重錘落下締固め工法における地盤の改良深度および 改良程度に関する検討

DEPTH AND DEGREE OF SOIL IMPROVEMENT BY DYNAMIC CONSOLIDATION METHOD

下平 祐司*, 山肩 邦男**

Yuuji SHIMOHIRA and Kunio YAMAGATA

This paper examines the soil improvement effect (D_N , $\bar{N}_2$) of Dynamic Consolidation Method to sandy ground based on the past construction records. The main conclusions are summarized as follows.

(1) D_N is the depth of the improvement required, taken as determined by the intersection of the two approximate curves of N -value before and after the improvement. Equations for estimating D_N are proposed. (2) Equations for estimating $\bar{N}_2$ are proposed, where $\bar{N}_2$ is the average of N -value after the improvement. (3) Proposed estimate equations are applied to two recently reported construction records, and the propriety of them is discussed.

Keywords : soil improvement, tamping, sandy soil, relative density, N -value

地盤改良, 締固め, 砂質土, 相対密度, N 値

1. 序

重錘落下締固め工法は、衝撃力によって地盤を締固める地盤改良工法の一つであって、重量数 10 tf の重錘を数 10 m の高さから繰り返し自由落下させるというきわめて単純な地盤改良工法である。同工法は、はじめ砂や砂礫などの粗粒土の締固め工法として開発されたものであるが、現在では都市廃棄物地盤から岩砕埋め立て地盤にわたる広範囲な土質に対して適用されている。通常の場合の施工手順を図-1 に示す。本タンピングでは、地盤の深部を改良するために等間隔においた各地点において繰り返し打撃を行う。本タンピングが終了した後、打撃孔周辺のゆるんだ浅部を締固めるため、地表面を均してべた打ち状に仕上げタンピングが行われる。なお、施工方法の詳細については、文献^{1),2)}などを参照されたい。

重錘落下締固め工法の設計法は主に過去の経験に基づくものであるため、その不備な点を施工途中に実施するサウンディングなどによって補っているのが現状である。現行設計法については、文献^{1),2)}などに述べられているが、改良深度の定義が明確でないことなど問題点も多く、設計法としては不十分であると考えられる。また、高田ら^{3)~7)}の遠心模型実験による一連の研究では、同工

法の締固めに及ぼす各種要因についてパラメトリックな実験が行われている。これらの結果として、総打撃エネルギーが大きくなるほど地盤の圧縮量が大きくなること⁴⁾、総打撃エネルギー一定のもとでは、締固め効果はエネルギーよりも重錘の持つ運動量に強く依存していること⁷⁾などが定性的に報告されているが、実地盤を想定した具体的な提案には至っていない。

以上のような背景のもとで、本研究では、対象地盤を砂質系地盤に限定して、重錘落下締固め工法の設計法に関する検討を行った。すなわち、同工法の改良効果への影響要因として地盤の種類(砂地盤および砂礫・岩砕地

図-1 重錘落下締固め工法の施工手順

* 日本建築総合試験所 研究員・修士(工学)

** 関西大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

Research Engineering, General Building Research Corporation, M. Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kansai Univ., Dr. Eng.

盤), 相対密度 (N 値), 打撃エネルギーの 3 要因を想定し, 国内における過去の施工記録を対象資料として改良深度および改良程度について調査検討し, それぞれの推定式を提案した。

なお, 本論文の内容は, 文献 8) に中間報告したものに加筆, 修正したものであることをお断りしておく。

2. 現行設計法の問題点および本研究における定義

現行設計法における改良深度および改良程度の推定方法を図—2 および図—3 に示す^{1), 2)}。図—2 は, 改良深度が重錘の重量 W と落下高さ H との積の平方根に比例する (比例定数 α : 影響係数¹⁾) とするものであるが, 問題点として以下の事項が挙げられる。

- ① 改良深度 D が明確に定義されていないこと (通常は, 施工前後の N 値などが変わらない深度を目視によって判断しているようである)。
- ② 1 打撃についての打撃エネルギーのみを考慮しているため, 打撃回数, 打撃点間隔, 打撃エネルギーの総量が考慮されていないこと。
- ③ 改良対象地盤の相対密度が考慮されていないこと。

