大阪公立大学
Osaka Metropolitan University
学術情報リポジトリ

締固め粘性土の動弾性定数と水分の関係について

メタデータ	言語: Japanese
	出版者:
	公開日: 2009-08-25
	キーワード (Ja):
	キーワード (En):
	作成者: 小山, 修平
	メールアドレス:
	所属:
URL	https://doi.org/10.24729/00009407

Bull. Univ. Osaka Pref., Ser. B, Vol. 31,
大阪府立大学紀要，農学・生物学，1979

締固め粘性土の動弾性定数と水分の関係について

小　山　修　平

Relationships among Water Content and Dynamic Elastic Constants in Compacted Cohesive Soils
–Experimental studies of dynamic properties in compacted cohesive soils–

Shuhei KOYAMA

Laboratory of Land Development Engineering, College of Agriculture

(Received October 31, 1978)

Summary

The construction of clay embankments are given much weight in the public civil engineering works.

It is said that the mechanical behaviour of foundations and soil structures are influenced considerably by the dynamic external forces (the seismic, the machine, the blow and the trafic load etc.), and as a result the soil constructions may be damaged by resulting from the dynamic external forces. Therefore, the behaviour of cohesive soils under dynamic loading is obviously of considerable interest in most mechanical analyses (for an example F.E.M) of design problems where dynamic load are present. However, much of the design in earth-dams today is still based on the static loading properties of the soil rather than dynamic properties. The dynamic properties of cohesive soils and soil constructions are not clarified sufficiently yet. Thus, this paper presents the results of an ultrasonic pulse propagation test, a resonant column test and a dynamic triaxial compressive test on statically compacted specimens of the cohesive soils, describes some of the more meaningful phenomena observed, and discusses the effects of water content, void ratio, degree of saturation, strain amplitude and the frequency of test apparatuses on the dynamic elastic constants and elastic wave velocities in the cohesive soils.

In these experiments, the dynamic Young's modulus, shear modulus, and Poisson's ratio of compacted specimens of cohesive soils were investigated for a range of strain amplitude of $10^{-6} \sim 10^{-3}$.

An attempt was made to relate the dynamic elastic constants of cohesive soil to the water conditions around the soil particles by introducing an equivalent thickness of water film: D (water content/specific surface). Based on this invesigation, the author obtained informations about the influence of water conditions of the specimen in the dynamic elastic constants of cohesive soil.

This paper is summarized as follows:

(1) The dynamic elastic constants of cohesive soil change by increasing and decreasing the degree of saturation during the dry density constant. The soil density and soil structure are important factors in determining the dynamic properties of soils, therefore,

the dry density of the soil were controlled in this study.

The dynamic elastic constant-water content curves have three patterns, and in most cases, the curves show that as the water content is increased, the constants increase to a peak and then decrease.

(2) The values of water content which correspond to the peak values of the dynamic elastic constant differ in each sample soil. However, the values of D are approximately equal. The water films ranged from 30Å to 50Å in thickness.

It appears that thickness of water film represents the boundary between adsorbed water and free water on the surfase of the soil particle. The inflection point on a dynamic elastic constant-water content curve represents characteristic water condition of the soil.

(3) The observed velocities of longitudinal wave propagation using an ultrasonic pulsating method are different from the results of resonant column method with respect to the degree of saturation in the specimen. However, the differences in the test results of the dynamic elastic constant can be considerably reduced when the relation between propagation wave length (λ_0), diameter of the specimen (ϕ) and poisson's ratio of the specimen (μ_d) is considered.

(4) The dynamic shear modulus of compaced cohesive soil can be derived from the propagation velocities of the transverse wave in the specimen. These values are not noticeably affected by the water conditions of the soil. On the contrary, the dynamic shear modulus showed a tendency similar to that of the dynamic Young's modulus with respect to the change of water content in the specimen.

(5) The dynamic Young's modulus and shear modulus vs. static moduli and compressive strength relationship were discussed.

In conclusion, such investigations would give effective data in the dynamic analyses of soil structures. However, much additional reserch in this soil dynamics will be still needed.

目　　次

第 1 章　緒　　言…… 83

第 2 章　本研究の目的と範囲…… 83
2—1　研究目的…… 84
2—2　研究範囲…… 85

第 3 章　実験についてI（供試体の準備）…… 85
3—1　供試土について…… 85
3—2　供試体の作成について…… 86
3—3　締固め結果および考察…… 88

第 4 章　実験についてII（主な実験について）…… 88
4—1　超音波パルス法について…… 88
4—1—1　実験目的とその範囲…… 89
4—1—2　実験装置および方法…… 89
4—1—3　測定物理定数…… 91
4—2　共振法について…… 91
4—2—1　実験目的とその範囲…… 91
4—2—2　実験装置および方法…… 91
4—2—3　測定物理定数…… 93
4—3　高圧振動三軸圧縮試験について…… 93
4—3—1　実験目的とその範囲…… 94
4—3—2　実験装置および方法…… 95
4—3—3　測定物理定数…… 97
4—4　一軸圧縮試験について…… 98
4—4—1　実験目的とその範囲…… 98
4—4—2　実験装置および方法…… 98
4—4—3　測定物理定数…… 98

第 5 章　本研究における振動・波動理論と振動実験法との対応…… 99

第 6 章　締固め粘性土の動力学的特性…… 100
6—1　締固め粘性土の動弾性定数…… 100
6—1—1　土中水分の影響…… 101
1）伝ぱ速度の変化…… 102
2）動弾性定数の変化…… 104

6—1—2　密度の影響…… 108
6—1—3　まとめ…… 109
6—2　土の内部減衰について…… 110
6—2—1　実験結果と考察…… 110
6—2—2　まとめ…… 111
6—3　拘束圧について…… 111
6—3—1　実験結果と考察…… 111
6—3—2　まとめ…… 113
6—4　振動数について…… 113
6—4—1　実験結果と考察…… 114
6—4—2　まとめ…… 115
6—5　ヒズミ領域について…… 116
6—5—1　実験結果と考察…… 116
6—5—2　まとめ…… 118
6—6　各振動試験法間の比較…… 118
6—7　動力学的特性と静力学的特性の比較…… 120
6—8　第6章の総括…… 123

第7章　室内振動実験の意義と目的…… 123
7—1　室内振動実験と原位置試験との対応…… 124
7—2　まとめ…… 124

第8章　総括と今後の土質動力学の課題…… 124

第9章　結　言…… 125
摘　要…… 125
引用文献および資料…… 128

第1章　緒　　言

人間社会における文化の発達と土木技術の進歩は，深い関連のもとに止まることなく進んできた。その歩みは時には急速に，ある時には緩慢であった。古代からの土木技術の成果品として，道路，古墳などの盛土，土堰堤（アースダム）および河川堤防などがある。これらは最も身近な天然材料として，しかも比較的豊富に入手でき，さらに施工が簡単であることから容易に建設されたものである。

土構造物建設の技術が先行した形をとってきたが，土に関する物性論的研究もかなり以前から盛んに行なわれてきた。しかるに，古くて新しい研究対象としての土には，未解明の幾多の問題が含まれている現状は，まさにその構造の複雑かつ多様性によるものである。

土のような粒状材料で，マッシブな土構造を造り上げた場合，その構成上どうしてもせん断力に対する抵抗性が弱いという欠陥がある。とくに土構造は地震や交通荷重のような動的外力を受ける場合，ひび割れを発生したり，破壊を起し易く，過去幾多の災害を発生している。それでもなお現在において土構造物の建設工事は，技術の改良を加えながら増大こそすれ減ってはいない。

土の力学に関する研究は，その歴史が比較的新しく，他分野で確立された諸理論を，土質材料に拡張して適用している面が多い。研究手法として，まず静荷重に対する力と応力の釣合いを考え，破壊荷重に対する安定条件から構造物の設計を行なっている。そして，未解決の問題については，安全係数に含め設計計算の値に加算する方法である。さらに，土質実験により土の力学的性質を求め，材料選択の基準を決定している。この方面の研究は近年非常な進展を遂げ，安全設計・施工が，建設機械の発達と相伴って，ますます大規模化してきている。

しかしながら，ひとたび地震が起ると，安全であるべき土構造としての道路，堤防およびアースダムなどがひび割れを生じ，崩壊する例は内外ともにいたる所でみられる。この原因の一つは，土を建設材料としてみた場合の動的特性，ならびに土構造と考えた場合の動的変形の性状について，十分な研究がなされていないことによるものと考えられる。土塊は一般に土粒子のほかにほぼ同量の空ゲキを有し，その中に変量する水，空気を包含している。この土中水の変動により，また，外的条件の制約により，ある段階では弾性を示し，粘弾性的に変り，さらに塑性を呈することもある。このように複雑な土質材料の力学的挙動の解明に，他の比較的規則性のある材料について確立された力学理論を拡張援用し，問題を解決する手法が従来から採られてきた。この方法では，どうしても土構造を単純理想化したモデル表示により計算式を立てざるを得ないので，ややもすれば土の実態と離れがちになるきらいがある。ところが，最近導入された有限要素法(ＦＥＭ)による構造解析手法は，土構造物が遭遇するような複雑な変形挙動に対しても，応力―ヒズミの実態が解析されるようになり，より安全な設計を進める上に，非常に有力な武器となっている。しかし，この手法を満足に適用するには，対象とする土の動弾性定数を知る必要がある。

本研究は，このような観点から土の動弾性定数を実験的に求め，とくにアースダムなどの均質材料を締固めた盛土構造物を対象に，超音波パルス法，縦共振法および高圧振動三軸圧縮試験法などの室内振動試験によって，動弾性定数を求めることに関する新しい研究成果をえた。これらの成果は，土構造物の受ける各種段階の振動荷重による応力―ヒズミの応答解析により，動的変形挙動の実態をは握し，土構造物のより科学的，合理的安全設計に大いに役立てようとするものである。

第2章　本研究の目的と範囲

土質力学が初めて，体系化されたのは，1930年代であるといわれている。この力学ないし工学は，今日まで，主に土および土構造の静力学的挙動の解明に力を注いできたといえるだろう。

さて，我が国において，土および土構造物の動力学的挙動に興味・関心が払われるようになり初めたのは，約50年程前からであるといわれている。もちろん，それまでにも大地震（濃美地震とか関東大震災など）の被害を受けていたので，土構造物に対しても，何らかの安全策を考慮していたと考えられる。しかし，土の動的挙動に関する研究が，急速に進められるようになったのは,極めて近年のことである。

一般に，土木構造物の耐震性を考慮するには，その構成部材としての各種材料の力学的性状を動的な試験によって,は握しておく必要がある。土および土

構造物（例えば，アースダムおよび河川堤防など）においても例外ではない。

とくに土のように力学・工学的諸性質が，様々な要因（適宜後述）によって，複雑に変化するような材料では，できる限り多くの土の状態を想定して，それらが，どのように土の動力学的特性に影響を及ぼすかについて十分検討されなければならない。しかし，土の動力学的特性は，およそ統一的に論じることが不可能な程，複雑な面を持っていることも事実であろう。したがって，現状の土の動的挙動に関する研究で大切な事は，ある特定の条件ごとに動力学的特性を正しく評価し，それらを用いて土の動力学的かつ物性論的問題に対処するということになろう。

さて，この分野において，主に既往の力学体系（弾性学，粘弾性学および破壊力学など）に基づき，現在までに明らかにされた土の動力学的特性に関する諸研究は，かなりの数にのぼっている。とくに，近年，砂および砂質土を中心として土の動力学的特性について検討した研究報告が，内外ともに増加しつつあり，Seed, Hardin, Richart, 赤井，柴田，岩崎（敏），石原ならびに村山らによって，土中の波動伝ぱ特性および内部減衰機構などに関する精力的な研究が行なわれている。[1)]

