

建築物の直接基礎としての流動化処理工法[†]

大西 智 晴* 野 津 光 夫* 吉 富 宏 紀*
藤 井 衛** 秋 重 博 之***

Liquefied Stabilized Soil Method for Building Foundation

by

Tomoharu ONISHI^{*}, Mitsuo NOZU^{*}, Hiroki YOSHITOMI^{*}, Mamoru FUJII^{**} and Hiroyuki AKISHIGE^{***}

Soil improvement method of Liquefied Stabilized Soil Method (LSS) could not be applied for building foundation, since LSS has been mainly used as a temporary backfilling works and filling works to place the space with recycled excavated surplus soil or light-weight cement mixed soil.

However, Japanese building standard law was revised, and LSS has been recognized that it has high-quality and sufficient performance to support the building structure.

In this report, the design of strength and quality control method of LSS used as building foundation is proposed, and future perspective is discussed.

Key words : Liquefied stabilized soil method, Building foundation, High-rise buildings, Quality control
Coefficient of variation

1 はじめに

流動化処理工法は、建設事業に伴い発生する建設発生土量の制御と再利用、軽量かつ高い流動性による施工性の良さなどから、これまでに山留め壁と躯体の隙間や共同溝などの狭い空間の埋戻し、あるいは路面下の空間の充填など、主として仮設に適用されることが多い地盤改良工法のひとつであった。そのため、建築物の支持地盤など恒久的な用途に適用されることは非常に少なかった。しかし、建築基準法の一部改正、告示の整備などにより、建築物の支持地盤として地盤改良工法が公に認められるようになったことから、プラントで製造・管理され、安定した品質が期待できるとして、流動化処理工法が注目

されるようになり、ここ数年、建築物の支持地盤としての実績が増えている。本報では、主として仮設的な適用が一般的であった流動化処理工法を建築物の支持地盤として適用することを目的に、流動化処理土の強度設定の方法、品質管理方法について提案し、実際の建築物に適用した事例について提案値の妥当性を検証する。

2 工法の概要と建築物の支持地盤への適用

2・1 工法の概要

流動化処理工法（以下、本工法と称する）は、大型固定式プラントにて製造するものと現場にプラントを設置して製造するものに大別されるが、基本的には、Fig. 1に示すように、① 建設発生土の選定 ② 材料のストッ

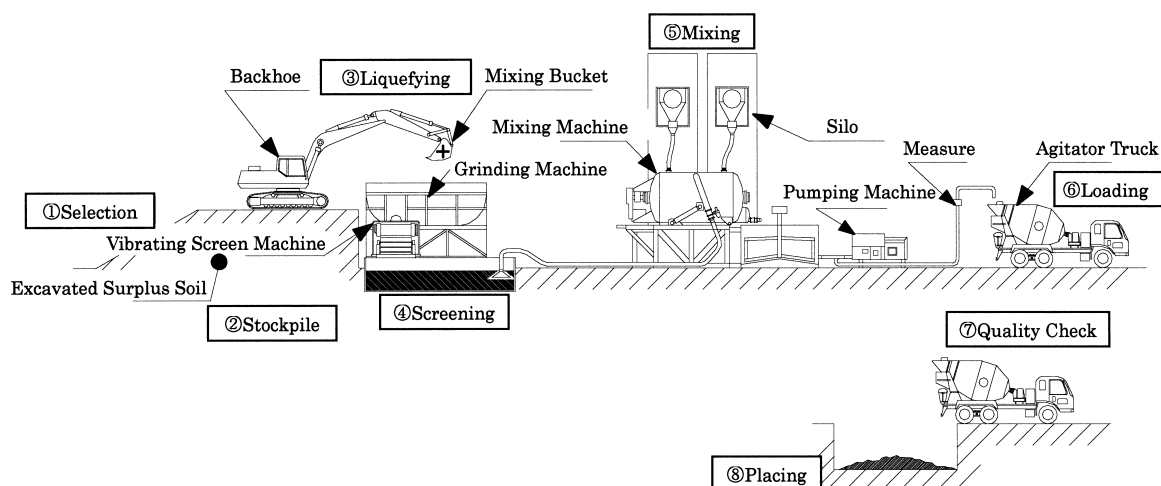


Fig. 1. Flow of liquefied stabilized soil method.

