

621

表面振動による土の締固めに関する  
基礎的研究

昭和33年8月

谷 本 喜 一

表面振動による土の締固めに関する  
基礎的研究

# 目 次

	序 論	1
--	-----	---

## 才 I 編 静荷重による土の締固めに関する研究

第 1 章	緒 論	9
-------	-----	---

第 2 章	土の締固めに関するエネルギー的考察	10
2.1.	概 説	
2.2.	締固めに関するエネルギー的考察	
2.3.	締固めにおける有効エネルギーと無効エネルギー	
2.4.	結 び	

第 3 章	静荷重による側方拘束土の締固めに関する研究	14
3.1.	概 説	
3.2.	実験方法	
3.3.	実験結果	
3.4.	砂質土の力学モデル	
3.5.	力学モデルの荷重-沈下量特性	
3.6.	結 び	

第 4 章	静荷重による側方不拘束土の締固めに関する研究	31
4.1.	概 説	
4.2.	実験方法	
4.3.	実験結果	
4.4.	表面荷重による側方不拘束土の応力分布	
4.5.	側方不拘束土の応力-ヒズミ関係	
4.6.	荷重による側方不拘束土の密度変化の計算例	
4.7.	理論の実験的検討	
4.8.	結 び	

第 5 章	結 論	69
-------	-----	----

## 才 II 編 表面振動による土の締固め特性に関する研究

第 1 章	緒 論	75
-------	-----	----

第 2 章	振動締固めに関する基礎的実験の装置と方法	75
-------	----------------------	----

2.1.	概 説	
2.2.	側方拘束土の振動締固め実験	
2.3.	定置する振動機による側方不拘束土の締固め実験	
2.4.	転動する振動機による側方不拘束土の締固め実験	
2.5.	砂利層の振動性状に関する実験	
2.6.	結 び	
<b>第 3 章</b>	<b>振動締固め特性に関する実験結果とその考察</b>	<b>96</b>
3.1.	概 説	
3.2.	振動数の締固め度に及ぼす影響	
3.3.	振動部重量・起振力比の締固め度に及ぼす影響	
3.4.	振動振幅の締固め度に及ぼす影響	
3.5.	有効締固めエネルギーの締固め度に及ぼす影響	
3.6.	振動加速度と比摩擦との関係	
3.7.	振動加速度の締固め度に及ぼす影響	
3.8.	砂質土の力学モデルによる有効締固めエネルギーと締固め度との関係の考察	
3.9.	結 び	
<b>第 4 章</b>	<b>振動による土の締固め機構</b>	<b>129</b>
4.1.	概 説	
4.2.	振動機・地盤系の振動性状	
4.3.	地盤係数	
4.4.	振動機・地盤系の伝達力特性	
4.5.	振動締固めの機構	
4.6.	結 び	
<b>第 5 章</b>	<b>結 論</b>	<b>144</b>

## 才 Ⅲ 編 表面振動締固め機械の設計に関する研究

<b>第 1 章</b>	<b>緒 論</b>	<b>153</b>
<b>第 2 章</b>	<b>振動締固め機械の分類</b>	<b>153</b>
2.1.	概 説	
2.2.	構造による分類	
2.3.	振動部重量・起振力比 $\alpha$ による分類	
2.4.	振動数による分類	
2.5.	結 び	

第 3 章	振動締固め機械の振動性状	166
3.1.	概 説	
3.2.	振動式平滑胴ローラの振動性状	
3.3.	振動式タイヤ・ローラの振動性状	
3.4.	振動式ソイル・コンパクタの振動性状	
3.5.	ランマの振動性状	
3.6.	結 び	

第 4 章	振動締固め機械の設計指針	195
4.1.	概 説	
4.2.	接地圧	
4.3.	接地面積	
4.4.	振動数、起振力および振動部重量	
4.5.	転圧速度	
4.6.	結 び	

第 5 章	結 論	212
-------	-----	-----

## 才IV編 表面振動締固め機械の適用に関する研究

第 1 章	緒 論	215
-------	-----	-----

第 2 章	振動締固め機械の施工特性	215
2.1.	概 説	
2.2.	土質の締固め度に及ぼす影響	
2.3.	含水比の締固め度に及ぼす影響	
2.4.	まき厚の締固め度に及ぼす影響	
2.5.	転圧回数 of 締固め度に及ぼす影響と実験式	
2.6.	係数 $a, b$ について	
2.7.	結 び	

第 3 章	振動締固め機械の転圧実験	251
3.1.	概 説	
3.2.	振動式平滑胴ローラおよび平滑胴ローラに関する実験	
A)	振動式ローラ試作機に関する実験	
B)	振動式ローラおよび平滑胴ローラに関する実験	
3.3.	振動式タイヤ・ローラ、タイヤ・ローラおよび タンピング・ローラに関する実験	
3.4.	振動式ソイル・コンパクタに関する実験	
3.5.	結 び	

第 4 章	施工計画および管理	295
4.1.	概 説	1.5
4.2.	締固め効果およびその判定法	2.5
4.3.	必要な締固め度	3.5
4.4.	過転圧について	4.5
4.5.	作業経費	5.5
4.6.	結 び	6.5

第 5 章	結 論	326
結 論		333

目 次

第 1 章 締固め工法の概要

1.1	締固め工法の概要	1.1
1.2	締固め工法の種類	1.2
1.3	締固め工法の効果	1.3
1.4	締固め工法の適用範囲	1.4
1.5	締固め工法の施工方法	1.5
1.6	締固め工法の施工設備	1.6
1.7	締固め工法の施工手順	1.7
1.8	締固め工法の施工品質	1.8
1.9	締固め工法の施工安全	1.9
1.10	締固め工法の施工環境	1.10

第 2 章 締固め工法の効果

2.1	締固め工法の効果	2.1
2.2	締固め工法の効果の測定	2.2
2.3	締固め工法の効果の解析	2.3
2.4	締固め工法の効果の予測	2.4
2.5	締固め工法の効果の評価	2.5
2.6	締固め工法の効果の改善	2.6
2.7	締固め工法の効果の検証	2.7
2.8	締固め工法の効果の検証結果	2.8
2.9	締固め工法の効果の検証結果の解析	2.9
2.10	締固め工法の効果の検証結果の改善	2.10

# 表面振動による土の締固めに関する基礎的研究

## 序 論

土は一般に土粒子、その間隙に存在する水および空気から構成されている。土の締固め (compaction of soil) とは人工的手段によつて土粒子相互の間隔を近づけ、全体としての土を高密度化 (densification) することをいう。土を締固めるとその密度は増加し、間隙は減少して透水性が低下するとともに、土粒子相互間のかみ合わせ (interlocking) がよくなるので、十分締固められた土は力学的安定性が高くなる。従つて土の締固めは土壌の安定処理法の1つとして用いられ、かつ発展してきた。

土を締固めることは土木工事においてはかなり古くから行われてきたようである。すなわち河川堤防やアースダムの構築においては盛土を締固めることは工事の常識として採用されてきた。しかしながら、近代的感覚による土の締固めの概念は近代的な強固な堤防、高いアースダムのような遮水構造物、道路・空港滑走路の基層あるいは路盤、道路、鉄道の築堤 (盛土) などのような荷重支持構造物の建設に附随して起つてきたものと思われる。例を道路築堤にとつてみれば、今世紀初頭までは一般に交通車両は軽量で交通量も少なかったので、締固めの不十分な築堤においても車両荷重による築堤の沈下ないしは破壊は軽微であつて、補充材料の投入と自然転圧とによつて修復され痛切な不便を与えなかつたが、その後急速に発達した自動車の大形化、高速度化ならびに交通量の激増とともに表層ならびに築堤の変形、破壊は著しくなり、これを防止するためにかつて要求された程度を越えてきわめて高い強度を有する道路構造が要求されるようになってきた。そのため表層として種々の高級舗装が発達したが、締固めの程度の低い築堤上のセメント・コ

ンクリート表層は破壊しやすく、アスファルト・コンクリート表層、トベカ表層など高級たわみ性表層は不陸を生じやすいことが次第に明らかとなつた。従つて近代交通に耐えるための道路築堤は強力な締固めあるいは他の安定工法を行うことが不可欠となつてきたのであるが、経済性と効果性との両面の要求を満足するものとして締固めがもつとも有力視され、締固め能力と締固め能率の向上のために、かつての人力施工に變つて機械施工が研究され發達したのである。

締固めの対象となる土は上記の河川堤防、アースダム、道路滑走路の基層あるいは路盤、道路・鉄道の築堤などのような盛土構造物の構築材料としての土と、土木建築構造物の基礎地盤としての自然層土および既存盛土とに大別することができる。前者の締固めは盛土をうすい層にまき出してローラのような表面締固め機械を用いて締固め、その上にさらに盛土して締固め以下同様の操作を繰返して仕上げるが、後者すなわち自然層土および既存盛土の締固めにおいては層ごとに締固めることができなから表面締固め機械は使用できない。それは表面締固め機械の締固め効果が地表面下深くまで到達しないからである。このような土の締固めに対しては杭打ちによる締固め (compaction by pile) 振動注水法 (vibroflotation) あるいは砂杭による締固め (compaction by sand pile) などを採用するが、これらは表面締固めに対して内部締固めといわれる。しかしながら、土を締固める原理は表面締固めであると内部締固めであるにかかわらず同一で、両者の特性にみられる差異の原因は単に締固めエネルギーが加えられる位置の相異にあると考えられる。本論文は表面締固めのみを取扱うが、その原理はまた内部締固めに対しても応用できるはずである。

土の締固めの効果、すなわち密度の増加の程度は種々の要素に影響されるが、それらの要素は締固めの対象となる土に関する要素と締固めを行う機械に関する要素とに分けられる。土に

関する要素としては土質、含水比、まき厚などが考えられ、まき出し状態、まき土路床状態も場合によつては考慮する必要がある。一方機械に関する要素としては土に加えるエネルギーの種類とその大きさ、機械諸元、施工条件が考えられ、それらは後述するように細分される。

ここで土の締固めに用いられる外力について考察してみると、静荷重、水締め、転圧、衝撃、振動などが考えられるが表面締固め施工に利用できるのは転圧、衝撃および振動のみである。従つて表面締固め機械はその1つまたは2つ以上の荷重を利用するようになってゐる。歴史的にみれば1891年にスチームローラが出現して以来、初期の締固め機械はすべて転圧荷重を利用する平滑胴ローラで、締固め能力の向上のため次第に大型化された。今世紀の初めに現われたタンピング・ローラ（シーブスフート・ローラ）はローラ表面に羊蹄状の突起を有し、突起に集中する転圧荷重と突起の急速な接地による衝撃荷重を利用するものである。その後現われたゴムタイヤ・ローラは転圧荷重によつて締固めを行うものである。以上の締固め機械はいずれも自重が主体となつて土を締固めるので、締固め能力を高めるためには自重を大きくすることが必要で、そのため機体の大型化は免かれず、平滑胴ローラでは15 ton、ゴムタイヤ・ローラでは60 ton（全備重量200 ton）のものが製作されるに至つた。このような大型の機械は操作あるいは経費の面からみて、特殊の場合以外は好ましくなく、特にわが国のような狭小な国土における土木工事では小型軽量でしかも能力の高い締固め機械が要望されるのは当然である。衝撃荷重あるいは振動荷重を用いれば衝撃エネルギーあるいは振動エネルギーによつて締固め効果の向上が期待できるが、遺憾ながらこれらを利用した表面締固め機械は欧州においてまず考案製作された。しかしその歴史はきわめて浅く、しかも経験のみを基礎として製作されたものであるから種々の難点を有し、締固め性能につい

ても十分とはいえない難いものがある。わが国においては衝撃式あるいは振動式の表面締固め機械の製作の歴史は数年を出ず、わが国情に則した機械の出現は今後の課題である。

衝撃式の表面締固め機械は機体の跳躍運動における落下エネルギーをもって土を締固めるものであるが、これは跳躍の程度を別として一部の振動式の表面締固め機械による土の締固めと同一の現象を行うものと考えることができる。従つて本論文では衝撃荷重も広い意味での振動荷重の一種とみなして取り扱うことにする。

表面振動による土の締固め効果に影響を及ぼす要素



振動荷重を利用する表面締固め機械の締固め効果は既述の各種の要素のほか振動要素に影響されるためきわめて複雑であるが、それらの要素を一括すれば左のブロック・ダイヤグラムのようになる。ここで右側に示す矢印は各要素に関する研究を整理し応用する順序を示すものである。従つて締固め効果を向上させるためには上記の各要素が締固め効果に及ぼす影響を究明しなければならない。

ここで土の締固めに関する研究の現状についてみれば、R.R. Proctor が1933年にアースダムの締固めにおいて突固め試験による締固め管理法を提案して以来、各国において同一原理に基づく標準突固め試験が規格化され、かつてのまったく経験的な締固め法にかわつて科学的な締固め法が採用されるに至つた。しかしR.R. Proctorの指導原理の根幹である最適含水比 ( optimum moisture content ) と最大乾燥密度 ( maximum dry density ) の概念も土について固有のものでなく締固めエネルギーによつて変動するから、標準突固め試験結果を現場へたゞちに応用することはできないことが漸次明らかとなつてきた。その後、現在までに室内突固め試験法に関する研究、締固めた土の力学的性質に関する研究、締固め機械 (ほとんどが転圧式のもの) による現場締固め試験などが盛んに行われ締固め法の改良、進歩をみたのであるが、室内試験結果の現場施工への応用、合理的な締固め機械の設計などに関する資料は不十分で、特に表面振動による締固めについては資料はほとんどなく、機械の改良、施工の改善はまったく旧態依然の経験による漸進主義をとりつつある。この現状を打破しすぐれた振動締固め機械 (表面振動による締固め機械) の設計ならびに施工法の確立のためには、締固めの機構の完全な説明が必要であつて前記のブロック・ダイヤグラムに示した種々の要素が表面振動による

締固めにおいて如何なる役割を果すかを知らなければならない。それと同時に、さらに基本的な問題として、土の構造を明らかにして締固め作用に対する土の挙動についても知る必要がある（一般に粘着性の高い土は普通行われている締固め方法をもつてしては締固めることができないので、締固めの対象となる土は粘着性の低い土あるいは非粘着性の土に限られる。従つて本論文に現われる土はことわらない限り粘着性の低い土あるいは非粘着性の土のみを指すことにする）。

本論文は以上の観点から表面振動による締固めの基礎的研究として、まず土の構造とその圧縮性を明らかにし、ついで各種の機械条件要素、土質条件要素の締固め効果に及ぼす影響を明らかにし、これらの結果から振動締固め機械の設計原理を求めるとともに施工指針を樹立しようとするものであるが、その目的達成のために行つた研究内容は次の通りである。

まず第I編では土の締固めの基本的問題として静荷重による土の締固めに関する研究を行う。従来土の締固めに関する研究のほとんどがその成果の実用化を急ぐのあまり、基礎的諸問題を無視して応用的問題を主として実験的方法のみによつて取り扱つていたのに対し、著者は基礎的問題を重視し、側方拘束土の静荷重による繰返し圧縮特性を実験的・理論的に研究して1次元圧縮における土の力学モデルを導いて、1次元圧縮に対する土の応力-ヒズミ関係を提案し、ついでこれを3次元圧縮に対する土の応力-ヒズミ関係へ拡張し、その結果を3次元問題としての側方不拘束土の締固めに関する実験によつて裏づけ静荷重による土の締固めの理論を確立するとともに振動荷重による土の締固めへの応用を意図する。

次に第II編では表面振動による土の締固め特性（振動締固め特性）に関する研究を行う。振動締固め特性として各種の振動条件要素の振動締固め効果に及ぼす影響を取り扱うが、従来この分野の研究は国内、国外を問わずほとんど皆無の状態にある。

しかしながら、表面振動を利用する土の締固め機械の合理的設計ならびに合理的適用のためには振動締固め特性の解明が必要であり、著者はこれを理論的・実験的に研究してその結果を考察し、機械の設計ならびに適用に対する指針を求める。

第Ⅲ編は表面振動締固め機械の設計に関する研究を行う。従来表面振動締固め機械に限らず一般に表面締固め機械の設計は確立された設計指針がないままに経験のみによつて改良されてきたのに対し、著者は設計に対してより合理的方法を与えようとする。設計においては機械工学的な面と土質工学的な面とから取り扱うべきであるが、ここでは主として後者の立場から考え、表面振動締固め機械を構造上ならびに特性上から分類して各型式の機械と土との振動性状を明らかにし、その結果および第Ⅱ編の振動締固め特性を基礎として表面振動締固め機械の諸元の設計指針を述べる。

最後に第Ⅳ編では表面振動締固め機械の適用に関する研究として施工に必要な締固め特性とその実施例ならびに施工計画・管理上の2.3の重要な点を述べる。すなわち室内基礎実験によつて施工に必要な特性（施工特性）を研究し、さらに現地実験を行つてその結果から室内実験結果を検討して施工特性を解明して今後の施工に対する指針を求め、さらに施工に際して必要な締固めの目標、締固め効果の判定について現行の方法を検討して著者の見解を述べるとともに、さらに過転圧や作業経費の点についての研究を加えて振動締固め機械の施工計画ならびに施工管理の指針を与える。



## 才I編 静荷重による土の締固めに関する研究

### 第1章 緒 論

土の締固めに関する研究は、近年次第に盛んに行われるようになってきたが、土質工学における他の分野に比して現在なお十分とはいえないものがあるように思われる。その理由の1つは、締固め現象が一般に難解な不飽和砂質土を対象とするからであろう。それは締固めについてこれまでに行われた研究がなお一局部に偏したものであるという事実によつてもうかがわれる。

すなわち従来一般に行われてきた土の締固めの研究を大別すると、実験室における各種の標準突固め試験による土の締固め性状、ならびに締固められた土の物性に関する研究と、野外における締固め機械による土の締固め性状に関する研究とに分けることができる。前者に属するものとしては、有名な R.R.Proctor<sup>1)</sup> の研究のほか、例えば P.N.Ray and T.G.Chapman<sup>2)</sup>, A.L.Little<sup>3)</sup>, C.R.Foster<sup>4)</sup>, T.Mogami 及び G.Kuno<sup>5)</sup>, S.Murayama and K.Ueshita<sup>6)</sup>, K.Akai<sup>7)</sup> らの研究があり、後者に属するものとしては W.A.Lewis<sup>8)</sup>, W.J.Turnbull and W.G.Shockley<sup>9)</sup>, H.Leussink<sup>10)</sup>、ほか我国においても多数の研究がある。

しかしながら、上記の2つの研究立場を関連づけて、実験室における研究成果を現場に直接に応用しようとする研究はきわめて少なく、英国の Road Research Laboratory<sup>11)</sup>, F.C.Walker and W.G.Holtz<sup>12)</sup>, G.Kuno<sup>13)</sup> らの研究が見出せるに過ぎない。

以上の事実は研究の困難さを物語るものであることは疑いないが、それはまた対象である土の締固めに関する基礎理論が不完全であるためであると思われる。土の締固めに関する

理論的研究としては、I. 3. 1. に引用した若干の研究のほか C.Y. Li の研究<sup>14)</sup> があるに過ぎない。著者はこの不備をいささかでも埋めるために、静荷重による砂質土の締固め性状を研究し、砂質土の締固め性状を説明するに足る力学モデルを提案するとともに、その理論を発展させて締固めによる土の密度変化ならびに密度分布を理論的に推定できる計算法を確立した。

以下、第2章において土の締固めについての一般的な力学的考察を行い、第3章では側方拘束土についての実験およびその結果を述べるとともに、これを説明するために力学モデルを導入した。第4章においては側方不拘束土についての実験ならびにその結果を述べ、これを説明するために第3章で述べた力学モデルを発展させた理論を扱った。第5章では以上の各章の成果を要約した。

## 第2章 土の締固めに関する エネルギー的考察

### 2.1. 概説

土は一般に構造の骨格となる土粒子と、その間隙に介在する水および空気あるいはガスとから構成されている。土の締固め (compaction) とは機械的手段によつて土中の空気を追い出して、土粒子相互間の距離を近づけ、密実な状態をもたらす操作である。これに対し、土中の水を排出する操作を圧密 (consolidation) と称する。締固めと圧密との差異は、観念的には以上のように区別されるが、実際の現象については両者は分離し得ないことが多いように思われる。また一般に土質に依存することが多く、例えば飽和粘土については圧密は考えられるが、締固めはまったく考慮の余地がなく、また不飽和の砂質土については逆のことがいえる。締固めに際しては機械的手段によつて、それが静的なも

のであるにせよ。また動的なものであるにせよ。土に対してある仕事を行わなければならないが、そのような仕事によつて土の内部構造に変化が起ることは必然である。力学的にみれば、個々の土粒子の移動は多体問題を解くことによつて求められるが、実際問題として次元数の高いこと、粒子形状の複雑なことなどを考えれば、完全解を得ることは不可能であらう。

ゆえに本章では、土粒子個々の移動については考えず、土全体からみた力学法則を述べ、それから推定し得る定性的性質を概観するだけに止める。

2.2. 締固めに関するエネルギー的考察

熱力学の第1法則、あるいはエネルギー保存則は、一般に次のように述べられる。すなわち、一つの対象（以下には系と呼ぶ）がある変化を行うとき、最後のエネルギー  $E_2$  と最初のエネルギー  $E_1$  との差は、この系に外からなされた仕事  $W$  と外から流れこんだ熱量  $Q$  との和に等しい。これを式を用いて表わせば、

$$E_2 - E_1 = W + Q \quad (I.1)$$

あるいはエネルギーの増加を  $\Delta E (= E_2 - E_1)$  とすれば、

$$\Delta E - Q = W \quad (I.2)$$

となる。次に締固め現象を対象として各項について簡単に説明を加えよう。

I) 系になされた仕事： $W$

$P$  なる静荷重を加えて、 $S$  だけ沈下する場合、なされた仕事は

$$W = \int_0^S P \, ds \quad (I.3)$$

で与えられる。

振動締固めでは、加振力と振動機重量との代数和（鉛直上向きは負とし、代数和が負になる場合は零とみる）を  $P$  とすれば、

$$W = \sum \int P \cdot ds \quad (I.4)$$

である。ただし  $\sum$  は繰返し回数に応じてよせ集めることを意味する。重錘落下による締固めにおいては、重錘の質量を  $M$ 、落下衝突直前の重錘の速度を  $v_1$ 、同じく衝突直後のそれを  $v_2$ 、落高を  $h$  とすれば、

$$W = \frac{1}{2} M (v_2^2 - v_1^2) = M g h \quad (I.5)$$

となる。ここに、 $g$  は重力加速度である。ローラ転圧においては、ローラ重量による仕事のほか、走行反力による仕事加わるので複雑である。

## 2) 系のエネルギー： $E_1, E_2$

これは物理学的にみれば、系を構成する原子および分子の配位ならびに運動状態として有するいわゆる内部エネルギーである。これを土質力学の立場から考察してみよう。粗粒土の締固めについてみれば、密度の変化によつて、吸着イオンあるいは吸着水分子による引力あるいは斥力作用を有する粒子の再配列を行うので、内部エネルギーの変化が起る。内部エネルギーの増加分は系内に貯えられるが、それは粗粒土によくみられる内部エネルギーの発散によつて生じる復元性によつて明らかである。

粗粒土の締固めにおいては、土粒子の弾性ヒズミのみが内部エネルギーに関与する。

## 3) 系から散逸する熱エネルギー： $-Q$

締固めに際しては、土粒子間の相対運動を伴うが、土粒子間には摩擦抵抗力が作用する。従つて、摩擦抵抗力にうち勝つエネルギーが必要である。このエネルギーは周知のように熱損失として系外に散逸する。

摩擦抵抗力は土質および含水比によつて、固体摩擦お

よび流体粘性摩擦のいずれか、あるいは両者が作用する。

### 2.3. 締固めにおける有効エネルギーと無効エネルギー

締固めは土の間隙を減少させる操作であるから、個々の土粒子の相互位置を変えることが絶対必要で、従つてこれに必要なエネルギーを与えなければならないことも当然である。しかしながら、逆に所定のエネルギーを与えて、土粒子の相互位置を変更すること自体は、かならずしも土の締固めに寄与するものではない。例えば、ローラ転圧において、土の高密度化によつて盛土表面に沈下を起すことは締固めるために絶対に必要であるが、沈下はかならずしも締固めを意味せず土粒子の相対移動が盛土のせん断破壊となる場合もあることを考えれば容易に理解し得る。このせん断破壊に要するエネルギーは、締固めを対象とする限りでは、無効エネルギーともいふべきものである。

また一定のローラで盛土を転圧し、転圧回数を増加すれば次第に締固め度も向上するが、ある程度締固められたならば、それ以後の締固めは遅々として進行しなくなる。この状態を観察すると、ローラ通過時には盛土表面は沈下するが、通過後隆起して復元することが認められる。この場合の沈下は主として弾性変形（主として構造弾性変形で、例えばスポンジの変形のようなもの）に基づくものである。これに要する弾性ヒズミ・エネルギーもまた締固めに関しては無効エネルギーである。

無効エネルギーはその他種々の形で現われる。例えば土粒子自身の弾性ヒズミ・エネルギー、空気間隙の圧縮のエネルギー、粒子間の電気・化学的作用に対する仕事などである。

締固めに寄与する粒子間の相対移動に要するエネルギーは有効エネルギーともいふべきものであつて、締固め効率

を増進させるためには、(1)与える一定のエネルギーにおいて、有効エネルギーの占める比率を大きくする、あるいは、(4)一定の有効エネルギーで、より大きい締固め効果をあげるような方針をとらねばならない。

例えば、ゆるい盛土に対して、締固めの初期においては小型の締固め機械を用い、ある程度締固めた後に大型の締固め機械を用いるいわゆるstage compactionは、初期における盛土のセン断破壊を避ける目的で採用されるが、これは結局初期における無効エネルギーを減少せしめようとするもので、上記の(1)の事項に従うものと解される。

土の含水比を変更すれば、土粒子の相対移動に対する摩擦抵抗力は変化するが、摩擦抵抗の最小状態（これはある外力に対する最適含水のときに生ずる）においては一定の有効エネルギーで高い締固め状態を得ることが可能で、これは上記の(4)の事項に従うものと考えられる。

また機械的に土粒子間の摩擦抵抗力を減少させるために、振動を利用することはきわめて有効な方法である。しかし振動条件によつて、その効果は異なり、応用に際しては説明を要する点が少なくなく、この究明こそ実に本論文の主目的の1つでもあるので第II編において詳述する。

#### 2.4. 結 び

本章では土の締固めを対象としてエネルギー保存則を述べ、これから推察される若干の定性的性質について説明を加えた。特に、締固めに要する全エネルギーを、真に締固めに寄与するエネルギー（有効エネルギー）と、そうでないエネルギー（無効エネルギー）とに分類し、締固め能率を向上させるためには有効エネルギーの無効エネルギーに対する比率を増大せしめる方法、あるいは一定の有効エネルギーでより高い締固め成果をあげる方法をとらねばならないことを述べた。以上の原則を2.3の具体例を示して説

明し、最後に本論文の研究目的の1つである振動による土の内部摩擦変化の現象を関連させて略述した。

### 第3章 静荷重による側方拘束土の締固めの研究

#### 3.1 概 説

土の締固めに関しては、従来多くの研究が行われ、多くの実験的成果が発表されているにもかかわらず、定量的解析を試みた例はきわめて少ないようである。すなわち、理論的研究としては、T.Mogami<sup>16)</sup>、S.Hayakawa<sup>17)</sup>、R.K.Bernhard and J.Finelli<sup>18)</sup>、H.F.Winterkorn<sup>19)</sup>らの研究があるに過ぎない。

T.Mogamiの研究<sup>16)</sup>は、締固めによる粒子間の摩擦損失が土粒子の配位状態の関数であるとし、配位状態の熱力学的実現率を仮定して統計力学的に外力と土の変形との関係を求めたもので、その誘導方法は抽象的ではあるがきわめて巧みであり、その結果は同氏の実験に合致するようである。

S.Hayakawaの研究<sup>17)</sup>は、粒子の重心が平行六面体を形成するような充填状態を考え、その単位平行六面体を構成する6ヶの粒子から成る力学的体系の自由エネルギー（これはT.Mogamiの熱損失に対応する）を極小にするという条件から最密充填状態を求めようとするもので、ポテンシャルその他に仮定を含んでいるとはいえ、粒径と間隙率についての関係は実験的にも立証されている。

R.K.Bernhard および J.Finelliの研究<sup>18)</sup>は球状体の幾何学的充填に関し、種々の球の配合による充填状態を明らかにしたもので、土に対しては修正の余地が残されている。

H.F.Winterkornの研究<sup>19)</sup>は、分子論的な液体に対応して土を一種の巨視的液体とみようとするもので、抽象的に両者の対応関係から土の性質を求めている。

この論文は考え方に画期的な面があるが、現状では土の定量的性質を知るには不十分であると思われる。

著者もまた締固めを対象とした基礎理論を樹立するため、若干の研究を行つたが、この方法はあくまでも巨視的実験結果の説明に主眼をおいた。すなわち、側方拘束状態の乾燥砂について繰返し圧縮実験を行い、その実験結果として得た繰返し圧縮特性をできるだけ忠実に説明し得るような土の力学モデルを提案した。

このモデルはきわめて簡単であるが、本章および第4章に述べるように土の締固め性状の解明に非常に適切であることを認めた。しかし、土は土質によつて力学性状が異なるので、ここに提案したモデルはすべての種類の土質に対して適用させることを目的としたものではなく、砂質土として砂、砂質ロームおよび砂質粘土ロームの一部の程度を対象としたことと含水条件としては飽和にあまり近くない比較的低含水比の範囲を考えたものであることをことわつておく。

本章では砂の圧縮に関する著者の実験研究と、その結果に対して提案した力学モデルについて述べる。

### 3.2. 実験方法

土の締固めの基本的性質を把握するためには、土試料を側方拘束状態で圧縮する方法が、簡便でもあり、また実験結果の整理も容易である。しかし側方拘束状態では試料と容器との間の摩擦の影響を考慮しなければならない。本実験では摩擦力を無視する方針をとつたが、そのため容器の内壁を滑らかにすることに留意するとともに、以下に述べるように試料深さを断面寸法に比して小さくした。

試料としては乾燥状態の相馬標準砂および豊浦標準砂を用いた。容器は内径8 $\phi$ 、外径10 $\phi$ 、内面深さ5 $\phi$ 、底厚1 $\phi$ の鋼製のもので、試料はゆる詰にして、初期深さを

1. 2. 3. 4. の 4 通りとした。加圧方法として、容器内径に滑らかに合う載荷板を介して、アムスラー型載荷装置を用いて徐々に増荷ならびに減荷を行って、載荷板の沈下によって砂のヒズミ量を測定した。

乾燥砂に一定荷重を載荷して、ヒズミ変化を観察すると、載荷直後から数秒間でヒズミ速度は零になる。この数秒間のクリープ現象は、載荷後粒子応力が粒子から粒子へと伝達されて粒子が順次安定していくための時間的遅れに起因するものと思われる。この現象を考慮に入れると、圧縮機構は時間をパラメータとして含むため複雑になる。本実験では問題を簡単化するため、時間の影響を除く方針をとり、そのため応力変化の段階を  $2 \text{ kg/cm}^2$  ごととし、各段階について 5 分間載荷するという緩速載荷を行った。

### 3. 3 実 験 結 果

図 - I. 1 は相馬標準砂（初期深さ 3 cm）に荷重応力を 0 から  $40 \text{ kg/cm}^2$  まで 15 回繰返して加えた場合の応力 - 沈下曲線である。

応力  
(kg/cm<sup>2</sup>)

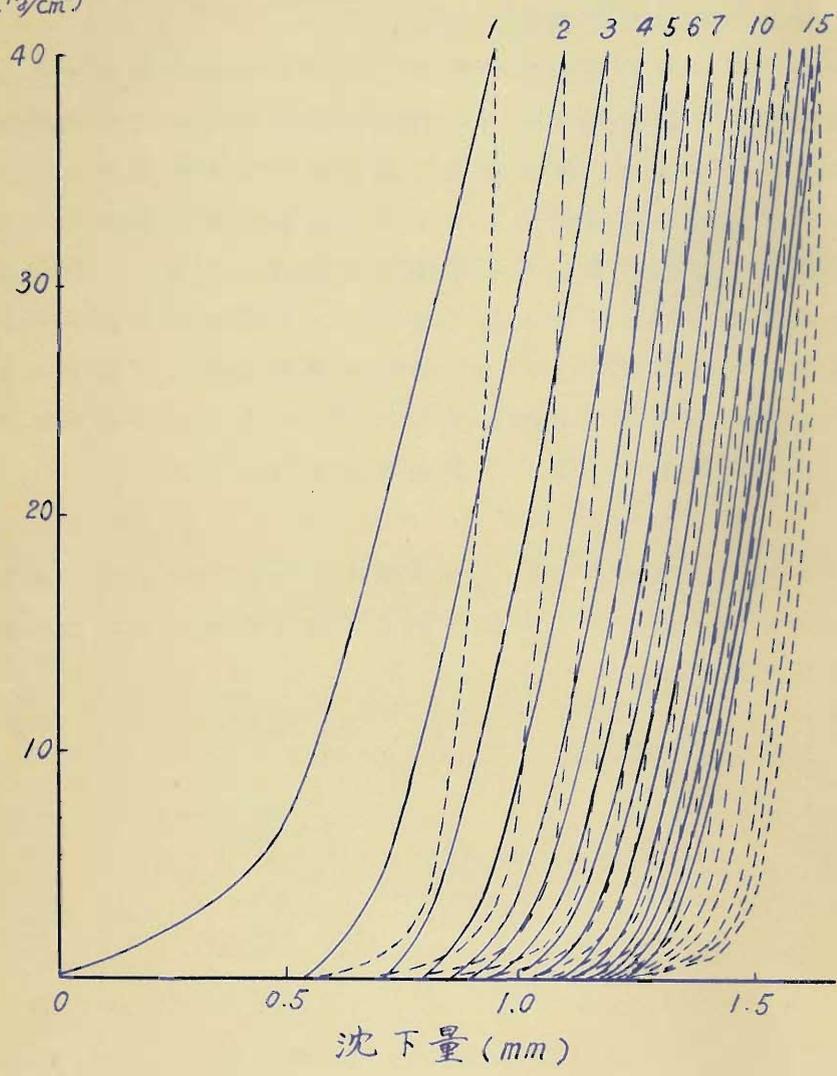
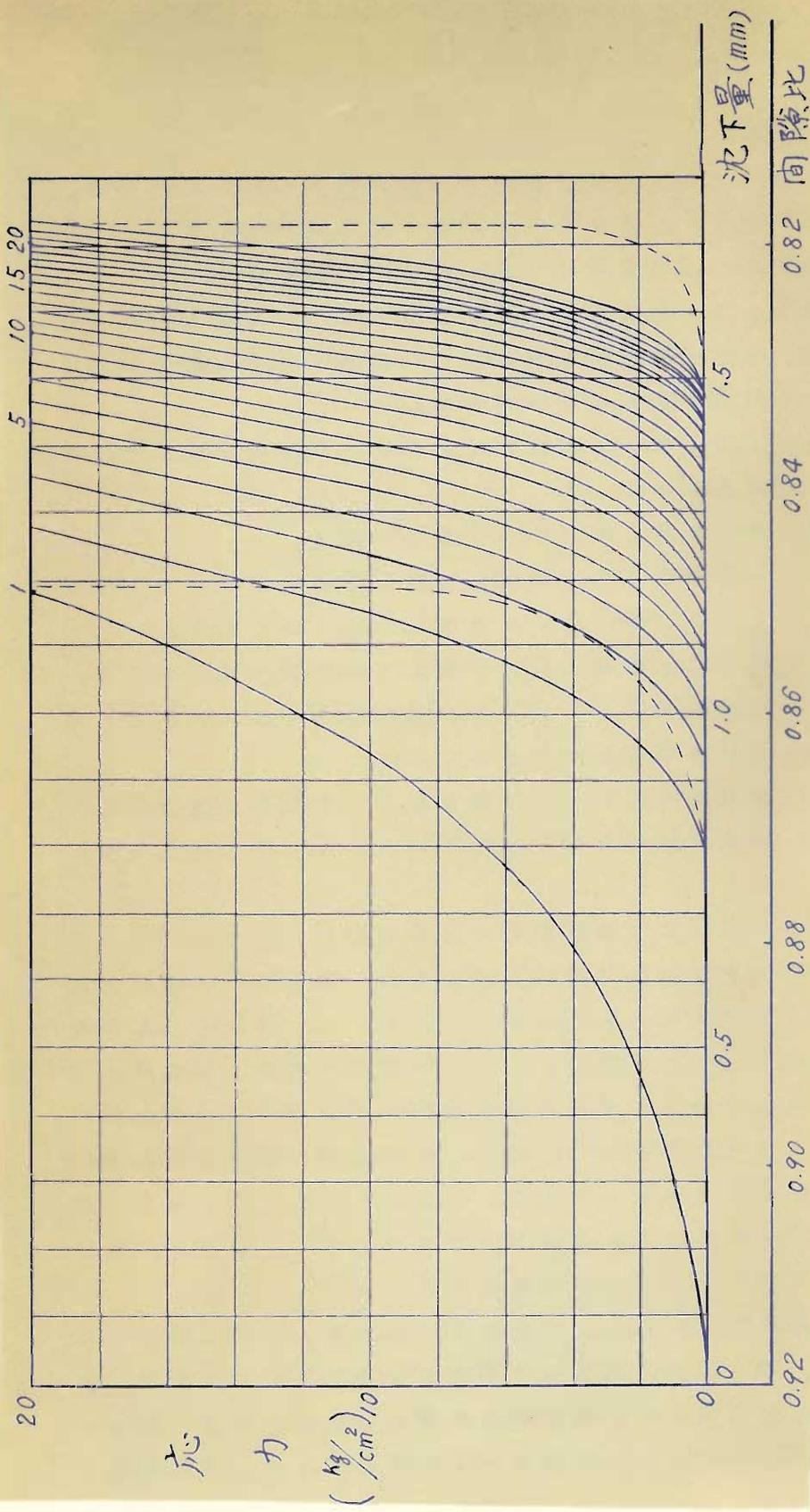


図 - I.1 応力 - 沈下量曲線  
(相馬標準砂、深さ 3cm)



図一 1.2  
 応力 - 沈下量曲線  
 (豊浦標準砂、深さ3cm)

また図 - I.2 は豊浦標準砂（初期深さ 3 cm）について、荷重応力を 0 から  $20 \text{ Kg/cm}^2$  まで 23 回繰返し載荷した場合の応力 - 沈下量曲線である。その他層厚を 1.24 cm とした場合、また最大荷重を変えた場合についても実験を行ったが、それらの結果も傾向としては図 - I.1、図 I.2 とほとんど同様であるので省略する。

図 - I.1、図 I.2 によれば、応力 - 沈下量曲線には次のような性質がある。

- i) ヒステリシス・ループを描くこと。
- ii) 一定荷重応力を繰返して作用することによつて永久ヒズミ（沈下量）は次第に大きくなること。
- iii) 減荷による復元量は各回ともほぼ同一であること。
- iv) 増荷時の応力 - 沈下量曲線は応力がある値以上になればほぼ直線状であること。
- v) 減荷時の応力 - 沈下量曲線は応力のある値以下に下げなければヒズミ（沈下量）はほとんど復元しないこと。

以上の性質は実験範囲内では常に認めることができた。実験範囲内はかなり広いから、これらの性質は一般的に存在するものと考えることができよう。ただ問題になるのは大きい荷重応力を作用させるため粒子が破碎される恐れがあることである。著者は実験前後の試料のフルイ分け試験によつてこれを検討した結果、試料は確かに破碎されるが、その分量はきわめて少なく、応力  $100 \text{ Kg/cm}^2$ 、繰返し回数 10 回に対しても 2% 以下であつたので、砂層全体の性質は不変と考えても差支えないとした。

上記の性質のうち、ii) および iii) について考察してみよう。ii) は一定荷重でも繰返して作用させれば次第に締ることを意味する。粘性物質に繰返し荷重を作用させると、一見これに類似した残留ヒズミが現われるが、それは粘性

による復元の遅延が原因であり、遅延時間を十分に与えないことに起因するものであつて、この場合には永久ヒズミではない。本実験に用いた乾燥砂は粘性はほとんどなく、かつ荷重変化速度は上述のようにきわめて小さいので上記の実験結果は時間的な究極値を表わすものと思われる。しかも永久ヒズミが次第に増加することは粘性以外のある性質を考えなければ説明が不可能である。そこで次のような仮定のもとに考察を行なつた。最初ゆる詰状態の粒子は、ごく僅かの応力により周囲の粒子群との摩擦抵抗にうち勝つて移動を起し得るが、粒子構造が密になるにつれて状態変化に要するエネルギーは大きくなる。従つて状態の移行確率は粒子構造が不安定であるほど、従つて平均間隙比が大きいほど大きいものと思われる。簡単のため、同一の土については移行確率は一応その平均間隙比によつて支配されるものとする。載荷によつてある程度安定化された粒子構造は、減荷の際にふたたび不安定状態へ戻ることは考えられないから（各砂粒子の弾性変形の復元により、構造に若干のゆるみが生じるであろうが、この点を除外する限り）全荷重をとり除いた際そのまま永久ヒズミが現われる。荷重をふたたび加える場合には、そのときの状態に応じた移行確率をもつて上記の変化をなし、以下繰返し載荷に応じて同様の現象を繰返すであろう。この取扱いについては次節 3.4. に述べる。

つぎに iii) については図 - I.1, I.2 から繰返し回数に対するそれぞれの全沈下量  $\delta$  (最大荷重時の沈下量) と永久沈下量  $\delta_p$  (荷重除去後の沈下残留量) とを描けば明白に示すことができる。

すなわちこの関係を図 - I.1, I.2 から求めるとそれぞれ図 - I.3, I.4 となるが、これらによれば  $\delta$  曲線と  $\delta_p$  曲線とは一定間隔を保持し各回の復元量はほぼ一定である。

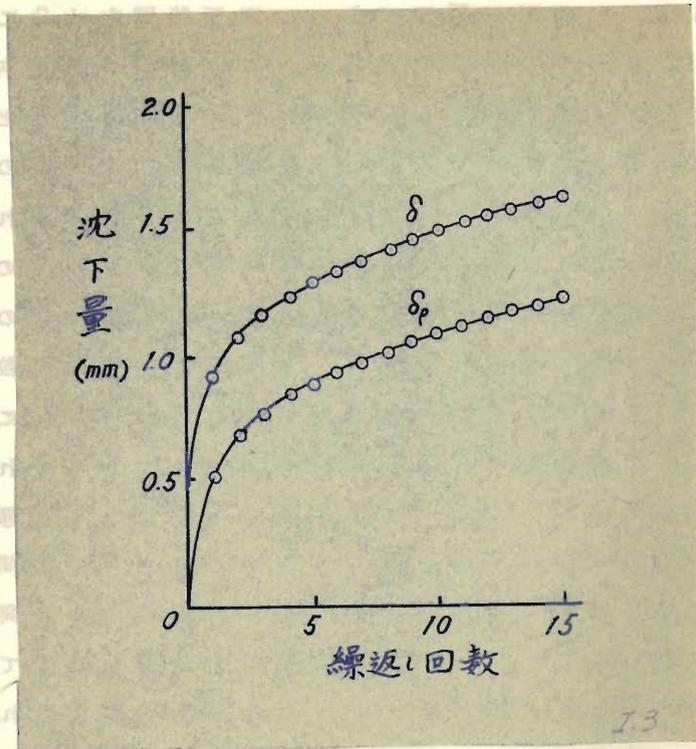


図 - I.3

繰返し回数と全沈下量  
および永久沈下量との  
関係 (相馬標準砂、砂  
層厚さ3cm)

この復元性は粒子の弾性に起因するものと思われるが、弾性は加圧回数あるいは締固め状態にかかわらないことがわかる。しかし減荷曲線の彎曲性からみてこの弾性は単一の線型ばねで置換することはできない。減荷曲線の彎曲性を説明するためには非線型ばねあるいは線型ばねと非弾性要素 (例えば摩擦) との複合モデルなどを仮定する必要がある。

土質の性質による  
 土質の性質による  
 土質の性質による  
 土質の性質による

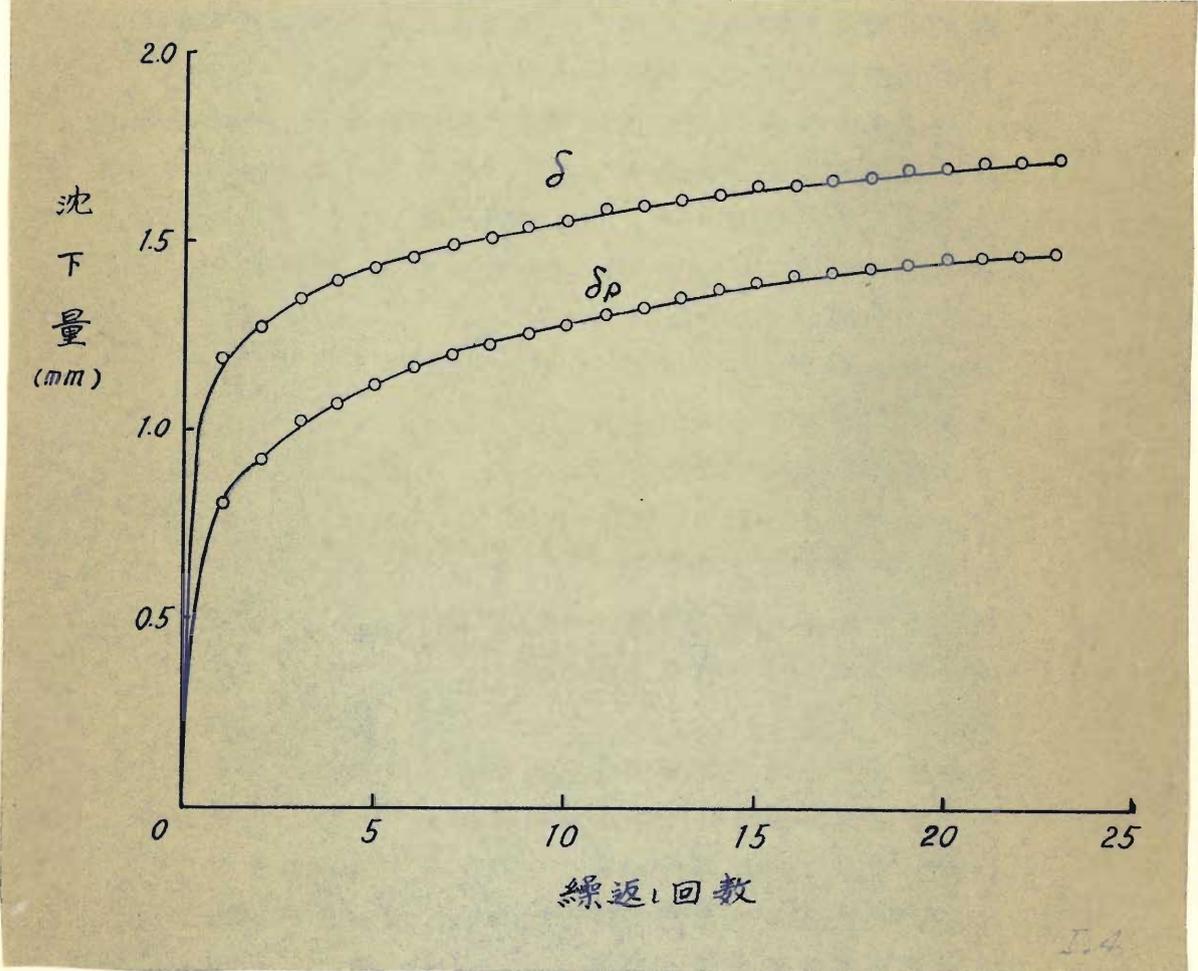


図 - I.4 繰返し回数と全沈下量  
 および永久沈下量との  
 関係 (豊浦標準砂、砂  
 層厚さ3cm)

## 3.4. 砂質土の力学モデル

前節の考えかたに従って簡単な理論を組立ててみよう。砂あるいは粗粒土に載荷すると、前節に述べた粒体構造変化と粒子の弾性変形が起る。粒子の表面摩擦あるいはさらに進んだ破碎については考えないことにする。すなわち、これらが無視できる荷重範囲内で考察する。

以上の考察により、側方拘束状態におかれたある一定体積の砂質土の力学的性質を図-I.5のようなモデルで表現し得るものと仮定する。ここで  $E$  はその砂質土塊中の土粒子群の弾性を示すもので、 $F$  は弾性変形を妨げる粒子相互による摩擦を表わす。 $G$  は粒体構造変化を起すに要する抵抗力を表わし、いわゆる interlocking 現象に関与するものである。以下においては  $G$  をガタと称することにする。以上の3要素の力学的性質を次のように仮定する。

- 1) 要素  $E$  弾性要素は厳密にいえば線型ではないが、その非線型度はあまり大きくないと思われる。また取扱いの点から非線型では不便である。ゆえにここでは応力、ヒズミ

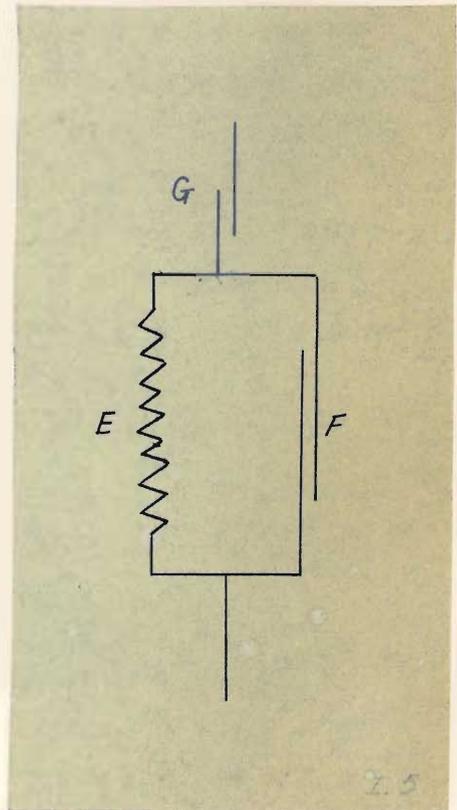


図-I.5 砂質土の力学モデル

にかかわらず一定のばね

常数をとるものとし、そのばね常数を  $E$  とする。

- 11) 要素  $F$  これは粒子間摩擦であるから、当然粒子間の接触圧力に関係するであろう。その関数関係としては、粒

子間接触圧力が加圧応力に比例するものと考えるのが、もつとも簡単であり、またあまり非常識でもなさそうである。従つて摩擦力  $F$  も加圧応力に比例するものと仮定する。すなわち、加圧応力を  $\sigma$  とすると  $F = \mu \sigma$  となる。こゝで  $\mu$  は粒度、粒形、粒子表面粗度などによつて定まる摩擦係数である。

iii) 要素  $G$  これは構造の疎密あるいは間隙比に関連するものである。従つて外力による構造変化すなわちガタの減少は間隙比の関数である。ここでは間隙比の関数とする代りに次のように考える。いま一定の試料をその最大間隙状態<sup>20)</sup> (最大間隙比  $e_{max}$ ) から圧縮して最小間隙状態  $e_{min}$  に達するまでに  $\epsilon_{max}$  (以下  $\epsilon_m$  とかく) だけ変位あるいは沈下するものとする。試料の状態は一般に両極端状態にはないから、任意の状態を最大間隙状態からの沈下  $\epsilon$  で表わすと、 $0 < \epsilon < \epsilon_m$  である。

さて初期状態にある砂質土の要素  $G$  を変形させるための抵抗を  $G_1$  とし (添字の 1 は第 1 回の荷重段階を示す)  $G_1$  を沈下量  $\epsilon$  の関数であるとする。初期状態の  $\epsilon$  を  $\epsilon_0$  とすると  $G_1(\epsilon)$  は次の条件を満足するものでなければならない。

$$\left. \begin{aligned} G_1(\epsilon_0) &= 0 \\ G_1(\epsilon_m) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (I.6)$$

この第 1 式の右辺が零であることは初期状態において沈下抵抗が極めて小さいことを意味するものである。また各繰返し段階の初期、すなわち荷重零のときの  $G$  (荷重段階数を  $i$  として  $G_i$  で表わす) も同様に零と考える。それは各段階とも弾性復元により、構造はある程度ゆるめられると考えられるからである。 $\epsilon$  の変化に対し、 $\epsilon (\epsilon_0 \leq \epsilon < \epsilon_m)$  が小さいならば  $G_i(\epsilon)$  はあまり大きく

ないが、 $\varepsilon$ の増加とともに $G_i(\varepsilon)$ は急速に増大するのである。式(I.6)は第 $i$ 回の載荷時すなわち $i=1$ のとき $\varepsilon$ の極限においては沈下抵抗は極端に大きくなることを意味する。

以上の考えから一般に $G_i(\varepsilon)$ について式(I.6)と同様に次式を仮定する。

$$\left. \begin{aligned} G_i(\varepsilon_{i-1}) &= 0 \\ G_i(\varepsilon_m) &= 0 \quad i=1,2,3,\dots \end{aligned} \right\} \text{(I.7)}$$

ここで $i$ 回目には初期状態は $\varepsilon_{i-1}$ であるとした。式(I.7)を満足する $G_i$ として次式を仮定する。

$$G_i(\varepsilon) = A \frac{\varepsilon - \varepsilon_{i-1}}{\varepsilon_m - \varepsilon}, \quad (\varepsilon_{i-1} \leq \varepsilon < \varepsilon_m) \text{(I.8)}$$

ここで $A$ は $\varepsilon = \frac{1}{2}(\varepsilon_{i-1} + \varepsilon_m)$ における沈下抵抗を表わす。応力が零から次第に増加するとき、常に $G_i(\varepsilon)$ と釣り合いながらガタ沈下が起るとすると、ガタの変化は上式から容易に計算できる。このようにして第 $i$ 回の荷重載荷によつて $\varepsilon$ が $\varepsilon = \varepsilon_i$ なる状態まで沈下し、そこから応力を減少させる場合、減力時にはガタの変化はないとする。そうすれば $\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}$ なる永久沈下が残ることになる。

3要素の性質は以上のように仮定するが、さらに1つの仮定をつけ加える。それは応力と沈下量との関係を求めるに当つて、弾性 $E$ による沈下とガタ $G$ による沈下とは独立に起り、全沈下量はそれらの和で表わされるものとするのである。従つてガタ沈下の計算においては弾性沈下は考慮しないわけである。

### 3.5. 力学モデルの荷重-沈下量特性

前節の力学モデルに繰返し荷重を作用させた場合の荷重-沈下量特性を求めよう。

## 1) 第1回目の加圧

(第1回目の載荷過程において要素Gの初期状態を $\varepsilon_0$ 。(最大間隙状態からの沈下量を意味する) 応力 $\sigma$ における沈下量を、最大間隙状態から測つて $\varepsilon$ で表わすと、 $\sigma$ とガタの沈下との関係は次式で示される。

$$\sigma = G(\varepsilon) = A \frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_m - \varepsilon} \quad \text{..... (I.9)}$$

弾性沈下について応力 $\sigma$ によつてばねが $\varepsilon_0$ だけ変形するものとすれば、次式が得られる。

$$\sigma = E\varepsilon_0 + F = E\varepsilon_0 + \mu\sigma \quad \text{..... (I.10)}$$

全沈下量を $\delta_1$ 、載荷後のガタによる沈下量を $\varepsilon_{g1}$ とすれば

$$\delta_1 = \varepsilon_0 + \varepsilon_{g1} = \varepsilon_0 + (\varepsilon - \varepsilon_0)$$

$$= \frac{1-\mu}{E}\sigma + \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\sigma + A}\sigma \quad \text{..... (I.11)}$$

となる。応力を $\sigma = \bar{\sigma}$ まで上げるとき、全沈下量を $\bar{\delta}_1$ 、弾性沈下量を $\bar{\varepsilon}_0$ 、ガタ沈下量を $\bar{\varepsilon}_{g1}$ とすれば

$$\bar{\delta}_1 = \bar{\varepsilon}_0 + \bar{\varepsilon}_{g1} = \frac{1-\mu}{E}\bar{\sigma} + \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\bar{\sigma} + A}\bar{\sigma} \quad \text{..... (I.12)}$$

この状態から荷重を除去してゆく過程を考える。 $\sigma = \bar{\sigma}$ の状態では実際にばねに作用する応力は $\bar{\sigma} - \mu\bar{\sigma}$ であつて、ついで荷重を漸次除去すると摩擦力が逆向きに作用するから弾性沈下は直ちに復元することはできない。復元し始める荷重応力を $\sigma$ とすると、これと摩擦応力との和がばね応力に釣り合うはずである。従つて $\bar{\sigma} - \mu\bar{\sigma} = \sigma + \mu\sigma$ あるいは $\sigma = \frac{1-\mu}{1+\mu}\bar{\sigma}$ が成立つ。従つて減荷過程では次式が得られる。

$$\varepsilon_0 = \begin{cases} (1-\mu) \bar{\sigma} / E & (\frac{1-\mu}{1+\mu} \bar{\sigma} \leq \sigma \leq \bar{\sigma}) \\ (1+\mu) \sigma / E & (0 \leq \sigma \leq \frac{1-\mu}{1+\mu} \bar{\sigma}) \end{cases} \quad (\text{I.13})$$

一方ガタ沈下は復元しないから次のようになる。

$$\varepsilon_{g1} = \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\sigma + A} \sigma \quad (\text{I.14})$$

従って

$$\delta_1 = \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\sigma + A} \sigma + \begin{cases} (1-\mu) \bar{\sigma} / E & (\frac{1-\mu}{1+\mu} \bar{\sigma} \leq \sigma \leq \bar{\sigma}) \\ (1+\mu) \sigma / E & (0 \leq \sigma \leq \frac{1-\mu}{1+\mu} \bar{\sigma}) \end{cases} \quad (\text{I.15})$$

全荷重を除去すれば  $\sigma = 0$  で、この際の沈下量を  $\delta_{p1}$  とすれば

$$\delta_{p1} = \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\sigma + A} \sigma \quad (\text{I.16})$$

これが第1回の加圧除去後の永久沈下量である。

ii) 第2回目の加圧

応力  $\sigma$  をふたたび零より増大せしめると、要素 E, F については上記と同様にして次式を得る。

$$\varepsilon_0 = (1-\mu) \sigma / E \quad (0 \leq \sigma \leq \bar{\sigma}) \quad (\text{I.17})$$

一方要素 G については、初期状態  $\varepsilon_1$  (最大間隙状態からの沈下量) は

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_0 + \delta_{p1} = \varepsilon_0 + \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\sigma + A} \sigma = \frac{\varepsilon_m \bar{\sigma} + \varepsilon_0 A}{\sigma + A} \quad (\text{I.18})$$

である。この  $\varepsilon_1$  を式 (I.8) に適用すれば第1回目の計算と同様にして第2回目の加圧のみによるガタ沈下量  $\varepsilon_{g2}$  は

$$\varepsilon_{g2} = \frac{\sigma \varepsilon_m + A \varepsilon_1}{\sigma + A} - \varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_1}{\sigma + A} \sigma \quad (0 \leq \sigma \leq \bar{\sigma}) \quad (I.19)$$

従つて第2回目の加圧のみの全沈下量  $\delta_2$  は式 (I.17) (I.19) より

$$\delta_2 = \varepsilon_0 + \varepsilon_{g2} = (1 - \mu) \frac{\sigma}{E} + \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_1}{\sigma + A} \sigma \quad (0 \leq \sigma \leq \bar{\sigma}) \quad (I.20)$$

$\sigma = \bar{\sigma}$  においては

$$\bar{\delta}_2 = \bar{\varepsilon}_0 + \bar{\varepsilon}_{g2} = \frac{1 - \mu}{E} \bar{\sigma} + \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_1}{\bar{\sigma} + A} \bar{\sigma} \quad (I.21)$$

減荷過程では

$$\varepsilon_0 = \begin{cases} (1 - \mu) \frac{\bar{\sigma}}{E} & (\frac{1 - \mu}{1 + \mu} \bar{\sigma} \leq \sigma \leq \bar{\sigma}) \\ (1 + \mu) \frac{\sigma}{E} & (0 \leq \sigma \leq \frac{1 - \mu}{1 + \mu} \bar{\sigma}) \end{cases} \quad (I.22)$$

$$\varepsilon_{g2} = \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_1}{\sigma + A} \sigma \quad (I.23)$$

従つて

$$\delta_2 = \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_1}{\sigma + A} \sigma + \begin{cases} (1 - \mu) \frac{\bar{\sigma}}{E} & (\frac{1 - \mu}{1 + \mu} \bar{\sigma} \leq \sigma \leq \bar{\sigma}) \\ (1 + \mu) \frac{\sigma}{E} & (0 \leq \sigma \leq \frac{1 - \mu}{1 + \mu} \bar{\sigma}) \end{cases} \quad (I.24)$$

全荷重を除去すれば、永久沈下量  $\delta_{p2}$  が次式で与えられる。

$$\delta_{p2} = \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_1}{\sigma + A} \sigma \quad (I.25)$$

第3回以下も同様に計算することができる。

以上の結果から応力と沈下量との関係の傾向を図示すると図-I.6 のようになる。

図-I.6 において、 $\delta_{p1} > \delta_{p2} > \delta_{p3} > \dots$  あるいは  $\bar{\delta}_1 > \bar{\delta}_2 > \bar{\delta}_3 > \dots$  などが成立することは  $\varepsilon_0 < \varepsilon_1 < \varepsilon_2 < \dots$

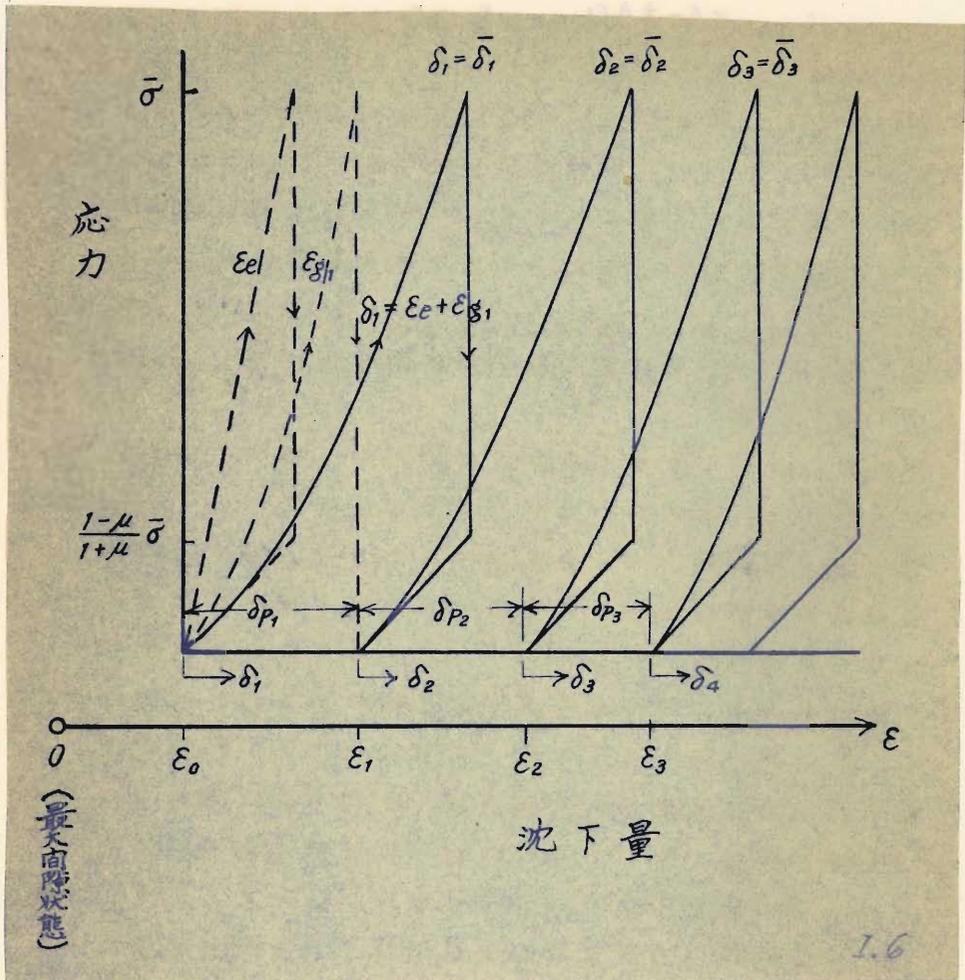


図 - I.6 理論による応力と沈下量との関係

および式 (I.16) , (I.25) あるいは式 (I.12) , (I.21) などを用いて容易に証明することができる。

以上に述べた繰返し圧縮理論は、3.3に述べた実験結果の5つの特性を少なくとも定性的に説明することが可能である。しかし土の性質をこのような単純なモデルで表現することはもちろん不十分で、完全なモデルはさらに複雑なものとなるであろう。

## 3. 6. 結 び

本章では側方拘束試料の静的繰返し載荷実験を行って応力-変形量特性を明らかにし、その結果について理論的解析を加えた。本章の理論は砂の簡単な力学モデルから出発するものであるが、実験結果の説明に十分役立つとともに次章に述べるようにこれをさらに拡張した理論は側方不拘束土の締固めの解析においても有力な役割を果すのである。

## 第 4 章 静荷重による側方不拘束土の締固めに関する研究

## 4. 1. 概 説

前章においては側方拘束土の締固めに関する研究結果を述べた。それは締固めの性状の基本的研究として意義を有するが、現場締固めへの応用すなわち側方拘束土に関する実験結果を現場転圧へ関連させるといふ観点にたてば、次に述べる諸点からいつて不十分であるといわねばならない。すなわち一般に側方拘束試験は小型の容器内で行われるので、試料の締固め度はすみずみまでほぼ均一に進むが、現場締固め施工においては盛土全体を均一に締固めることは不可能である。そこで本章に述べる研究は両者の間を結ぶため側方不拘束土について行つた室内実験であつて、締固めによる土中の密度変化および密度分布を究明するための側方不拘束状態の砂質土の締固め実験および実験結果の解析のために前章の力学モデルを用いた理論的研究から成つている。

実験的研究としては試験土層表面に寸法の異なる3種の載荷板を介して載荷したときの試料の移動を写真にとつて密度変化および密度分布を求めた。

また理論的研究としては試料の構造に対して前章の力学モデルを拡張して、側方不拘束土における応力-ヒズミ関係を導入するとともに、O.K. Frolich の応力分布式を用いて

土中の変形量分布を求め、これから密度分布を算定した。

理論結果は実験結果とよく一致するが、理論的考察に必要な土の応力集中係数および表面荷重反力分布についても考察した。

4. 2. 実験方法

実験に用いた土は神戸大学土木工学教室の校庭から得たもので、その粒度試験 (JIS A 1204) の結果は図 - I.7 に示す通りである。

試料はアメリカの公道局 (P.R.A.) の三角座標分類によれば砂である。

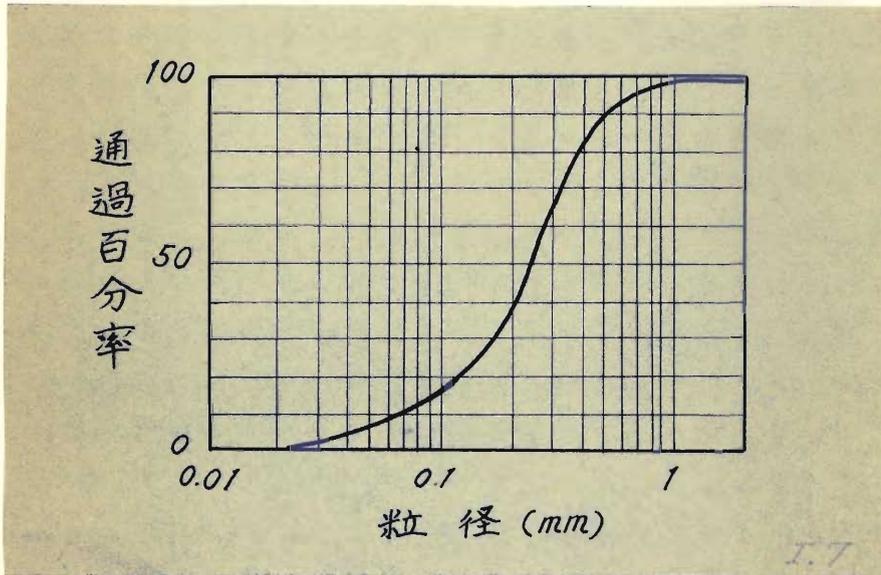


図 - I.7 試料の粒度加積曲線

側方不拘束状態で締固めを行うため、内のり高さ 500 mm, 幅 500 mm, 奥行 90 mm の木製容器内に上記の試料を入れ、試料上面中央部に小寸法の載荷板を載せて荷重を加えた。載荷板は鋼製で、その寸法は次のようである。

載荷板	A	幅	88.6 mm,	奥行	88.6 mm,	厚さ	10 mm
	B	"	$\frac{3}{4} \times 88.6$ mm,	"	88.6 mm,	"	10 mm
	C	"	$\frac{1}{2} \times 88.6$ mm,	"	88.6 mm,	"	10 mm

載荷板の奥行は、上記のように、容器のそれとほとんど同一にしたから奥行の方向には土の移動が起らないものと思われ、従つて2次元載荷状態として考察した。

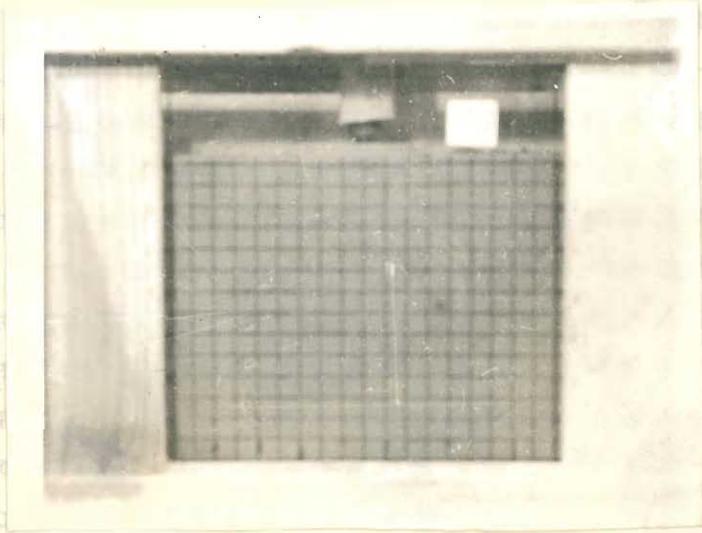
載荷装置は三軸圧縮試験装置の加圧装置を利用し、特殊のレバーによつて載荷板上に静荷重を加えるようにしたものである。締固め分布をみるため、木製容器の正面中央上部を切り取り、 $270\text{mm} \times 270\text{mm}$ のガラス板をとり付け、試料の正面部に縦横それぞれ $1.5\text{cm}$ 刻みに網目の印を入れて、各荷重段階における網目の変形の様子を写真にとつた。試料に網目を入れる方法は2,3の予備実験を経て次の方法を採用した。すなわち、容器に試料を詰めるとき、できるだけ均一に詰めるため、各層に入れる砂の量を一定量に秤量しそれを一定厚さに締固めるが(含水比 $9.18\%$ 、初期乾燥密度 $1.49/\text{cm}^3$ )、この状態でガラス板を取りはずしても土は崩れないから、この正面部を水平にして、墨のついた糸を張つて縦横に直線を記した。

以上のような準備をして、3種の載荷板について平均荷重強度 $q_0 = 0, 0.55, 1.11, 1.67, 2.22, 2.78\text{kg}/\text{cm}^2$ における締固め状況を写真にとつた。

#### 4.3. 実験結果

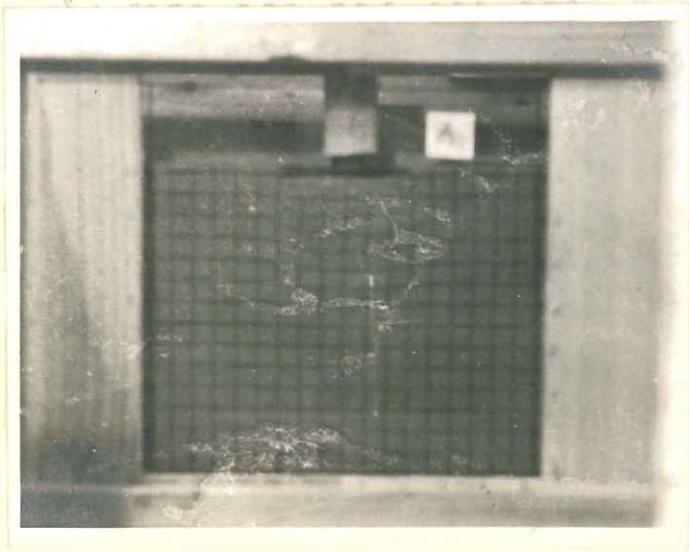
実験結果として、載荷板A, B, Cについてそれぞれ写真-I.1, I.2, I.3のような記録を得た。ここでその1, その2.....とあるのはそれぞれ荷重強度 $q_0 = 0, 0.55, 1.11, 1.67, 2.22\text{kg}/\text{cm}^2$ における記録であることを示す。

と入るおとすおとすの窓。よくよくして、お開きの窓を開  
く。おとすおとすの窓。よくよくして、お開きの窓を開  
く。おとすおとすの窓。よくよくして、お開きの窓を開

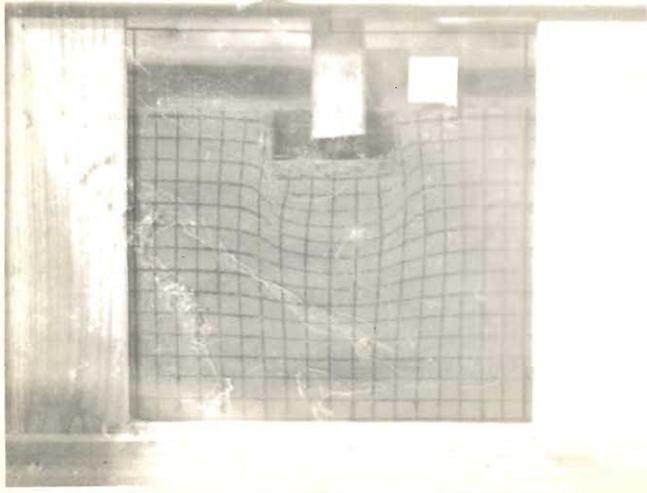


その1

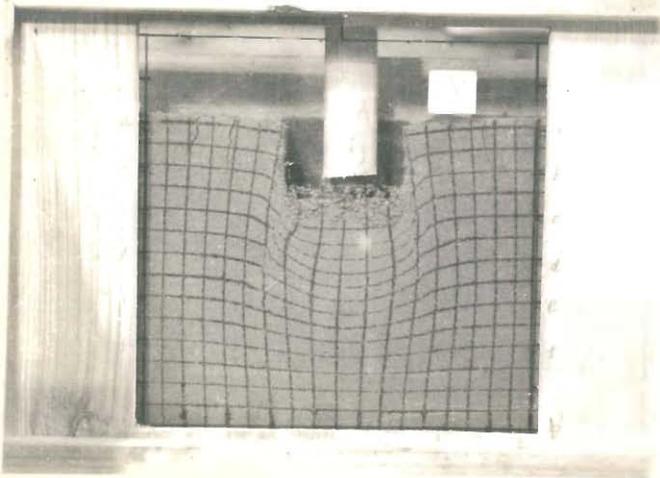
おとすおとすの窓。よくよくして、お開きの窓を開  
く。おとすおとすの窓。よくよくして、お開きの窓を開  
く。おとすおとすの窓。よくよくして、お開きの窓を開



その2

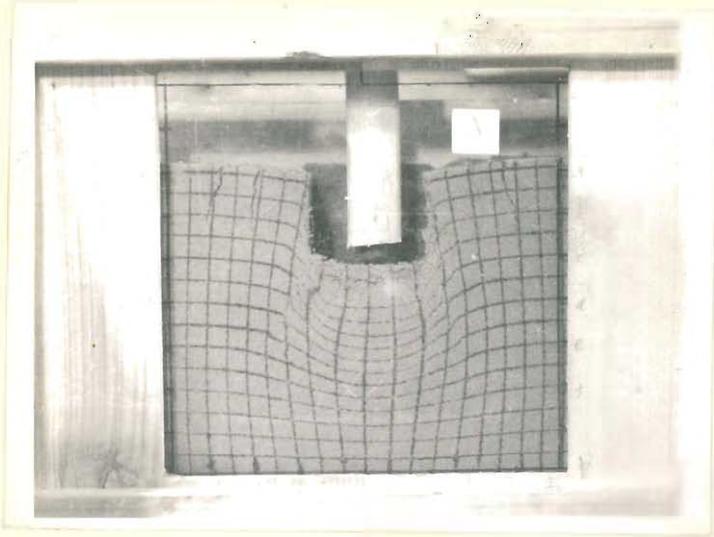


その3 805



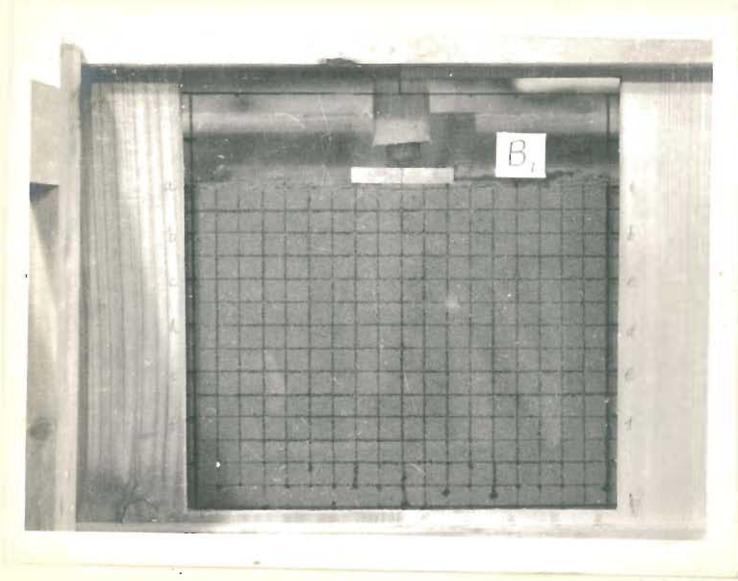
その4

I-27 85-1

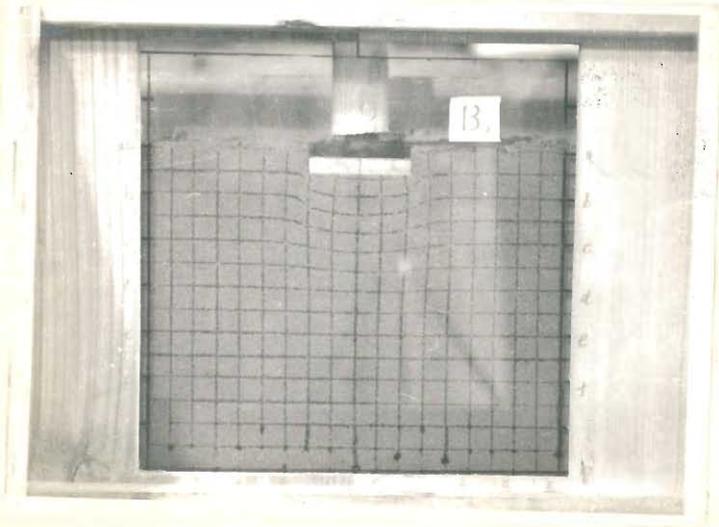


その5

写真 I.1 载荷による  
試料内部の变形状況  
( 载荷板 A )

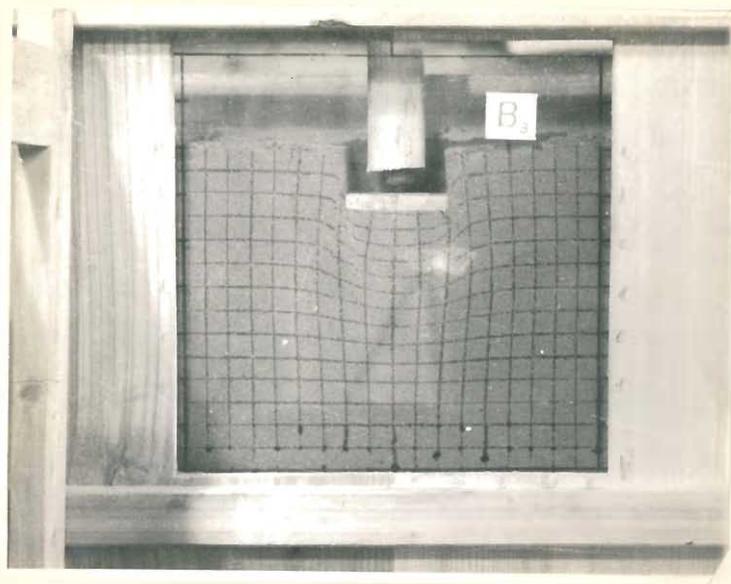


その1

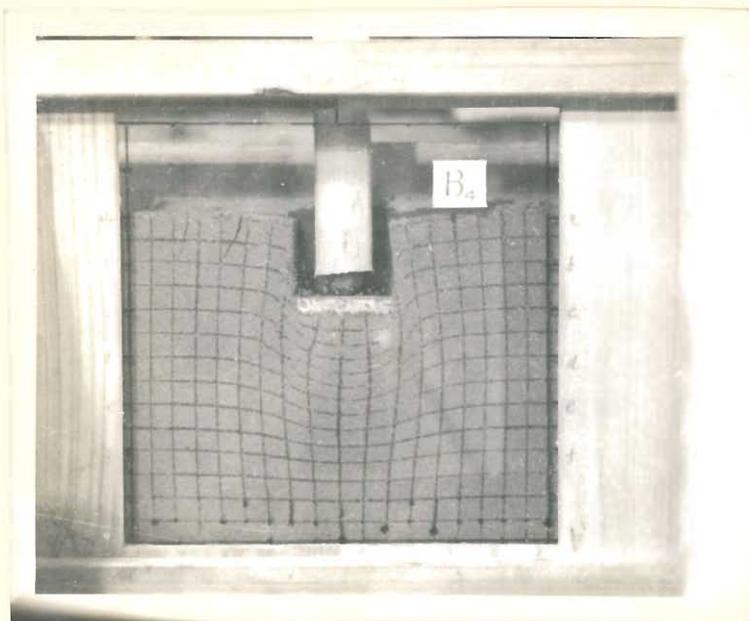


その2

I-29

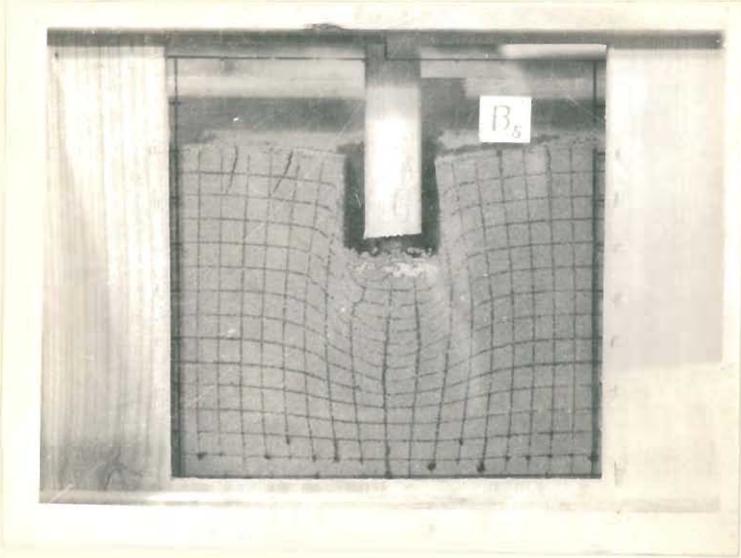


その3 I-30



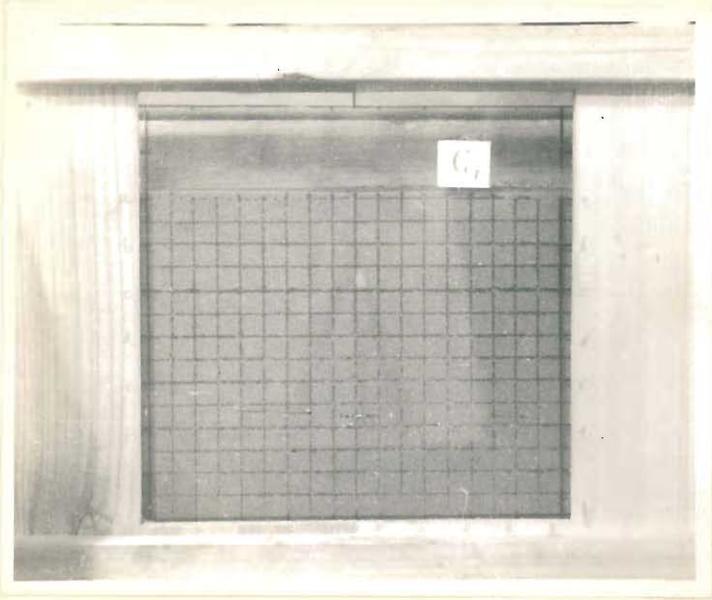
その4 S O 3

I-30 95-1

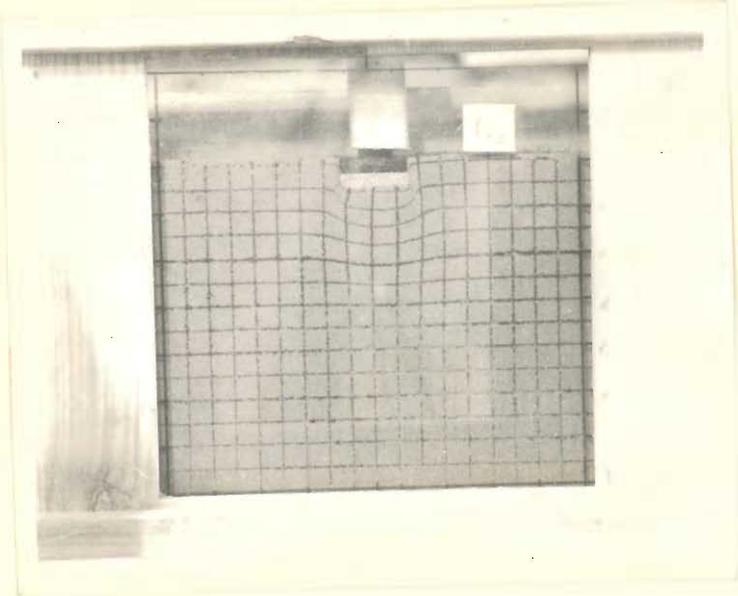


その5 107

写真-I 2 球荷による  
試料内部の変形状況  
(載荷板 B)

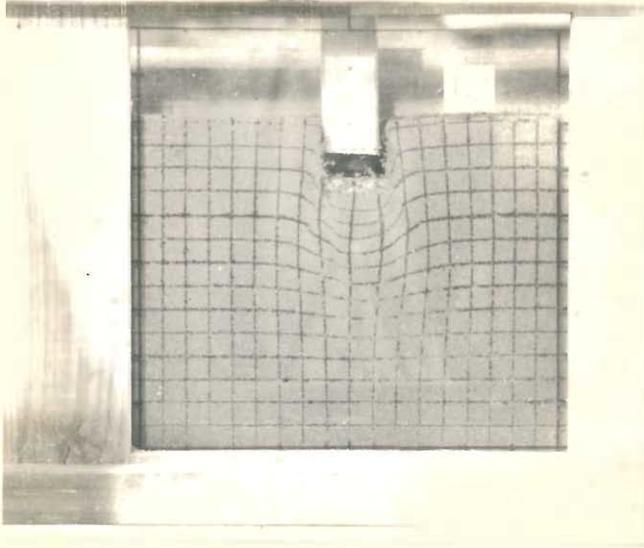


その1

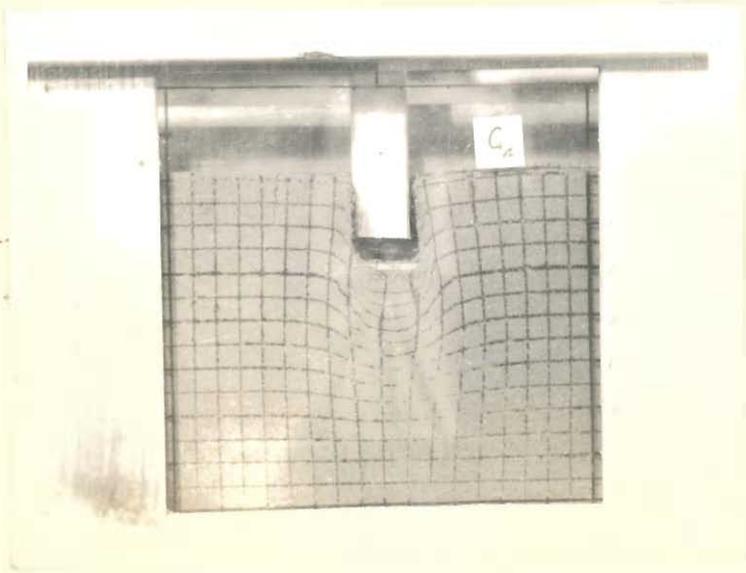


その2

I-32

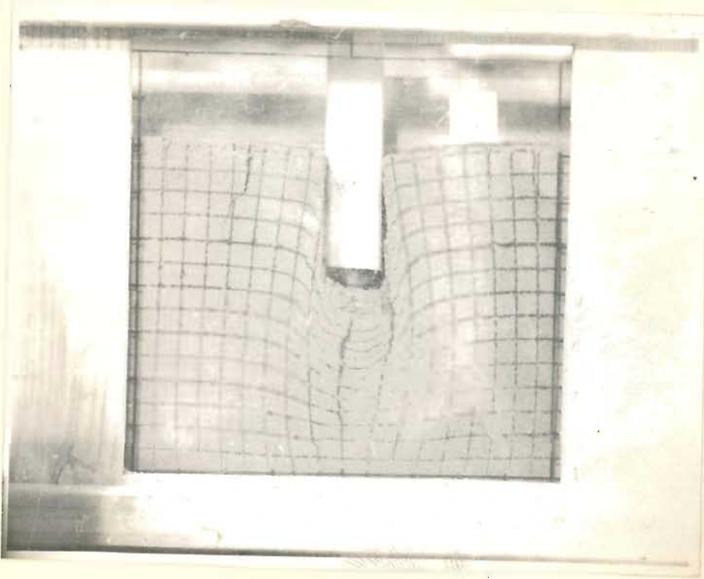


その 3



その 4

I-33



その5

写真 - I.3 載荷による  
試料内部の変形状況  
( 載荷板 C )

写真によると、荷重増加とともに載荷板直下から次第に周囲へ締固められてゆく状況が明白である。

写真記録の整理は次のようにした。各記録について、変形した網目の1つ1つについてプラニメータによつて面積を求め、載荷前の正方形網目の面積との比を計算した。前述のように本実験では試料の移動は近似的に2次元的であるとみなされるから、試料の容積変化比は面積変化比に等しい。従つて、

$\gamma_{d0}$  : 初期乾燥密度

$\gamma_d$  : ある荷重段階における乾燥密度

$A_0$  : 初期における網目1こまの面積

$A$  : ある段階における網目1こまの面積

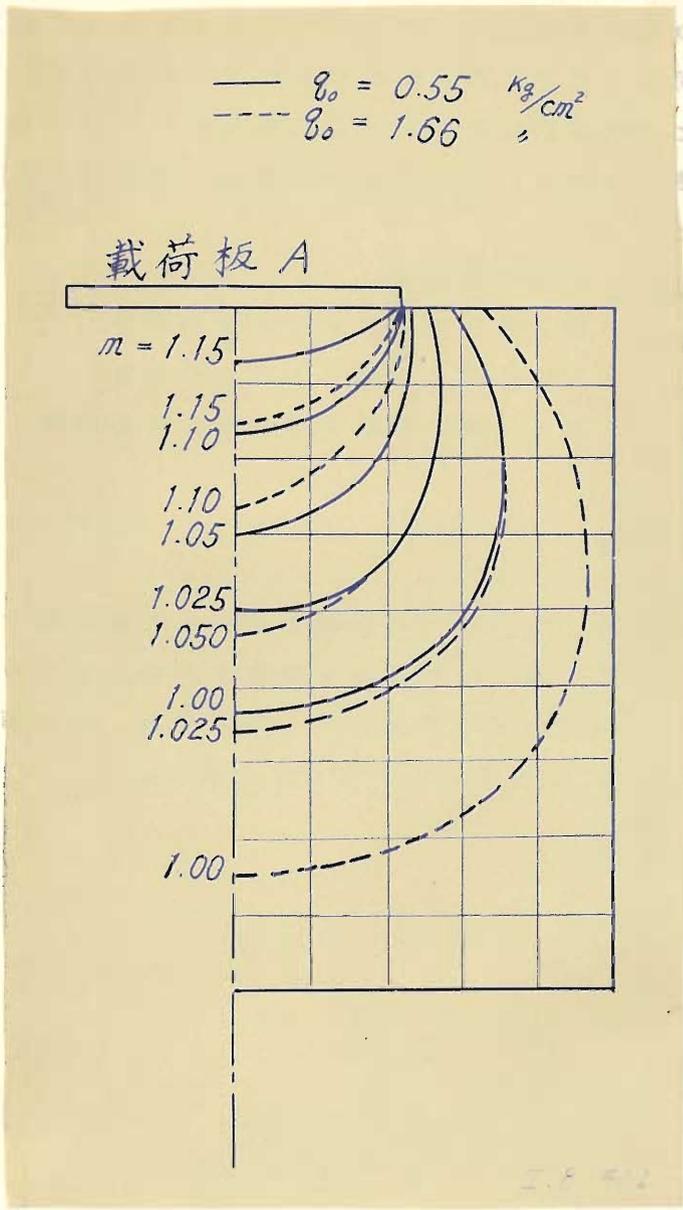
とすると

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{d0}} = \frac{A_0}{A} \dots\dots\dots (I.35)$$

