

打撃貫入締固め工法による粗粒盛土地盤の 現場締固め実験

中岡時春¹・白石賢二²・望月秋利³・阪口理⁴

¹正会員 技術士 大末建設株式会社 土木本部技術課長 (〒542-0081 大阪市中央区南船場 2-2-11)

²技術士 (株)建設企画コンサルタント土質技術部 (〒550-0004 大阪市西区轟本町3-5-25)

³正会員 工 博 徳島大学工学部教授 (〒770-0814 徳島市南常三島町2-1)

⁴正会員 理 博 近畿大学理工学部教授 (〒577-0818 東大阪市小若江3-4-1)

粗粒材を含む盛土地盤に貫入柱を打撃貫入して地盤を締固める、新規開発工法の締固め効果とそのメカニズムを検討する目的で、風化花崗岩の盛土地盤（平均N値=17）で施工間隔を変えた締固め実験を行った。改良効果は施工中には打撃貫入による貫入量とリバウンド量を、施工前後にはN値と地中変位計による地盤内変形を計測して評価した。その結果、貫入柱径をDとする3D間隔以下の施工では増加N値が30以上（4本打設の中央点の計測値）であること、改良範囲は横に「打設中心±4D」、深さ方向に「貫入深さ+4D」であること、貫入量とリバウンド量はこれらから推定したN値が実測値にほぼ対応し、施工中の管理指標として有効なことを確認した。また室内試験を行って、締固め範囲やそのメカニズムの検証を行った。

Key Words : dynamic compacting method, compacting of the fill-material, field test, N-value horizontal displacement, increment density, volumetric strain, bearing capacity

1. はじめに

丘陵地での宅地や山地での地方空港等の開発が増え、盛土材料として30~80cm以上の岩碎や砂礫材（以下、総称して粗粒材という）を用いる場合も多い。しかし粗粒材を用いた盛土では、材料の粒径が大きいため厚層まき出し施工になりやすく、従来の方法では一般に地盤を高密度に締固めることが難しい。その結果長期間にわたる沈下やせん断変形に伴う被害を引き起こしたケースも報告されている¹⁾。また粗粒材を含む残土や産業廃棄物処分地の再利用を目的とした造成や延命化施工も増えてきている²⁾。

この様な粗粒材を含む緩い既存地盤に対する対策工としてはグラウト工等を除けば、一般に地表面からの再締固めによる地盤の高密度化を図る工法に限られ、従来はサンドコンパクション工法（以下、SCP工法という）や、重錐落下式締固め工法（以下、WT工法という）が用いられてきた³⁾。しかし、SCP工法は振動力を鋼管の貫入エネルギーとしているので、貫入能力に限界があり、一般に粗粒材や廃材を含む地盤の締固めには適さない。またWT工法は、重錐を落下させた時の衝撃力で地盤を締固める工法であるため、改良深さに限界があることや施工機械が大きくて広い作業ヤードが必要であること、構造物との隣接地では施工が難しいこと等の制約が多く、一般

にこれらの粗粒廃材を含む緩い既存地盤を地中深くまで効果的に締固める方法は、確立していない。

これらに対して筆者らは、締固め施工機（一般に杭打ち機械を用いる）に鋼製の貫入柱を取り付け、貫入柱の先端（閉塞型：浅層用と開閉型：深層用）を取り替えて、粗粒材を含む地盤の浅層から深層（0~15m程度）までの改良が可能な打撃貫入締固め工法を開発した^{4)~8)}。

図-1に、2m~15mの層の締固めを目的とした打撃貫入締固め工法深層型（以下 DCOM(D) 工法：Dynamic Compaction (Deep) 工法の略：という）の概要を示す。この工法は、先端に開閉蓋を有し、中空部を中詰め供給口とする鋼製の貫入柱を、打撃エネルギーを自在に制御できるハンマーの打撃により、貫入柱を所定の深さまで打撃貫入して周辺地盤を締固め（図中②の工程），次いで貫入柱を段階的に引き抜く際にできる打撃孔に中詰め供給口を通じて砂礫を充填し、再度打撃によって締固める作業を地表面まで繰返して地盤を締固める（図中③、④の工程），という手順で行う。したがって i) 地盤に応じた打撃力を設定できるので、瓦礫等を含む地盤でも施工が可能である、 ii) 中詰材およびその打撃回数を制御して、必要な固さの改良地盤を施工できる、 iii) 打撃貫入量を基に打設中に地盤の改良効果を確認できる、等の特徴がある。