[†] 原稿受理 平成 17 年 2 月 8 日 Received Feb. 8, 2005

* 不動建設(株) 〒103-8543 東京都中央区日本橋小網町, Dept. of GEO Eng., Fudo Construction Co. Ltd., Chuo-ku, Tokyo, 103-8543

** 正 会 員 東海大学工学部建築学科 〒259-1207 平塚市北金目, Dept. of Arch & Baidling Eng., Tokai Univ., Kitakinme, Hiratsuka, 259-1207

*** 都市再生機構 〒810-8610 福岡市中央区長浜, Dept. of Urban Renaissance Agency, Chuo-ku, Fukuoka, 810-8610

ク ③ 建設発生土に水または泥水を添加（解泥）し、比重を調整した泥水（調整泥水）を製造 ④ 調整泥水を篩に通して不純物を除去 ⑤ 調整泥水と固化材を混練 ⑥ 所定の品質確認後、運搬車に積み込み ⑦ 現場搬入・受入れ検査 ⑧ 打設の手順により、均等な強度発現が得られるだけでなく、ばらつきも制御された安定した品質の材料（以下、処理土と称する）を施工することができる工法である。¹⁾

2・2 工法の特徴

本工法を建築物の支持地盤として適用する場合、ラップルコンクリート地業と同様の設計、施工方法が基本となるが、ラップルコンクリートでは掘削土の大部分を残土処分しなくてはならないのに対し、本工法では掘削土を再利用し、残土処分量を低減することが可能であることや、建築物の基礎に要求されている性能を適切に評価して処理土の設計基準強度を設定することにより、単位セメント量を少なくできるなどの利点がある。一方、本工法は、土質安定処理土の一種と位置付けられることから、粘性土などの軟弱な土に固化材を均一に添加しようとする、粘性土が団粒化してしまい均等に混ざらないなどの欠点も有する。¹⁾

そこで、本研究では、建築物の支持地盤として本工法を適用するに当たり、2・1節で述べた調整泥水を製造する方法により、固化材と泥水を均等に混ぜ、一定量の細粒分を確保することにより、材料分離の防止、固化後のひび割れを制御することを考えた。

3 処理土の品質

3・1 一軸圧縮強さの変動係数

建築物の支持地盤として採用される地盤改良工法として実績が多いのは、原位置でセメントスラリーと土を混合攪拌する深層混合処理工法および浅層混合処理工法であり、それぞれの設計方法や品質管理方法については、(財) 日本建築センターの「建築物のための改良地盤の設計および品質管理指針（2002）」（以下、センター指針と称する）に詳述されている。一般的に建築物の支持地盤として地盤改良工法を適用する場合、深層混合処理工法を例にとると、設計時に採用する一軸圧縮強さの変動係数

V_{quf} は 25 ～ 35% 程度とすることが多い。²⁾これに対し本工法についても同様に、現場搬入時に荷卸地点で採取した試料から作製した供試体による一軸圧縮強さ q_u の変動係数 V_{quf} （以下、変動係数 V_{quf} と称する）を調べた。Fig. 2 に、本工法が採用された A ～ D 現場（目標強度 = 0.20 ～ 2.50 N/mm²）の一軸圧縮強さ q_u の分布を示す。Fig. 2 からわかるように、本工法では、発現強度が大きいほど変動係数 V_{quf} が小さくなる傾向を示すとともに、その範囲が 10.8 ～ 20.5% であった。このことから、変動係数 V_{quf} が 15 ～ 50% 程度の範囲の深層混合処理工法³⁾と比較しても安定した品質であることが分かる。

3・2 設計基準強度

建築物の支持地盤として適用する地盤改良工法の設計では、設計基準強度 F_c を設定する場合、各限界状態における基礎底面の応力 σ_f に対して一軸圧縮強さ q_u を設定する強度設計が基本となる。また、設計基準強度 F_c の設定の際に採用する安全率 F_s （長期：3，短期：1.5）を国土交通省告示 1113 号に準拠して設定すると、設計基準強度 F_c は、式 (1) のようになる。

$$F_c = F_s \sigma_f \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (1)$$

4 現場強度

4・1 現場強度の設定

地盤改良工法は、一般的に先に述べた一軸圧縮強さ q_u の変動係数 V_{quf} や改良の対象となる土、あるいは現場強度と室内強度の関係などを考慮して設計で要求されている強度（以下、品質基準強度 F_q と称する）を確実に満足するように、現場強度 F を設定する。本工法は、深層混合処理工法や浅層混合処理工法と違い、プラントで品質管理することから、現場強度 F （原則として現場搬入時のテストピースでの値）は、(社) 日本建築学会「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事」⁴⁾（以下、JASS 5 と称する）を参考に設定することとした。

