

# 流動化処理工法による改良地盤上に直接支持させた福祉施設

金子 治<sup>\*1</sup>伊勢本昇昭<sup>\*1</sup>

## 概 要

洪積台地上に建設される福祉施設の基礎構造の合理化、および近隣への配慮と環境保全という要求に対し、格子ばり+地盤ばねモデルと多層地盤の沈下解析を組み合わせた解析手法により沈下量および部材応力の検討を行うとともに、品質の高い地盤改良体の構築が可能な流動化処理工法を用いて基礎スラブ直下の地盤を改良して沈下性能を向上させることで、杭基礎から地盤改良を併用した直接基礎へ変更した。

また、流動化処理工法による改良地盤の品質確認のため、平板载荷試験による支持力確認と同時に、急速平板载荷試験、一軸圧縮試験によるばらつきの照査を併用することにより信頼性を向上することができた。

さらに、施工期間中に沈下量の計測管理を実施し、設計の妥当性を検証した。

## A Design of Spread Foundations of a Welfare Facility Supported by the Liquefied Stabilized Soil

Osamu KANEKO<sup>\*1</sup>  
Noriaki ISEMOTO<sup>\*1</sup>

A design of foundations of a welfare facility on the dilluvial deposit as pile foundations was improved to spread foundations supported by high quality treated soils to restrain influence of execution on neighborhood and environment through the strict analyses composed a cross beam model and a multi deposit model to estimate settlement performance.

After the execution of the liquefied stabilized soils, static plate loading tests, rapid plate loading tests and unconfirmed compression tests were carried to confirm dispersion values used at design process. The measured values were less than assumptions and measured settlements were almost equal to predicted values.

---

<sup>\*1</sup> 技術研究所

<sup>\*1</sup> Technical Research Institute



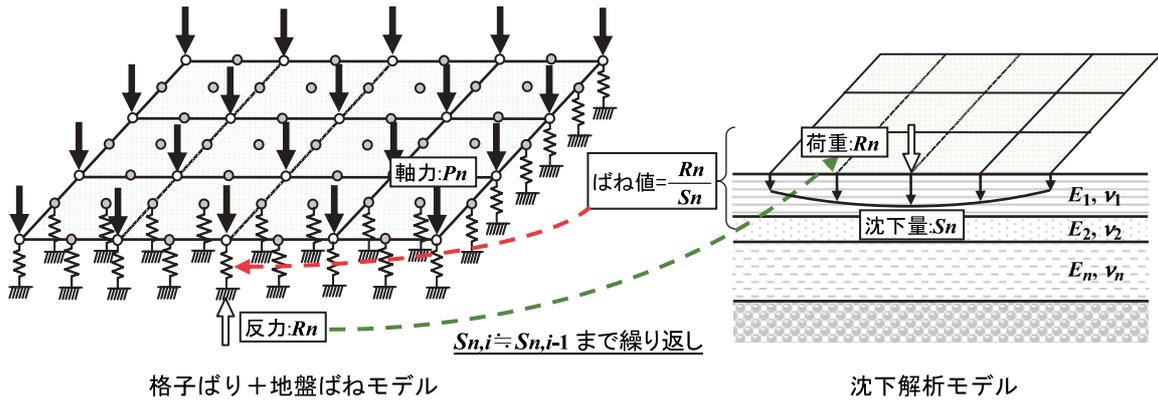


図3 解析手法の概要

進行する圧密沈下の発生はない。

以上より、地盤条件としては直接基礎により支持可能と判断し、詳細な設計を進めることとした。

### 3. 基礎構造の設計

図2に、原設計の基礎伏図を示す。杭は径60cm、長さ33mのプレボーリング拡大根固め工法によるPHC杭であるが、敷地が閑静な住宅地の一面に位置しており、長尺杭および杭打ち機の搬入にともなう周辺環境問題が発生することも考えられた。

そこで、直接基礎とした場合の即時沈下量および基礎ばり、耐圧版に発生する応力を検討するため、基礎ばり+基礎スラブの影響(基礎構造を介した相互作用)を考慮するために格子ばり+地盤ばねモデル(有限要素法モデル)と、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」<sup>4)</sup>に示された“有限厚さの地盤表面に載る荷重面の沈下に関するStein-brennerによる近似解を多層地盤に拡張した”手法を用いた沈下解析を組み合わせた解析を行った。具体的には図3に示すように、格子ばり+地盤ばねモデルにより得られた地盤ばね反力を(負担面積で除して)沈下解析の入力荷重とし、算出された沈下量と荷重から導いた地盤ばね値を格子ばり+地盤ばねモデルに戻す、という手順を沈下解析による沈下量が収束するまで繰り返す、というもので、使用プログラムは、格子ばり+地盤ばねの解析は「MIDAS /Gen」(MIDASIT社・構造計画研究所)、沈下解析はフローティング基礎研究会「フローティング基礎設計ガイドライン」<sup>5)</sup>に基づいて作成したプログラムを用いた。