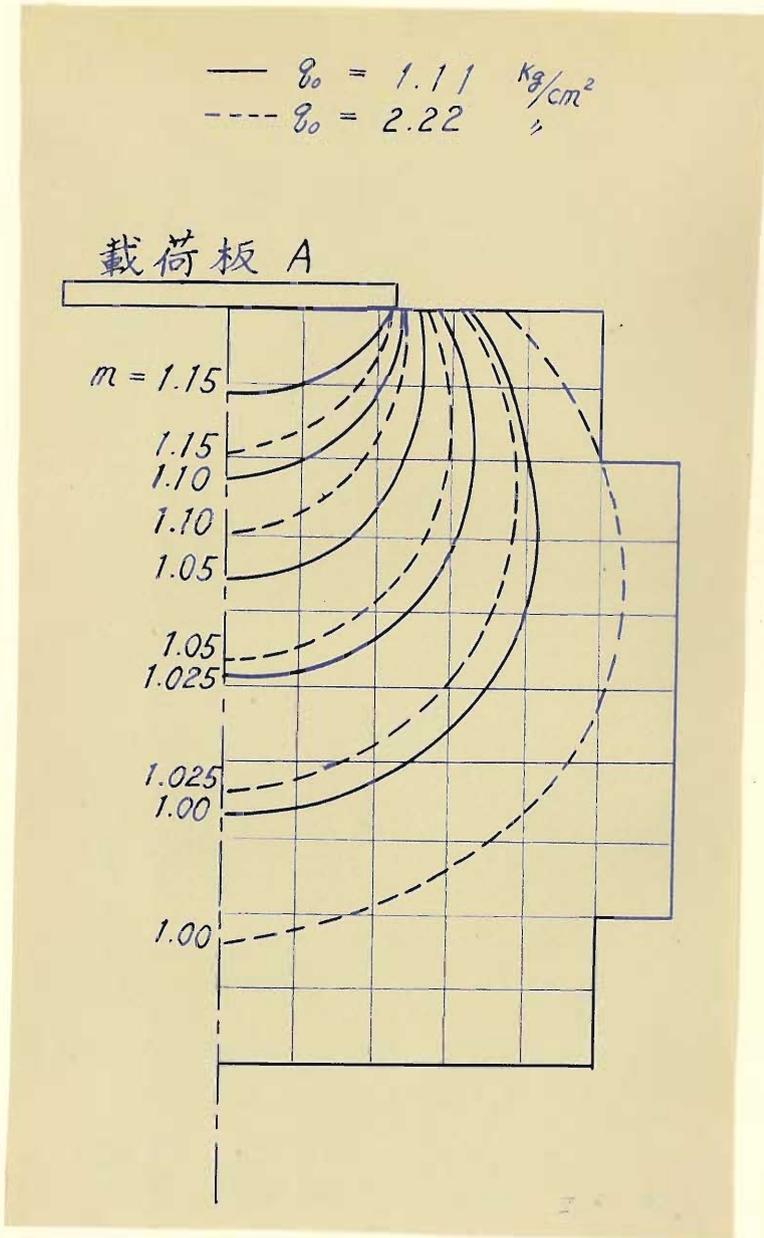
である。すなわち、乾燥密度の比は面積の比に逆比例する。

式 (I.35) によつて写真記録を整理すれば、土中の密度変化あるいは密度分布を求めることができる。その結果は図 - I.8, I.9, I.10 に示す通りである。

この図は、下向き均等荷重  $q_0$  の作用する、長さ  $l$  の自由端に固定された梁のたわみ曲線を示す。たわみ  $w$  は、自由端で最大となり、固定端でゼロとなる。たわみ曲線の式は、 $w = \frac{q_0 x^2}{24EI} (l-x)^2 (3x-l)$  である。

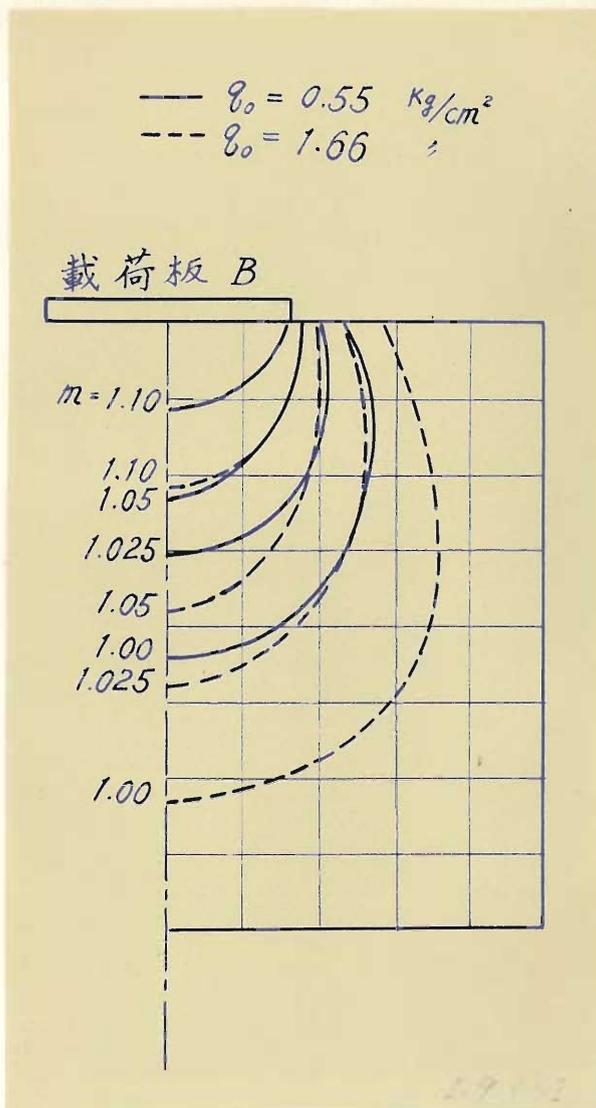


その 1  $q_0 = 0.55, 1.66 \text{ kg/cm}^2$



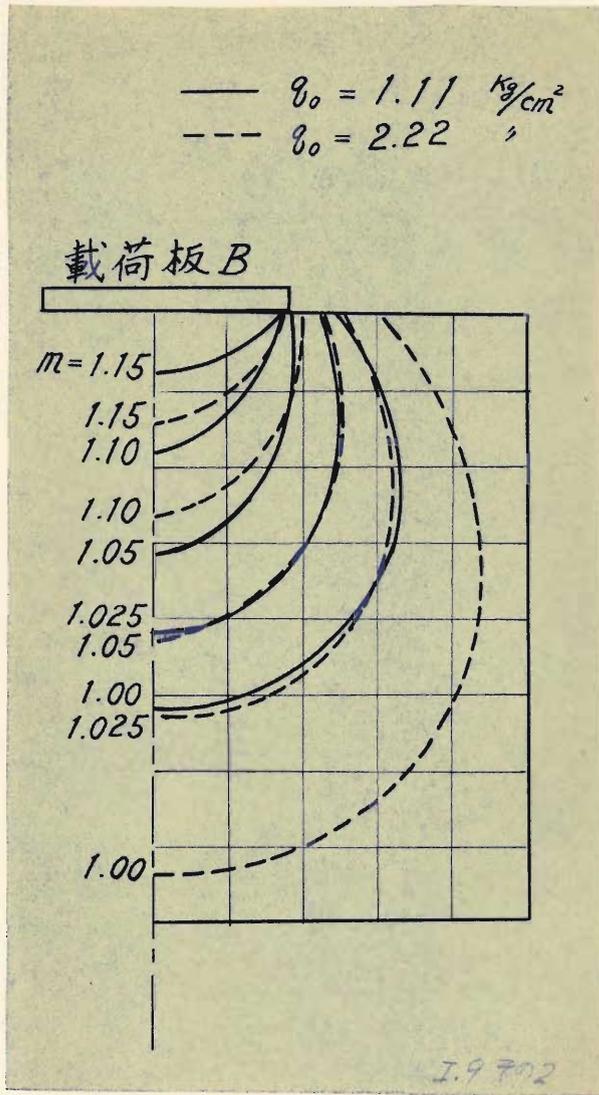
その 2  $q_0 = 1.11, 2.22 \text{ kg/cm}^2$

図 - I. 8 実測による等密度線  
( 載荷板 A )



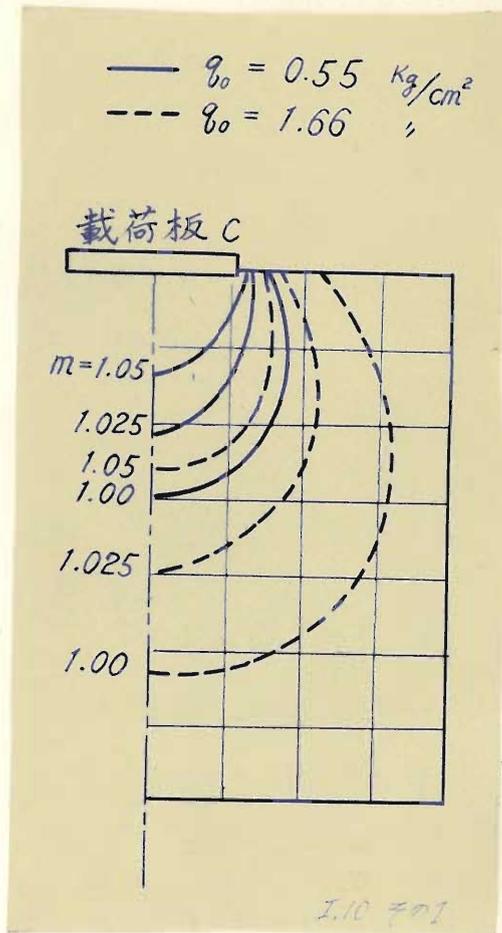
その1  $q_0 = 0.55, 1.67 \text{ Kg/cm}^2$

実測値より

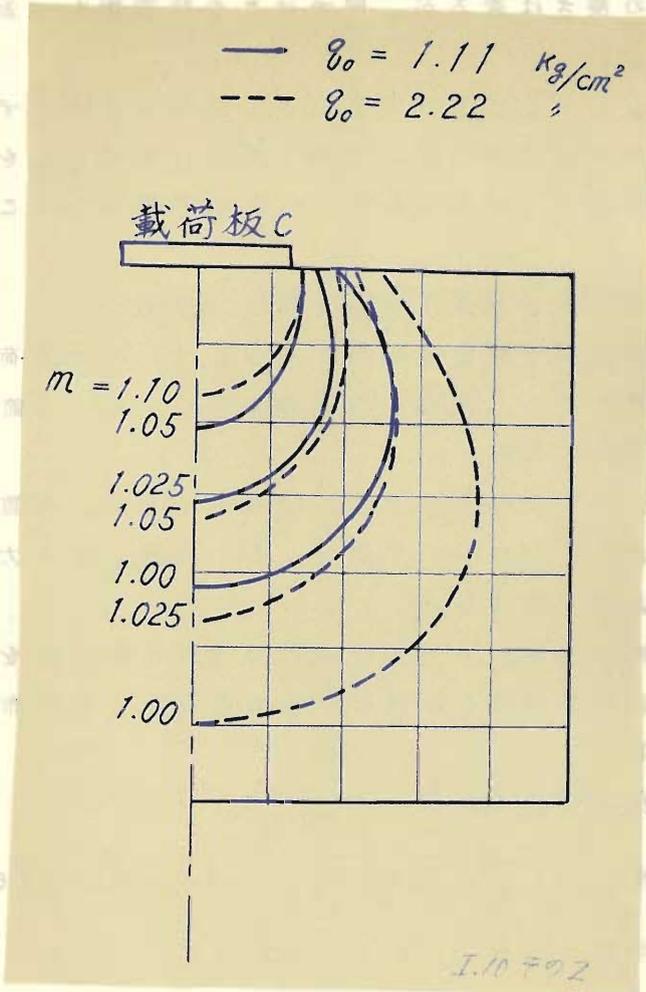


その 2  $q_0 = 1.11 . 2.22 \text{ kg/cm}^2$

図 - I.9 実測による等密度線  
( 載荷板 B )



その 1  $q_0 = 0.55, 1.67 \text{ kg/cm}^2$



その 2  $q_0 = 1.11, 2.22 \text{ kg/cm}^2$

図 - I.10 実測による等密度線  
(載荷板 C)

図 - I.8 ~ I.10 はそれぞれその 1 とその 2 から成っているが、その 1 は荷重段階  $q_0 = 0.55$  および  $1.67 \text{ kg/cm}^2$  の場合、その 2 は  $q_0 = 1.11$  および  $2.22 \text{ kg/cm}^2$  の場合を示した。図中の目盛は縦横とも便宜上 2 の間隔にとり、図中の数字は乾燥密度変化率  $m = \gamma_d / \gamma_{d0}$  を表わしている。荷重段階によ

つて載荷板の深さは変るが、図ではこの載荷面を一致させて描いてある。

図 - I.8, I.9, I.10 によれば、等密度線はいずれも圧力球根のように円弧に近い曲線である。等密度線をみれば、締固め効果の拡がり方あるいは到達範囲を知ることができる。

#### 4.4. 表面載荷による側方不拘束土の応力分布

上述の実験結果を解析する第一歩として、表面載荷による側方不拘束土の応力分布を求める必要がある。本節ではこの問題を考えてみる。

載荷板と土との接触面における圧力の分布は、荷重の分布、その大きさ、載荷板の大きさ、形、剛性、土の力学的性質などによつて異なる。

弾性理論によれば、一様な半無限弾性体に剛性板を押しつけるときは板は等沈下をなし、その接触面圧力分布は次のようになる。<sup>21)</sup>

長い帯状板 (半幅  $b$ ) :

$$q(x) = \frac{2}{\pi \{1 - (x/b)^2\}^{1/2}} q_0, \quad (-b \leq x \leq b) \quad (I.36)$$

円形板 (半径  $a$ ) :

$$q(r) = \frac{1}{2 \{1 - (r/a)^2\}^{1/2}} q_0, \quad (0 \leq r \leq a) \quad (I.37)$$

ここに  $q_0$  は平均荷重強度、 $x, r$  はそれぞれ板の中心を原点として横方向および半径方向にとつた座標である。この分布は中央で最小、両端で無限大となる。粘着性の大きい粘土層ではこれに近い分布を示すが、両端の反力はせん断による流動が起るため無限に大きくはならない。<sup>22)</sup> 粘性のない砂地盤では、両端附近で直ちに流動が起るため反力はきわめて小さく、中央の反力がかえつて大きくなる。<sup>23, 24)</sup> この分布は長い帯状板 (半幅  $b$ ) については図 - I.11 に

示す次式：

$$q(x) = \frac{3}{2} \left(1 - \frac{x^2}{b^2}\right) q_0, \quad (-b \leq x \leq b) \dots\dots\dots (1.38)$$

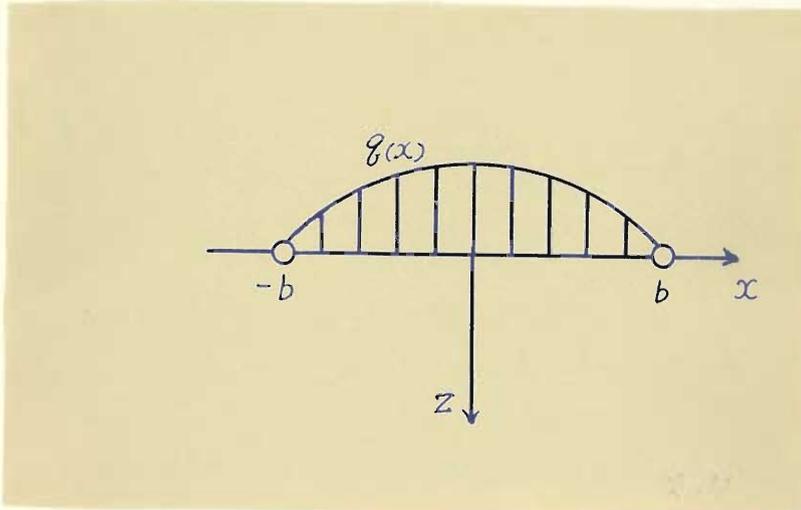


図 - I.11 带状放物線分布荷重

のような2次放物線で近似することができる。ここで係数  $3/2$  は全荷重が等分布  $q_0$  のときの全荷重に等しくなるようにつけたものである。

一方接触面圧力分布および大きさが与えられれば、土中の任意の点に生ずる応力は普通弾性理論に基づいて近似的に計算することができる。しかし、精度を高めるためには応力集中の現象を考慮に入れなければならない。これは O.K. Frölich の理論に基づいて計算することができる。

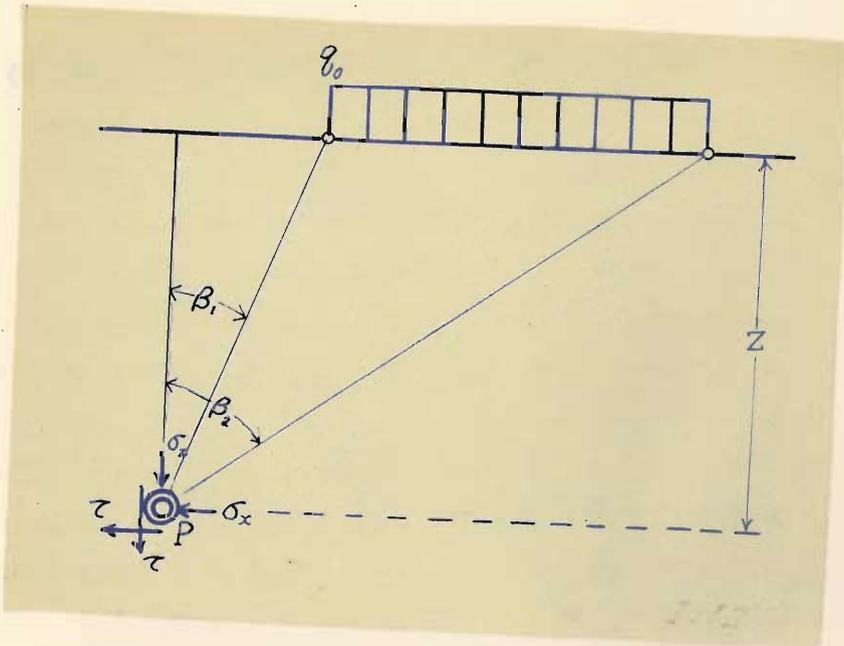


図 - I.12 带状等分布荷重による応力状態

O.K.Frolichによれば、図 - I.12 に示すような带状等分布荷重による土中の一点  $p$  における応力は次式の通りである。

$$\sigma_z = \bar{v} q_0 \int_{\beta_1}^{\beta_2} \cos^{v-1} \theta \cdot d\theta \dots\dots\dots (I.39)$$

$$\sigma_x = \bar{v} q_0 \int_{\beta_1}^{\beta_2} \cos^{v-3} \theta \cdot \sin^2 \theta \cdot d\theta \dots\dots (I.40)$$

$$\tau = \bar{v} q_0 \int_{\beta_1}^{\beta_2} \cos^{v-2} \theta \cdot \sin \theta \cdot d\theta \dots\dots (I.41)$$

ただし、 $\sigma_z$ 、 $\sigma_x$  および  $\tau$  は図 - I.12 に示すような垂直応力およびせん断応力で、 $\beta_1$ 、 $\beta_2$  は点  $p$  と荷重両端を結ぶ線と鉛直線との交角である。 $\bar{v}$  はいわゆる集中係数  $v$  の関数で、 $v=1\sim6$  に対して次のような値をとる。

$\nu$	1	2	3	4	5	6
$\frac{\nu}{\nu}$	$\frac{1}{\pi}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{2}{\pi}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{8}{3\pi}$	$\frac{15}{16}$

従つて  $\nu$  の値が与えられれば、点  $p$  における応力を計算することができる。

式 (I.38) のような帯状放物線分布荷重が作用するときは、式 (I.39) ~ (I.41) の  $q_0$  のかわりに式 (I.38) の  $q(x)$  を代入したものを計算して応力分布を得ることができる。もちろん  $q(x)$  は積分記号内に入り、その積分演算は一般には困難である。

#### 4.5. 側方不拘束土の応力-ヒズミ関係

側方不拘束土の土中密度変化を求めるためには、前節の応力分布のほかに応力-ヒズミ関係を知る必要がある。しかるに、本文で取扱うような不飽和の砂質土に関する応力-ヒズミ関係については従来あまり研究が行われなかつたようである。ただ僅かに一次元圧縮における応力-ヒズミ関係が若干の人々によつて発表されているに過ぎない。いずれにしても、側方不拘束土の応力-ヒズミ関係に立入るまえに、1次元圧縮をうける側方拘束土のそれを眺めるのが順序であらう。

##### i) 側方拘束土の応力-ヒズミ関係の導入

1次元圧縮が問題となるような側方拘束土の応力-ヒズミ関係については若干の研究がなされている。すなわち T.Mogami は前章のはじめに記したような研究によつて次式を得た。(26)

$$\sigma = \varepsilon (C_1 + C_2 \varepsilon) \dots \dots \dots (I.42)$$

ただし、 $\sigma$  は応力、 $\varepsilon$  はヒズミ (あるいは変形量) 、

$C_1$ 、 $C_2$  は常係数である。

また T.Tani は耐火煉瓦の原料の締固めの研究によつて

次式を得た。<sup>27)</sup>

$$\sigma = c \varepsilon^n \quad \text{..... (I.43)}$$

ただし、 $c, n$ は実験によつて定まる係数である。

G. Kuno はヒズミのかわりに間隙比を用いて

$$e = e_0 - c_0 \log \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad \text{..... (I.44)}$$

なる関係を得た。<sup>28)</sup>ここに、 $e, e_0$ はそれぞれ圧縮応力度  $\sigma, \sigma_0$ における間隙比で、 $c_0$ は圧縮指数である。

以上の成果はいずれも実験的に実証されており、それぞれ特長を有しているが、要は特性のある範囲内を示すもので係数のとり方によつてある程度近似性を高めることができるものと思われる。式 (I.42) および (I.43) は  $\sigma$  がそれぞれ  $\varepsilon$  の 2 次関数および  $n$  次関数であることを示しており極めて簡単である。式 (I.44) は粘土の圧密特性からヒントを得たもので、係数  $c_0$  が  $e$  および含水比によつて変るであろうから、取扱いが複雑になるように思われる。

著者は前章の理論に基づいて、1次元圧縮に対する応力-ヒズミ関係を導いたので以下に述べる。著者の式は2次元または3次元荷重状態すなわち側方不拘束土の応力-ヒズミ関係へ拡張するのに便利である特徴を有している。

前章に述べた砂の力学モデルの理論において、弾性変形は締固めに無関係であるから無視し、ガタ変形のみに着眼すれば式 (I.9) が成立する。しかし土の最大間隙状態はその粒度分布、粒形などによつて変化し、これを理論的に求めることは困難である。また繰返し載荷を扱わない場合には、初期状態を基準にして取扱う方が便利である。従つて  $\varepsilon_0 = 0$  とし、式 (I.9) を次のように改める。

$$\sigma = \frac{A \varepsilon}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon} \quad \text{..... (I.45)}$$

ここで、 $\varepsilon$  および  $\varepsilon_{\max}$  は前章では変形量を意味したが、以下においてはヒズミを表わすものとする。特に水を含む場合を考えて、 $\varepsilon, \varepsilon_{\max}$  は初期状態からその含水比を変えないで変形するときのヒズミであると定義する。

式 (I.45) は次のように変形することができる。

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{\frac{1}{\varepsilon_{\max}} \sigma + \frac{A}{\varepsilon_{\max}}} \quad \text{..... (I.46)}$$

あるいは

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{\lambda_1 \sigma + \lambda_2} \quad \text{..... (I.47)}$$

ただし、 $\lambda_1, \lambda_2$  は次式で与えられる。

$$\lambda_1 = 1/\varepsilon_{\max} \quad \text{..... (I.47)'}$$

$$\lambda_2 = A/\varepsilon_{\max} \quad \text{..... (I.47)''}$$

式 (I.47) はさらに次のように変形される。

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = \lambda_1 \sigma + \lambda_2 \quad \text{..... (I.48)}$$

すなわち  $\sigma/\varepsilon$  は  $\sigma$  の 1 次式で表わされる。

$\lambda_1$  は理論的に次のようにして決定される。

いま土粒子の比重を  $G$ 、含水比を  $W\%$  とすると、その含水比における最大乾燥密度 (零空隙状態における乾燥密度)  $\bar{\gamma}_d$  は

$$\bar{\gamma}_d = \frac{100 G \gamma_w}{100 + G W} \quad \text{..... (I.49)}$$

で与えられる。ただし  $\gamma_w$  は水の単位体積重量である。従つて、このときの間隙比  $e_{\min}$  は

$$e_{\min} = \frac{G \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad \text{..... (I.50)}$$

である。従つて、 $\varepsilon_{\max}$  は初期間隙比を $e_0$ として次式で与えられる。

$$\varepsilon_{\max} = \frac{e_0 - e_{\min}}{1 + e_0} \quad \text{..... (I.51)}$$

式 (I.47) , (I.49) , (I.50) , (I.51) より

$$\lambda_1 = (1 + e_0) / \left( e_0 - \frac{G \gamma_w}{100} \right) \quad \text{..... (I.52)}$$

を得る。すなわち、 $\lambda_1$  は  $e_0$  ,  $w$  ,  $G$  によつて決定することができる。

次に  $\lambda_2$  は式 (I.48) より

$$\lambda_2 = \left( \frac{\sigma}{\varepsilon} \right)_{\sigma=0} \quad \text{..... (I.53)}$$

となる。式 (I.53) の意味については後述する。

$\lambda_2$  はまた式 (I.46) において  $\sigma$  を  $\varepsilon$  で微分することによつて

$$\lambda_2 = \left( \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right)_{\sigma=0} \quad \text{..... (I.54)}$$

となるから、 $\lambda_2$  は  $\sigma - \varepsilon$  関係図における初期接線こう配を表わす。しかし  $\lambda_2$  は試料および初期状態によつて変化するから理論的に求めることは困難である。

以上のような意味をもつた  $\lambda_1$  ,  $\lambda_2$  を含む式 (I.47) が著者の提案する側方拘束土の応力-ヒズミ関係である。しかし、本解は前述のように1次元圧縮を対象とするような土の応力-ヒズミ関係であることである。なぜならば一般に側方拘束土の圧縮においては側圧が作用するから、厳密な意味では1次元圧縮ではない。

しかし、試料の深さが載荷面寸法にくらべて小さい場合に

は、側方拘束圧縮は近似的に1次元圧縮とみなすことができる。この意味において著者は側方拘束土の圧縮の解として式 (I.47) を提案する。

ii) 応力-ヒズミ関係式 (I.47) の実験的検討

式 (I.47) の当否については実験的に検討すべきであろう。そのため次のような実験を行った。1次元圧縮の実験的条件に合うように、試料の厚さを断面寸法にくらべて小さくなるように、層厚3mm, 断面直径15mm (断面積176.7mm<sup>2</sup>) の側方拘束状態の試料を毎分1%のヒズミ速度で圧縮した。その結果、 $\sigma - \epsilon$  関係は図-I.13に示すようである。図中にみるように、初期状態のかなり異なる2つの場合、すなわち1つは含水比  $w=10.8\%$ , 初期間隙比  $e_0=1.245$ , 他の1つは  $w=15.5\%$ ,  $e_0=0.631$  の場合について実験を行った。

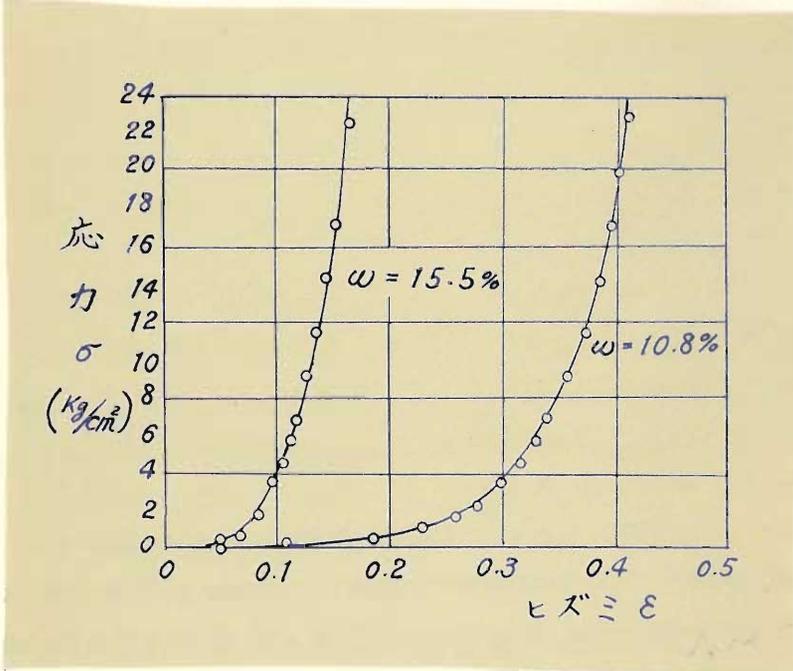


図 - I.13 1次元圧縮試験における $\sigma - \epsilon$ 関係

図 - I.13 の結果を、 $\sigma/\epsilon$  と  $\sigma$  とを両座標軸にとつて書き改めると図 - I.14 のようになる。図 - I.14 によれば  $\sigma/\epsilon$  と  $\sigma$  とはほぼ直線的関係にあるが、これは傾向的に式 (I.48) の正当性を裏書きするものといえる。

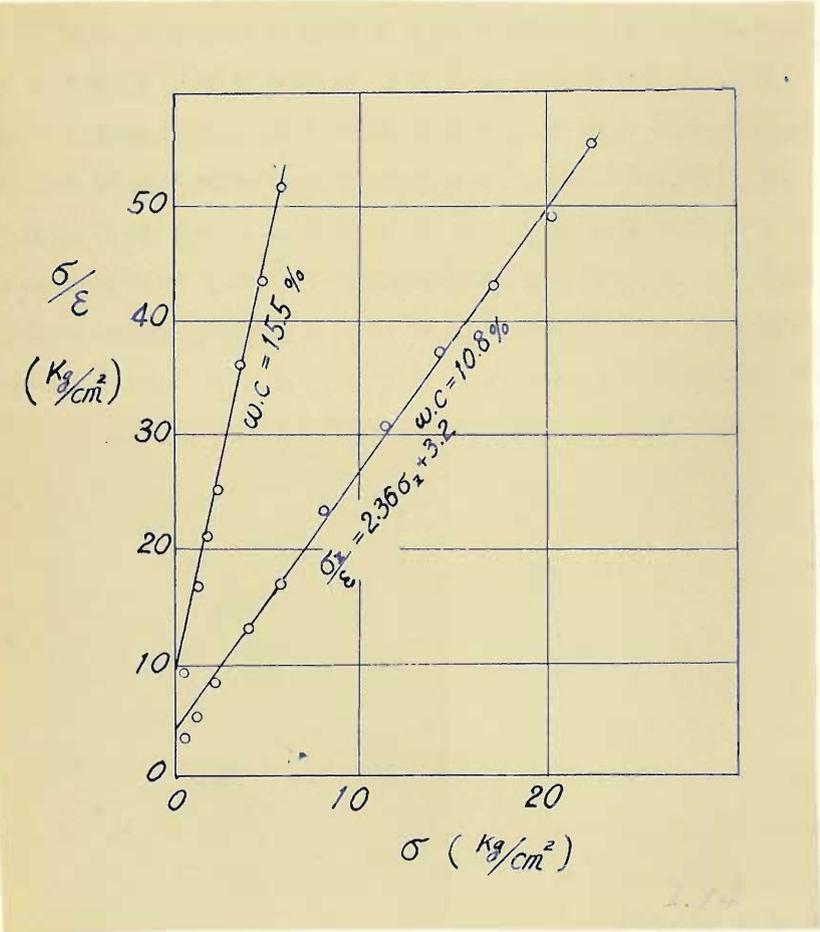


図 - I.14 1次元圧縮試験における $\sigma/\epsilon$ - $\sigma$ 関係

また図 - I.14 において直線こう配は  $\lambda_1$  を表わすが、この値を式 (I.52) による計算値と比較すれば次表のようによく一致することが認められる。

w	$\theta_0$	$e_{min}$	$\lambda_1$	
			計算値	実験値
10.8%	1.245	0.283	2.334	2.36
15.5%	0.631	0.410	7.410	7.70

図-I.14において、直線が縦軸をきる截片は ( $\sigma/\epsilon$ )  $\sigma=0$  を表わすが、これは式 (I.53) より明らかかなように  $\lambda_2$  にほかならない。

さらに、前章の乾燥砂の繰返し圧縮実験の結果についても同様の整理法を適用して、式 (I.47) の正当性を認めた。すなわち、豊浦標準砂 (厚さ3mm) の第1.2.3回目の増荷曲線 (ただし弾性変形は除いたもの) について、 $\sigma/\epsilon - \sigma$  関係を示すと図-I.15のようになる。

図-I.15においても  $\sigma/\epsilon$  と  $\sigma$  とはほぼ直線的であつて、図-I.14の場合と同様に式 (I.47) が妥当であることを示している。図-I.15において、図中の数字は繰返し回数を表わすもので、回数増加とともに直線こう配は急になる。図では省略したが、第4回目以後の直線はほぼ第3回目の直線に重なり、ある一定直線に近づくようである。

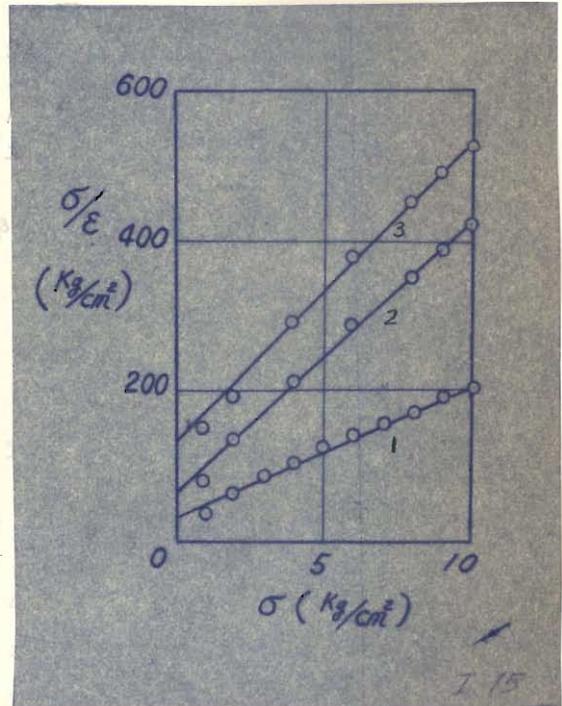


図-I.15 側方拘束圧縮試験における  $\sigma/\epsilon - \sigma$  関係 (豊浦標準砂)

以上は式 (I.47) の検討を行なったものであるが、  
 図 - I.14, I.15 の結果および他の同様の実験結果  
 (本文では省略した) からみて、式 (I.47) は一応妥  
 当なものと考えられる。

iii) 側方不拘束土の応力-ヒズミ関係の仮定

最初に均質等方性の弾性体の応力-ヒズミ関係につい  
 て考える。主応力  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  と主ヒズミ  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  との  
 間には、周知の関係：

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} \{ \sigma_1 - \mu (\sigma_2 + \sigma_3) \} \quad \text{(I.55)}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} \{ \sigma_2 - \mu (\sigma_3 + \sigma_1) \} \quad \text{(I.56)}$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} \{ \sigma_3 - \mu (\sigma_1 + \sigma_2) \} \quad \text{(I.57)}$$

が成立する。ただし、 $E$  はヤング率、 $\mu$  はポアソン比で  
 ある。

体積変化を扱う場合には、体積ヒズミ：

$$\Delta = \{ (1 + \varepsilon_1) \cdot (1 + \varepsilon_2) \cdot (1 + \varepsilon_3) - 1 \} / 1 \quad \text{(I.58)}$$

$$\doteq \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

を用いるが、式 (I.58) に式 (I.55), (I.56),  
 (I.57) を代入すれば

$$\Delta = \frac{1 - 2\mu}{E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad \text{(I.59)}$$

すなわち、体積ヒズミ  $\Delta$  は主応力の和に比例する。しか  
 し、主応力のかわりに任意の直交座標に関する直応力  $\sigma_x$   
 $\sigma_y, \sigma_z$  が与えられる場合にも、 $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$   
 が成立するから、 $\Delta$  は直応力の和に比例する。

土の場合には弾性論をそのまま適用することはできな

いが、ある程度の類似性はあると思われる。そこで次のような仮定を設ける。すなわち、土中の体積ヒズミ $\Delta$ は $(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$ に比例はしないが、その関数であるとし、その関係は1軸圧縮における式(I.47)に対応して次式を満足するものと仮定する。

$$\Delta = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{\lambda_1 (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) + \lambda_2} \dots \dots \dots (I.60)$$

ここで、 $\lambda_1, \lambda_2$ は同一試料および同一初期状態の1軸圧縮における値をそのまま採用するが、その理由は次の通りである。 $\lambda_1$ は式(I.60)においては $\frac{1}{\Delta_{max}}$ に等しく、1次元圧縮における式(I.47)においては $\frac{1}{\epsilon_{max}}$ (1次元圧縮では体積ヒズミを表わす)に等しいが、両者は締固め極限における体積ヒズミの逆数を表わすので両者は等しい。 $\lambda_2$ は式(I.60)においては $\frac{(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)}{\Delta}$

$$\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0 \div \frac{(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)}{\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z} \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = 0$$

を表現し、式(I.47)においては $(\sigma/\epsilon)_0 = 0$ を表わす。いずれも応力-ヒズミ比と応力との関係曲線の初期接線こう配である。またいずれも物理的意味を考えれば体積弾性に関係する量である。従つて両式における $\lambda_2$ は相等しいものと仮定することは無理ではなく、以下にはこの仮定を採用する。

以上の意味において、式(I.60)を側方不拘束土の応力-ヒズミ関係式と考える。

その実験的検討については4.6節に述べる。

#### 4.6.0 載荷による側方不拘束土の密度変化の計算例

前節の理論に基づいて、側方不拘束土に載荷するときの土中密度変化を計算してみよう。計算例として、 $G=2.60$ ,  $w=8.9\%$ ,  $\gamma_d = 1.497/3$  ( $e_0 = 0.86$ )の砂質土に図-I.13に示すような帯状等分布荷重が作用する場合を考える。この場合、土の移動は2次元的であるから、式(I.60)のかわ

次に次式を利用することになる。

$$\Delta = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{\lambda_1 (\sigma_x + \sigma_z) + \lambda_2} \quad (I.61)$$

ここで、 $x, z$  は帯状荷重の中心からそれぞれ横方向および土中方向へとるものとする。

$\lambda_1$  は式 (I.52) を用いて計算して  $\lambda_1 = 2.96 \approx 3$  となる。

$\lambda_2$  は理論的に求められないので次のような1軸圧縮試験から求めた。この場合も側方拘束試験に依ったが、断面寸法にくらべて層厚を小さくして1軸圧縮に近似した。すなわち、断面積  $50\text{cm}^2$ 、層厚  $1.0\text{cm}$  および  $1.5\text{cm}$  の試料について、

(1) 初期状態を上記の計算条件に合致させて圧縮した。その結果から応力-ヒズミ曲線を描いて  $(\frac{d\sigma}{d\varepsilon})_{\sigma=0}$  を求め、

層厚  $1.0\text{cm}$  の場合には  $\lambda_2 = 1.87\text{kg/cm}^2$ 、層厚  $1.5\text{cm}$  の場合には

$\lambda_2 = 2.09\text{kg/cm}^2$  を得た。以下の計算では、便宜上  $\lambda_2 = 2.0\text{kg/cm}^2$

とする。

$\lambda_1, \lambda_2$  が定まれば、応力計算結果によつて体積ヒズミが求められる。そうすると乾燥密度変化率  $m$  は

$$m = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d0}} = \frac{1}{1 - \Delta} = \frac{\lambda_1 (\sigma_x + \sigma_z) + \lambda_2}{(\lambda_1 - 1) (\sigma_x + \sigma_z) + \lambda_2} = \frac{3 (\sigma_x + \sigma_z) + 2.0}{2 (\sigma_x + \sigma_z) + 2.0} \quad (I.62)$$

となる。ただし、 $\sigma_x$  および  $\sigma_z$  は  $\text{kg/cm}^2$  の単位で表わす。

さて土中の応力分布は式 (I.39), (I.40), (I.41) によつて与えられるが、この計算に必要なものは  $\sigma_x + \sigma_z$  のみである。従つて、式 (I.39) および (I.40) より

$$\sigma_x + \sigma_z = \gamma q_0 \int_{\beta_1}^{\beta_2} \cos^{\nu-3} \theta \cdot d\theta \quad (I.63)$$

であるから、 $\nu = 1, 3, 5, 6$  に対して次式を得る。

$$v=1, \quad \sigma_x + \sigma_z = \frac{q_0}{\pi} (\tan \theta)^{\beta_2} \dots \dots \dots (I.64)$$

$$v=3, \quad \sigma_x + \sigma_z = \frac{2q_0}{\pi} (\theta)^{\beta_2} \dots \dots \dots (I.65)$$

$$v=5, \quad \sigma_x + \sigma_z = \frac{4q_0}{3\pi} \left( \theta + \frac{1}{2} \sin \theta \right)^{\beta_2} \dots \dots \dots (I.66)$$

$$v=6, \quad \sigma_x + \sigma_z = \frac{15q_0}{16\pi} \left[ \sin \theta - \frac{1}{3} \sin^3 \theta \right]^{\beta_2} \dots \dots \dots (I.67)$$

土中の各点において  $\beta_1, \beta_2$  は与えられるから、 $v$  を指定すれば  $\sigma_x + \sigma_z$  が計算される。ここでは式 (I.65)、すなわち  $v=3$  の場合について数値計算を行い、式 (I.62) によつて  $m = \gamma_d / \gamma_{d0}$  の分布を求めれば、 $q_0 = 1.11, 1.67, 2.22 \text{ Kg/cm}^2$  に対してそれぞれ図 - I.16, I.17, I.18 のようになる。

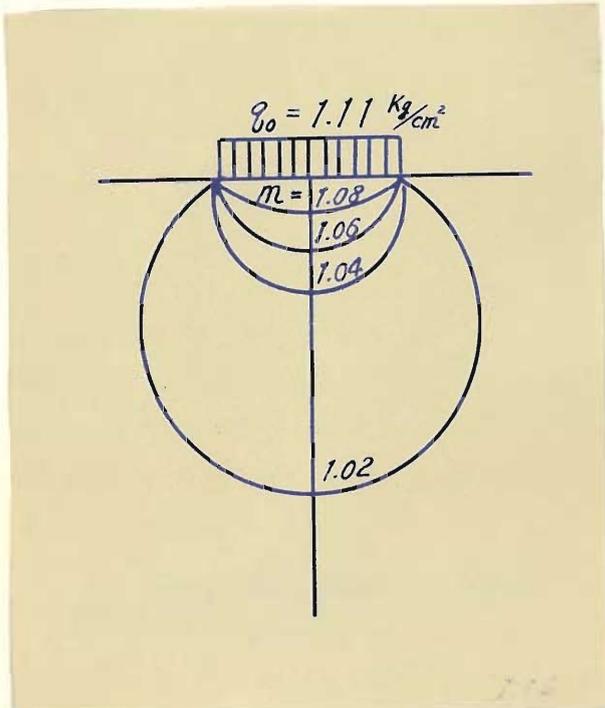


図-I.16 計算による等密度線  
( $v=3, q_0=1.11 \text{ Kg/cm}^2$ )

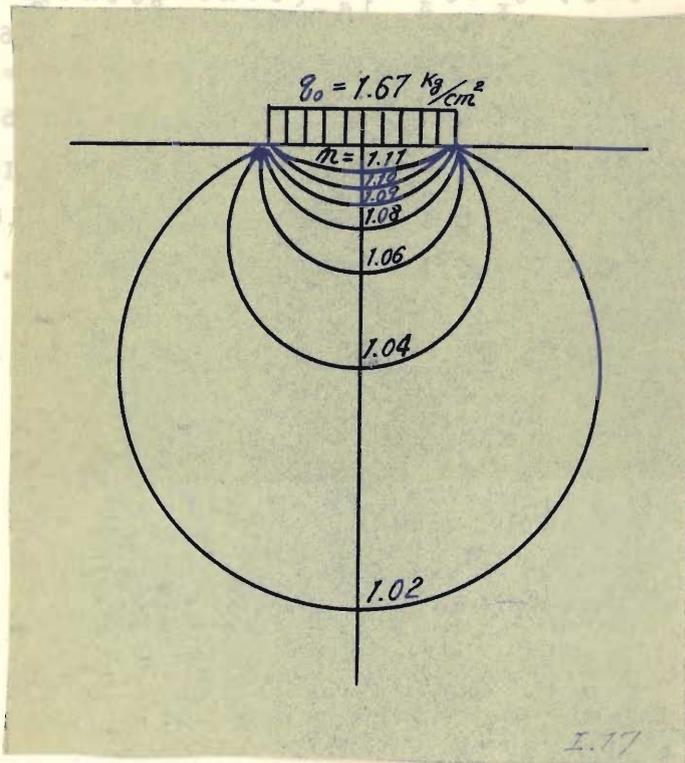


図-I.17 計算による等密度線  
 ( $v = 3 \cdot g_0 = 1.67 \text{ kg/cm}^2$ )

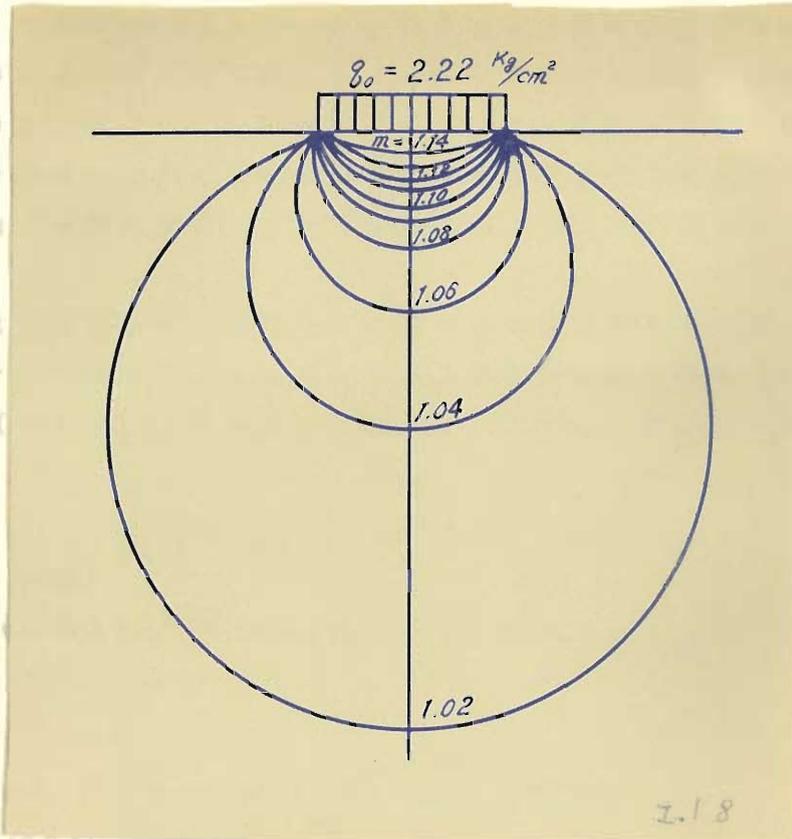


図-I.18 計算による等密度線  
 $(\nu=3, q_0=2.22 \text{ Kg/cm}^2)$

図-I.16 ~ I.18 においては、 $m$ 一定曲線は円弧でこれは  $\nu=3$  の場合の特徴である。図によると、荷重の増加とともに締固め分布が次第に拡がる様子がうかがえる。なお載荷板の寸法は記入していないが、一定締固め曲線は載荷板寸法の変化に対して相似的に変化するものである。

#### 4.7. 理論の実験的検討

本章のはじめに述べた実験結果とこれに対する理論結果とを比較して、理論計算の妥当性を検討してみよう。

4.2.4.3.に述べた実験では載荷板は試料にくらべて剛性が大であるから、載荷面直下ではほぼ一定の沈下が起っているが、その荷重分布は一般には不明である。しかし砂地

盤に関する過去の実験結果によると、4.4.に述べたように、載荷面の中央部で大きい値をとる分布を示しているから放物線分布とみるのがよいように思われる。ここでは式 (I.38) の 2 次放物線分布の場合および参考のため等分布の場合 (これは前節において計算済みである) を実験値と比較してみよう。

放物線分布の場合の土中応力の計算は一般に困難であるから、簡単のため荷重中心直下のみを計算することにする。

荷重中心直下では式 (I.38), (I.39), (I.40) より

り

$$\sigma_z = 3\bar{v}q_0 \int_0^\beta \left(1 - \frac{z^2}{b^2} \tan^2 \theta\right) \cos^{v-1} \theta \cdot d\theta \quad \dots\dots\dots (I.68)$$

$$\sigma_x = 3\bar{v}q_0 \int_0^\beta \left(1 - \frac{z^2}{b^2} \tan^2 \theta\right) \cos^{v-3} \theta \cdot \sin^2 \theta \cdot d\theta \quad \dots\dots\dots (I.69)$$

となるから、

$$\sigma_x + \sigma_z = 3\bar{v}q_0 \int_0^\beta \left(1 - \frac{z^2}{b^2} \tan^2 \theta\right) \cos^{v-3} \theta \cdot d\theta \quad \dots\dots\dots (I.70)$$

となる。特に  $v=3, 5$  の場合には

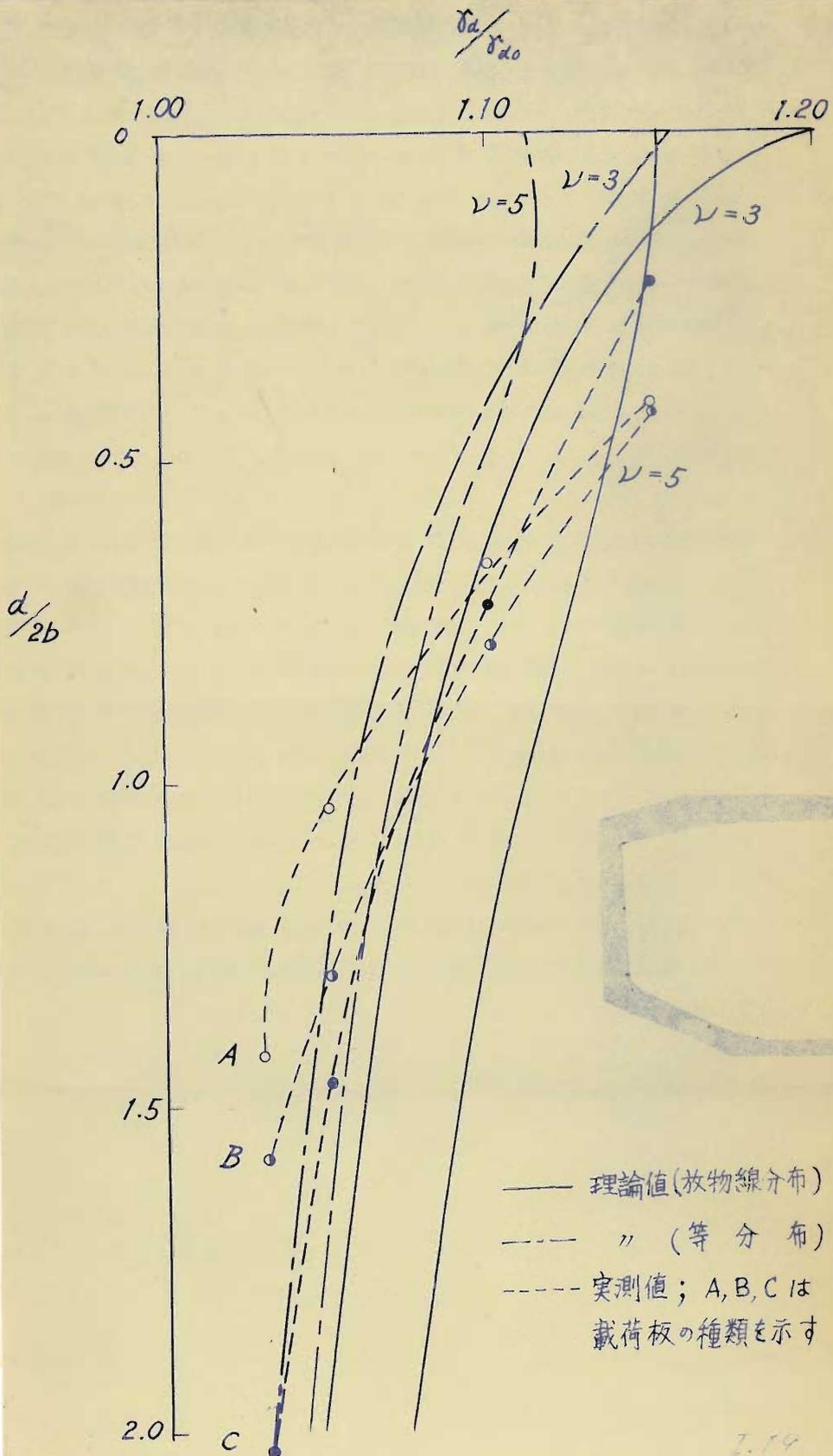
$$v=3, \quad \sigma_x + \sigma_z = \frac{6q_0}{\pi} \left\{ \left(1 + \frac{z^2}{b^2} \cdot \beta - \frac{z^2}{b^2} \tan \beta\right) \right\} \quad \dots\dots\dots (I.71)$$

$$v=5, \quad \sigma_x + \sigma_z = \frac{4q_0}{\pi} \left\{ \left(1 - \frac{z^2}{b^2} \cdot \beta + \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{z^2}{b^2}\right) \sin 2\beta \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (I.72)$$

式 (I.71), (I.72) において  $q_0 = 2.22 \text{ kg/cm}^2$  の場合を計算し、式 (I.61) によつて  $\frac{\gamma_d}{\gamma_{d_0}}$  を求め、深さと載荷幅との比に対して図示すれば図 - I.19 のようになる。図中の等分布の場合の曲線は前節 4.5. の計算結果を利用している。また実験曲線は 3 種の載荷板に関する結果を掲げた。実験値は載荷板寸法によつて結果がやや異つてゐるがそのいずれの場合も理論値とほぼ一致している。

図-I.19 理論値と実験値の比較

I-59 04-I



7.14

しかし微細にみれば、図中の理論値は浅い部分では実験値よりも小さく、深くなれば大きくでている。従つてある特定の集中係数 $\nu$ をもつ理論曲線で実験曲線に一致させることは困難であるが、放物線分布の $\nu=3$ の場合が実験値に近いことが認められる。荷重条件にもよるが、 $\nu=3$ として近似するのが計算の便宜上からいつでももつとも実用的であると思う。

以上のように本節では実験的検討として、特定の実験条件のみについて検討を行つた点は不十分かも知れないが、前節の理論式において荷重分布および集中係数を適当に定めれば、理論解は実験値にかなりよく一致するものであることを認めた。従つて前節の理論は一応妥当なものであると判断される。

#### 4. 8. 結 び

本章では側方不拘束土の表面に静荷重を作用させた場合の土中密度変化ならびに密度分布を実験的に研究し、その結果を解明するために理論的考察を行つた。すなわち実験的研究においては試料を側方不拘束状態にして表面に静的載荷を行つて、試料内部の密度変化および密度分布を求めた。理論的研究は実験結果を解明するために、O.K.Frolich<sup>1)</sup>の理論によつて応力分布を求め、ついで著者が新たに提案した応力-ヒズミ関係を用いて試料内部の密度変化および密度分布を計算したものである。

その結果、理論値は実験値にかなりよく一致し、本理論はこの種の締固めの問題の解決に応用し得ることが明らかとなつた。

## 第5章 結 論

本編では土の締固めの基本的性質を知るために、静荷重による締固め実験を行い、その結果に対して理論的考察を加えて締固め性状の解明をはかったが、本編における成果を要約すれば次のようである。

はじめに土の締固めに対する著者の考え方を土の締固めに関するエネルギー的考察において明らかにした。すなわち、土の締固めの機構は現在の段階では力学的に完全に説明することは不可能であるが、それが力学的現象であるからには、力学法則に従うはずであるから、土を構成する個々の土粒子の力学的挙動は一応別にして、締固めの対象となる土を一つの力学系とみて、この力学系に熱力学の法則を適用した。しかしてその際に現われる力学量を土の締固めの立場から説明し、締固めにおける有効エネルギーならびに無効エネルギーの概念を2.3の具体例を引いて説明するとともに、締固め効果を高めるための基本方針を明らかにした。この考え方は定性的なものに過ぎないが、以下に述べる理論的考察の基礎として、また第II編以下に述べる振動による土の締固めの研究の指針として重要であると認め冒頭に述べた次第である。

側方拘束土の締固めの研究は、締固めを対象とした基礎理論を樹立するための基本的な課題として採り上げたもので、理論解析の指針を求めるために繰返し載荷試験を行った。実験の結果、繰返し載荷における応力-沈下量曲線は次のような5つの特性を有することを見出した。

すなわち

- i) ヒステリシス・ループを描くこと。
- ii) 一定荷重を繰返して作用するだけで永久沈下量は次第に大きくなること。しかし永久沈下量の各回の増加量は次第に小さくなること。

- iii) 減荷による復元量は各回ともほぼ同一であること。
- iv) 増荷時の応力-沈下量曲線は応力がある値以上になればほぼ直線状であること。
- v) 減荷時の応力-沈下量曲線は応力がある値以下に下げなければ沈下はほとんど復元しないこと。

この特性は試料の構造に直接結びつくものであるから、逆に構造を仮定して実験特性を引き出すために理論的考察を行った。その結果、3.4節に述べたような力学モデルを導いたが、このモデルによれば実験特性中の主要な上記の特性を十分説明し得ることが明らかとなつた。さらに、この力学モデルの検討の意味で、II.3.8.において力学モデルを振動締固めに適用して、振動締固めの1特性を理論的に導くことに成功した。その意味でも力学モデルは砂質土の締固め性状の説明に有効であるといえる。

側方不拘束土の締固めに関する研究は、上記の側方拘束土の締固めの研究結果の実用化への1つの近ずきとして実施したもので、側方不拘束土の表面に静荷重を作用させた場合の土中密度変化ならびに密度分布に関する実験的研究と、その結果を解明するために上記の力学モデルを用いて考察した理論的研究とから成つている。この研究では、簡単のため、2次元の締固め性状を調べたが、一般的な3次元の問題への拡張は容易であると思う。実験の結果、表面載荷 $\times$ 重の増加とともに、試料は載荷板直下から締固められ、それが次第に周囲へ伝播してゆくことならびに等密度線は圧力球根のような曲線であることを知つた。

理論的研究は実験結果の説明と一般的応用を意図するが、その内容は土中応力分布ならびに応力-ヒズミ関係の決定によつて土中密度分布を求めようとするものである。

応力分布についてO.K.Frölich<sup>1)</sup>の理論がすぐれているので、

それをそのまま利用した。一方、応力-ヒズミ関係については従来あまり研究されていないので、力学モデルを利用してまず1次元圧縮に対する応力-ヒズミ関係を誘導し、その実験的裏付けを行つてその妥当性をみた。側方不拘束土の応力ヒズミ関係は1次元の場合のそれを拡張することによつて誘導した。

以上の理論による側方不拘束土の密度変化の計算法を確立するとともに、実験結果との比較の意味で実験条件を考慮した数値計算を行い、理論値と実験値とを比較した。その結果表面荷重分布および集中係数を適当に定めれば両者はかなりよく一致することを知つた。本研究では砂質土に剛性載荷板を介して載荷したのであるが、この場合には放物線荷重分布とみて、集中係数 $\nu$ をとるとれば十分な精度をもつ理論解を得ることができる。 $\nu=3$ とおくと結局弾性論に帰着されるから計算がきわめて容易である。従つて応力分布は弾性論によつて決定し、著者の応力-ヒズミ関係を用いて締固め分布を求めることが可能である。

## 参 考 文 献

- 1) R.R.Proctor, Four Articles on the Design and Construction of Rolled Earth Dams, Eng. News-Record, Vol. 111 (1933), pp.245-248, 286-289, 348-351, 372-376.
- 2) P.N.Ray and T.G.Chapman, The British Standard Compaction Test for Soils: A Study of some Factors Affecting the Test Results, Geotechnique, Vol. IV (1954), pp. 169-177.
- 3) A.L.Little, Laboratory Compaction Technique, Proc. 2nd. Int. Conf. S.M. & F.E. (Rotterdam), Vol.1(1948), pp. 224-230.
- 4) C.R.Foster, Reduction in Soil Strength with Increase in Density, Proc. ASCE., Vol.79(1953), Sep. No. 228.
- 5) 最上武雄・久野悟郎, 土の突固めについて(II), 東大理工研報告, 第3巻(1949), pp.242-248.  
久野悟郎, 土の突固め試験について(III), 東大理工研報告, 第4巻(1950), pp. 143-150.
- 6) S.Murayama and K.Ueshita, Soil Moisture Condition and their Effects on the Engineering Properties of Compacted Soil, Memo. of Facul. of Eng., Kyoto Univ., Vol. XIX, No. IV (1957) pp. 325-350.
- 7) 赤井浩一, 土の粒度配合による締固め特性の変化, 土と基礎 Vol.5, No5(1957), pp. 19-22.
- 8) W.A.Lewis, the Compaction of Soil for Earthworks and the Performance of Plant, Proc. 3rd. Int. Conf. S.M. & F.E. (Zurich), Vol. (1953), pp. 258-262.
- 9) W.J.Turnbull and W.G. Shockley, Field Compaction Tests on Lean Clay Soil, Proc. 3rd. Int. Conf. S. M. & F.E. (Zurich), Vol.1 (1953), pp. 313-316.
- 10) H.Leussink, Die Verdichtung von Dämmen, sonstigen Schüttungen und Untergrund, Strasse und Autobahn (1951), pp. 295-301.
- 11) Road Research Laboratory, Soil Mech. for Road Engers Chap. 9, pp. 154-207.

- 12) F.C.Walker and W.G.Holtz, Control of Embankment Material by Laboratory Testing, Proc. ASCE, Vol.77 (1951), Sep. No. 108.
- 13) 久野悟郎, 土の転圧に関する2,3の考察, 第2回日本道路会談論文集 (1953), pp. 240-243.
- 14) C.Y.Li, Basic Concept on the Compaction of Soil, Proc. ASCE. (1956), Pap. 862, SM 1.
- 15) C.Y.Li, *ibid.*, pp. 4-5.
- 16) 最上武雄, 粒子の力学, 東大理工研報告, Vol.3 (1949), pp. 168-170.
- 17) 早川宗八郎, 粉体の充填に関する理論の試み, 東大理工研報告, Vol.4 (1950), pp.87-92.
- 18) R.K.Bernhard and J.Finelli, Pilot Studies on Soil Dynamics, ASTM., Sympo. on Dynamic Testing of Soils (1953), pp. 211-253.
- 19) H.F.Winterkorn, Macromeritic Liquids, ASTM., Sympo. on Dynamic Teating of Soils (1953), pp. 77-89.
- 20) G.P.Tschebotarioff, Soil Mech., Foundation, and Earth Structures, 1st. Ed. (1952), p.67
- 21) S.Timoshenko, Theory of Elastisity, 2nd.Ed.(1951) p.371.
- 22) G.P.Tschebotarioff, Soil Mech., Foundation, and Earth Structures, 1st. Ed. (1952), pp. 213-214.
- 23) G.P.Tschebotariff, 22), pp. 209-213.
- 24) 市原松平, 重力式繋船岸に作用する土圧に関する研究学位請求論文 (1956), pp. 171-181.
- 25) O.K.Frölich, Druckverteilung im Baugrunde (1934), p36.
- 26) 最上武雄, 16), p. 170.
- 27) 谷哲郎, 耐火煉瓦の成形に関する粉体力学的研究, 学位請求論文 (昭29), p. 8.
- 28) 久野悟郎, 13), p.241.

101. Walker and W. H. Holtz, Control of Masses in  
 Mechanical Systems, McGraw-Hill, 1951.

102. ...

103. ...

104. ...

105. ...

106. ...

107. ...

108. ...

109. ...

110. ...

111. ...

112. ...

113. ...

114. ...

115. ...

116. ...

117. ...

118. ...

119. ...

120. ...

## 第II編 表面振動による土の締固め特性に関する研究

### 第1章 緒 論

表面振動による土の締固め法はその歴史が浅く、これまでの締固め機械の改良ならびに施工法の改善は主として経験的になされてきたようである。研究の面からみると、従来発表されたものはほとんどが機械性能をみるための現場報告に過ぎず、基礎的研究報告は極めて少なく、特にわが国では皆無の状態にあつたといつても過言ではない。機械の設計、製作、改良ならびに施工法の改善のためには振動による土の締固め特性を解明する必要がある、そのために基礎的研究が必要なことは多言を要しないであろう。

以上の見地から著者は表面振動による土の締固めを実験的に研究し、締固め効果に重要な影響を及ぼす要素を見出だすとともに、それら要素と締固め度との関連性を定量的に求めた。実験結果は振動要素の締固め度に及ぼす影響すなわち振動締固め特性と、機械の設計、施工に必要な特性とに大別することができるが、後者は第III編および第IV編に述べることにして、本編では前者の振動締固め特性について述べる。

すなわち、第2章においては基礎的実験方法を述べ、第3章においては第2章の実験によつて得た結果のうち振動締固め特性に関する結果を記して、これに対する考察を加え、第4章では第3章に述べたことがらと第I編の静的締固め特性とを総合して振動による締固めの特質について理論的に論じ、第5章は以上を要約して結論とした。

### 第2章 振動締固めに関する基礎的実験の装置と方法

#### 2.1. 概 説

一般に土を締固める場合には、種々の要素によつて締固め効果に変化するが、特に振動締固めにおいては、振動条

件に関する多くの要素が関連するので、それら要素の締固め効果に及ぼす影響を個別に定量的に究明することはほとんど不可能である。従つて研究の対象を特に重大な影響を与えるであろうと思われる要素のみに限定することが实际的である。しかし、研究対象をしぼつても、その研究はかなり広汎にわたるから、これを現地実験について行なうことは経費、時日の点で難点がある。そこで著者は室内実験によつて各種の要素の締固め効果に及ぼす影響を基礎的に研究し、振動締固め特性を明らかにしようとした。もちろん、室内実験結果は種々の点で現場の実情に完全には沿わないであろうが、その不備は第IV篇に述べる野外実験結果によつて部分的にでも補足したい。

室内実験としては、最初にもつとも単純な場合として側方拘束土の振動締固め実験を、ついで側方不拘束土の定置振動機による振動締固め実験を、さらに側方不拘束土の転動振動機（振動機を内蔵する小型ローラ）による振動締固め実験を行つた。すなわち簡単な場合から、次第に複雑な現場条件に近い場合へと発展させる方針をとつた。また振動締固め特性の解明においては、振動時の土性が重要な役割を果すことが予想されたので、定置振動機による砂利層の流動沈下に関する実験を併せて実施した。

本章では以上の実験について実験目的、実験装置、実験方法を述べ、実験結果のうち振動締固め特性に関する資料を総括的に第3章に、残りの実験結果は第III編以下の必要個所に述べる。

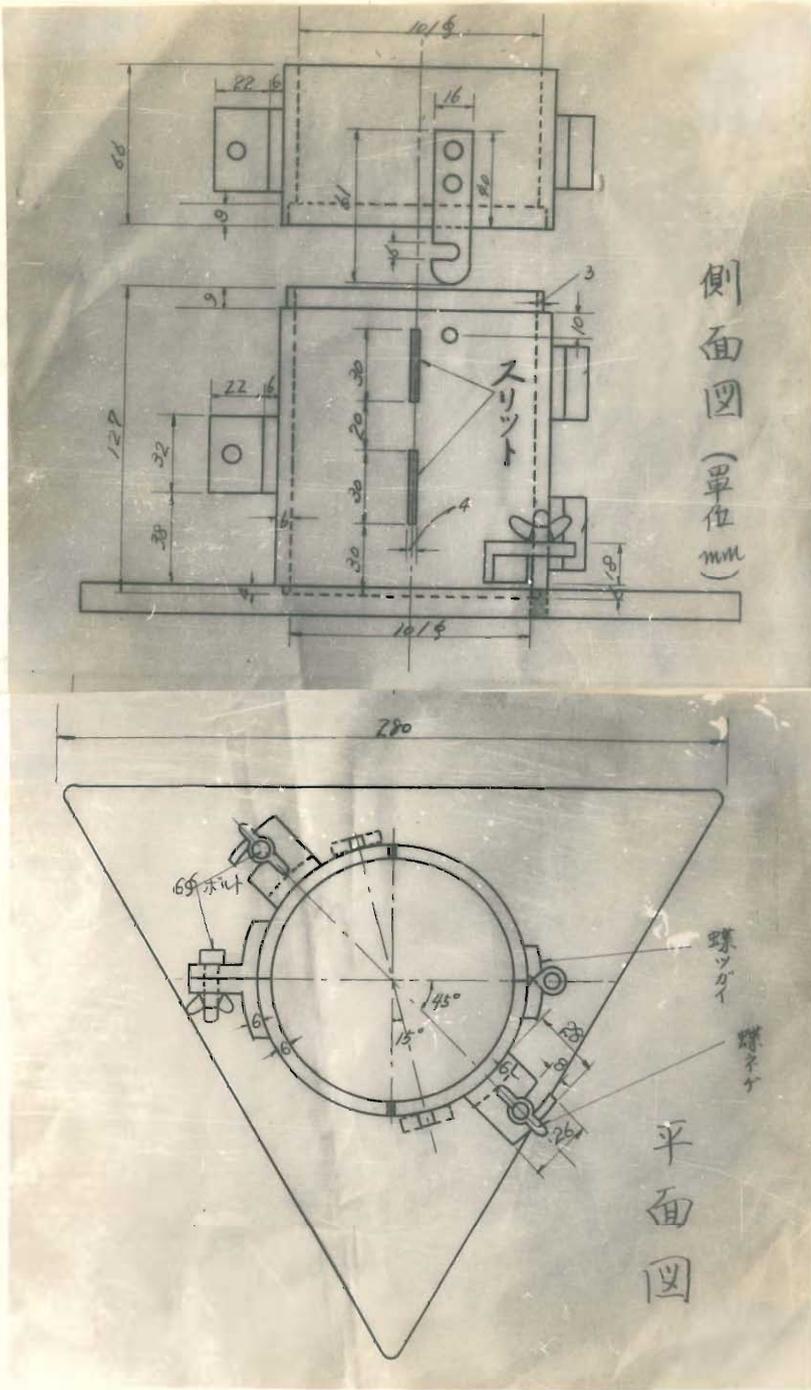
## 2.2 側方拘束土の振動締固め実験

JIS A 1210に規定された土の突固め試験方法は、標準モールド（内径約100mm、内のり高さ約12.7mm、容積1000mm<sup>3</sup>）内に入れた土試料を標準ランマーによつて、規定方法に従つて突固めるものである。JIS以外

にも諸外国で採用されている種々の標準突固め試験があり、いずれも試料を一定方法で締固めることによつて試料の締固め性状を知り、現場施工の1つの指針を得ることができる。

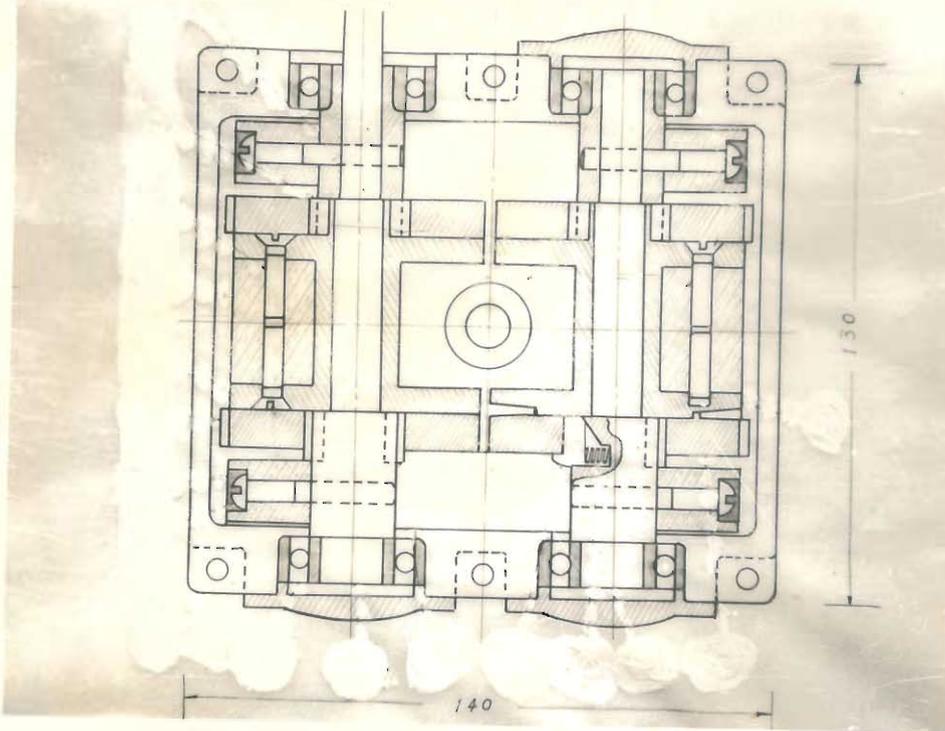
本節に述べる側方拘束土の振動締固め実験は標準突固め試験にヒントを得て、ランマーのかわりに小型振動機を用いてモールドに入れた試料の締固めを行ない、試料の締固め性状と振動条件との関係を明らかにしようとしたものである。試料は側方拘束状態にあるから現場状態とはかなり隔たりがあるが、振動締固めの基本的性質を知るためにはきわめて好都合である。

使用したモールドは図一Ⅱ、1に示すように、JIS A 1210に規定されたものと同一寸法であるが、側面の上下2ヶ所にスリットを設けてある。このスリットは後述するように試料の内部摩擦に関する1つの指標の測定に利用されるものである。カラーおよびモールド本体は図一Ⅱ、1にみるように、水平に開閉できるようになっているが、これはカラーおよびモールド本体の取りはずしに際して試料がくずれないように特に考案したものである。



図一Ⅱ、1 モールド

振動機は京都大学工学部の村山教授、島助教の設計になるもので、図一Ⅱ、2に示すように2軸偏心質量型である。本機は同一軸上の偏心質量相互の位相を変更し得る特徴がある。従って一定起振力を発生させるために振動数を

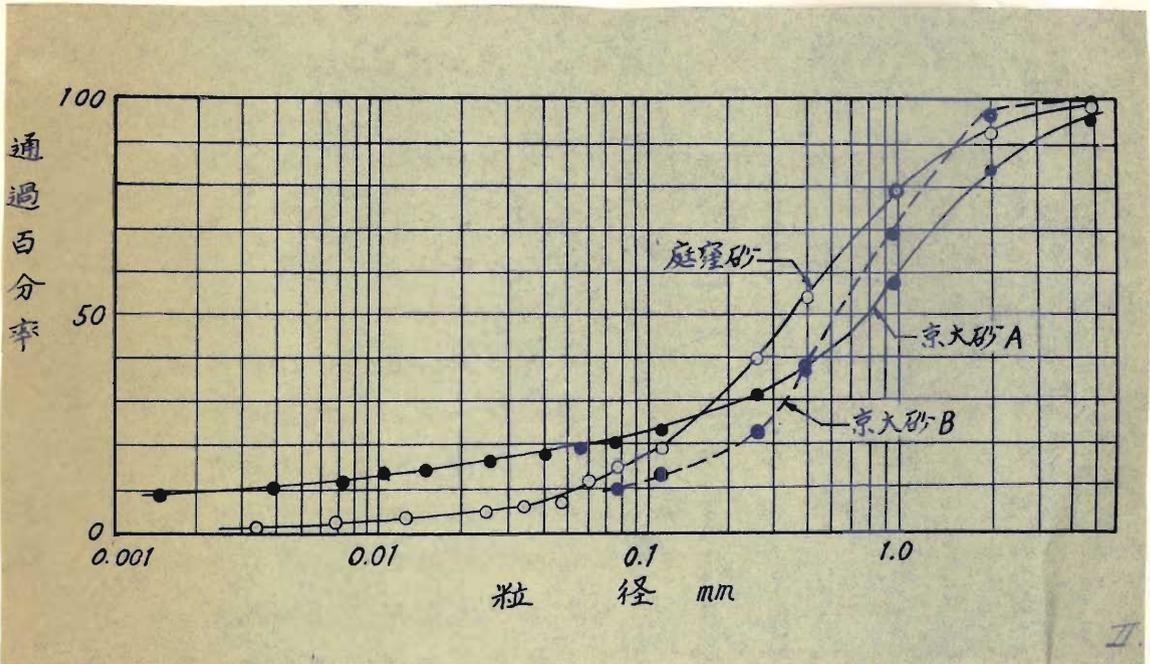


図一Ⅱ、2 小型振動機 (平面図、単位mm)

特定値に限定することなく、種々の振動数を用いることが可能であるから振動実験用としてきわめてすぐれたものであるといえる。振動機重量は4.4kg、最大起振力は約100kg (回転数2,760rpmにおいて)であつて、 $\frac{1}{8}$ HP可変速モータにより、フレキシブル・シャフトを介して駆動される。

発生起振力は振動機下部に取りつけられたブランジャー（断面直径約10cmで、モールド内を滑らかに移動し得るもの）によつて試料上面に伝達される。

試料は大阪府庭窪町（現在守口市）・大阪市水道局庭窪浄水場建設現場から採取した砂質土（以下庭窪砂と記す）および京都大学工学部土木教室校庭の砂質土（以下京大砂Aと記す）の2種で、それらの粒径加積曲線を図一Ⅱ、3に示す。図にみるように、いずれも配合のよい砂である。なお、図一Ⅱ、3の京大砂Bについては2.4で述べる。



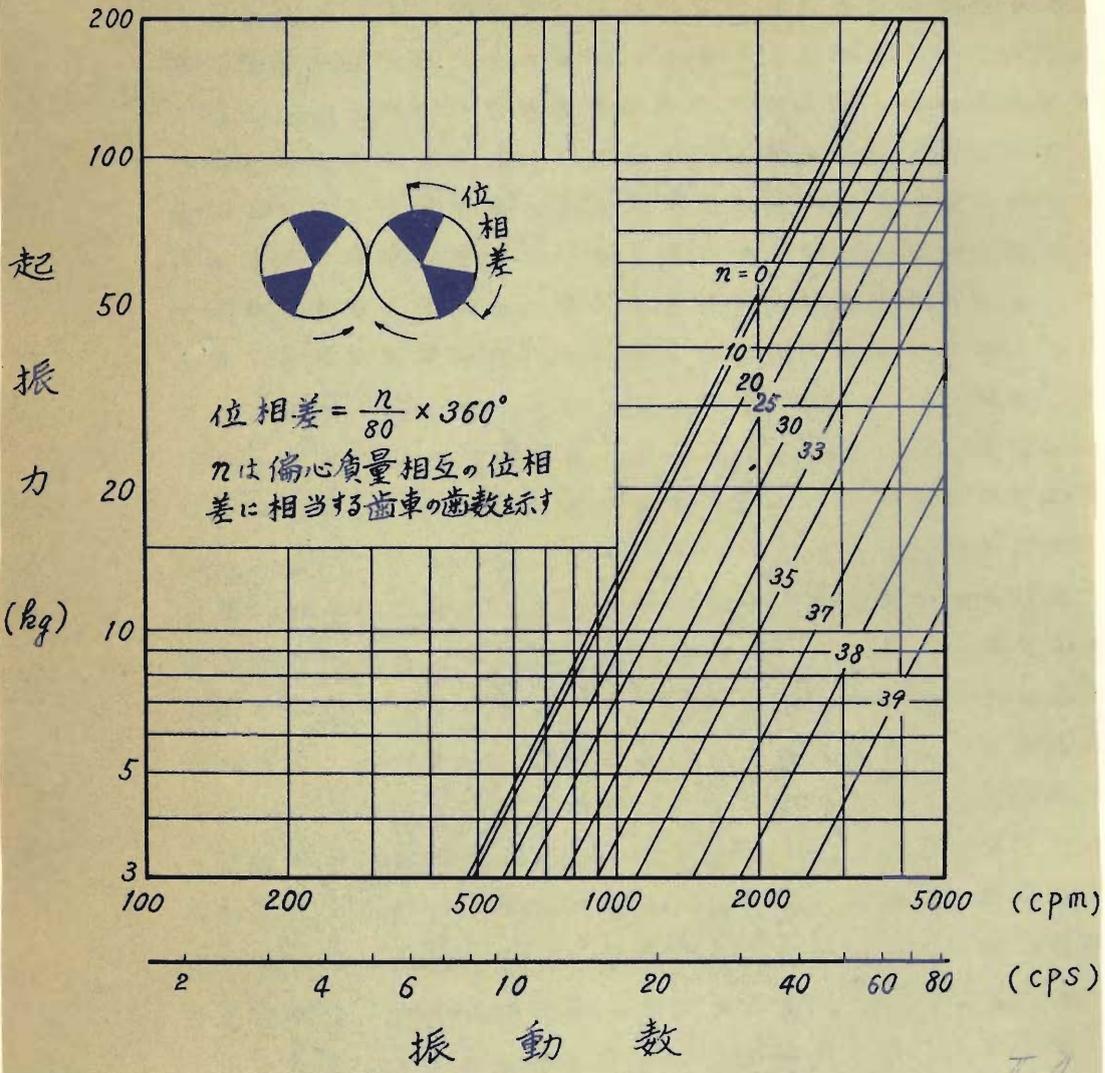
図一Ⅱ、3 試料の粒径加積曲線  
(庭窪砂、京大砂A、B)

振動締固めにおいては、土質、含水比、振動振幅、振動加速度、振動数、起振力および振動機重量（振動機に剛結したブランジャーおよび附加重錘の重量を含む）などが、締固め効果に重要な影響を与える要素と考えられるので、

これらの量を種々に変えて、それに伴う締固め効果の変化をみる必要がある。本実験では土質は上記の2種のみに限定し、土質の大幅の変化による締固め性の変化については研究を行わなかつた。また含水比変化による締固め性の変化をみるために若干の実験を行つたが、その結果は第IV編で述べることにする。ここでは主として振動条件による締固め性の変化をみるために行つた実験について記すことにする。ここに述べる実験では含水比はできるだけ一定になるようにしたが実際は7.5~11.5%であつた。

実験方法は次のようである。試料は便宜上2層にわけて種々の振動条件(振動数、起振力、附加重錘を変化)のもとに締固め、各層について加振中および加振後に次のような測定を行なつた。すなわち、振幅測定にはダイヤル・ゲージ振動計(伊藤精機KK製)を用い、振動数測定はモータの廻転数をタコ・メータで測ることによつて代用し、振動加速度は振動波形を正弦波と仮定して振幅 $a$ および振動数 $f$ から $(2\pi f)^2 a$ を計算して求めた。起振力は振動機の偏心質量の位相差と振動数とから図一I、4に示すグラフによつて容易に読み取れるようになつてゐる。予備実験において、3分間加振すれば試料の締固め度は飽和することが判明したので、本実験では各層の加振時間は3分間と限定した。振幅、振動数、振動加速度、起振力は加振直後はかなり変化するが、約1分間を経過すればほとんど一定値を示したので、以下には約1分後および約2分後の測定値の平均値を採用する。

加振停止後、JIS A 1203およびJIS A 1210に従つて試料内部の含水比の測定を行つて乾燥密度を算出し、上記の各種要素と乾燥密度との関連性について調べた(後述の図一I、10、14、15、17、18、19、21、24~27参照)。



図一Ⅱ、4 小型振動機の振動数—起振力曲線

なお、振動締固め機構を明らかにするため内部摩擦の変化を実験的に求めた。振動締固めにおいては試料は振動するから、その物性は静止時の物性とは異なるものと思われるが、砂質土の物性としては内部摩擦の変化がまず第一に取りあげられるべきであろう。しかし、振動時の内部摩擦の測定は困難であるから、次のような間接的測定を行った。

すなわち、鋼製の薄板（ストリップ）をモールド側壁のストリップにあらかじめそう入しておき、加振中および加振直後にスプリング・バランスで引き抜いて引抜き抵抗を測定した。ストリップの断面は0.1 mm × 1.3 mmでその使用状況は写真一Ⅱ、1に示す通りである。引抜き抵抗の測定値を整理するため、動態

時の引抜き抵抗を静止時のそれで除したものを1つの指標として採用した。この指標は比摩擦と名付けた。



写真一Ⅱ、1 ストリップ引抜き試験

すなわち

$$\text{比摩擦} = \frac{\text{動態時の引抜き抵抗}}{\text{静止時の引抜き抵抗}} \dots\dots\dots (\text{I}, 1)$$

である。比摩擦は動態時の砂の時間平均的な内部摩擦と静止時の内部摩擦との比の近似値とみなすことができる。比摩擦は内部摩擦比の1つの指標として測定が容易であることおよび後述するように締固め効果と密接な関連性を有す

ることから考えて指標としての価値は十分である。

なお、本実験ならびに次項以下の実験の整理に当って $\alpha$ なる量をしばしば用いるが、その定義は次のようである。

$$\alpha = \frac{\text{振動部重量}}{\text{起振力}} \quad \text{--- (II, 2)}$$

ここで式 (II, 2) の右辺分子は振動機に剛結され直接振動する部分の重量で、例えば締固め機が振動機のみの場合はその重量、振動機にローラ、原動機その他が剛結されている場合はその全重量を表わす。

### 2.3. 定置する振動機による側方不拘束土の締固め実験

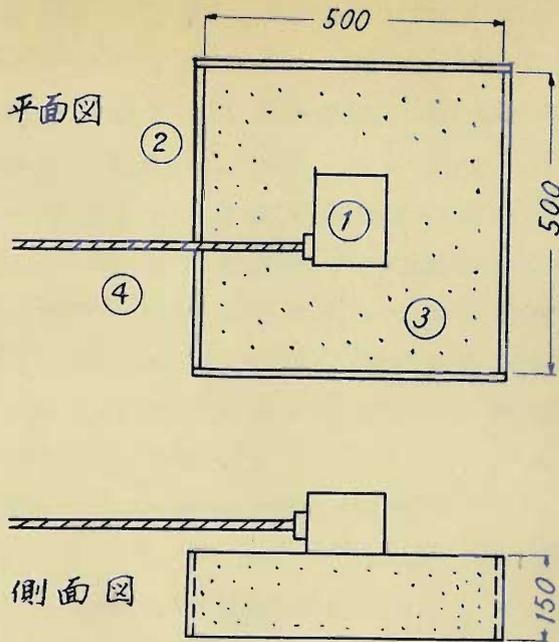
前節の実験は側方拘束土について行つたものであるから、その結果は直ちに不拘束状態にある現場締固めへ応用することはできない。従つて現場条件に一步でも近づく意味において、小規模ではあるが、側方不拘束土の表面に振動機を定置して締固め実験を行つた。

試料は前節に述べた庭窪砂で、含水比は約10%に限定した。

試験槽はコンクリート版上に断面50mm×50mm、高さ15mmの木枠を設置したもので、この中へ試料を入れて試料の層厚を12mmとし、試料と木枠との間に綿を詰めて枠による反射波の影響を防ぐようにした。

振動機は前節の図一II, 2に示したものを用い、これを試料表面中央部に定置して種々の振動条件のもとに駆動して試料を締固めた。その使用状況は図一II, 5にみる通りである。

実験方法は前節の方法に準じた。すなわち振動数、起振力および振動機重量（附加重錘の重量を含む）を変えて、締固め効果の変動を調べた。



- ①: 振動機      ②: 木片 (単位 mm)  
 ③: 試料      ④: フレキシブル・シャフト

図一Ⅱ、5 定置する振動機による側方不  
拘束土の締固め実験の概況

乾燥密度測定は、3分間加振後、内径10mm、深さ5mmのコア・カッターを用いて、振動機直下の土を採取して行った。

以上の実験の結果を用いて、各種要素と乾燥密度との相関性を検討するため、振動数—乾燥密度曲線、振動加速度—乾燥密度曲線、振動エネルギー—乾燥密度曲線を求めた(後述の図一Ⅱ、11、20、22参照)。またこれらの結果を側方拘束土の締固め実験結果と比較して、振動締固め特性特に側方不拘束条件では不可避である試料の横方向流動の

影響を調べた。

#### 2.4. 転動する振動機による側方不拘束土の締固め実験

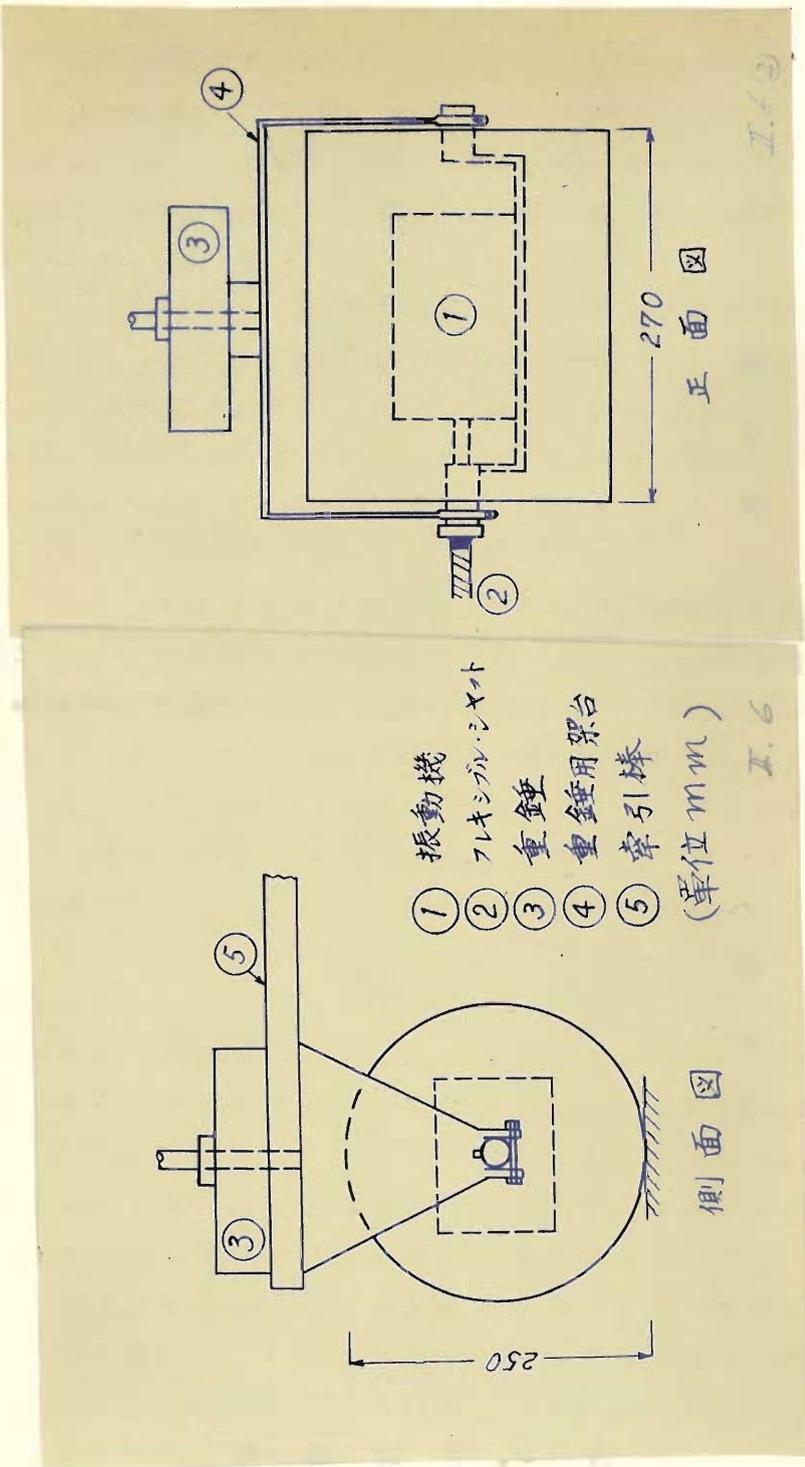
現場締固めは一般に各種のローラによつて行われることが多いが、ローラ転圧は定置締固めに比べて走行による転動効果が附加されるので、それだけ締固め機構が複雑である。本節では前節の定置締固め実験をさらに一步前進せしめた転動締固め実験について述べることにする。この実験では2種の小型振動ローラを用いた。いずれも胴寸法は同一で、共に振動機を内蔵するが、その起振能力が異なっており、以下においては小型ローラI型およびII型と呼んで区別することにする。I型およびII型による振動締固め実験は、その実験目的あるいは実験方法が若干異なっているので、以下別個に述べる。

##### 1) 小型ローラI型による振動締固め実験

この実験は2.2節の側方拘束土の振動締固め特性が側方不拘束土の場合にもみられるかどうかを検討するために行つたものである。しかし各種の特性について、すべてを検討せず、振動数の締固め効果に及ぼす影響、 $\omega$ 値(ローラ重量/起振力)の締固め効果に及ぼす影響をみるに止めた。

ローラI型は図一II、6および写真一I、2に示すようなもので、直径25cm、幅27cmの鋼製のI軸胴に振動機を内蔵し、附加重錘取付けのための架台および牽引棒を具えている。

振動機は2.2節、図一II、2に示した小型振動機をそのまま取付けられるように作つてある。ローラ全重量は2.2kgであるが、附加重錘を取り付けることによつて増加せしめることが可能である。



