

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No.684 Sept 1990

重錘落下による地盤の衝撃応答および締固め挙動
— サンゴレキ混じり地盤 —

山 崎 浩 之
善 功 企
加 賀 谷 宏 基

運輸省港湾技術研究所



Dynamic Responses and Compaction Behaviour of Coral Mixed Soil Subjected to the Heavy Tamping

Hiroyuki YAMAZAKI*
Kouki ZEN**
Hiroki KAGAYA*

Synopsis

A new method is proposed to estimate the effect of the heavy tamping on the compaction of a coral mixed soil and its validity is investigated in the field experiment.

The proposed method consists of both dynamic response analysis and laboratory dynamic compaction test. The dynamic response of the soil deposit to the heavy tamping is analysed by using the three dimensional finite difference method and the visco-elastic model (voigt model). The analysis gives the distribution of the energy density propagating into the soil deposit due to the heavy tamping. The effect of the heavy tamping on the compaction of the soil deposit is estimated by introducing the relationship between the soil density increment and the applied energy density to the soil element, which is obtained from the laboratory dynamic compaction test.

The validity of the proposed method is confirmed in the field experiment, and both proposed method and field experiment indicate that the heavy tamping is valid for the compaction of the shallower depth of the soil deposit.

Key Words: Compaction, Heavy Tamping, Coral Mixed Soil, Dynamic Response Analysis, Energy Density, Laboratory Dynamic Compaction Test, Field Experiment

* Member of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Chief of Soil Dynamics Laboratory Geotechnical Engineering Division

重錘落下による地盤の衝撃応答および締固め挙動

— サンゴレキ混じり地盤 —

山 崎 浩 之*
善 功 企**
加賀谷 宏 基*

要 旨

本研究では、地下水位が地表面に近い埋立て地盤を対象として、衝撃载荷による地盤の締固め効果を定量的に推定する方法を提案し、提案した推定法の妥当性を現地試験により検討している。

本推定法は、衝撃エネルギー密度を導入して、数値解析による地盤の衝撃応答解析結果と室内衝撃载荷試験結果との組み合わせからなっており、現地試験の衝撃締固め効果を妥当に説明している。

今回の研究より、衝撃締固め効果は、地盤深度の浅いところで特に有効で、試料の細粒分含有率に依存し、また、地盤内に発生するフィッシャーに影響を受けることが明らかになった。

キーワード： 衝撃締固め、重錘落下、サンゴレキ混じり地盤、衝撃応答解析、エネルギー密度、室内衝撃締固め試験、現地試験

1. まえがき

沖縄地方の海底には、サンゴレキ混じり地盤が広く分布している。サンゴレキ混じり土は、細粒分が30%～70%の中間土に分類され、空隙率が大きく軟弱な土質特性を示す。したがって、岸壁等の港湾施設の建設にあたっては地盤改良を必要とすることが多い。

サンゴレキ混じり地盤を改良する方法として、一般に用いられているものに、サンドコンパクションバイル工法がある。この工法によると、細粒分が30%程度以下のサンゴレキ混じり地盤の場合、サンドバイルの杭間で有意な強度増加がみられ、振動あるいは衝撃荷重の効果が認められている。本研究は、従来の地盤改良工法よりも簡便な方法で地盤改良ができないかという発想に基づき、細粒分が30%程度以下のサンゴレキ混じり地盤を対象とした地盤改良工法として、衝撃荷重による締固めについて検討するものである。

衝撃载荷方法としては、重錘を地盤表面に自然落下させる方法を採用しているが、このように締固め改良を行う方法は、ヘビータンピング工法あるいは動圧密工法と呼ばれ、Menard¹⁾により1960年代後半に研究開発されている。以来、砂、レキを主体とした地盤に対してこの工法は数多く適用され、同時に設計法、施工法に関わる研究も積み重ねられている。しかしながら、地盤設計

に必要な衝撃载荷による締固め改良深度の算定方法、必要な締固め量を得るまでの重錘落下回数算定方法、あるいは締固め効率と土の粒度組成(細粒分含有率)の関係など、そのほとんどは現場における経験によるもので、衝撃载荷による締固め機構については不明な点が多い。

最近になり衝撃载荷による締固めに関する詳細な研究が始められ、大島ら²⁾は、重錘落下による地盤の衝撃締固め機構をより明確にするため、遠心模型実験を行い、重錘落下による地盤変形の伝播の様子を報告している。兵頭ら³⁾は、高圧三軸圧縮試験機を用いて、重錘落下による衝撃的な圧力に対する土の間隙比変化特性の実験式を求めている。また、現地規模の研究としては、逢沢他⁴⁾、高田他⁵⁾らは重錘落下締固め工法の実規模実験を行い、地盤中に発生する加速度、衝撃力、変形等を調べている。また、地盤設計を既往の経験式によるものではなく、数値計算を用いて解析的に行う方法の研究としては、中村ら⁶⁾が2次元有限要素法を用い、衝撃载荷により地盤内に発生する応力を求め、兵頭らの実験式と組み合わせることにより、地盤の締固め量を定量的に評価する方法を報告している。

本研究では、地下水位が地表面に近い埋立て地盤を対象として、衝撃载荷による地盤の締固め効果を定量的に推定する数値解析法を提案し、提案された数値解析法の妥当性を現地試験により確認し、サンゴレキ混じり地盤

* 土質部 動土質研究室
** 土質部 動土質研究室長

の衝撃応答および締めめ挙動を把握することを目的とし研究を行っている。

2. 地盤の衝撃応答解析理論

2.1 数値解析法

地盤の応答計算を行う場合必要となるのは、土要素の応力ひずみ関係を表す構成式、土要素の運動方程式、および地盤全体の境界条件の3つである。これら3つが決まれば、差分法、有限要素法等の数値計算手法を用いて、衝撃荷重による地盤応答を境界値問題として解くことが可能である。ここでは、本研究で用いたこれら3つについて、簡単に説明する。

(1) 構成式

ここで用いた構成式は、粘弾性体理論によるものでフォークトモデルを3次元に拡張したものである。フォークトモデルは、土を図-1に示すようにバネ（弾性）とダッシュポット（粘性）が並列につながれたものとして表現するもので、静的（遅い）荷重に対してはバネが抵抗し、動的（速い）荷重に対してはダッシュポットが抵抗するものである。ダッシュポットには、粘性による減衰効果があり、土の持つ減衰特性も表現できる。このモデルを数式により表現すると、次式のようになる。

$$\sigma = D_1 \cdot \varepsilon + D_2 \cdot \partial \varepsilon / \partial t \quad (1)$$

ここに、 σ および ε は、フォークトモデルに発生する応力およびひずみ、また D_1 および D_2 は、バネ定数および粘性係数である。

式(1)から、モデル内に発生する応力は荷重速度に比例して大きくなるのがわかる。そして、フォークトモデルを用いることにより、地盤に衝撃荷重が与えられたときに地盤内の土要素に発生する衝撃的な応力あるいは減衰効果を表現することが可能である。

しかし、ここで取り扱う問題は、図-1のような1次

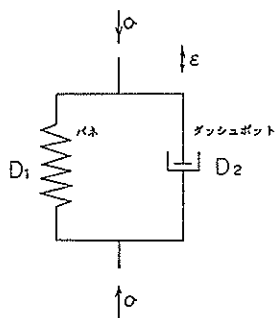


図-1 フォークトモデル

元的な問題ではなく、衝撃荷重が地盤に作用した場合の地盤挙動を取り扱う3次元問題であるので、式(1)を次式のように3次元に拡張する。

$$\begin{aligned} \sigma_x &= E/(1+\nu)/(1-2\nu) \cdot \{(1-\nu) \cdot \varepsilon_x \\ &\quad + \nu \cdot (\varepsilon_y + \varepsilon_z)\} + \mu/(1+\nu)/(1-2\nu) \\ &\quad \cdot \{(1-\nu) \cdot \partial \varepsilon_x / \partial t + \nu \cdot (\partial \varepsilon_y / \partial t \\ &\quad + \partial \varepsilon_z / \partial t)\} \\ \sigma_y &= E/(1+\nu)/(1-2\nu) \cdot \{(1-\nu) \cdot \varepsilon_y \\ &\quad + \nu \cdot (\varepsilon_x + \varepsilon_z)\} + \mu/(1+\nu)/(1-2\nu) \\ &\quad \cdot \{(1-\nu) \cdot \partial \varepsilon_y / \partial t + \nu \cdot (\partial \varepsilon_x / \partial t \\ &\quad + \partial \varepsilon_z / \partial t)\} \\ \sigma_z &= E/(1+\nu)/(1-2\nu) \cdot \{(1-\nu) \cdot \varepsilon_z \\ &\quad + \nu \cdot (\varepsilon_x + \varepsilon_y)\} + \mu/(1+\nu)/(1-2\nu) \\ &\quad \cdot \{(1-\nu) \cdot \partial \varepsilon_z / \partial t + \nu \cdot (\partial \varepsilon_x / \partial t \\ &\quad + \partial \varepsilon_y / \partial t)\} \\ \tau_{xy} &= E/2/(1+\nu) \cdot \gamma_{xy} + \mu/2/(1+\nu) \\ &\quad \cdot \partial \gamma_{xy} / \partial t \\ \tau_{yz} &= E/2/(1+\nu) \cdot \gamma_{yz} + \mu/2/(1+\nu) \\ &\quad \cdot \partial \gamma_{yz} / \partial t \\ \tau_{zx} &= E/2/(1+\nu) \cdot \gamma_{zx} + \mu/2/(1+\nu) \\ &\quad \cdot \partial \gamma_{zx} / \partial t \end{aligned}$$

(2)

ここで、 σ 、 ε 、 τ 、 γ は図-2に示されるような地盤内の土要素に発生する直応力（圧縮正）、直ひずみ（圧縮正）、せん断応力、せん断ひずみで、添え字は x 、 y が水平2方向、 z が鉛直方向に対応する。 E はヤング率、 ν はポアソン比、 μ は粘性係数、 t は時間である。なお式(2)は、フックの法則に粘性項（時間微分項）を加えた

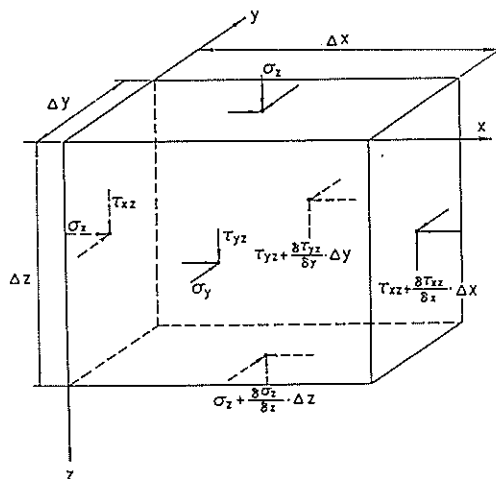


図-2 要素の釣合い

ものになっている。

式(2)は、3次元問題で表われる6つの応力 ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$) および6つのひずみ ($\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$) の関係を表わしており、したがって、式(2)を用いることにより土要素の3次元のな衝撃応答挙動を取り扱うことができる。

(2) 運動方程式

構成式が、外力により要素がどのような変形をするかを示すのに対し、運動方程式は、外力により要素がどのような運動をするかを示すものである。3次元の運動方程式の誘導は、 z 方向については、図-2を参考に z 方向の釣合いから、まず次式を得る。

$$\begin{aligned} & \sigma_z \cdot \Delta x \cdot \Delta y - (\sigma_z + \partial \sigma_z / \partial z \cdot \Delta z) \cdot \Delta x \cdot \Delta y \\ & - (\tau_{xz} + \partial \tau_{xz} / \partial x \cdot \Delta x) \cdot \Delta z \cdot \Delta y + \tau_{xz} \cdot \Delta z \\ & \cdot \Delta y - (\tau_{yz} + \partial \tau_{yz} / \partial y \cdot \Delta y) \cdot \Delta z \cdot \Delta x \\ & + \tau_{yz} \cdot \Delta z \cdot \Delta x = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ は、微小要素の x, y, z 方向の長さである。

式(3)を整理し、物体力(重力)を無視し、 z 方向の変位を w 、土の湿润密度を ρ_t として慣性項 ($\rho_t \cdot (\Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z) \cdot \partial^2 w / \partial t^2$) を加えると次式を得る。

$$\begin{aligned} \rho_t \cdot (\Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z) \cdot \partial^2 w / \partial t^2 = & (-\partial \sigma_z / \\ & \partial z - \partial \tau_{xz} / \partial x - \partial \tau_{yz} / \partial y) \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \\ & \cdot \Delta y \cdot \Delta z + \tau_{yz} \cdot \Delta z \cdot \Delta x \end{aligned} \quad (4)$$

式(4)と同様に、 x, y 方向についても同様な式が得られ、それらを整理すれば、次式のような運動方程式が得られる。

$$\begin{aligned} \rho_t \cdot \partial^2 u / \partial t^2 = & -\partial \sigma_x / \partial x - \partial \tau_{yz} / \partial y \\ & - \partial \tau_{zx} / \partial z \\ \rho_t \cdot \partial^2 v / \partial t^2 = & -\partial \sigma_y / \partial y - \partial \tau_{xy} / \partial x \\ & - \partial \tau_{zx} / \partial z \\ \rho_t \cdot \partial^2 w / \partial t^2 = & -\partial \sigma_z / \partial z - \partial \tau_{xz} / \partial x \\ & - \partial \tau_{yz} / \partial y \end{aligned} \quad (5)$$

ここに、 u, v, w はそれぞれ x, y, z 方向の変位である。

(3) 境界条件

数値解析を行うにあたって、地盤を図-3のようにモデル化する。ここで、境界条件は、地表面以外はローラー支那、地表面は自由端とした。ただし、重錘落下面については、以下の手順で境界の変位を与えていった。