4・2 現場強度の設定根拠

JASS 5 では、コンクリートの調合強度 $F_{(concrete)}$ を設定する場合、式 (2)、(3) によって算定される値のうち大きい方の値とすることとしている。

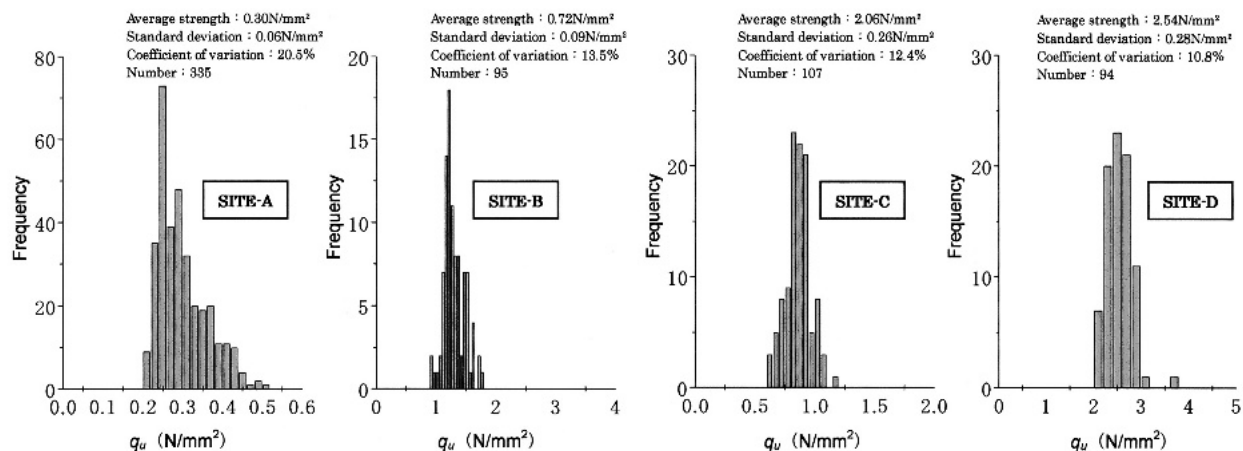


Fig. 2. Distribution of unconfined compression strength on four sites.

$$F_{(\text{concrete})} = F_q + T + 1.73\sigma \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2)$$

$$F_{(\text{concrete})} = 0.85(F_q + T) + 3\sigma \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3)$$

ここに、 T ：コンクリート強度の気温による補正值 (N/mm^2)、 σ ：使用するコンクリートの強度の標準偏差 (N/mm^2) である。どちらの式の値が大きいかは、変動係数 $\sigma/F_{(\text{concrete})}$ に着目した場合、 $\sigma/F_{(\text{concrete})} \leq 0.098$ なら式 (2)、 $\sigma/F_{(\text{concrete})} > 0.098$ なら式 (3) の値が大きくなる。⁴⁾ 本工法の場合、Fig. 2 からわかるように一軸圧縮強さ q_u の変動係数 V_{quf} は 10.8 ～ 20.5% であり、流動化処理土の現場強度 F は、式 (3) を参考に算定することとした。

4・3 強度の割増し係数

本工法は、現場の規模、運搬経路や運搬時間などによりプラント設備を選定するため、処理土に要求する圧縮強度はプラント形式の違いを考慮して設定する必要がある。Fig. 3 に、固定プラントで製造された処理土と現地プラントで製造された処理土について、品質基準強度 F_q と現場強度 F の関係（以下、 F/F_q と略記）を調べた結果を示す。

Fig. 3 に示すように、固定プラントで製造された処理土と現地プラントで製造された処理土では品質基準強度 F_q の値が 1.0 N/mm^2 以下の範囲において異なった傾向を示している。これは、固定プラントでは任意の現場から搬入された建設発生土を砂質土、粘性土などに大別してストックして、要求される品質に応じて原料土を選別することが可能であるため、ばらつきの少ない安定した品質の処理土を製造することができるのに対し、現地プラントでは、基本的に当該現場で発生した土を原料土として使用するため、ばらつきが生じやすく、現場強度 F が小さくなる傾向があるものと考えられる。この結果を踏まえ、プラント形式の違いによる強度の割増し係数 α の関係を整理すると、以下の関係が得られる。