図—3 は, 施工前後の平均 N 値の増分 $\Delta \bar{N}$ が単位体積当たりの打撃エネルギー E_v に比例するとするものであるが, 問題点として次のことが挙げられる。

- ④ 単位体積当たりの打撃エネルギー E_v (後述 (5) 式の E_v を改良深度 D で除したものに①で述べたように明確な定義のない D が導入されていること。

以上のことから, 本研究では, 以下のことを考慮することとした。

- 1) ①および④に関しては, 改良深度を以下のように定義する。すなわち, 施工前の N 値 (N_1), 施工後の N 値 (N_2) の深度分布をそれぞれ (1) 式の 2 次曲線で近似し, 2 曲線が交差する深度を改良深度 D_N と定義した。

$$N \text{ 値} = a_z + b_z \cdot z + c_z \cdot z^2 \cdots \cdots (1)$$

ここに, z : 深度 (m)

図—2 $\sqrt{W \cdot H} \sim D$ 関係¹⁾

図—3 $\Delta \bar{N} \sim E_v$ 関係²⁾

図—4 改良深度 D_N 判定の一例

D_N 判定の一例を図—4 に示す。ここで, 2 次の近似曲線による判定を行ったのは, i) N 値 (特に砂礫・岩砕地盤における N 値) のバラツキが大きいため, 従来の目視による判断では客観性に乏しいこと, ii) 改良深度付近のみの N 値で判断するのは, 一部の N 値に重みを置くことになり, 地盤全体の改良効果が改良深度に反映されないこと, iii) 締固めの程度は, 深度が増大するほど減衰すること, iv) いたずらに近似式を複雑にしても精度が上がらないことなどの理由による。なお, N 値の測定位置は大部分が隣接した打撃点間の中間点で行われていること, D_N の判定にあたっては玉石などの影響で過大に測定されたと考えられる N 値 (本研究では > 50 とした) は前後の N 値から判断して除外していることを付記しておく。

2) ②に関しては, 打撃点間隔および打撃エネルギーの総量を反映しうる単位面積当たりの打撃エネルギーの累計値 $\sum E_a$ を考慮した。なお, $\sum E_a$ については, 4. で詳述する。

3) ③に関しては, 相対密度の指標として N_1 の平均値 ($\bar{N}_1$) を採用することとした。 N 値が相対密度のみならず拘束応力の影響をも強く受けることは, Gibbs ら⁹⁾をはじめ下平ら¹⁰⁾などの室内実験でも確認されている。しかし, 本研究で対象とする地盤は, 一般に埋め立て地盤や盛土地盤であるため, 応力履歴などによる拘束応力増加の影響は少ないと考える。したがって, 施工前の相対密度の指標として $\bar{N}_1$ を採用してよいと判断した。

3. 検討対象資料の概要

検討の対象とした資料は, 集めえた国内における過去の施工記録のうち, 以下の条件を満たすものに限った。

- 1) 改良対象地盤が砂地盤あるいは砂礫・岩砕地盤であること。
- 2) 各施工段階における打撃仕様 (重錘重量 W , 落下

図-5 $\bar{N}_1$ のヒストグラム 図-6 本タンピングにおける $W \cdot H$ のヒストグラム 図-7 E_{at} のヒストグラム

図-8 地下水位のヒストグラム

高さ H , 1 打撃点の打撃回数 n , 打撃点間隔 l が明示されていること。

3) 施工前後において N 値が測定されていること。

これらの条件をすべて満たす資料は計 23 件 (砂地盤 13 件, 砂礫・岩砕地盤 10 件) であった。ただし, 同一工事であっても施工区域が数ブロックに分かれて調査されているものは別件として扱ってある。なお, 同じ相対密度であっても砂礫・岩砕地盤における N 値は砂地盤の場合に比べて大きく測定されることが考えられるので, 以下の検討においては, 地盤を砂地盤と砂礫・岩砕地盤とに区別することとする。