図4に格子ばり+地盤ばねモデルの解析モデル図を示すが、直接基礎への変更にあたっては、二重スラブ形式のべた基礎とするとともに基礎小梁を追加しており、これらを反映したモデルとなっているが、平面形状に関しては、屈折はわずかであり解析結果への影響は少ないと判断して整形にモデル化した。また、張り間方向の連層耐震壁ははりの剛性を増大させて評価している。

沈下解析に用いた土質定数の一覧を表1に示すが、今回の設計では、荷重分散効果により沈下性能を向上させるために基礎底面直下1.5mまでを流動化処理工法により地盤改良することとしており、改良地盤の変形係数

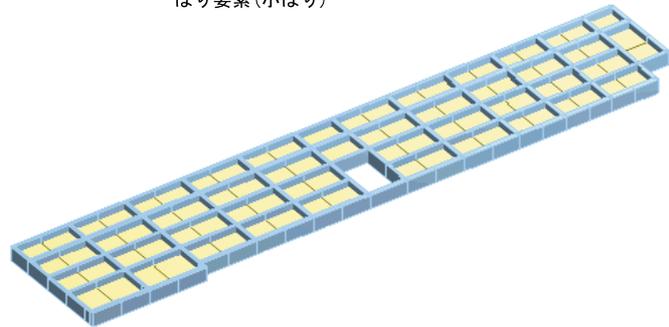
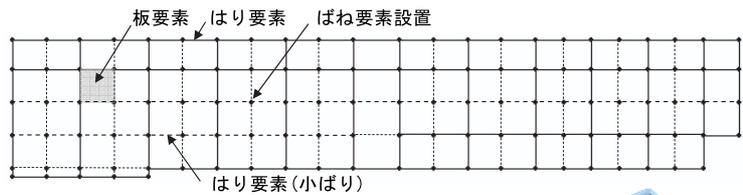


図4 解析モデル図

表1 土質定数一覧

土質名	層厚 (m)	N 値	E (MN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比
流動化処理土	1.5	—	50.0	0.45
凝灰質粘土	5.5	2-4	9.8	0.45
シルト混細砂	1.5	13-16	19.6	0.30
シルト質粘土	3.3	3-8	38.2	0.45
シルト混細砂	6.8	24-50	45.1	0.30
砂質シルト	11.6	7-15	38.2	0.45

Eは次章に示す現場目標強度qufに基づいて設定した。(E=200×quf)

この手法を用いた解析により得られた長期荷重時に対する沈下分布を図5に示すが、沈下量の最大値は3.4cm、不同沈下量は、桁行方向は0.6cm(中央が凸)、変形量は端部で1/2000、張間方向は0.2cm、1/4000となった。短期(長期+地震時)荷重に対しては、X方向加力時は局所的に1.5cm、1/800、Y方向加力時には全体で2.7cm、1/450程度の沈下、傾斜量となった。これらは、施工直後あるいは地震時に生じる即時沈下量であり、この程度の大きさであれば建物の使用性に影響は及ぼさないと判断される。また、長期荷重時のはりの曲げモーメントを図6に示すが、地反力による基礎ばり応力の増加や、張間方向で連層耐震壁に廊下が付属した構造となっていることによる応力が大きくなる境界ばり部分については、配筋や断面の調整で構造安全性の確保が可能、と判断した。