しかしながら，土の動力学的特性の全容が明らかになった訳ではない。特に，粘性土，しかも締固め粘性土の動力学的特性に関する情報は極めて少ない。現在，この点に関するより組織的かつ広範囲に渡る研究を必要としている。したがって筆者は，土の構造，含水比（量），拘束圧，応力（ヒズミ）履歴および室内試験と原位置試験との関連性などを踏まえて，多数のシルト系ないし粘土系の供試土の動力学的特性を明らかにする必要があると考えてこの研究を行なった。

なお，本研究は，本学土地造成学研究室，中谷三男教授ならびに尾崎叡司助教授（現神戸大学農学部教授）の終始懇切なご指導とご激励を受けながら遂行されたものであり，本学農業水利学研究室，手島三二教授，農業機械学研究室，梅田重夫教授の両先生には，有益なご助言と本論文の綿密なご校訂を賜った。ここに，心より感謝の意を表する次第です。さらに，本研究における実験に関し，土地造成学研究室，葛上久講師ならびに上田和夫助手，農業水利学研究室，桑原孝雄講師（現土地造成学研究室助教授）農業機械学研究室，穂波信雄助教授ならびに毛利建太郎講師，ならびに三重大学農学部，近藤武助教授の諸先生，その他多くの方々に有益なご助言を頂いた。記して，心より厚く御礼申し上げます。

なお，本論文は，筆者が，昭和51年12月に大阪府立大学農学部に提出した学位請求論文の大要である。

2－1 研究目的

1.諸言で述べたようにアースダム，河川堤防のような構造物では，盛土材料として土を用いる関係上，土の基本的な力学的挙動を適確には握しておかなければならない。土の静力学的な面に関する研究は，Terzaghi(1925)以来，着実な発展を続けているが，土構造物の耐震設計を確立するために不可欠である土の基本的な動力学的特性は，様々な因子によって複雑に変化するため，まだ十分解明されているとはいえない。

筆者は，とくに締固め粘性土の弾性ヒズミレベルの動力学的特性に興味を持ち研究を進めてきた。従来，土構造物の破壊は，土中の水分状態と何らかの係りを有しており，土の動力学的挙動に及ぼす水の影響を検討することは工学的にたいへん重要な意義を持つ問題である。にもかかわらず，この問題を土の動力学的特性との関連において検討した研究報告は極めて少ないが，その中でも特に，石本，飯田[1)]（1938～9）らの研究が，著名であり，ほぼ定説化している。彼らの研究は，土の動弾性定数を共振法によって明らかにしたという当時としては画期的なものであった。しかしながら，含水比（量）の変化領域が狭く，土中水分の形態としては，自由水の範囲に限定されていると考えられる。その後の研究も大半が，石本，飯田の研究結果と基本的には同じである。

土中水分の存在形態は，自由水だけでなく土粒子のまわりおよび間ゲキ中の水分には吸着水や毛管水などもあり，これらの水分が，土の動弾性定数に影響を及ぼさないはずがない。このような吸着水の範囲まで土中水分の状態を拡大して，土の動力学的特性を考察した研究は皆無といってよい。また，現在，設計上必要とされる締固め粘性土の動弾性定数の値の決定にも様々な振動試験法があり，おのおの一長一短を有している。しかしながら拘束圧，振動数，振動ヒズミレベルおよび粘性土の減衰定数などの動

弾性定数に及ぼす影響を考慮して，各振動試験法を比較検討した研究例も極めて少ない。

以上のような観点に立って，本研究では，極めて研究報告の少ない締固め粘性土の低含水比域から高含水比域に至る土の弾性ヒズミレベル($10^{-6}-10^{-4}$)の動力学的特性を明らかにしようとするものである。振動試験法には，超音波パルス法，共振法および高圧振動三軸圧縮試験といった三種の室内振動試験法を採用した。また，動的分野の研究にはみられない新たな土中水分表示法（等価水膜厚さ）を導入して検討したものである。

つぎに，本研究の主たる研究項目を示し，本研究の範囲を明らかにする。

2－2 研究範囲

従来の研究の大半が砂および砂質土に関する研究であって，粘性土に関する研究では，乱さない試料における土の動力学的特性に関するものが圧倒的に多い。さらに意外に土の規制状態（間ゲキ比あるいは乾燥密度および飽和度）が明らかにされていない場合が多い。これは乱さない試料を用いている研究が多いことにもよるが，既存の動的締固め装置では状態規制が，困難であったことにもよるだろう。したがって本研究では，供試体の状態規制を可能な限り厳密に行なうために特別な締固め装置を用いた。この装置についての詳細は，3.実験についてＩに述べるが，この装置によって締固めた供試体は，極めて高規制度（規制許容誤差±２％以内）を有し，従来の供試体とは比較にならない。このようにして作成された締固め粘性土供試体を用いてつぎのような研究項目に準じて検討を加えた。

１）土の動弾性定数に及ぼす土中水分の影響を，低含水比領域から高含水比領域までを統一的に考察する。

２）1)の研究項目を考察するために含水比に代る新たな土中水分表示法（等価水膜厚さ）を導入し，この表示法の妥当性について述べる。

３）高飽和度供試体において生じる超音波パルス縦波伝ぱ速度V_{1u}と共振法縦振動伝ぱ速度V_{1r}との差を伝ぱ波長λ_0と供試体直径ϕとの比(ϕ/λ_0)および動ポアソン比μ_dを用いて修正し，その結果，含水比の変化に対するV_{1u}とV_{1r}の数値的な差がなくなるか小さくなることを明らかにする。

４）含水比（量）とともに土の状態を表わす間ゲキ比（乾燥密度）の動弾性定数に及ぼす影響を検討し，超音波パルス法において既知の結果と変わらないことを示した。

５）振動三軸試験により，締固め粘性土の動ヤング率，動剛性率の振動数，振動ヒズミ，および拘束圧依存性に関して，その有無を検討し，既存の研究結果について二，三の修正を提案した。また，超音波パルス法および共振法との比較検討を行なった。

６）弾性ヒズミレベルの室内振動試験法としての超音波パルス法の意義を明らかするとともに，共振法の結果との対比および原位置試験結果と超音波パルス法の結果とをどのように対応させることができるのかという点について検討した。

７）土の動弾性定数と静弾性定数，強度との比較検討を行ない，土質力学の分野では極めて少ない粘性土の静力学的定数による動力学的定数の推定が可能であることを示した。

８）その他，計測の際に生じる各振動試験法におけるいくつかの短所を，筆者独自の方法によって修正および補正し，また，フォークトモデルによる粘弾性体の動ヤング率推定式[2)]が，高圧締固め粘性土供試体の動ヤング率を推定する上で十分な精度を有することを，実験的に確かめた。

第３章　実験についてＩ(供試体の準備)

3－1 供試土について

実験に用いた供試土の物理的性質および粒度分析結果をTable. 3－1, Table. 3－2に示し，Table. 3－3には，これらの供試土をいかなる振動実験に用いたかを示す。

また，供試土の採取については，大阪府立大学農

Table 3-1 Mechanical analysis of sample soils

Soils	Textures				Triangular diagram	Specific surface (m^2/g)
	Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)		
A1	0	32	29	39	Clay	29.0
A2	0	22	51	27	Clay loam	–
B1	0	8	72	20	Silty clay loam	15.8
B2	0	3	87	10		–
C	0	36	43	21	Clay loam	96.5
D	0	24	44	32	Clay	62.0

Table 3-2 Physical properties of sampel soils

Soils	Properties					
	Specific gravity	Liquid limit (%)	Plastic limit (%)	Plasticity index	Opt. water content (%)	Max. dry density (g/cm³)
A1	2.631	53.5	23.3	30.2	21.5	1.609
A2	2.664	40.8	20.3	20.5	17.2	1.721
B1	2.644	47.6	27.4	20.2	24.1	1.541
B2	2.664	46.5	30.4	16.1	20.0	1.680
C	2.661	82.2	53.4	28.8	49.3	1.094
D	2.771	70.9	47.1	23.8	30.5	1.325

Table 3-3 Soil Samples and experimental Methods

Experimental Methods	Object of Experiments	Sample Soils
Ultra-sonic wave method	Main experiment	A1, B1, C, D
Longitudinal resonant method	Preliminary experiment	A2, B2, D
	Main experiment	A1, B1, C, D
Dynamic triaxial compression test	Main experiment	A2, B2
Unconfined compression test	Main experiment	A1, B1, C, D

学部付属農場内の沖積土層(A1, A2)が2例，大阪府堺市泉北ニュータウン内造成地の大阪層群系の洪積土層(B1, B2)から2例，および島根大学構内と寮内の粘性土(C, D)それぞれ1例を選んでいる。供試土(B1, B2)は，通常，"海成粘土"と呼ばれるものである。以上の供試土は，かなり地域性に富んだものではあるが，特殊土の範ちゅうにはなく比表面積が，極めて広範囲に渡っているため，土の力学的性質を検討するには都合がよい。

供試土は，試料調整前の含水量の急変化を防止するためにビニール袋に入れ，恒温状態(25°±1°C)で保存した。供試土は，風乾後，細く破砕し2mmフルイ通過分につき土質試験法(JIS規格および土質工学会規準案)に準じ，前述(Table. 3−1, 3−2)に示したような様々な物理的試験を行なった。なお，Table. 3−1中に示した供試土の比表面積(Specific Surface)(略号.S.S)は，柴田式BET法で測定したものである。土の比表面積測定法として現在のところ決定的なものがなく，S.Sの値も研究者によって，かなり異なる場合がある。(本供試土のS.Sは，土地造成学研究室葛上の測定結果を採用)[3]

主な実験に用いた供試土の比表面積は，小から大へと適当な幅で変化しており，細粒土の中でも比較的大粒径に至る範囲にある。

なお，統一分類法による供試土の分類および本研究における供試土の呼称をTable. 3−4に示す。

Table. 3-4 Classification of Sample Soils on the basis of Unified Soil Classification System in Japan

Soils	Items	
	Popular names	Unified classification system
A1	Nojo Soil	CH
A2	Neo Nojo Soil	CL
B1	Marine Clay 1	CL
B2	Marine Clay 2	ML
C	Shimanedai Soil	MH
D	Ryo Soil	MH

3−2 供試体の作成について

従来，締固め供試体を作成するには，土質試験法に準じ，動的締固め法(JIS1210)が用いられている。しかし，この方法では，各試験段階で間ゲキ比(乾燥密度)を一定にすることが極めて困難であり，本研究では，この実験上の基本的目的を果すために，後述の特別な装置によって静的に供試土を締固めた。この方式によれば，絶乾(炉乾燥温度105°～110℃)に近いような供試土でも締固めることが可能である。

1) 供試体作成条件

本研究の目的に合致するような供試体作成条件として間ゲキ比e(乾燥密度μ_d)を一定とし，飽和度Sr(含水比Wi)を適当に変化させて行く方法を採用した。供試土の種類によって異なるが，Sr≒0−100%, γ_d≒0.9−2.05g/cm³の範囲内で適当に変化させている。締固め供試体の形状は，長さl(=10−12.5cm)，直径ϕ(=5cm)の円筒形のもので，いわゆる標準供試体と呼ばれるものである。

