュアル（CDM研究会編）を用いた．これによると，改良後の複合地盤としての平均粘着力は式(1)とされている[9)]．

$$\bar{c}=c_p\cdot a_p+\alpha\cdot c_0\left(1-a_p\right) \qquad (1)$$

ここで，$\bar{c}$：改良後の平均粘着力（kN/m^2）

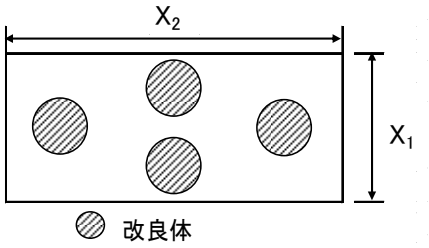


図-2 改良体の面積

c_p ：改良体の粘着力（kN/m^2）
c_0 ：原地盤の粘着力（kN/m^2）
a_p ：改良率
α ：改良土の破壊ひずみに対する原地盤強度の低減率

図-2に示すように，改良率a_pは，ある範囲の中の改良体面積を表わすとし，改良体1本当りの面積をA_pとすると，ある範囲$A=X_1\times X_2$においては，次のように改良率a_pを表記できる．

$$a_p=\frac{\sum_{i=1}^{n}A_{pi}}{A} \tag{2}$$

ここで原地盤の粘着力を無視すると式(1)は次式となる．

$$\bar{c}=c_p\cdot a_p \tag{3}$$

改良体のq_{up}と変形係数E_pとの関係は，斉藤[10]によれば，式(4)のように提案されている．

$$E_p=(350\sim1000)\cdot q_{up} \tag{4}$$

この関係から，少し安全側に配慮して式(5)とした．

$$E_p=300\cdot q_{up} \tag{5}$$

一方，冨澤ら[11]によると，改良体の粘着力c_pと一軸圧縮強度q_{up}の関係は，$q_{up}=2c_p$であることと，複合地盤の変形係数$\overline{E}$は，粘着力cの比と同等と考えることができるとしている．よって，式(1)を適用すると，複合地盤の変形係数は，式(3)，(5)により，式(6)で得られる．

$$\overline{E}=a_p\cdot E_p=a_p\cdot 300\cdot q_{up} \tag{6}$$

この式はコストのみに着目して，改良率を非常に小さくし，改良強度を大きくした場合にも，複合地盤強度として強度が期待できる式となる．しかしながら，実際の地盤では，改良体と現地盤が一体となって挙動することで複合地盤の強度が期待できると考える．このことから，ここで検討しているような近接している家屋への影響を遮断するような場合には，その影響度の大きさから，実績を有する改良率を採用することが望ましいと考える．したがって，改良体の強度を前述したように，q_{up}=400 kN/m^{2}とし，改良率をa_p=41.6，83.3(%)とすると，**表-4**のように解析用改良地盤変形係数を，$\overline{E}$=50,000，$\overline{E}$=100,000(kN/m^2)と設定できる．また，粘着力$\bar{c}$は式(3)を適用して，$\bar{c}$=83，167 (kN/m^2)となる．

表-4 解析用改良地盤変形係数の設定

改良体強度 q_{up} (kN/m^2)	改良体変形係数 $E_p=300\cdot q_{up}$ (kN/m^2)	改良率 a_p (%)	改良地盤変形係数 $\overline{E}$ (kN/m^2)	改良地盤粘着力 $\bar{c}$ (kN/m^2)
400	120,000	41.6	50,000	83
400	120,000	83.3	100,000	167

表-5 基本解析ケース

解析ケース	解 析 条 件			
CASE 1	無 処 理			
改良条件	改良長 (GL-m)	改良幅(m)	変形係数 (kN/m^2)	備 考
CASE 2	41.2	4.0	50,000	全層改良
CASE 3	41.2	4.0	100,000	
CASE 4	41.2	7.0	50,000	
CASE 5	41.2	7.0	100,000	
CASE 6	35.4	4.0	100,000	部分改良
CASE 7	35.4	7.0	100,000	

⑵ 対策工を用いた周辺地盤沈下解析の手順

対策工として採用した地盤改良工に対して，種々ある条件（改良深度，改良幅，改良率，周辺家屋に対する効果など）に対して，限られた解析条件の中で，最適設計断面を設定できるように解析する必要がある．このことから，効率よくFEM解析を行うために，基本解析と本解析に区分して行うこととした．

基本解析では，上記の種々の検討条件のうち，無処理地盤も含めて7ケース（**表-5**参照）解析することとし，この結果を基に，対策工の最終断面（改良深度・改良幅・改良強度）を決定することとした．なお，築堤盛土は，3段階で施工する計画とした．

対策工法の必要性については，無処理での解析結果（CASE1）により判断する．改良仕様（改良長，改良幅）の設定については，改良深度，改良幅，採用する変形係数，改良コスト，改良効果を全体的に検討し，最終的な仕様を設定する（CASE2～5とCASE6,7の比較）．

本解析では，基本解析で得られた，最適化断面が，周辺家屋に対して，管理値をクリアーするかどうかの確認を行った．このときに管理値をクリアーできない場合，再度，条件変更を行い，解析していくこととなる．ここで，後述する最適化設計チャートを適用していくことで，最小解析ケースで検討が可能と考える．これらの基本解析手順を**表-6**に示す．

表-6　基本解析手順

ステップ	解析条件		概略図
STEP1	自重 無処理	自重 地盤改良	Tp+7.35
STEP2	盛土工(Tp+5.3m) t=1ヶ月		Tp+5.30
STEP3	盛土工(Tp+8.12m) t=1ヶ月		Tp+8.12
STEP4	放置 t=1年		
STEP5	放置 t=2年		
STEP6	放置 定常		
STEP7	盛土工(Tp+9.30m) t=1ヶ月		Tp+9.3
STEP8	放置 定常		

(3) 周辺地盤沈下対策の基本解析結果

解析結果は，変位図・主応力図・水圧分布図・流速ベクトル図・安全率図などが得られる．

図-3に各ケースの将来計画されている盛土施工後の最終沈下量(STEP8)の分布図を示す．また，**図-4**に水平変位量(STEP8)分布を示す．CASE1が無処理，CASE2～5が軟弱層をすべて改良する全層改良，CASE6～7が軟弱層厚を一部(Ac4層)残す部分改良である．