本論文では、粗粒材を含む砂質材料で盛立てた地盤を

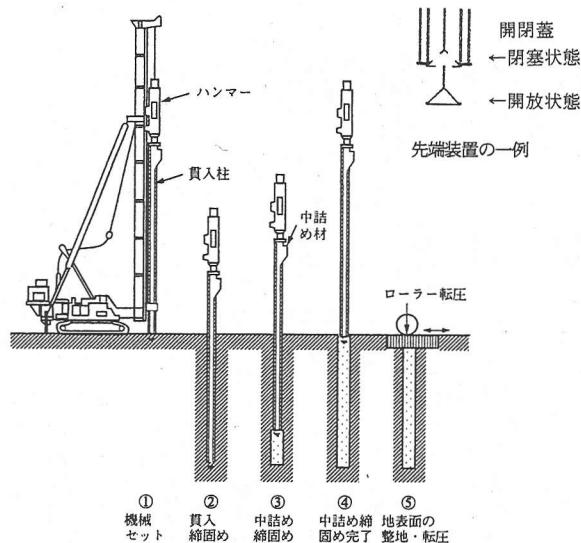


図-1 DCOM(D)工法の概要

表-1 盛土材の主な特性

統一分類	ρ_s (g/cm ³)	W _n (%)	D _{max} (mm)	U _c	ρ_{dmax} (kN/m ³)
G F	2.622	9.4	90	—	19.8 [†]

*1中岡・望月提案による密度の外挿値¹⁰⁾

(突固め試験 JSF T711 B 法による)

表-2 DCOM(D)工法実験仕様

貫入深さ (m)	貫入柱径 (m)	打設間隔	打設配置	ラム重量 (kN)	ラムストローク (m)	底面積 (m ²)
10	0.6	2D, 3D, 5D	正方形	68.6	1.28	0.283

表-3 試験施工の計測概要

調査項目	計測深度(m)	計測頻度(m)	計測位置	計測時期
N 値	15	@ 0.5	各打設間隔の中央	施工前後
地中変位 (挿入型傾斜計 精度0.1mm)	10	@ 0.5	打設位置より 2D, 3D, 5D地点	5m, 10m貫入 時と中詰転 圧完了時
貫入リバウンド量	—	2, 5, 9.5m	A-9, 10, 8, 7の順に計測*	貫入時

* 地点位置は図-4参照

対象に、DCOM(D)工法で試験施工した時の強度増加やその範囲の確認、および室内貫入柱模型実験⁹⁾を行って、貫入柱による地盤の締固めメカニズムについて確認した上で、施工に伴う地盤の増加N値と圧入率の関係や密度増加等の評価方法について報告する。

2. 実験施工

岐阜県東部に位置する盛土造成地内に実験ヤードを作成し、試験施工を行った。この地域は領家花崗岩類が基

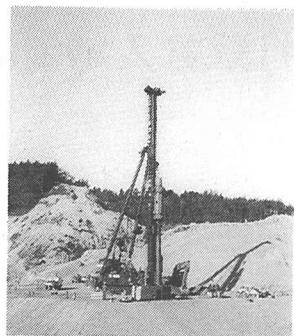


図-2 実験現場の状況

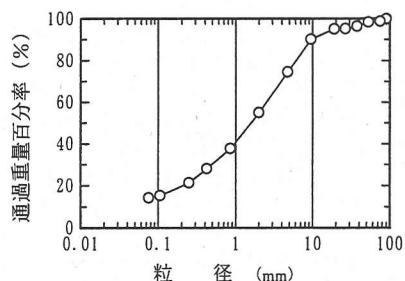


図-3 盛土材料の粒度分布

盤を成し、谷部は礫層および崖錐が薄く被覆する。実験用盛土地盤は、風化花崗岩(CL～DH級)を谷部にキャリーオールスクレーパで運搬し、ブルドーザ(411.6kN級)で整地・転圧して作成した。仕上がった盛土の層厚は約15m、幅約50m、奥行きは約50mである。

図-2に、施工機および試験盛土の状況を示す。盛土地盤の平均N値は17、締固め度(ρ_c)は87%で、盛土材料の最大粒径は90mm(地中の一部には300mm以上の礫を含む)であった。また中詰材料は、盛土材料と同じとした。表-1に主な材料特性を、図-3に盛土材料の粒径加積曲線を示す。

表-2に実験仕様を、図-4に施工位置を示す。試験施工の貫入柱打設間隔は、貫入柱径をD(=60cm)として「2D(1.2m), 3D(1.8m), 5D(3.0m)」の3種類とし、打設配置がそれぞれ正方形となるようにした。貫入深さはすべて10mである。また地盤の締固め効果の評価のために、施工中は貫入量とリバウンド量を、また施工前後にN値と地中変位を計測した。表-3に計測概要を示す。

3. DCOM(D)工法の改良効果の検討

(1) 贯入量とリバウンド量に基づく評価

地盤の締固め効果を施工中に判定しながら施工できる

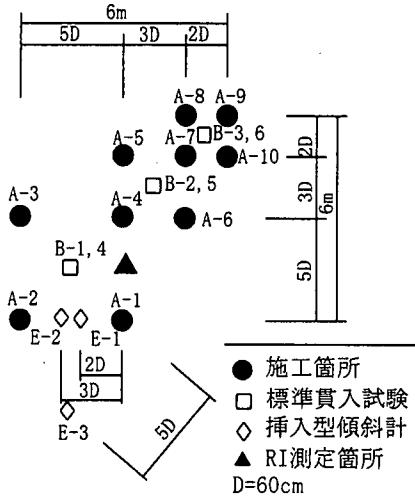


図-4 試験ヤード

ことは確実性を増すばかりではなく、効率面、経済面でも有利である。DCOM(1)工法では貫入柱の打撃時に貫入量(S)とリバウンド量(k)を計測できるので、これらの値で改良地盤のN値や許容支持力(R_a)を推定して、施工中の管理に利用することを検討した。