2) 締固め装置および方法

締固め装置は，土地造成学研究室によって特別に

製作された高圧力および低圧力静的締固め装置である。この装置によって締固められた供試体については次節で述べるが，状態規制および均質性が極めて高い。Photo. 3−1に静的締固め装置[4)]（高圧用−安全締固め応力1.5t/m²，低圧用−安全締固め応力0.175 t/m²）の概要を示す。供試土は，所定の含水比を調整した後，所定の量を締固め装置のシリンダー内に入れ，締固める。なお，作成した供試体は，水分量の変化を最小限に押えるためにパラフィンコーティングを厚さtp(tp≦0.5−0.7mm)で施している。なお，この程度のパラフィン厚さでは，入射パルス，共振振動数にほとんど変化を与えないことも確認した。供試体の作成数は，1飽和度につき3〜5本（多い場合には10本程度）用意した。

締固め方法は，Photo. 3−1[4)]のような円筒形の鉄製シリンダーの中に調整供試土を入れ，アムスラーを用いて上下両方向からPistonにより所定の高さ（ダイアルゲージにより監視）まで静的圧縮によって締固める。脱型は，Upper Cylinderを取りはずし，Lower Cylinderを再びアムスラーを使って押し下げる。

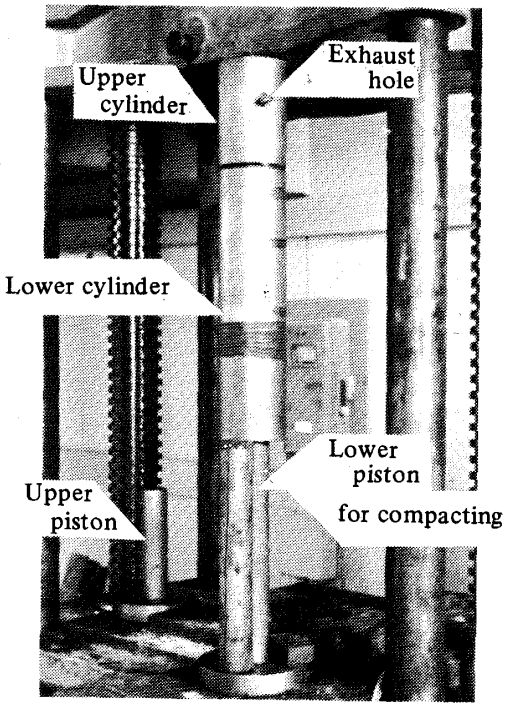


Photo. 3-1 Apparatus for static compacting soil [4)]

Table 3-5 Results of soil compaction

Test points	Items					
	Weight of soil specimen W (Kg)	Length of soil specimen l (cm)	Dry density γ_d (g/cm³)	Degree of saturation Sr (%)	Water content Wi (%)	Compaction load Pc (t)
SS[a)] − 1	0.358	12.5	0.9	84.2	61.9	0.005
2	0.334	12.5	0.9	69.9	51.4	0.02
3	0.310	12.5	0.9	54.8	40.3	0.04
4	0.286	12.4	0.91	40.9	29.6	0.03
N[b)] − 11	0.446	10.8	2.01	40.7	4.8	15.3
12	0.457	10.7	2.04	64.4	7.1	16.1
13	0.469	10.7	2.03	83.4	9.3	20.6
M[c)] − 2	0.366	12.5	1.44	11.0	3.5	1.5
4	0.388	12.5	1.45	28.6	9.0	0.9
6	0.411	12.5	1.45	49.6	15.6	0.6
8	0.433	12.5	1.45	71.3	22.4	0.5
10	0.454	12.5	1.45	89.6	28.6	0.4
11	0.464	12.5	1.45	98.0	30.8	1.2

a) : SS = Sample soil C
b) : N = Sampel soil A1
c) : M = Sample soil B1

Diameter of soil specimen (ϕ) ϕ= 5 cm
Cross section area of soil specimen (A) A = 19.625cm²

3－3 締固め結果および考察

静的締固め装置で作成した粘性土供試体の規制状態例をTable. 3－5[4]に示す。本研究では，特に密度規制を重視し，通常の土質試験における許容誤差(一般には5％，本研究では2％）内におさめることが目標であった。この点は，十分果せたと考えられる。なお，本論文中の図中における乾燥密度γ_dは，(3－1）式にて表現した。

$$\gamma_d=\gamma_d^* \pm \gamma_0 \cdots\cdots (3-1)$$

ここにγ_d：推定される真の乾燥密度（g/cm³）

γ_d^*：締固め供試体の乾燥密度の全平均値

γ_0：平均値の中央誤差

なお，上記の表示は，特に必要な場合にのみ用い，全般的にはγ_d^*で表示した。

なお，$\gamma_d^* \fallingdotseq \gamma_d$である。

第4章 実験についてII（主な実験について）

原位置および室内において土の動力学的特性を適確には握するためには，まず研究対象として想定した土構造物や地盤などが遭遇するであろう様々な状態を考慮し，それらを，実験上，どの程度，再現できるかという点にある。したがって，土の動的実験の場合，適用しようとする振動試験法によって求められる結果は，かなり異なってくる。一口に，振動試験法といっても100 KHz以上の振動数で微小ヒズミレベルを対象とするものから，0.5Hz～1Hz 程度で破壊時付近の土の動力学的特性を調べるものまである。また，土の場合は，様々な要因（例えば，間ゲキ比〔乾燥密度〕，拘束圧，載荷速度など）にもその動力学的特性が支配されると考えられる。すなわち，室内の供試体を用いる実験では，これらの要因を制御ないし規制し，検討する要因の影響を正しく評価できるように，供試体の作成および振動試験法の選定が必要となろう。

さて，室内振動実験では，一つの振動試験装置だけで低周波領域から高周波領域および微小ヒズミレベルから大ヒズミレベルまでを取り扱うことは，ほとんど不可能であろう。したがって土の動力学的特性を調べるには，いくつかの異なった試験装置を用いなければならない。土の動的試験装置を大別すると，一つはヒズミレベルにより，もう一つは，振動（周波）数によって分類される。一般的には，ヒズミレベルで分類すれば，ほぼ振動数による分類にも対応してくると考えてよい。本研究では，ヒズミレベルで分類し，超音波パルス法，共振法および振動（繰返し）三軸圧縮試験法を用い，各々に対応した装置を使用している。

一般に，外的応力下の土のヒズミレベルが微小なときには，応力－ヒズミ関係が，線型的であると仮定でき，土を弾性体として取扱っても大きな間違いはなかろう。しかしながら，さらにヒズミレベルが大きくなれば，もはや，弾性体としての仮定が成立しなくなり土の内部減衰を考慮した複素弾性論および線型粘弾性論などを適用しなければならない。さらに，破壊に至るようなヒズミレベルでは，土の非線型性が，非常に大きくなり，弾性論や粘弾性論では，とうてい土の動力学的挙動を説明できないので，塑性論ないし破壊論を適用することになる。

一般に高振動数で土供試体に大きなヒズミを与えることは，極めて困難であるとされている。ヒズミレベルを大きくするときは，もはや供試体が系としての応答をしなくなる程度（0.01～5Hz）まで振動数を小さくし，繰返し載荷試験と呼ばれる方法により，土の変形特性を求めるのがよいといわれている。耐震上，問題となる振動数は，1Hz前後と言われており，振動数の面からは，現実に即していることになるが，この方法では微小ヒズミレベルの土の動力学的(動弾性)性質を他の方法よりも正しく評価し難い場合もある。

以上のように土に関する動的試験は，様々な装置があり，その目的も少しずつ異なっている。先に述べたように，使用目的および土の状態を十分考慮して，試験方法・装置を選ぶ必要があろう。本研究では，比較的小さなヒズミレベルの土の動力学的挙動について検討している。次に，本研究で用いた主な振動試験法に限り，さらに詳述すると共に，静力学的試験法についても言及する。

4－1 超音波パルス法について[4)5)6)7)]

超音波パルス法は，供試体中を機械的衝撃が，いかに伝ぱして行くかを観察，記録し，伝ぱ速度および減衰率などの動力学的指標を用いて土の工学的性質を推定しようとする試験法の一つである。すなわち，この方法は，波動法の一種であるということができる。かつて，この波動法といえば，適当な長さの細長い棒状の供試体の一端に縦方向の衝撃を与え，

圧縮波（縦波）の伝ぱ状態を観察する方法が，一般的であった。というのは，打撃法によってネジリ波（横波）を発生させることが，極めて困難であったことによるもので，その点超音波パルス法は，縦波に限らず横波も容易に発生できる方法として，その有用性はますます増大している。特に，土のように供試体長が，短い（せいぜい1m以下の）場合には，伝ぱ波長が短い超音波パルス法は，極めて都合が良い。

ただし，普通の打撃法に比べ，大ヒズミ領域の動力学的性質を調べるには，あまり適当な方法とは言えない。つまり高周波，高電力を有する振動では，別の問題が生じてくるとされている。

さて，超音波技術は，電子工学の発達とともに，戦後，急速に進歩したものであるが，土木工学の分野に応用されるようになったのは，コンクリート構造物のヒビ割れや金属材料の内部の傷を探査するために開発された超音波探傷機（Ultrasonic reflectoscope）が，最初であり，その後，コンクリートの強度を超音波伝ぱ速度により非破壊的に推定しようとする試みがなされるようになり，現在，非破壊試験法といえば，超音波パルス法（超音波伝ぱ速度測定法または超音波法）という所まで一般化している。

すでに述べたが，超音波パルス法の最大の利点は，取り扱いが，極めて簡単であり，縦波（圧縮波）と共に横波（ネジリ波またはセン断波）を発生させることができることであり，弾性ヒズミレベルの土の動力学的特性をは握するための試験法として有効であるといえる。

4－1－1　実験目的とその範囲

超音波パルス法から得られる土の力学的特性は，微小ヒズミレベル（弾性ヒズミレベル）にほぼ限定される。このヒズミレベルの土質情報を知ることは，動力学的特性を知る上で重要であるばかりでなく，非破壊試験法的な意味も持ち合せている。この方法では，縦波および横波を利用して，土の動弾性定数に影響を及ぼす様々な要因について検討した。

結果および考察については，第6章で述べることにするが，考察要因として，主に土中水分を選び，その他の要因には，密度，飽和度などを対象として他の振動試験法との比較を行なった。また，超音波パルス法の試験法としての意義を確認することができると考えられる。これについては第7章にて述べる。

4－1－2　実験装置および方法

本研究では，室内で超音波パルス法を行うために，供試体の寸法と波長の関係から，30KHzの縦波および横波送受信振動子（略称，送，受振子）を用い，縦波には一部20KHzの振動子も用いた。このような振動数を採用した最大の理由は，供試体の形状および寸法が，締固めの関係上，直径ϕ=5cm，長さl＝10cm－12.5cmが適当であり，この大きさに限定したことと，減衰特性や音波指向性の点から上記振動数となった。まず，超音波パルス法における測定ブロックダイアグラムは，パルス透過法，シングルアラウンド法などいろいろなものがあるが，本研究では，極めて多量の供試体を扱う関係上，最も簡単かつ迅速な方法であるパルス透過法を用いている。 Fig. 4－1[4]，Photo. 4－1[4]は，本研究で用いた超音波パル