得られた結果から用地境界における沈下に着目すると，全層改良の場合には，1.6cm(CASE5)，3.0cm (CASE3)，3.8cm(CASE4)，5.0cm(CASE2)となり，無処理(CASE1)の19.0cmと比べると，約1/4～1/12に沈下抑制できることが判った．ただし，軟弱層を一部残す場合には，7.0cm (CASE7)，7.5cm(CASE6)となり，無処理に比較して約1/3程度の沈下抑制効果にとどまることが判った．

以上のことから，近接家屋に対する改良効果を高めるためには，軟弱層をすべて改良することが必要といえる．

また，同様に，用地境界における沈下に着目すると，幅広く低強度で改良（CASE4）するよりも，幅狭く高強度で改良(CASE3)する方が効果的であることも判った．

水平変位については，無処理でも最大9cm程度であり，対策工によって，最大3～6cm程度の発生に抑止できることが判った．

(4) 周辺家屋への影響判定基準と解析結果

家屋への影響の判断基準は，日本建築学会にて傾斜角で**表-7**のように評価[12] しており，θ=3/1000(布基礎，土間コンクリートに亀裂がはいる限界)を許容値とした．この**表-7**の初期段階については，間片ら[13] によるシールド掘削に伴う地盤沈下と家屋被害の実態調査から定量的な相関関係を求めたデータを適用している．また第1期段階～最終段階については，芳賀[14]が提案している不同沈下

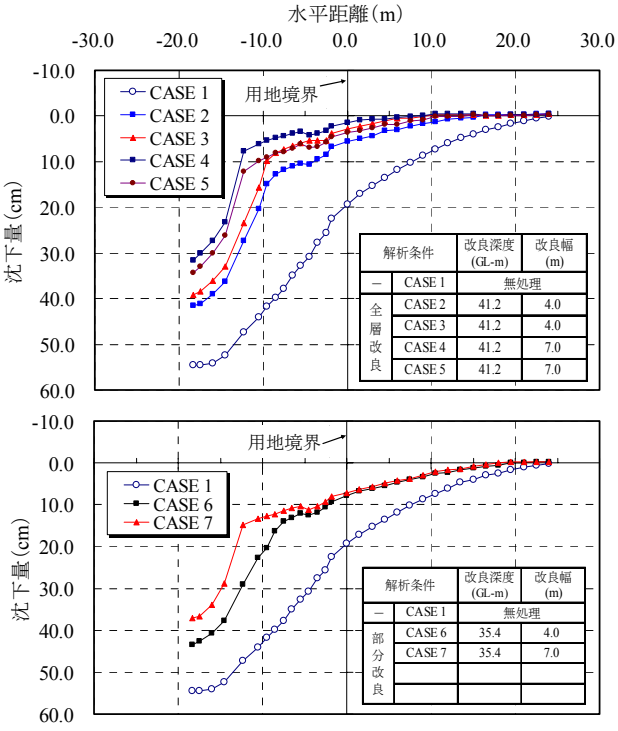


図-3　基本解析結果（最終沈下量横断分布：STEP8）

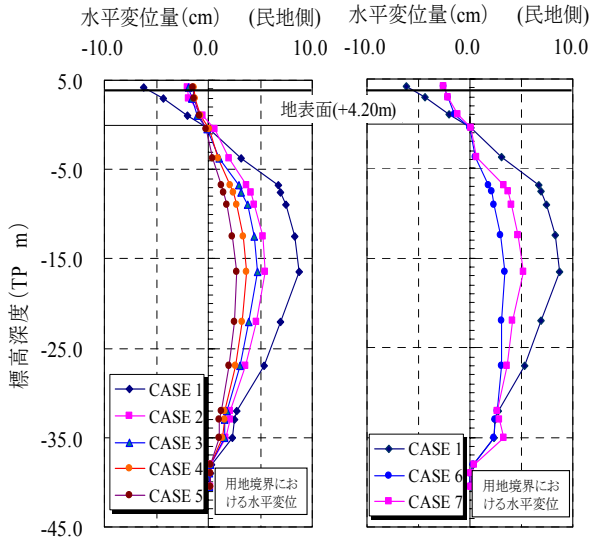


図-4　基本解析結果（最終水平変位量分布：STEP8）

障害に基づく傾斜の限度について規定している．

解析結果から家屋の傾斜角に着目して整理を行った．ケース毎に最終沈下量にて，家屋に対する傾斜角を算出した．**表-8**に各ケースでの傾斜角を示した．ここで傾斜角の算定は，木造家屋に対する判定を行うことから，家屋幅をbとして，b=1.5m，9.0m，24.0mの三種類の幅を適用した．

最大傾斜角は，家屋幅の短いケースで発生し，長くなるに従ってその傾斜角は小さくなる傾向となった．

当地域では家屋への影響を評価する傾斜角としては，間片ら[13] による定義により，家屋幅と家屋の両端の沈下

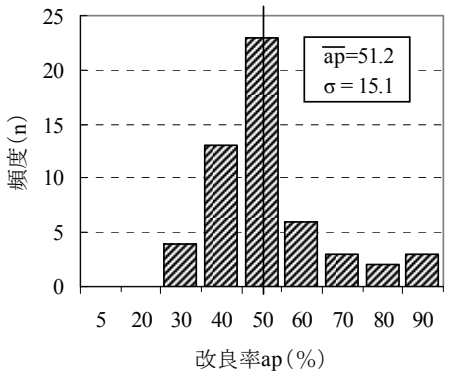


図-5　改良率の実績[9)]

表-7　木造建築物の不同沈下障害と傾斜角[12)]

段階	不同沈下障害の状況	変形角（傾斜の限度）
初期段階	モルタル外壁・コンクリート犬走りに亀裂が発生する.	1/1000
第1期段階	つか立て・床の不ろく(陸)を生じ,布基礎・土間コンクリートに亀裂が入る.	3/1000
第2期段階	壁と柱の間にすき間が生じ,壁やタイルに亀裂が入る. 窓・額縁や出入口枠の接合部にすき間が生じ,犬走りやブロック塀など外部構造物に被害が生じる.	5/1000
第3期段階	柱が傾き,建具の開閉が不良となる.床が傾斜して支障を生じる.	10/1000
最終段階	柱の傾斜が著しく,倒壊の危険がある.床の傾斜もひどく使用困難である.	15/1000