式(1)はHileyの式¹¹⁾に対し、先端極限支持力 $q_a = 30N_{sp}^{12)}$ の関係を代入して得られた式で、式(2)はHileyの式¹¹⁾をもとに展開した許容支持力(R_a 値)の推定式¹³⁾である。

$$N_h = a_o F \{1 - W_p (1-g^2) / (W + W_p)\} / 30A_p (S + k/2) \quad (1)$$

$$R_a = F / 5S + 0.1 \quad (2)$$

ここに、 N_h 値：推定N値

a_o ：ハンマ効率。機械効率に相当するもので、今回は油圧ハンマーを用いたので(0.5)*とした¹¹⁾。

g ：貫入柱の反発係数。ハンマーとの衝撃効率で、鋼管の場合(0.8)*とした¹¹⁾。

W_p ：貫入柱重量(98kN)*

A_p ：貫入柱底面積(0.2826m²)*

F：打撃エネルギー

$F = 2WH$ W :弘落高さ(1.28m)*

H:弘落下高さ(1.28m)*

S : 1打撃ごとの貫入量(m)

K : 1打撃ごとのリバウンド量(m)

* ()の数字は、今回用いた値。

図-5(1), (2)は、2D間隔で施工した時の各柱の打撃貫入中に計測した貫入量とリバウンド量を用いて、式(1), (2)で求めた地盤の N_h 値と R_a 値を深さ方向に示したもの

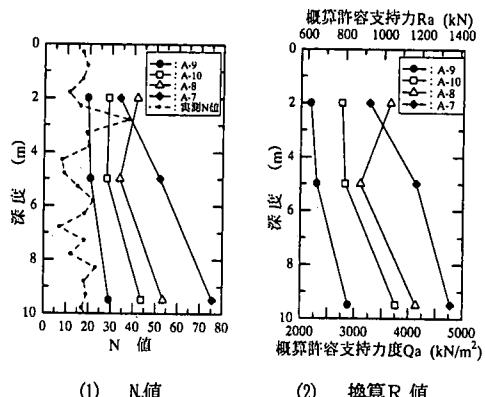


図-5 貫入量とリバウンド量より推定した N_h 値と換算 R_a 値(2D打設)

ので、図中(1)には実測N値も示した。貫入柱打設手順は、A-9, A-10, A-8, A-7の順である(図-4参照)。最初の締固め杭(以下 単柱 という)となるA-9柱施工時の N_h 値は19~29となり、試験前の地盤の実測平均N値が17であったのに比べるとやや大きいが、実用的に十分許容できる範囲の推定値である。

2番目締固め杭(以下 第2柱 という)のA-10柱打設以降の N_h 値、 R_a 値は、施工順に大きくなっている。これは、単柱施工(A-9)で周辺地盤が締固まり、その後の他柱の打設貫入でさらに周辺地盤が締固められる、いわば「群貫入締固めによる重ね合わせ効果」による影響と考えられる。また最終柱(A-7)打設時では N_h 値が50~80となった。2D間隔打設時の実測平均N値が80~90

(3.(4)参照)であったので、ほぼ対応した値であるが深度が深くなるに従って N_h 値の増加傾向は、実測N値の場合よりも大きい。これは先端閉塞状態で貫入柱を打撃貫入したこと、深くなるに伴い貫入柱底面にできる締固め球根の拡大および周辺摩擦の増大により、貫入量が小さくなることによるものと考えている。

本来、動的支持力公式により地盤の締固め効果を評価する場合、藤田¹⁴⁾が議論しているように、1打あたりの貫入量のばらつきや打撃エネルギーの違いにより動的支持力も異なること、また動的支持力 q_a と試験により求めた支持力 q_s には、 $q_a/q_s = 2/3 \sim 5/3$ の関係があることの問題や、今回のように粒径の大きい材料を含む場合、貫入量やリバウンド量にその影響がでること、さらに貫入柱の周辺摩擦の影響等、当初は精度的に問題があるのでないかと考えていた。これらに対し、貫入量とリバウンド量は10回計測の平均値を用いることや、打撃エネルギーを1種類とすること、さらには周辺摩擦を除去するため先端下面部にフリクションカッターを設置する等の工夫