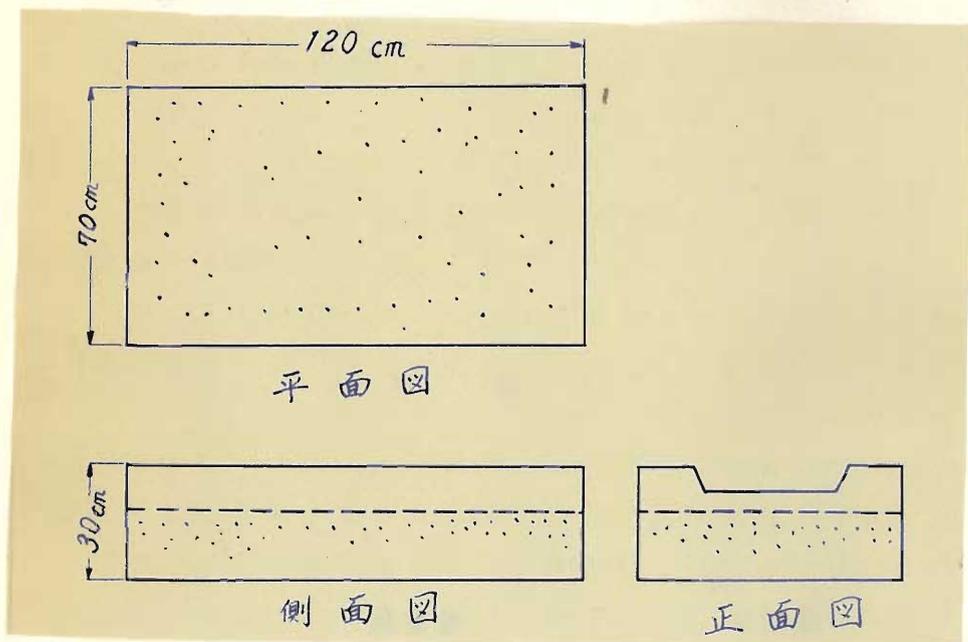
圖一 I, 6 小型第一型 I 型



写真一Ⅱ、2 小型ローラⅠ型

試料は庭窪砂で、含水比は約10%とした。

試験槽として図一Ⅱ、7のような木枠を作製し、これをコンクリート版上において、この中に層厚12cmおよび18cmの盛土を行って転圧した。



図一Ⅱ、7 試験槽

実験方法は2.2節の方法に準じ、振動数、起振力およびローラ重量を種々に変えて転圧しての乾燥密度曲線(図一Ⅱ、16)を得た。転圧回数は最高8回とし、種種の測定値はことわらない限り8回転圧後の値をとることにした。8回転圧によつて乾燥密度は一応飽和に近づくが、厳密にいえばなお僅か増加の傾向がみられるので、この実験の結果を転圧限度とみることはやや無理である。この点は次項ii)に述べる実験でくわしく調べた。

なお無振動転圧実験を併せて実施して、振動の有無による転圧能力の差異をみたが、この結果は第IV編に述べる。

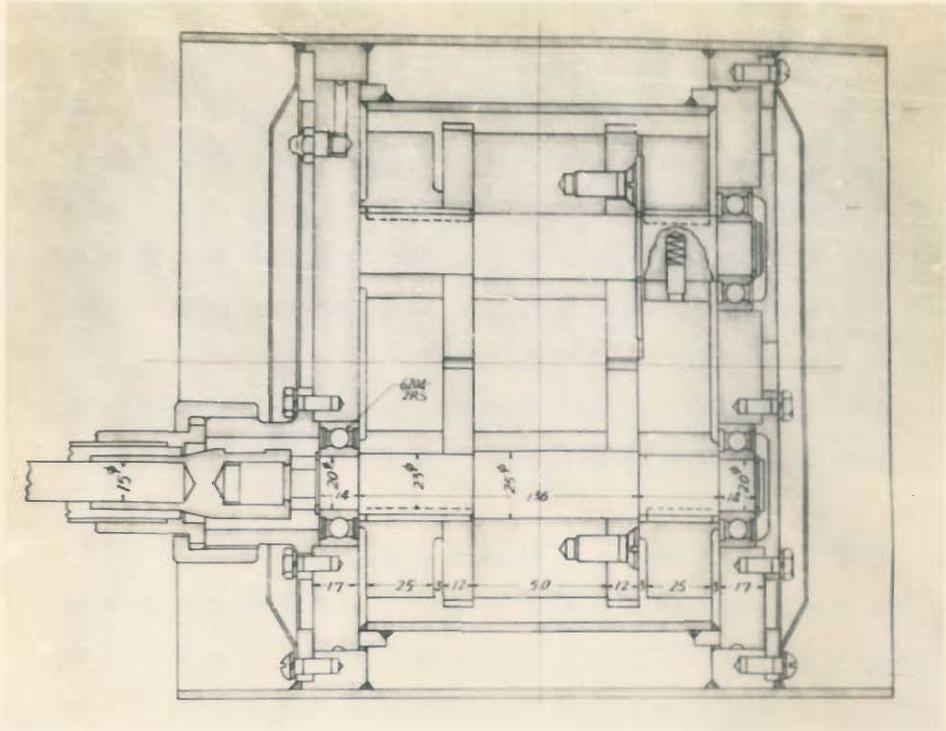
#### ii) 小型ローラⅡ型による振動締固め実験

本実験は振動締固め特性についての研究のためよりもむしろ現場転圧に必要な資料を得るために行われたもので、本章に述べるより第Ⅲ、Ⅳ編に述べる方が適切であるが、実験方法がi)に準じているので便宜上ここに記すことにする。

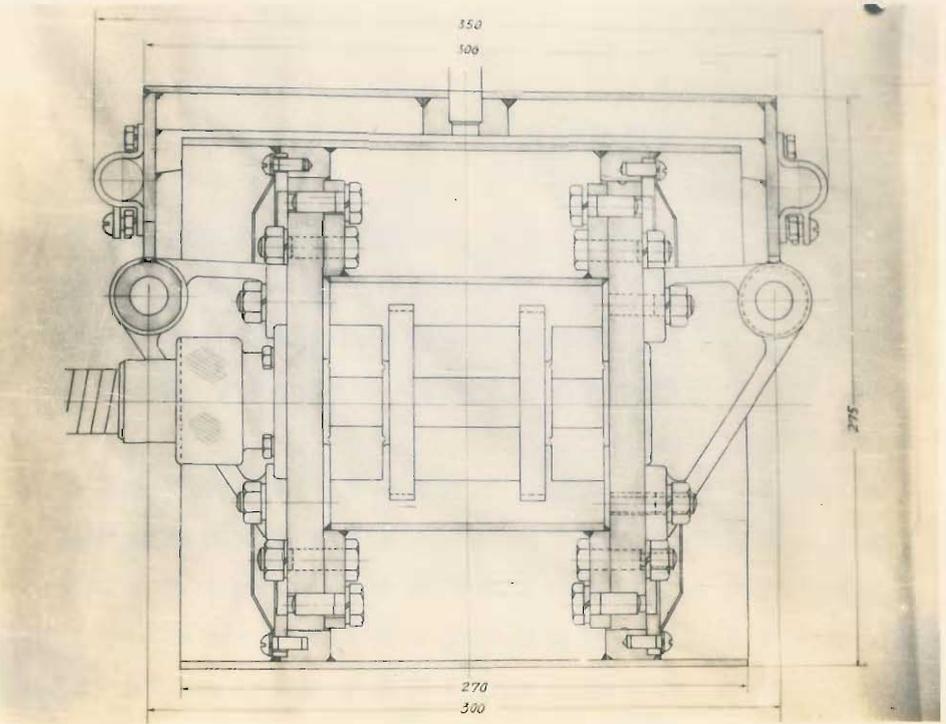
前項の実験に用いたローラⅠ型はその起振能力が小さいので、さらに起振能力の大きいローラを作製した。これをローラⅡ型と呼ぶことにする。

ローラⅡ型は胴直径25mm、胴幅27mmの鋼製の胴の内部に振動機をとりつけ、附加重錘用の架台および牽引棒を具えたもので、附加重錘を含まぬ全重量は43kgである。すなわち胴寸法はⅠ型と同一であるが、重量は約2倍になっている。

振動機は図一Ⅱ、8および写真一Ⅱ、3に示すように、2軸偏心質量型で位相可変であることはⅠ型の小型振動機と同一であるが、偏心質量が大きく、従つてその起振力も最大300kg(廻転数約2,000rpmにおいて)となっている。この振動機を中型振動機と呼ぶことにする。



平面图



正面图

图 1 II. 8 中型振动机

側  
面  
図

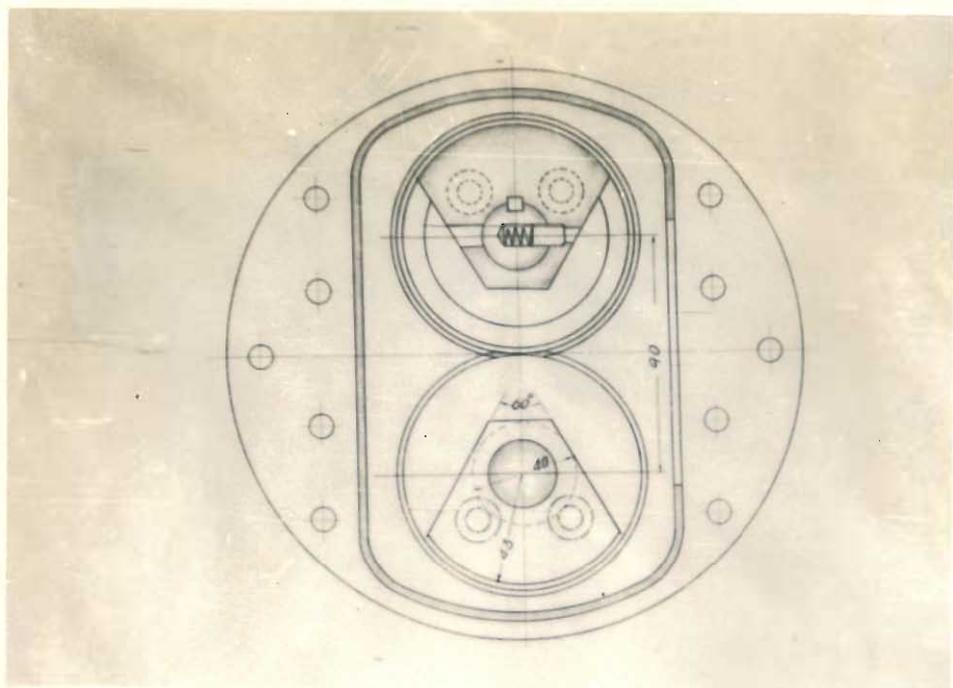
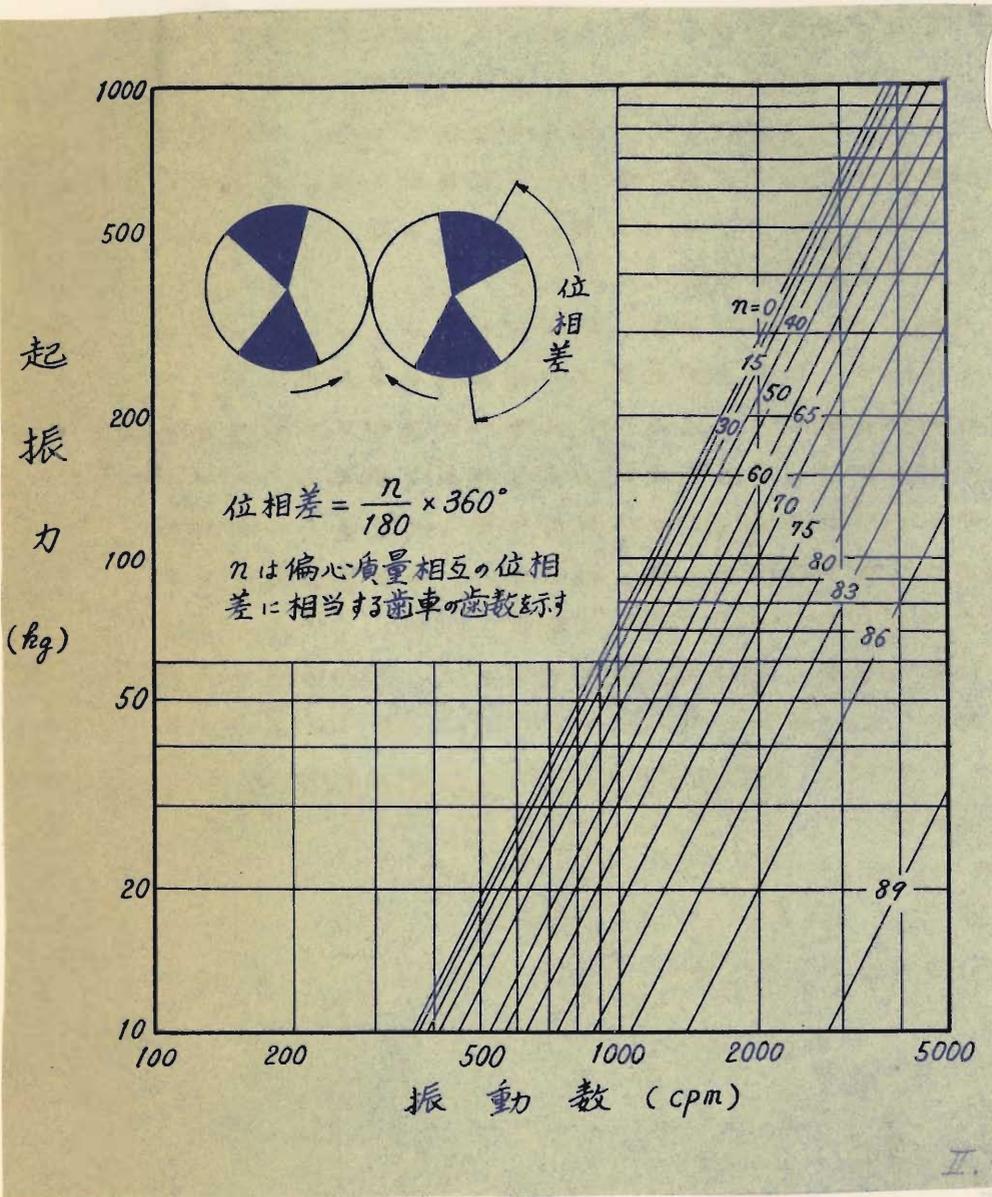


写真 Ⅰ Ⅱ・Ⅲ 小型ローラ Ⅱ型



Ⅱ-17

振動機の駆動は3相、1 HP モータによつて、1 HP 無段変速機およびフレキシブル・シャフトを介して行う。その振動数・起振力曲線は図一Ⅱ、9に示すようである。



図一Ⅱ、9 中型振動機の振動数—起振力曲線

試料は京都大学土木工学教室校庭から採取したものでこれを京大砂Bと呼ぶことにしその粒径加積曲線を図一Ⅱ、3に示す。

試験槽として断面90mm×180mm、高さ200mmの木枠を2個作製し、試料厚さに応じて2段に重ねるようにした。試験盛土はコンクリート版上に直接に行わず、コンクリート上に敷いた路盤土の上に行った。路盤土は同一試料をローラⅡ型で約200回転圧して、約7mm厚に仕上げたもので、これを設けることによつて幾分でも現場条件に近づけようとした。

実験方法として振動数、起振力およびローラ重量を変更して（ローラ重量の変更は附加重錘の着脱による）締固め効果を調べたことは1)に述べた実験と同様であるが、本実験では現場転圧に必要な資料を得るためローラの転圧通過速度およびまき厚を変更してそれらの締固めに及ぼす効果を研究した。振動条件、転圧条件などを種々に変更して最高50回まで転圧したが、その途中の所定の転圧回数において、盛土表面および内部の乾燥密度を測定した。乾燥密度の測定は写真一Ⅱ、4にみるように、いわゆる

砂置換法（JIS A 1214に準ずる）によつて行つた。

写真一Ⅱ、4  
砂置換法による  
乾燥密度の測定



置換砂として相馬標準砂を用いたが、置換時の標準砂の密度は  $1.48 \text{ g/cm}^3$  であつた。

以上の実験から振動数—乾燥密度曲線、転圧回数—乾燥密度曲線、まき厚—乾燥密度曲線、転圧通過速度—乾燥密度曲線を得たが、その一部は本編第3章に（図—II—12、13参照）、大部分は第三編、第4編に述べる。

## 2.5. 砂利層の振動性状に関する実験

振動荷重が作用するとき、土粒子間の結合状態は静止時のそれとは異なることが考えられる。粘性土においては、その結合力は電気化学的あるいは分子論的なものであるから、普通の振動によつてその結合に擾乱が起ることは少ないが、締固めの対象となる砂質土においては、その結合力は主として含水の表面張力、粒子間摩擦およびかみ合せ（interlocking）であるから、微小振動によつて容易に結合力は変化するものと思われる。振動締固めにおいてはこの現象はきわめて重要な役割を果たすはずであるから、その特性を知ることは振動締固めの機構を解明するために必要である。

本節に述べる実験は、以上のことを考慮して、砂利層の共振特性、沈下特性および比摩擦変化を研究したものである。

試料は、現象解析の便宜上、水の表面張力の影響のない乾燥した川砂利（粒径  $5 \sim 10 \text{ mm}$ ）を用いた。

この試料を、高さを  $5$ 、 $10$ 、 $15 \text{ cm}$  に変えて、底辺  $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$  の四角錐台状に盛り、その1組の対向辺を木枠で固定し、他の対向辺は自由法面として自由に流動し得るような状態にして、その上面中央に既述の小型振動機を載せて種々の振動条件で加振した。なお本実験は軌道道床への応用をも考えたので、振動機下部に2個の模型枕木（鋼製で下面寸法  $40 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$ 、重量  $0.9 \text{ kg}$ ）を中心間隔

10 cmに取り付けて載荷したが、接地面における枕木の有無は振動性状の究明に際して本質的なものではないと思う。以上の状況は写真一Ⅱ、5にみるようである。

砂利層下の路盤として3種の力学性状の異なるスポンジ板を実験毎にかえてコンクリート版上に敷いて路盤の力学性を変えて実験した。またスポンジ板を用いず、直接コンクリート版上に砂利層を製作した場合についても実験を行った。スポンジ



写真一Ⅱ、5 砂利層の振動実験

板を用いた理由は路盤性状の差異による振動性状の差異をみることに短時間内に砂利層の顕著な沈下を発生せしめることにあつた。スポンジ板の沈下係数（単位沈下に要する圧力強度）はNo. 1 :  $0.10 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ 、No. 2 :  $0.40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ 、No. 3 :  $0.92 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ である。

加振方法は振動数を変化させて、起振力は3 Kgに一定した。起振力を3 Kgとしたのは、この程度が沈下ならびに振動測定に好都合であつたからである。

測定項目は振動数、振動振幅、振動機の沈下および2.2に述べた鋼製ストリップの引抜き抵抗である。装置として振動数はタコ、メータ（メータの廻転数で代読）、振幅は

ダイヤル・ゲージ振動計、沈下はダイヤル・ゲージ、引抜き抵抗はスプリング・バランスを用いた。引抜き抵抗の測定は砂利層の法面の上下2ヶ所（いずれも起振機底面より5mm下方および路盤面より5mm上方、層厚5mmのときのみ起振機底面より5mm下方すなわち路盤面の1ヶ所）にストリップを約20mmそう入しておいて実施した。その測定値は一般にばらつきがあるので、4～5回の繰返し測定を行ってその平均値をとるようにしたが、比較的によく一致した場合は3回の測定値の平均値を求めた。以上の実験結果は第3章（図一Ⅱ、23）のほか第Ⅲ編に述べる。

## 2. 6. 結 び

本章では主として振動締固め特性を明らかにするために行った室内実験の装置ならびに実験方法を述べた。その結果は総括して第3章に述べるが、なお振動締固め機械の設計および適用に関する資料として利用し得る実験結果も得られたので、それらは第Ⅲ編および第Ⅳ編の該当の項に引用する。

## 第3章 振動締固め特性に関する実験結果とその考察

### 3. 1. 概 説

前章に述べた種々の振動締固め実験によつて、振動締固め特性のほか振動締固め機械の設計、施工に必要な特性を得た。後者の設計、施工に利用し得る特性は第Ⅲ、Ⅳ編に述べることにし、本章では前者すなわち振動締固め特性を述べて考察を加える。

振動締固め特性として本章に取扱うのは各種の振動要素の締固め効果に及ぼす影響である。

締固め効果は限界乾燥密度によつて判定することとしたが、限界乾燥密度は次のようなものである。土の表面に振動荷重を加えると、土は締固められ、その乾燥密度は加振

時間とともに増加してゆくが、次第にある一定値に近づく。この一定値を限界乾燥密度と仮称する。例えば2.2の実験において3分間加振後の乾燥密度は限界乾燥密度とみなすことができる。

振動要素としては振動数、起振力、振幅、加速度、振動エネルギーなどが考えられる。このうち制御可能のものは振動数と起振力のみで、その他は機械諸元、土質状態などによつて変化する。従つて締固めに先立つて振幅、加速度などを予測することは困難であるが、後述するような簡単な理論によつて近似的に知ることはできる。

振動締固めにおいては以上のような振動要素のほか、若干の要素が重要である。その1つは振動機あるいは振動締固め機械の振動部重量(式(Ⅱ、2)参照)と起振力との大小関係であるが、これは振動体と土との振動性状に重要な関係をもつから極めて当然であろう。また振動状態にある土の内部摩擦は静止時の値より一般に小さくなるが、これも締固め性状に重要な意義をもつものと考えられる。従つて内部摩擦の1つの指標である比摩擦は振動締固めにおいては重要な要素となる。

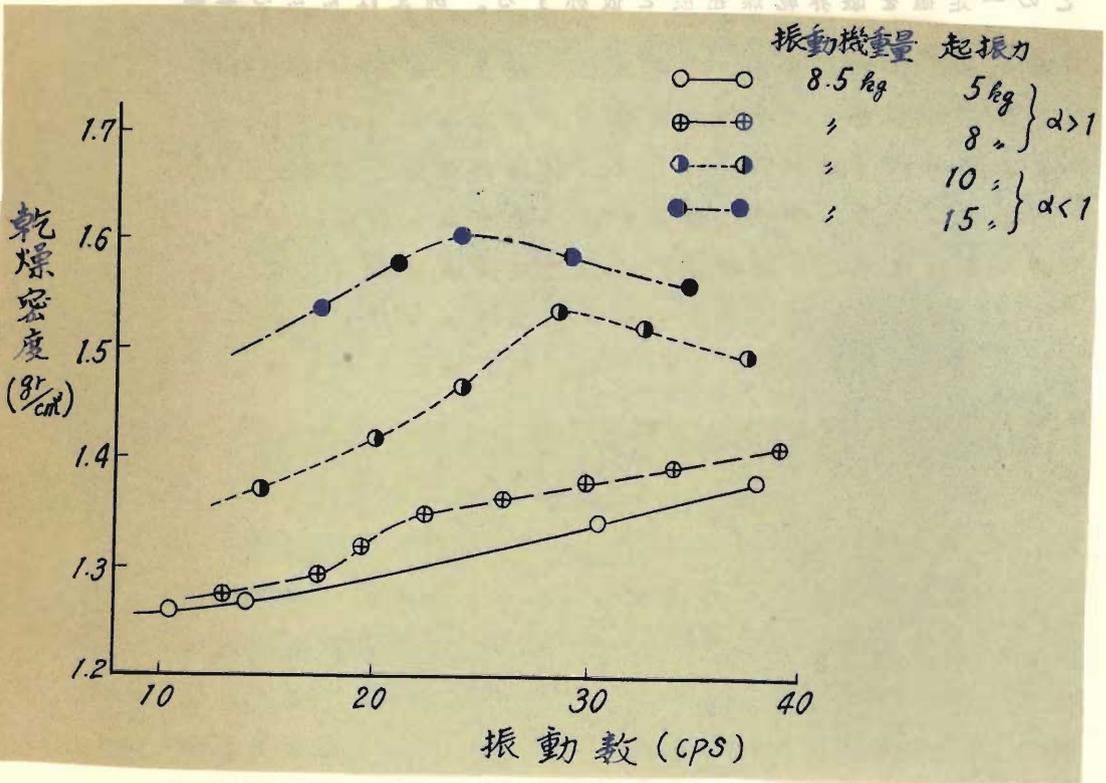
### 3.2. 振動数の締固め度に及ぼす影響

振動締固めの特性のうちでも、振動数の締固め度に及ぼす影響は極めて重要である。それは振動数変化によつて機械と土との振動性状は変化し、振動性状の変化によつて締固め度は変化すると考えられるからである。

側方拘束土の実験(2.2.)によれば、振動数と締固め後の乾燥密度との関係は図一Ⅱ、10のようである。

この実験においては、振動機重量は附加重錘の重量を加えて8.5kg、起振力は5、8、10、15kgとし、各起振力について振動数を広く変化させた。乾燥密度は3分間加振後測定したものであるから、ほぼ締固め限界における値を

示すものと考えられる。

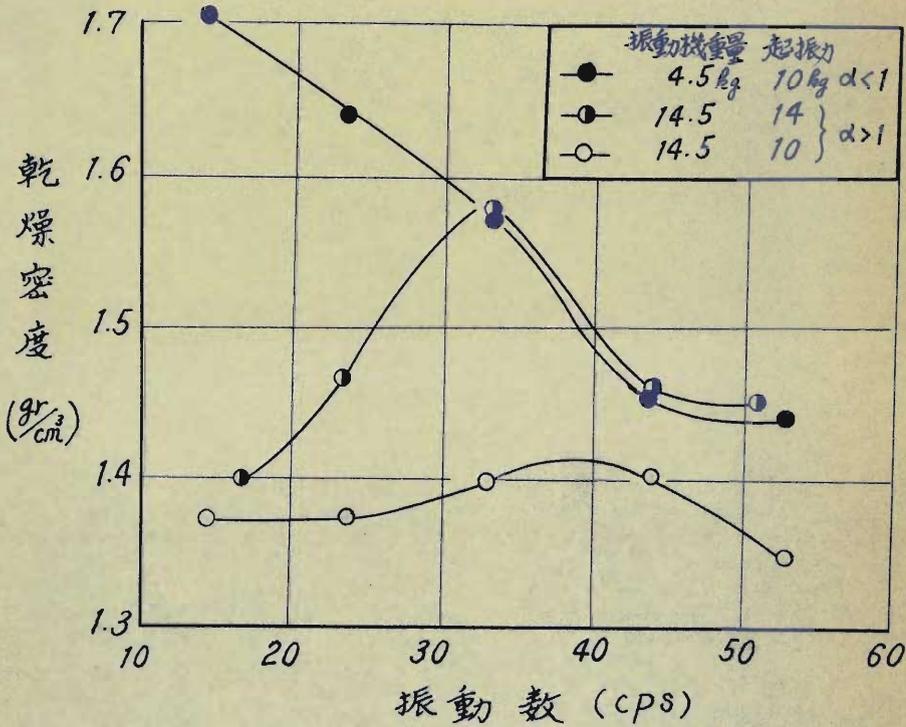


図一Ⅱ、10 振動数—乾燥密度曲線  
(側方拘束土)

図一Ⅱ、10によれば、一定起振力の締固め作用でも、振動数によつて締固め性能は著るしく変化することが明らかである。起振力10 kgおよび15 kgの場合には特定の振動数において最大乾燥密度が得られるが、この振動数はその場合の最適振動数ともいふべきものである。もちろん最適振動数は種々の条件によつて変化することは予想に難くない。一方、起振力5 kgおよび8 kgの場合には振動数増加とともに乾燥密度も増加し、最適振動数は現われていない。振動機の性能の限度から、振動数をより大きくすることが不可能であつたのは残念であるが、図中の曲線がさらに単調増加を続けることは考えられない。

恐らく一定値に近づくかあるいは最適振動数が現われるであろう。なお図一Ⅱ、10において起振力10、15kgの曲線と5、8kgの曲線とは傾向として著るしく異なっており、前者はその起振力が振動機重量よりも大きく ( $d < 1$ )、後者は小さい ( $d > 1$ ) ことは、振動機重量と起振力との大小関係が締固め性能に影響を及ぼすものと解釈される。

側方不拘束土の定置振動機による締固め実験 (2.3.) によれば、振動数と乾燥密度との関係は図一Ⅱ、11に示すようである。この結果によっても、振動数によって締固め



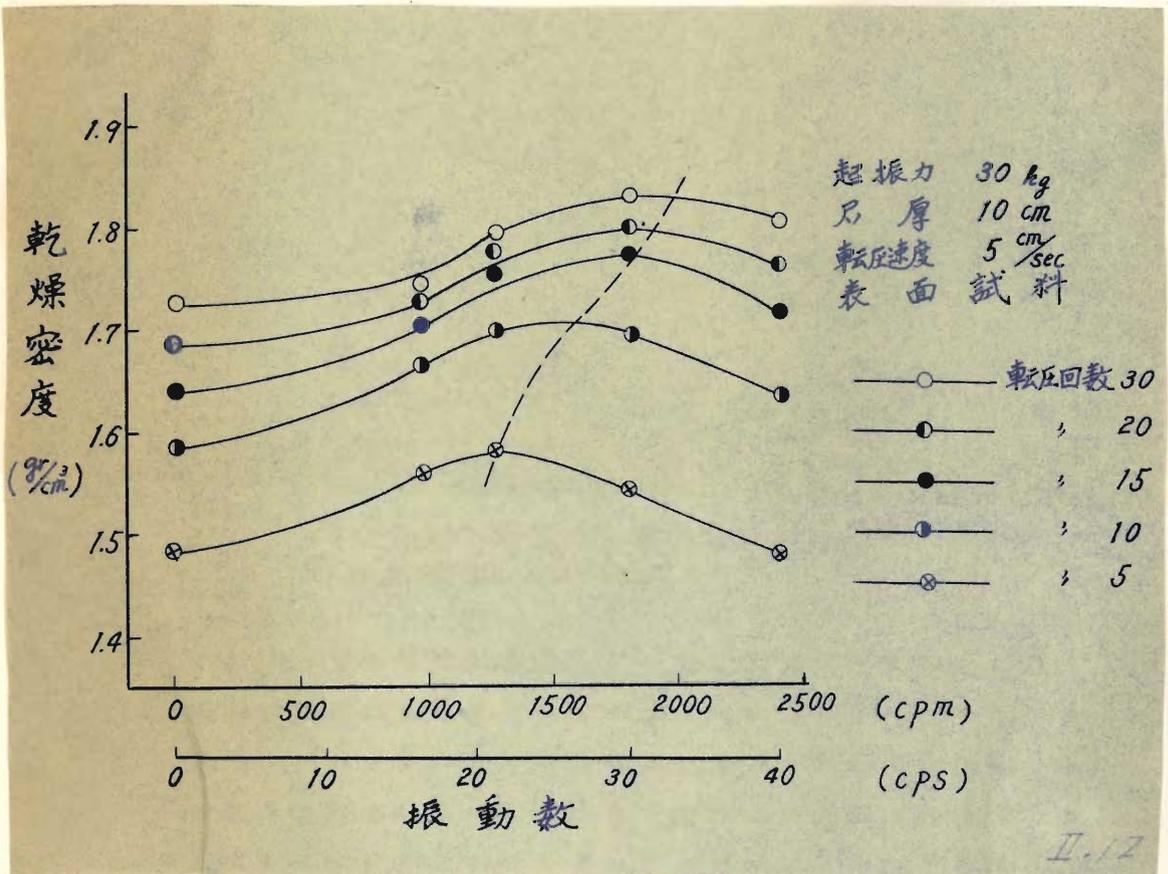
図一Ⅱ、11 振動数—乾燥密度曲線

(側方不拘束土、定置振動機)

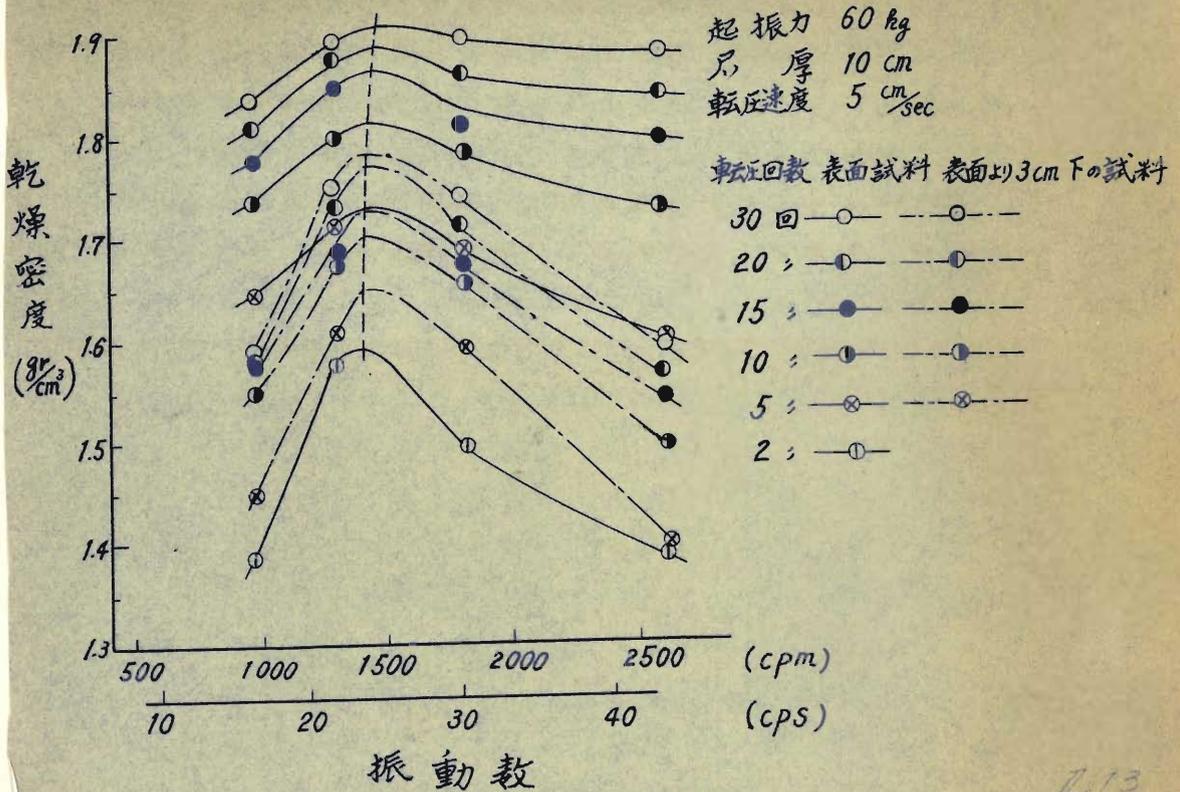
度が変わることは上記と同様である。図一Ⅱ、11においては  $d > 1$  の場合に最適振動数が現われ、 $d < 1$  の場合には

実験範囲内では最適振動数は現われていない。これは図一Ⅱ、10の場合と逆であるが、実験した振動数範囲がずれていることに原因することは両図を比較すれば了解できる。両図を比較することにより $d > 1$ に対する最適振動数が $d < 1$ に対するそれよりも大きいことが想像できる。

側方不拘束土の転動振動機による締固め実験(2.4.)によれば、振動数と乾燥密度との関係は図一Ⅱ、12、Ⅱ、13のようである。



図一Ⅱ、12 振動数—乾燥密度曲線  
(側方不拘束土、転動振動機、 $d > 1$ )



図一Ⅱ、13 振動数—乾燥密度曲線  
(側方不拘束土、転動振動機、 $d < 1$ )

この図では種々の転圧回数に対する乾燥密度を示しており、また図一Ⅱ、12において振動数零とあるのは振動機を停止し、起振力の代わりにそれに等しい重量 (30 kg) の附加重錘を載せて転動した場合を表わしている。起振力は図一Ⅱ、12では30 kg、図一Ⅱ、13では60 kgであるが、ロー重量はいずれも43 kgである。盛土まき厚は10 cm、転圧速度は5 cm/secで、転圧後の乾燥密度は盛土表面および内部において行った。

図一Ⅱ、12およびⅡ、13においては最適振動数は

はつきり現われおり、転圧回数の変化によつて最適振動数も若干変化する傾向がある。転圧回数30回では締固め度はほぼ飽和するものと考えられるが、この場合の最適振動数を両図について比較してみると、図-I、12 ( $\alpha > 1$ )のそれが図-I、13 ( $\alpha < 1$ )のそれより大きく、上記の図-I、10および図-I、11と同一の傾向にあることが知れる。

最適振動数についてはさらに第4章において考察を加える。

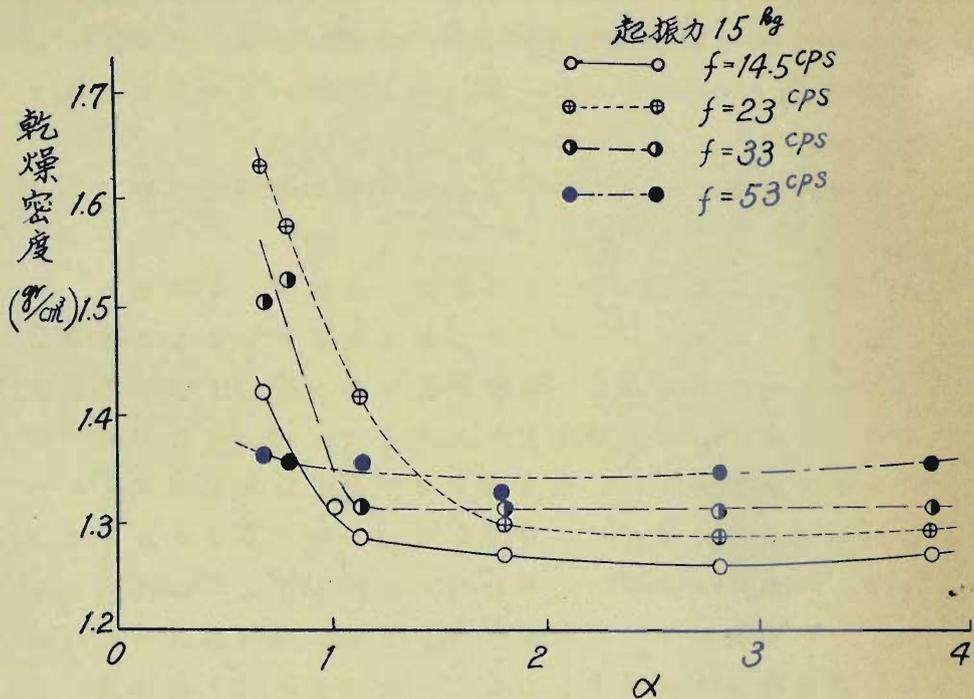
### 3.3. 振動部重量・起振力比の締固め度に及ぼす影響

一般に転圧式ローラの転圧性能を知る目安として接地圧(ふつう単位幅あるいは単位線長当りの圧力すなわち線圧)を用いるが、これは接地圧が大きくなれば、それが盛土のせん断破壊を起さない限度内では、転圧性能を増大せしめるからである。従つて近年高い締固め度が要求されるにつれて、次第に大型の転圧機械が現われてきたのは当然である。しかし振動締固め機械においては、機械重量特にその振動部の重量を増加することは、その振動性状に重要な影響を与えるので、必ずしも転圧性能を向上させるとは限らない。

本節では以上のことがらを詳細にみるために、振動部重量と起振力との大小関係を1つの指標と考え、これと締固め度との関係を述べようと思う。式(II、2)の $\alpha$ の定義に従えば、 $\alpha > 1$ は振動部重量は起振力よりも大であることを意味し、 $\alpha < 1$ は起振力が振動部重量より大であることを意味する。 $\alpha > 1$ の場合の締固め性状が $\alpha < 1$ の場合のそれと傾向的に若干異なることは前節でも述べた。さらに $\alpha$ の変化による締固め特性の変化をみるために、 $\alpha$ と乾燥密度との関係を求めた。

側方拘束土の締固め実験(2.2.)において、起振力を

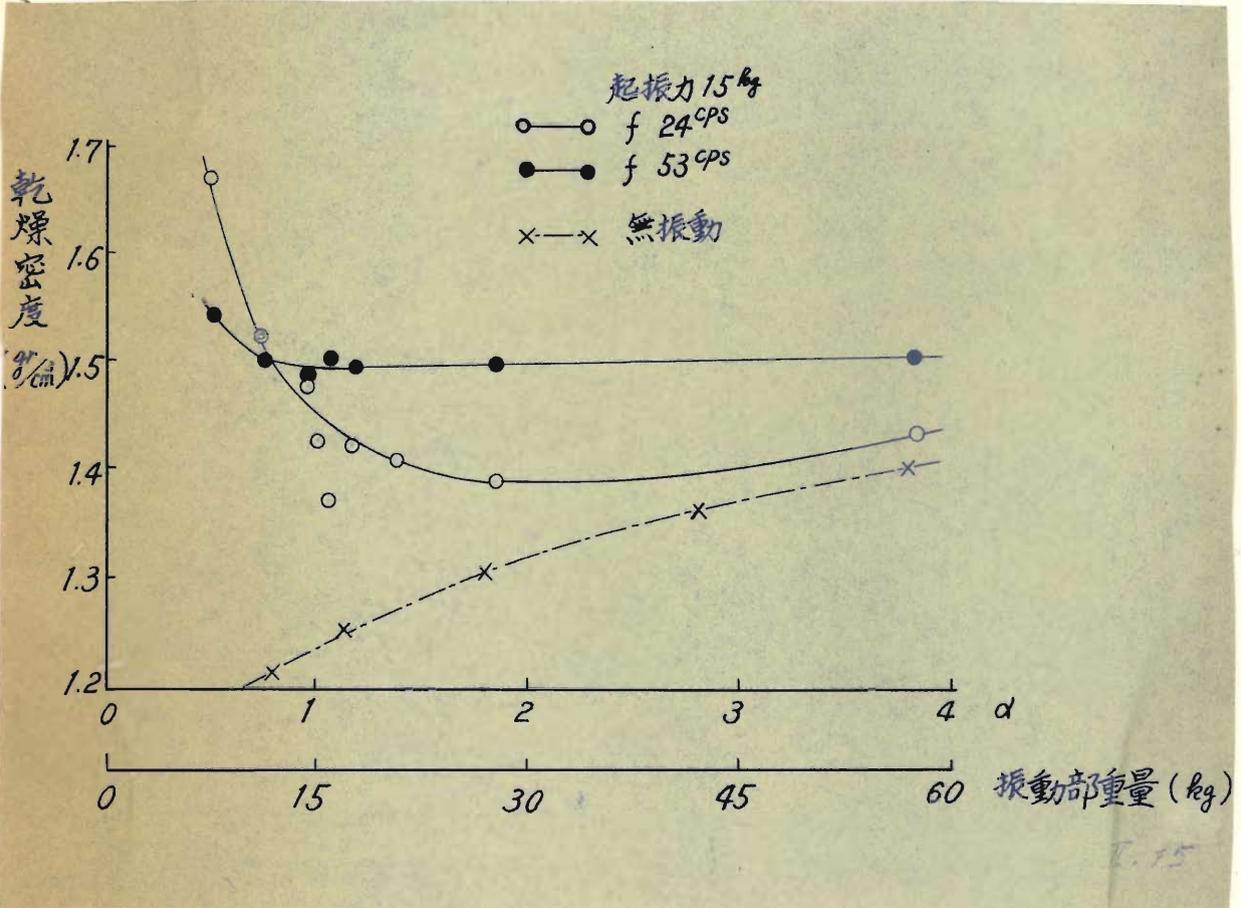
15 kg (一定) にして、振動機重量を変更して試料を締固め、 $\alpha$ と乾燥密度との関係を求めると、試料が京大砂Aの場合には図一Ⅱ、14のような結果が得られた。



図一Ⅱ、14  $\alpha$ —乾燥密度曲線  
(側方拘束、京大砂A)

振動数  $f$  は  $f=14.5, 23, 33, 53\text{CPS}$  の4通りについて  $\alpha$ —乾燥密度曲線を描いた。横軸  $\alpha$  は上記の定義に従って計算したもので、例えば  $\alpha=2$  は振動機重量が  $15\text{kg} \times 2 = 30\text{kg}$  であることを表わしている。図一Ⅱ、14によれば、 $\alpha > 1$  の範囲内では  $\alpha$  の値にかかわらず乾燥密度はほぼ一定であるが、 $\alpha < 1$  の範囲内では、 $f=53\text{CPS}$  の場合を除いて、 $\alpha$  が小さくなるにつれて乾燥密度は急激に大きくなっている。一定起振力の締固め作用については、

振動機重量が大きいほど締固め度は大きいと考えられがちであるが、上記の実験事実はその逆である。この理由は振動機の振動性状を究明することによつて説明し得るものである。また  $f = 53 \text{ CPS}$  の場合に上記の特性が顕著でないのは、これが共振振動数から十分離れていることによるものと思われる。

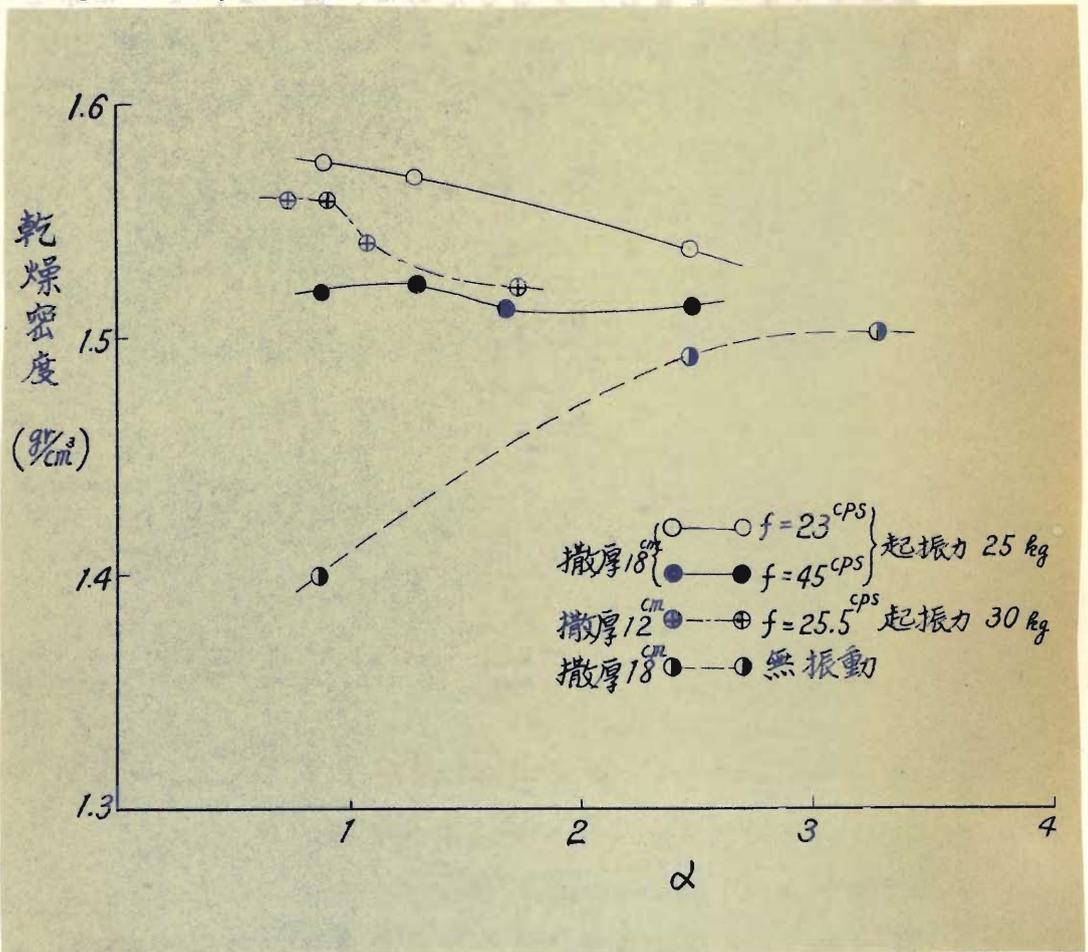


図一Ⅱ、15  $d$  - 乾燥密度曲線  
(側方拘束、庭窪砂)

図一Ⅱ、15 は同機の実験において庭窪砂を用いた場合の結果である。図一Ⅱ、15 に示す曲線は図一Ⅱ、14 のそれとほとんど同一の傾向にあることは明らかである。

なお図中の×印の曲線は無振動のまま振動機重量によつて締固めた結果を示している。従つてこの曲線と振動の場合の曲線との縦距は振動の効果を示すものである。図によれば振動機重量が大きくなれば、それが静的であれば締固め度は増加するが、それが振動荷重を伴えば振動機重量の増加とともに振動効果は減少することが知られる。

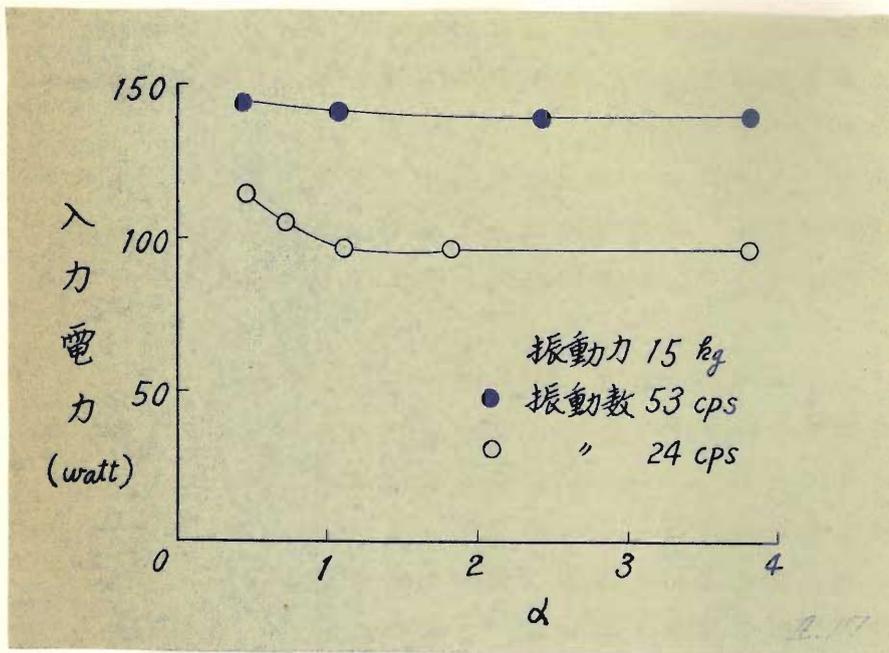
小型ローラI型による側方不拘束土の転圧実験(2.4.1)によつて $\alpha$ -乾燥密度曲線を求めた結果は図一Ⅱ、16のようである



図一Ⅱ、16  $\alpha$ -乾燥密度曲線  
(側方不拘束、庭窪砂、転動振動機)

この実験では起振力は 25 kg、30 kg としてローラ重量を種々に変更したが、 $\alpha$  は各起振力に応じて計算を行った。図一Ⅱ、16の結果は側方拘束土の場合の結果ほど顕著ではないが、 $\alpha < 1$  において乾燥密度が大きくなる特性は現われている。なお図中の無振動における結果は起振力 25 kg の場合の結果と比較するために記入したもので、これも図一Ⅱ、15の傾向を裏書している。

図一Ⅱ、17は締固めに要するエネルギー（もちろん無効エネルギーを含む）を知るために、図一Ⅱ、15に示した実験の際、振動機の駆動モータの入力側に電力計を入れて、モータの入力電力を測定した結果である。



図一Ⅱ、17  $\alpha$ -消費電力曲線  
(側方拘束、庭窪砂)

図によれば  $\alpha < 1$  においては  $\alpha > 1$  におけるよりも僅かではあるが消費電力が多いことが知られる。

以上において、 $\alpha$ が締固め度に及ぼす影響は $\alpha > 1$ であるか $\alpha < 1$ であるかによって区分して考えなければならないことが明らかになったが、その相異を生ずる原因は両者の振動性状が異なることにあると思う。すなわち $\alpha > 1$ の場合は振動部重量が起振力よりも大であるから、その接地部は常に接地したまま加振するが、 $\alpha < 1$ の場合には振動部重量は起振力よりも小であるから、振動機は地表より跳躍しその接地部は理論的に考えて地表よりはなれる瞬間があることとなり、振動機の地表への落下による衝撃がさらに加わることが考えられる。この振動性状の差異が締固め度に影響するが、これについては次節以下で検討を加える。

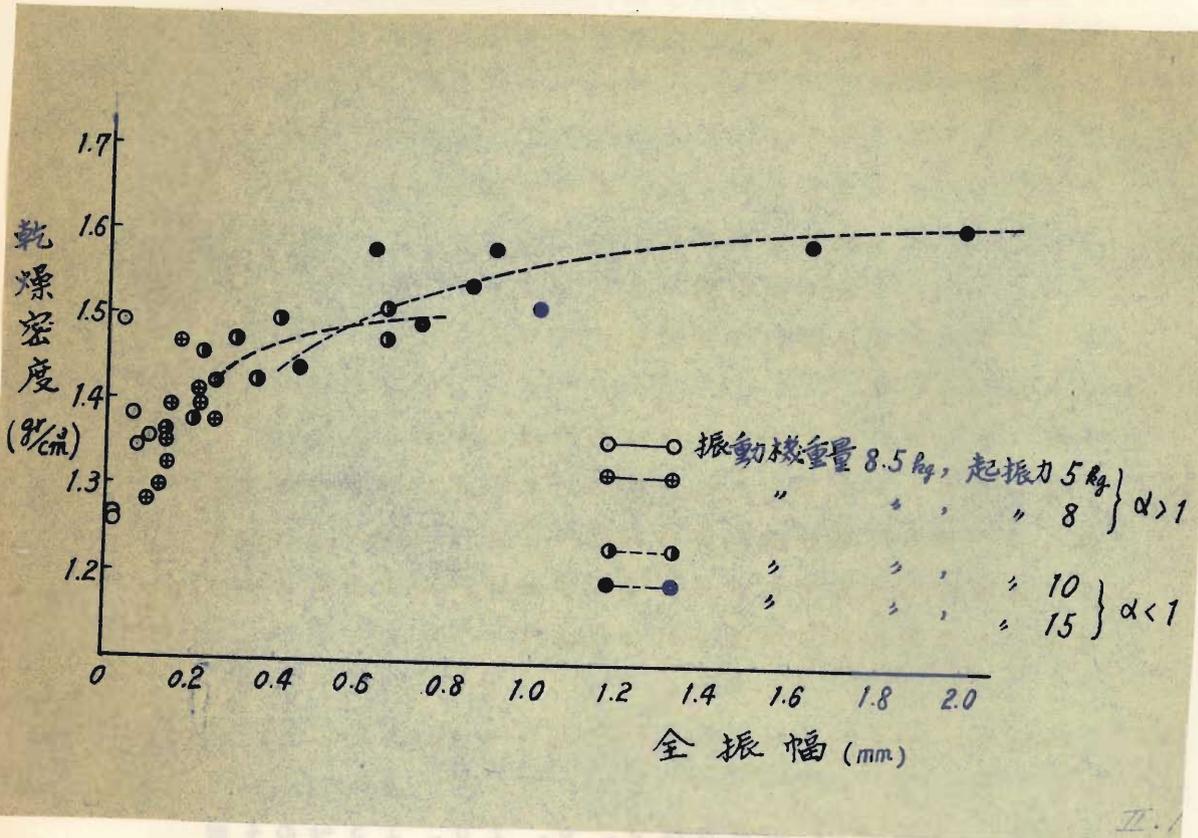
### 3. 4. 振動振幅の締固め度に及ぼす影響

振動機あるいはローラの振動性状と締固め度との相関性をみる第1段階として、振動振幅と締固め度との関係を求めた結果について述べる。

図一Ⅱ、18は側方拘束土に関する実験(2.2)から求めた振動全振幅—乾燥密度曲線である。この実験では振動機重量は8.5 kgで、起振力は5、8、10、15 kgの4種とした。

図一Ⅱ、18によれば、起振力10、15 kg ( $\alpha < 1$ )の場合は振幅の増加とともに乾燥密度は増加しているが、起振力5、8 kg ( $\alpha > 1$ )の場合には振幅と乾燥密度の間に明確な関連性はみられない。

従って、 $\alpha < 1$ なる場合と $\alpha > 1$ なる場合とでは締固め性状は明らかに相違している。これは前節でも少しふれたことがらであるが、本実験結果によつて一層確実に認められたことになる。



図一Ⅱ、18 振動全振幅—乾燥密度曲線  
(側方拘束、庭窪砂)

3. 5. 有効締固めエネルギーの締固め度に及ぼす影響

振動締固めにおいて、締固めエネルギーが締固め度に影響を及ぼすことは容易に想像される場所である。図一Ⅱ、15と図一Ⅱ、17とを比較してみても、与えるエネルギーが大きくなれば、締固め度も大きくなる傾向にある。もちろん締固めにおける無効エネルギーがあるから、全締固めエネルギー中の無効エネルギーの割合が異なるときは成立しない場合もあつてよい。

いま1サイクル当りの有効締固めエネルギーとして次式を仮定する。

$$E = a \left( W + \frac{F}{2} \right) \quad \text{..... (I, 3)}$$

ここに  $E$  : 1サイクル当りの有効締固めエネルギー  
 $a$  : 振動機全振幅  
 $W$  : 振動機重量  
 $F$  : 起振力 (最大値)

である。

式 (I, 3) を用いた理由は次の通りである。

$\alpha > 1$  のときを考えるに、起振力  $F \sin \omega t$  ( $\omega$  は円振動数) が作用して振動機および試料が  $\frac{a}{2} \sin(\omega t - \varphi)$  ( $\varphi$  は位相の遅れ) なる振動をするものとするれば、起振力によつて時間  $\Delta t$  の間に試料がなされる仕事は

$$F \sin \omega t \cdot \frac{a}{2} \left[ \sin\{\omega \cdot (t + \Delta t) - \varphi\} - \sin(\omega t - \varphi) \right]$$

$$= \frac{1}{2} a F \sin \omega t \cdot \frac{d \{ \sin(\omega t - \varphi) \}}{dt} \Delta t$$

$$= \frac{1}{2} a F \omega \cdot \sin \omega t \cdot \cos(\omega t - \varphi) \Delta t$$

周期を  $T (= \frac{2\pi}{\omega})$  とすれば、試料が1サイクルの間になされる仕事  $E_d$  は試料が圧縮される半サイクルのみを考えて

$$E_d = \frac{1}{4} a F \omega \int_0^T \sin \omega t \cdot \cos(\omega t - \varphi) dt$$

$$= \frac{1}{4} a F \omega \int_0^{\omega T} \sin \omega t \cdot \cos(\omega t - \varphi) d(\omega t)$$

$$= \frac{1}{4} a F \int_0^{2\pi} \sin \omega t (\cos \omega t \cdot \cos \varphi + \sin \omega t \cdot \sin \varphi) d(\omega t)$$

$$= \frac{1}{4} a F \left[ \cos \varphi \int_0^{2\pi} \sin \omega t \cdot \cos \omega t \cdot d(\omega t) + \sin \varphi \int_0^{2\pi} \sin^2 \omega t \cdot d(\omega t) \right]$$

$$= \frac{1}{4} a F \sin \varphi \int_0^{2\pi} \sin^2 \omega t \cdot d(\omega t) = \frac{\pi}{4} a F \sin \varphi$$

$$= \frac{1}{2} a F \cdot \frac{\pi}{2} \sin \varphi$$

しかるに  $\varphi$  は上記のように起振力に対する振幅の位相遅れで、振動機重量、試料のばね常数、減衰係数ならびに加振動数によつて変化し一定値ではない。R. K. Bernhard and J. Finelli の実測によれば振動数 900 ~ 1500 C P M の間で  $\sin \varphi$  は 0.3 ~ 1.0 の範囲で変化している。ここではその平均値をとつて  $\sin \varphi = 0.65$  とおけば  $\frac{\pi}{2} \sin \varphi = 1.02 \div 1.0$  となる。従つて

$$E_d = \frac{1}{2} a F \dots \dots \dots (II, 3 a)$$

とおくことにする。

なお振動機重量  $W$  による仕事  $E_g$  は

$$E_g = a W \dots \dots \dots (II, 3 b)$$

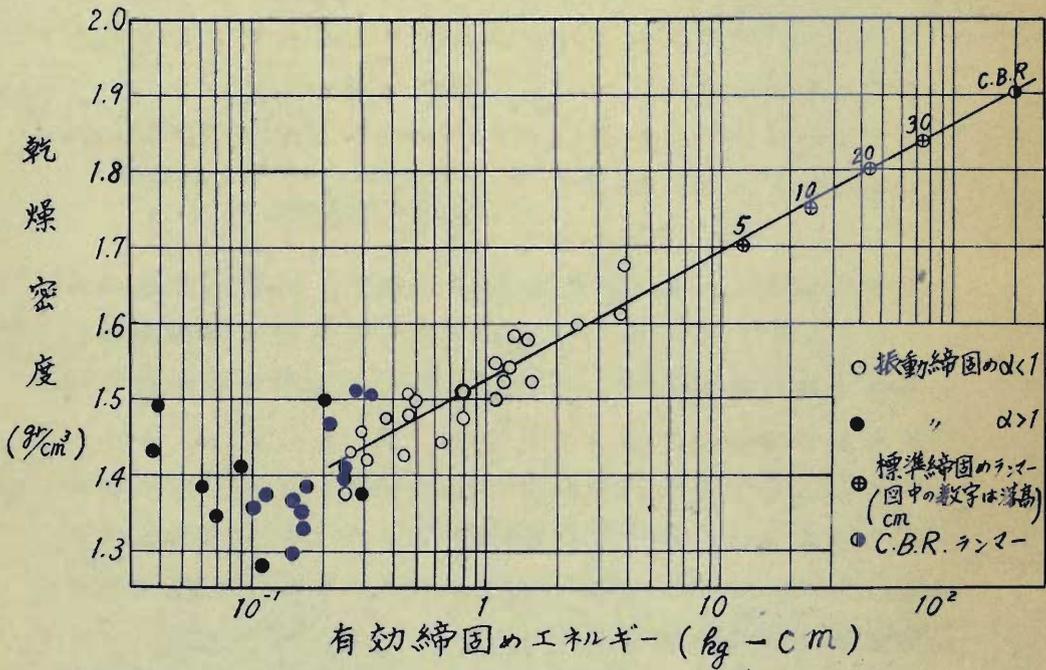
であるから、全仕事  $E$  は

$$E = E_g + E_d = a \left( W + \frac{F}{2} \right) \dots \dots \dots (II, 3)$$

となる。式(Ⅱ、3)は $\sigma_{1 \text{ max}}$ の値の仮定を含むので  
 厳密なものではないが、土に与えられるエネルギーを示す  
 1つと指標として有効締固めエネルギーと呼ぶことにする。

$\alpha < 1$ のときは振動機が跳躍して試料表面から離れる瞬  
 間があつて、式(Ⅱ、3)を誘導することはできないがこ  
 の場合も $\alpha > 1$ のときと同一の指標を用いることにして式  
 (Ⅱ、3)をそのまま採用することにする。

側方拘束土の締固め実験(2.2.)において、振動条件を  
 種々に変えて有効締固めエネルギーと3分間加振後の乾燥  
 密度の関係を求めると図一Ⅱ、19、Ⅱ、20のようにな  
 る。



図一Ⅱ、19 有効締固めエネルギー—乾燥密度曲線  
 (側方拘束、庭窪砂)

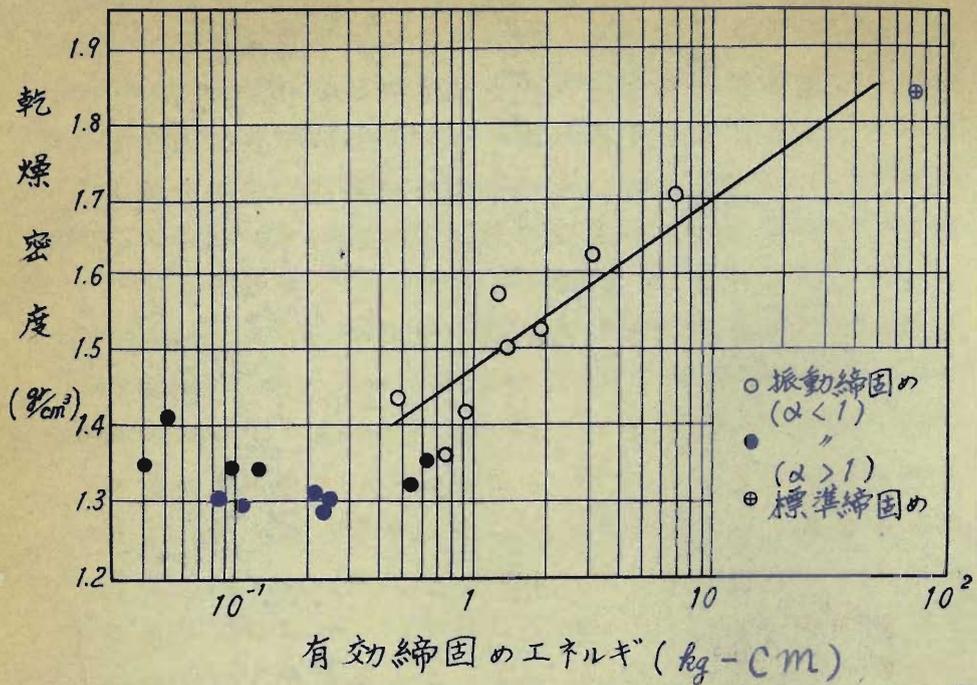


図 一 II、20 有効締固めエネルギー—乾燥密度  
曲線 (側方拘束、京大砂A)

図においては、各点は振動数、起振力、振動機重量にかかわらず、 $\alpha > 1$  であるか  $\alpha < 1$  であるかによつて分類して有効締固めエネルギーと乾燥密度との関係を半対数目盛で記入してある。

図一 II、19 は庭窪砂に関する結果で、 $\alpha < 1$  なる条件に属する点 (○印で示す) は大体 1 つの直線上に並んでいるが、 $\alpha > 1$  に属する点 (●印で示す) はばらついていてこの直線上にのらない。

すなわち、 $\alpha < 1$  の場合は有効締固めエネルギーの対数的増加とともに他の振動要素にかかわらず乾燥密度は直線的に増加するが、 $\alpha > 1$  の場合には有効締固めエネルギーと乾燥密度との関連性はみられない。

ここでも  $\alpha > 1$  なる場合と  $\alpha < 1$  なる場合とはその締固め性状が異なることがみられるが、これは両者における振動性状の差異に起因するものと思われる。すなわち 3.3 に述べたように、 $\alpha > 1$  の場合には振動機は常に接地状態で振動するのに対し、 $\alpha < 1$  の場合には振動機は跳躍振動をする。従つて  $\alpha < 1$  の場合の締固めは、現象的にみればランマーによる締固めに類似している。締固め効果についても類似性があるかどうかを検討するため、ランマーによる突固め試験を行つた。ここでは Modified AASHO 突固め試験用のランマー (重量 10 lb.) および J I B 突固め試験用ランマー (重量 2.5 kg) を用い、前者は落高を 45 cm、後者は減高を 5、10、20、30 cm の 4 種とし、それぞれのモールド内で試料を 2 層にわけて締固めた。

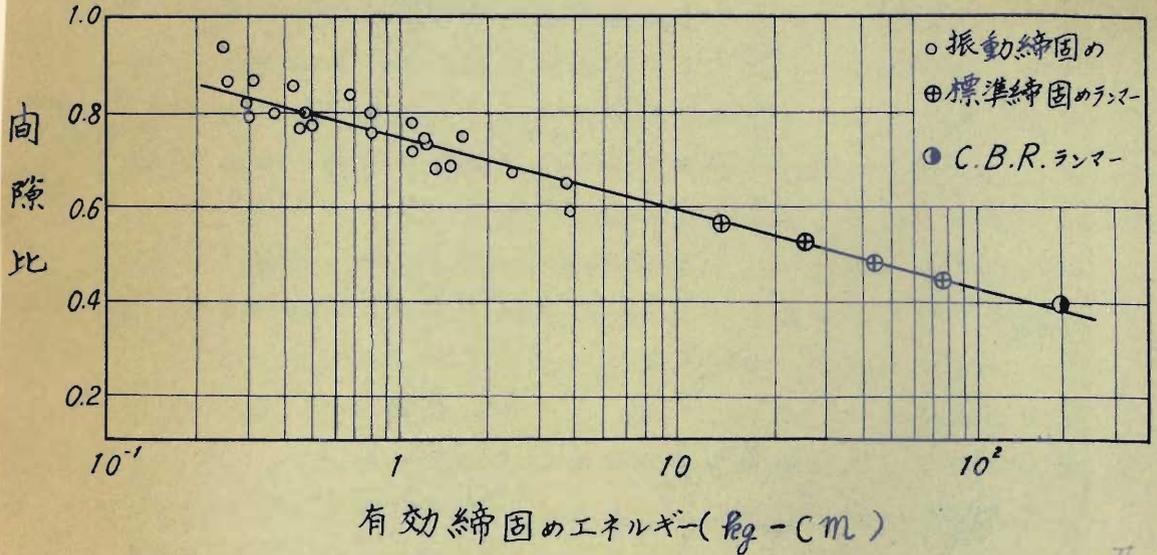
打撃回数はすべて 40 回としたが、これは締固め度がほぼ飽和すると考えたからである。この場合の 1 回打撃による有効締固めエネルギーはランマー重量と落高との積で与えられる。

実験の結果は図一Ⅱ、19 に示すように、 $\alpha < 1$  の条件を満足する振動締固めの場合の結果と同一直線上にあることが知られる。従つて  $\alpha < 1$  なる振動締固めはランマーによる締固めと締固め効果においても同様の特性を有することが明らかである。

図一Ⅱ、20 は京大砂 A に関する実験結果で、この結果も図一Ⅱ、19 の結果とほぼ同様の特性を示している。

なお突固め試験において締固め度がランマーの落下のためのエネルギーに依存することは英国の Road Research Laboratory の実験においても見出だされている。<sup>2)</sup>

図一Ⅱ、19 の乾燥密度のかわりに間隙比有効締固めエネルギーとの関係を求めると、図一Ⅱ、21 のようになる。



図一Ⅱ、21 有効締固めエネルギー—間隙比曲線  
(庭窪破  $d < 1$ )

ここで間隙比  $e$  は次式から求めた。

$$e = \frac{G \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

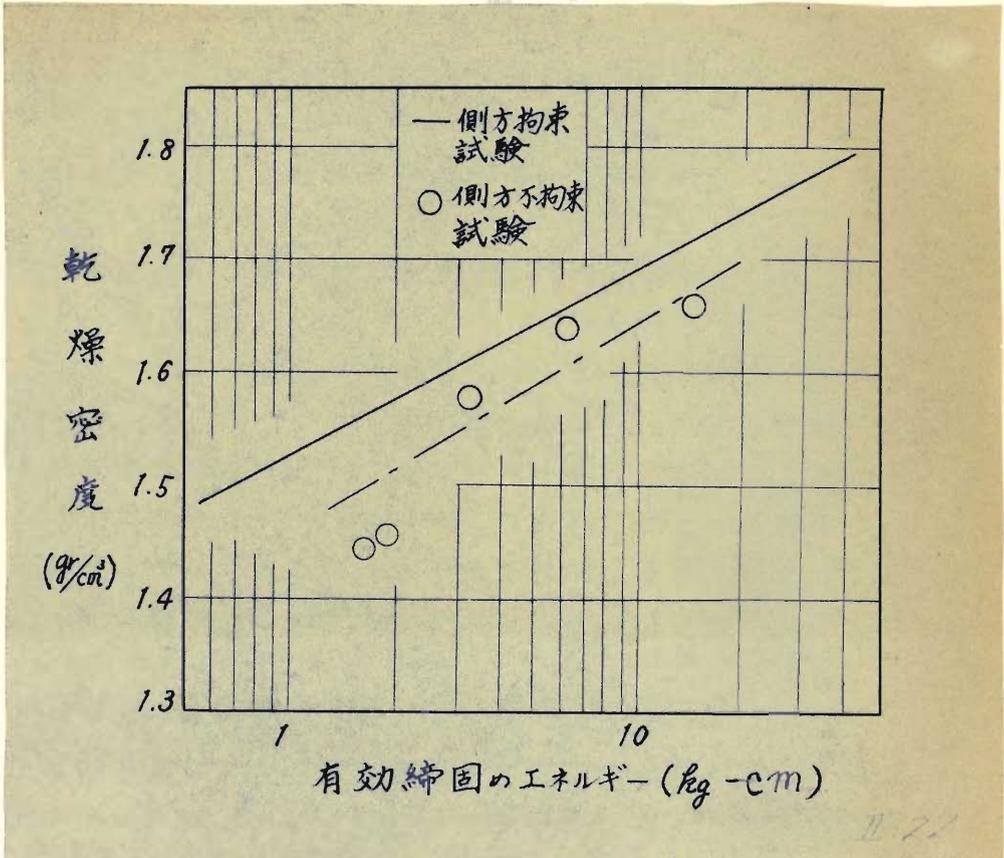
ただし

$e$  : 間隙比、 $\gamma_w$  : 水の単位重量、 $\gamma_d$  : 乾燥密度である。

図一Ⅱ、21によれば  $d < 1$  およびランマーの場合には有効締固めエネルギー (対数目盛) と間隙比 (算術目盛) とは直線関係にあることが明らかである。 $d > 1$  の場合は、図には示さないが、間隙比と有効締固めエネルギーとの間に関連性はみられなかつた。

定置振動機による側方不拘束土の締固め実験 (2.3.) に

よつて有効締固めエネルギーと乾燥密度との関係を探めると図一Ⅱ、22のようになる。



図一Ⅱ、22 有効締固めエネルギー—乾燥密度曲線  
(側方不拘束、庭窪砂、定置振動機、 $d < 1$ )

図は  $d < 1$  の場合のみである。実験数が少ないが、測定結果は一応直線上にあるとみることが出来る。図中の上側の直線は図一Ⅱ、19の直線を記入したのであるが、この2本の直線で示される乾燥密度差が、試料の拘束条件の差異によつて現われたものと解釈される。

以上の結果から  $d < 1$  の場合には有効締固めエネルギーと限界乾燥密度との関係を示す次のような実験式が得られる。

$$\gamma_d = \gamma_{d0} + C_e \log_{10} \frac{E}{E_0} \quad (\alpha < 1) \quad \text{--- (II, 14)}$$

ここに

$\gamma_{d0}$  : ある一定の有効締固めエネルギー  $E_0$  における限界乾燥密度

$\gamma_d$  : 任意の有効締固めエネルギー  $E$  における限界乾燥密度

$C_e$  : 振動条件によらず、土質条件によつて変化する係数

である。この式は  $\alpha > 1$  のときは成立しない。

### 3. 6. 振動加速度と比摩擦との関係

砂質土の力学的性質と粘性土の力学的性質との差異はそれらを構成する粒子の粒度、形状、土中水の状態などに基づき、粒子間の結合力の多少によるものである。ここでは締固めの主対象となる砂質土について締固めの機構を考えてみよう。

砂質土は含水比が少ない場合には粒子間の結合力はなく、粒子の相互移動に際してはすべり摩擦および廻転摩擦のみが作用する。含水比がやや多くなれば、粒子表面の水膜の存在によつてすべり摩擦および廻転摩擦を減少せしめるため粒子間の相互移動は容易となつて、含水比の極めて少ない場合に比べて締固めやすくなる。従つて一定締固め仕事に対してある適当な含水比において、もつともよく締固められるとともに、適当な含水状態にあるため粒子間の結合力を生じてもつとも安全な状態を生ずることになる。これが最適含水比の概念の生じた理由である。含水比が極めて高くなれば、締固め作用によつて過剰間隙水圧を発生し、土粒子に伝達される有効な作用が減少するので、かえつて締固め効果は減少する。

以上の考察によると砂質土の締固めにおいては粒子間の

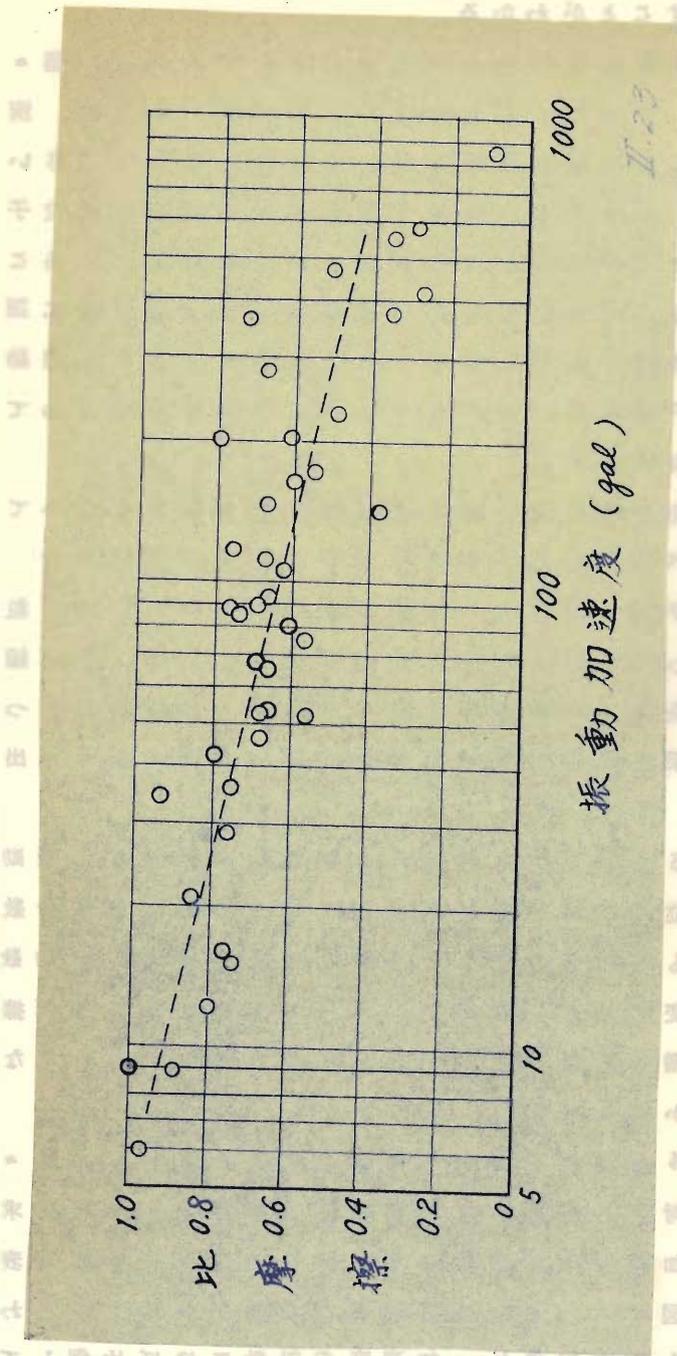
摩擦力の大小、有効伝達力あるいは有効応力がきわめて重要な役割を果たすことがわかる

砂質土に振動荷重が作用する場合を考えると、個々の粒子は振動しながら、ある瞬間には強い圧力をうけ、別の瞬間には圧力から解放されるか、少なくともより小さい圧力をうけることになる。この圧力の減少の瞬間には粒子間の摩擦抵抗は減少するので粒子間の移動を容易にすることが想像される。すなわち上記の適度の含水比と同様に振動作用もまた締固め効果に寄与するであろう。しかし振動荷重による粒子間摩擦の減少化の程度は振動条件によつて異なることは当然である。

本節では振動条件と粒子間摩擦の変化との関係について実験結果を述べる。側方不拘束状態の砂利層の振動実験(2.5.)および側方拘束土の締固め実験(2.2.)において、粒子間摩擦の1つの指標として比摩擦を測定したが、比摩擦と種々の振動条件との関連性を調べた結果、比摩擦ともつとも関連性の深い振動要素は振動加速度であることを見出した。

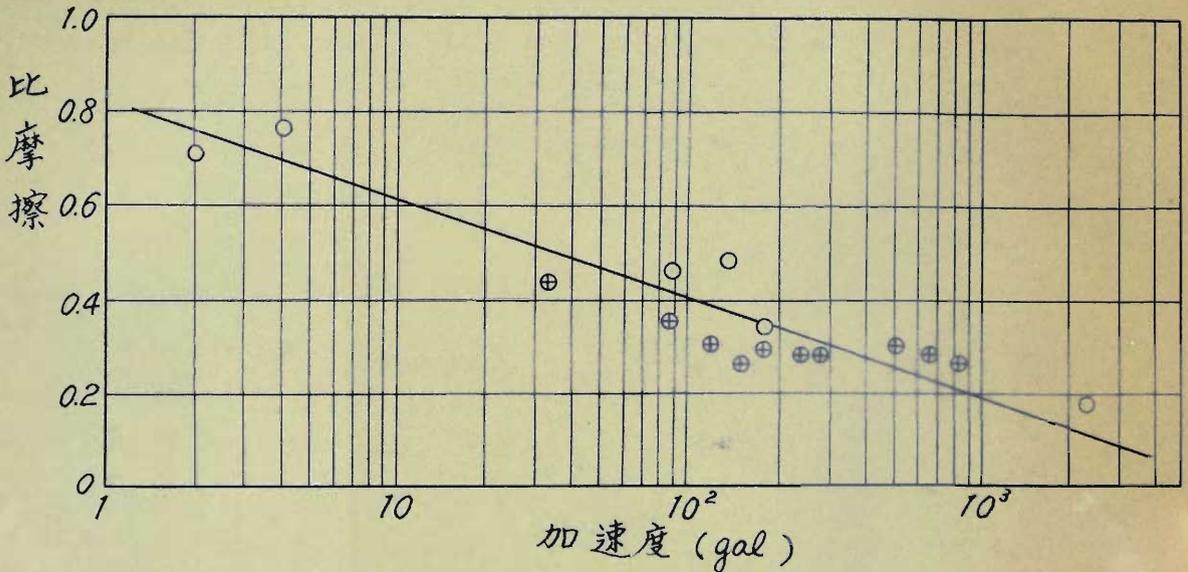
図一Ⅱ、23は砂利層の実験から振動機の加速度と振動機直下5cmの位置における試料の比摩擦との関係を半対数目盛で描いたものである。この実験では路盤層厚、振動数などを種々に変えたが、図一Ⅱ、23にみるように比摩擦は加速度値の増加とともに減少し、他の条件にかかわらないことが明らかとなった。

図一Ⅱ、24は側方拘束土の締固め実験において、種々の振動条件に対する結果から加速度と比摩擦との関係を求めたもので、加速度は対数目盛で、比摩擦は算術目盛で表わしてある。図によれば、比摩擦は他の振動条件にかかわらず加速度のみに支配され、加速度の対数にほぼ比例して減少することが知られる。



圖一—II.23 振動加速度—比摩擦曲線  
(側方不拘束、川砂利)

○ 振動機重量 8.5 kg, 起振力 5 kg  
 ⊕ " " " " 8 kg



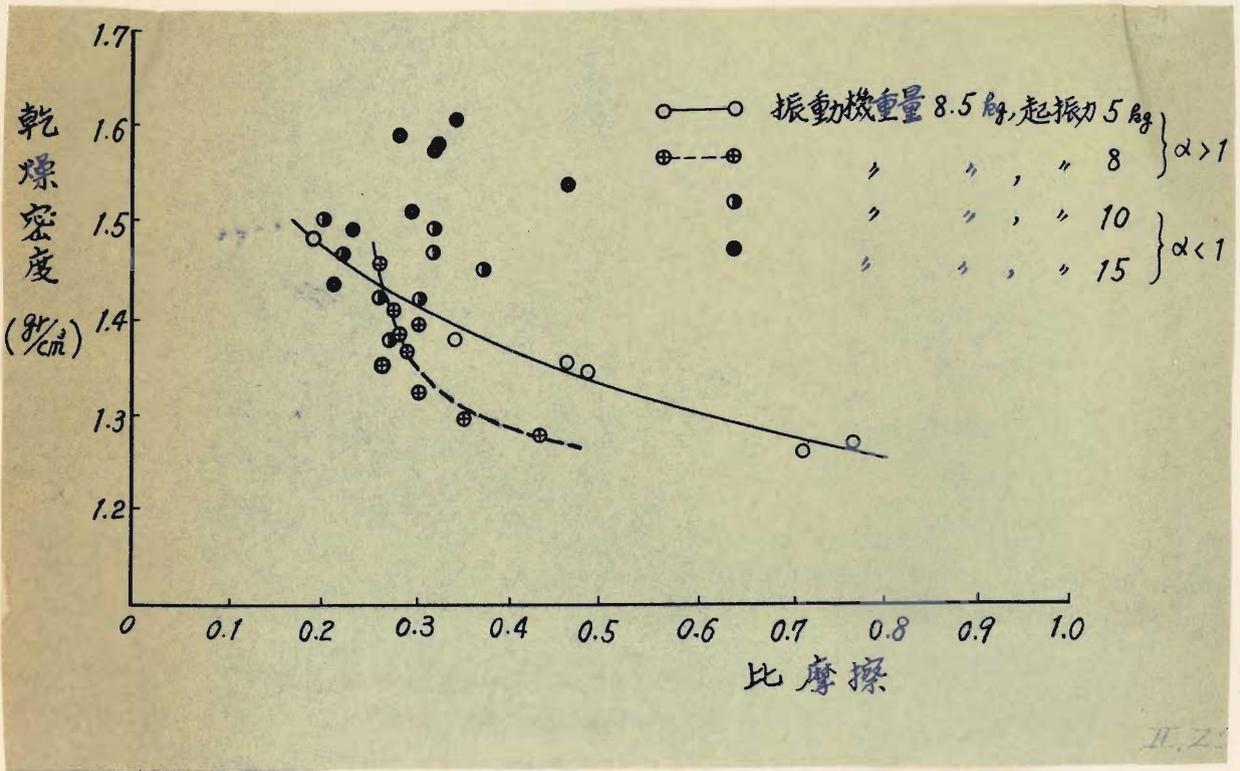
図一Ⅱ、24 振動加速度—比摩擦曲線  
 (側方拘束、庭窪砂)

この関係は著者が1955年に見出したものであるが、その後1957年に U.S.S.R. の D.D.Barkan が杭の動的ならびに静的引抜き試験から同様の関係を求めて発表している。<sup>3)</sup>

### 3.7. 振動加速度の締固め度に及ぼす影響

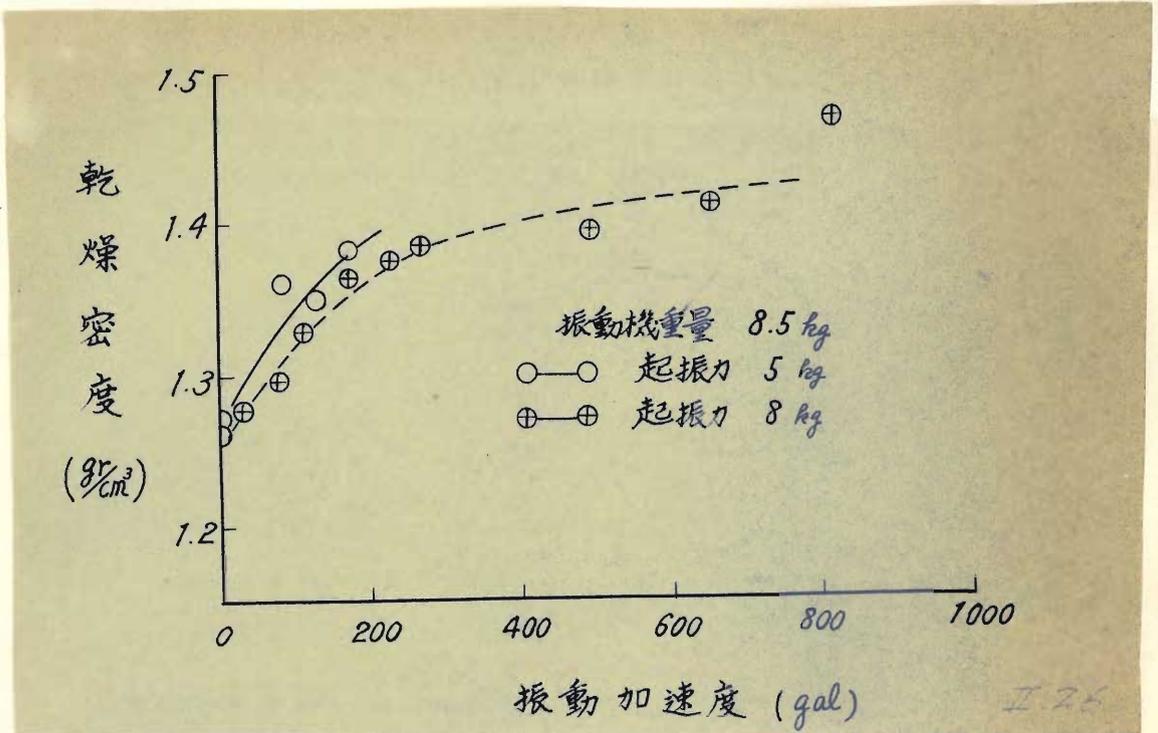
比摩擦は内部摩擦に関する1つの指標であるから、比摩擦変化は締固め度に影響を及ぼすであろうことは十分予想される。そこで側方拘束土の締固め実験(2.2.)において比摩擦と乾燥密度との関係を求め、図一Ⅱ、25のような結果を得た。図において $d > 1$ の条件を満たす起振力5 kgおよび8 kgの場合には比摩擦の減少とともに乾燥密度は増加するのに対し、 $d < 1$ の条件を満たす起振力10 kg、15 kg

の場合には比摩擦と乾燥密度との間に明確な関連性がみられない。この特性は振動振幅あるいは有効締固めエネルギーと乾燥密度との関係と逆の立場にあることになる。



図一Ⅱ、25 比摩擦—乾燥密度曲線  
(側方拘束、庭窪砂)

振動加速度と比摩擦とは前節に述べたような関係があるから、 $\alpha > 1$  の場合には振動加速度と乾燥密度とは密接な関係があるはずである。図一Ⅱ、25の結果を再整理して振動加速度と乾燥密度との関係を求めると図一Ⅱ、26のようになる。図には $\alpha > 1$  の場合のみを示したが、加速度の増加とともに乾燥密度も増加することが認められる。 $\alpha < 1$  の場合を同様に整理したが、相関性が見出せなかつたので図には記入しなかつた。



図一Ⅱ、26 振動加速度—乾燥密度曲線

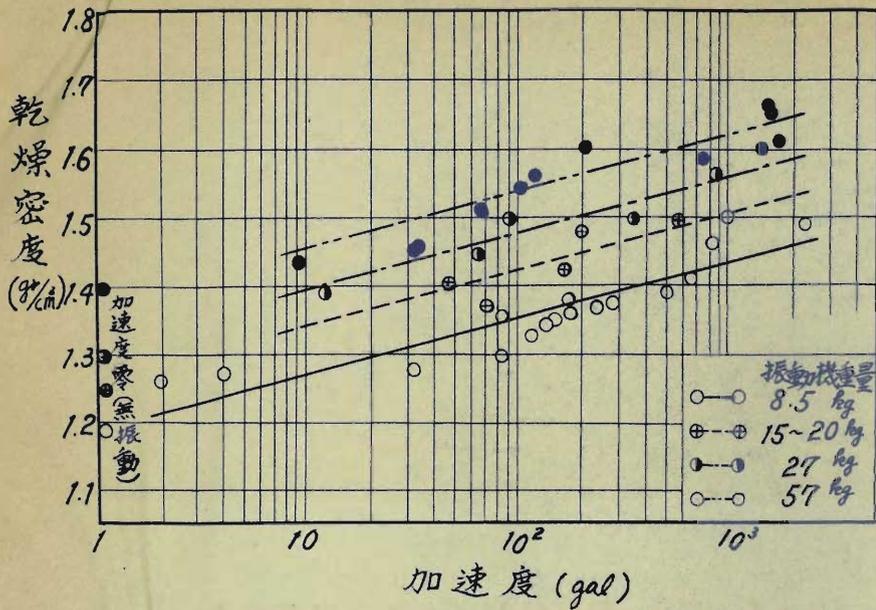
(側方拘束、庭窪砂、

$d > 1$ )

さらに振動機重量、振動数および起振力を種々に変えて締固め実験を行ない、 $d > 1$ なる条件に適する全実験結果から振動<sup>加</sup>速度(対数目盛)と乾燥密度との関係を図示すると図一Ⅱ、27のようになる。図一Ⅱ、27では便宜上振動機重量をパラメータとして表示したが、その結果振動機重量が一定であればほぼ1本の直線上にあること、また振動機重量が変化すれば特性は平行にずれるだけであることが認められる。

ただし振動機重量が15 kgから20 kgまでは実験数は少ないのでこの間の測定点は一括して図示した。

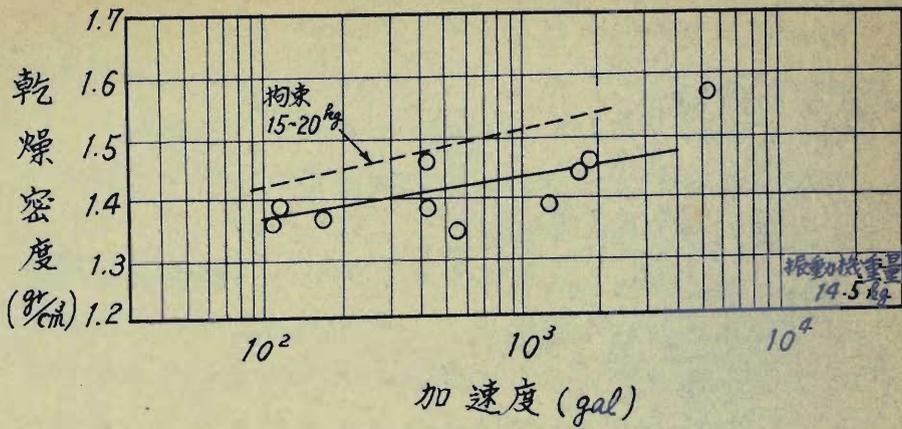
なお図中の左端に記入した4点は無振動で振動機重量を



図一Ⅱ、27 振動加速度—乾燥密度曲線  
(側方拘束、庭窪砂、 $\alpha > 1$ )

1 回載荷して締固めた結果であるから、加速度は零であるが便宜上記入した。この4点の乾燥密度は平行な4本の直線のずれにほぼ対応するので、振動の有無にかかわらず振動機重量の差異が締固めに寄与することが知られる。

側方不拘束土の締固め実験(2.3.)によれば、振動加速度と乾燥密度との関係は図一Ⅱ、28のようである。この実験では振動機重量は14.5 kg、起振力は10 kgおよび14 kg(いずれも $\alpha > 1$ )、振動数は種々に変更した。この結果をみても図一Ⅱ、27の結果と同様に、乾燥密度は他の振動条件(起振力、振動数など)にかかわらず振動加速度の対数的増加とともにほぼ直線的に増加している。なお図中には参考までに側方拘束土の場合の振動機重量15~20 kgに対する特性を記入した。



II.28

図一Ⅰ、28 振動加速度一乾燥密度曲線  
(側方不拘束、定置振動機  $\alpha > 1$ )