表-8　基本解析により得られた周辺家屋傾斜角

解析ケース	地盤改良の仕様			傾斜角（$\theta=\Delta S/b$）		
	改良深度 L（m）	改良幅 B(m)	変形係数 E(kN/m^2)	（傾斜角θ，相対沈下量ΔS，家屋幅b）		
				b=1.5m	b=9.0m	b=24.0m
CASE1	無処理			13.2/1000	12.1/1000	7.8/1000
CASE2	41.2	4	50,000	5.3/1000	4.0/1000	2.6/1000
CASE3			100,000	3.6/1000	2.6/1000	1.5/1000
CASE4		7	50,000	3.6/1000	2.8/1000	1.8/1000
CASE5			100,000	2.3/1000	1.6/1000	1.0/1000
CASE6	35.4	4	100,000	5.8/1000	4.8/1000	3.4/1000
CASE7		7	100,000	4.7/1000	4.0/1000	3.0/1000

量差から算定した．ここで，施工地域に最も近接する家屋幅としては，b=9.0m(1軒)，9.5m(2軒)，11.5m(1軒)，12.5m(1軒)であったことから，**表-8**のb=9.0mを採用した．

この結果，未改良部分を残すCASE6，7では，b=9.0mで，許容値であるθ=3/1000を越えることとなり，採用できない．これは，一部軟弱層を残す地盤改良を行うことにより，残留された軟弱層（A_c4層）に応力が直接作用することとなり，結果として，用地境界での表面沈下が大きく（CASE7，STEP8で17.4cm）なったことによる．

以上により，当地域では，全層改良を行うこととした．

(5) 地盤改良に対する最適化設計チャートの提案

地盤改良の最適化設計を行うために，**図-6**に示すようなコスト～改良幅～傾斜角～改良率の相関図を作成した．本図は，基本解析で得られた結果を基にした信頼範囲のなかで，比例配分して算出した傾斜角 θ=3/1000 に適合する改良幅，改良率，改良地盤の変形係数を設定すれば，コストを比較することが可能なチャートである．他の地域においても，ここで検討しているような基本解析を実施し，同様なチャートを作成すれば，比較的精度高く，改良幅と改良率を設定できると考える．当然，現場に適用する際にはコストも重要な要素であり，必要な傾斜角ラインで比較すると，広い改良幅で低改良率が，低コストとなる結果が得られる．ただし，改良率を低くし過ぎると改良体と地盤の複合地盤としての挙動が明確でなく，すり抜け破壊などの現象も考えられるので，実績のある改良率を採用するなどの留意が必要であろう．

ここで，改良率a_pの実績（**図-5**参照）によれば，25～

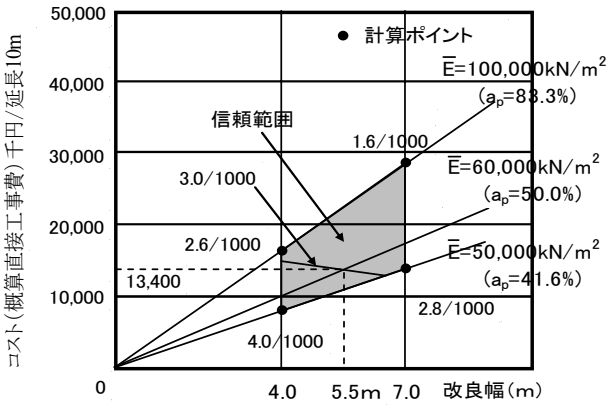


図-6　基本解析に基づく地盤改良最適化設計チャート

95％の範囲で施工されており，最も実績の多いのが，50%程度とされている．これらのことを考慮して，**図-6**に適用する改良率の設定は，a_p=50%とし，基本解析で得られた結果を用いた最適化設計チャートを適用させることとした．この結果，改良幅はB =5.5mとして，傾斜角θ=3/1000ラインに相当し，改良率50%の地盤改良による改良断面を以下のように設定した．

a.改良長　　L=41.2 m
b.改良幅　　B=5.5m
c.改良強度　q_{up}=400kN/m^2　(a_p=50%)

なお，ここでのコストは，当地域の地盤に対する地盤改良直工費のみで算出しており，検討地域が異なる場合には，チャート形式は同様であったとしても変更する必要があることに留意されたい．

(6) 本解析結果

a) 解析モデルおよび解析手順

平面的な改良断面の施工位置は，施工自体の振動・騒音の影響，家屋の雑排水路，仮囲い，緩衝孔の設置などの施工上の問題を総合的に判断し，官民境界から5.5m離れた位置が最も適した位置と判断し，この施工断面で家屋への影響を本解析した．

図-7，**表-9**に検討断面および検討手順を示すが，深層混合処理工の改良位置は，境界から堤体に向かって，5.5mから11.0mの範囲(改良幅B =5.5m)とした．なお，本解

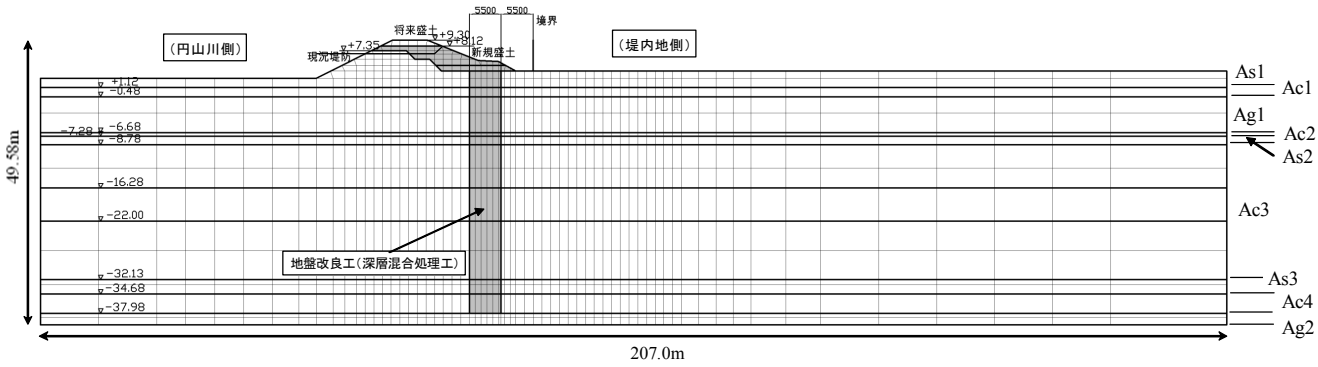


図-7　本解析検討断面図

表-9　本解析における解析手順

ステップ	解析条件	概略図
STEP1	自重	
STEP2	サンドマット（Tp+4.0m） 地盤改良　t=2ヶ月	
STEP3	盛土工(Tp+5.7m) t=1ヶ月	
STEP4	盛土工(Tp+8.12m) t=1ヶ月	
STEP5	放置 t=1年	
STEP6	放置 定常	
STEP7	盛土工(Tp+9.30m) t=1ヶ月	
STEP8	放置 定常	