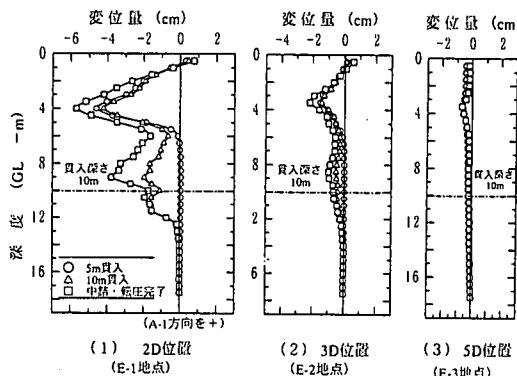


図-6 挿入型傾斜計による地盤の水平変位 ($D=60\text{cm}$)
単柱打設 (A-1)

を行った結果、かなり精度のよい値が得ることができ、施工中に貫入量とリバウンド量を計測することで、ある程度地盤の締固め効果を評価できるというメリットを考えて、その方法をここに示した。

(2) 地中の変形観測による評価

図-6は、単柱(A-1)打設時の地盤水平変位を、挿入型地中変位計を用い、打設中心から2D, 3D, 5D位置(図-4中のE-1, 2, 3地点)で計測した結果である。2D位置のGL-4m付近では、約6cmの水平変位が計測され、最大値となった。それ以深では漸減し、GL-13m付近では水平変位はゼロとなり、深さ方向の改良範囲が「貫入深さ+4D(2.5m)」であることを示している。また「中詰め締固め」工程でも1~2cm程度の水平方向の増加変位が生じ、この作業においても締固めがさらに進むことを示している。打設中心から3D, 5D位置の水平変位は、2D位置のそれぞれ約1/3, 1/6と小さいが、その分布形は2D位置のそれと類似している。なお、2D, 3D位置で計測した水平変位が地上付近で打設位置側に5~8mm程度変位しているが、これは地盤強度に対して貫入柱の打撃エネルギーが大きく、パンチングシェア的貫入によって周辺地盤が引込まれた結果と考えている。また2D, 3D位置での計測で、GL-6m付近の水平変位がその上下の変位に比べて小さい。試験後に掘削して調べたところ、粒径50~80mm程度の礫が集中し、比較的よく締まった層を形成しており、その影響で変形が小さくなったものと推測した。

(3) 室内模型実験および現場実験との比較

図-7(1)は、締固めに伴う地盤の挙動(変位)および変形域の把握を目的に実施した室内模型実験で用いた装置の概要図である⁹⁾。図-7(2)に貫入柱先端の形状を示すが、径4cmの半円形断面平底型で、貫入柱のほぼ中央

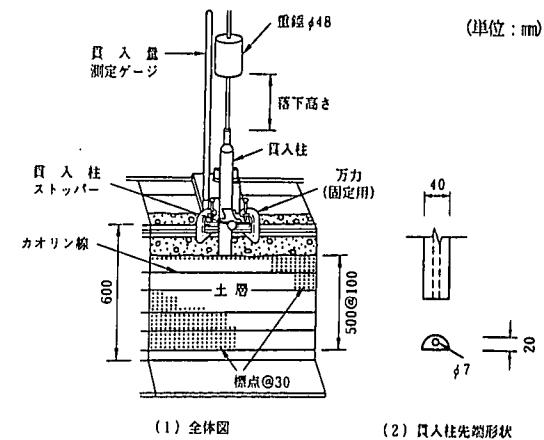


図-7 室内試験装置

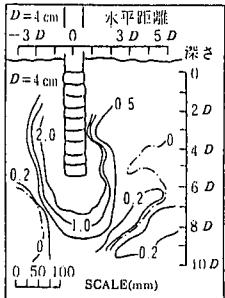
表-4 動的貫入装置の諸元と地盤条件

項	目	模	型	実	物
装置の諸元	貫入柱径	D	(cm)	4	60
	同断面積	A_p	(cm ²)	6.28	2827.4
	ラム重量	W	(N)	8.22	6.86×10^4
	同落下高	H	(cm)	20	128
	貫入深さ	h	(cm)	20	1000
	打撃エネルギー	F	(J)	1.64	8.78×10^4
地盤条件	F/V	F_0	(J/cm ³)	0.01	0.03
	エネルギー比			1	2.4
地盤条件	地盤密度	ρ_d	(g/cm ³)	1.48	1.75
	締固め度	$\rho_d / \rho_{d\max}$	(%)	87.5	87

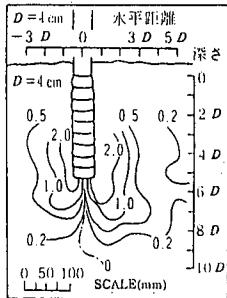
にφ7mmの中詰め材供給用の孔を設けた。表-4に装置の諸元および実験に用いた材料の主な性質を示す。

