

土の締固め施工の合理化に関する研究

建 山 和 由

土の締固め施工の合理化に関する研究

建 山 和 由

目 次

第1章	序 論	1
1-1	概 説	1
1-2	従来の締固め施工とその問題点	2
1-3	本論文の概要	5
	参考文献	8
第2章	土の締固め曲線に関する理論的考察	9
2-1	概 説	9
2-2	土の締固め曲線	9
2-3	水の表面張力と土粒子間結合力	10
2-4	土の締固め機構のシミュレーション	11
2-5	結 論	20
	参考文献	21
第3章	水浸時挙動を考慮した土の締固め施工基準の決定方法について	22
3-1	概 説	22
3-2	不飽和土の水浸時挙動について	22
3-3	不飽和土の力学特性に関する理論的考察	23
3-4	締固めた不飽和土の水浸時体積変化の予測手法	26
3-5	水浸時体積変化に対する検証実験	28
3-6	締固めた不飽和土の水浸時強度低下の予測手法	33
3-7	水浸時強度低下に対する検証実験	34
3-8	締固め施工における施工管理基準の検討	36
3-9	結 論	41
	参考文献	42

第4章	塑性波頭の伝播よりみた土の衝撃締固め機構	43
4-1	概 説	43
4-2	塑性波頭の伝播と土の締固めについて	43
4-3	数値計算における条件の設定	44
4-4	土の衝撃締固め機構の基本概念	47
4-5	計算過程の定式化	51
4-6	計算による地中締固め状況の検討	53
4-7	結 論	58
	参考文献	60
第5章	振動ローラの締固め能力の評価に関する考察	61
5-1	概 説	61
5-2	振動ローラの振動機構	61
5-3	振動ローラの締固め機構	62
5-4	振動ローラの締固め性能試験結果による検討	72
5-5	結 論	75
	参考文献	76
第6章	振動ローラを用いた現場締固めにおける締固め密度の予測手法 について	77
6-1	概 説	77
6-2	室内試験と現場締固めとの対応について	77
6-3	振動ローラとランマの能力との対応に関する理論的考察	79
6-4	振動ローラによる締固めと突固め試験との対応関係に 関する実験的考察	84
6-4-1	双曲線近似法の利用	85
6-4-2	振動ローラの締固め性能試験	87
6-4-3	突固め試験におけるパラメータ a、b について	91
6-4-4	振動ローラと突固め試験との対応関係について	94

6-5	突固め試験による現場締固め状況の予測方法	99
6-6	現場実験による検証	101
6-6-1	検証実験A	101
6-6-2	検証実験B	103
6-6-3	検証実験C	104
6-6-4	実験結果に対する考察	106
6-7	結 論	106
	参考文献	108
付 録	初期密度 ρ_{d0} によるパラメータ a 、 b の補正について	109
第7章	締固め施工におけるまき出し厚さの決定方法について	113
7-1	概 説	113
7-2	使用したデータについて	113
7-3	機械、土質による締固め状況の違い	114
7-4	ローラの接地面積と地中の応力分布について	116
7-5	土の締固め特性と地中の締固め状況について	118
7-6	振動ローラと地中の締固め状況	121
7-7	最適まき出し厚さの決定	124
7-8	結 論	128
	参考文献	129
第8章	結 論	130
	謝 辞	135

1-1 概 説

土を締固めて作られた構造物は古来より多くみられる。現存する大規模構造物としては、4～5世紀に作られたといわれる古墳がその代表的なものではなかろうか。古墳の場合、支配者がその権力を誇示する目的で作るメモリアルであり、長い年月をかけて比較的安定性のよいものが作られたようである。

近世に入り、土を用いた構造物は単なるメモリアルではなく、より実用性の高い道路、堤防などにかわってきた。これにともない、土の締固めはより短期間に、より大きな強度を発揮させるための技術として認識されるようになり、これが現在の締固め施工へと受け継がれてきたものと考えられる。このように、土の締固めは長い歴史の中で経験の積み重ねにより作られてきた概念であり、また技術であるといえよう。

経験の技術として発達してきた『土の締固め』が工学的な研究対象として取り上げられるようになったのは、1933年、R.R.Proctor が彼の論文の中で、土の締固めに関する基本的考え方を発表してからである¹⁾。それ以来、多くの技術者、研究者が土の締固めに関する諸問題を解明しようと努力を払ったが、この研究も短期間のうちに下火になってしまった感がある。これは、土の締固めに関する問題がすべて解決されたからというよりも、むしろ、研究の方向が発散してしまい、多くの事が明らかにされないまま研究が行き詰まってしまったためと考える方が正解のようである。その結果、実際の現場における『経験に基づく技術』のみが進歩し、現在の締固め施工の考え方が形成されたものと考えられる。

本論文は、『経験に基づく技術』としての傾向が強い土の締固めの諸問題を取り上げ、これらを、理論的な裏付けのもとに再検討することを目指すものである。

一口に、土の締固めといってもこれに関する問題は非常に多い。思いつくものを列挙すると、

1. 締固め曲線の意味、土の締固め機構等、土の締固め原理に関する問題
2. 土の締固め特性、ならびに強度、変形性、透水性等の締固め土の力学特性に関する問題
3. 所定の構造物を作るのにどこまで締固めなければならないかという施工基準の問題
4. どのような方法により締固めればもっとも効率よく所定の締固めが達成できるかという施工法の問題
5. いかにして締固まり具合を判定するかという締固め度の計測の問題

この他にも数多くの問題があるが、1.と2.は主に土の力学特性に関連するものであり、3.4.5.は施工法に関する問題である。当然、これらの問題は単独に存在するわけではなく、互いに関連して議論されるべき問題である。

本研究では、土の締固めに関するこれらの諸問題のうち、主に後者の締固め施工に関する問題を取り上げ、これに再検討を加えていくが、これらの考察では、前者の土の力学特性に関する考え方ができるだけ反映されるように注意を払った。

本研究の概略を説明する前に、次節で現在の締固め施工を見直し、その問題点を考えていくことにする。

1-2 従来の締固め施工とその問題点

転圧用ローラを用いて道路盛土を造成する場合を考える。従来、最も一般的に行われてきた施工法では、まず、現場の土を用いて実験室で突固め試験を行い、締固め曲線、最大乾燥密度 ρ_{dmax} 、最適含水比 w_{opt} を求める。次に実際に転圧用ローラを用いて土を締固め、得られた土の乾燥密度 ρ_{df} の突固め試験から求めた ρ_{dmax} に対する比 C_d の値により締固め施工管理（D値管理法）を行う²⁾。たとえば、

盛土路床 JIS A 1210 第1法の ρ_{dmax} に対し $C_d > 90 \%$

路床、路盤 JIS A 1210 第1法の ρ_{dmax} に対し $C_d > 95 \%$

であれば、施工管理基準を満たしていると判定するわけである。

このプロセスを図示すると、図1-1のようになる。

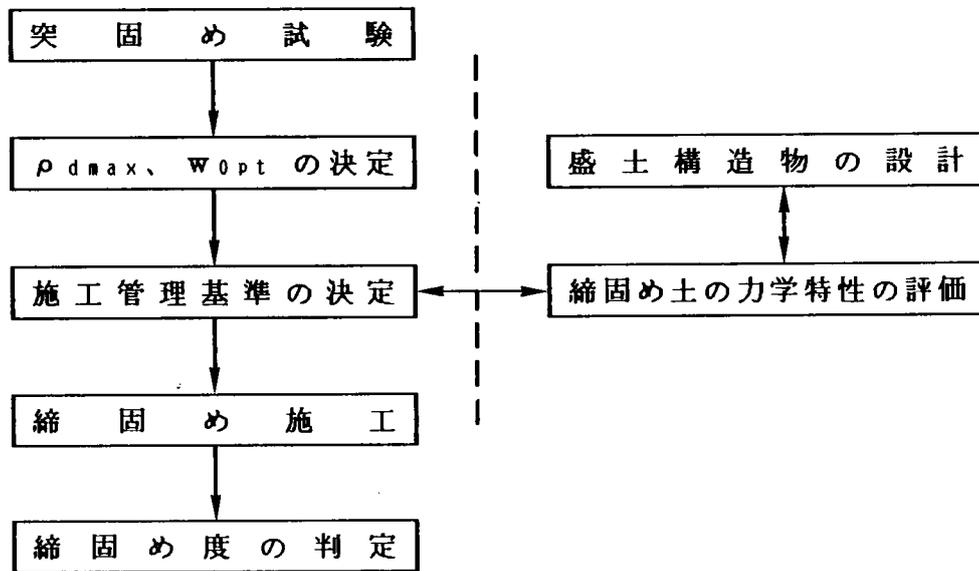


図1-1 従来の締固め施工のプロセス

通常、大規模で重要な構造物の造成にあたっては、締固めた土の強度、変形性、透水性といった力学特性も調べられるが、突固め試験の結果を重視する傾向が強く、土の力学特性との関連が明確でない場合が多いのが現状である。そこで、 C_d 値による締固め施工管理法について詳しく考えてみることにする。

C_d 値が90%、すなわち、現場で測定された締固め土の密度が突固め試験より得られた最大乾燥密度 ρ_{dmax} の90%という、ある程度、締固まっているかのように聞こえるが、本当にそうなのであろうか。

図1-2は締固めた土の強度と密度との関係を簡単な室内実験により調べた図である。ここで用いている土の強度 R_s とは地盤に薄い鋼板を貫入し、これを転倒させるときの抵抗により算出される指数であり、土のせん断抵抗を表わすものである³⁾。この図では砂質ロームの4種類の含水比に対する実験結果がプロットされているが⁴⁾、いずれの含水比についても土の強度が密度により大きく変化することがわかる。

ここで、含水比が 9.99%の場合について、90%密度の意味を考えてみる。 ρ_{dmax} が 1.7 g/cm^3 であったと仮定すると、その90%密度は、 1.53 g/cm^3 である。このとき、それぞれの密度に対する土の強度は、

$$\rho_d = 1.7 \text{ g/cm}^3 : R_s = 6.8 \times 10^5 \text{ N/m}^3$$

$$\rho_d = 1.53 \text{ g/cm}^3 : R_s = 3.3 \times 10^5 \text{ N/m}^3$$

となり、密度が90%でも強度は1/2以下にまで小さくなるのがわかる。すなわち、密度が基準密度の90%であるからといって、強度も90%あるわけではなく、一般に強度は密度の変化に対して

非常に敏感であるということに注意する必要がある。土の強度を十分考慮して締固め施工管理基準を決定する場合は問題ないが、突固め試験結果にもとづくD値管理法にのみ依存するのは非常に危険であると考えられる。

現在の締固め施工におけるもう1つの問題として室内試験と現場試験との対応の問題がある。もともと、突固め試験等の室内締固め試験は現場での締固めを想定して考案されたものであるが、現場での締固めが多様化した現在においては、室内締固め試験は、前述の締固め施工基準を決定したり、あるいは、各種の土の相対的な締固め特性を調べるのに用いられる程度である。このため、現場で用いる締固め機械の機種を選定、転圧回数、まき出し厚さ等の施工条件の決定に際しては、大規模な盛立試験を行うか、単に経験に頼っているのが現状である。しかし、室内試験を有効に利用すれば、現場の締固めに関するより多くの情報を得ることも可能であり、このための研究も必要であると考えられる。

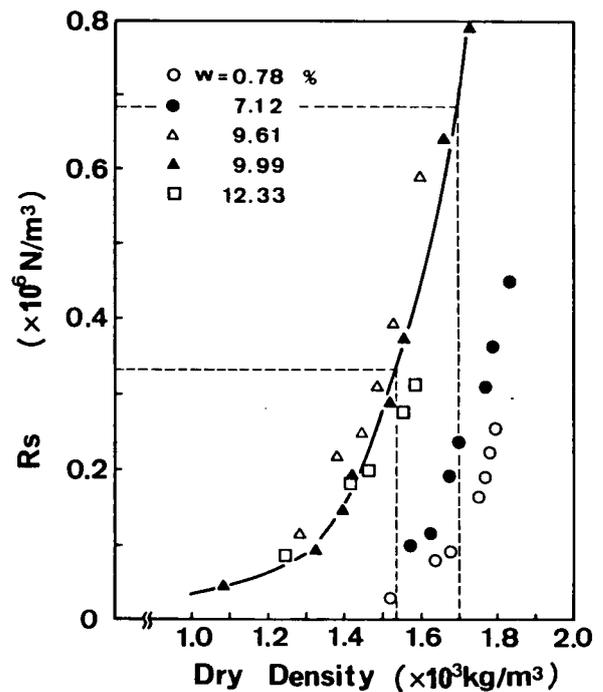


図 1-2 締固め土の強度～密度関係

1-3 本論文の概要

前節で述べたように、現在の締固め施工には、大きな問題点がある。本論文では、より合理的な締固め施工法の確立を試みる。

図1-3は、本研究で提案する締固め施工法のプロセスである。図に沿って説明すると、

①まず、造成する盛土の設計より、盛土がその機能を果たすために必要とされる土の強度・変形性・透水性といった力学特性が決まる。

②次に、土がこの力学特性を示すために必要な間隙比、含水比等の施工基準を決定する。施工基準は、強度、変形性、透水性といった力学特性を直接用いてもよいが、これらをまとめて評価できるということと、計測が容易であるという点から、間隙比（密度）と含水比を用いるのが便利であろう。また日本の土の場合、比較的自然含水比が高いため、施工時に散水して含水比を高めることは少なく、土取場から採取した土をそのまま使用することが多いので、含水比は自然含水比の値に固定し、間隙比（密度）のみを施工基準と考えればよいであろう。

③決定された施工基準を達成するための締固め方法を決定する。具体的には、使用する転圧機械の機種を選定、ならびに転圧回数・まき出し厚さ等の施工条件の決定を行う。

④⑤決められた施工法にしたがい、土を締固め、締固め状況を計測しながら施工管理を行う。
となる。

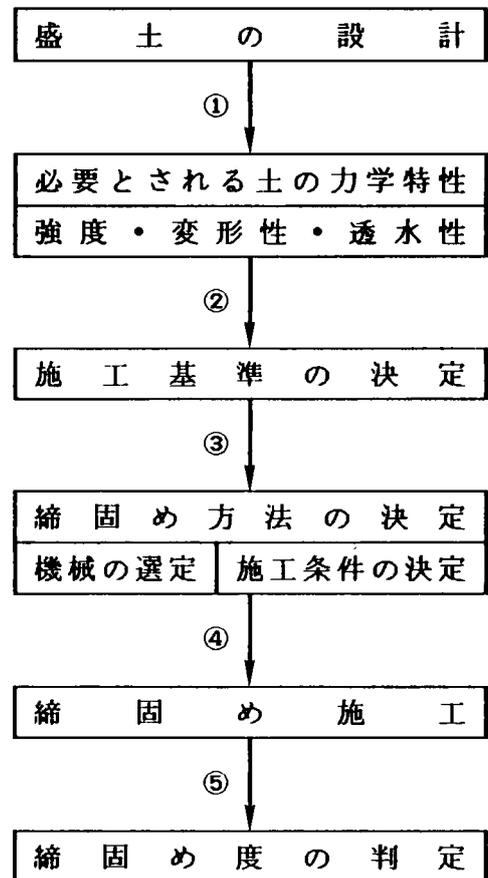


図1-3 合理的な締固め施工法

本研究は、土の締固めに関するいくつかの問題を解明し、上記の締固め施工のプロセスを確立することを目的とするものであり、その内容は大きく分けて、2つの問題を取り上げている。まず、研究の前半（第2、3章）では、締固めた土の力学特性とそれにもとづく施工管理基準の決定に関する問題を議論する。すなわち、どの程度まで土を締固めれば、安定した土構造物が得られるかという問題を締固めた土の力学特性にもとづいて考察する。研究の後半（第4、5、6、7章）では、決定された施工管理基準を達成するための施工方法に関する問題を議論する。ここでは、現場で使用する締固め機械の機種を選定、転圧回数、まき出し厚さ等の施工条件を室内試験のレベルで簡単に決定する手法を確立するため、室内締固め試験における締固め機構と現場で機械を用いた場合の締固め機構、ならびに両者の対応関係に関する研究を行い、この結果を用いて考察を行う。

以下、各章の内容を簡単に述べ、本研究の概略を説明する。

第2章では、土の締固めにおける水の働きを解明するため、土を等大球の集合体でモデル化し、土粒子接点に懸架される水の表面張力に起因する粒子間力が土の締固め特性に及ぼす影響を数値計算により考察する。ここでは、この考察の結果を利用し、不飽和土中の水的作用を解明するとともに、土の締固め曲線が理論的に描き得ることを示す。

第3章では、土の力学特性を考慮した締固め施工管理基準の決定方法を考察する。ここでは、特に締固めにより造成された盛土構造物が完成後、降雨などによる水浸を受けたときに破壊、変形を起こす可能性が高いことを考慮し、締固めた土が水浸後も所定の強度を保ち、かつ、不要な変形を生じないような施工管理基準の考え方を示す。この基礎研究として、締固めた不飽和土の力学特性を第2章の議論を用いて理論的に考察し、この結果にもとづき締固めた不飽和土が水浸を受たときに示す体積変化、強度低下といった力学挙動の変化を予測する手法を提案する。次に提案した予測手法の適用性を室内試験により確認し、最後にこれらの結果にもとづき、締固めた不飽和土の水浸時の挙動を考慮した締固め施工管理基準の考え方を示す。

第4章では、代表的な室内締固め試験である突固め試験における締固め機構について考察を行う。ここでは、突固め試験における土の締固めをランマの落下により地中に生じる塑性波頭の伝播とそれにともなう土の圧縮現象と考え、非常に短い時間ステップでこの現象をシミュレートし、ランマの落下条件（ランマ重量、落下高さ）とそれにより得られる地中の締固め密度分布との関係について理論的考察を行う。

第5章では、最近、現場で頻繁に使用される振動ローラを取り上げ、その締固め機構について検討を加える。ここでは、振動ローラの締固め効果として、

1. 振動輪の重量と起振力が地表面に載荷されることにより地中の土が圧縮される効果
2. 振動ローラの振動により土粒子間のかみ合いがゆるみ、土粒子が相互移動を起こし、土が密になる効果
3. 振動輪が地表面から跳び上がる場合、再び地表面に衝突するときに地盤に与える衝撃締固め効果、

の3種類を考え、個々の締固め効果を理論的に比較検討し、さらに、その結果にもとづき、振動ローラの締固め能力の評価方法をについての議論を行う。

第6章では、現場で振動ローラを用いて行われる締固めを室内突固め試験から予測する手法を提案する。ここでは、第4、5章の議論にもとづく理論的考察、ならびに、多数の振動ローラの締固め試験結果とこれに用いられたものと同じ土に対して実施した突固め試験結果をもとに、振動ローラを用いた締固めと突固め試験との対応を考察する。さらに、ここで得られた対応関係を利用し、振動ローラを用いた現場での締固め密度を室内での突固め試験から予測する手法を提案し、その適用性を現場実験により検討する。

第7章では、現場締固めにおいて最も重要な施工条件の1つであるまき出し厚さを室内締固め試験を用いて簡易的に決定する手法について考察を行う。ここでは、締固め機械の能力、土の締固め特性とこれら締固め機械により得られる地中土の密度分布との関係を地盤内応力を用いた理論的考察ならびに多数の締固め機械の締固め試験結果をもとにした考察により明らかにする。さらに、この結果をもとに、振動ローラを

用いた現場締固めにおいて、振動ローラの能力と土の締固め特性からその現場に最適な土のまき出し厚さを簡易的に決定する手法を示す。

第8章では、以上の研究を取りまとめ、合理的な締固め施工法を提案して、結論としている。

参考文献

- 1) R.R.Proctor : Fundamental Principle of Soil Compaction, ENR, vol.111, No.10, pp.286 ~ 289, 1933
- 2) 土質工学会編：土の試験実習書、第20章締固め試験、 pp.151 ~156、 1983年
- 3) 島 昭治郎 : 海底砂地盤の掘削とその応用、土木学会論文報告集、第 288号、 pp.127~137、1983年
- 4) 建山和由、島 昭治郎、納多 勝：比掘削抵抗 R_s による締固め施工管理について、第37回土木学会年次学術講演会講演概要集、1982年

第2章 土の締固め曲線に関する理論的考察

2-1 概 説

土の締固め曲線 —— 今では常識的ともいえるこの締固め土の密度と含水比との関係も、1933年にProctor が発表した当時は画期的な発見として、多くの研究者がその意味、原理を明らかにしようと研究を重ねていた。

本章では、締固め曲線が示す土の締固め特性を土粒子とそれらの間隙に保有される水の相互作用の観点から考察し、最近では関心の薄れがちな土の締固め機構の解明を試みることにする。

2-2 土の締固め曲線

突固め試験、静的圧縮、振動といった方法により土を締固める場合、締固め方法を一定にして、締固めを行うと、得られる土の密度は含水状態により異なり、一般には図2-1に示すように密度は含水比に対し上に凸の曲線形を示す。

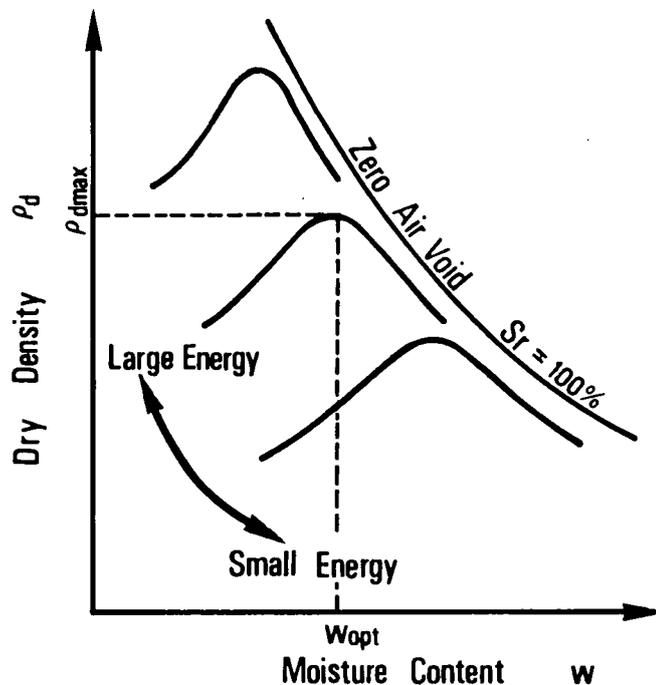


図2-1 土の締固め曲線

この曲線は締固め曲線(Compaction Curve)と呼ばれているが、これは土に固有のものではなく、締固め方法、締固めエネルギーにより、その位置、形の異なったものとなる。

土の締固め特性を最初に科学的にとらえ、発表したのは Proctorであり¹⁾、それ以来、多くの研究者が締固め曲線の意味、原理について研究を重ねてきた。現在、締固め曲線にみられるような締固め密度の含水比依存性の原因としては、土粒子間の接点における水の催滑作用²⁾、ならびに土粒子接点においてに保有される水によって生じる表面張力の作用³⁾等が考えられている。

本章では、土の締固め原理のより詳しい解明を試み、土を等大球の集合体でモデル化し、土粒子間の接点に保有される水の表面張力に起因する粒子間力の効果を数値計算により検討することによって、理論上、土の締固め曲線が描き得ることを示す。

2-3 水の表面張力と土粒子間結合力

不飽和土が飽和土と大きく異なる点は、土中の保水状態にある。飽和土では土粒子間の間隙は水で満たされているが、不飽和土では水は土粒子接点でつづみ状に保持されている(図2-2参照)³⁾。このため、土粒子間には水の表面張力に起因する力が働き、これが不飽和土の締固め特性に大きな影響を及ぼす。もう少し詳しく説明すると、土粒子間接点において保有される水は前述の通り、水の表面張力のためつづみ状に保持され、メニスカスを形成する。このため、メニスカス部では土粒子を互いに引き付け合う力が生じる。この力(以下、粒子間結合力と呼ぶ)は、土粒子間接点での垂直抗力となり、このため、粒子接点には土粒子の互いの移動を妨げる摩擦力が生じる。乾燥した砂で山を作っても、小さな外力を加えるとくずれて形を残さないが、適度な水を混ぜてやると形を保つのはこの粒子間結合力と粒子間摩擦力のため、砂粒子の移動が妨げられるからである。

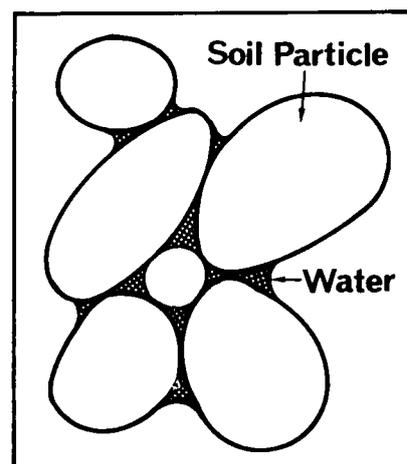


図2-2 不飽和土中の保水状態

さて、この粒子間結合力は、後に詳しく説明するように、水分が多くなるにしたがい逆に小さくなるので、土粒子は移動し易くなる。このため、含水比が大きくなるにしたがい同じ外力を加えてもよく締固められるようになる。これが、締固め曲線がある程度、含水比が大きくなるまでは含水比の増加とともに密度が増加する主な原因であると考えられる。なお、含水比がそれ以上大きな領域では、土中の間隙は水でほぼ飽和されてしまうため、排水しない限り、土はその間隙を小さくすることができず、この領域では含水比が大きくなるほど土の締固め密度は小さくなる。

以上が、今回考えた締固め機構の概略であるが、これを実際に数値計算を用いてシミュレートし、締固め曲線を描いてみる。

2-4 土の締固め機構のシミュレーション

以下の設定条件のもとで、締固め機構に関するシミュレーションを行う。

- 1) 土は、均質な等大球の集りでモデル化する。
- 2) 土中の水はすべての土粒子接点に均等に配分されるものとする。
- 3) 土中の水は接点においてのみ保持され、土粒子表面の吸着水は考えない。

実際の土は、大小さまざまな土粒子の集りであり、また土中の水も含水比の小さい間は土中に均等に配分されず、部分的にかたよったりするが、ここでは、土粒子間接点に保持される水の表面張力に起因する粒子間力の効果を議論することを目的とするため、上記の仮定のもとに話を進める。

図2-3は、土粒子を等大球に置き換え、保水状態を示したものである。実際の保水状態では、水膜表面と土粒子の接点において接触角 θ が存在する場合もあるが、簡単のため、 $\theta = 0$ で水膜は土粒子に接するように保持されるとして話を進める。

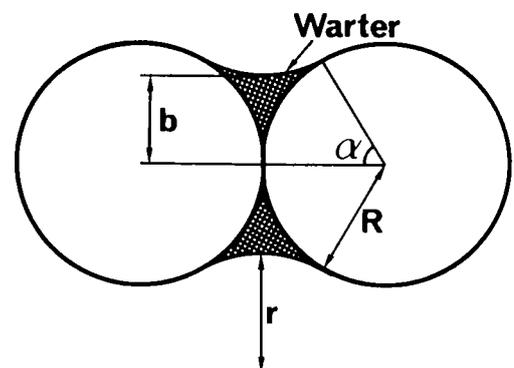


図2-3 土粒子間の保水状態のモデル化

このとき、メニスカスの曲率半径を r (m)、つづみ状に保持された水の中央部の半径を b (m)、水膜が2つの粒子の中心点を結んだ線となす角度を α とすると、水の表面張力の作用により2粒子間に働く結合力 H (N) は次式のように表わされる³⁾。

$$H = \pi b^2 T \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{b} \right) \quad (2-1)$$

ここで、 T は水の表面張力であり、 15°C において 0.0735 N/m である。また、 b と r は幾何学的関係より土粒子半径 R と水膜角 α を用いて表わすことができる。

$$b = R (\tan \alpha + 1 - \sec \alpha) \quad (2-2)$$

$$r = R (\sec \alpha - 1) \quad (2-3)$$

土中には数多くの土粒子接点があり、それらの点に作用する粒子間結合力 H が集まって土中に生じる内的な結合応力となる。この内的結合応力 σ_s は土の間隙比 e 、含水比 w 、土粒子半径 R より算定することができる。以下にその概要を順を追って述べる。

1) 1接点あたりの水量の計算

まず、最初に1接点あたりに保持される水量 W_J を求める。 W_J は次式により算定できる。

$$W_J = V_W / N_J \quad (2-4)$$

ただし、

V_W : 単位体積の土中に含まれる水量

N_J : 単位体積の土中に含まれる土粒子間接点数

であり、それぞれ次式により求められる。

$$V_W = G_s \cdot w / (1 + e) \quad (2-5)$$

$$N_J = N \cdot K / 2 \quad (2-6)$$

ここで、

$$N = \frac{1}{(1+e) \cdot \left(\frac{4}{3} \cdot \pi \cdot R^3\right)} \quad (2-7)$$

N : 単位体積の土中に含まれる土粒子数

K : 配位数 (1個の土粒子が接している他の粒子の数)

配位数Kの決定については田中らの方法⁴⁾を採用した。これは、表2-1、図2-4に示すように、種々の規則的な充填状態について、その時の配位数Kと間隙比eを計算し、これから配位数Kを間隙比eのみの関数として近似するものである。この方法によると、配位数Kは次式により与えられる。

$$K = 5.363 - 6.045 \cdot \ln e \quad (2-8)$$

上述の(2-4) ~ (2-8)式により、1接点あたりの保水量W₁を土粒子半径R、間隙比e、含水比wより決定できる。

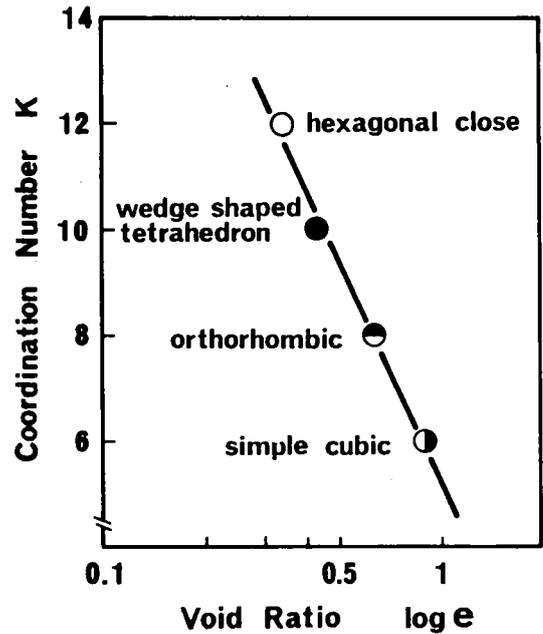


図2-4 配位数と間隙比との関係

表2-1 粒子の規則的な充填状態と配位数との関係

配列	立方格子 simple cubic	斜方格子 orthorhombic	四面楔形 wedge shaped tetrahedron	最密格子 hexagonal close
間隙比	0.908	0.653	0.433	0.351
配位数	6	8	10	12

2) 水膜角 α の計算

次に、1接点あたりの水量 W_J と土粒子半径 R から水膜角 α を求める。これらの関係は、図2-3に示される水膜部の幾何学的関係により次式のように表わされる。

$$W_J = \frac{\pi R^3 (1 - \cos \alpha)^2}{\cos^2 \alpha} \left\{ 2 - \frac{(1 - \cos \alpha) \cdot \cos^2 \alpha}{3} + \tan \alpha \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha - \frac{\pi}{2} \right) \right\} \quad (2-9)$$

$$- \pi R^3 \left(\frac{2}{3} - \cos \alpha + \frac{1}{3} \cos 3\alpha + \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha \right)$$

上式を用いると、 W_J から水膜角 α を決定することができるが、実際に α を計算するにあたっては、初期値として α の最小値と最大値 ($\alpha_{\text{MIN}} = 0$ 、 $\alpha_{\text{MAX}} = 90 \text{ deg}$)を与え、逐次その範囲を狭めていき(2-4)式より与えられる W_J との誤差が1%以下で上式を満足するように α の値を決定した。

3) 1接点あたりの粒子間結合力 H の計算

1接点あたりの粒子間結合力 H は(2-9)式により求めた α の値を(2-1)～(2-4)式に代入することにより算定することができる。

4) 単位面積あたりの内部結合応力 σ_s

次に粒子間結合力 H の集合として内部結合応力 σ_s を求める。今、土中に図2-5に示されるような面を想定する。実際の土粒子の接触面は図2-5中の太い実線で表わされるが、これを図中の平面Aに置き換えて考える。

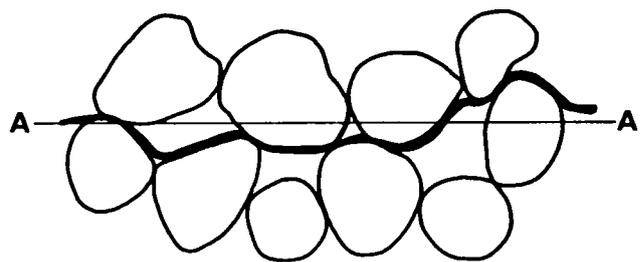


図2-5 土粒子接触面のモデル化

このとき単位面積あたりの土粒子間の接点数 N_p は次式で与えられる。

$$N_p = \frac{1}{(1+e) \cdot \pi \cdot R_m^2} \quad (2-10)$$

ここで、 R_m は平面 A の切り口における土粒子切断面の平均半径であり、次式で表わされる。

$$R_m = (\pi/4) \cdot R \quad (2-11)$$

また、土粒子接点方向は、等方向に圧縮した場合はランダムであると考えられるので、特定の方向成分を取るには方向係数 $Z = 2/\pi$ を乗じてやらなければならない。このとき内部結合応力 σ_s は次式により算定できる。

$$\sigma_s = Z \cdot N_p \cdot H \quad (2-12)$$

以上、不飽和土中の水の表面張力に起因する内部結合応力の算定方法を述べたが、これをフローチャートにまとめると図 2-6 のようになる。

図 2-7 は、上述の計算過程により、内部結合応力 σ_s と土の間隙比 e との関係を含水比をパラメータとして描いたものである。計算で用いた土質パラメータは、 $G_s = 2.70$ 、 $R = 4.0 \times 10^{-9}$ (m) である。

この図から、内部結合応力 σ_s は間隙比 e とともに大きくなること、ならびに含水比が大きいほどその値が小さくなることがわかる。

次に、この関係を利用して土の締固め曲線を描いてみる。締固め方法としては、図 2-8 に示すような側方拘束状態での静的圧縮を想定する。

飽和土を一次元圧縮した場合、間隙比 e と載荷重 p との関係が正規圧密状態では片対数紙上において直線で表されることはよく知られている。不飽和土の場合、外力として加えられる力 p の他に、上述の水の表面張力に起因する内部結合応力 σ_s が働く。この σ_s は、土粒子間結合力であるため土粒子接点における摩擦力を生じさせ、土粒子の相互移動を妨げる働きをすることは、前述の通りである。