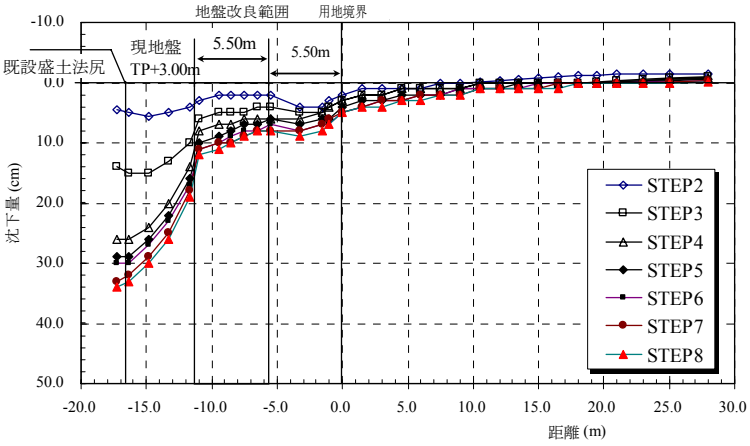


図-8　本解析における周辺地盤沈下量

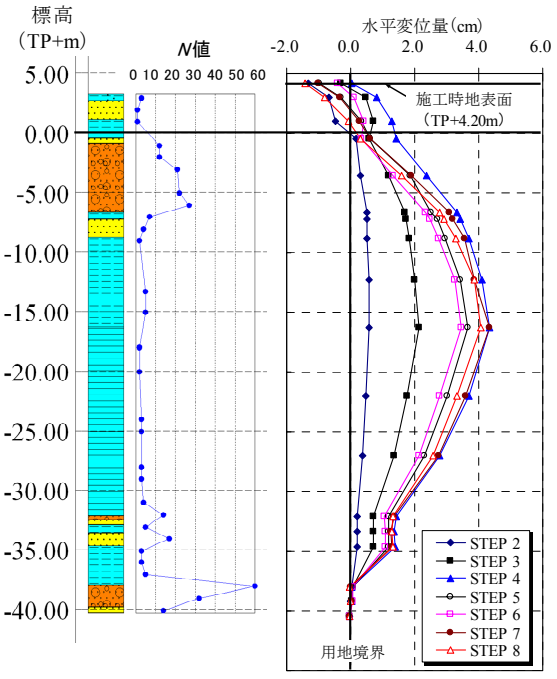


図-9　本解析における水平変位量の予測

析に適用した地盤定数は，**表-2**を用いた．ここでは，周辺家屋に対する影響を把握することが目的であることより，基本解析での放置期間2年（**表-6**　STEP6）を省略した解析とし，家屋周辺の最終変形を中心に整理した．

b）鉛直変位量の分布

図-8に各ステップでの鉛直変位量の分布図を示した．既設盛土法尻から境界28.0mまでの地表面の鉛直変位量であるが，用地境界位置での最終沈下量（STEP8）は，約5.0cmの発生が予想されることが判った．

c）水平変位量の分布

図-9に各ステップにおける境界位置での水平変位量深度分布を示したが，STEP4，STEP7で約4.2cm程度の最大水平変位を示している．これは，盛土直後のせん断変形の影響であり，その後圧密の進行により全体的に堤体側へ引き込まれる傾向を示すと考える．

以上の解析結果から，傾斜角の算定を行うと**図-10**のようになり，周辺家屋に対する最終ステップでの最大傾斜角は，θ=2.9/1000となり許容値以下となることが判った．

5. 当地域における深層混合処理工法の施工性

当地域において，深層混合処理工法を施工するに際して，調査結果から予想される問題点と，その問題点に対

する検討結果およびその対策について，**表-10**に整理した．軟弱地盤における大深度，近接施工という困難な条件に対して，解決すべき課題は多かったが，表に示すように各種の対策を講じることによって，地盤改良および試験盛土の施工が周辺環境に及ぼす影響は小さく，安全かつ設計仕様を満足できることが予測された．

深層混合改良は，中心間距離0.8mの2軸による直径1mの改良体を堤防横断方向に1.5mピッチで4列，縦断方向に2.18mピッチで延長60m，平均改良率約50%で施工した．

実際の施工に入る前に，試験施工を行って，改良体の品質をチェックした．その結果は，**表-11**に示すように，改良強度にばらつきが認められるが，設計強度q_u=400 kN/m^{2}に対して十分な強度が得られることが判り，実際の施工に移行することとなった．

一方，近接家屋に対する引込み沈下対策工として，深層混合処理工法を選定したが，この地盤改良施工時に発生する変位で，近接家屋に影響を及ぼすことはさける必要があった．このために，地盤改良施工時の地盤変位制御対策としては，変位緩衝孔の設置，排土式による施工の2案を比較したが，工期（機材の手配他）及び工費の点から，変位緩衝孔案が利点が多いとして採用した．

この場合には，径，ピッチ，深さの検討が必要となったが，一般的な杭径はϕ=500～700mmであり，現地で入手しやすいアースオーガー径のϕ=600mmとした．

また，緩衝孔のピッチは，表層に砂層が分布していることから，あまり近いと施工中に，緩衝孔同士が連結し，地盤の崩壊の可能性があり，1.5mピッチとした．

緩衝孔の深さについては，砂礫層に貫入すると，逸水の可能性があること，杭打ち機の総重量（120t）の影響範囲などを考慮して，深さ4.0mとした．なお，緩衝孔の孔壁安定には，連壁での安定液の事例によるベントナイト泥水（水1m^3：ベントナイト75kg）を充填して対応した．

泥水位が低下した場合には，泥水を追加し，地盤改良実施期間である2ヶ月間にわたり，泥水位を一定に保った．なお，地盤改良が終了した段階で，このベントナイト泥水に，セメントを混入し固化させた．この後に，築堤盛土施工に移行した．