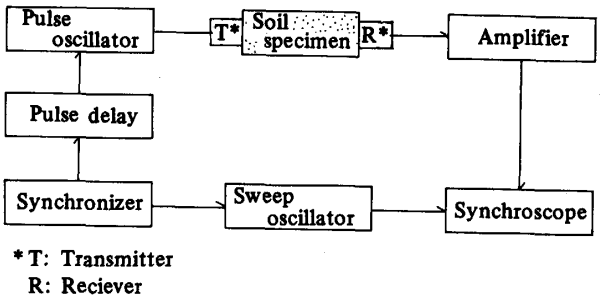


Fig. 4-1　Schematic diagram of measurement of ultrasonic wave velocity[4]

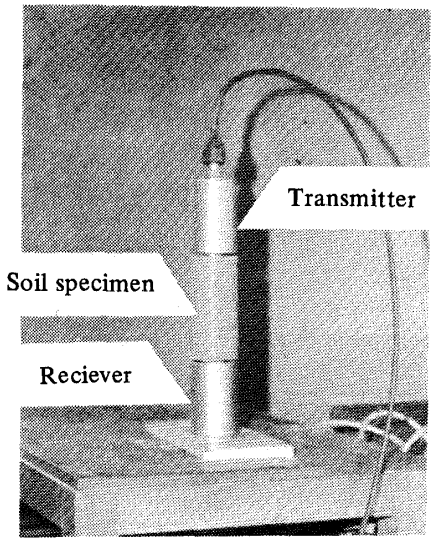


Photo. 4-1　Ultrasonic probes (transverse wave or shear wave)

ス法の測定ブロックダイアグラムおよび超音波送受信振動子（写真は，横波振動子）と供試体のセット状況を示している。また，Fig. 4－2は，伝ぱ波形および測定原理を模式的に表わしたものである。この振動実験で一番問題となる点は，各試験段階でいかにして一定の接触圧（送，受振子と供試体の接触圧）を得るかということである。本研究では，当初横方向からバネで接触圧を得る方法を試みたが，良い結果が得られず，結局，極めて簡便な方法であるが，

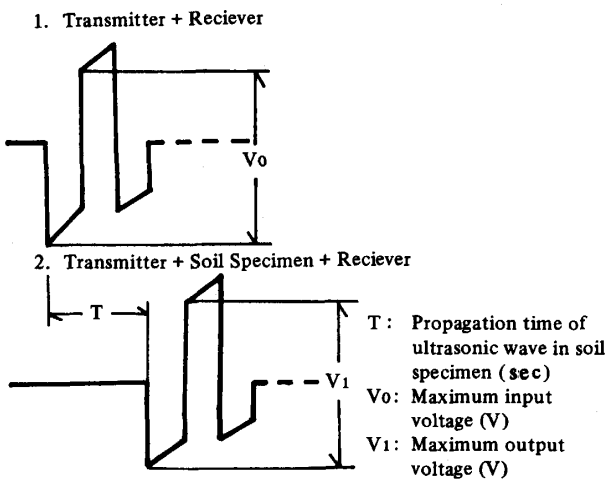


Fig. 4-2 Wave model of ultrasonic propagation[38]

良い結果が得られる振動子の自重による方法を採用した。ただ，この方法では，極端に軟かい供試体には不向きであるが，本実験に用いた供試体についは問題はない。なお，Table. 4－1[4]に送受振子の仕様を，Photo. 4－2(a)，Photo. 4－2(b)に超音波出力パルス波形を示す。

Photo. 4－3は，超音波発生器とシンクロスコープを示している。超音波パルスの伝ぱ時間Tと伝ぱ距離（供試体長さ）lとから，すみやかに伝ぱ速度を求めることができる。

$$V = l / T \quad \cdots\cdots (4-1)$$

ここにV：伝ぱ速度

一方，超音波パルスの温度依存性を除去するために恒温室内（25℃±1℃）の計測を行なったが，本実験の範囲では恒温室内外で，伝ぱ速度に差異がほとんど認められなかったので，恒温室外の計測も行なった。供試体は，すべて恒温室に保存し，計測時間は，10－20秒間とすばやく行ない，供試体の温度変化を少なくするとともに時間効果を除去することに努めた。

伝ぱ速度に及ぼす温度の影響は中川他一名[8]の研究結果を参考にしてみても常温の範囲であるならば，

Table. 4-1 Orientation of ultrasonic probes[4]

Probes (transmitter and Reciever)	Items					
	Frequency (KHz)	Empty weight of probes (Kg)	Contact pressure (Kg/cm²)	Diameter of probes (cm)	Notation of velocity	
Longitudinal wave	30	0.830	0.264	2.00	V_{lu30}	V_{lu}
Longitudinal wave	20	1.675	0.124	4.15	V_{lu20}	
Transvers (Shear wave)	30	0.622	0.180	2.10	V_{tu30}	V_{tu}

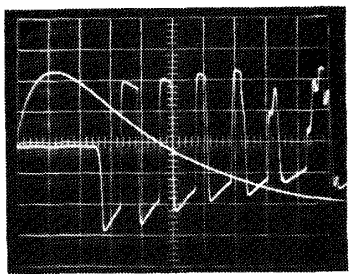


Photo. 4-2 (a) Ultrasonic longitudinal wave form (30 KHz)
Vertical Intensity = 1 (V/div.)
Horizontal Sweep = 50 (μs/div.)
Sample soil D $\gamma_d \fallingdotseq 1.75$ (g/cm³)
l ≒ 10.5 (cm)

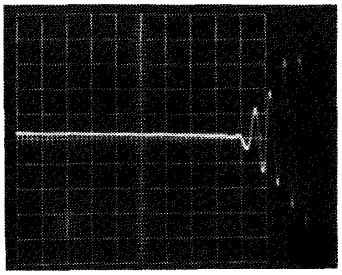


Photo. 4-2 (b) Ultrasonic transverse wave form (30 KHz)
Vertical Intensity = 1 (V/div.)
Horizontal Sweep = 20 (μs/div.)

十分許容誤差内にあると解釈できる。

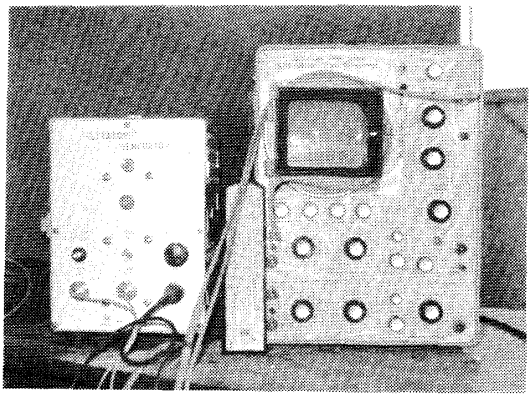


Photo. 4-3 Ultrasonic generator and synchroscope

4－1－3　測定物理定数

超音波パルス法から得られる測定値は伝ぱ時間Tであるから,(4－1) 式に示したように簡単に土供試体中の伝ぱ速度Vを計算することができる。つぎに第5章で述べる理論から導かれる公式をここに掲載する。

$0<\phi/\lambda_0\leqq 0.4-0.6$のとき

$$E_{DU}=\rho V^2_{lu} \quad \cdots\cdots(4-2)$$

$\phi/\lambda_0\geqq 0.9-1.0$のとき

$$E_{DU}=\rho V^2_{lu}\frac{(1+\mu_d)(1-2\mu_d)}{1-\mu_d} \quad \cdots\cdots(4-3)$$

とくに本研究では，伝ぱ波長λ_0と供試体直径ϕ（＝2R）の比[9)10)]により，上記のように動ヤング率を求める式を区別した。

$$G_{DU}=\rho V^2_{tu} \quad \cdots\cdots(4-4)$$

ここに，E_{DU}：超音波パルス法動ヤング率(kg/cm²)，G_{DU}：超音波パルス法動剛性率（kg/cm²），ρ：供試体質量密度（$=\gamma_t/g$），γ_t: 供試体単位体積重量(kg/cm³)，g：重力の加速度（＝980cm/sec²），μ_d：動ポアソン比，V_{lu}：超音波パルス伝ぱ速度(cm/sec)，V_{tu}：超音波横波パルス伝ぱ速度(cm/sec)である。

$$\mu_d=(V^2_{lu}-2V^2_{tu})/2(V^2_{lu}-V^2_{tu}) \cdots(4-5)$$

以上の他にも応答波形の波高値，減衰率などを求めることが可能であるが，接触面（供試体の両端面および送，受信振動子の端面）のなめらかさ，および平行度が伝ぱ時間測定の場合よりもはるかに重要視される。したがって，土供試体では，超音波パルス法によって減衰率を求めることは，現在の所，少々困難であると考えられる。この点については，第6章にて若干ふれる。

4－2　共振法について

4－2－1　実験目的とその範囲

本研究では超音波パルス法より若干大きなヒズミレベル（$10^{-5}-10^{-4}$）による振動試験法として縦振動共振円柱試験（略称，共振法）を実施した。この方法では，とくに共振時の供試体の最大変位を実測し，合わせて対数減衰率，複素弾性率（複素ヤング率）における減衰項なども求め，供試体の弾性的挙動を確認した。もちろん，動弾性定数（動ヤング率）を各供試体について求めることが第一の目標である。一般に共振法土質試験には，大振幅と小振幅の共振試験がある。本研究では，主に小振幅共振試験に対応し，振動の与え方によって横（曲げ）およびネジリ共振試験などもあるが，ここでは主として縦共振である。従来，共振法は，様々な材料の動弾性定数を決定する際の非破壊試験法として広く利用されている。つぎに，共振法の実験装置および方法について略述してみる。

4－2－2　実験装置および方法

縦共振法としては，供試体の固定条件によって様様なものが考えられるが，最も広く用いられている境界条件としてつぎの二つの場合がある。

(1)　両端自由　　(2)　一端固定他端自由

(1)の場合には，いずれの端部も完全に自由でなければならないが，実際にはまずできない。この条件を満足する完全な実験装置は考えられないが，一般コンクリート用非破壊試験に用いられているものが，取り扱いが簡単であるのでこれを土供試体にも適用した。

(2)の場合が，土供試体に関しては，最も適切な固定条件と考えられるが，この場合の問題点は，供試体と振動台をいかに良好に接合させるかということである。この点が解決されなければ，測定諸量の絶対値は無意味になる恐れもある。筆者は，様々な接合（接着）剤を試みたが，いずれも一長一短を有し，最終的には，やや固めのパラフィンを用いることが最も良いと判断した。パラフィンを用いることは，まず取り扱いが極めて簡単であり，短時間（夏期5～10分，冬期2～3分）で極めて十分な接着力を得ることができることなどの理由による。Fig. 4－3

は，(2)の場合の測定概要図を示している。次に，各各の場合の測定法について述べてみよう。

(1)の場合は振動数可変の発振器により駆動器を仲介として供試体を振動させ，圧電タイプの軽量（約3g）ピックアップでその振動を受け，入力増幅器で増幅し，バルボルとブラウン管オシロスコープのリサージュ波形により振動の大小を測定する[13]

(2)の場合は，すでに述べたように振動台上に供試体をパラフィン接合し，振動台の振動数を変化させ，ブラウン管オシロスコープにて，供試体上端のピックアップを用いて振動の大小を観測する。なお，(1)の場合は，振幅は供試体両端で最大に達し，(2)の場合は，自由端で最大振幅になり，そのときの振動数が第1次共振動数f_Rである。