① 落下高さ H より、重量 W の物体が地盤に衝突する瞬間の速度を V_0 とする。

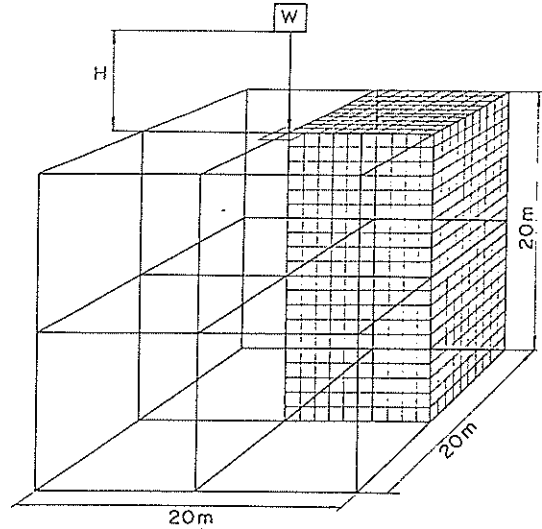


図-3 地盤のモデル化

$$V_0 = (2 \cdot g \cdot H)^{1/2} \quad (6)$$

ここに、 g は重力加速度である。そして、 $V_1 = V_0$ として②へ進む。

② 微小時間 dt に $V_1 \cdot dt$ だけ物体と地盤の接触境界が鉛直方向に変位すると考える。

③ ②の条件および式(2)、(5)を用いて、地盤の応力状態を数値計算で求める。本研究では数値計算手法として、式(2)および式(5)を差分に離散化して解く差分法を用いている。

④ ③で得られた応力から、物体と地盤の接触境界の反力 f を求め、 f が dt 時間物体に作用したと考え、物体の速度変化を次式より求め、②へもどる。

$$\begin{aligned} V_2 &= V_1 - f \cdot dt / (W/g) + g \cdot dt \\ V_1 &= V_2 \end{aligned} \quad (7)$$

以上のように、本研究では、(1)の構成式と(2)の運動方程式、および(3)の境界条件を組み合わせ、地盤内に発生する応力、ひずみ等を逐次差分法により計算し、衝撃載荷による地盤の3次元応答解析を行う。

2.2 衝撃載荷による締固め効果の推定方法への適用
衝撃載荷による地盤の締固め効果が、地盤内に伝達される衝撃エネルギーにより一意的に定まると仮定する。すなわち、地盤内の各点での密度変化等は、各点に伝達される衝撃エネルギーのみの関数として表現されると仮定する。したがって、衝撃載荷による試料の密度変化等と与える衝撃エネルギーの関係を室内試験により求めておけば、2.1の応答解析により地盤に伝達される衝撃エ

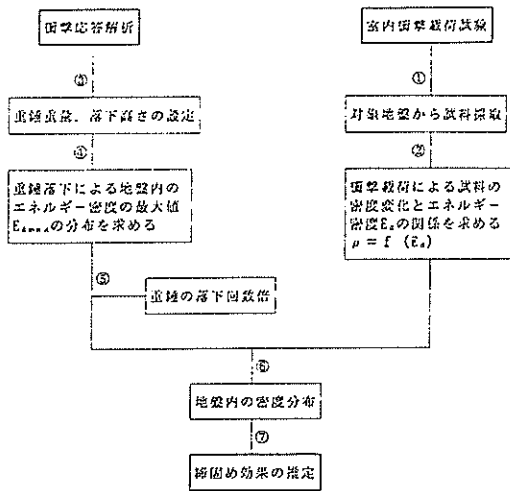


図-4 推定法の説明図

エネルギーの分布を求め、それらを組み合わせることにより地盤の縮固め効果を推定することができる。

以下に、提案する衝撃载荷による縮固め効果の推定方法を、図-4を参考に示す。

- ① 対象地盤の試料の衝撃縮固め特性を調べるため、試料を採取する。
 - ② 室内衝撃载荷試験により、試料の密度変化と、単位体積当りの試料に与えられる衝撃エネルギー（累積エネルギー密度 E_{dl} ）の関係を求め、実験式を得る。
 - ③ 重錘落下の仕様（重錘重量，落下高さ）を設定する。
 - ④ 重錘落下による1回あたりの衝撃载荷で地盤内に発生する応力，ひずみを数値解析により求め、地盤内に伝達される最大エネルギー密度 E_{dmax} の分布を得る。
 - ⑤ 衝撃载荷の行われる回数，すなわち重錘の落下回数だけ④の最大エネルギー密度 E_{dmax} が地盤内に与えられると考え、④の結果に落下回数を乗する。
 - ⑥ ②の累積エネルギー密度と密度変化の関係式と⑤の結果を用いて、衝撃载荷による地盤内の密度変化を求める。
 - ⑦ 地盤内の密度変化から、縮固め効果を推定する。
- 上記、①～⑦に示した地盤の衝撃縮固め推定法について、以下で検討を行う。

3. 室内試験

室内衝撃载荷試験により、衝撃エネルギーと飽和したサンゴレキ混じり土の密度変化の関係を求め、衝撃縮固め効果の推定に必要な実験式を求める。また、大型

三軸圧縮試験により密度変化とせん断抵抗角 ϕ の関係を調べ、衝撃縮固めによるサンゴレキ混じり土のせん断抵抗角の増加を把握する。

3.1 室内衝撃载荷試験

(1) 試験概要

1) 試料

試料は、那覇港浦添地区岸壁からグラブ浚渫により採取されたサンゴレキ混じり土で、粒度組成は細粒分9%、砂分50%、レキ分41%となっている。これは、浦添地区のサンゴレキ混じり土を代表するものではなく、同地区の粒度分布は細粒分含有率が、0～60%と非常に幅を持ったものである。そこで、室内衝撃载荷試験においては、採取されてきた試料を、図-5の●で示した各点の粒度分布を持つものに再調整し、各粒度に対する縮固め特性を調べることにした。

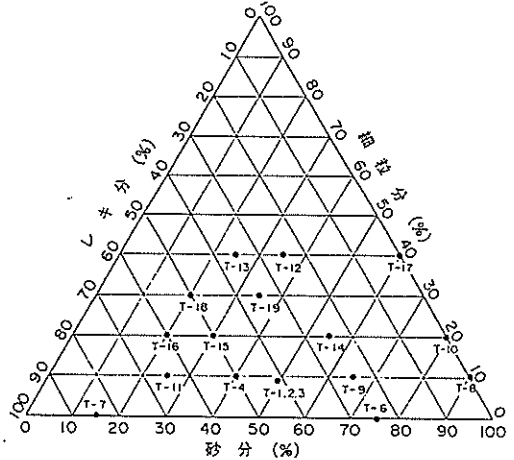


図-5 粒度分布

2) 試験装置

用いた試験装置は、図-6に示す衝撃载荷試験装置である。試料を詰める鋼製モールドの寸法は、内径305mm、外径318mm、高さ300mmである。鋼製の底版には、中心部および中心部から100mmのところの間隙水圧の取り出し口が、また、中心部から100mmのところ給排水口がある。衝撃荷重は、重錘10、20、40、60kgfの重錘をノッキングヘッドに落下させ、モールド内の試料上面の加圧板を通して加えられる。なお、加圧板および底版には、厚さ5mm、孔径7μ程度のポーラスメタルがはめ込まれている。試料を圧密し、上載荷重を静的に加えるために、3台のペロフラムシリンダー（最大荷重1,200kgf、最大圧力1.64kgf/cm²）がある。重錘の落下高は、最大約2,000mmである。

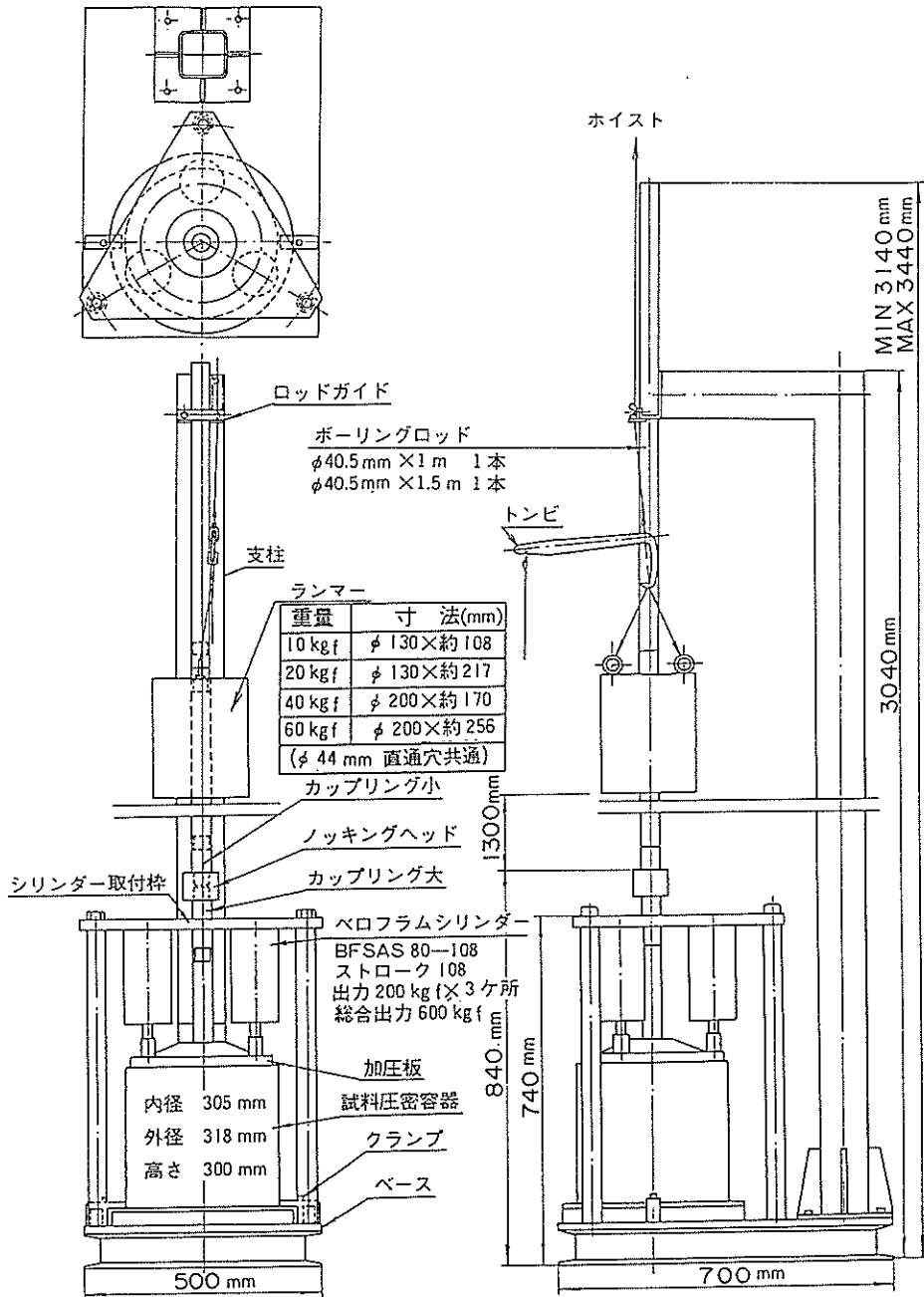


図-6 室内衝撃载荷試験装置

3) 供試体作成

試料調整および供試体作成は、表-1に示すような含水比および湿潤密度になるように調整し、モールドに詰めて行った。作成された供試体は、既往の海底の緩い地盤の土質データを参考にし、飽和状態の緩詰めとした。

4) 衝撃载荷試験

供試体作成後、 0.5 kgf/cm^2 の圧力で圧密を行い、圧密荷重をかけた状態で重錘落下による衝撃载荷を行った。重錘の重量 20 kgf、落下高 1 m、衝撃载荷回数 100 回を標準的な载荷条件とし、表面における3点の沈下量と

表-1 室内衝撃締め試験一覧

試料番号	条件			圧密前			衝撃締め固め試験 20 kgf × 100回 圧密圧力 0.5 kgf/cm ²		
	粒度配合(%)			含水比 ω (%)	湿潤密度 ρ_{di} (t/m ³)	乾燥密度 ρ_{di} (t/m ³)	湿潤密度		
	レキ分	砂分	細粒分				試験前 ρ_{i0} (t/m ³)	試験後 ρ_i (t/m ³)	密度比 ρ_i/ρ_{i0}
T-1 T-2 T-3	42	49	9	30.20	2.097	1.611	1.861	2.143	1.15
(自然試料)									
T-7	85	15	0						
T-11	65	25	10	21.80	2.068	1.698	2.060	2.349	1.14
T-4	50	40	10	27.2	2.011	1.581	2.094	2.327	1.11
T-13	35	25	40	25.6	1.988	1.582	2.007	2.292 (2.370)	1.14 (1.18)
T-6	25	75	0	19.0	1.592	1.338	1.703	1.963	1.15
T-14	25	55	20	25.7	1.990	1.581	1.990	2.148	1.08
T-12	25	35	40	27.3	1.941	1.525	1.937	2.221 (2.324)	1.15 (1.20)
T-9	25	65	10	30.25	1.921	1.475	1.809	2.160	1.19
T-8	0	90	10	36.6	1.850	1.354	1.918	2.221	1.16
T-10	0	80	20	38.6	1.914	1.381	1.732	2.051	1.18
T-16	60	20	20	19.8	2.044	1.706	2.111	2.329	1.10
T-15	50	30	20	19.7	2.076	1.734	2.059	2.325	1.13
T-18	50	20	30	24.3	1.989	1.600	2.013	2.326 (2.394)	1.16 (1.19)
T-19	35	35	30	22.5	1.984	1.620	1.978	2.304 (2.351)	1.16 (1.19)
T-17	0	60	40	32.6	1.901	1.434	1.918	2.257 (2.325)	1.18 (1.21)