現地プラントによる F/F_q ：固定プラントによる

$$F/F_q = 1.7 : 2.0 \approx 1.0 : 1.2$$

そこで、本工法を建築物の支持地盤として適用する場合、設計段階から F/F_q の関係を考慮し、品質基準強度 F_q を設定する際、設計基準強度 F_c に強度の割増し係数 α を乗じて式 (4) のように定義することとした。

$$F_q = \alpha F_c \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4)$$

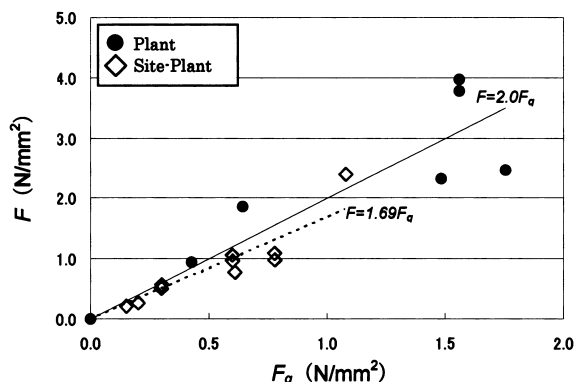


Fig. 3. Relationship between F_q and F .

ここに、 α ：強度の割増し係数で、固定プラントの場合 $\alpha = 1.0$ 、現地プラントの場合 $\alpha = 1.2$

4・4 養生温度による補正值

小林らは、養生温度の違いによる本工法の供試体（材齢 28 日）の強度比は、 $q_u(5^\circ\text{C})/q_u(20^\circ\text{C}) \approx 0.7$ となっていると報告している。⁵⁾ これを品質基準強度 $F_q = 2.0$ (N/mm^2) 相当の補正值 T で表すと、

$$T = F_q(1 - 0.7) \approx 0.6 \quad (\text{N/mm}^2)$$

となる。この結果を参考にし補正值 T は、品質基準強度 F_q の値に応じて随時、適切な値を設定することとした。

4・5 本工法の現場強度

4・1 ～ 4・4 節の結果を踏まえ、本工法の現場強度 F は、前述した式 (4) と、以下に示す式 (5) により算定することとした。

$$F = 0.85(F_q + T) + 3\sigma \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5)$$

ここに、 F ：流動化処理工法の現場強度 (N/mm^2)

F_q ：流動化処理工法の品質基準強度

$$F_q = \alpha F_c \quad (\text{N/mm}^2)$$

T ：流動化処理工法の強度管理の材齢を 28 日とした場合の打込みから 28 日までの予想平均気温による補正值 (N/mm^2)

σ ：流動化処理工法の強度の標準偏差

$$\sigma = 0.15 \sim 0.25 F_q \quad (\text{N/mm}^2)$$

F_c ：設計基準強度 (N/mm^2)

α ：強度の割増し係数

4・6 変形係数

建築物に適用する地盤改良工法の設計では、センター指針によると、一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E の関係は、土質によって差異があるものの、 $E_{50} = 130 \sim 260 q_u$ の範囲とされており、設計に用いる改良後の地盤（改良体）の変形係数は、対象とする固化土に対して圧縮試験を実施し、(変形係数／一軸圧縮強さ) の関係を求めて評価する方法と、式 (6) による方法のいずれかによるとしている。⁶⁾

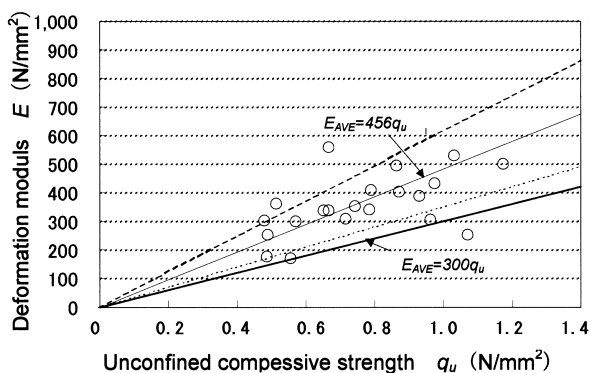
$$E_p = 180 F_c \quad (\text{N/mm}^2) \quad (6)$$

ここに、 E_p ：改良体の変形係数 (N/mm^2)

F_c ：設計基準強度 (N/mm^2)