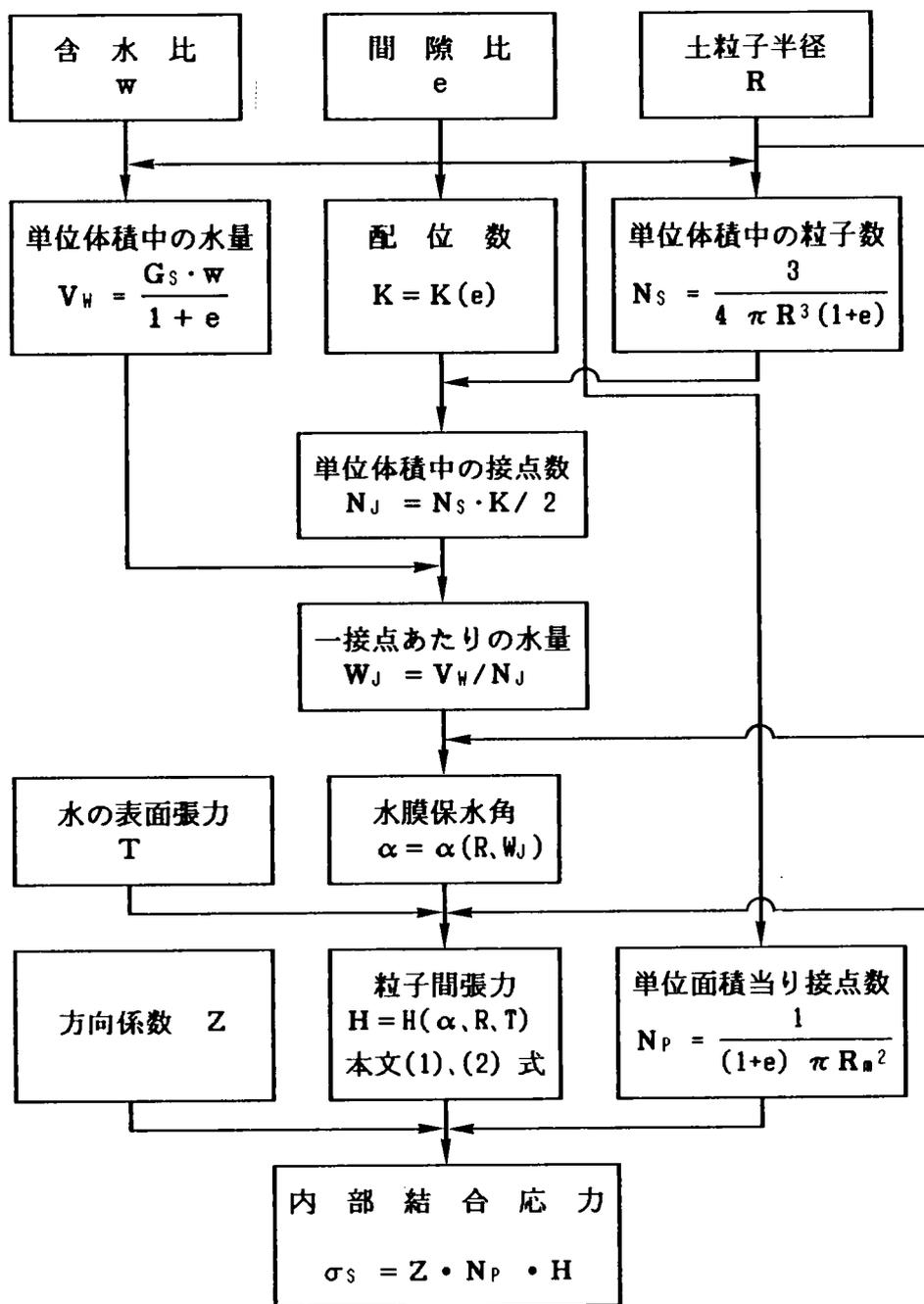


図2-6 不飽和土の内部結合応力の算定法に関するフローチャート

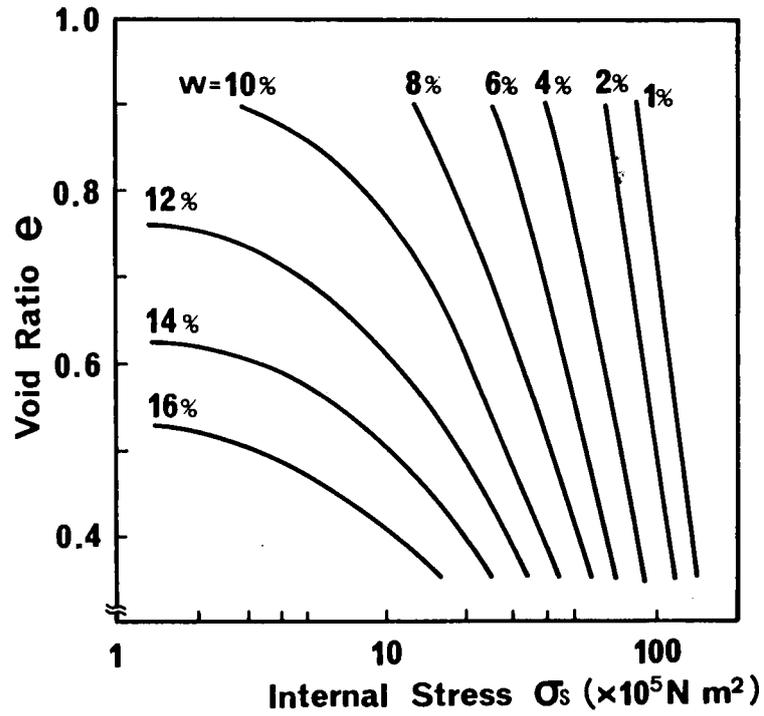


図 2 - 7 内部結合応力 σ_s と土の間隙比との関係に関する計算結果

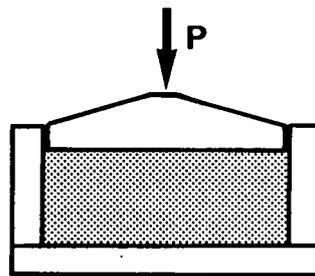


図 2 - 8 側方拘束状態での土の一次元圧縮

いま、含水比 w の不飽和土が圧縮されて間隙比 e という状態にあるとする。このときの上載圧は、飽和状態の土を間隙比 e にまで圧縮するのに必要な圧力 p と不飽和土であるがために生じる内部結合応力 σ_s の和に等しいと考えられる。すなわち、含水比 w の土を間隙比 e まで圧縮するには、次式の圧力 p_s を載荷する必要がある。

$$p_s = p + \sigma_s \quad (2-13)$$

前述の議論により不飽和土の内部拘束応力は土の含水比と間隙比より算出することができるので、含水比をパラメータとして、(2-13)式で表される圧力と乾燥密度との関係を描くことができる。図2-9はこの計算の結果を示したものである。計算では飽和土の間隙比～圧力関係 ($e \sim \log p$ 関係) として次章の実験で用いる深草土のデータを用い、また、乾燥密度は次式を用いて間隙比から求めた。

$$\rho_d = \frac{G_s}{1 + e} \quad (2-14)$$

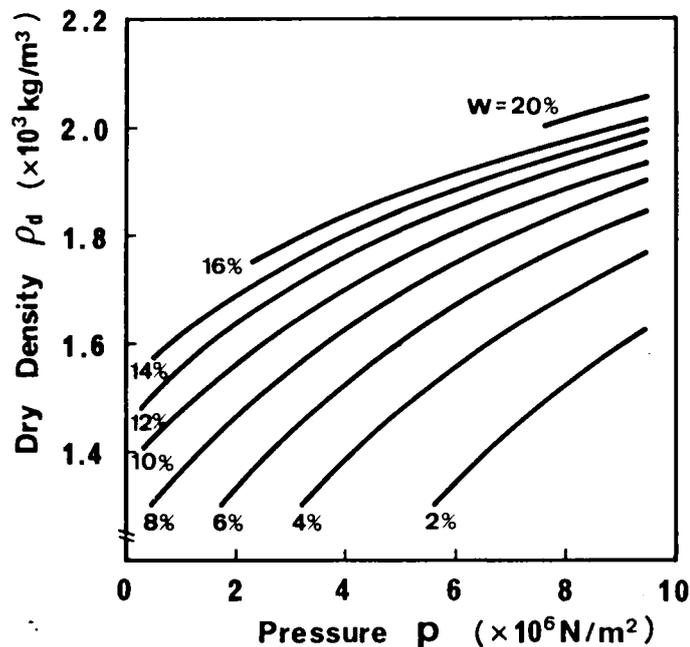


図2-9 不飽和土を静的圧縮する場合の圧力とそれにより得られる乾燥密度との関係

この計算で用いた土質パラメータは、 $G_s=2.70$ 、 $R = 4.0 \times 10^{-9}(\text{m})$ であり、土粒子の半径 R には、一般の値よりかなり小さい値を用いている。これは実際の土では、種々の大きさの土粒子が混り合っているため、大きな土粒子で構成される間隙に小さな土粒子が入り込み、さらにそれらの間隙により小さな土粒子が入り込み、単位面積あるいは、単位体積当たりの接点数がかなり多くなるのに対し、計算では土粒子を等大球と仮定しているため、このような現象を表現できず、接点数が少なくなり、内部結合力が小さく算定されるという欠点を土粒子半径を小さくすることで補っているためである。

図2-9から、静的圧縮により不飽和土を締固める場合、締固め後の乾燥密度は加える圧力とともに増加するが、その増加の割合は徐々に減少することがわかる。

締固め曲線はこの図から描くことができる。すなわち、ある締固め荷重を想定し、図2-9上において、その荷重が載荷されたときに得られる乾燥密度を含水比に対しプロットするわけである。

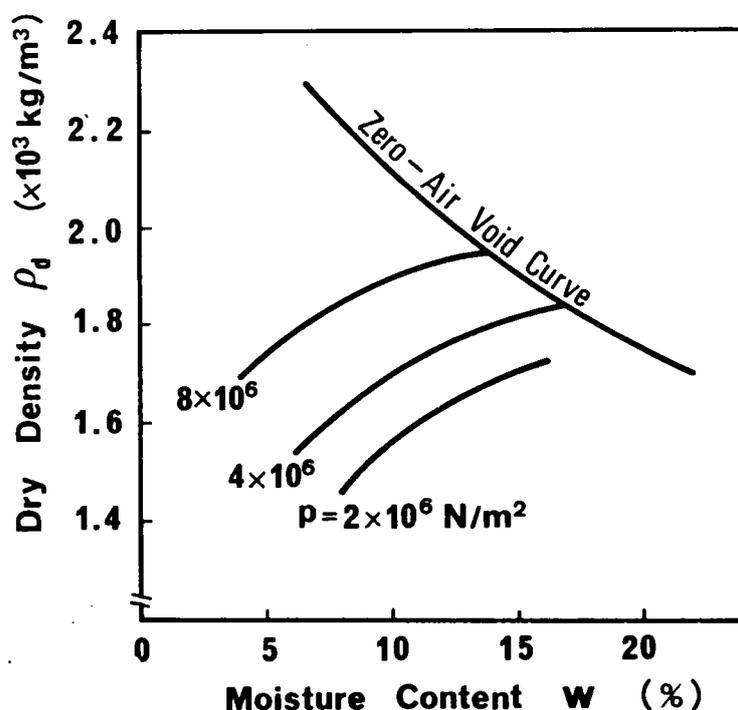


図2-10 シミュレーションにより求められた土の締固め曲線

図2-10はこの結果であり、載荷圧力 $p=2 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ 、 $4 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ 、 $8 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ の3通りについて締固め曲線を描いたものである。ただし、図を描くときには、締固め曲線が零空気間隙曲線に達すると、2-3節で述べた理由により、この曲線に沿って密度は減少するとしている。

この図では、締固め曲線は零空気間隙曲線までは含水比とともに増加すること、ならびに載荷圧力が大きいほど左上に位置するという締固め曲線の示す一般的傾向をよく表わしている。しかし、実際と異なる点として、含水比の低い領域で実際の締固め曲線では密度の増加がさほど顕著ではないのに対し、計算結果では、低含水比ほど密度の増加が大きいという傾向が得られた。これは、実際の土、特に含水比の低い土では、土中の水は各接点に均等に配分されず、部分的に偏った形で保水されるが、計算では各接点に均等に配分されると仮定したため、実際よりも含水比の増加に対する内部結合応力の減少が大きく算定されるためと考えられる。低含水比領域での間隙水の不均一な配分、土粒子の大きさ、形の不均一性等を考慮できれば、より現実に近い締固め曲線が描けるものと考えられる。

2-5 結 論

本章では、土の締固め機構、特に締固め曲線の意味を明らかにするため、以下の考えのもとに不飽和土中の水の作用をシミュレートし、理論的に締固め曲線が描けることを示した。

- 1) 土が不飽和状態にあるときには、土中水は土粒子間の接点に保持される。このとき、水はその表面張力のため土粒子同志を互いに引き付け、これが土粒子間の抗力となり土粒子の互いの移動を妨げる土粒子間摩擦力が発生する。この作用は各接点における保水量が多くなるにしたがい、逆に小さくなるので、土粒子は含水比が大きいほど移動し易くなる。このため、締固め曲線における土の密度は、含水比がある程度大きくなるまでは、含水比とともに増加する。
- 2) 土がある程度締固められ、間隙が小さくなると、間隙は水で満され、飽和状態になる。この状態ではそれ以上、空気を排出して締固まることができないため、密度は含水比が増加するにつれてその分だけ減少する。

上述の考え方のもとに土を等大球の集合でモデル化し、土粒子間に保持される水の表面張力に起因する土粒子間力の影響を理論的に考察することにより、不飽和土中の粒子間結合力と間隙比、含水比との関係を調べた。この結果をもとに、側方拘束状態で静的圧縮により土を締固めた場合に得られる締固め曲線を計算により描き、密度が零空気間隙曲線までは含水比とともに増加すること、ならびに載荷圧力が大きいほど左上に位置するという締固め曲線の示す一般的傾向が得られることを示した。しかし計算では、水が各粒子間接点に均等に配分されると仮定しているため、低含水比領域で実際の締固め曲線と異なり、密度の増加が顕著に現われすぎたようである。低含水比領域での間隙水の不均一な配分、土粒子の大きさ、形の不均一性等を配慮した考察が今後の課題であろう。

参考文献

- 1) R.R.Proctor : Fundamental Principle of Soil Compaction, ENR, vol.111 No.10, pp.286 ~ 289, 1933
- 2) 赤井浩一著：土質力学、朝倉書店、1966年
- 3) 山口柏樹著：土質力学、技法堂出版、1969年
- 4) 田中達夫著：粉体プロセス入門、工学図書、1981年

第3章 水浸時挙動を考慮した締固め施工管理基準の決定方法について

3-1 概 説

一般に、道路盛土、フィルダムなどの土構造物の造成では不飽和状態の土を締固めるため、これらの土構造物の長期安定性を考慮するにあたっては、締固められた不飽和土が水浸時に示す力学特性の変化を把握した上で、設計ならびに施工管理基準の決定を行う必要がある。

本章では、第2章で行った不飽和土の力学特性に関する考察にもとづき、不飽和状態の土が水浸を受けた場合に示す力学的挙動を土粒子間に働く水の表面張力の消失という観点から検討した。次に、この結果をもとに、締固められた不飽和土が水浸時に示す体積変化、ならびに強度低下を予測する手法を考案し、室内実験によりその適用性を調べた。最後に、この手法を用いて、水浸時の体積変化が小さく、かつ土が水浸後も所定の強度をもつような締固め施工管理基準の決定方法を提案した。

3-2 不飽和土の水浸時挙動について

締固められた不飽和土が水浸を受けると、収縮あるいは膨張といった体積変化ならびに強度低下を生じることはよく知られている。

NOBARI, E.S. and DUNCAN, J.M. は数多くのフィルダムにおいて湛水時に体積収縮が生じることに着目し、水浸時の不飽和土の体積収縮現象について研究を行った¹⁾。彼

らは水浸前と後の試料土の粒径分布が異なることを指摘し、水浸による体積収縮は土粒子が水の作用により破砕され、細粒化するために生じると考えた。しかし、よく締固まった土では水浸により膨張する場合もあり、また、土粒子の破砕も体積収縮に起因する粒子の相互移動の結果生じたとも考えられ、水浸による体積変化の原因は土粒子の細粒化だけでは説明できないと思われる。

前章で述べたように、不飽和土が飽和土と大きく異なる点は、土中の保水状態にある。飽和土では土粒子間の間隙は水で満たされているが、不飽和土では、水は土粒子

接点でつづみ状に保持されている。このため、土粒子間には水の表面張力に起因する粒子間力が働き、これが不飽和土の力学特性に大きな影響を及ぼす。不飽和土の力学挙動については、軽部らが徹密な考察を行い、そのメカニズムを解明しつつあるが²⁾本章では水浸前と水浸後の2つの状態だけに着目し、水の表面張力に起因する両者の力学挙動の相違について前章での議論をもとに検討を行い、この結果をもとに不飽和土の水浸時の挙動について考察を加えることにする。

3-3 不飽和土の力学特性に関する理論的考察

乾燥法により土の締固め試験を行う場合、自然乾燥させた土に徐々に水を加えて行き、種々の含水比の土に対して締固め密度と含水比との関係を調べる。このとき締固めた土の密度だけでなく、『固さ』といったものの変化をみると非常に興味深い。

含水比が小さいうちは、締固めた土は非常にもろく、パラパラとくずれるが、含水比を徐々に大きくしていくと明らかに固くなり、ある含水比までくるとまるでコンクリートでもあるかのごとく”カチカチ”の状態となる。しかし、このカチカチの状態も、さらに水を加えた土では締固め密度は増加しても、粘りが出てきて、最適含水比を越えると、もはや固いというイメージは全くなくなる。このような含水比の変化にともなう力学特性の変化は密度の違いの他に、土中における水的作用に起因するところが大きい。そこで、不飽和土と飽和土の力学特性（圧縮特性、強度特性）の違いに及ぼす土中水的作用について、前章の計算過程を利用して考察を行う。

(1) 不飽和土の圧縮特性

不飽和土を側方拘束状態で一次元的に静的圧縮する場合、土粒子間に働く水の表面張力に起因する粒子間結合力とそれにより生じる粒子間摩擦力が外力に抵抗するため同じ力を加えても飽和土に比べ、圧縮量が小さい、すなわち、得られる土の間隙比が大きいことは、前章で説明した通りである。このことは、前章の不飽和土中に生じる内部結合応力の計算からも検討することができる。

図2-1は土の乾燥密度とその状態まで締固めるのに必要な静的圧力との関係を計算により求めたものであった。この計算では土の間隙比から(2-14)式により乾燥密度

を計算し、これと別途、間隙比と含水比から求めておいた静的圧力との関係を描いたが、間隙比から乾燥密度への変換を行わず、間隙比と静的圧力との関係を含水比をパラメータとして直接描くと図3-1が得られた。計算に用いた土質パラメータ等は前章と同じである。図中の一点鎖線は飽和土に対する $e \sim \log p$ 関係であり、第2章と同じく後述の実験で用いる深草土のデータである。

この図から、不飽和土の $e \sim \log p$ 関係は飽和土のそれに比べ、上方に位置すること、ならびに含水比が大きいほど飽和土の $e \sim \log p$ 関係に近づいていることがわかる。この点は従来、報告されている結果³⁾とよく一致している。

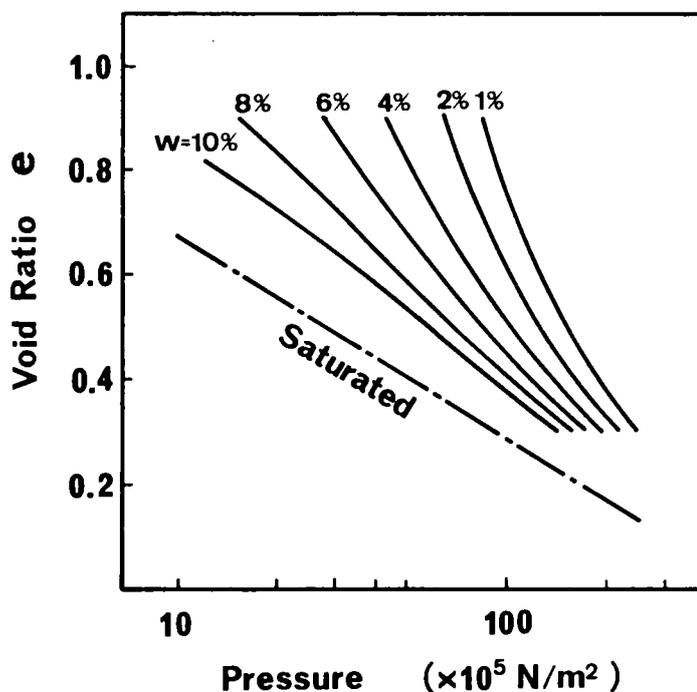


図3-1 不飽和土の圧縮特性に関する計算結果

(2) 不飽和土の強度特性

同様にして不飽和土と飽和土の強度特性の違いを内部結合応力の計算にもとづいて考察を行う。

いま、土の破壊条件式としてクーロン式を用いる。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (3-1)$$

ここで、 τ ：せん断強度、 c ：粘着力、 ϕ ：内部摩擦角、 σ ：直応力 である。

飽和状態の土ではこの c 、 ϕ が間隙比によりほぼ決まると仮定する。これをもとに不飽和土の強度特性を考えることにする。

不飽和土では前述のように粒子間結合力に起因する粒子間摩擦力の作用が土のせん断強度特性に大きな影響を与える。このとき、内部結合応力 σ_s と粒子間摩擦力 c_s との間には次式が成立すると考えられる。

$$c_s = \mu \cdot \sigma_s \quad (3-2)$$

ここで、 μ は土粒子間の摩擦係数である。すなわち、 c_s も σ_s と同様に間隙比 e と含水比 w の関数となり、上載圧とは無関係に発生するため、見掛け上、一種の粘着力と考えることができる。そこで、飽和土に対するせん断強度 τ と間隙比との関係を太田らの実験結果⁴⁾より類推し、片対数紙上で直線で表わされるとし、これに不飽和土の粘着力 c_s を付け加え、間隙比とせん断強度との関係を含水比別に示すと図3-2のようになる。もう少し詳しく説明すると、飽和土の $e \sim \tau$ 関係に後述の深草土のデータを用い（図中一点鎖線）、これに前述の計算により求まる内部結合力 σ_s と式(3-2)により求められる c_s を足し合わせて不飽和土の $e \sim \log \tau$ 関係を描いたものが図3-2中の4本の曲線である。これを式で表すと(3-3)式のようになり、右辺第1、2項が飽和土の強度で図中の一点鎖線で表わされ、また、第3項が不飽和土の内部結合応力にもとづく見掛けの粘着力の影響を表わす。

$$\tau = c(e) + \sigma \cdot \tan \phi(e) + c_s(e, w) \quad (3-3)$$

計算では、 $\mu=0.4$ ($\mu=\tan \psi$ 、 ψ ：土粒子同志の間の真の摩擦角、 22° と仮定⁵⁾)とし、その他の土質パラメータは、図3-1の場合と同じである。この図では間隙比が等しい場合、せん断強度は不飽和土の方が大きくなる状況がよく現われている。

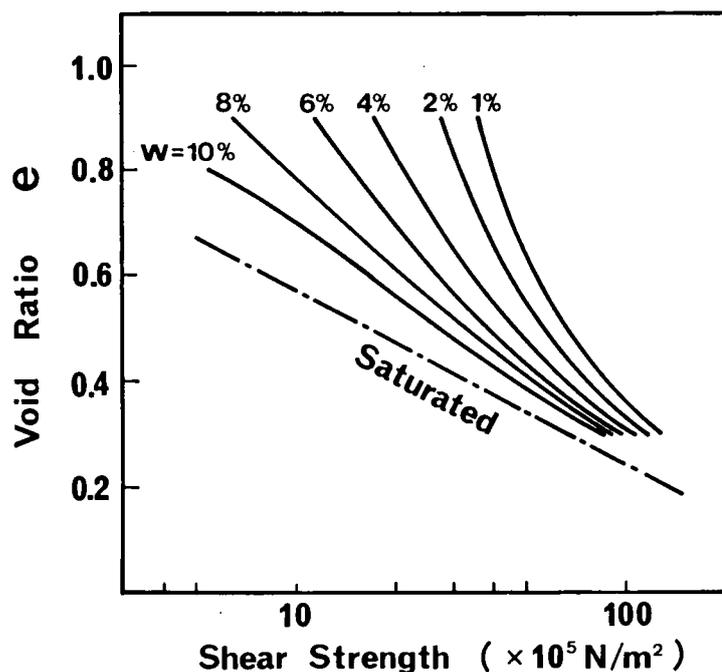


図3-2 不飽和土の強度特性に関する計算結果

3-4 締固めた不飽和土の水浸時体積変化の予測手法

前節では、不飽和土と飽和土の違いが水の表面張力に起因する粒子間結合力にあるとして、不飽和土の圧縮特性、強度特性について考察を行った。次にこの結果を利用して締固めた不飽和土が水浸時に起こす体積変化を予測する手法を考えていく。

締固めた不飽和土が水浸作用を受けると体積変化を示す。このとき、締固め土の水浸前の間隙比、含水比、水浸時の上載圧などにより膨張する場合と収縮する場合とがあり、また、その体積変化量もこれらの条件により異なるため、簡単に議論することはできない。

いま、一次元圧縮により土を締固める場合を考える。このとき、上載圧 p とそれにより得られる土の間隙比 e との関係は、図3-3に示すように $e \sim \log p$ 面上で直線で表わされるものとする。図では前節の考察に従い、ある含水比の不飽和土と飽和土の $e \sim \log p$ 関係を描いており（それぞれ、line K、line Lとする）、特に不飽和土に対しても簡単のためその関係を直線で近似している。

前節で述べたように、飽和土と不飽和土の圧縮特性の違いは水の表面張力に起因する粒子間結合力にあるといえる。しかし、不飽和土が水浸し、その間隙が水で満たされると粒子間メニスカスは消失し、飽和土と同じ挙動を示すことが予想される。

これを図3-3上で考える。

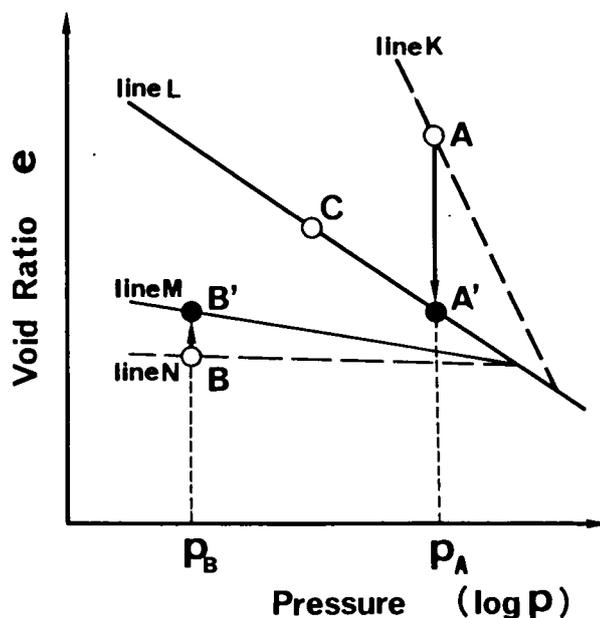


図3-3 不飽和土の圧縮特性と水浸時体積変化

1) 水浸前の状態が飽和土の圧縮曲線より上方にある場合

不飽和の土が p_A という荷重により圧縮され、A点で表わされる間隙比にあるとする。この状態の土が水浸を受けるとメニスカスの消失にともない、粒子間に働く摩擦力も消失し、粒子は互いにすべり易くなる。そのため、土粒子は相互移動を起こし、飽和土の圧縮曲線上までその間隙は減少する(A'点)。

2) 水浸前の状態が飽和土の圧縮曲線より下方にある場合

不飽和の土が非常によく締固められていて、B点で表わされるように飽和土の圧縮曲線(line L)より下にある場合を考える。

非常に強い力で圧縮された土は、間隙も小さく密な状態にある。この状態から除荷すると土はわずかに膨張する。このときの膨張量は、飽和土の方が不飽和土より大きくなる。これは不飽和土の場合、懸架水の表面張力に起因する土粒子間の摩擦力が土の膨張を妨げる働きをするからである。このため、よく締固められた不飽和土が水浸を受けると粒子の互いのすべりをおさえていた摩擦力が消滅し、膨張が生じると考えられる。よって、図中のB点の土が水浸を受けると、その状態点は飽和土の除荷（膨潤）曲線上（lineM）に移動し、BB'に相当する膨張を示すことになる。なお、図中のlineNは不飽和土の除荷曲線であり、この曲線の $e \sim \log p$ 面上での傾きが飽和土のそれより小さいことは、後述の実験により確かめた。

3) 水浸前の状態が飽和土の圧縮曲線上にある場合

締固め後の状態が飽和土の圧縮曲線上にある場合（図中C点）には、水浸による体積変化は生じない。

上記の手法により、不飽和状態で締固められた土の間隙比と現在の上載圧がわかれば水浸後の体積変化を予測することができる。なお、予測に際しては、飽和土の $e \sim \log p$ 関係（正規状態）、飽和土と不飽和土の除荷曲線の傾きをあらかじめ求めておく必要がある。

3-5 水浸時体積変化に対する検証実験

前節で締固めた不飽和土の水浸にともなう体積変化量を予測する手法を考案した。次にこの手法の適用性を調べるため、締固めた不飽和土の水浸実験を行った。実験は標準圧密試験装置と図3-4に示す突固め用10cm径モールドを改良した一次元圧縮試験装置を用いて行った。標準圧密試験装置のリング内壁にはテフロン加工を施し、また、10cm径モールドのリング内側にはポリエチレンシートを装着し試料土とリング内壁との間の摩擦力の低減を図った。実験ではリング内に試料土を締固め、その上に30分間所定の载荷を行い、試料土が沈下を生じないことを確認した。こののち、荷重をかけた状態でリング下部より注水を行い、その時の体積変化量を加圧板に取り付けた変位計により計測した。

実験に用いた試料土は深草粘土であり、これを 2 mm フルイに通した後、数段階の含水比に調節し、実験用試料とした。試料土の粒径過積曲線と物理特性を図 3 - 5、表 3 - 1 に示す。

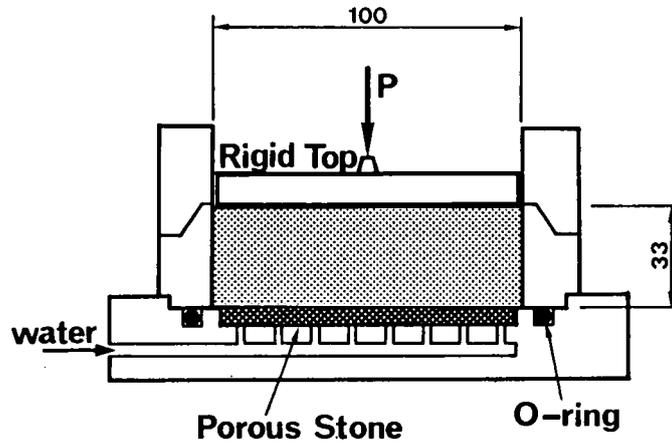


図 3 - 4 10 cm 径水浸実験装置

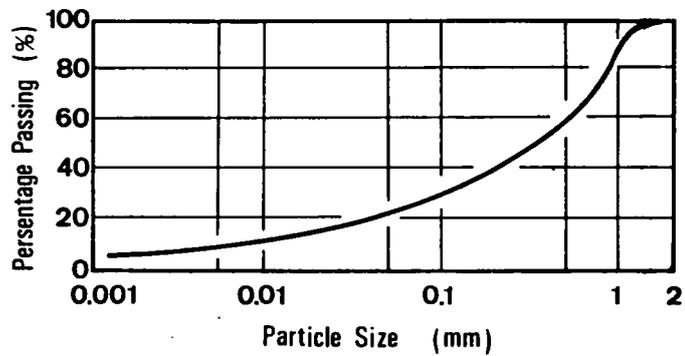


図 3 - 5 試料土の粒径加積曲線

表 3 - 1 試料土の物理特性

Specific Gravity	Liquid Limit (%)	Plastic Limit (%)	Plasticity Index (%)
2.69	52.4	31.4	21.0

水浸時の上載圧、試料土の含水比ならびに初期間隙比は種々に変えており、特に水浸前の初期間隙比については静的な圧縮による締固めとランマを用いた突固めによる締固めにより種々の状態の供試体を作成した。なお、標準圧密試験装置は主に静的締固めに対し、また、10 cm径モールドは突固めによる締固めに対して用いた。

実験に先立ち、飽和土と不飽和土に対する圧縮曲線と除荷（膨潤）曲線を求めた。それらの一例を図3-6、3-7に示す。図3-6は、飽和土と不飽和土($w=15\%$)に対し、正規領域の圧縮曲線を求めたものである。この図より、不飽和土の圧縮曲線の方が飽和土のそれより上方に位置することが確認できる。また、図3-7は、飽和土と不飽和土を $2.5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ の上載圧で圧縮した後、除荷曲線を求めたものである。図中、不飽和土の除荷曲線に付した点線は、飽和土のデータを並行移動し両者の比較を容易にしたものである。これより、除荷領域、特に上載圧の小さい領域では不飽和土の方が飽和土より膨張量が小さいことがわかる。

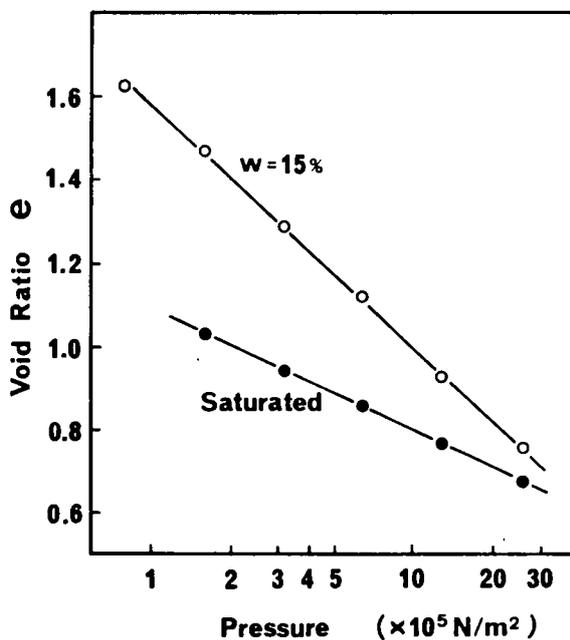


図3-6 試料土の圧縮曲線

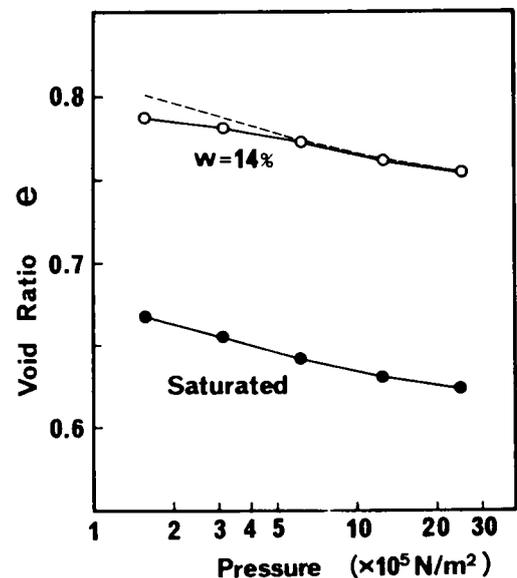


図3-7 試料土の除荷曲線

図3-8は、水浸時体積変化に関する実験結果の一部を示したものである。図の横軸は水浸時上載圧 p であり、黒印が水浸後の状態を表わしている。実験では、水浸による体積変化が時間とともに進行するので、24時間計測で得られたデータを双曲線近似することにより最終体積変化量を求め、水浸に伴う体積変化量とした。図では静的締固め (S.C.と略記) と動的締固め (D.C.と略記) により作成した試料に対する実験結果を同時に示している。なお、図中の実線は飽和土に対する圧縮曲線であり、破線は飽和土の除荷曲線である。

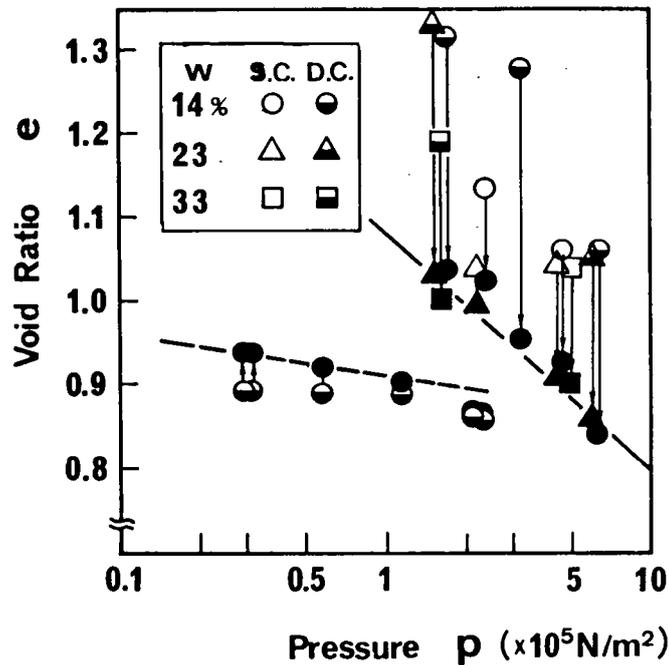


図3-8 水浸時体積変化に関する実験結果の一例

この図より以下のことが明らかとなった。

- 1) 体積減少を生じる実験結果では、上載圧の大きいところでは水浸後の間隙比は予測通り飽和土の圧縮曲線上まで小さくなる。
- 2) 図には表わされていないが、上載圧の小さいところでは水浸後の間隙比は飽和土の圧縮曲線まで落ちず、多少大きい値となる実験結果もあった。これは圧密リング側面と土との間の摩擦力が上載圧に比べ大きく、これが水浸時の変位を妨げたためではないかと考えられる。

3) 静的に締固めた試料と動的に締固めた試料との間には、顕著な差異は認められない。

4) 体積膨張を生じる実験結果では予測通り水浸後の間隙比は飽和土の除荷曲線上まで増加する。

以上の結果より、先に提案した方法による水浸時体積変化量の予測結果と実測結果との関係を描くと図3-9の様になった。図では、実測値と予測値とは多少のバラツキはあるが、よく一致しており、前節で提案した予測手法により水浸時の収縮・膨張量をおさえ得ると考えられる。

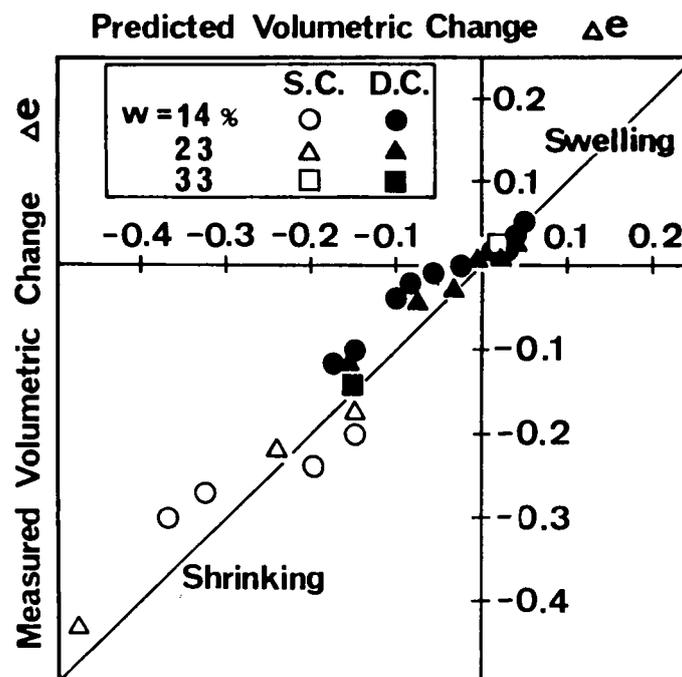


図3-9 水浸時体積変化量の予測結果と実測結果との比較

3-6 水浸時強度低下の予測について

締固めた不飽和土が水浸を受けるとその強度が低下することはよく知られている。水浸による不飽和土の強度低下に関する研究としては、福田が締固めた土に上載圧とせん断力の両方が作用する場合の水浸による強度変化について研究を行っており⁶⁾、また、強度低下の予測手法としては、太田らが締固めた土に対し等価先行圧縮応力なる概念を導入し、一連の研究を行っているが⁴⁾、本研究では前述の体積変化挙動に対する考察にもとづいて、水浸による強度低下現象を予測することにする。これは、後述の施工管理基準を考えるとときに水浸時の体積変化と強度低下を同時に考慮できるという利点があるからである。

