

重錘落下締固め工法の現場実験と遠心模型実験 —地盤変形, 土圧, 強度増加—

高田直俊*・大島昭彦**・渡辺 篤***・
池田通陽****

盛土中に予め埋設した水管式変位計, 標点, 圧痕式土圧計によって, 重錘落下締固め工法における地盤変形と土圧を詳細に調べ, 打撃による地盤の変形が重錘底を上面とする円錐台状に打撃孔深さのほぼ2倍まで拡がり, 打撃点の土圧は深さとともに急減した。現場条件を与えた遠心模型実験は, 重錘貫入量と打撃孔体積が現場に比べてやや小さいものの, 圧縮量と地盤変形はほぼ対応した。

Key Words : heavy tamping, field test, centrifuge model, ground deformation, earth pressure

1. はじめに

重錘落下締固め工法は高所から落下させて得られる衝撃力によって地盤を動的に締固め工法で, 既に国の内外で施工実績は多数数えられ, 礫質地盤や岩屑盛土, 最近では産業廃棄物埋立て地の地盤改良に使われ, 経済的にも優れた工法である。この工法の現場実験はこれまで数多く行われており, 沈下計や傾斜計を用いた地盤変形計測, 標準貫入試験による強度計測やRIによる密度計測によって締固め機構の解明の努力が払われてきた。打撃孔付近の地盤変形は, この工法の締固め機構を明らかにするうえで重要であるが, 変形がきわめて大きいうに, 打撃孔下方に集中し, かつ大きな衝撃が伴うので, 在来の計測手法を用いるには無理がある。

本論文では, ある造成地の盛土地盤に対して行った地盤変形と土圧の測定結果を紹介する。この測定では水管式沈下計と金属板の圧痕を指標にした土圧計, および標点を事前に地盤に埋設し, 打撃中の深度別沈下を測定し, 打撃後に土圧計と標点を掘り出して土圧と詳細な地盤変形を捉えた。次にこの現場実験をシミュレートする遠心模型実験を行い, 現場の地盤変形計測結果と対比した。

2. 地盤と打撃条件

現場実験は滋賀県のある造成地の一角に設けた2つの盛土地盤で, 第1ヤード¹⁾は打撃の重ね合わせ効果を, 第2ヤード²⁾は地盤変形と土圧測定を主目的にした。本論文は第2ヤードを取り上げる。

盛土地盤は天端の広さ10×10 m, 盛土厚さ6.5 m,

斜面勾配1:2である。盛土はゆる締めとし, ゆるい表土を除いた地山の上にブルドーザーで撒出厚1.5~2 mで押し出して造成した。盛土材料は図-1に示す粒度分布のまき土で, 最大, 最小乾燥密度はそれぞれ $\rho_{dmax}=2.03 \text{ t/m}^3$ (モータースクレーパーの走路で測定したきわめてよく締まった状態), $\rho_{dmin}=1.39 \text{ t/m}^3$ (気乾試料を円筒にできるだけゆるく入れた状態)である。盛土地盤は図-2に示すように比較的均質にできており, N値は4~6, 平均乾燥密度は $\rho_d=1.66 \text{ t/m}^3$ である。また含水比は6~7%であったが, その後の降雨で打撃時には8~10%になっていた(地下水位はない)。測定計器は盛土施工時にトランシットとレベルによって位置を確定しながら所定の深度に埋設した。

打撃条件は質量20 t, 底面積4 m² (直径2.26 m)の重錘を落下高20 mから盛土地盤面の中央を20回打撃した。

3. 測定計器

沈下量測定には水管式沈下計と標点を用いた, 水管式沈下計は図-3に示す連通管方式で, 礫を詰めたポリエチレンビーカー内に, ビニルホース(内径5 mm, 肉厚2 mm)の一端を通して所定の深度に設置し, 地盤外に出した他端の水位から地盤高を測定する。打撃中心から0, 1, 2, 3, 4 m位置でそれぞれ深度2, 3.5, 5, 6.5 mに合計20個設置し, 打撃毎に深度別の地盤標高を測定した。なお盛土施工中の自重による沈下は水管式沈下計で測定し, これによって標点と土圧計の打撃前標高を補正した。

標点は打撃終了後に掘り出してその位置を確定するもので, 打撃による慣性力の影響が懸念されるため, 重量, 形状の異なる次の3種類の標点を地盤に埋設した。①ソフトボール($\phi 9.5 \text{ cm}$), ②鋼円板($\phi 30 \text{ cm}$, 厚さ6 mm), ③ベニヤ板(厚さ3 mm, 一辺30 cmの正方形)である。

*正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科
(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