しかし、これらの多くは「土の一軸圧縮試方法 (JIS A 1216) による E_{50} であることや、変形係数は改良の対象となる土質や一軸圧縮強さの違い、あるいは測定方法によっても値が違ってくる点などに留意する必要がある。

一方、本工法についても、これまでの施工実績から一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E の関係を調べたところ、Fig. 4 に示すように、一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E の関係は、 $E = 456 q_u$ (N/mm^2) となった。⁷⁾ ただし、Fig. 4 の変形係数 E は E_{50} ではなく、圧縮強度の 1/3 の点と原点とを結んだ割線弾性係数（静弾性係数）であり、センター指針に示されている一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E の関係 ($E_{50} = 130 \sim 260 q_u$) より大きい値となっている。そこで、今回の提案では設計時に用いる処理土の変形係数 E は、処理土に作用する応力やひずみレベルにもよるが、 $E = 450 q_u$ (N/mm^2) 程度の値を用いることとした。

Fig. 4. Relationship between q_u and E .

5 超高層建築物への適用事例⁸⁾

5・1 建物概要と工法採用の主旨

本工法を採用する利点のひとつは、ラップルコンクリートなどの置換工法では、掘削する土の大部分を場外処分するのに対し、本工法の場合、掘削した土を当該現場または他の現場の原料土とすることができるなど、建設発生土量の低減やリサイクルが可能となることである。そのため、環境配慮型工法やリサイクルを考慮した工法採用の一貫として、中低層建築物を中心に、直接基礎の支持地盤としての適用事例が増えてきている。本節では、本工法を支持地盤として適用した福岡県内に計画された超高層建築物（以下、本建物と称する）について、工法採用の主旨や施工後の品質管理結果について述べる。

5・2 地盤概要と基礎工法

Table I に本建物の概要を、Fig. 5 に本建物が計画された敷地（以下、本敷地）の地盤構成図をそれぞれ示す。

Table I. Building and structure.

Building site	Fukuoka-city
Number of stories	18-Stories, 2-Basement
Building construction	Columun:CFT Beam : SC
Building area	1,268m ²
Architectural area	11,866m ²
Building height	61.4m
Foundation	Mat foundation

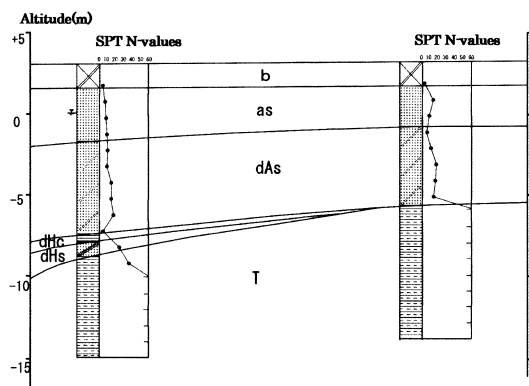


Fig. 5. Soil profile.

本敷地の地盤構成は表層より、盛土（b層）、砂層（as層）、礫混じり砂層（dAs層）、洪積粘土層（dhc層）、洪積砂層（dHs層）、福岡群層（T層）となっている。本建物の支持地盤となる頁岩主体の福岡層群の上面には傾斜が見られ、本敷地内で約3mの高低差がある。また、局所的に硬質な礫岩等が挟在している。基礎工法については、地上18階、地下2階の超高層建築物であることから、支持地盤は確実な土層とする必要がある。本建物の場合、基礎底面から頁岩層上端までは支持層の傾斜により、地下2階部分で0～1m、地下1階部分で2～4mである。そのため、基礎工法としては本工法やラップルコンクリートによる置換工法のほか、場所打ち杭工法が検討されたが、基礎底面から頁岩層までの距離が非常に短いことや福岡層群に挟在する硬質な礫岩の掘削が困難なことなどを勘案し、基礎形式をべた基礎とし、支持地盤に本工法を採用することにより、本建物を直接基礎として設計することとした。

5・3 要求性能と設計方針

本建物の支持地盤の要求性能は、設計接地圧から設定される圧縮強度を満足するとともに、工学的基盤と見なせる地盤剛性（せん断波速度 $V_s \geq 400\text{m/sec}$ ）を確保することである。そこで、本建物に適用する処理土の設計は、設計接地圧に対して必要な圧縮強度（以下、 $F_c(\text{接地圧})$ と略記）と、本工法による改良地盤が工学的基盤と見なせる剛性を有する圧縮強度（以下、 $F_c(\text{せん断波速度})$ と略記）を式(7)により比較し、どちらか大きい方の値を設計基準強度 F_c とする方法とした。

$$F_c = \max\{F_c(\text{接地圧}), F_c(\text{せん断波速度})\} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (7)$$