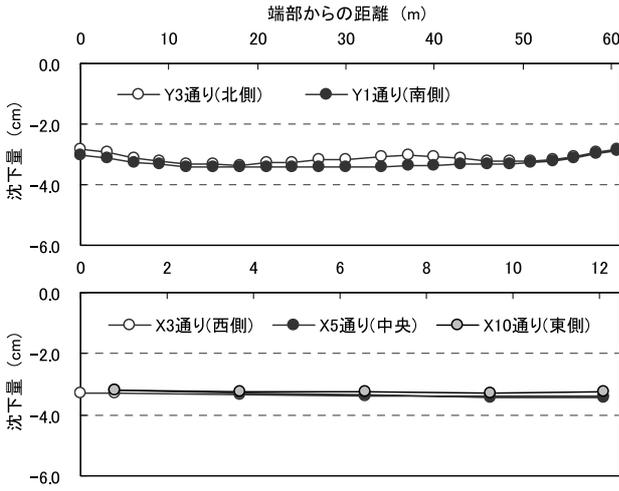


図5 沈下量の算定結果（長期）

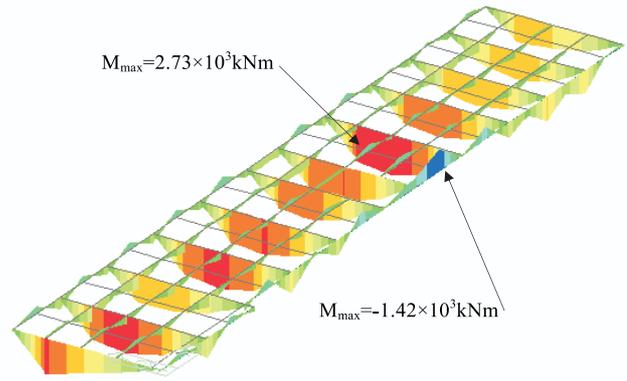


図6 基礎ばり曲げモーメント図（長期）

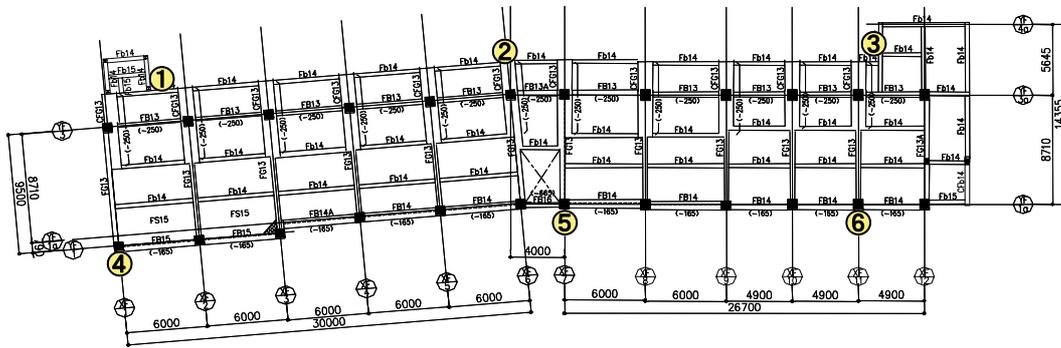


図7 変更後の基礎伏図（丸数字は沈下計測位置）

以上の検討により直接基礎の適用が可能と判断し、設計者にVE案として提案し、採用に至った。直接基礎とした場合の基礎伏図を図7に示す。なお、採用にあたっては、地盤改良の品質管理および計測による沈下量の設計値の確認を必要条件とした。

#### 4. 流動化処理工法の概要

流動化処理工法は建設発生土、汚泥の再利用のために開発された工法で、処理プラントにおいて固化材、水と攪拌混合した処理土を埋戻し、充填材あるいは土構築物を構築する材料として用いられてきたが、最近では直接基礎の支持地盤にも使用されている。プラントで製造することから原位置で攪拌する深層・浅層混合改良に比べ高品質、高強度の改良地盤が得られ、スラリー状で打設するため打設後の締め固めや転圧も不要である。(写真1)



写真1 流動化処理工法施工状況

本建物では地盤材料としては原位置の掘削土を用いることとし、改良厚さは基礎底面直下1.5m、改良範囲は下部地盤への荷重分散のため建物外周端から外側に1mまでとした。固化材の配合量は、現地土を用いた室内配合試験を行い、日本建築センター「建築物のための改良地盤の設計および品質管理指針」<sup>6)</sup>に準拠して決定した。

算定にあたっては、設計用の接地圧は30%の安全余裕を考慮し、流動化処理土の変動係数（ばらつき）V、現場と室内の強度比 $\mu$ については、深層混合処理に比べてやや高品質となる、0.35、0.6と仮定した。

$$q_d = 96 \times 1.3 = 125 < q_{d'} = \alpha N_c \mu / 3 = \alpha N_c F_c / 6$$

$$q_{dL} = q_{d'} / \mu = \{F_c / (1 - mV)\} / \mu$$

$$= 136 / (1 - 1.3 \times 0.35) / 0.6 = 420 \text{ kN/m}^2$$

$F_c$  : 設計基準強度 :

$q_{d'}$  : 原位置目標強度

$q_{dL}$  : 室内配合目標強度

$m$  : 合格判定係数 = 1.3

室内配合試験からこの目標強度を満たすための配合として以下に決定した。(流動化処理土 1m<sup>3</sup>あたり)

使用固化材	高炉セメントB種
固化材添加量	110kg/m <sup>3</sup>
発生土(掘削土)量	735kg/m <sup>3</sup>
水量	470kg/m <sup>3</sup>

施工にあたっては、メーカーの常設プラントに掘削土を持ち込んで製造した流動化処理土を、ミキサー車で現場まで運搬し、ポンプ車により打設した。全打設量は1,462m<sup>3</sup>で、プラントの供給量を考慮して、200m<sup>3</sup>/日を目安に正味7日間で打設した。