まず、水浸時強度低下をを予測する手法を確立するため、以下の仮定を設けることにする。

- 1) 締固めた土が水浸を受けるとその強度特性は飽和土のそれに一致する。
- 2) 飽和した土の強度は、間隙比と上載圧によりほぼ決まる。(厳密には土の強度は間隙比と上載圧のみではなく土粒子の配向性などの構造骨格によっても影響を受けるが⁷⁾、簡単のため、上述の仮定のもとに話を進める。)

以上の仮定にもとづけば、前節で述べた水浸による体積変化量の予測手法を利用して水浸時の強度低下を予測することができる。すなわち、水浸前の土の間隙比、上載圧がわかれば、前節の議論により水浸後の土の間隙比を予測することができる。よって、飽和土の強度～間隙比・上載圧関係が得られていれば、水浸後の強度を予測することができる。

3-7 水浸時強度低下に対する検証実験

前節で述べた水浸時強度低下の予測手法の適用性を検討するため、水浸せん断試験を行った。

実験装置は図3-10に示す等体積一面せん断試験装置に水の供給装置を取り付けたものであり、供試体の下部よりポーラスストーンを通して試料土の水浸を行えるようにしたものである。

実験に用いた試料土は前節で用いたものと同じ深草粘土であり、静的圧縮による締固めによりせん断箱の中に直接供試体(60mm φ×20mm)を作成した。

実験は不飽和状態において締固められた土を水浸させ、30分以上放置しそれ以上体積変化が生じないことを確認した後、1mm/secの速度でせん断を行った。

せん断力の計測は最大変位6mmまで行い、ピーク強度が現われないものについては6mm変位時の強度をせん断強度として採用した。

なお、実験に先立ち、飽和土に対するせん断強度～間隙比・上載圧関係を4段階の上載圧(3.92、7.84、15.68、31.36×10⁴ N/m²)に対して求めた。図3-11は、

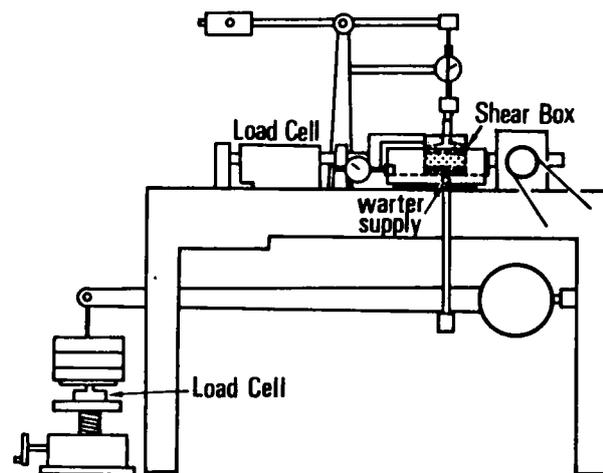


図3-10 等体積一面せん断試験装置

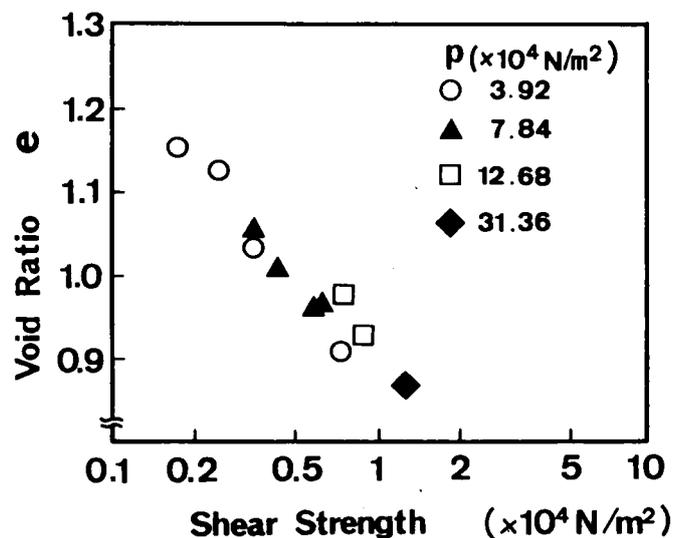


図3-11 せん断強度と上載圧関係との関係に関する実験結果(飽和土)

この結果であり、今回の実験では、上載圧にはほとんど影響されず、せん断強度と間隙比との関係は片対数紙上でほぼ直線で表わすことができた。

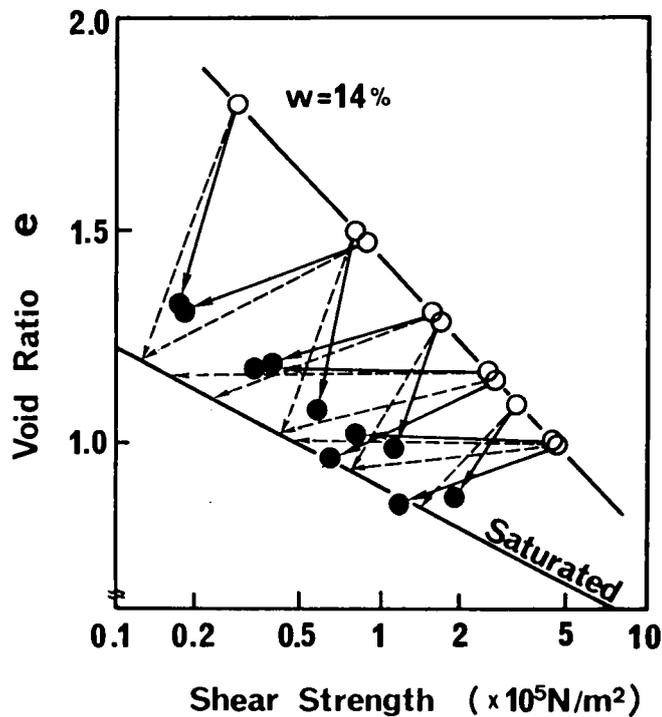


図3-12 水浸による強度低下に関する実験結果

図3-12は、水浸をともなう等体積一面せん断試験の結果であり、水浸による体積変化と強度低下の実測結果を1つの図の中に示したものである。図中、白印が水浸前、黒印が水浸後の状態点（せん断強度、間隙比）であり、上側の実線は水浸前の不飽和土（含水比14%）の強度と間隙比との関係に関する実験結果を連ねたもの、下側の実線は図3-11に示した飽和土に対する強度～間隙比関係を直線で近似したものである。また、図中の点線で示した矢印は水浸前と水浸後の状態点の移動を3-6節で述べた方法にしたがい予測した結果を、実線の矢印はその実測結果を表わしている。3-5節で調べたように、水浸にともなう体積変化は、水浸前の土の間隙比、水浸時の上載圧に依存するが、図3-12においても、水浸時の試験条件（間隙比、上載圧）により体積変化の量は、大きく異なっている。

この図から、水浸後の強度の予測値と実測値との関係を示すと図3-13のようになる。

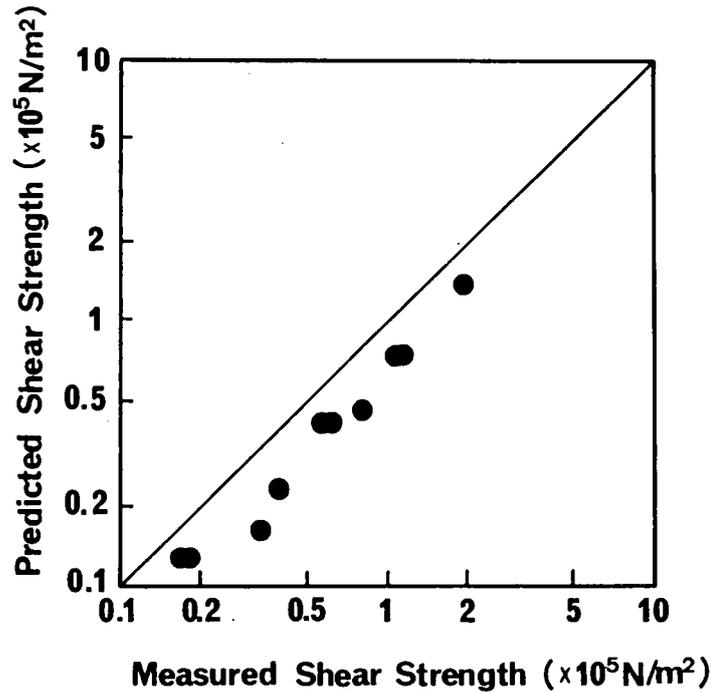


図 3 - 1 3 水浸による強度低下に関する実験結果と予測結果との比較

これらの図から、水浸後強度の実測結果は予測結果と対応していることがわかる。しかし、実験結果の方が予測結果より少し大きめのせん断強度を示している。この原因としては、水浸時間が30分と短く、試料土が充分飽和しなかったため、強度が十分低下しなかったためではないかと考えられる。この点に関しては、さらに詳細な検討が必要である。

3 - 8 締固め施工における施工管理基準の検討

前節までで、締固めた不飽和土が水浸を受けた時に示す体積変化、強度低下を予測する手法を考えたが、次にこの結果を利用して締固め施工管理基準の決定方法について検討を行う。ここで考える施工管理基準とは次の条件を満たすものとする。

- 1) 造成された土構造物が施工後、水浸を受けた時に、所定の強度を有し、破壊することがない。
- 2) 施工後、構造物が水浸を受けた時に、大きな沈下・膨張を起こさない。

締固め施工により造成される土構造物が施工直後には十分な強度をもっている、水浸を受けると軟弱化し、強度が低下したり、また、コラプス現象により大きな沈下を生じる場合があり、これらは盛土にとって最も危険な状態である。上記の条件はこのことを考慮し、設定したものである。次に、個々の条件を満たす施工管理基準について順に検討を行う。

(1) 水浸時強度低下を考慮した締固め施工管理基準

盛土がその機能を果たすために最小限必要とする強度 τ_0 なるものが盛土の設計条件より与えられるとする。このとき施工管理基準としては、

『水浸後の盛土材の強度が τ_0 以上であるような水浸前の状態』

で与えられる。

いま、飽和した試料土に対し、せん断強度 τ ～間隙比 e 関係が求まっていれば、これより τ_0 に相当する間隙比 e_0 を知ることができる。ただし、ここでは前節の実験結果より τ_0 が間隙比のみにより決まると仮定している。よって、水浸時強度低下を考慮した施工管理基準としては水浸後に間隙比 e_0 以下となる水浸前の間隙比により表わすことができる。この間隙比を図3-14に表わされる $e \sim \log p$ 面上で考える(ここでの p は、盛土完成後に土に加わる上載圧を表わすと考えればよい)。

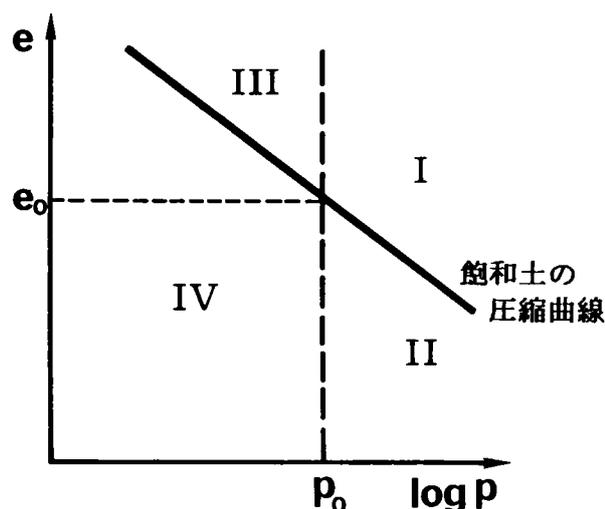


図3-14 水浸前の締固め土の状態点の分割

a) 飽和土の圧縮曲線と $e = e_0$ との交点における上載圧を p_0 とする。 $p > p_0$ でかつ、飽和土の圧縮曲線より上の部分 (I 領域) に締固め直後の土の状態がある場合には、先に述べたように土は水浸により収縮を起こし、圧縮曲線上に落ちつく。すなわち、この点の間隙比は e_0 より小さくなり、基準を満たす。

b) $p > p_0$ で飽和土の圧縮曲線より下に締固め後の土の状態がある場合 (II 領域) には、土は水浸により膨張するが、前に述べたように、飽和土の膨潤線の上に落ち着くように膨張するので圧縮曲線を越えることはない。よって、この部分の土も水浸後の間隙比は e_0 以下になり基準を満たす。

$p < p_0$ の範囲では問題は多少複雑となる。

c) $p < p_0$ で圧縮曲線より上方の状態 (III 領域) にある土は水浸により収縮するが、 $e \sim \log p$ 線までしか収縮しないので、水浸後の間隙比は e_0 より大きくなり、所定の強度が得られない。

d) $p < p_0$ で圧縮曲線より下方の状態 (IV 領域) にある土は水浸により膨張する。そこで、膨張後の土の間隙比が e_0 より小さくなる水浸前の状態が施工管理基準を満たすことになる。今、図 3-15 において、 p_A という上載圧の下で水浸後の間隙比が A 点となる水浸前の状態を求める。

まず、A 点より飽和土の除荷 (膨潤) 曲線の傾きで直線を描き、これと飽和圧縮曲線との交点 B を求める。B より不飽和土の除荷曲線の傾きで直線を描き、 $p = p_A$ 線との交点を C 点とする。この C 点は水浸後に A 点まで膨張する。同様にして他の $e = e_0$ 線上の各点についても水浸前の間隙比を求めると、図中の CD 線が得られる。この線よりも下にその状態 (水浸前) がある土は水浸により膨張しても、 $e = e_0$ 線を越えることはない。

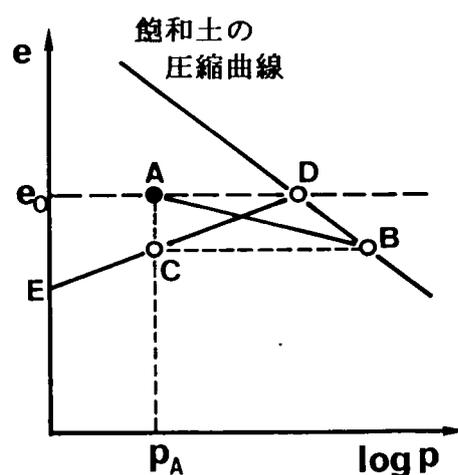


図 3-15 水浸前の状態点の求め方

以上、各場合に分けて水浸後の間隙比が e_0 以下となる領域を求めたが、これらをまとめて図示すると、図3-16のようになる。これが水浸後も所定の強度を保つための施工管理基準となる。

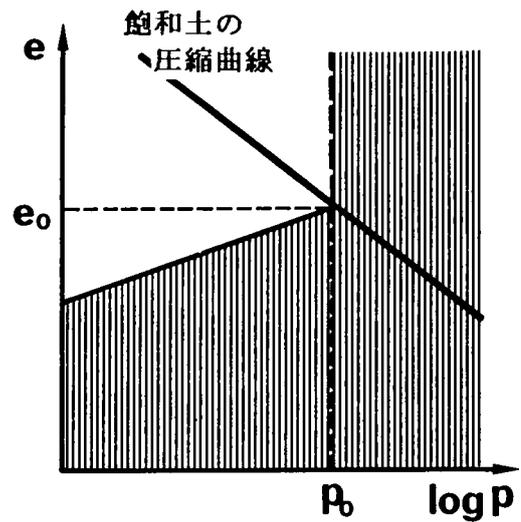


図3-16 水浸による強度低下を考慮した締固め施工基準

2) 水浸時体積変化を考慮した施工管理基準

締固めにより造成される土構造物の変形を最小限におさえるための施工管理基準を考える。一般に水浸による体積変化量としては沈下を生じる場合の方が膨張を生じる場合よりもその量を考えると問題になる。このことは、前述の実験結果において、体積収縮量が膨張量に比べはるかに大きいことから納得できることである。そこで、水浸による体積変化を最小限におさえるための施工管理基準としては、図3-17で示すように、体積減少を起さない領域として定義することにする。

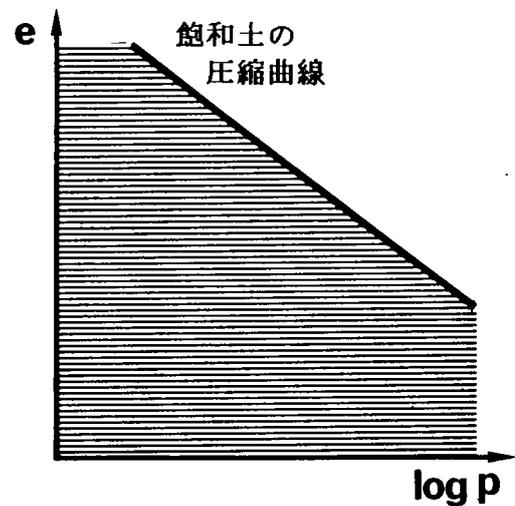


図3-17 水浸による体積変化を考慮した締固め施工基準

以上の考察より、水浸後に所定の強度を保ち、かつ、体積変化をおさえるための条件を示すと図3-18のようになる。横軸の p は土かぶり圧と考えればよいが、締固め後（水浸前）の土の状態がこの図のハッチで表わされる領域に入っていれば、水浸後も安全性が保たれる。なお、この基準を実際に用いるには飽和状態での試料土の強度～間げき比関係と $e \sim \log p$ 関係を求めておく必要があること、ならびに今回は等体積一面せん断強度を選んだが、現場の条件に合わせ他の強度の使用も考え得ることを付記しておく。

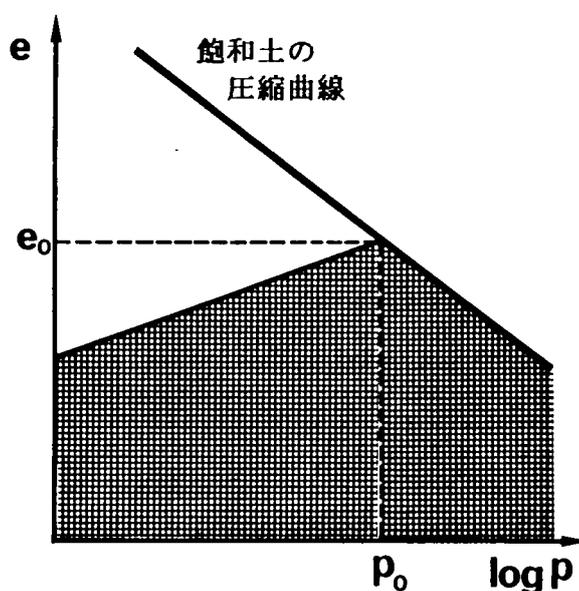


図3-18 水浸時の強度低下と体積変化を考慮した締固め施工管理基準

3-9 結 論

以上、締固めた不飽和土の水浸による体積変化、強度低下を予測する手法、ならびに、これをもとに水浸後も所定の強度を保ち、かつ水浸による体積変化をおさえるような施工管理基準の考え方について検討を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 不飽和土の力学特性に及ぼす土中水の作用について、等大球モデルを用いた計算により考察を行った。この結果、不飽和土を一次元圧縮するときの圧縮特性、ならびに、不飽和土の強度特性と飽和土のそれらとの違いを説明することができた。
- 2) 『締固めた不飽和土が水浸すると土粒子間の水の表面張力が消失し、飽和土と同じ挙動を示す』という仮定の基に水浸による体積変化量を予測する手法を考案した。次に、一次元圧密試験装置を用い、水浸による不飽和土の体積変化量を測定し、提案した方法により水浸時体積変化量を予測できることを確かめた。ただし、水浸時に体積減少を示す場合で、上載圧が小さいときにはリング側面と試料土との間の摩擦の影響が大きく、予測値よりも体積変化量が小さい値を示した。
- 3) 2) の水浸による体積変化量の予測手法を基に水浸による強度低下の予測手法を考案した。さらに、この手法の適用性を検討するために等体積一面せん断試験を行った。その結果、水浸時強度低下の予測値と実測値とは対応することがわかった。しかし、実験において試料土の水浸が不十分であったため、実験により得られた強度の方が予測値よりも多少大きめの値を示しており、さらに詳しい検討が必要である。
- 4) 以上の結果をもとに、水浸後も十分な強度をもち、かつ水浸による体積変化が少なくなるような施工管理基準の決定方法を示した。なお、この手法の実際の施工現場への適用についてはまだ行っておらず、これからの課題である。

参 考 文 献

- 1) Nobari, E.S. and Dancan, J.M. : Effect of reservoirfilling on stress and movements in earth and rockfill dams , Report No. TE 72-1 , University of California
- 2) 軽部大蔵、苗村康造、森田 登、岩崎哲雄：不飽和土の力学特性に関する基礎的研究、土木学会論文集、第 269号、1978年 1月
- 3) 太田秀樹、日浦喜章、畠 昭治郎：水浸を受けた締固め土の強さ、第11回土質工学会研究発表会講演集、pp275 ~278 、1976年
- 4) 太田秀樹、西田義親、国安逸朗、金子義信：土の締固め—管理基準と品質検査—土と基礎、Vol.34、No.5、pp43~54、1986年
- 5) 最上武雄編著：土質力学、技報堂出版、1969年
- 6) 福田 護：浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の一安定解析、土質工学会論文報告集、Vol.18、 No.3、 pp76~79、1978年
- 7) 三笠正人：土の力学における構造の概念の意義について、土木学会年次学術講演会講演集、pp35~38、1962年

第4章 塑性波頭の伝播よりみた土の衝撃締固め機構に関する研究

4-1 概 説

モールドの中にゆるく詰めた土の上にランマを落とすと、ランマは土中に貫入し、その分、土は締固められる。この現象は土の締固めにおける代表的な室内試験である突固め試験の基本をなしているにもかかわらず、その締固め機構に関しては未だ明らかにされていない。

本章では、ランマが地表面に衝突したときに地中に生じる塑性波頭の伝播という考え方にもとづき、ランマの落下による土の締固め機構について考察を行う。

4-2 塑性波頭の伝播と土の締固めについて

一様な断面を持つまっすぐな棒が、一端を壁に固定されている状態を考える。この棒の他端に、引っ張り力が瞬間的に加えられたとき（図4-1参照）、一見、棒全体にわたって一様な引っ張り変形や応力が生じるように見える。しかし、非常に短い時間ステップで現象を追っていくと、引っ張り力 P を受けた

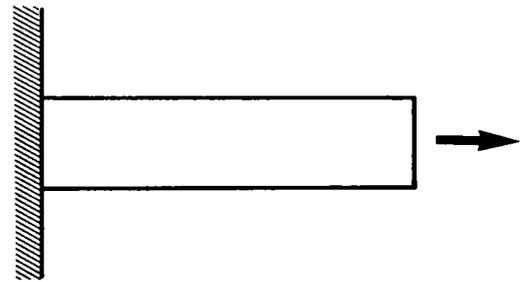


図4-1 一様な棒の急激引っ張り

端にまず変形と応力が生じ、これが波頭となって時間の経過とともに他端に向って棒の中を伝播していき、ある時間経過すると平衡状態に落ちつくものと考えられる。このとき、引っ張り力が大きいと棒の一部あるいは、全体で塑性変形を生じ、この部分で伝播する波は塑性波と呼ばれる¹⁾。

塑性波の伝播の問題は、冒頭に述べた一様な棒の急激な引っ張り問題として 1940 年代の後半から Karman and Dawez ²⁾ や White and Griffis ^{3) 4)} らによって研究され始めた。また、これをもとに Salvadori, Skalak and Weidlinger は、2種の理想的な応力～ひずみ関係を持つ材料に対し、一次元の弾塑性波の伝播問題に対する考え方を示した⁵⁾。

ランマで土を締固める場合、ランマが地表面に衝突すると、棒の引っ張りと同じように塑性波頭（圧縮）が土中を伝播し、土中に塑性変形を生じ、土が締固まるものと考えられる。そこで、本章では上記の研究により得られた塑性波の伝播に関する考え方をもとに、ランマを用いた突固め時の土の締固め機構を簡単な数値計算により考察していくことにする。

4-3 数値計算における条件の設定

土中における塑性波の伝播に関し、以下の条件のもとに議論を進めることにする。

- (1) 塑性波は一次元的に伝播し、側方には変位しないものとする。
- (2) 土は、一様な初期密度をもち、半無限連続的に分布しているものとする。
すなわち、反射波等は考えず、初期の波頭の伝播による締固めのみを考える。
- (3) 均質な不飽和土を対象とし、過剰間隙水圧等は生じないものとする。
- (4) 土の応力～ひずみ関係については、以下のように考える。

土中の波の伝播を考える上で、何らかの形で土の応力～ひずみ関係を導入する必要がある。ここでは土を一次元圧縮した際に得られる土の間隙比～圧力関係（ $e \sim \log p$ 関係）を用いることにする。

不飽和土の $e \sim \log p$ 関係について

図4-2に不飽和の砂質ローム（比重 2.83、含水比8.15%）を一次元圧縮して得られた $e \sim \log p$ 関係を示す。実験では、標準圧密試験用リングに試料土をゆる詰めにし、6段階の上載圧（0.784、1.57、3.14、6.27、12.5、25.0×10⁵ N/m²）で圧縮試験を行い、 $p = 12.5 \times 10^5$ N/m² ならびに 25.0×10^5 N/m² の2点においては除荷時の挙動をも測定した。

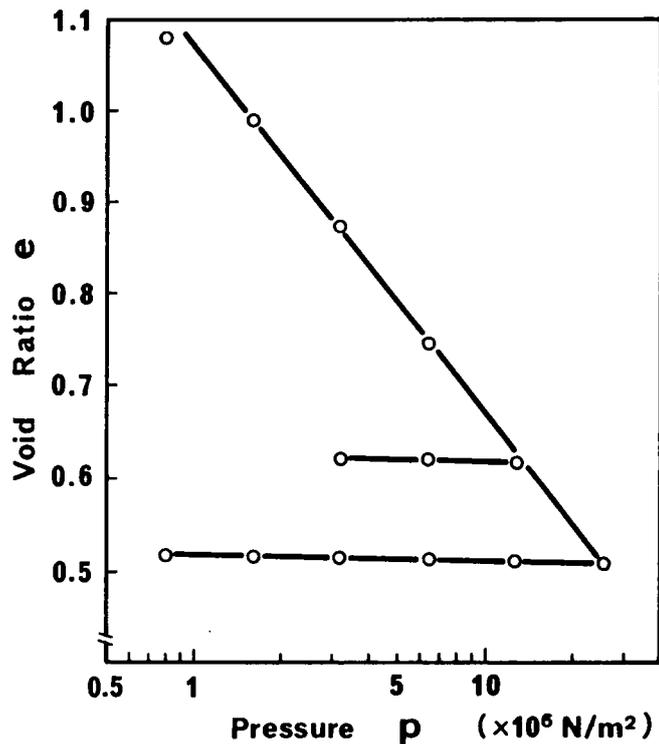


図4-2 不飽和土の一次元圧縮試験結果

図4-2より、不飽和土でも飽和土と同様に荷重領域（飽和粘土の圧密試験における正規圧密領域にあたる領域、以下、正規領域と呼ぶ）においては $e \sim \log p$ 関係は直線で近似できること、ならびに不飽和土の場合、除荷・再荷重過程での間隙比変化は非常に小さく、正規領域に比べると $e \sim \log p$ 関係の傾きにして約 $1/50$ しかないことがわかる。よって、以下の議論では $e \sim \log p$ 関係の正規領域においてのみ締固めが生じ、除荷・再荷重過程においては土の間隙比は変化しないものとする（弾性圧縮、弾性回復を微小として無視して考える）。

なお、図4-2の正規領域の直線を式で表すと、

$$e_A - e = K \cdot \log \frac{p}{p_A} \quad (4-1)$$

e_A 、 p_A ：任意の基準点における間隙比と荷重の値

となり、図4-2の場合には、 $K = 0.4$ である。

(5) 波頭の伝播速度は、(4) の $e \sim \log p$ 関係から以下のようにして求める。

材料の応力～ひずみ関係 ($p \sim \epsilon$ 関係) が与えられた場合、その材料中の波頭の伝播速度 c (m/sec) は次式によって与えられる⁶⁾。

$$c = \sqrt{\frac{1}{\rho} \cdot \frac{dp}{d\epsilon}} \quad (4-2)$$

ここで、 ρ は媒質となる材料の密度 (kg/m^3)、また ($dp/d\epsilon$) は材料の応力～ひずみ関係の接線勾配を表わす (弾性波の伝播の場合には、 $(dp/d\epsilon) = E = \text{一定}$ より、 $c = \sqrt{E/\rho}$ という見慣れた形となる)。

($dp/d\epsilon$) は応力～ひずみ関係が直線でない限り、ひずみの大きさにより異なるため、波頭の伝播速度もひずみの大きさにより違った値となる。

前述の砂質ロームに対し波頭の伝播速度を求めるため、図4-2の $e \sim \log p$ 関係を応力～ひずみ関係に描き直すと図4-3のようになる。ここでは、圧密リングに土をゆるく詰めて得られる状態を便宜的に $\epsilon = 0$ の状態としている。

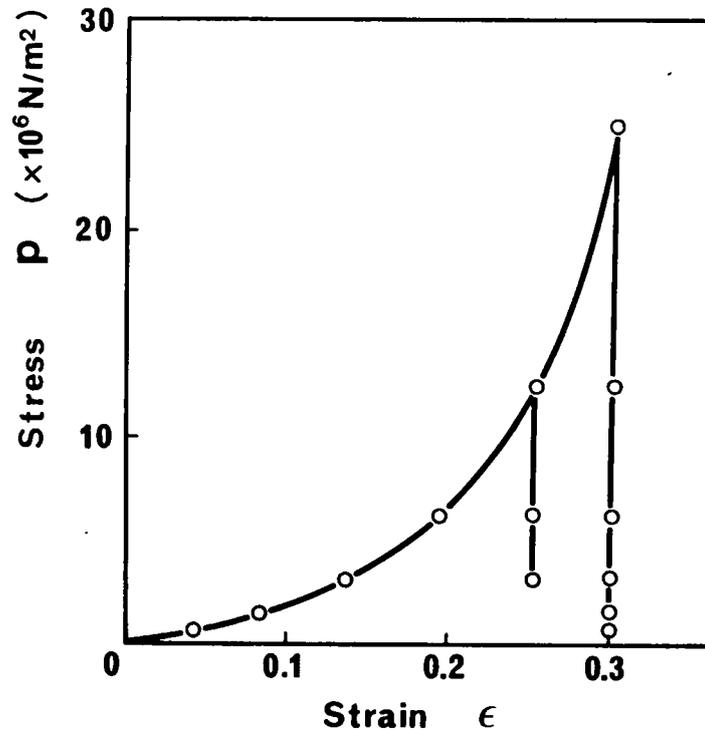


図4-3 試料土の応力～ひずみ曲線

この図から、正規領域では締固めの進行とともに、 $(dp/d\epsilon)$ すなわち、波頭の伝播速度が増加すること、ならびに、除荷・再載荷時の $(dp/d\epsilon)$ は正規領域に比べて非常に大きく、 $(dp/d\epsilon) = \infty$ とみなせることがわかる。

よって不飽和土中の波頭の伝播を考えるとときには、除荷・再載荷領域では無限大の速度で、すなわち時間を要せずして、波頭が伝播すると考えることにする。

(4)、(5)の条件設定は以後の考え方の基本になるので、再度まとめて記す。

(4) 土が $e \sim 1$ の g_p 面上で正規領域にあるときには、この土はランマ的作用により締固められ、除荷・再載荷過程領域にあるときには締固めは生じず、その部分の土は剛体として働く。

(5) 土がランマの衝撃を受ける場合、その状態が正規領域にあるときには波頭の伝播速度は、応力～ひずみ関係の接線勾配と密度から決まり、また、除荷・再載荷過程にあるときには、無限大の速度で伝播する。

後述の説明で必要となる式の誘導をしておく。(4-1)式より、

$$p = p_A \cdot \exp \left(2.3026 \cdot \frac{e_A - e}{K} \right) \quad (4-3)$$

$$\epsilon = \frac{e_B - e}{1 + e_B} \quad (e_B : \epsilon = 0 \text{ とする間隙比}) \quad (4-4)$$

$$\frac{dp}{d\epsilon} = p \cdot 2.3026 \cdot \frac{(1 + e_B)}{K} \quad (4-5)$$

4-4 土の衝撃締固め機構の基本概念

以上の設定のもとに、ランマを地面に衝突させる時に発生する塑性波頭の伝播と土の締固めとの関係を数値計算により調べ、突固めによる土の締固め機構について考察を行う。

まず、計算にあたり、基礎となる考え方を簡単に述べる。なお、ここでは計算の基本的概念を簡単に説明するために抽象的な表現を用いるところもあるが、詳細については後節で述べる。

いま、図4-4に示すように地中の深さ方向に1、2、・・・、nというn個の要素を考える。各要素の土はその間隙比が互いに異なってもよいが、1つの要素内では一定とする。

地表面にランマが衝突すると、まず要素1はランマに押される。このとき、ランマの能力が充分大きいときには、要素1の土は締固められる。しかし、ランマの能力が小さい場合には、要素1の土は締固められず、ランマの効果は圧縮波の波頭となり瞬時に（無限大の速度で）要素1内を通り、要素2へと伝播していく。これは、ちょうど筒の中にゆる詰め土を満たし、その上に剛な物体でキャップをした柱の上端をランマで打撃した場合、剛なキャップは変形せず、下へ移動するだけで、ハンマの打撃効果は下の土へと伝えられるという現象と同じと考えればよい（図4-5参照）。

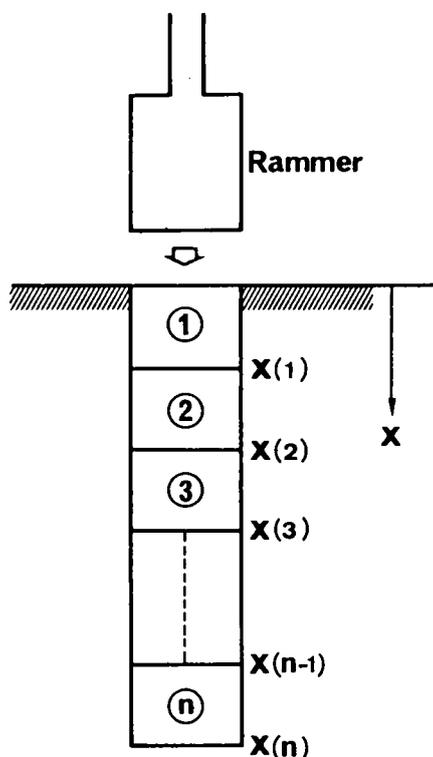


図4-4 地中の要素分割

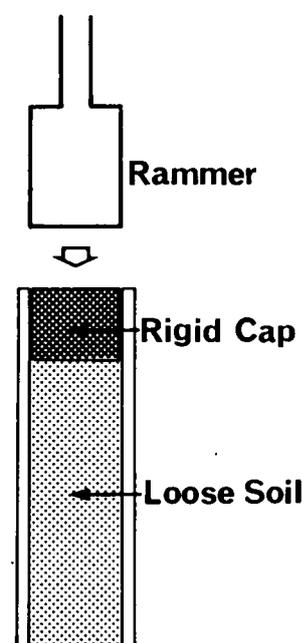


図4-5 塑性波頭の伝播の考え方

このようにして、ランマの作用により締固めが生じた要素では間隙比の減少に対応して応力が発生する。この応力は上方の要素内を瞬時に伝播し、ランマの底面にまで伝えられる。このため、ランマは抵抗を受けることになり、ランマの速度は小さくなる。そして、この減少した速度でランマがその効果を地表面に加える。・・・として同じ操作を繰り返し、地中の締固め現象を追っていくわけである。

さて、この計算過程では、各要素の土がランマの効果を受けて締固まるかあるいは剛体として働くかの判定をいかに行うかが問題となる。以下に今回用いた判定方法について記す。

ランマの作用を受けた土要素はランマの速度 v_R で下方に押される。この速度 v_R が考えている土要素が過去において受けた最大の速度 v^* (以下、最大履歴速度と呼ぶ) より小さければこの要素は剛体として働き、逆に大きければ、締固めが生じると判定を行うことにする。最大履歴速度 v^* の大きさは、計算過程においてその記録があれば直接その値を用いればよいが、それがなくても現在の間隙比から以下のようにして求めることができる。

いま、質量 m (kg)、底面積 A (m^2) のランマを静的に地表面に載せたときに土の間隙比が e_s になったとする。このときの e_s は次式を満たす。

$$e_A - e_s = K \cdot \log \frac{m \cdot g}{A \cdot p_A} \quad (4-6)$$

e_A 、 p_A は、図4-2中の正規領域の $e \sim \log p$ 関係における任意の基準点である。この状態は静的にランマを載せることにより得られるので、ランマの衝突速度 $v_R = 0$ により得られたと考えることにする。

間隙比が e_s より小さい状態の土を同じランマで作ろうとすれば当然、 $v_R > 0$ なる速度でランマを地表面に落さなければならないことになる。逆の見方をすれば、間隙比が e_s より小さい土があった場合、その土は過去において $v_R > 0$ なる速度でランマの落下を受けているとみなせることになる。

そこで、現在の間隙比が e_1 ($e_1 < e_s$) なる土の最大履歴速度 v^* を以下のよ
うに求める。まず、間隙比 e_s の状態を $\epsilon = 0$ として、間隙比 e_1 なる土中のひずみ
は (4-4)式より次のように表わされる。

$$\epsilon_1 = \frac{e_s - e_1}{1 + e_s} \quad (4-7)$$

$\epsilon = 0$ なる基準状態における密度 ρ_s は、 G_s を土粒子の真比重、 w を含水比と
すると次式のように表わされる。

$$\rho_s = \frac{G_s}{1 + e_s} \cdot (1 + w) \quad (4-8)$$

また、基準状態における波頭の伝播速度 C_s は (4-5)式において $p = mg/A$ を
用い、これと (4-8)式を (4-2)式に代入することにより得られる。

$$C_s = \sqrt{2.3026 \cdot \frac{(1 + e_s)^2 \cdot mg}{G_s \cdot A \cdot K \cdot (1 + w)}} \quad (4-9)$$