資料の概要について以下に述べる。

1) N_1 の平均値 $\bar{N}_1$ のヒストグラムを図-5 に示す。 $\bar{N}_1$ としては, 各資料中のすべての N_1 の平均値を採用したが, 結果として N_1 の算定深度は改良深度 D_w + 数 m 程度までであった。 $\bar{N}_1$ は砂地盤の場合平均 5.9, 砂礫・岩砕地盤の場合平均 13.9 であり, 全体的に砂地盤における $\bar{N}_1$ は砂礫・岩砕地盤に比べて小さいことがわかる。

2) 本タンピングにおける $W \cdot H$ のヒストグラムを図-6 に示す。重錘重量 12 tf, 落下高さ 20 m の仕様が最もよく採用されていることがわかる。重錘底面の形状は, $W=12$ tf のものは幅 $B=1.75$ m の正方形であり, $W=18$ tf のものは $B=2.0$ m の正方形, $W=20$ tf のものは $B=2.0$ cm の正方形が 3 件, 直径 2.32 m の円形が 1 件である。なお, 施工途中で $W \cdot H$ を変更している場合が 1 件あったため, 同図における資料の総数は 24 件となっている。

3) 仕上げタンピングにおける $W \cdot H$ のヒストグラムは省略するが, $W=12$ tf (底面形状: $B=1.75$ m の正方形), $H=10$ m の仕様が 14 件 (砂地盤 6 件, 砂礫・岩砕地盤 8 件), $W=5$ tf (底面形状: $B=1.75$ m の正方形), $H=10$ m の仕様が 8 件 (砂地盤 7 件, 砂礫・岩砕地盤 1 件), $W=20$ tf (底面形状: 直径 2.32 m の円形), $H=6$ m の仕様が砂礫・岩砕地盤で 1 件であった。

4) 本タンピングと仕上げタンピングによる単位面積あたりの打撃エネルギーの総和 E_{at} ((5) 式および (6) 式参照) のヒストグラムを図-7 に示す。 E_{at} は砂地盤の場合平均 209.4 tf·m/m², 砂礫・岩砕地盤の場合平均 382.7 tf·m/m² であり, 全体的に砂地盤において採用される E_{at} は砂礫・岩砕地盤に比べて小さいことがわかる。

5) 地下水位のヒストグラムを図-8 に示す。砂地盤の場合, 地下水位が G.L. -2 m 以下のものがほとんどであるが, これらはすべて浚渫埋め立て地盤における記録である。なお, 砂礫・岩砕地盤のうち 2 件の資料で地下水位が確認されていないが, これらは丘陵部の盛土地盤におけるものである。

6) 各施工段階までの単位面積当たりの打撃エネルギーの累計値 ΣE_a と地表面平均沈下量の累計値 Σs との関係を図-9(a) に示す。ここに、地表面平均沈下量は、各施工段階において地均しをした後のレベル測量から求めたものである。全体的な傾向として、同じ ΣE_a に対して、砂地盤の Σs が砂礫・岩砕地盤の場合に比べて大きいこと、また、 ΣE_a と Σs との関係は線形関係ではなくて、次第に締固めの効率が低下する傾向にあることがわかる。図-9(b) には、 $\sqrt{\Sigma E_a}$ と Σs との関係を示す。バラツキはあるが、 $\sqrt{\Sigma E_a}$ と Σs とは図-9(a) に比べて線形関係にあるとみてよからう。なお、砂礫・岩砕地盤の資料のなかで、2件の資料の Σs が他に比べて大きい、これは、非常にゆるい盛土地盤 ($\bar{N}_1 = 8.7, 7.5$) における記録である。

これら 23 件の資料について、中間の工事段階において N 値が測定されているものを別件資料として扱うと、資料は 37 件 (砂地盤 18 件、砂礫・岩砕地盤 19 件) となる。

この 37 件の資料について、 N_1 および N_2 の分布を検討し、改良深度 D_N の判定を行うとともに、改良程度の指標として N_2 の平均値 $\bar{N}_2$ を算定した。なお、 $\bar{N}_2$ としては、 $\bar{N}_1$ の場合と同様にすべての N_2 の平均値を採用