## 5. 品質管理試験結果

### 5.1 品質管理試験の概要

施工中の品質検査として、100m<sup>3</sup>に1回あるいは1日2回以上、フロー値（管理値：250 ± 30mm）およびブリーディング率（1%未満）について受け入れ検査を行い、すべて管理値以内で、所定の配合、混合状態が得られていることを確認した。

表2に支持力、強度、変形係数およびそのばらつきの確認のため、施工後に実施した品質管理試験の一覧を示す。このうち平板載荷試験は支持力を直接測定可能であるが、時間（最大1日2箇所）と費用がかかり多数の試験は難しいため、ばらつきを把握できる急速平板載荷試験を併用している。急速載荷試験は平板載荷試験と同じ径（30cm）の載荷板に緩衝材を介して重錘を落下させ、衝突した際の加速度と変位から変形係数  $E_{vd}$  を求める試験で、支持力を直接評価することは難しいが、試験が容易であるため1日30-40箇所の測定が可能である。なお、

現場の工程上、試験材令は表層部の施工6,7日後となった。

さらに、平板載荷試験は材令が少ない時点で実施したこと、使用する載荷板は30cmで影響深さは最大90cm程度（改良厚さ1.5m）であることから、強度確認とともに、全体の品質把握することも目的に、100m<sup>3</sup>に1回（3供試体×2材令）を目安に、筒先で改良土を採取し、一軸圧縮試験を行った。

### 5.2 平板載荷試験、急速平板載荷試験結果

平板載荷試験、急速平板載荷試験の実施位置を図8に示す。試験結果のうち、平板載荷試験により得られた荷重－沈下量関係を図9に示すが、平均接地圧（96kN/m<sup>2</sup>）および即時沈下解析結果による長期最大接地圧（121kN/m<sup>2</sup>）の3倍以上の荷重（400kN/m<sup>2</sup>）でも極限に達しておらず、かつ短期最大接地圧（158kN/m<sup>2</sup>）に対して降伏荷重は271および264kN/m<sup>2</sup>と、材令7日でも十分な支持性能が得られていることが確認された。

図10に急速平板載荷試験により得られた変形係数の度数分布を示すが、変動係数は0.32と、設計時の仮定値0.35を下回っていた。また、変形係数  $E_{vd}$  の平均値も77.3MN/m<sup>2</sup>と、設計時に用いた値（50MN/m<sup>2</sup>）に比

表2 品質管理試験一覧

品質管理試験		平板載荷試験	急速平板載荷試験	一軸圧縮試験
得られる情報	直接的	支持力	(動的) 変形係数	一軸圧縮強度、変形係数 ( $E_{50}$ )
	間接的	変形係数 (地盤反力係数)	支持力 (100kN/m <sup>2</sup> 程度まで)	支持力
特長	長所	<ul style="list-style-type: none"> <li>直接支持力を測定可能</li> <li>信頼性が高い</li> <li>地盤剛性を換算可能</li> <li>試験誤差がはりにくい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>試験が簡便で、多数の試験が可能 (ばらつき評価可)</li> <li>試験誤差がはりにくい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>強度を測定可能</li> <li>変形係数を測定可能</li> </ul>
	短所	<ul style="list-style-type: none"> <li>コスト、時間がかかる</li> <li>反力が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>支持力を直接確認できない</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>サンプリング時、試料整形時の乱れの影響を受ける</li> <li>礫質土は適用困難 (誤差大)</li> </ul>
実施内容		2ヶ所 (材令7日)	37ヶ所 (材令6日)	42供試体×2材令 (7、28日) (筒先で採取)