設計接地圧から設定される $F_c(\text{接地圧})$ の圧縮強度は、本建物の場合、使用限界状態（長期荷重時）における設計接地圧 σ_f が 500kN/m^2 であることから、国土交通省告示第1113号の3に準拠すると以下ようになる。

$$F_c(\text{接地圧}) = F_s \sigma_f = 3 \times 500 = 1,500\text{kN/m}^2 \quad (= 1.50\text{N/mm}^2)$$

一方、必要せん断波速度から定まる $F_c(\text{せん断波速度})$ は、式(8)より、せん断弾性係数 G と変形係数 E 、およびせん断波速度 V_s の関係を用いて算出することとした。

$$G = E / \{2(1 + \nu)\} = \rho V_s^2 \quad (\text{kN/m}^2) \quad (8)$$

ここに、 ν : 処理土のポアソン比 ($= 0.3$)

ρ : 処理土の密度 (1.65g/cm^3)

ただし、式(8)中の変形係数 E は、4・6節で既述した処理土の一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E の関係から安全側に $E = 300q_u$ とし、必要せん断波速度から定まる設計基準強度 $F_c(\text{せん断波速度})$ を算出して、以下の結果を得た。

$$F_c(\text{せん断波速度}) \geq 2.288 \quad (\text{N/mm}^2)$$

そこで、前述した式(7)の関係から、本建物の設計基準強度 F_c を以下のように設定した。

$$F_c = 2,400 \quad (\text{kN/m}^2) = 2.4 \quad (\text{N/mm}^2)$$

5・4 現場強度 F

本建物に適用する処理土の現場強度 F を前述した式(5)により算定すると、 $F = 3.99\text{N/mm}^2$ となる。

ただし、現場の諸条件や処理土の製造プラントの実績

等を考慮し、式 (5) 中、 $T=0.6$ (N/mm²)、 $\sigma=0.20F_q$ 、 $\alpha=1.0$ としている。

6 流動化処理土の施工と試験結果

6・1 処理土の施工

打設はコンクリートと同様、処理土を 4km 程度離れた固定プラントからアジテータ車で運搬し、コンクリートポンプ車による圧送方式とした。また、打設後の処理土の品質を考慮し、1 回の打設高さは 1.0m 以下とした。

6・2 現場受入れ時の品質検査

処理土の受入れ時の品質管理項目は、前述した建築物の支持地盤としての要求性能のほかに、原料土の特性や打設時の施工条件などを考慮して設定する必要がある。そこで、本建物においては Table II に示す品質管理項目と管理値を設定した。試験頻度は、構造体コンクリートと同様、打設数量 150m³ につき 1 回、かつ 1 日 1 回の割合で行った結果、全ての管理項目において目標値を満足した。このほか、これらの試験と同じ頻度で、一軸圧縮試験用の供試体も採取した。

6・3 圧縮試験結果と強度の変動係数 V_{quf}

打設後の品質確認として、6・2 節により施工期間中に採取した 30 個の現場水中養生供試体について一軸圧縮試験を行った。Fig. 6 に試験結果を示す。Fig. 6 より、品質基準強度 $F_q = 2.40$ N/mm² に対し、平均強度が 3.38 N/mm²、標準偏差 $\sigma = 0.50$ N/mm²、変動係数 $V_{quf} = 14.7\%$ となり、設計で要求されている圧縮強度を満足するとともに、設計時に用いた変動係数 $V_{quf} = 20\%$ より小さい安定した品質の処理土を施工することができた。

このほか、本建物では、実際に打設した処理土から切り取ったコア供試体についても一軸圧縮試験を行った。試験結果を Fig. 7 に示す。圧縮試験の材齢は原則として 28 日としたが、2 供試体については工程の都合により、材齢 30 日で行った。これらを比較すると、一軸圧縮強

Table II. Quality control of liquefied stabilized soil

Control item	Allowable range
Temperature	5.0°C~35.0°C
Flow-values	200±40mm
Ratio of breeding	1.0% or less
Density	1.65±0.1 g/cm ³

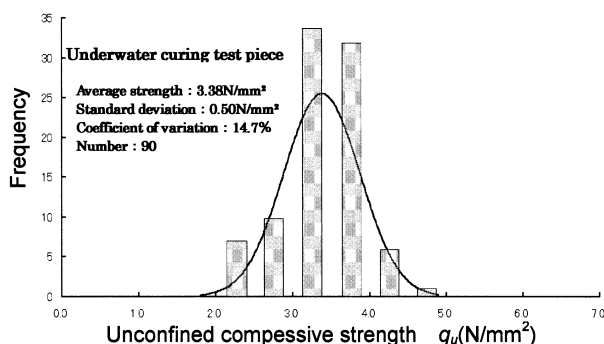


Fig. 6. Intensity distribute of curing test piece.