ただし、 e_s は (4-6)式より求まる間隙比である。

一般に、媒質の粒子速度 v と波頭の伝播速度 C 、ひずみ ϵ の間には次式の関係が成
立する⁵⁾。

$$v = C \cdot \epsilon \quad (4-10)$$

上式に $C = C_s$ ((4-9)式) と $\epsilon = \epsilon_1$ ((4-7)式) を代入することにより間隙比 e_1
なる土の最大履歴速度 v^* を求めることができる。

考えている土要素がランマの作用により締固まるか否かは、ランマの速度 v_R と
この最大履歴速度 v^* との大小関係により決まる。すなわち、

$$\begin{aligned} v_R > v^* & : \text{土要素は締固まる。} \\ v_R \leq v^* & : \text{土要素は剛体として働く。} \end{aligned}$$

と判定する。

4-5 計算過程の定式化

さて、以上の流れに沿って実際にランマの衝撃による土の締固め現象を数値計算によりシミュレートするときの定式化を行う。

いま、質量 m (kg)、底面積 A (m^2) のランマが v_0 (m/sec) という初速度で地表面に衝突する場合を考える。地盤条件としては、初期間隙比 e_0 、初期密度 ρ_0 ($= G_s \cdot (1+w)/(1+e_0)$) で一様とする(諸量に付した添字の 0 は、それが初期状態に関する量であることを表わす)。また、地表面を原点として、鉛直下向きに x 座標をとる。

まず、初期状態の土の最大履歴速度 v_0^* と波頭の伝播速度 C_0 を求める。 v_0^* は、初期間隙比 e_0 とランマの重量 mg とを用い、前節のプロセス ((4-6)、(4-7)、(4-9)、(4-10)式) により計算する。また、波頭の伝播速度 C_0 は(4-3)、(4-5)式に $e = e_0$ を代入し、この結果を (4-2)式に適用することにより次式のように求められる。

$$C_0 = \sqrt{2.3026 \cdot \frac{(1+e_0)^2}{G_s \cdot K \cdot (1+w)} \cdot p_A \cdot \exp\left(2.3026 \cdot \frac{e_A - e_0}{K}\right)} \quad (4-11)$$

$t = 0$ で、 $v = v_0$ という速度でランマが地表面に衝突するとき、微小時間 Δt の間は v_0 という速度を保つものとする。このとき、

$$v_0 \leq v_0^*$$

であれば一様な地盤全体にわたって締固めは生じない。よって、以下では $v_0 > v_0^*$ の場合について考える。ランマの地表面への衝突によって発生する波頭は、(4-11)式で表わされる伝播速度で地中を伝播し、微小時間 Δt の間に $x(1) = C_0 \cdot \Delta t$ という距離まで達する。この $0 \rightarrow x(1)$ までの部分を要素①とすると、この要素内の粒子は v_0 という粒子速度で運動すると考えると、要素①内に生じるひずみ $\epsilon(1)$ は、

$$\epsilon(1) = \frac{(v_0 - v_0^*) \Delta t}{C_0 \cdot \Delta t} = \frac{v_0 - v_0^*}{C_0} \quad (4-12)$$

となる。上式は前節の (4-10) 式からも求めることができる。

ここで、(4-12) 式の分子は、要素①が最大履歴速度 v_0 分は剛体移動し、それより大きい速度分が土の圧縮に寄与するという意味である。

(4-12) 式で表わされるひずみにより、要素①の土は、 Δt の間に次式で示される間隙比 $e(1)$ にまで圧縮される。

$$e(1) = e_0 - (1 + e_0) \cdot \epsilon(1) \quad (4-13)$$

また、この土要素の密度 $\rho(1)$ は、

$$\rho(1) = \frac{G_s}{1 + e(1)} \cdot (1 + w) \quad (4-14)$$

となる。 Δt の間に要素①に発生する応力 $p(1)$ は、(4-3)式より

$$p(1) = p_A \cdot \exp\left(2.3026 \cdot \frac{e_A - e(1)}{K}\right) \quad (4-15)$$

となり、ランマが受ける抵抗 $F(1)$ (N) は次式のようにになる。

$$F(1) = p(1) \cdot A \quad (4-16)$$

よって、 Δt (sec)間のランマの加速度 $a(1)$ (m/sec^2)は次式で表わされる。

$$a(1) = \frac{-F(1) + mg}{m} \quad (4-17)$$

このとき、 $t = \Delta t$ におけるランマの速度 $v(1)$ は、

$$v(1) = v_0 + a(1) \cdot \Delta t \quad (4-18)$$

になる。これで第1段目のステップが終了したことになる。第2段目、すなわち、 $t = \Delta t \sim 2\Delta t$ の間には、ランマは(4-18)式で表わされる $v(1)$ という速度で地中に貫入することになる。以下、上記と同じプロセスを繰り返し、 Δt ごとの変化を計算してゆけばよいのであるが、第2番目以降は、計算の進行にともない波頭の到達距離(計算の対象となる要素数)も増加していくため、波頭の伝播により各要素で締め固めが生じるか否かを検討する必要がある。たとえば、ある計算過程で、 $t = t(1)$

にランマが $v(I)$ という速度で鉛直下向きに運動しているとする。このとき、1番目の要素から順次、締固めが生じるか否かを判定したところ、 $j-1$ 番目の要素までは $v_R \leq v^*$ となり、 j 番目の要素①で初めて、 $v_R > v^*$ になったとする。この場合前述の議論によれば、 $1 \sim j-1$ 番目の要素では締固めは生じず、ランマの効果は無限大の速度でこれらの要素内を伝播し、 j 番目の要素に達する（ $1 \sim j-1$ 番目の要素は剛体として働き、変形しないと考える）。要素①の締固め量等の計算は、第1段目の計算と同様であり、この要素で発生した応力は、無限大の速度で上の $1 \sim j-1$ の要素を伝わり、ランマの底面に地盤からの抵抗として作用することになる。

なお、圧縮が生じた要素では波頭の伝播速度も変化するので、これを圧縮後の間隙比に対して計算しておく必要がある。例えば第一段目終了時の要素①の伝播速度は、(4-3)、(4-5)式に $e = e(1)$ を代入し、これと(4-14)式の $\rho(1)$ の値を(4-2)式に代入すれば求められる。またこの場合、要素①の最大履歴速度は v_0 に変わる。

4-6 計算による地中締固め状況の検討

前節で述べた定式化にもとづき、実際にランマの落下による地中の締固め現象を計算により求めてみる。

計算の条件としては、ランマ重量×落下高さ＝一定とし、ランマ重量と落下高さとの組み合わせを種々に変化させてランマを落下させ、地中の締固め状況の違いを調べる。これは、土の室内締固め試験として実施される突固め試験において、エネルギー一定の条件のもとでランマ重量、落下高さ等の組合せを変化させた場合、得られる密度にかなりの差があるという実験事実⁷⁾を理論的に検討するためである。なお、ランマの重量ならびに落下高さはJIS A1210の突固め試験第1法で用いられる $2.5 \text{ kgf} \times 0.3 \text{ m}$ を基準とし、これより個々の要素を増減させて計算を行った。その他のパラメータとしては、ランマ底面積 $A = 0.002 \text{ m}^2$ 、土の $e \sim \log p$ 関係の正規部分の直線の傾き $K = 0.4$ 、比重 $G_s = 2.83$ 、含水比 $w = 0.0815$ 、計算時間間隔 $\Delta t = 0.0005 \text{ sec}$ とし、土の初期密度は、 $\rho_{d0} = 1.12 \text{ g/cm}^3$ で一様に分布していると設定した。

計算結果は、地中の密度分布（乾燥密度で表示）の形で出力させ、特に地表面より5、10、30 cmの深さまでの乾燥密度の平均値（ ρ_{d5} 、 ρ_{d10} 、 ρ_{d30} ）をも求めた。

図4-6は、2.5 kgf のランマを0.3 m の高さから落下させた場合の地中の締固め状況を示したものである。実線が突固め1回の場合であり、破線が同じ土を3回突固めた場合の結果である。繰返しの突固めは、1回目の突固めが終った状態の地中の密度分布を初期状態とし、この土の上に2回目の落下を、さらに2回目の落下により得られる土の上に3回目の落下をとという手順で地中の密度分布を計算して行けば、簡単に求めることができる。

この図から、地中の密度分布は地表面で大きく、地中深くなるほど密度が小さくなり初期密度に近づくこと、また、繰返しの突固めにより地中密度は増加するがその増加の傾向は地中の上層より下層部で著しいことがわかる。これは前述のように、上層部の土が1回目の突固めで十分締固まるので、2回目、3回目の突固めでは上層部の土は剛体として働き、ランマの効果が直接下層部へ伝えられるためと考えられる。

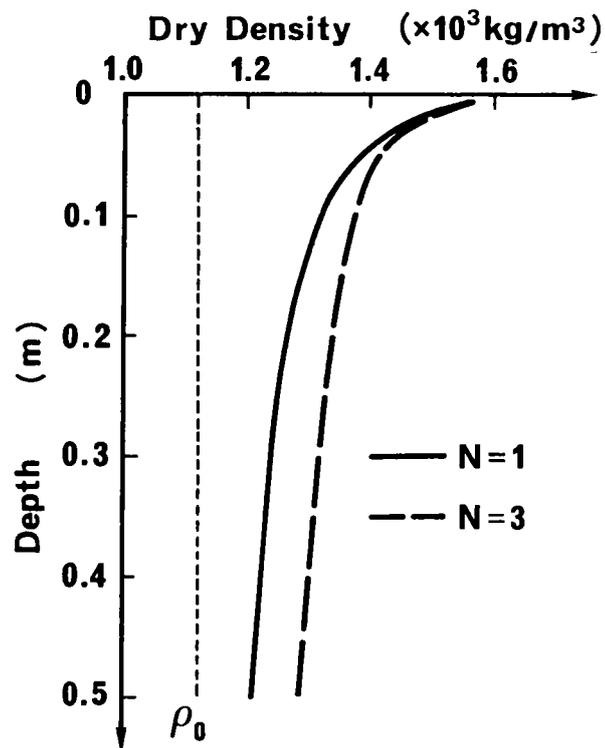


図4-6 ランマの衝撃締固めにより得られる地中土の密度分布 (計算結果)

図4-7は、地中土の締固め後の密度分布をランマの落下条件により比較したものである。図中の実線が、1.5 kgf のランマを0.5 m の高さから落下させた場合、また破線と点線は、それぞれ、2.5 kgf のランマを0.3 m の高さからと、5 kgf のランマを0.15 m の高さから落下させた場合の計算結果である。

この図から、『重量×落下高さ』で表わされるランマの落下エネルギーが一定でも、ランマの落下により得られる地中土の密度分布は異なり、軽いランマを高いところから落した場合には、表層部の土がよく締固まるが、下層部まではその効果は及ばないこと、逆に、重いランマを低いところから落した場合には、上層での締固め量は小さいが、下層までその効果が伝わり、比較的一様な締固めが得られることがわかる。

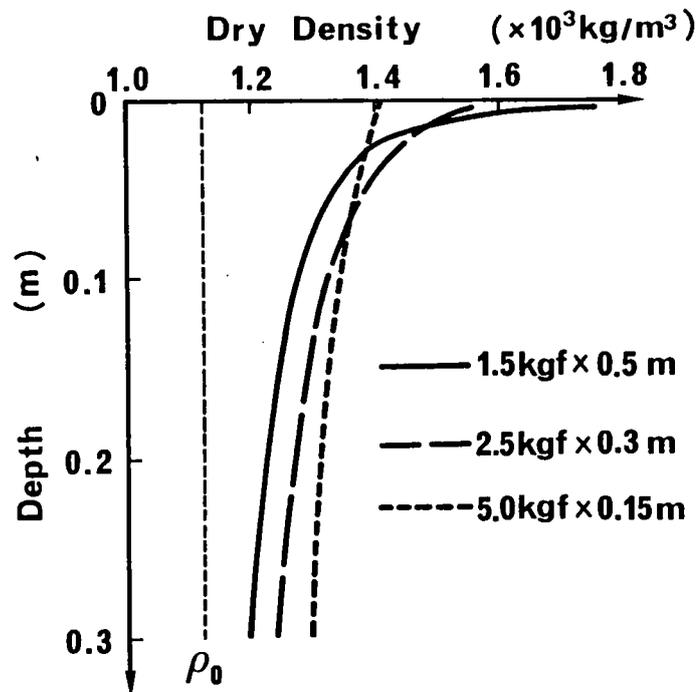


図4-7 ランマの衝撃締固めによる地中土の密度分布に関する計算結果（落下条件の影響）

図4-8は、ランマのエネルギー=一定（ランマ重量×落下高さ=7.35 N・m）の条件のもとで、ランマの重量と落下高さの組合せを変えた場合、地中の締固め土の密度がどの程度異なるかを調べたものである。図の横軸には、ランマの重量と落下高さを併記しているが、ランマ重量×落下高さ=一定という条件を満たすように座標軸を取っている。計算結果を示す3本の線の違いは、平均密度を求める際の対象とする地表からの深さを表わしており、実線が地表から5 cm 深さまで、破線と点線はそれぞれ地表から10 cm、30 cm 深さまでの平均密度を表わしている。この図より、地表から5cm 深さまでの浅いところでは、ランマ重量が小さく落下高さが大きい方がよく締固まり、逆に、重量が大きく落下高さが小さい場合の密度はかなり低いことがわかる。これに対し、地表面から30cm 深さまでの平均密度を考えると、ランマ重量5 kgf 付近で密度はピークを示し、『軽ランマ×高落下高さ』の組合せではあまり締固まらないことが予想される。

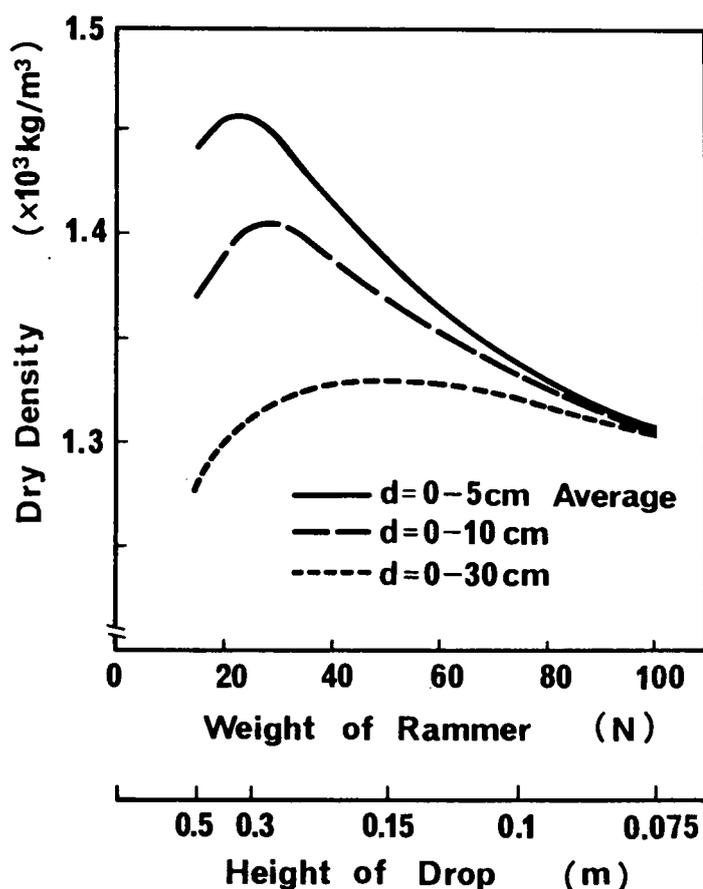


図4-8 ランマの衝撃締固めによる地中土の平均密度に関する計算結果（対象深さの影響）

図4-9は、本節の初めに触れた突固め試験の結果⁷⁾を図に示したものである。実験は突固め試験により試料土を締固める際、『ランマ重量×落下高さ』で表わされるランマの落下エネルギーを一定に保ち、これらの要因の組合せを変化させ、それによる締固めの差異を調べたものである。

実験に用いた試料土は、砂質ローム ($G_s = 2.64$) であり、JIS A 1210第1法にもとづき (1000 cc モールド、3層、25回突固め)、2.5 kgfランマ×0.3 m 落下高さを標準とし、ランマ重量と落下高さの組合せを変えて締固めを行った。図に示される結果から、エネルギー一定の突固めにより得られる土の密度はランマの重量と落下高さの組合せにより異なり、重量あるいは落下高さのいずれかの要因を極端に変化させると締固め密度が小さくなることがわかる。ここで示した実験では、モールドに3層に分けて土を入れ、25回突固める等、計算における条件とは異なるが、ランマ重量と落下高さの組合せによる締固め効果の差異は先の計算結果と同じ傾向を示しており、土の衝撃締固め機構の一部を解明できたのではないかと考えている。

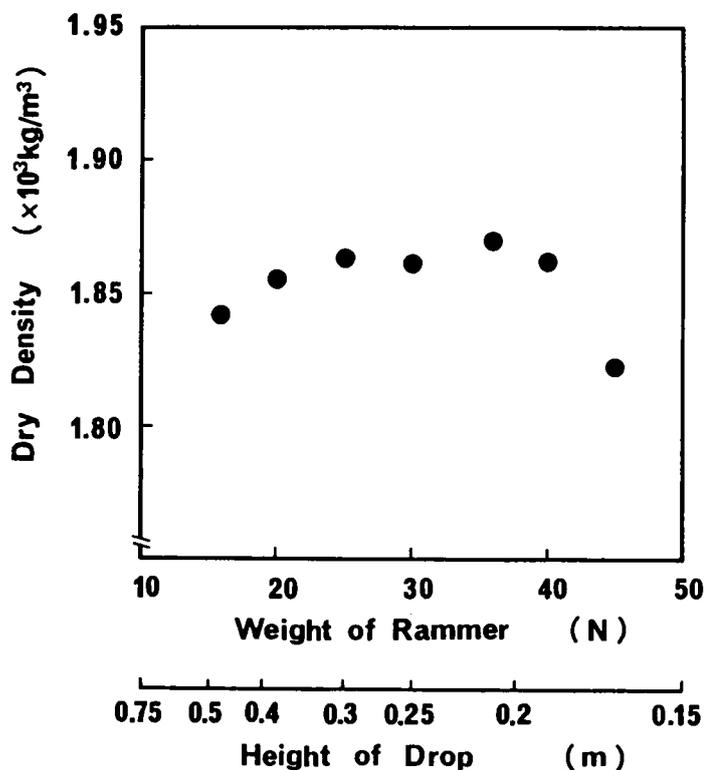


図4-9 ランマを用いた突固めにおけるランマ条件の影響に関する実験結果

なお、図4-8をみると、JIS A 1210で規定されている 2.5 kgf ランマ× 0.3 m 落下高さは5 cm 深さの平均密度付近で最大となっている。JISで規定されている 1000 cc モールドの高さが約 13 cmであり、この中に3層に分けて土を締固めることを考えると、2.5 kgf ランマ× 0.3 m 落下高さは、この突固め条件（1000 cc モールド、3層）において、比較的効率の良い組合せであると思われる。

4-7 結 論

本章では、ランマが地表面に衝突したときに地中に生じる土の締固めを塑性波頭の伝播とそれにもなう土の圧縮現象と考え、ランマの衝撃締固め機構を理論的に考察した。具体的な方法としては、ランマによる塑性波頭が地中で一次元的に伝播するものとし、土を一次元圧縮した場合に得られる間隙比～圧力関係（ $e \sim \log p$ 関係）を用いて、波頭の伝播に対する考察を行った。波頭伝播の解析における基本的考え方は、以下のものである。

1. 地中の土を深さ方向に配列された多くの要素に分割する。
2. 個々の要素に伝播してきた波頭により生じる粒子速度が、その要素が過去に受けた最大の粒子速度（最大履歴速度）より大きければ、その要素の土は締固められ、逆に、小さければ、その要素は締固められることなく剛体として動く。
3. 各要素を伝わる波頭の手速度は、 $e \sim \log p$ 関係より求められる土の応力～ひずみ関係から計算し、各要素で締固めが生じない（その要素が剛体として動く）場合には、その要素内での波頭の伝播速度を無限大とし、波頭は瞬時にして次の要素に伝播していくと考えた。

この考え方のもとに、ランマが地表面に衝突することにより生じる塑性波頭の伝播とそれにもなう土の締固め現象を時間ステップを追って計算し、土の衝撃締固め機構の解明を試みた。ここでは、この計算手法を用いて、ランマ重量、落下高さと地中の締固め状況との関係を調べたところ、

- 1) ランマ重量が小さく、落下高さが大きいときには、地表面で大きな締固め効果が得られるが、締固め密度は地中の深さ方向ですぐに減衰し、ある程度の深さでは、土は、ほとんど締固められない。
- 2) 逆に、ランマ重量が大きく、落下高さが小さいときには、著しく大きな締固め効果は得られないが、地中の深さ方向に対して比較的均一な締固めが得られる。
- 3) また、上記1)、2)に関連し、『ランマ重量×落下高さ』で表わされるエネルギーの値が同じでも、その組合せにより、締固め密度が異なり、所定の深さを締固めるのに最適な組合せが存在する。この意味から、JIS A 1210第1法で規定されたランマ重量(2.5 kgf) と落下高さ(30 cm) は、モールドの高さを考えるとかなり効率の良い組合わせである。

ということが明らかになった。

参 考 文 献

- 1) 竹山壽夫著：初等塑性力学、丸善株式会社発行、p.300、1969年
- 2) Th.Von Karman and P.E.Dawe : Propagation of Plastic Deformation in Solids, Proc.VI, Int.Congr. for Applied Mechanics,1946
- 3) M.P.White and L.Griffis : The Propagation of Plasticity in Uniaxial Compression, Journal of Applied Mechanics. Vol.15, p.256, 1948
- 4) M.P.White and L.Griffis : Permanent Strain in A Uniform Bar due to Longitudinal Impact, Journal of Applied Mechanics, Vol.14, p.A337, 1947
- 5) M.G.Salvadori, R.Skalak and P.Weidlinger : Waves and Shock in Locking and Dissipative Media, ASCE, EM2, p.77, April, 1960
- 6) J . M . カチャノフ著、大橋義夫訳：塑性理論の基礎、養賢堂発行、p.373、1969年
- 7) 島 昭治郎、建山和由：土の締固めにおける突固め試験の適用性に関する研究、テラメカニックス、第5号、1985年

第5章 振動ローラの締固め能力の評価に関する考察

5-1 概 説

我国で、土の締固めに振動ローラが用いられるようになってからすでに30年以上の月日を経たが¹⁾、今日では、小型で高い締固め効果をあげることができるという特徴を生かし、大規模土工では最も一般的に用いられる締固め機械にまで成長した。

本章では、未だ明らかにされているとはいえない難しい振動ローラの締固め機構について考察を行い、振動ローラの締固め能力の評価方法について検討を加えることにする。

5-2 振動ローラの振動機構

振動ローラは、転圧輪、または車体に取り付けた起振機を振動させて、自重の1～2倍ぐらいの周期的振動力を地表面に付加することによって、締固め効果を高めようとする機械である。開発当初は、車体に起振機を取り付けるタイプのものが多かったが、この場合、車体の剛性、オペレーターへの振動等の問題が生じるため、今日ではほとんどの振動ローラが起振機を転圧輪の内部に取り付けたタイプのものとなっているようである。

図5-1は、転圧輪の中に取り付けられた起振機の一例²⁾である。起振機の回転軸（ローラの走行のための転圧輪の回転とは別系統で、高速で回転する）に装着された偏心重りが回転することにより、周期的な起振力を発生する機構になっている。図の起振機は、回転軸に取り付けられた偏心チャンパー内の油の量を調節することにより、起振力を変化させられるようにしたものである。

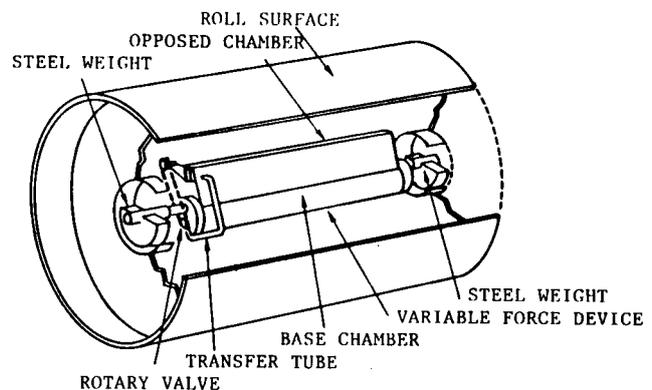


図5-1 振動ローラの振動輪の機構

この型の起振機が発生する起振力の鉛直成分 $F(N)$ は、偏心重りの質量 $m(kg)$ 、回転数 $f(Hz)$ ならびに偏心重りの回転半径 $r(m)$ により次式のように表わされる³⁾。

$$F = m \cdot r \cdot (2\pi f)^2 \cdot \sin(2\pi f \cdot t) \quad t : \text{時間(sec)} \quad (5-1)$$

上式からわかるように、起振力の大きさは回転数により変化するが、通常の振動ローラでは毎分1000~3000回転の間で回転数を変えることができる場合が多く、起振力もそれに応じて変化するようになっている。

表5-1は、現在、市販されている振動ローラの一部の諸元を表にまとめたものである。自重にして0.6~1.5 t程度の小型のものから、10~20 tクラスの大型のものまでさまざまな機種のもので使用されている¹⁾。

表5-1 振動ローラの諸元の例

No.	種類	重量 (tf)	起振力 (tf)	最大振動数 (rpm)	締固め幅 (m)	起振機の位置
1	S-S	0.6	1.2	2900	0.635	車体
2	S-T	1.5	1.5	3200	0.95	前輪内
3	S-S	4	3.5	2800	1.22	前輪内
4	S-T	7	11	1800	1.7	前輪内
5	S-T	10	21	2400	2.15	前輪内
6	S-T	17.78	27.2	1525	2.54	前輪内

種類：S-T・・・前輪-鋼、後輪-タイヤ

S-S・・・前輪-鋼、後輪-鋼

5-3 振動ローラの締固め機構について

前節で述べたように、振動ローラは自重の1~2倍の周期的な外力を地表面に加えることにより土を締固める機械である。この場合、振動ローラの締固め効果としては以下の項目が挙げられる。

- 1) 振動輪の自重と起振力による土の圧縮効果
 - 2) 振動により土粒子間の摩擦が減少するため、土粒子の相互移動が起こり易くなり土が密になる効果
 - 3) 振動輪が地表面よりはね上がり、これが地表面と衝突するときに生じる衝撃効果
- 次に、この3項目について若干の説明を加える。

(1) 土の圧縮効果

振動ローラの起振機は (5-1)式で表わされる周期的起振力を発生するため、地表面には正弦波形の荷重が載荷されることになる。前節で述べたように、一般の振動ローラでは、起振機は転圧輪の中に装着されていることが多いが、この場合、地表面には転圧輪の自重 W と起振力により発生する周期的外力 F の和で表わされる外力が加わることになる。ただし、これは、振動ローラの振動輪が地表面から離れない場合である。

図5-2は振動ローラの振動輪から地表面に載荷される荷重と時間との関係を示したものである。図で示される荷重の効果が地中に圧力として伝わり、土を圧縮するわけである。土の圧縮と振動輪の重量、最大起振力との関係については、後節で詳しく考察する。

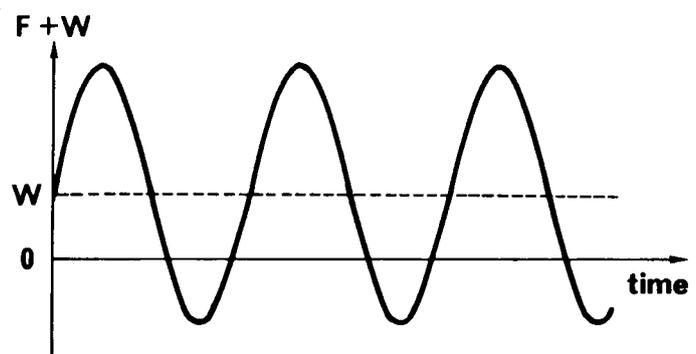


図5-2 振動ローラによる載荷重

(2) 振動による土粒子間の摩擦減少効果

乾燥した砂に振動を加えると土粒子間の摩擦が減少し、土粒子の移動が起りやすくなるため、この状態の砂に荷重が加わると締固めが生じることはよく知られている。外力として加える振動と土粒子間の摩擦減少との関係については古くから研究が行われており、締固めとの関係についても多くの研究成果が発表されている。

村山、谷本⁴⁾は、軌道砂利道床のような粒体層に繰り返し荷重が作用した場合に起こる流動沈下の機構を解明するために、台形の模型盛土を砂利で造成し、この上で小型起振機を振動させた場合の盛土の沈下形状、ならびに土粒子間の摩擦抵抗の減少を実験的に調べた。

土粒子間摩擦力は、鉛直に立てた鋼製の薄板を水平の方向に砂利中に貫入し、これを引き抜くときの抵抗の無振動時の引き抜き抵抗に対する比（比摩擦）により測定している。この結果、土粒子間の摩擦は、起振機が発生する外力により生じる加速度が大きいほど小さくなり、加速度の値が重力加速度の1gに近づくと、比摩擦の値はほとんど0に近づくとを示した。これは、砂利のような粗粒土が振動を受けると、土粒子間の摩擦が減少することをよく表わしている例である。

このように、砂のような粒状体の集りが振動を受けると粒子間に働く見かけ上の摩擦が小さくなる。このため、粒子がゆる詰めの状態なら相互移動を起し、密な状態へと締固めが生じる。

田中⁵⁾は、振動板の上に置いた球形粒子の運動をもとに、粒子の振動による充填現象について理論的考察を行った。彼は、振動板の振動加速度が重力加速度より大きい場合、球が振動板より跳び上がり、振動板と球とが離れる時間があることに着目し、

球と振動板が再び衝突するときの球と振動板の相対速度

球の跳び出し速度

で表わされる比の値が粒子の充填状況を決定すると考えた。

さらに、この比の値が振動板の加速度により一意的に決まることを示し、粒状体の充填が振動加速度により決まると考え、種々の材質、粒径の球を用いた振動充填実験により、これを確認した。

この研究結果も、先の振動による引き抜き抵抗の減少と同じく、砂、砂利のような粗粒土の場合、振動を受けると土粒子同志のかみ合いがゆるみ、土粒子の相互移動が起ることを示すものであり、振動により土の締固めが生じる現象をよく表わしているものである。

(3) 振動輪の衝撃効果

振動輪が地面より跳ね上がる場合、再び地面に衝突するときには、第4章で考察した衝撃による締固めが生じると考えられる。振動輪が地面より跳ね上がるかどうかは振動ローラの諸元（重量、起振力、振動数等）、ならびに地盤条件により異なる。そこで、振動輪が地表面より離れるか否かを簡単な数値計算により検討する。

振動ローラの挙動に関する数値シミュレーション

今、振動ローラの振動輪を図5-3のようなモデルに置き換えてシミュレーションを行う。振動輪の質量 m_2 (kg)、振動輪を支えるフレーム、その他振動輪に荷重を伝える部分の質量を m_1 (kg)、フレームと振動輪との間は、バネ係数 k_1 (N/m) の防振バネで結ばれているとする。地盤は、バネ係数 k_2 (N/m) のバネと粘性減衰係数 c_2 (N·sec/m) のダッシュポットからなるフォークトモデルで表わすことにする。

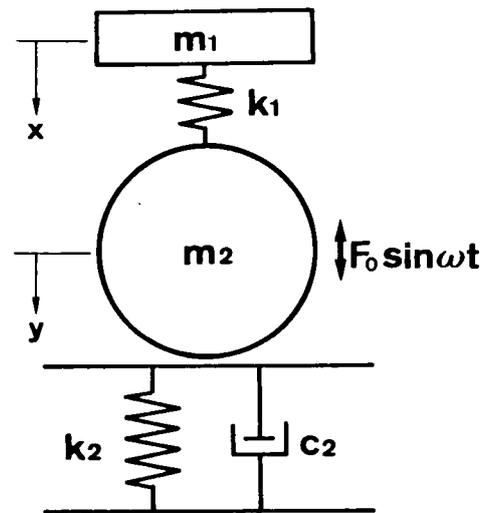


図5-3 振動ローラのモデル化

このとき、振動輪の変位を y (m)（鉛直下向きを正）、振動輪上部のフレームの変位を x (m)（鉛直下向きを正）とすると、振動輪の運動は次式により表わされる⁶⁾。

$$m_1 \cdot \ddot{x} + k_1 \cdot (x - y) = m_1 \cdot g \tag{5-2}$$

$$m_2 \cdot \ddot{y} + c_2 \cdot \dot{y} + k_2 \cdot y - k_1 \cdot (x - y) = m_2 \cdot g + F \cdot \sin \omega t$$

ただし、

$$\text{振動輪が地表面と接しているとき} \quad k_2 = k_2, \quad c_2 = c_2$$

$$\text{振動輪が地表面から離れているとき} \quad k_2 = 0, \quad c_2 = 0$$

地盤状態を表わすバネ係数と粘性減衰係数は、以下のようにして仮定した。

半無限弾性地盤上（ヤング率 E 、ポアソン比 ν ）に転圧輪が載っている場合を考える（図5-4）。この転圧輪の上に荷重 p をかけたときの転圧輪の沈下量を y とすると、荷重 p と沈下量 y との関係は次式により表される⁷⁾。

$$P = \frac{B \cdot \pi \cdot E (2 r_0 y - y^2)}{4 r_0 (1 - \nu^2)} \quad (5-3)$$

ただし、 r_0 は転圧輪の半径を、また B は、転圧輪の幅を表わす。

図5-5は、載荷重 P と沈下量 y との関係を種々のヤング率 E に対して上式により求めたものである。計算では、ポアソン比 $\nu=0.3$ で一定とし、 r_0 、 B については後述の実際の振動ローラの値を用いた（ $r_0=0.625$ m、 $B=1.7$ m）。ヤング率 E の値としては、フィルダムで用いられる種々の土質材料に対して行われた三軸試験結果をもとに⁸⁾、ゆる詰め土の $E_{50}(4 \times 10^5 \text{ N/m}^2)$ ～よく締固めた土の $E_{50}(1.6 \times 10^7 \text{ N/m}^2)$ までの間で6段階の E_{50} の値により決定した。この図より、図5-4で表わされる載荷形式の場合、沈下量が小さい間は、荷重 p と沈下量 y とはほぼ比例するとみなせることがわかる。この場合、荷重～沈下量関係を表わす直線の傾きを地盤のバネ係数と考えることができる。図中、各直線に付した数字は、その直線の傾きより求めたバネ係数である。これより、振動ローラの挙動解析に用いる地盤のバネ係数としては、 $1 \times 10^6 \text{ N/m} \sim 5 \times 10^7 \text{ N/m}$ を考えれば、締固まっていない状態から十分締固まった状態までを表現できると考えられる。ただし、この値は車輪幅 1.7 m、車輪半径 0.625 mの場合であり、他の車輪の場合にはこの範囲も異なる。

地盤の粘性減衰係数 c_2 は、地盤のバネ係数 k_2 とともに増加するとして⁶⁾、バネ係数の 0.004 倍の値を用いた。

計算に用いた振動ローラの諸元は、実際の振動ローラ（総重量 $6,600$ kgの中型のもの）の値⁶⁾を用いた。これらをまとめると以下のようなになる。

$$\begin{aligned} m_1 &= 860 \text{ kg}, & m_2 &= 2340 \text{ kg}, & F &= 100000 \text{ N}, & f &= 30 \text{ Hz} \\ B &= 1.7 \text{ m}, & r_0 &= 0.625 \text{ m}, & k_1 &= 1600000 \text{ N/m} \end{aligned}$$

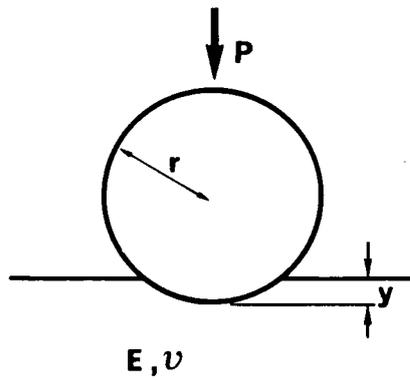


図5-4 転圧輪の載荷形式のモデル化

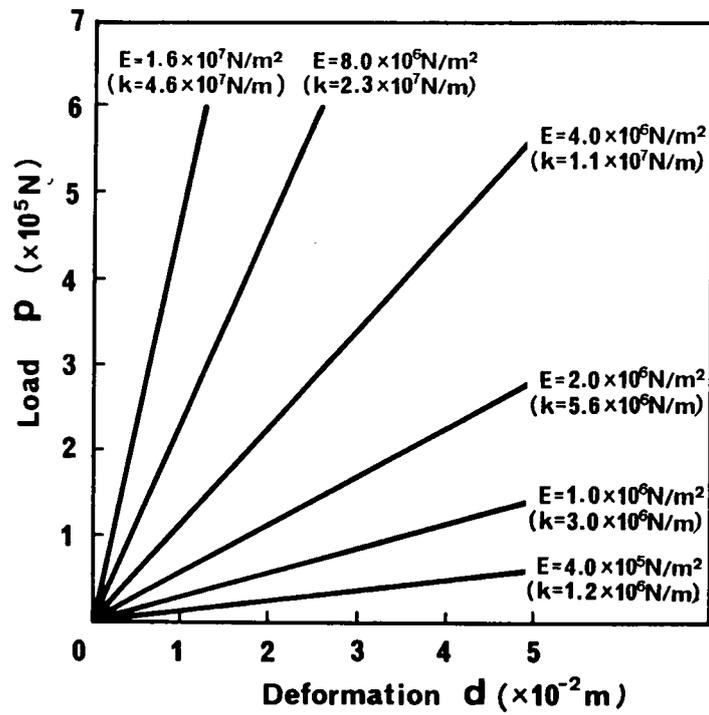
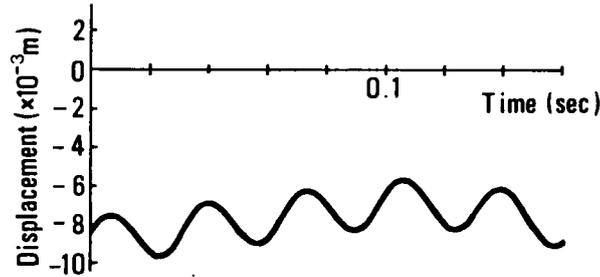
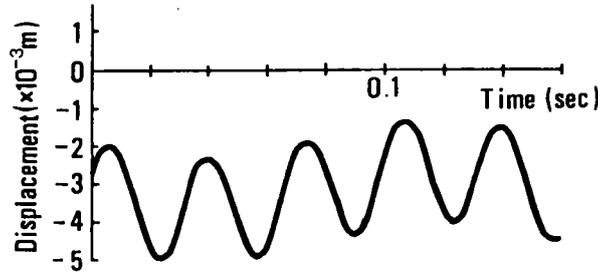