以上の結果から  $\alpha > 1$  の場合には、振動機重量が一定であれば乾燥密度を加速度の関数とみて次の実験式が得られる。

$$\gamma_d = \gamma_{d0} + C_a \log_{10} \frac{\alpha}{\alpha_0}, \quad (\alpha > 1) \quad \text{--- (I, 5)}$$

ただし  $\gamma_d$  : 任意の加速度  $\alpha$  に対する乾燥密度

$\gamma_{d0}$  : 特定の加速度  $\alpha_0$  に対する乾燥密度

$C_a$  : 振動条件に関係せず、土質、含水比などによって定まる係数

である。 $\alpha < 1$  の場合には式 (I, 5) の関係は成立しない。係数  $C_a$  は図一Ⅰ、27、Ⅰ、28 における直線のこう配を表わすが、これを理論的に定めることはなお困難である。 $C_a$  は土質、含水比などによって変化することは十

分子想され、振動に敏感な土質状態では  $\alpha_a$  は大きくなるはずである。しかし実用式を確立するためにはなお多くの実測を必要とするであろう。

以上の結果、 $\alpha > 1$  のときはその締固め度は振動加速度と振動機重量とで与えられることが明らかとなつた。

### 3. 8. 砂質土の力学モデルによる有効締固めエネルギーと締固め度との関係の考察

以上の各節に述べた特性を全部にわたって理論的に説明することはなお困難であるが、3. 5. に述べた有効締固めエネルギーと締固め度との関係は I、3. 4. に述べた力学モデルによつて誘導することができるので本節ではこれを述べることにする。

I、3. 4. に述べた力学モデルに対して  $\alpha < 1$  なる条件の振動締固めあるいはランマー落下による締固めを適用する場合を考える。振動締固めにおいては振動力が一定でも、有効締固めエネルギーは一定とは限らないが、締固め限度に近づけば毎回の有効締固めエネルギーもほぼ一定となる。ここでは簡単のためランマーのように最初から毎回一定の締固めエネルギーが作用するものと仮定して計算を進める。有効締固めエネルギー  $\bar{W}$  が損失なくモデルの変形仕事に費されるものとするれば I、3. 4. の記号を用いて第 1 回目の振動載荷あるいは重錘落下に際して次式が成立する。

$$W_{g1} + W_{e1} = \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_1} G_1(\varepsilon) d\varepsilon + \int_0^{\varepsilon_{e1}} \frac{E}{1-\mu} \varepsilon' d\varepsilon' = \bar{W} \quad \text{--- (II. 6)}$$

ここで、左辺の第 1 項はガタ変形仕事で、第 2 項は弾性変形仕事である。また  $\varepsilon_1$ 、 $\varepsilon_{e1}$  はそれぞれの最大変形量を示すもので、両者の間には力の連続条件より次の関係がある。

$$G_1(\varepsilon_1) = \frac{E}{1-\mu} \varepsilon_{e1} \quad \text{--- (II. 6)}$$

従つて左辺は  $\varepsilon_1$  あるいは  $\varepsilon_{e1}$  のいずれか一方のみの関数とみることができる。

第 2 回目以後も同様にしてエネルギーの釣合いの式を求

めることができる。一般に第  $i$  回目のガタ変形仕事を  $W_{gi}$ 、弾性変形仕事を  $W_{ei}$  とする。

$$W_{gi} + W_{ei} = \bar{W} \quad (i=1, 2, 3, \dots) \quad (\text{II. 7})$$

が成立し、左辺各項は次のようになる。

$$\begin{aligned} W_{gi} &= \int_{\varepsilon_{i-1}}^{\varepsilon_i} G_i(\varepsilon) d\varepsilon = A \int_{\varepsilon_{i-1}}^{\varepsilon_i} \frac{\varepsilon - \varepsilon_{i-1}}{\varepsilon_m - \varepsilon} d\varepsilon \\ &= -A(\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}) + A(\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}) \ln \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_i - 1}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}} \\ &= -A(\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}) + A(\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}) \ln \left( 1 + \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}} \right) \\ &= -A(\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}) + A(\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}) \left\{ \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}} - \frac{1}{2} \left( \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}} \right)^2 + \dots \right\} \\ &\doteq A(\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}) \left( -1 + \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}} \right) - A \frac{(\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1})^2}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}} \quad (\text{II. 8}) \end{aligned}$$

同様にして

$$W_{g,i+1} \doteq A \frac{(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i)^2}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i+1}} \quad (\text{II. 8})'$$

また

$$\begin{aligned} W_{ei} &= \int_0^{\varepsilon_{ei}} \frac{E}{1-\mu} \varepsilon' d\varepsilon' = \frac{E}{1-\mu} \int_0^{\frac{1-\mu}{E} G_i(\varepsilon_i)} \varepsilon' d\varepsilon' = \frac{A^2(1-\mu)}{2E} \\ &\quad \times \left( \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}} \right)^2 \quad (\text{II. 9}) \end{aligned}$$

同様にして

$$W_{e,i+1} = \frac{A^2(1-\mu)}{2E} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i+1}} \right)^2 \quad (\text{II. 9})'$$

となる。

いま  $W_{ei} \geq W_{e,i+1}$  と仮定すれば式 (II. 9) \* (II. 9)' より

$$\frac{\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i-1}} > \frac{\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i}{\varepsilon_m - \varepsilon_{i+1}} \quad \text{あるいは} \quad \varepsilon_i - \varepsilon_{i-1} > \varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i$$

となるから

$$\frac{W_{gi}}{W_{gi+1}} = \frac{(\epsilon_i - \epsilon_{i-1})^2}{\epsilon_m - \epsilon_i} \cdot \frac{\epsilon_m - \epsilon_{i+1}}{(\epsilon_{i+1} - \epsilon_i)^2} = \frac{\epsilon_i - \epsilon_{i-1}}{\epsilon_m - \epsilon_i}$$

$$\times \frac{\epsilon_m - \epsilon_{i+1}}{\epsilon_{i+1} - \epsilon_i} \cdot \frac{\epsilon_i - \epsilon_{i-1}}{\epsilon_{i+1} - \epsilon_i} > \frac{\epsilon_i - \epsilon_{i-1}}{\epsilon_{i+1} - \epsilon_i} > 1$$

従つて  $W_{gi} > W_{gi+1}$  となるが、これと最初の仮定から

$$\bar{W} = W_{ei} + W_{gi} > W_{ei+1} + W_{gi+1} = \bar{W}$$

という不合理な結果を得る。これは  $W_{ei} \geq W_{ei+1}$  という仮定が正しくないことを意味する。従つて  $W_{ei} < W_{ei+1}$  であるなければならない。すなわち  $W_{e1} < W_{e2} < W_{e3} < \dots < W_{en} < \dots$  が成り立ち、 $\bar{W}$  が一定であることから  $W_{g1} > W_{g2} > W_{g3} > \dots > W_{gn} > \dots$  となる。これは繰返し回数の増加とともにガタ変形仕事が小さく、弾性変形仕事が大きくなることを示すものである。すなわち締固めエネルギーの面からみると、与える一定のエネルギーのうち無効エネルギーが次第に大きくなることを表わしている。

締固め度が限度に達するのは結局ガタ変形が非常に小さくなつて無視し得ることに外ならないが、一般にガタ変形は回数がふえてもまったく零になることはない。ふつう限度に達するという意味は、ガタ変形の変化率が非常に小さくなつてある特定値（もちろん個人差が入るので、例えば変化率が全変形の何パーセントというように仮定しなければならない）以下になることである。いま  $n$  回目にその条件が満足されたものとする、 $\bar{W} \approx W_{en}$  である。また  $n$  回目の弾性変形  $\epsilon_{en}$  は式 (I, 6) に類似の次式を満足しなければならない。

$$A \frac{\epsilon_n - \epsilon_{n-1}}{\epsilon_m - \epsilon_n} = \frac{E}{1-\mu} \epsilon_{en} \dots \dots \dots (I, 10)$$

あるいは

$$\epsilon_{en} = A \cdot \frac{1-\mu}{E} \cdot \frac{\epsilon_n - \epsilon_{n-1}}{\epsilon_m - \epsilon_n} \dots \dots \dots (II, 10)$$

従つて

$$\begin{aligned} \bar{W} \div W_{en} &= \frac{E}{1-\mu} \int_0^{\epsilon_{en}} \epsilon \cdot d\epsilon = \frac{1}{2} \cdot \frac{E}{1-\mu} \epsilon_{en}^2 \\ &= \frac{A^2}{2} \cdot \frac{1-\mu}{E} \cdot \left( \frac{\epsilon_n - \epsilon_{n-1}}{\epsilon_m - \epsilon_n} \right)^2 \dots \dots \dots (II, 11) \end{aligned}$$

ここで n を増すと  $\epsilon_n - \epsilon_{n-1} = \Delta\epsilon$  がある微小な値  $a$  よりも小さくなる。いま繰返し回数  $n=N$  において  $\Delta\epsilon \div a$  となるものとすれば、式 (II, 11) より

$$\epsilon_N = \epsilon_m - A \cdot \sqrt{\frac{1-\mu}{2E}} \cdot \frac{a}{\sqrt{W}} \dots \dots \dots (II, 12)$$

状態  $\epsilon$  における試料の間隙比を  $e$ 、最小間隙比を  $e_{min}$  とすれば

$$\epsilon_m - \epsilon_n = (e - e_{min}) \cdot h \dots \dots \dots (II, 13)$$

ただし、 $h$  は試料の間隙を除いた土粒子実質部を密に詰めたと仮定したときの深さである。

式 (II, 13) を式 (I, 12) に代入すれば

$$e = e_{min} + c \sqrt{\frac{1}{W}} \dots \dots \dots (II, 14)$$

ただし

$$c = \sqrt{\frac{1-\mu}{2E}} \cdot \frac{A}{h} a \dots \dots \dots (II, 14)$$

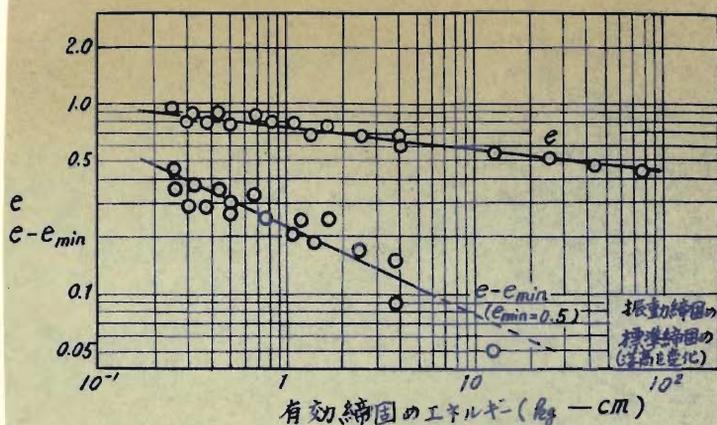
は常数とみなされる、式 (II, 14) によれば、締固め飽和後の間隙比は最小間隙比  $e_{min}$  と有効締固めエネルギー  $\bar{W}$  とで与えられる。しかも  $e - e_{min}$  と  $\bar{W}$  とを両対数目盛で示すと、両者は直線関係にあり、 $\bar{W}$  を横軸にとるとき直線こう配は  $-\frac{1}{2}$  である。

以上の結果を図一Ⅰ、21と比較してみよう。図一Ⅰ、21では試料は完全乾燥状態に含水の影響が現われているであろうが、一応これを無視することに

する。 $e_{min}$ は一般に不明であるが、いま $e_{min}=0.50$ と仮定して図一Ⅰ、21をかきなおした図一Ⅰ、29にて示すと、 $e-e_{min}$ と $\bar{W}$ とは直線関係にあり、しかも直線こう配はほぼ $-\frac{1}{2}$ である。本実験に用いた試料は配合のよい庭窪砂であるが、G.P. Tschebotarioffによれば、このような配合のよい砂の最小間隙比は0.57ぐらいであるといわれているので、 $e_{min}=0.50$ という仮定は一応認めてよいものと思われる。図一Ⅰ、29においてランマーの場合の実験値が直線関係から離れているが、その絶対値は僅かであり、またランマーによる締固めにおいては粒子の破碎、摩耗が起るためであろう。これらの事情を考慮すれば力学モデルは振動締固め特性の解明にも利用し得ることが明らかとなった。

### 3.9. 結 び

本章では前章の実験による結果から振動締固めにおける各種振動要素の限界乾燥密度に及ぼす影響を述べて考察を加えた。すなわち振動数、振動部重量、起振力比、振動振幅、有効締固めエネルギー、振動加速度ならびに比摩擦の



図一Ⅰ、29) 有効締固めのエネルギーと $e-e_{min}$ との関係

限界乾燥密度に及ぼす影響について実験結果を示したが、各要素は単独に作用するのではなく互いに関連しながら締固め作用をするのでこれについて考察した。なお実験結果を理論的に完全に説明することは現在のところでは困難であるが有効締固めエネルギーの限界乾燥密度に及ぼす影響については第I編の砂の力学モデルを用いることによつて説明することが可能であることが知られたが、これは逆に考えれば力学モデルの妥当性を裏付けるものといえる。

#### 第4章 振動による土の締固めの機構

##### 4.1 概説

本章では前章の振動振固め特性に関する実験結果、ならびにその関連事項として振動機—地盤系の振動性状も加えて考察し、振動による土の締固めのメカニズムを明らかにしようと思う。

振動締固めと静的締固めとを比較すると、載荷方法については単に振動の有無のみが異なるに過ぎないが、締固めの機構については極めて大きい差異があるといわねばならない。静的締固め機構については第I編に述べたような若干の理論的研究が行なわれているが、振動締固め機構については理論的研究はほとんど皆無の状態にあつて、ただ F.J.Converse による半実験的考察、H.F.Winterkorn による分子論的考察などが見出だされるに過ぎない。F.J.Converse<sup>4)</sup>の研究は共振振動数附近の振動数が砂の締固めに有効であることを実験的に見出だすとともに、共振振動数を砂の弾性常数、振動機の寸法、重量、起振力および接地板寸法から計算し得る実験式を提唱したものであるが、振動締固め特性の一端を述べたに過ぎない。また H.F.Winterkorn の研究<sup>5)</sup>は分子論による液体の取扱いを振動中の土に適用して、振動数および振幅の締固め度に及ぼす影響を論じたものでその基本的な考え方は興味深いが、得られた結果は定性的

なもので工学的立場からみれば不十分であるといわねばならない。

著者は振動締固めの機構を前章の振動締固め特性ならびに関連要素を総括して次の3つの特性 ( $\alpha$  値によって程度の差はあるが) から説明しようと思う。

i) 振動締固めにおいては締固めの対象である土の力学的性質特に内部摩擦は振動作用によって変化する。

ii) 振動締固めにおける加圧力は静的圧力と動的圧力の和で表される。ここで動的圧力は一般に振動機の起振力に起因するものであるが、その値は起振圧力そのものではなく、振動機および土の振動性状によって定まる伝達特性によって支配される。

iii) 振動荷重は変化する繰返し荷重であるから、静的繰返し載荷において認められたように繰返しによる締固め効果 (もちろん振動数の影響が入る) が現われるはずである。

以上において i) は 3. 6、3. 7 に述べたことで尽されてきている。iii) は第 1 編、第 3 章に詳述したのでこれも説明の必要はないと思う。

ii) はもつとも複雑な性状である。すなわち、土に実際に伝えられる振動荷重は起振力と伝達力特性によって定められ、伝達力特性は振動機と土との振動性状に支配されるので、各種の振動要素、振動機諸元、土の性状がこれに関係する。従つて前章の振動締固め特性はすべてこの問題に包含されるのである。これを完全に理論的に解明することは困難であるが、簡単な理論によつてその概要を説明してみようと思う。

#### 4. 2. 振動機・地盤系の振動性状

本節では半無限地盤表面に振動機を定置して加振する場合の振動機・地盤系の振動性状について述べる。

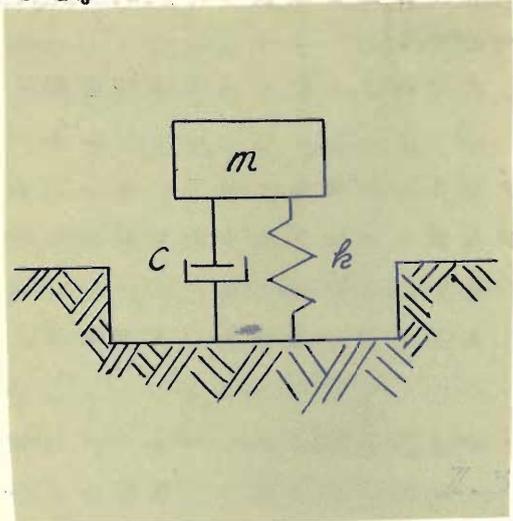
この問題については古くから多くの研究がなされているが、ここでは理論的研究のみを取り上げてみることにする。地盤振動の解析は地盤を弾性体と仮定して取扱われるが、弾性波動を取扱ったJ.W.S.Rayleigh<sup>6)</sup>らの研究は主として地震波伝播を対象とするものであるに対し、T.Y.Sung,<sup>7)</sup> P.M.Quinlan<sup>8)</sup>らの研究は主として基礎の振動を対象とするものである。後者は土質工学、基礎工学の分野では重要な意義を有するもので、表面振動荷重分布の変化による地盤振動性状について詳細に述べているが、その解は複雑であるから締固めへの応用の面では難点がある。J.J.Slade, Jr.<sup>9)</sup>によれば地盤振動はエネルギー状態に応じて3つの場合に分けて取扱うべきであるとしている。すなわち高エネルギー振動状態、低エネルギー振動状態および中間のエネルギー振動状態に応じて地盤性状が異なるのであるが、一般に振動源直下では高エネルギー状態、振動源から十分離れた処では低エネルギー状態、中間の距離では中間のエネルギー状態にある。振動締固めの対象となる地盤領域はもちろん高エネルギー状態にあるが、この状態では一般に非線型振動が起っており、その解析は困難である。

振動締固めへの応用の点からみれば、いわゆる線型振動系の仮定それ自体には矛盾が含まれるが、それは止むを得ないものとする。以下には線型振動系の解析について述べることにする。

地盤表面に定置された振動機が上下方向に正弦的に変化する起振力を発生し、かつ起振力の大きさが振動機重量より小さいとき ( $\alpha > 1$ ) は振動機自体はほぼ正弦的な上下振動をすることが知られている(起振力が振動機重量より大きいときは跳躍するからその解析はここでは省略する)。従って地盤は一種のばねとして作用することは明らかである。しかし強制振動力(起振力)を止めれば振動は比較的

に早く停止するから、純粹のばね作用のほかに減衰作用もあることになる。従つて振動機の振動を考える限り、振動機と地盤とから成る振動系を図一Ⅱ、30のような簡単なモデルで近似することができる。

ここで  $m$  は振動機質量、 $m_s$  と振動機とともに振動する土の質量  $m_s$  との和で、 $k$ 、 $c$  はそれぞれ地盤のばね常数および減衰係数である。簡単のため、 $m_s$ 、 $k$ 、 $c$  が振動状態にかかわらず一定であるとすれば、この系は1自由度の線型振動系であつて数学的取り扱いは極めて容易となる。 $m_s$  は一般



図一Ⅱ、30 振動機・地盤系の振動モデル

に不明な量であつて、振動機と同位相で振動すると仮想される土の質量を表わすので換算質量、<sup>等価</sup>質量 (equivalent mass) などと呼ばれている。 $m_s$  は振動状態によつて変化することはもちろんである。また  $k$ 、 $c$  も土質状態、振動状態によつて変化する。しかし  $m_s$ 、 $k$ 、 $c$  の変化を考えると一般に数学的取扱いは困難になるので、ここでは一定であると仮定して計算を進めることにする。

図一Ⅱ、30のモデルで示される振動系の自由振動を表わす方程式は、 $m$ の平衡位置から上方への変位を  $x$  で表わして、次のようになる。

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + c \frac{dx}{dt} + kx = 0 \quad \text{..... (I, 15)}$$

ここで  $\frac{d}{dt}$  は時間についての微分を表わす。

系の自由振動数あるいは固有振動数  $f_{nd}$  は

$$f_{nd} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m} - \frac{c^2}{4m^2}} \quad (\text{I, 16})$$

で与えられる。

(減衰係数  $c$  については測定例は極めて少なく R.K. Bernhard and J. Finelli によつて振動状態に応じて変化することが報告されている。<sup>10)</sup> しかし現在のところでは確実な値は不明であるから計算に際しては  $c$  を無視することが多い。

減衰がない場合の自由振動数  $f_n$  は

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{w_v + m_s}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k' A g}{w_v + w_s}} \quad (\text{I, 17})$$

となる。ここで  $w_v, w_s$  はそれぞれ振動機重量、換算重量、 $A$  は振動機の接地面積、 $g$  は重力加速度で、 $k'$  は地盤の弾性が一様に分布しているときの単位接地面積当りのばね常数を表わし、地盤係数といわれる。

つぎに正弦的に変化する強制力が作用するときの強制振動を考えてみよう。基礎方程式に次のようである。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F \sin wt \quad (\text{I, 18})$$

ここで  $\cdot$  は時間に関する微分  $\frac{d}{dt}$  を表わす。また  $F$  は強制力の最大値、 $w$  は強制力の円振動数である。

式 (I, 18) の解を  $x = x_0 \sin(wt - \varphi)$  , ただし  $\varphi$  は振幅の強制力に対する位相遅れ、とすれば次節 (4.4.) に示すように

$$x_0 = \frac{F}{\sqrt{(k - mw^2)^2 + (cw)^2}} \quad (\text{I, 19})$$

$$\varphi = \tan^{-1} \frac{cw}{k-mw^2} \quad (\text{I}, 19)$$

(となる) 減衰が小さい場合には

$$\alpha_0 \approx \frac{F}{|k-mw^2|} \quad (\text{I}, 20)$$

$$\varphi \approx 0 \quad (\text{I}, 20)$$

一方、振動機・地盤系の振動性状に関する実験的研究は数多くあるが、そのうち<sup>11)</sup> H. Lorentz, <sup>12)</sup> R. K. Bernhard, <sup>13)</sup> F. J. Converseの研究によつて次の諸特性が見出だされている。すなわち

- i) 一定接地面積において振動機重量が増加するとき、最大振幅および共振振動数は減少する。
- ii) 一定接地圧 ( $W_v/A$ )、一定強制圧 ( $F/A$ ) において接地面積が増加するとき、共振振動数は減少する。
- iii) 一定接地圧、一定接地面積において強制力 (起振力) が増加するとき、最大振幅は増加するが、共振振動数は減少する。

などである。線型振動系の理論を上記の実験特性について検討してみよう。共振振動数を便宜上 (II, 17) すなわち減衰のない自由振動数で近似するものとして

$$f_r \approx \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k \cdot A g}{W_v + W_s}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{W_v/A}} \cdot \sqrt{\frac{k \cdot g}{1 + W_s/W_v}} \quad (\text{I}, 21)$$

とおけば、 $A = \text{一定}$ で $W_v$ が増加するとき $f_r$ は減少するから i) の共振振動数に関する定性的性質は満足される。

他の項目については線型振動系の理論では説明は不可能であるから、実験結果すべてを説明するためにはさらに複雑な理論体系を必要とする。

しかし、例えば  $k'$  は  $A^{-\frac{1}{2}}$  に比例すること（次節に述べる）を（Ⅱ、21）に適用すれば ii) は定性的に説明することができる。また土の圧縮性とそれに伴う弾性変化を考えれば、振動機重量の増加により、 $k'$  は大きくなるはずであるから、i) の最大振幅に関しても説明はつけられる。このような修正を施すこと自体は線型振動系の理論に矛盾するものであるが止むを得ないと考える。iii) については非線型振動系を考えなければ到底説明することは不可能である。この特性は土がいわゆる *soft spring* と呼ばれる非線型性を有することを示すものにはかならない。

以上のように線型理論は種々の難点を有するが、その取扱いが極めて簡単であること、および若干の修正を施すことによつて実験事実を定性的に説明し得ることを考えて以下  $\alpha > 1$  の場合に対して採用することにする。 $\alpha < 1$  の場合については本節では取扱っていないが、それは数学的解析がきわめて複雑であるからである。

4. 3. 地盤係数

地盤係数を求める1つの方法は、強制振動試験によつて共振振動数  $f_r$  を測定して、式（Ⅱ、17）あるいは式（Ⅱ、21）を変形した関係：

$$k' = 4\pi^2 f_r^2 \frac{W_0 + W_s}{A g} \quad \text{..... (Ⅱ、22)}$$

から計算するのである。減衰がない場合には  $f_r = f_n$  で、一般に減衰が少ない場合には  $f_r \approx f_n$  が成立する。しかし式中に用いる  $W_s$  は一般に不明であるので、適当に仮定することもあるが無視することが多い。振動時の地盤係数は

静荷重試験による地盤係数（あるいは沈下係数）とは性状が異っている。両者を区別するため振動問題におけるそれを特に動的地盤係数ということがあるが、振動を扱う場合には単に地盤係数といつても、もちろん動的地盤係数を意味している。

地盤係数の実測例として次のような結果が報告されている。T.Hisada らは  $A = 0.5 m^2$ , 接地圧  $4 \sim 6 t/m^2$  の振動実験結果から式 (I, 22) を用いて表一Ⅱ, 1 のような結果を得た。<sup>14)</sup>

表一Ⅱ, 1 地盤係数の測定値 (T.Hisada らによる)

土 質	地盤係数 $k_g/cm^3$
表 土	3 ~ 5
□ — ▲	3 ~ 5
砂 層	8 ~ 10
砂 利 層	11 ~ 13

また H.Lorentz は  $A=1 m^2$ ,  $W_v=2.7 t$  偏心能率  $0.02 k_g \cdot sec^2$  の振動機を用いて表一Ⅱ, 2 のような結果を得た。<sup>15)</sup> 表一Ⅱ, 2 では  $k_n$  なる量を与えられているが、 $k'$  は  $k_n$  を用いて次式によつて計算される

表一Ⅱ, 2  $k_n$  の測定値 (H.Lorentz による)

土 質	共振振動数 cps	$k_n k_g/cm^3$
細 粒 砂 (粘土を含む)	20.0 ~ 25.5	4.0 ~ 6.5
細粒ないし中粒砂 ( " )	23.5 ~ 27.5	5.5 ~ 7.5
中 粒 砂	26.5 ~ 28.5	7.0 ~ 8.0
中粒ないし粗粒砂 (ゆるい状態)	28.5	8.0
中粒ないし粗粒砂 (締った状態)	36.0	13.0
砂 利	31.0	9.5
砂 利 (乾燥状態、陶土を含む)	31.0 ~ 39.0*	9.0 ~ 20.0*
粘 土 (湿潤状態)	23.5	5.5
粘 土 (乾燥状態)	32.5	10.5

\* 特に強く締固めたもの

$$k' = k_n^{-\beta} \cdot \Delta \sigma \dots\dots\dots (\text{I}, \frac{23}{82})$$

ここで  $\Delta \sigma$  は  $k_n$  を求めた実験における接地圧 ( $= 0.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ) と実際に考えている地点の応力  $\sigma$  の差として次式で与えられる。

$$\Delta \sigma = \sigma - 0.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots\dots\dots (\text{I}, 24)$$

また  $\beta$  は土質によつて次のような値をとる係数である。

粘着性土に対し	$\beta = 2.5 \text{cm}^{-1}$	} \dots\dots\dots (\text{I}, 25)
やや粘着性の土に対し	$\beta = 5.0 \text{cm}^{-1}$	
非粘着性土に対し	$\beta = 10.0 \text{cm}^{-1}$	

この接地圧と土質による補正は実用上重要であると思われる。

G.P.Tschebotarioff は実際の機械基礎の自然振動数の測定によつて次のような結論を得た<sup>16)</sup>。自然振動数  $f_n$  のかわりに、これから導入される整約自然振動数 (reduced natural frequency)  $f_{nr}$  を

$$f_{nr} = \sqrt{W_v/A} \quad f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k'g}{1+W_s/W_v}} \dots\dots\dots (\text{I}, 26)$$

と定義し、 $f_{nr}$  と  $A$  (基礎の接地面積) との関係を一対数目盛で表わすとき直線的となることから、その直線こう配を読んで

$$f_{nr} \propto A^{-\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (\text{I}, 27)$$

となることを見出だした。従つて式 (I, 26) を用いて

$$f_n \propto A^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (\text{I}, 28)$$

$$k \propto A^{-\frac{1}{2}} \quad \dots \dots \dots (II, 28)$$

なる関係が得られる。式(II, 28)によれば地盤係数は接地面積の平方根あるいは接地面の寸法(直径あるいは辺長)に逆比例することになる。静的地盤係数、例えば道路工学においてよく用いられる支持力係数K値について、載荷板寸法の差異による換算は実測値を基礎として作られた次式

$$\left. \begin{aligned} K_{75} &= K_{50} / 1.3 \\ K_{75} &= K_{40} / 1.7 \\ K_{75} &= K_{30} / 2.2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (II, 29)$$

この場合載荷板の直径比はそれぞれ  $75/50=1.5$ 、 $75/40=1.9$ 、 $75/30=2.5$  であるから、K値の換算式(II, 29)はほぼ直径比の逆比例関係を示すものとみられ、式(II, 28)に一致する傾向にある。

4.4. 振動機・地盤系の伝達力特性

本節では振動機から地盤へ伝達される力について考察する。しかし起振力が振動機重量より大きい場合 ( $d < 1$ ) は解析が困難であるから、起振力が振動機重量より小さい場合 ( $d > 1$ ) のみを取扱うことにする。振動機の起振力を  $F \sin \omega t$  ( $\omega$  は円振動数) とすれば、振動機・地盤系の強制振動の方程式は

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F \sin \omega t \quad \dots \dots \dots (II, 18)$$

となる。この解を

$$x = x_0 \sin(\omega t - \phi) \quad \dots \dots \dots (II, 30)$$

とおいて  $x_0$  および  $\phi$  を決定しよう。

この解法としてここではベクトル図を用いる方法を採用することにする。式 (I, 30) より

$$\dot{x} = \omega x_0 \cos(\omega t - \varphi) = -\omega x_0 \sin(\omega t - \frac{\pi}{2} - \varphi) \dots\dots (I, 31)$$

$$\ddot{x} = -\omega^2 x_0 \sin(\omega t - \varphi) \dots\dots (I, 32)$$

となるから慣性力  $-m\ddot{x} = m\omega^2 x_0 \sin(\omega t - \varphi)$  は変位  $x$  と同位相で、減衰力  $-c\dot{x} = c\omega x_0 \sin(\omega t - \frac{\pi}{2} - \varphi)$  は  $x$  より  $\frac{\pi}{2}$  だけ遅れ、ばね力  $-kx$  は  $x$  より  $\pi$  だけ遅れ、強制力は  $x$  より  $\varphi$  だけ進んでいる。これをベクトル図に表わせれば図 I, 31 のようになる。

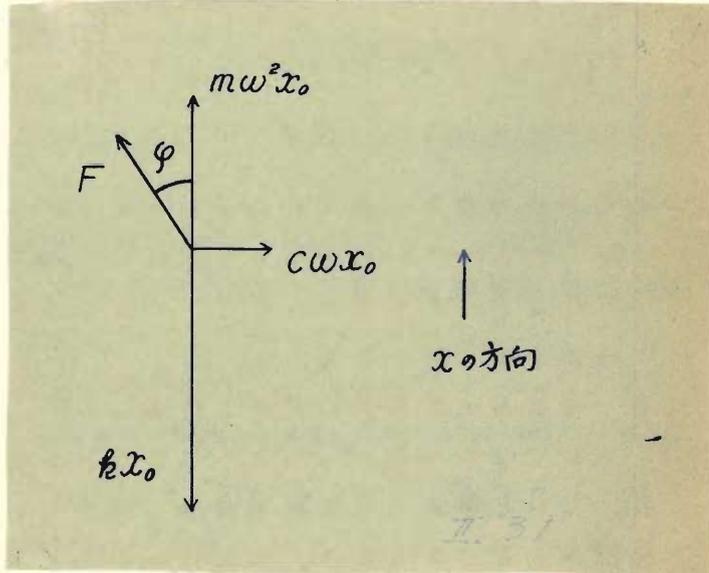


図 I, 31 力のベクトル図

図 I, 31 において上下、水平方向の力の釣合いは次のようになる。

$$kx_0 - m\omega^2 x_0 - F \cos \varphi = 0 \dots\dots (I, 33)$$

$$c\omega x_0 - F \sin \varphi = 0 \dots\dots (I, 34)$$

これから  $x_0$  および  $\varphi$  を求めれば

$$x_0 = F / \sqrt{(k - mw^2)^2 + (cw)^2} \dots\dots\dots (I, 19)$$

$$\varphi = \tan^{-1} \frac{cw}{k - mw^2} \dots\dots\dots (I, 19)'$$

となり、式 (II, 30) の  $x$  が決定されたことになる。

振動機から地盤へ伝達される力はばね力と減衰力とから成っているから

$$\text{伝達力} = -kx - c\dot{x}$$

$$= -(kx_0 \sin(\omega t - \varphi) + cw x_0 \cos(\omega t - \varphi))$$

$$= -x_0 \sqrt{k^2 + c^2 \omega^2} \sin(\omega t - \varphi - \nu) \dots\dots\dots (I, 35)$$

となる。ここに  $\nu$  は次式で与えられる。

$$\nu = \tan^{-1} \frac{c\omega}{k} \dots\dots\dots (II, 36)$$

従つて伝達力の最大値を  $F_t$  とすれば

$$F_t = x_0 \sqrt{k^2 + (c\omega)^2}$$

$$= F \sqrt{k^2 + (c\omega)^2} / \sqrt{(k - mw^2)^2 + (c\omega)^2}$$

$$= F \sqrt{1 + (c\frac{\omega}{k})^2} / \sqrt{(1 - \frac{m}{k}w^2)^2 + (c\frac{\omega}{k})^2}$$

ここで、臨界減衰係数 :  $c_c = 2\sqrt{km} \dots\dots\dots (II, 37)$

減衰比 :  $\zeta = c/c_c = c/2\sqrt{km} \dots\dots\dots (II, 38)$

振動数比 :  $\beta = f/f_n = \omega/\omega_n = \omega \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \dots\dots\dots (II, 39)$

を用いれば、式 (II, 38) と式 (II, 39) を辺々相乗じて  $c\frac{\omega}{k} = 2\zeta\beta$  となり、また

$$\frac{m}{k}w^2 = \omega^2/\omega_n^2 = \beta^2 \text{ であるから}$$

$$F_t = F \sqrt{1 + 4\zeta^2\beta^2} / \sqrt{(1 - \beta^2)^2 + 4\zeta^2\beta^2} \dots\dots\dots (II, 40)$$

となる。

最大伝達力  $F_t$  の最大起振力  $F$  に対する比を伝達率  $\eta$  と定義すれば

$$\eta = F_t / F = \frac{\sqrt{1 + 4 \zeta^2 \beta^2}}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + 4 \zeta^2 \beta^2}} \dots \dots \dots (II, 41)$$

となる。いま  $\eta$  と  $\beta$  との関係を表式 (II, 41) を用いて図示すれば 図-I, 32 のようになる。

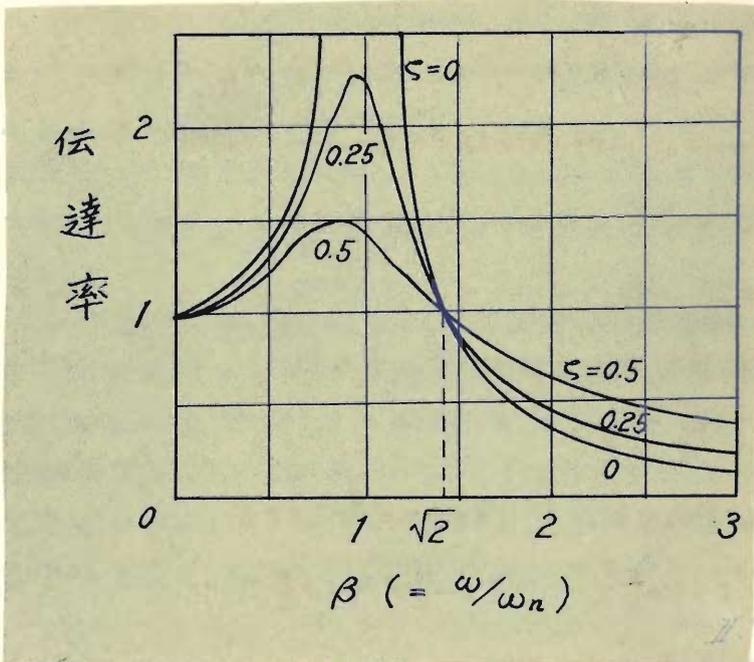


図-I, 32 伝達力特性

図によれば伝達率は振動数比および減衰比によつて変化するが、一定減衰比に対しては  $\beta = 1$  あるいは  $f = f_n$  において最大値をとる。すなわち伝達力は強制力の振動数  $f$  が減衰のない系の自由振動数  $f_n$  にほぼ等しいときに最大となる。

以上の結果を盛土の振動締固めに応用する際には次のこ

とがらに注意しなければならない。

- i) 盛土は締固められるにつれて力学的性質が変化する。従って計算式における $k, \rho$ は一定値でなくて変化する。
- ii) 盛土自身がばね作用および減衰作用をするが、上記の取扱いにおける伝達力はばねおよびダツシュ・ポットを通じてそれに接する土に伝達される力を表わしている。従ってばねおよびダツシュ・ポットの作用をする盛土部分(換算質量とみなされる部分)における伝達力は式(II, 40)では表わせない。

しかし実際問題としてこれらを厳密に理論的に扱うことは困難であると同時に、本節に示した理論も一応近似的に成立するものと考えられるから、振動締固めに関する定性的性質ないしは傾向を推察するために、本節の理論を採用する。

以上の考察は起振力が振動機重量より小さい場合( $\alpha > 1$ )のみを取扱った。これと反対に起振力が振動機重量より大きい場合( $\alpha < 1$ )は振動のある過程で振動機が跳躍し(従ってこの間はばね作用から開放される)、その振動性状の理論的取扱いはきわめて複雑であるが、この場合も共振振動数附近で振動機の跳躍高さは最大となつて、その伝達率も最大になるものと思う。

#### 4.5. 振動締固めの機構

以上の考察により静的締固めと比較して振動締固めの特長は次の3つの項目で表現される。

- I) 振動作用によつて土の力学的性質、特に砂質土においては内部摩擦抵抗を変える。この性質は3.6, 3.7で述べたように、振動加速度に支配され、振動加速度の増加とともに動態時の平均的な内部摩擦抵抗は振動加速度の対数に比例して減少して、締固め効果を高める。

II) 盛土を加圧する力は静的圧力と動的圧力とから成つておている。動的圧力は起振力そのものではなく $\alpha > 1$ のときときは4.4に述べた伝達圧力を、 $\alpha < 1$ のときは跳躍 $\alpha < 1$ による衝撃圧力をとらねばならないが、これらは振動数 $\omega$ によつて変化する。 $\alpha > 1$ のときは伝達力は振動数 $\omega$ の地盤系の自由振動数に近い振動数で加振するとき最大の値となる。また $\alpha < 1$ のときも自然振動数附近で跳躍高さ $h$ が最大となり、衝撃による伝達圧力は最大となると考えられる。振動機—地盤系の自由振動数は地盤の力学的性質、振動機接地面積、接地圧などによつて変化するのである。

地盤系の自由振動数附近で加振すれば、振動振幅、有効締固めエネルギーなどは大きくなるので2.4、3.5の特性を説明することができる。

振動締固め特性はI)、II)の性質が同時に関係するはずで、その何れが卓越するかが問題である。 $\alpha < 1$ の場合には跳躍振動をするからI)の効果が少なくてII)の効果が現われ、 $\alpha > 1$ の場合にはその逆となるが、これらはすでに述べた特性に合致する。なお $\alpha > 1$ における最適振動数が $\alpha < 1$ におけるそれより高いこと(3.2)は $\alpha < 1$ の場合の締固め効果が加速度依存性的で、振幅依存性が少ないことから明らかである。

III)の土振動荷重は繰返し荷重であるから、第I編に述べたおりのような繰返し載荷効果がある。すなわち無振動のローラによる転圧は転圧回数に等しい繰返し載荷に過ぎないが、振動式ローラによる転圧は毎回の転圧が繰返し載荷であるから、振動数によつて程度の差はあるが、繰返し一般に転圧飽和が早く能率的である。

以上によつて振動締固めの機構は明らかとなり、前章の個々の特性はすべて説明されたものといえよう。

## 4. 6. 結 果 および 振動による側方拘束土の振動締固め特性 (II)

本章では振動締固めの機構として静的締固めの機構にはみられない2.3の特性を論じた。すなわち静的締固めでは加圧力と土粒子の相互移動に対する抵抗との釣合いによって締固め度が決定されるのに対し、振動締固めではそのほか2.3の特性が関連して締固め度が決定されるのである。著者は振動締固めの特長は起振力の伝達特性、振動時の土の内部摩擦変化特性ならびに繰返し載荷効果に要約されると考えたが、後二者についてはすでに述べてあるので、本章では起振力の伝達特性について詳述した。

起振力の伝達特性は線型振動系モデルについて求めたが、実用上十分であると考え。以上の3つの特性は静的締固めにおいてはみられない、振動締固めに固有のもので、これらの特性を合理的に利用することによつてはじめて振動締固め法の実用的価値を高めることができると考える。

## 第 5 章 結 論

本篇では振動締固め特性について振動締固め効果に関する種々の要素を変えて側方拘束土の振動締固め実験、定置する振動機による側方拘束土の締固め実験、転動する振動機による側方不拘束土の締固め実験および砂利層の振動性状に関する実験を行ない、その結果にいくつかの新たな概念を導入することにより理論的考察を加え、振動による土の締固め機構を解明し、主として各種振動要素と土の限界乾燥密度との関連性を求めた。ここに限界乾燥密度とは次のようなものである。土を締固めるとき加振時間の増加とともに土の乾燥密度は増加するが、次第にある一定値に近づいてゆく。この一定値はその際の振動条件については一応締固めの限界を示すものと考えられ、これを限界乾燥密度と仮称することにした。

本篇における成果を要約すると次のようである。

## I) 振動数の締固め度に及ぼす影響

一定の重量および接地面積を有する振動機を用い、一定起振力で土を締固めるとき、土の限界乾燥密度は振動数によつて変化し、最大の限界乾燥密度を与えるような特定の振動数が存在する。このような振動数を最適振動数と呼ぶことにしたが、最適振動数は起振力および振動機重量の変化によつて変化することが見出された。また振動部重量（振動機に剛結された部分の重量、たとえばベネを有しないローラでは全ローラ重量）と起振力とによつて

$$\alpha = \frac{\text{振動部重量}}{\text{起振力}} \quad \dots \dots \dots (II, 2)$$

なる量を定義するとき、 $\alpha > 1$ なる条件を満たす場合の振動数—乾燥密度特性と $\alpha < 1$ に対するそれとは傾向的に異なり、振動部重量が一定のとき $\alpha > 1$ に対する最適振動数は $\alpha < 1$ に対するそれより高いことが認められた。

## II) 振動部重量・起振力比 ( $\alpha$ ) の締固め度に及ぼす影響

振動部重量と起振力との大小関係、すなわち $\alpha > 1$ であるか $\alpha < 1$ であるかに応じて振動性状は異なっている。 $\alpha > 1$ の場合は接地部が常に接地した状態で振動するのに対し、 $\alpha < 1$ の場合には接地部はある瞬間に地表よりとび上るような跳躍振動をする。そのため $\alpha > 1$ の場合と $\alpha < 1$ の場合とは締固め性状が異なり、一定起振力で振動機重量を変えて $\alpha$ を変化せしめるとき、 $\alpha > 1$ の範囲内では限界乾燥密度の変化の傾向は顯著でないが、 $\alpha < 1$ の範囲内では $\alpha$ が小さくなるにつれて限界乾燥密度は大きくなることが知られた。従つて起振力が一定のときは振動機重量はむしろ小さい方が乾燥密度を大きくし

うるという常識に反するような傾向がある。

Ⅲ) 振動振幅の締固め度に及ぼす影響  
 加振中の振動振幅と限界乾燥密度とは  $\alpha < 1$  の場合のみ相関性を有し、 $\alpha > 1$  の場合には相関性はみられない。すなわち  $\alpha < 1$  のときは振動振幅の増加とともに乾燥密度は増加するが、 $\alpha > 1$  のときは振動振幅の変化に無関係に乾燥密度は変化する。

Ⅳ) 有効締固めエネルギーの締固め度に及ぼす影響  
 加振中1サイクル当りの有効締固めエネルギーを

$$E = a \cdot (W + \frac{F}{2}) \quad \text{--- (II, 3)}$$

$a$  : 振動機全振幅、 $W$  : 振動機重量、 $F$  : 最大起振力と定義するとき、 $E$  と限界の乾燥密度とは  $\alpha < 1$  の場合のみ相関性を有し、 $\alpha > 1$  の場合には相関性はみられない。すなわち、振動数、起振力、振動部重量の異なる多くの実験結果について、有効締固めエネルギーを対数目盛で、乾燥密度を算術目盛で表わしてみると、 $\alpha < 1$  のときは両者は直線的関係があるが、 $\alpha > 1$  のときは両者の関係はみられない。 $\alpha < 1$  の場合の関係は図-19、20、22の如くなり、これを表式化すれば次のようになる。

$$\gamma_d = \gamma_{d0} + c_e \log_{10} \frac{E}{E_0}, \quad (\alpha < 1) \quad \text{--- (II, 4)}$$

ただし、 $\gamma_{d0}$  はある一定の有効締固めエネルギーに於ける限界乾燥密度、 $\gamma_d$  は任意の振動エネルギーに於ける限界乾燥密度、 $c_e$  は土質条件による係数である。振動条件には無関係の係数である。ランダムによる衝撃締固めにおいては、上記と同様の整理をする、その結果も上式で示される直線関係 (半対

数紙上) がみられた。ただしこの場合の  $E$  は式 (II, 4) において、 $a$  を落高とし  $F = 0$  として算出する。これは  $d < 1$  なる振動締固めとランマーによる衝撃締固めとの類似性を意味するものである。

(V) (I) 振動加速度と比摩擦との関係

締固めに際して土粒子の移動に対する摩擦抵抗は締固め性に重要な影響を与えるが、振動時の内部摩擦は静止時の内部摩擦に等しくないことは容易に想像される。振動時の内部摩擦を直接に測定することは困難であるから、土中にそう入した鋼製ストリップの引抜き抵抗を測定して

$$\text{比摩擦} = \frac{\text{(動態時の引抜き抵抗)}}{\text{(静止時の引抜き抵抗)}} \quad \text{(II.1)}$$

なる量を導入した。比摩擦は振動状態によつて変化するが、比摩擦ともつとも密接な関連性をもつ量は振動加速度であつて、振動加速度を対数目盛で、比摩擦を算術目盛で表わすとき両者はほぼ直線関係にあつて、振動加速度の増加とともに比摩擦は減少する。

(VI) (I) 比摩擦の締固め度に及ぼす影響

加振中の比摩擦と限界乾燥密度とは  $d > 1$  の場合のみ相関性を有し、 $d < 1$  の場合には相関性はみられない。すなわち  $d > 1$  の場合には比摩擦の減少とともに乾燥密度は増加するが、 $d < 1$  の場合には比摩擦変化に無関係に乾燥密度は変化する。

(VII) (I) 振動加速度の締固め度に及ぼす影響

加振中の振動加速度と限界乾燥密度とは  $d > 1$  の場合のみ相関性を有し、 $d < 1$  の場合には相関性はみられない。(これは上記の V)、VI) によつて当然である。振動回数、起振力、振動部重量の異なる多くの実験結果によつて、振動加速度を対数目盛で、乾燥密度を算術目盛で表わしてみると、 $d > 1$  のとき両者の関係は振動部重量が

一定であれば一つの直線で示され、振動部重量が変ればこの直線と平行な直線となる。ゆえにこの関係を一定接地圧の場合について表式化すれば次のようになる。

$$\gamma_d = \gamma_{d0} + c_a \log_{10} \frac{a}{a_0}, \quad (d > 1) \quad (\text{II}, 5)$$

ただし、 $\gamma_{d0}$  はある一定の加速度  $a_0$  における乾燥密度、 $\gamma_d$  は任意の加速度  $a$  における乾燥密度、 $c_a$  は振動条件以外の土質条件その他で変化する係数である。

以上の振動締固め特性について考察し、振動締固めの機構は次の3項目に要約されることを見出した。すなわち

- I) 振動作用によって土の内部摩擦を減少せしめ、これによって静的締固めよりも能率的な締固めを行う。
- II) 土を加圧する力は静的圧力と動的圧力とから成っており、動的圧力は起振力とその伝達特性によって決定される。伝達特性は振動機・地盤系の振動性状によって変化するので、関連する要素を適切に選べば能率的な締固めが行われる。
- III) 振動荷重は繰返し荷重であるから、繰返し載荷効果ともいべき応力-ヒズミ特性が現われ静的締固めよりも能率的な締固めを行う。

これらの性質からすべての振動締固め特性を説明することができる。 $d < 1$  の場合には跳躍振動をするから I) の効果は少なく II) の効果が強く現われる。従つてこの場合は振動機・土系の伝達力特性、従つて振幅あるいは締固めエネルギー特性がみられる。一方  $d > 1$  の場合は II) よりも I) が卓越し、比摩擦あるいは振動加速度特性がみられる。振動数特性は  $d < 1$ 、 $d > 1$  のいずれの場合にも重要であるが、 $d < 1$  に対しては振幅、 $d > 1$  に対しては振

$\alpha > 1$  に対しては加速度が最大となるような振動数において締固め効果は高くなる。一方 III) の特性は振動数の大小によつてその影響は異なるが、繰返し載荷効果として  $\alpha > 1$ 、 $\alpha < 1$  にかかわらず締固め能率に影響を及ぼす。

以上のように本欄では振動締固めの機構ないしは振動条件の締固め効果に及ぼす影響を明らかにしたが、その結果は振動締固め機の製作ならびにその施工においてきわめて重要なことである。

1) M. E. Winzerhorn, Macromeritische Bindstoffe, ASTM, Sympo. on Dynamic Testing of Soils (1953), pp. 77-92.  
 2) J. W. S. Rayleigh, On Waves Propagated along the Free Surface of an Elastic Solid, Proc. London Mathematical Soc. (1885), Vol. IV, p. 4.  
 3) T. Y. Swan, Vibration in Semi-Infinite Solids due to Periodic Force Loading, ASTM, Sympo. on Dyn. Test. of Soils (1953), pp. 38-43.  
 4) P. M. Mainian, The Elastic Theory of Soil Dynamics, ASTM, Sympo. on Dyn. Test. of Soils (1953), pp. 5-7.  
 5) J. U. Shabo, Jr., A Discontinuous Model for the Propagation of Soil Dynamics, ASTM, Sympo. on Dyn. Test. of Soils (1953), pp. 69-74.  
 6) E. K. Bernhardt and A. Timmer, First Studies on Soil Dynamics, ASTM, Sympo. on Dyn. Test. of Soils (1953), pp. 82-83.  
 7) H. Lorentz, Der Bau und die Bewegung des Bodens, Geotechnischer Kongress, Der Bauingenieur, Vol. 10 (1927), pp. 322-323.  
 8) R. R. Beyrighard, Static and Dynamic Soil Properties, Highway Research Board, Publication No. 27 (1942), pp. 1-12.  
 9) J. U. Shabo, Jr., A Discontinuous Model for the Propagation of Soil Dynamics, ASTM, Sympo. on Dyn. Test. of Soils (1953), pp. 69-74.

- 1) R.K.Bernhard and J.Finelli, Pilot Studies on Soil Dynamics, ASTM. Sympo. on Dyn. Test of Soils (1953), pp.229-232.
- 2) Road Research Laboratory, Soil Mech. for Road Engineers (1954), pp.166-168.
- 3) D.D.Barkan, Foundation Engineering and Drilling by the Vibration Method, Proc. 4th Int. Conf. on S.M. and F.E. Vol. 2 (1957), p.3.
- 4) F.J.Converse, Compaction of Sand at Resonant Frequency, ASTM. Symposium on Dynamic Testing of Soils (1953), pp. 124-137.
- 5) H.F.Winterkorn, Macromeritic Liquids, ASTM. Sympo. on Dynamic Testing of Soils (1953), pp. 77-89.
- 6) J.W.S.Rayleigh, On Waves Propagated along the Plane Surface of an Elastic Solid, Proc. London Mathematic Society, Vol. 17(1885), p.4.
- 7) T.Y.Sung, Vibration in Semi-Infinite Solids due to Periodic Surface Loading, ASTM. Sympo. on Dyn. Test. of Soils (1953), pp. 35-63.
- 8) P.M.Quinlan, The Elastic Theory of Soil Dynamics, ASTM. Sympo. on Dyn. Test. of Soils (1953), pp. 3-34.
- 9) J.J.Slade, Jr, A Discontinuous Model for the Problems of Soil Dynamics, ASTM. Sympo. on Dyn. Test. of Soils (1953), pp. 69-76.
- 10) R.K.Bernhard and J.Finelli, Pilot Studies on Soil Dynamics, ASTM. Sympo. on Dyn. Test. of Soils (1953), pp.229-231.
- 11) H.Lorentz, Der Baugrund als Federung und Dämpfung schwingender Körper, Der Bauingenieur, Vol.25, No.10 (1950), pp.365-372.
- 12) R.K.Bernhard, Static and Dynamic Soil Compaction, Proc. Highway Research Board, Publication No.238(1952), pp.563-592.
- 13) F.J.Converse, 2).
- 14) 久田俊彦ほか、地盤の動力学的性質に関する研究、日本建

築学会研究報告，第22号(1953)。

- 15) H. Lorentz, The Determination of the Dynamical Characteristics of Soils, a Good Help in the Calculation of Dynamically Excited Foundations, Proc. 3rd. International Conference on Soil Mechanics, and Foundation Engineering, Vol. 1 (1953), pp. 406-408.
- 16) G. P. Tschebotarioff, Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, Fifth Printing (1955), pp. 586-588.

18) H. Lorentz, The Determination of the Dynamical Character-  
 istics of Soils, a Good Help in the Calculation of  
 Dynamically Excited Foundations, Proc. 3rd. International  
 Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,  
 Vol. I (1953), pp. 406-408.

19) G. B. Tschepertaroff, Soil Mechanics, Foundations, and Earth  
 Structures, With Printing (1953), pp. 586-599.

## 第Ⅲ編 表面振動締固め機械の設計に関する研究

### 第1章 緒 論

本編では表面振動による締固め機械（以下単に振動締固め機械という）の設計方針について述べる。振動締固め機械の設計においては原動機、振動機、伝達装置など主として機械工学的な面と締固め性能に直接関係する接地圧、接地面積、振動数、起振力、振動部重量、転圧速度など主として土質工学的な面とを考えなければならないが、ここでは後者すなわち土質工学的な面からみた設計について取扱うことにする。

設計に際しては基礎資料として第Ⅱ編に述べた振動締固め特性のほか若干の資料が必要である。そのため第2章において振動締固め機械を2,3の面から分類し、第3章において典型的な2,3の振動締固め機械の振動性状の計算法を示すことにする。第4章において以上の資料を用いて設計方針を述べるが、なお上記の資料以外にも必要個所において若干の資料をつけ加えることにする。

### 第2章 振動締固め機械の分類

#### 2.1 概 説

土を締固めるためには(1)静圧、(2)水締め、(3)転圧、(4)衝撃力、(5)振動力などを利用するが、一般に現場締固めでは(1)、(2)、(3)が応用され、それぞれに応じて転圧式、衝撃式、振動式締固め機械が製作、使用されている。以上の各



発力によつて機械に上下運動を与えるので、構造による分類のほか振動性状による分類も可能となる。振動締固め機械の設計に当つて、機械を分類しておくことは極めて重要であると思われるので、本章では国外、国内を問わず現存する振動締固め機械について2,3の面から分類してみようと思う。

## 2.2. 構造による分類

振動締固め機械を構造によつて分類すると次のようになる。

### i) 振動式ローラ

これは一般のローラに振動機を載せた型式のもので、そのローラの型式によつてさらに次のように細分される。

平滑胴 ローラ	ハンガイド型	1軸の振動輪と安定のための補助輪と操縦のための腕材を有し、操縦者は機械の自走に従つて歩きながら腕材によつて操作を行うようになっている。
	タンデム型	一般のタンデム、ローラの前輪あるいは後輪いずれか1つの輪内に振動機を内蔵するもの。
	トレーラ型	1軸の振動輪と停止時用の支柱を有する被牽引式のもの。
	その他	1軸の振動輪と1軸の走行用ゴムタイヤ(2輪)を有するものがある。

ゴムタイヤ・ローラ ゴムタイヤ・ローラに振動機を載せたもの。

### ii) 振動式ソイル・コンパクタ(平板式・振動締固め機)

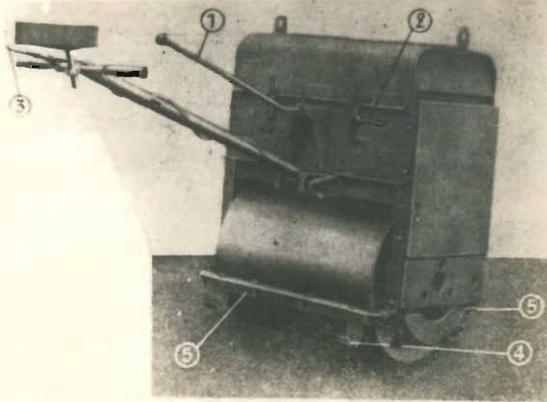
平板の接地板に振動機を載せて締固めを行うもので、原動機は接地板からパネを介して架台上に取り付けられている。起振力は機械全重量よりも大きく全体が跳躍するが、起振力の方向を鉛直軸に対して傾斜させて前後進することができる。

## iii) ランマ

2サイクルの内燃機関、スプリング、脚（接地部）から成り、シリング内のガスの爆発によつて機体を跳ね上げ、その落下の衝撃で締固めを行うものである。小型のランマーは手動によつて機械全体を移動させるが、大型のフログ・ランマーと呼ばれるものは機体が進行方向に傾斜しているので跳躍と同時に自動的に移動する。

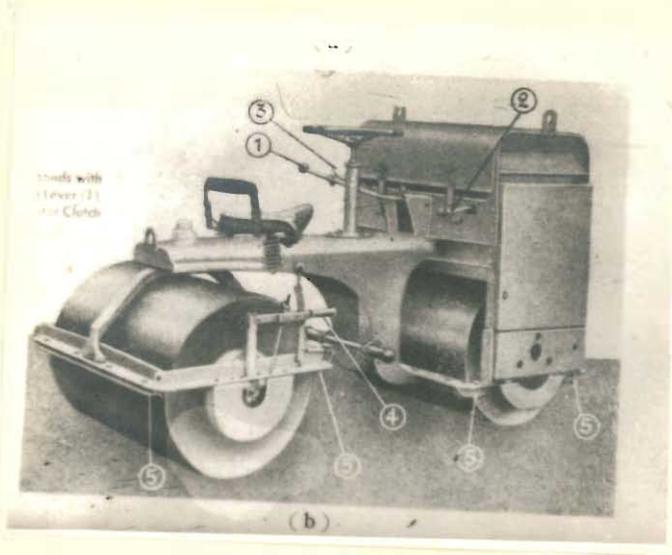
始動の際はハンドルによつてピストンを数回上下してガスを吸入し、点火ボタンを押して爆発させる。機体が跳ね上つて落下すると同時にガスを吸入するので続いて点火ボタンが押され同じ動作を繰返す。

現在各国で製作されている振動締固め機械を上記の方法で分類し、その主要諸元を示せば表一Ⅲ・Iのようである。またこのうち代表的な機種を写真一Ⅱ・1～Ⅱ・7に示す。



写真一Ⅱ・1 Wilhelm Weller 社

ハンドガイド型（表一Ⅲ・I・備考2）



写真一Ⅱ. 2 Wilhelm Weller 社  
タンデム型 (備考7)



写真一Ⅱ. 3 A. B. G. 社SW型  
(備考6)

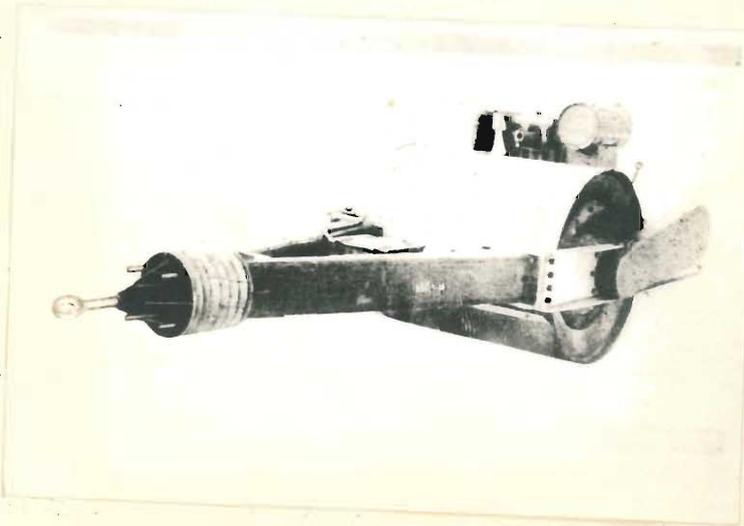


写真-Ⅱ.4 A.B.G社 AW25型  
(備考13)



写真-Ⅱ.5 ラサ工業KKⅢ型  
(備考18)



写真-Ⅱ・6 A-B Vibro Verken 社  
MRJ-6型(備考23)

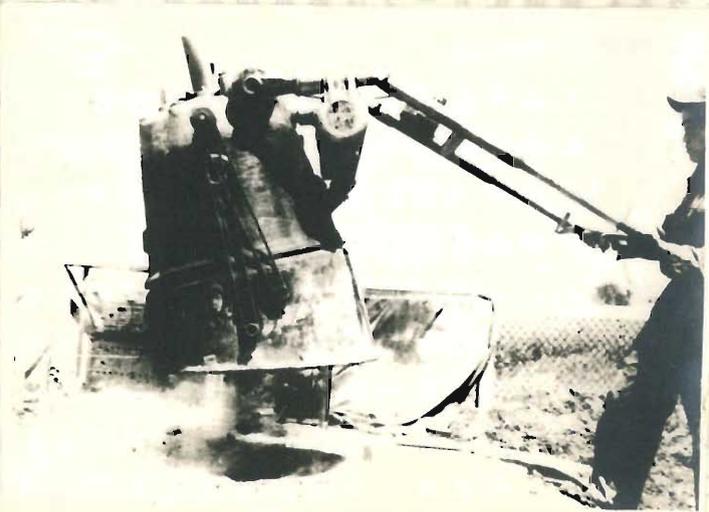


写真-Ⅱ・7 Delmag 社  
F-5型(備考30)

### 2.3. 振動部重量・起振力比 ( $\alpha$ ) による分類

II. 3. 3. において振動部重量の起振力に対する比  $\alpha$  が締固め性能に重要な影響を与えることを述べた。すなわち  $\alpha > 1$  なる場合には接地部は常に接地したまま地中に振動荷重と静荷重とを加えるが、 $\alpha < 1$  なる場合には接地部は跳び上る瞬間があつてその落下時に地面に衝撃荷重を加えるので、両者の締固め性状は異なっている。

従つて振動締固め機械を  $\alpha > 1$  と  $\alpha < 1$  とに分類しておけば、機械の締固め特性に対する一応の目安が得られるので好都合である。表一Ⅱ・1 に掲げた機械の諸元には振動部重量が記載されてなく、起振力の不明のものも多いので、 $\alpha$  による分類は不可能であると思われるが、たとえ振動部重量が不明であつても機能、振動数などから推察によつて分類されるものもある。しかし今後振動締固め機械の測定諸元の中に振動部重量および起振力を加えるべきであると考え、振動式ローラ性能試験要領<sup>1)</sup> の作成に當つて提案して採択された。

上記のような理由で現在のところではすべての機械を  $\alpha$  によつて分類することはできないが、振動式ソイルコンパクタおよびランマ（これは起振力のかわりに爆発による上揚力をとる）の全機種は  $\alpha < 1$  に属することは明らかである。振動式ローラについては起振力の調整可能のものが多いので  $\alpha > 1$ 、 $\alpha < 1$  の両条件を満足するものが多いようである。しかし起振力の最大をとることにすれば、著者が実地に研究した機械については、インパクトⅡ型およびⅢ型（いずれもラサ工業KK製）は  $\alpha < 1$  に、FV-11型（日本開発機製造KK製）は  $\alpha > 1$  に属することが知られた。

### 2.4. 振動数による分類

振動数の締固め度に及ぼす影響についてはII. 3.2. におい

て述べた。また他の振動条件に対しても振動数は直接間接に関連するので、振動数の決定は極めて重要であると考えられる。例えば  $\alpha < 1$  なる場合には振動エネルギーが重要な要素であるから (II. 3. 5.)、一般に締固め機械と土の振動系の共振振動数 (700~2,000 cpm) の附近の振動数を選べば振動エネルギーは大きくなって有利である。 $\alpha > 1$  なる場合には振動加速度が重要な要素であるから (II. 3. 7.)、適度に高い振動数 (2,000~3,500 cpm) を選んで振動加速度を大きくすることが肝要である。

従つて  $\alpha < 1$  なる場合には比較的低い振動数を、 $\alpha > 1$  なる場合には比較的高い振動数を選ぶのがよいといえる。しかし  $\alpha < 1$  なる条件を満足していても、 $1 - \alpha$  が極めて小さいような場合には、跳躍振動を行なうとは限らないのでかならずしも上記の特性を示すとは限らない。従つて  $\alpha < 1$  なる場合でも  $1 - \alpha$  が小さいときは高い振動数を用いてむしろ加速度特性を利用することも考えられる。

ここでは  $\alpha$  の値にかかわらず振動数によつて分類するが大體 2,000 cpm を境に分類するのが妥当であると思う。その理由は次のようである。締固め機械と土とから成る振動系の共振振動数は機械諸元および土の性状によつてかなり変化するが大體 700~2,000 cpm であるから、締固めのために共振を利用して有効締固めエネルギーを高める場合には 2,000 cpm 以下の振動数を選ばねばならないのに対し、締固めのために振動加速度を高める場合には共振振動数よりも適度に高い振動数従つて 2,000 cpm 以上の振動数を選ぶのが合理的である。機械によつては振動数の調節が可能でその振動数範囲が 2,000 cpm をまたがるものもあるが、このような機械では最大振動数をとることにして表一Ⅱ. 1 に掲げた機械を分類すれば次のようになる。

低振動数の締固めの機械 (2,000 cpm より低いもの) に

気圧差も大気中の酸素分圧差も、この場合、  
 大気中の酸素分圧差は、海面上の大気中の酸素分圧差と、  
 海水中の酸素分圧差の差に等しい。したがって、  
 の土壌中の酸素分圧差は、(1)より、  
 海面上の大気中の酸素分圧差と、  
 海水中の酸素分圧差の差に等しい。したがって、  
 の土壌中の酸素分圧差は、(1)より、  
 海面上の大気中の酸素分圧差と、  
 海水中の酸素分圧差の差に等しい。

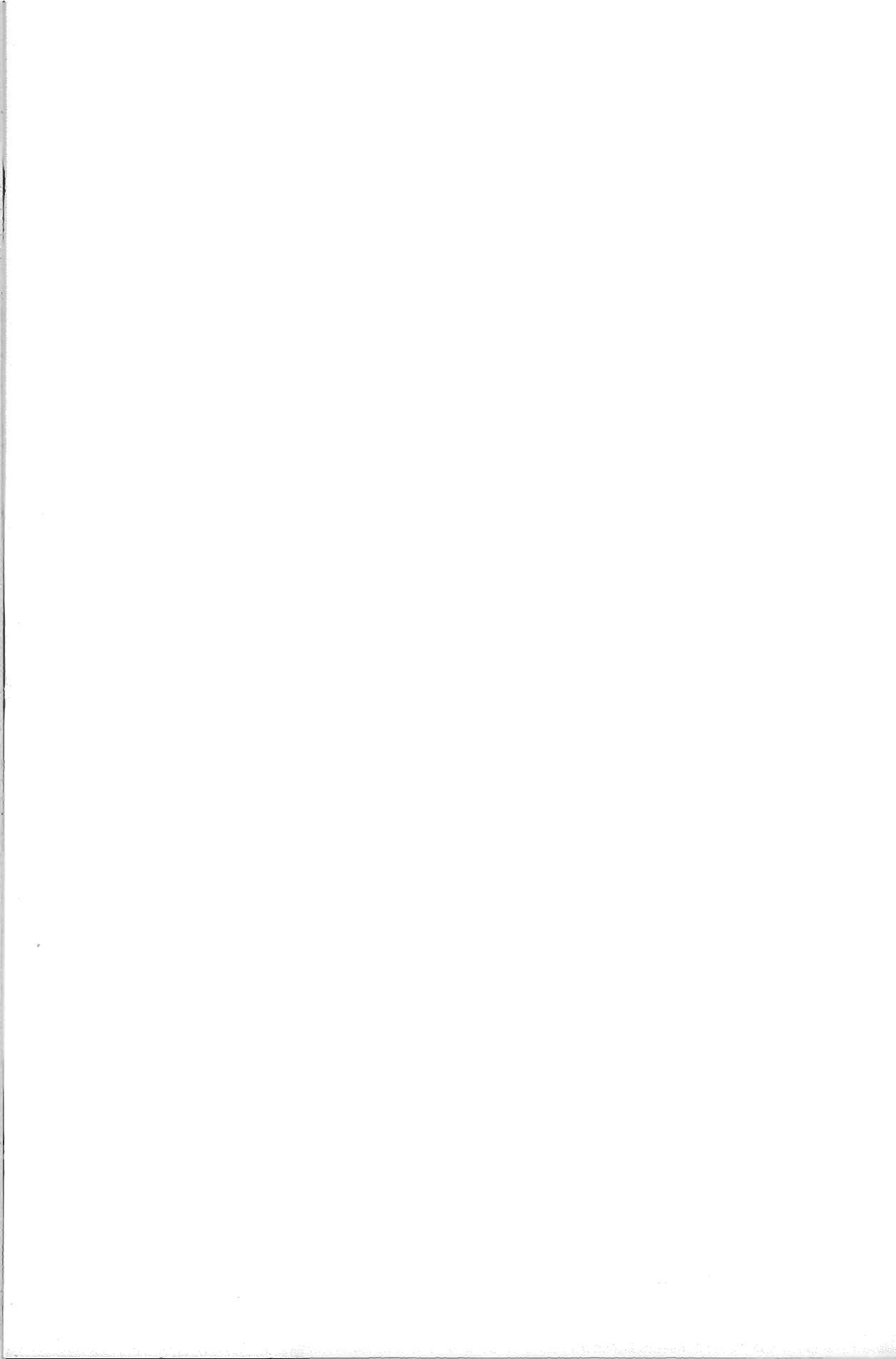
したがって、  
 の土壌中の酸素分圧差は、(1)より、  
 海面上の大気中の酸素分圧差と、  
 海水中の酸素分圧差の差に等しい。

この場合、  
 の土壌中の酸素分圧差は、(1)より、  
 海面上の大気中の酸素分圧差と、  
 海水中の酸素分圧差の差に等しい。

の土壌中の酸素分圧差は、(1)より、  
 海面上の大気中の酸素分圧差と、  
 海水中の酸素分圧差の差に等しい。

表-Ⅱ・1 振動締固め機械の構造による分類ならびに主要諸元

構造による分類		製作所	型式(商品名)	自重(Kg)	ローラ 直径×幅(mm)	回転速度( $\frac{m}{min}$ )	振動数(cpm)	起振力 (ton)	エンジン 馬力(回転数)	備考
振動式 ローラ	ハンドガイド型	A・B・C (西ドイツ)	VW	1,600	振後 750×900 操縦輪	15,30	2,400~3,000		12 (1,750)	1
		Wilhelm Weller (西ドイツ)	ハンドガイド	300	563×700				3 (2,200)	2
		ダイハツ工業(日本)	VRA-1.6	1,600	振後 750×900 操縦輪	15,30	2,400~3,000	2.2	7.5 (1,500)	3
	タンデム型	A・B・G (西ドイツ)	TW	1,600	振後 650×900 500×630	32,53	2,400~3,000		10	4
		"	VWT	2,300	振後 600×750	25,50	2,400~3,000		12 (1,750)	5
		"	SW	3,500	前振 700×850 振後 850×1,000	15,30,70	2,400~3,000		18 (2,000)	6
		Wilhelm Weller (西ドイツ)	タンデム	500	振後 563×700				4 (2,200)	7
		A-B Vibro Verken (スウェーデン)	CG-10	900	振後 750×700 500×500	40	1,500~2,000		6	8
		ダイハツ工業(日本)	VRT-2.4	2,400	振後 750×900 600×750	15~30	2,400~3,000	2.2	7.5 (1,500)	9
		"	VRG	4,100	前振 700×850 振後 850×1,000	15~70	2,400~3,000		20 (1,500)	10
		酒井工作所(日本)	SR-1	1,000	振後 750×700 500×500	20,40	1,500		10 (2,000)	11
		若松製作所(日本)	NVR-10	1,200	振後 635×800 500×600	20,40,80	1,500~3,000		7 (2,400)	12
		トレーラ型	A・B・G (西ドイツ)	AW 25	2,900	1,100×1,400	被けん引	1,600~2,400		25
	"		AW 15	1,800	800×1,500	"	3,000		15	14
	Wilhelm Weller (西ドイツ)		トレーラ	1,450	750×1,350	"			8	15
	A-B Vibro Verken (スウェーデン)		CH-30	3,000	1,200×1,450	"	1,400~1,600	7.0	25	16
	その他	ラサ工業(日本)	II	550	振後 500×640 ゴムタイヤ 2	1,340	1,700	1.0	5	17
		"	III	1,700	振後 650×900 ゴムタイヤ 2	前進 25~95 後進 18,24	1,700	2.0	10	18
	ゴムタイヤ・ローラ		日本開発機製造(日本)	FV-11	満空 1,300 6,700	タイヤ 1,200×20 複輪 2 (1軸)	被牽引	700~1,400	5.0	30 (2,000)
振動式 ソイル・コンパクタ	Compactor Eng. (イギリス)	VSC 2	2,000	振動板 1.6m <sup>2</sup>	13~15	1,500	10.0	16	20	
	"	Junio	230	0.4	13	1,800	2.0	4.5	21	
	Bohn & Kahler (西ドイツ)		1,600	1.0	15	0~1,800	8.0	25 (3,000)	22	
	A-B Vibro Verken (スウェーデン)	MRJ-6	1,600	1.0	6~8	950	4.0	11 (1,500)	23	
	Losenhausen (西ドイツ)	AT 500	1,650	1.0	10	600~1,200	5.0	10	24	
	S.G.M.E. (ベルギー)	VST 8	2,000	1.6	6~12	1,000~1,500	10.0	13 (1,500)	25	
	"	VST 6	600	0.5	10~15	500~1,900	4.3	5.5 (1,200)	26	
	近畿車輛(日本)		1,700	1.0	5~7	950	4.0	10 (1,000)	27	
	新和機械(日本)	1	1,600	1.0	10	1,000	6.6	10	28	
	"	2	1,200	0.7	10	1,000	4.8	7.5	29	
ランマ	Delmag (西ドイツ)	F 5	700	接地板直径 70cm	1回前進 20cm	50~60/min	跳躍高 35cm	2サイクルガソリン	30	
	"	F10	1,000	"	" 23cm	"	" 40cm	"	31	
	田中土鉋機(日本)		750	接地板直径 70cm	" 25cm	"	" 35cm	"	32	
	新和機械(日本)	SM-3	80	" 40cm	"	60/min	"	"	33	



は振動式ソイルコンパクタ、ランマーの全部および表Ⅱ・1の備考番号8, 11, 16, 17, 18, 19の振動式ローラがこれに属する。高振動数の締固め機械(2,000 cpm以上)には表Ⅱ・1の備考番号1, 3, 4, 5, 6, 9, 10, 12, 14の振動式ローラが属する。

以上の分類の結果は大体において $\alpha$ による分類の結果と一致するのである。すなわち低振動数のものは $\alpha < 1$ 、高振動数のものは $\alpha > 1$ である。しかし $\alpha$ による分類が不完全であるから全部についての検討はできず、また事実そうでないものも2, 3ある。

機械の締固め特性からみると、低振動数でかつ $\alpha < 1$ の機械は $\alpha < 1$ の場合の特性を、高振動数でかつ $\alpha > 1$ の機械は $\alpha > 1$ の特性を示すことは容易に想像されるが、高振動数でかつ $\alpha < 1$ の機械は $\alpha > 1$ の特性が優位を示すと考えるのが妥当であろう。従つて締固め特性からみれば $\alpha$ による分類よりも振動数による分類の方が合理的であると考えられる。

## 2.5. 結 び

本章では表面振動締固め機械の設計に当つて、機械の分類が必要であると考えて、2, 3の分類法によつて現存機械を分類した。

表面振動締固め機械の分類法としては構造による分類、 $\alpha$ による分類、振動数による分類をとり上げた。構造による分類ではすべての表面振動締固め機械を振動式ローラ、振動式ソイル・コンパクタおよびランマに分ち、振動式ローラについては無振動式ローラの分類に準じてさらに若干の細分を行つた。 $\alpha$ による分類は機械の振動部重量の起振力に対する比 $\alpha$ が $\alpha > 1$ であるかあるいは $\alpha < 1$ であるかによつて分類するのであるが、従来機械の諸元として振動部重量と起振力とを公表する例が少なかつたので、本分類

を適用するのに困難を感じた。ここでは起振力、全重量などから推定によつて分類した。

振動数による分類は2,000 cpmを境にして高振動数型と低振動数型とに分類するもので、2,000 cpmを判定基準とした理由は次のようである。締固め機械と土とから成る振動系の共振振動数は機械諸元および土の性状によつてかなり変化するが大體700~2,000 cpmの程度であるから、締固めのために共振を利用して振動エネルギーを大きくしようとする場合には2,000 cpm以下の振動数を選ばなければならないのに対し、締固めのために振動加速度を大きくしようとする場合には共振振動数よりも適度に高い振動数、従つて2,000 cpm以上の振動数を選ばなければならない。従つて振動数の決定如何によつて、その機械の締固め特性はある程度定まるといつても過言ではない。表-Ⅱ・1に示した機械について振動数による分類を行なつた結果、低振動数型に属するものは大體 $\alpha < 1$ の範ちゆうに、高振動数型に属するものは $\alpha > 1$ の範ちゆうに入る事が認められた。これは上記のことがらから考へて極めて当然であるが、若干の例外もみられる。

以上のように本章で取扱つた分類は単に機械をいくつかに分けるといふだけでなく、その分類から機械の性能を概観するために必要である。従来振動締固め機械についてはこのような分類は行われなかつたが、本章のような分類あるいはさらに進んだ分類が行われなければならないと思ふ。

### 第3章 振動締固め機械の振動性状

#### 3.1 概説

本章では振動締固め機械を盛土の転圧に用いる際の振動性状について述べる。一般に転圧初期においては盛土の密度は小さいが、転圧回数が増加とともに密度は増加する。

それに伴って盛土の力学的性質は変化し、振動締固め機械の振動性状も変化する。この変化する過程の振動性状すなわち過渡的振動性状は極めて複雑で数学的解析はほとんど不可能である。しかし転圧回数が増加すると、土の密度ないし力学的性質はある一定値に近ずき、それから後はあまり変化しなくなる。従つてこのような状態では近似的に定常振動をすると考えられるから数学的解析を行うことができる。定常振動はもちろん締固め過程における振動とは異なるが、これを知ることは締固め性能の向上に資する意味で重要であるとともに設計に際して考慮すべきであると考える。

前章に述べたように振動締固め機械には種々の型式があつてすべての機種について振動性状を論ずることはできないので、本章ではるるの典型的機種について取扱つてみようと思う。

### 3.2 振動式平滑胴ローラの振動性状

振動式平滑胴ローラには、表一Ⅲ・1に示したように、種々の型式のものがあるが、いずれの型式でも振動輪は1つであるから振動輪と土との振動性状を考えてみることにする。

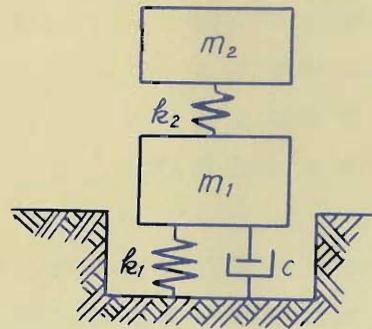
振動機は一般に振動輪内に設けるが、2軸偏心式と1軸偏心式とがある。2軸偏心式振動機は偏心重量をもつ2つの軸を水平に平行に配置して、互いに逆方向に廻転するように歯車でがみ合せたものであるが、偏心重量は鉛直面に対して対称に配置されているので発生遠心力(起振力)は上下方向にのみ起るようになっている。これに対して1軸偏心式振動機は偏心重量をもつ1軸を廻転させるものであるから、その遠心力の方向は時々刻々に変化する。本章では簡単のため2軸式の上下振動を発生するものを考えるがさらに $\alpha < 1$ なる型式では跳躍現象が起るのでその解析は

きわめて複雑になるから、以下においては  $\omega > 1$  なる場合の解析を行うことにする。

振動機を駆動するエンジンは一般に振動輪の上部にある架台上に設けられるが、エンジンの防振のため架台と振動輪とはスプリングによつて振動的に絶縁されている。

振動荷重を作用させると土は減衰作用をもつたばね作用を示すことは II-4、2 に述べた通りである。従つて振動式平滑胴ローラと土とから成る振動系は図一 III-1 に示すようなモデルで近似することができる。ここで  $m_1$  は振動輪全質量と土の換算質量 (II-4、2 参照) との和、 $m_2$  はエンジンを含む架台の全質量、

$k_1$  は土のばね常数  
 $k_2$  は架台支持スプリングのばね常数、  
 $c$  は土の減衰係数である。 $k_1, k_2, c$  が常数であれば、系は線型連成振動系であるから数学的解法は容易である。 $c$  は第 II 編で述べたように現在のところでは十分わかつていないの



図一 III-1 振動式ローラと振動モデル

で無視することにし、 $k_1, k_2, c$  が常数とみなされるものとして振動性状を調べてみよう。

i) 自由振動

$m_1, m_2$  の平衡位置から上方への変位を  $x_1, x_2$  で表わせば、系の自由振動の方程式は次の連立方程式で与えられる。

$$m_1 \ddot{x}_1 = -k_1 x_1 + k_2 (x_2 - x_1) \dots \dots \dots (III.1)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 = -k_2 (x_2 - x_1) \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 2)$$

ここで、は時間に関する微分を意味する。

式 (II.1)、(II.2) の解を

$$x_1 = a_1 \cos \omega_n t \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 3)$$

$$x_2 = a_2 \cos \omega_n t \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 4)$$

ただし、 $\omega_n$  : 自由円振動数

と仮定して式 (II.1)、(II.2) に代入すれば

$$(k_1 + k_2 - m_1 \omega_n^2) a_1 - k_2 a_2 = 0 \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 5)$$

$$-k_2 a_1 + (k_2 - m_2 \omega_n^2) a_2 = 0 \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 6)$$

式 (II.5)、(II.6) が  $a_1 = a_2 = 0$  以外の解をもつためには

$$\begin{vmatrix} k_1 + k_2 - m_1 \omega_n^2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 - m_2 \omega_n^2 \end{vmatrix} = 0 \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 7)$$

が成立することが必要である。式 (II.7) を変形すれば

$$m_1 m_2 \omega_n^4 - (m_1 k_2 + m_2 k_1 + m_2 k_2) \omega_n^2 + k_1 k_2 = 0 \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 7')$$

となるから

$$\omega_n^2 = \frac{1}{2 m_1 m_2} (k_1 m_2 + k_2 m_1 + k_2 m_2) \pm \sqrt{(k_1 m_2 + k_2 m_1 + k_2 m_2)^2 - 4 k_1 k_2 m_1 m_2} \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 8)$$

となる。式 (II.8) の右辺は正数であるから  $\omega_n$  は

4つの実数解をもつが、そのうち2つは正数で2つは負数である。従つて正数のみをとつて自由振動数は2つあることになる。

ii) 自由振動数の数値計算例

前項の自由振動数の表式の数値計算例として、VRA-1.6型あるいはVRT-2.4型（いずれもダイハツ工業KK製）について計算してみる。本機は $\alpha < 1$ の型式であつて瞬間的に跳躍するから、基礎式は若干異なるはずであるが、高振動数のため跳躍量は小さく、基礎式は近似的に成立するものとする。両段の振動輪の寸法、構造は同一で、諸常数は次のようである（ただし土の換算質量は無視した）。

$$m_1 = \frac{740 \text{ Kg}}{980 \text{ cm/sec}^2} = 0.755 \text{ Kg} \cdot \text{sec}^2/\text{cm}$$

$$m_2 = \frac{792 \text{ Kg}}{980 \text{ cm/sec}^2} = 0.810 \text{ Kg} \cdot \text{sec}^2/\text{cm}$$

防振ゴムは4ヶ用いてあり、1ヶのばね常数は $200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$ であるから

$$k_2 = 4 \times 200 \text{ Kg/cm} = 800 \text{ Kg/cm}$$

地盤のばね常数 $k_1$ は次のようにして求めた。地盤係数を $k_1' \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$ 、振動輪の接地面積を $A \text{ cm}^2$ とすれば

$$k_1 = k_1' \cdot A \text{ Kg/cm}$$

接地面積は地盤の締固め状態によつて変化するが、かなり締つた状態を考えると接地長さは $3 \text{ cm}$ 程度でありローラの幅は $90 \text{ cm}$ であるから

$$A = 90 \times 3 = 270 \text{ cm}^2$$

地盤係数は表-Iにおいて土質としてかなり締つ

た砂を仮定すれば  $10 \text{ kg/cm}^3$  となるが、G.P.Tschebotarioff  
 の面積補正<sup>2)</sup>を行わなければならない。表-II・1の  
 測定では試験時接地面積は  $5,000 \text{ cm}^2$  であつたから式  
 (II, 19) を用いて

$$k_1 = \sqrt{\frac{5,000}{270}} \times 10 = 43 \text{ kg/cm}^3$$

従つて地盤のばね常数は

$$k_1 = k_1^* A = 43 \times 270 = 11,600 \text{ kg/cm}$$

以上の諸常数を式 (II.3) に代入すれば

$$\omega_n^2 = 16,550 \text{ or } 902 \text{ 1/sec}^2$$

従つて  $\omega_n$  は正数のみをとつて

$$\omega_n = 128.6 \text{ or } 30.0 \text{ 1/sec}$$

となる。自由振動数  $f_n (= \omega_n / 2\pi)$  は

$$f_n = 20.5 \text{ or } 4.8 \text{ cps}$$

$$= 1,230 \text{ or } 290 \text{ cpm}$$

一方、VRA-1.6型の振動振幅-振動数関係の実測は  
 振動数を連続的に広く変更できないので完全な広い範  
 囲の測定は行えなかつたが、その共振振動数は  $1,500$   
 $\sim 1,800 \text{ cpm}$  程度であることが推定された。この値に  
 較べると  $1,230 \text{ cpm}$  は幾分小さいが地盤係数その他の  
 諸常数ならびに理論的にも十分でない点があるからこ  
 の程度の差異は止むを得ないと考える。振動機の起振  
 力は振動数の2乗に比例するから  $300 \text{ cpm}$  程度では起  
 振力が小さく従つて振幅も小さいので、この附近に共

振点があつても、これを認知することは困難である。  
従つて計算による  $f_n=290$  cpm は検討することができなかつた。

### iii) 強制振動

つぎに図-III.1の  $m_1$  (振動輪) に鉛直起振力  $F \cos \omega t$  が作用するときの振動を考えてみよう。

振動方程式は次のようになる。

$$m_1 \ddot{x}_1 = -k_1 x_1 + k_2 (x_2 - x_1) + F \cos \omega t \dots\dots (III.9)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 = -k_2 (x_2 - x_1) \dots\dots (III.10)$$

この解を

$$x_1 = a_1 \cos \omega t \dots\dots (III.11)$$

$$x_2 = a_2 \cos \omega t \dots\dots (III.12)$$

ただし、 $\omega$  : 強制円振動数

とおいて 式 (II.9)、(III.10) に代入すれば

$$-m_1 a_1 \omega^2 = -k_1 a_1 + k_2 (a_2 - a_1) + F \dots\dots (III.13)$$

$$-m_2 a_2 \omega^2 = -k_2 (a_2 - a_1) \dots\dots (III.14)$$

あるいは

$$(k_1 + k_2 - m_1 \omega^2) a_1 - k_2 a_2 = F \dots\dots (III.15)$$

$$-k_2 a_1 + (k_2 - m_2 \omega^2) a_2 = 0 \dots\dots (III.16)$$

ここで

$$a_s = F/k_1 \dots\dots (III.17)$$

$$Q = k_1/m_1 \dots\dots (III.18)$$

$$R = k_2/m_2 \dots\dots (III.19)$$

とおけば、式 (III.15)、(III.16) は

$$\left(1 + \frac{k_2}{k_1} - \frac{\omega^2}{Q}\right) a_1 - \frac{k_2}{k_1} a_2 = a_s \dots \dots \dots (\text{III} \cdot 20)$$

$$-a_1 + \left(1 - \frac{\omega^2}{R}\right) a_2 = 0 \dots \dots \dots (\text{III} \cdot 21)$$

となる。式 (III・21) より

$$a_1 = \left(1 - \frac{\omega^2}{R}\right) a_2 \dots \dots \dots (\text{III} \cdot 22)$$

を得る。これを式 (III・20) に代入して次式を得る。

$$\left(1 + \frac{k_2}{k_1} - \frac{\omega^2}{Q}\right) \left(1 - \frac{\omega^2}{R}\right) a_2 - \frac{k_2}{k_1} a_2 = a_s \dots \dots (\text{III} \cdot 23)$$

従って

$$a_2 = \frac{a_s}{\left(1 + \frac{k_2}{k_1} - \frac{\omega^2}{Q}\right) \left(1 - \frac{\omega^2}{R}\right) - \frac{k_2}{k_1}} \dots \dots (\text{III} \cdot 24)$$

$$a_1 = \frac{\left(1 - \frac{\omega^2}{R}\right) a_s}{\left(1 + \frac{k_2}{k_1} - \frac{\omega^2}{Q}\right) \left(1 - \frac{\omega^2}{R}\right) - \frac{k_2}{k_1}} \dots \dots (\text{III} \cdot 25)$$

となる。式 (III・24)、(III・25) と式 (II・11)、(II・12) によつて振動変位は決定される。

#### iv) 振動振漏の数值計算例

上記の計算結果を ii) の場合と同様に VRA-16 型に対して適用してみる。

起振力は最大 2,200 kg (3,000 cpm において) であるから

この加振状態において

$$F = 2,200 \text{ kg}$$

$$\omega = 2\pi \times \frac{3,000}{60} = 100\pi \text{ 1/sec}$$

また質量およびばね常数は ii) に述べたように

$$m_1 = 0.755 \text{ Kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm}, \quad m_2 = 0.810 \text{ Kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm}$$

$$k_1 = 11,600 \text{ Kg/cm}, \quad k_2 = 800 \text{ Kg/cm}$$

をとるものとする。以上の常数を用いると

$$a_s = \frac{2,200}{11,600} = 0.19 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{11,600}{0.755} = 15,400 \text{ 1/sec}^2$$

$$R = \frac{800}{0.810} = 990 \text{ 1/sec}^2$$

$$k_2/k_1 = \frac{800}{11,600} = 0.069$$

これらの値を式 (III.24)、(III.25) に代入すれば

$$a_1 = 0.036 \text{ cm} = 0.36 \text{ mm}$$

$$a_2 = 0.00036 \text{ cm} = 0.0036 \text{ mm}$$

(一方) 実測はかなりよく締った自然地震上で行い、 $m_1$  の振幅は 0.33 mm、 $m_2$  の振幅はほとんど零であつたので計算結果とよく一致するといえる。従つて諸常数の決定、理論の厳密性には難点があるが近似計算としては十分であると思う。

### 3.3. 振動式タイヤ・ローラの振動性状

振動式タイヤ・ローラはゴム・タイヤの弾性のためにその振動性状は振動式平滑胴ローラのそれと若干異なつてゐる。しかもゴム・タイヤの空気圧を調節できるので振動性状も変更することができる。

現在のところ振動式タイヤ・ローラとしては FV-11 型 (日本開発機製造 KK) があるのみであるから、ここではこの機械について考えてみよう。その構造の概要は

次のようである。振動機はゴム・タイヤ（複輪 2ヶ）の車軸に直接に取り付けられており、2軸偏心式である。エンジンは車軸から16ヶの防振ばねを介して架台上に取り付けられている。従つて振動系を図-Ⅱ.2のようなモデルで表わすことができる。ここで  $m_1$  は振動機、車軸、タイヤ質量および土の換算質量の総和、 $m_2$  は架台、エンジンバラスト（重量変更用のもの）の質量の総和、 $\bar{k}_1$  は地盤のばね常数、 $\bar{k}_1$  はタイヤのばね常数、 $k_2$  は架台支持ばねのばね常数で  $c$  は地盤の減衰

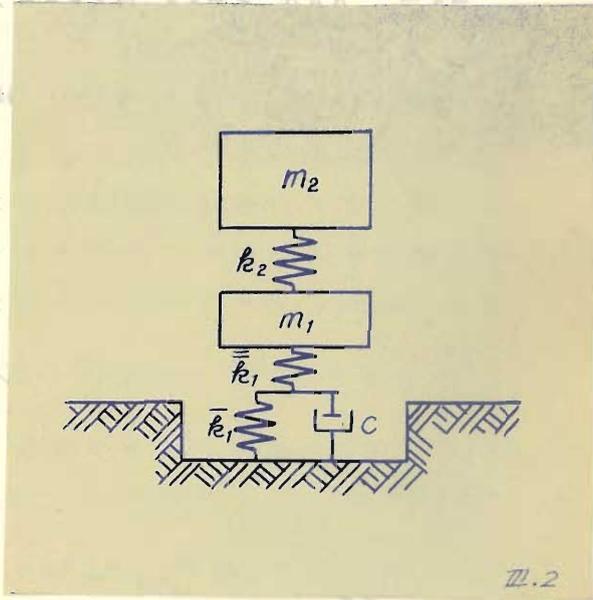


図-Ⅱ.2 振動式タイヤ・ローラと土の振動モデル

係数である。この系の振動の解析は減衰係数を含むので相当複雑であるとともに、減衰係数は現在のところ十分知られていないので、前節同様にこれを無視して取扱うことにする。そうすると  $\bar{k}_1$  と  $\bar{k}_1$  とは直列に結ばれるので1ヶのばねで置換することができる。その等価ばねを  $k_1$  とすれば

$$k_1 = 1 / \left( \frac{1}{\bar{k}_1} + \frac{1}{\bar{k}_1} \right) \dots \dots \dots (\text{Ⅱ.26})$$