した。また、 D_N の判定において、 N 値の近似曲線が交差しない場合は、最深の N 値測定深度までの範囲で 2 曲線の水平距離 (平均的な N 値の増分) が最小となる深度を D_N として採用した。2 曲線が交差しなかった資料は 6 件 (砂地盤 4 件、砂礫・岩砕地盤 2 件) であった。

(1) 式による算定 N 値に対する実測 N 値の比の標準偏差をヒストグラムにして図-10 に示す。それぞれの平均値は、砂地盤の場合施工前 0.42, 施工後 0.38, 砂礫・岩砕地盤の場合施工前 0.29, 施工後 0.25 であり、砂地盤では多少精度が悪いが、 N 値の深度分布は (1)

図-10(a) 標準偏差のヒストグラム (施工前)

図-10(b) 標準偏差のヒストグラム (施工後)

図-9(a) $\Sigma E_a \sim \Sigma s$ 関係図

図-9(b) $\sqrt{\Sigma E_a} \sim \Sigma s$ 関係図

図-11 D_N のヒストグラム

式では近似できるものとする。

D_N のヒストグラムを図-11に示す。 D_N は砂地盤の場合平均 8.6 m, 砂礫・岩砕地盤の場合平均 10.7 m であり, 全体的に砂地盤における D_N は砂礫・岩砕地盤に比べて小さいことがわかる。また, 図-12には, D_N/B (B : 重錘底面の幅, 円形の場合は直径) のヒストグラムを示す。なお, B は本タンピングにおいて使用した重錘の値を採用している。 D_N/B は砂地盤の場合平均 4.7, 砂礫・岩砕地盤の場合平均 5.9 である。

図-13には, $\bar{N}_2$ のヒストグラムを示す。 $\bar{N}_2$ は砂地盤の場合平均 10.9, 砂礫・岩砕地盤の場合平均 21.3 であり, 先述の $\bar{N}_1$ と同様, 全体的に砂地盤における $\bar{N}_2$ は砂礫・岩砕地盤に比べて小さいことがわかる。

図-14には, 全資料における増加 N 値 ΔN (図-4中の2曲線の差) を $\bar{N}_2$ で除したものの深度分布曲線を示す。ただし, 深度 z は D_N で除してある。曲線形状にはかなりのバラツキが見られるが, N 値測定点と本タンピングの平面位置の関係, 仕上げタンピングの程度などによるものと考えられる。したがって, 同図中の太線で示した平均値で大局的な傾向を考察すると, 砂地盤では浅部ほど改良効果が現れているのに対し, 砂礫・岩砕地盤では $0.6 D_N$ あたりで最も改良効果が現れているこ

とがわかる。これらの平均値の式は, 以下のとおりである。

砂地盤

$$\frac{\Delta N}{\bar{N}_2} = 0.68 + 0.47 \frac{z}{D_N} - 1.10 \left(\frac{z}{D_N} \right)^2 \cdots \cdots (2)$$

砂礫・岩砕地盤

$$\frac{\Delta N}{\bar{N}_2} = -0.27 + 2.83 \frac{z}{D_N} - 2.54 \left(\frac{z}{D_N} \right)^2 \cdots \cdots (3)$$

図-14 $\Delta N/\bar{N}_2 \sim z/D_N$ 関係図

図-12 D_N/B のヒストグラム

図-15(a) $D_{qc} \sim D_N$ 関係図

図-13 $\bar{N}_2$ のヒストグラム

図-15(b) $D_{Ep} \sim D_N$ 関係図

資料のうち、標準貫入試験以外にコーン貫入試験あるいは孔内水平載荷試験が実施されているものについては、先述の D_N と同様、コーン貫入抵抗 q_c あるいは変形係数 E_p の深度分布の近似曲線から改良深度 D_{qc} あるいは D_{Ep} を判定した。図-15 には、 D_{qc} および D_{Ep} と D_N との関係を示す。多少のバラツキは認められるが、 D_{qc} および D_{Ep} も D_N と同等とみてよからう。