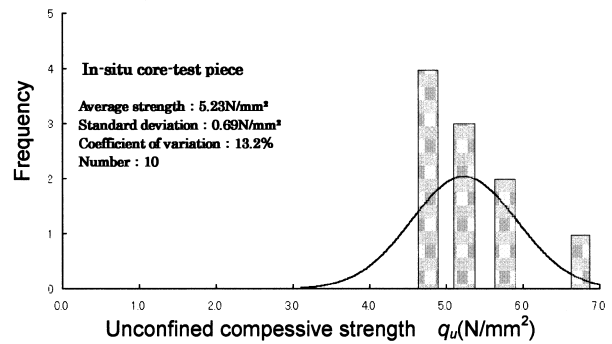


Fig. 7. Intensity distribute of core-test piece.

さ q_u の平均値は、打設された処理土から切り取ったコア供試体の方が現場水中養生供試体より大きい結果となった。この要因について過去の事例では^{9), 10)}養生条件の違いや打設厚による圧密効果などを挙げている。

6・4 変形係数 E

本建物の支持地盤の設計では、処理土の一軸圧縮強さのほかに、せん断波速度 $V_s \geq 400$ m/sec を満足していることを確認する必要がある。そこで、6・3 節に示すボーリング孔を用いて PS 検層を試みた。しかし、周辺環境等の事情により信頼できるデータが得られなかったため、前述のコア供試体の圧縮試験時に測定した供試体のひずみから静弾性係数を算定した。この静弾性係数は、静的载荷試験によって得られた応力～ひずみ曲線上の圧縮強度の 1/3 の点と原点とを結んだ直線の傾きにより求めたもので、Fig. 4 の変形係数 E と同じものである。Fig. 8 に供試体の一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E の関係を示す。

Fig. 8 より、両者の関係は式 (9) のようになった。

$$E = 960q_u \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (9)$$

この関係は、設計時に想定した $E = 300q_u$ よりもはるかに大きな値となった。原因としては、処理土の圧縮強度が大きく、さらに処理土の原料となる土の礫分混入率が高かったことなどが考えられるが、設計で要求している剛性を十分満足していることが確認できた。

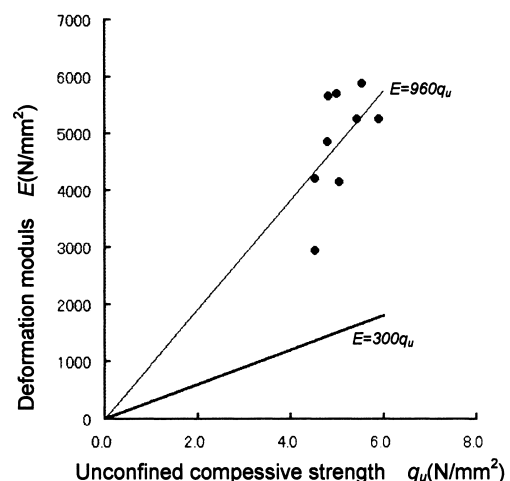


Fig. 8. Relationship between q_u and E .

Table III. Example of liquefied stabilized soil method for past buildings foundation.