となるから、この置換を行つた系は前節の系とまったく同一になる。従つて数学的解析はそのまま採用できることになる。

i) 自然振動数の数値計算

(2) 自然振動数は式(Ⅱ・8)で与えられるので、この式により FV-11型について計算してみよう。

$$m_1 = \frac{2,500}{980} = 2.55 \quad \text{Kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm} \quad (\text{ただし土の換算質量は無視する})$$

$$m_2 = \frac{10,200}{980} = 10.40 \quad \text{Kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm}$$

$$k_2 = 3,400 \quad \text{Kg/cm} \quad (\text{ばね16ヶ分})$$

$k_1$ の仮定は次のようにした。タイヤ空気圧が  $90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  のとき、タイヤのばね常数は日本開発機製造 KK における実測によればタイヤ1ヶについて  $1,100 \text{ Kg/cm}$  であつたが、タイヤは4ヶあるから

$$\bar{k}_1 = 4 \times 1,100 = 4,400 \quad \text{Kg/cm}$$

接地面積  $A$  は近似的にタイヤ荷重 ( $2,500 + 10,200 = 12,700 \text{ Kg}$ ) をタイヤ空気圧で割ればよいから

$$A = \frac{12,700}{90} \quad \text{Kg} \cdot \text{cm}^2 / \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2,020 \quad \text{cm}^2$$

地盤係数として前節と同様に表-Ⅱ・1より  $10 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$  をとれば、 $\bar{k}_1$  は面積補正を行なつて

$$\bar{k}_1 = \sqrt{\frac{5,000}{2,020}} \times 10 \times 2,020 = 31,800 \quad \text{Kg/cm}$$

$\bar{k}_1$  と  $k_2$  との合成ばね常数  $k_1$  は

$$k_1 = \frac{1}{\frac{1}{4,400} + \frac{1}{31,800}} = 3,870 \quad \text{Kg/cm}$$

以上の諸常数を式(Ⅱ・8)に代入すれば

$$\omega_n^2 = 3,030, 164 \quad 1/\text{sec}^2$$

従つて

$$\omega_n = 55.1 \text{ or } 12.8 \quad 1/\text{sec}$$

自由振動数  $f_n (= \omega_n / 2\pi)$  は

$$f_n \doteq 8.8 \text{ or } 2.0 \quad \text{cps}$$

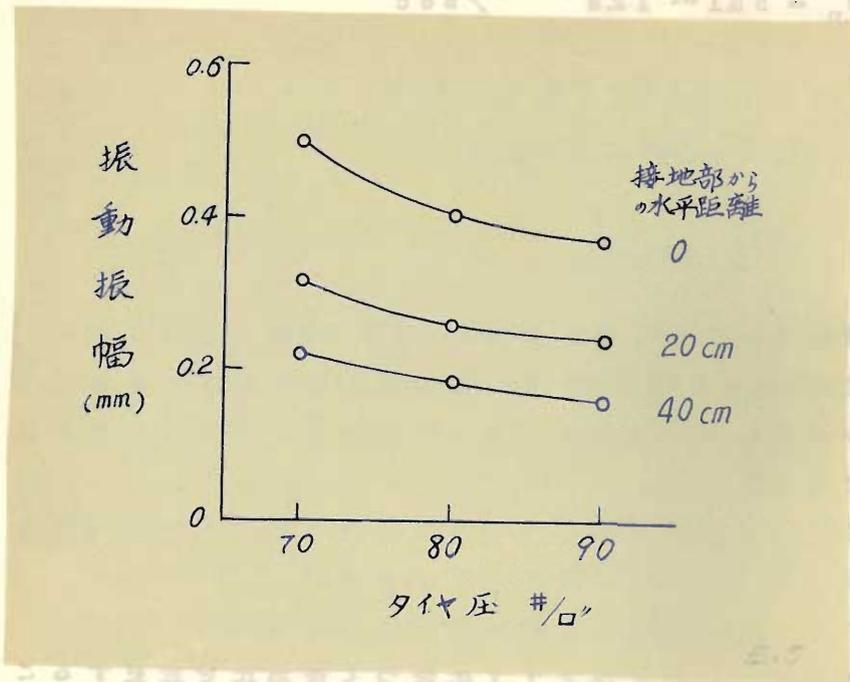
$$= 528 \text{ or } 120 \quad \text{cpm}$$

実測において共振振動数は約 600 cpm であつたから、上記の  $f_n = 528$  cpm は一応の近似値とみなすことができる。低い方の共振振動数は起振力が十分でないため確認できなかつた。

振動機の強制振動については実験を行つていないため照査資料がないので計算は省略する。

#### ii) タイヤ圧変化による地盤振動性状の変化

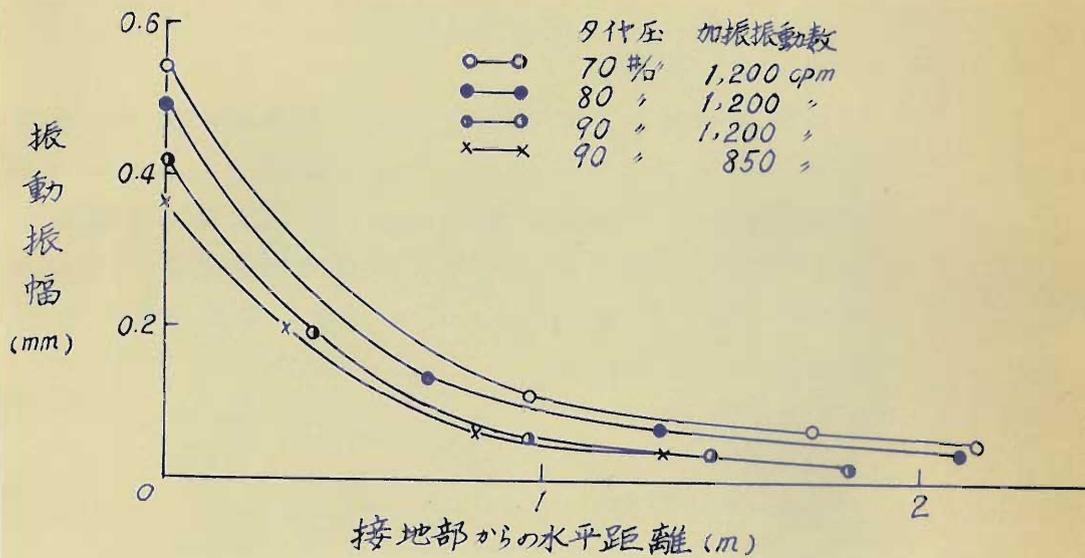
タイヤ・ローラはタイヤ圧従つて接地圧を変更することによつて締固め性能を変え得る特徴がある。振動式タイヤローラではタイヤ圧を変えれば振動性状が変るはずであるが、ここではタイヤ圧の変化による地盤の振動性状の変化についての実測結果を述べる。測定の詳細は IV. 3.3 に述べるが振動振幅の測定はタイヤの接地部、その点から地表面に沿つて 20 cm および 40 cm 離れた 3 点において行なつた。タイヤ圧はあまり広く変えられないので 90 #/sq (6.3 Kg/cm<sup>2</sup>)、80 #/sq (5.6 Kg/cm<sup>2</sup>)、70 #/sq (4.9 Kg/cm<sup>2</sup>) の 3 通りであるが、いずれも起振力 6,400 Kg (1,200 cpm) において加振して、タイヤ圧—振動振幅曲線を求めると図—15.3 のようである。図によればタイヤ圧が低くなるにつれて振幅が大きくなる傾向がある。これはタイヤ圧の低下とともに接地面積が増加し機械・土系の自然振動数が大きくなつて、強制振動数が 90 #/sq



図一Ⅲ・3 タイヤ圧—振動振幅曲線

の場合の自然振動数よりも  $70 \text{ #/〇〇}$  の場合の自然振動数に近くなつたからであると考えられる。実際  $90 \text{ #/〇〇}$  のときの自然振動数は i) に示したように計算によれば  $f_n = 528 \text{ cpm}$  であるが、 $70 \text{ #/〇〇}$  の場合について同様の計算を行うと  $f_n = 546 \text{ cpm}$  となり、 $1,200 \text{ cpm}$  の加振においては後者の場合の振幅が若干大きくなることは当然である。

つぎにタイヤ圧の変化による振動の到達範囲をみるために、地表上の数箇所において振幅を測定した。その結果、接地部からの水平距離と振動振幅との関係は図一Ⅲ・4 のようである。図一Ⅲ・4 の結果は図一Ⅲ・3 の結果と若干異なる値を示しているが、それは実



図一Ⅲ・4 水平距離—振動振幅曲線

験誤差であろう。図一Ⅲ・4によつて振動の影響図はほとんど水平距離で1 m以内であつて、それより遠方では振動の影響はないと考えられる。またタイヤ圧の影響は図一Ⅲ・3の場合と同様であることが知られる。

### 3. 4. 振動式ソイル・コンパクターの振動性状

振動式ソイル・コンパクターは一名平板式・振動締固め機とともにいわれ2軸偏心式振動機、振動接地板、原動機および附属装置から成るが、最大起振力は機械全重量よりもはるかに大きく（一般に2.5～6倍）機械を跳躍させてその落下時土に与える衝撃力と起振力とによつて土を締固めるものである。起振力の方向は鉛直方向のみに限

定せず、鉛直方向に対して最大約 30° まで任意に変更することができるので、起振力の水平成分を利用して機械を地上に沿って移動させることができる。

振動式ソイル・コンパクタの振動性状は極めて複雑であるから、これを考える前に起振力を有する質点の振動性状を取り扱ってみることにする。

1) 質点の鉛直運動

いま図一Ⅲ・5に示すように最初に質点のおかれた点を原点として起振力方向を含む鉛直面と地表面との交線に沿って  $x$  軸を、鉛直上方へ  $y$  軸をとり、地盤のばね常数を  $k$ 、質点の質量を  $m$ 、起振力方向と  $y$  軸との交角を  $\theta$ 、起振力を  $F \sin \omega t$  とすると、質点の  $y$  方向の運動方程式は次のようになる。

$$m \frac{d^2 y}{dt^2} = F \cos \theta$$

$$x \sin \omega t - mg - \delta ky \dots\dots (\text{Ⅲ} \cdot 27)$$

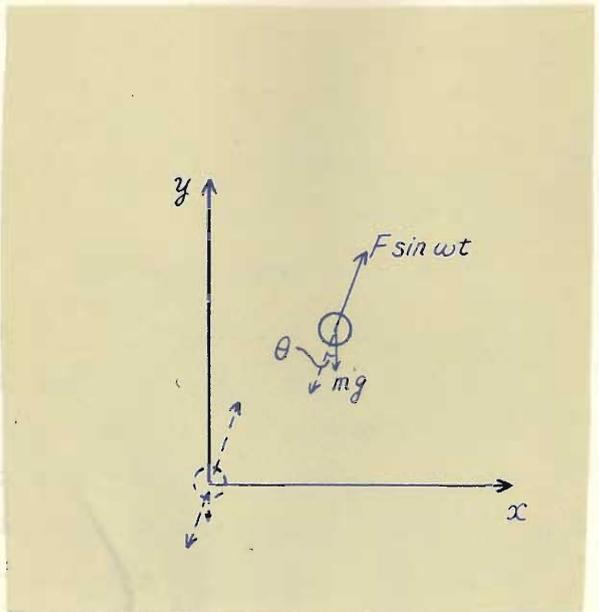
ここで  $\delta$  は次式のような値をとる。

$$\delta = \begin{cases} 1 & y < 0 \\ 0 & y > 0 \end{cases} \dots\dots (\text{Ⅲ} \cdot 28)$$

初期条件として振動機が原点を通る瞬間を  $t=0$  にとり

$$(y)_{t=0} = 0 \dots\dots (\text{Ⅲ} \cdot 29)$$

$$\left(\frac{dy}{dt}\right)_{t=0} = 0 \dots\dots (\text{Ⅲ} \cdot 30)$$



図一Ⅲ・5 起振力を有する質点の運動

そのときの速度が小さく無視できるものとする

が成立する。

$t=0$  の直後は (Ⅲ.27) の右辺は負であるから質点の加速度もまた負となり質点は鉛直下方へ運動しようとする。そのとき地盤の弾性にうち勝ちながら次第に質点の負方向の変位は大きくなるが、その後弾性および起振力によつて逆に押しかえされて遂には地表面から跳び出すようになる。

まず第1段階として、質点の変位が上記の範囲すなわち  $y < 0$  で与えられる場合を考える。このとき運動方程式は式 (Ⅲ.27) より  $\delta=1$  として

$$\frac{d^2y}{dt^2} + \frac{k}{m}y = \frac{F}{m} \cos\theta \cdot \sin\omega t - g \quad (y < 0) \dots (Ⅲ.31)$$

となる。式 (Ⅲ.31) は非同次線型微分方程式であつてこの解は次のようにして求められる。式 (Ⅲ.31) の右辺を零とした同次方程式：

$$\frac{d^2y}{dt^2} + \frac{k}{m}y = 0 \dots \dots \dots (Ⅲ.32)$$

の独立な2つの解を  $y_1, y_2$  とすると、式 (Ⅲ.31) の一般解は、 $y < 0$  に対する解であることを強調するため  $y^D$  で表わして

$$y^D = A_1 y_1 + A_2 y_2 - y_1 \int \frac{(\frac{F}{m} \cos\theta \cdot \sin\omega t - g) y_2}{\Delta} dt + y_2 \int \frac{(\frac{F}{m} \cos\theta \cdot \sin\omega t - g) y_1}{\Delta} dt \dots \dots \dots (Ⅲ.33)$$

と与えられる。

ただし  $\Delta = y_1 \frac{dy_2}{dt} - y_2 \frac{dy_1}{dt} (\neq 0) \dots \dots \dots (Ⅲ.34)$

で、 $A_1, A_2$  は初期条件によつて定まる常数である。

式 (II.32) の解として  $\cos\sqrt{\frac{k}{m}}t$ ,  $\sin\sqrt{\frac{k}{m}}t$  があることは周知のことであるが、この2つは互いに独立であるから、いまこれらを採用することにして、

$$y_1 = \cos\sqrt{\frac{k}{m}}t = \cos \omega_n t \dots\dots\dots (\text{II.35})$$

$$y_2 = \sin\sqrt{\frac{k}{m}}t = \sin \omega_n t \dots\dots\dots (\text{II.36})$$

とおく。  $\omega_n = \sqrt{k/m}$  は質点と地盤とから成る振動系の自由円振動数である。

式 (II.34)、(II.35)、(II.36) より

$$\begin{aligned} \Delta &= \cos \omega_n t \frac{d \sin \omega_n t}{dt} - \sin \omega_n t \frac{d \cos \omega_n t}{dt} \\ &= \omega_n \cos^2 \omega_n t + \omega_n \sin^2 \omega_n t = \omega_n \dots\dots\dots (\text{II.37}) \end{aligned}$$

従つて式 (II.33) の右辺第3項の積分部は

$$\begin{aligned} &\int \frac{\left(\frac{F}{m} \cos \theta \cdot \sin \omega t - g\right) \sin \omega_n t}{\omega_n} dt \\ &= \frac{1}{\omega_n} \left( \frac{F}{m} \cos \theta \int \sin \omega t \cdot \sin \omega_n t \cdot dt - g \int \sin \omega_n t \cdot dt \right) \\ &= \frac{1}{\omega_n} \left\{ \frac{F}{m} \cos \theta \left[ \frac{\sin(\omega - \omega_n)t}{2(\omega - \omega_n)} - \frac{\sin(\omega + \omega_n)t}{2(\omega + \omega_n)} \right] \right. \\ &\quad \left. + \frac{g}{\omega_n} \cos \omega_n t \right\} \dots\dots\dots (\text{II.38}) \end{aligned}$$

式 (II.33) の右辺第4項の積分部は

$$\begin{aligned} &\int \frac{\left(\frac{F}{m} \cos \theta \cdot \sin \omega t - g\right) \cdot \cos \omega_n t}{\omega_n} dt \\ &= \frac{1}{\omega_n} \left( \frac{F}{m} \cos \theta \int \sin \omega t \cdot \cos \omega_n t \cdot dt - g \int \cos \omega_n t \cdot dt \right) \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{\omega_n} \left\{ \frac{-F \cos \theta}{m} \cos \theta \left\{ \frac{\cos(\omega - \omega_n)t}{2(\omega - \omega_n)} + \frac{\cos(\omega + \omega_n)t}{2(\omega + \omega_n)} \right\} - \frac{g}{\omega_n} \sin \omega_n t \right\} \dots \dots \dots (\text{III. 39})$$

式 (III. 38)、(III. 39) を式 (III. 33) に代入すれば

$$\begin{aligned} y^D &= A_1 \cos \omega_n t + A_2 \sin \omega_n t \\ &\quad - \frac{\cos \omega_n t}{\omega_n} \left\{ \frac{F \cos \theta}{m} \cos \theta \left\{ \frac{\sin(\omega - \omega_n)t}{2(\omega - \omega_n)} - \frac{\sin(\omega + \omega_n)t}{2(\omega + \omega_n)} \right\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{g}{\omega_n} \cos \omega_n t \right\} \\ &\quad - \frac{\sin \omega_n t}{\omega_n} \left\{ \frac{F \cos \theta}{m} \cos \theta \left\{ \frac{\cos(\omega - \omega_n)t}{2(\omega - \omega_n)} + \frac{\cos(\omega + \omega_n)t}{2(\omega + \omega_n)} \right\} \right. \\ &\quad \left. - \frac{g}{\omega_n} \sin \omega_n t \right\} \\ &= A_1 \cos \omega_n t + A_2 \sin \omega_n t \\ &\quad - \frac{F \cos \theta}{2m\omega_n} \left\{ \cos \omega_n t \left\{ \frac{\sin(\omega - \omega_n)t}{\omega - \omega_n} - \frac{\sin(\omega + \omega_n)t}{\omega + \omega_n} \right\} \right. \\ &\quad \left. + \sin \omega_n t \left\{ \frac{\cos(\omega - \omega_n)t}{\omega - \omega_n} + \frac{\cos(\omega + \omega_n)t}{\omega + \omega_n} \right\} \right\} - \frac{g}{\omega_n^2} \\ &= A_1 \cos \omega_n t + A_2 \sin \omega_n t - \frac{F \cos \theta}{2m\omega_n} \sin \omega t \left( \frac{1}{\omega - \omega_n} - \frac{1}{\omega + \omega_n} \right) - \frac{g}{\omega_n^2} \\ &= A_1 \cos \omega_n t + A_2 \sin \omega_n t + \frac{F \cos \theta}{m(\omega_n^2 - \omega^2)} \sin \omega t - \frac{g}{\omega_n^2} \end{aligned} \dots \dots \dots (\text{III. 40})$$

式 (III. 40) が式 (III. 31) の解であることは代入してみれば明らかで、しかもこれは一般解を表わしている。常数  $A_1, A_2$  を決定するために初期条件式 (III. 29)、(III. 30) を用いれば

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{g}{\omega_n^2} \\ A_2 &= \frac{-F \cos \theta}{m} \frac{\omega}{(\omega_n^2 - \omega^2) \omega_n} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 41)$$

従つて式 (II. 40) より求める解は  $y < 0$  に対して

$$y^D = -\frac{g}{\omega_n^2} (1 - \cos \omega_n t) + \frac{F \cos \theta}{m} \frac{1}{\omega_n^2 - \omega^2} (\sin \omega t - \frac{\omega}{\omega_n} \sin \omega_n t) \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 42)$$

となる。

これに対し質点が地盤弾性による反力によつて跳躍する間は地盤の弾性の影響をうけないからその運動方程式は次のようになる。

$$\frac{d^2 y}{dt^2} = \frac{F}{m} \cos \theta \cdot \sin \omega t - g \quad (y > 0) \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 43)$$

これを積分して速度  $\frac{dy^u}{dt}$  および変位  $y^u$  を求めれば (添字  $U$  は  $y > 0$  を明示するものとする)

$$\begin{aligned} \frac{dy^u}{dt} &= \int \left( \frac{F}{m} \cos \theta \sin \omega t - g \right) dt + B_1 \\ &= \frac{-F}{m\omega} \cos \theta \cdot \cos \omega t - gt + B_1 \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 44) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y^u &= \int \left( -\frac{F}{m\omega} \cos \theta \cdot \cos \omega t - gt + B_1 \right) dt + B_2 \\ &= -\frac{F}{m\omega^2} \cos \theta \cdot \sin \omega t - \frac{1}{2} gt^2 + B_1 t + B_2 \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 45) \end{aligned}$$

ここで  $B_1, B_2$  は初期条件 (跳躍する瞬間における条件) によつて定まる常数である。跳躍瞬間を  $t = T_1$  とすれば、条件式は

$$(y^u)_{t=T_1} = 0 \dots\dots\dots (\text{II} \cdot 46)$$

$$\left(\frac{dy^u}{dt}\right)_{t=T_1} = \left(\frac{dy^D}{dt}\right)_{t=T_1} \dots\dots\dots (III.47)$$

となる。t=T<sub>1</sub> は式 (III.42) において y<sup>D</sup> = 0 すなわちこの右辺を零とした式の最小の根 (もちろん t = 0 を除く) である。しかしこの式は超越方程式で解析的に解けない。しかし k, m, F, θ, ω に特定の値を与えれば数値計算によつて T<sub>1</sub> を求めることができる。T<sub>1</sub> が決まれば式 (III.46)、(III.47) によつて B<sub>1</sub>、B<sub>2</sub> が定まるから y<sup>u</sup> は完全に決定されることになる。y<sup>u</sup> は跳躍中の質点の変位を表わすから最大跳躍高さおよび跳躍時間が求められる。さらに第2回目の接地 (t=T<sub>2</sub>において接地するものとする) 状態においては式 (III.42) で与えられる y<sup>D</sup> は成立せず、接地瞬間の条件と y<sup>D</sup> の一般解 (III.40) から新たに変位の式を計算しなければならない。これは実際上きわめて面倒であるからここでは省略することにする。

ii) 質点の水平運動

質点の水平方向の運動方程式は次のようになる。

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = F \sin \theta \cdot \sin \omega t - f \dots\dots\dots (III.48)$$

ただし δ は式 (III.28) に定義した量で、f は接地状態にあるときに作用する水平方向の摩擦力で、この値は簡単に知ることはできない。ここでは f は十分大きい値をとり得るものとし、接地状態では質点の水平運動は起らないものとする。すなわち接地状態では  $m \frac{d^2 x}{dt^2} = 0$ 、跳躍状態では

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = F \sin \theta \cdot \sin \omega t \quad (T_2 \geq t \geq T_1) \dots\dots\dots (III.49)$$

となる。跳躍瞬間 t = T<sub>1</sub> において質点は

$$(x)_{t=T_1} = 0 \dots\dots\dots (III.50)$$

$$\left(\frac{dx}{dt}\right)_{t=T_1} = 0 \dots\dots\dots (H. 51)$$

式 (H. 49) を積分すれば

$$\begin{aligned} \frac{dx}{dt} &= \frac{F}{m} \sin \theta \int \sin \omega t dt + C_1 \\ &= \frac{F}{m\omega} \sin \theta \cdot \cos \omega t + C_1 \dots\dots\dots (H. 52) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= \int \left( -\frac{F}{m\omega} \sin \theta \cdot \cos \omega t + C_1 \right) dt + C_2 \\ &= -\frac{F}{m\omega^2} \sin \theta \cdot \sin \omega t + C_1 t + C_2 \dots\dots\dots (H. 53) \end{aligned}$$

ここで  $C_1, C_2$  は条件 (H. 50), (H. 51) によつて次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{F}{m\omega} \sin \theta \cdot \cos \omega T_1 \\ C_2 &= \frac{F}{m\omega^2} \sin \theta \cdot \sin \omega T_1 - \frac{FT_1}{m\omega} \sin \theta \cdot \cos \omega T_1 \\ &= \frac{F}{m\omega^2} \sin \theta (\sin \omega T_1 - \omega T_1 \cdot \cos \omega T_1) \end{aligned} \right\} \dots\dots (H. 54)$$

従つて式 (H. 53) は次のようになる。

$$x = \frac{F \sin \theta}{m\omega^2} \left\{ -\sin \omega t + \omega (t - T_1) \cos \omega T_1 + \sin \omega T_1 \right\} \dots\dots (H. 55)$$

この式は  $T_2 \geq t \geq T_1$  すなわち第 1 回の跳躍中においてのみ成立するものである。第 2 回目の跳躍はきわめて複雑になるから省略する。

iii) 数値計算例

振動式ソイル・コンパクタの振動性状を質点の運動で説明することはやや無理であるが、その差異は後述することにして実際のコンパクタの諸常数を質点の運動の式に代入してみる。ここではコンパクタとしてス

エーデン Vibro Verken 社の MRJ-6 型 を考える。

その諸元は次の通りである。

$$F = 4,000 \text{ Kg}$$

$$m = \frac{1,700 \text{ Kg}}{980 \text{ cm/sec}^2} = 1.735 \text{ Kg sec}^2/\text{cm}$$

$$\omega = 2\pi \times 900 \text{ 1/min} = 30\pi \text{ 1/sec}$$

$$\cos \theta = \cos 30^\circ = \frac{\sqrt{3}}{2} \quad (\theta \text{ は最大値を採用する})$$

ばね常数は地盤係数として表 - II - 1 で  $k' = 8 \text{ Kg/cm}$  を仮定すれば、本機の接地面積は  $1 \text{ m}^2$  であるから

$$k = 8 \times \frac{5,000}{10,000} \times 10,000 = 56,500 \text{ Kg/cm}$$

従つて

$$\omega_n = \sqrt{\frac{56,500}{1.735}} = 180 \text{ 1/sec}$$

以上の諸常数を式 (III.42) に代入して  $y^D$  と  $t$  との関係を求めれば図 - III.6 のようになる。 $y^D$  の表式は

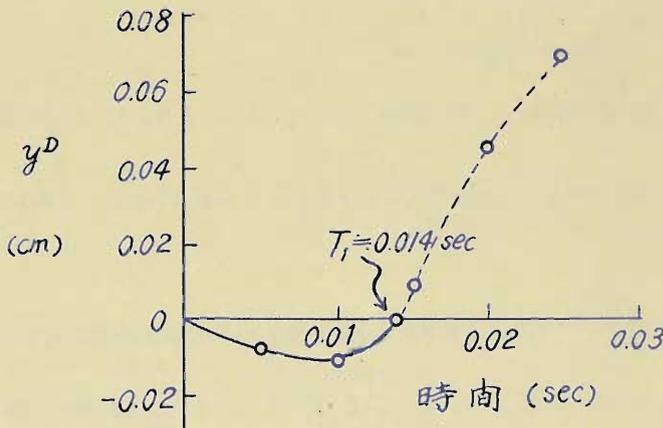


図 - III - 6  $y^D$  と時間との関係

$y^D \leq 0$  においてのみ成立するから、図-Ⅱ・6の  $y^D > 0$  の部分（点線の部分）は実際の運動を表わすものではない。図中の  $y^D$  曲線と  $t$  軸との交点は跳躍瞬間を示し、 $T_1 = 0.014 \text{ sec}$  であることが知られる。 $(\frac{dy^D}{dt})_{t=0.014 \text{ sec}}$  は図-Ⅱ・6 から読み取ることもしるが計算によるのが正確であるから、式(Ⅱ・42)を  $t$  で微分して  $t=0.014 \text{ sec}$  とすると  $(\frac{dy^D}{dt})_{t=0.014 \text{ sec}} = 5.46 \text{ cm/sec}$  となる。

式(Ⅱ・44)、(Ⅱ・45)の  $B_1, B_2$  を決定するための条件式(Ⅲ・46)、(Ⅲ・47)は

$$\left[ -\frac{F}{m\omega^2} \cos\theta \cdot \sin \omega t - \frac{1}{2} g t^2 + B_1 t + B_2 \right]_{t=0.014 \text{ sec}} = 0 \dots\dots (Ⅲ・46)$$

$$\left[ -\frac{F}{m\omega} \cos\theta \cdot \cos \omega t - g t + B_1 \right]_{t=0.014 \text{ sec}} = 5.46 \text{ cm/sec} \dots\dots (Ⅲ・47)$$

諸常数を代入して上式を解けば

$$B_1 = 24.42 \text{ cm/sec}$$

$$B_2 = -0.036 \text{ cm}$$

となるから、式(Ⅱ・44)、(Ⅱ・45)は本計算例では

$$y^u = -0.226 \sin(30\pi t) - 490t^2 + 24.42t - 0.036 \dots\dots (Ⅱ・45)$$

$$\frac{dy^u}{dt} = -2.12 \cos(30\pi t) - 980t + 24.42 \dots (Ⅱ・44)$$

式(Ⅱ・45)によつて  $y^u$  と  $t$  との関係を描くと図-Ⅱ・7のようになり跳躍状況が明らかとなる。図-Ⅱ・7では既述の  $y^D$  曲線を同時に描いたが、質点は水平地面より下にあるときは曲線  $y^D$  で、地表面より上にある

求めてみる。第1回目の跳躍による水平移動距離は式(Ⅲ.55)において  $t=T_2$  として  $(x)_{t=T_2}$  で表わされる。これを計算すれば

$$(x)_{t=T_2} = 0.056 \text{ sec} = 0.378 \text{ cm} \approx 0.38 \text{ cm}$$

コンパクタの振動周期  $T$  は

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{2\pi \times 15} = 0.067 \text{ sec}$$

で、1周期で1回跳躍すると考えられるから、第2回目以後の毎回の水平移動距離が第1回目のそれとほぼ等しいものとして、水平移動速度  $v$  は

$$v = \frac{0.38 \text{ cm}}{0.067 \text{ sec}} = 5.7 \text{ cm/sec} = 3.42 \text{ m/min} = 205 \text{ m/hr}$$

一方著者が本機について実測した結果は地盤条件によつて変化するが移動速度は  $v = 360 \sim 600 \text{ m/hr}$  で跳躍高さは  $h = 5 \sim 10 \text{ mm}$  であつた。従つて本計算による速度および跳躍高さは実測値の  $\frac{1}{2}$  足らずである。この差異は実際には地盤振動と接地板の振動、機械の運動とがある瞬間には共振して高く跳躍するとともに水平移動が大きく、平均的に水平移動速度が大きくなるのに対し、計算では静止状態から第1回目の跳躍を扱つたため、跳躍高さ、水平移動速度のいずれもが小さい値を示したものと考える。

以上の計算では弾性地盤に対する質点の運動を取り扱つたが、コンパクタの運動は次のような諸点が質点の運動と異なつている。すなわちコンパクタの振動機は一般に全機体の重心にないから廻転運動を伴ふこと、廻転運動ならびに地表面の不陸によつて接地板の全面は同時に跳躍、接地しないこと、機体部材は弾性体であり、かつ接地板と架台との間は防振ばねで接続

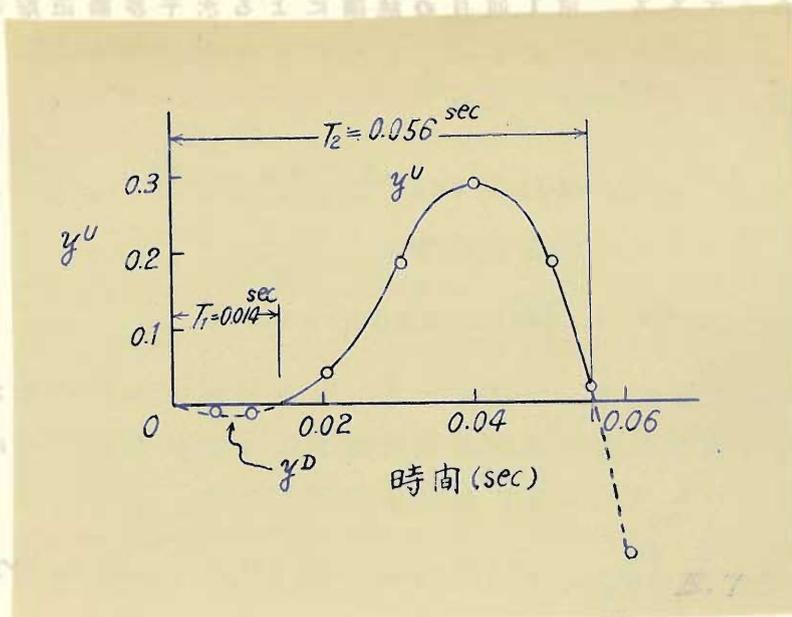


図-Ⅲ.7  $y^u$ と時間との関係

ときは曲線  $y^u$  で示されるような運動をする。図-Ⅲ.7  
 によれば第1回目の最大跳躍高さ  $h$  は

$$h \doteq 0.29 \text{ cm} \doteq 3 \text{ mm}$$

で、落下衝撃時刻  $T_2$  は

$$T_2 \doteq 0.056 \text{ sec}$$

である。実際には地盤振動を考えれば  $y^u = 0$  がかならず  
 しも衝突する瞬間とは限らないが、複雑になるから  $y^u =$   
 $0$  で衝突するものと仮定する。

従って跳躍時間  $T$  は次のようになる。

$$T = T_2 - T_1 = 0.042 \text{ sec}$$

つぎに水平運動は式 (Ⅲ.55) に諸常数値を代人して  
 得られるが、ここでは跳躍による水平移動距離のみを

求めてみる。第1回目の跳躍による水平移動距離は式(Ⅲ.55)において $t=T_2$ として $(x)_{t=T_2}$ で表わされる。これを計算すれば

$$(x)_{t=T_2} = 0.056 \text{ sec} = 0.378 \text{ cm} \approx 0.38 \text{ cm}$$

コンパクタの振動周期 $T$ は

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{2\pi \times 15} = 0.067 \text{ sec}$$

で、1周期で1回跳躍すると考えられるから、第2回目以後の毎回の水平移動距離が第1回目のそれとほぼ等しいものとして、水平移動速度 $v$ は

$$v = \frac{0.38 \text{ cm}}{0.067 \text{ sec}} = 5.7 \text{ cm/sec} = 3.42 \text{ m/min} = 205 \text{ m/hr}$$

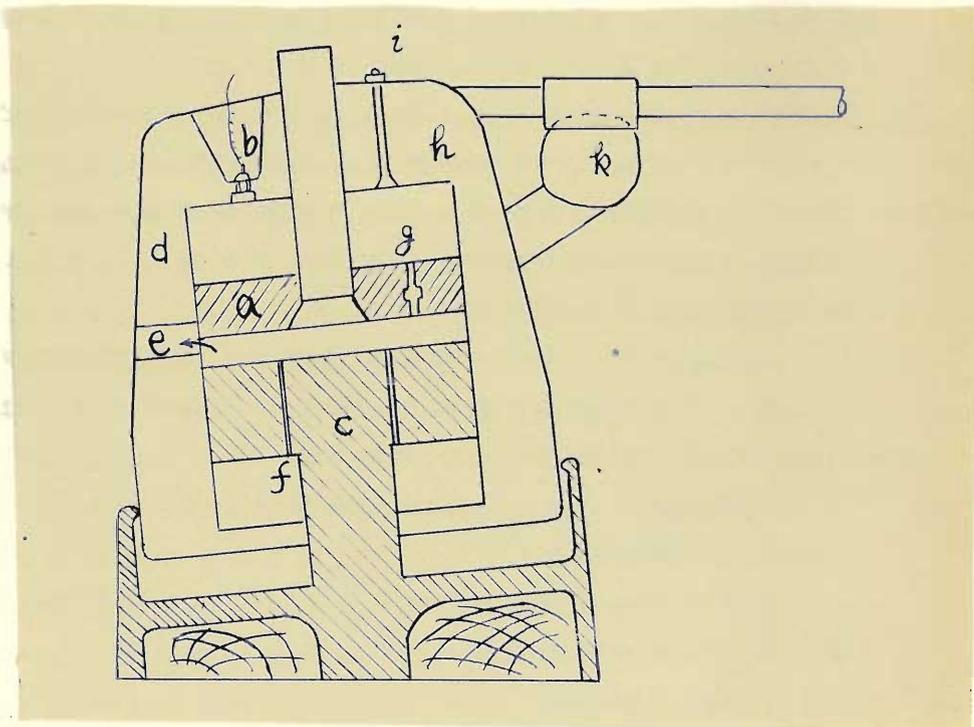
一方著者が本機について実測した結果は地盤条件によつて変化するが移動速度は $v = 360 \sim 600 \text{ m/hr}$ で跳躍高さは $h = 5 \sim 10 \text{ mm}$ であつた。従つて本計算による速度および跳躍高さは実測値の $\frac{1}{2}$ 足らずである。この差異は実際には地盤振動と接地板の振動、機械の運動とがある瞬間には共振して高く跳躍するとともに水平移動が大きく、平均的に水平移動速度が大きくなるのに対し、計算では静止状態から第1回目の跳躍を扱つたため、跳躍高さ、水平移動速度のいずれもが小さい値を示したものと考える。

以上の計算では弾性地盤に対する質点の運動を取り扱つたが、コンパクタの運動は次のような諸点が質点の運動と異なつている。すなわちコンパクタの振動機は一般に全機体の重心にないから廻転運動を伴ふこと、廻転運動ならびに地表面の不陸によつて接地板の全面は同時に跳躍、接地しないこと、機体部材は弾性体であり、かつ接地板と架台との間は防振ばねで接続

されているから、機体自身の変形は無視できないことなどである。これらを考慮に入ればコンパクタの振動性状あるいは運動機構は極めて複雑となる。従つて上記の数値計算結果が実測値とかなり異なることも当然であると思う。

### 3.5. ランマの振動性状

土の締固めに用いられるランマは1気筒2サイクルのガソリン・エンジンによつて機体を跳躍させ、その落下衝撃によつて土を締固めるものである。その構造は製造者によつて異なるが、フログ・ランマと呼ばれる大型のランマの構造は一般に図一Ⅲ・8のようである。同図によつてフログ・ランマの振動を説明してみよう。



図一Ⅲ・8 ランマの構造 ( Delmag 社F-5)

- (イ) ピストン a の上部の燃焼室内の気化ベンゾールをスパークプラグ b によつて爆発させると a および c を残して他の部分は跳び上る。
- (ロ) シリンダー d が上昇すると排気孔 e は開かれ、燃焼室内の圧力ガスは e を通して排出される。この運動エネルギーによつて d はさらに加速上昇する。一方 c と d とで囲まれた空気は d の上昇とともに e が閉ぢられるので次第に圧縮され、この圧縮空気によつて c および a は上昇を始める。
- (ハ) a は c よりも軽く、かつ f なる隙間を通して圧縮空気が入るので、a はさらに加速上昇する。
- (ニ) a の上昇によつて e は a の下側で開かれるようになって、圧縮空気は逃げる。その運動エネルギーによつて a はさらに上昇し、同時にバルブ g が開かれ、残存する排気を a、c 間を通して e から排出する。
- (ホ) ランマはその最高点に達し落下し始める。このときピストン a はシリンダー・カバー h についたまま落下する。
- (ヘ) ランマが地表面に衝突すると、a はその運動エネルギーと重量とによつて下降し、気化器 k より吸入バルブ i を通して新しい燃料を吸入する。

以上を 1 cycle として同一の作動を繰返す。従つてこのランマでは吸入ガスの圧縮行程はないが、小型のランマでは圧縮行程を含むのが普通のようなのである。

ランマの運動は次のようにして求められる。

m : ランマの全質量

p : ピストンの平均有効圧力

A : ピストンの有効面積

ℓ : ピストンの行程

e : 効率

h : ランマの跳躍高

とすれば、爆発によつてなされる仕事  $pA\ell$  はランマの跳躍エネルギー  $mgh$  に変換されるが、効率を考へて

$$epA\ell = mgh \quad \dots\dots\dots (\text{II. 56})$$

が成立する。従つて跳躍高  $h$  は次式で与えられる。

$$h = \frac{epA\ell}{mg} = \frac{epV}{mg} \quad \dots\dots\dots (\text{II. 57})$$

ここに  $V$  はピストンの押しのけ容積である。

ランマの跳躍初速を  $v_0$ 、その方向を地面から  $\alpha$  なる角で衰わすと、跳躍後  $t$  なる時間における上昇速度は  $v_0 \sin \alpha - gt$  となる。最高点に達すれば上昇速度は零となるから、その時間  $t_m$  は

$$t_m = v_0 \sin \alpha / g \quad \dots\dots\dots (\text{II. 58})$$

となる。従つて跳躍高  $h$  は

$$h = v_0 t_m \sin \alpha - \frac{1}{2} g t_m^2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{v_0^2 \sin^2 \alpha}{g} \quad \dots\dots\dots (\text{II. 59})$$

式 (II. 57) と式 (II. 59) とを等置して  $v_0$  を求めれば

$$v_0 = \frac{1}{\sin \alpha} \sqrt{\frac{2epV}{m}} \quad \dots\dots\dots (\text{II. 60})$$

となる。

次に進行方向の運動を考へるに跳躍時間  $t_j = 2t_m$  であるから、1回の跳躍による前進距離  $d$  は式 (II. 58)、(II. 60) を用いて

$$\begin{aligned} d &= v_0 t_j \cos \alpha = \frac{2v_0^2}{g} \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ &= \frac{4epV}{mg} \cot \alpha \quad \dots\dots\dots (\text{II. 61}) \end{aligned}$$

となる。従つて跳躍高と前進距離の比  $h/d$  は式 (II. 57)、

(Ⅱ.61)より

$$h/d = \frac{1}{4} \tan \alpha$$

となる。すなわち  $h/d$  は接地面の傾斜のみによつて決定される。Delmag 社 F-5 型あるいは田中土鉦 K K のフログ・ランマについてみれば  $\alpha \doteq 80^\circ$  であるから

$$h/d = \frac{1}{4} \tan 80^\circ = \frac{1}{4} \times 5.671 = 1.42$$

となる。表-Ⅱ.1によれば Delmag 社 F-5 では  $h/d = \frac{35}{20} = 1.75$ 、田中土鉦ランマでは  $h/d = \frac{35}{25} = 1.40$  となり上記の値に近似的に一致することが知れる。

### 3.6. 結 び

以上において振動締固め機械の振動性状の計算法および数値計算例を示したが、これを要約すれば次のようになる。

振動式平滑胴ローラの振動性状は  $\alpha > 1$  なる型式と  $\alpha < 1$  なる型式とでは異なり、 $\alpha > 1$  なる型式では線型振動系の理論で解析することができる。 $\alpha < 1$  なる型式では跳躍時に地盤のばね作用が失なわれるのでその数学的取扱いが一般に困難となる。しかし  $\alpha < 1$  の型式でも振動数が極めて高い場合にはその跳躍瞬間は無視し得るものと考えられ事実数値計算結果と実測値とはかなりよく一致することが明らかとなつた。

振動式タイヤローラの振動性状はタイヤのばね特性を考慮する以外は振動式平滑胴ローラに準じて計算することができる。この場合の特徴はタイヤ圧の変更によつて振動性状が変化することであつて、実験範囲内ではタイヤ圧が低いほど振動振幅が増加する傾向がみられたが、これはタイヤ圧の低下とともに機械・土系の自然振動数が増加して、強制振動数と自然振動数との差が小さくなつたことによるものである。

振動式ソイル・コンパクタの振動性状は種々の理由で解

析が困難であるから弾性地盤における質点の跳躍運動で近似することを試みたが、その理論解の数値計算結果は実測値に対し跳躍高、進行速度のいずれもが約 $\frac{1}{2}$ 程度であつた。その主な理由は共振現象の数学的解析が困難であるため、これを考えなかつたことにあるものと考える。実測値の半分ということはかなり悪い結果ではあるが設計資料として利用することはできるであろう。

ランマの振動性状はガソリン・エンジンの爆発力に支配されるから機械工学的考察を多分に必要とする。本章ではピストンの寸法、有効圧力、効率などが既知の場合の跳躍高の計算法を示し、これと接地面の傾斜から毎回の前進距離を求める方法を述べた。跳躍高と前進距離との比は機関性能にかかわらず接地面の傾斜のみによつて与えられることができたが、現存のランマの特性はそれを裏書している。

## 第4章 振動締固め機械の設計指針

### 4.1 概説

本章では土質工学的にみた振動締固め機械の諸元の設計指針を述べる。すなわち土の締固めの能率にもつとも密接な関係を有する接地面積、接地圧、機械重量、起振力、振動数ならびに転圧速度の設計に必要な資料について述べるが、原動機、伝達装置など機械工学的な設計についてはふれないことにする。

接地面積、接地圧、機械重量および転圧速度の締固め性能に及ぼす影響は振動締固め機械のみならず一般の無振動締固め機械においても重要であると同時に、振動式であるとならば無振動式であるとならばその影響はほぼ同一の特性を有するように思われる。従つて特に振動締固め機械の設計としては起振力および振動数の決定が重要視されることになる。しかし接地面積、接地圧はⅡ・4.2ならびに本編3.2、3.3で述べたように機械と土の振動性状に影響を

与えるから、無振動締固め機械における考え方だけでは不十分である。機械重量は接地面積と併せて接地圧を決定するものであるから、これもまた振動性状に影響を与えることは当然で、II・3.3に述べた $C$ の変化による締固め度の変化はその1つの証拠と考えられる。

以上を要するに振動締固め機械の設計では起振力と振動数の設計という無振動締固め機械の設計にはふられない要素がつけ加わるほか、接地面積、接地圧、機械重量の設計法も無振動締固め機械におけるそれらの設計法にさらに振動性状に対する影響を配慮したものでなければならない。

#### 4.2. 接 地 圧

無振動締固め機械では接地圧は土のせん断破壊を生じない限度内で高いことが望ましい。ゴムタイヤ・ローラの接地圧はタイヤ空気圧にはほぼ等しいから、タイヤ空気圧を測ることによつて接地圧を知ることができるが、平滑胴ローラでは接地面積が簡単な方法では測定困難であるからその接地圧を知ることにも困難である。従つて平滑胴ローラでは通常線圧をもつて接地圧の代用をさせている。無振動ローラの線圧は軸重を胴幅で除した値で定義される。接地圧(あるいは線圧)が大きくなれば一般に締固め性能がよいことはW. A. Lewis, 3) W. J. Turnbull and W. G. Shockley 4) その他多くの研究によつて明らかにされている。

振動締固め機械では以上の考察のほか振動に対する独自の考察が必要であるのでこれを以下に述べることにする。

##### (i) 土の動的支持力

荷重載荷によつて土がせん断破壊を起さずに締固められるためには、締固め機械による荷重強度よりも土の極限支持力が大きくなければならない。静的極限支持力についてはL. Prandtl 5) K. Terzaghi 6) らの研究があるが、動荷重に対する動的極限支持力についてはこれまで

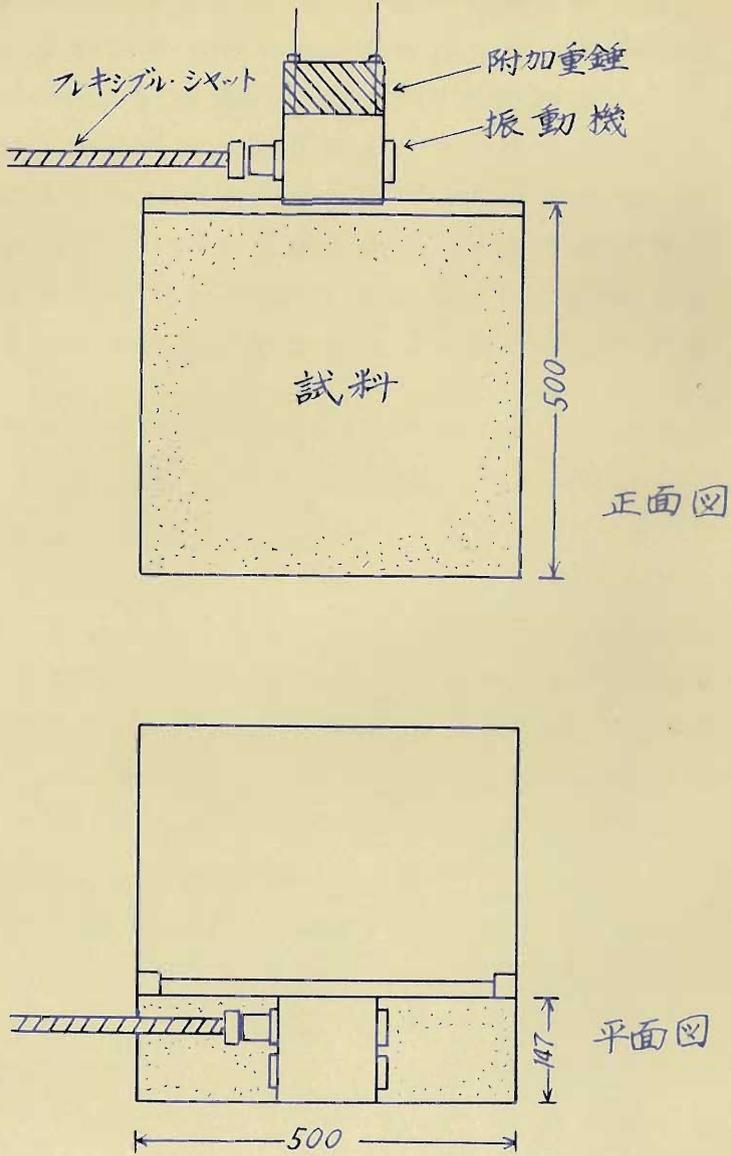
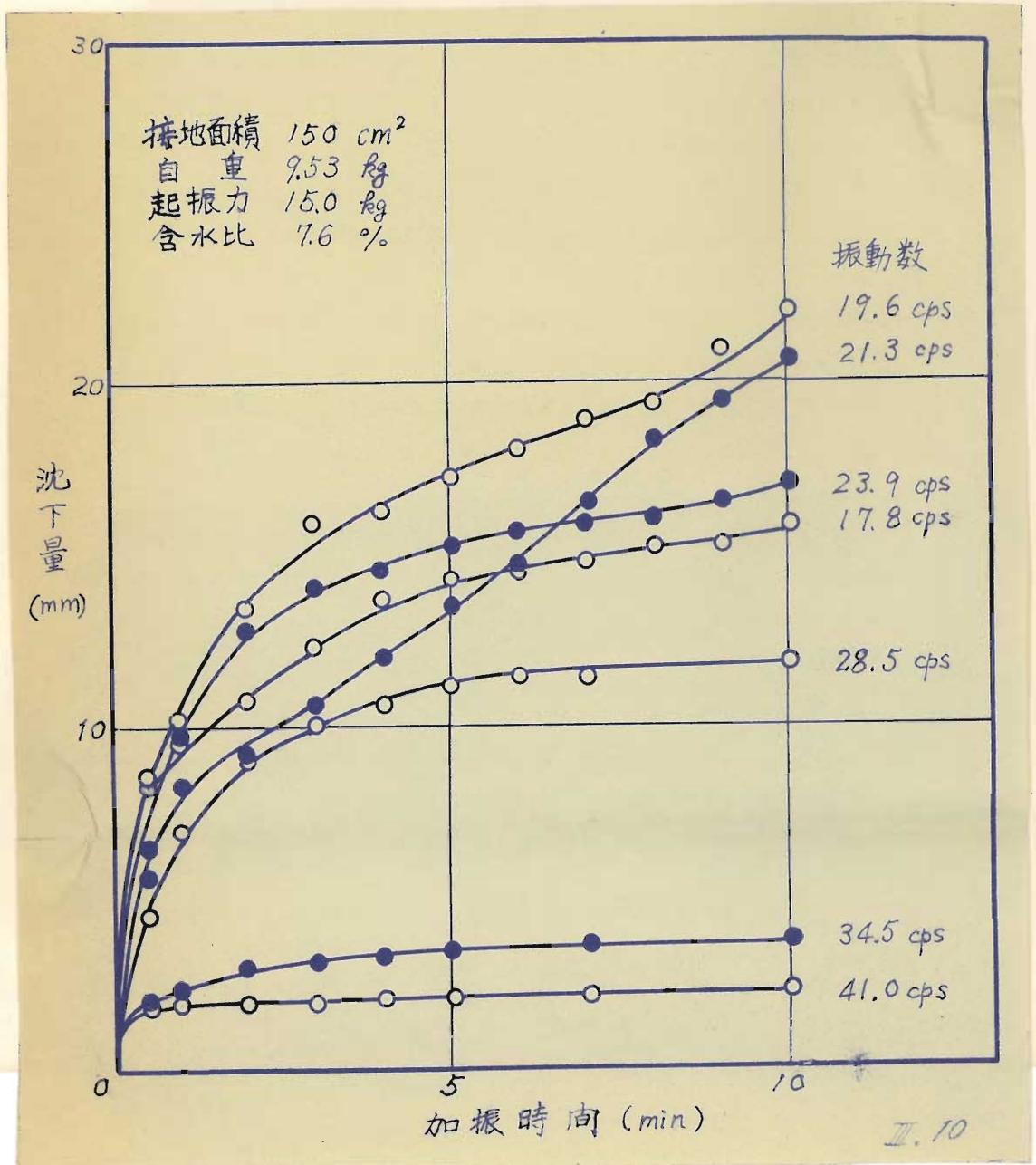


図 - II . 9 実験装置

198

研究された例はないようである。著者は動的極限支持力を次のような実験から求めた。

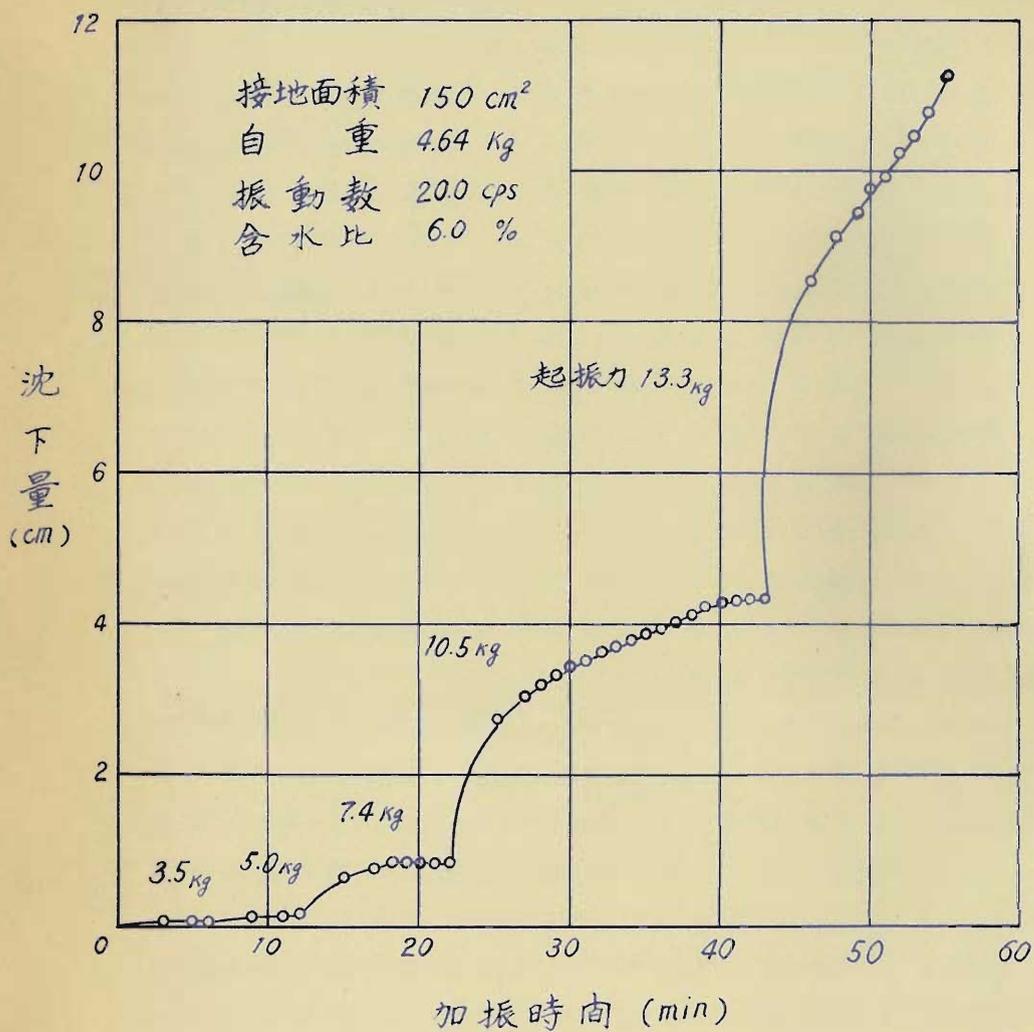
実験装置は図-Ⅱ.9に示すようにに試料箱内に試料（配合のよい砂、含水比6.0~7.6%）をできるだけ均一に締固め（乾燥密度 $1.3 \text{ gr/cm}^3$ ）、試料表面に図-Ⅱ.2に示した小型振動機を載せて加振するものである。ある振動条件で加振するとき、振動機の沈下量は加振時間の経過とともに増加するが、その1例を示すと図-Ⅱ.10のようになる。図-Ⅱ.10は起振力を一定として振動数を変更した場合を示しているが、振動数の差異によつて沈下特性が異



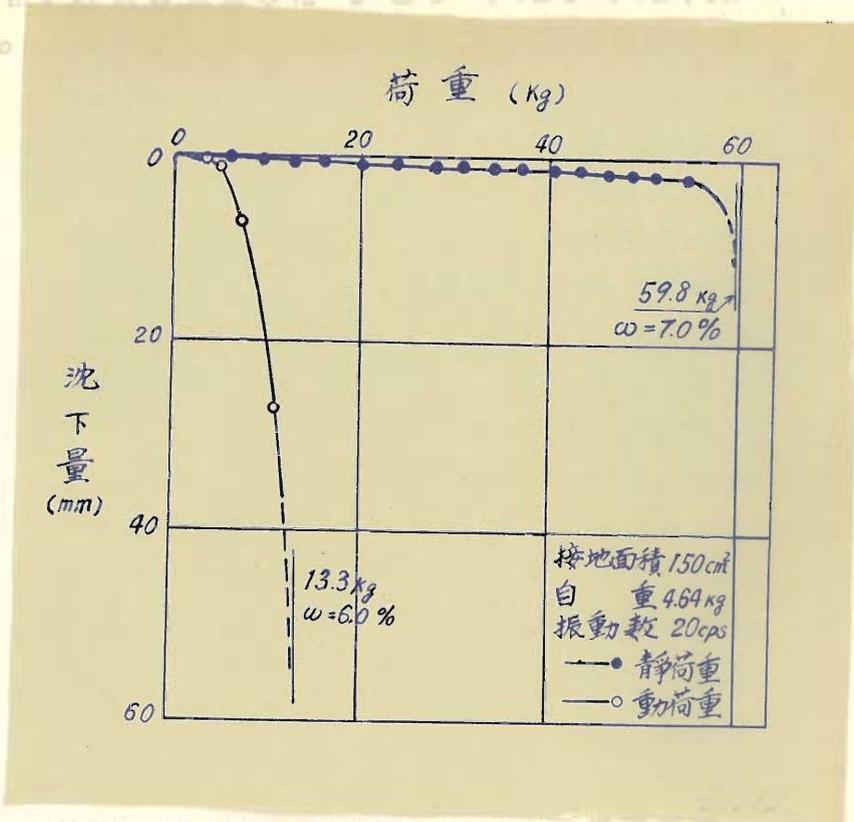
なり、ある振動数では沈下は次第に停止するが、またある振動数では沈下は停止せずむしろ増加してゆく現象が現われている。このように沈下特性が振動数に影響されることは注意しなければならない。

さて動的極限荷重（動的極限支持力は単位面積当りの動的極限荷重である）を次のように定義する。動荷重による沈下は上記のように振動数の影響を考えなければならないから、一定の振動数で次のような載荷を行なう。まず振動機重量による静的な沈下が停止した後、その上にある小さな起振力を加え、沈下が停止するまで加振する。毎分の沈下量がこの起振力段階の全沈下量の1%以下になれば沈下は停止したものと考え、沈下が停止すれば次のやや大きい起振力段階の起振力を作用させ、これも沈下が停止するまで加振する。以下同様に起振力を漸増して沈下が停止せずむしろ加速されるような起振力段階が現われるとき、この起振力と振動機重量との和を動的極限荷重と定義する。

図-II.11は接地面積 $150\text{cm}^2$ 、自重 $4.64\text{kg}$ 、振動数 $20\text{cps}$ の場合の載荷時間と沈下量との関係を示すものである。図にみるように起振力を $3.5 \cdot 5.0 \cdot 7.4 \cdot 10.5 \cdot 13.3\text{kg}$ としたが、 $13.3\text{kg}$ において沈下は停止しなくなつた。この結果から荷重（起振力）と最終沈下量との関係を描くと図-II.12の左側の曲線のようになる。この結果を静的載荷試験と比較するため、振動機を停止した状態でその上に重錘を載荷して図-IV.12の右側の曲線のような結果を得た。図-II.12では動的載荷曲線、静的載荷曲線は振動機を最初に載荷して沈下が停止した状態から描いてあるので、振動機重量を考慮して静的極限荷重は $59.8 + 4.64 = 64.4\text{kg}$ 、動的極限荷重は $13.3 + 4.64 = 17.9\text{kg}$ となり、動的極限荷重は静的極限荷重の約 $1/3.6$ 倍に過ぎないことが



圖一·11 加振時間—沈下量曲線 (起振力變更)



図一Ⅱ・12 荷重—沈下量曲線 (接地面積150cm<sup>2</sup>; 荷重は自重を含まず、附加荷重のみを示す)

わかる。動的極限荷重は振動数の変化によつて影響されることは容易に想像されるが、上記の場合は20cpsであつて振動機と土とからなる系の共振振動数に近く、かなり不利な状態にあるものと考えられる。従つて最悪の場合動的極限荷重は静的極限荷重の約 $\frac{1}{4}$ 程度と考へてよいと思ふ。

接地面積75cm<sup>2</sup>、自重4.64kg、振動数20cpsにおける動的載荷試験ならびに比較のため行なつた静的載荷試験の結果は図一Ⅱ・13に示すようである。この結果より静的極限荷重は29.9+4.64=34.5kgであり、動的極限荷重は

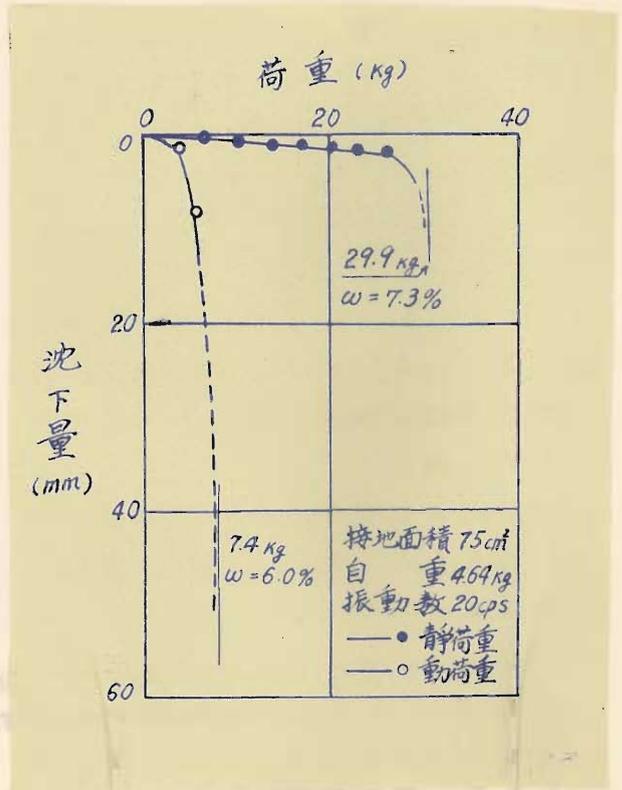
7.4+4.64=12.0kg であるから前者の約  $\frac{1}{2}$ .9 倍である。  
 この場合の振動数は図一Ⅱ.12の場合と同様 20 cps で

あるが、接  
 地面積が異  
 なるため共  
 振振動数も  
 異なり、そ  
 の結果とし  
 て動的極限  
 荷重と静的  
 極限荷重と  
 の比は図一  
 Ⅱ.12の場  
 合ほど小さ  
 くならない  
 ものと考え  
 られる。

動的極限  
 荷重が静的  
 極限荷重よ  
 りも小さい  
 のは、Ⅱ.

4.4. に述べた動荷重の伝達力特性とⅡ. 3. 6. に述べた  
 動荷重による土の内部摩擦抵抗の減少化とにあるもの  
 と考えられるがその定量的解析は今後の研究にまたね  
 ばならないであろう。

以上のように振動締固め機械による施工においては  
 土の支持力が減少するので接地圧（静的接地圧と動的  
 接地圧）の決定に際してあまり過大にならないように  
 注意しなければならない。また施工に際しては stage



図一Ⅱ.13. 荷重-沈下量曲線 (接地面積 75cm<sup>2</sup>; 荷重は自重を含まず、附加荷重のみを示す)

compaction<sup>7)</sup> を念頭におく必要がある。

ii) 機械と土とから成る系の自由振動数

締固め機械と土とから成る振動系を減衰のない線型振動系で近似するとき、その自由振動数  $f_n$  は式(II.17)で与えられる。これを再掲して変形すれば

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k' Ag}{W_v + W_s}} = \frac{1}{2\pi} \frac{1}{\sqrt{W_v/A}} \sqrt{\frac{k' g}{1 + W_s/W_v}}$$

$$= \frac{1}{2\pi} \frac{1}{\sqrt{p}} \sqrt{\frac{k' g}{1 + W_s/W_v}} \dots \dots \dots \text{(II.5-6)}$$

で与えられる。ただし  $p = W_v/A$  は静的接地圧である。

式(II.5-6)によれば静的接地圧が増加すれば系の自由振動数は減少する。これはII.4.2.でも述べたように実験的にも検証されていることがらである。振動締固め機械の設計においては系の自由振動数を適当な値に選ばなければならないから、それに応じて接地圧自体も制約を受けなければならない。

iii) 振動締固めにおける接地圧の締固め度に及ぼす影響

II.3.5およびII.3.7.において述べたように振動締固めにおいては振動条件が  $d < 1$  のときは締固め度は締固めエネルギーに支配され、 $d > 1$  のときは締固め度は振動加速度と振動機重量(あるいはローラ重量)に支配される。以上のことがらは一定接地面積に関する実験結果であるから、後者の振動機重量は換言すれば接地圧とみられる。従つてII.3.7.に述べた実験結果によれば接地圧は  $d > 1$  なる振動締固めにおいては締固め度に影響を与え、一定振動加速度の場合には接地圧が大きいほど締固め性能は大きい傾向があり、これは無振動締固めにおける接地圧の影響と傾向的には一致する。

4.3. 接地面積

無振動締固めに関するW.J.Turnbull and C.R.Foster 8) および G.F.Sewers and J.G.Gulliver 9) の研究によれば、締固め性能は接地圧が大きいほどよいことはいうまでもないが、さらに接地面積の影響も無視できないことが明らかである。接地面積の影響は土質によつて異なり、D.W.Taylor のフーチングの沈下特性 10) を参考にすれば粘着性の高い土では接地面積が小さい方が締固め性能がよく、粘着性の低い土では接地面積が大きい方が締固め性能はよいはずである。

振動締固めは主として粘着性の低い土を対象とするから接地面積が大きい方が有利であるが、さらに振動性状に及ぼす接地面積の影響を併せて考えなければならぬ。接地圧が一定で接地面積が変化するとき、締固め機械と土とから成る振動系の自由振動数は式(II.56)によれば変化しないよう考えられるが、それは線型振動系の仮定の不備に基づくものである。実際には式(II.28)から知られるように自然振動数  $f_n$  は接地面積の4乗根に比例する。従つて接地面積が大きくなれば自然振動数は若干大きくなる傾向がある。

#### 4.4. 振動数、起振力および振動部重量

振動機の能力は振動数、最大起振力ならびに起振力の方向で表わすことができる。起振力の方向は1軸偏心式であるか2軸偏心式であるかによつて異なるが、両者の締固め能力の優劣は現在までの実施例では明らかにされていない。機械的には2軸式は支持方法が1軸式よりも簡単である利点を有する。ここでは1軸式か2軸式かの議論はさし控へ振動数および起振力について考えるが、これと同時に振動部重量も併せ考えねばならない。

振動数の締固め度に及ぼす影響はII.3.2に述べたように最適振動数を有する特性曲線で示されるが、

最適振動数は振動部重量・起振力比  $\alpha$  が  $\alpha > 1$  なるときに  $\alpha < 1$  なるときよりも高いことが明らかにされている。従つて加振振動数として比較的高い振動数 (3000 cpm 程度) を選ぶときは  $\alpha > 1$  なる型式を、また比較的低い振動数 (1500 cpm 程度) を選ぶときは  $\alpha < 1$  なる型式をとることが望ましい。なお土質によつて地盤係数は変化し、最適振動数も変化するから加振振動数は一定とせずある範囲内で変更し得るようにしなければならない。また振動式ソイル・コンパクタでは自走のため  $\alpha < 1$  とすることが必要であるから必然的に低振動数型を採用しなければならない。

$\alpha > 1$  であるか  $\alpha < 1$  であるかを決定すれば純いて起振力および振動部重量の値を具体的に設計しなければならないが、そのため機械の振動性状を計算する必要がある。振動性状の計算は前章に示したような線型振動系理論で近似的に行えるから、起振力および振動部重量を仮定して振動振幅、振動加速度振動エネルギーなどを求めることができる。 $\alpha > 1$  のときは II・3.7. で述べたように振動加速度および接地圧を大きくするように、 $\alpha < 1$  のときは II・3.5. で述べたように有効締固めエネルギーを大きくするように、起振力および振動部重量を適当に変えて試行計算を行つて最終的値を決定する。

#### 4.5. 転圧速度

締固めの能率は締固め機械の転圧速度に影響されるところが大である。本節ではこの問題を考えてみる。

II・2.4 ii) に述べた小型ローラ II 型による振動締固め実験において転圧速度を変化して締固め度の変化をみたが、その結果は次のようである。

転圧速度を 0.3, 0.6, 1.2, 3.0, 6.0 および  $12.0 \frac{m}{min}$  として、各場合とも 30 回転圧し、転圧前および 2, 5, 15, 30 回転圧後の乾燥密度を測定した結果は図-II. 14, II. 15 で

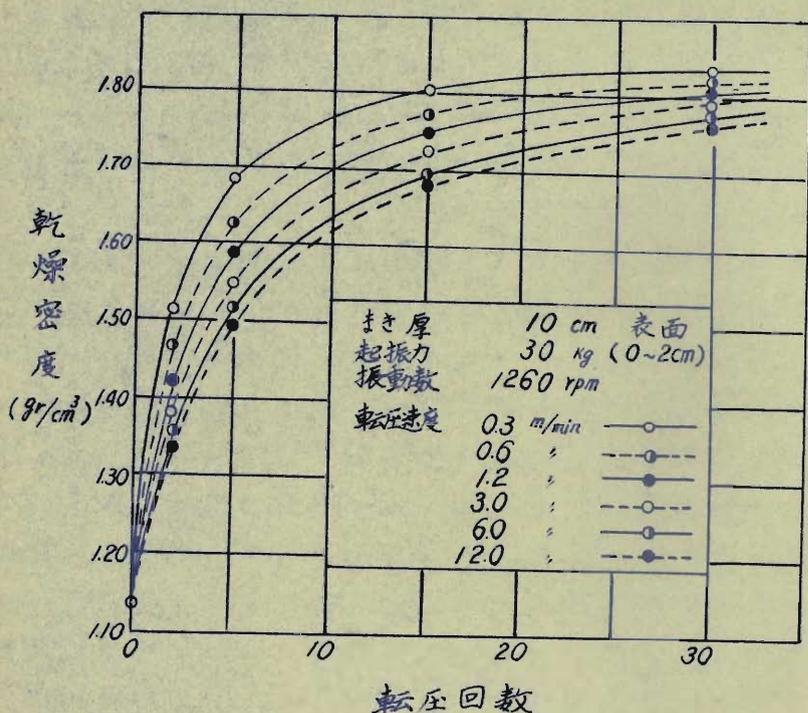


図 - II・14 転圧回数-乾燥密度曲線

示される。巻き厚は10cmであるが、転圧後の層厚は6.5~7.5cm程度に締固められ、試料の測定位置は転圧表面(深度0~2cm)、内部(深度4~6cm)の2点とし、図-14は表面における乾燥密度を、図-II・15は内部における乾燥密度を示してある。図-II・14, II・15によれば転圧速度が大きくなるほど締固め度は低下することが明らかである。これは転圧速度が大きくなるほど締固め時間が短くなることより当然の結果といえる。

図-II・14, II・15の結果を用いて転圧速度と乾燥密度と

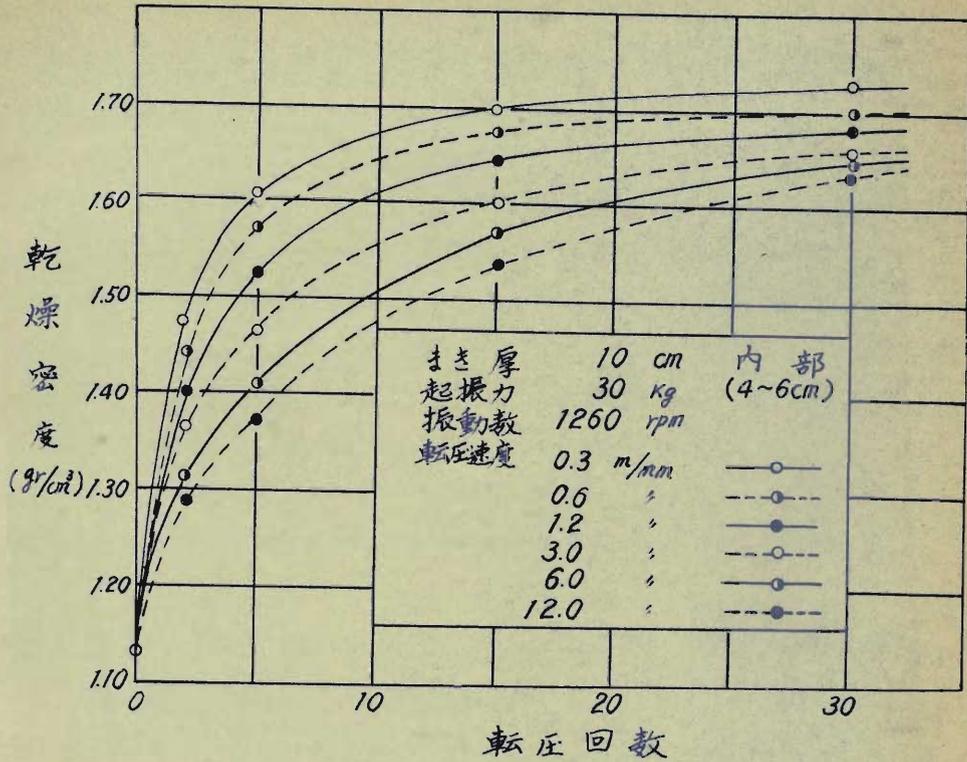


図-III.15 転圧回数-乾燥密度曲線

の関係を直接に図示すれば図-III.16のようになる。図-III.16は転圧速度を対数目盛に、乾燥密度を算術目盛にとつてあるが、一定転圧回数における乾燥密度は大体転圧速度の対数に比例して小さくなることが知られる。従つて転圧速度が小さいほど一定転圧回数転圧後の締固め度は大きくなるが、転圧速度が小さいときは施工時間が長くなるからかならずしも能率的であるとはいえないであろう。これを検討するため若干の考察を行つてみる。

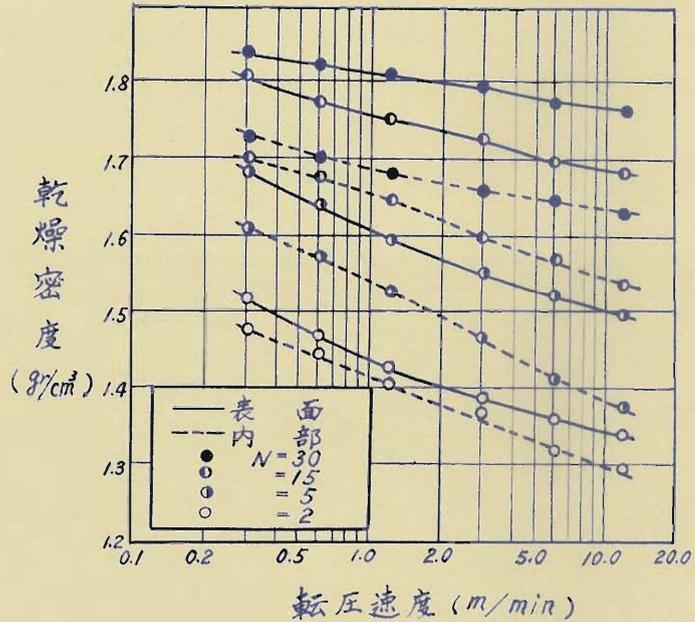


図-III.16 転圧速度-乾燥密度曲線

転圧すべき区間の長さを  $L$  m、転圧速度を  $V$  m/min、1回の旋回（スイッチバックあるいはUターン）に要する時間を  $t$  min とすれば、 $N$  回転圧に要する時間  $T$  min は

$$T = N \frac{L}{V} + (N-1)t \quad \dots\dots\dots (III.57) \quad 63$$

で与えられる。一般に  $N \gg 1$  であるから上式はまた

$$T \approx N \left( \frac{L}{V} + t \right) \quad \dots\dots\dots (III.58) \quad 64$$

と近似される。転圧回数  $N$  に対して乾燥密度  $\gamma_d$  が与えられれば、その乾燥密度に達するための種々の転圧速度の転圧による所要時間  $T$  が式 (III. 5-8) より求められる。ここでは一例として図-III. 13に示す  $N-\gamma_d$  曲線を用いて数値計算を行ってみよう。

いま便宜上  $L=12\text{m}$ 、 $t=0.5\text{min}$  (VRA-L6型についての実測の結果スイッチバック所要時間は10~25sec程度であるが、若干の余裕をみる)、 $V=0.3 \cdot 12 \cdot 6.0 = 12.0\text{m/min}$  とし て図-III. 14および式 (III. 5-8) を用いて転圧時間と乾燥密度との関係を求めれば図-III. 17のようになる。

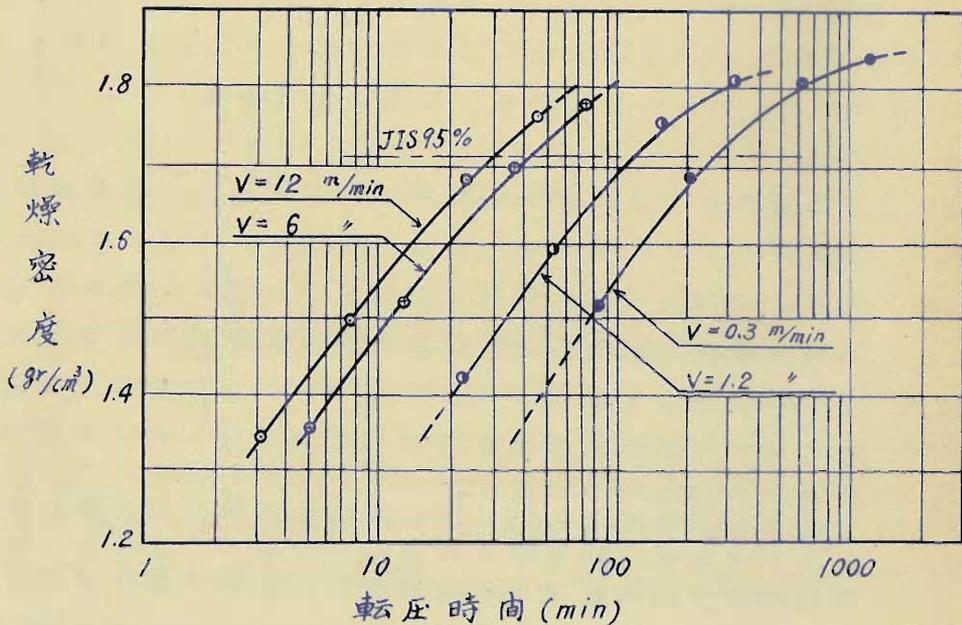


図-III. 17 転圧時間-乾燥密度曲線

図-III. 17 によれば、一定乾燥密度に達するまでの所要

時間は転圧速度が大きいほど短かいようである。例えば試料の JIS 最大乾燥密度 ( $1.80 \text{ gr/cm}^3$ ) の 95% ( $1.71 \text{ gr/cm}^3$ ) に達する時間は  $V=1.2 \text{ m}^3/\text{min}$  のとき 29 分、以下  $V$  が  $6, 1.2, 0.3 \text{ m}^3/\text{min}$  のときはそれぞれ 42 分、110 分、260 分となる。従つて以上の計算結果によれば転圧速度が大きいほど能率的であると考えられるが、転圧区間の大小、旋回時間のとり方などによつて結果は若干変つてくるであろう。なおもつとも重要なことは転圧速度の遅速従つて転圧回数の変化によつて燃料消費量および人件費が変るから経済的な面から考察する必要があることである。この点については IV・4.5. において取扱うことにする。

#### 4. 6. 結 び

以上において振動締固め機械の接地圧、接地面積、振動数、起振力、振動部重量および転圧速度の設計上の指針を述べたが、これを要約すれば次のようである。

##### i) 接地圧

接地圧の設計においてまず考えるべきことがらは接地圧を土のせん断破壊を生じない限度内におさえることである。すなわち土の極限支持力以下とするのであるが、振動荷重が作用するから従来の静的支持力ではなく動的的支持力を対象としなければならない。動的的支持力は最悪の場合には静的支持力の  $\frac{1}{4}$  程反に過ぎないことが実験的に求められた。

つぎに接地圧は振動締固め機械の振動性状に影響を与えることは式 (II. 5-5) から明らかである。すなわち接地圧が増加すれば機械-土系の自由振動数は減少する。従つて系の自由振動数を考慮に入れて接地圧は制約する必要がある。

接地圧の締固め度に及ぼす影響は  $\alpha < 1$  の場合と  $\alpha > 1$  の場合に依じて異なる。 $\alpha < 1$  の場合の締固め度は有効締固めエネルギーに支配されるから、接地圧変化は系の自由振動数従つて振動振幅あるいは有効締固めエネルギー

ギーに間接に影響することになって締固め変化に寄与する。 $\alpha > 1$  の場合の締固め度は振動加速度が一定であれば接地圧が大であるほど大きい。従つて接地圧は振動加速度が一定であれば締固め度に直接に関係するとともに、振動加速度の値自身にも影響を与える。有効締固めエネルギーあるいは振動加速度の推定は第3章の計算法によつて近似的に行うことができる。

## ii) 接地面積

砂質土の締固めにおいては一定接地圧でも接地面積の大きい方が有利であるが、振動締固めにおいては接地面積が振動性状に影響を与えることを考慮に入れなければならない。すなわち機械・土系の自由振動数は接地面積の4乗根に比例するから、適当な振動振幅あるいは振動加速度を発生させるために自由振動数を変更するとき接地面積の大きさには制約を受ける。

## iii) 振動数、起振力および振動部重量

振動締固め効果は振動数に影響され、最大の締固め効果を与える振動数すなわち最適振動数が存在する。最適振動数は振動部重量・起振力比  $\alpha$  が  $\alpha > 1$  なるときが  $\alpha < 1$  なるときよりも高いことが実験的に明らかにされているから、加振振動数として比較的高い振動数 (3000 cpm 程度) を選ぶときは  $\alpha > 1$  なる型式を、また比較的低い振動数 (1500 cpm 程度) を選ぶときは  $\alpha > 1$  なる型式を採用することが望ましい。また振動式ソイル・コンパクタは自走のため  $\alpha < 1$  なる型式をとる必要があるから低振動数型でなければならない。

起振力および振動部重量の値を具体的に決めるためにはこれらを仮定して機械の振動性状を第3章の理論で計算して、振動加速度、有効締固めエネルギーなどを推定し、 $\alpha > 1$  のときは振動加速度を、 $\alpha < 1$  のときは有効

締固めエネルギーを大きくするように試行的にもつとも適当した値を決定する。

#### IV) 転圧速度

転圧速度の遅速は転圧能率に影響を与える。転圧速度を  $0.3 \sim 1.2 \text{ m/min}$  の間で6種類に変えて転圧した結果、一定転圧回数においては転圧速度が小さいほど転圧効果はよいが、一定乾燥密度に達するまでの所要時間は転圧区間長が  $1.2 \text{ m}$  のときは転圧速度が大きいほど短かく能率的であることが実験的に明らかになされた。転圧区間長によつて変動はあるが大きい方がよく、その場合は燃料消費、人件費などがかさむので経済的な面からも考察すべきである。この点に関してはIV.4.5.に述べる。

### 第5章 結 論

本編においては土質工学的な立場より振動締固め機械の設計法について研究した。すなわち第II組の振動締固め特性と併せて設計の基礎資料として必要な振動締固め機械の分類ならびに振動締固め機械の振動性状をそれぞれ第2章、第3章に述べた。第4章では以上の資料を用いて振動締固め機械の接地圧、接地面積、振動数、起振力、振動部重量ならびに転圧速度の設計指針を述べたが、以上本編において得た成果を要約すれば次のようである。

第2章では振動締固め機械を2.3の面から分類した。すなわち構造による分類、 $\omega$ による分類および振動数による分類である。構造による分類法は通常よく行われる方法で振動式ローラ、振動式ソイル・コンパクタ（一名平板式・振動締固め機）およびランマーに分けられること、また振動式ローラはさらに細分されることを述べた。この分類は外観によつて容易に分類しうる点がすぐれている。しかも転圧性能の点から考えると $\omega$ による分類および振動数による分類法がすぐれ

れているように思われる。 $\alpha$ による分類法は機械が $\alpha < 1$ であるか $\alpha > 1$ であるかによつて2種に大別するもので、前者は衝撃的な締固めを行い、後者は振動ならびに自重による締固めを行う点相異し、従つてその締固め特性も異なつてゐる。振動数による分類は加振振動数が2,000 cpmを境にしてそれより高いか低いかに応じて高振動数型と低振動数型とに大別するもので、最適振動数ならびに $\alpha$ の考察から例外はあるが前者は $\alpha > 1$ 、後者は $\alpha < 1$ の型式に属するものが多く、またそれが後述するように合理的でもあるのであつて、既製の締固め機械は経験的に作られたものであるが大體においてこの線に沿つて設計されているものと考えられる。

第3章では振動締固め機械の振動性状を振動式平滑刷ローラ、振動式タイヤローラ、振動式ソイル・コンパクタおよびランマそれぞれについて理論的に取扱い、その結果を実測値と比較検討した。振動性状の理論は疎密に教ふことが困難であるから、比較的簡単な線型振動系の理論を採用したが、得られた結果は実測値と比較してかなりよく一致し、近似計算としては十分であることが明らかとなつた。

第4章では振動締固め機械の接地圧、接地面積、振動数起振力、振動部重量および転圧速度の設計指針を述べた。以上のうち接地圧、接地面積、転圧速度は無振動締固め機械の設計においても設計の対象となるが、振動締固め機械の設計では特にそれらが振動性状に及ぼす影響を考慮に入れなければならないことを述べた。また振動数、起振力、振動部重量(ばね下接地部重量)は振動締固め機械に独自の設計要素であり、この3者は互いに関連性をもつて設計すべきであつて、一般に高振動数型は $\alpha > 1$ 、低振動数型は $\alpha < 1$ の型式をとるのが望ましく、起振力、振動部重量の決定は第3章に述べた振動性状の計算法に従つて試行的に最適値を見出すべきである。

## 参考文献

- 1) 日本建設機械化協会、振動式ローラ性能試験要領(案)、(昭32.5)。
- 2) G.P. Tschebotarioff, Soil Mech., Foundations, and Earth Structures, Fifth Print.(1955), PP.586-588.
- 3) W.A. Lewis, The Compaction of Soil for Earthworks and the Performance of Plant, Proc. 3rd. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1 (1953), PP. 258-262.
- 4) W.J. Turnbull and W.G. Shockley, Field Compaction Tests on Lean clay Soil, Proc. 3rd. Int. Conf. on S.M. and F.E., Vol.1(1953), PP.313-316.
- 5) L. Prandtl, On the Resistance to Indentation and the Strength of Plastic Materials, Z. angew. Math. Mech., Vol.1 (1921). PP.15-20.
- 6) K.Terzaghi, Theoretical Soil Mech., 5th Print.(1948), PP. 118-143.
- 7) C.Y.Li, Basic Concept on the Compaction of Soil, Proc. ASCE., Soil Mech. and Foundation Division, Paper 862(1956), PP.6-7.
- 8) W.J. Turnbull and C.R. Foster, Stabilization of Materials by Compaction, Proc. ASCE., Soil Mech, and Foundation Division, Paper 934 (1956), PP.1-23.
- 9) G.F. Sewers and J.G.Gulliver, Effect of Varying Tamping-Foot Width on Compaction of Cohesive Soil, Proc. of Highway Research Board, Vol.34(1955).
- 10) D.W. Taylor, Fundamentals of Soil Mechanics (1948), P.538.