**正会員 工修 大阪市立大学助手 工学部土木工学科

***日本国土開発(株)エンジニアリング本部

****正会員 海洋工業(株)工部部

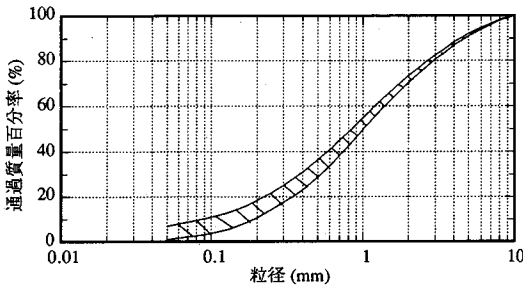


図-1 盛土材料の粒度

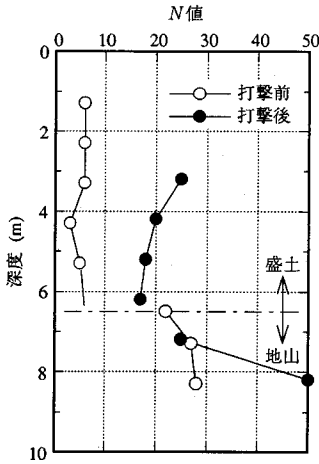


図-2 盛土地盤の N 値分布

鋼円板には長さ 30 cm の鋼棒を溶接, ベニヤ板は 5 寸釘で地盤に固定した。ほかに石灰の帯, 広げた新聞紙なども用いたが, 高い圧力で土粒子の間に食い込んでおり, 掘り出してもほとんど識別ができなかった。

地盤面の沈下は打撃中心から 3, 4, 5, 6, 7 m 位置でレベルによって測定し, 水平変位は挿入式傾斜計のガイドパイプを打撃中心から 2, 3, 4, 5 m の位置に設置して測定した。また打撃毎に打撃孔の深さと直径を測定した。

土圧測定には図-4 の圧痕式土圧計を新たに作って用いた。通常の電気式土圧計は, 大きな地盤変形に伴ってリード線が断線するので, 打撃中の土圧測定はあきらめ, 最大土圧の測定に専念した。この土圧計は鋼製の受圧板に加わる荷重を鋼球に伝え, アルミニウム板に圧痕を残すもので, 圧痕の直径から土圧を求める。

鋼球に加わる力と圧痕の直径との関係は, 鋼球をアルミニウム板に押しつけ, 圧痕の直径を顕微鏡 (倍率 80) で読み取って求めた。その結果, 図-5 のように圧痕直径の 2 乗が荷重にほぼ比例した。土圧計の周りには応力集中を軽減するためと, みかけの単位体積重量が土と同じになるように木製のツバをつけた。

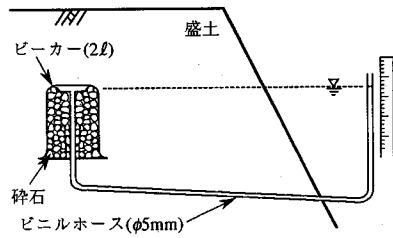


図-3 水管式沈下計

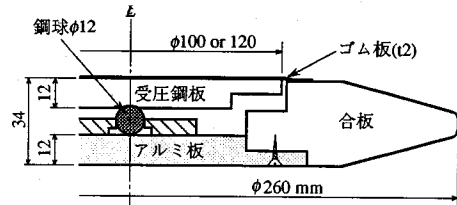


図-4 圧痕式土圧計

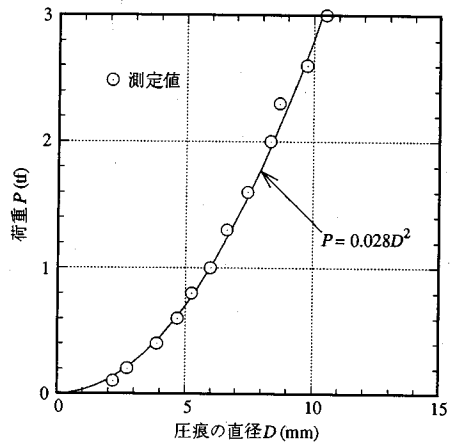


図-5 圧痕式土圧計の校正関係

土圧計は打撃点直下の深度 1, 2, 3.5, 5, 6.5 m に, また打撃中心から 4 m の位置では, 鉛直土圧に加えて水平土圧の測定も行った。打撃点直下の浅い深度では高い土圧が予想されるので, 土圧計に作用する荷重を低減するため深度 1 m では受圧板の直径を 10 cm に, 深度 2 m では 10 cm と 12 cm に, その他は 12 cm に選んだ。

実験現場の様子と土圧計, 標点などの計器設置の状況を写真-1, 2 に, 計器の設置位置を図-6 に示す。

4. 打撃による効果

図-7 に打撃回数 N に対する重錘貫入量 P と打撃中心から 3~7 m の 5 点で測った地盤沈下量 S を示した。 P の増加割合は 5 打目から減少するが, これは打撃孔直下が締まったためと, 打撃孔の孔壁がすりばち状に崩れて底を埋めるためである。また盛土があまり厚くないために貫入量の増加とともに基盤 (地山) の影響が貫入抵