()内は、20 kgf × 200回

衝撃載荷回数を適当な載荷間隔で記録した。

(2) 試験結果

1) 衝撃締め固めによる試料の沈下量

重錘重量 $W = 20 \text{ kgf}$, 落下高 $H = 100 \text{ cm}$ の場合の衝撃載荷回数 N_d と沈下量 S の関係を図-7 に示す。図-7 は、試料の細粒分含有率が 0, 10, 20, 40% の場合の結果であるが、0% の場合を例外として細粒分含有率が大きいものは小さいものと比較して、沈下量が少なく、衝撃荷重による締め固め効果は試料の細粒分含有率の影響を受けることがわかる。また、いずれの場合も、載荷回数 5 ~ 20 回あたりで沈下量曲線は最大曲率点とな

り、100 回近くになると沈下は進まなくなっている。

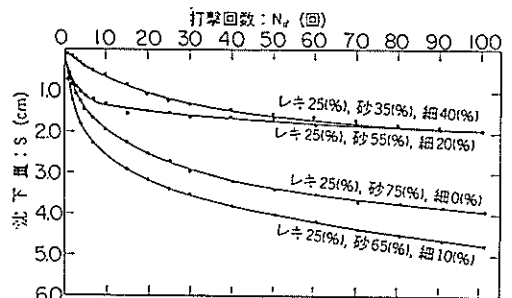


図-7 衝撃載荷による打撃回数と沈下量の一例

2) 密度変化と衝撃エネルギーの関係

次に、累積エネルギー密度 E_{dt} を用いて、密度と衝撃エネルギーの関係を調べる。累積エネルギー密度 E_{dt} は、載荷により供試体単位面積あたりに与えられるエネルギー密度 E_d の累積値として次式で定義される。

$$E_d = (W \cdot H) / V_m \quad (8)$$

$$E_{dt} = (W \cdot H \cdot N_d) / V_m \quad (9)$$

ここに、 E_d はエネルギー密度、 E_{dt} は累積エネルギー密度、 N_d は載荷回数、 V_m は供試体体積である。

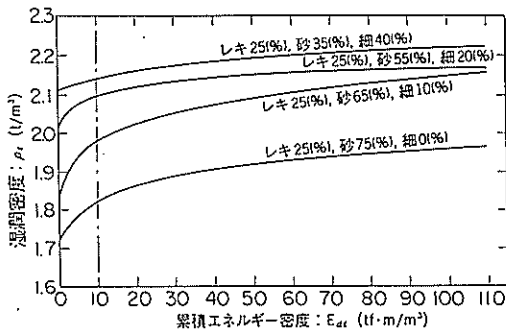


図-8 密度と累積エネルギー密度関係の一例

密度と累積エネルギー密度の関係の一例を図-8に示す。湿潤密度 ρ_t は、累積エネルギー密度が大きくなるにしたがって増加していき、累積エネルギー密度が $10 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ 程度を越えると、密度の増加傾向は小さくなっていく。累積エネルギー密度が $100 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ になったところで、密度増加はほとんどなくなり、最終的に $0.1 \sim 0.2 \text{ t}/\text{m}^3$ 程度の密度増加となっている。

3) 密度比と累積エネルギー密度の関係

密度変化と衝撃エネルギーの関係をさらに一般化するため、図-8の関係を衝撃載荷前の湿潤密度 ρ_{t_0} で正規化し、密度比 ρ_t / ρ_{t_0} と累積エネルギー密度 E_{dt} の関係を各粒度について求めた。なお、各試料の ρ_{t_0} は、現

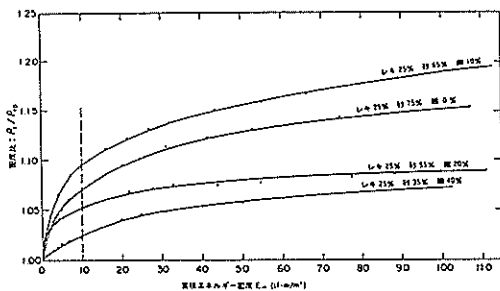


図-9 密度比と累積エネルギー密度関係の一例

地の海底地盤の密度に対応した緩い状態のものである。

図-9は、縦軸に密度比 ρ_t / ρ_{t_0} 、横軸に累積エネルギー密度 E_{dt} をとり、細粒分含有率が0, 10, 20, 40%の試料についての結果を示したものである。密度比は細粒分含有率が大きいものほど小さい。この理由としては、細粒分が多い場合には、累積エネルギーにより発生する空隙水圧が消散しにくく、そのため試料の密度増加が進みにくいことが挙げられる。細粒分含有率40%以外のものでは、累積エネルギー密度が $10 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ 程度のところで最大曲率を示している。細粒分含有率40%のものについては最大曲率点はそれほど明確ではなく、密度は累積エネルギーとともに漸増している。このような傾向は、他の各試料についても認められる。

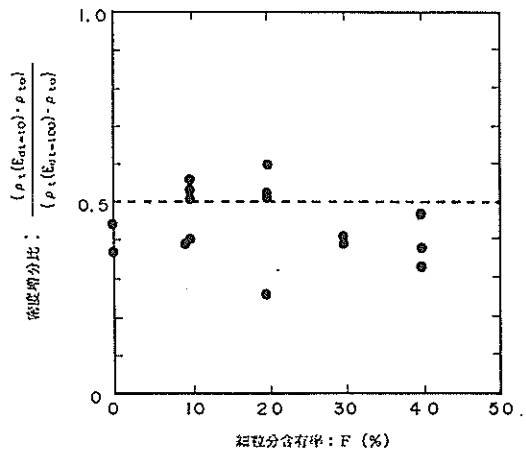


図-10 密度増分比と細粒分含有率の関係

そこで、累積エネルギー密度が $10 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ の持つ意味について若干の考察を行う。図-10は、累積エネルギー密度が $10 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ と累積エネルギー密度が $100 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ での湿潤密度増分の比をとり、それらを細粒分含有率に関して全試料について整理したものである。図-10から、ばらつきはあるものの、密度増分比は細粒分含有率によらず0.5程度の値をとっており、累積エネルギー密度が $10 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ では、試料はさらに10倍の載荷を行った場合の半分まで締固められている。したがって、サンゴレキ混じり土の場合、累積エネルギー密度が $10 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ という値は、1つの指標になるとと思われるので、基準エネルギー密度と定義しておく。

4) 密度変化と粒度の関係

衝撃荷重による密度変化が粒度の影響を受けることは、図-9からも容易に推定されるが、図-11のように密度比のコンターラインを三角座標上に描くと粒度の影響

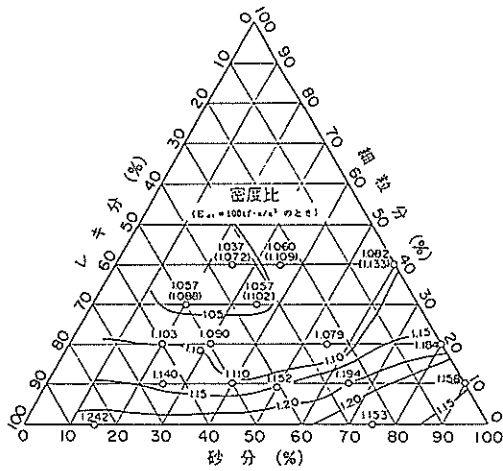


図-11 密度比のコンターライン

がより明白になる。図-11の密度比は、累積エネルギー密度が $100 \text{ f} \cdot \text{m}^3$ での密度比をとったもので、また括弧で示したものは、累積エネルギー密度が $200 \text{ f} \cdot \text{m}^3$ での密度比である。図-11から、細粒分含有率が多いほど、密度比は小さく、細粒分の混入は衝撃载荷による締め固め効果を減少させることがわかる。砂分、レキ分についてみると密度比のコンターラインは、ほぼ左右対象になっており、砂分とレキ分は締め固めに対して同程度の影響を与えるといえる。したがって、粒度に関しては、細粒分含有率が最も衝撃締め固めに影響を与える要因といえる。

5) 密度変化に関する実験式の誘導

上述したことを参考に、細粒分含有率のみに着目し、細粒分含有率が密度変化に与える影響を近似式により定量化する。図-9に示されるような密度比 ρ_i / ρ_{i_0} と累積エネルギー密度の関係を各試料について次式の指数関数で近似する。

$$\rho_i / \rho_{i_0} = a \cdot (E_{d1})^b \quad (10)$$

ここで、 a 、 b は実験定数で、各試料について最小二乗法により求める。次に、定数 a 、 b と各試料の細粒分含有率の関係を求める。図-12、13はそれぞれ定数 a 、 b と細粒分含有率 F の関係を求めたものである。定数 a 、 b のどちらも細粒分含有率と負の相関があり、細粒分含有率が増加するにしたがい減少する傾向にある。さらにこれらの関係も次式の指数関数を用いて近似する。

$$a = (a_1 + 1) \cdot (1 + F/100)^{a_2} \quad (11)$$

$$b = b_1 \cdot (1 + F/100)^{b_2} \quad (12)$$

ここで、定数 a_1 、 a_2 、 b_1 、 b_2 は、図-12、13から最小二乗法により求められる。今回用いたサンゴレキ混じり土については、それぞれ $a_1 = 0.10$ 、 $a_2 = -3.96$ 、 $b_1 = 0.032$ 、 $b_2 = -2.22$ となり、図-12、13中にそれぞれ式(11)、(12)による近似曲線を示す。

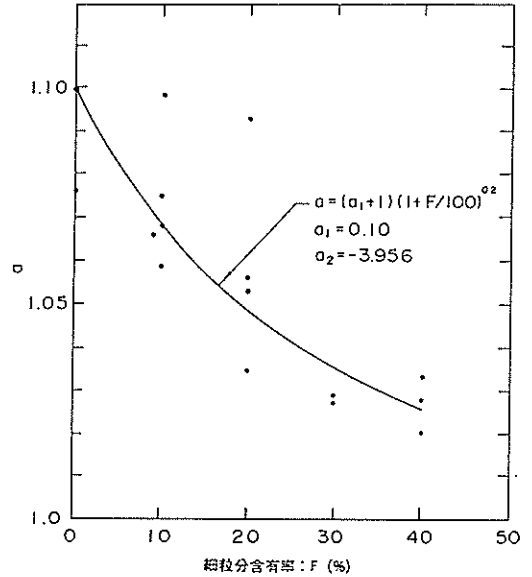


図-12 実験定数 a と細粒分含有率の関係

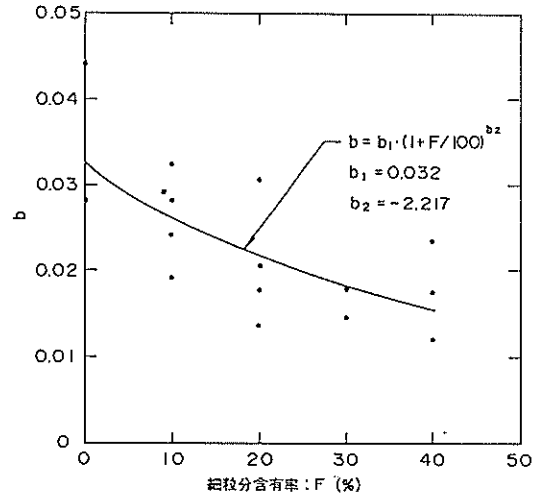


図-13 実験定数 b と細粒分含有率の関係

式(11)、(12)を式(10)に代入することにより、密度比 ρ_i / ρ_{i_0} と累積エネルギー密度 E_{d1} の関係は、細粒分含有率をパラメータとして、次式で表わされる。

$$\rho_t / \rho_{t_0} = (a_1 + 1) \cdot (1 + F/100)^{a_2} \cdot E_{dt}^{b_1} \cdot (1 + F/100)^{b_2} \quad (03)$$

式(03)を用いた近似曲線を細粒分含有率0, 20, 40%についてそれぞれ、図-14に示す。

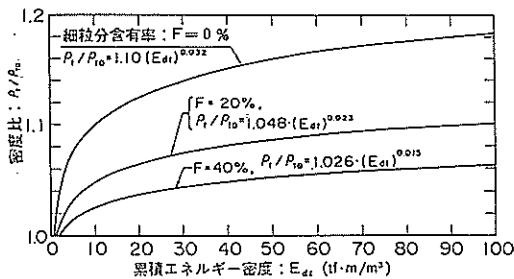


図-14 実験式による密度比と累積エネルギー密度の関係

したがって、サンゴレキ混じり地盤の衝撃締固めを行う場合、地盤内に伝達する衝撃エネルギーと地盤を構成する土の細粒分含有率が与えられれば、式(01)~(03)により地盤の密度変化、すなわち、締固め効果を推定することができる。

3.2 大型三軸圧縮試験

ここでは、大型三軸圧縮試験により、衝撃締固めによる試料の密度変化とせん断抵抗角の変化の関係を概略つかみ、締固めによる強度増加の確認を行う。

(1) 試験概要

1) 試料

試料は、衝撃載荷試験に用いたものと同じ那覇港浦添地区から採取されたサンゴレキ混じり土で、粒度はレキ分50%, 砂分30%, 細粒分20%のものを用いた。

2) 試験装置

用いた試験装置は、図-15の模式図に示す大型三軸圧縮試験装置である。三軸セルは、透明なアクリル円筒で作られているので、試験中の供試体の変形状態を目視で観察することができる。供試体寸法は、直径200mm、高さ400mmと、直径300mm、高さ600mmの2つが選択可能であるが、ここでは直径200mm、高さ400mmで行った。最大軸荷重および最大横圧はそれぞれ、20tおよび5.0kgf/cm²である。載荷キャップおよびベDESTAL部には圧密排水用のポーラスストーンが取り付けられており、ベDESTALからは間隙水圧が測定可能となっている。

3) 供試体作成

供試体は、サンゴレキ混じり土の締固めによる密度増

加にもなうせん断抵抗角の増加を把握するため、緩詰め(ρ_t = 2.0 t/m³)、中詰め(ρ_t = 2.1 t/m³)、および密詰め(ρ_t = 2.2 t/m³)の3種類を作成した。