## 第IV篇 表面振動締固め機械の適用に関する研究

### 第1章 緒 論

表面振動締固め機械を用いて土構造物を転圧するに当っては種々の点に留意しなければならない。すなわち転圧効果を高めるために施工上の特性を知ることが先決であるが、これについては第III編までに幾分ふれたので本篇では残された点についてのみふれる。さらに実際の振動締固め機械による転圧資料は現在の段階でははなはだ少ないので、これを補う意味で数種の振動締固め機械について行つた転圧実験を述べ、最後に転圧の計画ならびに管理に関して著者の考えを述べることにする。

### 第2章 施 工 特 性

#### 2.1 概 要 大 説

土の転圧の効果は締固め機械の施工条件ならびに施工時の土質状態によつて異なる。いま前者を機械条件、後者を土質条件ということにして、これらが転圧度に及ぼす影響を考えてみよう。

機械としては接地圧、接地面積、振動数、起振力、振動部重量、転圧速度および転圧回数などがある。この最後の転圧回数以外の6要素は締固め機械によつては一定不変のものもあり、またある要素あるいはすべての要素が可変であるものもある。6要素が不変であるような機械については施工上特に配慮すべきことはないが、可変であるような機械では土質条件ならびに最終転圧目標に応じて適宜に要素を調整して施工しなければならない。しかしこれらの要素の締固め度に及ぼす影響は第III編において述べたのでここでは省略することにする。従つて機械条件として本章では転圧回数のみを取扱うことにする。

土質条件としては土質、含水比、まき厚、まき出し状態および路床状態が考えられるが、土質、含水比、まき厚が特に重要であると思われる。

本章では土質、含水比、まき厚および転圧回数の締固め度に

及ぼす影響についての実験結果（主としてⅡ、2.4.11）に述べた小型ローラⅡ型を用いた実験による）ならびにこれを用いて誘導した実験式について述べよう。

## 2.2. 土質の締固め度に及ぼす影響

各種締固め機械の土質による適応性については古くから研究されているが、英国の Road Research Laboratory で数年にわたって研究されたものがもつとも大規模であり、かつ好結果を得ているように思われる。この研究は13種の締固め機械を5種の土質の転圧に使用したもので、F.H.P. Williams, D.J. Maclean, W.A. Lewisらによつて数回にわたつて報告されているが、最後の W.A. Lewis の報告<sup>1)</sup>によれば全結果は表一Ⅳ、1に示される。

表一Ⅳ、1において締固め機械の転圧回数は省略したが、いずれも締固め限度まで転圧したものである。また最大乾燥密度の説明はなされていないが、これは零空隙比乾燥密度であると考えられる。

表一Ⅳ、1によれば土質全般にわたつて大型平滑胴ローラの転圧性能がすぐれているようである。またタンデム型振動式ローラは小型軽量であるにもかかわらず重粘土を除いては大型平滑胴ローラの転圧性能に劣らぬ性能を示している。振動式ソイルコンパクタは粘性土では実験を行つていないが、（これは実施不能であつたと想像する）、砂特に砂礫では有効であることが明らかで一般に振動締固め機械は非粘着性土に適していることがうかがえる。ランマは土質全般についてかなりよい結果を示しているが、一般に転圧速度が小さいから溝の後埋め土あるいは橋台裏込め土などの他の転圧機械の使用が困難な個所の締固めに適する。タイヤ・ローラは粘性土に適し、平滑胴ローラが使用できないような不陸の多い土面の転圧に適する。タンピング・ローラは本実験ではあまりよい結果を示していないが、後述のⅣ 3.3. に述べる著者の実験（粘性土）ではタイヤ・ローラよりもよい結果が得られている。これは本実験時の含水比が、

表-IV、1 各種締固め機械の各種土質（自然含水比）に対する締固め限度（W.A.Lewisによる）

締固め の 対象 となる 土	土 質		重粘土	シルト 質粘土	砂質粘土	砂	砂 礫
	A・C（カサグラント） 分 類		CH	CI	CL	SW	GW
粒 度 組 成	礫 %		0	0	0	10	54
	砂 %		4	17	40	79	36
	シルト %		33	49	36	6	4
	粘 土 %		63	34	24	5	6
コンシステンシー	L・L %		68	40	34	N・P・	N・P・
	P・L %		23	20	17	N・P・	N・P・
	P・I %		45	20	17	N・P・	N・P・
比 重			2.77	2.69	2.70	2.70	2.65
最大乾燥密度（自然含水比）			$1 \text{ b}/\text{ft}^3$				
			102	107	116	136	140
締固め 機械と その 最大 締固め 乾燥 密度 $1 \text{ b}/\text{ft}^3$	タイヤ・ローラ	重量：26,880 lbs, タイヤ数：前4, 後5, タイヤ圧：36 $\text{lbs}/\text{in}^2$	97	103	108	123	126
	大型平滑胴ローラ	重量：19,010 lbs, 胴寸法（径×巾）：前42×42 in, 後54×18 in, 線圧：前186 $\text{lb}/\text{in}$ , 後311 $\text{lb}/\text{in}$	96	104	112	132	138
	小型平滑胴ローラ	重量：6,160 lbs, 胴寸法：前34×34 in, 後36×15 in, 線圧：前80 $\text{lb}/\text{in}$ , 後142 $\text{lb}/\text{in}$	91	103	113	131	133
	カンピング・ローラ （クラブ・フット）	重量：11,010 lbs, 脚接地寸法：4×3 in, 接地圧：115 $\text{lbs}/\text{in}^2$	*	*	*	—	127
	カンピング・ローラ （テーパ・フット）	重量：10,080 lbs, 脚接地寸法：2.2×2.2 in, 接地圧：249 $\text{lbs}/\text{in}^2$	92	103	*	—	123
	フログランマ	重量：1,350 lbs, 接地面径：29 in, 跳躍高：約12 in	95	98	111	126	136
	パワーランマ	重量：250 lbs, 接地面径：9.5 in, 跳躍高：約12 in	100	103	110	128	133
	振動式平滑胴ローラ （ハンドガイド型）	重量：480 lbs, 胴寸法21×24 in, 線圧：20 $\text{lbs}/\text{in}$ , 振動数：4,500 cpm	—	—	94	122	123
	振動式平滑胴ローラ （タンデム型）	重量：5,040 lbs, 胴寸法：前30×32, 後30×32 in, 線圧：前168, 後168 $\text{lbs}/\text{in}$ , 振動数：5,000 cpm	*	103	—	131	138
	振動式ソイルコンパクタ （vibrosoil）	重量：4,480 lbs, 接地面積1,700 $\text{in}^2$ , 振動数：1,050 cpm	—	—	112	128	137
	振動式ソイルコンパクタ （vibromax）	重量：3,350 lbs, 接地面積970 $\text{in}^2$ , 振動数：1,100 cpm	—	—	—	129	133
	大型トラクタ	重量：24,160 lbs, 接地圧：平均7.2 $\text{lbs}/\text{in}^2$	96	101	—	126	126
中型トラクタ	重量：12,840 lbs, 接地圧：平均7.3 $\text{lbs}/\text{in}^2$	98	—	—	—	125	

注） \* は自然含水比が高過ぎて試験不能のもの、— は試験を行なわなかったもの



タンピング・ローラに対してはその最適含水比よりも高かったのではないかと想像される。トラクターの転圧は粘性土ではかなりよいが、毎回の転圧面積が小さく施工費がかさむので他に転圧機械のない現場は別として一般に転圧に使用することは考えられない。

以上の結果から振動締固め機械は一般に非粘着土に特に有効で、これは他の研究報告によつても明らかにされている。例えばSakataによれば、ローラの転圧では平滑胴ローラが振動式ソイル・コンパクタよりも締固め度が高いが、切込み砂利の転圧では逆に振動式ソイル・コンパクタの方が平滑胴ローラよりも締固め度が高くなつて<sup>2)</sup>いる。

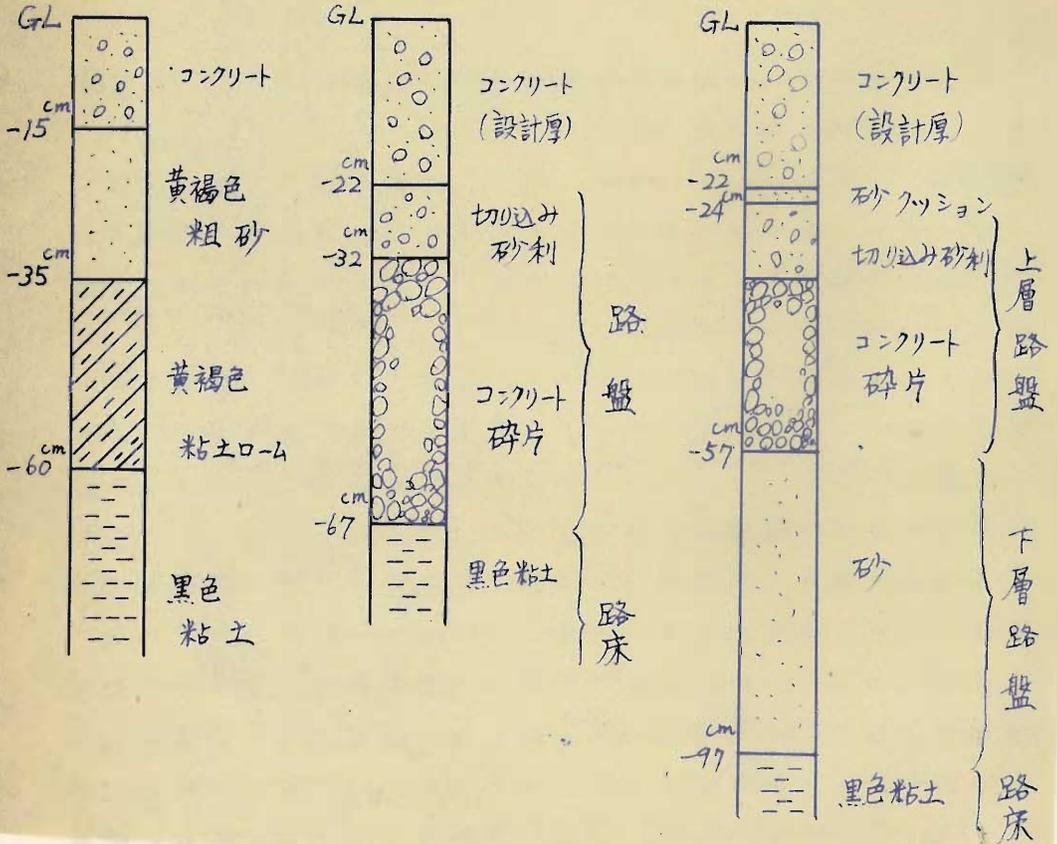
さらに路盤土の締固めにおいて路床土質は重要な影響をもつことに留意しなければならない。著者は道路の路盤転圧において路床土の性状によつて転圧効果が異なることを見出だした。以下この実験の概要を述べる。

現地は兵庫県々道神戸—大阪第二国際飛行場線の伊丹市昆陽地区である。本道路は有効幅員7.5 mのセメント・コンクリート舗装(厚さ15 cm)道路であるが、上記の地区は旧田地を路床とする不良地区で最近の交通量ならびに交通荷重の激増のためコンクリート表層の亀裂がはなはだしく極端な不陸を生じたので、この改修のため、延長85 mにわたつて旧舗装を除去して試験舗装を実施した。舗装の詳細についてはここでは省略し、路盤転圧に関することのみを述べることにする。試験区間を8区間にわけて各区間ごとにオーガー・ボーリングを行つて土質試験を実施したが、その代表的柱状図は図一四、1の(イ)に示すようである。すなわちコンクリート表層に続いて路盤とみられる黄褐色粗砂ついで黄褐色粘土ロームが表われ、その下方に旧田地とみられる黒色粘土層(路床)が現われた。黒色粘土層の土質分類は改訂PR法でA-7、AC法でCHというもつとも好ましくない土質であるが、改良計画としては図一四、1

(イ) 在来道路

(ロ) 初期の改良計画

(ハ) 改訂した改良計画



図一四、1 改良前後の道路断面柱状図

の(ロ)に示すような構造を考へて旧表層のコンクリート碎片および切り込み砂利の路盤を構築した。路盤転圧にはVRA-1.6型振動式ローラおよび10ton マカダム型ロードローラを用いたが、その結果を平板載荷試験によつてみると表一四、2(ロ)のようであつた。すなわち路床土上では $K_{75} = 2.76 \text{ Kg/cm}^2$ 、路盤土まき出し状態では $K_{75} = 2.82 \text{ Kg/cm}^2$ で、振動式ローラで10、20回転圧した後はそれぞれ $K_{75} = 3.12, 2.94 \text{ Kg/cm}^2$ となり転圧効果は

表-IV、2 路床、路盤の支持力係数

(a)			(b)			
測定位置 (転圧回数)	支持力係数 $K_{75} \text{ kg/cm}^2$	備 考	測定位置 (転圧回数)	支持力係数 $K_{75} \text{ kg/cm}^2$	備 考	
路床土(N=0)	2.76		路床土(N=0)	3.41		
路	(N=0)	2.82	路盤土	(N=7)	7.23	ロードローラ
	(N=10)	3.13		31日間自然転圧	10.4	*
	(N=20)	2.94				
盤	この間降雨あり3日おいて		* 自然転圧荷重すなわち交通量は2日間の調査から推定すれば約10,000 <sup>v</sup> /dayである。			
	(N=40)	3.00				
土	上記の施工後さらにロードローラで転圧		N: 転圧回数			
	(N=20)	2.27				ロードローラ

ほとんどみられなかつた。さらに降雨後3日をおいて20回(累計N=40)転圧した結果も $K_{75}=3.00 \text{ kg/cm}^2$ という値で転圧効果は現われなかつた。これにひきつづいてロードローラで20回転圧した結果は $K_{75}=2.27 \text{ kg/cm}^2$ とむしろ低下の傾向を示した。以上の現象は路床土が路盤中に噴き上げる噴泥現象によるものと判断された。そこで(a)の計画を改訂して図-IV、1(b)のような計画をたてた。すなわち噴泥防止のため路床土の一部を川砂(亀岡産)および浜砂(西大寺産)で置換した。いずれも2mm通過100%、0.4mm通過17%、0.075mm通過0の砂である。砂置換後の転圧結果は表-IV、2の(b)に示すようにロードローラで7回転圧すれば $K_{75}=7.23 \text{ kg/cm}^2$ と著しく転圧効果を示し、その後1月間自然転圧を行って $K_{75}=10.4 \text{ kg/cm}^2$ と著しく強度を増した。以上のことから同一土質(ここでは切り込み砂利およびコンクリート碎片)の転圧においてもその路床土性状によつて転圧効果は相異することが明らかである。

またII、2.5に述べた砂利層の振動性状に関する実験において、

3種のスポンジ板を取り換えて路盤状態を変え、路盤状態の差異による振動性状の変化を研究した結果、沈下係数（路盤の弾性を表わす一指数で、単位沈下に要する荷重強度で定義される）が大きくなれば砂利層・路盤系の共振振動数は増大し、最大振動加速度は減少することが明らかにされた。このように路盤の影響は無視できないもので、それが振動締固めにおいても振動性状、従つて締固め効果に影響を及ぼすことが考えられる。

### 2.3. 含水比の締固め度に及ぼす影響

含水比が締固め度に及ぼす影響については R.R.Proctor が初めて突固め試験法を考案して<sup>3)</sup>以来各種の突固め試験あるいは無振動締固め機械による転圧によつて明らかにされている。すなわち1つの土試料を一定の締固め仕事量で締固めるとき、試料の締固め度はその含水比によつて変化し、最大乾燥密度を得るような含水比すなわち最適含水比が存在するが、締固め仕事を大きくすれば最大乾燥密度は大きく、最適含水比は小さくなる傾向がある。

振動締固めにおける含水比の締固め度に及ぼす影響はこれまで研究された例がないので著者はⅡ、2.2.に述べた基礎実験の1項目としてこれを実験した。実験結果の一例を示すと図-Ⅳ、2.のようである。図によれば最適含水比および最大乾燥密度の考え方は従来のもと同じでよいことがわかる。なお砂質土では含水比を高くすることが困難で、本実験でも大体最適含水比以上の実験は実施できなかつた。

振動締固め機械による転圧でも最適含水比の存在は上記と同様であるが、実験結果の詳細についてはⅣ、3.2.およびⅣ、3.4.に述べることにする。

### 2.4. まき厚の締固め度に及ぼす影響

表面載荷による土中の応力は深さとともに急激に減少するから、盛土を締固めるとき盛土のまき厚が厚くなればその下部の転圧は不十分になる。まき厚が薄くなれば転圧は十分にゆきわ

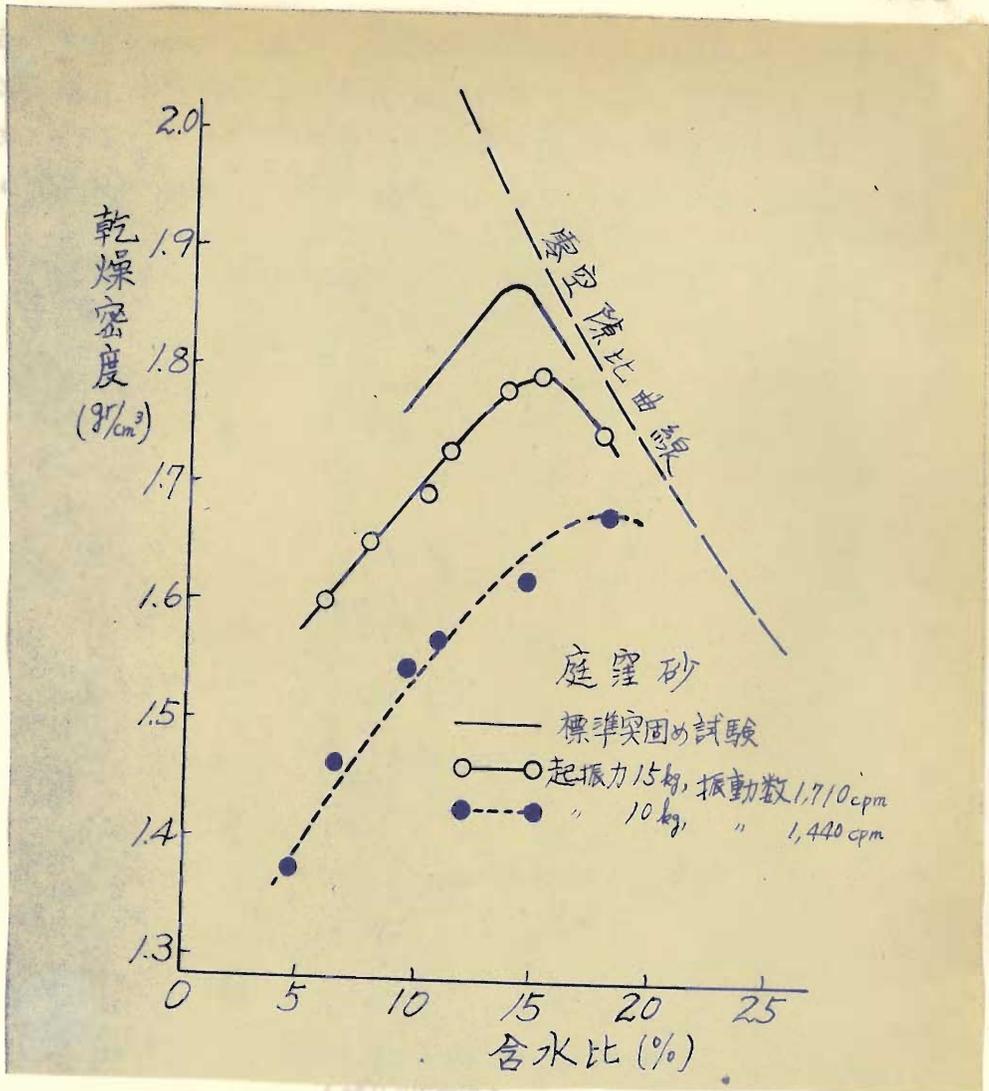


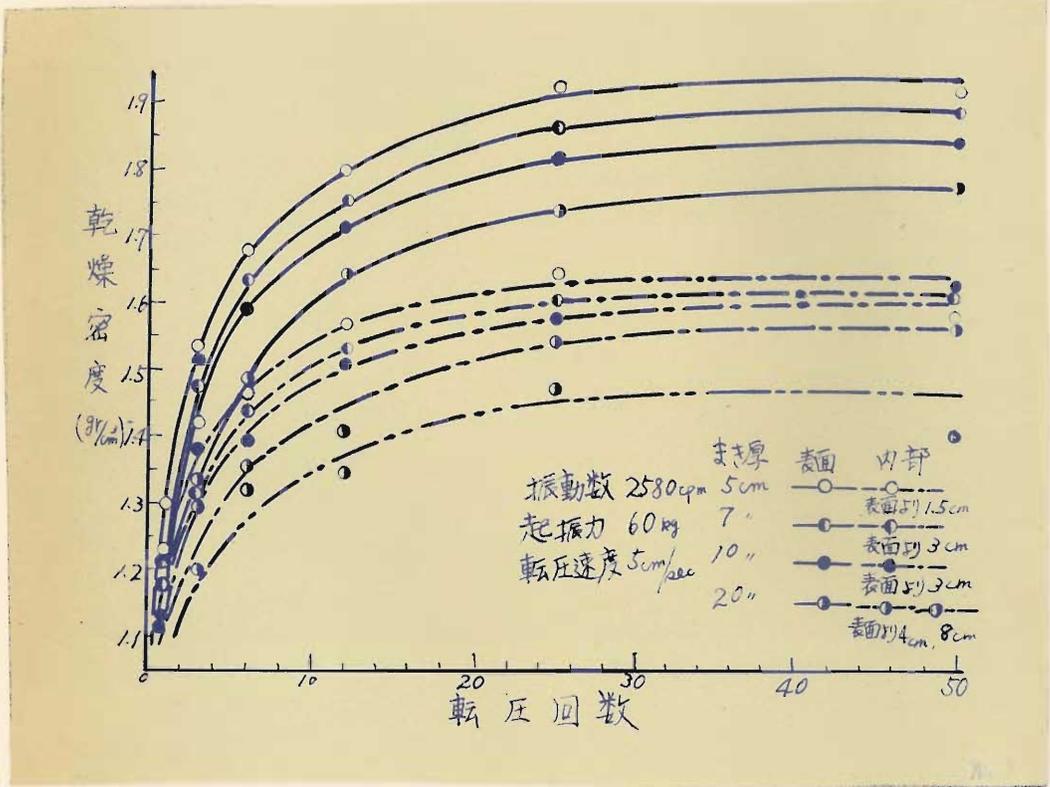
図-IV、2 含水比-乾燥密度曲線

(側方拘束、庭窪砂)

たるが、同一量の土を締め固めるに要する転圧時間、経費が増す難点がある。従つて締め固め機械に応じて適当なまき厚を選定しなければならないことになる。ここではまき厚の変化が締め固め度に如何なる影響を与えるかを述べよう。

II、2.4.11) に述べた小型ローラII型による転圧実験において振動数2,580cpm、振動力60kg、転圧速度5cm/sec という転

圧条件でまき厚を5, 7, 10, 20 cm に変え、最高50回の転圧を行って途中適宜に土表面および内部の乾燥密度を測定した。その結果、転圧回数と乾燥密度との関係を図示すれば図一IV、3のようである。ここで土中における乾燥密度の測定はまき厚5 cm

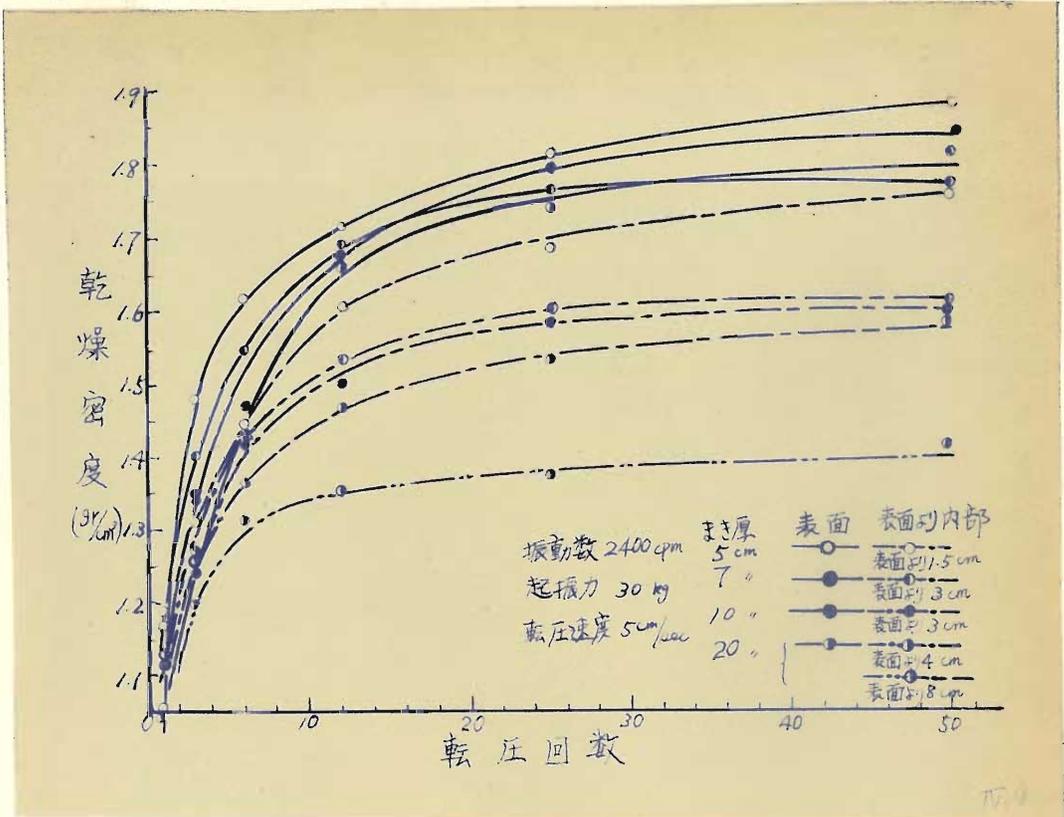


図一IV、3 転圧回数—乾燥密度曲線  
(起振力60kg)

のときは転圧面より1.5 cm、まき厚7 cm、10 cmのときは転圧面より3 cm、まき厚20 cmのときは転圧面より4 cmおよび8 cmの深さにおいてその点から約1 cm下方までの土を採取して、その平均値として求めたが、深さのnotationとしては試料の表面深さを示した。また転圧条件を振動数2,400cpm、起振力30 kg、転圧速度5 cm/secとして同様の実験を行い、図一IV、4のような結果を得た。

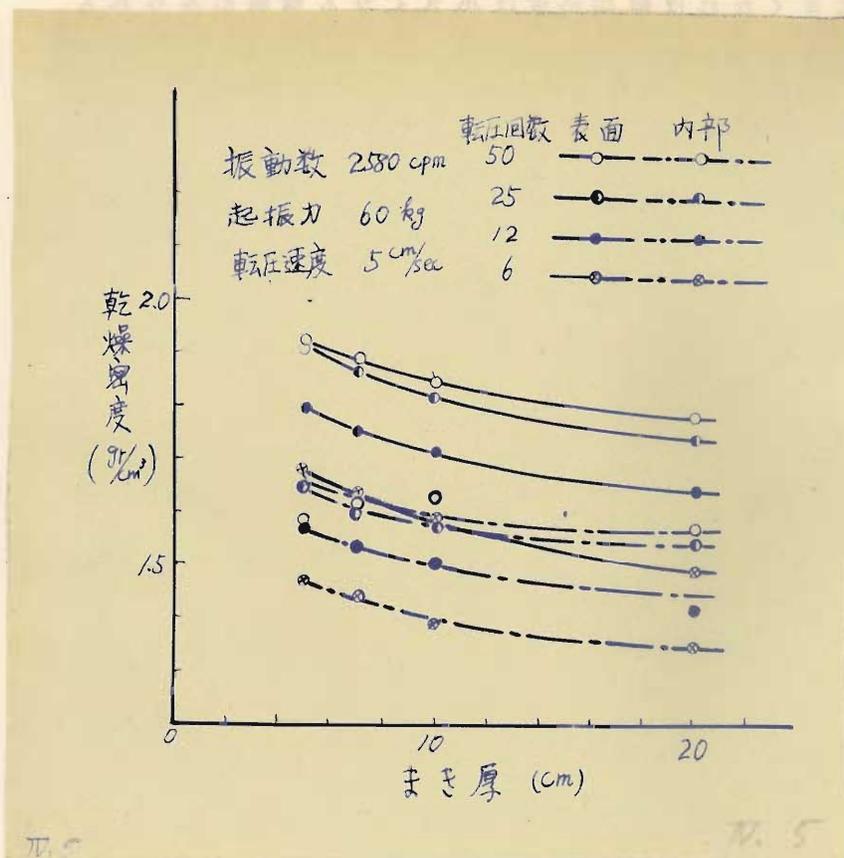
図一IV、3およびIV、4によれば、若干の例外はあるが、ま

き厚が大きくなれば締固め度は小さくなる傾向がみられる。



図一IV、4 転圧回数—乾燥密度曲線  
( 起振力30 kg )

以上の結果を用いてまき厚—乾燥密度曲線を求めると図一IV、3、IV、4に対してそれぞれ図一IV、5、IV、6を得る。図一IV、5、IV、6は概して内部と記した点はまき厚5 cmでは1.5 cm、まき厚7 cm、10 cmでは3 cm、まき厚20 cmでは4 cm深さ(測定深さはいずれも試料の上面で表わす)における測定値である。深さが若干異なるのでこれらを1本の曲線で結ぶのは幾分問題があるが、まき厚5 cmのときは締固め厚さが3 cm程度になるから、これ以上深く試料をとることは不可能であり、またまき厚7 cm、10 cmの場合とまき厚20 cmの場合との測定位置の差は一応無視できるものと考えられる。

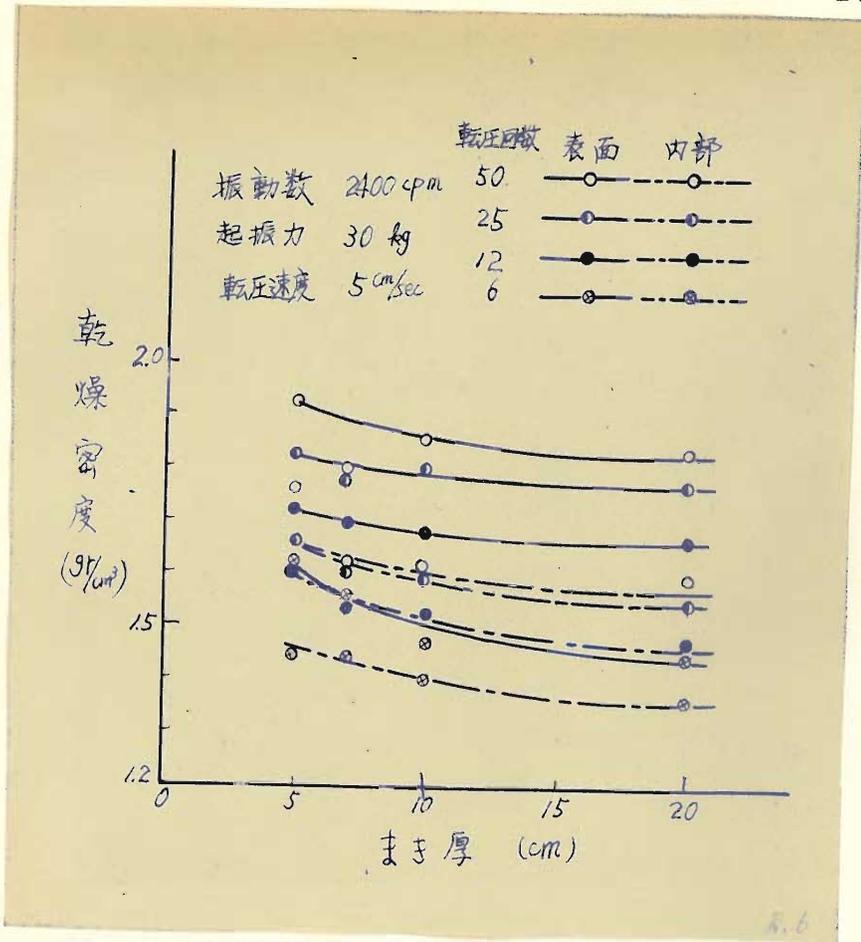


図一IV、5 まき厚—乾燥密度曲線  
(起振力60kg)

図一IV、5、IV、6によれば、一定回転回数、一定深さにおける乾燥密度はまき厚増加とともに減少するが、まき厚増加による乾燥密度の減少の割合は小さくなる傾向がみられる。

さらに以上の結果から回転面下の深さと乾燥密度との関係を求めれば図一IV、7、IV、8のようになる。図一IV、7、IV、8によれば一定まき厚、一定回転回数においては乾燥密度は深さとともに減少する。またまき厚が小さいほど、深さによる乾燥密度の減少度が大きいことも明らかである。

実験に用いた小型ローラII型の重量はII、2.4に述べたよう



図一四、6 まき厚—乾燥密度曲線  
(起振力30kg)

に43kgであるから、起振力60kgの場合は $d < 1$ 、起振力30kgの場合は $d > 1$ である。この両者の差異について図一四、7と図一四、8とを検討してみると一般に $d < 1$  (図一四、7)の方が $d > 1$  (図一四、8)よりも乾燥密度が高いが、深さによる乾燥密度の減少率は大きいようである。すなわち $d < 1$ の場合は $d > 1$ の場合に比して表面に締固めエネルギーが集中する傾向がある。あるいは $d < 1$ の場合は表面はよく締固められるが深さ方向の侵徹性能は劣るといこともできるが、これは衝撃的締固めの特質と考えられる。

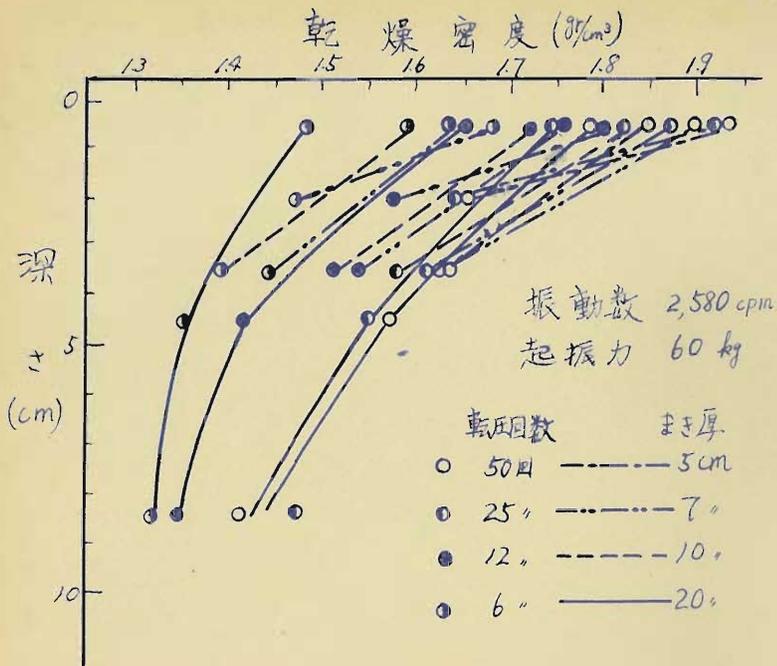


図 I IV, 7 転圧面下深さ1乾燥密度曲線 (起振力 60 kg)

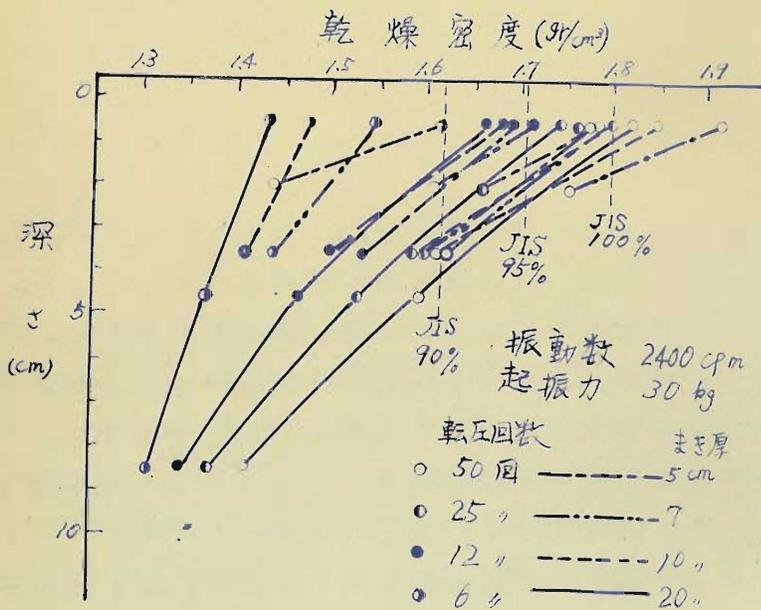


図 I IV, 8 転圧面下深さ1乾燥密度曲線 (起振力 30 kg)

以上のまき厚による締固め度の変化は施工におけるまき厚の選定に當つて極めて重要である。ここでは一例として図一IV、8の結果を用いてまき厚を決定する方法を述べてみよう。実験試料のJIS A 1210による最大乾燥密度 $\gamma_{d \max}$ は $1.80 \text{ gr/cm}^3$ であるが設計乾燥密度を $\gamma_{d \max}$ の90%（実際には95%程度が多いが便宜上90%と仮定する）とすればその値は $1.62 \text{ gr/cm}^3$ となる。転圧回数を50回（この値は実際問題としては大き過ぎるが）と仮定すれば、まき厚5cm（締固め後の厚さ2.5cm）、まき厚7cm（締固め後の厚さ4.0cm）の場合は全厚、まき厚10cmの場合は深さ3.7cmまで（締固め後の厚さ5.2cm）が設計乾燥密度以上に締固められるから、まき厚は7cmを採用する。

以上の例は小型ローラによる資料を用いたので実際には沿わない数値を示しているが、現場施工では試験盛土の予備転圧実験を行つて必要資料（図一IV、7のようなもの）を得て、上記と同様の手続きを経てまき厚ならびに必要な転圧回数を決定すればよい。

なおまき厚変化による締固め度変化をさらに解析したがこれは次節に述べる。

## 2.5. 転圧回数の締固め度に及ぼす影響

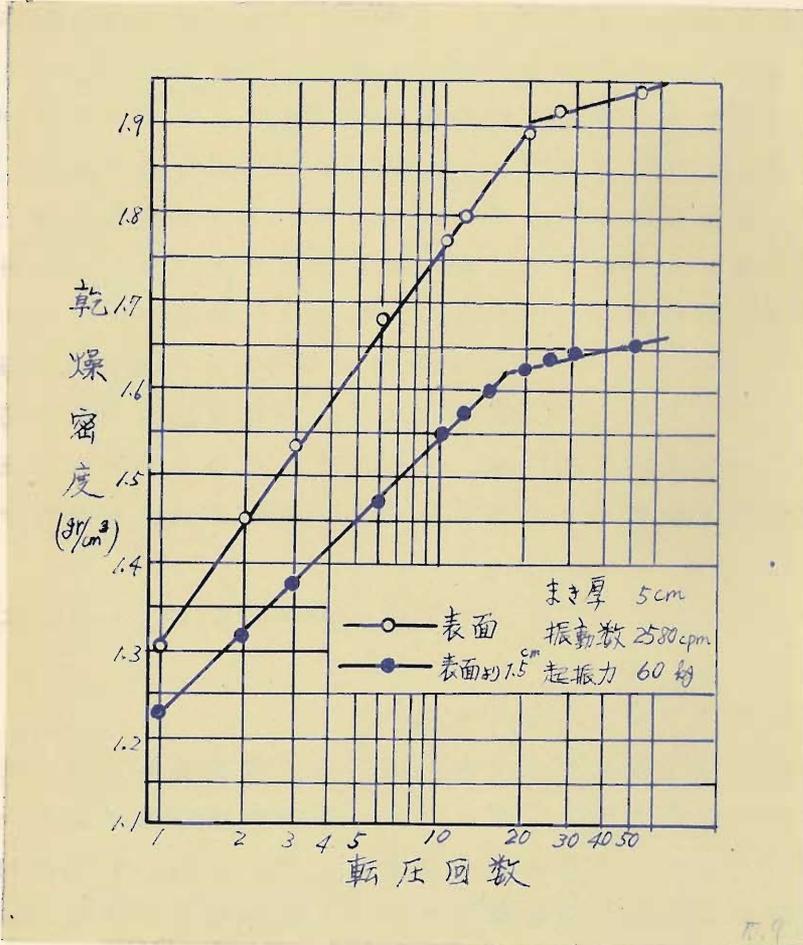
施工にあつて転圧回数の決定は極めて重要であるが、そのためには転圧回数の締固め度に及ぼす影響を知らねばならない。

図一IV、3、IV、4に示したように、転圧によつて乾燥密度は転圧回数の増加とともに増大するが、乾燥密度の増加率は転圧初期に大きく、転圧回数の増加につれて次第に減少してゆく。

このような傾向は無振動締固め機械に関する従来の研究においても常にみられるものであつて、振動締固めも同様の傾向をもつことが明らかとなつたわけである。ここで次のような整理を試みよう。

A. 図一IV、3およびIV、4の結果を、転圧回数を対数目盛で、乾燥密度はそのまま算術目盛で表わしてみると図一IV、3のま

き厚 5, 7, 10, 20mm の場合に対してそれぞれ図一IV. 9, IV. 10, IV. 11, IV. 12を得る。同様に図一IV. 4のまき厚 5, 7, 10, 20mm の場合に対してそれぞれ図一IV. 13, IV. 14, IV. 15, IV. 16を得る。



図一IV. 9 転圧回数—乾燥密度曲線  
(起振力60kg, まき厚5cm)

図一IV. 9 ~ IV. 16 によれば半対数グラフ上で転圧回数と乾燥密度との関係は2つの直線からなる折線で示されることがわかる。すなわちある転圧回数までは直線的で、さらに転圧回数

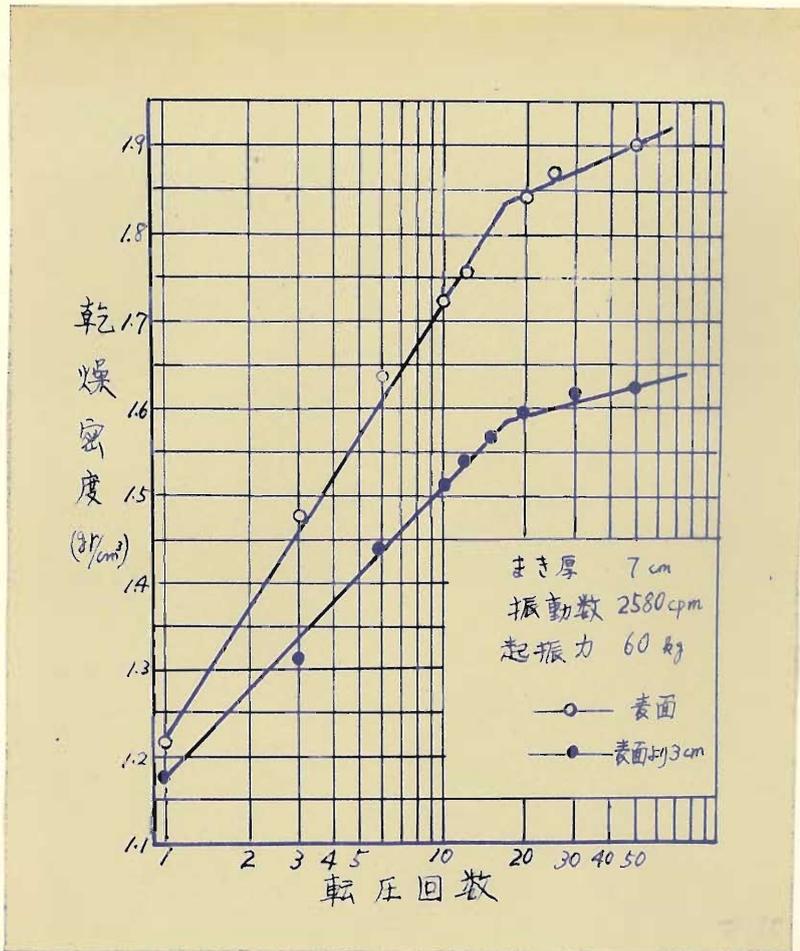


図-IV、10 転圧回数—乾燥密度曲線  
(起振力60kg、まき厚7cm)

を増加すればその直線関係から別の直線関係に移行する。

従って、転圧回数  $N$  における乾燥密度を  $\gamma_{dn}$  とすると折点より左側では次式が成立する。

$$\gamma_{dn} = \gamma_{d1} + C_1 \log_{10} N \quad (N_a \geq N \geq 1) \quad \text{--- (IV, 1)}$$

ここで  $\gamma_{d1}$ : 転圧1回後の乾燥密度

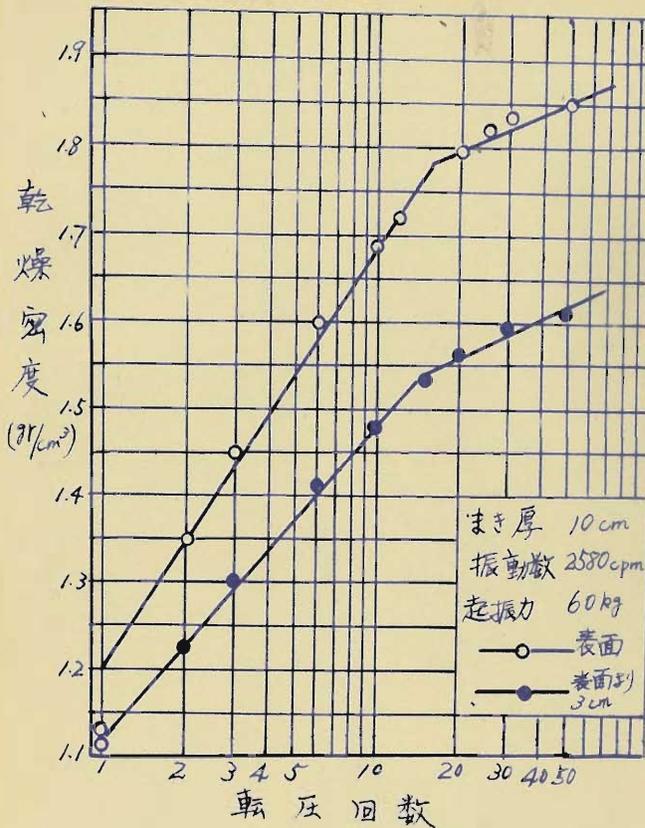


図-IV, 11 転圧回数—乾燥密度曲線  
(起振力60kg, まき厚10cm)

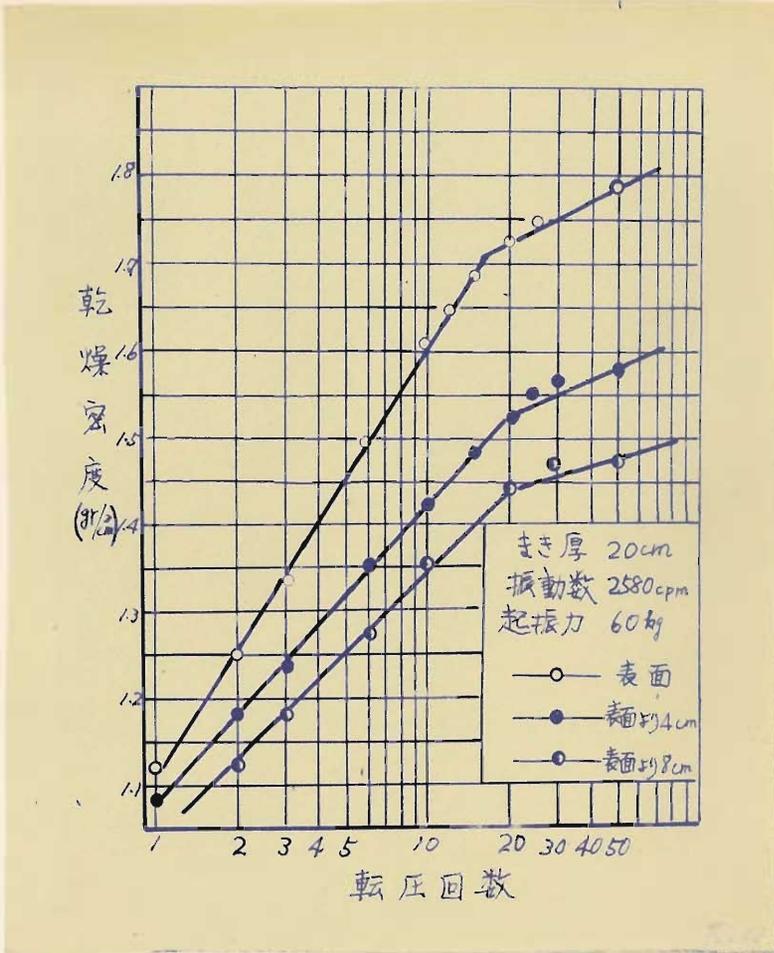
Na: 折点における転圧回数

C1: 転圧回数に無関係な係数

また折点より右側では

$$\gamma_{dN} = \gamma_{d1} + C_1 \cdot \log_{10} N_a + C_2 (\log_{10} N - \log_{10} N_a)$$

$$= \gamma_{d1} + (C_1 - C_2) \log_{10} N_a + C_2 \log_{10} N \quad (N \geq N_a) \quad \dots \quad (IV, 2)$$



図一四、12 転圧回数—乾燥密度曲線  
(起振力60kg, まき厚20cm)

ここで  $C_2$  : 転圧回数に無関係な係数  
 となる。 $C_1$ 、 $C_2$ は転圧回数にはかかわらないが、機械条件ある  
 いは土質条件によつて変化するものと思われる。図一四、9～  
 一四、16において $C_1$ 、 $C_2$ は直線のこり配を表わしているから、  
 それぞれの場合に対して $C_1$ 、 $C_2$ を知ることは容易である。こ  
 のようにして求めた $C_1$ 、 $C_2$ とまき厚、起振力、振動数など  
 の関係を求めたが、本実験のみでは明確な関連性はみられな

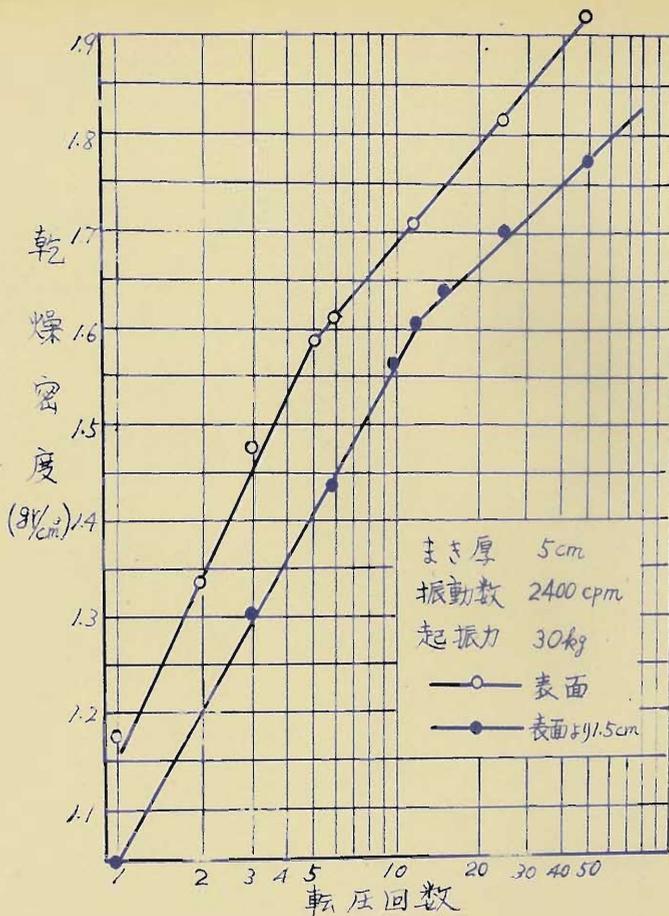


図-IV、13 転圧回数-乾燥密度曲線  
(起振力30kg, まき厚5cm)

つた。しかし式(IV、1)、(IV、2)で示されるような特性は実際の締固め機械の転圧においてもみることができる。例えば建設省土木研究所沼津支所で行ったインパクト・ローラIR-3型(ラサ工業KK製)に関する転圧試験の結果を半対数目盛で整理してみると図-IV、17、IV、18のようになる。図によれば転圧回数と乾燥密度との関係は小型振動ローラによるそれと類似していることは明らかである。

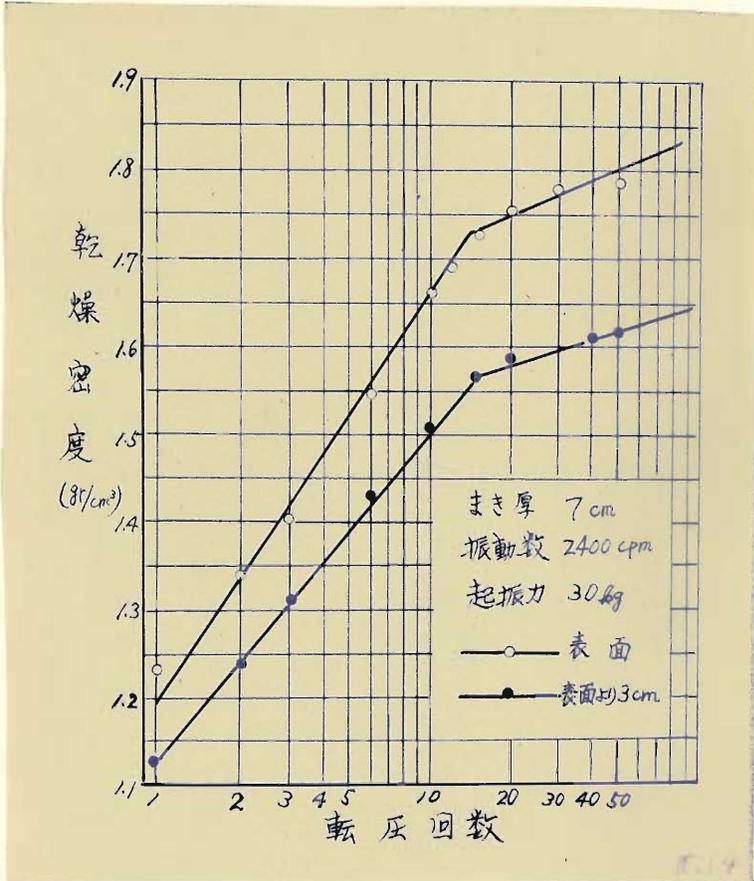


図-IV. 14 転圧回数—乾燥密度曲線  
(起振力30kg, まき厚7cm)

しかし小型振動ローラでは  $N_a \div 1.7$  (起振力60 kg)、 $N_a \div 1.4$  (起振力30kg) であるに対しIR-3型では  $N_a \div 6$  の程度である。

B. 上記において転圧回数と乾燥密度との関係は式(IV. 1)および(IV. 2)で表わされることが明らかとなつたが、 $C_1$ 、 $C_2$ 、 $N_a$  と転圧条件、土質条件との関連性はみられなかつた。そこで上記の整理法を離れて次のような整理を行つてみた。

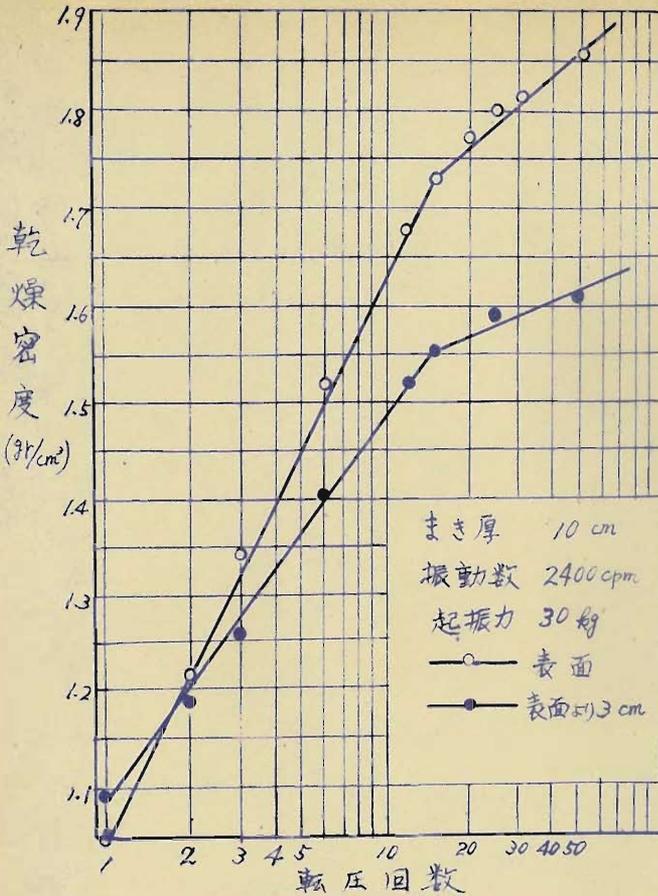
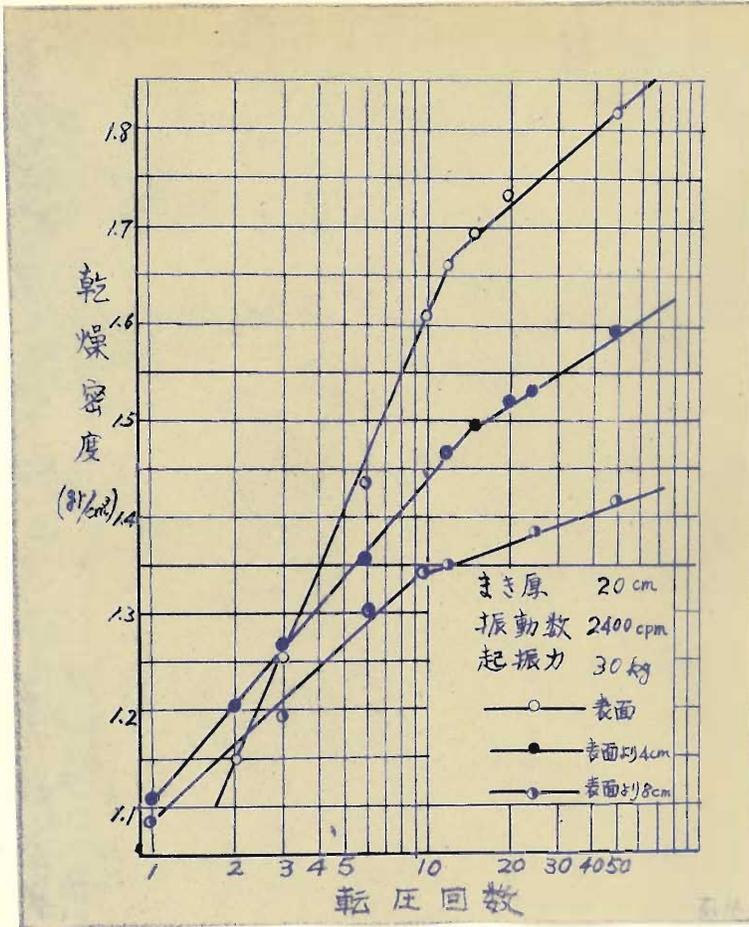


図-IV. 15 振圧回数-乾燥密度曲線  
(起振力30kg, まき厚10cm)

土の初期乾燥密度を  $\gamma_{do}$ 、N 回振圧後の乾燥密度を  $\gamma_{dN}$  とし  
て

$$\Delta \gamma_{dN} = \gamma_{dN} - \gamma_{do} \quad \dots \dots \dots (IV. 3)$$

と おい て、図-IV. 3, IV. 4 の 結 果 か ら N と  $N / \Delta \gamma_{dN}$  と の  
関 係 を 図 示 す る と 図-IV. 19, IV. 20 の よう に な る。図に  
よ れ ば N と  $N / \Delta \gamma_{dN}$  と は ほ と ん ど 直 線 関 係 に あ る と い え よ う。



図一IV、16 転圧回数一乾燥密度曲線 (起振力30kg, まき厚20cm)

従って  $N / \Delta \gamma_{dN}$  は  $N$  の 1 次式で表わされるはずである。すなわち

$$\frac{N}{\Delta \gamma_{dN}} = a + bN \quad \text{..... (IV、4)}$$

とおくことができる。ここで  $a$ 、 $b$  は転圧回数  $N$  に無関係な係数である。式 (IV、3) と式 (IV、4) とから

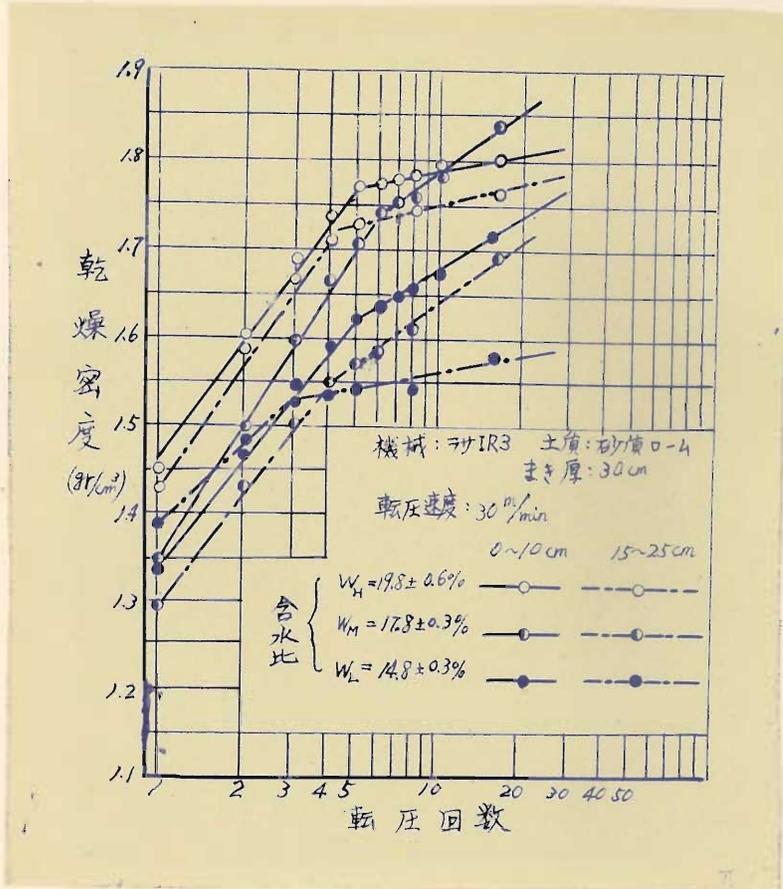


図-IV、17 転圧回数-乾燥密度曲線  
(インパクト・ローラIR-3型、まき厚30cm)

$$\gamma_{dN} - \gamma_{d0} = \frac{N}{a + bN} \quad \text{..... (IV、5)}$$

あるいは

$$\gamma_{dN} = \gamma_{d0} + \frac{N}{a + bN} \quad \text{..... (IV、5)'}$$

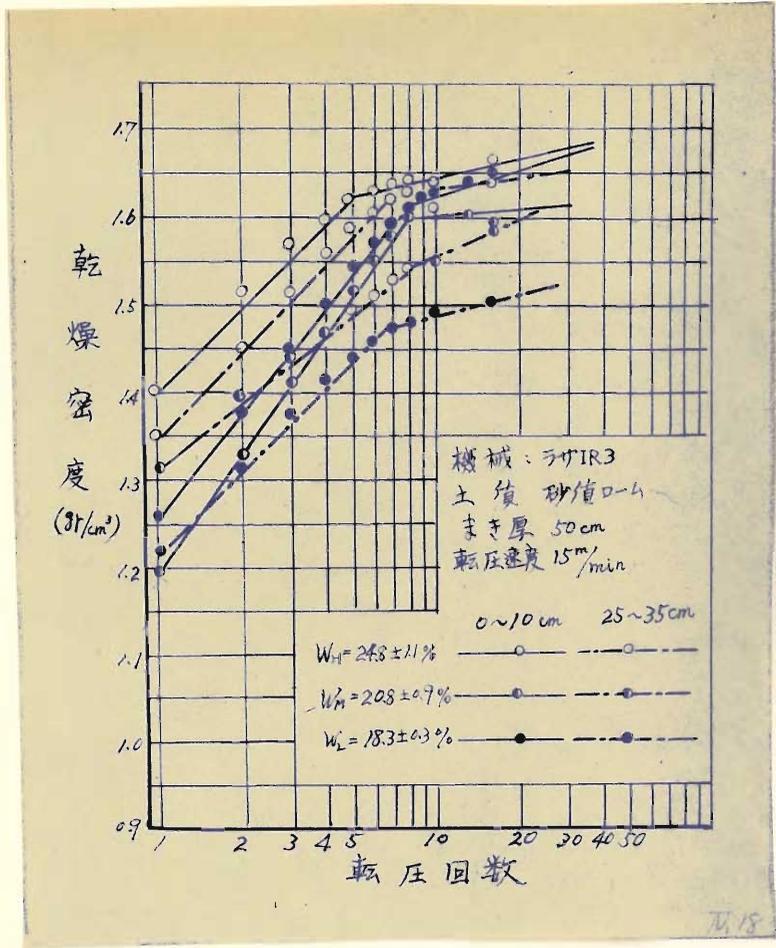
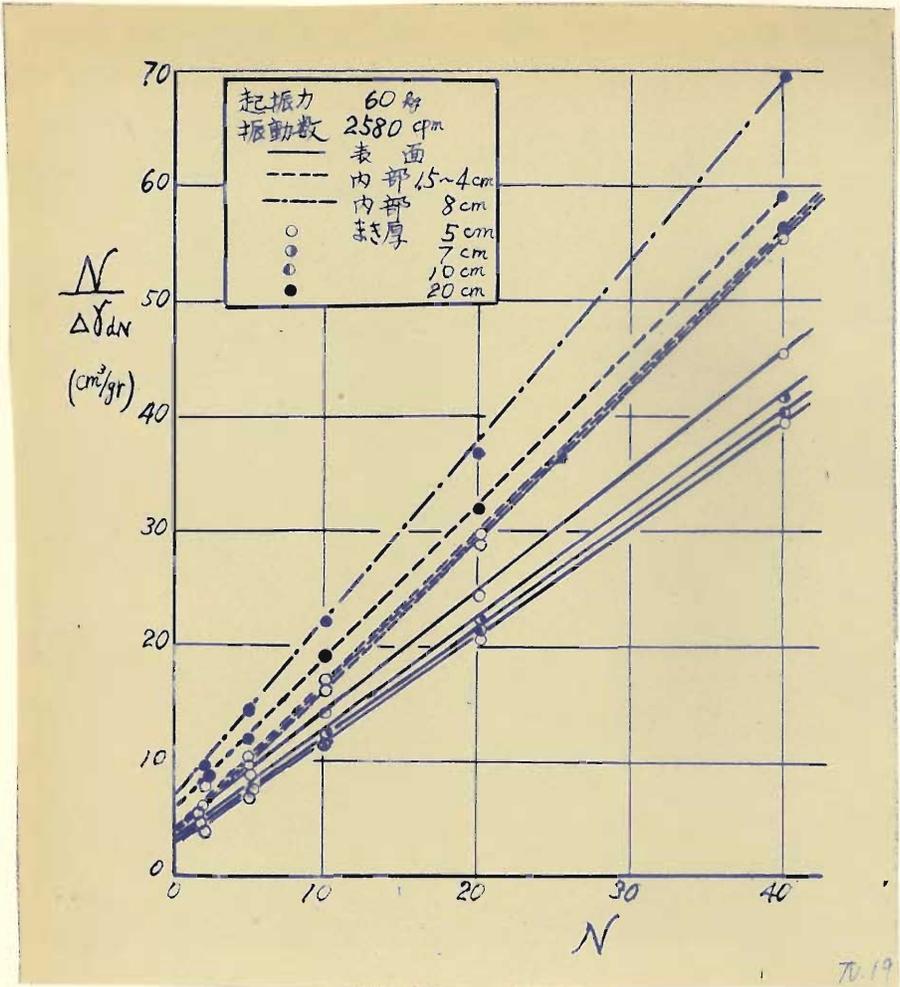


図-IV、18 転圧回数-乾燥密度曲線 (インパクト・ローラーIR-3型、まき厚50cm)

を得る。式(IV、5)あるいは(IV、5')によれば係数a、bが定めれば $\gamma_{dN}$ は初期乾燥密度を知ることによつて容易に計算することができる。係数a、bについては次節でくわしく述べることにする。

図-IV、19、IV、20に示したNと $N/\Delta\gamma_{dN}$ との直線性は



図一四、21 Nと $N/\Delta\gamma_{dN}$ との関係  
(起振力60kg)

各種締固め機械の転圧実験においても認めることができる。

図一四、21は著者が実測した結果(四、3.3、3.4に述べる)および建設省土木研究所沼津支所で測定した結果(振動式ローラ)から求めたNと $N/\Delta\gamma_{dN}$ との関係である。ここでは5種の締固め機械による結果を示したが、実験条件は図一四、21の後に示す通りである。

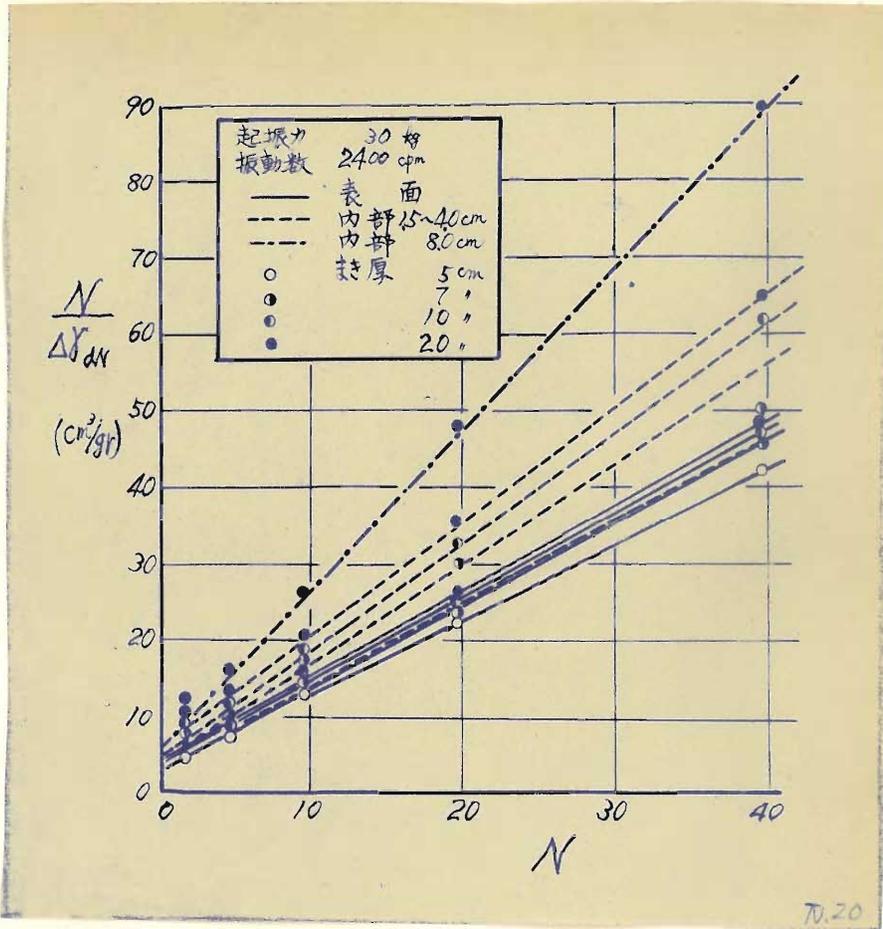
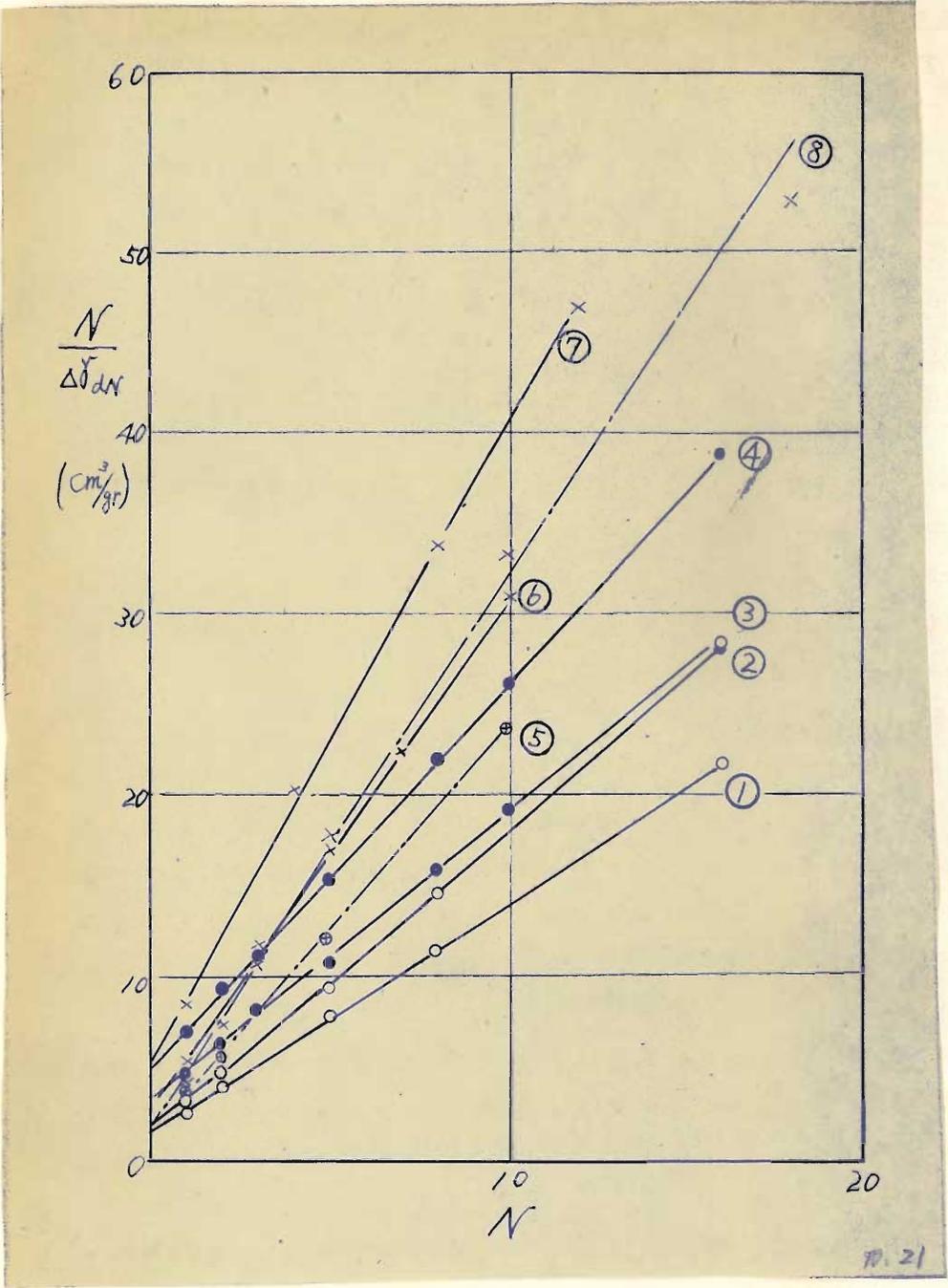


図-IV、20  $N$ と $N/\Delta\gamma_{dN}$ との関係  
(起振力30kg)



IV-21  $N$  と  $N/\Delta\gamma_{dN}$  との関係

## 締固め機械の実験条件

番号	締固め機械	土質	まき厚 <sup>(mm)</sup>	含水比 <sup>(%)</sup>
①	ラサ工業KK・インバクトローラ3型	砂質ローム	50	20.8
②	"	"	50	24.8
③	ダイハツ工業KK・振動式ローラ VRA-1.6型	"	50	19.5
④	"	"	50	15.8
⑤	日本開発機製造KK・振動式タイヤ・ローラ	砂質粘土ローム	40	18.5
⑥	Vibro Verken 社・ツイル・コンパクト	砂	40	15.5
⑦	"	"	55	11.4
⑧	鹿島式・K-7タンピング・ローラ	砂質粘土ローム	15	19.5

図一四、21によれば締固め機械の種類ならびに実験条件にかかわらず $N$ と $\frac{N}{\Delta \gamma_{dN}}$ とは直線関係にあると断定できよう。従つて式(IV、5)ある $b$ は(IV、5)は常に成立するものと思われる。なおJ.Sasakiらがこれと類似の式を提案しているが、それは沈下量に関するものである。<sup>6)</sup>

2.6. 係数 $a$ 、 $b$ について

前節に述べたように式(IV、5)において $a$ 、 $b$ が定めれば任意の転圧後の乾燥密度の推定をすることが可能となる。 $a$ 、 $b$ は転圧回数以外の各種の要素によつて変化するであろうが、ここではまき厚、転圧速度および振動数によつて如何に変わるかを調べることにする。

A. まき厚と $a$ 、 $b$ との関係

式(IV、4)によれば、 $a$ は $N$ と $\frac{N}{\Delta \gamma_{dN}}$ との関係図(例えば図一四、19)における直線の縦軸截片であり、 $b$ は直線のこう配である。従つて $N - \frac{N}{\Delta \gamma_{dN}}$ 関係がわかれば $a$ 、 $b$ は容易に求められる。

図一四、19、IV、20は種々のまき厚に対する $N - \frac{N}{\Delta \gamma_{dN}}$ 関係を示しているから、これから $a$ 、 $b$ を読み取つて、まき厚と $a$ 、 $b$ との関係を求めれば図一四、22、IV、23のようになる。

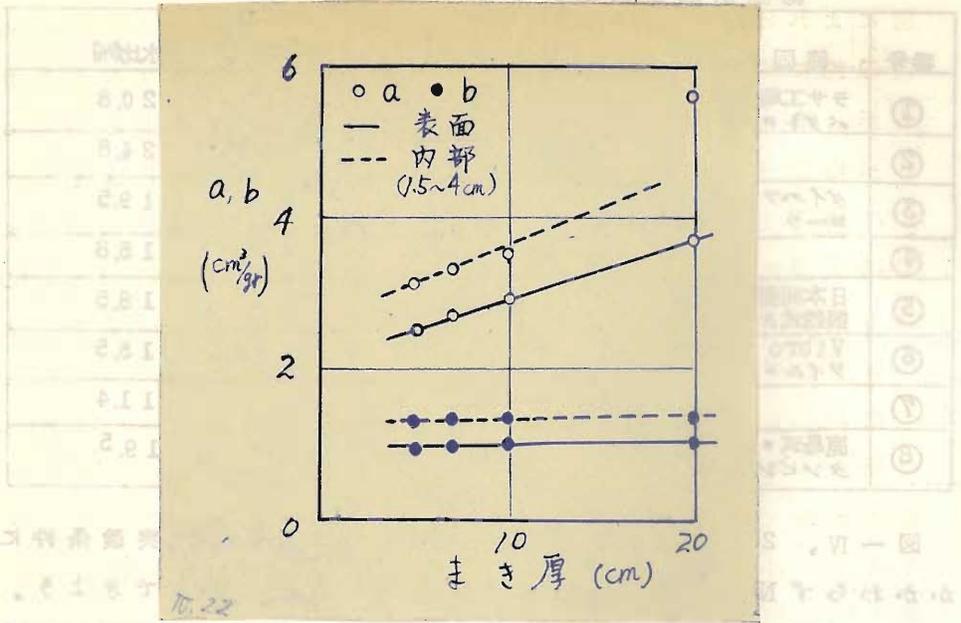


図-IV、22 まき厚と $a, b$ との関係 (超振力60Kgf)

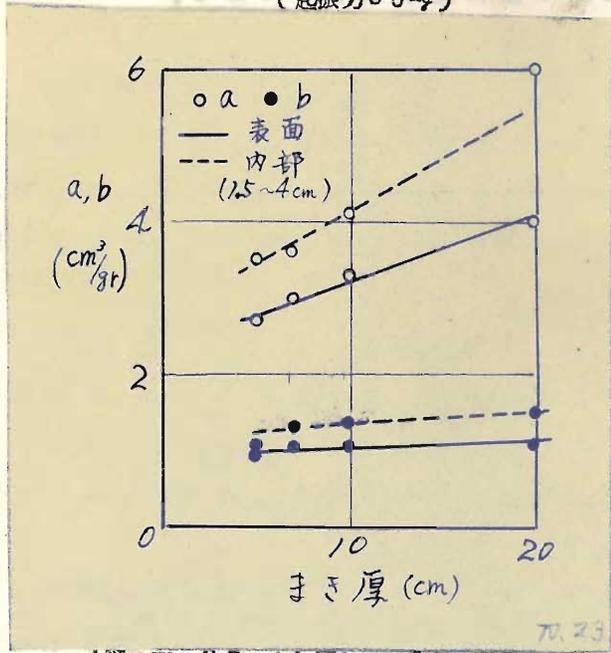


図-IV、23 まき厚と $a, b$ との関係 (振動力30Kgf)

図によれば若干のばらつきはあるが、 $a$ はまき厚の増加とともにほぼ直線的に増加し、 $b$ はまき厚の増加とともに極めて僅か増加するが、ほとんど一定である。式(IV、5)より明らかに $a$ 、 $b$ が増加すれば $\gamma_{dN}$ は減少するから、まき厚増加による締固め度の低下を認めることができる。また一定まき厚の転圧において転圧表面と転圧面下(1.5m~4m)における締固め度の差異も明らかである。以上の性質は2.4.において説明したことから実験式を用いてふたたび説明したものである。

なお起振力60 $E_g$ ( $d \leq 1$ )の場合と起振力30 $E_g$ ( $d > 1$ )の場合とを比較すると、図一IV、22および図一IV、23のみでは十分ではないが、前者の $a$ 、 $b$ が後者の対応する $a$ 、 $b$ よりもやや小さく、従つて締固め度が大きいことが知られる。

#### B. 転圧速度と $a$ 、 $b$ との関係

転圧速度の締固め度に及ぼす影響についてはII、4.5.に述べたが、ここでは転圧速度と実験式係数 $a$ 、 $b$ との関係を求めてみよう。図一III、1<sup>4</sup>より $N$ と $N/\Delta\gamma_{dN}$ との関係を求めると図一IV、24のようになる。図一IV、24では $N - N/\Delta\gamma_{dN}$ 関係の直線性は図一IV、19、IV、20などと同様であるが、さらに各直線は互いに平行であることは明らかである。従つて直線こう配である $b$ は転圧速度に無関係であることが知られる。

図一IV、24より $a$ 、 $b$ を読み、転圧速度(対数目盛)に対して図示すれば図一IV、25のようになる。図によれば $a$ は転圧速度の対数に比例して増加することが認められる。従つて転圧速度の増加とともに締固め度が低下することが一応計算式にのることになる。

#### C. 振動数と $a$ 、 $b$ との関係

振動数の締固め度に及ぼす影響についてはII、3.2.に述べたが、ここでは振動数と $a$ 、 $b$ との関係を求めてみる。

図一IV、26は小型ローラII型の振動数を4種に変えて転圧したときの転圧回数-乾燥密度曲線で、起振力は60 $E_g$ の場合

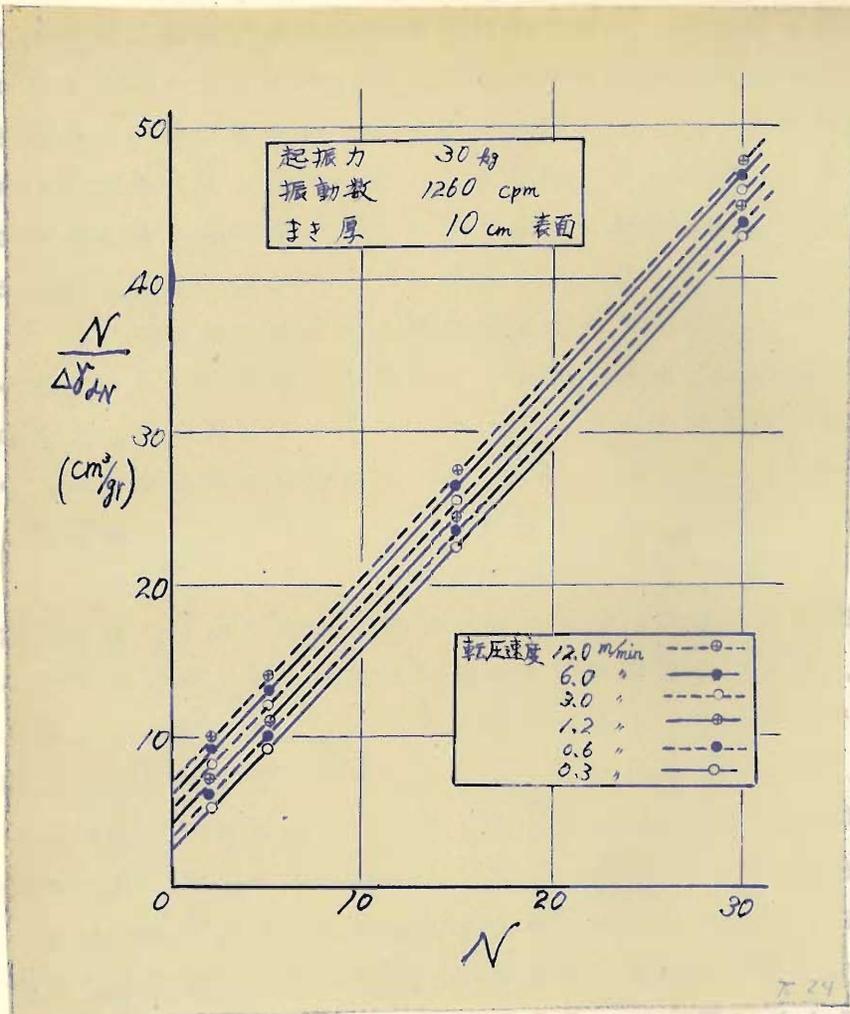


図-IV、24  $N$  と  $N/\Delta\gamma_{dN}$  との関係

を示している。同様に起振力 30 kg の場合の結果を図-IV、27 に示す。両面より  $N - N/\Delta\gamma_{dN}$  関係を求めて  $a$ 、 $b$  を読み振動数と  $a$ 、 $b$  との関係を示せば図-IV、28 のようになる。ただしここでは転圧表面における測定値についてのみ示した。図-IV、28 によれば  $a$  は振動数によつて変化し、 $a$  が極小となるような振動数が存在することが知られる。一方  $b$  は振動数

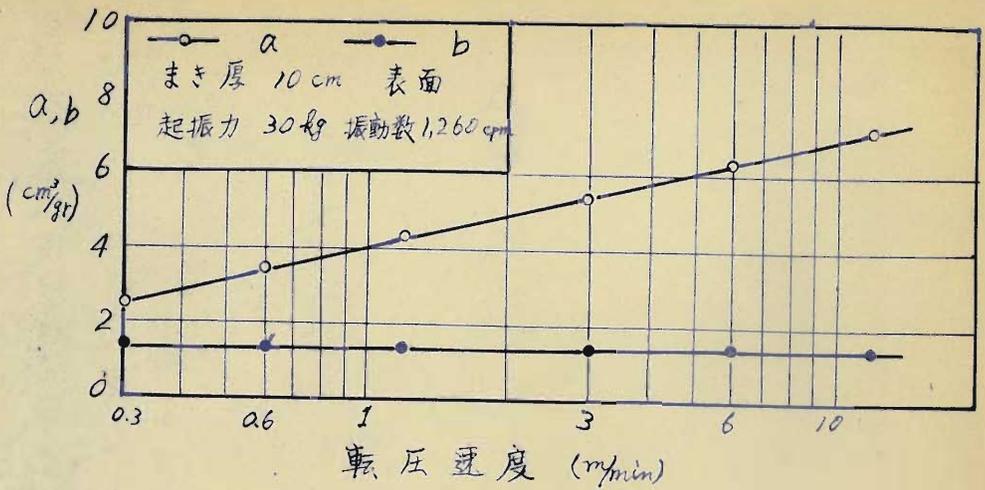


図-IV、25 転圧速度と a、b との関係

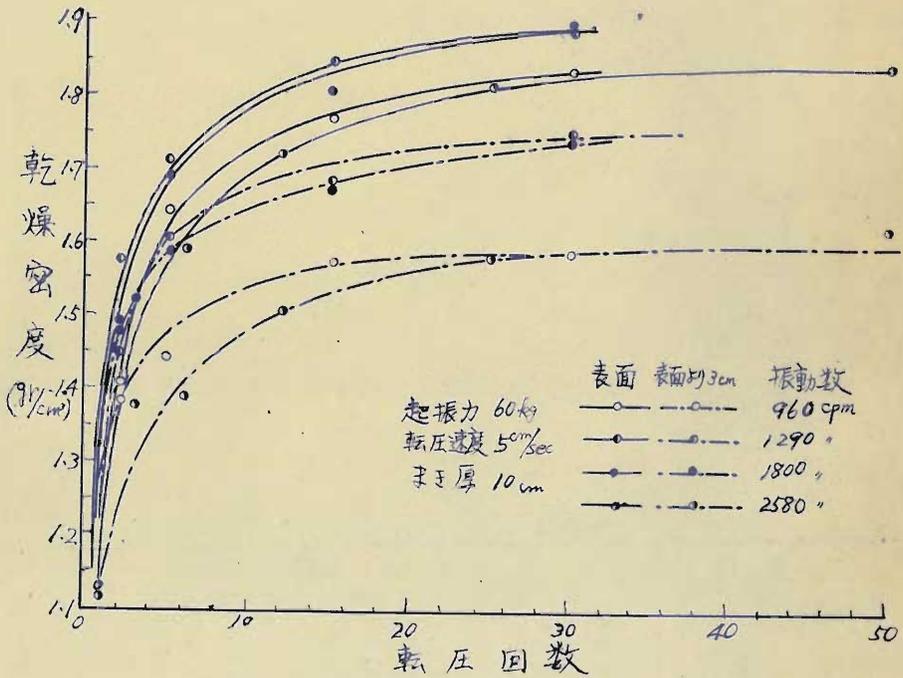


図-IV、26 転圧回数—乾燥密度曲線  
(ローラ II 型、起振力 60 kg)

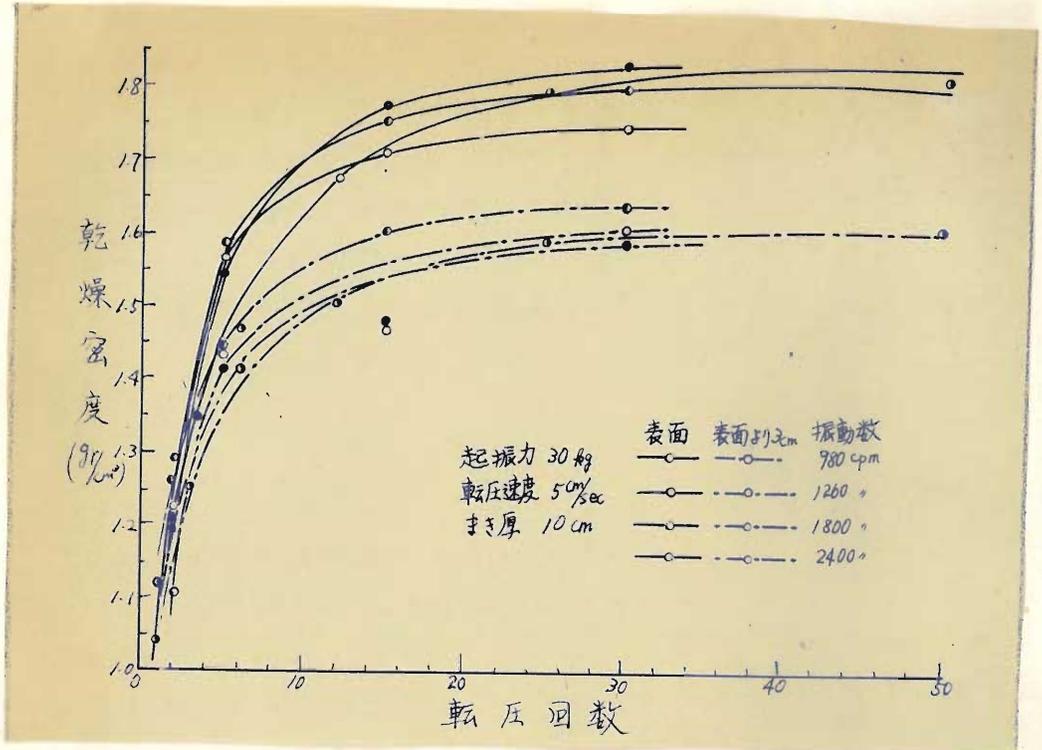


図-27 転圧回数—乾燥密度曲線  
 (ローラⅡ型、起振力30kg)

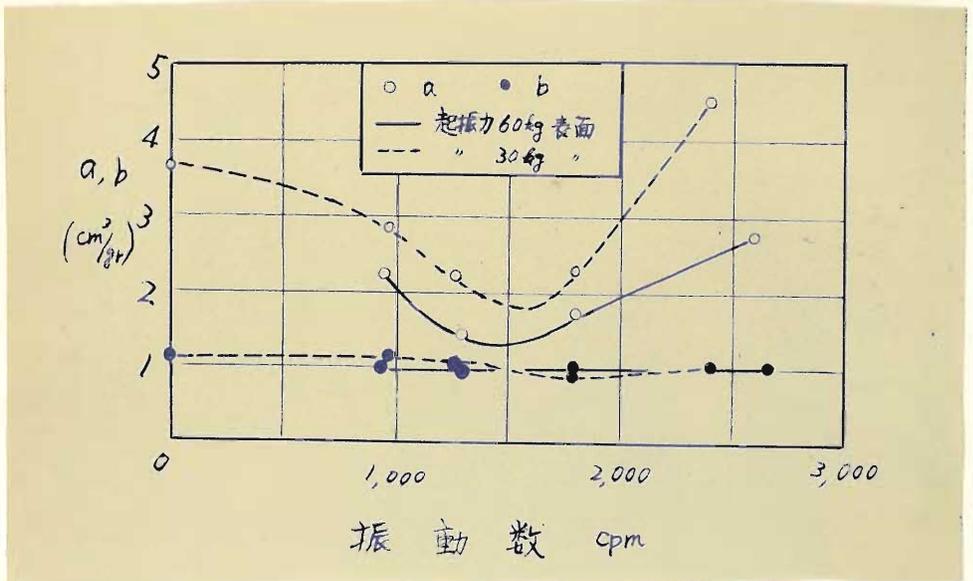


図-28 振動数とa、bとの関係

によつてあまり変化せず、ただ起振力  $30 \text{ kg}$  の場合のみこの実験では僅かに変動して  $b$  の極小点がみられる。一般に  $a$ 、 $b$  が小であれば締固め度は大であるから、 $a$ 、 $b$  の極小点が同一振動数で現われるときもつとも締固め度が高くなる。図一四、28において起振力  $60 \text{ kg}$  ( $\alpha < 1$ ) の場合は  $b$  はほとんど一定であるから  $a$  の極小点に対する振動数 (約  $1,500 \text{ cpm}$ ) がもつとも締固めの高い振動数、換言すれば最適振動数である。一方起振力  $30 \text{ kg}$  ( $\alpha > 1$ ) の場合は  $a$  の極小となる振動数 (約  $1,500 \text{ cpm}$ ) と  $b$  の極小となる振動数 (約  $1,800 \text{ cpm}$ ) とは異なるから、最適振動数は  $1,500 \sim 1,800 \text{ cpm}$  の間にあつて、式 (IV、5) より知られるように、転圧回数  $N$  が大きくなるにつれて  $b$  の影響が大となるから、 $N$  の増加とともに最適振動数は  $1,800 \text{ cpm}$  に近づく。 $\alpha < 1$  に対する最適振動数が  $\alpha > 1$  に対するそれよりも低いことはここにもみられる。

なお図一四、28に示した振動数零に対する値はローラに附加重量  $30 \text{ kg}$  を載せて無振動で転圧した場合の結果を利用したものである。無振動転圧実験における転圧回数—乾燥密度曲線は図一四、29に示す通りで、上記のように図一四、28に利用したのはまき厚  $10 \text{ cm}$ 、表面試料に関するものである。

## 2.7. 結 び

本章では振動締固め機械の施工特性として土質、含水比、まき厚および転圧回数の締固め度に及ぼす影響について主として小型振動ローラ II 型による実験 (II、2.4.) の結果のうち上記関係のものを述べ、さらにその結果を用いて締固め度の推定のための実験式を導入し、実験式の係数  $a$ 、 $b$  とまき厚、転圧密度、振動数との関係を明らかにした。

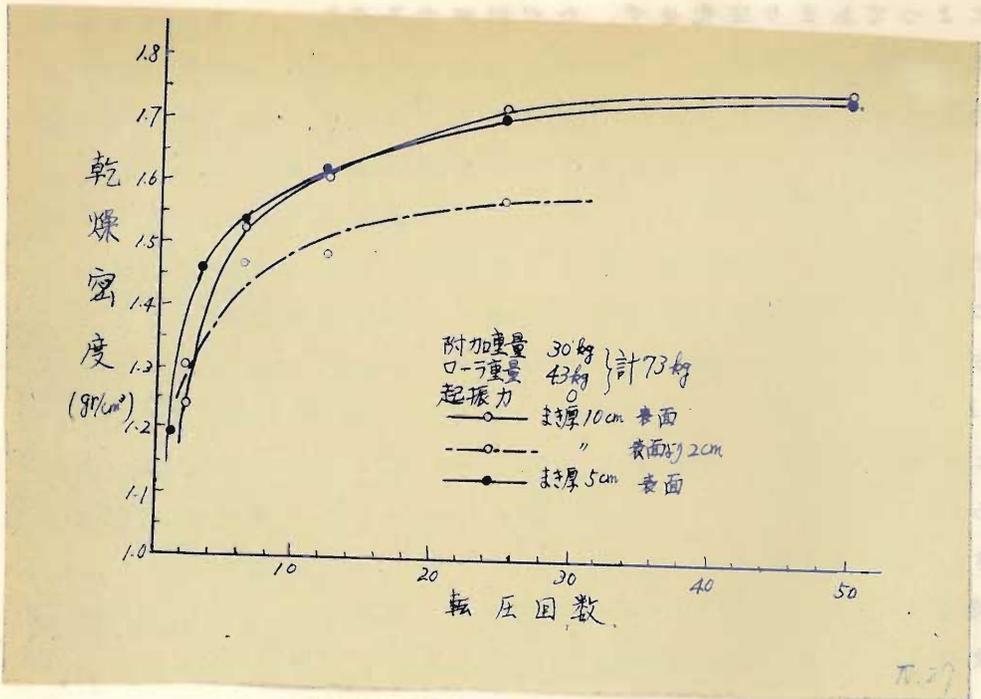


図-IV、29 転圧回数-乾燥密度曲線  
 (小型ローラーⅡ型、無振動)