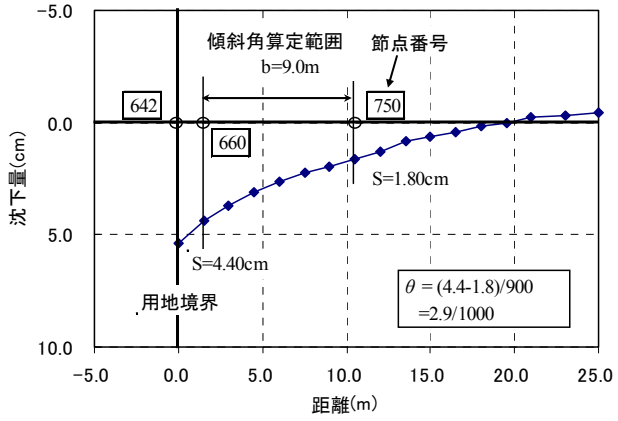


図-10　本解析における最終沈下量に基づく傾斜角

6．動態観測システムと計測結果

(1) 動態観測システム

家屋に近接している築堤工事を円滑に進めるために，以下の目的で動態観測を実施した．

a.深層地盤改良効果の把握

b.地盤改良工法設計方法の妥当性の確認

表-11　打設改良杭の品質確認結果

項目	設計仕様	施工結果
改良面積　A_p (m^2)	1.5	1.5以上
改良強度　q_{up} (kN/m^2)	400	700～2,000
変形係数　E_p (kN/m^2)	120,000	380,000
改良長　L (m)	41.2	41.2

表-10　深層混合処理工法施工時に予想された問題点とその検討結果と対策

種別	予想された問題点	問題点に対する検討結果	対策
a.	杭打機の安定 (トラフィカビリティの確保)	良質土を1.2m盛土すれば，トラフィカビリティの確保可	盛土材の強度確保のためにセメント安定処理工を実施
b.	砂礫土層(GL-10.0m以浅)への攪拌翼の貫入の問題	無対策，又は先行削孔機(アースオーガー)にて対応	先行削孔機(アースオーガー)にて施工 (φ=600㎜，L≒10.0m)
c.	地盤改良施工時の周辺地盤に対する影響把握，抑制対策	施工実績の検討，対策工として緩衝孔の選定	緩衝孔の設置(φ=600㎜，L=4.0m，1.5mピッチ)，動態観測の実施
d.	セメントミルクの砂礫層への流出	流向・流速調査にて測定した結果， v=6.35x10^{-5}cm/secで，流出の目安である v=5.00cm/secより小さいことを確認	
e.	地盤改良による地下水汚染への影響把握	施工実績の検討	近傍井戸の事前，施工中，事後の水質検査の実施
f.	近接家屋への地盤改良施工時の騒音・振動の影響把握	施工実績の検討	万能塀の設置，騒音・振動測定
g.	地盤改良に伴い発生するふくれ土の処理方法	盛土材としての使用の検討，土質特性の把握	最大乾燥密度，透水係数の盛土材とふくれ土の比較試験
h.	地盤改良の打ち止め深度	事前調査位置での施工により打ち止め深度の確認	貫入速度(0.5m/min以下)を管理基準と設定