Plant type	Fixed plant							Site-plant		
Site	Tokyo Site-R1	Tokyo Site-R2	Saitama Site-K	Tokyo Site-G	Tokyo Site-T	Tokyo Site-I	Fukuoka	Saitama Site-N	Saitama Site-Y	Tokyo Site-J
Month	Jul.	Jul.	Jul.	Jun.	Jan.	Jul.	Jan.	Nov.	Dec.	Nov.
Structure	S 6-Stories 1-Basement	S 6-Stories 1-Basement	RC 10-Stories	RC 4-Stories	S 7-Stories 1-Basement	RC 19-Stories 1-Basement	CFT 18-Stories 2-Basement	RC 3-Stories	RC 4-Stories	S 4-Stories
Field strength F (N/mm ²)	1.56	1.56	1.76	0.43	1.49	3.90	2.40	1.77	0.78	0.51
Average strength q_{uf} (N/mm ²)	4.97	3.78	2.47	0.94	2.33	5.01	3.38	2.53	1.06	1.24
Strength ratio q_{uf}/F_q	3.18	2.42	1.41	2.19	1.56	1.28	1.41	1.46	1.36	2.46
Standard deviation σ (N/mm ²)	0.88	0.71	0.44	0.21	0.22	0.47	0.50	0.63	0.25	0.26
Coefficient of variation $V_{q_{uf}}$ (%)	17.6	18.6	17.6	22.4	9.5	9.3	14.7	24.9	23.6	21.2
Number n	18	87	30	33	30	21	90	36	48	147

S : Steel structure RC : Reinforced Concrete structure CFT : Concrete Filled Tube structure

7 本工法におけるばらつきの検証

これまでに述べてきた設計から施工後の品質管理方法の妥当性の確認として、建築物の支持を目的に適用された本工法の事例うち、試験体が15個以上の現場事例について強度特性を調査した。その結果をTable IIIに示す。Table IIIより、平均強度 q_{uf} に対する変動係数 $V_{q_{uf}}$ は、固定プラントの場合、 $V_{q_{uf}} = 9.3 \sim 22.4\%$ 、平均で15.7%、現地プラントの場合、 $V_{q_{uf}} = 21.2 \sim 24.9\%$ 、平均で23.2%、となっており、現場強度 F を算定する際の標準偏差 σ については、固定プラントの場合で $\sigma = 0.15 \sim 0.2 \cdot F_q$ 、現地プラントの場合で $\sigma = 0.2 \sim 0.25 \cdot F_q$ 程度を採用しても問題はないと考えられる。また、式(5)により設定した現場強度 F を目標強度とすることで、設計で要求する圧縮強度を十分満足することから、現段階では設計および品質管理上、問題はないと考えられる。

8 ま と め

本報では、建築物の支持地盤として流動化処理工法を適用する場合の設計的な考え方をこれまでの施工実績やそれぞれの事例から得られた知見等を通して提案するとともに、強度設定の方法や設計で用いるばらつきの評価の妥当性について照査してきた。その結果、流動化処理工法が建築物の支持地盤としての要求性能を十分満足するだけでなく、これまで中低層建築物の支持地盤として適用するのが一般的であった地盤改良工法が、超高層建築物に適用することも可能であり、¹¹⁾流動化処理工法の適用範囲がさらに広がったと言える。その一方で、建築物のみならず構造物の支持地盤として適用された事例がま

だ少ないため、今後は、長期強度や耐久性のほか、動的特性や沈下計測などを行うことにより、より経理的な設計法の確立を図るとともに、製造、施工のな面においても改善を加え、環境に配慮した建築基礎工法として、流動化処理工法が広く普及されることが望まれる。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所, 流動化処理土技術マニュアル (1997).
- 2) 中野健二, 大西智晴, 日本建築学会大会 (関東) 学術講演梗概集, 677 (2001).
- 3) 土木研究センター編, “陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版”, p.254 (2004).
- 4) 日本建築学会編, “建築工事標準仕様書・同解 JASS 5 鉄筋コンクリート工事”, p.201 (1997).
- 5) 小林一雄, 内田喜太郎, 道路占用工事における埋戻し工法, 平4.都土木技研年報, 65 (1992).
- 6) 日本建築センター編, “改訂版 建築物のための改良地盤の設計および品質管理指針”, p.70 (2002).
- 7) 大西智晴, 野津光夫, 吉富宏紀, 藤井 衛, 渡辺一弘, 日本材料学会第6回地盤改良シンポジウム論文集, 53 (2004).
- 8) 秋重博之, 木村 匡, 大西智晴, 基礎工, **32**, 74 (2004).
- 9) 藤井 衛, 小林利和, 山本 実, 大西智晴, 日本建築学会大会 (北陸) 学術講演梗概集, 405 (2002).
- 10) 鈴木光雄, 小林利和, 大西智晴, 山本 実, 日本建築学会大会 (東海) 学術講演梗概集, 441 (2003).
- 11) 大西智晴, 友住博明, 宮田 章, 日本建築学会大会 (北海道) 学術講演梗概集, 401 (2004).