第3章 振動締固め機械の転圧実験

3.1 概説

本章では実際に振動締固め機械を用いて転圧実験を行つた結果について述べよう。従来振動締固め機械による転圧に関する報告は少なく、F.J.Converse<sup>7)</sup> H.Leussink<sup>8)</sup>あるいは建設省土木研究所沼津支所の研究<sup>9)</sup>などが見出だせるに過ぎない。著者は現場転圧資料の不足を補う意味において若干の振動締固め機械を選んで数回にわたる転圧実験を実施した。使用機種は振動式平滑胴ローラ、振動式タイヤ・ローラおよび振動式ソイル・コンパクタであるが、これらの転圧性能と比較するために若干の無振動締固め機械(平滑胴ローラ、タイヤ・ローラ、タジピンズ・ローラ)の転圧実験を同時に行つた。

3.2 振動式平滑胴ローラおよび平滑胴ローラに関する実験

本節では振動式平滑胴ローラおよび平滑胴ローラに関する転圧実験について述べる。前者についてはダイハツ工業KK製、振動式ローラ試作機およびVR-1.6型、後者についてはBuffalo社(米国)製マカダム型ロードローラを選んで実験した。振動式ローラの試作機に関する実験とVR-1.6型およびロードローラに関する実験とは时期的に若干ずれておるが、実験内容も異なつていないので以下別に述べることにする。

A. 振動式ローラ試作機に関する実験

i) 実験概要および実験方法

本機械は振動式ローラとして、国産第1号機として著者の助言によつて生産されたりもしたので、その転圧性能をみるため、昭和30年8月16日より22日まで、その5日間、現在守口市(大阪府北河内郡庭瀬町)に建設事務所(大阪府北河内郡守口市)構内に設けられた転圧実験場で行つた。本機械は1軸胴および案内輪を有するハンド・タイプで重量は1.6 tonである。胴内には2軸偏心式振動

の上にあるディーゼル機関によつて振動機を駆動するとともに、ローラを自走せしめるようになってゐる。振動機の起振力は最大1.0 ton (約3,000 cpmにおいて)である。本機の諸元は起振性能を除いて、後述の表-IV.3のVR-1.6型と同一である。

試料は図-II.3に示した庭糞砂であるが、そのまま出しはブルドーザによつて行ない、長さ約15 m、幅約2 m、まき厚15~50 cmの試験盛土をした。含水比は自然含水比のままで11~19%の範囲内にあつた。

実験方法として、まき厚は15、25、30、50 cmの4種、起振力は1 ton (約3,000 cpm)、0.5 ton (約2,000 cpm)および0の3種で転圧回数は最大10回とした。測定項目は乾燥密度、貫入抵抗、沈下量、土圧および振動加速度で、その測定方法は次のようであつた。乾燥密度は図-II.5に示したコア・カツタを用いて、まき厚に應じて深さ方向の2~3点において試料採取を行い、その重量および含水比を秤量して計算した。貫入抵抗は図-IV.3のよくなコンペンネトメータを用いた。沈下量は表面沈下および内部沈下について行なつたが、内部沈下については転圧前セールのボードを盛土内の適宜の深さに埋設しておいて、転圧後の測定に際してはその上の土を掘り出して露出させ、その沈下量を測つた。表面沈下は盛土表面に石灰の土圧計を用いて測定した。土圧は図-IV.3に示すよくなコンペンネトメータの原理を用いて測定した。これは電気抵抗線（ヒスミ計）の原理を盛土内に埋設しておいてローラ通過の際の土圧による変形を電気抵抗変化に換へ、それに基づき電位差変換器（三栄測器KK製）によつて増幅し、さらに電磁

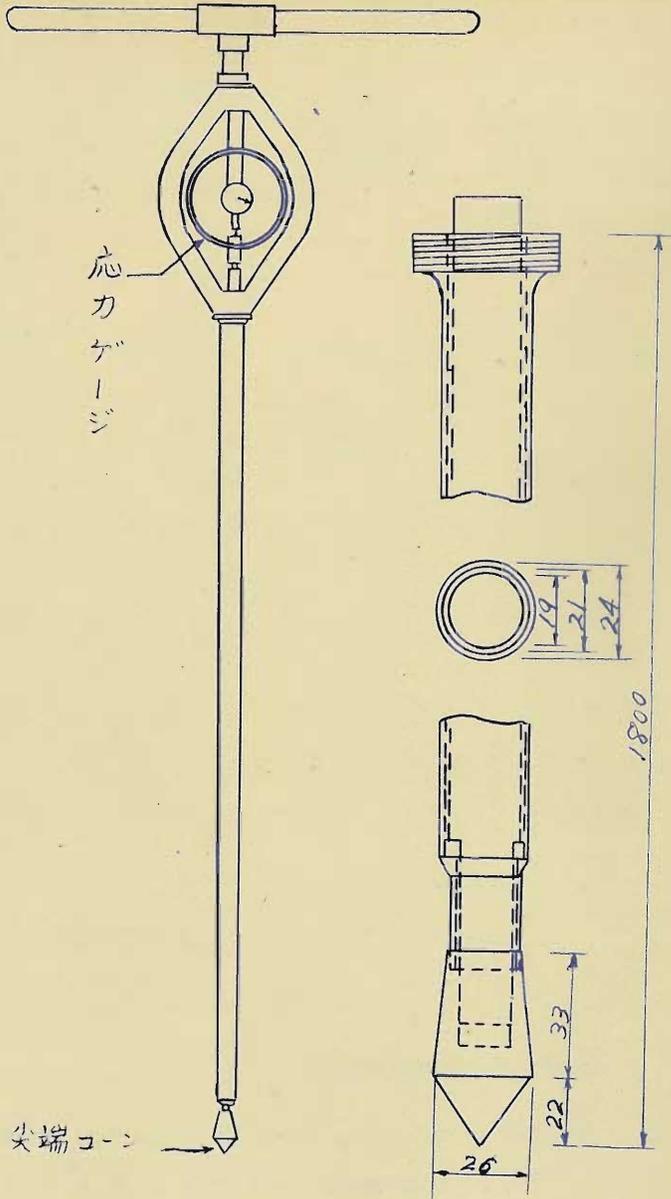


図-IV. 30 コーン・ペネトロメータ

254  
 栄測器KK製)  
 の檢流計を振  
 らせて光学的  
 に記録をとつ  
 た。振動加速  
 度の測定には  
 著者の考案試  
 作した加速度計

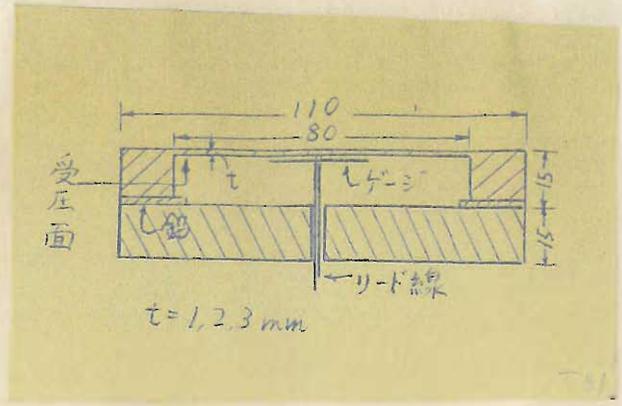


図-IV.31 土 圧 計

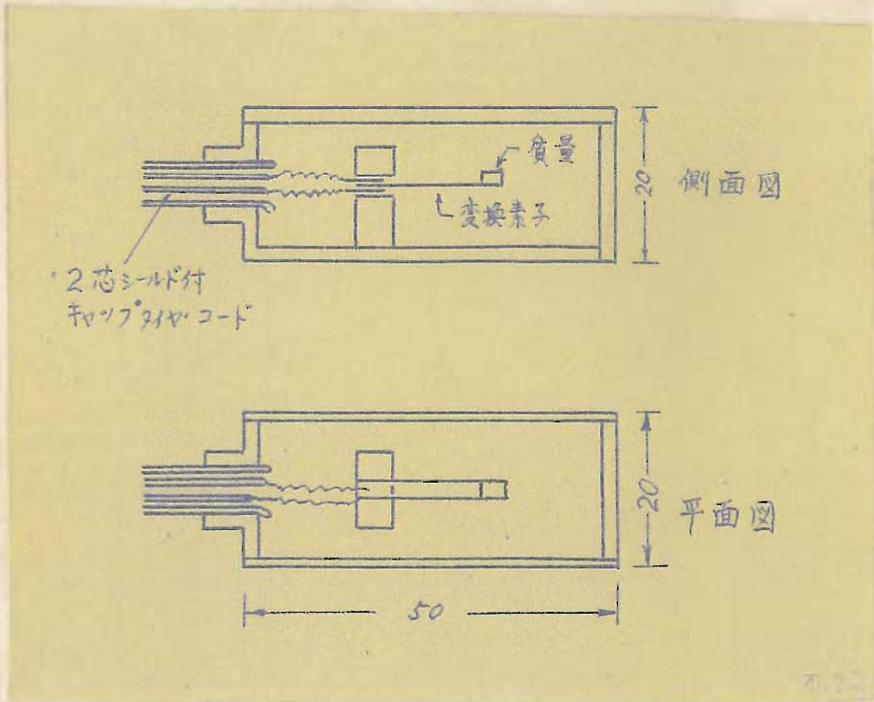


図-IV.32 振動加速度計

および増幅器を用いた。加速度計はチタン酸バリウム磁器を  
 変換素子とし、その構造は図-IV.32のようである。図に  
 みるようにチタン酸バリウム磁器は片持梁として用いられ、  
 外圍の振動によつて曲げ変形を生ずるが、変形に応じて圧電

気を発生する。圧電気による電位は振動の加速度に比例するので、電位を増幅して検流計を振らせ、その振れから逆に加速度を知ることができる。その出力回路は図-IV.33に示す通りである。

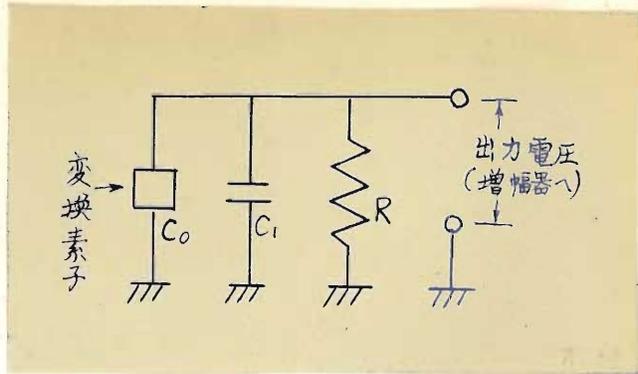


図-IV.33 振動加速度計の出力回路

この加速度計を盛土内に埋設しておき、ローラの振動を電気的に変換して増幅するとともに上記のオツシロ・グラフによって光学記録をとるようにした。

以上の実験状況を写真-IV.1に示す。



その1. ブルドーザによる試験盛土のまき出し



その2. 振動式ローラによる転圧



その3. 貫入試験

ii) 実験結果

以上の実験結果のうち代表的なまき厚 25cm、含水比 13.8%

の場合について次の結果を得た。

表面沈下量および内部沈下量の転圧回数による変化は図-IV・34に示すようである。ここで沈下量の測定は初期盛土表面およびそれより10cm、20cm下方を基準とした。また起振力は1ton(約3,000cpm)および0(無振動)の2種について行った。図-IV・34によれば測定値に若干のばらつきはあるが、沈下量の増加の割合は転圧初期において大きく、次第に小さくなる傾向がある。起振力が1tonの場合の沈下量は無振動の場合のそれより大きく、振動の効果が現われている。



その4. 乾燥密度測定のためのエアカッターによるサンプリング



その5. 土圧および加速度測定用記録装置

写真-IV・I 実験状況

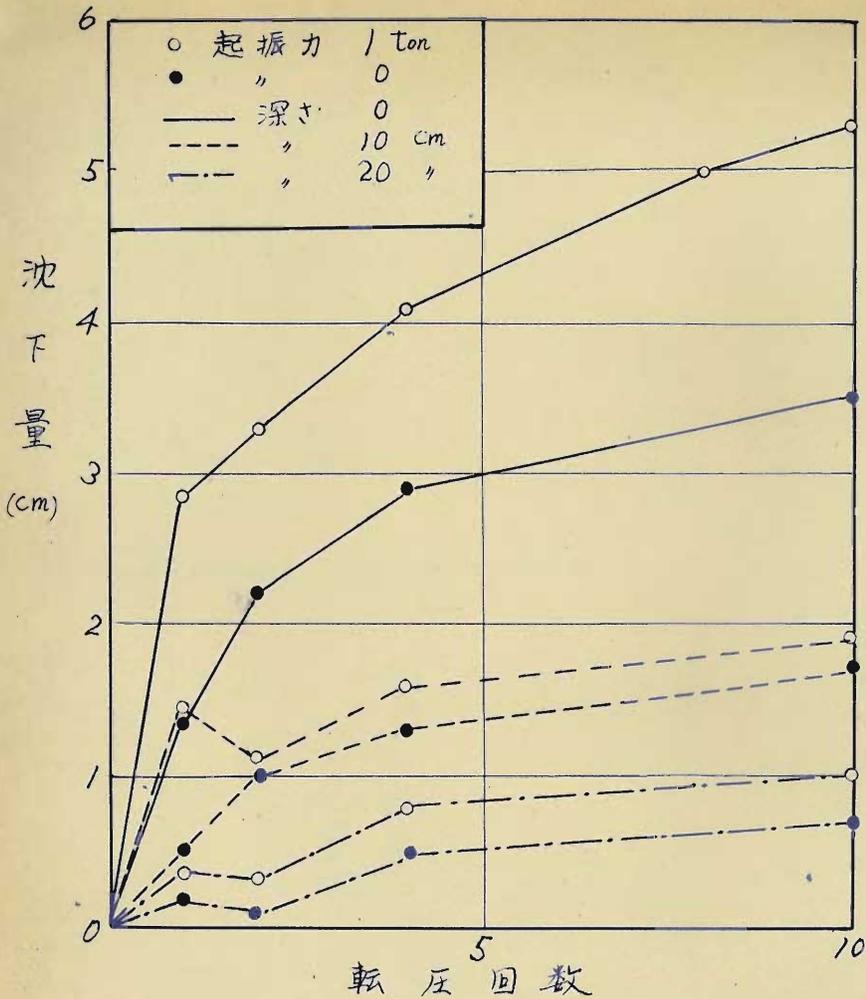


図-IV.34 転圧回数-沈下量曲線

転圧回数-乾燥密度曲線は図-IV.35のようである。ここで試料の採取位置は各転圧回数に対し転圧表面から下方へ0~5cm、5~10cm、10~15cmの3点で同一個所で少なくとも2個の試料をとって求めた乾燥密度の値を平均した。図によれば起振力1 tonおよび0のいずれの場合も転圧回数4回まで

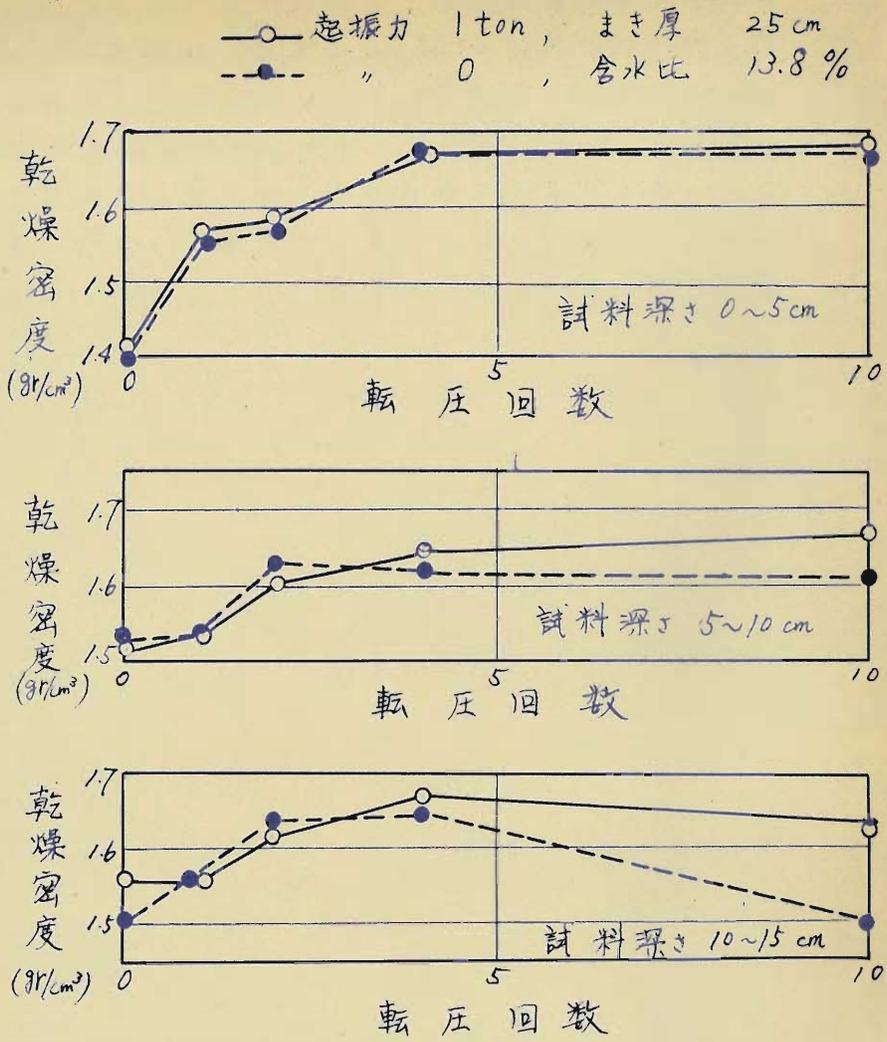


図-IV. 35 転圧回数-乾燥密度曲線

は乾燥密度は増加するが、それ以上の転圧に対して乾燥密度はほとんど増加しない（乾燥密度が低下するという結果も現われているが、これは試料の採取位置が偶然に密度の低い点であつたと考える）。振動荷重の効果すなわち起振力の有無

による差異は認められるがその差は極めて僅かである。しかも深さ0~5cmにおける10回転圧後の乾燥密度 $\gamma_d = 1.67 \text{ g/cm}^3$ はこの試料のJISによる最大乾燥密度 $\gamma_d \text{ max} = 1.87 \text{ g/cm}^3$ の89%に過ぎないので、転圧性能は十分ではない。

コーン・ペネトロメータの貫入抵抗の転圧回数による変化は図-IV・36にみる通りである。貫入抵抗は締り度を表わす1つの指標ではあるが、この種のペネトロメータでは貫入量小さい場合には先端コーン荷重による土のせん断

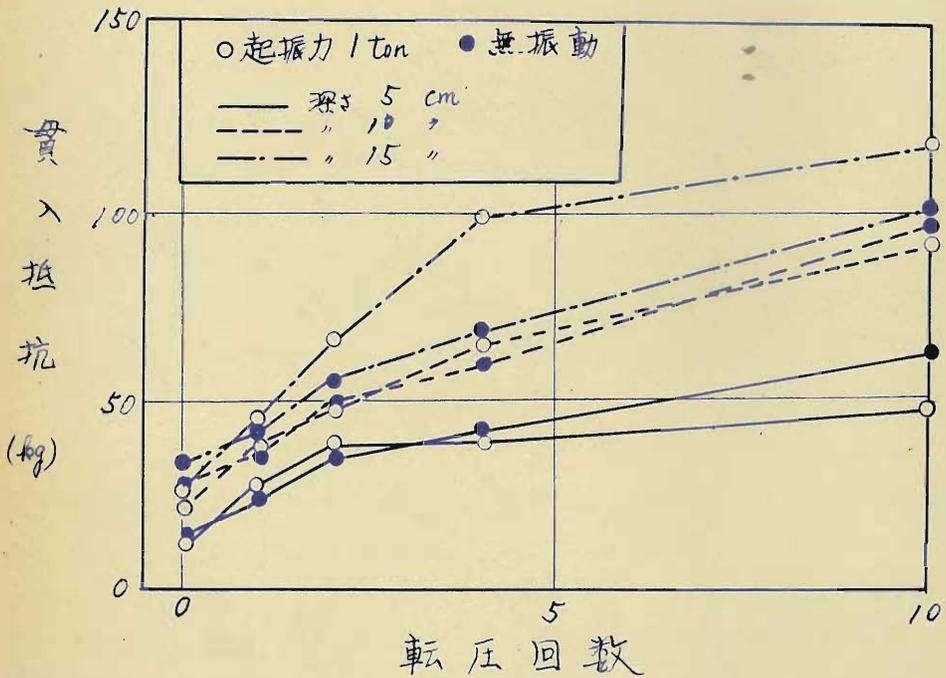


図-IV・36 転圧回数-貫入抵抗曲線

破壊によつて flow が起り、現実の締り度に対応する貫入抵抗を示さない欠点がある。従つてある深さより浅い部分の深さの異なる2点の貫入抵抗を直接に比較することは意味がな

い。しかし同一深さの点の締り度の比較には支障はなく、測定法の簡便性から考えて極めて好都合である。図-IV.36によれば貫入抵抗も転圧回数増加とともに増加するが、振動の効果は現われていない。むしろ無振動の場合の貫入抵抗が振動のある場合のそれより大きくなっている結果も少なくない。貫入抵抗測定は測定誤差がかなり入るから、これを考慮すれば振動の効果はほとんどないように思われる。

以上の実験結果によると本試作機の転圧性能は十分ではないように思われる。その結果、機械を改良するに当つて起振力を1.9 ton (約3,000 cpm)に増加したが、この改良型が次項に述べるVR-1.6型である。

なお試作機の土圧、振動加速度の測定値はそれぞれ図-IV.37、IV.38に示すようである。図-IV.37にみるように、最大土圧および半振幅土圧(土圧記録における振動部分の最大値の $\frac{1}{2}$ )は転圧の初期には増加の傾向にあつて次第にある一定値に近づくが、これはA.C. Whiffinのトラクタによる土圧の測定<sup>10)</sup>における傾向に類似している。なお図-IV.37において土層内の深さ方向3点の測定値を示したが、深くなるにつれて土圧が減少している。振動加速度の測定値は起振力1 tonおよび0.5 ton(振動機の廻転数を2,100 cpmに下げたとき)の場合を示した。振動加速度は転圧回数についてはあまり変化せず、強いて言えば転圧初期には若干増加し、以後僅かながら減少して一定値に近づくようである。起振力1 tonの場合、深さ10 cmでは約700 gal程度の加速度はかなり大きい。自重が小さいので転圧性能は十分でないと考えられる。

B. 振動式ローラおよび平滑胴ローラ(ロード・ローラ)に関する実験

#### 1) 実験概要および実験方法

昭和30年11月2日より3日間にわたつて、大阪府道路機械作業事務所(茨木市)構内において振動式ローラVR-1.6

図 4.37 転圧回数と土圧曲線

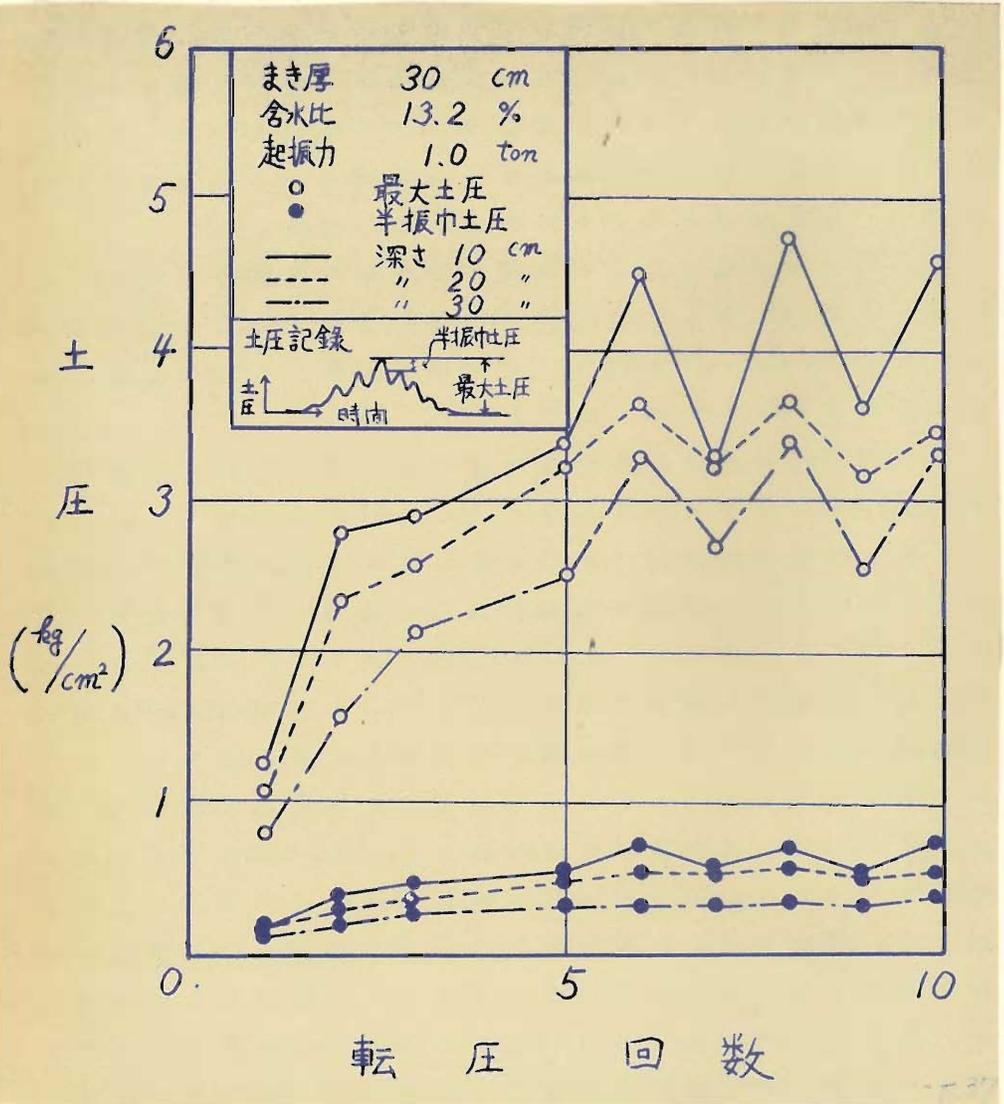


図-IV. 37 転圧回数-土圧曲線

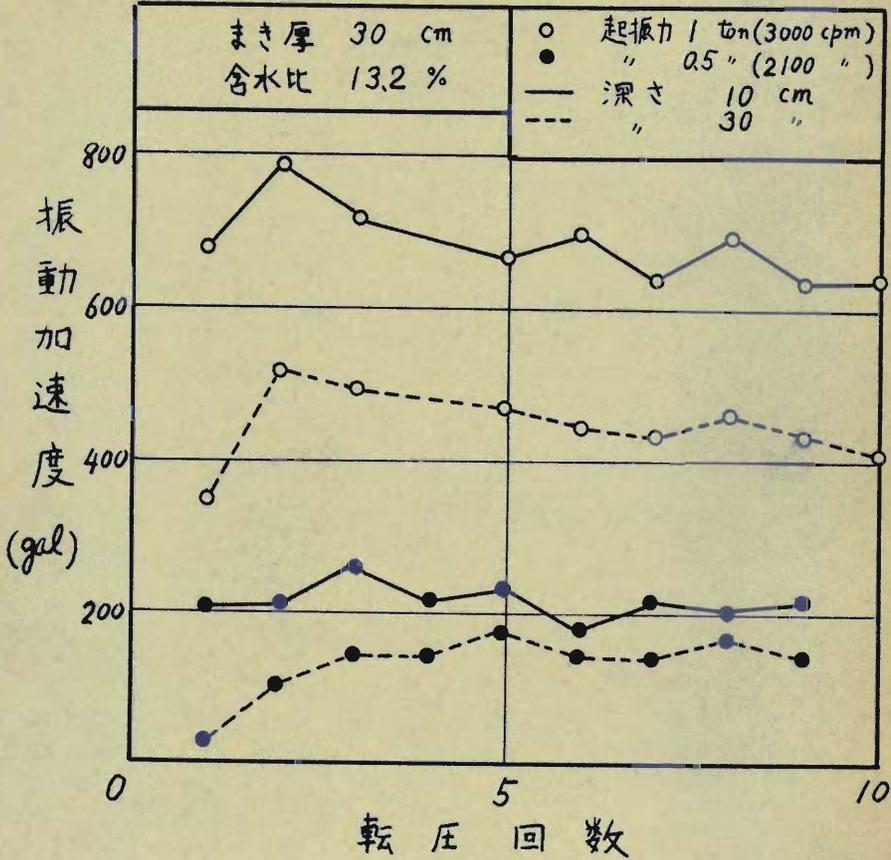


図-IV・38 転圧回数-振動加速度曲線

型およびマカダム型ロードローラの転圧実験を行なった。

両機種的主要諸元は表-IV・3の通りである。

264 表 - IV . 3 試験機械の主要諸元

機種	バイブレーション・ローラ VR-1.6		マカダム型ロードローラ
製造者	ダイハツ工業KK (日本)		Buffalo 社(米国)
重量	1.6 ton		12.0 ton
ローラ 寸法 直径×幅	前輪	750×900mm (振動輪)	1,110×1,000mm
	後輪	350×300mm (案内輪)	1,725×500mm (2輪)
原動力	形式	ダイハツ・ディーゼルOK-9S	ガソリン 4シリンダー
	出力	7.5HP/1,500 rpm	58 HP
	始動方式	手動	手動
自走速度	15~30 m/min		約 22m/min
起振力	1.9ton/3,000rpm		なし

実験方法は次の通りである。試験盛土はかなりよく締つた地盤表面に深さ30cm、1辺2mの正方形孔を掘り、この中に試料をゆるく埋め戻して構築した。その層厚は全試験を通じて30cmとし、上記の2種のローラで別個に転圧した。

試料は庭笹砂を用い、含水比は現場において調節して種々に変えた。

各含水比、各ローラに対して転圧回数は最大8回とし、1、4、8回転圧後コア・カッタによ



その1 振動式ローラVR-1.6型

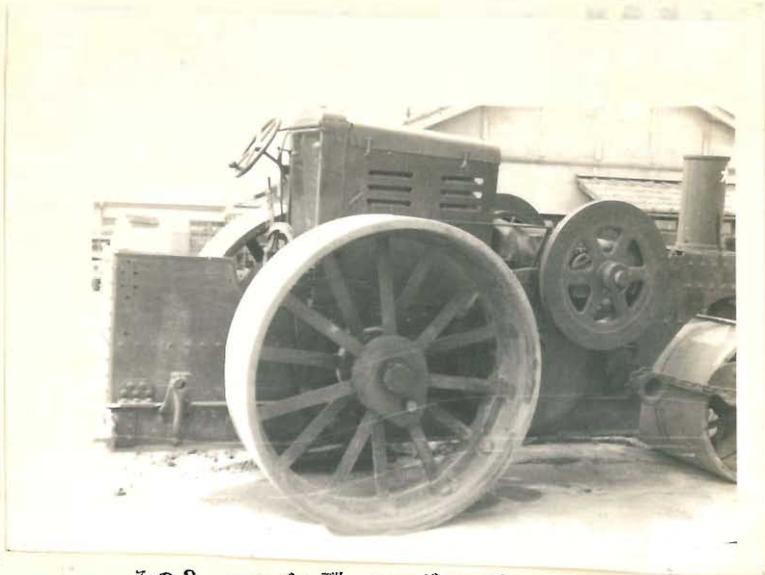
るサンプリングによつて深さ方法の2点（転圧面下5cmおよび15cm、いずれもカッターの上面で表わす）における乾燥密度を測定した。乾燥密度の測定法については既に繰返して述べた通りである。

機械および実験状況を写真-IV.2に示す。

#### ii) 実験結果

含水比を変えて転圧回数増加による乾燥密度変化を求めると、振動式ローラについては図-

IV.39、ロードローラについては図-IV.40のような結果が得られた。ただし両図には転圧面下5~10cm間において採取した試料の乾燥密度を示した。図によれば転圧回数増加とともに



その2 マカダム型 ロードローラ



その3 実験状況 写真-IV.2 機械および実験状況

に乾燥密度は増加する傾向にあるが、含水比変化によつて乾燥密度の増加の傾向は異なるようである。

以上の結果および転圧面下15~20cm間で採取した試料の乾燥密度すべてを含水比

に対して図示すれば図-IV.41、IV.42のようになる。図中には測定点のばらつきが若干みられるが、転圧回数増加従つて締固め仕事の増加によつて最適含水比が低下するとともに最大乾燥密度は増加する傾向がみられる。これは2.3で既に述べた通りである。

振動式ローラとロード・ローラの転圧性能を比較するため、図-IV.41およびIV.42から転圧回数4回および8回に対する転圧面下5~10cmの試料の乾燥密度と含水比の関係を再掲すれば図-IV.43のようになる。図の曲線は傾向的にみてやや難点があるが、それは実験誤差によるものと思われる。

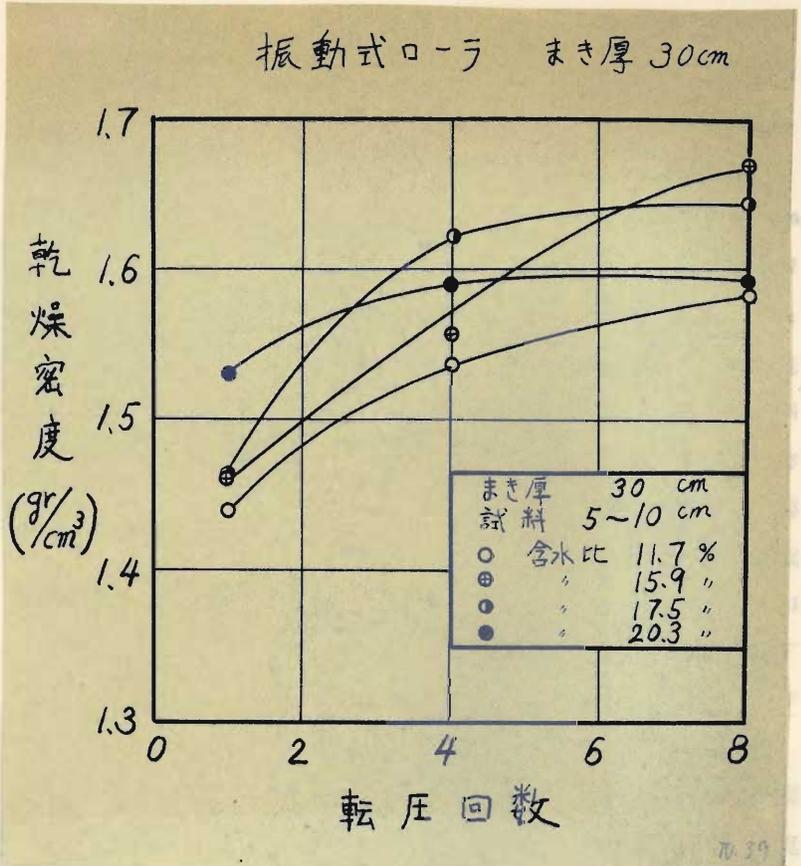


図-IV.39 転圧回数-乾燥密度曲線 (振動式ローラ)

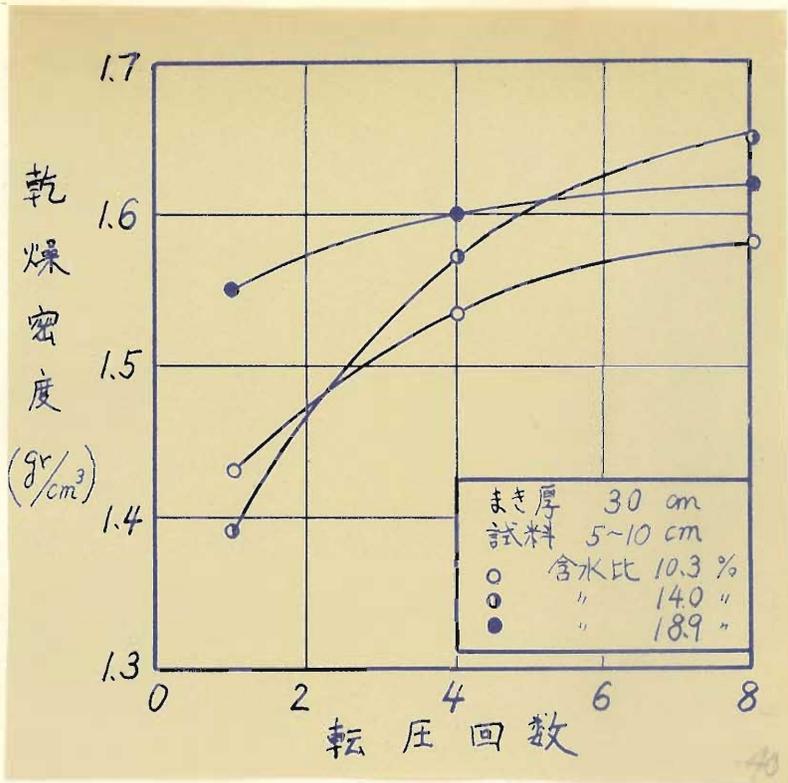
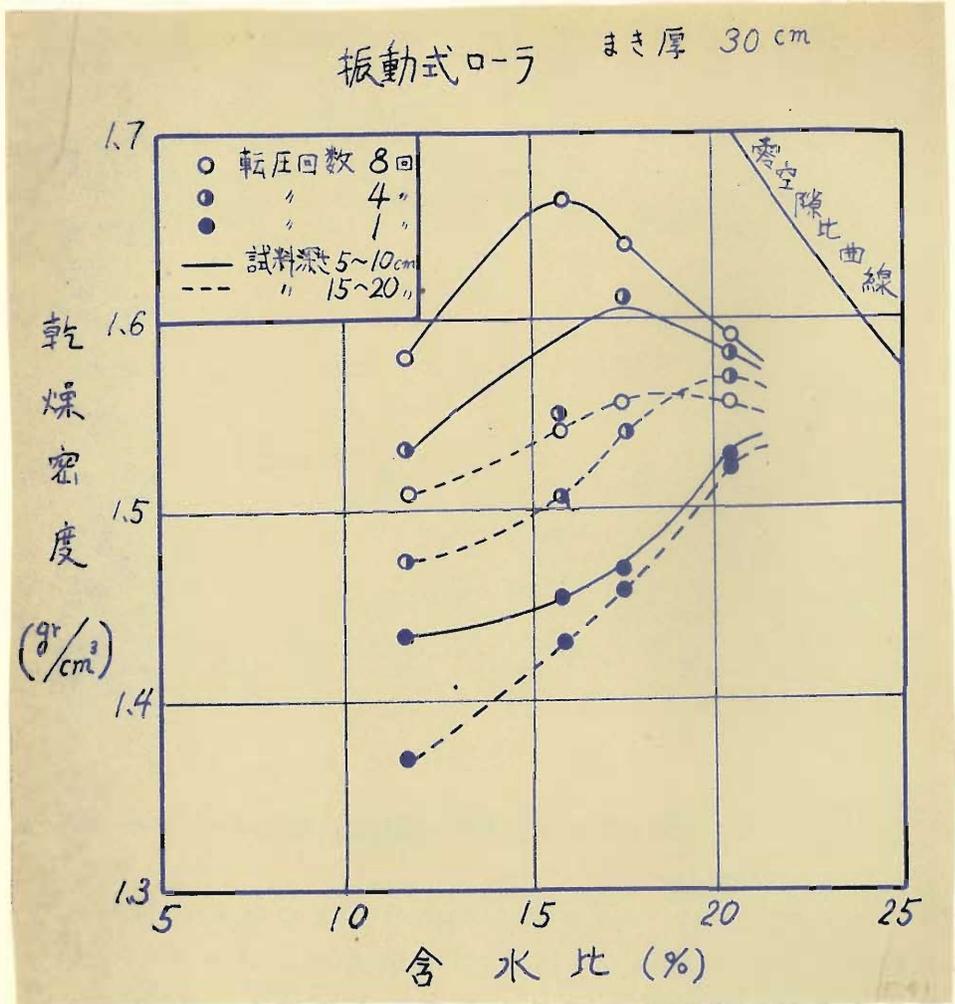


図-IV・40 転圧回数-乾燥密度 曲線 (ロード・ローラ)

それはともかく図から明らかに兩種ローラの転圧性能はほとんど同一であると結論することができよう。ロード・ローラは重量12 tonという大型のものであるに対し、振動式ローラの自重は1.6 tonに過ぎないものであるから、振動式ローラの振動の効果は十分に高いと解釈される。

なお本実験に用いた振動式ローラVR-16型の転圧性能とi)に述べた同試作型のそれとを比較してみると表-IV・4のようになる。表-IV・4では既に述べた兩機種の実験結果のうちもつとも締固め度の大きいものを記した。これによると、まき厚、転圧回数、試料採取深度などはいずれもVR-16型



図→IV・41 含水比-乾燥密度曲線 (振動式ローラ)

表-IV・4 VR-1.6型と試作型の転圧性能比較

機種	実験場所	起振力	振動数	試料	まき厚	含水比
試作型	庭窪	1.0t	3,000 <sup>c.p.m</sup>	庭窪砂	25 <sup>cm</sup>	13.8%
VR-1.6型	茨木	1.9	3,000	庭窪砂(上と若 手異なる)	30	16.0

日本道路  
建設株式会社

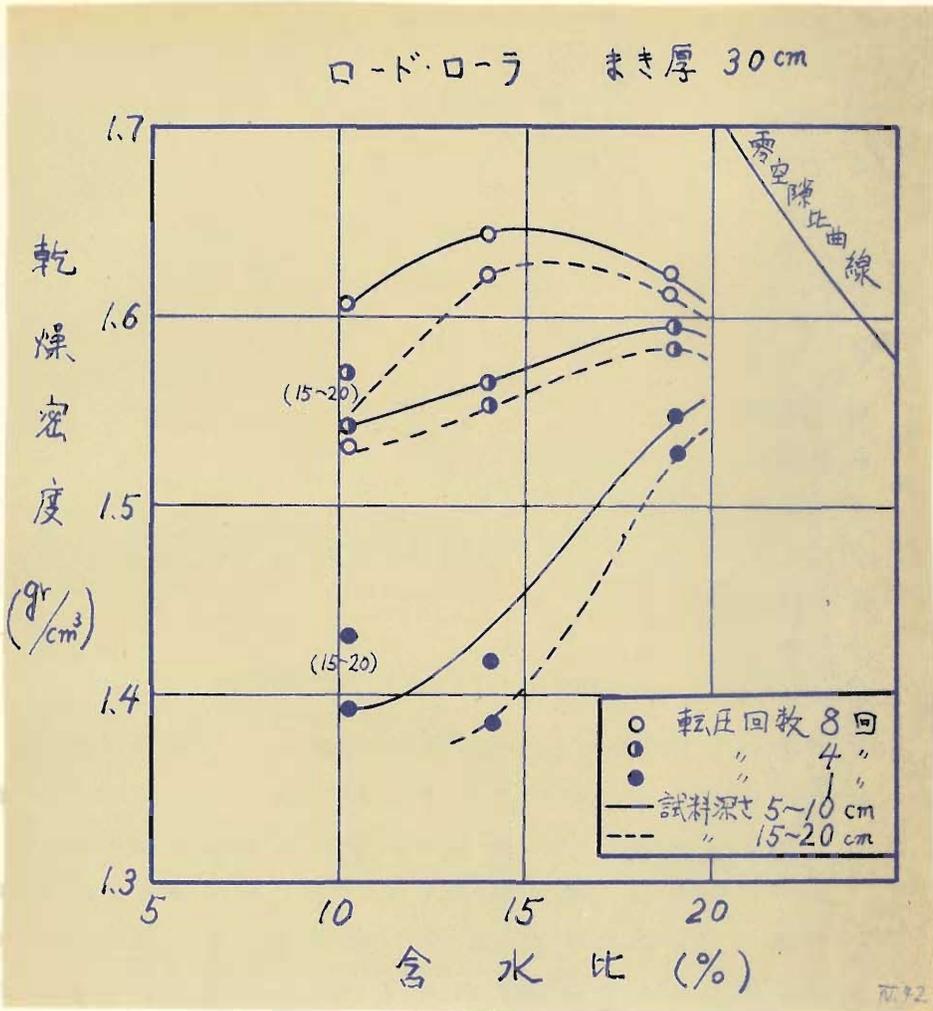


図-IV.42 含水比-乾燥密度曲線 (ロードローラ)

転圧回数	試料深度	乾燥密度	JIS最大乾燥密度	JIS最大乾燥密度 に対する締固め比
10	0~5 cm	1.67 gr/cm <sup>3</sup>	1.87 gr/cm <sup>3</sup>	89%
8	5~10	1.67	1.84	90%

に不利な条件(含水比については大体同じ条件と思われる)であるにもかかわらず、転圧後の乾燥密度は同一であり、JIS最大乾燥密度に対する転圧の

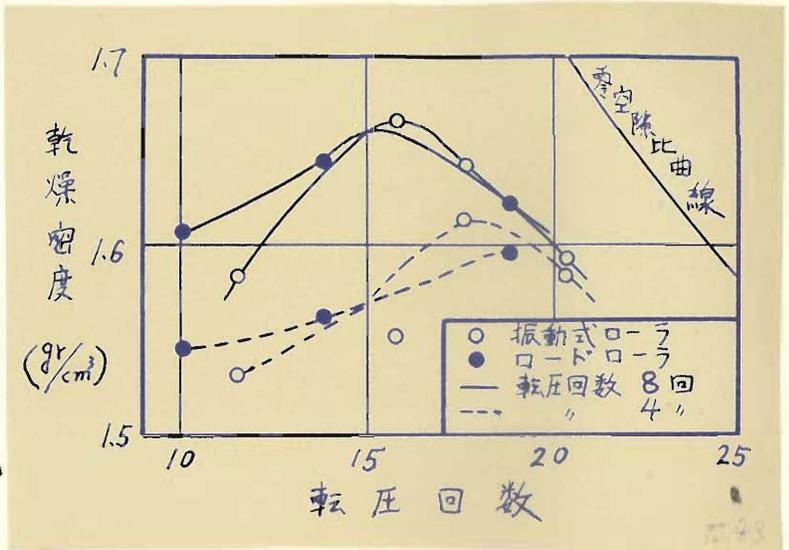


図-IV.43 含水比-乾燥密度曲線

(振動式ローラおよびロード・ローラ)

比率はむしろVR-1, 6型の方が大きい。従つてVR-1, 6型の性能は試作型のそれよりもすぐれているといえよう。またこれは起振力増加という改良の効果にはかならない。

VR-1, 6型の性能は試作型よりすぐれており、12tonロードローラに匹敵するが、なお性能は十分ではないのでこの実験の後にさらに起振力は2.2tonに増加された。これがVRA-1, 6型(表-III.1参照)であつて、その性能がさらに高められたことは建設省土木研究所沼津支所における実験によつても明らかとなつた。

### 3. 振動式タイヤ・ローラ、タイヤ・ローラ、タンピング・ローラに関する実験

#### 1) 実験概要および実験方法

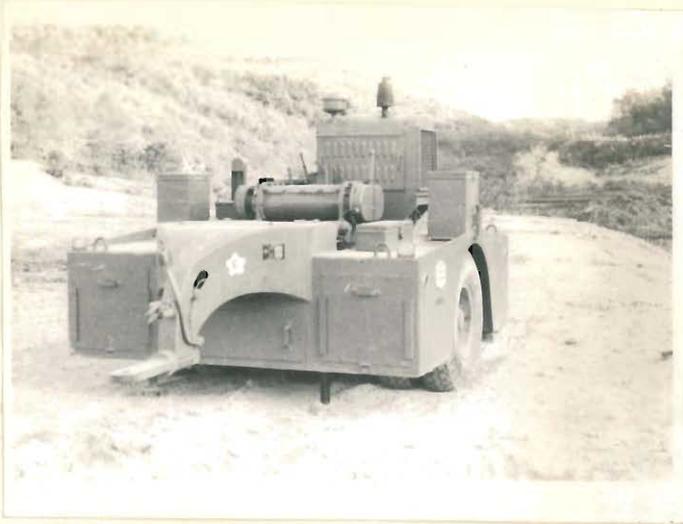
本実験は振動式ゴムタイヤ・ローラの転圧性能をタイヤ・

ローラ、  
 タンピング・ローラ  
 のそれ  
 と比較す  
 るため、  
 昭和29  
 年11月  
 11日よ  
 り5日間  
 にわたつ  
 て、農林  
 省東条川  
 水利事業  
 所船木支  
 所（兵庫  
 県加東郡  
 下東条村、  
 現小野市）  
 の船木池  
 アースダ  
 ム建設現  
 地におい  
 て実施し  
 たもので  
 ある。

上記の

ローラは

写真一IV・3に示すようで、その主要諸元は表一IV・5の通りである。各ローラは被牽引式であるからブルドーザ（D50）



その1 振動式ゴムタイヤローラ



その2 ゴムタイヤローラ

で牽引転圧したが、なおブルドーザによる転圧についても測定を行なつた。しかしブルドーザの転圧資料は少ないので以下には述べないことにする。



その3 タンピング・ローラ

写真-IV.3 試験機械

試料はダム的心壁用土を流用したが、その粒径加積曲線は図-IV.4 4に示すようであつた。これは礫混り砂質粘土ロームである。またJISA1210の突固め試験による最適含水比は19.4%、最大乾燥密度は $1.76 \text{ g/cm}^3$ であつた。実験時の含水比は自然含水比(18~22%)を変えずにそのまま用いた。

実験盛土は長さ15m、幅8.6m(その使用区分は振動式タイヤ・ローラ2.6m、タイヤ・ローラ2.3m、タンピング・ローラ1.2m、ブルドーザ2.5m)の区間に厚さ15、20、30、40cmの4種に構築した。この幅員は各機械の1coverage(coverage; 転圧跡が地表を被うこと)に必要な横移動幅と若干の余裕をみて決定したものである。盛土下の路盤は同一の土質で、重建設機械の常時通過によつて十分締固められていた。

最大転圧回数は振動式タイヤ・ローラ3回(タイヤ軌跡は毎回タイヤ幅だけずらすと9回通過で同一地点を3回転圧するようになつている)、タイヤ・ローラ12回、タンピング・ローラ

表-IV.5 試験機械の主要諸元

機 種		振動式タイヤ・ローラFV-11	タイヤ・ローラ HR-7	タッピング・ローラK-7
製 造 者		日本開発機製造KK	日本開発機製造KK	鹿島製作所KK
重 量	自 重	6.5 ton	2.0 ton	-
	全備重量	11.0 ton	7.0 ton	バラスト充填時の支圧 $14.5 \text{ kg/cm}^2$
寸 法	長 さ	4.64 m	4.60 m	3.48 m
	幅	2.78 m	2.30 m	1.46 m
	高 さ	2.50 m	1.28 m	-
タイヤ又は胴	タイヤ寸法	12,00-20	7.50-16	胴直径 1.01 m
	タイヤ数	4 (複輪2, 1軸)	前6, 後7	幅 1.22 m
	軸間距離	1.93 m	タイヤ支持 揺動式	脚長さ 18 cm
	タイヤ空気圧	45~90 $\text{lb/in}^2$	タイヤ空気圧 35~45 $\text{lb/in}^2$	支圧面積 $35 \text{ cm}^2$
			支持 揺動式	
走行形式	被牽引式	被牽引式	被牽引式	
機関出力	30HP/2,000rpm	なし	なし	
起振力	約5 ton/1,400rpm	なし	なし	

18回と

して、この途中適当な回数  
の転圧後、締固め  
度判定のため種々  
の測定を行つた。  
なお振動式タイヤ  
・ローラについて  
のみ特にその転  
圧特性を詳細に調  
査する目的で以  
上のほかにまき  
厚を40mmとして  
10% coverage  
の転圧を行つた。

転圧通過速度はいずれも  
被牽引式であるた  
め、ブルドーザ

によつて調節される。本実験ではブルドーザの第1速を  
採用したが、実測の結果は約38m/minであつた。

測定項目は所要転圧後の乾燥密度、貫入抵抗、沈下量、セ

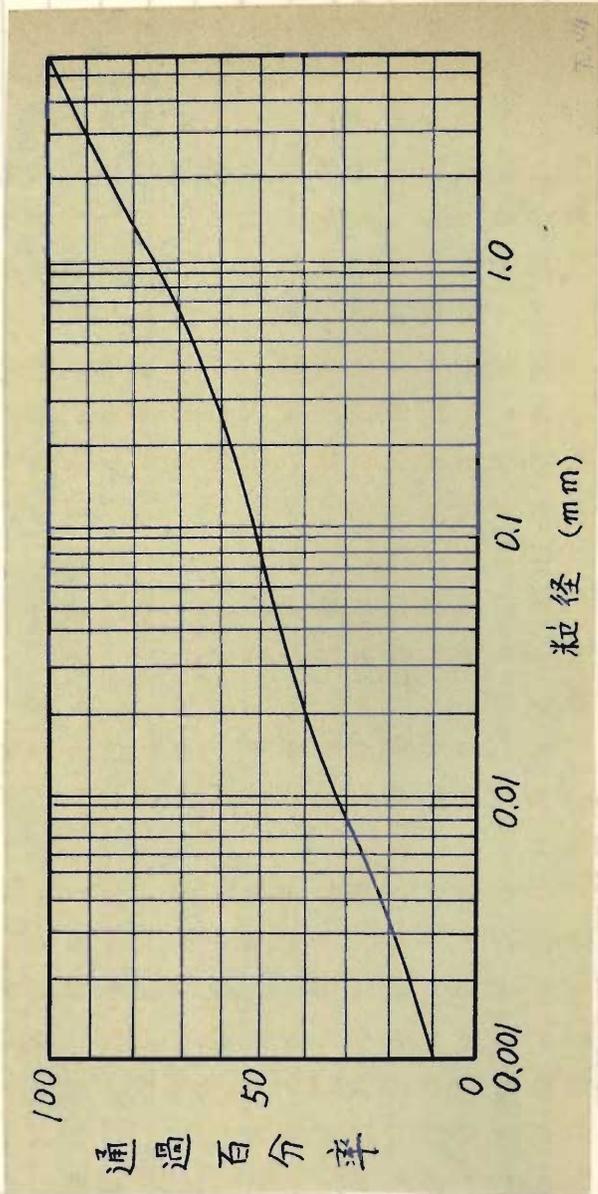


図 IV-4 試料の粒径加積曲線

ノ断強度および転圧中の土圧、加速度である。

乾燥密度は既述のコア・カツタ法により、また貫入抵抗は Proctor needle によつて測定した。Proctor needle は断面積  $\frac{1}{2} \text{in}^2$  のものを土中におし込み 1" 貫入時の抵抗を求めた。また沈下量は表面沈下と内部沈下について測定した。セン断強度の測定は soil truss によつて行なつたが、その詳細については省略する。また土圧および加速度の測定は 3.2 に述べた装置によつて同様の方法で行なわれた。

以上の実験から、各機械、各まき厚に対して転圧回数一乾燥密度曲線、転圧回数一貫入抵抗曲線、転圧回数一沈下量曲線、転圧回数一土圧曲線、転圧回数一振動加速度曲線などを求めた。なお振動式タイヤ・ローラに関しては、タイヤ空気圧および振動数の転圧性能に及ぼす影響、振動の影響因あるいは転圧後の龜裂発生状況などを調べ、振動締固め特性の解明に対する若干の資料を得た。

#### ii) 実験結果

転圧に先立つて盛土状態を一定にするためにブルドーザで 1 回転圧した後、各機械による転圧を行つた。その主なる結果は次のようである。

まき厚 15 ㍍で、振動式タイヤ・ローラ 3 回、タイヤ・ローラ 12 回、タンピング・ローラ 18 回の転圧を行つた結果、転圧面下 5~10 ㍍における乾燥密度と転圧回数との関係は図 IV.45 に示すようである。図によれば振動式タイヤ・ローラでは初期乾燥密度  $1.36 \text{ gr}/\text{cm}^3$  から 3 回転圧後  $1.69 \text{ gr}/\text{cm}^3$  (JIS 最大乾燥密度の 96%) という大きい乾燥密度に達した。これはまき厚が小さいことを考慮しても十分な転圧性能であるといえよう。タイヤ・ローラでは転圧回数による乾燥密度の増加は緩慢で、6~8 回程度転圧すれば以後の転圧の効果は少ないようである。タンピング・ローラでは第 1 回の転圧で急激に締固まり (これはフート直下の測定値)、以

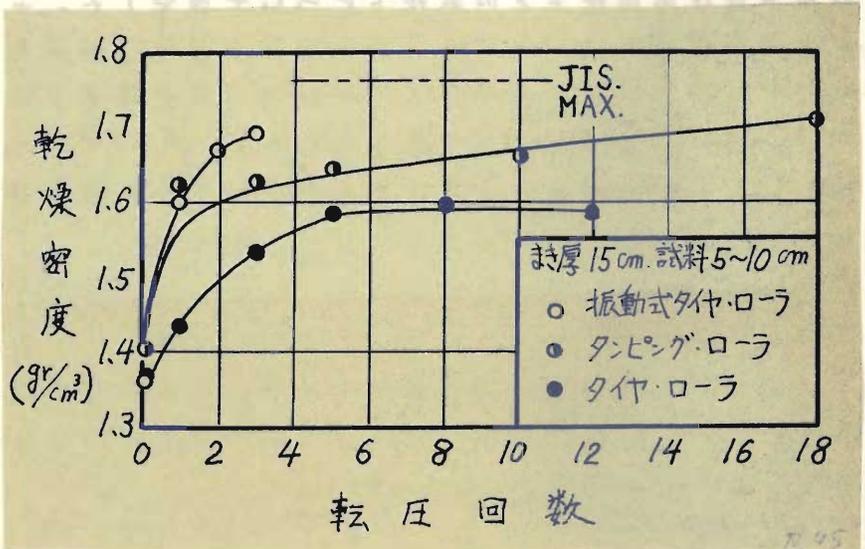


図-IV・45 転圧回数-乾燥密度曲線 (まき厚15cm、振動式タイヤ・ローラ、タイヤ・ローラ、タンピング・ローラ)

後徐々に締固めが進行して18回転圧でもさらに増加の傾向にある。以上の結果によれば振動式タイヤ・ローラの転圧性能がもつともすぐれており、以下タンピング・ローラ、タイヤ・ローラの順となる。

まき厚20cmの試験では、転圧面下5~10cmの乾燥密度は振動式タイヤ・ローラ(3回転圧)では $1.63 \text{ gr/cm}^3$ 、タイヤ・ローラ(12回転圧)では $1.57 \text{ gr/cm}^3$ 、タンピング・ローラ(18回転圧)では $1.53 \text{ gr/cm}^3$ となり、全般にまき厚15cmの場合に比して締固め度は低下しているが、特にタンピング・ローラの締固め効果の低下は著るしい。従つてタイヤ・ローラおよびタンピング・ローラに対してはまき厚を20cm以

上とすることは無理である。

振動式タイヤ・ローラの転圧性能をさらに詳細に調査するために、まき厚を40cmとして10回の転圧を行つた。また同時に振動荷重の効果をみるために、無振動状態でも同様の転圧実験を行つた。その結果、図-IV・46に示すような転圧回数-乾燥密度曲線を得た。図によれば振動時(起振力約6.5ton)の転圧性能は盛土深部(25~30cm)で5回転圧後1.63 gr/cm<sup>3</sup>(JIS最大値の92.5%)、10回転圧後1.68 gr/cm<sup>3</sup>(JIS最大値の95.2%)というすぐれたものである。無振動時の

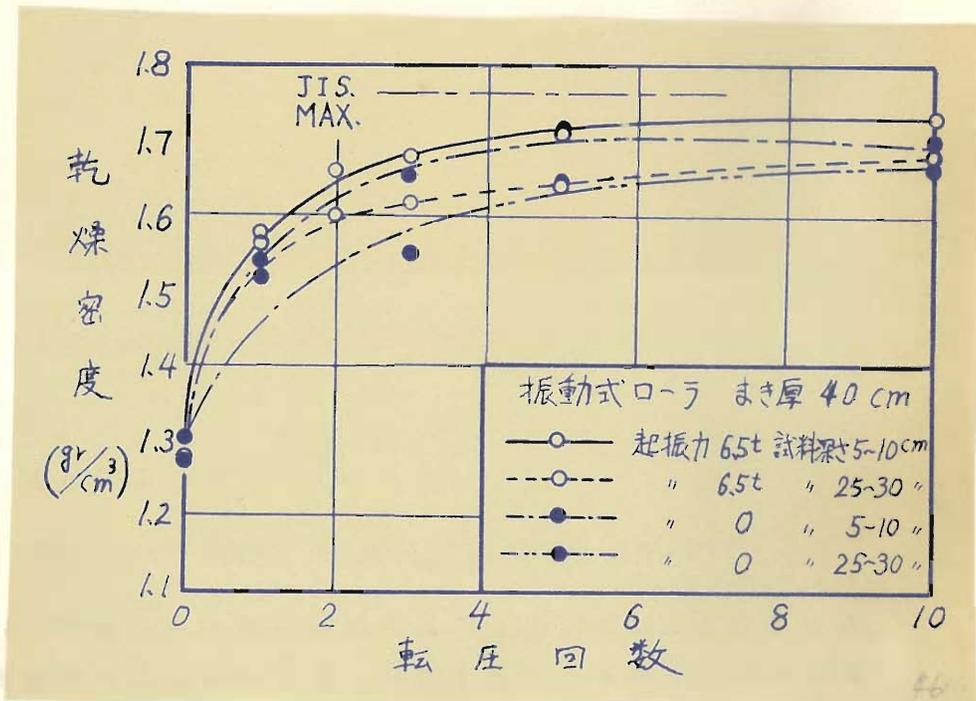


図-IV・46 転圧回数-乾燥密度曲線(まき厚40cm:振動式タイヤ・ローラ)

転圧性能もかなりよいが、振動を発生させる際には初期における転圧効果が著るしく、転圧回数を増加しても両者の差異は依然として残るようである。なお上記のうち振動による場

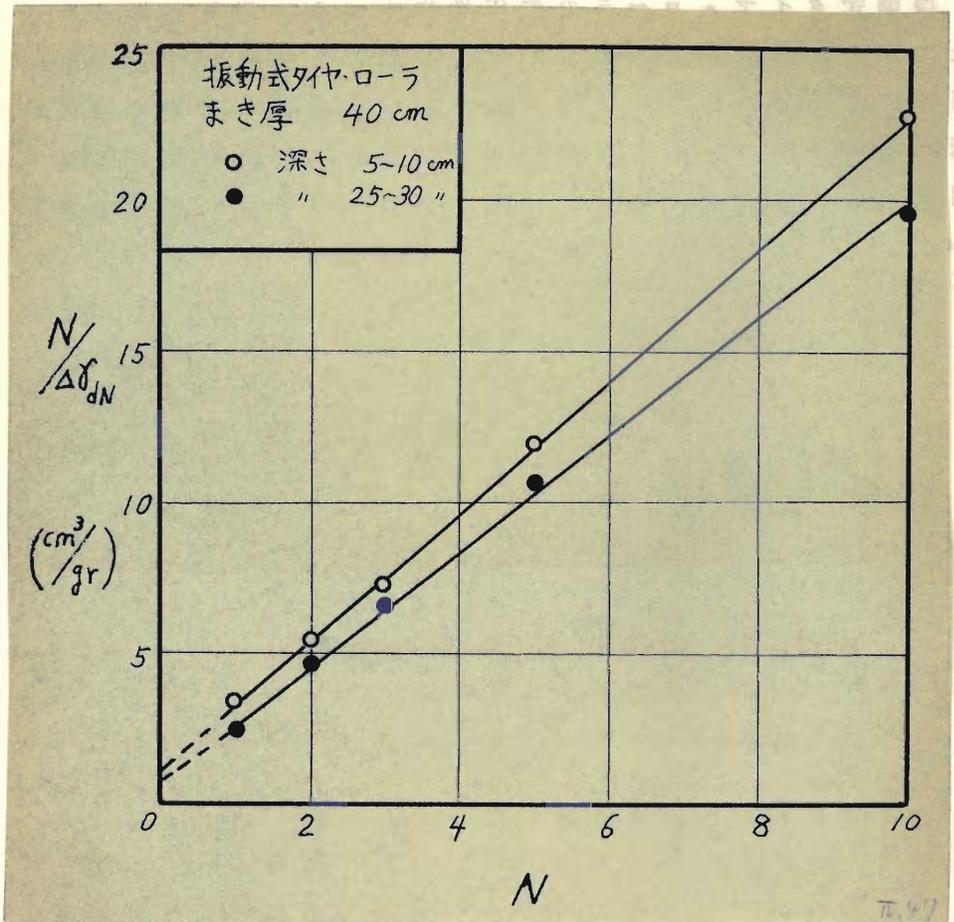


図-IV・47 Nと $N/\Delta f_{dn}$ との関係 (振動式タイヤ・ローラ)

合の結果からNと $N/\Delta f_{dn}$ との関係を求めると図-IV・47のようになり、前章に述べたように、Nと $N/\Delta f_{dn}$ とは直線的関係にある。

上記のまき厚40cmの場合の実験における転圧回数-貫入抵抗曲線は図-IV・48のようである。ここで用いたProctor needleの断面積は $1/20 \text{ in}^2$ で、貫入抵抗としては単位面積当たりの貫入荷重を図示してある。図-IV・48の曲線の傾向は図

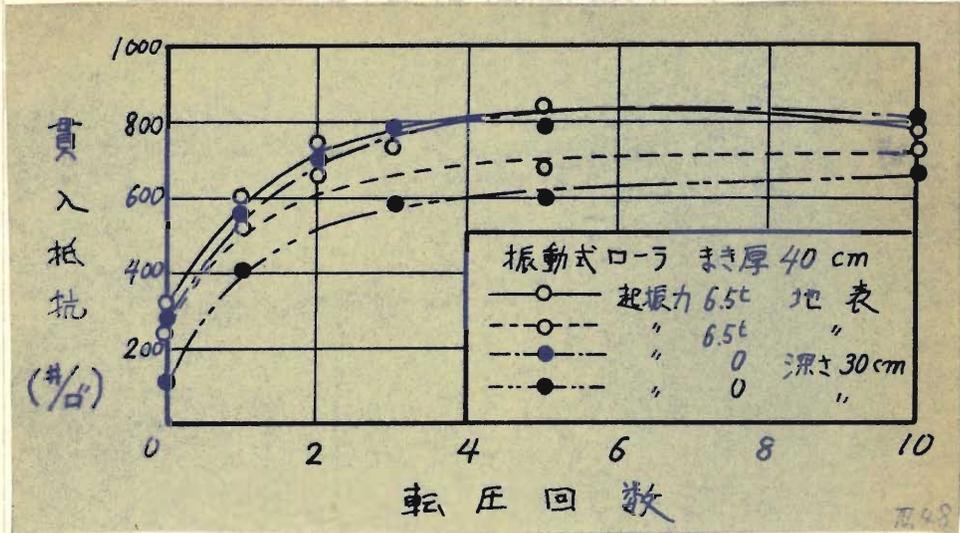


図-IV・48 転圧回数→貫入抵抗曲線 (まき厚40cm; 振動式タイヤ・ローラ)

-IV・46 のそれに極めてよく類似していることが認められる。

従つて Proctor needle による貫入試験は締固め度の判定に有効であるといえよう。しかし含水比変化による貫入抵抗の変化は著るしいから、貫入抵抗の絶対値自体を比較することは無意味であつて、ただ含水比一定の土の貫入抵抗の比較は意味がある。沈下量の測定結果とこれを用いて土層厚の変化を計算した結果とを表-IV・6に示す。これによれば、まき厚15cmの場合では層厚の変化率あるいは圧縮率を比較することにより振動式タイヤ・ローラの圧縮性能が傑出しており、タイヤ・ローラとタンピング・ローラではその差異はほとんどないことが知られる。また、まき厚40cmの場合には振動式タイヤ・ローラについてのみ土圧測定のための土圧計の沈下状況から層厚変化を求め、振動機を駆動する場合と無振動の場合とを比較した。前者では5回転圧後の層厚変化率は上層部で63%、下層部で68%、後者では10回転圧後の層厚変化

表-IV・6 転圧による沈下と土層の圧縮度

まき厚	15 cm						40 cm					
	タイピング・ローラ 18回		タイヤ・ローラ 12回		振動式タイヤ・ローラ 3回		振動式タイヤ・ローラ 5回			振動式タイヤ・ローラ (無振動) 10回		
測点	転圧面	土圧計 表面	転圧面	土圧計 表面	転圧面	土圧計 表面	転圧面	上部 土圧計 表面	下部 土圧計 表面	転圧面	上部 土圧計 表面	下部 土圧計 表面
ブル予備転圧前 深度cm	0	14.4	0	13.7	0	15.3	0	15.7	32.1	0	14.1	30.5
ローラ転圧後 深度cm	1.9	15.3	1.5	13.9	4.8	16.1	11.6	21.5	32.7	12.4	19.7	32.2
沈下量cm	1.9	0.9	1.5	0.2	4.8	0.8	11.6	5.8	0.6	12.4	5.6	1.7
*初期層厚 $H_0$ cm	14.4		13.7		15.3		15.7	16.4		14.1	16.4	
**終期層厚 $H_1$ cm	13.4		12.4		11.3		9.9	11.2		7.3	12.5	
層厚変化率 $\frac{H_1}{H_0}$ %	93		91		74		63	68		52	76	
<p>* 転圧面、土圧計間または土圧計相互間の初期層厚</p> <p>** 同 上 終期層厚</p>												

IV-66

率は上層部で52%、下層部では76%となり、いずれも土層部の方がよく締つているが、その締り度合については若干の差異がある。

上記の

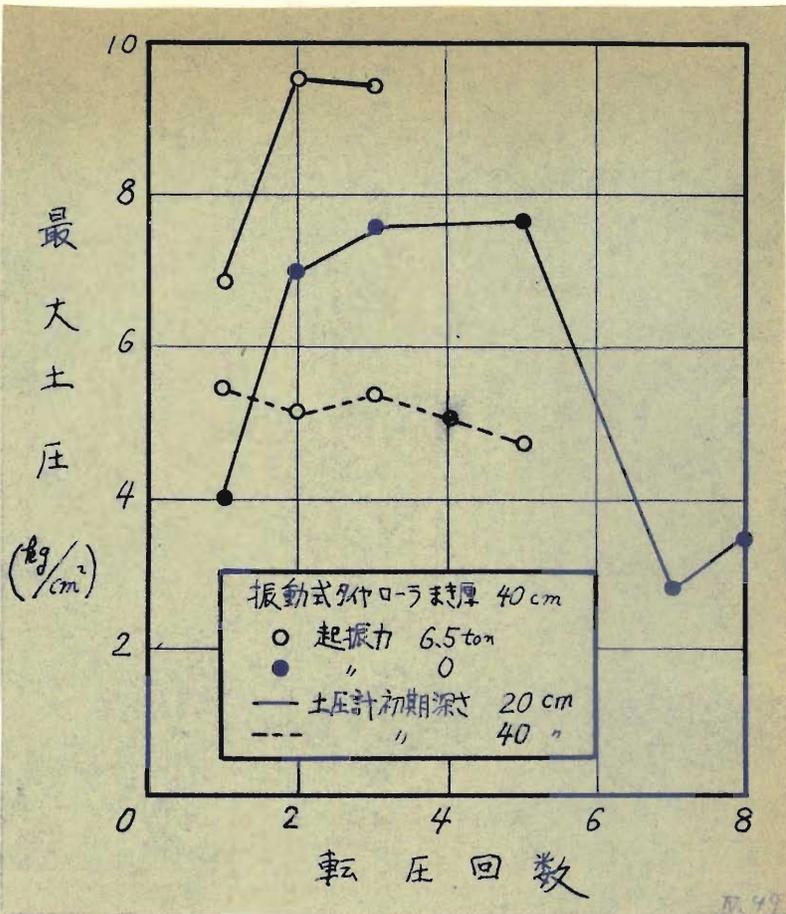


図-IV・49 転圧回数-最大土圧曲線(振動式タイヤ・ローラ)

ように転圧回数が異なるので層厚変化率の絶対値を直接に比較することはできないが、振動の場合は盛土全体の層厚変化が無振動の場合のそれよりも均一性が高いことが知られる。すなわち振動荷重の侵徹性能が高いことが認められる。

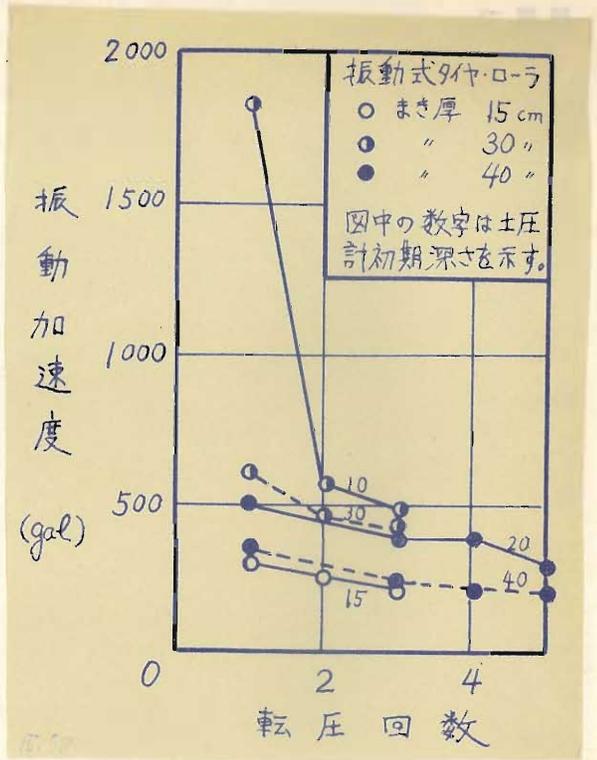
振動式タイヤ・ローラの土圧測定結果は図-IV・49に示すようである。図によれば振動発生時の最大土圧は深さ20cmで約 $9.5 \text{ kg/cm}^2$ 、深さ40cmで約 $5 \text{ kg/cm}^2$ 、また無振動時は深さ20cmで約 $7.5 \text{ kg/cm}^2$ の程度である。無振動時の曲線の転圧回数7,8回に対する土圧は異常に小さくなっているが、こ

これはタイヤ軌跡が土圧計上にこなかつたためである。なお半振幅土圧は図には示さないが大体最大土圧の2割程度という結果を得た。また半振幅土圧と最大土圧との比は土中深度の増加とともに増大し、動的土圧が静的土圧よりも侵透性がよいことも知られた。

振動式タイヤ・ローラの加速度測定結果は図一IV・50に示す通りである。

図によれば、まき厚30cmの第1回の転圧における加速度測定値は異常に大きい値を示しているが、その他の点は200~500gal程度である。一定のまき厚において、加速度が深さの増加とともに減少することは当然であるが、転圧回数が増加によつて減少する傾向も認められる。これは図一IV・38にもある程度認められたことに一致している。

振動式タイヤ・ローラの転圧性能は極めて良好であるがその原因を考えてみると次のようである。すなわち本機種は $\alpha > 1$ の型式であるが、その発生振動の加速度は特に大きいというほどのものではなく、主として土圧が大きいことが効果的であると思われる。さらに確定的なことはいえないが、



図一IV・50 転圧回数一振動加速度曲線 (振動式タイヤ・ローラ)

ンジン架台の適度の振動が締固めを助長したように思われる。

本機の欠点としては3回通過で1 coverageという点すなわち軌跡をずらさなければ全面を締固め得ないことである。これは施工上不便であると同時に非能率的である。また被牽引式であることも見逃せない欠点である。そのためトラクタ類を必要とするから道路工事などでは不適當で、トラクタ類などが危険なく走行し得るような大規模な現場、例えばアースダム建設地、においてのみ使用し得ることになる。

### 3.4 振動式ソイル・コンパクタに関する実験

#### 1) 実験概要および実験方法

本節では振動式ソイル・コンパクタの締固め性能をみるために、表一Ⅱ・3に示すようなソイル・コンパクタを用いて昭和31年8月13日より20日までの間の7日間にわたって近畿車輛KK徳庵工場（布施市）構内で実施した実験について述べる。

表一Ⅱ・3 試験機械の主要諸元

機 種	パイプレートリ・ソイルコンパクタMRJ-6	
製 造 者	A-B Vibro-Verken 社 (スエーデン)	
重 量	1.6 ton	
寸 法	長 さ	3.1 m
	幅	1.2 m
	高 さ	1.8 m
接地板面積	約 1.0 m <sup>2</sup>	
自 走 速 度	6~8 m/min	
原 動 機	ドイツ・ディーゼル11HP、800~1,500rpm	
起 振 力	4 ton/900rpm (振動機)	

振動式ソイル・コンパクタは一般に接地する振動板をその上に定置する2軸偏心式の振動機で加振して全機体を跳躍させ、その落下衝撃力および起振力によつて締固め作業を行な

うとともに、振動機を操作ハンドルで適宜に傾けて、起振力の水平成分によつて蛙が跳ぶように前後進するようになつてゐる。従つて、ロコンパクタの通過による締固めを転圧という言葉で表現するのは不適當であるが、ローラと同様転圧ということにする。原動機は振動する接地板から防振バネを介して架合上に取り付けられ、振動機の駆動はVベルトによつて伝動して行く。操向は操向ハンドルを人力で動かすことによつて行なう。

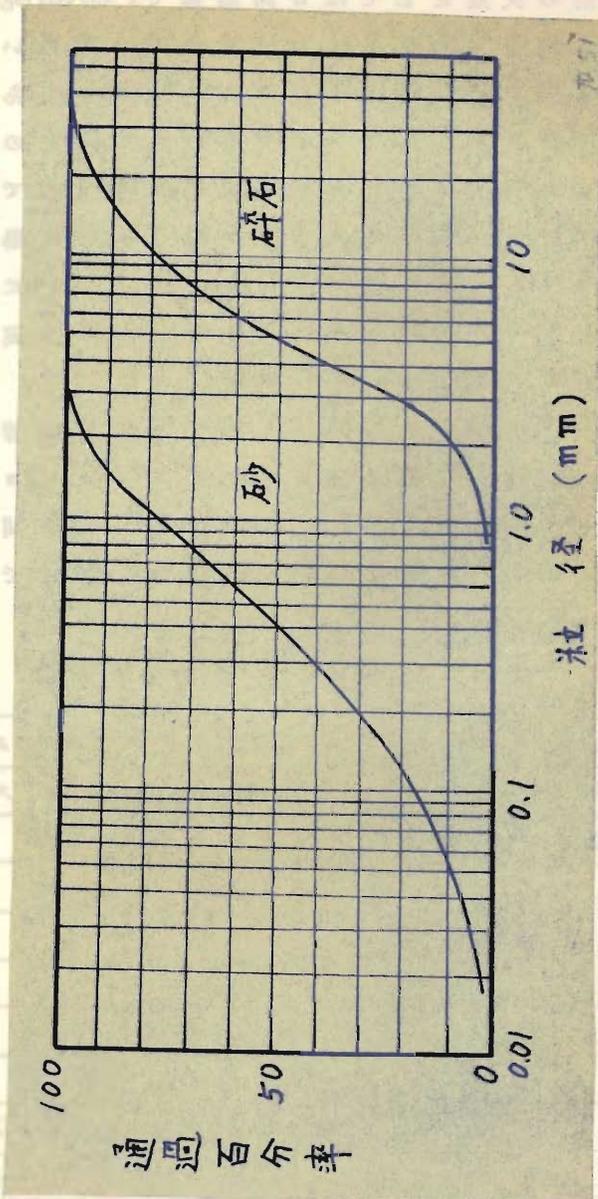


図 IV-51 試料の粒径加積曲線

実験場の地盤はローム状のやや不良のものであつたので、長さ8 m、幅2 m、深さ50 cmの穴を掘り、その底に碎石を約10 cm厚に入れて、これを試験に先立つて十分締固めて、その上に試験盛土を行なうようにした。しかし結果的にみて地盤の改善は不十分であつた。

試料は図一IV・51の粒径加積曲線で示される砂および碎石の2種を用いた。実験に際して砂の含水比は4種に変え、碎石は自然乾燥状態のまま、最高10回まで転圧した。

まき厚は40 cmおよび55 cmの2種とした。これはやや厚すぎる感があるが、この程度でも締固めが可能であるかどうかを調べることが実験の1つの目的であつたので致えて採用した。しかし結果的にみて、十分な締固め効果はあげられなかつたのは主としてまき厚が大き過ぎたことおよび地盤がよくなかつたことに起因すると思われる。

測定項目は砂試料に対しては表面および内部沈下量、乾燥密度、貫入抵抗、また碎石試料に対しては表面沈下量、支持力係数を対象とした。

沈下量測定、乾燥密度測定（コアカツタ法）、貫入抵抗測定（Proctor needle）については前節を



その1. 試料の含水比変更とフルイ分け作業

でに説明  
したので  
ここでは  
省略する。  
支持力係  
数の測定  
は JIS A  
1215 に  
規定する  
いわゆる  
平板載荷  
試験方法  
に従つて  
実施した。  
実験状況  
を写真一  
IV・4 に  
示す。

#### ii) 実験 結果

砂試料  
については  
初めに  
まき厚を  
40 mm と  
して含水  
比を3種  
に変えて  
転圧して  
含水比変



その2. 転圧中のコンパクタ



その3. コア・カツタの打ち込み

化による転圧性能変化を調べ、ついでまき厚を55cmとして（含水比は1種）、深さによる締固め度の変化を調べた。主なる実験結果は次のようである。

図-IV.52は平均含水比15.5% (14.2~16.8%)、まき厚4.0mのときの転圧回数-乾燥密度曲線である。この曲線の傾向はすでに述べた各種ローラの転圧回数-乾燥密度曲線に類似している。しかし乾燥密度は10回転圧後、転圧面において1.77



その4 Proctor needleによる貫入試験



その5 平板載荷試験

写真-IV.4 実験状況

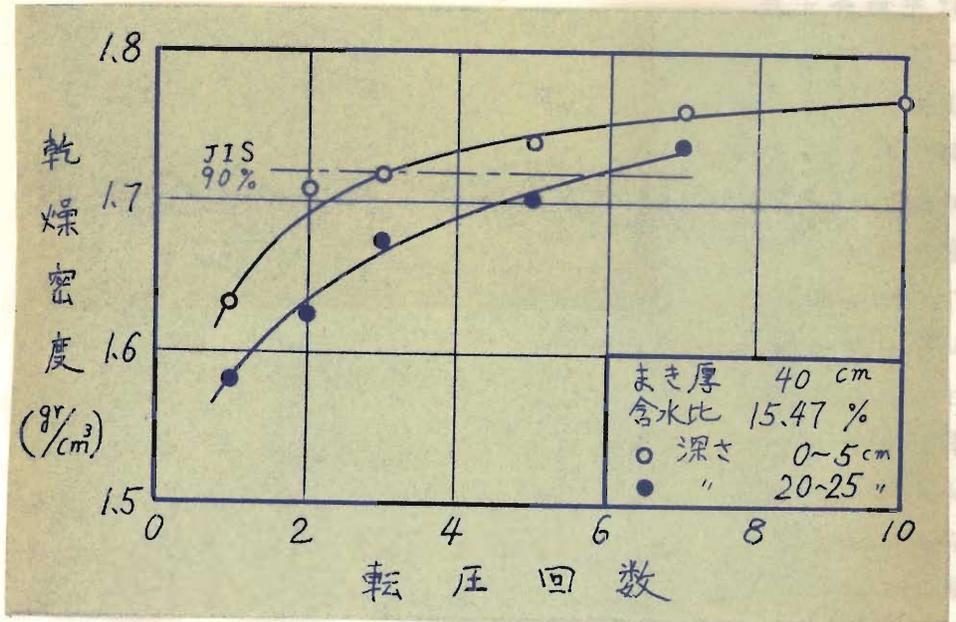


図-IV・52 転圧回数-乾燥密度曲線

$\text{gr/cm}^3$  で JIS の  
 最大乾燥密度 1.91  
 $\text{gr/cm}^3$  の 92.7% に  
 過ぎないから、転  
 圧性能は十分でな  
 いと考えられる。  
 含水比を変更して  
 同様の実験を行つ  
 て含水比—乾燥密  
 度曲線を求めた結  
 果は図-IV.53のよ  
 うである。図には  
 転圧面下 0~5cm 間  
 の乾燥密度のみを  
 示した。図-IV.53  
 の曲線の傾向は図  
 -IV.1あるいは  
 IV.2などとほと  
 んど同様である。  
 図-IV.53にお  
 いて転圧不能と記  
 した部分すなわち

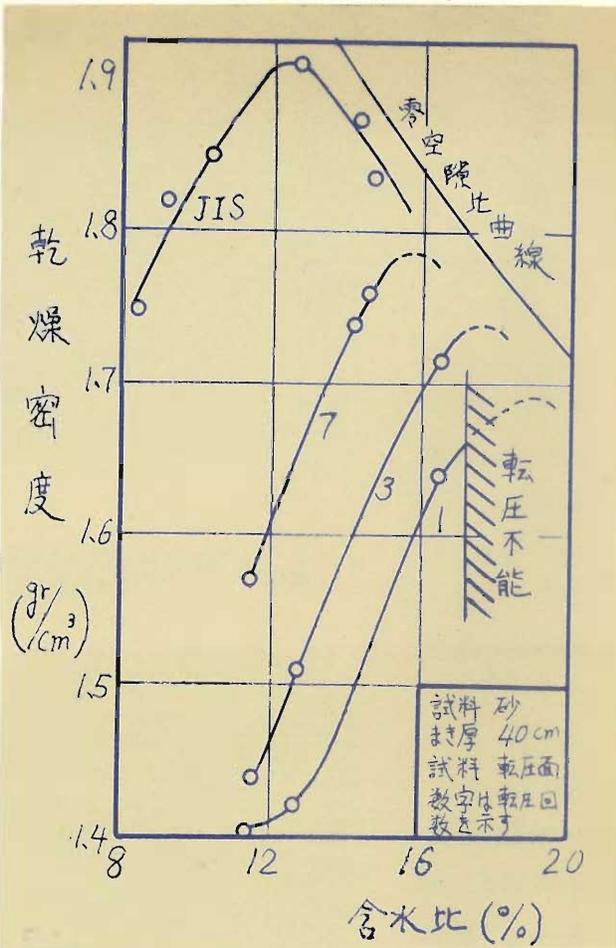


図-IV.53 含水比—乾燥密度曲線

含水比約 17% 以上では盛土の強度低下のためにコンパクタ  
 の通過が不可能であつた。一般に含水比が高い場合には過転  
 圧現象 (IV.4.4に述べる) を起しやすいが、この場合は過  
 転圧が起つたものと思われる。その状況を写真-IV.5に示  
 す。

まき厚 55cm、含水比 11.37% の場合の転圧回数—乾燥密  
 度曲線は図-IV.54に示す通りである。図-IV.54の曲  
 線の傾向は図-IV.52のそれに類似しているが、乾燥密度

は非常に小さくなつて  
いる。これはまき厚が  
増加したことによるも  
のである。またこの場  
合の転圧回数-貫入抵  
抗曲線は図-IV.55の  
ようである。

貫入試験に  
用いた

Proctor  
needle

の断面積は  
 $0.3 \text{ in}^2$  であ  
る。貫入抵抗は転圧  
回数とともに増加し、  
深さの増加とともに  
減少す

るが、その傾向は図-IV.5.4の乾燥密度の変化の傾向とは若干異なつてゐる。この場合には締固め度の判定に貫入抵抗を採用することは適当でないといえるであろう。一般に

Proctor needle の貫入試験による締固め度の判定は実験



その1 コンパクタが前進し得ないで次第に沈下する状況



その2 コンパクタを後退せしめるところ

写真-IV.5 過転圧現象

誤差を伴ないやすいので補助的手段としてのみ用いるべきであると思う。3.3.で述べた貫入抵抗測定はきわめてよい結果を得たがそれはむしろ例外的である。図-IV・54の結果から転圧面からの深さの増加による乾燥密度の変化を図示すれば図-IV・56のようになる。

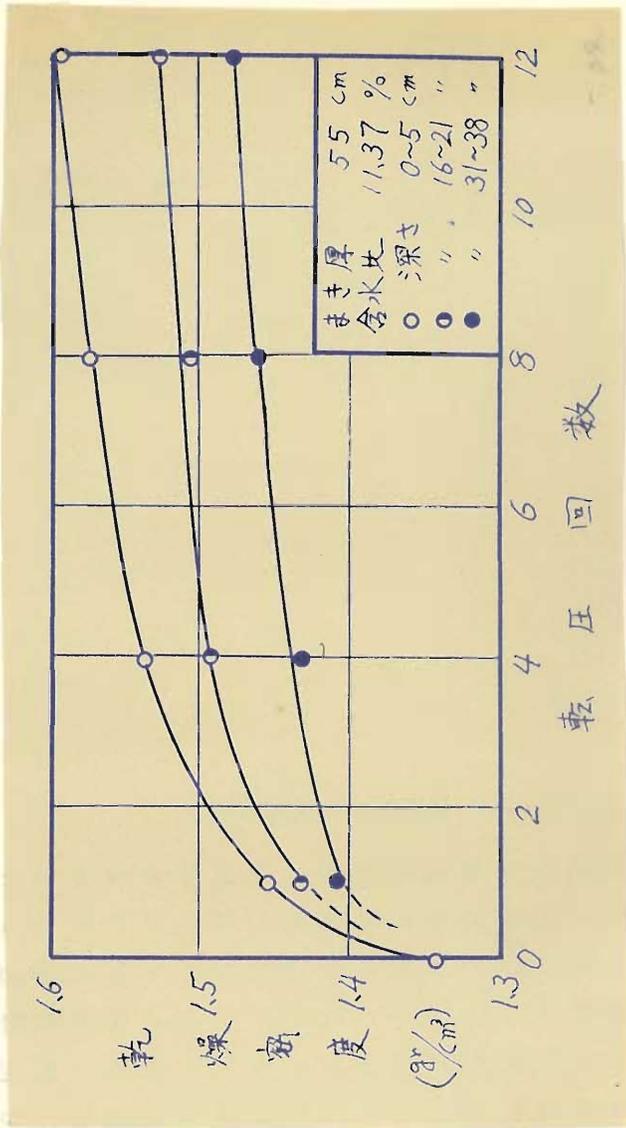
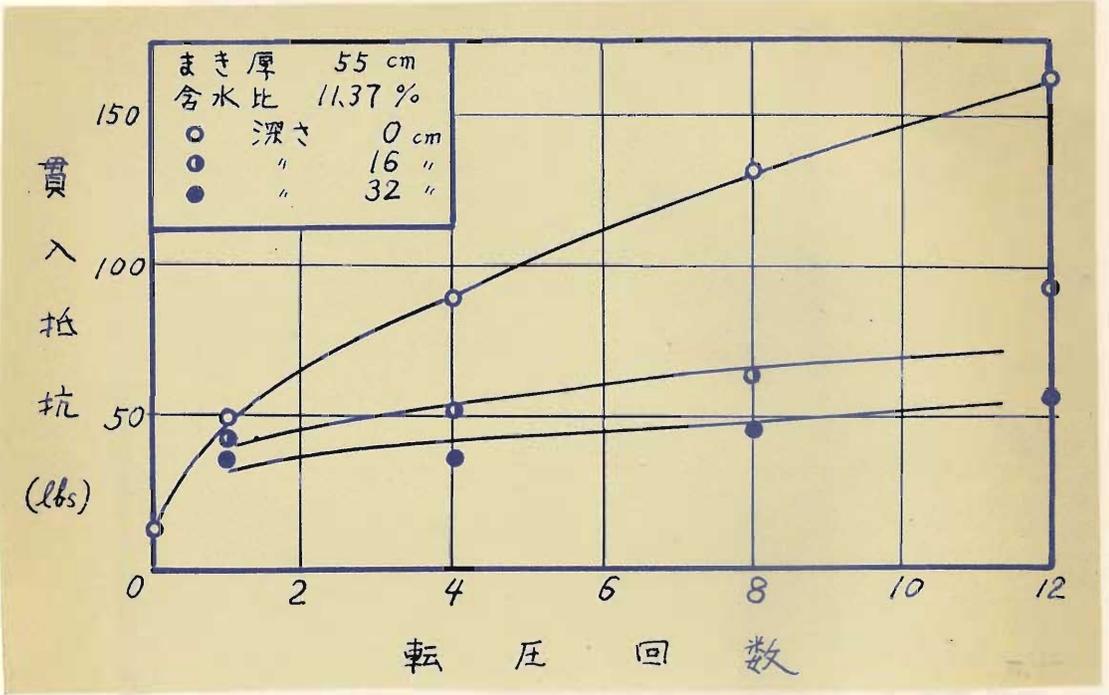


図-IV・54 転圧回数→乾燥密度曲線

図-IV・56では乾燥密度の測定深さは試料の中心部を厳密に記してある。これによれば転圧回数の増加とともに盛土内部が次第に締固められる状況がうかがえる。なお砂の沈下量の測定結果は省略する。



図一四・五五 貫入抵抗—乾燥密度—転圧回数曲線

碎石試料は自然乾燥状態でまき厚を40cmとして転圧したが、表面沈下量の測定結果は図一四・五七にみるようである。図によれば沈下量は転圧回数増加とともに増加し、5回転圧でもなお沈下量は増加の傾向にある。碎石試料では締固め度判定のために乾燥密度あるいは貫入抵抗の測定が行えないので、直径30cmの円板による平板載荷試験を行つた。荷重は写真一四・四、その五にみるよう2台のトロの間にレールを架け、その上に重錘としてインゴットを載せてこの中央部にジャッキを当てがって押し下げるようにして載荷した。荷重と沈下量との関係から沈下量1.25mmにおける支持力係数 $K_{30}$ を計算して図一四・五八のような結果を得た。この結果は図一四・五七の沈下量変化に対応して支持力係数が変化することを

示している。転圧回数5回において  $K_{30}$  が  $7.0 \text{ kg/cm}^3$  であるから締り度としては十分ではないが、これは路床土がよくなかつたことに基因するものと思われる。