供試体セット後、供試体を背圧1.0kgf/cm²で飽和させ、等方圧密を行った。なお、圧密圧力は、0.5, 1.0, 2.0kgf/cm²の3種類である。圧密終了後、非排水三軸圧縮試験をひずみ速度1.0%/minで行い、軸荷重、軸変位および間隙水圧をパーソナルコンピュータを用いて計測し、せん断抵抗角φを求めた。

(2) 試験結果

1) 応力ひずみ曲線

非排水三軸圧縮中の応力ひずみ関係を、緩詰めに破線、密詰めに実線で、それぞれ拘束圧ごとに図-16に示す。密度が同じ場合、拘束圧が大きいものほど強度が大きくなっており、通常得られる三軸圧縮試験結果と同じように、強度の拘束圧依存性が表われている。また、拘束圧が同一の場合で、締固め前後の強度を比較すると、締固め後の方が、締固め前の強度より2~3倍大きくなっている。したがって、サンゴレキ混じり土の強度は、衝撃載荷により締固め、密度を増加させることによりかなり大きくできるといえる。

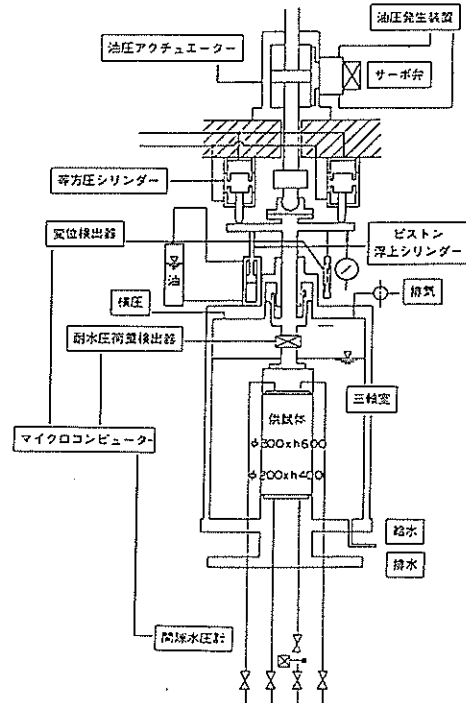


図-15 大型三軸圧縮試験装置

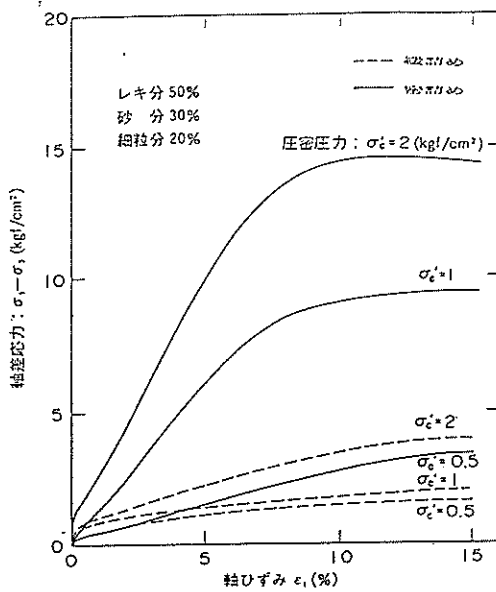


図-16 非排水三軸圧縮試験における応力ひずみ曲線

2) 密度の違いによるせん断抵抗角の変化

次に、密度の違いによりせん断抵抗角φがどの程度変化するかを調べた。ここでは、非排水三軸圧縮試験であるので、有効応力に基づくφ'と全応力に基づくφ_{cu}の2種類の整理を行った。図-17がせん断抵抗角φ'およびφ_{cu}と湿潤密度ρ_tの関係を示したものである。図-17から、φ', φ_{cu}は、密度の増加とともに大きくなり、試験の範囲内では、密度が0.1 t/m³大きくなるように締めれば、φ'およびφ_{cu}が10°~20°程度大きくなる事がわかる。

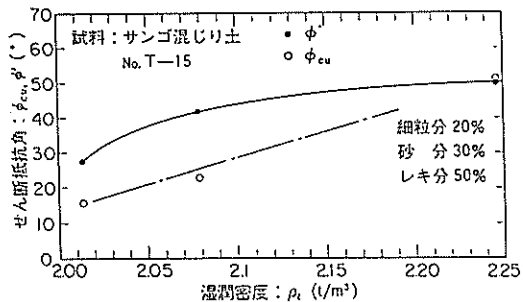


図-17 せん断抵抗角と密度の関係

4. 現地試験

2.で提案した地盤の衝撃締め効果の推定方法を確認するため現地試験を実施した。現地の地盤は、地下水位が深度1m程度と地表近くであり、また、細粒分を40%程度含んだ地盤である。したがって、飽和地盤に近い地盤の衝撃締めを行うことになり、これは、従来の重錘落下による締め工法の適用としてはまれな例で、貴重な現地試験である。

また、試験内容としては、1) 衝撃締めによる地盤特性の変化、および、2) 衝撃荷により発生する地盤内の応力、加速度、変位等の計測を実施した。

4.1 試験概要

(1) 試験ケース

試験は、表-2に示すように5ケース行い、ケース1、ケース1-1、ケース2およびケース3の4ケースでは、衝撃荷による地盤内の土質特性の変化を調べ、衝撃応答計測では、衝撃荷により発生する地盤内の応力、加速度、変位等の計測を行った。

(2) 試験方法

衝撃荷は、図-18の作業概念図に示すように、150tf吊りトラッククレーンで20tfハンマー(2m×2mの正方形断面)を所定の高さHまで吊り上げ自由落

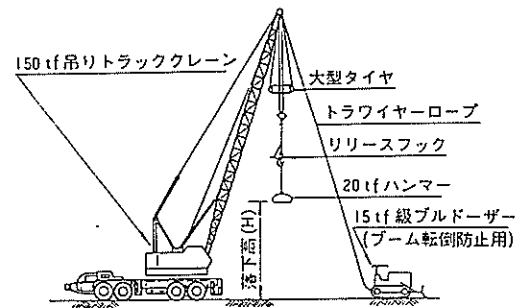


図-18 打撃作業概念図

下させ、ハンマーで地面を打撃することにより行った。なお、衝撃応答計測では、ハンマーで直接地面を打撃するのではなく、地面に鋼板(2m×2mの正方形断面)を置き、鋼板を介して衝撃荷重を加えている。

1) ケース1, ケース1-1, ケース2, およびケース3

各ケースの各打撃は、図-19に示すように、シリーズ1として5m間隔(○印)の9箇所(ケース1-1は4箇所)で行い、次に打撃孔を埋め戻した後、シリーズ1の打撃中間点(□印)でシリーズ2を行い、2シリーズに分けて行った。各ケースの落下高および落下回数、

表-2 現地試験ケース

ケースNo.	ハンマー重量 W (t)	ハンマー落下高 H (m)	地点当り打撃数 N_B (回/点)	打撃地点数 (点)	総打撃回数 (回)
1	20	5	19	13	247
1-1	20	5	19	5	95
2	20	10	10	13	130
3	20	15	7	13	91
衝撃応答計測	20	2, 4, 6, 8, 10	各高さ5回	1	25
計				45	601

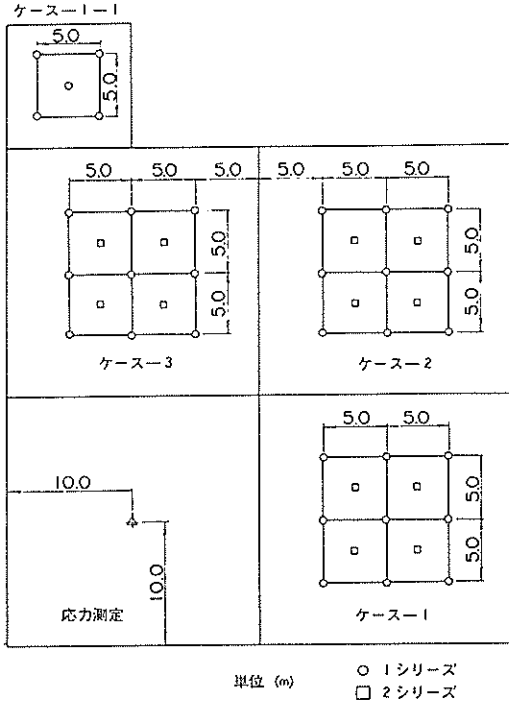


図-19 打撃载荷点図

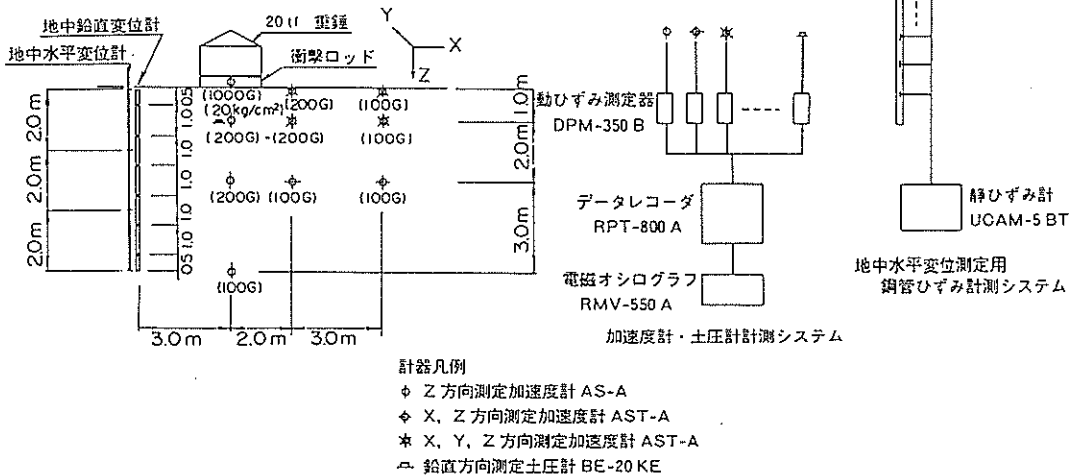
表-2 に示すように、単位面積当りの総打撃エネルギー E_{ta} が等しくなるように落下高さ H 、打撃回数 N_B を設定し、ケース1およびケース1-1は $H = 5$ m、 $N_B = 19$ 回、ケース2は $H = 10$ m、 $N_B = 10$ 回、ケース3は $H = 15$ m、 $N_B = 7$ 回とした。ここで、単位面積当りの総打撃エネルギー E_{ta} は次式で表わされる。

$$E_t = W \cdot H \cdot N_B \cdot n \quad 04$$

$$E_{ta} = E_t / A \quad 05$$

ここに、 E_t は総打撃エネルギー (tf・m)、 W はハンマー重量で 20 tf、 H は落下高 (m)、 N_B は打撃回数、 n はシリーズ数、 A は一地点あたり打撃分担面積で図-19 から $5 \times 5 = 25$ m² で、各ケースの総打撃エネルギー E_t および単位体積あたりの総打撃エネルギー E_{ta} は、それぞれ約 4,000 tf・m、160 tf・m/m² となっている。

また、調査項目としては図-19 のケース1, 2, 3 の各試験区域で、衝撃载荷の前後において、標準貫入試験、粒度試験および密度検層を実施した。ケース3の試験区域からは、乱さない試料を採取して非圧密非排水三軸圧縮試験を行い、衝撃载荷前後の強度変化を調べている。また、締固め量を調べるため、衝撃载荷の前後において地盤高を測定し、締固め量を把握することも行っている。



- 計器凡例
 φ Z方向測定加速度計 AS-A
 ◇ X, Z方向測定加速度計 AST-A
 ※ X, Y, Z方向測定加速度計 AST-A
 ≡ 鉛直方向測定土圧計 BE-20 KE

図-20 計測システム

2) 衝撃応答計測

衝撃応答計測では、打撃は、図-19の△の1地点で行い、衝撃減荷により発生する地盤内の応力、加速度の測定を行った。落下高 H を2, 4, 6, 8, 10mと段階的に変化させ、各段階の落下回数を5回として行った。したがって、各段階の総打撃エネルギー E_t は、それぞれ200, 400, 600, 800, 1,000 tf·mで、合計3,000 tf·mである。

また、衝撃応答計測の調査項目としては、地中の変位、地表および地中の加速度、鉛直応力である。測定に用いた各計器の配置および計測システムを図-20に示す。地中水平変位計は、曲げ剛性の小さい薄肉鋼管を地中に埋設して地盤変位と鋼管変位の追随性を良好にし、鋼管の曲げひずみから水平変位量を算出するもので、得られる水平変位は鋼管下端との相対変位である。水平変位の測定点は、打撃点より3m離れた地点の深度0.5, 1.5, 2.5, 3.5, 4.5, 5.5mの6点である。地中鉛直変位計は、地表から深さ6.0mまでを2.0m毎に測定するものとして、多断式に3本の鋼管を設置して、管頭変位を不動点からのレベル測量で測定し、各鋼管下端の鉛直変位量を求めるものである。鉛直変位の測定点は打撃点より3m離れた地点の深度0, 2, 4, 6mの4点である。加速度計は、地盤の10箇所埋設し鉛直および水平加速度を計測した。土圧計は容量200 tf/m²のものを打撃点直下深度1mの地点に配置して、地表近くで発生する鉛直応力を測定するようにした。

4.2 衝撃減荷前の地盤特性

衝撃減荷前のケース1、ケース2およびケース3の柱状図を図-21に、また衝撃応答計測の柱状図を図-22に示す。なお、ケース1-1については、ボーリング調査を行わなかったが、試験を実施した場所がケース3に近いので、ケース3と同程度の地盤と考えられる。