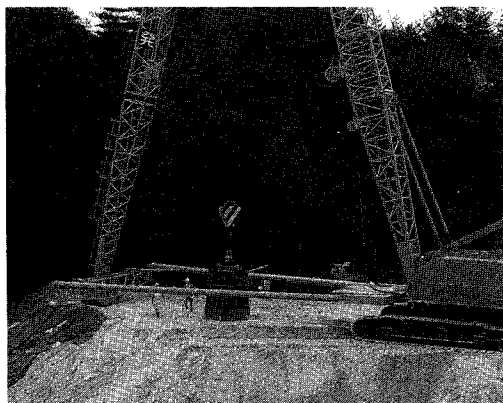


写真-1 盛土地盤と重錘



写真-2 計器の設置状況

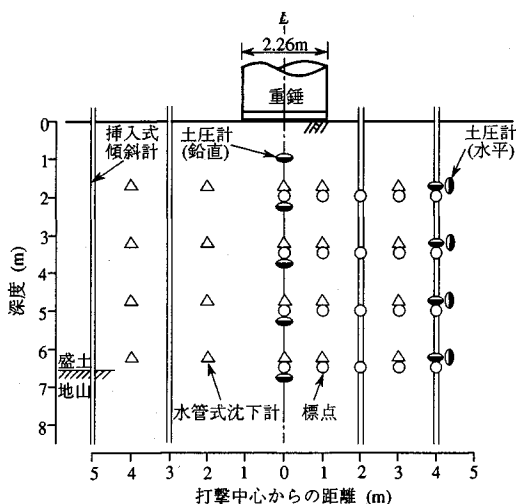


図-6 測定計器の配置

抗の増加として現われてきたためと見られる。沈下量 S は当然打撃中心に近いほど大きい、打撃中心から 7 m 位置でも打撃終了時に約 3 cm の沈下が見られる。図一

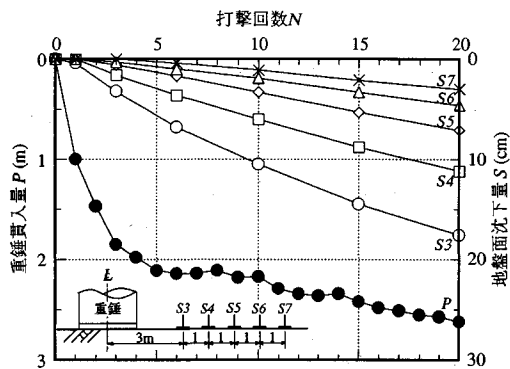


図-7 重錘貫入量, 地盤面沈下量と打撃回数との関係

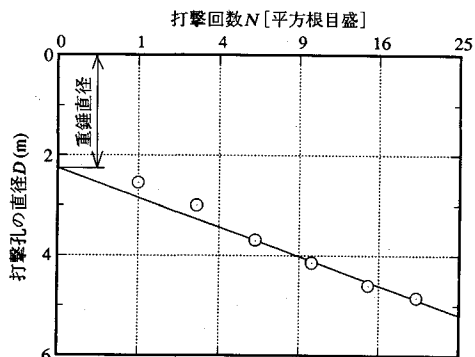


図-8 打撃孔直径と打撃回数との関係

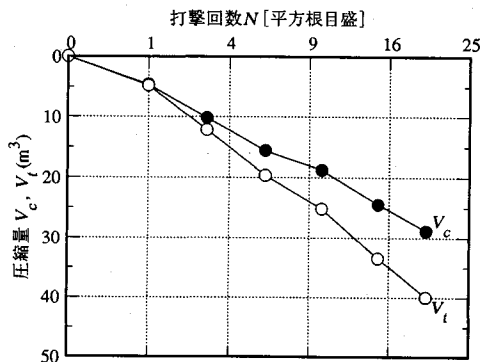


図-9 打撃孔体積 V_c と地盤全体の圧縮量 V_i の変化

8 は地表面で測定した打撃孔直径 D と打撃回数の平方根 \sqrt{N} の関係で、 D は \sqrt{N} に対して重錘直径を初期値として直線関係を示している。

図-9 に打撃孔体積 V_c 、地盤全体の圧縮量 V_i と \sqrt{N} の関係を示した。 V_c は貫入量 P と打撃孔直径 D から、 V_i は地盤沈下量 S から求めた圧縮量に V_c を加えている。両者ともほぼ \sqrt{N} に比例している。 $N=20$ までは打撃が地盤全体の圧縮に有効に働いていることを示す。