実験は、重錐($W=8.22\text{N}$)を20cmの高さから落下させて、貫入柱を6D(24cm)の深さまで1回ごとの貫入量を測定しながら貫入させる。その後、貫入柱を1D分だけ引き上げて、その打撃孔に中詰め孔を通して珪砂を投入し、その深さで1D分貫入するのに要したのと同じ打撃回数で突固める、という操作を模型地盤地表面まで繰り返した。この方法は、現場実験と同じく「貫入により生じた空隙部を、締固められた周辺地盤と同等に締固める」という条件で選んだものである。地盤の変形観察は、①実験土槽のガラス面の内側にグリスを薄く塗布し、約3cmの間隔で貼りつけた標点の動き、および②締固め層厚10cmごとに薄敷きしたカオリン層の変形について、適宜撮影した写真を図化する、という方法で行った。

図-8は、写真上の標点の移動から作成した鉛直方向および水平方向の等変位図(単柱施工)である。実験で変位量が0.5mm(D の1.25%)以上の領域は、横方向に「打設中心±3D」、深さ方向に「貫入深さ+3.5D」の範囲となる。また中詰め柱施工後の中詰め柱径はそれの



(1) 鉛直方向変位図



(2) 水平方向変位図

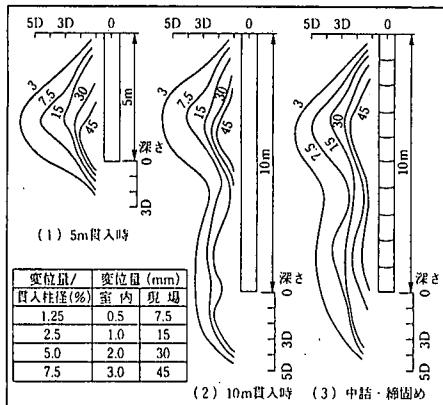
図-8 室内模型実験から得た等変位図
(中詰め・転圧完了時)

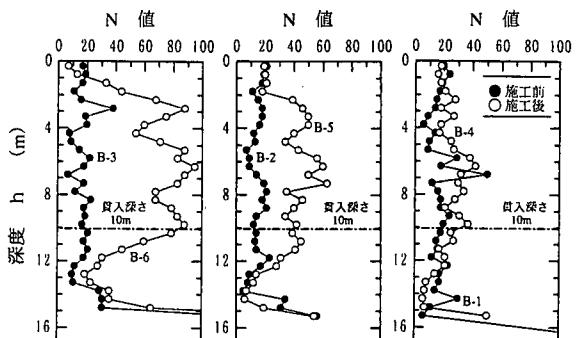
図-9 水平方向等変位図：現場試験

1.25倍（5cm）で、実施工の場合の増加割合と同じで、実施工での計測値（75cm）を裏付けた。

図-9は、現場実験のA-1柱（図-4参照）施工時の変形を、打設中心から2D, 3D, 5D（E-1, 2, 3地点）位置で挿入型傾斜計により計測した地中水平変位量を、各施工段階ごとにプロットした等変位線図である。等変位線は貫入柱径に対して 1.25% (7.5 mm), 2.5% (15mm), 5% (30mm), 7.5% (45mm) 変位とし、室内試験結果と対応させた。水平方向の変位分布に関する等変位線はいずれも貫入柱に対してほぼ平行に分布し、かつ貫入柱先端より下方まで変位域が拡大している。貫入柱径に対して 1.25% の等変位線は、横方向に「打設中心±3D」、深さ方向に「貫入深さ+4D」で、室内模型実験と現場実験の結果とよく対応し、ほぼ現場実験と同様な締固めメカニズムが得られたものと判断した。

(4) 標準貫入試験による評価

図-10は、地盤の改良前の実測N値と貫入柱打設後の実測N値を比較して示したものである。図(1)は2D間隔、図(2)は3D間隔、図(3)は5D間隔の打設中間点（図-4中の



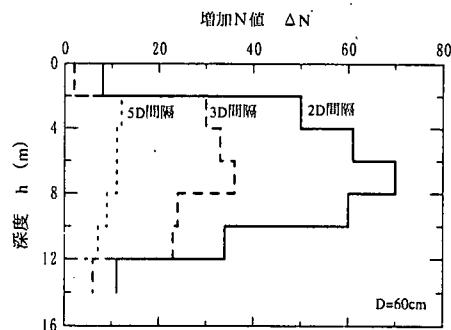
(1) 2D間隔

(2) 3D間隔

(3) 5D間隔

図-10 DCOM(1)工法の試験施工前後のN値分布

(D: 貫入柱直径 = $\phi 600$)



深度 (GL-m)	2D打設	3D打設	5D打設
2~10	$\Delta N \geq 50$	$\Delta N \geq 25$	$\Delta N \geq 10$
10~12	$\Delta N \geq 30$	$\Delta N \geq 23$	$\Delta N \geq 8$

図-11 打設間隔と増加N値

□印) で計測したものである。打設間隔2D, 3Dの場合、施工後のN値は前者では50～80、後者では40以上（どちらも2～12mの範囲）へと大幅に増加している。打設間隔5DでもわずかにN値の増加が認められ、本施工法の側方への影響域がおよそ3.5Dであることを、この結果でも示している。なお地表から1～2m付近ではN値の増加が少ない。これは地表面付近の打撃貫入が、パンチングシェア的な締めとなったこと、および地表面付近の「中詰付近の「中詰め締め」作業等の施工性の点から十分な中詰め材の締めが行われていなかったこと、等が原因と考えている。なお実施工においては、浅層部を再度整地、締めを行うので、この点については問題にはならない。