図5-5 転圧輪の載荷重と鉛直変位との関係 (計算結果)

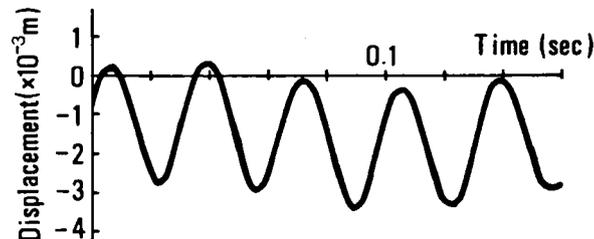
図5-6は、上記のパラメータを用いて振動ローラの変位挙動を(5-2)式により計算した結果である。(a)から(e)まで、順に地盤が固くなっている状況を表わしている。この図よりわかるように、地盤が軟らかい場合には振動ローラは地盤からはなれることなく振動するが、かなり地盤が固くなると、その周期の内、地盤から跳び上がる瞬間があることがわかる。



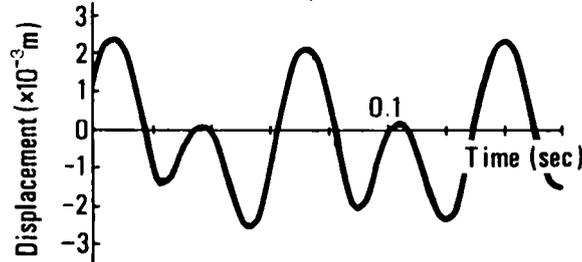
(a) $k_2 = 4 \times 10^6 \text{ N/m}$, $C_2 = 1.6 \times 10^4 \text{ N-sec/m}$



(b) $k_2 = 1 \times 10^7 \text{ N/m}$, $C_2 = 4 \times 10^4 \text{ N-sec/m}$



(c) $k_2 = 2 \times 10^7 \text{ N/m}$, $C_2 = 8 \times 10^4 \text{ N-sec/m}$



(d) $k_2 = 4 \times 10^7 \text{ N/m}$, $C_2 = 1.6 \times 10^8 \text{ N-sec/m}$

図5-6 振動ローラの振動輪のシミュレーション結果

そこで、次に、振動輪の地表面への衝突によりどの程度の衝撃締固めが生じるのかを前章の衝撃締固めに関する数値計算を用いて検討してみる。計算条件としては、振動輪の質量には上記の振動計算で用いた値(3200 kg)を用い、また、振動輪が地表面に衝突するときの速度についても先の振動計算からその値(0.7 m/sec)を決定した。振動輪と地面との接地面積は、振動輪直径(1 m)の1/10の部分が地面と接するとして、これに振動輪の幅(1.7 m)を乗じて求めた(0.17 m²)。土質条件としては、前章のランマの衝撃締固めの計算で用いたものと同じパラメータ ($G_s = 2.83$ 、 $K = 0.4$ 、 $w = 0.0815$) を使用し、初期密度は、 $1.0 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ で一様に分布するものとする。

図5-7は、上記の計算の結果であり、振動輪の地表面への衝突により生じる地中の締固め密度分布を示している。図中の実線が振動輪による衝撃締固めの結果を、また、点線は締固め前の初期密度分布を表わしている(一点鎖線については後述する)。この図より、振動輪の衝撃による締固め効果は小さく、初期密度に比べてもあまり締固まらないことがわかる。

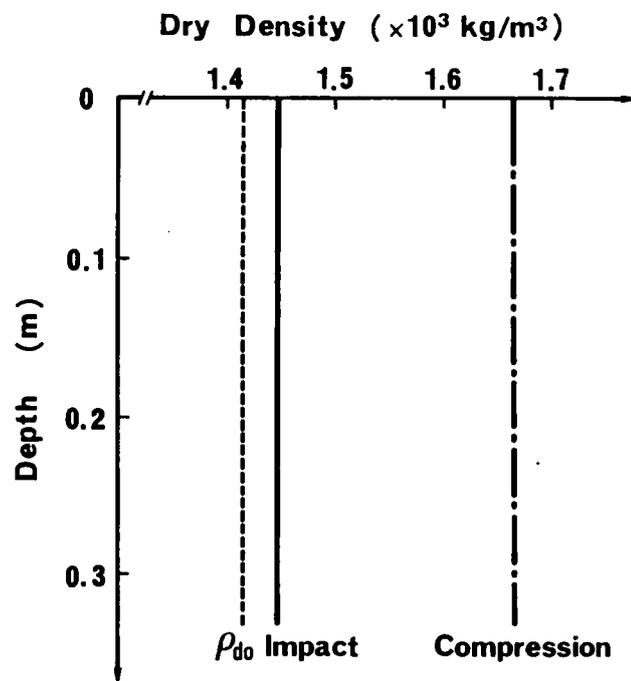


図5-7 振動輪の衝撃締固め効果と圧力による締固め効果との比較(計算結果)

これは、前章の議論から考えると、振動輪の衝突現象では振動輪の質量は大きい
が、衝突速度が小さいため、深部まで均一に締固まるが、表層部の密度の増加が小さ
いためと考えられる。

以上、振動ローラの締固め機構に関与すると考えられる3つの要因について検討を
加えた。実際の振動ローラを用いた締固めではこれらの要因がすべて作用して、土の
締固めを生じさせているわけであるが、対象とする土質により各要因の効果の大き
さは異なる。すなわち、比較的、乾燥して、粒径のそろった砂では、(2)の振動に
よる粒子間摩擦の減少効果が締固めに大きく関与し、また逆に、シルト、ローム質土
のように粒度分布がなだらかで、かつ細粒分を多く含んだ湿潤土では、(1)の圧力
効果と(3)の衝撃効果が支配的であると考えられる。

一般に土構造物の造成に使用される土は、比較的、粒度分布のよい砂質ローム、
シルト系の土が多く、また、施工含水比もJIS法で求めた最適含水比付近で、湿潤
状態にある場合が多いため、振動ローラの締固め効果としては、後者の圧力と衝撃の
効果を主に考えればよいと考えられる。

図5-8は、振動輪の変位と振動輪の重量・起振力に起因する地表面荷重との関係
を調べるため、図5-6中の振動輪が地表面から跳び上がる場合の変位波形と図5-
2に示した振動輪の載荷重とを時間軸をそろえて描いたものである。ただし、ここ
では、鉛直下向きの荷重が土を締固めるという意味から、振動輪の載荷重は、下向
きを正として表わしている。この図から、起振機の載荷重が下向き最大となる点と
振動輪が地表面に衝突する時刻とでは時間的ずれがあるため、両者の効果は同時
には生じないことがわかる。

また図5-7にもどって、図中の一点鎖線は、振動輪の重量 P と最大起振力 F との
和に起因する圧力が地表面に載荷された場合に生じる地中の締固め密度分布を示
している。この図から、振動輪の衝撃効果よりも圧力による土の圧縮効果の方が
締固めにより大きく貢献することが予想される。なお、ここでは、振動輪の圧
力効果と衝撃効果を単に比較するというこで、両者の効果とも地中で一次元的
に伝播するとして計算を行った。このため、地中での密度分布は一定となってい
るが、厳密には両者とも地中での圧力の3次元減衰を考えなければならない。

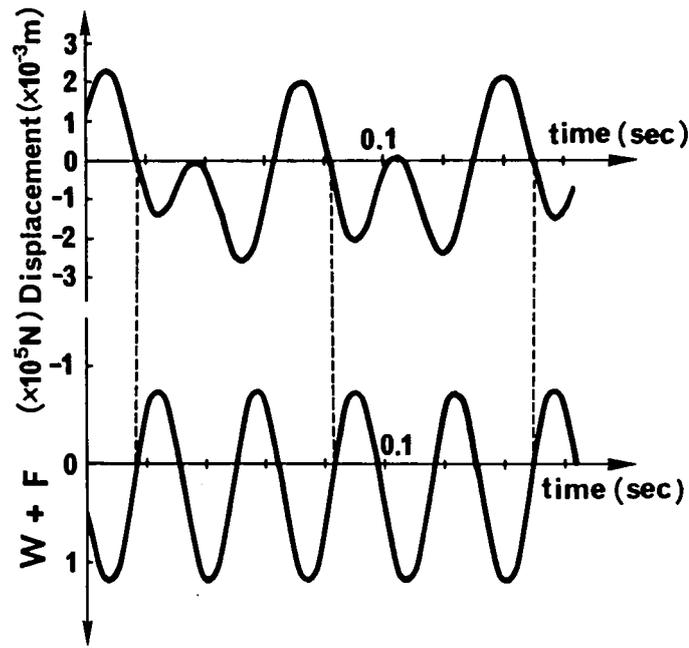


図5-8 振動輪の変位挙動と地表面載荷圧力との関係

以上の考察より、振動ローラを用いて湿潤状態のローム、シルト質土を締固める場合、振動ローラの締固め効果としては、振動輪の自重と起振力に起因する圧力による土の圧縮効果が支配的であると考えられる。この場合、各種振動ローラの締固め能力を表わす指標としては動線圧 D_{LP} (N/m)が適当と考えられる¹⁾。振動ローラの動線圧とは、無振動の転圧用ローラの線圧に対応するものであり、次式により定義される。

$$D_{LP} = \frac{W + F}{L} \quad (5-4)$$

ここで、

- D_{LP} : 振動ローラの動線圧 (N/m)
- W : 振動輪の重量 (N)
- F : 振動輪の最大起振力 (N)
- L : 振動輪の幅 (m)

前・後輪の両方が振動するタイプの振動ローラでは、上式の値の大きい方を、また起振機が車体の中央についている機種では、起振力を1/2 と考えればよい。

動線圧は単位幅あたりの力であり、単位面積あたりの力ではない。これは、振動輪の接地面積が、土質、締固め状況等により変化するため決めにくいこと、(5-4)式で表わされる動線圧が土質に関係なく機械の諸元のみから決定できるという理由からである。

以上、振動ローラの締固め機構、ならびに締固め能力の評価方法について考察を加えてきた。次に、この結果を確めるため、種々の振動ローラの締固め試験結果を用いて検討を行った。

5-4 振動ローラの締固め性能試験結果⁹⁾による検討

(社)日本建設機械化協会付属建設機械化研究所(以下、建設機械化研究所と略す)では、過去20年以上の間、各種建設機械の性能試験を行ってきた。振動ローラについても、すでに20種類以上の機種についてその性能を試験し、結果を公表している¹⁰⁾。この試験は、毎回同じ土に対し、同じ試験条件のもとで行われているため、各振動ローラの締固め性能の相互比較を行うことができる。本節では、この試験結果を用いて、振動ローラの締固め能力が前節で述べた動線圧によりどの程度、評価できるかを検討することにする。なお、次の第6章、第7章でもこの試験結果を用いて振動ローラを用いた締固めに関する考察を行うので、試験の詳細については、第6章でまとめて示すことにし、ここでは簡単にその概要を述べるにとどめる。

建設機械化研究所で行われている締固め試験は、屋内の試験用ピット(20m×5m)に試料土の砂質ローム(含水比4段階)を0.3mの厚さにまき出し、これをローラで転圧し、初期、2、4、8、16回転圧後の土の密度をまき出した土層の上部と下部(下部密度は、16回転圧終了時のみ)で測定するという形で行われる。

表5-2は、試験された振動ローラの諸元を示したものである。動線圧102 kN/mの大型のもの、動線圧15 kN/mの小型のものまで、21種類の振動ローラが試験されている。

表5-2 締固め性能試験で使用された振動ローラの諸元

No.	形式	起振機の 位置・種類	重量 (tf)		起振力 (tf)		振動数 (rpm)	車輪 直径(m) × 幅(m)		動線圧 (kN/m)
			前輪	後輪	前輪	後輪		前輪	後輪	
①	S-T	前輪・一軸	6.3	9.32	5.17	-	2400	1.2 × 1.99	タイヤ	56.49
②	S-T	前輪・一軸	4.12	2.21	3.75	-	1800	1.2 × 1.6	タイヤ	48.20
3	S-S	前輪・一軸	0.78	0.33	1.20	-	3500	0.63 × 0.7	0.53 × 0.62	27.44
④	S-S	前輪・一軸	1.78	0.82	2.50	-	3000	0.8 × 0.95	0.56 × 0.7	44.15
⑤	S-S	後輪・一軸	0.49	0.78	-	1.50	3200	0.5 × 0.8	0.5 × 0.8	27.93
⑥	S-T	前輪・一軸	5.74	5.20	8.90	-	2450	1.3 × 2.1	タイヤ	68.32
7	S-S	前輪・一軸	2.77	1.49	2.50	-	2200	0.95 × 1.14	0.73 × 0.85	45.30
⑧	S-T	前輪・一軸	4.76	4.39	15.0	-	2400	1.5 × 2.1	タイヤ	92.21
⑨	S-S	両輪・一軸	3.75	3.91	6.00	6.00	3000	1.05 × 1.5	1.05 × 1.5	64.75
⑩	S-T	前輪・一軸	3.18	3.14	11.0	-	1800	1.25 × 1.7	タイヤ	81.74
⑪	S-T	前輪・一軸	5.48	4.63	17.0	-	2400	1.53 × 2.15	タイヤ	102.47
⑫	S-S	両輪・一軸	2.03	1.91	2.00	2.00	2700	0.8 × 1.28	0.8 × 1.28	30.85
⑬	S-S	両輪・一軸	3.02	3.17	5.00	5.00	3000	1.04 × 1.4	1.04 × 1.4	57.19
⑭	S-S	車体・一軸	0.63	0.80	3.18		3100	0.51 × 0.84	0.51 × 0.84	27.88
15	S-T	前上・二軸	0.38	0.37	1.35	-	950	0.52 × 0.7	タイヤ	24.22
⑯	S-T	前上・二軸	0.37	0.36	0.68	-	950	0.52 × 0.7	タイヤ	14.70
17	S-T	前上・二軸	0.64	0.72	1.35	-	950	0.65 × 0.85	タイヤ	22.94
⑱	S-S	両輪・一軸	0.42	0.68	1.00	1.00	2640	0.51 × 0.8	0.51 × 0.8	20.58
⑲	S-S	車体・二軸	0.51	0.61	1.56		3000	0.4 × 0.8	0.4 × 0.8	17.03
⑳	S-S	車体・二軸	1.17	1.42	2.40		2400	0.61 × 1.0	0.61 × 1.0	25.68
㉑	S-S	両輪・一軸	1.16	1.21	1.50	1.50	2000	0.55 × 0.85	0.55 × 0.85	31.25

注) No. 欄の番号に○印を付した振動ローラの試験結果は、第6章の考察で使用することを意味する。

図5-9は、これらの振動ローラの性能試験結果を整理し、16回転圧後のまき出し層上部密度と動線圧との関係を含水比10%の場合について示したものである。この図から、土質・その他の試験条件が同じ場合、締固め後の土の密度は、バラツキはあるものの、振動ローラの動線圧によりほぼ決まることがわかる。すなわち、前節で考察したように、湿潤状態のローム、シルト質土を振動ローラで締固める場合、振動ローラの締固め能力の評価方法としては、振動輪の自重と最大起振力に起因する圧力の大きさを表わす動線圧が有効であると結論することができる。

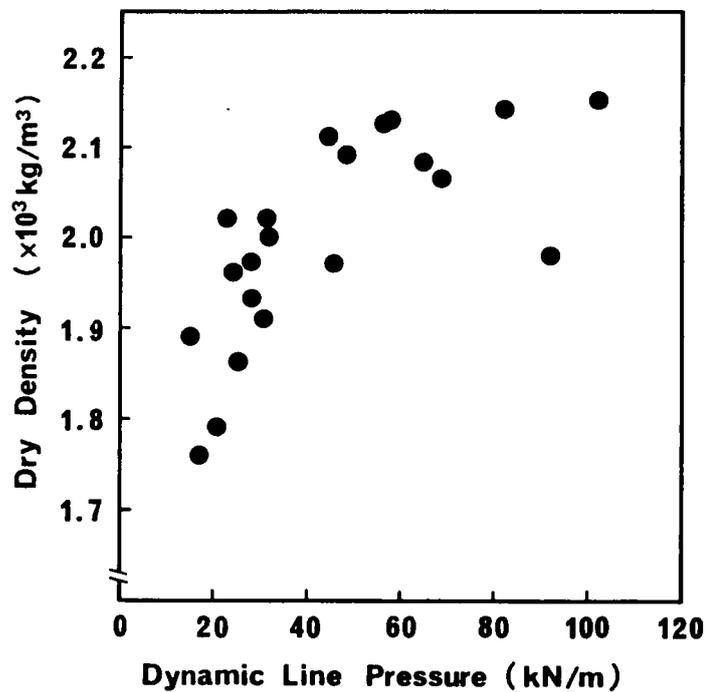


図5-9 振動ローラの動線圧と締固め密度との関係

5-5 結 論

本章では、大規模土工で多用されている振動ローラの締固め能力の評価方法を検討するため、振動ローラの締固め効果を次の3種類に分けて考察を行った。すなわち、

- (1) 振動輪の自重と起振力に起因する圧力による土の圧縮効果
- (2) 振動により土粒子間摩擦力が減少し、土が流動し易くなり、締固めが生じる効果
- (3) 振動輪が地表面より跳び上がる場合、再び地表面に衝突するときが発生する衝撃効果

の3種類であるが、一般に、土工で用いられる湿潤状態のローム、シルト系の土では

(1)と(3)の効果が支配的であると考えられる。

(3)の衝撃による効果をより詳しく検討するため、地盤をフォークトモデルで置き換えた振動ローラの挙動計算、ならびに前章の衝撃締固めに関する数値計算を利用して、振動輪が地表面に衝突するとき生じる土の締固め密度を求めた。この結果、振動輪が地表面と衝突するときの速度が小さいため、あまり大きな締固め効果が得られないこと、また、この衝撃効果よりも(1)の自重と起振力に起因する圧力による締固め効果の方が大きいことがわかった。

以上の結果をもとに、湿潤状態のシルト、ローム質土を振動ローラを用いて締固める場合の締固め能力の指標として動線圧が適当であることを示し、さらに、建設機械化研究所で行われた21種類の振動ローラの締固め性能試験の結果より、振動ローラの締固め能力が動線圧により、ほぼ評価し得ることを確認した。

参考文献

- 1) 日本建設機械化協会編：日本建設機械要覧、日本建設機械化協会発行、pp.700～727、1983年
- 2) BOMAG BW210A カタログ
- 3) 岩崎敏男、嶋津晃臣共訳：土と基礎の振動、鹿島出版会、p.349～360、1975年
- 4) 村山朔郎、谷本喜一：軟弱な支持層を有する粒体層の振動性状について、土木学会誌、41-3、1956年
- 5) 田中達夫著：粉体プロセス入門、pp.68～74、工学図書、1981年
- 6) 土木研究所資料：振動ローラによる盛土の締固めに関する調査、第2184号、1985年
- 7) 強度設計データブック編集委員会編：強度設計データブック、p1079、裳華房発行
- 8) 土質工学会編：ロックフィル材料の試験と設計強度、pp.190～198、1982年
- 9) 建設機械化研究所編：創立10周年記念論文集、pp.75～86、1974年
- 10) 例えば、建設機械化研究所抄報、No.120、343.サカイSV40型振動ローラ、建設の機械化、p.90、1978年

第6章 振動ローラを用いた現場締固めにおける締固め密度の予測手法について

6-1 概 説

元来、プロクターテストに代表される室内締固め試験は、重機を用いた現場での締固めを想定し、あるいは、これを予測するために考案されたものであった。しかし、締固め曲線が締固め方法、締固めエネルギーにより異なるため、締固め機械の種類、能力が多様化した現在においては、室内締固め試験の主な用途は、施工管理基準を決定したり、あるいは、土の締固め特性の相対的な比較を行うことにとどまっている。

本章では、室内締固め試験と現場締固めとの対応を求めることにより、現場で重機を用いて得られる土の締固め密度を室内試験により予測する手法について検討する。

6-2 室内試験と現場締固めとの対応について

現場締固めと室内締固め試験との対応を考えるにあたり、本章では現場での締固めに振動ローラを用いた締固めを、また、これに対する室内締固め試験としては、突固め試験をとり上げることとする。これは、最近の大規模土工では振動ローラを使用するケースが多く、将来的にも現場締固めの主流となることが確実視されるためであり、また、室内試験については、突固め試験が一般的によく普及しており、簡単に実施できるためである。なお、前章で考察したように、振動ローラの締固め機構と突固め試験における締固め機構とは同じでないため、振動ローラによる締固めを室内試験のモールドの中に完全に再現することは不可能に近い。したがって、本章の目的は、現場と室内試験との締固め機構までも考慮した完全な対応関係を求めることではなく、両者の締固め手法により得られる土の密度にのみ着目した対応関係を求めることである。すなわち、現場で重機を用いて締固めを行う際、実機を用いた盛立試験以外、何ら締固め密度を予測する手法がないときに、これに関する情報を室内試験から得る手法を確立することを目指すものである。この手法を実際の現場に適用し、現場での締固め状況を施工前に推定することにより、振動ローラの機種を選定、有効な転圧回数決定、あるいは、現場での締固め曲線の推定に役立てることができる。

さて、振動ローラを用いた現場締固めと室内締固め試験との対応を考える前に、両者の締固め方法をふりかえてみる。振動ローラを用いた現場締固めでは、ダンプトラック等で運ばれてきた土をブルドーザーで所定の厚さに敷き均し、この土を振動ローラが繰り返し転圧することにより土を締固めていく。一般にまき出し厚さは 20 ～ 50 cm、転圧回数は 6～ 16 回程度が多い。

これに対し、突固め試験では規定のモールドの中に何層かに分けて土を入れ、各層ごとにランマを落下させて土を締固める。ランマ重量、落下高さ、突固め回数、層数は規定されており、標準突固め試験（JIS1210 第1法）では、ランマ重量 2.5 kgf、落下高さ 30 cm、突固め回数 25 回、層数は 3層であり、修正突固め試験（第2法）では、4.5 kgf ランマを 45 cmの高さから落下させ、1000ccモールドを用いる場合には、5 層に分けた各層の土に対し 25 回の突固めを行う。

さて、振動ローラを用いた現場締固めと室内突固め試験との対応を求めるため、ここでは突固め試験を振動ローラを用いた締固めの模型実験と考えることにする。ここでいう模型実験とは、モールドを小型の土槽、ランマを振動ローラの模型、ランマの落下を振動ローラの通過とみなし、締固め実験を行うという意味である。すなわち、個々の振動ローラに対応するようにランマの重量や落下高さを変化させ、振動ローラの転圧回数に相当する回数だけランマを落下させることにより、現場で得られる締固め密度と同じ密度をもつ土をモールドの中に作ろうとするものである。

この考えでは、2つの対応関係を考慮しなければならない。1つは、個々の振動ローラ的能力とランマ的能力との対応、もう1つは、振動ローラの転圧回数とランマの落下回数との対応関係である（図6-1参照）。本章では、これら2種類の対応関係を求めるため、第4、5章での議論にもとづく理論的考察により前者の振動ローラとランマ的能力との対応関係を、また、種々の振動ローラと突固め試験による締固め実験の結果より前・後者両方の対応関係を検討し、これらの結果を用いて、振動ローラを用いた現場での締固めを室内試験により予測する手法について、考察を加えていくことにする。

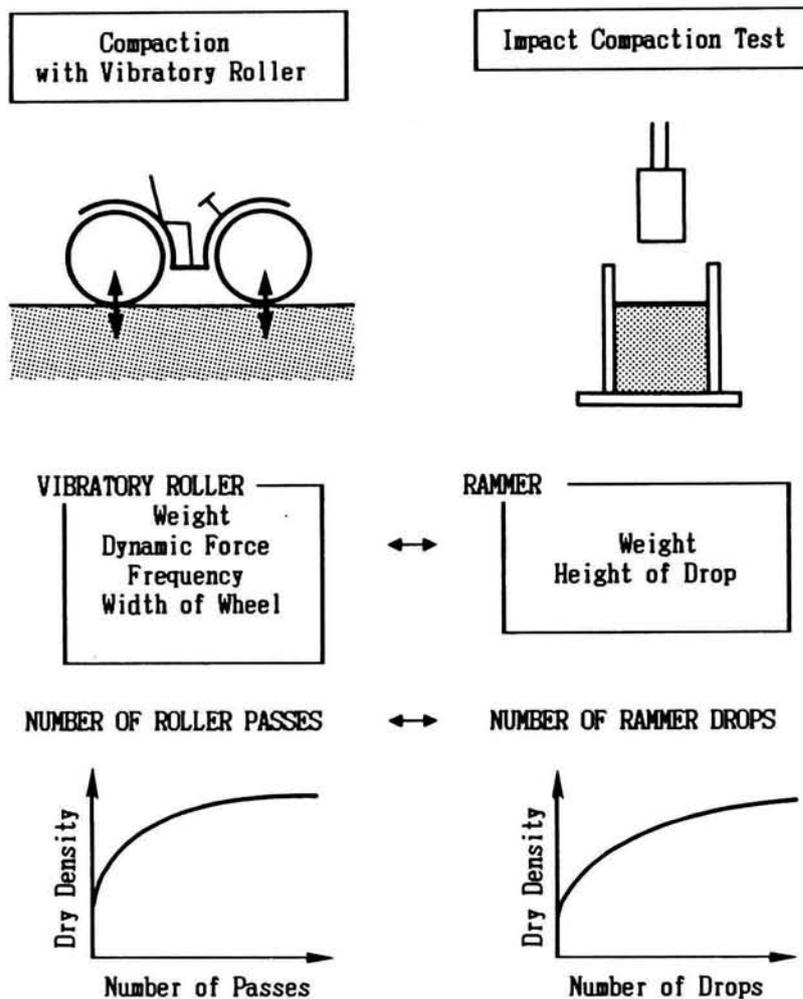


図 6 - 1 振動ローラによる締固めと突固め試験との対応関係

6 - 3 振動ローラとランマの能力との対応に関する理論的考察

本節では、第 4、5 章での考察をもとに、ランマの能力と振動ローラの対応について理論的検討を行う。両者の対応関係を求める方針としては、ある土をランマと振動ローラの両方の手段により締固めるとき、両者の方法で、計算上得られる密度が等しくなるところを対応するとし、種々のエネルギーをもつランマと種々の能力をもつ振動ローラとの対応関係を調べることにする。

いま、第4章の計算で用いたのと同じ土を質量 m (kg)のランマを h (m)の高さから落下させて締固める場合を考える。第4章で考察したように、ランマを1回落下させたときには地盤の上部は締固まるが、ランマの効果は地中で深さとともに減衰し、締固め密度も小さくなる。しかし、2回、3回とランマの落下を繰り返すとしだいにランマの効果は下部まで届くようになり、下部の土もよく締固められるようになる。よって、ランマの効果が一次的に伝播すると考えると、無限回のランマの落下により地中の深さ方向に対し一様な締固めが得られると考えられる。このとき得られる土の密度はランマの質量、落下高さ h と土の圧縮特性($e \sim \log p$ 関係)が決まれば第4章の議論により計算から求めることができる。すなわち、対象とする土が一様にランマの落下速度と同じかそれより大きい最大履歴速度をもてば理論上、それ以上締固めは生じないと考えられるので、最大履歴速度=ランマの落下速度と置き、これを(4-7)、(4-9)、(4-10)式に代入して得られる間隙比より最大の締固め密度を計算することができる。

図6-2は、この考え方にもとづき、ランマの落下エネルギー(ランマ重量×落下高さ)とそれにより得られる最大締固め密度との関係を上記の計算により求めたものである。計算では、土質条件としては、第4章と同じパラメータ($\rho_0 = 1.12 \text{ g/cm}^3$ 、 $K=0.4$ 、 $G_s=2.83$ 、 $w=0.0815$)を用いた。また、ランマの落下エネルギーは、第4章で考察したように、この値が同じでもランマ重量と落下高さとの組合せにより締固め効果が異なるので、ここでは表6-1に示す組合せによりランマの落下エネルギーを変化させ、どちらか一方のみを増減させることは避けた。図6-2より、ランマの落下により得られる土の密度はランマの落下エネルギーとともに増加するが、その増加の仕方は徐々に小さくなっていることがわかる。

次にこれと同じ土を振動ローラで締固める場合を考える。振動ローラによる締固めでは前章の考察に従い、振動輪の重量と起振力にもとづく地表面圧力の伝播により締固めが生じると考え、図6-3(a)に示されるローラの載荷を同図(b)のように地表面に加わる等分布荷重に置き代えて地中の締固めを考える。この場合、等分布荷重の大きさは、(振動輪の重量+最大起振力)÷(転圧幅×接地幅)で表わされ、これが地表面に載荷される場合地中に生じる圧力は(6-1)式に従い地中で減衰していく¹⁾。

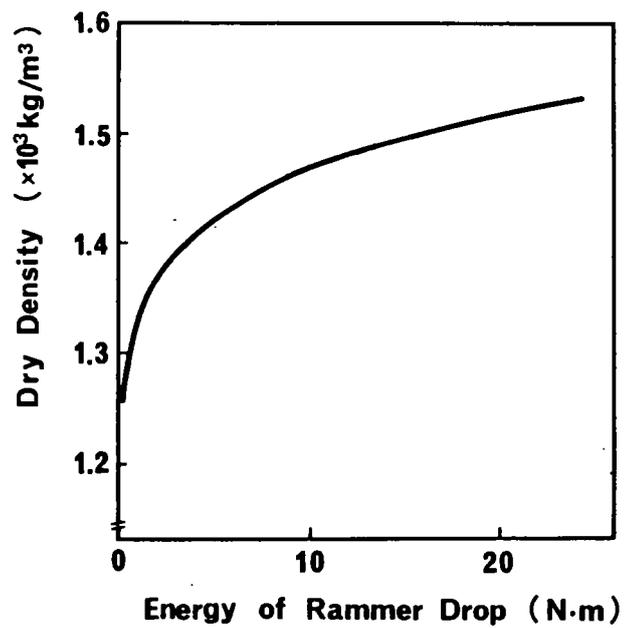


図6-2 ランマの締固め効果に関する計算結果

表6-1 ランマの締固めに関する計算条件

No.	ランマ質量 (kg)	落下高さ (m)	ランマの落下 エネルギー (N·m)
1	0.5	0.05	0.245
2	1.0	0.1	0.98
3	1.5	0.15	2.205
4	2.0	0.2	3.92
5	2.5	0.25	6.125
6	3.0	0.3	8.82
7	3.5	0.35	12.005
8	4.0	0.4	15.68
9	4.5	0.45	19.845
10	5.0	0.5	24.5
11	6.0	0.6	35.28
12	7.0	0.7	48.20

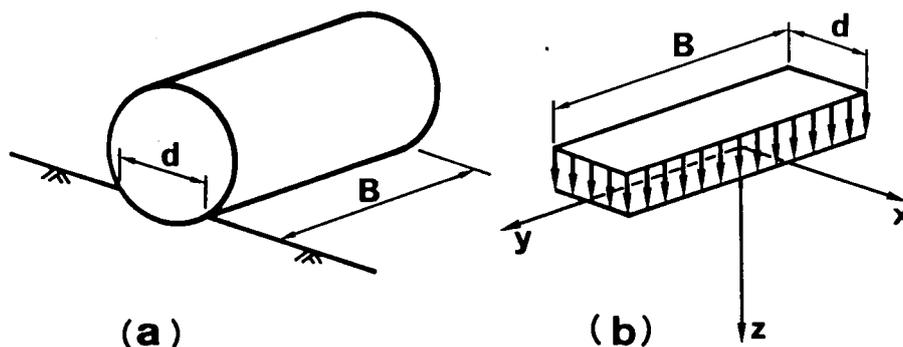


図6-3 ローラによる载荷のモデル化

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot (W+F)}{\pi \cdot B \cdot d} \left\{ \frac{2 \cdot d \cdot B \cdot z (d^2 + B^2 + 8z^2)}{(d^2 + 4z^2)(B^2 + 4z^2) \sqrt{d^2 + B^2 + 4z^2}} + \sin^{-1} \frac{d \cdot B}{\sqrt{d^2 + 4z^2} \cdot \sqrt{B^2 + 4z^2}} \right\} \quad (6-1)$$

- F** : 振動輪の最大起振力 (N)
W : 振動輪荷重 (フレームを含む) (N)
B : 振動輪の幅 (m)
d : 接地幅 (0.1 × B) (m)

このため、土の圧縮特性 ($e \sim \log p$ 関係) がわかっているならば、振動ローラにより締固められた地中の土の密度分布を知ることができる。そこで、前章で述べた建設機械化研究所の締固め性能試験で使用された21種類の振動ローラを用いて前述の土を締固めたとして得られる土の密度を計算により求めた。計算では、転圧輪の接地幅を転圧輪直径の1/10とし、土質特性 ($e \sim \log p$ 関係) には、ランマによる締固めの場合と同じパラメータを用いた。そして、このようにして求めた個々の振動ローラに対する締固め土の平均密度を図6-3の密度～ランマの落下エネルギー関係と照らし合わせ、各々の振動ローラに対応するランマの落下エネルギーをこの図より読み取った。図6-4は、この値をその振動ローラの能力の指標である動線圧 (前章で考察) に対してプロットしたものである。この図を得るための手順が多少こみいっていたので図6-5にもう一度整理しておく。なお、両者の対応を求めるにあたり、

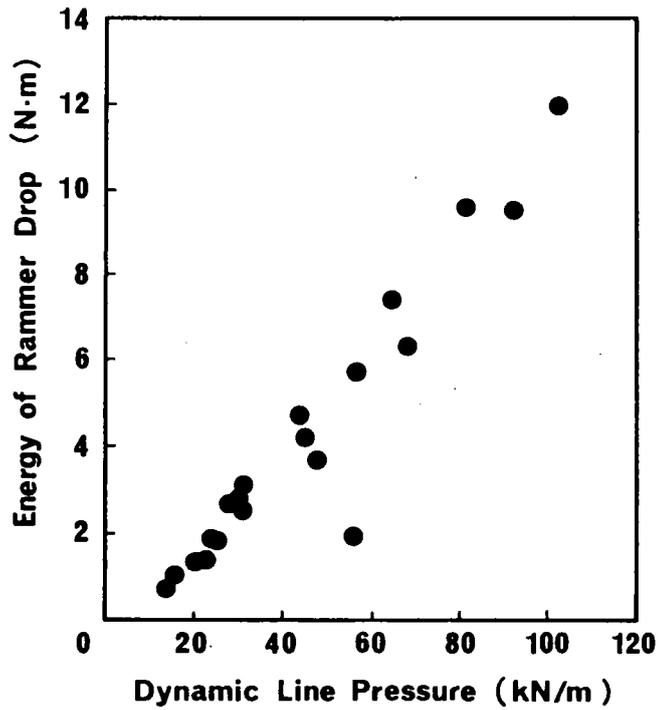


図6-4 振動ローラの動線圧とランマの落下エネルギーとの対応に関する計算結果

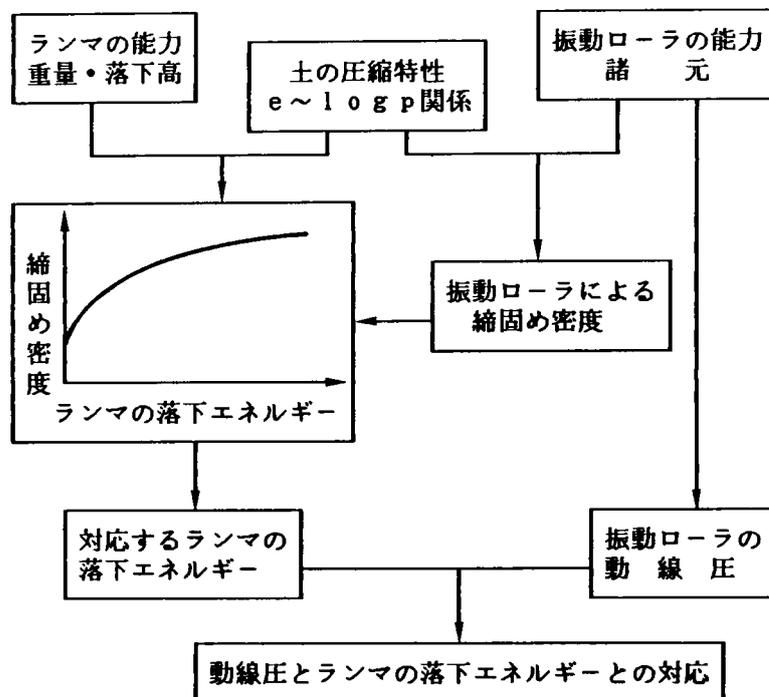


図6-5 図6-4を求めるためのプロセス

実際の突固め試験では、底板からの反射波とランマの衝撃波とが重ね合わされ、より大きな締固めが生じると考えられるが、現場での振動ローラによる締固めでも下層面からの反射圧力波と振動ローラの入射圧力波との重ね合わせが生じると考えられるので、両者とも反射波の影響は、考慮しなかった。また、突固め試験では比較的小さなモールドの中で繰り返し締固めを行うので、圧力波は一次元的に伝播すると考え、また、振動ローラは広い領域の土を締固めるため、その効果は地中の深さ方向で2次元的に減衰すると考えた。