打撃後に打撃中心から 1 m 離れた地点 (重錘底の周上) で行った標準貫入試験の結果は先の図-2 の通りで、

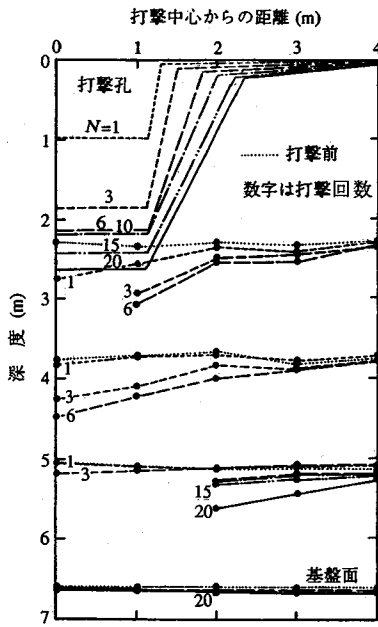


図-10 打撃回数と深度別沈下

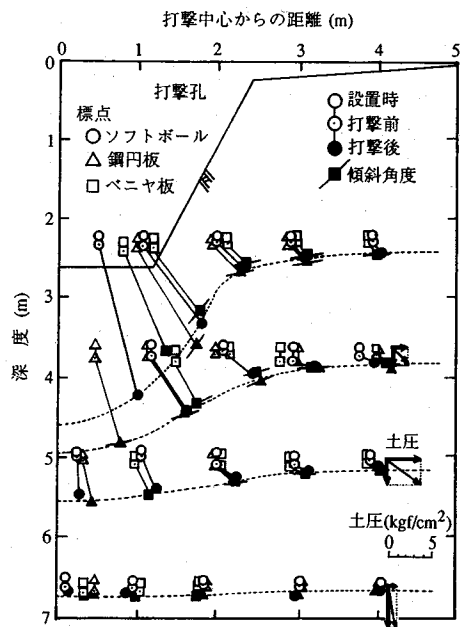


図-11 標点の変位と地盤変形

打撃後の N 値は 20 前後で打撃前の 4 倍程度になっている。

5. 地盤変形

図-10 に水管式沈下計で測定した地盤の深度別沈下状況と打撃孔の大きさを示した。打撃孔直下では地盤変形が大きいため大半の沈下計が途中で計測不能になった。深度 3.5 m 以深の沈下は 3 打目以降生じてくる。すなわち地盤の圧縮が打撃とともに下方に伝わっていく。基盤面(地山)はほとんど沈下を生じていない、顕著な沈下を生じる範囲は打撃孔底を上面とする円錐台状である。

図-11 に設置時から打撃終了までの標点の変位ベクトルと、これから推定した地盤変形を点線で示した。図の「設置時」と「打撃前」の標点の標高差は、水管式沈下計で測定した盛土自重による沈下量である。鋼円板とベニヤ板は掘出した時に測った傾斜角を図に線の傾きで示してあるが、点線で示した地盤変形とよく合っている。また標点の種類による差はなく、慣性力の影響はない。標点は打撃中心からほぼ放射状に変位し、打撃孔の 2 倍程度の深さまでの変位が大きい。打撃孔の周囲では鉛直方向よりも水平方向の変位が大きい、これは硬い基盤層の影響のほか、法面の影響もいくらか現われていると考えられる。同図には打撃中心から 4 m 離れた土圧計に記録された鉛直、水平土圧とその合土圧をベクトルで示している。これによると鉛直土圧は、深度 3.5, 5, 6.5 m の順に大きく、水平土圧は深度 5 m で最大値を示し、打撃孔底から放射状に地盤が変位していることと整

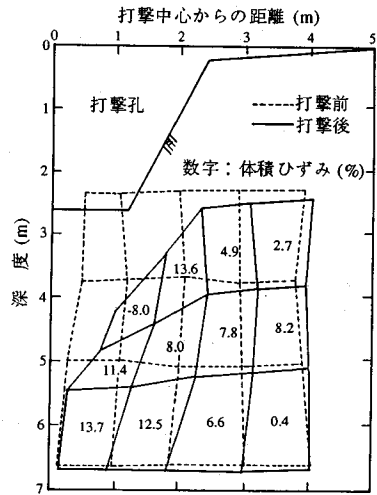
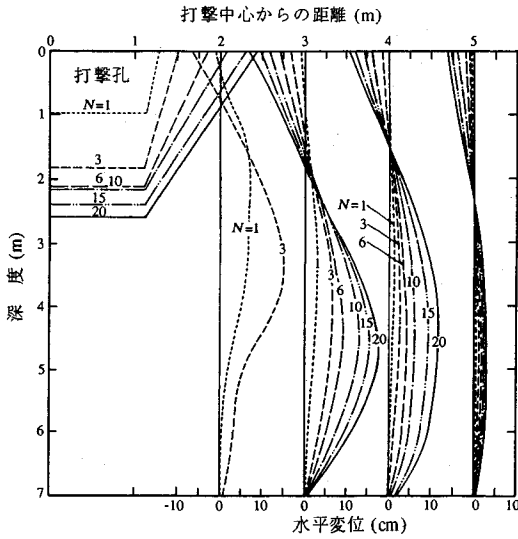


図-12 標点の変位から求めた体積ひずみ

合する。

図-12 にソフトボール標点の打撃前後の位置(図-11) 結んで四角形に区切った地盤要素の変形の様子と、打撃後の各要素の体積ひずみを示した。体積ひずみは軸対称条件を考慮して打撃中心を回転軸とした円環要素の体積変化から計算している。打撃孔下方で圧縮量が多い。なお打撃中心付近の 1 つの要素に負(膨張)の値が現われているが、これは標点間を直線で結んでいるため、実際には下に凸の曲線となり圧縮されている。