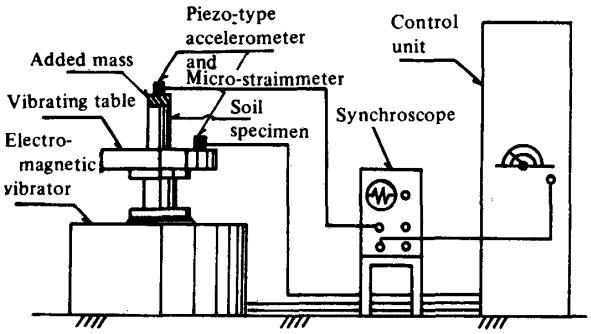


Fig. 4-3 Longitudinal vibration measuring instrument[4) 11)]

さて(2)の場合，供試体上端部のピックアップであるが，これはできる限り高感度，広周波数帯域のものを用いた方が，計測は簡単かつ迅速にできる。しかし，高感度，広帯域ピックアップは，比較的重量が大きくなり，上端部にも接着部分が必要となる。この場合は，すでに一端固定他端自由の境界条件ではなく，上端部に集中質量を持つ棒の解析に対応することになる。この方法でも十分，土の動ヤング率を推定することができることを確認したが，さらに，上端部自由の条件を保持するための方法としてコンデンサータイプの非接触変位計を用いて土供試体の共振振動数（周波数）および最大変位の絶対値の測定を行なった。また，本研究では，PZT・圧電型加速度計（型番，VP−4200，VP−500　出力電圧 50 mV−500mV，IMV社製）を用い，Photo. 4−4はシンクロスコープ上の共振時の波形を撮影したものである。(ポラロイドタイプフィルム使用）また，Fig. 4−4は，非接触変位計と供試体のセット状態を示し，供試体上端部の対向電極は，鉄，ブリキ板およびア

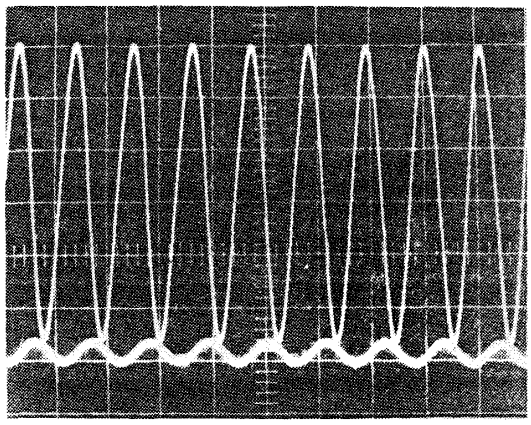


Photo. 4-4 Sample soil D, $\gamma_d \doteqdot 1.743$ g/cm^3, Wi ≒ 11.965%, Vertical Intensity = 500 mV/div., Horizontal Sweep = 1 ms/div. Typical dynamic response of the specimen at resonant frequency[4)]

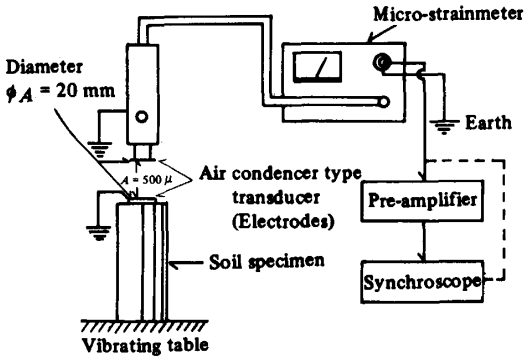


Fig. 4-4 Schematic diagram of measurements of resonant frequency and strain for soil specimens with micro-strainmeter[4)]

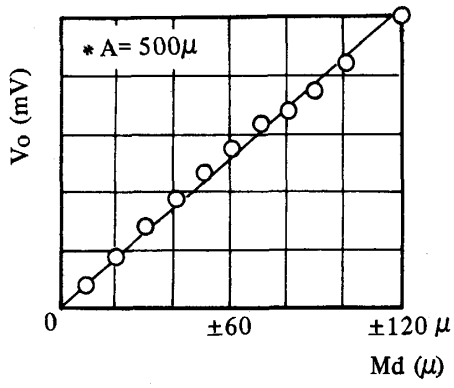


Fig. 4-5 Micro displacement (Md) vs. output voltage (Vo)[12)]
* Distance of electrodes

ルミニューム板などで自作したが，アルミニューム板（直径ϕ_A＝20mm）を用いた場合に最も良い結果が得られた。なお電極間隔は，A＝500μの場合が最も計測し易い距離であることがわかった。

なお，非接触変位計により測定した共振時の最大振動ヒズミは，10^{-5}程度である。Fig. 4－5に微小変位計の出力電圧と実変位（片振幅）の関係を示す。VoとMdの間には次式が成立する。

Md＝±1.192Vo

標準偏差　S.D＝0.0023

相関係数　　r＝0.998

Fig. 4－5の中の○印は，5回計測の平均値を表わしている。本研究で用いた縦共振試験では，振動台入力加速度を1KHz，0.1gとし，共振時f_Rでの振動台出力加速度を0.2gと各試験段階で一定とした。0.2g程度の加速度は実際の地震加速度に比較した場合，極めて一般的な値である。

4－2－3　測定物理定数[7) 13) 20)]

1．動ヤング率算定公式

共振法で測定される物理量の中で最も工学的に重要なものは，n次の共振振数数f_{Rn}である。とくに，第1次共振振動数f_Rが重要で，このf_Rを用いて，縦振動伝ぱ速度V_{1r}やヤング率E_{DR}を求めることができる。る。振動理論については，紙面の関係上省略し，ここでは各境界条件ごとの動ヤング率および減衰諸量算定公式を示すだけにとどめる。

(1)　両端自由

$E_{DR}=\rho(2f_Rl)^2$　　$V_{1r}=2f_Rl$

(2)　a）　一端固定他端自由

$E_{DR}=16f_R^2l^2\rho$　　$V_{1r}=4f_Rl$

b）　一端固定他端集中質量

$E_{DR}=0.0513(W_o+W/3)/D^2\cdot lf_R^2$

$E_{DR}=16f_R^2l^2\rho(1+2M/\rho Al)$

ここにD：供試体直径（＝5cm），Wo：集中質量重量，W：供試体質量（ρAl），M：集中質量，ρ：$\gamma t/g$（供試体単位体積重量/重力の加速度），E_{DR}：縦共振法動ヤング率，V_{1r}：縦振動伝ぱ速度，f_R：共振振動数，A：供試体断面積（＝19.625cm²），l：供試体長

2．複素ヤング率算定式（フォークト体）[13)]

$E^*_{DR}=16f_R^2l^2\rho(1+\tan^{2X}/_2)$

$\tan^X/_2=2/(\pi\ Rmax)$

ここにX：損失角（位相角），$\tan^{2X}/_2$：複素ヤング率における粘性減衰を表わす一指標

3．対数減衰率算定式[7)]

$$\gamma=\pi\frac{1}{\sqrt{3}}\frac{f_2-f_1}{fo}$$

対数減衰率γを求めるには，共振時の振幅（比）Amax（Rmax）と共振時以外の任意の振幅Rを測定すれば上式によって求めることができる。ただし，上式では，A＝$\frac{1}{2}$Amaxとなるようにしている。

ここに，$\gamma(=\delta_0)$：対数減衰率，Amax（Rmax）：共振時の振幅，fo（＝f_R）：共振振動数，f_1，f_2：A（＝R）＝$\frac{1}{2}$Amax となるときの振動数を表わしている。

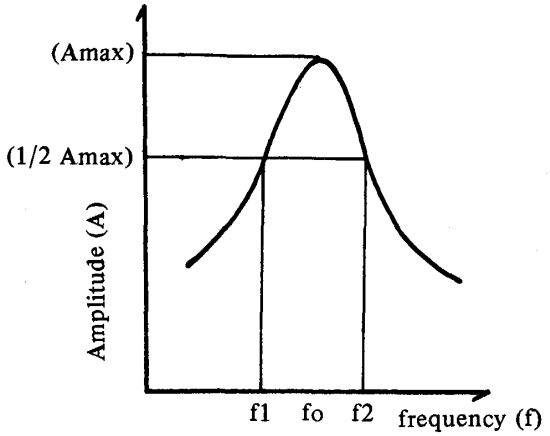


Fig. 4-6　Resonant curve

なお，振動数fと振幅Rとの関係を図示したものか共振曲線図である。（Fig. 4－6は模式図）他の減衰の表現法としては，前述の複素ヤング率における$\tan^X/_2$やAmaxなども土供試体の粘性減衰特性を知る上で重要なものである。

4－3　高圧振動三軸圧縮試験について[14) 15)]

本章の初めの方でも述べたように，厳密な意味において，土を弾性体として取扱える範囲は，ヒズミレベルにして10^{-4}以下という極めて微小ヒズミの場合だけある。10^{-4}以上のヒズミレベルで，土に弾性論を適用することは，もはや合理的ではなく，弾塑性および破壊理論を考慮しなければならないと言われている。これを実験的に検討するには，破壊ヒズミとか塑性ヒズミとかいわれるようなヒズミレベルが再現できると共に，土構造が，現在および過去に受けた履歴さらに将来，受けるであろう履歴を，原位置に対し，できる限り忠実に再現できるような振動実験装置・方法が望しいとされている。これは，

何も振動試験に限ったものではなく，土の試験全般に言えることである。さて，土が大きなヒズミレベル（10^{-3}～10^{-2}）において，どのような力学的的挙動をするか，また，ダイラタンシイ効果および液状化といった現象を観察するには，一般の地震振動数（0.5Hz～2Hz程度）で，繰返し載荷し，拘束圧をコントロールできる振動三軸圧縮試験が，適当な方法と考えられる。しかしこの試験でも，土の状態を忠実に再現することは，非常に困難であり，特に破壊ヒズミレベルの土の動力学的特性に，どのような要因が，どの程度影響するかということが，まだよく分らないと言われている。このような試験機では，一般に，非線型応力―ヒズミレベルにおける土の変形特性を調べることを主な目的とするが，本研究における振動三軸圧縮試験機の使用法は，一般の使用法と若干異なっている。

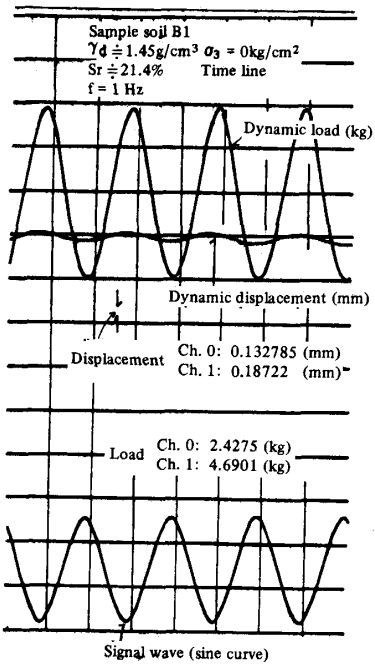
4－3－1 実験目的とその範囲

土の動力学的特性に最大の影響を与えるものは，ヒズミレベルといってよい。振動三軸試験機の場合，軸方向は広い範囲の変位を捉えることや与えることができるので，縦ヒズミに対しては，非常に好都合である。本研究が，土の動弾性定数をいかに合理的に決定するかという点に一つの目標を置いているので，土供試体のヒズミレベルを振動三軸試験機で再現できる有効最小ヒズミレベル（10^{-4}～10^{-3}）に限定した。そうして，拘束圧，振動数，および振動ヒズミの大きさを変化させて，土の変形特性を検討する。さらに，本研究で用いたすべての振動試験法との対応性を考える。