この図より、振動ローラの動線圧に対応してそれに相当するランマの落下エネルギーも大きくなっており、両者はほぼ、比例関係にあることがわかる。すなわち、突固め試験により振動ローラを用いた現場締固めでの土の密度を予測するには、振動ローラ的能力（動線圧）に合わせてランマの能力も変えてやる必要があるということである。次節では、建設機械化研究所で行なわれた多機種の振動ローラの締固め試験結果を用いてここで得られた結果に対し考察を加えていくことにする。

6-4 振動ローラによる締固めと突固め試験の対応関係に関する実験的考察

本節では、6-2で述べた2種類の対応（1. 振動ローラ的能力とランマの能力との対応、2. 振動ローラの転圧回数とランマの落下回数との対応）について、種々の振動ローラによる締固めと突固め試験結果にもとづき考察を行うことにする。振動ローラによる締固めとしては、第5章で述べた建設機械化研究所での振動ローラの締固め性能試験結果を利用し、突固め試験はこれと同じ土を種々の突固め条件（ランマ重量、落下高さ、突固め回数）により締固め、両方の締固めにより得られた土の密度を互いに比較することにより、振動ローラによる締固めと突固め試験との対応関係を調べた。

2種類の対応を議論するにあたり、振動ローラによる締固め、ならびに、突固め試験結果に双曲線近似法を利用することにする。これは、これらの実験結果を

1. 振動ローラとランマの能力の対応
2. 振動ローラの転圧回数とランマの落下回数の繰り返し効果の対応

の2種の要因に分け、個別に議論するためである。

6-4-1 双曲線近似法の利用

振動ローラを用いて土を繰り返し転圧する場合を考える。図6-6は、このとき得られる土の密度と転圧回数との関係を模式的に示したものである。この密度～転圧回数関係は(6-2)式で定義される双曲線により近似できることが経験的に明らかにされている²⁾。

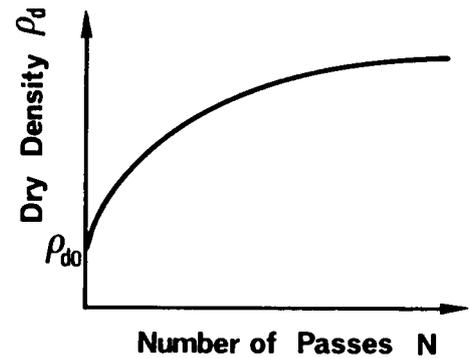


図6-6 締固め土の密度と転圧回数との一般的関係

$$\rho_d = \rho_{d0} + \frac{N}{(a + bN)} \quad (6-2)$$

ρ_d : 転圧後の土の乾燥密度 (kg/m³)

ρ_{d0} : 転圧前の土の乾燥密度 (kg/m³)

N : 転圧回数 (回)

a, b : 土質条件、締固め機械の特性により決まるパラメータ (m³/kg)

ここで、パラメータ a は、(6-2)式を N で微分し、 $N = 0$ とおけばわかるように、密度～転圧回数関係を表わす曲線の初期接線勾配の逆数である。すなわち、 a は、図6-6の曲線のなだらかさを表わし、密度増加に対する転圧回数の効果を示すパラメータである。また、(6-2)式において $N \rightarrow \infty$ とすれば明らかのように、 $\rho_{d0} + (1/b)$ は、無限に転圧を繰り返したときに達成できる乾燥密度を表わす。すなわち、パラメータ b は、最終的に達成できる密度と初期密度との差の逆数を表わし、転圧回数に関係しない量である。このように双曲線近似法を用いれば、 a, b という2個のパラメータにより密度～転圧回数関係を近似的に表現できる。

同一の土を振動ローラと突固め試験とで締固め、得られた密度～転圧回数関係、あるいは密度～突固め回数関係を双曲線により近似すれば、振動ローラによる締固めと突固め試験の両者において、 a, b を定義することができる。このとき、 b は前述

のように、締固め回数に関係せず、振動ローラやランマ自身の能力により決まり、また a は、締固め回数の増加にともなう密度増加の様子を表わす。よって、 b により振動ローラ的能力とランマの重量や落下高さとの対応を、また、 a により、振動ローラの転圧回数とランマの落下回数との対応を求めれば、振動ローラと突固め試験との対応関係を決定することができる。以下では、パラメータ a 、 b を媒介として、振動ローラと突固め試験との対応関係を求めていくことにする。

ここで、実際にパラメータ a 、 b の値を求める方法を記しておく。(6-2)式を少し変形し次式の形にする。

$$\frac{N}{\rho_d - \rho_{d0}} = a + bN \quad (6-3)$$

(6-3)式から、縦軸に $N / (\rho_d - \rho_{d0})$ 、横軸に転圧回数 N をとると、図6-6の曲線は、図6-7のような直線で表わされる。直線の傾きから b を、切片から a を求めることができる。

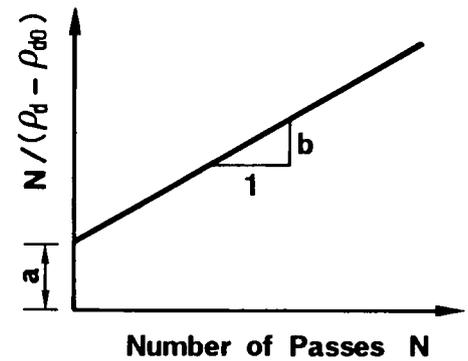


図6-7 双曲線近似法におけるパラメータの決定方法

この双曲線近似法を振動ローラの締固め試験結果と突固め試験結果に適用し、その結果得られるパラメータ a 、 b を用いて、個々の振動ローラとランマの能力との対応、ならびに転圧回数と突固め回数との対応を別個に検討していくことにする。

なお、パラメータ a の値は、図6-6の曲線の形からも想像できるように、締固め前の初期密度の値により大きく変化する。そこで、以下の議論で使用するパラメータ a は、初期密度 ρ_{d0} の影響を除くため、 $\rho_{d0} = 1.3 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ に統一した場合の a の値に補正を行うことにする。初期密度による a の補正法とその適用性については、本章の最後に付録として載せておく。

6-4-2 振動ローラの締固め性能試験³⁾

ここでは、振動ローラによる締固めとして、日本建設機械化協会建設機械化研究所で行われている各種締固め機械の締固め性能試験結果を用いることにする。締固め性能試験は、前章でも述べたとおり、個々の締固め用機械の締固め能力の相互比較を行うことを目的とし、建設機械化研究所で過去20年以上の間、実施されてきた試験であり、多くの場合、同じ土を用い、同じ条件のもとで試験を行っているため、個々の締固め機械の能力を互いに比較することができる。

試験は、ロードローラ性能試験方法 JIS D 6506-1963、タイヤローラ性能試験方法 JIS A 8802-1971、振動ローラ性能試験方法 JIS A 8801-1971 に準じて行われており、以下にその手順を示す。

- 1) 試験は、図6-8に示す長さ20 m、幅5 m、深さ0.6 mの試験用ピット内で行われ、この中に実験用試料土と同じ土をよく締固めて、これを基盤とする。
- 2) この上に試料土を0.3 mの厚さにまき出し、これを個々の締固め機械により16回転圧を繰り返す。
- 3) 転圧前、2、4、8、16回転圧後の土の密度と含水比をまき出し層上部において測定する。16回転圧後については、まき出し層下部においても密度と含水比の測定を行う。
- 4) 実験で使用される試料土は砂質ロームであり、比重2.83、土質分類はSCである。表6-2にその物理特性を、また、図6-9に粒径加積曲線を示す。土の比重が2.83というのは、多少大きいようであるが、繰り返し試験して調べてもこの値が得られたので、以下、試料土の比重としては2.83を用いる。試験は、それぞれの機種について含水比を4種類変えて行った。

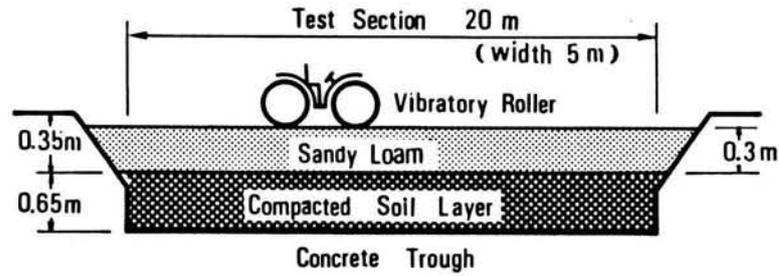
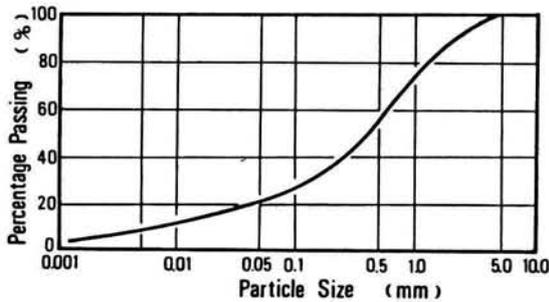


図6-8 締固め機械の締固め性能試験

表6-2 試料土の物理特性



Specific Gravity	Liquid Limit (%)	Plastic Limit (%)	Plasticity Index (%)
2.83	30.3	15.7	14.6

図6-9 試料土の粒径加積曲線

本章では、上述の各種締固め機械の試験結果のうち、17種類の振動ローラに関するデータを用いることにする。振動ローラに関する試験は、この他にも行われているが、今回は、試験条件が異なるもの、あるいは試料土の含水比の範囲が異なるものについては除外した。今回対象とする振動ローラは、前章の表5-2のうち、番号に○印を付したものである。なお、試験結果のデータは、建設機械化研究所が試験後に公表している性能試験報告書より得たものである。

図6-10は、試験結果の一例であり、典型的な乾燥密度～転圧回数関係を示している。ただし、乾燥密度は、まき出した試料土層の上部で測定された値である。同様の結果が17種類の振動ローラに対して得られている。図6-10を双曲線近似法により整理したものが図6-11である。よく近似できていることがわかる。他の振動

ローラについても同じ整理を行ったが、どの機種についても双曲線近似法はよい近似を与え、相関係数は、95%以上であった。以上の整理により、17種類の機種それぞれに対し4種類の含水比についてa、bの値が求まったことになる。

次にこのようにして求められた個々の振動ローラのa、bと振動ローラの関係性を調べる。振動ローラの締固め能力の指標としては、動線圧が有効であることは前章で述べたとおりであり、ここでも個々の振動ローラの動線圧とパラメータa、bとの関係という形で整理を行う。なお、今回対象としている振動ローラは動線圧にして15~102 kN/mの範囲のものである。

各振動ローラのパラメータa、bの値と動線圧との関係を調べるにあたり、機種により試験時の含水比が多少異なるため、4段階の試験時含水比に対するa、bの値より補間を行い、所定の含水比（8、9、10%）に対するaとbの値を求めた。また、bについては、締固めの限界を考えるとという意味で、 $\rho_{d0} + (1/b)$ により整理を行い、これと動線圧との関係を調べた。図6-12、13は含水比9%の場合についてこの結果をまとめたものであるが、これらは両者とも試料土層の上部の土に対する試験結果を整理することにより得られたものである。当然、同じ土でも下部の土は上部ほど締固まっておらず、下部の土に対して同じ整理を行えば、図6-12、図6-13のa、 $\rho_{d0} + (1/b)$ の値は異なることが予想される。しかし、下部に対するデータが少ないため、今回は上部での試験結果をもとに話を進めることにする。また、

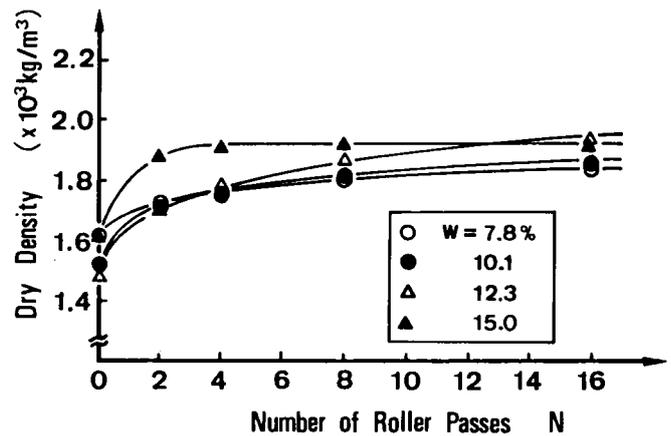


図6-10 締固め性能試験結果の一例

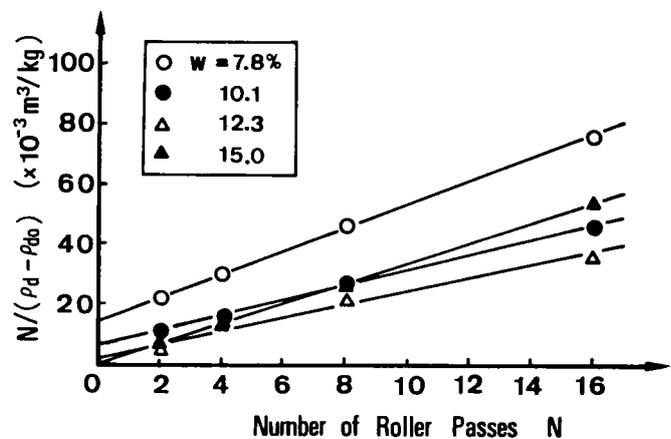


図6-11 双曲線による近似結果

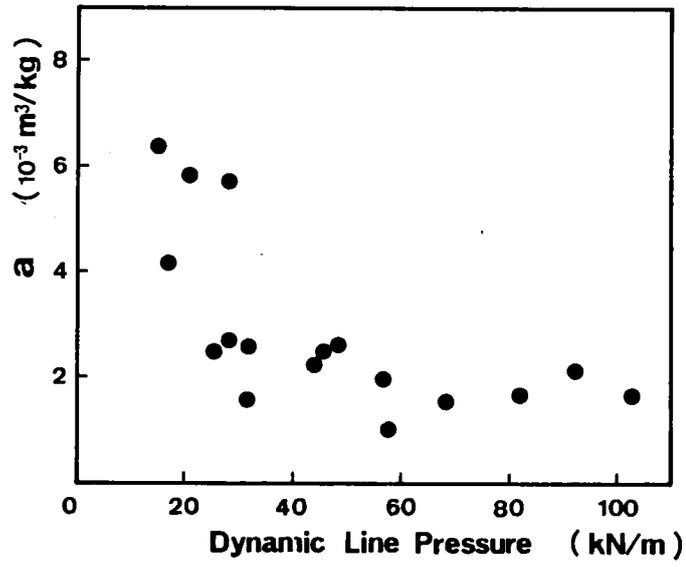


図6-12 パラメータ a と振動ローラの動線圧との関係

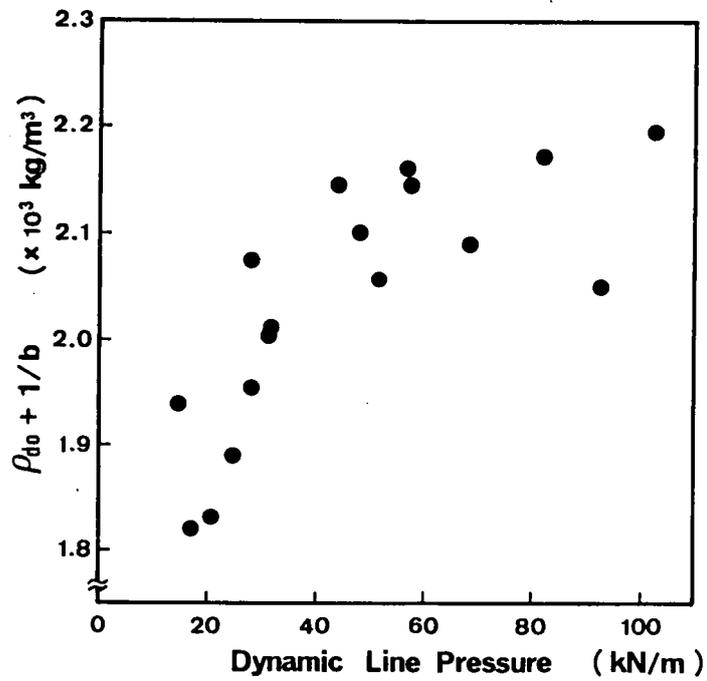


図6-13 $\rho_{d0} + (1/b)$ と振動ローラの動線圧との関係

パラメータ a については、6-4-1 で述べたように、すべて初期密度 $\rho_{d0} = 1.3 \text{ kg/m}^3$ の場合の a の値に補正を行っている。

図6-12より a は多少のバラツキを示すが、動線圧の増加とともに指数的に減少していることがわかる。また、図6-13の $\rho_{d0} + (1/b)$ は a の場合と同様にバラツキを示すが、動線圧とともに増加していることがわかる。他の含水比についても、同様の整理を行ったところ同じような結果が得られた。

6-4-3 突固め試験におけるパラメータ a 、 b について

突固め試験においてランマの重量や落下高さを変えた場合、乾燥密度～突固め回数関係を双曲線近似して得られるパラメータ a 、 $\rho_{d0} + (1/b)$ の値がどのように変化するかを実験により調べた。ただしここでは、振動ローラの場合の a 、 b と区別するため、これらを a^* と b^* で表わすことにする。

実験手順は、JIS A 1210-『突固めによる締固め試験』で規定されている 1000 cc モールドに土を3層に分けてつめ、ランマ重量を 24.5、34.3、44.1 N の3段階、落下高さを 0.1、0.2、0.3、0.44、0.55m の5段階に変化させて締固めを行った。それぞれの実験に対し、落下回数を 5、10、15、25、45回の5段階変え、得られた乾燥密度～突固め回数関係に双曲線近似法を適用することにより、各実験に対する a^* 、 b^* の値を求めた。実験で用いた試料土は、振動ローラの性能試験で用いられたものと同じ砂質ロームである。また、含水比は、8、10、12、14 %付近の4段階について実験を行った。表6-3これらの実験条件をまとめて示す。

表6-3 突固め試験における実験条件

Weight of Rammer (N)	Height of Drop (cm)	Number of Drops per Layer	Moisture Content (%)
24.5	10,20,30,44,55	5, 10	4 steps
34.3	10,20,30,44	15, 25	
44.1	10,20,30	45	

図6-14(a)は、得られた結果の一例であり、ランマ重量 $W_R = 44.1 \text{ N}$ 、落下高さ $H = 0.2 \text{ m}$ の場合について、乾燥密度が落下回数とともに増加することを示している。これを前節と同様に双曲線により近似し、(6-3)式の整理を行うと同図(b)のようになる。この場合も密度～突固め回数関係は双曲線近似法によりうまく表現できることがわかる。この図より、4種類の含水比に対する定数 a^* と b^* の値が求まるが、他の実験結果についても同様の整理を行った。

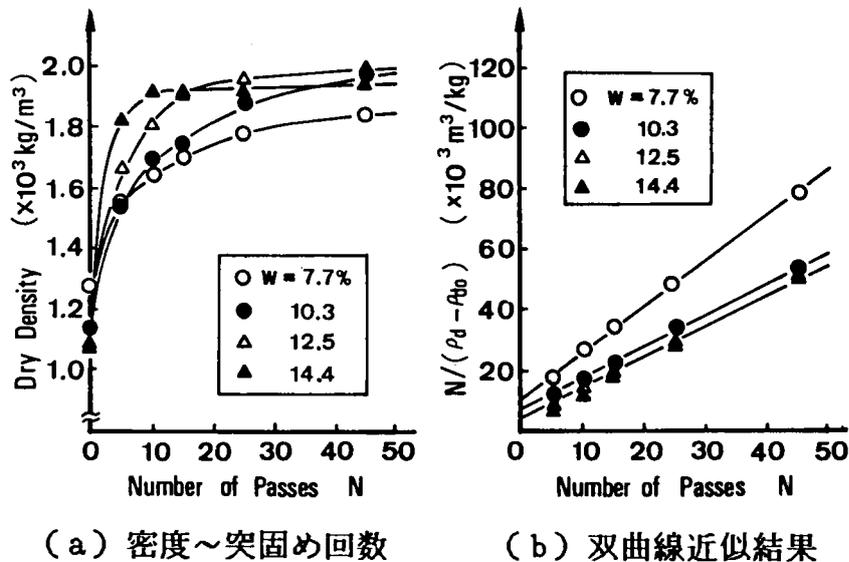


図6-14 突固め試験結果の一例

次にこのようにして得られたパラメータ a^* と b^* とランマの能力との関係を調べる。ランマの能力の指標としては、『ランマ重量 \times 落下高さ』により示されるランマの落下エネルギー K により表わすことにする。図6-15と図6-16は、 a^* 、 b^* とランマの落下エネルギー(K)との関係を含水比別に整理したものである。ただし、 b^* については、 $\rho_{d0} + (1/b^*)$ の形で整理を行い、また含水比の違いについても前節と同様の補間を行うことにより、所定の含水比(8、9、10%)に対する整理を行った。また、 a^* についても振動ローラの場合と同じく、初期密度 $\rho_{d0} = 1.3 \text{ kg/m}^3$ の場合に補正を行い、この結果をプロットしている。これらはそれぞれ振動ローラの場合の図6-12や図6-13と同じ傾向を示しており、突固め試験におけるランマの落下エネルギーと振動ローラの動線圧とが対応することがわかる。以上は含水比9%の場合の結果であるが、他の含水比についても同様の結果が得られた。

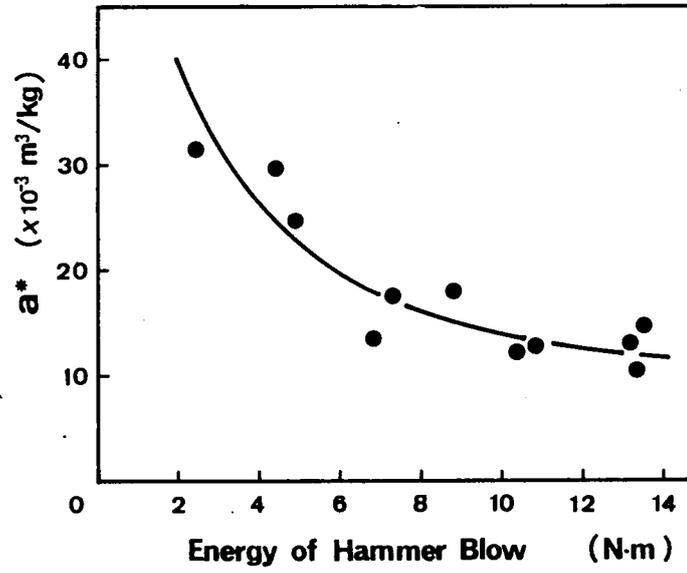


図6-15 パラメータ a^* とランマの落下エネルギーとの関係

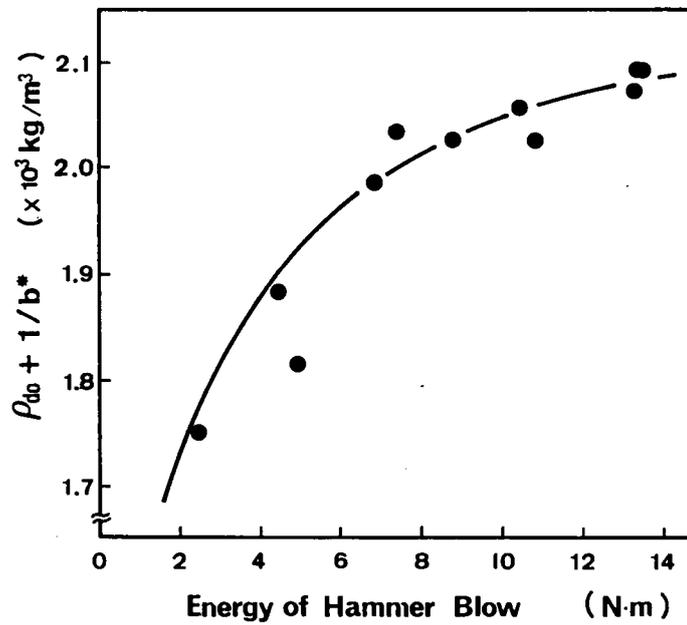


図6-16 $\rho_{d0} + (1/b^*)$ とランマの落下エネルギーとの関係

6-4-4 振動ローラと突固め試験との対応関係について

6-4-2、6-4-3より明らかになったことをまとめると以下のようになる。

1) 振動ローラを用いた締固めにおいては、乾燥密度～転圧回数関係を双曲線近似することにより得られるパラメータ a 、 $\rho_{d0} + (1/b)$ は、土質条件が一定であるならば振動ローラの動線圧 (D_{LP}) により決まり、図6-12、図6-13のような関係がある。

2) 突固め試験においては、乾燥密度～突固め回数関係を双曲線近似して得られるパラメータ a^* 、 $\rho_{d0} + (1/b^*)$ の値は、土質条件が一定であるならば、ランマの落下エネルギー (K) により決まり、図6-15、図6-16のような関係がある。

以上の結果より、振動ローラの動線圧とランマの落下エネルギーとの対応、ならびに、振動ローラの転圧回数とランマの落下回数との対応を求める。

(1) 振動ローラの動線圧とランマの落下エネルギーとの対応

図6-13と図6-16より、ランマの落下エネルギーと振動ローラの動線圧との対応関係を求める。ここで、図6-13は既に述べたように、振動ローラにより転圧されたまき出し層上部のデータをもとに描かれたものである。そこで、この結果をまき出し層全体の密度に関するものに補正を行う。密度の補正は、無限に転圧を繰り返したときのまき出し層下部の密度がわかれば上部密度との平均をとればよいのであるが、今回のデータでは下部密度は16回転圧時のデータしかないため、無限回、転圧を行った場合の下部密度を求めることは不可能である。そこで、無限回転圧時にも16回転圧時と同じ割合で締固め密度が地中で減衰すると仮定することにより、16回転圧時のデータから無限回転圧時のまき出し層下部の密度を推定し、まき出し層全体の平均密度を求めることにする。一般に、振動ローラを用いた締固めでは、16回転圧を繰り返すと土はもうそれ以上締固まらない状態になっていることが多いので、16回転圧時のデータから無限回転圧時の密度を補正してもそれほど大きな誤差は生じないと考えられる。なお、含水比の補間を行い、所定の含水比(8、9、10%)に対する密度を求めるのは、上部密度の場合と同じである。

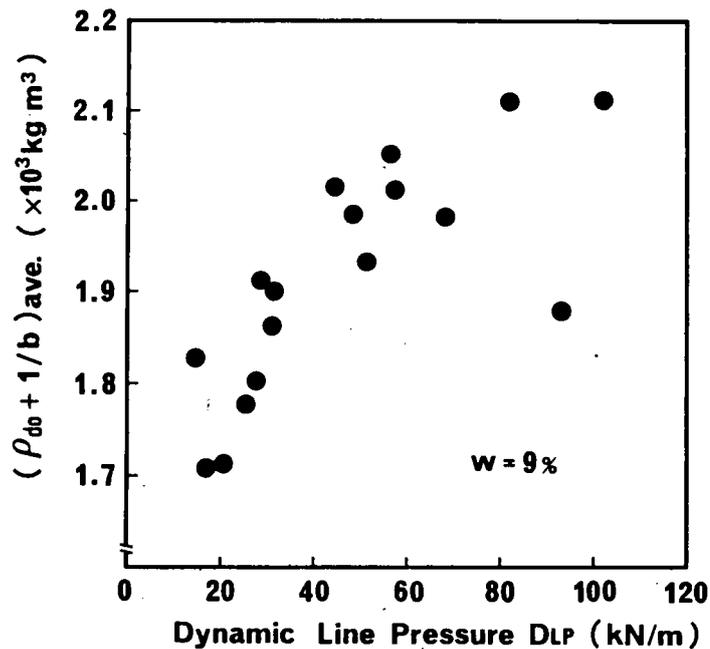


図6-17 まき出し層下部の密度の影響を考慮した
縮固めた土の密度～動線圧関係

このようにして得られた無限回転圧時のまき出し層全体の平均密度と動線圧との関係を描くと図6-17のようになる。振動ローラとランマの能力の対応は、この図とランマに対する実験結果である図6-16から求める。すなわち、図6-16の結果を図中の双曲線で近似し、これと図6-17より、 $\rho_{do} + (1/b)$ の値が等しくなるところの動線圧(DLP)とランマの落下エネルギー(K)とを調べ、その対応関係をプロットしたところ図6-18のようになった。図6-18より明らかのように、バラツキはあるが動線圧とともにランマの落下エネルギーも増加し、その傾向はこの程度の含水比の差異では変わらないことがわかる。この結果は、6-3節の理論計算による動線圧とランマの落下エネルギーとの対応と同じ傾向を示しており、これを(6-4)式のような比例関係で表わしたところ、比例定数として $C = 0.16$ が得られた(図6-18中の直線は、この比例関係を表わしている)。

$$K = C \cdot D_{LP}$$

(6-4)

K : ランマの落下エネルギー (N・m)

D_{LP} : 振動ローラの動線圧 (kN/m)

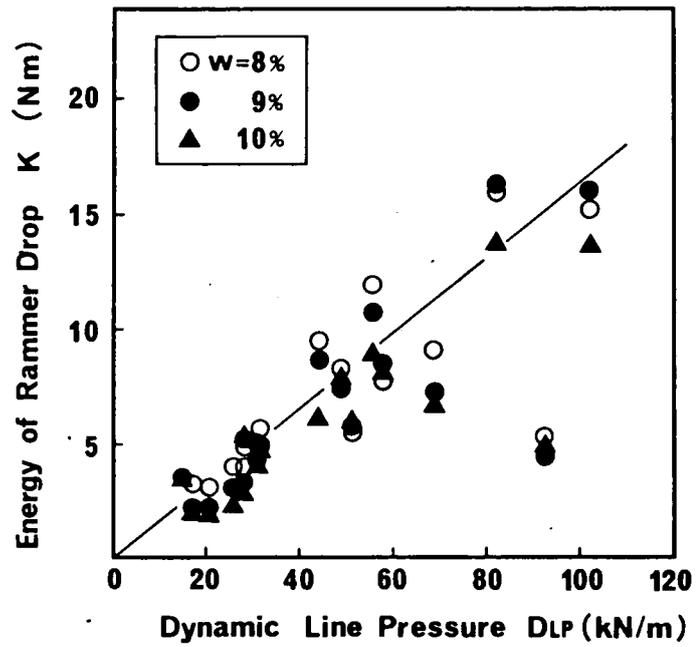


図6-18 振動ローラの動線圧とランマの落下エネルギーとの対応 (実験結果)

(2) 振動ローラの転圧回数とランマの落下回数との対応について

次に、 a 、 a^* を媒介として振動ローラの転圧回数とランマの落下回数との対応を求める。振動ローラの a に関しては、 $\rho_{d0} + (1/b)$ の場合と同じく、まき出し層全体に対する値に補正することが望ましいが、 a に関しては、まき出し層下部の密度が 16 回転圧時のみしかわかっていないという条件では補正することができないので、6-4 で求めた値をそのまま用いて議論を進めていくことにする。

図 6-12 と図 6-15 を比較すると、振動ローラによる締固めと突固め試験とでは、 a の値の範囲が異なることがわかる。これは、振動ローラの転圧回数 1 回に突固め試験の落下回数 1 回を対応させたためであるが、必ずしも、このような対応をとる必要はない。実際には、突固め試験においてランマを m 回 ($m > 1$) 落下させたときに始めて、振動ローラの転圧 1 回と同じ締固め効果が得られると考えたほうが妥当である。これについて、もう少し詳しく考えてみることにする。

今、突固め試験における落下回数を N^* で表わし、突固め試験結果を双曲線により近似すると次式のようなになる。

$$\rho_d = \rho_{d0} + \frac{N^*}{(a^* + b^* N^*)} \quad (6-5)$$

また、振動ローラによる締固め結果を双曲線により近似した結果を次式により表わす。

$$\rho_d = \rho_{d0} + \frac{N}{(a + b N)} \quad (6-6)$$

ランマの落下 m 回が振動ローラの転圧 1 回に相当すると考えると、 $N^* = m N$ が成り立つ。突固め試験により現場と等価な締固めを行うには、(6-5)、(6-6) 式により表わされる乾燥密度が等しくなければならない。両式の右辺がそれぞれ等しいとして $N^* = m N$ を考慮すると、

$$a = \frac{a^*}{m} \quad , \quad b^* = b \quad (6-7)$$

という関係を得る。bは無限に転圧を繰り返したときの乾燥密度により決まるから、当然、mの値によらず一定である。(6-7)式より、突固め試験により得られたa*は現場の締固めにおけるaのm倍になることがわかる。

次に、振動ローラの締固め試験データと突固め試験結果よりmの値について検討を行う。(6-7)式からもわかるようにmは、a*とaの比により定義される。そこで、図6-12の個々のプロット点のaの値とそれらの点の動線圧に対応するランマの落下エネルギーを用いて図6-15から読み取ったa*の値により、mを求めた。ただし、ここでは、図6-15におけるa*とランマの落下エネルギーとの関係を図中の曲線で近似し、所定の落下エネルギーに対するa*の値を求めた。この操作により得られたmを動線圧に対して描くと、図6-19のようになった。

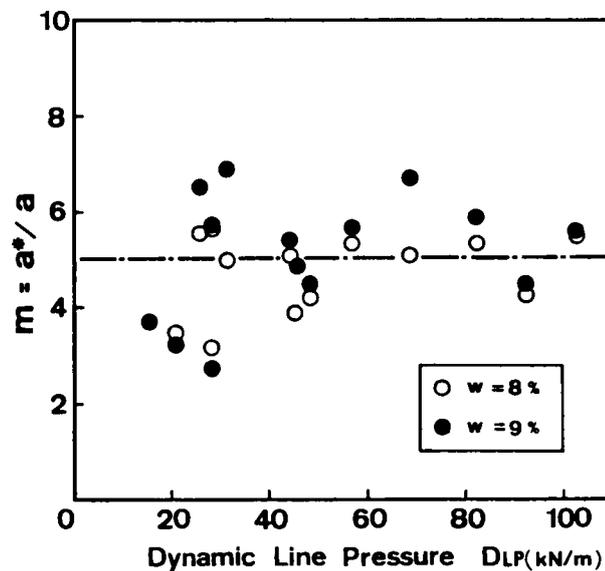


図6-19 振動ローラの転圧回数とランマの落下回数との対応

この図よりバラツキは大きいですが、 m の値としては5をとるのが妥当と考えられる。しかし、 $m=5$ という値は、まき出した土層の上部密度に対するデータから得られた値である。前にも述べたように、下部の土は上部ほど締固まらないため、まき出した土層全体に対する a の値はもう少し大きくなり、 m の値は逆に、小さくなると考えられる。 m の値については後に示す検証実験のところでもう一度、検討する。

6-5 突固め試験による現場締固め状況の予測方法

以上、振動ローラによる締固めと突固め試験との対応について述べてきた。この対応関係を利用すると、現場での締固めを突固め試験により予測することができる。まず、現場で使用されている振動ローラの諸元から動線圧を計算し、(6-4)式よりこれに対応するランマの落下エネルギーを決定する。落下エネルギーが決まれば、ランマの重量、落下高さが決まるので、JISで規定されている1000 cc モールドに現場の土を3層に分けてつめ、突固め試験を行う。

このとき、現場での密度～転圧回数関係を推定するためには、試料土の含水比は一定のままで、突固め回数を数段階変えて突固めを行う。ただし、突固め回数は、振動ローラの転圧回数の m 倍とする。

また、振動ローラを用いた場合の締固め曲線を予測する場合は、突固め回数一定で試料土の含水比を数段階変えて突固めを行えばよい。これらをフロチャートに表わすと図6-20のようになる。