図-13 に挿入式傾斜計で測った地盤の水平変位を示した。打撃中心から 2 m の位置のものは 3 打目以降(予想通り)測定不能になった(4 m の位置のもの 15 打目



図—13 挿入式傾斜計で測った地盤の水平変位

からの変位が大きく出すぎているようである)。打撃孔深度の増加とともに水平変位が増え、かつ最大水平変位を生じる深度が深くなる。また水平変位最大の深度5m付近で、先の図—11とほぼ一致する。地盤の表層付近は打撃孔に引き込まれるように中心に向かって変位している。

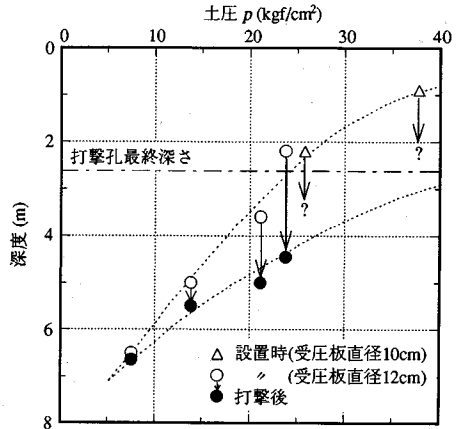
6. 土 圧

図—14に打撃点直下の土圧の深度分布を示した。この土圧は総打撃回数20回の間を受けた最大値を示すと考えられる。土圧計は地盤変形によって位置が変化するので、設置時と打撃後に掘出した時の深度をそれぞれ○、●で示した。ただし深度1mと2mに設置した土圧計(△)は、バックホーによる粗掘り時に掘出されてしまったので、位置が特定できなかった。深度2mに設置した受圧板直径10、12cmの土圧計はほぼ同じ値を記録している。土圧は深度1mで38 kgf/cm² [3.7 MPa]、6.5mで7.6 kgf/cm² [0.75 MPa]が記録されており、深度とともに急激に減衰する。深度1mの土圧から重錘の加速度を推定すると、

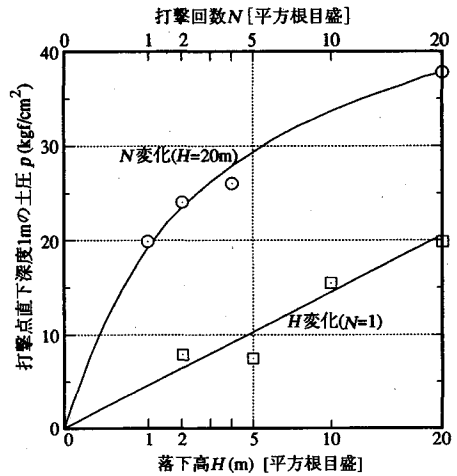
$$\begin{aligned} \text{加速度} &= \text{土圧} \times \text{重錘底面積} / \text{重錘質量} \\ &= 380\text{tf/m}^2 \times 4\text{m}^2 / 20\text{t} = 76\text{g} \end{aligned}$$

となり、重錘に取り付けた加速度計で得た最大加速度50~110g(打撃回数で異なる)から妥当な値と考えている。

20t重錘の打撃により発生する鉛直土圧をさらに詳細に調べるため、同じ現場の別の盛土地盤の深度1mで計測した土圧を図—15に示した。打撃条件は落下高Hを2、5、10、20mに変えて1回打撃した場合、落下高Hを20mに保って打撃回数Nを1、2、4、20に変えた



図—14 打撃点直下の土圧の深度分布



図—15 打撃点直下深度1mにおける土圧と打撃条件

場合(N=20の値は図—14と同じ)である。Nを変えた場合の土圧は \sqrt{N} に対して放物線的な曲線を示す。Nが少ないうちは、土圧計の上方の土が締まる(孔壁の崩れはまだない)ので、それぞれの回数で最大土圧が発生していると考えられるが、Nが増えると、孔壁が崩れて土圧計の土破りが増すので、測定される最大土圧は早い段階で生じると考えられる。Hを変えた場合の土圧は \sqrt{H} にほぼ比例している。すなわち土圧は落下速度 $v=(\sqrt{2gH})$ と相関関係を有し、筆者らが遠心模型実験で得た「重錘落下による締固め効果は重錘の運動量に強く依存する」³⁾ことと整合する。

7. 遠心模型によるシミュレーション実験

(1) 実験方法

模型材料には図—1に示した現場材料の粒径2mm以上を除いたまさ土($U_c=10$, $\rho_{dmax}=1.82\text{t/m}^3$, $\rho_{dmin}=1.37\text{t/m}^3$, $w_{opt}=12\%$)を用いた。模型地盤は軸対称円柱模型を想定し、地盤変形を捉えるために図—16のよ