図-11は、貫入柱打設による増加N値 (ΔN) を2m深度毎の平均値で示したものである。締め効果は深さ方向に少なくとも「貫入深さ+4D(2.5m)」の範囲までが、またその間では比較的均等な強度増加が期待できることが

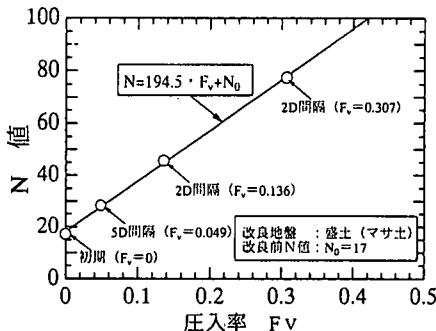


図-12 改良後のN値と圧入率Fvとの関係

示されている。また施工間隔が狭いほど増加N値は大きく、したがって施工間隔を変えれば地盤の改良程度を制御できること等を確認した。

(5) N値と圧入率

当工法のように地盤中に中詰め柱を造成して周辺地盤を締固める場合、その改良仕様は式(3)、(4)に示す圧入率(F_v 値)で表わされることが多い。ここで中詰めによる拡大した柱の直径を D_i 、辺長を a とすると、

$$F_v = (\pi D_i^2/4)/a^2 \quad (正方形配置) \quad (3)$$

$$F_v = (2/\sqrt{3}) \cdot ((\pi D_i^2/4)/a^2) \quad (正三角形配置) \quad (4)$$

図-12に、 F_v 値（正方形配置： $D_i=75\text{cm}$ ）と改良後の平均実測N値(GL-2~10m)との関係を示す。 F_v 値の増加に対して、N値の増加はほぼ直線的であるので、改良前のN値を N_0 としてその関係を式(5)で表わした。

$$N = 194.5 \cdot F_v + N_0 \quad (5)$$

式中の定数は、地盤や施工条件で変わることはもちろんであるが、それらをあらかじめ試験施工等で求めておけば、必要N値を与えて、圧入率や施工間隔を決定することができる。

4. 地盤の密度增加

(1) 単柱貫入施工による密度增加

図-13は、単柱施工による地盤変位の概念図である。ここで、貫入柱の中心から任意半径 r の初期面積（施工前）を S_0 、貫入柱断面積を除いた貫入柱打設後の面積を S_r 、そのときの r 位置での外側への変位を Δx とすると、

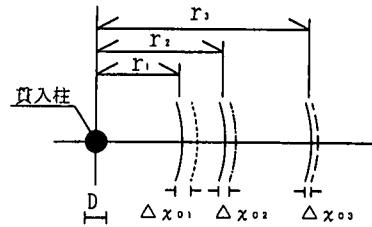


図-13 貫入による地盤の変位の概念（平面）

表-5 非圧縮変位と実測変位（地中変位計による）

打設中心からの距離 r	深 度 (m)	非圧縮時の変位 Δx_0 (cm)	A-1柱		A-2柱	
			実測変位 Δx (cm)	実測変位 Δx (cm)	実測変位 Δx (cm)	実測変位 Δx (cm)
0D	3	37.5	37.5	37.5	37.5	37.5
	5	37.5	37.5	37.5	37.5	37.5
	7	37.5	37.5	37.5	37.5	37.5
2D	3	5.7	4.2	2.3	2.3	2.3
	5	5.7	3.5	2.3	4.1	4.1
	7	5.7	2.3	1.7	1.7	1.7
3D	3	3.9	1.9	0.7	0.7	0.7
	5	3.9	1.0	0.9	0.9	0.9
	7	3.9	0.6	0.6	0.6	0.6
5D	3	2.3	0.4	0.7	0.7	0.7
	5	2.3	0.3	0.4	0.4	0.4
	7	2.3	0.2	0.2	0.2	0.2

$$S_0 = \pi r^2 \quad (6)$$

$$S_r = \pi \{ (r + \Delta x)^2 - (D_i/2)^2 \} \quad (7)$$

なる。仮に、施工後に土が非圧縮であれば、そのときの変位 (Δx_0) は、式(8)で表せる。

$$\Delta x_0 = -r + \sqrt{[r^2 + (D_i/2)^2]} \quad (8)$$

表-5には2本目柱（A-2）打設の結果も合わせて、各計測地点における深さごとに変位量を示した。この結果をもとに貫入柱打設による体積圧縮量 (ΔV_n) 、平均体積ひずみ (ϵ_n) 、締固め度 (D_r) は、図-13を参照して以下のように計算できる：実測変位を Δx とすると、非圧縮変位との差「 $\Delta x_0 - \Delta x$ 」が地盤の圧縮変位となる。これを体積圧縮量に置き換え、任意の距離 r_n における ΔV_n は、

$$\Delta V_n = \pi \{ (r_n + \Delta x_0)^2 - (r_n + \Delta x_n)^2 \} h \quad (9)$$