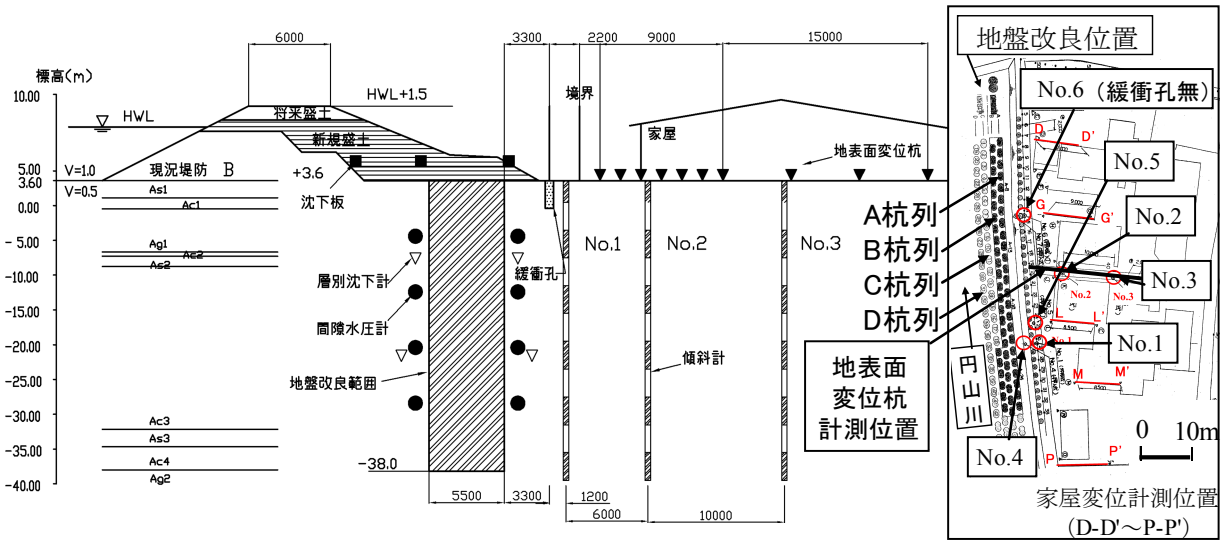


図-11　試験盛土における動態観測計器の設置

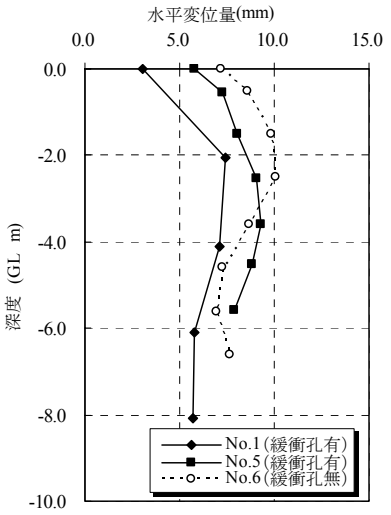


図-12　緩衝孔による地盤改良時水平変位抑制結果

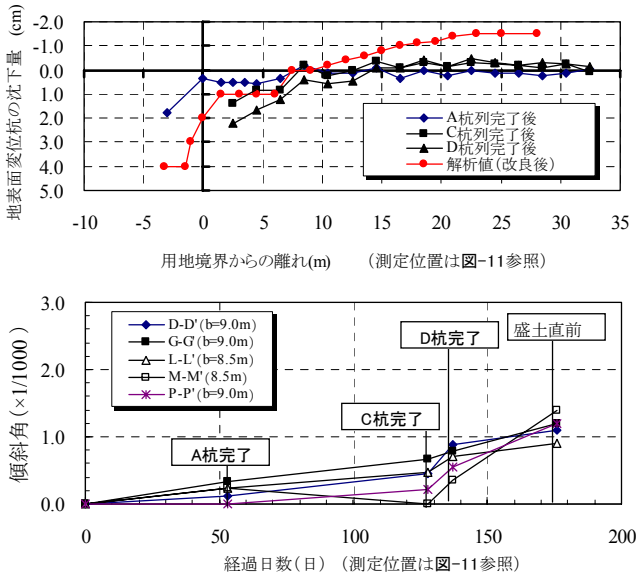


図-13　地盤改良杭施工時の地表面変位杭の沈下量と傾斜角

c.改良効果の予測手法の確立

図-11に動態観測に用いた計器配置と試験盛土の断面を示す．地盤改良域（A列杭～D杭列）近傍の地中変位，地表面変位などの計測は，多段式および挿入式傾斜計，変位杭を用いて測定した．傾斜計は，緩衝孔の前面(改良体側)および背面，また緩衝孔の効果を把握するために背面では緩衝孔間，および緩衝孔のない部分でも傾斜計を設置した．計測は主として自動計測により実施した．

(2) 計測結果

動態観測結果としてここでは，課題となった緩衝孔による深層混合処理工法施工時の変位抑制効果と，本来の目的である試験盛土による深層混合処理工法の引込み沈下抑止効果について論じる．

a) 緩衝孔の深層混合処理工法施工時の変位抑止効果

地盤改良時の変位対策工として施工した緩衝孔の効果を把握するために，無対策と緩衝孔を設置した場合の水平変位を図-12に示す．また，地盤改良施工時の周辺地盤の鉛直変位と傾斜角の推移を図-13に示した．

計測位置の違い（図-11のNo.1,No.5）があるとはいえ，図-12に示すように，緩衝孔の設置によって，地表面では明らかに変位の差が認められ，地表浅部においても低減効果が認められた．地中のGL-3.0m以深で低減効果に差がない結果もみられるが，これは緩衝孔の設置深度（GL-4.0mまで設置）によるものと考えられる．

また，鉛直変位については，改良杭の施工の経過（A杭→D杭）とともに，微小であるものの鉛直変位が進行していることが判る．これを傾斜角で表現すると，

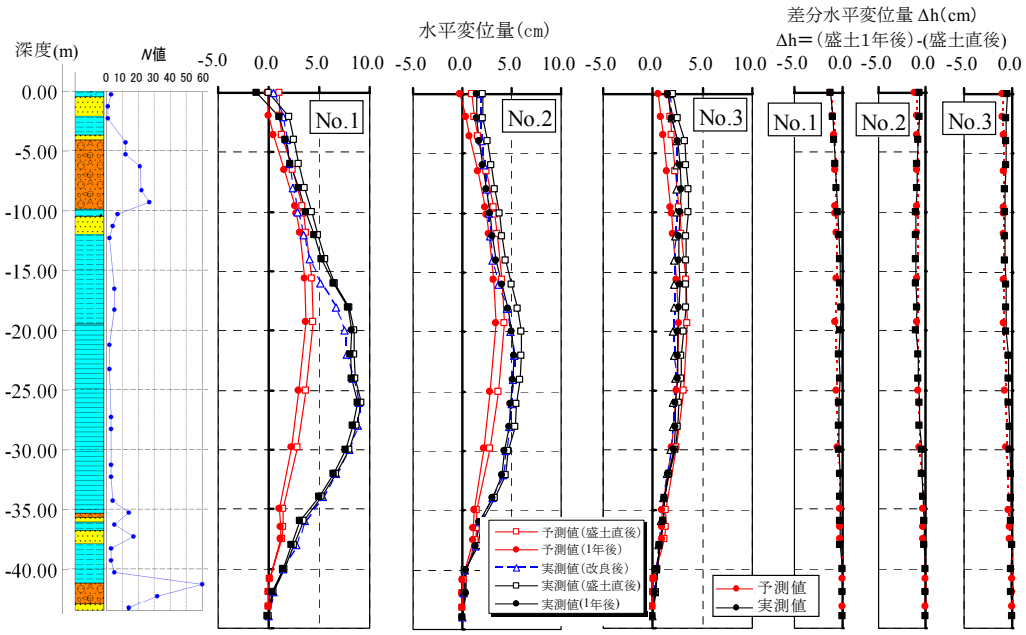


図-14　各施工段階における水平変位量の比較

θ=(0.4～1.0)/1000となり，盛土直前では，θ=1.5/1000程度まで進行することが判る．

この値は，サンドマット（厚さ1.20m）＋地盤改良による変形と考えられるが，管理値の50%にも相当することから，地盤改良時の鉛直変位を抑制することが大きな課題といえる．大深度の地盤改良であり，杭打機の総重量(120t)を支えるサンドマットも必要となることから施工時の変形は無視できない．このためにも，軟弱地盤における近接施工において，無排土式の深層混合処理工法を採用した場合は，施工時の変位対策として緩衝孔を施工するなどの対策が重要と考える．

図-13には本解析時の地盤改良後（STEP2）の解析値も記入したが，用地境界から15m程度の範囲では数cmの範囲でばらつきはあるが，実測値とよく整合しており，計画時に数値解析が有効であるといえる．

b) 深層混合処理工法の引込沈下抑制効果

地盤改良施工後(盛土前)，盛土直後，盛土1年後の計測値と予測計算値を比較した結果を，図-14～16に示す．これらの計測結果から次の事項が考えられる．

水平変位量の分布については，図-14によると，水平変位量は盛土から離れるほど小さくなることと，最大水平変位量は法尻から離れる程浅くなっていることが判る．

また，施工との関係では，地盤改良施工時の影響が大きく，盛土による変位量は非常に小さいことも判った．

予測値との比較は，地盤改良施工時の影響を除去した盛土後の変位量について，比較（実測値における盛土直後～1年後の変位差）すると，近似した水平変位の発生傾向，変位量を示していることが判った．しかし，絶対量の予測については，用地境界周辺（No.1）において，特にAc3層における予測に差異があり，地盤定数設定の改善などが必要なことも判った．