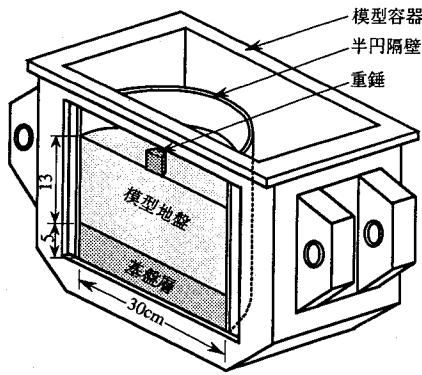


図-16 模型地盤

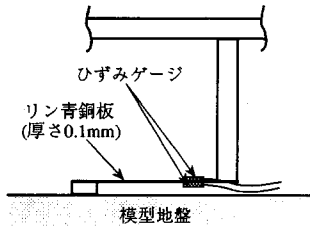


図-17 片持ち梁式沈下計

うに半円柱とし, その中央を同じく半円柱の重錘で打撃する。地盤下部 5 cm を基盤層とし, 上部 13 cm を模型地盤とした。遠心加速度を 50 g に設定したので, 模型地盤半径 15 cm, 層厚 13 cm は, それぞれ原型換算 7.5 m, 6.5 m となる。模型地盤の締固め密度は現場の N 値から相対密度 $D_r=30\%$ に設定した。模型の打撃条件は, 重錘質量 80 g (原型換算 20 t), 重錘底面積 16 cm² (同 4 m²), 落下高 43.8 cm (同 20 m, 重錘解放位置の回転半径を考慮) である。

模型地盤は, 含水比 6% (50 g 場で間隙水が移動しない含水状態から決めた) に調整した材料を 3 層に分け, 45° の扇形底板を介して質量 2.5 kg, 落下高 20 cm のランマーで, 落下回数各層 4 回に締固め, $D_r=30\%$ の地盤を作成した。下部 5 cm は事前に $D_r=95\%$ 程度に締固めて基盤層とした。観測用ガラス面には約 1 mm 厚の寒天膜を作成し, その上に直径 2 mm の標点を約 200 個設置し, 地盤変形を捉えた。

実験はまず 50 g 場に 1 時間置き, 模型地盤を自重沈下させる。次に重錘を地盤に落下させ, 打撃毎に重錘貫入量 P と地盤面沈下量 S を計測し, 打撃回数 5 回毎に観測面の標点を写真撮影する。貫入量 P は目視で, 沈下量 S は図-17 の片持ち梁式の沈下計を 6 連設置して, 打撃中心から 4.5, 6.5, 8.5, 10.5, 12.5, 14 cm (原型換算 2.3, 3.3, 4.3, 5.3, 6.3, 7 m) 位置で計測した。

打撃終了後, 図-18 のコーン貫入試験機を用いて貫入抵抗の増加を捉えた。コーンは直径 7 mm, 先端角 60° で, 直径 4 mm のロッドを介して上部の荷重計で貫

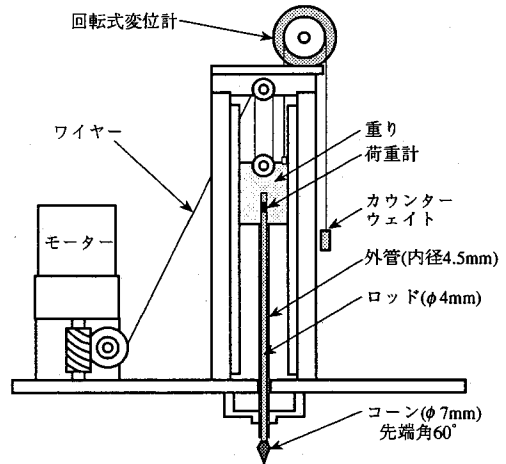


図-18 コーン貫入試験機

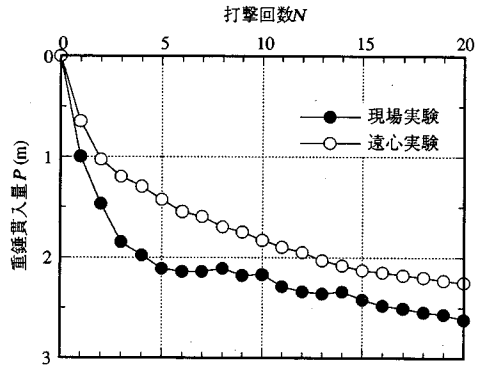


図-19 重錘貫入量の比較

入抵抗を, 回転式変位計で貫入量を計測する。コーンロッドは内径 4.5 mm のアルミパイプを通して 2 重管形式として周面摩擦を切っている。貫入力は荷重計上部に取り付けた質量約 1 kg の黄銅重錘をワイヤーで吊上げておき, 小型モーターでワイヤーを繰り出すことによって貫入速度 4 cm/min で与える。試験位置は打撃中心から 2.5, 6, 9.5 cm (原型換算 1.3, 3.0, 4.8 m) 位置である。なお実験方法と装置の詳細は文献 3) を参照されたい。