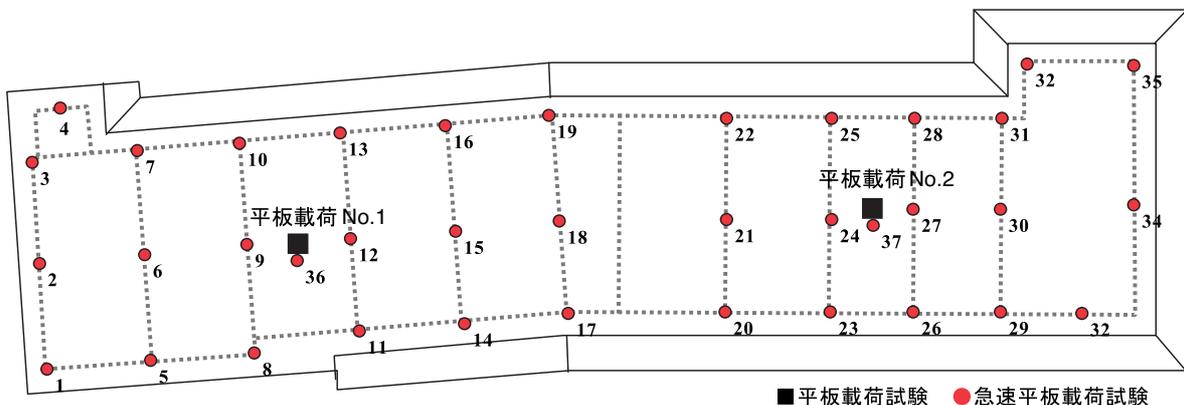


図8 平板載荷試験、急速平板載荷試験実施位置

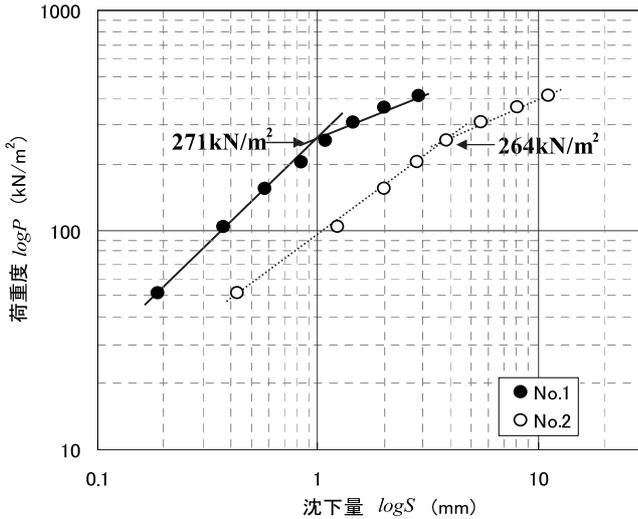


図9 平板載荷試験結果

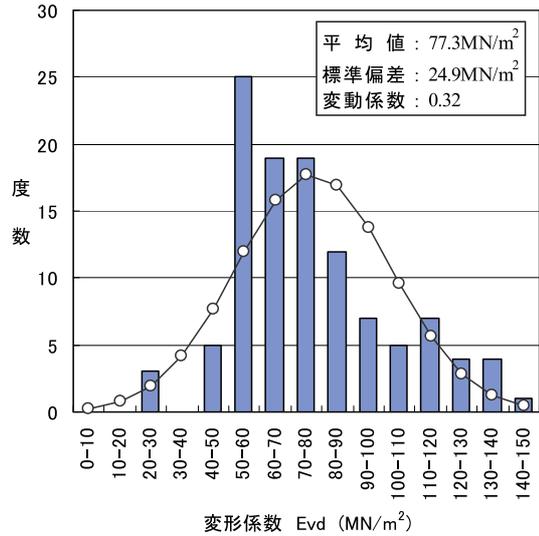


図10 急速平板載荷試験結果

べて大きな値となっていることを確認した。ただし、急速平板載荷試験では静的平板載荷試験や CBR 試験に比べて変形係数の測定値は大きくなるという結果<sup>7)</sup>もあり、変形係数の値については一軸圧縮試験も合わせて確認することとした。

### 5.3 急速平板載荷試験による極限支持力の推定

平板載荷試験では載荷装置の能力上極限支持力まで載荷することは困難であり、今回も極限には達していない。また、急速平板載荷試験は重錘落下によるエネルギーが小さく、沈下量も小さいため、支持力を直接測定することは難しいが、小さい径の載荷板を用いることにより(影響範囲は小さくなるが)大きな沈下量を得ることも可能である。田中・富永<sup>7)</sup>は、急速平板載荷試験で得られた載荷板径の5%の沈下時の荷重をみかけ上の終局荷重 $P'_u$ として、この値を極限值とする双曲線でモデル化すると、30cmの載荷板による平板載荷試験結果の荷重 $P$ —沈下量 $S$ 関係を推定可能であるとしている。(K<sub>i</sub>は急速平板載荷試験による地盤反力係数)

$$S = P'_u \cdot P / \{K_i (P'_u - P)\}$$

そこで、今回の品質管理試験においても平板載荷試験実施位置の近くで載荷板径50mm(No.36)、100mm(No.37)の急速載荷試験を実施し、極限支持力度の推定を試みた。

図11に、平板載荷試験の荷重—沈下量関係と田中・富永の方法により急速平板載荷試験から推定した値の比較を示すが、試験結果自体にはばらつきはあるものの、おおむね対応している。なお、急速平板載荷試験で得られた沈下量は6.1および7.1%であるが、5%沈下量に換算せずこれらの沈下量に対する荷重をそのまま推定に用いた。ここから極限支持力(載荷板径の10%(30mm)の荷重)を推定すると、小さい場合でも561kN/m<sup>2</sup>と、設計値に対して十分な安全余裕を有していることがわかる。