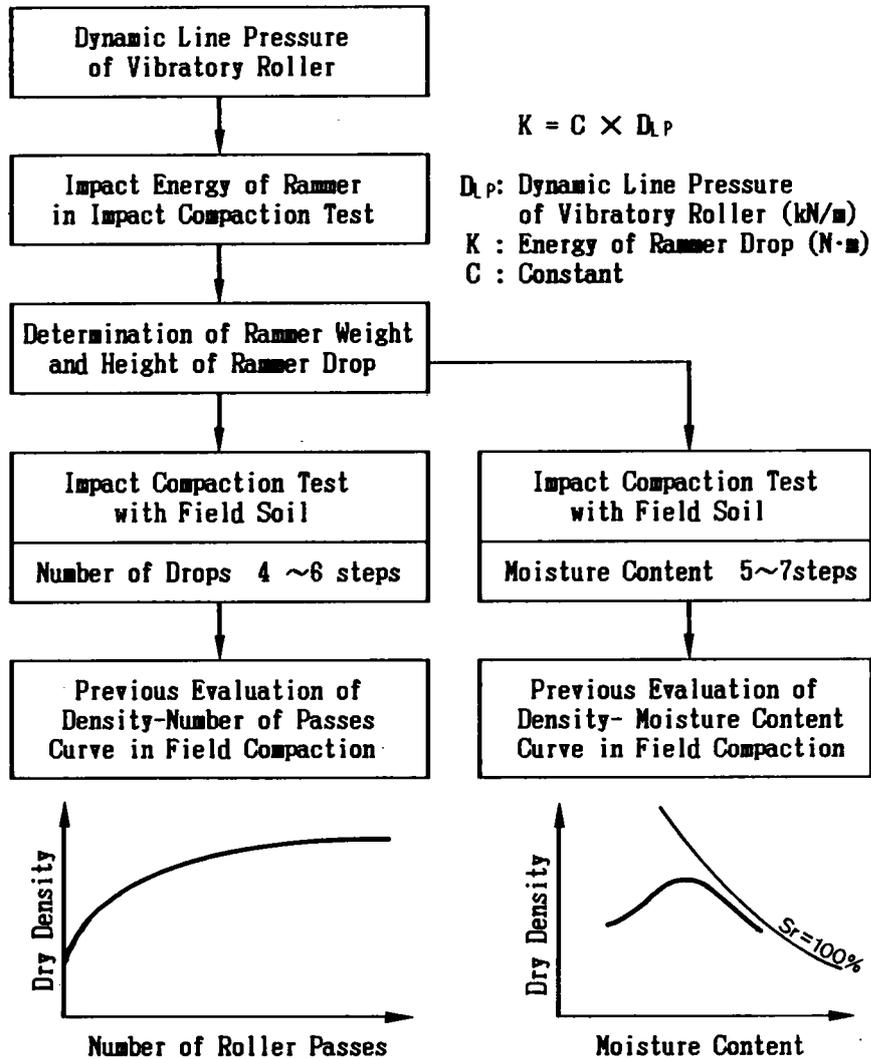


図6-20 振動ローラを用いた現場締固めの予測手法に関するフローチャート

6-6 現場実験による検証

本節では、前節において提案した手法の現場締固めに対する適用性を調べるため、現場実験、ならびに実際の施工現場で行われた締固め試験結果により検討を行った。

なお、以下の3例の検証実験では、ランマの落下エネルギーと振動ローラの動線圧との間の比例定数の値として $C = 0.18$ を用いている。本章では、これと異なり、 $C = 0.16$ とすることを提案したが、これは、当初、振動ローラとランマの能力との対応を考えるにあたり（6-5節の議論）、振動ローラの無限回転圧時のまき出し層下部の密度の推定に少し違った方法を用いていたためである⁴⁾。実際には、本章で示した下部密度の推定法の方がより妥当であると考えられるが、以下の現場実験を行った時点では、 $C = 0.18$ という結果しか得られておらず、現場締固めの予測もこの値を用いて行った。しかし、これにより生じるランマの落下エネルギーの差は小さく（約1割程度）、 $C = 0.16$ とした場合に比べ、室内試験による予測密度がわずかに大き目に見積られる程度であると考えられるので、本章では $C = 0.18$ とした予測結果をもとに話を進めることにする。

また、一般に、現場では締固めに先立ち、ブルドーザー等の重機により土を敷き均すため、現場での締固め前の初期密度は室内試験におけるモールド内の土に比べ、かなり大きい値となっている。このため、突固め試験においても現場のブル転に合わせて予備の締固めを行ってやればよいのであるが、現場での敷き均し方法が一定ではないため、ここでは、突固め試験の結果（定数 a 、 b ）を現場の初期密度に合わせて補正し、この補正後のデータを用いて予測を行った。突固め試験結果における初期密度の補正方法は、本章の最後に付録として掲載する。

6-6-1 検証実験A

以下に示すような現場実験に対し、密度～転圧回数関係の推定を試みた。まず、試料土と同じ土をよく締固めて造成した基盤上に試料土を約0.5 mの厚さにまき出し、試験ヤードとした。このヤードを振動ローラを用いて締固め、転圧前、2、4、8、10回転圧後の乾燥密度を砂置換法により測定した。実験に用いた試料土は砂質シル

ト (SF) で、 $G_s=2.75$ 、 $U_c=350$ 、 $D_{max}=20\text{ mm}$ 、 $D_{50}=0.3\text{ mm}$ 、 $PL=12.4\%$ 、 $LL=21.3\%$ である。また、実験で用いた振動ローラの動線圧は 101 kN/m であった。

次に、この試料土を持ち帰り、前節で述べた方法により突固め試験を行った。その結果から、。転圧後の乾燥密度と転圧回数との関係を推定し、これと現場での実測結果との比較を行った。突固め試験としては、動線圧 101 kN/m に対応するランマの落下エネルギーが(6-4)式より $18.2\text{ N}\cdot\text{m}$ であるので ($C=0.18$ を採用)、 44.1 N (4.5 kgf)のランマを 0.41 m の高さから落下させることにした。

密度～転圧回数関係の予測結果と現場の実測結果とを図6-21に示す。○印は実測結果を、●はそれらの平均値を表わす。また、図中の実線は振動ローラの1回の転圧に対し、ランマの落下5回を対応させることにより求めた予測曲線であり、破線と点線はそれぞれ、ランマの落下3回と1回を対応させた場合の予測結果である。図6-21より、 m の値としては5では大きく、3が適当で、 $m=3$ とすると現場データにはバラツキはあるものの、予測結果と実測結果は比較的よく一致することがわかる。

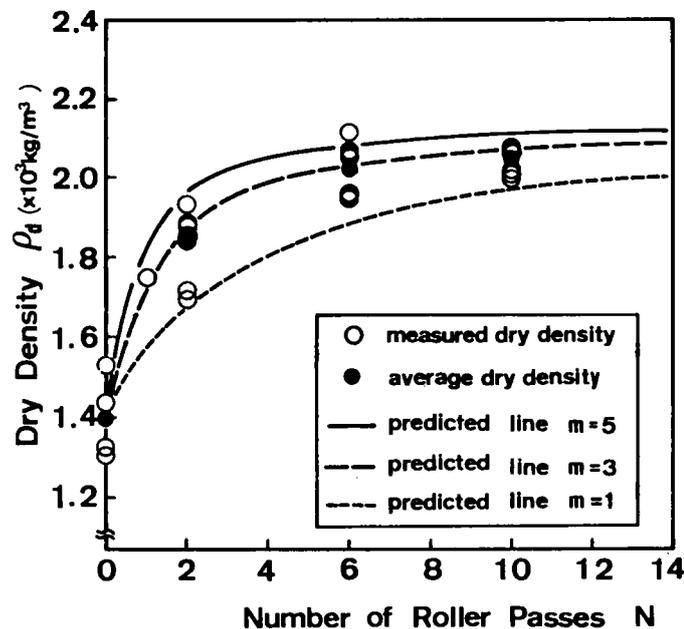


図6-21 密度～転圧回数関係に関する現場締固め試験結果とその予測結果

6-6-2 検証実験B

これは、実際の現場の締固め施工に際し、締固め機械の機種選定、対象土の締固め状況などを検討するために実機を用いて行われた試験結果の一部を先と同様に突固め試験により事前に予測し、実測値と比較したものである。

現場では、試料土を 0.2m の厚さにまき出し、6回転圧後の土の乾燥密度と含水比をRIにより測定している。ただし現場データは、土取り場や試験日の違いにより、試験時含水比が多少異なるので、含水比による締固め乾燥密度の違いを表わす締固め曲線を予測することにした。試料土は崖錐材で、比重 2.75 の砂質土である。また、この土はレキを含むため、以下に示す現場のデータはレキ率補正をした結果である。現場試験に用いられた振動ローラは実験Aと同じ動線圧101kN/m のもので、これに対する室内試験では、先と同様に44.1 N (4.5 kgf) のランマを 0.41 m の高さから落下させ、15.9 mm 以下の試料土に対し、含水比を6段階変えて締固め実験を行った。以上の実験により締固め曲線を求め、実測結果との比較を行った。

図6-22はこの結果であり、この場合も実線が振動ローラの転圧1回に対し、ランマの落下5回を、破線と点線がそれぞれ、3回と1回の落下を対応させた場合である。やはり、 $m=5$ 、 $m=1$ のときより、 $m=3$ の場合がよく合っているようである。

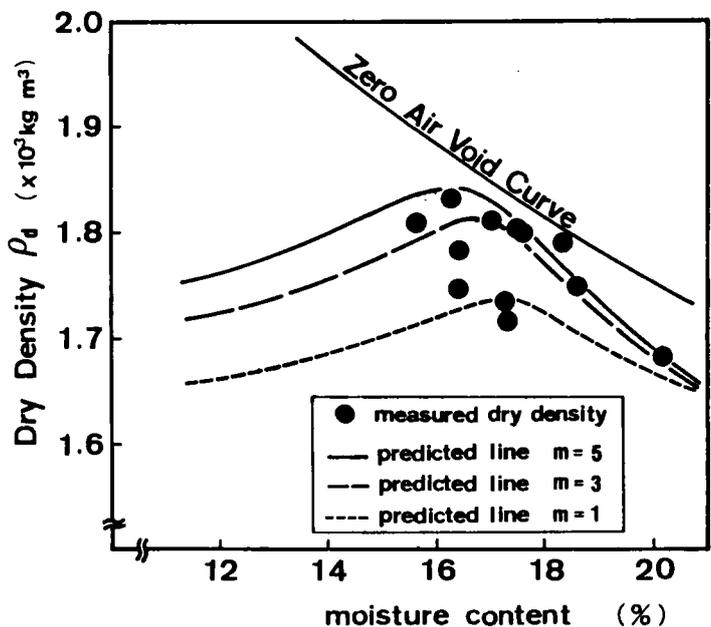


図6-22 現場締固め曲線の実測結果と予測結果の比較

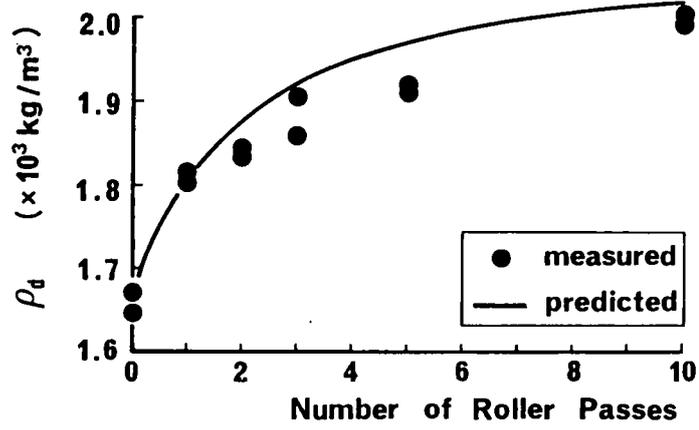
6-6-3 検証実験C

6-6-1と同じく、現場締固めにおける密度～転圧回数関係の予測手法の適用性を検討するため、現場実験を行った。実験手順は、以下のとおりである。

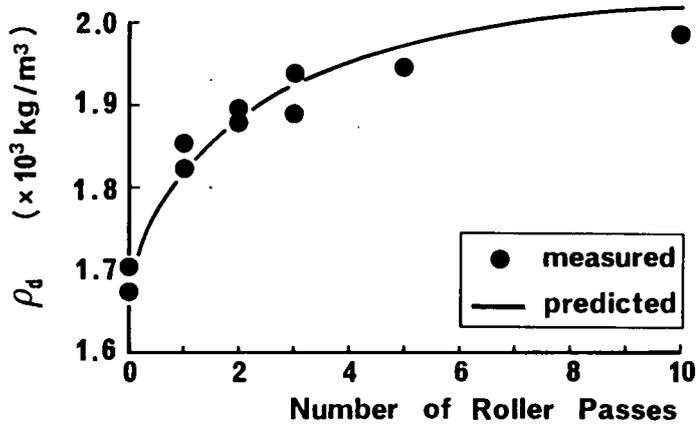
1. 試料土と同じ土をよく締固めた基盤上に 5 m × 10 m × 0.3 m の試験ヤードをブルドーザー（自重 23 t）を用いた敷き均しにより造成する。
2. この上を振動ローラにより繰り返し転圧し、転圧前、1、2、3、5、10回転圧後の土の乾燥密度と含水比をRIにより計測する。計測は、1ヤード内につき3箇所を実施し、各測定点とも2回行う。
3. あらかじめ、現場から採取した試料土を用いて突固め試験を行い、現場における乾燥密度～転圧回数関係を予測しておき、実測データと比較する。

使用した試料土は真砂土（ $G_s=2.66$ 、 $U_c=30$ 、 $D_{max}=20$ mm、 $D_{50}=1$ mm）であり、含水比は、6%であった。実験で用いた振動ローラは、動線圧 136.73 kN/mの大型のもので、これに対する突固め試験におけるランマの落下エネルギーは、(6-4)式より、24.612 N·m となるので、44.1 N（4.5 kgf）のランマを 0.56 m の高さから落下させ、突固めを行うことにした（1000ccモールド、3層）。なお、ここでは、前2例の結果にもとづき、ローラの転圧1回に対し、ランマの落下3回が対応するとして予測を行うこととする。

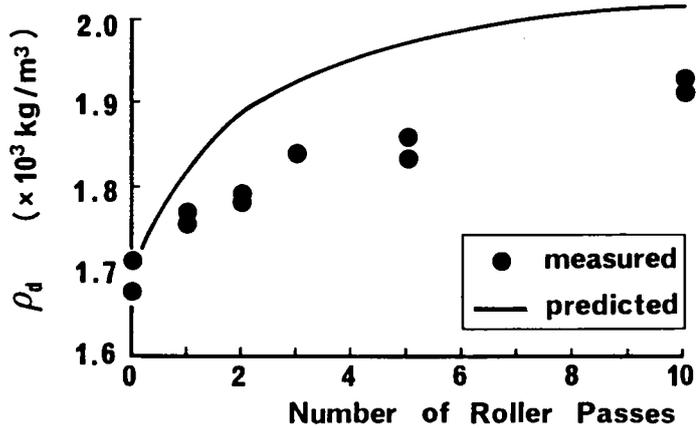
図6-23は、現場実験の結果と室内試験による予測結果であり、(a)、(b)、(c)の3種類の図は、測定点の違いを表わしている。この図の(a)、(b)では予測値は実測値と比較的よく一致しているが、(c)では、予測値の方が実測値よりもかなり大きめになっている。同じ機械を用い、同じ土を同一の条件下で締固めているはずであるにもかかわらず、現場ではこの程度の誤差はでるようである。今回は、これと同じ実験を全部で3ケース行ったが、いずれの場合も3測定点のうち1点で実測値が予測値よりも小さくなり、予測値は現場密度の上限を与えるという傾向を示した。



(a) 測定点番号 1



(b) 測定点番号 2



(c) 測定点番号 3

図6-23 密度～転圧回数関係に関する現場実験結果

6-6-4 実験結果に対する考察

以上、今回提案した方法に対する検証実験を行った。これら3種類の実験から、明らかになったことをまとめると、

- 1) ローラの転圧回数とランマの落下回数との比率 m の値としては、3が適当と考えられる。
- 2) 建設機械化研究所の実験はすべて、まき出し厚さが0.3mで行われたが、検証実験Aでは0.5m、検証実験Bでは0.2mで行っている。当然、まき出し厚さは締固め状況に影響を及ぼすと考えられるが、今回の検証実験で使用された振動ローラは比較的能力の大きいものであり、十分な締固め能力があったためまき出し厚さによる影響は見られなかった。
- 3) 今回提案した現場締固めの予測手法は、建設機械化研究所での比較的整った条件のもとで行われた試験のデータを用いて考案されたものである。このため、複雑な現場条件下における締固めでは、種々の阻害要因の影響により、予測値よりも小さな締固め密度しか得られない場合もある。よって、締固め密度の予測値は、その現場で得られる密度の上限を与えると考えればよい。

6-7 結 論

以上、振動ローラによる土の締固めと室内突固め試験との対応関係を調べ、それを利用した現場締固め状況の予測方法について述べてきた。それらを要約すると以下のようである。

- 1) 突固め試験を振動ローラによる締固めの模型実験とみなし、a) 振動ローラ自身の能力とランマの重量、落下高さとの対応、b) 振動ローラの転圧回数とランマの落下回数との対応、を考える。
- 2) 上記、a)の対応関係を求めるため、ランマの落下により得られる土の締固め密度と振動ローラによる締固め密度とを理論的に考察した。この結果をもとに振動ローラの動線圧とランマの落下エネルギー（ランマ重量×落下高さ）との対応関係

を求めたところ、両者は比例することが明らかになった。このことから、突固め試験を利用して振動ローラによる締固めを予測するには、個々の振動ローラ的能力に合わせてランマの落下エネルギーを変えてやる必要があると考えられる。

3) 1) の a)、 b) 両者の対応関係を求めるため、同一条件の土を多機種の振動ローラとエネルギーを変えた突固め試験により締固めた。その結果、振動ローラの動線圧とランマの落下エネルギー（ランマ重量×落下高さ）との間には、(6-4) 式で表わされる比例関係があり、2) の理論的に求めた対応関係と一致することがわかった。

4) 3) の実験結果と後述の現場検証実験から、ランマの落下回数3回が振動ローラの転圧1回に相当することがわかった。

5) 2)、 3)、 4) の結果から、個々の振動ローラに対応して突固め試験のランマ重量と落下高さを変え、振動ローラの転圧回数に相当する回数だけランマを落下させて締固めを行えば、現場におけるのと同じ密度が得られることになる。

次に、これらの結果から、実際の現場で行われた振動ローラによる締固め状況を突固め試験により予測し、実測結果との比較を行った。今回行った検証実験の範囲ではこの方法により現場での密度～転圧回数関係や締固め曲線のある程度、予測することができたが、予測結果は、現場での締固め密度の上限を与える傾向を示した。

この手法に関し、今後検討を要する問題としては、以下のことが考えられる。

1) 今回、提案した方法ではまき出し厚さを 0.3 m としているが、実施工におけるまき出し厚さがこれと異なる場合には、締固めにより得られる土の密度も多少、予測値と異なることが予想される。

2) 検証実験より、比較的粒度分布のよい砂質ローム、シルト、砂質土などの土についてはこの方法が有効であると考えられる。しかし、細粒分の多い粘土や高含水比で粒度分布の悪い砂については、室内試験では、土がモールドにより拘束されるため、現場におけるほど土が流動せず、突固め試験により予測した結果の方が多少、大きめにできると考えられる。

などである。この内、適用土質の問題は特に重要な問題であり、さらに多くの現場にこの方法を用い、その適用性について検討する必要がある。

参考文献

- 1) 木村 猛著：地盤内応力、鹿島出版会、p.31、1978年
- 2) Kiichi Tanimoto : On compaction of soil by surface vibration load,
Memoirs of the Faculty of Eng., Kobe Univ.,No.7, pp.37~71,1960
- 3) 建設機械化研究所創立記念論文集、pp.75~86、1974年
- 4) 島 昭治郎、建山和由、石澤利昭：振動ローラを用いた現場締固めにおける密度予測に関する研究、土木学会論文集、第 364号、Ⅲ-4、pp.229 ~237、1985年

付 録 初期密度 ρ_{d0} によるパラメータ a 、 b の補正について

土を転圧用ローラを用いて締固める場合、これにより得られる密度と転圧回数との関係が(1)式で表わされる双曲線によりうまく近似できるということは、本文中で述べたとおりである（突固め試験においても、密度と突固め回数との関係は同様にこの式で近似できることも本文中で述べた）。

$$\rho_d = \rho_{d0} + \frac{N}{a + b \cdot N} \quad (1)$$

ρ_d : 締固め後の土の乾燥密度 (kg/m³)

ρ_{d0} : 締固め前の土の乾燥密度 (kg/m³)

N : 転圧回数 (突固め回数)

a 、 b : パラメータ

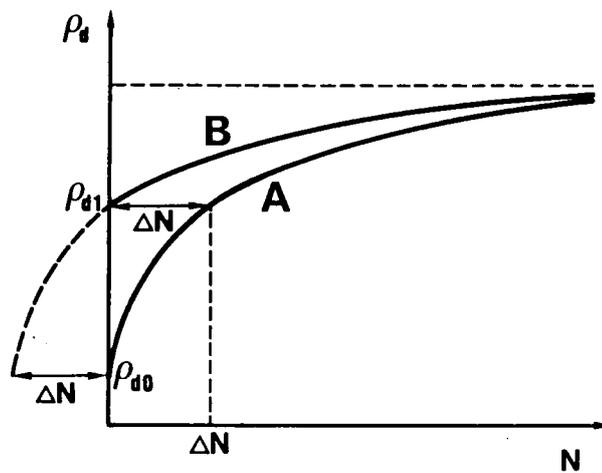
ここで、パラメータ a 、 b は、土質特性、ローラ的能力の他に締固め前の土の初期密度にも依存する。このため、本文中で述べたように、この a 、 b により個々の機械の比較、突固め試験との対応を求めるには、初期密度の条件をそろえてやる必要がある。しかし、実際のローラを用いた締固め試験はおろか、モールドを用いた室内突固め試験においてすら、毎回同じ初期密度をもつ土を準備することは不可能に近い。そこで、任意の初期密度の土に対する締固め試験結果から、所定の初期密度の土に対するパラメータ a 、 b の値を推定する手法を考えることにする。

この目的のために、ここでは以下の2つの仮定を設ける。

- (1) ある決められた土を無限に繰り返し転圧（突固め）する場合、得られる土の密度は初期密度の影響を受けず、締固め方法にのみ依存する。
- (2) N 回目の締固めにより得られる土の密度の増分は、 $N - 1$ 回目終了時の密度により決まり、それ以前の密度の増加の仕方に依存しない。

この仮定を用いて、パラメータ a、b の初期密度による補正法について考察する。

いま、 ρ_{d0} という初期密度をもつ土を締固め試験することにより得られた密度～締固め回数関係を付図-1 上の A の曲線で表わす。次に、これと同じ土を ρ_{d1} という初期密度から同じ方法により締固めた場合の密度～締固め回数関係を同図の B 曲線で表わす。図では、 $\rho_{d1} > \rho_{d0}$ の場合を示しているが、 $\rho_{d1} < \rho_{d0}$ であっても同じことである。上記の 2 つの仮定をこの図に適用すると、 ρ_{d1} から締固めを始めた場合の密度～締固め回数曲線 (B 曲線) は、 ρ_{d0} から始めた場合の A 曲線を平行移動したものに等しいということになる。



付図-1 土の密度と締固め回数との関係

この場合、当然、パラメータ a、b の値も変化するが、これについて詳しく考えてみることにする。いま、曲線 A と曲線 B をそれぞれ、次式の双曲線によって表わす。

$$\text{A 曲線} : \quad \rho_d = \rho_{d0} + \frac{N}{a_0 + b_0 \cdot N} \quad (2)$$

$$\text{B 曲線} : \quad \rho_d = \rho_{d1} + \frac{N}{a_1 + b_1 \cdot N} \quad (3)$$

仮定(1)から、(2)、(3)両式の極限密度(無限回締固めを繰り返した場合に得られる密度)は等しく、次式が得られる。

$$\rho_{d0} + \frac{1}{b_0} = \rho_{d1} + \frac{1}{b_1} \quad (4)$$

(4)式を整理することによって、次式が得られる。

$$b_1 = \frac{b_0}{1 - \Delta\rho_{d0} \cdot b_0} \quad (5)$$

$$\Delta\rho_{d0} = \rho_{d1} - \rho_{d0}$$

また、付図-1において、曲線Bの曲線Aからの平行移動量を ΔN とおくと、これは図から次式により表わされることがわかる。

$$\Delta N = \frac{a_0 \cdot \Delta\rho_{d0}}{1 - b_0 \cdot \Delta\rho_{d0}} \quad (6)$$

また、曲線Aを(6)式で表わされる $\Delta\rho_{d0}$ だけ平行移動すると曲線Bになるわけであるから、次式が成立する。

$$\rho_d = \rho_{d0} + \frac{N + \Delta N}{a_0 + b_0 \cdot (N + \Delta N)} = \rho_{d1} + \frac{N}{a_1 + b_1 \cdot N} \quad (7)$$

(7)式を整理し、(6)式を代入すると、次式が得られる。

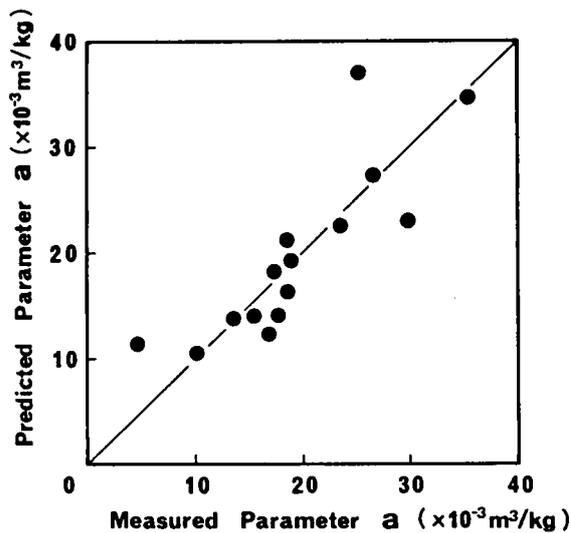
$$a_1 = \frac{a_0}{(1 - b_0 \cdot \Delta\rho_{d0})^2} \quad (8)$$

(5)、(8)式の関係を用いると、ある初期密度より締固めを始めた場合のパラメータ a 、 b の値(a_0 、 b_0)と初期密度の差 $\Delta\rho_{d0}$ が与えられれば、任意の初期密度より締固めを始めた場合のパラメータ a 、 b (a_1 、 b_1)を推定することができる。

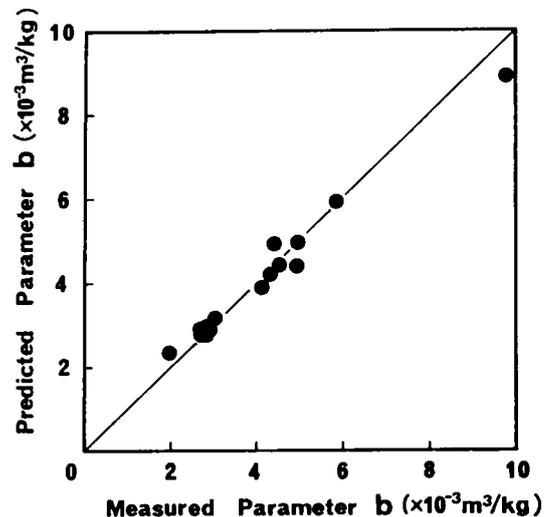
次に、この手法の適用性を調べるため、本文で述べた振動ローラの締固め性能試験結果のデータを用いて考察を行う。ここで用いるデータは、第6章の図6-10と

この他に適当に選び出した振動ローラに関するデータである。これらのデータでは、締固め前、ならびに 2、4、8、16 回転圧後の乾燥密度が 4 種類の含水比の土に対して与えられている。そこで、締固め前の密度を初期密度とし、密度と転圧回数関係を双曲線近似した場合のパラメータを a_0 、 b_0 、また、2 回転圧後の乾燥密度を初期密度として、それ以降のデータを双曲線近似することにより得られるパラメータを a_1 、 b_1 とし、これらを試験データより求めた。後者は試験データのうち、最初の 2 回の転圧を予備転圧と考え、これにより得られる密度を初期密度とするという意味であり、この場合、双曲線近似する場合の転圧回数もすべて 2 回分を減じて、2、6、14 回で考えることになる。また、これと並行して、パラメータ a_1 、 b_1 を (5)、(8) 式を用いて a_0 、 b_0 から推定し、実測結果より求めた値と比較することにより、ここで考えた補正法の適用性を検討した。

付図-2 は、パラメータ a の推定値と実測値を比較したものである。同様に付図-3 は、パラメータ b について、推定値と実測値を比較したものである。これらの図より、多少のバラツキはあるものの、(5)、(8) 式による補正は有効であると考えられ、第 6 章の本文中のデータは、すべて、この補正法により初期密度を所定の値にそろえて処理を行っている。



付図-2 パラメータ a の初期密度による補正法に関する実測値と予測値の比較



付図-3 パラメータ b の初期密度による補正法に関する実測値と予測値の比較

第7章 締固め施工におけるまき出し厚さの決定方法について

7-1 概 説

一般に盛土の締固め施工は、土をある一定の厚さにまき出し、これを振動ローラ、タイヤローラといった機械を用いて転圧することにより実施される。このとき土のまき出し厚さの大きさは施工速度、ならびに土構造物の品質に影響を及ぼし、施工上、非常に重要な要因である。まき出し厚さを決定する上での注意としては、

- 1) まき出し層全体が規定の密度以上に締固まること
- 2) 施工速度を大きくするため、可能な限り大きくすること

である。このうち、1)の条件は地中の締固め状況により決定されるが、これは一般に機械の能力、転圧回数、土質、含水比などにより異なり、簡単に議論することができない。このため、大規模な締固め施工に際しては、実機を用いた盛立試験を行い、まき出し厚さを決定している。しかし、小規模な工事では、盛立試験を行うこともできず、また施工中、土質特性が土取り場の条件に応じて変化していく場合の多いことを考えると、簡単な室内試験により最適まき出し厚さを決定できることが望ましい。

本章では、土質特性、締固め機械の種類、能力等により地中の締固め状況が異なる原因を検討し、さらにこの結果にもとづき、振動ローラを用いた場合の最適まき出し厚さの簡易的決定方法について考察を行う。

7-2 使用したデーターについて

最適まき出し厚さの決定手法を検討するためには、種々の締固め機械、土質特性と地中の締固め状況との関係を調べる必要がある。本章では、上述の関係を検討するために、第5、6章で述べた建設機械化研究所で行われた各種締固め機械の締固め性能試験結果を利用することにする。この試験の詳細については第6章で述べたとおりであるが、本章では、この中でも16回転圧後のまき出し層下部と上部で測定された密度のデータを用いることになる。

7-3 機械、土質による締固め状況の違い

前章で述べた建設機械化研究所における締固め性能試験は、多機種の振動ローラ、タイヤローラ、マカダムローラに対して実施されている¹⁾。そこで、これらのデータをもとに、地中の締固め状況と機械の種類、能力ならびに土の含水比との関係を調べた。地中の締固め状況としては16回転圧後のまき出し層下部と上部の乾燥密度の比を用いることにする。当然、この比が1より小さいほど地中まで締固め効果が充分及んでいないことになる。なお、地中の締固め状況は転圧回数によっても多少変動するが、一般に振動ローラを用いた締固めでは、16回転圧を繰り返せば、土はもうそれ以上、締固まらない状態にまでなっている場合が多く、ここでの議論は充分締固めを行っている現場締固めを想定していることになる。

図7-1は、小型振動ローラ（重量1.27 t）、大型振動ローラ（重量 10.17 t）、タイヤローラ（重量17.45 t）、マカダムローラ（重量 10.96 t）に対する試験結果から、まき出し層下部と上部の乾燥密度の比と土の含水比との関係を整理したものである。プロット点に付した数字は、まき出し層上部の土の密度を表わしている。

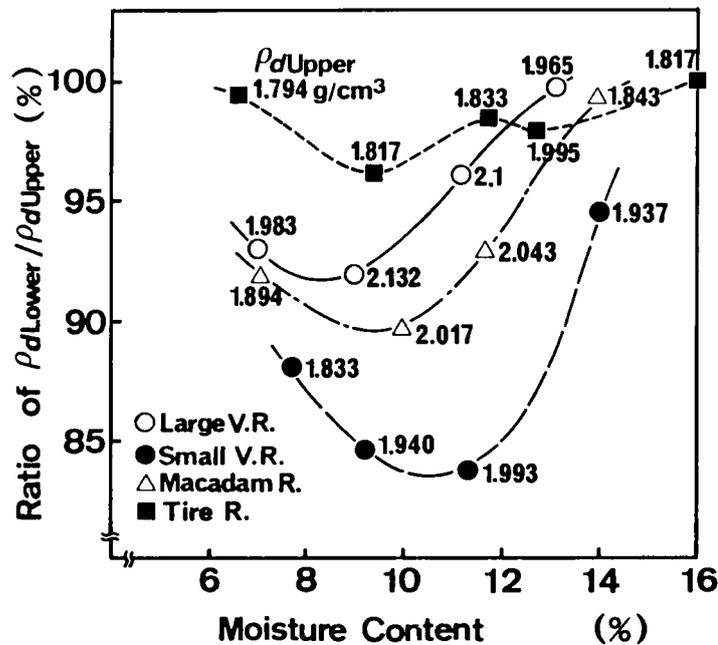


図7-1 各種締固め機械の締固め試験結果

他のローラについても同様の整理を行ったがその結果、一般的傾向として次の事柄が明らかになった。

- 1) 一般に振動ローラは地中深くまでその効果が行きわたるといわれているが、地中の締固め状況は土の含水状態により変動し、含水比によっては 0.3 m という深さをも締固めることができない。なお、振動しないマカダムローラについても同じ結果が得られた。
- 2) 1) の傾向は振動ローラの能力により異なり、小型の振動ローラほど顕著である。
- 3) タイヤローラの場合、含水比が地中の締固め状況に及ぼす影響は他のローラほど顕著ではなく、0.3mというまき出し厚さでは比較的均一に締固まる場合が多い。ただし、ここではまき出し層の下部と上部の密度比を取り上げており、締固めの絶対量で考えるとタイヤローラではあまり高い密度が得られないこと、ならびに、図7-1は16回転圧後のデータをもとに描かれており、転圧回数がこれより少ない場合には、多少異なった傾向を示す可能性があることに注意する必要がある。

このように、地中の締固め特性は機械の種類、能力、土の特性（含水状態）により異なるが、この原因としては次の事柄が考えられる。

(1) ローラの接地面積の問題

タイヤローラと振動ローラ、マカダムローラとの大きな違いは、その載荷方式である。前者は載荷部であるタイヤが変形しやすいため、接地面積、特に側面から見たタイヤの接地部分の長さ（接地幅）は大きく、また、土質によらず比較的一定していると考えられる。これに対し後者は、載荷部が鉄輪であるため、車輪の変形は全くな、特によく締固まった地盤上ではその接地面積は小さい。タイヤローラと振動ローラとの地中締固め状況の差異は接地面積に起因するところが大きいと考えられる。

(2) 土の締固め特性の問題

図7-1からも明らかなように、同じ機械を用いても含水比により地中の締固め状況が異なる。これは、土の締固め特性が含水比とともに変化するためと考えられる。

すなわち、地中に伝わる外力が同じでも、それに対する締固め応答が土質により異なるのである。

次に、この2つの原因について詳しく検討を行う。

7-4 ローラの接地面積と地中の応力分布について

車輪が地表面を通過するときには、第6章でも述べたように荷重は等分布ではなく複雑な分布形を示し、また、図7-2(a)に示すように接地面も平面ではないが、簡単のため(b)図のように地表面に等分布荷重がかかる問題に置き換えることにする。そして、地盤を半無限の弾性体と仮定し、ローラ荷重による地中応力を評価する。

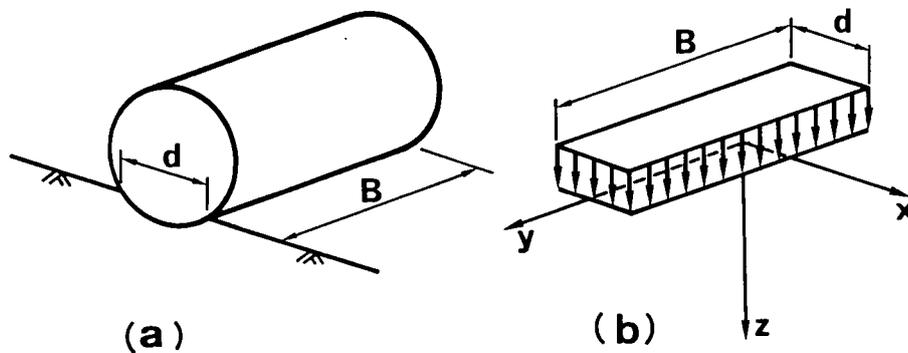


図7-2 転圧用ローラによる荷重のモデル化

今、重量 P 、転圧幅 B のローラが接地幅 d で転圧を行う場合を地表面に等分布荷重 $p_0 = P / (B \cdot d)$ が作用する問題に置き換えると、荷重中央直下 ((b) 図、 $x = 0$ 、 $y = 0$) z の深さにおける鉛直応力 σ_z は(6-2)式と同じく次式により表わされる²⁾。

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot p_0}{\pi} \left\{ \frac{2 \cdot d \cdot B \cdot z (d^2 + B^2 + 8z^2)}{(d^2 + 4z^2)(B^2 + 4z^2) \sqrt{d^2 + B^2 + 4z^2}} + \sin^{-1} \frac{d \cdot B}{\sqrt{d^2 + 4z^2} \cdot \sqrt{B^2 + 4z^2}} \right\} \quad (7-1)$$

このとき、地中での応力伝播状況を検討するため、

$z = 0.1 \text{ m}$ における応力 …… σ_{z1}

$z = 0.3 \text{ m}$ における応力 …… σ_{z3}

とし、応力比 σ_{z3}/σ_{z1} を接地幅 d に対して描くと、図7-3のようになる。図では転圧幅 B の違いによる影響をみるため、 $B = 2 \text{ m}$ 、 $B = 1 \text{ m}$ の2ケースが示されているが、どちらの場合も地中の応力比は接地幅 d により異なり、 d が小さいほど応力比も小さくなっている。すなわち、接地幅が小さいと地中での応力の減衰が大きいことがわかる。逆に、 d が大きい場合には、応力比は1に近く、上部と下部の差は小さい。これに対し、転圧幅 B による応力比の違いはあまり顕著ではなく、地中応力に影響を与える要因としては、接地幅 d が非常に重要であることが予想される。