4. 改良深度および改良程度の推定式

2. で述べた現行設計法の問題点をふまえたうえで、打撃点間隔および打撃エネルギーの総量を反映しうる単位面積当たりの打撃エネルギーの累計値 $\sum E_a$ と施工前の相対密度を表す $\bar{N}_1$ に着目し、 D_N および $\bar{N}_2$ と両者との関係について検討を行った。検討にあたっては、改良効果 (D_N , $\bar{N}_2$) は打撃エネルギーが大きく地盤の相対密度がゆるいほど顕著に現れると考え、以下の形の線形重回帰式による推定式を求めることとした。

$$\text{改良効果 } (D_N, \bar{N}_2) = a + b \cdot (\text{打撃エネルギー}) - c \cdot (\text{相対密度}) \cdots \cdots (4)$$

なお、本タンピングと仕上げタンピングの各 E_a は (5) および (6) 式であって、 $\sum E_a$ は対象とする施工段階までの E_a の累計値とする。

$$\text{本タンピング } E_a = n \cdot W \cdot H / l^2 \cdots \cdots (5)$$

$$\text{仕上げタンピング } E_a = n_s \cdot W \cdot H / A \cdots \cdots (6)$$

ここに

n : 本タンピング打撃回数

W : 重錘重量 (tf)

H : 重錘落下高さ (m)

l : 打撃点間隔 (m) (図-1 参照)

n_s : 仕上げタンピング総打撃回数

A : 仕上げタンピング施工面積 (m^2) (図-1 参照)

図-16 および図-17 には、改良深度 D_N と $\sqrt{\sum E_a}$ および $\bar{N}_1$ との関係を示す。ここで、 $\sum E_a$ の平方根を採用したのは、打撃エネルギーの締固めに対する効率を、従来の評価 (図-2) および図-9(b) の傾向を考慮して 1/2 乗と想定したことによる。砂礫・岩砕地盤の場合、砂地盤と比べてバラツキが大きいようであるが、大局的にみて D_N は $\sqrt{\sum E_a}$ および $\bar{N}_1$ に対して線形関係にあるとみなしてよからう。したがって、 $\sqrt{\sum E_a}$ および $\bar{N}_1$ を D_N の説明変数として線形重回帰式を以下のように求めた。

砂地盤

$$D_N = 6.3 + 0.35 \sqrt{\sum E_a} - 0.37 \bar{N}_1 \cdots \cdots (7)$$

砂礫・岩砕地盤

$$D_N = 13.5 + 0.16 \sqrt{\sum E_a} - 0.39 \bar{N}_1 \dots \dots \dots (8)$$

ただし、 D_N の単位はmであり、 E_a の単位はtf・m/m²である。 D_N と(7)式および(8)式による算定値との相関図を図一18に示したが、重相関係数などから判断して、(7)式および(8)式は検討対象資料の傾向をよく近似していると考ええる。また、参考のため、 D_N/B についても D_N の場合と同様に以下の線形重回帰式を求めた。

図一19(a) D_N/B と(9)式の算定値との相関図 図一19(b) D_N/B と(10)式の算定値との相関図 図一20 $\bar{N}_2 \sim \sqrt{\sum E_a}$ 関係図

砂地盤

$$D_N/B = 4.2 + 0.14 \sqrt{\sum E_a} - 0.20 \bar{N}_1 \dots \dots \dots (9)$$

砂礫・岩砕地盤

$$D_N/B = 6.8 + 0.12 \sqrt{\sum E_a} - 0.20 \bar{N}_1 \dots \dots \dots (10)$$

D_N/B と(9)式および(10)式による算定値との相関図を図一19に示す。 B の範囲が1.75m~2.32mと限られているが、今後異なる底面形状の重錘を使用する際の参考になると考える。

図一21 $\bar{N}_2 \sim \bar{N}_1$ 関係図 図一22(a) $\bar{N}_2$ と(11)式の算定値との相関図 図一22(b) $\bar{N}_2$ と(12)式の算定値との相関図