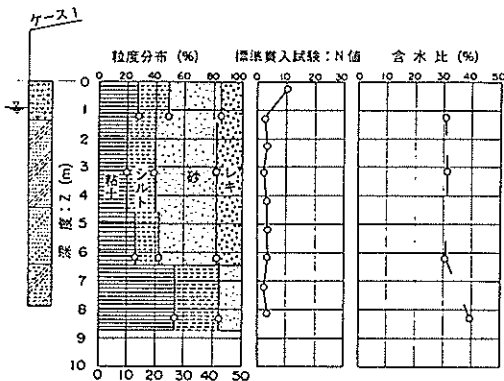


図-21(a) 柱状図(ケース1)

土層構成はいずれのケースも深度6.0~6.5mまでが2~3層からなる埋立土で、それ以深は旧地盤となっている。各ケースごとにみていくと次のようである。

ケース1：地表面から深度6.5mまでが埋立土であり、それ以深は砂質シルトよりなる旧地盤である。埋立土は、細粒分含有率が40%, 含水比が30%, N 値が地下水位以浅では10程度を示すが、それ以深では2程度と軟弱な土質である。また、旧地盤は、細粒分含有率が50%, 含水比40%, N 値は2程度と埋立土と同程度の軟弱な

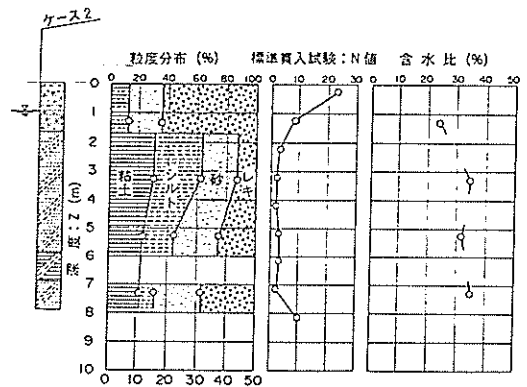


図-21(b) 柱状図(ケース2)

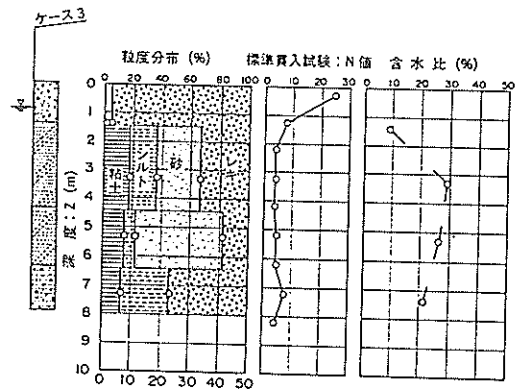


図-21(c) 柱状図(ケース3)

土質特性を示す。

ケース2：深度6.0mまでが埋立土であり、それ以深が旧地盤である。埋立土についてみると、含水比が30%, 細粒分が40~60%, N 値が地下水位以深では2程度と、ケース1と同じような軟弱な土質特性を示す。旧地盤は、埋立土と比べると細粒分が30%程度と若干少なくなっている。

ケース3(ケース1-1)：埋立土は、深度1.5mまでは、細粒分含有率が10%未満、含水比も10%程度、

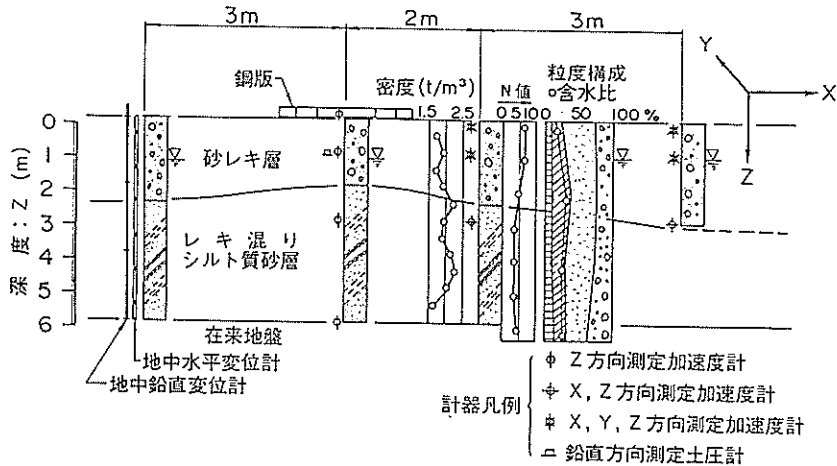


図-22 柱状図(応力測定試験)

N値 20 以上の締った土層になっている。しかし、それ以深では、深度 4.5～6.5 m にかけて細粒分含有率が 20% と若干細粒分の少ない層があるが、細粒分含有率は 40%、含水比は 20～30% 程度、N 値は 3～4 と、他の 2 ケースと同様である。

衝撃応答計測：深度 6.0 m までが埋立地盤で、深度 6.0 m 以深は、旧地盤になっており、上述の地盤と同じ構成である。埋立地盤は、概略 2 層に区分される。簡易ボーリングの結果によれば、上位層は、サンゴレキを主体として細粒分を 25～30% 程度含む砂レキ層で、下位層は、サンゴレキを多く含む砂質土層であり、上位の砂レキ層よりも若干細粒分が多いことが示されている。

以上、地盤特性を細粒分含有率について整理してみると、細粒分含有率は、ケース 2 が 40～60% と最も多く、次いでケース 1 が 40～50%、ケース 3 (およびケース 1-1) と衝撃応答計測が 10～40% および 25～30% と最も少なくなっている。

4.3 衝撃載荷による地盤特性の変化

(1) 打撃による地盤の沈下量

全ケース、各シリーズの衝撃載荷前後で 2 m 格子点の地盤高を測定し、その平均値の差より各シリーズ終了時における平均沈下量を求めた。図-23 に平均沈下量 S と総打撃エネルギー E_{Σ} の関係を示す。

図-23 から、最終の平均沈下量 S は、ケース 3 が 70 cm、ケース 1-1 が 45 cm、ケース 1 が 40 cm、ケース 2 が 30 cm という順で大きいことがわかる。これは、地盤の細粒分含有率が少ない順番になっており、細粒分含有率が小さいほど、地盤は衝撃載荷でよく締固まることを示している。また、このことは、3.1 の室内衝撃載

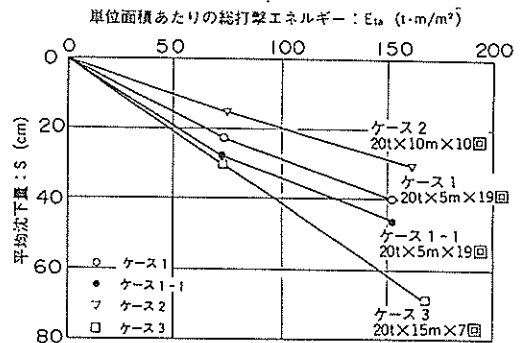


図-23 平均沈下量と単位面積当り総打撃エネルギー関係

荷試験と対応した結果になっている。

次に、図-23 で、細粒分含有率が同程度のケース 1-1 とケース 3 を比較するとケース 3 の方が最終の平均沈下量は、25 cm 程度大きくなっている。これは、重錘の落下高さがケース 3 は 15 m、ケース 1-1 は 5 m とケース 3 の方が大きく、1 打あたりの衝撃エネルギーの差の影響と考えられる。

(2) 密度検層

図-24 に衝撃載荷による締固め前・後の柱状図および密度検層より得られた各深度での湿潤密度を示す。図-24 で、ケース 1、ケース 2 の地盤では、投入砂が混入しているが、これは、衝撃載荷中、打撃により表層部が軟弱化したため敷砂として投入したものである。ケース 1、ケース 2 については、投入砂混入による影響部はあるが、各ケースとも密度が大きく増加しており、衝撃締固めによる改良効果が認められる。次に、衝撃載荷前

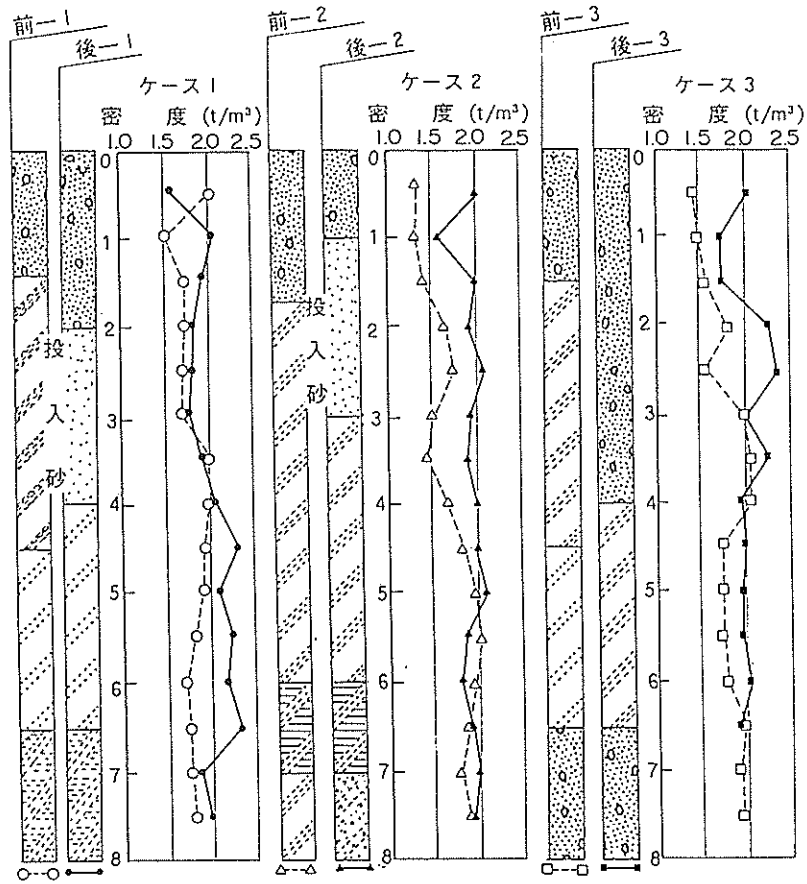


図-24 衝撃载荷による締固め前後の柱状図

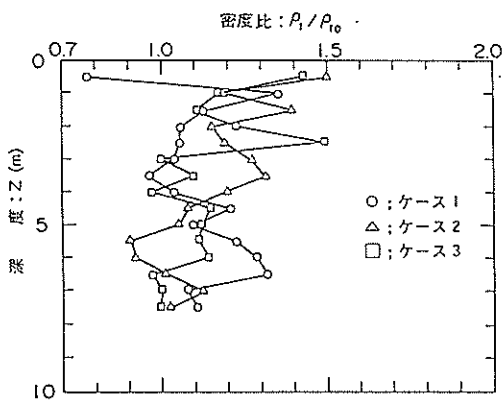


図-25 密度比と深度の関係

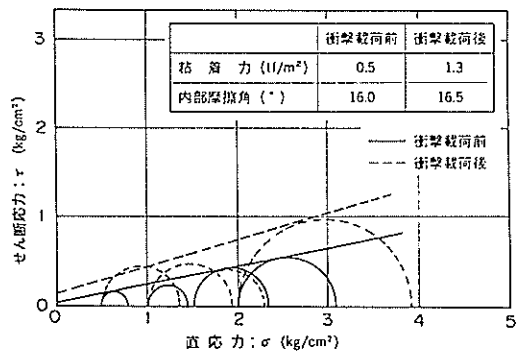


図-26 三軸圧縮試験 (Uji) より得られたモールの応力円

後の密度の比をとって、密度比について調べてみると、
 図-25に示すように、密度比は、最大で1.5、平均で
 1.2程度の値となっている。また、深度が深くなるにし
 たがって密度比は小さくなる傾向があり、衝撃载荷によ
 る締固め効果は深度の浅い所で発揮されることがわか
 る。

(3) 三軸圧縮試験

衝撃载荷の前後に、ケース3の地盤において、深度2
 m付近から乱さない試料を採取し、三軸圧縮試験(UU)
 を実施して、衝撃载荷前後の供試体のせん断強度を比較
 した。図-26に衝撃载荷前後のせん断強度の比較図を
 示すが、衝撃载荷前後で、粘着力 c は 0.5 t/m^2 から 1.3
 t/m^2 に、せん断抵抗角 ϕ_w は 16.0° から 16.5° に増加し
 ており、せん断強度については、1.5~2倍程度の増加
 であることがわかる。したがって、乱さない試料の三軸
 圧縮試験(UU)結果からも密度検層と同じく衝撃载荷
 による締固め効果があったと判断される。なお、UU試
 験であるのに、せん断抵抗角 ϕ_w がゼロにならないのは、
 供試体の飽和度が約80%と供試体が完全に飽和してい
 ないからである。

(4) 標準貫入試験

衝撃载荷前後にケース1、ケース2、ケース3の打撃
 中間点で標準貫入試験を実施して、衝撃载荷による N 値
 の変化を調べた。図-27に打撃中間点における N 値の
 増分を示す。ケース1では、表層近くで N 値が10近く
 増加しているが、これは、矢印で示す深度において投入
 砂が混入した影響と思われる、大きな N 値の増加は認めら
 れない。ケース2では、深度9mまでのすべての深度に
 おいて N 値が減少している。ケース3では、表層近くの

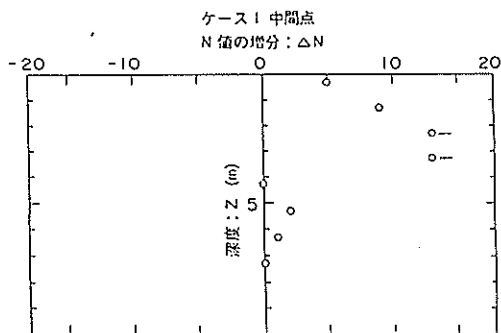


図-27(a) ケース1の打撃中間点における
 N 値の増分

深度3m程度まで N 値が増加しているが、深度6m以深
 では逆に N 値は減少している。したがって、ケース1~
 ケース3においては、明白な N 値の増加は認められず、