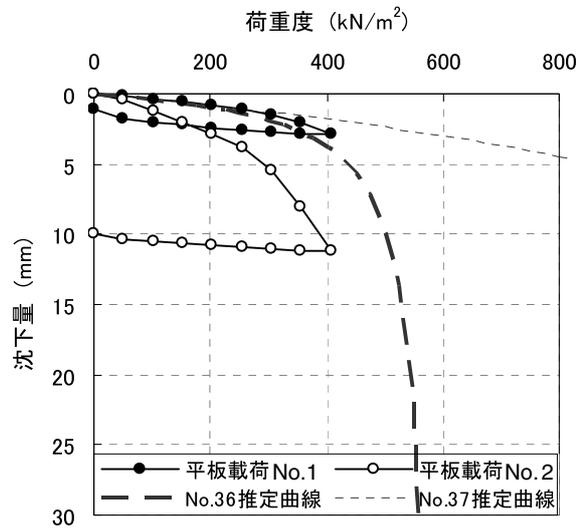


図11 急速平板載荷試験に基づく平板載荷試験の荷重—沈下関係の推定

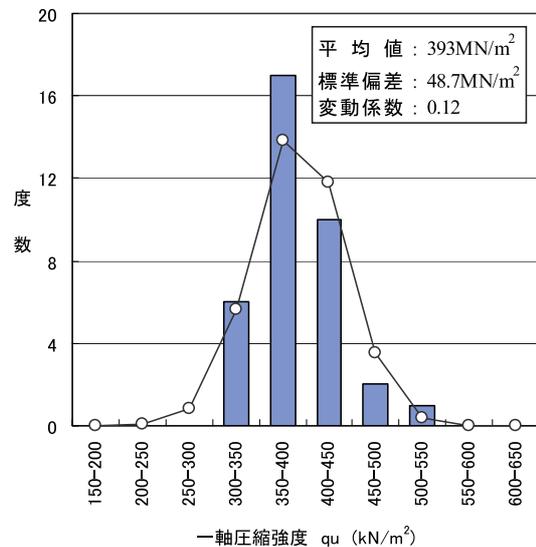


図12 一軸圧縮試験結果

### 5.4 一軸圧縮試験結果

図12に一軸圧縮強さのうち材令28日の一軸圧縮強さの度数分布を、表2に平均値、変動係数の一覧を示す。

28日の一軸圧縮強さの変動係数は0.12と設計時の仮定値0.35を大幅に下回っており、改良地盤全体で安定した品質を有していることを確認した。平均強度 $q_u$ は材例393kN/m<sup>2</sup>、ばらつきを考慮した強度も332 kN/m<sup>2</sup>( $= (1 - 1.3 \times 0.12) \times 393$ )といずれも原位置目標強度 $q_{uf} = 250$ kN/m<sup>2</sup>を上回った。室内配合強度(420kN/m<sup>2</sup>)との比としては、それぞれ0.94, 0.79と、仮定値(0.6)より大きかった。

表3に一軸圧縮試験結果により得られた一軸圧縮強さ $q_u$ 、変形係数 $E_{50}$ 、および急速平板载荷試験により得られた変形係数 $E_{vd}$ の平均値および変動係数の一覧を示す。一軸圧縮試験により得られた変形係数 $E_{50}$ (材令28日)の平均値は73.2 MN/m<sup>2</sup>と、設計で用いた値を上回っていたが、変動係数は0.41とやや大きなばらつきが見られた。これは、一般に一軸圧縮試験での変形係数の測定では局所的な不均質性の影響や供試体端面の拘束や平滑度など試験条件の影響が顕著に現れやすいことや、図13に示すように試験結果から得られた $q_u$ と $E_{50}$ の関係( $E_{50} = 187 \times q_u$ )が、一般のセメント系改良土と同等であることから考えても、変形係数のみがばらつきが大きいことは考えられず、一軸圧縮強さあるいは急速平板载荷試験の結果の方が原位置の状況をより反映しているのではないかと判断される。

また、図14に材令7日と28日の一軸圧縮試験結果の関係を示すが、7日から28日の強度増大率は約2.3倍となっており、支持力についても7日材令で行った平板载荷試験で得られた値に対して同等の増大が期待できると考えられる。さらに、固化材として高炉セメントを用いていることから、長期材令においては、より以上の強度、変形係数の増大があるものと思われる。

以上より、改良地盤は必要性能を上回る強度、品質が確保されており、均質で良好な攪拌混合が行われたことを確認した。

表3 試験結果のまとめ

	材令6, 7日		材令28日	
	平均値	変動係数	平均値	変動係数
$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	173	0.16	393	0.12
$E_{50}$ (MN/m <sup>2</sup> )	9.8	0.38	73.2	0.41
$E_{vd}$ (MN/m <sup>2</sup> )	77.3	0.32	-	-