ここに h ：貫入深度

となる。これに式(8)を代入し、式(10)を得る。

$$\Delta V_n = \pi \{ [r_n + (D_i/2)]^2 - (r_n + \Delta x_n)^2 \} h \quad (10)$$

また任意の r_1 — r_2 間における ϵ_n は、式(11)で求めることができる。

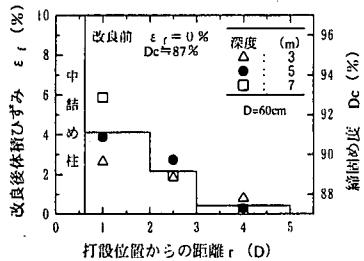


図-14 改良後の体積ひずみ：単柱（A-1）

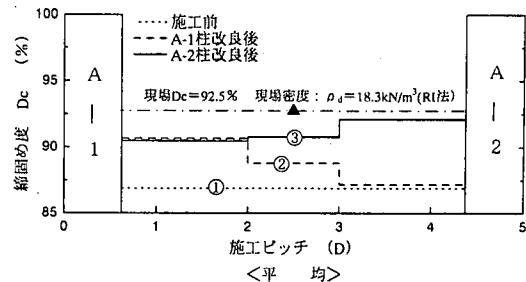


図-15 第2柱打設による中間地盤の締固め度

表-6 平均体積ひずみと締固め度

区間 A-1柱からの 距離 (m)	深 度 (m)	A-1柱			A-2柱		
		ε_v (%)	Dc (%)		増 加 △Dc (%)	ε_v (%)	Dc (%)
			施工前	改良後 計算値			
0D~2D	3	2.60	86.9	89.2	2.3	-0.35	88.9
	5	3.81	86.9	90.3	3.4	-0.23	90.1
	7	5.86	86.9	92.3	5.4	-0.10	92.2
	平均	4.09	86.9	90.6	3.7	-0.23	90.4
2D~3D	3	1.98	86.9	88.7	1.8	1.79	90.3
	5	2.83	86.9	89.4	2.5	3.86	93.0
	7	2.00	86.9	88.7	1.8	1.18	89.8
	平均	2.27	86.9	88.9	2.0	2.28	91.0
3D~5D	3	0.72	86.9	87.5	0.6	5.85	92.9
	5	0.26	86.9	87.1	0.2	2.78	89.6
	7	0.11	86.9	87.0	0.1	6.87	93.4
	平均	0.36	86.9	87.2	0.3	5.17	92.0

A-2柱施工前のDcについて：0D~2DはA-1柱改良後3D~5D、2D~3Dは同2D~3D、3D~5Dは同0D~2Dである。

$$\epsilon_{v(1-2)} = (\Delta V_2 - \Delta V_1) / (V_2 - V_1) \quad (11)$$

さらに改良後のr₁、r₂間の締固め度は、式(8)で求めた $\epsilon_{v(1-2)}$ および施工前の初期のD_{c0}を用いて、式(12)で求めることができる。

$$D_{c(1-2)} = \{1/(1-\epsilon_{v(1-2)})\} \cdot D_{c0} \quad (12)$$

図-14は、単柱（A-1）施工時の実測変位による各地点間の平均圧縮体積ひずみを各地点間の中点に示したもので、副尺として締固め度を示した。圧縮体積ひずみは、打設中心の近くで4±2%、D_cは3~5%の増加となった。また地盤の深い位置の方が増加割合が大きく、貫入柱周辺の拘束圧の大きい方が締固め効率の高いことを示している。

(2) 第2柱打設による密度增加

当工法は複数本の貫入施工（以下「群貫入施工」という）を行って、地盤の高密度化を図るものである。そこで群貫入施工における密度増加傾向を捉えるため、その

第1段階として単柱（A-1）を打設後、A-1柱に対して5Dの位置に第2柱（A-2）を施工した時の、地中変位量および密度(GL-1m)を測定した。単柱、第2柱打設後の変位量を表-5（既出）に、また表-6には式(11)、(12)を用いて計算した ϵ_v とD_cを示した。また図-15は、表-6の結果を基に貫入柱間の地盤の初期D_c（図中点線①）に、単柱（A-1）打設に伴う増加D_cを加えた打設後のD_cを図中破線②で示し、その後に打設した第2柱（A-2）の増加D_cを、単柱打設後のD_c（図中破線②）に加えて打設後のD_cを図中実線③で示したもので、単柱打設による密度増加の重ね合わせができるものとして示した。図中には▲印で、第2柱打設後にそれらの中間点でRI法により計測した現場密度(GL-2mで計測)をプロットした。計測値は「締固め効果を重ね合わせた計算値」よりやや大きいが、群貫入施工における密度増加は、基本的に図-1に示す単柱貫入施工による密度増加の考え方に基づいて求めた密度増加の重ね合わせであることが確認できた結果であると解釈している。さらに打設本数が多い場合や、地盤条件、また施工条件等が変われば当然地盤の密度増加量は変わると考えられるが、いずれにしても締固めによる密度増