表—1 検討工事の概要

	文献 ⁽¹⁾	文献 ⁽²⁾
地盤種別	砂地盤	岩砕地盤
重錘重量W (tf)	20	
落下高さH (m)	25	
打撃回数n (回)	35	15
打撃点間隔 ℓ (m)	9	5
施工段階	2	1
仕上げタンピング	無	有
$\bar{N}_1$	9.8	10.6
ΣE_a (tf $\cdot$ m/m ²)	432	380
D_N (m)	実測値	10.1
	推定値	9.9
$\bar{N}_2$	実測値	18.5
	推定値	16.1

図—23 検討工事における N 値の深度分布図

図—20 および図—21図には、 $\bar{N}_2$ と $\sqrt{\Sigma E_a}$ および $\bar{N}_1$ との関係を示す。 D_N の場合と同様に、線形関係を想定してよいものと判断し、 $\sqrt{\Sigma E_a}$ および $\bar{N}_1$ を $\bar{N}_2$ の説明変数として線形重回帰式を以下のように求めた。

砂地盤

$$\bar{N}_2 = 2.6 + 0.32 \sqrt{\Sigma E_a} + 0.70 \bar{N}_1 \quad \cdots \cdots (11)$$

砂礫・岩砕地盤

$$\bar{N}_2 = 2.3 + 0.47 \sqrt{\Sigma E_a} + 0.81 \bar{N}_1 \quad \cdots \cdots (12)$$

ただし、 E_a の単位は tf $\cdot$ m/m² である。 $\bar{N}_2$ と (11) 式および (12) 式による算定値との相関図を図—22 に示す。砂地盤の場合 $\bar{N}_2$ の範囲が狭いこともあって重相関係数が多少小さいが、(11) 式および (12) 式は検討対象資料の傾向をよく近似していると考えられる。

5. 最近の施工事例との比較

4. で提案した改良深度および改良程度の推定式の妥当性を検討するため、最近公表された2例の施工結果^{(11),(12)}についてこれらの推定式を適用してみることにした。ちなみに、上述の提案式を求めるために使用した資料は、1988年以前の資料であって、この2例は含まれていない。

地盤概要および打撃仕様をまとめて表—1 に示す。表—1 中には、(7)、(8) 式および (11)、(12) 式の推定式から得られた D_N および $\bar{N}_2$ を併記したが、 D_N については、実測値と推定値はよく一致している。一方、 $\bar{N}_2$ については若干の差が認められるが、この程度の相違はやむをえないと考える。また、図—23 には、施工前後の実測 N 値の近似曲線とともに、 D_N および $\bar{N}_2$ の上記推定値を (2)、(3) 式に代入して求めた施工後の N_2 値 (N_1 曲線 + ΔN) の深度分布 (推定 N_2 近似曲線) を併記した。砂地盤 (図—23(a)) の場合は、浅部において推定値が実測値より大きな値を示しているが、これは、仕上げタンピングが行われていないためと考えられ

る。また岩砕地盤 (図—23(b)) の場合は、浅部において推定値が実測値より小さな値を示した。これは、浅部において締固められた岩砕の影響で一部の N_2 値が過大に測定されたためではないかと推察される。(2)、(3) 式自体が大まかな平均値であるが、結果として、推定 N_2 値の深度分布は、実測 N 値の深度分布に比較的近似していることがわかる。以上から、(7)、(8) 式および (11)、(12) 式の推定式は、ほぼ妥当であると考えてよからう。

6. 結 語

以上、砂質系地盤における重錘落下締固め工法の現行設計法の問題点をふまえたうえで、過去の施工記録に基づいて改良深度および改良程度に関する調査検討を行った。これらの結果をまとめると、以下のとおりである。
(1) 改良深度を施工前後の N 値の深度分布の近似2次曲線が交差する深度 D_N と定義した。打撃エネルギーの累計値 ΣE_a および地盤の施工前の相対密度 (指標: $\bar{N}_1$) を考慮して、改良深度 D_N の推定式として以下の線形重回帰式を提案した。