### 6. 沈下計測

設計時に算定した沈下量の確認のため、躯体施工中に建物のレベル測定を行った。測定は、図7に示す6箇所、それぞれの点の沈下量の時刻歴および通りごとの設計値との比較を図15、図16に示す。

躯体打設終了時点での最大沈下量はほぼ設計値と対応しているが、西側の沈下量は設計値の1/3～1/2程度であり、傾斜角で約1/1800と、長期荷重時の一般的な許容値である1/1000以下であった。本建物は整形な集合住宅であることから荷重の偏在はなく、設計値と実測値の差は主に地盤のばらつきによるものと考えられ、土

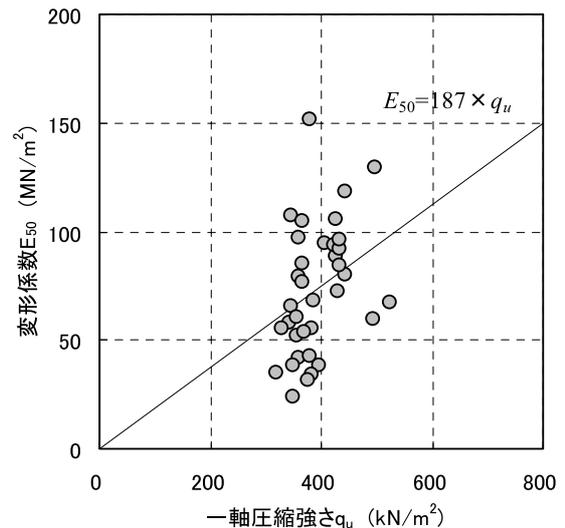


図13 一軸圧縮強さと変形係数の関係

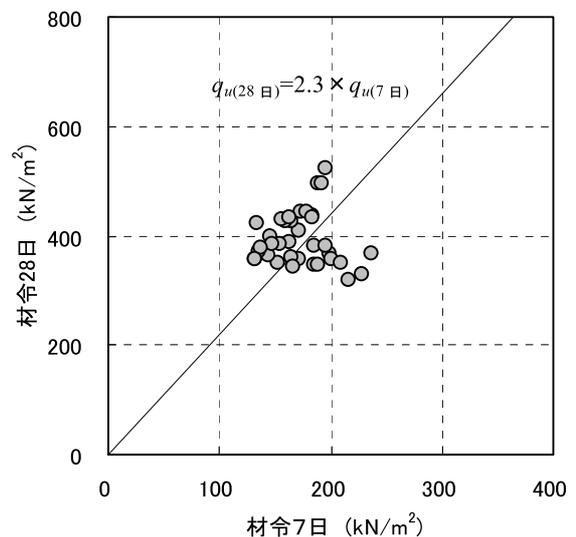


図14 材令7日と28日の一軸圧縮強さの関係

質定数をパラメータとした検討を今後進める予定である。

### 7. おわりに

洪積地盤に建つ6階建集合住宅建設において、近隣への配慮と環境保全という要求に対し、支持杭基礎から直接基礎への変更で対応した。変更にあたっては、品質の高い流動化処理工法による地盤改良を併用することで構造性能を確保した。さらに改良地盤の品質確保のため、改良地盤の品質管理、検査手法を複数併用することにより信頼性を向上することができた。