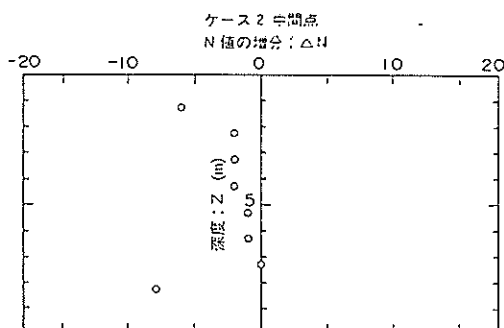


図-27(b) ケース2の打撃中間点における
 N 値の増分

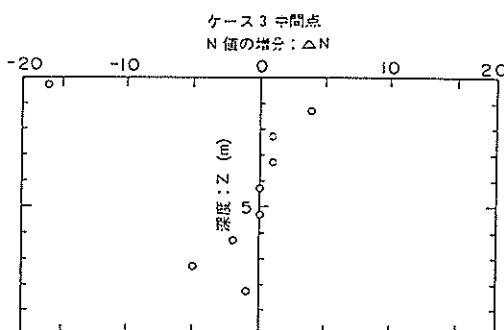


図-27(c) ケース3の打撃中間点における
 N 値の増分

衝撃载荷による締固め効果は不明確なものとなった。こ
 の結果は、密度検層あるいは三軸圧縮試験結果で明確な
 締固め効果が得られたことと対症的である。

この原因は次のように考えられる。地盤は、衝撃载荷
 により締固められ密度増加したが、対象とした地盤は細
 粒分を40%程度含んでいるため、間隙水圧が消散せず
 いわゆるオーバーコンパクション状態となり地盤強度が
 低下した。このような場合、強度が回復するまでには多
 くの時間を要するが、今回の場合、衝撃载荷後に標準貫
 入試験を実施するまでの放置期間が1週間と短かったた
 め、 N 値は大きくならなかったといえる。したがって、
 今回の衝撃载荷による地盤の締固め効果を、この標準貫
 入試験結果で評価するのは、不適当といえる。この
 ように、標準貫入試験により地盤の衝撃締固め効果を評
 価する場合には、地盤の細粒分含有率と、その実施時期
 に十分注意する必要がある。

4.4 衝撃応答計測

(1) 鉛直変位

打撃孔中心から3m離れた深度0.2, 4, 6mの各位置
 での地中変位計から求めた鉛直変位と落下高さおよび落

下回数との関係を図-28に示す。図-28から、打撃中心から3mの位置では、深度2~4mで鉛直変位が負から正(沈下を正)に変化することがわかる。また、深度4mでは、落下高さが4mまでは鉛直変位は正の傾向であるが、落下高さが8mになって負に転じている。深度6mでは落下高さが大きくなるにしたがい、落下回数に対する鉛直変位増分は大きくなっている。したがって、落下高さが低いときは地盤の深い層が圧縮されることが

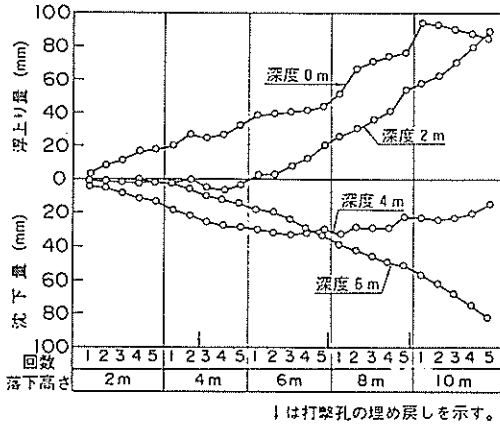


図-28 鉛直変位と落下回数との関係

わかる。

(2) 水平変位

水平変位と落下高さおよび落下回数との関係を図-29に示す。なお、各深度の水平変位は、深度6mの水平変位計の下端が固定点であると仮定し求めた相対的な値である。図-29から、落下高さ6mまでは、地盤は地表

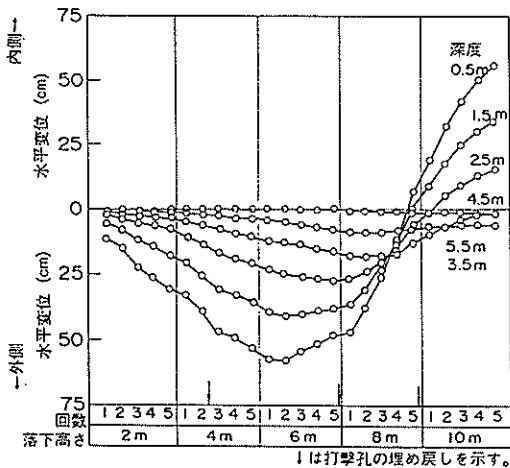


図-29 水平変位と落下回数との関係

面ほど外側に大きく変位し、それ以降になると深部にその状態が移行し、地表面付近の変位は内側に向うことがわかる。地表面と深度6mの相対変位は、落下高さ6mにおいて外側に50cm、落下高さ10mにおいて内側に60cmと累積で1.1m程度生じており、地盤の弾性限界を越え、大きな塑性変位が出ていることがわかる。

(3) 鉛直応力

鉛直応力は、図-20に示すように、打撃中心下1.0mのところに容量200tf/m²の土圧計を設置して計測を行ったが、落下高さ2mの段階で土圧計の容量を越え、図-30の点線の時刻歴で示すように、瞬間的に300tf/m²の鉛直応力を計測し、その後計測不能となった。これは、衝撃载荷により、打撃中心下1.0mの地盤に300tf/m²以上の鉛直応力が発生したことを意味している。このことから、衝撃载荷により地盤内に発生する鉛直応力は、静的な考えで得られる重錘の接地圧5tf/m²(重量20tf、面積4m²)と比べてかなり大きいことがわかる。

(4) 加速度

図-20に示すように加速度計を設置して計測したが、

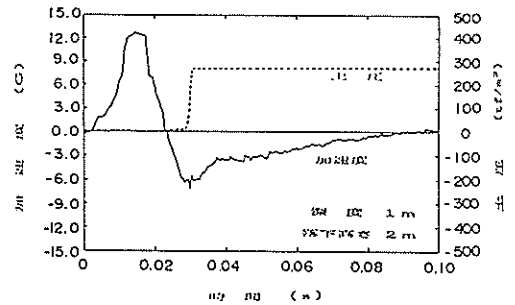


図-30 応答加速度の時刻歴

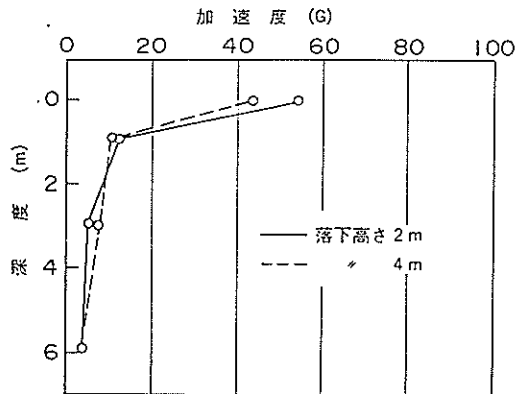


図-31 打撃点直下の加速度分布

打撃中心下深度 0, 1, 3, 6 m の加速度計がそれぞれ落下高さ 4, 4, 6, 8 m の段階において測定不能となった。図-30 に打撃中心直下 1 m での落下高さ 2 m の打撃による鉛直方向応答加速度の時刻歴を示す。図-30 から応答加速度は、第 1 波の半波から得られる周期が 0.04 s と小さく、衝撃的な波であることがわかる。図-31 は、落下高さ 2, 4 m の打撃により発生する打撃点直下の最大応答加速度と深度の関係を示したものである。図-31 より、衝撃荷重による加速度は地表面で最大となり、深度が深くなるにしたがい急激に減少することがわかる。

4.5 現地試験の考察

密度検層の結果から、衝撃荷重による締固め効果は、比較的浅い深度で発現されることが示された。また、衝撃荷重による地盤の締固めは、地盤の細粒分含有率に依存することが示され、衝撃締固め効果の推定を数値解析により行う場合、細粒分含有率の影響を評価することが必要であると考えられた。また、細粒分含有率が 40 % 程度と比較的多くの細粒分を含んだ地盤で、かつ飽和に近い地盤でも、深度の浅いところでは有効に締固められることが確認された。これは、衝撃荷重による締固め工法が、飽和で、かつ細粒分をある程度含む地盤にも適用可能であることを示した貴重な結果といえる。

衝撃応答計測からは、加速度応答は非常に衝撃的で、しかも地盤の深度方向に急激に減少することが示された。また、応力については、静的な荷重での応力をはるかに越えた大きな応力が地盤内に発生することが確認された。衝撃応答の数値解析を行う場合、このような衝撃的応答特性を示す必要があるといえる。また、地盤に発生する変位の計測からは、衝撃荷重により地盤内に大きな塑性変形が生じることが確認された。このような塑性変形も衝撃応答解析に取り入れる必要があると思われるが、2.1 で提案した解析法は粘弾性理論に基づいており、簡便な解析法の提案という意味で考慮していない。

5. 衝撃荷重による地盤の応答解析

ここでは、4.の現地試験結果と 2.で述べた数値解析法による推定結果の比較検討を行う。

5.1 地盤の衝撃応答

(1) 解析条件

数値解析に必要な土質パラメーターは次のように設定した。

湿潤密度 $\rho_t = 1.8 \text{ t/m}^3$
 ヤング率 $E = 2.1 \times 10^3, 2.1 \times 10^4, 2.1 \times 10^5 \text{ tf/m}^2$

ポアソン比 $\nu = 0.333$

粘性係数 $\mu = 4.2, 42 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$

設定された土質パラメーターの内、湿潤密度は現地試験より得られた密度検層結果を参考に定め、ポアソン比は 0.333 と仮定した。ヤング率は現地の実測データがないことと、土のヤング率が発生するひずみの大きさ、あるいは拘束圧に大きく依存することから、大まかに $2.1 \times 10^3 \sim 2.1 \times 10^5 \text{ tf/m}^2$ とし、3種類のヤング率で応答計算を行った。Hardin³⁾のせん断弾性係数に関する実験式を参考にすると、拘束圧が 1.8 tf/m^2 (深度 1 m 相当) で、ヤング率は $6 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$ 程度、拘束圧が 18.0 tf/m^2 (深度 10 m 相当) 程度で、ヤング率は $2 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$ 程度の値をとる。したがって、今回の対象となる地盤の範囲では、ヤング率が $2.1 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$ という値は小さい値で、 $2.1 \times 10^5 \text{ tf/m}^2$ という値は大きい値である。また、粘性係数についても現地における実測データがないため、4.2, 42 $\text{tf/m}^2 \cdot \text{s}$ の 2つの値を仮定した。なお、応答計算においては、発生するひずみの大きさ、あるいは拘束圧が変化しても、上記の設定されたパラメーターは一定としているので、本解析は、土の応力ひずみ関係を線形としたものになっている。

載荷条件は、重錘重量を $W = 20 \text{ tf}$ 、載荷面積を $2.0 \times 2.0 = 4.0 \text{ m}^2$ 、落下高さを $H = 2 \text{ m}$ とした。

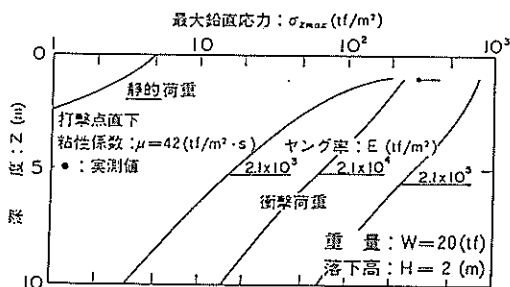


図-32(a) 打撃点直下の最大鉛直応力分布 ($\mu = 42 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

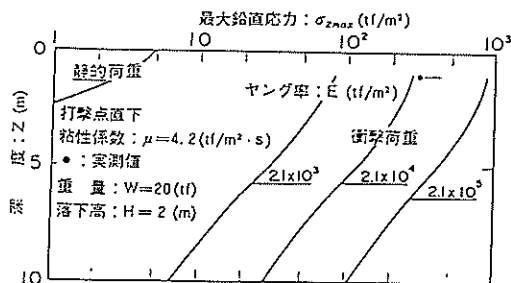


図-32(b) 打撃点直下の最大鉛直応力分布 ($\mu = 4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

(2) 鉛直応力解析結果

衝撃载荷による打撃点直下の最大鉛直応力の解析値を実測値（●プロット）とともに図-32に示す。図-32(a)は粘性係数 $\mu = 42 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$ 、図-32(b)は粘性係数 $\mu = 4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$ で解析したものである。なお、実測値は、4.でも述べたように土圧計の容量 300 tf/m^2 以上である。また、図-32には、静的载荷の場合として、Boussinesqの式より得られた静的な鉛直応力の解析値も示している。

衝撃载荷と静的载荷の解析値を比較すると、図-32から、衝撃载荷による鉛直応力は、静的载荷による鉛直応力よりも1オーダー以上大きくなっていることがわかる。また、衝撃载荷により発生する鉛直応力の解析値は、深度方向に対数的に減少し、深度10mで1オーダー小さくなりかなり減衰を示しているが、静的载荷ほど深度方向の減少は大きくない。

解析に及ぼすヤング率の影響についてみると、衝撃载荷においてはヤング率が大きい方がより大きな鉛直応力が発生しており、静的载荷において鉛直応力（Boussinesqの解）がヤング率の影響を受けないのと、異なった結果になっている。

解析に及ぼす粘性係数の影響についてみると、図-32(a)と図-32(b)を比較して、ヤング率 $2.1 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$ の場合の深度の浅いところ（深度2m）を除いて、粘性係数が小さい方が地盤内に発生する鉛直応力は大きくなっている。これは、粘性係数が小さい場合には、減衰が小さくなることを反映したものである。ヤング率が $2.1 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$ の浅いところで、粘性係数の大きい方が発生する鉛直応力が例外的に大きくなるのは、粘性による減衰効果よりも、式(2)におけるひずみ速度に対する応力発生の方が大きくなるからである。