$$\text{砂地盤} \quad D_N = 6.3 + 0.35 \sqrt{\Sigma E_a} - 0.37 \bar{N}_1$$

$$\text{砂礫・岩砕地盤} \quad D_N = 13.5 + 0.16 \sqrt{\Sigma E_a} - 0.39 \bar{N}_1$$

(2) 改良程度の指標として、施工後の平均 N 値 $\bar{N}_2$ を考え、 $\bar{N}_2$ の推定式として以下の線形重回帰式を提案した。

$$\text{砂地盤} \quad \bar{N}_2 = 2.6 + 0.32 \sqrt{\Sigma E_a} + 0.70 \bar{N}_1$$

$$\text{砂礫・岩砕地盤} \quad \bar{N}_2 = 2.3 + 0.47 \sqrt{\Sigma E_a} + 0.81 \bar{N}_1$$

(3) 提案した D_N および $\bar{N}_2$ の推定式を、最近報告された2例の工事結果に適用してみた。結果として、 D_N はかなりの精度で推定できた。 $\bar{N}_2$ に関しては若干の相違が認められたが、現段階ではやむをえない推定誤差と考えられた。また、検討対象資料の $\bar{N}_2$ の深度分布の平均値の式 ((2)、(3) 式) を適用したところ、実測値

に比較的近似することがわかった。

なお、本研究では、現時点で可能な限りの工事記録を収集したが、統計的に扱うには十分な資料数とはいえないかもしれない。今後、施工実績の積み重ねに伴って、本報告における推定式の精度も向上させていく必要があると考えている。

謝 辞

本研究は、筆者らが日本国土開発株式会社からの依頼研究として実施したものである。同社の関係各位に、感謝致します。

参考文献

- 1) 軟弱地盤対策工法編集委員会：軟弱地盤対策工法—調査・設計から施工まで—，土質工学会，pp. 321～328，昭和63年11月
- 2) 山田正俊：動圧密工法，土と基礎，土質工学会，Vol. 29，No. 5，pp. 21～28，1981.5
- 3) 高田直俊，竹内 功，三笠正人，池田通陽：重錘落下締固め工法の遠心模型実験（第1報），土木学会第42回年次学術講演会Ⅲ，pp. 16～17，昭和62年9月
- 4) 大島昭彦，高田直俊，藤田哲治，小谷泰範，池田通陽：重錘落下締固め工法の遠心模型実験（第2報），第23回土質工学研究発表会，pp. 2049～2052，昭和63年6月
- 5) 池田通陽，高田直俊，大島昭彦，藤田哲治：重錘落下締固め工法の遠心模型実験（第3報），土木学会第43回年次学術講演会Ⅲ，pp. 20～21，昭和63年10月
- 6) 大島昭彦，高田直俊，池田通陽：重錘落下締固め工法の遠心模型実験（第4報），第24回土質工学研究発表会，pp. 1847～1850，平成元年6月
- 7) 大島昭彦，高田直俊，山本和哉：重錘落下締固め工法における打撃仕様と効果，第25回土質工学研究発表会，pp. 1853～1856，平成2年6月
- 8) 下平祐司，山肩邦男，森 国夫：重錘落下締固め工法における改良深度および改良程度について，日本建築学会大会（九州）学術講演梗概集＜構造系＞，pp. 1443～1444，1989年10月
- 9) Gibbs, H. J. and Holtz, W. G. : Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing, Proc. 4th ICSMFE, Vol. 1, pp. 35～39, 1957.8
- 10) 下平祐司，山肩邦男，伊藤淳志，南坂貴彦：砂地盤における標準貫入試験の結果に関する考察，第21回土質工学研究発表会，pp. 27～30，昭和61年6月
- 11) 田中 享，佐々木千好：4. 東北地方における代表的工事の概要，能代火力発電所砂地盤の液化化対策工事，土と基礎，土質工学会，Vol. 37，No. 3，pp. 86～90，1989.3
- 12) 岩谷文方，遠藤 博，小松 明，山懸延文：関西国際空港における埋立土の地盤改良，第25回土質工学研究発表会，pp. 1861～1864，平成2年6月

（1991年8月21日原稿受理，1992年4月27日採用決定）