(2) 地盤の圧縮量

図-19 に現場実験と模型実験の重錘貫入量 P と打撃回数 N の関係を比較した。 P は両者とも下に凸な曲線を有するが, 現場の方が少し大きい。また打撃直径は現場 4.8 m に対して模型 4.1 m となり, やはり現場の方が少し大きくなった (図-22 参照)。地盤面沈下量 S は図-20 に示すように模型実験の方が大きくなった。

図-21 に打撃孔体積 V_c と地盤全体の圧縮量 V_r の比較を示した。模型実験の V_c は現場実験で得た打撃孔直径が打撃回数 N の平方根に対して直線であることを用いて算出している。 V_c は先の貫入量 P , 打撃孔直径の

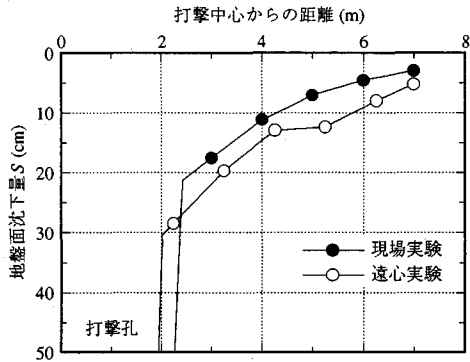


図-20 地盤面沈下量の比較

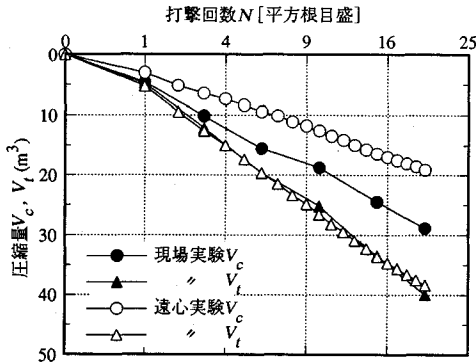


図-21 打撃孔体積 V_c と全圧縮量 V_t の比較

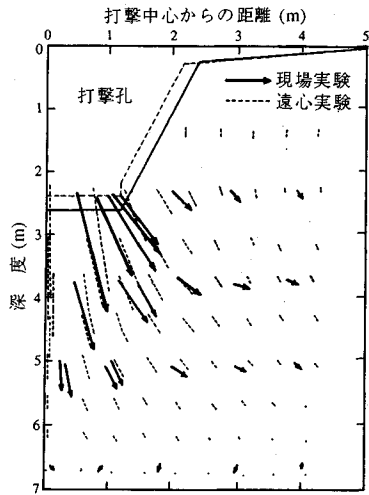


図-22 地盤変形の比較

差を反映して現場の方が大きいですが、 V_t は両者でほぼ等しい。

(3) 地盤変形

図-22 に現場と模型の地盤変形を比較した。現場の水平変位成分がやや大きいですが、これは前述のように現場実験は法面の影響でやや外向きに変位しやすいこと、逆に模型実験では容器隔壁の拘束で外向きに変位しにくい

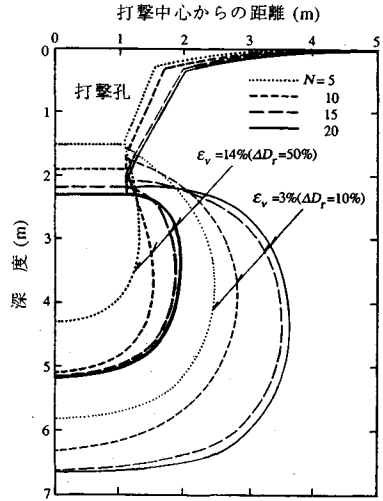


図-23 遠心実験による体積ひずみの伝播

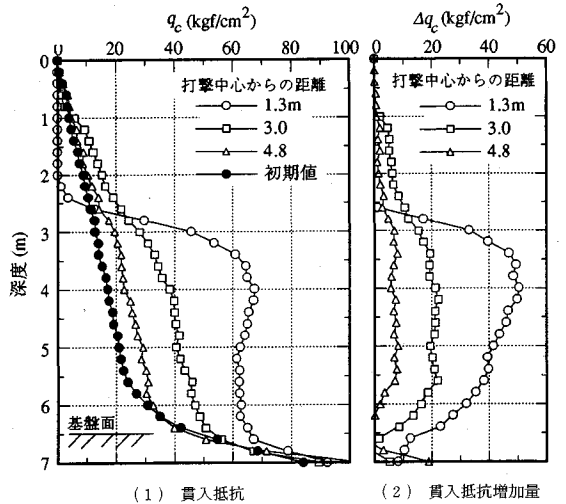


図-24 コーン貫入試験結果

ことの差と考えられる。しかし両者の変形パターンは似ており、現場の地盤変形をほぼ再現している。

図-23 に模型実験の標点から構成される要素の体積ひずみ分布から求めた等体積ひずみ線の伝播を示した。この地盤では $\epsilon_v = 14\%$ の圧縮量を生じると $D_r = 80\%$ ($\Delta D_r = 50\%$) に、 $\epsilon_v = 3\%$ が $D_r = 40\%$ ($\Delta D_r = 10\%$) になる。前者は強く締まった領域を、後者は締固めを受けた領域を表すと考えられる。等ひずみ線は打撃中心からやや鉛直方向につぶれた球根状に広がるが、 $N = 15$ 以降 2 つの領域ともあまり広がらない。今回の盛土の厚さが 6.5 m と薄いために比較的早い段階でこのような状態になったものと考えられる。打撃中心から半径 4 m (打撃孔直径の約 2 倍)、深度 6.5 m の範囲が、締固められた改良範囲といえる。