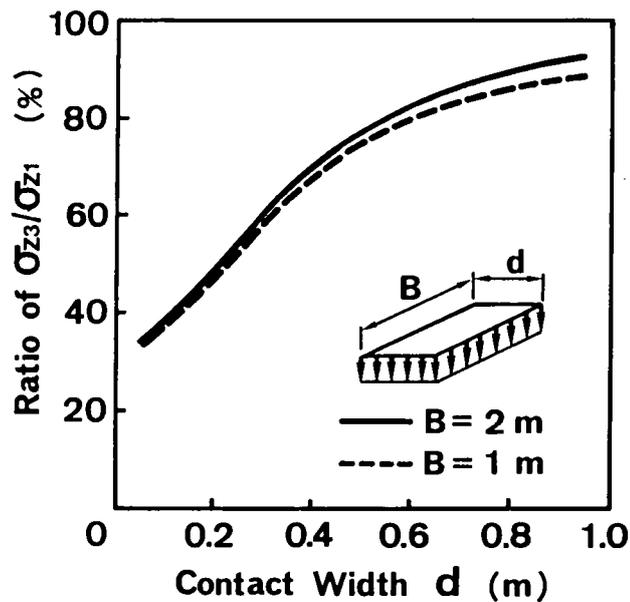


図7-3 転圧輪の接地幅と地中の応力状態との関係

この結果をもとに、図7-1をもう一度検討してみる。

まず、タイヤローラで地盤を締固めるときには、タイヤが変形し、接地幅が大きくなるため、地中下部にも上部と同じ程度の力が伝わり、下部の土は上部の土と同様に

締固まるものと思われる。逆に、振動ローラ、マカダムローラといった鉄輪ローラではローラ自体が変形しないため、接地幅は小さく、そのため、下部までローラの効果が充分伝わらず、上部に比べ締固まりにくいと考えられる。また、振動ローラの中でも小型のものは大型のものに比べ、車輪径も小さく、重量も軽いため、接地幅はより小さくなり、締固め効果の地中での減衰はさらに大きくなると考えられる。なお、ここでは、ある特定の2つの深さの点（たとえば、 $z = 0.1 \text{ m}$ 、 $z = 0.3 \text{ m}$ ）における締固め力の比のみを考えており、締固め力の絶対値（締固め効果）は小型の振動ローラや接地幅の大きいタイヤローラでは小さい。

7-5 土の締固め特性と地中の締固め状況について

土に圧力、振動、衝撃などの締固め力を加えると土は締固められ密になる。このとき、土の密度と締固め力との関係を模式的に表わすと図7-4のようになる。図に示すように土は加える締固め力とともにその密度を増すが、増加の仕方は徐々に小さくなる。この密度と締固め力との関係は土の種類や含水状態により異なり、図ではその例として、締固め力に対し比較的急激に密度が増加するtype 1と締固め力に対し徐々に密度が増加するtype 2とが描かれている。

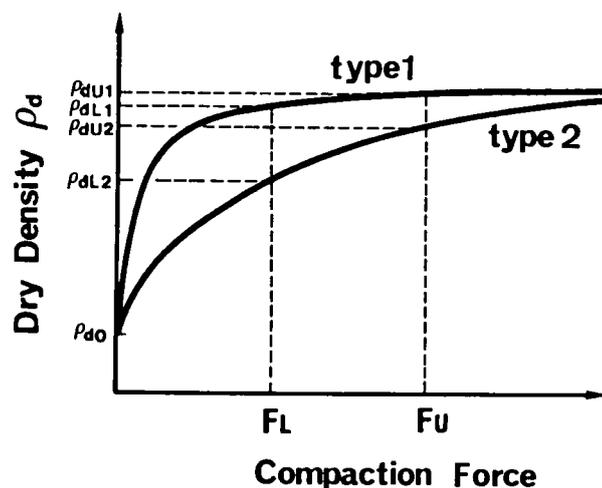


図7-4 土の締固め特性に関する一般的模式図

まき出した土の表面に締固め力を加える場合、上部における力は下部に伝えられる力よりも大きい。図7-4中の F_U 、 F_L はそれぞれ地中の上部と下部に伝えられる力を想定している。このとき type 1、2 の土に対し F_U 、 F_L に相当する締固めが行われると考えれば、それぞれの土に対し下部密度と上部密度との比 ρ_{dL} / ρ_{dU} を求めることができる。図より明らかなように、ここで与えた F_U 、 F_L に関しては type 1の土の方が type 2 の土より密度比 ρ_{dL} / ρ_{dU} が大きいことがわかる。

このように同じ締固め力を加えられても土の締固め特性、特に密度～締固め力関係の曲線のなだらかさにより地中の締固め状況が異なる。逆の見方をすれば、地中の締固め状況を予測するには、この曲線のなだらかさを定量的に把握する必要がある。本章では、この目的のために第6章で述べた双曲線近似法を利用する。第6章では、密度とローラの転圧回数、あるいは、ランマの突固め回数との関係を近似するのに双曲線近似法を用いたが、ここでは密度と締固め力との関係を近似するためにこれを用いることにする。すなわち、土を何らかの方法により締固めるとき、得られる密度と締固め力との関係を次式により近似するわけである。

$$\rho_d = \rho_{d0} + \frac{F}{\alpha + \beta F} \quad (7-2)$$

ρ_d : 締固め後の土の乾燥密度 (kg/m^3)

ρ_{d0} : 締固め前の土の乾燥密度 (kg/m^3)

F : 振動、圧力、衝撃などの締固め力

α 、 β : パラメータ

ここで、パラメータ β は、前章で述べたように無限に力を加えて締固めを行ったときに達成できる密度と初期密度との差の逆数を表わす。また、パラメータ α は図7-4の曲線の初期接線勾配の逆数であり、 α の値が小さいほど急に立ち上がる曲線を表わす (type 1)。そこで、パラメータ α により本章で問題となる土の締固め特性を表わすことにし、これと地中の締固め状況 (下部密度と上部密度の比) との関係を計算により調べた。

計算では $\beta = 0.001 \text{ m}^3/\text{kg}$ 、 $\rho_{d0} = 1000 \text{ kg}/\text{m}^3$ とし、地中深部になるほど締固め力が減衰することを考慮して下部の締固め力 F_L を上部の締固め力 F_U の $1/3$ とし (7-2)式により下部と上部の密度を計算した。ここで、下部の締固め力を $1/3$ としたのは、ローラの接地幅として $d = 0.1\text{m}$ を想定し、図7-3においてこれに対応する応力比の値より決定した。この計算により得られる下部密度/上部密度の比とパラメータ α との関係性を求めたが、締固め機械の能力が機種により異なることを想定し、 F_U については 300、150、60 の3段階について検討を行った。なお、締固め力 F についてはそのディメンジョンが圧力、振動、衝撃などにより異なるので、計算ではディメンジョンを付けずに用いている。

図7-5は、計算の結果である。この図から、

- 1) 締固め力が大きいとき、下部と上部の密度比は α とともに減少する。
 - 2) 締固め力が小さいと密度比は α のある値までは減少するが、それ以上では α とともに増加する。
 - 3) 締固め力が大きいほど、密度比も大きく、地中までよく締固めることができる。
- ということがわかり、土の締固め特性として採用したパラメータ α が地中の締固め状況に大きな影響を及ぼすことが予想される。

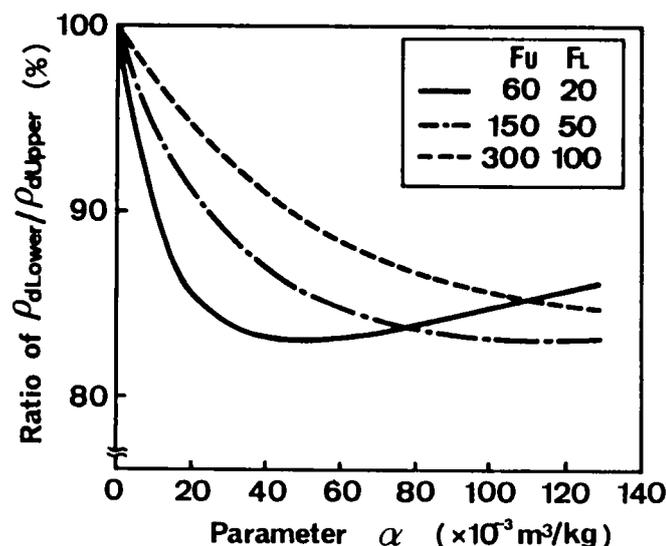


図7-5 地中の密度比と土の締固め特性との関係

次に、建設機械化研究所の試験結果を基に、比較的データ数の多い振動ローラについてパラメータ α と地中の締固め状況の実測値との関係について検討を行った。

7-6 振動ローラと地中の締固め状況

建設機械化研究所のデータでは、各々の機械につき含水比を4種類変えて試験が行われており、これらの含水比により土の締固め特性も異なる。そこで、突固め試験を利用して各々の含水比の土に対する締固め特性（パラメータ α ）を求めることにする。ここで突固め試験を採用したのは、第6章で述べたように、この試験が締固め試験として一般によく普及しており、また、手軽に行うことができるからである。

実験は、建設機械化研究所で用いられたのと同じ砂質ロームに対し、JISA1210第1法に準じて実施した。実験手順は、まず1000cc モールドに土を3層に分けて入れ、各層あたりの突固め回数を5、10、15、25、45回の5段階変化させて締固めを行う。このとき、最初、ゆる詰めにした各層の土の表面にモールドと同じ直径の薄板を置き、この上に200gの重りを10cmの高さから10回落下させ、予備的な締固めを行い、これを初期状態とした。この実験を7.4、9.9、12.1、14.5、17.5%の5段階の含水比の土に対して実施し、パラメータ α と含水比との関係を求めた。

図7-6は、実験より得られた密度と突固めエネルギーとの関係を含水比別に描いたものであり、図7-4に対応する。これより、各々の含水比について α の値を求め、その関係を図示すると図7-7のようになる。ここで、図中の実線はプロット点を連ねたものである。 α の求め方についてはすでに前章で述べているのでここでは省略する。

なお、図7-7のパラメータ α のディメンジョンは、図7-5と異なる。これは、図7-5を求めるための計算では、 α を決定する密度～締固め力関係（図7-4）の締固め力として圧力、振動などの一般的な締固め効果を想定したため、これを無次元で表わしたが、図7-7では、突固め試験から α を決定したため、締固め力のディメンジョンとして、 $N \cdot m$ を与えたためである。

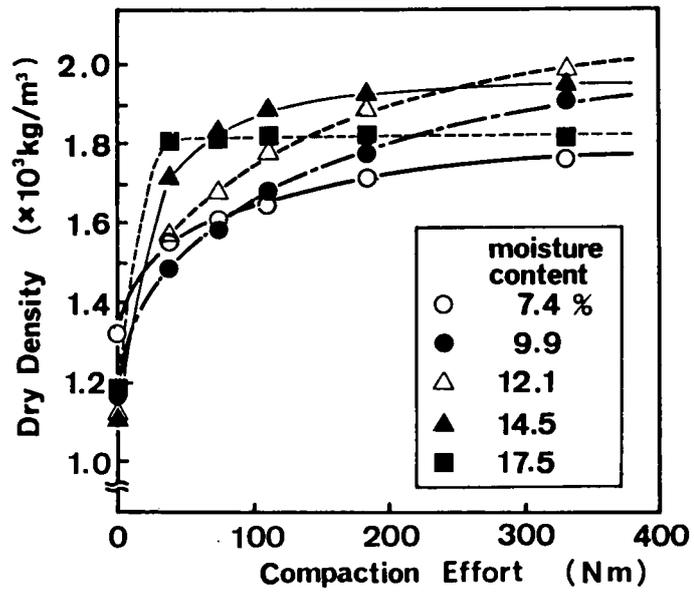


図7-6 砂質ロームの突固め試験結果
(密度~突固めエネルギー関係)

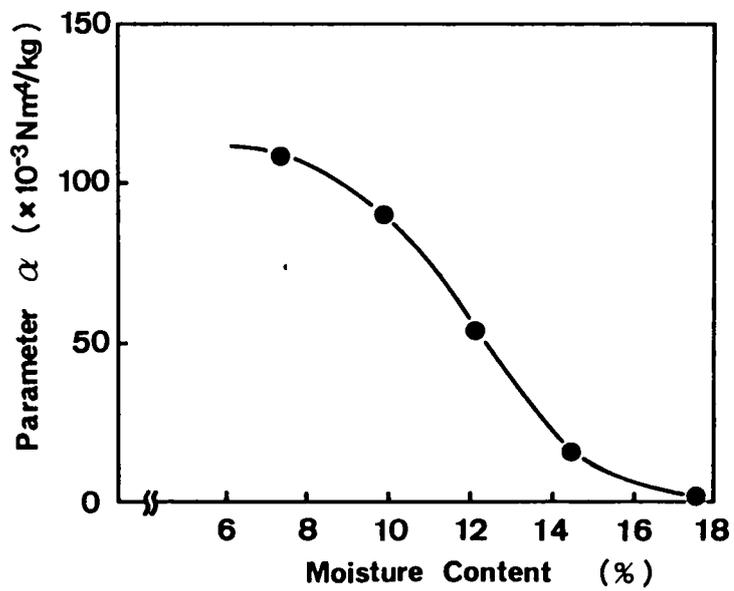


図7-7 パラメータ α と含水比との関係

建設機械化研究所のデータでは機種により試験時含水比が多少異なるので、図7-7からそれぞれの含水比の土に相当する α の値を求め、これと実測による下部と上部の密度比をプロットすると図7-8、9、10のようになった。ここで3つの図の違いは振動ローラの能力の違いを表わしており、図7-8が動線圧(Dynamic Line Pressure D_{LP})60 kN/m以上の大型のもの、図7-10が30 kN/m以下の小型のもの、図7-9がその中間の振動ローラに対する結果である。これらの図では前節の計算結果から得られた1)、2)、3)の事項と同じ傾向を示しており、地中の締固め状況に対する前節の考え方が正しいこと、ならびに土の締固め特性を表わす指標として、密度~締固め力関係における双曲線近似法のパラメータ α が有効であることがわかる。

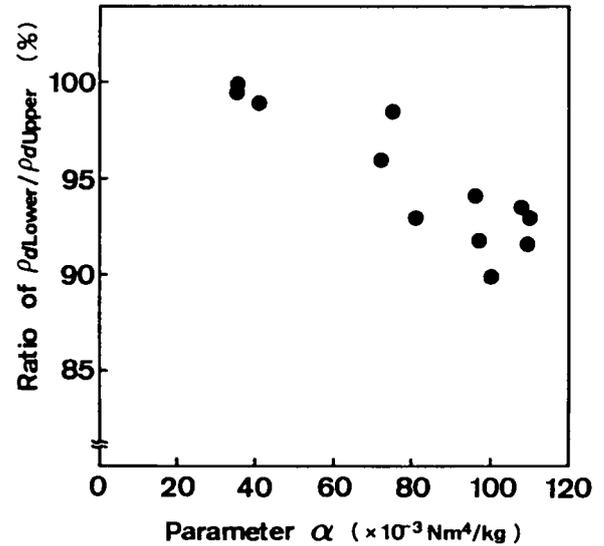


図7-8 地中密度比とパラメータ α との関係(大型振動ローラ)

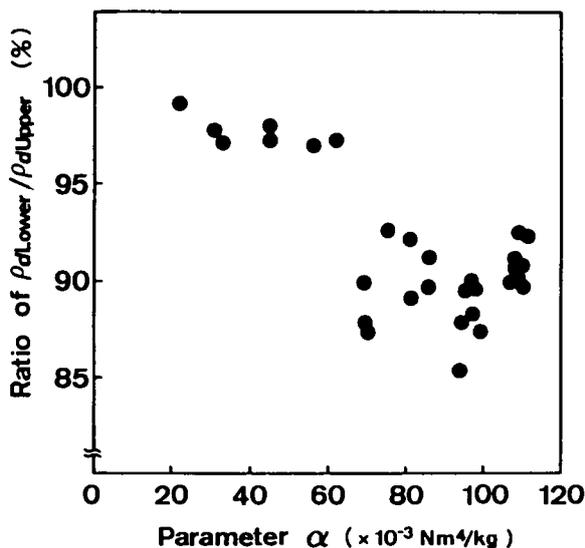


図7-9 地中密度比とパラメータ α との関係(中型振動ローラ)

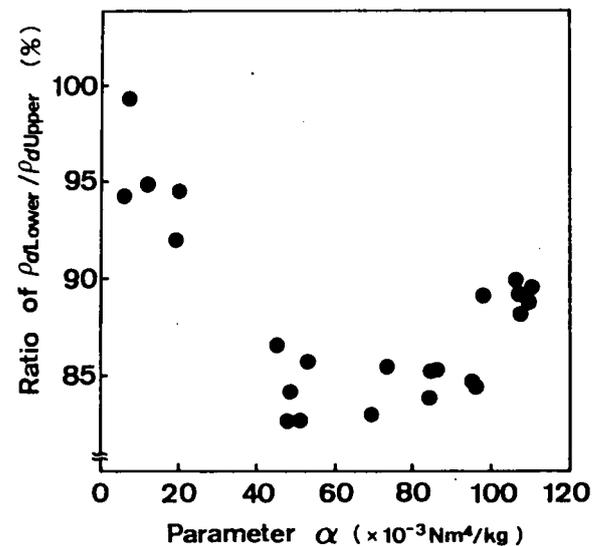


図7-10 地中密度比とパラメータ α との関係(小型振動ローラ)

7-7 最適まき出し厚さの決定

以上の結果を利用して、最適まき出し厚さを決定する手法について検討を行う。

最適まき出し厚さの定義は造成する構造物の種類、施工方法などにより異なるが、今回は、まき出し層全体が均一に締固まるという意味から、

『まき出し層下部の密度が上部密度の95%以上となる最大の厚さ』

と定義することにする。

前節までの結果を考慮し、最適まき出し厚さを決定する上で、次の仮定を設ける。

- 1) 土中の締固め状況に及ぼす土質特性の影響は、エネルギーを変えた突固め試験から得られるパラメータ α のみによりおさえることができる。
- 2) 締固め機械が発揮する締固め力の土中での伝播特性は、機械特性により決まり、土質特性の影響を受けない。

上述の仮定は厳密には正しくないが、近似的には認め得るものとして、この仮定のもとに話を進める。

まず、1)、2)の仮定にもとづき、図7-2のローラ载荷により締固められる地中土の密度分布を計算により調べ、これより95%密度を生じるまき出し厚さを求めてみる。

計算は、密度～締固め力関係として(7-2)式を用い、表面に加えられた締固め力が7-4節で用いた(7-1)式に従い地中に伝わっていくとする。このため、(7-1)式において、载荷重 P を地表面に加えられる締固め力 F に置き換え、地中応力を単位面積当たりの土が受ける締固め力と考えることにする。これより土中の深さと締固め力の大きさとの関係を求め、(7-2)式よりそれに相当する密度を計算すれば地中の密度分布を求めることができる。ただし、ここでいう締固め力とは、圧力、振動、衝撃など締固めを生じさせる作用の総称という意味である。

図7-11(a)はこの結果を表わしたものである。計算条件は、 $\rho_{d0} = 1000\text{kg/m}^3$ 、 $b = 0.001\text{ m}^3/\text{kg}$ 、表面に加える締固め力 $F = 200$ 、転圧幅 $B = 2\text{ m}$ 、接地幅 $d = 0.2\text{ m}$ で、 α の値を 0.03 、 0.06 、 $0.12\text{ m}^3/\text{kg}$ の3段階変化させている。また、同図(b)は、同様に $F = 50$ の場合について同じ関係を求めたものである。ただし、この場合には4節の考察に従い、締固め力に応じて接地幅も小さくなるとして $d = 0.05\text{ m}$ で計算を行っている。

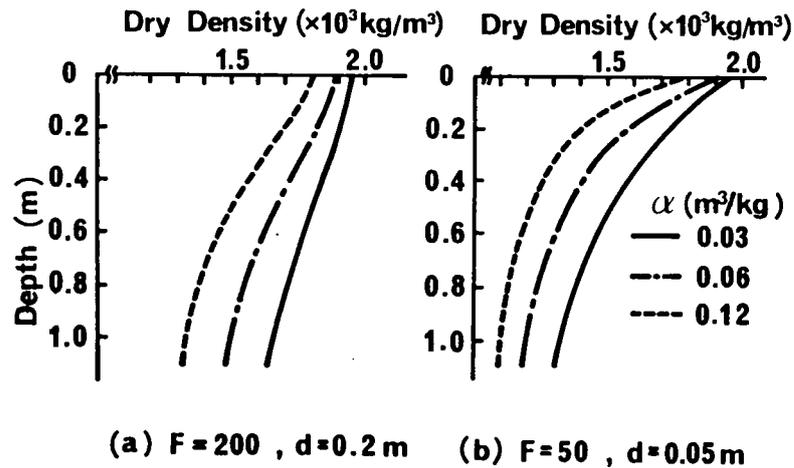


図7-11 地中締固め密度分布に関する計算結果

この図から、ローラによる締固めを図7-2(b)に示されるような帯状荷重による締固めとしてモデル化した場合、

- 1) パラメータ α の値により地中の密度分布が大きく異なる。
- 2) 地表面に加えられる締固め力が大きいほど密度分布の減衰が小さい。

ことがわかる。図7-11から、それぞれの場合について95%密度を生じる深さを求めることができるので、これとパラメータ α との関係をプロットすると図7-12のようになる。図では、(1) $F = 500, d = 0.5\text{ m}$ 、(2) $F = 200, d = 0.2\text{ m}$ 、(3) $F = 50, d = 0.05\text{ m}$ の3ケースについての結果を示している。図より明らかなように下部密度が上部密度の95%となる深さはパラメータ α とともに減少し、また、加える締固め力が大きいほど、その深さも大きくなることわかる。

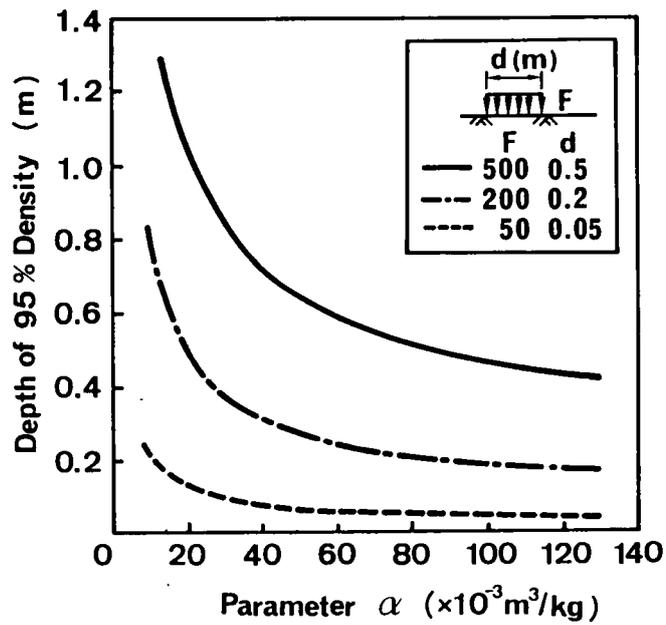


図7-12 95%密度深さとパラメータ α との関係に関する計算結果

次に以上の結果を確認するため、建設機械化研究所のデータを利用して、実際に95%密度を生じる深さを求めた。試験データでは前述のように16回転圧後の上部と下部の密度と締固め前の密度しか与えられていないため、

- $z = 0 \text{ m}$: 上部密度
- $z = 0.3 \text{ m}$: 下部密度
- $z = \infty$: 初期密度

とし、密度がこの条件のもとで深さとともに指数的に減少すると仮定して、任意深さにおける密度を求めた。これより95%密度を生じる深さを計算し、図7-12と同様の方法により、パラメータ α に対して描くと図7-13のようになった。図では、大、中、小型の振動ローラの結果を同時に載せており、その境界と思われる所に破線を入れ、領域に分けている。

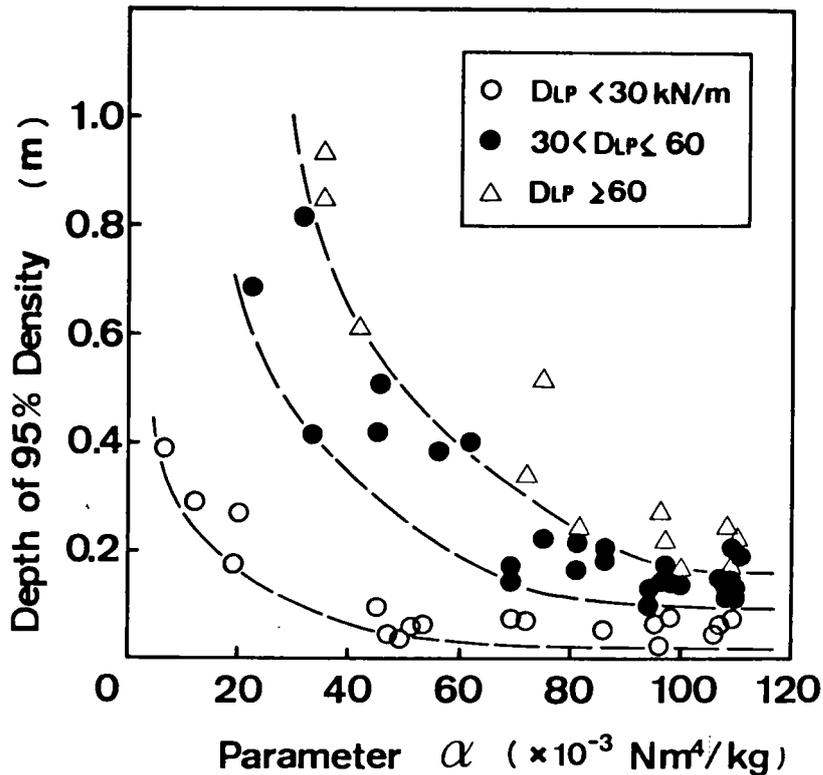


図7-13 95%密度深さとパラメータ α との関係に関する実験結果
(最適まき出し厚さ決定のための図)

この図から、先の計算結果と同様に

- 1) 95%密度深さは α とともに減少すること
- 2) 動線圧の大きい振動ローラほど95%深さは大きく、地中深部まで締固め効果が及ぶことがわかる。また、
- 3) パラメータ α が大きく、密度～締固めエネルギー関係がなだらかな曲線を示す土（含水比の低い土に多い）では、機械能力が大きくても、まき出し厚さ0.3 m では下部まで締固まらない。
- 4) 能力の小さな振動ローラでは、まき出し厚さをかなり小さくしないと均一な締固めが得られない。

ということもうかがえる。

今回は、砂質ロームに対する試験結果から図7-13の関係を求めたが、本節の最初に設けた仮説が成り立つとすれば、この関係は土質によらず成立する。この場合、図7-13を利用し個々の振動ローラの能力と土質特性を考慮して、まき出し厚さを決定することができる。その手順は、

- 1) 用いる振動ローラの動線圧を決定する。
- 2) 対象とする土に対し、エネルギーを数段階変えた突固め試験を行い、パラメータ α を決定する。
- 3) 図7-13において、用いる振動ローラの動線圧に対する領域の下限値とパラメータ α から、まき出し厚さを決定する。

である。ただし、図7-13は、上部の95%密度が得られる深さを示しており、最適まき出し厚さに対する考え方がこれと異なる場合には、別途、図7-13に相当する図を求める必要がある。

7-8 結 論

以上締固め機械の種類、能力、土質特性と地中の締固め状況との関係について検討を行ってきた。その結果、

- 1) 地中の締固め状況には、締固め機械の車輪と地表面との接地幅が影響を及ぼし、接地幅が大きいほど、地中の上部と下部の密度差は小さくなる。この意味からタイヤローラは鉄輪ローラに比べ均一な締固めができる。
- 2) 機械が一定のとき、土の締固め特性、特に密度～締固め力関係の曲線のなだらかさは、土中の締固め状況を決定するが、これは、その土の密度～締固め力関係を双曲線近似法で近似することにより得られるパラメータ α により定量的に表現することができる。
- 3) 振動ローラによる締固めでは、エネルギーを数段階変えた突固め試験によりパラメータ α を求めることができ、これにより地中の締固め状況をよく説明できる。

4) 振動ローラによる締固めでは、上記のパラメータ α を用いて、図7-13より最適まき出し厚さを決定できる。ただし、ここでいう最適まき出し厚さとは、下部密度が上部密度の95%となる地中の深さで定義されるものである。

という結果が得られた。なお、本論文では、まき出し層内の土の密度の均一性に着目し、まき出し厚さを検討したが、このとき対象としている振動ローラにより規定の密度が得られるということが前提となっていることに注意する必要がある。

今後の問題点としては、

1) 今回は建設機械化研究所のデーターを用いたため転圧回数を16回に限定しており、図7-13も16回転圧時を想定したものである。転圧回数がこれより少ない場合には、図より得られる最適まき出し厚さも補正する必要がある。

2) 今回は土質による影響がパラメータ α のみにより表わされるとして話を進めてきたが、この考え方の妥当性について現場実験により検討を行う必要がある。

などが考えられる。

参考文献

- 1) 建設機械化研究所創立記念論文集、pp.75~86、1974年
- 2) 木村 孟著：地盤内応力、鹿島出版会、p 31、1978年

第8章 結 論

本論文は、従来、経験に頼るところが多かった土の締固め施工を再検討し、より合理的な締固め施工のあり方について考察を行ったものである。一連の研究では、土の力学特性をできるだけ多く施工の考え方に反映させる方針を重視した。以下、各章で得られた結果をまとめて示し、これをもとに合理的な締固め施工法の考え方について結論を述べる。

第2章では、土の締固めにおける水の作用を理論的に考察し、土の締固め曲線の機構を明らかにした。ここでは、土を等大球の集合体でモデル化し、土粒子接点において保持される懸架水の表面張力により生じる粒子間力の効果を理論計算により検討し、土の締固め曲線が理論的にも描き得ることを示した。この結果、土の締固めにおける水の働きが明らかになり、次に述べる締固めた不飽和土の力学特性における水の作用に対して基本的な考え方を与えた。

第3章では、J I Sで規定された突固め試験にもとづく密度管理に重点がおかれていた従来の締固め施工管理基準に対し、土の力学特性にもとづいた締固め施工管理基準の考え方を示した。ここでは、特に、締固めにより造成された盛土が、降雨などにより水浸を受けたときに破壊、変形を起す可能性が高いことを考慮し、水浸後も所定の強度を保ち、かつ、破壊につながるような変形が生じないような締固め施工管理基準の決定方法について考察した。この目的のため、第2章の議論にもとづき、締固めた不飽和土が水浸を受けたときに示す体積変化、強度低下の原因を土中の水の表面張力に起因する土粒子間力の消失によるものと考え、これらを予測する手法を提案し、その適用性を室内試験により確認した。さらにこの結果を用い、水浸時挙動を考慮した締固め施工管理基準の考え方を示した。

第4章では、室内締固め試験として最も一般的に利用されている突固め試験における土の締固め機構について、塑性波頭の伝播という考え方のもとに検討を行った。これは、次章の振動ローラの締固め機構に関する研究とともに、第6章の室内締固め試験と現場締固めとの対応を論じるとき基礎となる研究である。

突固め試験は、規定のランマを落下させ、土を締固める試験であり、土はランマと土表面との衝突により生じる塑性波頭の伝播により締固められると考え、これを数値シミュレーションにより検討した。この結果、従来、突固め試験の締固めエネルギーの算定法として用いられてきた『ランマ重量×落下高さ』の値が同じでも、その組合せにより締固め効果が異なること、すなわち、ランマ重量が小さく、落下高さが大きいときには地表面付近の土は高密度に締固められるが、ランマの効果は地表面付近で減衰し、地中の深部の土はほとんど締固められないこと、逆に、ランマ重量が大きく、落下高さが小さいときには、締固めの絶対量はそれほど大きくないが、地中深部まで比較的均一に締固まることなどが明らかとなった。

第5章では、振動ローラの締固め効果について検討を行った。振動ローラの締固め効果として、

1. 転圧輪の自重と起振力が地表面に載荷されることにより生じる圧力の効果
2. 振動により土粒子間のかみ合いがゆるむ効果
3. 振動輪が地表面より飛び上がり、再び地表面に衝突するときの衝撃効果

の3項目を考え、各々の締固め効果の相互比較を行った。この結果、実際の振動ローラによる締固めでは、これらの効果が組み合わされ、土が締固められていくが、日本のような比較的含水比の高い土を締固める場合には、2.の振動による効果は小さいと考えられ、また、3.の振動輪の衝突による効果も1.の圧力の効果に比べると小さいことが第4章の衝撃締固めに関する計算により明らかとなった。ここでは、この結果をもとに、振動ローラの実力の指標として、振動輪の重量、起振力と転圧幅より算定される動線圧が有効であることを示した。

第6章では、最近の土工現場で最も一般的に用いられている振動ローラを取り上げ、これによる締固めと室内突固め試験との対応関係を考察した。さらに、この結果を利用し、振動ローラを用いて得られる現場での締固めを突固め試験により予測する手法について検討を行った。簡単に概要を説明すると、

突固め試験と振動ローラとの対応を

1. 振動ローラの能力とランマの能力との対応
2. 振動ローラの転圧回数とランマの落下回数との対応

という2種の対応関係に分離し、それぞれ個別に議論した。これらの対応関係を求める方針としては、全く同じ土を種々の振動ローラと種々の落下エネルギーによる突固め試験を用いて締固め、同じ密度が得られるところを対応点として、この対応関係を第4章、第5章の結果にもとづく理論的考察、ならびに、17種の振動ローラの締固め試験とこれと同じ土を用いて実施した突固め試験結果を用いて考察を行った。その結果、個々の振動ローラの動線圧とそれに対応する突固め試験のランマの落下エネルギーとは比例すること、また、後に述べる現場実験の結果も考慮したところ、振動ローラの転圧1回がランマの落下3回に相当することが明らかとなった。以上の結果をもとに、現場で振動ローラを用いて得られる締固め土の密度を突固め試験により予測する手法を提案し、その適用性を現場実験により確認した。

第7章では、土の締固め施工において、最も重要な施工条件の1つである土のまき出し厚さを室内試験の結果から簡易的に決定する手法について考察した。ここでは、まず、締固めた土の地中での密度分布が機械の能力や土質特性により異なる理由をローラの通過により生じる地盤内応力にもとづく理論的考察ならびに多種類の転圧用ローラの締固め試験結果を用いて考察を行った。この結果、地中の締固め密度分布に及ぼす土質特性の影響は、突固め試験における密度～突固めエネルギー関係を双曲線で近似するとき得られる土質パラメータにより評価できることが明らかとなった。さらに、この結果にもとづき、振動ローラを用いた締固め施工における最適まき出し厚さを突固めエネルギーを数段階変えた突固め試験結果と振動ローラの動線圧より決定するための図を示した。これにより、従来、経験か実機を用いた盛立試験に頼っていたまき出し厚さの決定が簡単な室内試験により行えるようになった。

以上が一連の研究により得られた知見である。これをもとに、合理的な締固め施工法のあり方をまとめてみる。

図8-1は、図1-3と同じく、今回提案した締固め工法の手順を示したものである。今回得られた結果をもとにもう一度ふり返ってみると、以下のようになる。

①まず、造成しようとする土構造物の設計から締固めた土が具備すべき強度、変形性、透水性等の力学特性が決まる。

②次に、この力学特性を満足するような締固め施工管理基準を決定する。この決定には、第3章で考察した『水浸時の締固め土の強度低下、体積変化を考慮した締固め施工管理基準の決定方法』に従えばよい。この場合、施工管理基準は締固め後の土の間隙比（密度）により与えられる。

③施工管理基準が決定されたならば、次にこの基準を達成するための締固め方法を決定する。締固め施工法の決定では、使用するローラの機種を選定、転圧回数、まき出し厚さ等の施工条件の決定を行う必要がある。機種を選定にあたっては、第6章の『突固め試験による現場締固めの予測手法』を利用する。すなわち、多数の振動ローラを想定した突固め試験を現場で用いられる土に対して実施し、現場での密度～転圧回数関係を予測する。この結果から、施工基準を満たすのに最適な振動ローラの機種と転圧回数の組み合わせを決定する。さらに、エネルギーを変えた突固め試験を行い、第7章の議論に従い、先に決定した振動ローラに適したまき出し厚さを決定する。

④⑤以上の決定にもとづき締固め施工を行い、締固め状況を計測する。

以上が、本研究において提案した締固め施工法の考え方である。

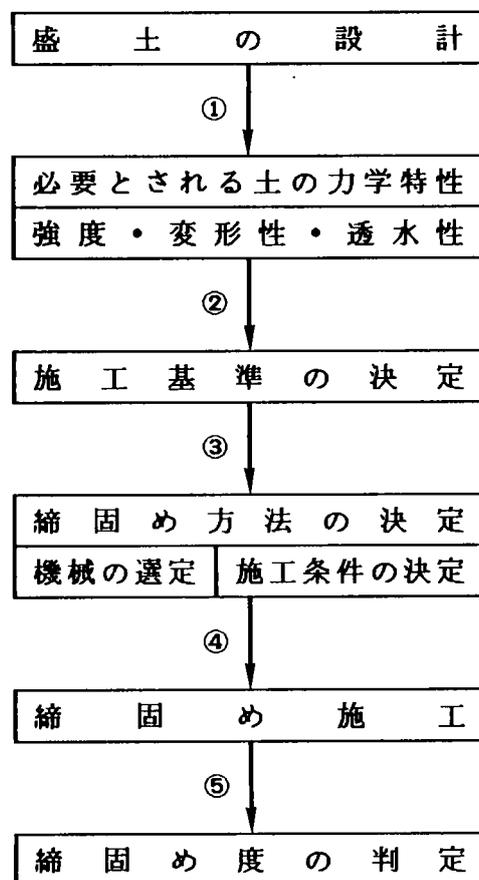


図8-1 合理的な締固め施工法

ここで取り上げた問題は、土の締固めに関する諸問題のうちのごく一部であり、土の締固め施工法の一つの考え方を示したにすぎない。土の締固めは、まだまだ解明すべき問題を含んだ研究分野であり、また、非常に興味深い研究対象である。

謝 辞

この論文は、筆者が京都大学大学院修士・博士課程在学中、および同土木工学教室において助手として研究中の成果をとりまとめたものである。この間、終始、暖かい御指導と御鞭撻を賜った京都大学 畠昭治郎教授に厚く御礼申し上げる次第である。

本論文で用いた多くの締固め機械の試験結果は、社団法人日本建設機械化協会付属建設機械化研究所 藤本義二氏、根本 忠氏から提供を受けたものである。また、締固めに関する現場実験では、ソイルアンドロックエンジニアリング株式会社 大竹将夫氏、金子義信氏、延山政八氏に実験の手配、計測に援助を頂いた。さらに、本研究を遂行するにあたり、京都大学工学部 谷本親伯助教授、飯塚 敦助手、檜垣 義雄技官ならびに京都大学土木施工学研究室に關係の諸兄に多くの御討議をいただいた。ここに記して深く感謝の意を表すものである。