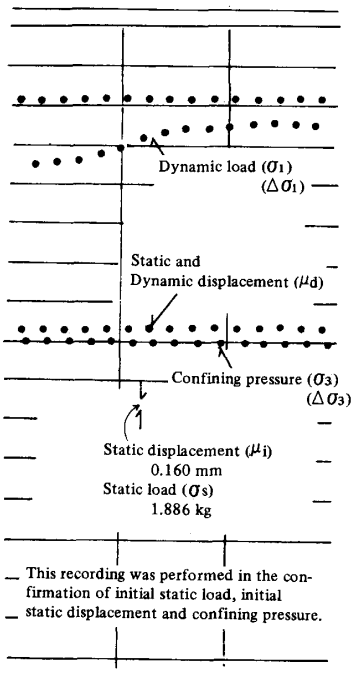
所定の飽和度の含水比において締固めた供試体を一試験段階につき，6－10本用意し，次表（Table. 4－2）に示す条件に沿って，定ヒズミ振動三軸試験

Table. 4-2 Experimental conditions of dynamic triaxial compression test

Initial static displacement (μ_i)	Frequency (Hz)	Dynamic displacement ± (μ_d)	Confined pressure (Kg/Cm²)
350	1	65, 130, 260	0, 1, 2, 3, 4, 5
350	0.05, 0.1, 1, 5	130	0, 1, 2, 3, 4, 5



* Recording paper of oscillograph (tracing)



* Recording paper of universal points instrument (tracing)

Fig. 4-7 Result of dynamic triaxial test (example, No. 1)

を行った。初期変位および振動振幅は，打点レコーダーの指示によってセットし，振動振幅（変位振幅あるいはヒズミ振幅）を加えながら，側圧 σ_3 を σ_3=0－5kg/cm²で変化させた。ただし，供試体の繰返し載荷効果を避けるために，1側圧につき100回までの振動回数とし，合計500～800回までの繰返し回数になるようにした。オシログラフペーパーへの記録は1側圧につき，振動回数（25～30回）および（75～80回）ぐらいの回数の時の振動変位と荷重を描かせた。計測例をFig. 4－7に示す。

なお，繰返し効果に関する詳細な検討は，尾崎[16] 飯島[17]（1975）によってなされており，この程度のヒズミ振幅では締固め粘性土では，1000回程度の繰返し回数でも土の動弾性定数にほとんど影響していない。

4－3－2　実験装置および方法

本研究で用いた振動三軸試験機は，電気油圧サーボ式のもので，三軸セル室の部分の概略をFig. 4－8に示す。軸方向荷重および側圧（拘束圧）の振動は，油圧により与えられ，自動追従によって動的負荷が制御される。軸方向荷重は，ヒズミおよび応力制御が可能であるが本研究では，主にヒズミ制御で用いた。振動荷重の他に定ヒズミ速度，定荷重速度圧縮試験やクリープなど様々な試験ができる。側圧は空気圧を水圧変換する方式でエアーレギュレータにより，定側圧を維持している。負荷能力は軸荷重500 kg/cm², 側圧10 kg/cm²である。振動数は0.001 － 10 Hz（有効振動数0.01－5 Hz）の範囲で，振動荷重と側圧の位相差は，0－360°の間で連続的に変化できる。荷重および変位の振動波形は正弦波，三角波，矩形波およびランダム波などいずれも自由に変換することができるが，ここでは正弦波を用いた。サーボシリンダーの最大ストロークは，50 mmで振幅は1Hzについて10±5 mmとなっている。

計測系統では，軸圧がロードセルにより検出され，変位は差動変位計によって電気的に検出される。側圧および側圧振動装置は半導体ストレインゲージタイプの小型圧力変換機によって制御ないし計定する。測定記録は，静的な場合は12点用打点レコーダーを，動的な場合は9点電磁オシログラフを用いた。三軸セル室（Photo. 4－5)部分の構造で特に改良されている点は，供試体直径とピストン径を同一にし，側圧の影響が軸圧に加わらないようになっていることである。これは，土の引張（伸張）試験

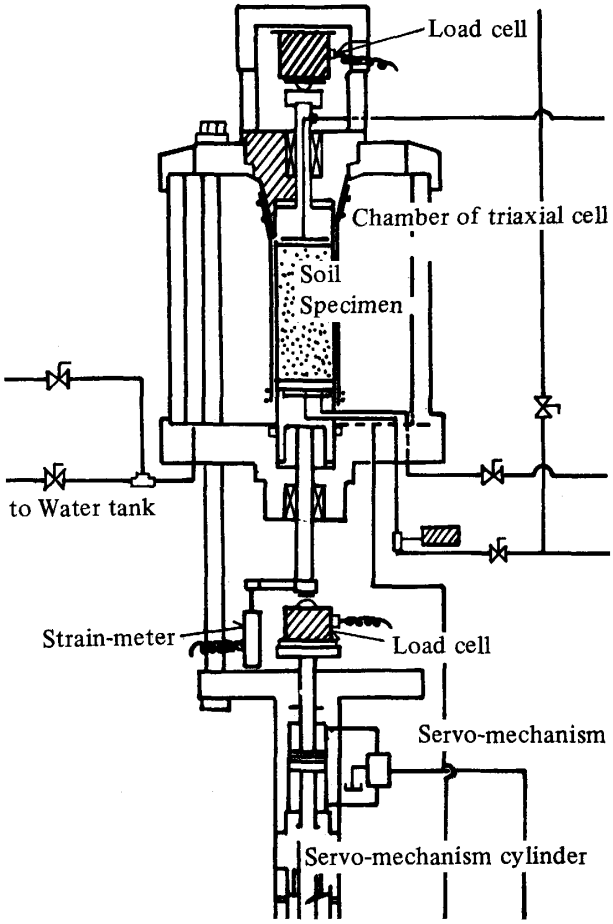


Fig. 4-8　Dynamic triaxial cell [14][18]

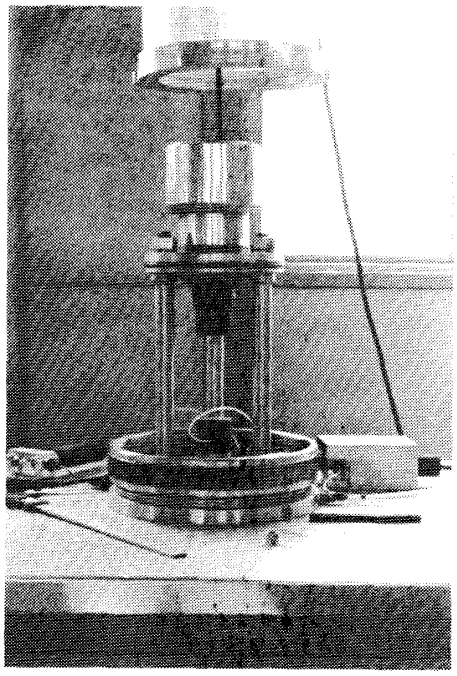


Photo. 4-5　Triaxial cell

を行なうことができることを意味している。この試験のためピストンの摩擦を少なくするように特殊加工がなされているが，本研究とは，直接関係がないので詳細は省く。

さて，上部ピストンにロードセルを直結し，下部ピストンが油圧サーボシリンダーに直結している。この部分のピストン変位を差動トランス型変位計によって検出し，軸方向変位を求めている。なお，実験に用いられる供試体の寸法は，試験機の特性上，長さ12.5 cm，直径5 cmのものである。Photo. 4−6に試験機の全容を示す。

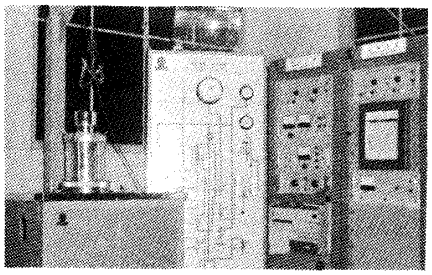


Photo. 4-6 Apparatus for dynamic triaxial comptession test

まず，定ヒズミ制御振動三軸圧縮試験を行なうにあたり，実変位，実荷重の値が，自記装置の記録紙上にどのような値として記録されるかを確認するためにキャリブレーションを実施した。その結果を次式に示す。変位，荷重ともに直線性は非常によく，直線の傾きを最小2乗法で求めた。

A）変位（Fig. 4−9）

オシログラフペーパー

Ch. 0（チャンネル番号0）

1目盛X_0=0.13279(mm)

Ch.1 X_1=0.18722(mm)

打点レコーダー用紙

X=0.160(mm)

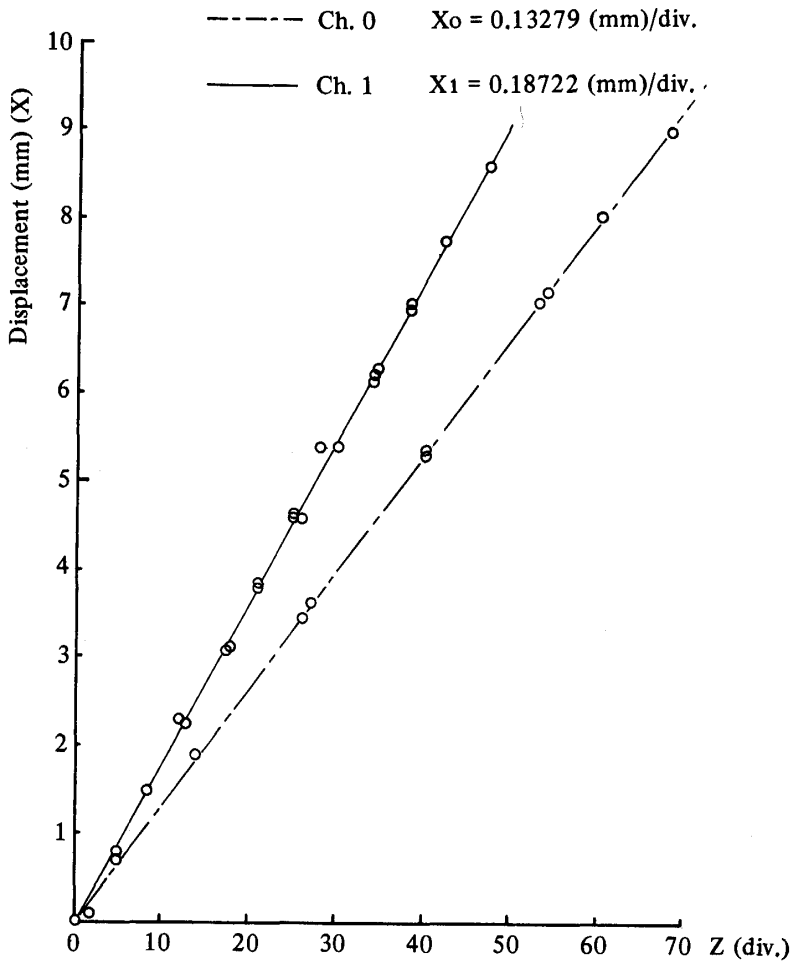


Fig. 4-9 Scale of recording paper of oscillograph (Z)

B）荷重（Fig. 4−10）

オシログラフペーパー

Ch.0　$Y_0=2.4275$（kg）

Ch.1　$Y_1=4.6901$（kg）

打点レコーダー用紙

$Y=1.8864$（kg）

Ch.0, Ch.1は，増幅器の切換えを表わしている。

○標準偏差

A）

X_0：±0.0203(mm)

X_1：±0.0109(mm)

B）

Y_0：±1,0506(kg)

Y_1：±1.0495(kg)