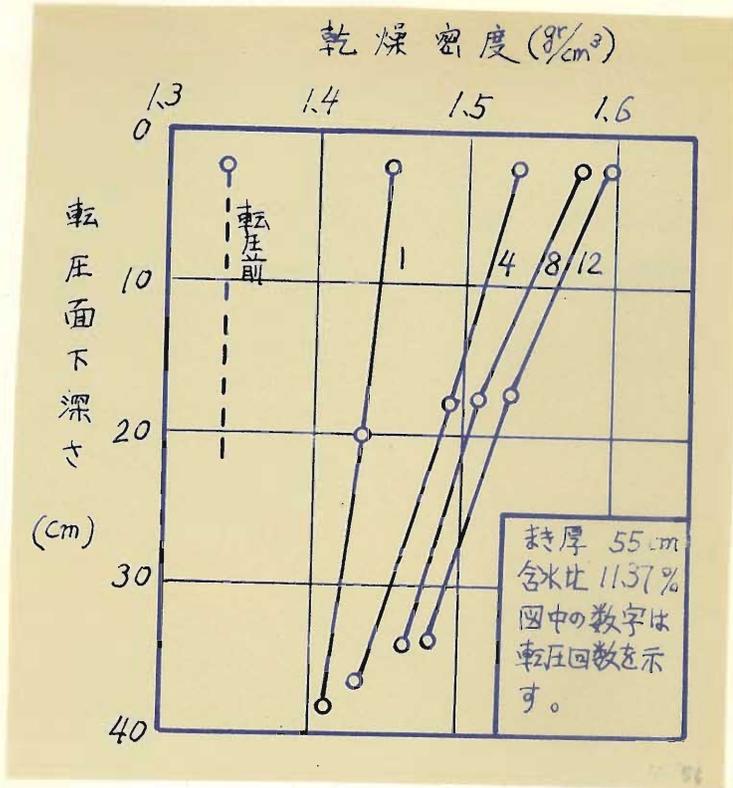


図-IV.56 転圧面下深さ-乾燥密度曲線

### 3.5. 結 び

本章では振動締固め機械による転圧の資料を充実させ、その性態を知るために実施した振動式平滑胴ローラ、振動式タイヤ・ローラ、振動式ソイル・コンパクタの転圧実験、ならびにそれらと比較のために実施した平滑胴ローラ、タイヤ・ローラ、タンピング・ローラの転圧実験について述べた。その結果振動締固め機械は無振動締固め機械よりも転圧性能においてすぐれていること、また振動締固め機械の締固め特性は前章までに述べた室内実験における小型ローラの締固め特性に類似していることが明らかになった。

圖-IV.57 轉壓  
回數—表面沈下量曲  
線

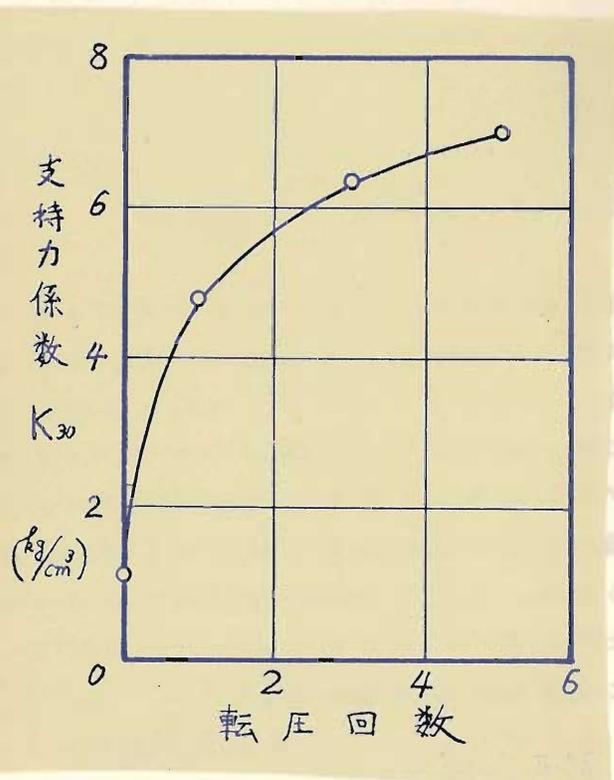
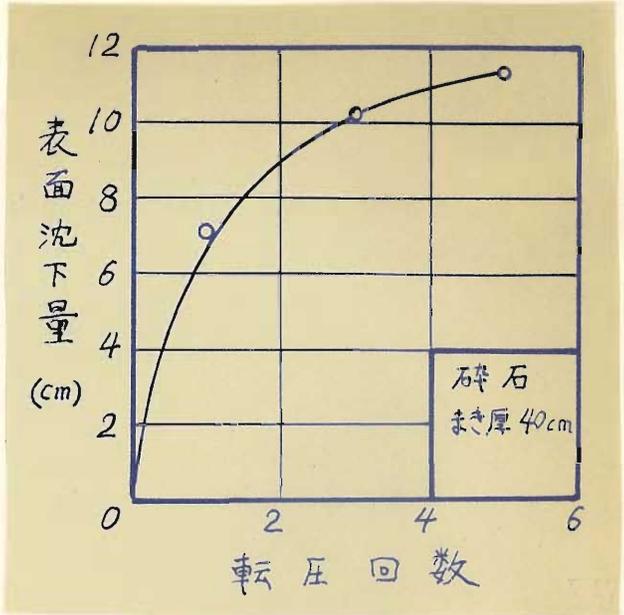


圖-IV.58 轉壓回數  
—支持力係數曲線

## 第4章 施工計画および管理

### 4.1. 概 説

本章では実際の施工における計画ならびに管理方法について述べる。計画ならびに管理は工事種類、目的に応じて機械、人、設備、機構をもつとも効果的に發揮できるようにすべきであるが、これらの全般にわたって合理的運営方式を樹立することは極めて困難であり、また本論文の意図するところでもない。ここでは狭義における施工計画および管理法すなわち技術的立場からみた締固めの目標、施工方針、効果判定ならびに経済性などについて述べようと思う。

### 4.2. 締固めの効果およびその判定法

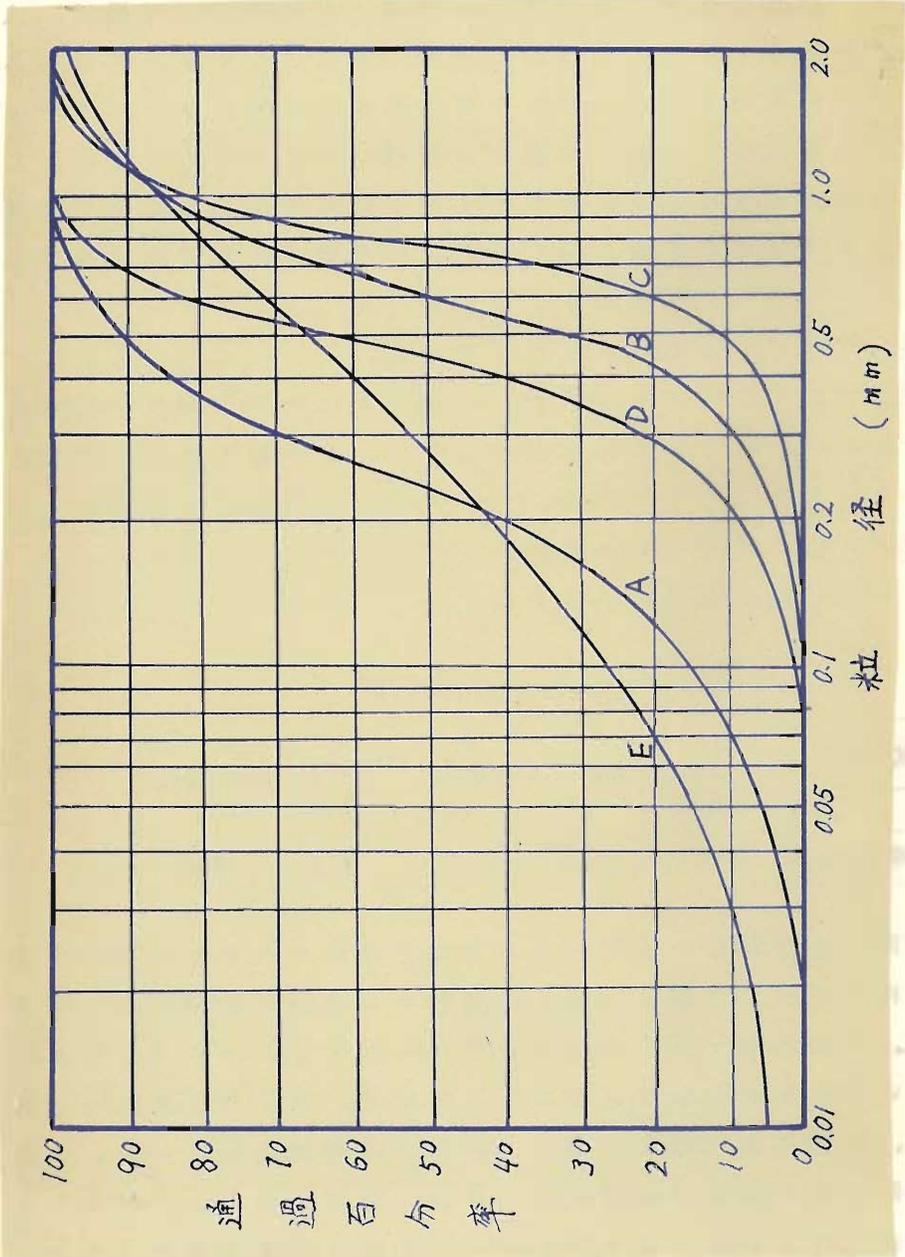
施工計画に当つてまず考えるべきことは最終締固め目標の決定であるが、そのためには締固めによる土の強度変化の実態を知る必要がある。それゆえ、初めに著者の実施した締固めによる強度変化に関する基礎実験について述べることにする。

#### i) 締固めによる土の強度変化

表一IV.8 試料の物理的性質

試料	A 褐色砂質土	B 丸味のある砂	C 長尾珪砂	D 淡路砂	E 配合のよい砂
比 重	2.59	2.64	2.63	2.60	2.59
均等係数	3.84	2.21	1.63	2.30	2.00

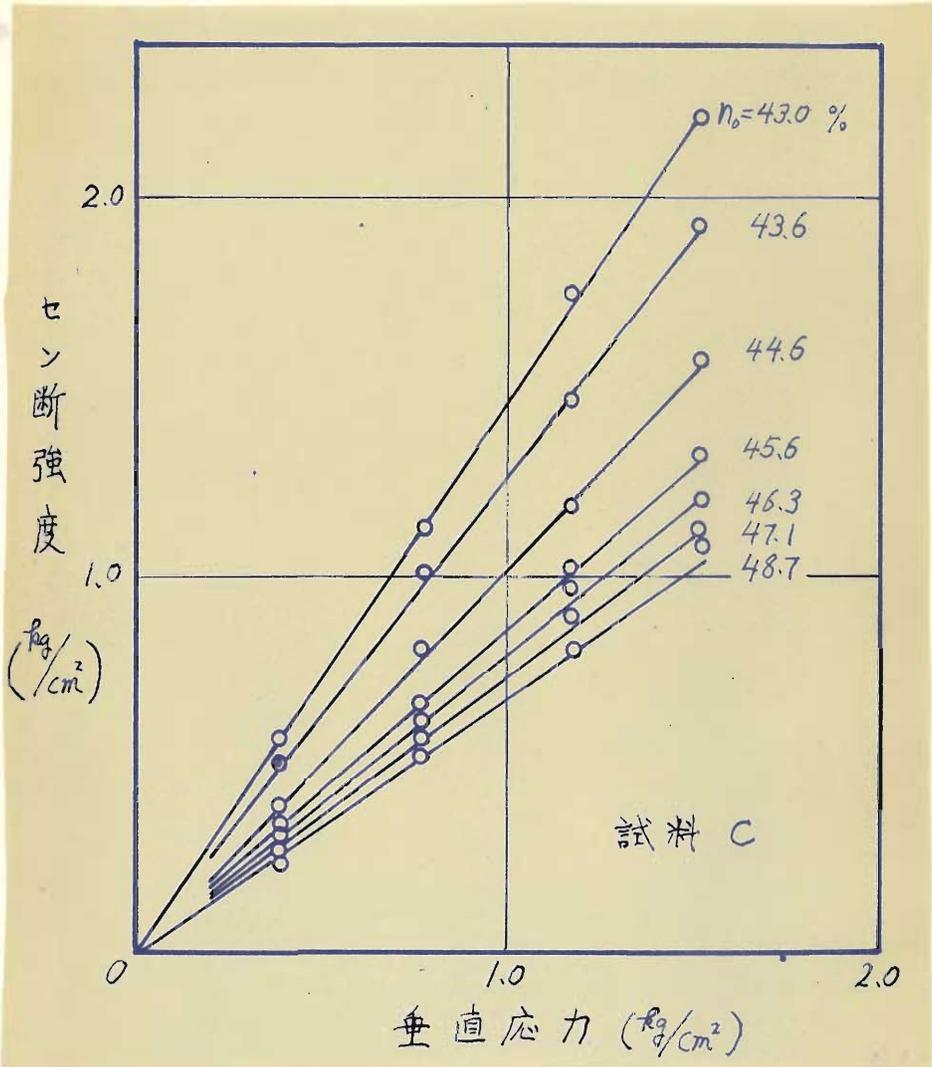
締固め度変化による土のせん断強度変化をみるために、数種の試料について一面直接せん断試験および三軸圧縮試験を実施した。試料は図一IV.59および表一IV.8に示すようなもので、いずれも砂である。このうち試料A、B、Dは直接せん断試験、試料Eは三軸圧縮試験、試料Cは両試験を行つた。直接せん断試験の試料寸法は直径10mm、厚さ2mmで、レバーによつて垂直荷重を作用させ、水平せん断荷重は変位速度が2mm/minとなるようなヒズミ制御方式を採つた。三軸圧縮試験の試料寸



図一四・五 試料の粒径加積曲線

法は直径6mm、高さ15mmで、垂直変位速度が3mm/minとなるようなヒズミ制御方式で載荷した。

直接せん断試験の主なる結果は次のようである。試料C、D



図一四・60 垂直応力—せん断強度曲線  
(試料C、自然乾燥状態)

を自然乾燥状態（含水比 0.20 %）で締固めて初期間隙率  $n_0$ 。  
 （これは垂直荷重を載せてセン断する直前の間隙率で、垂直変位および最終間隙率から逆算して求める）を変え、垂直荷重を変えてセン断すればそれぞれ図 - IV . 60 , IV . 61 のような垂直応力・セン断強度曲線が得られる。両図において垂直応力とセン断強度はほぼ直線的關係にあつて、しかも原点を通るようである。従つてこの場合、試料の粘着力はなく、内部摩擦角は直線のこう配を読みとることによつて求められる。

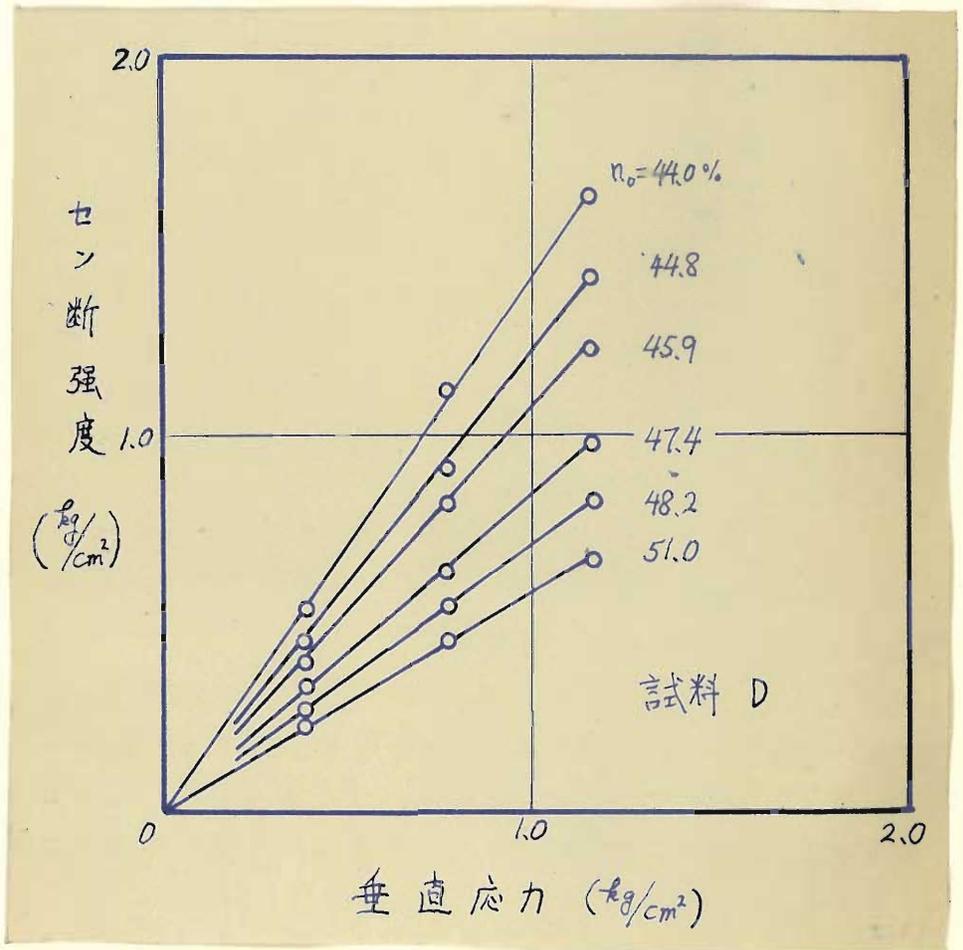
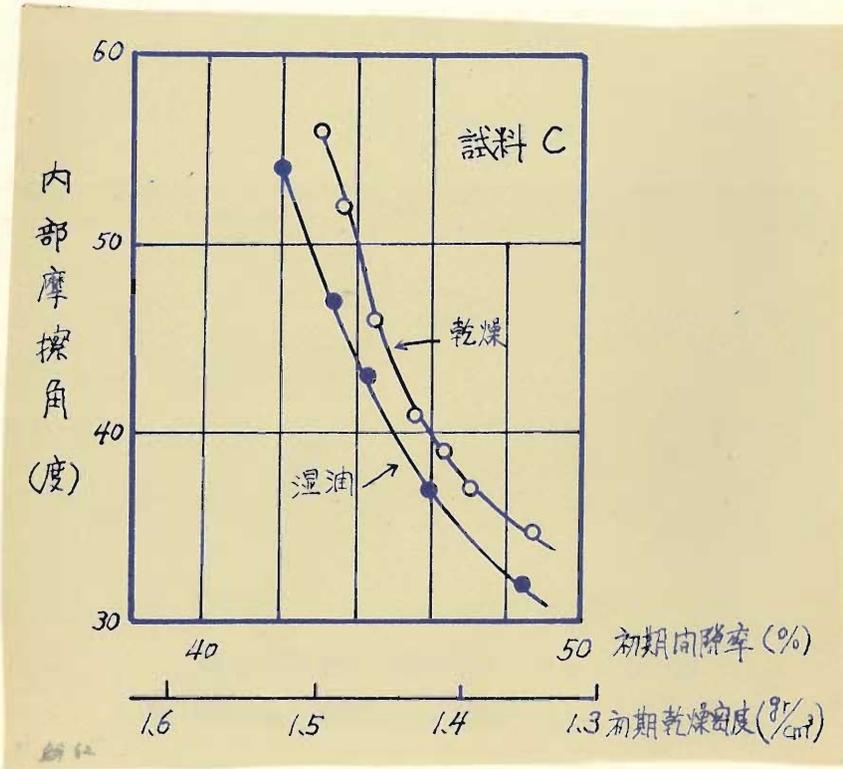


図 - IV . 61 垂直応力 - セン断強度曲線  
 (試料 D、自然乾燥状態)

図一Ⅳ・60, Ⅳ・61から初期間隙率あるいは初期乾燥密度と内部摩擦角との関係を求めればそれぞれ図一Ⅳ・62, Ⅳ・63のようになる。



図一Ⅳ・62 初期間隙率—内部摩擦角曲線

(試料C、自然乾燥および湿潤状態)

両図には各試料の湿潤状態(含水比15~17%)における試験結果をも記して、自然乾燥状態との比較をした。なお横軸の乾燥密度( $\gamma_d$ )は間隙率( $n$ )から次式によつて算出したものである。

$$\gamma_d = G \gamma_w (100 - n) / 100 \dots\dots\dots (Ⅳ・6)$$

ただしGは試料の比重、 $\gamma_w$ は水の単位体積重量である。

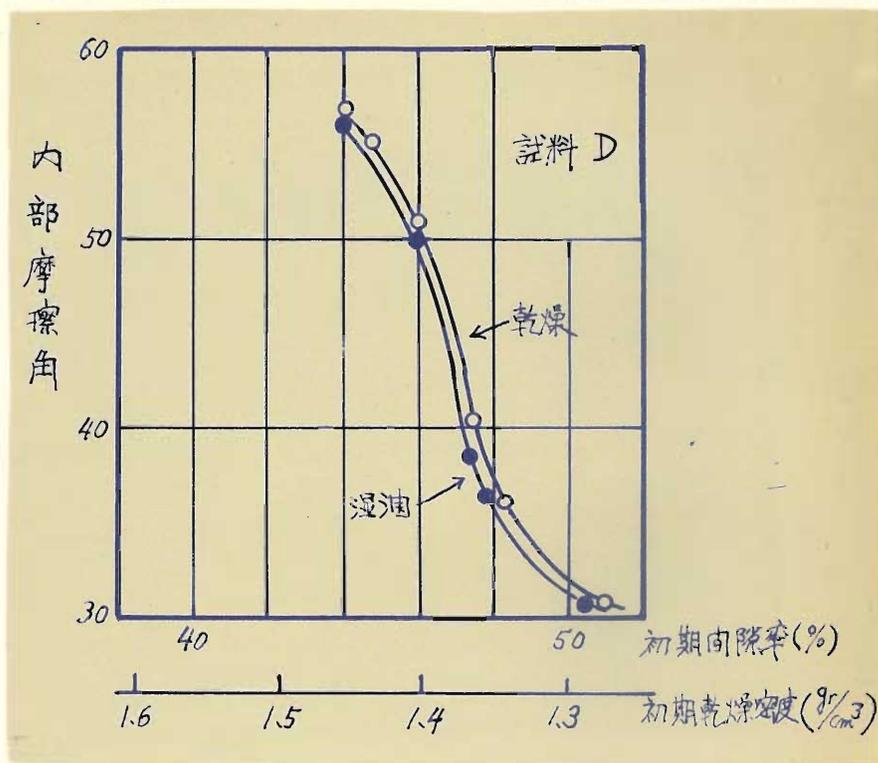
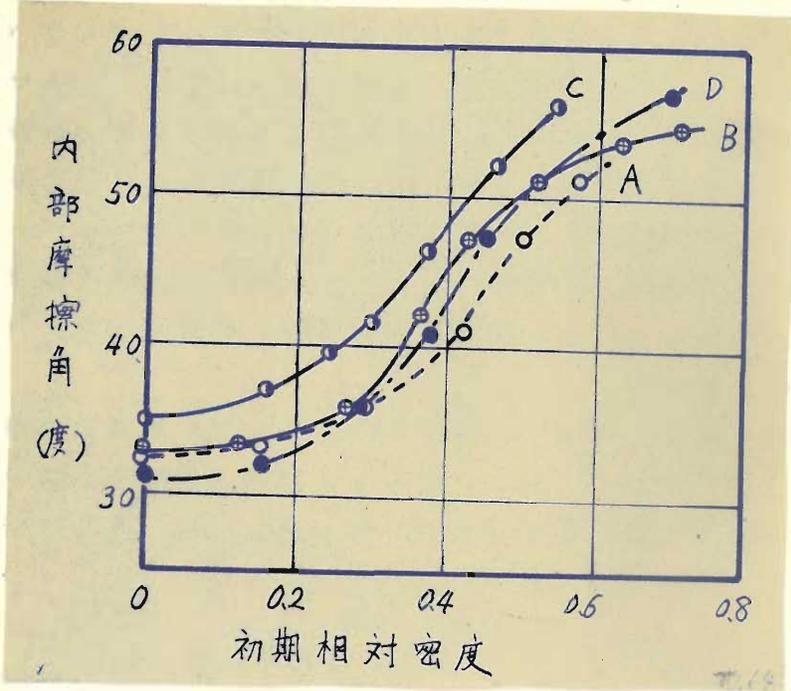


図-IV・63 初期間隙率-内部摩擦角曲線  
(試料D、自然乾燥および湿潤状態)

図-IV・62, IV・63によれば自然乾燥状態の試料の内部摩擦角は初期間隙率の僅かの変化によつて急激に変化し、試料Cでは $n_0=43\%$ 、試料Dでは $n_0=45\%$ において内部摩擦角は $55^\circ$ にも達するようである。この測定値はやや大きすぎる値を示しているようであるが、直接セン断試験では試料の垂直変位(この場合は膨張)が妨げられるのでこのような大きい値が得られたものと思われる。湿潤時の内部摩擦角は自然乾燥時に比べて図-IV・62では $3^\circ\sim5^\circ$ 、図-IV・63では $1^\circ\sim2^\circ$ 小さいようである。初期間隙率が一定であつても、試料の粒度



図一IV・64 初期相対密度—内部摩擦角曲線  
(試料A、B、C、D、自然乾燥状態)

組成によつて内部摩擦角が異なることは容易に想像される。従つて間隙率のかわりに相対密度を用いて整理したのが図一IV・64である。ここで相対密度は次式によつて、定義される量である。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \dots\dots\dots (IV \cdot 7)$$

ここに  $D_r$  : 相対密度

$e_{max}$  : もつともゆるい状態における間隙比

$e_{min}$  : もつとも密な状態における間隙比

$e$  : 考察時における間隙比

で、 $e_{min}$ としてはJISの突固め試験における最小間隙比を、また $e_{max}$ としてはできるだけゆるく容器中に試料を入れた状態の間隙比を採用した。図-IV・64によれば、試料によつてなお若干の差異はあるが、初期相対密度が小さい範囲 ( $D_r < 0.2$ ) ではその変化による内部摩擦角の変化は小であるが、初期相対密度がやや大きい範囲 ( $0.2 < D_r < 0.5$ ) では内部摩擦角の変化は大となり、さらに初期相対密度が大きくなれば内部摩擦変化は小となる。

試料Eの三軸試験による初期間隙率-内部摩擦角曲線は図-IV・65に示すようである。図によれば初期間隙率の減少によつて内部摩擦は増加しているが、その増加率は直接せん断試験にお

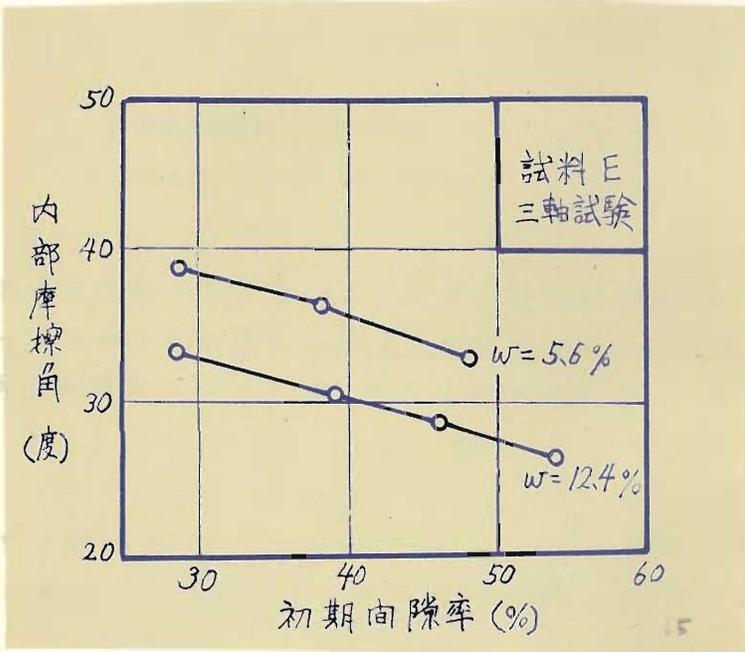
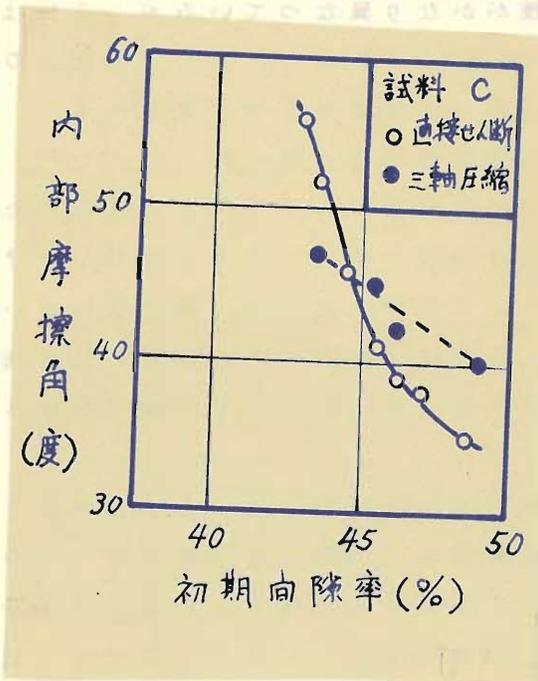


図-IV・65 初期間隙率-内部摩擦角曲線 (試料E)

けるほど急激ではない。その理由は前記のように間隙率が限界間隙率よりも小さいときはせん断に際して試料は膨張しなければならないが、間隙率が小さくなるにつれて直接せん断試験では膨張を妨げる力が急激に大きくなるものと思われる。

試料Cに関する直接せん断試験および三軸圧縮試験によつて初期間隙率—内部摩擦角曲線を図—IV・66のようになる。図中の直接せん断試験結果は既に図—IV・62に示したものである。



図—IV・66 初期間隙率—内部摩擦角曲線  
(試料C、自然乾燥状態、直接せん断および三軸試験)

図—IV・66によれば、三軸試験結果は図—IV・65の場合と同様に間隙率変化に対する内部摩擦角変化は直接せん断試験結果にくらべて小さいことが知られる。

以上の実験結果から、直接せん断試験あるいは三軸圧縮試験

のいずれによつても土の締固めによつてそのせん断強度は著しく改善されることが明らかとなつた。試験方法によつてせん断強度の増加率は異なつてゐるが、ここでは三軸試験の結果を採用することにすれば、試料 B については間隙率が 5% 減少すれば内部摩擦角は 1.5° 増加し、試料 O については間隙率が 5% 減少すれば内部摩擦は 6° 増加することになる。間隙率の 5% の変化は乾燥密度では約 0.13% の変化に相当する。従つて乾燥密度の僅かの変化によつてせん断強度はかなり変化することが知られる。なお上記において試料 O と B との特性がかなり異なつてゐるが、それは試料 O は均一な (uniformly graded) 砂で、試料 B は配合のよい (well graded) 砂であることによるものと思われる。

#### ii) 現場における締固め効果の判定法

現場転圧によつて設計通りの締固め度が得られたかどうかを知るためには転圧後適確な試験を行つて判断しなければならない。しかし現在のところでは信頼性、簡易性において絶対ともいふべきすぐれた試験法は存在せず、各種の試験法を適宜に組合せて実施して、その結果を総合して判断しなければならないようである。

現在よく行われる試験法は表-IV・9に示すように非常に種類が多く、現在なお新しい試験法が考案されつつある。表-IV・9にみるように各試験法は種々の長所、短所をもつてゐるから、工事種類、現場状況などに応じて試験法を取捨選択しなければならない。例えば道路の路盤、基層の転圧では、アスファルト表層を計画するときは O・B・R 試験、コンクリート表層のときは平板載荷試験を行うことが表層の設計のために必要である。

密度測定は砂利、碎石などの転圧の場合においては実施できないが、一般には比較的簡便であると同時に信頼性が高いから是非行わなければならない。その結果の表示法として普通は乾

表-IV. 9 締固め効果の試験法

試験種別	試験法および整理法概要	結果の表示	特徴
沈下量測定	<p>転圧機械の通過による盛土表面および内部の沈下量を測る。内部沈下の測定にはあらかじめ目印となるべきセルロイド板などを埋設しておく。</p> <p>沈下量から土層の圧縮度を計算し得る。</p>	<p>表面沈下量</p> <p>内部沈下量</p> <p>層厚圧縮度</p>	<p>締固め度の目安となるが初期状態、流動の影響があるから全幅の信頼は置けない。試験法は簡単で誤差は少ない。</p>
密度測定	<p>盛土の適宜の点から試料を採取してその重量、体積、含水比を計量して乾燥密度、空気間隙比あるいは飽和度を計算する。体積測定には次の方法がある。</p> <p>a、コア・カツター法</p> <p>b、砂置換法</p> <p>c、体積計法</p> <p>d、ゴム袋法</p>	<p>含水比</p> <p>乾燥密度</p> <p>空気間隙比</p> <p>飽和度</p>	<p>締固め度の判定法としてもつとも信頼性がある。試験法は比較的簡単である。測定誤差は若干入るが2~3ヶの測定を行うことと熟練とによつて許容範囲内におさえられる。</p>
貫入試験	<p>静的貫入試験としては支持力比試験 (C. B. R.) のほか各種のコーン・ペネトロメータによる試験がある。いずれも試験位置から所定量だけ貫入させて貫入抵抗を求め、C. B. R. の整理法は JIS A 1211 に規定されている。</p> <p>動的貫入試験は貫入棒に一定重錘を一定高さから落下して一定貫入に要する打撃回数または2回当りの貫入量 (貫入指数 <math>cm</math>) を求める。</p>	<p>C. B. R.</p> <p>貫入抵抗</p> <p>打撃数</p> <p>貫入指数</p>	<p>Procter Needle, ペネトロメータは方法が簡単であるが信頼性が低い。C. B. R. はすぐれた試験法であるが装置および荷重設備費が大である。動的貫入は試験法が簡単であるが信頼性がやや低い。</p>
平板載荷試験	<p>静的載荷試験は JIS A 1215 に規定されているように円形板 (直径は 30 <math>cm</math>、40 <math>cm</math>、75 <math>cm</math> など) に所定方法で、載荷して荷重-沈下量曲線を求めて一定沈下量 (一般に 1.25 <math>cm</math>) における荷重強度を沈下量で割つて支持力係数とする。</p> <p>動的載荷試験は円形板 (直径 30 <math>cm</math>) に一定重錘を一定高さから落下して円板の振動を自記するもので、その第1振幅を衝撃支持力指数あるいは I 値とする。</p>	<p>支持力係数 (K 75)</p> <p>衝撃支持力指数 (I 値)</p>	<p>静的試験は砂利などの試験に使えるのもつともよい試験法であるが荷重設備が簡単でなく、試験時間が長いのが欠点である。</p> <p>動的試験は静的試験の欠点はないが信頼性が低い。</p>

現地セン断試験	ソイル・トラスと呼ばれる直接セン断試験機によつて行なう。セン断箱上に人力によつて、垂直荷重およびセン断荷重を加える。	内部摩擦角 粘着力	原理はすぐれているが方法について若干改良の余地があるようである。
重錘落下試験	球状重錘を一定高さから落下させて測定面のくぼみの大きさから支持力を求める。くぼみの直径とO. B. R. の関係が図表で与えられている。 <sup>12)</sup>	衝撃面直径 (O. B. R.)	方法はおつとも簡単であるから将来ますます利用されるものと思う。O. B. R. との関連性についてさらに研究が必要である。
物理探査	地質、地下水調査に用いる電気抵抗式地下探査法あるいは弾性波式地下探査法などによつて締固め土の電気比抵抗、弾性波伝播速度などを求め、締固め前後あるいは土層間のこれらの差異を調べる。	電気比抵抗 弾性波伝播速度	局部的性質の判定よりも広い地域の平均的性質の判定に適する。解析には熟練を必要とする。
その他定置振動機による共振振動数の測定、あるいは土層が深い場合には土質調査に用いられる標準貫入試験、スウェーデン式サウンディング・ロッド法などを応用することができよう。			

乾燥密度を用いるが、最近では空気間隙比あるいは飽和度を採用する気運も強くなつてきた。<sup>13)</sup> それは乾燥密度の絶対値で比較することは土質の種類が変れば無意味となるからであろう。締固めた土の乾燥密度、含水比およびJISの突固め曲線を併記すれば締固め度の判定には支障はないものと考えられる。

沈下量測定、貫入試験は簡易性のためによく行われるが、沈下量は初期状態の差異、フローなどの影響が無視できず、また貫入抵抗は含水比によつて変るからその結果は過信しないようにしなければならない。密度測定の補助手段として行うのが望ましい。

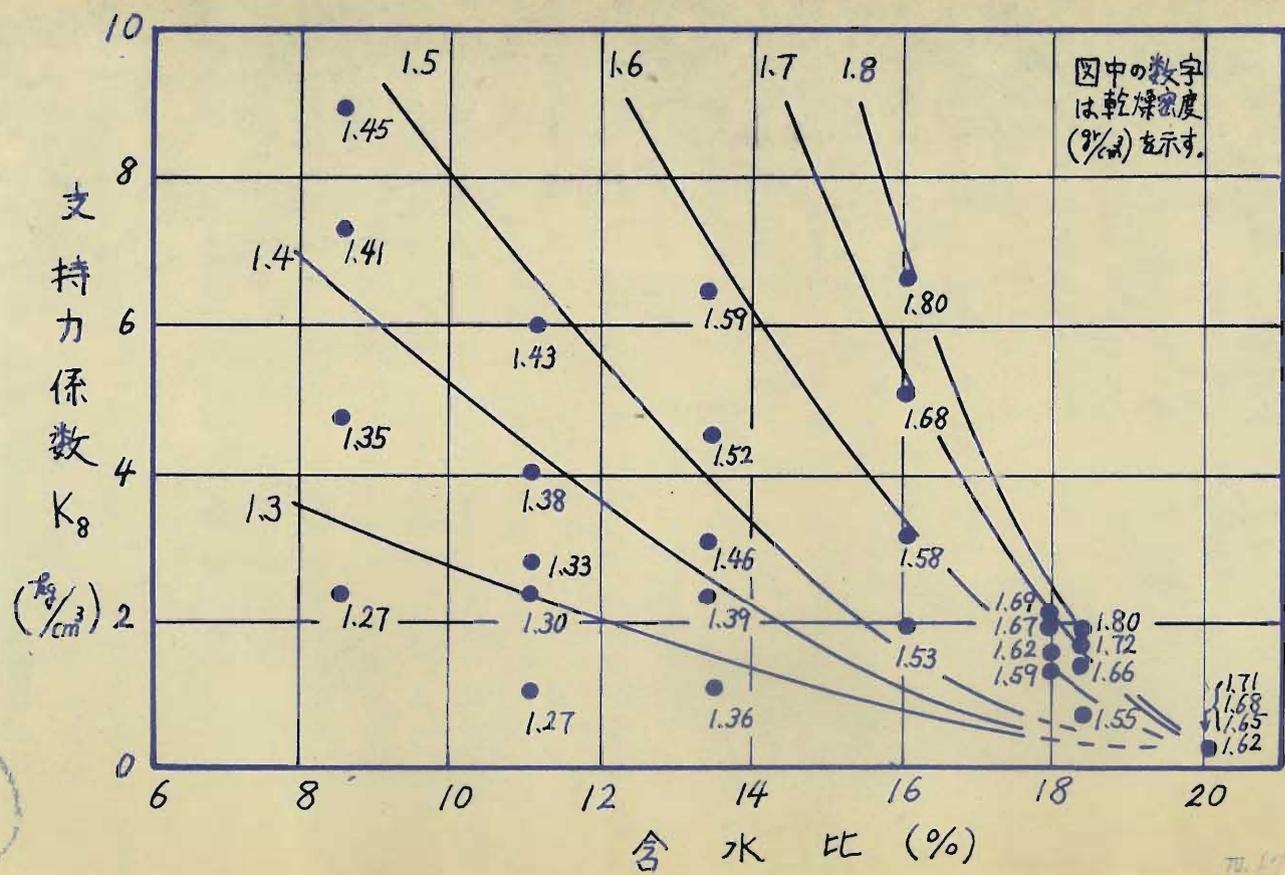
重錘落下試験も極めて簡便であるから将来広く採用されるであろうが、試験法自体が新しいためO. B. R. との関連性についてなお不十分であるように思われる。

他の試験法は器具が高価であること、その使用法に経験を必要とすることなど難点があるから特別の場合以外には行わないようである。

### iii) 転圧後の含水比変化による強度の変化

転圧後長期間を経過すれば土の状態従つて強度も変化するがそれは主として含水比変化によるものである。従つてそれは土構造物の排水条件に関係することはいうまでもない。Road Research Laboratory の研究によれば粘着性の土が吸水すれば膨張してその乾燥密度は低下し、乾燥すれば収縮して乾燥密度は増加することが明らかにされている。<sup>14)</sup> 粘着性の少ない土については水の影響は比較的少ないものと思われるが若干は考慮しなければならないであろう。従つて含水比と乾燥密度の変化による強度変化についても知らなければならない。著者は図一 I.7 に示した試料を用いて次のような実験を行った。すなわち  $50 \times 50 \times 50$  mm の木製の箱内に試料を約 10 層に入れて締固めて、50 mm 厚としその表面中央部に直径 8 mm の円形載荷板による平板載荷試験を行った。試料の含水比および締固め度を変えて支持力係数  $K_8$  を求めた結果は図一 IV.67 に示すようである。図一 IV.67 の測定点の横に記した数字はその試料の乾燥密度であつて、図中の曲線は測定点を参考にして描いた一定乾燥密度に対する含水比—支持力係数曲線を表わしている。これによれば、一定乾燥密度においても含水比増加に伴つて支持力係数が減少する傾向が強く現われている。従つて施工直後における強度試験結果がすぐれていても、長期間経過後の強度は低下する可能性があることを念願におかなければならない。また将来の強度変化に対する判断は気象条件、排水条件などを基礎として行うべきであることは論をまたない。

なお Road Research Laboratory で行つた含水比および乾燥密度変化による O. B. R の変化に関する結果は図一 IV.67 の傾向とほとんど完全に一致している。<sup>15)</sup>



四一四

図一四、67 含水比—支持力係数曲線

## 4. 3. 必要な締固め度

土の締固めの目標は密度および強度の向上にあることはいうまでもないが、工費、工期などの面から考えてある限度で満足しなければならない。その限度は工事種類に応じて異なっている。例えば空港滑走路あるいは主要道路の下部構造は将来の繰返し荷重による有害な沈下を防止するため十分高密度であり、かつセン断破壊を起さぬよう十分な支持力を有することが必要であるから要求される締固め度はかなり高くなければならない。これに対して交通量の少ない地方道路では要求される締固め度は経済性と併せて適度に定めるべきである。

工種別にみた所要締固め度についてはわが国ではまだ確立された示様は存在しないが米国ではすでに多くの提案がなされている。

道路用盛土に対する AASHO の締固め規準は表一四・10 のようである。<sup>16)</sup> 表一四・10 より明らかなように用土の最大乾燥密度 (AASHO 突固め試験) の大きさによつて、所要締固め度 (AASHO の最大乾燥密度に対する比%) が異なっている。

表一四・10 道路用盛土の所要締固め度 (AASHO)

AASHO 突固め試験 (JIS と同一) による最大乾燥密度 ( $\gamma_m^0$ )	所要締固め度 (AASHO 最大値に対する百分率)
1.44~1.59	100
1.60~1.91	95
1.91 以上	90

また H.R.B. (Highway Research Board) の規準は表一四・11 のようである。<sup>17)</sup>

表一四・11 によれば盛土の締固め度は浸水の影響、土の分類に応じて規定されており、AASHO の規準より実際的であると考えられる。土の分類は PR 分類 (Original U.S. Public Roads Administration System) によつており、締固め度は土質によつて異なるが大体において AASHO 最大乾燥密

表一Ⅳ・11 道路用盛土(河川堤防兼用のものを含む)の  
所要締固め度(H.R.B.)

土の分類	浸水の影響のない場合			浸水の影響のある場合			摘 要
	盛土高(m)	法こう配	締固め度(AASHO%)	盛土高(m)	法こう配	締固め度(AASHO%)	
A-1	制限なし	1.5:1	95	制限なし	2:1	95	1.10~1.5 m程度の高い盛土の浸水の影響をうける部分は少なくとも100%締固めること。 2.セン断抵抗の低い土は土質力学的解析から法こう配や最低締固め度を決定すること。
A-3	"	"	100	"	"	100	
A-2-4	1.5以下	2:1	95	3以下	3:1	95	
A-2-5	"	"	"	3~1.5	"	95~100	
A-4	"	"	"	1.5以下	"	"	
A-5	"	"	"	"	"	"	
A-6	"	"	90~95	"	"	"	
A-7	"	"	"	"	"	"	

注意:最小値は3~5 m以下の盛土高あるいは浸水しない盛土または軽交通に対してのみ採用される。

度の95%以上が要求されている。

以上のほかに道路用盛土の締固めに関する各州の道路局の規  
準は数多くあるが、いずれも表一Ⅳ・10あるいはⅣ・11の  
いずれか、あるいは両者の変形とみられるもので個々の点は各  
州の道路局によつて異なっている。例えばOhio州道路局のも  
のは土質分類のかわりに土の最大乾燥密度によつて締固め度を  
変える点はAASHOの規準(表一Ⅳ・10)に類似している  
が、最大乾燥密度の区分を細分しており、さらに浸水の影響を  
考慮している点はH.R.Bの規準(表一Ⅳ・11)に類似し  
ている。(18)

道路の路床、路盤、基層は交通荷重を支持しなければなら  
ないから、締固め度よりもむしろ強度を規定する方が便利である。  
強度を表わす指標としてはO.B.R.がもつともよく用いら  
れている。例えば路盤のO.B.R.>20、基層のO.B.R.>80と

規定している。路盤および基層がこの規定に合致するためにはその材料および層厚を路床の C. B. R. から適宜に決定しなければならない。その決定方法は各種の経験曲線あるいは表を利用することによつて行われるが、試験によるのがもつとも確実である。参考までに H. R. B. によつて提案されている所用締固め度および含水比の範囲を示すと表一 IV . 12 のようである。19) 表一 IV . 12 によれば土質分類に応じて締固め度と含水比を規

表一 IV . 12 舗装の下部構造に必要な締固め度と含水比の範囲 (H. R. B.)

土の分類	舗装の種類	最小	含水比の範囲	注 意
		締固め度の範囲 (AASHO %)	(AASHO %)	
粘土分が多く容積変化が相当大きい土	アスファルト	95~100	95~100	* 施工機械の準備がないとき
	コンクリート 1 *	90~95	100~110	
	コンクリート 2 **	95	<100	
シルトと砂が多く容積変化が小さい土	アスファルト	100±3	95~100	* 施工機械の準備があるとき
	コンクリート	100±3	95~100	
良質の粗粒子土	アスファルト	100~110	95~100	
	コンクリート 1 *	100~105	95~100	
	コンクリート 2 **	100~110	95~100	

定している。含水比を規定していることは舗装の下部構造については特に強度的配慮が必要であるという事実に基づくものであろう。締固め時の含水比が締固め直後の強度に影響を与えることは既に図一 IV . 67 にも述べたが、さらに吸水後の強度低下を考えれば締固め時の含水比の選定が重要であることは明らかである。表一 IV . 12 では締固め時の含水比の最適含水比に対する百分率で規定しており、土質によつて若干異なるが最適含水比の 95 ~ 100 % 程度の含水比すなわち最適含水比もしくはそれよりもやや乾燥側で締固めることを要求している。

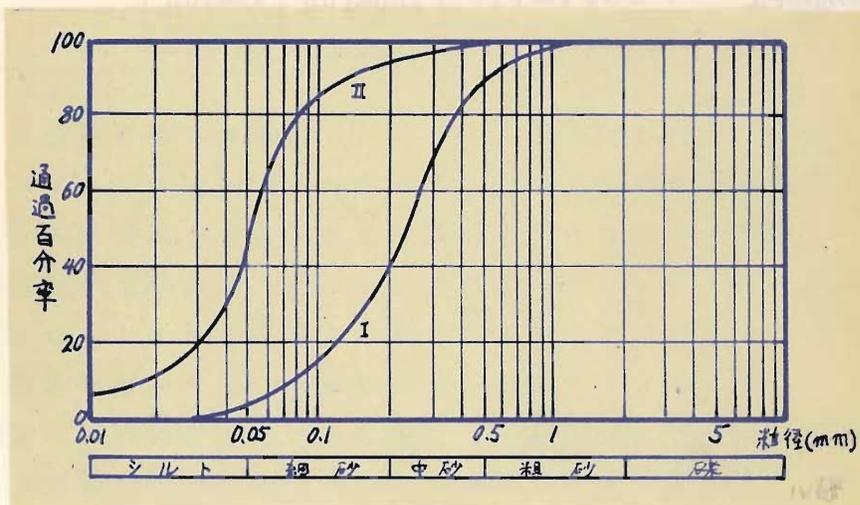
## 4.4. 過転圧について

従来、土の密度が増加すればその強度も増加し、従つて経済性、工期などが許せばできるだけ締固める方がよいと考えられたようである。前節に述べた必要締固め度の規格がそれを端的に物語っている。

すなわち締固め度の最小値のみを規定してそれ以上いくら締固めてもよいというように解釈されるのである。しかし以上の点にはなほ疑問であるといわなければならない。C.R.Foster の研究<sup>20)</sup>, W.J.Turnbull および C.R.Foster の研究<sup>21)</sup>によれば、粘着性の土 (ML-CL) は密度の小さい範囲内では密度増加とともに強度 (C.B.R.) も増加するが、密度がある値 (これは含水比によつて変化する) を越えれば密度増加によつて強度は逆に減少するようである。著者は砂質土についてもこのような性質が存在するか否かをみるため若干の室内実験を実施した。その概要を以下に述べることにする。

## i) 実験方法

試料は図一四・68および表一四・13に示すような砂 (試



図一四・68 試料の粒径加積曲線

料一Ⅰ) および砂質ローム (試料一Ⅱ) の2種である。土の密度と強度との関係を明らかにするため、含水比および密度の異なる多くの供試体が必要であるが、供試体作製には次のような2つの方法を用いた。

表一Ⅳ.13 試料の物理的性質

	液性限界	塑性限界	塑性指数	真比重	三角座標分類
試料一Ⅰ	24.8	0	24.8	2.594	砂
試料一Ⅱ	48.3	17.9	30.4	2.662	砂質ローム

その第一はⅡ.2.2.に述べたモールドを用いて試料を突固める方法で、得られた供試体をA供試体とよぶことにする。突固めランマーおよびその落高はJISと同一であるが、突固め度を変えるために突固め回数は3層のおのおのについて10, 15, 25 (JIS), 40, 80, 160回の6通りとした。

第二の方法は断面内のり寸法50mm×50mmの木箱に試料を5層にわけて入れて、各層ごとに木製のタコを落下させて全締固め層厚が約20mmになるように締固めた。

タコの落高は種々に変えて試料の密度を変更した。このような供試体をB供試体とよぶことにする。

強度試験として、A供試体についてはProctor needle (直径9.0mm)の貫入試験および鋼製ストリップの引抜き抵抗試験を行った。その測定法については既にⅡ.2.2.に述べた通りである。B供試体については平板載荷試験およびProctor needleの貫入試験を行った。平板は直径80mm, 厚さ10mmの鋼製円板を用い、三軸圧縮試験機を利用して載荷した。載荷方法はJIS A1215に準じたが、装置その他の都合で若干の変更をした。すなわち荷重段階は $0.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ごととし、K値の算定は3.0mm沈下における測定値を採用した。

乾燥密度の測定はA供試体はJIS A1210の場合と同様で、

B 供試体は砂置換法によつた。

ii) 実験結果

以上の実験の結果を整理すれば次のようである。

A 供試体の含水比と乾燥密度との関係は試料-I, II に対してそれぞれ図-IV. 69, IV. 70 に示す通りである。

図-IV. 69, IV. 70 の曲線の特性は既に IV. 2.3. で述べたように、締固め仕事量の増加とともに、最適含水比は低下し、

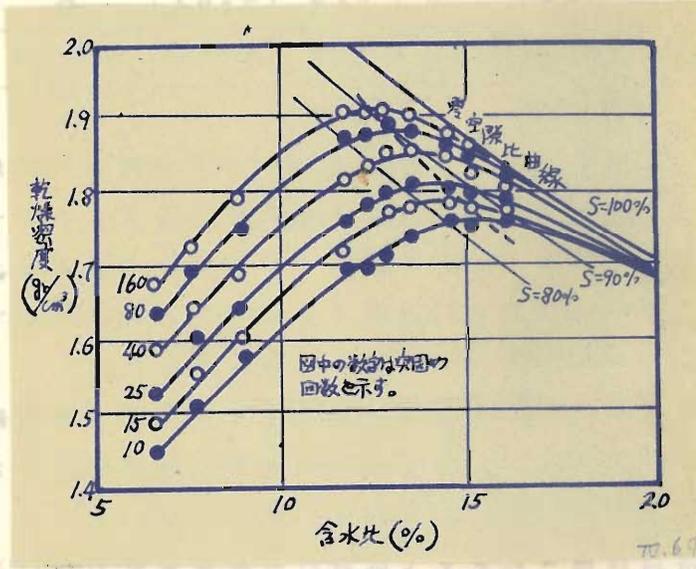


図-IV. 69 含水比-乾燥密度曲線 (試料-I)

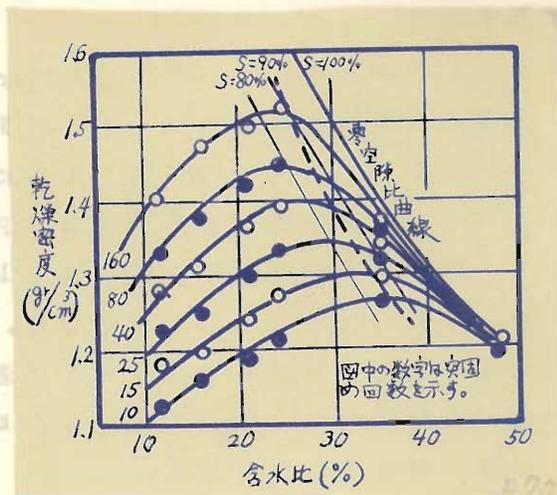


図-IV. 70 含水比-乾燥密度曲線 (試料-II)

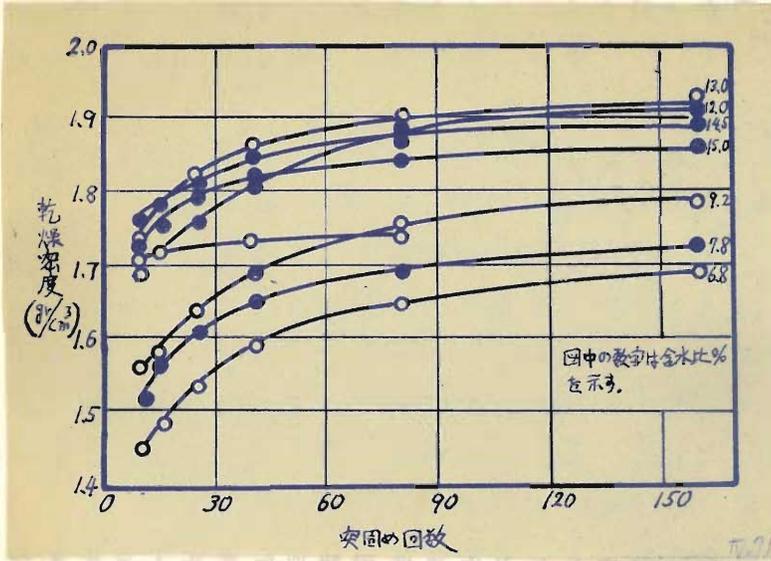


図1-IV、7.1 突固め回数1乾燥密度曲線(試料I)

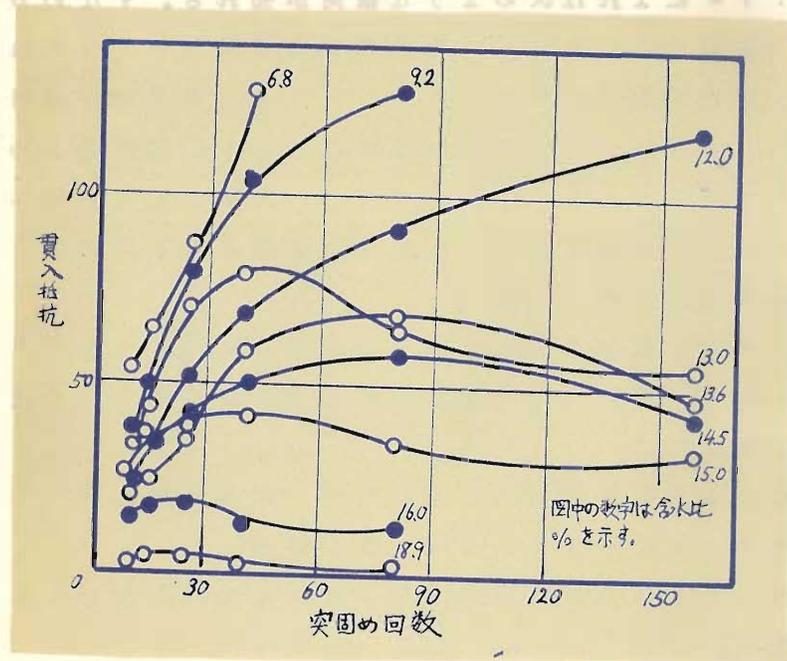


図1-IV、7.2 突固め回数1貫入抵抗曲線(試料I)

最大乾燥密度は増大することを示している。なお両図には飽和度  $s = 80, 90, 100\%$  (零空隙比) 曲線を記入して締固めの程度をみやすくした。

また図中の点線は各曲線の最大乾燥密度の点を結ぶもので最適曲線 (line of optimum) とよぶことにする。

上述のように突固め回数の増加とともに乾燥密度も増加するが、図一四・69から両者の関係を直接に図示すれば図一四・71のようになる。

図一四・71によれば実験範囲内では乾燥密度の増加は停止せず、突固め回数160回においてもなお増加の傾向がみられる。試料一IIについても同様の傾向はみられる。

突固め回数の増加とともに強度が如何に変化するかをみるため、上記の実験における Proctor needle の貫入試験結果から突固め回数—貫入抵抗曲線を描くと図一四・72のようになる。図一四・72によれば次のような傾向が知れる。すなわち含水比の低い供試体の貫入抵抗は突固め回数の増加とともに急激に増大し、突固め回数が相当大きくなつてもなお増加の傾向にある。これに対し、含水比の高い供試体の貫入抵抗は突固め回数の増加につれて初めは若干増大するが、回数が大きくなればかえつて減少する傾向があつて、含水比が高くなるほど小さい突固め回数において減少し始める。

ストリップの引抜き抵抗は1つの供試体について上下2ヶ所で測定したが、常に下方の測定値が上方の測定値よりも大きい値を示した。

以下には上方の値を示すことにして、突固め回数—引抜き抵抗曲線を示すと図一四・73のようである。

図一四・73の曲線の傾向は図一四・72のそれとほとんど同様である。

図一四・69～IV・73に示した諸結果によれば、突固め回数の増加とともに乾燥密度は増大するが、強度の一指標である

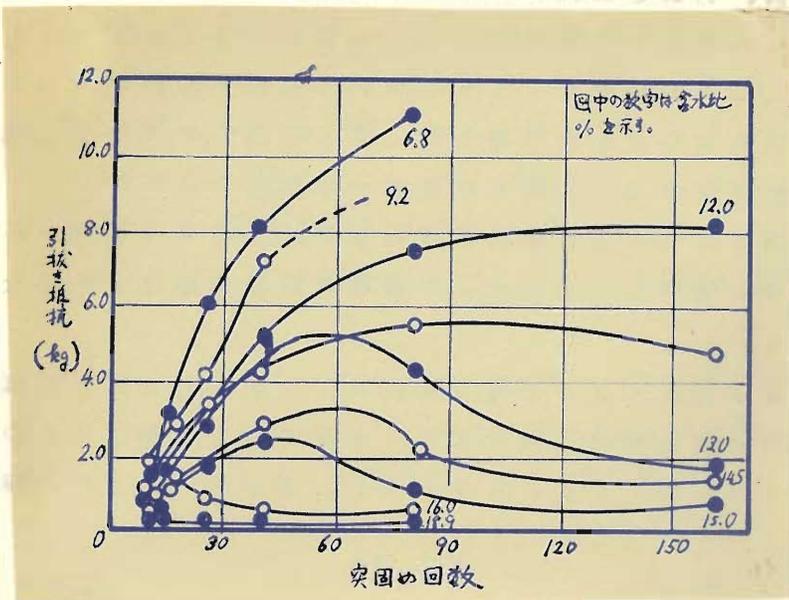


図 IV-73 突固め回数1引抜き抵抗曲線 (試料 I)

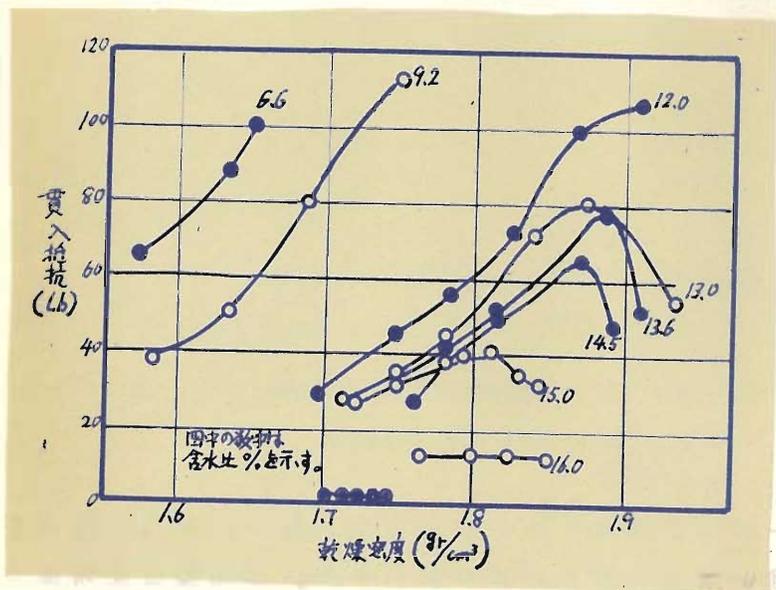
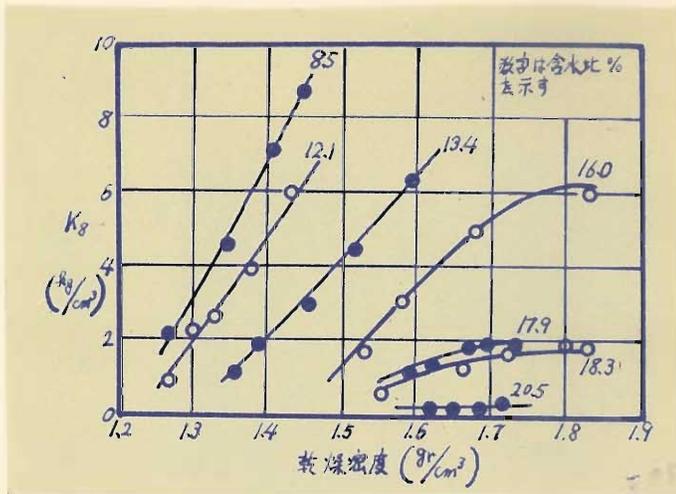


図 IV-74 乾燥密度1貫入抵抗曲線 (試料 I)

貫入抵抗、引抜き抵抗はかならずしも増大しない。ここで乾燥密度と貫入抵抗との関係を直接に比較してみると図一Ⅳ・74のようになる。図一Ⅳ・74において乾燥密度が増加しても貫入抵抗はかならずしも増加しないことは明らかである。乾燥密度と引抜き抵抗との関係もほぼ同一の傾向がみられる。

B 供試体についての貫入試験の結果は上記の A 供試体についての結果と類似しているが、平板載荷試験結果は若干異なる傾向を示した。

平板載荷試験による支持力係数  $K_8$  (使用した円板の直径が 8 cm であるから慣用に従つて  $K_8$  と記す) と乾燥密度との関係を示すと図一Ⅳ・75のようになる。図一Ⅳ・75の曲線の傾



図一Ⅳ・75 乾燥密度—支持力係数曲線

(試料—I, B 供試体)

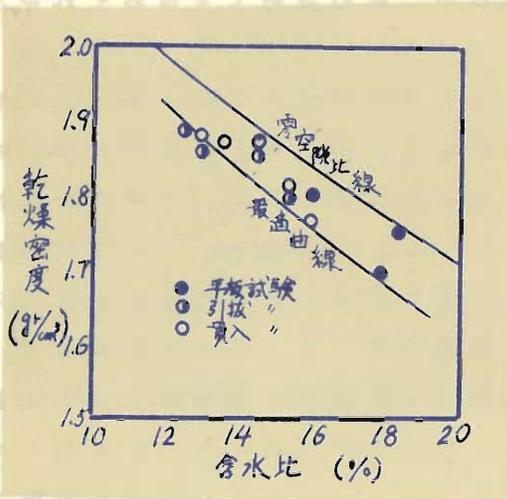
向は図一Ⅳ・74のそれに類似しているが、若干の差異がみられる。すなわち含水比の高い試料の  $K_8$  は乾燥密度増加とともに増加して一定値に近づくが、図一Ⅳ・74の貫入抵抗のよう

な減少の傾向はみられない点が異なっている。B 供試体では一般に大きい乾燥密度を得ることは困難で、実験範囲内の乾燥密度は図一四・74の場合にくらべて小さいので十分な特性を検討し得なかつた。

しかし乾燥密度の増加にかかわらず支持力係数が増加しないような限界点が存在することは明らかである。

以上の諸結果から乾燥密度の増加につれて強度が減少ないし一定値をとるような現象すなわち強度が増加しないような限界があることが知れるが、その限界は合理的締固めの最終目標ともいべきものである。その限界を越えてさらに締固めることは強度の点から有害ないし、無益であり、経済的にみて完全な損失である。このような締固めは過転圧と称されるものである。

締固め限界は乾燥密度および含水比によつて変化することは上記の図一四・74、IV・75などから推定することができる。



図一四・76 締固め限度 (試料一I)

図一四・76は図一四・74, IV・75および引抜き試験の結果から締固め限界を求めてその含水比および乾燥密度を図示したものである。図一四・76によれば締固め限界を示す点は大体最適曲線より上方にあることが知れる。実験数が少ないが、最適曲線を締固め限界の下限とみることができ、なお試料IIについても同様の結果を得た。前記のC.R.Fosterの研究、あるいはS. Murayama & K. Ueshitaの研究<sup>22)</sup>もほぼ同様の成果を示している。以上の過転圧現象を考慮すれば前節の締固め度の規格は若干疑問の点があることが知られる。すなわちいずれも最低の締固め度のみを規定しているが、過転圧になれば強度は低下するから過転圧を起さないよう最高の締固め度をも規定しなければならない。その限度は最適曲線でおさえるのが妥当と考えられる。またこれに関連して含水比も過転圧に重要な関連をもつから含水比についても規定すべきであつて、H.R.B.の規格はその点配慮がなされているが、他の規格でも当然それを入れなければならない。

過転圧の現象の原因は締固め仕事によつて過剰間隙圧（水圧および空気圧）を発生し、密度増加のために排水および排気がきわめて遅く、土粒子の有効応力従つてせん断抵抗を減少することにあると考えられる。E.S.Barber<sup>23)</sup>によれば強度減少は間隙圧のみでなく、締固めによる土の構造変化にあるとしているが、これは将来なお研究すべきことがらであろう。

なお現場転圧においても過転圧現象はしばしば起り、転圧過度によつて土はゴム状あるいはスポンジ状を呈して強度低下が現われ、ローラあるいはコンパクタの通過が困難となる。写真一四・5は3.4.に述べた振動式ソイルコンパクタの実験において土が高含水比のために過転圧現象を起した例である。



## 4. 5. 作業経費

工費は運転費、修理費、償却費、輸送費、管理費のような作業経費と測量費、仮設費、借地補償金のような附帯経費とから成っている。ここでは作業経費について考察するが、まず運転費は燃料、油脂、動力、労力などを積算するもので普通1時間当りの運転歩掛りに単価を掛けて算出している。その実績については後述する。修理費は次の関係から求められる。

$$\text{平均修理費 (円/hr)} = \frac{\text{購入費} \times f}{\text{耐用時間}}$$

ここで  $f$  は修理費累計の購入費に対する係数で修理係数といわれるが、その値は機種によつて異なりロード・ローラでは  $f = 1.0 \sim 1.2$  であるといわれる。<sup>24)</sup> 振動式ローラではその実績が少ないので不明であるが、VRA-1.6型振動式ローラについて建設省高田工事々務所では  $f = 0.8$  を採用している。償却費は次式より求める。

$$\text{償却費 (円/hr)} = \frac{\text{購入費} - \text{残存価値}}{\text{耐用時間}}$$

ここで残存価値は購入費の10～15%程度と考えるのが普通である。輸送費は実際工事より推定するが上記の三項目の和の4～8%程度、管理費は同じく15～25%程度を考える。<sup>25)</sup>

一例としてVRA-1.6型の作業経費は高田工事々務所の実績によれば表-IV.14のようである。

表一Ⅳ.14 作業経費 (振動式ローラ VRA-1.6型)

a. 1時間当り運転歩掛り

項目	数量	単価円	金額円
軽油	1.025 l	28/l	29.0
モビール (H.D. #250)	0.06 l	194/l	11.6
タービン油 (特 #90)	0.03 l	120/l	3.6
グリース	0.05 kg	100/kg	5.0
ウエス	0.02 kg	35/kg	0.7
運転手	0.2 日	480/日	96.0
計			150.9

b. 修理費

経済的耐用時間 = 8,000 hr	0.008	200.0	1.6
修理係数 = 0.8	0.008	200.0	1.6
購入費 = 120 万円	0.008	200.0	1.6
1時間当り平均修理費 = 1.20 円/hr			

c. 償却費

残存価値 4%

1時間当り償却費 = 143 円

$a + b + c = 413.9$  円/hr

d. 管理費

$(a + b + c) \times 0.2 = 82.8$  円/hr

e. 輸送費

$(a + b + c) \times 0.04 = 16.6$  円/hr

作業経費 =  $a + b + c + d + e = 513.3$  円/hr

軽油消費量は一般に  $190 \frac{g}{hr \cdot HP}$  すなわち  $0.23 \frac{l}{hr \cdot HP}$  (比重を  $0.82 \frac{g}{c.c.}$  と仮定) 程度の値をみるのが普通であるから表の値は  $4.5$  HP 程度の出力に相当する。しかし VRA-1.6型は最高  $7.5$  HP であり専実転圧時にはこの程度の出力は必要である。従って

表の値は転圧時ならびに輸送時の平均的な値を示すものと考えられる。

つぎに無振動締固め機械の作業経費を10 tonマカダム型ロードローラについて考えてみよう。燃料消費量その他はY.Saito<sup>26)</sup>の表を用い、表-IV.14の単価を採用すると作業経費は表-IV.15のようになる。

表-IV.15 作業経費(10tonロードローラ)

a. 1時間当り運転歩掛り

項目	数量	単価(円)	金額(円)	備考
軽油	5.5 l	28/l	154.0	約24HP
モビール	0.4 l	194/l	77.6	
ギヤ油	0.05 l	200/l	10.0	
グリース	0.02 kg	100/kg	2.0	
ウエス	0.04 kg	35/kg	1.4	
運転手	0.25日	600/日	150.0	特殊免状が必要
			395.0円/hr	

b. 修理費

経済的耐用時間 = 8,000 hr.

修理係数 = 1.0

購入費 = 230 万円

と仮定すれば

$$1\text{時間当りの平均修理費} = \frac{2,300,000 \times 1}{8,000} = 287.5 \text{ 円/hr}$$

c. 償却費

残存価値を10%と仮定すれば

$$1\text{時間当りの平均修理費} = \frac{2,300,000(1-0.10)}{8,000} = 258.8 \text{ 円/hr}$$

従って a+b+c=941.3 円/hr

## d. 管理費

$a + b + c$  の 20% と仮定して

$$1 \text{ 時間当りの管理費} = 941.3 \times 0.20 = 188.3 \text{ 円/h}$$

## e. 輸送費

$a + b + c$  の 5% と仮定して

$$1 \text{ 時間当りの輸送費} = 941.3 \times 0.05 = 47.1 \text{ 円/h}$$

$$\text{従つて 作業経費} = 1,176.7 \text{ 円/h}$$

表一四・14 と表一四・15 とを比較すれば 10 ton ロード・ローラの作業経費は振動式ローラ (VRA-1.6型) の作業経費の 2 倍強である。

作業経費は 1 時間当りについて比較するよりも単位施工量 (例えば  $1 \text{ m}^3$ ) 当りについて比較する方が合理的である。いま 3.2.B に述べた振動式ローラ (VR-1.6型) と 12 ton ロード・ローラについてみると、それらの詳細な作業経費 (1 時間当り) は不明であるが、上記の例から推して後者が前者の約 3 倍程度になるであろう。一方単位時間当りの施工量は転圧速度、転圧幅および一定転圧回数に対する締固め度の増加量を比較すればよいが、転圧幅のみ異なり他はほとんど同等である。転圧幅は振動式ローラは 0.9 m、ロード・ローラは 2.0 m (前輪 1.0 m 後輪 0.5 m  $\times$  2) であるからロード・ローラの転圧幅が振動式ローラのその 2 倍強である。従つて 1 時間当りの作業経費と転圧能力とを併せ考えれば振動式ローラの方が経済的作業能力は大きいことが知れる。しかも 3.2.B の実験ではロード・ローラの締固め度は後輪軌跡について測定したが、前輪軌跡はそれよりも転圧効果は劣るはずであるから、この点を考えれば振動式ローラの方がロード・ローラよりもすぐれているといえよう。

## 4.6. 結 び

本章では技術的立場から締固めの施工計画および施工管理に関する方針を述べた。

まず土の締固めによつて土の強度が如何に変化するかを知る

ために実施した基礎実験について述べ、必要な土の強度に対する必要な土の締固め度の指針を得た。ついで現場における締固め度の判定法にふれ、各種の判定法の特徴について論じた。

施工計画に当つてもつとも重要なことがらの1つは締固めの最終状態の決定であるが、これについてはわが国では規格がないので米国において採用されている2,3の規格を述べて若干の意見をつけ加えた。米国規格においては過転圧現象に対する考慮がなされていないので、過転圧現象についての基礎実験結果を述べて規格に対して改正の必要があることを述べた。

最後に転圧経費のうち作業に直接関係する作業経費について考察し、計算例を挙げて振動締固め機械が無振動締固め機械よりも経済的であることを明らかにした。

## 第5章 結 論

本編では表面振動締固め機械の適用に関する研究について述べたが、その成果を要約すれば次の通りである。

第2章では振動締固め機械の施工特性として土質、含水比、まき厚および転圧回数の締固め度に及ぼす影響について次のような点を明らかにした。

土質の締固め度に及ぼす影響は英国の Road Research Laboratory の大規模な研究から明らかのように締固め機械の機種に応じて土質の適用性が異なり、振動締固め機械は粘着性の少ない土質に適している。また締固めの際の路床土の影響は無視し得ないことは道路路盤の転圧において軟弱路床土の場合では  $K$  値 (支持力係数) が増加しなかつたが、路床を砂置換した後には  $K$  値が増加したことから明らかである。

含水比については振動締固めでも静的締固めあるいは衝撃的締固めの場合と同様に、その締固め仕事量の増加とともに最適含水比は低下し、最大乾燥密度は増大する傾向がみられる。

まき厚についてはまき厚増加とともに締固め度が低下する傾

向を見出だしたが、さらに盛土深さ方向の締固め分布について次のような結果を得た。すなわちまき厚が小さい場合には深さ方向の乾燥密度減少度が大きいこと、並びに  $\alpha < 1$  の場合は  $\alpha > 1$  の場合にくらべて表面はよく締固められるが深さ方向の減少度が大きい。すなわち  $\alpha < 1$  の場合の締固め効果の侵徹性能は  $\alpha > 1$  の場合よりも劣る傾向が知られた。

転圧回数については周知のように乾燥密度は転圧回数が増加とともに増加するが、その増加率は転圧回数が小さいときに大きく、回数が増すにつれて次第に減少してゆく傾向がみられる。この結果を表式化して次のような2種の実験式を得た。

$N$  : 転圧回数,  $\gamma_{dN}$  :  $N$ 回転圧後の乾燥密度とすると

$$I) \quad \gamma_{dN} = \gamma_{d1} + C_1 \log_{10} N \quad (N_a \leq N \leq 1) \dots\dots\dots (IV. 1)$$

$$\gamma_{dN} = \gamma_{d1} + (C_1 - C_2) \log_{10} N_a + C_2 \log_{10} N \quad (N \geq N_a) \dots\dots (IV. 2)$$

となる。ただし  $N_a$  は特性の変化する限界の転圧回数で、 $C_1$ ,  $C_2$  は転圧回数には無関係な係数である。

$$II) \quad \gamma_{dN} = \gamma_{d0} + \frac{N}{a + bN} \dots\dots\dots (IV. 5)$$

ただし  $a$ ,  $b$  は転圧回数に無関係な係数である。

上記の2種の実験式のうちI)の場合は  $C_1, C_2$  の性質は容易に求められなかつたが、II)については次のような吟味を行った。

II)によれば係数  $a$ ,  $b$  が既知であれば初期乾燥密度  $\gamma_{d0}$  を測定することにより任意の転圧回数  $N$  における乾燥密度  $\gamma_{dN}$  を計算することが可能である。しかし  $a$ ,  $b$  は  $N$  以外の種々の要素によつて変化するはずであるから、その特性を調べて次のような結果を得た。

まき厚  $d$  と  $a$ ,  $b$  との関係を探ると、 $a$  は  $d$  に比例して増加するが  $b$  はほとんど無関係である。すなわち

$$a = a_0 + \alpha_1 d, \quad b: \text{indep. on } d$$

である。ここに  $a_0$  はまき厚  $d$  が微小の場合の  $a$  の値で、 $\alpha_1$  は  $d$  に無関係な係数である。

転圧速度  $v$  と  $a, b$  との関係を求めると、 $a$  は  $v$  の対数に比例して増加するが、 $b$  は無関係である。すなわち

$$a = a_{v_0} + \alpha_2 \log_{10} \frac{v}{v_0}, \quad b: \text{indep. on } v$$

である。ここに  $a_{v_0}$  はある転圧速度  $v_0$  における  $a$  の値で、 $\alpha_2$  は  $v$  に無関係な常数である。

振動数  $f$  と  $a, b$  との関係を求めると、 $a$  はある特定の振動数  $f_a$  に対して極小値をとり、 $b$  は変化は少ないがある特定の振動数  $f_b$  (一般に  $f_b \neq f_a$ ) において極小値をとる。一定の  $N$  に対して  $a + bN$  が極小となるような振動数は  $\gamma_{dN}$  を極大とするから最適振動数  $f_{opt}$  にほかならない。従つて一般に  $f_{opt}$  は  $f_b$  と  $f_a$  との間にあることがわかる。

第3章では実物の振動締固め機械による転圧性能の把握とそれらの性能の資料を充実するため数種の振動締固め機械による現地実験、およびそれらの比較の意味において数種の無振動締固め機械による実験を行った結果は次のようである。

振動式ローラ試作型 (自重 1.6 ton, 最大起振力 1 ton) は国産第1号の振動式ローラとして製作されたものであるが、本機を起振力 1 ton および無振動状態で転圧して比較してみるとその差異はあまり顕著に現われないことから、この程度の起振力では振動の効果は十分でないことが知られた。

上記の試作型を改良した VR-1.6 型 (自重 1.6 ton, 最大起振力 1.9 ton, 原動機 7.5 HP) は試作型よりもかなりすぐれた転圧性能を示し、同時に実施したマカダム型ロード・ローラ (自重 12.0 ton, 原動機 58 HP) の転圧性能に比しても遜色が認められなかつた。両機種的主要諸元 (表一四・3) をみれば、VR-1.6 型は重量、原動機馬力などにおいてロード・ローラよりも著しく下廻っているにもかかわらず、その転圧性能においてほぼ同等の成果を示したことは振動締固めの有効性を物語るものである。

振動式タイヤ・ローラ（全備重量11.0 ton，最大起振力約5 ton）は自重、起振力が大きく、転圧性能は申し分なく、同時に実施したタイヤ・ローラ，タンピング・ローラにくらべて著しくすぐれた性能を示した。しかし試料は1種類のみであるから今後他の土質について検討することが必要であるとともに、機械が大型、被牽引式であることからその使用が制限されることは止むを得ないであろう。

振動式ソイル・コンパクタの特性としては特に碎石の転圧を実施して、まき厚40 cmに対し5回転圧による表面沈下量が11 cmにも達することを認めたが、これは一般にコンパクタが粗粒土の転圧に適する傾向を裏書したものと思う。しかし本試験地では地盤が不良のため土の転圧における性能は十分にでなく、また比較機種がなかつたのでその転圧性能全般について議論することはさし控えることにする。

第4章では締固めの施工計画および施工管理について研究し次のような成果を得た。

まず土の締固め度と土の強度との関係を知るため基礎実験を行った。すなわち基礎実験としては直接せん断試験ならびに三軸圧縮試験によつて締固め度の変化によるせん断強度の変化を研究し、間隙比あるいは乾燥密度の僅かの変化によつてせん断強度は著しく増大することを見出だした。また現場試験方法については現在用いられている各種の方法について説明を加え、各試験の特長を論じた。その結果乾燥密度と含水比とを測定して判断するのが方法の簡易性、資料の信頼性、他の資料との関連性などの面においてもつともすぐれていると著者は信じている。

つぎに米国で採用されている盛土および道路基礎の構築に必要な締固め度の規格について述べ、締固めの計画立案に対する参考資料とした。

規格のあるものは最小の乾燥密度のみを規定し、またあるも



## 参 考 文 献

- 1) W.A.Lewis, The Compaction of Soil for Earthworks and the Performance of Plant, Proc. of 3rd. Int. Conf. on S.M. and F.E., Vol. 1 (1953), pp.258-262.
- 2) 坂田 中、各種締固め機械の締固め効果について、第3回道路会談論文集(昭30), pp.545-549.
- 3) R.R.Proctor, The Design and Construction of Rolled Earth Dams, Eng. News Record, 111 (1933), pp.245-248, 286-289.
- 4) 建設省土研沼津支所、インパクトローラ締固め試験結果報告(昭32), pp.20-29.
- 5) 上記4) および  
建設省土研沼津支所、バイブレーションローラ締固め試験報告(昭32), pp.19-21.
- 6) 佐々木次郎、根岸久雄、締固め工法の研究、農業技研報告下、第5号(昭27)
- 7) F.J.Converse, Compaction of Sand at Resonant Frequency, Sympo.on Dynamic Testing of Soil, ASTM (1953), pp.124-137.
- 8) H.Leussink, Die Verdichtung von Dämmen, sonstigen Schüttungen und Untergrund, Straße und Autobahn 9(1951), pp.295-301.
- 9) 上記4), pp.1-75, 5), pp.1-63.
- 10) A.C.Whiffin, The Pressures Generated in Soil by Compaction Equipment, ASTM., Sympo. on Dynamic Testing of Soil (1953), p.199.
- 11) 浅井新一郎、衝撃による地盤支持力の測定について、土木学会誌、42-5(昭32), pp.17-22.
- 12) 村山朔郎、植下 協、斎藤 実、球体の落下によるO.B.R

値の測定法について、土木学会第13回年次学術講演会講演概要、第II部(昭33)、pp.67-68.

13) 上記1)、pp.262.

14) Road Research Laboratory, Soil Mech. for Road Eng'ers, reprinted (1954), pp. 170-171.

15) 上記14)、p. 169.

16) 内田一郎、道路工学(昭32)、p.132.

17) 竹下春見、道路工学(昭30)、pp.102-103.

18) K.Terzaghi and R.B.Peck, Soil Mech. in Eng'ing Practice, (1948), pp. 383-384.

19) 上記17)、pp.103-104.

20) C.R.Foster, Reduction in Soil Strength with Increase in Density, Proc. ASCE., Vol.79, Sep. No. 228 (1953), pp.1-13.

21) W.J.Turnbull and C.R.Foster, Stabilization of Materials by Compaction, Proc. ASCE., S.M. and F.E.Division, Paper 934 (1956), pp. 1-33.

22) S.Murayama and K.Ueshita, Moisture Conditions and their Effects on the Engineering Properties of Compacted Soils, Memo. of the Fac. of Eng'ing, Kyoto Univ., Vol. XIX, No. IV (1957), pp. 334-335.

23) E.S.Barber, Discussion to C.R. Foster's Paper, Trans. ASCE, Vol 120 (1955), p. 120.

24) 斎藤義治、建設機械施工法(昭31)、p.200.

25) 上記24)、pp. 200-201.

26) 上記24)、p. 198.

## 結 論

以上著者は表面振動による土の締固めについて、基礎的な土の圧縮性状の研究に始まって土の振動締固め特性を究明し、それらの結果から表面振動による締固め機械（振動締固め機械）の設計ならびに適用に対する合理的指針を与えるべく努めたのであるが、これを要約すれば次の通りである。

序論においては著者がこの研究を行う目的と研究方法とを述べた。すなわち河川堤防、アースダム、道路・滑走路の基層あるいは路盤、道路・鉄道の築堤などのような盛土構造物の建設においてその安定処理の方法として、その築造材料である土を層ごとに締固める表面締固め法は他の安定処理法にくらべて経済性と効果性との両面からみてもつともしぐれており、古くから土木工事に採用されてきたのであるが、初期の頃は人力施工でないしは性能、能率の低い機械施工に過ぎなかつた。しかし今世紀に入つて盛土構造物の大型化のすう勢とともに構造物に要求される強度も増大し、従来締固め法をもつてしては到底その要求に応じられなくなり、ここに高性能の締固め機械の出現が待望された。そのため従来転圧式締固め機械の大型化による性能改善が行われたが、大型化に伴う操作ならびに経費面の不利は不可避であり、ここに自重を主体とする転圧式締固め機械にかわつて、自重と衝撃荷重あるいは振動荷重を用いる衝撃式あるいは振動式締固め機械が現われた。しかしその歴史は浅く、これまで振動式締固め機械（衝撃式締固め機械を含む）の製作改良は経験のみを基礎として漸進してきたため種々の難点を有し、締固め性能についても十分とはいひ難いものがあつたのであるが、著者は振動式締固め機械の合理的設計ならびに合理的適用のためには土の圧縮性状ならびに振動締固め特性という基礎的問題の解明が先決であると考え、本論文はそれらの研究を行つて、その成果から振動式締固め機械の設計ならびに適用の

合理化に指針を与えることを目的とした。またその目的達成のために行つた研究の内容は第I編より第IV編までにおいて述べたところであるが、これを要するに著者はこの目的達成のためにまず基礎的問題を重視し、静荷重による土の圧縮性状の実験的・理論的研究によつて静荷重による土の締固めの理論を確立し、ついでこれを振動荷重による土の締固めの機構の解明に発展させると同時に振動締固め特性の実験的研究、振動締固め機械と土とから成る振動系の理論的研究を行い、それらの結果から振動締固め機械の設計ならびに適用の合理化をはかるといふ主として土質力学的立場に立脚した一連の研究を遂行したことを述べた。すなわち、

第I編においては土の締固めの基礎的問題として静荷重による土の締固めの研究を行つた。

第1章では土の締固めに関する研究の現状を述べ、基礎的研究が不十分であることを指摘して、これを埋めるための著者の研究方針を説明した。

第2章では土の締固めに与えられる締固めエネルギーの内容について理論的に検討した。その結果、締固めのため与えた全エネルギーは真に締固めに寄与する有効エネルギーと締固めに無関係な無効エネルギーとに分けられること、従つて有効エネルギーの無効エネルギーに対する比率を増大すること、あるいは一定の有効エネルギーによつてより高い締固め効果を得ることが締固め能率の向上の基本的方針となることを明らかにした。

第3章では静荷重による側方拘束土の締固めに関する研究として、繰返し荷重による側方拘束土の応力-ヒズミ特性（繰返し圧縮特性）を実験的に求め、この特性の解明のために新たに、力学モデルを導入して理論的研究を行い、この力学モデルが実験特性を十分説明し得るだけでなく静荷重による側方不拘束土の締固めならびに振動による土の締固め特性の解明に対しても有効に応用し得ることを述べた。

第4章では静荷重による側方不拘束土の締固めの研究としてまず実験的に表面載荷による側方不拘束土内の密度変化および密度分布を明らかにし、ついで理論的研究として前章の力学モデルを基礎として側方不拘束土の応力-ヒズミ関係を誘導し、これとO.K.Frohlichの応力分布理論とによつて実験結果を十分説明し得ることを明らかにして静荷重による締固めの理論体系を樹立した。

第5章では以上の成果を記述して、それが振動荷重による土の締固め特性を解明するための基礎となることを述べた。

第II編においては表面振動による土の締固め特性を理論的・実験的に研究し、その結果を考察して振動締固め機構を明らかにした。

第1章では本編の研究の重要性と研究方法とを概説した。

第2章では表面振動による土の締固め特性の研究のため実施した4種の基礎的実験すなわち側方拘束土の振動締固め実験、定置する振動機による側方不拘束土の締固め実験、転動する振動機による側方不拘束土の締固め実験および砂利層の振動性状に関する実験について実験装置および実験方法を述べた。

第3章では前章に述べた4種の実験の結果から振動条件要素の締固め度に及ぼす影響を統一的に述べた。すなわち振動数、振動部重量・起振力比、振動振幅、有効締固めエネルギー、振動加速度などの締固め度に及ぼす影響について研究し、比摩擦、振動部重量・起振力比( $\rho$ )、有効締固めエネルギーなど2, 3の新たな概念を導入して締固め特性を明らかにした。

第4章では振動機・地盤系の振動性状を理論的に論じて起振力の地盤への伝達特性を求め、ついで伝達特性と前章の振動締固め特性ならびに第I編の繰返し圧縮特性から振動締固め機構を説明した。

第5章では以上の成果を要約するとともに、この要約された内容が第II編以下の研究の展開に応用されるものであることを述

べた。

第Ⅲ編においては表面振動締固め機械の分類を行い、若干の典型的な表面振動締固め機械の振動性状を述べ、その結果ならびに第Ⅱ編の成果によつて機械の合理的設計に対する指針を求めた。

第1章では表面振動締固め機械の設計について土質工学的立場から内容と意義を概説し、本編の研究方法を述べた。

第2章では表面振動締固め機械を構造、振動部重量・起振力比、振動数の立場から分類する方法を述べた。構造による分類はこれまで行われてきたものであつて単に機構学的な意味で今後重要である。残りの2種の分類法は従来行われなかつたものであるが、機械の特性に関連する重要な分類であつて今後すべての表面振動締固め機械の性能に立脚した分類として今後適用すべきであることを述べた。

第3章では振動式平滑胴ローラ、振動式タイヤ・ローラ、振動式ソイル・コンタクタ、及びランマの振動性状を述べ、それぞれについて数値計算例を示して本計算に仮定として用いた線型振動系の理論はその精度からみて十分実用性のあることを明らかにした。

第4章では前章の成果ならびに第Ⅱ編の成果を用いて表面振動締固め機械の接地圧、接地面積、振動数、起振力、振動部重量、転圧速度など主として締固め効果に影響を与える諸元の設計方針を与えた。

第5章では以上の成果を要約して結論とした。

第Ⅳ編においては表面振動締固め機械の適用に際して必要な施工特性と施工実例に対する調査結果を述べ、さらに施工計画施工管理に関する著者の見解を明らかにした。

第1章では本編の研究の目的と重要性を述べ、研究内容を掲げた。

第2章では表面振動締固め機械の施工特性として土質、含水

比、まき厚および転圧回数、締固め度に及ぼす影響について主として室内基礎実験結果を述べ、さらにその結果から締固め度推定のための特性式を提案し、本式中の係数と施工要素である転圧回数、転圧速度、振動数およびまき厚との関連性を明らかにした。

第3章では2, 3の代表的な表面振動締固め機械の実物転圧実験を行い、その結果を今後の転圧のための資料とすると同時に表面振動締固め機械の性能の実態を明らかにした。またこれと並行して無振動の転圧式締固め機械の実物転圧実験を行い、その結果を上記の結果と比較して振動の効果が著しくみられることを明らかにした。

第4章では技術的立場から締固めの施工計画および施工管理の方針を述べた。すなわち、まず土の締固めによる土質安定の効果を経験によつて究明し、現行の効果判定法を説明してその特徴を論じた。ついで施工計画における締固め目標を示方する2, 3の米国規格を引用して説明したが、米国規格においては過転圧現象に対する考慮が払われていない点を重視し、過転圧現象を経験によつて解明して、その結果から規格改正の必要性を述べた。最後に転圧作業経費について考察し、計算例をあげて振動締固め機械が無振動締固め機械よりも経済性においてすぐれていることを明らかにした。

第5章は第2, 3, 4章の成果を要約したものである。

以上を要するに著者は表面振動による土の締固めの効果ならびに能率を高めるために、従来行われてきた経験のみによる改善方法を排し、まず土質力学的な基礎的諸問題を解明し、ついでその結果を用いて表面振動締固め機械の合理的設計ならびに合理的適用に対する指針を与えたつもりであるが、本研究の成果が今後の表面振動締固め機械の設計ならびに適用に際していささかでも寄与し、土工改良にいささかでも貢献するところが

あれば望外の幸いである。

著者が本研究に着手し、まがりなりにも研究成果を取りまとめることができたのは一に恩師 京都大学教授 村山朔郎博士の御温情あふれる御指導のたまものである。末尾ながら先生に対し心から深謝の意を表わす次第である。

（以下は非常に薄い文字で印刷された、ほとんど読めない文章が続く。内容は著者の研究経緯や謝意の具体的な内容と思われるが、文字の小ささと重なりにより正確な読み取りが困難である。）

（以下は非常に薄い文字で印刷された、ほとんど読めない文章が続く。内容は著者の研究経緯や謝意の具体的な内容と思われるが、文字の小ささと重なりにより正確な読み取りが困難である。）