衝撃载荷による鉛直応力の解析値を実測値と比較すると、実測値（ 300 tf/m^2 以上）を説明するためには、ヤング率は $2.1 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$ 以上の値を必要とする。実測データは深度1mにおいて得られており、この深度におけるヤング率は、(1)でも述べたように $6 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$ 程度の値が妥当であるが、衝撃载荷による拘束圧の増加、あるいは密度増加により、ヤング率が大きくなったためと思われる。

(3) 最大加速度解析結果

応答解析により得られた打撃点直下の最大鉛直加速度 α_{zmax} の深度方向分布を図-33に、深度1mにおける最大鉛直加速度 α_{zmax} および最大水平加速度 α_{zmax} の打撃点からの水平方向分布を図-34および図-35に、それぞれ実測値とともに示す。また、図-33、34、35

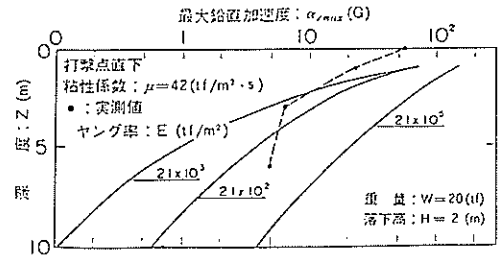


図-33(a) 打撃点直下の最大鉛直加速度分布 ($\mu = 42 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

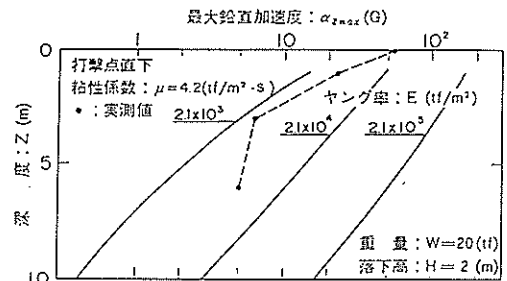


図-33(b) 打撃点直下の最大鉛直加速度分布 ($\mu = 4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

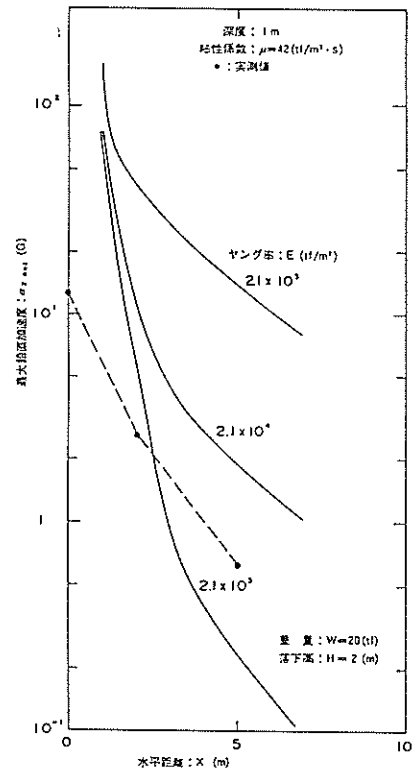


図-34(a) 深度1mにおける最大鉛直加速度分布 ($\mu = 42 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

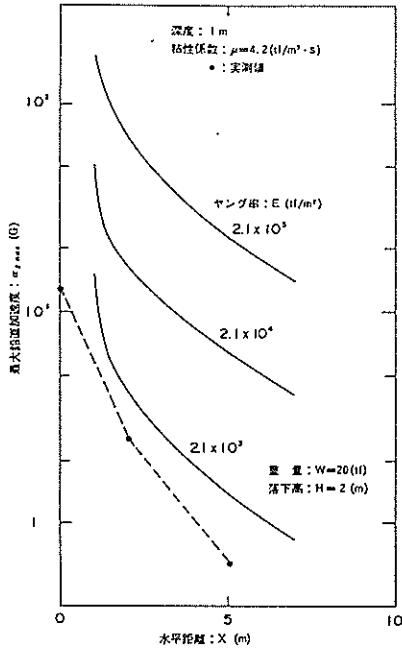


図-34 (b) 深度 1 m における最大鉛直加速度分布 ($\mu = 4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

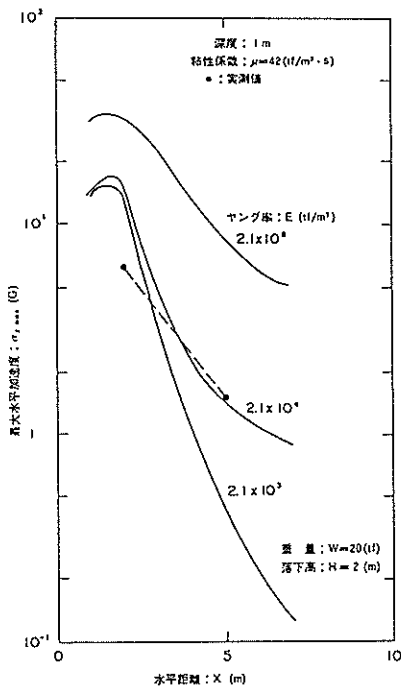


図-35 (a) 深度 1 m における最大水平加速度分布 ($\mu = 42 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

の (a), (b) はそれぞれ、粘性係数が $42 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$, $4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$ の場合に対応している。

打撃点直下の最大鉛直加速度の鉛直方向分布の解析値は、図-33 から深度が深くなるにしたがい減少し、深度 10 m で 1 オーダー以上小さくなっている。

深度 1 m での最大鉛直加速度の水平方向分布の解析値は、図-34 から打撃点から離れるにしたがい急激に減少し、5 m 離れると 1~2 オーダー減少する。

深度 1 m での最大水平加速度の水平方向分布の解析値は、図-35 から鉛直加速度と同じように打撃点から離れるにしたがい急激に減少し、5 m 離れると 1~2 オーダー程度減少する。

解析に及ぼすヤング率の影響については、図-33 ~ 35 のいずれにおいてもヤング率の大きい方が大きな加速度が発生しており、ヤング率が 1 オーダー大きくなると、加速度は 5~10 倍大きくなっている。

解析に及ぼす粘性係数の影響については、図-33 ~ 35 の (a), (b) の比較から、粘性係数の小さい (b) 図の方が加速度は大きくなっており、粘性係数による減衰効果が表われている。ただし、打撃点に近い位置では ($Z, X < 2 \text{ m}$)、粘性による減衰効果よりも式(2)におけるひずみ速度に対する応力発生の方が大きくなるため、粘性係数の大きい方が大きな加速度になっている場合がある。

実測値と解析値の比較を行うと、図-33 ~ 35 から、どちらも打撃点から離れるにしたがい、加速度が急激に減少する傾向を示している。特に、粘性係数が $4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$ の場合 (b 図) に、両者の減少傾向は合っていると見える。絶対値についての検討を行うと、ヤング率を $2.1 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$ とし、粘性係数を $4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$ とした場合の解析値が実測値を最もよく説明している。

最大鉛直応力はヤング率の大きい方が、最大加速度はヤング率の小さい方が、解析値は実測値を良く説明しているが、この違いは次のように考えられる。衝撃载荷中、動的圧力により拘束圧が変るので、ヤング率は実際には変化している。このことが、この相違として表われ、加速度は、地盤の土要素の衝撃载荷による速度変化を表わすものであるから、地盤が変形しやすい状態、すなわち、ヤング率の小さい (拘束圧が小さい) ときに最大値をとるが、鉛直応力は、拘束圧と同じものであるから、拘束圧が最大のとき、すなわち、ヤング率の大きいときに最大値を示すものと思われる。このことは、図-30 の現地試験の鉛直応力および鉛直加速度の時刻歴にも示されており、両者のピーク時は一致しておらず、加速度は拘束圧 (鉛直応力) が大きくなる前に最大値を示している。

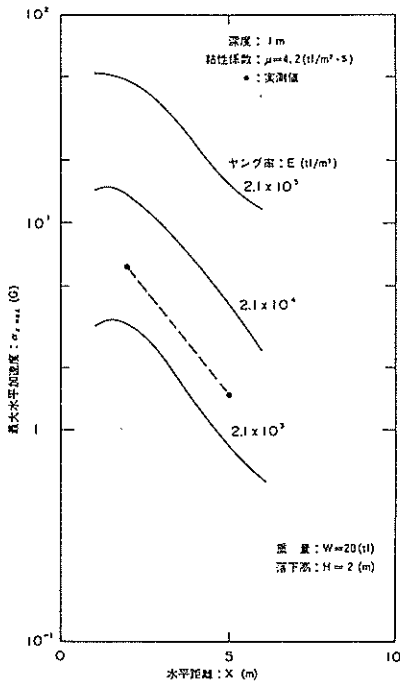


図-35(b) 深度 1 m における最大水平加速度分布 ($\mu = 4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

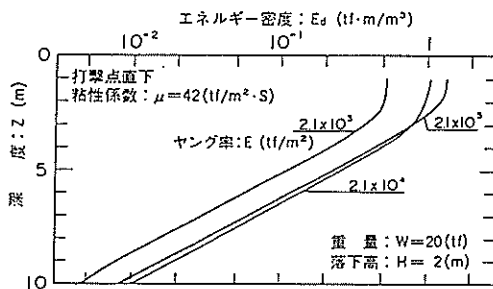


図-36(a) 打撃点直下の最大エネルギー密度分布 ($\mu = 42 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

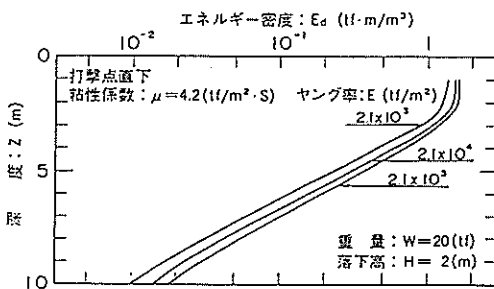


図-36(b) 打撃点直下の最大エネルギー密度分布 ($\mu = 4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

したがって、ここで用いたような衝撃载荷中の地盤のヤング率を一定とする線形解析法では、最大応力、あるいは最大加速度を同時に推定することはできない。しかしながら、ヤング率を適切に定めれば、最大鉛直応力、最大加速度のどちらかの推定は可能といえる。

(4) 最大エネルギー密度分布

打撃点直下の最大エネルギー密度の深度方向分布および深度 1 m における最大エネルギー密度の水平方向分布を図-36, 37 にそれぞれ示す。なお、図の(a), (b) は、粘性係数が $42 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$, $4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$ の場合に対応している。

また、エネルギー密度は、次式で求められる。

$$E_d = E \cdot (\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 + \varepsilon_z^2) / 2 + G \cdot (r_{xy}^2 + r_{yz}^2 + r_{zx}^2) / 2$$

$$G = E / (1 + \nu) / 2 \quad (9)$$

ここに、 G はせん断弾性係数である。式(9)の定義は、ひずみエネルギーの定義と同じものとなっている。

打撃点直下における最大エネルギー密度は、図-36 から深度方向に対数的に減少し、深度 10 m で 2 オーダー程度の減少となっている。水平方向分布についてみると、図-37 から、深度 1 m で最大エネルギー密度は、打撃点から 5 m 離れた位置で 2 オーダー程度の減少を示

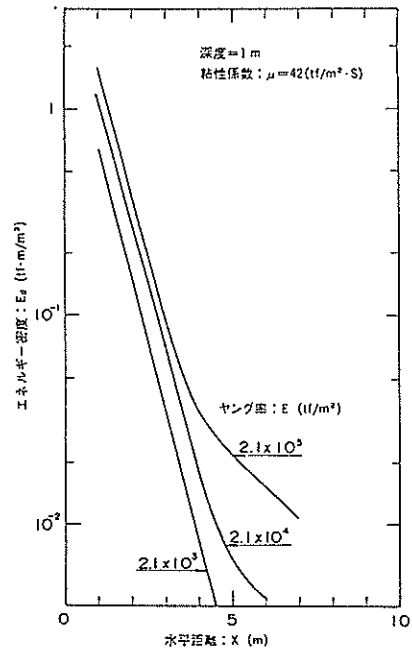


図-37(a) 深度 1 m における最大エネルギー密度分布 ($\mu = 42 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

しており、打撃点直下における鉛直方向分布(図-36)と比較すると、水平方向の方がエネルギー密度の減衰が大きくなるのがわかる。

粘性係数の影響についてみると、図-36, 37のそれぞれの(a), (b)の比較より、粘性係数の小さい(b)図の場合にエネルギー密度は大きな値になっており、粘性による減衰の違いの影響が表われている。特に、水平方向分布の図-37の場合には、打撃点から離れるほど粘性係数の違いによるエネルギー密度の差が大きくなっていく。

次に、ヤング率の影響についてみると、ヤング率が2オーダー異なると、鉛直応力の場合には約10倍(図-33)、加速度の場合には約20倍(図-34, 35)それぞれヤング率の大きい方が値が大きくなっていったが、エネルギー密度の場合には、ヤング率が2オーダー大きくなってエネルギー密度は2倍程度しか大きくならない。したがって、エネルギー密度は鉛直応力あるいは加速度ほどヤング率の影響を大きく受けにくいことがわかる。これは、2.で提案した縮固め効果の推定法において重要なことである。すなわち、衝撃载荷により地盤のヤング率が大きくなって、あるいは小さくなって、エネルギー密度の地盤内の伝達特性は大きな影響を受けにくいことを意味しており、エネルギー密度を介して3.の室内衝撃载荷試験より得られる実験式と本数値解析法を組み合わせれば現地の地盤の縮固め効果を把握できることを示している。