加は期待できるものと考えている。

5. まとめ

今回行われた現場施工実験および室内試験から、得られた主な結論を以下に示す。

- (1) 施工時に、貫入量とリバウンド量の計測を行うことにより、施工中に地盤の締固め効果の判定を可能にした。
- (2) 締固めが期待できる範囲は、地中変位から貫入柱に対してほぼ平行に移動し、横方向に「打設中心土 $3.5D$ 」、深さ方向に「貫入深さ+4D」である。
- (3) 中詰め後の柱径は、貫入柱径の1.25倍となり、「中詰め締固め」作業でも地盤の締固め効果がある。
- (4) 打設間隔が $3D$ (D : 贯入柱の直径) 以下では、増加N値が30以上で、 $5D$ 間隔打設においても若干の増加N値が認められる。
- (5) F_v 値と改良後N値には、直線的な関係が認められ、この関係を用いれば改良目標N値に対する施工仕様の決定が可能である。
- (6) 第2柱打設に伴う地盤の変位量を基に、重ね合わせを考慮した D_c 値は、現場で計測した値とほぼ一致し、変位量に基づく密度増加の考え方方が可能であることを確認した。

参考文献

- 1) 望月秋利、三笠正人、川本祥史：宅地造成地の水浸による沈下の検討例、土と基礎、Vol. 33, No. 4, pp. 25～32, 1985.
- 2) 鳴海直信、野村敦雄、池田通陽：重錘落下式締固め工法による廃棄物地盤の改良、土と基礎、Vol. 40, No. 6, pp. 49～52, 1992.

- 3) 実用軟弱地盤対策技術総覧：(株)産業技術・サービスセンター, pp. 70～71, 431～454, 1993.
- 4) 中岡時春、望月秋利：岩碎盛土地盤の現場締固め実験、土木学会第48回年次学術講演会概要集, III, pp. 204～205, 1988.
- 5) 中岡時春、白石賛二、望月秋利、阪口理：動的締固め工法による現場施工実験結果（その1：地盤改良効果），第31回地盤工学研究発表会概要集, pp. 85～86, 1996. 7.
- 6) 中岡時春、上本秀之、望月秋利、阪口理：動的締固め工法による現場施工実験結果（その2 地盤の変形），第31回地盤工学研究発表会概要集, pp. 87～88, 1996. 7.
- 7) Nakaoka,T., Mochizuki,A., Sakaguchi,O., Siraishi,K. : Field Compacting Test at a Fill of Weathered Granite by Dynamic Compacting Method, *Proceedings of the Third International Conference on Ground Improvement Geosystems*, pp. 82～88, 1996. 6.
- 8) 中岡時春、平井理吾、白石賛二、望月秋利、阪口理：動的締固め工法による厚まき出し層の転圧試験、第31回地盤工学研究発表会概要集, pp. 2251～2252, 1997. 7.
- 9) 中岡時春、望月秋利、阪口理：動的締固め工法による地盤の改良効果の評価、土と基礎、vol. 40, No. 5, pp. 35～40, 1992. 5.
- 10) 中岡時春、望月秋利、阪口理：粗粒材を含盛土材料の締固め密度の推定、土木学会論文集, No. 499／III-28, pp. 177～185, 1994. 9.
- 11) 日本港湾協会編：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上巻），pp. 486～487, 1999.
- 12) (社)日本道路協会編：道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, pp. 330～334, 1999.
- 13) 建設省告示式第111号, 1971.
- 14) 藤田圭一：くい打ち技術ノート、日刊工業新聞社, p. 4, p. 122, 1976.

(2000. 3. 23受付)

FIELD COMPACTING TEST OF A FILL USING A NEWLY DEVELOPED DYNAMIC COMPACTING METHOD

Tokiharu NAKAOKA, Kenji SHIRAISHI, Akitoshi MOCHIZUKI,
and Osamu SAKAGUCHI

A newly developed dynamic compacting method (DCOM), in which a cylindrical steel pile of 60cm(D) was driven into ground to a depth of 10m and then pulled 2m upward placing gravel into the bored hole, was tested in three patterns of pile driving pitch at a loose fill site of coarse gravel. It was found that the improved area in the trial fill extended to a range of $\pm 3.5D$ from the center of the pile, and 4D from bottom of the pile. An increase of over 30 blows by SP-testing was observed in the 2D and 3D pitch drivings of the pile, and one of 10 blows for the 5D pitch driving. Model tests in a laboratory were also carried out in order to compare ground movement, and found a similar deformation pattern as that observed by tilting meter tests for the horizontal displacement in the ground.