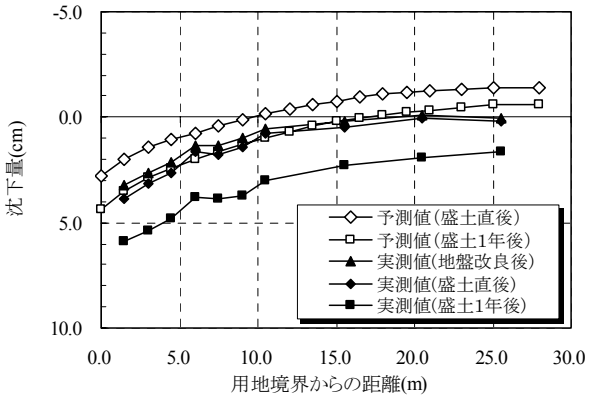


図-15　周辺地盤沈下量の比較

一方，横断方向の沈下量の分布については，図-15により，予測値で得られたような盛土施工後に，地表面から盛上がる傾向は確認されず，全体に沈下する傾向を示している．解析値と実測値の絶対量には差異が生じているが，盛土直後から1年経過後の沈下量の差については，その差が1cm程度であり，厚い軟弱地盤が分布する地域であることを考慮すると，予測値と実測値は非常に近似している．また，図-15をみると，用地境界近傍で，盛土後1年後の沈下量の内，ほぼ50%が地盤改良後に発生しており，改良施工時の影響を大きく受けていることが判る．これは，大深度改良のために，地盤改良機の総重量が P=110tと非常に大きいことと，施工前に良質土をH=1.2m施工したことなどの影響によるものと考える．

家屋の傾斜角（θ）については，5地点で測定したが，図-16の時系列図により，盛土後400日程度を経過してθ=(1.4/1000～2.9)/1000となっている．全体的には，盛土開始後，300日後程度から，傾斜角の変化には落ち着きが見られていることが判り，管理値としたθ=3/1000に限りな

く近いながらも収束するものと考える．

実測値と予測値の比較については，地盤改良後で，予測値θ=1.5/1000に対して，実測値はθ=(0.9～1.4)/1000であり，盛土後400日程度経過した段階では，上記した実測値のほぼ平均値程度となっていることから，現状の予測手法で，今後の事例にも適用可能と考える．

一方，盛土施工完了の1ヶ月後，家屋調査を実施したが，一部で土間コンクリートに亀裂が入るなどがみられたものの修復可能であり，各家屋の傾斜はθ=(0.1～2.6)/1000であり，大きな影響がなく，**表-7**の第1段階にとどまると同時に，計測結果とも整合していることが判った．

動態観測結果から変位量の発生傾向を記述したが，変位量の発生を精度良く推定するためには，地盤改良施工時の影響が変位に占める割合が大きい（最大50%）ことを考慮する必要があるといえる．

当地域で適用したCDM工法は，混合したスラリーを地中に注入する無排土式を採用したことで，地中の体積が増加し，施工時に周辺の地盤変形が生じたと考えられる．最近では，この対策として，排土式の深層地盤改良工法が開発され実用[15]されている．近接する構造物に対して，より厳しい管理が求められる場合には，変位の抑制効果・コストなどを総合的に検討して，施工時の変位も抑制可能な工法選定を行う必要があると考えられる．

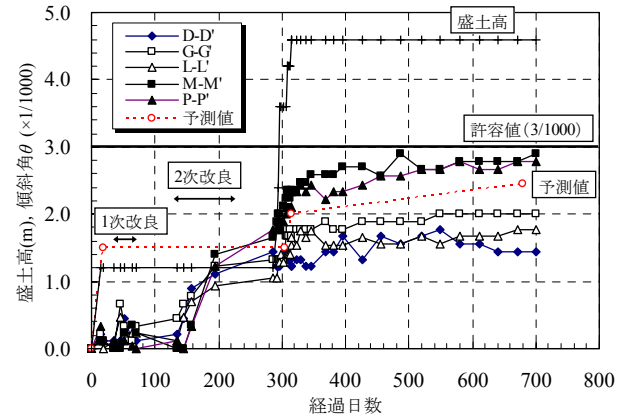
さらに，品質管理でチェックした地盤改良工の杭強度が設計値の約3.0倍と大きかったにもかかわらず，沈下抑制効果は予測値とほぼ同等の傾向を示すことにも留意する必要があるといえる．このことは，設計時にフィードバックして考えると，改良強度のばらつきの問題，改良率の評価方法などに課題が残されているといえる．

しかしながら，各種の課題を含むものの，事前予測結果との対比，沈下抑制効果に対する地盤改良の効果に対しては評価できると考える．

(3) 地盤改良施工時の周辺井戸に対する影響

CDM 工法の施工に伴うセメントミルクが地下水に流出し，周辺井戸に対して地下水汚染が懸念されたことから，周辺の既存井戸に対する事前，施工中，事後において工事による影響の有無について検討した．事前，事後については，飲料水としての水質調査項目と同一項目とし，CDM 施工中の影響の有無については，セメントミルク硬化前に溶出するアルカリ成分の混入の有無をチェックするために，水素イオン濃度（pH）の測定を実施した．なお，対象とした井戸は，周辺地域の 8 ヶ所の内，使用中である 6 ヶ所とした．また，地盤改良はその 1，その 2 工事と 2 回分けて実施した．

図-17にpHの変化を示したが，その1，その2工事ともに，施工中のpHの測定値には，異常がなく，pHの標準的な値の範囲（pH=5.8～8.6）[16]を示していることが判った．これらのことから，ここで採用した地盤改良工法は周辺地盤の水質にも影響を及ぼしていないと判断した．