5.2 衝撃縮固めに関する考察

5.1で、2.で提案した数値解析法が、パラメーターを適切に定めれば現地の衝撃応答特性をほぼ妥当に表現できることが確認された。ここでは、本数値解析法を用いて、現地試験の縮固め効果(密度変化)を2.で提案した方法で推定し、衝撃縮固めに関する考察を行う。

(1) パラメーター

パラメーターは、5.1の場合と同様に湿潤密度 $\rho_t = 1.8 \text{ t/m}^3$ 、ポアソン比 $\nu = 0.333$ とした。また、ヤング率および粘性係数は、5.1で最もよく最大加速度の実測値を説明していたヤング率 $E = 2.1 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$ および粘性係数 $\mu = 4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$ を用いた。

(2) 解析条件

解析の载荷条件は、重錘重量を 20 tf 、載荷面積を $2.0 \times 2.0 = 4.0 \text{ m}^2$ 、落下高さをケース1-1の 5.0 m 、ケース3の 15.0 m とした。

(3) 地盤中の最大衝撃エネルギー分布

図-38および図-39にケース1-1、ケース3における最大衝撃エネルギー分布の解析結果を示す。図-38, 39から載荷面を離れるにしたがい、衝撃エネルギーが急激

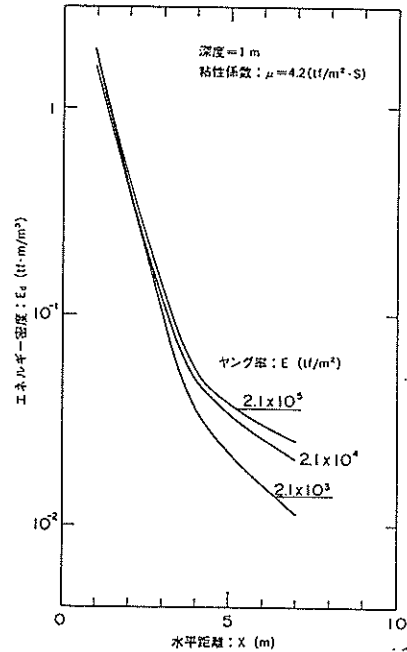


図-37(b) 深度1 mにおける最大エネルギー密度分布 ($\mu = 4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

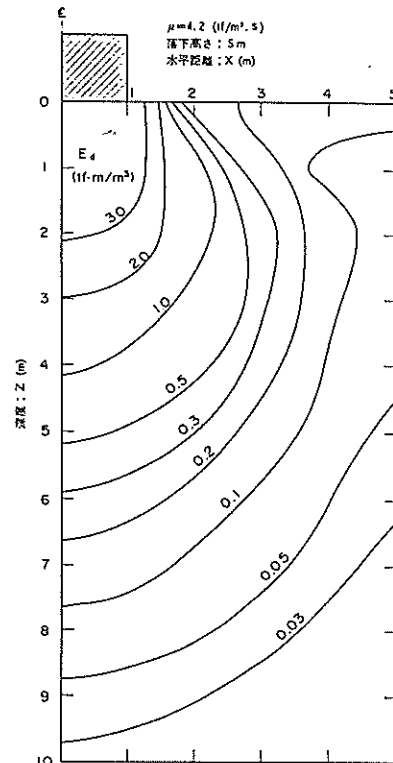


図-38 ケース1の最大エネルギー密度分布 ($\mu = 4.2 \text{ tf/m}^2 \cdot \text{s}$)

に減少し、分布形状は縦横比が2:1の楕円形になっていることがわかる。これは、大島ら²⁾の遠心载荷実験結果による地盤の締め効果の表われる分布形状と良く似たものとなっている。また、分布形状が縦横比2:1の楕円形になるというのは、実際の現場において衝撃締めを行う場合に、载荷点間隔のとりかたを締め目標深度と等しくとるべきであることを意味している。すなわち、例えばエネルギー密度 $E_d = 2.0 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ で締めを行う場合、図-38で、エネルギー密度 $E_d = 2.0 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ のコンターラインは、縦が3m、横が1.5mの長方形に近似でき、重錘の落下間隔を3m間隔でとれば深度3mまでは、エネルギー密度が $E_d = 2.0 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ 以上となり、隙間なく締めを行うことができるからである。このように、载荷点の間隔を締め目標深度と等しくするのは、実際の重錘落下工法でも行われており⁷⁾、本解析結果と対応したものとなっている。

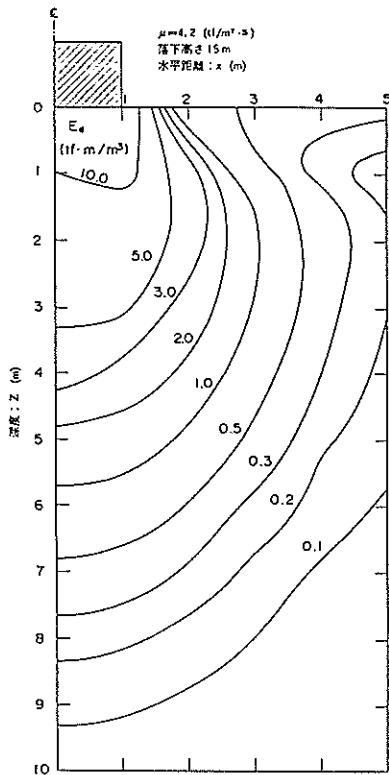


図-39 ケース3の最大エネルギー密度分布 ($\mu = 4.2 \text{ tf}/\text{m}^2 \cdot \text{s}$)

(4) 累積エネルギー密度の深度方向分布

ケース1-1の場合、打撃回数が19回、ケース3の場合、打撃回数が7回であるので図-38、39に示したエネルギー密度をそれぞれ19倍、7倍し、打撃中心

下の累積エネルギー密度を求める。このように、打撃回数をエネルギー密度に乗することができるのは、5.1で述べたように、衝撃载荷で地盤が締められ地盤のヤング率が変化しても、エネルギー密度の伝達特性は大きな影響を受けないからである。

図-40は累積エネルギー密度と深度の関係を示している。図-40から、累積エネルギー密度が3.で得られた基準エネルギー密度 $10 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ に達しているのは、深度5mまでであることがわかる。また、累積エネルギー密度は深度が深くなると急激に減少しており、衝撃载荷による締めは、地盤の浅いところで有効であることがわかる。

(5) 密度比の推定

衝撃载荷前後の密度変化を表わす密度比の解析結果を

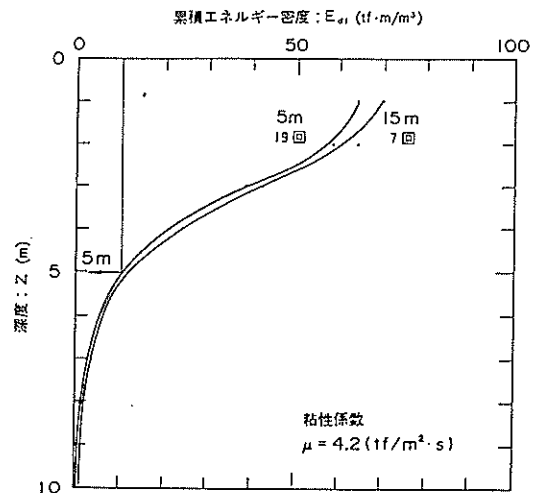


図-40 打撃点直下の累積エネルギー密度分布 ($\mu = 4.2 \text{ tf}/\text{m}^2 \cdot \text{s}$)

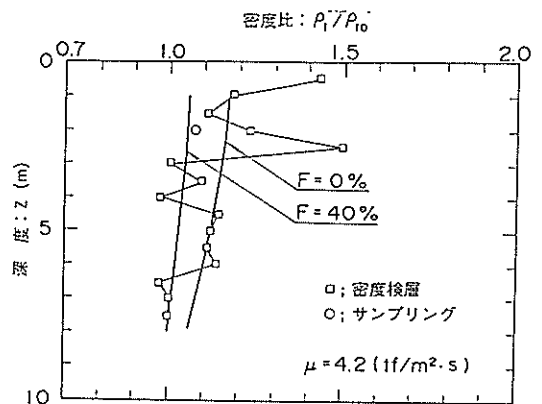


図-41 密度比と深度の関係 ($\mu = 4.2 \text{ tf}/\text{m}^2 \cdot \text{s}$)

ケース3の実測値と比較して図-41に示す。図-41の推定は、2.の2.2で述べた推定法に基づき、式(10)~(13)の累積エネルギー密度に図-40の値を代入して行った。図-41には、細粒分含有率 $F=0\%$ の場合と 40% の場合をそれぞれ太実線で示してある。図-41から細粒分含有率が 40% の解析結果は、実測値をかなり低めに推定している。しかし、細粒分含有率 0% にした場合には、実測値をほぼ妥当に説明している。これは、現地の地盤は細粒分含有率が 40% 程度の地盤であったが、衝撃载荷により地盤にMenard¹⁾らの指摘するフィッシャーが形成され、排水性が向上され細粒分含有率 0% 程度の地盤と同等の地盤になったからであると思われる。したがって、細粒分を含んだ飽和地盤では、衝撃载荷により発生するフィッシャーが重要な要素となり、本推定法において、細粒分含有率を小さくして評価するなどフィッシャーの影響を取込む必要があるといえる。

6. 結 論

今回の研究から、サンゴレキ混じり地盤の衝撃締固めに関して、以下のようなことがわかった。

- ① 室内衝撃载荷試験結果によると、飽和土の衝撃締固めは、細粒分含有率の影響を大きく受ける。細粒分含有率が大きくなるほど締固め効果は低下する。また、衝撃载荷による密度変化と衝撃エネルギーの関係は、細粒分含有率をパラメーターとして表わすことができる。
- ② 細粒分を 40% 程度含む飽和サンゴレキ混じり地盤に対しても、衝撃締固めがある程度有効に行われることが現地試験により確認された。ただし、地盤の加速度測定結果あるいは密度検層結果より、衝撃締固め効果は比較的浅い深度に限定される。
- ③ 現地試験の衝撃応答測定から、重錘落下により生じる地盤表面近くでの鉛直応力は、重錘の落下高さ 2m 程度で、静的载荷により生じる応力よりも 2 オーダーも大きくなる。また、衝撃载荷により発生する加速度は深度が深くなるにしたがい、急激に減少する。
- ④ 提案した衝撃応答解析法と現地試験結果の比較を行った結果、提案した衝撃応答解析法は、現地試験の加速度の応答特性をほぼ妥当に説明できる。
- ⑤ 現地試験によれば衝撃载荷により地盤にはかなり大きな塑性(残留)変形が生じることが確認された。そこで、本数値解析では累積ひずみエネルギーを導入し、室内衝撃载荷試験より得られた実験式と組み合わせることにより解析の近似度を高め、現地試験の締固め効果を簡便に推定する数値解析法を開発した。

⑥ 現地試験の衝撃载荷による締固め効果を、開発した方法により推定した結果、原地盤の細粒分(40% 程度)を無視して解析した方が妥当な結果が得られた。これは、本数値シミュレーションでは、現地試験で発生するフィッシャー等による排水性向上の影響が考慮されていないことが理由と思われる。

7. あとがき

衝撃応答解析等の地盤の数値解析を行う場合には、地盤のパラメーターの設定が重要となる。提案した衝撃応答解析において課題の1つとして残されたのは、粘性係数の設定である。土の粘性係数については、今までにほとんど研究がなされておらず不明な点が多いので、本研究では5.で述べたように、現地試験を利用して粘性係数の設定を行っている。今後は、土の粘性係数についての研究を行い、試料の粒度分布と粘性係数の関係等、粘性係数に関する経験式を求め、粘性係数の設定をより簡単にする必要がある。

本研究は、沖縄総合事務局および那覇港工事事務所の多大な御協力を得て遂行されたものである。沖縄総合事務局および那覇港工事事務所の方々に深く感謝致します。また、本報告の取りまとめにおいて貴重な御意見を頂いた佐藤土質部長に深甚の謝意を表します。

(1990年6月30日受付)

参 考 文 献

- 1) L. Menard・Y. Broise : Theoretical and Practical aspects of dynamic consolidation. Geotechnic, Vol. 25, No. 1, 1975, pp. 3~17.
- 2) 大島明彦・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講演集, 1989, pp. 1847~1850.
- 3) 兵頭正幸・村田秀一・中野清人・中村哲也・渡辺篤 : 重錘落下による砂質土の圧縮性の評価について, 第23回土質工学研究発表会講演集, 1988, pp. 2045~2048.
- 4) 逢澤正行・森国夫・渡辺篤 : 重錘落下締固め工法-動的計測について-, 第23回土質工学研究発表会講演集, 1988, pp. 2053~2056.
- 5) 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回土質工学研究発表会講演集, 1988, pp. 2057~2060.
- 6) 中村哲也・渡辺篤 : 動圧密工法の設計手法, 日本国土開発技術研究報告, No. 8, 1988, pp. 31~42.
- 7) 鳴海直信 : 動圧密工法, 月刊建設, 1987, pp. 69

～78.

- 8) Hardin, B. O. · Richart, F. E., "Elastic Wave Velocities in Granular Soils", Proc., ASCE, Vol. 89, No. SM1, 1963, pp. 33～65.

記号一覧表

- E_d : エネルギー密度
 E_{dt} : 累積エネルギー密度
 W : 重錘重量
 H : 重錘落下高
 N_d : 室内試験での重錘落下回数
 V_m : 室内試験の供試体体積
 ρ_t / ρ_{t0} : 密度比
 a_1 : 実験定数
 a_2 : 実験定数
 b_1 : 実験定数
 b_2 : 実験定数
 F : 細粒分含有率
 E_t : 総打撃エネルギー
 E_{t0} : 単位面積当りの総打撃エネルギー
 N_B : 現地試験における1打撃点あたりの重錘落下回数
 n : 打撃シリーズ数
 A : 打撃受け持ち面積
 E : ヤング率
 G : せん断弾性係数
 ν : ポアソン比
 μ : 粘性係数

港湾技研資料 No. 684

1990・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 東京プリント

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.