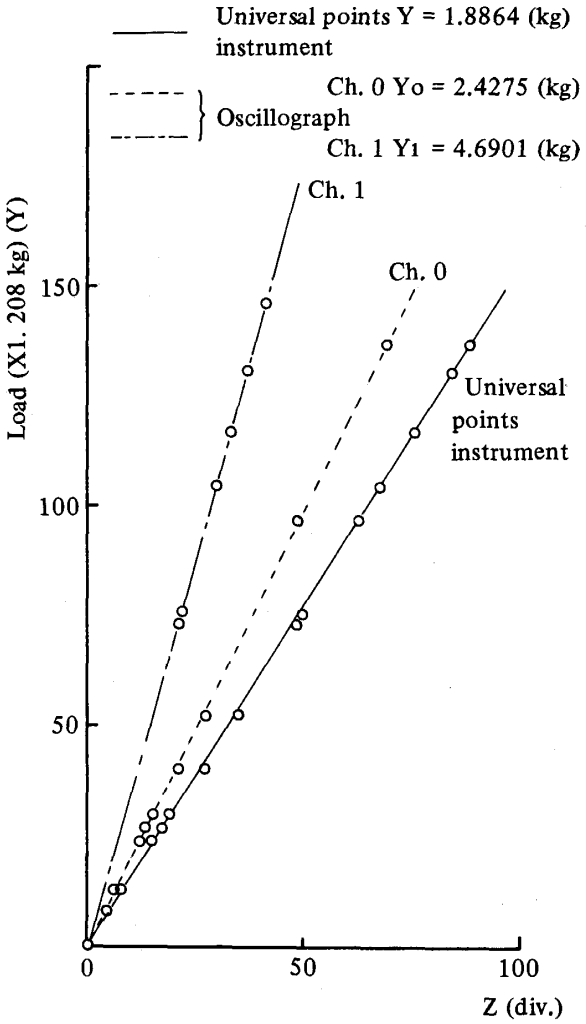


Fig. 4-10 Scale of recording paper of oscillograph and universal points instrument (Z)

4−3−3　測定物理定数

振動三軸試験機の変位計で検出できる範囲の変位は，最小の変位でもヒズミ振幅に換算すると10^{-4}程度かそれ以上である。したがって応力−ヒズミ関係は，若干，弾塑性をおびてくるので，動ヤング率という用語は，当を得た表現ではないが，本研究においては，供試体が一般のものに比べてかなり固く（実験上そのようにしている。）応力−ヒズミ曲線を描いてみると，ほとんどヒステリシスループがなく，動ヤング率および動剛性率という用語を用いても差支えないと判断した。すなわち今回の実験の範囲では，弾性エネルギーに比べ，減衰エネルギーが，極めて少なく，応力−ヒズミ関係は，ほぼ直線とみなせる。よって，動ヤング率は，オシログラフペーパーに記録された荷重と変位のグラフから，最大変位に対する荷重の値を読み取り，供試体長から振動ヒズミを算出して，動ヤング率E_{DT}および動剛性率（動セン断弾性係数）G_{DT}を算定した。つまり，弾性論に基づき，つぎに示すような関係式[19]を用いた。

$$E_{DT}=\Delta\sigma/\Delta\varepsilon_d$$

$$\Delta\sigma=\Delta(\sigma_1-\sigma_3)$$

$$G_{DT}=E_{DT}/2(1+\mu_d)$$

ここにE_{DT}, G_{DT}：振動三軸試験による動ヤング率および動剛性率，$\Delta\sigma$：荷重計により計測される応力振幅，$\Delta\varepsilon_d$：変位計により計測される変位振幅と供試体長から求められる縦方向ヒズミ振幅，μ_d：動ポアソン比である。動ポアソン比は，試験機の関係上，良い計測法がないので，一応，超音波パルス法からの値を採用したが，大きな問題はなかろう。また，振動三軸試験に用いた供試体は，超音波パルス法お

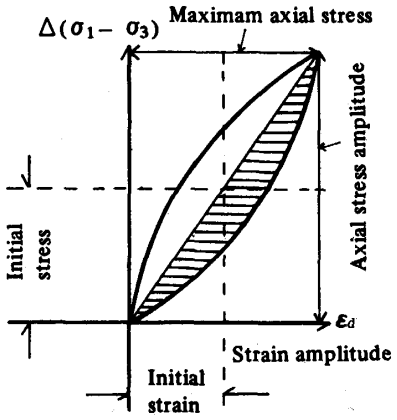


Fig. 4-11 A model of dynamic stress–strain curve

よび共振法なども行なっているが，供試体には何らの損傷を与えていないことは，専用供試体と比較することで確認した。なお，実験結果は両方の値をまとめて整理した。Fig. 4−11は，本研究における供試体の応力—ヒズミ関係を模式的に表現したものである。

4−4 一軸圧縮試験について

4−4−1 実験目的とその範囲

動弾性定数と静弾性定数（ヤング率あるいは弾性係数）および動弾性定数と一軸圧縮強度の関係を調べることは，土の動力学的特性と静力学的特性の差異および関連性を知るための手がかりになる。静力学的試験法には，様々な方法があるが，本実験では，最も基本的な一軸圧縮試験を行ない，土の動ヤング率，動剛性率と弾性係数および一軸強さとの関係を調べることを主目的にした。

4−4−2 実験装置および方法

あえて述べるまでもなく，通常，一軸圧縮試験は，三軸試験機において側圧$\sigma_3 = 0$ kg/cm²として使用する。また，本研究では，用いた供試体が比較的固いため，Photo. 4−7に示すような高圧用一軸圧縮試験機も用いた。この実験では，どうしても微小ヒズミレベルの計測が不可能に近く様々な研究者によって，いろいろな工夫がなされている。しかし，今のところ決定的な計測法はない。

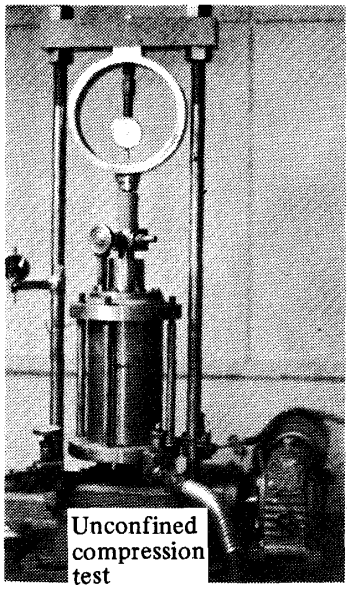


Photo. 4-7 Apparatus for unconfined compression test at high pressure

本研究でも，ペーパーストレインゲージを供試体に張着け，微小ヒズミ（初期ヒズミ）を検出しようとしたが，固い供試体になんとか有効性を持っているが，少し柔らかい供試体（一般の供試体に比べ，かなり固いと考えられる。）に対しては，ヒズミを検出できない場合もあった。結局の所，ダイアルゲージによる従来の計測法を主に使用した。なお，載荷ヒズミ速度は，1%/分である。

4−4−3 測定物理定数

一軸圧縮試験で得られた応力—ヒズミ曲線をFig. 4−12に例示する。すでに述べたように初期微小ヒズミを，検出することが難しいので，弾性係数は接線係数とは限らないが，一応，直線近似できる範囲のヒズミと応力の関係から求めた。なお，一軸強度は，すべて応力—ヒズミ曲線の最大値q_{max}と考えた。

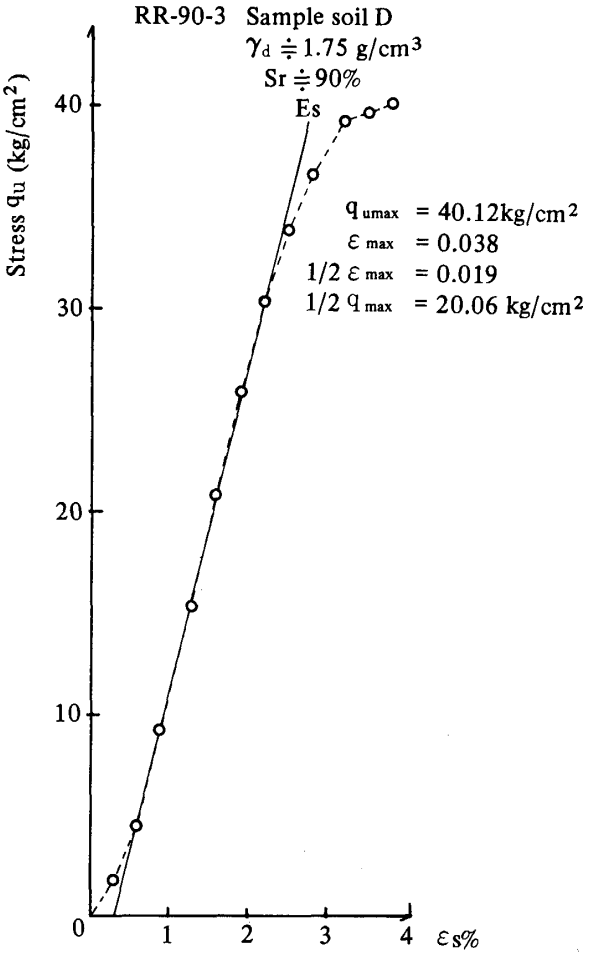


Fig. 4-12 Stress-Strain curve by unconfined compression test.

$$E_s = q_u/\varepsilon_s$$

ここにEs：(静)弾性係数，ε_s ：応力—ヒズミ関係が直線近似できる最大ヒズミ，q_u：ε_sにおける応力を表わしている。

第5章 本研究における振動・波動理論と振動実験法との対応

本研究においては，主に等方・等質の弾性振動および弾性波動理論，フォークト体に象徴される粘弾性振動・波動理論，円筒形弾性棒の弾性波の理論および一端に集中質量を有する弾性および粘弾性棒の振動理論などを用いて実験結果を解析した。これらの理論についての詳細は，紙面の関係上省略するが，振動・波動理論式をいかなる振動実験法に適用したかについてTable. 5—1に示す。また，Table5—2 には，振動実験結果例[3]と計算結果例[3]を示す。

Table. 5-1 Physical quantities and method of measurements

測定物理定数と計算公式および計測法

略号	名称	測定対象	測定法	ピックアップ	計算公式※
E_D^*(E_{DR0})	動ヤング率	最大変位（共振周波数）	共振試験	微小変位計	A[13]
E_{DR1}[20], E_{DR2}[21]	〃	加速度（共振周波数）	〃	圧電型加速度計	B
E_{DU}(E_{DU}^*)	〃	縦波伝播速度	超音波伝播	振動受振子	C
G_{DU}	動剛性率	横波伝播速度	〃	〃	D

Table 5-2 Results of vibration test (examples, Sample soil B1 (M), D (R) $\gamma_d \doteqdot 1.45\,g/cm^3$**)[4]