謝辞 今回の検討および実施は、千葉支店建築部工事部および建築設計室の方々との共同作業により実現したものであり、記して関係者各位に謝意を表します。

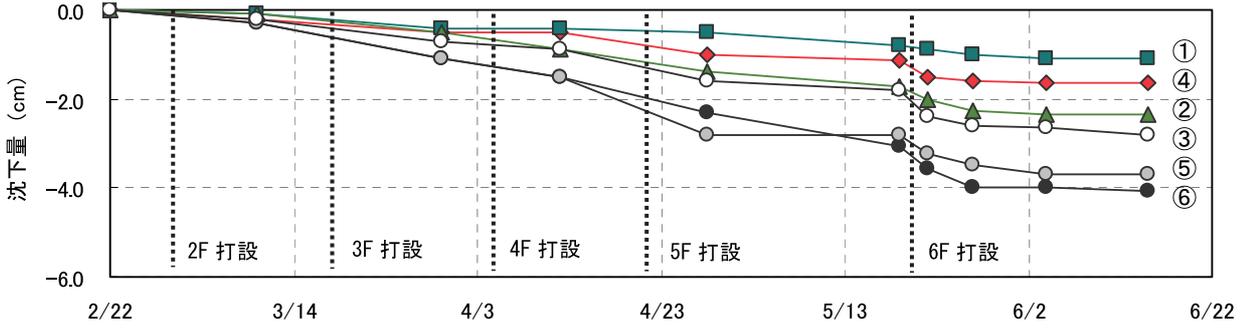


図 15 沈下計測の時刻歴（測定位置は図 7 参照）

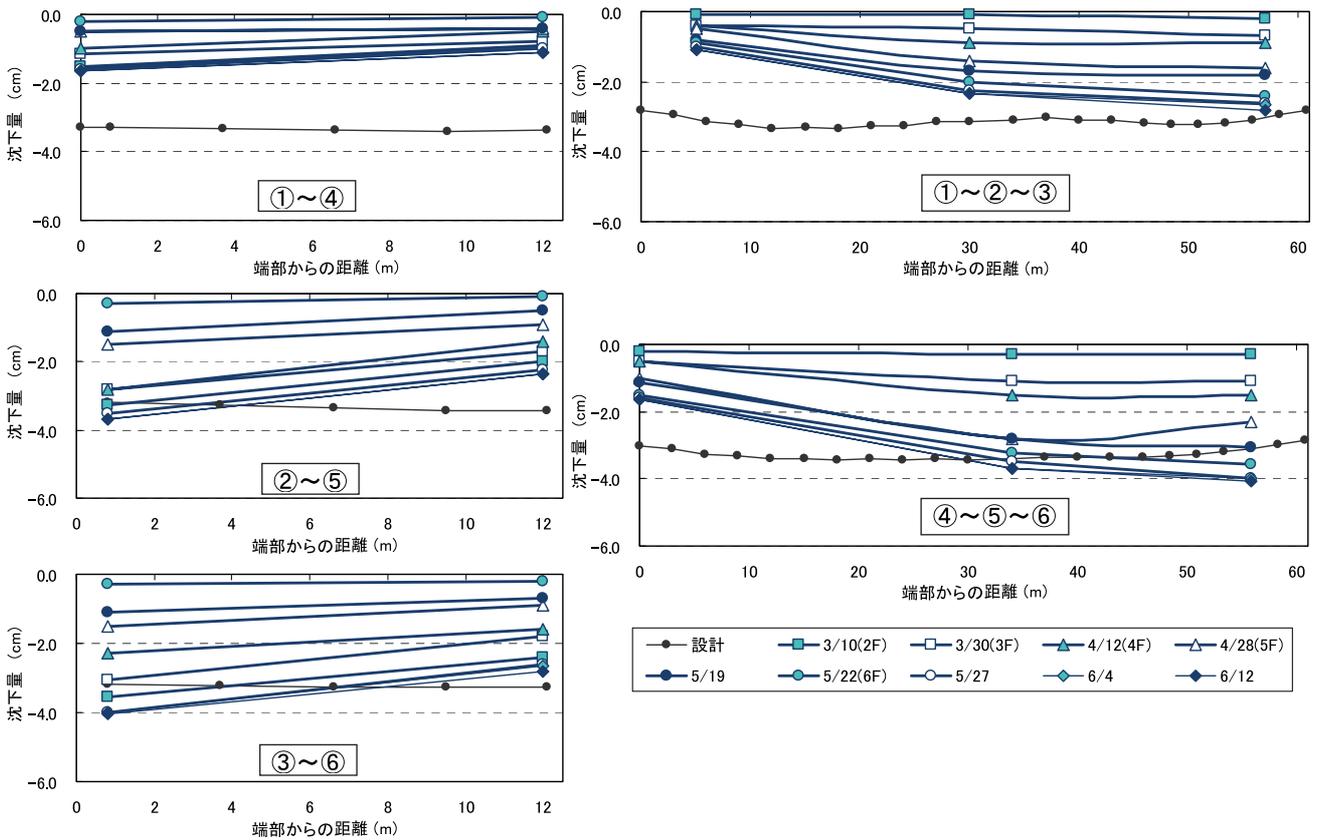


図 16 沈下量実測値と設計値との比較

【参考文献】

- 1) 木村匡他「流動化処理工法により支持された集合住宅の事例報告」2003 年度日本建築学会大会、B-1、pp430-440
- 2) 伊勢本昇昭他「流動化処理工法に関する品質管理試験の適用性について」2005 年度日本建築学会大会（投稿中）
- 3) 日本建築学会「建築基礎構造設計指針」、pp.61-67、2001
- 4) 同上、pp124-127
- 5) フローティング基礎研究会「フローティング基礎設計ガイドライン」2003.6

- 6) 日本建築センター「建築物のための改良地盤の設計および品質管理指針」、2002
- 7) 田中伸治、富永晃司「急速平板載荷試験法の原理と適用性」、第 48 回地盤工学シンポジウム論文集、pp.171-176、2003