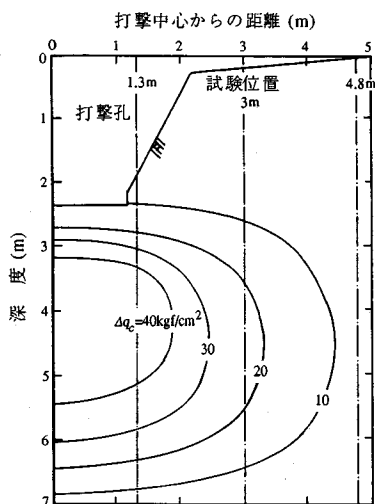


図-25 コーン貫入抵抗増加の分布

(4) コーン貫入試験結果

図-24 にコーン貫入試験結果を示した。(1) に貫入抵抗の深度分布を，(2) に打撃による貫入抵抗の増加量の深度分布を示している。打撃中心から 1.3 m 位置では初期値の 3~4 倍の貫入抵抗の増加が見られ，現場実験での打撃後の N 値の増加 (図-2) と整合している。

図-25 に図-24 (2) から求めたコーン貫入抵抗増加の分布を示した。各 Δq_c 増加量線は打撃中心を軸とする楕円形を示している。 $\Delta q_c = 10, 40 \text{ kgf/cm}^2$ [1.0, 4.1 MPa] の領域は図-23 の $\varepsilon_r = 3, 14\%$ の領域にほぼ対応している。コーン貫入抵抗増加からも密度増加と同様な改良範囲が見られる。

8. ま と め

以上の結果から次の結論が得られた。

1) 今回工夫した水管式変位計，埋設標点および圧痕式土圧計は現場地盤変形と土圧を詳細に捉えた。

2) 打撃孔直径と打撃回数の平方根は，重錘直径を初期値として直線関係を示す。

3) 地盤の変形は重錘底を上面とする円錐台状にひろがり，今回の地盤条件では打撃孔のほぼ 2 倍の深さの地盤が圧縮される。

4) 打撃点直下の土圧は重錘落下高の平方根と比例関係にある。

5) 遠心模型実験は，重錘貫入量と打撃孔体積は現場に比べてやや小さい傾向を示したが，地盤全体の圧縮量と地盤変形はほぼ再現できた。

6) また，体積ひずみ増加領域とコーン貫入試験から求めた強度増加領域はほぼ一致した。

現場実験は日本国土開発 (株) が主体に行ったもので，実験に際して便宜を図っていただいた日本国土開発 (株) 営業本部顧問河内山謙司，同部長森国夫両氏を始め，関係者に，また現場計測に尽力された藤田哲治氏 (当時大阪市立大学院生，現 JR 西日本 (株)) および遠心模型実験に協力された田中善広氏 (当時大阪市立大学院生，現 (株) 大林組) に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 逢澤正行・森国夫・渡辺篤：重錘落下締固め工法一動的計測について一，第 23 回土質工学会研究発表会，pp. 2053-2056, 1988.
- 2) 高田直俊・藤田哲治・渡辺篤・池田通陽：重錘落下締固め工法の現場実験—地盤変形と土圧について—，第 23 回土質工学会研究発表会，pp. 2057-2060, 1988.
- 3) 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 回土質工学会研究発表会，pp. 2049-2052, 1988.
- 4) 大島昭彦・高田直俊・田中善広・池田通陽：重錘落下締固め工法における現場実験と遠心模型実験の比較，土木学会第 46 回年次学術講演会概要集，Ⅲ-PS 6，pp. 12-13, 1991.

(1992. 11. 16 受付)

FIELD AND CENTRIFUGE MODEL TEST ON HEAVY TAMPING —GROUND DEFORMATION, EARTH PRESSURE AND STRENGTH INCREASE—

Naotoshi TAKADA, Akihiko OSHIMA, Atsushi WATANABE and Michiharu IKEDA

Ground deformation and earth pressure in a fill ground induced by heavy tamping were investigated using simple marks and earth pressure cells buried during embanking and collected after tamping. The results showed that the ground deformation is concentrated in the cone trapezoidal area beneath the tamping hole and the earth pressure at the tamping point decreases rapidly with the depth. Centrifuge model test shows simulating this field test similar ground compression and pattern of ground deformation.