注1）各測点位置は図-11参照　　注2）傾斜角算出の測定距離は図-13参照

図-16　家屋周辺の傾斜角の推移

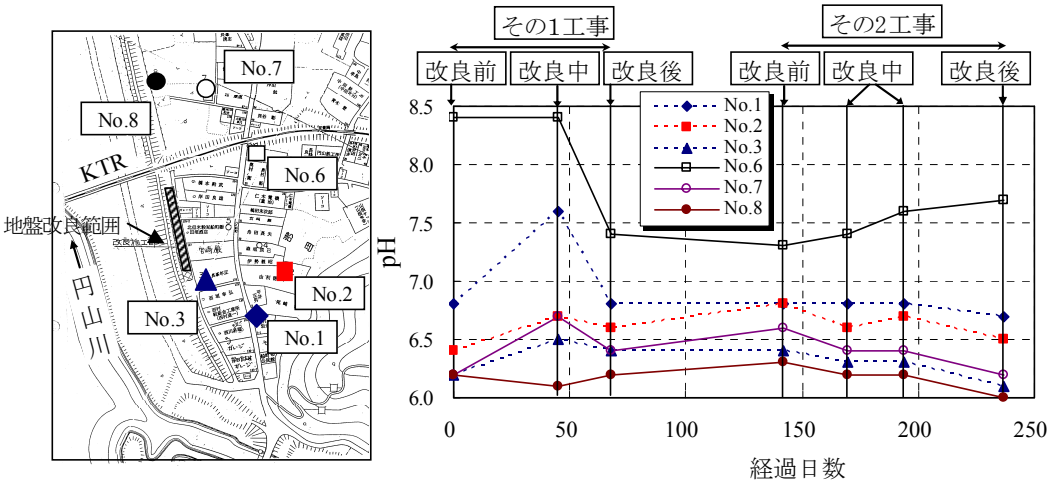


図-17　地盤改良施工時の周辺井戸におけるpHの変化

7. 結論

軟弱地盤における周辺地盤沈下対策工として採用した深層混合処理工法について以下の結論を得た.

(1)周辺地盤沈下対策工としての大深度深層混合処理工法の沈下抑制効果の予測，施工性の検討，試験盛土による動態観測結果から，予測計算手法の有効性および深層混合処理工法の家屋への引き込み沈下抑制効果が高いという結果が得られた.

(2)周辺家屋に対する対策の設計時には，深層混合処理工法の改良深度，改良幅，改良強度について，コストと関連して，現場への最適な施工仕様に悩むことが多い. ここでは，これらの要素を考慮した基本解析結果から，コストを考慮した算定図で，最適な施工断面の設計手法を提案した．この結果に基づき，本解析を行うことで，調査・設計においてもコスト低減が期待できる.

(3)深層混合処理工法の施工に当たり，施工時での周辺地盤変位を抑制するうえから，緩衝孔の施工を行うことが，近接施工では有効であることを確認した.

(4)周辺家屋に対する地盤変位の影響については，管理値を傾斜角θ≦3/1000として対応したが，実測値からも管理値以内であったことが把握できた．事後に実施した家屋調査からも，各家屋の傾斜角は，θ = (0.1～2.6)/1000であり，一部で土間コンクリートに亀裂が入るなどがみられたものの修復可能な範囲に納めることができた.

(5)当地域のような近接施工の事例では，予測結果および計測結果から，軟弱地盤の部分改良では大きな効果が得られず，全層改良が必要なことが判った.

(6)軟弱地盤上の河川堤防において，民家の密集する市街地における築堤は，特に被害の発生が生じやすく多くの課題を有している．周辺地盤沈下抑制のために施工した地盤改良効果の把握，さらに最適な地盤改良効果の予測評価法の確立，地下水の流動保全に対する検討などが今後の課題と考える． また，地盤改良施工時の水平変位の予測値の精度を向上し，実測値との差異の解消に努める必要があると考える.

謝辞：最後に，本論文をまとめるに当たり，資料の使用をお許し頂きました，国土交通省近畿地方整備局豊岡河川国道事務所の方々に深甚なる謝意を表します.

参考文献

1) 兵庫県豊岡土木事務所・基礎地盤コンサルタンツ(株)：大開小田井線（工事番号）街路第測 1 号　地盤沈下解析業務概要報告書，1976.
2) 地盤工学会：土質基礎工学ライブラリー34，近接施工，p.58，2001.
3) 望月公夫，広山利之，森田悠紀雄，酒巻章：軟弱地盤の側方変形（倉敷の場合），第 15 回土質工学研究発表会，pp.861～864，1980.
4) 関口秀雄，柴田徹：盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点，土と基礎，Vol.30，No.5，pp.47～54，1982.
5) 田中征夫，桜木雅仁，神谷誠一郎：土捨場工事における軟弱地盤改良および計測管理について（第 1 報），第 21 回土質工学研究発表会，pp.1181～1814，1986.
6) 塩井幸武，竹内幹夫，田中靖雄，佐々木甫：DJM 工法ー地盤沈下の縁切り効果，基礎工，Vol.16, No.12，総合土木研究所，pp.78～86，1988.
7) 能登繁幸，口田登，寺師昌明：深層混合処理の実際と問題点ー深層混合処理工法の実施例ー，土と基礎，Vol.31, No.7，pp.73～80，1983.
8) 福岡正巳，永井俊男，森章，家田保，落合富士男，塚田幸広，後藤政昭：軟弱地盤における各種対策工法の実証実験（その 1），第 20 回土質工学研究発表会，pp.1629～1632，1985.
9) CDM 研究会編：CDM 工法：設計と施工マニュアル，p.26，1998.
10) 斉藤聡：深層混合処理工法における改良土の調査と工学的性質，基礎工，Vol..13，No.2，pp.108-114, 1985.
11) 冨澤幸一，西本聡，三浦清一：複合地盤杭工法の実用的設計施工法，第 49 回北海道開発局技術研究発表会，CD-ROM（コ-6），pp.1～8，2006.
12) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計の手引き，p.59，1988.
13) 間片博之，高橋良文，山田孝治，吉田保：シールド掘削に伴う地盤沈下と家屋被害について，土と基礎，Vol.28，No.6，pp.59～66，1980.
14) 芳賀保夫：木造家屋の不同沈下障害（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1165～1166，1987.
15) CDM 協会 HP：http://www.cdm-gr.com/land/cdmlodic.html
16) 水質基準に関する省令，平成 15 年厚生労働省令第 101 号，平成 12 年 9 月 11 日，一部改正，追加，2003.

(2006. 9. 19 受付)

A STUDY OF THE COUNTERMEASURES FOR THE RESIDENTIAL GROUND SETTLEMENT BY THE EMBANKMENT IN SOFT GROUND

Kuniharu TSUBOTA, Kei NAKAJIMA and Makoto NISHIGAKI

The paper proposes the cement deep mixing method (CDM method) as a measure for the settlement control after comparing predicted and monitored settlements at a test embankment, and confirming effectiveness of both settlement prediction and CDM to control the settlements.

The paper newly proposes an optimum design chart relating the depth of the ground improvement, the width of the improvement zone, strength of improved ground, and angles of inclinations of the houses. The paper also proposes buffer consisting of a series of boreholes to control horizontal ground movement during CDM construction, and discusses its effectiveness.