Test points	Average water content Wi (%)	Average resonano frequency fro (Hz) a)	Average amplitude ratio (Rmax)	Average loss angle X (o)*	Average vertical strain amplitude $\varepsilon_d \times 10^{-6}$	Range of logarithmic decrement γ	Average dynamic Poisson's ratio μ_d	Average dynamic elastic constnat E_{DR} and G_{DU} (kg/cm²)
M- 2	3.49	1080	11.6	6.28	0.47	0.19～0.27	0.09	E_{DR} 4289 b) G_{DU} 2904 c)
4	9.00	1188	10.6	7.29	0.23	0.28～0.43	0.13	5751 3595
6	15.55	899	9.2	7.92	0.29	0.25～0.29	0.11	3488 2342
8	22.41	805	9.1	8.00	0.78	0.22～0.29	0.19	2832 1959
10	28.57	637	7.6	9.58	1.75	0.37～0.59	0.30	1864 1347
R- 2	3.93	1283	10.6	7.11	0.61	0.23～0.51	0.18	4354 2124
4	10.35	1460	13.2	5.51	0.94	0.23～0.29	0.29	6212 3243
6	15.81	1594	15.2	4.60	0.47	0.21～0.43	0.22	8073 4000
8	22.35	1550	15.5	4.81	0.76	0.27～0.33	0.30	7825 3830
10	29.75	1207	10.3	7.13	0.73	0.40～0.43	0.42	5032 2198

a): Resonant frequency of soil column measured by micro-strainmeter
b): Dynamic Young's modulus (E_{DR0} + E_{DR1})/2 by resonant column test
c): Dynamic shear modulus by ultrasonic wave propagation test
** Sample soil B1 $\gamma_d \doteqdot 1.446 g/cm^3$ Sample soil D $\gamma_d \doteqdot 1.447 g/cm^3$

* $\gamma = \frac{\pi}{\sqrt{3}} \frac{f_2 - f_1}{f_R}$, $X = 2\tan^{-1}(2/\pi R_{max})$

A. $E_D(E_{DR0}) = 16(f_{R1})^2 \rho(1+\tan^2 X/2)$
B. $E_{DR1} = 0.0513(W_0 + W/3)/D^2(1 f_R^2)$
$E_{DR2} = 16 f_R^2 1^2 \rho(1 + 2W/\rho g A l)$
C. $E_{DU} = V^2_{lu}\rho(1+\mu_d)(1-2\mu_d)/(1-\mu_d)$
$E_{DU} = V^2_{tu}\rho$
D. $G_{DU} = V^2_{tu}\rho$

(when $x = 0 \rightarrow E_{DR0}$) Where
f_R: Resonant frequency (Hz)
ρ : Mass density of a soil specimen (γ_t/g)
γ_t: Bulk density (kg/cm³)
g: Gravity (980cm/sec²)
(when $\phi/\lambda_0 \geqslant 0.9 - 1.0$)
X: Loss angle ($= 2\tan^{-1}(2/\pi R_{max})$))
Rmax: Maximum amplitude ratio
(when $0 \leqslant \phi/\lambda_0 < 0.4 - 0.6$)
l: Length of a soil specimen (cm)
W_0: Added mass (kg)
W : Weight of a soil specimen (kg)
μ_d: Dynamic Poisson's ratio ($= V_{lu}^2 - 2V_{tu}^2/2(V_{lu}^2 - V_{tu}^2)$)
V_{lu}: Ultrasonic longitudinal wave velocity (cm/sec)
V_{tu}: Ultrasonic shear wave velocity (cm/sec)
A: Area of cross section of a soil specimen (= 19.625cm²)
ϕ : Diameter of a soil specimen (cm)

第6章　締固め粘性土の動力学的特性

6－1　締固め粘性土の動弾性定数[4)]

土の弾性ヒズミレベルの動力学的特性を代表する指標の一つに土の動弾性定数がある。本研究では，特に断わらない限り，土の動力学的特性といえば，土の動弾性定数に及ぼす様々な要因の影響について論じていることになる。

さて，土の動弾性定数は，ヒズミ（応力）レベル間ゲキ比，拘束圧および含水比などの諸因子によって影響されるということが，一般に認められている。HardinとBlack[22)](1968)は，(6－1)式に示すように，土の動的セン断弾性係数Gを各種因子の関数として定義している。

$$G=f(\bar{\sigma}_0, e, H, S, \tau_0, C, A, f_R, t, \vartheta, T) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(6-1)$$

ここに，$\bar{\sigma}_0$：平均有効拘束圧（$=(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$），e：間ゲキ比，H：応力履歴および振動履歴，$\sigma_1$：鉛直応力，$\sigma_2(=\sigma_3)$：側方応力（拘束圧），S(Sr)：飽和度，$\tau_0$：八面体セン断応力，C：粒子特性，形状，粒径，粒度分布および鉱物組成に関連した因子，A：ヒズミ振幅，fr：振動周波数，t：時間とか荷重増分の大きさとして表わせる二次的影響，ϑ：土の構造，T：温度などを表わしているとされている。[22)] また，HardinとBlack[22)]は，微小セン断ヒズミ振幅（$\leq 10^{-4}$）以内では，砂のGに関しては，eと$\bar{\sigma}_0$だけが本質的に影響すると述べ，e, Cおよびϑについては，相互関係があり，他の因子についても相互の関係を有するものもあると述べている。[22)] さらにHardinとRichart[22)](1963)によって，粒径，粒度分布および粒子形状などもGに対してほとんど影響せず，Sおよびfr(約2500Hz以下）についても同様であると述べている。[22)]

土の動弾性定数は，様々な因子により独立的に影響されるだけでなく，因子相互による影響を受けることも十分考えられる。したがって実験上，大切なことは，土の動弾性定数に対して本質的に影響する因子を選択し，それを検証しなければならないといえよう。

さて，今まで実施された研究には，主に砂および砂質土を供試土に選び，動弾性定数もGについて検討したものが多い。当然，砂と粘性土とではその挙動は異なり，近年，粘性土を対象とした研究も盛んになりつつあるが，統一的に研究された例は極めて少ないようである。とくに土構造物としてアースダムを想定し，それに対応した締固め粘性土供試体の動力学的特性を論じた研究はほとんどない。

筆者は，締固め粘性土を対象としたときの土の動弾性定数をHardin同様，諸因子の関数として次式を定義した。

$$E=F(\bar{\sigma}_0, e, S, A, f, \vartheta, H, S.S, t, T) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(6-2a)$$

$$G=F(\bar{\sigma}_0, e, S, A, f, \vartheta, H, S.S, t, T) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(6-2b)$$

本研究では，実験条件$\bar{\sigma}_0$＝一定（振動三軸では変化），$A=10^{-7}-10^{-4}$（弾性～弱い粘弾性ヒズミレベル）≒一定，振動履歴がないと考えてHを無視できる。また，ここでは，(6－1）式のCの代りに，新たにS.S(土粒子の比表面積)を導入した。S.SはCよりもはるかに定量的に有効な因子であることがすでに葛上[3)]らによって確認されており，土の動力学的特性へも大きな影響力を有すると考えられる。なお，本研究では締固め方法から考え，各試験段階でほぼ類似した土構造になる（Lamb[23)]らの考察）と考えられ，土の構造を表示する因子ϑを間ゲキ比e（乾燥密度γ_d γ_d）とS.Sとの簡単な組合わせによって置換えることができると仮定した。もちろん，このような簡単な因子の組合せのみで，土構造が表現仕切れる訳ではないが，本研究では，問題を簡単化するために関係要因中影響力の大きいと思われるeとS.Sを用いている。また，飽和度Sは，Wとeとによって表現できるので，Sの代りに含水比Wを導入し，(6－3a)，(6－3b)式のように簡略化した。

$$E=F(e, W, A, T, f, S.S, t) \quad \cdots\cdots\cdots(6-3a)$$

$$G=F(e, W, A, T, f, S.S, t) \quad \cdots\cdots\cdots(6-3b)$$

ここに(6－3a)，(6－3b)式において検討しようとする因子以外を規制すれば対象とする因子のE, Gに及ぼす影響について，合理的な考察が可能となる。

まず，E, Gに及ぼす土中水分の影響を実験結果から考察してみよう。この場合，(6－3a)，(6－3b）式において，e(γ_d)，T，f，t＝3～5分でおのおのほぼ一定，およびS.Sは同一種類の土では一定と考えてよいので(6－3a)，(6－3b）式は，つぎのようになる。

$$E\ (\text{or}\ G)=F(W) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(6-4a)$$

$$E\ (\text{or}\ G)=F(D) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(6-4b)$$

ここにD：土粒子のまわりの吸着水および間ゲキ水を等価的な水膜厚さで表現したもの，D＝Wi(初期

含水量)/S.S (土粒子比表面積) を表わしている。すなわち (6−4a), (6−4b) 式はE, Gが水分特性を表わす因子W(=Wi)あるいはD以外を規制した場合にWi, Dの関数となることを示している。

6−1−1　土中水分の影響

Photo. 6−1(a), Photo. 6−1(b)は, Sample soil Aの比較的固い供試体と軟かい供試体の場合の超音波縦波パルスの応答波形の差異を表わしている。この2つの写真例からでも, 土中水分の動ヤング率, 伝ぱ速度などに及ぼす影響が推察される。この2つの写真は, 同一乾燥密度で飽和度 (含水比) の異なる場合である。

さて, 土中の波動伝ぱ速度や動弾性定数に影響を及ぼす土中水分量について研究されたものには, 著名なものとして石本, 飯田[1](1937〜8), 後藤(正)[1](1952)および和田[1](1961) のアースダム盛土材料に関する研究ならびにRickman[13](1970)の土の構造解明への振動実験の適用に関する研究などである。

石本, 飯田[1]らの研究が, 最も著名であり, ほぼ, 定説化しているということは, すでに述べたが, 和田およびRickmanの研究[13]を除いて, 土中の含水量(比)の増加は, 土の動弾性定数を減少させるという結論を示している。

Fig. 6−1に, 従来の一般的な土の動弾性定数 (動ヤング率と動剛性率) と含水比 (量) との関係を模式的にまとめた。[1] 従来の結果は, 一般的にいって, 含水比の小さい領域の土の動弾性定数まで拡大して言及したものではなさそうである。注目すべき研究としては, 和田およびRickmanの研究がある。和田は,[1] 含水比の増減に対し, 土の動ヤング率が, 極大点を持って変化するという極めて興味ある結論を示している。この極大点を有する理由として, 最適含水比になるからであると考察している。しかしながら, 最適含水比ということであれば, 土の間ゲキ比も変化しているとも考えられるので, 純粋に土中水分の動ヤング率に及ぼす影響を説明したものかどうか不明である。Rickmanの研究[13]からも動弾性定数の変化が少ない領域をうかがい知ることができる。しかし, ほとんどの研究が, 単純に含水量の増大が, 土の単位容量を減じ, その結果, 土の動弾性定数を減じるとしている[1]点には少々問題がある。研究目的と範囲のところで述べたように, 土質力学上, 土と水の関連性を明らかにすることは, 最も重要な工学的問題の一つである。土中の水分状態は常に自由水的であるとは限らない。以上, 述べた諸研究は, 部分

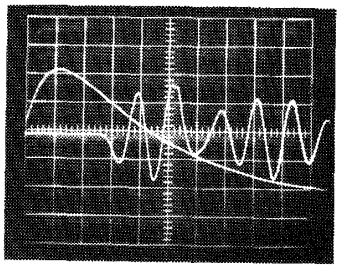


Photo. 6-1 (a) Longitudinal wave
$\gamma_d \fallingdotseq 1.45 g/cm^3$
Horizontal sweep x 50μs/div.
Vertical intensity x 0.1 V/div.
(Hard speciman)　(Sampel soil A1)

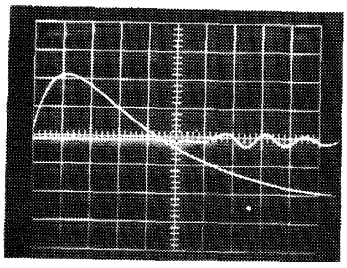


Photo. 6-1 (b) Longitudinal wave
$\gamma_d \fallingdotseq 1.45 g/cm^3$
Horizontal sweep x 50μs/div.
Vertical intensity x 0.1V/div.
(Soft specimen)　(Sample soil A1)

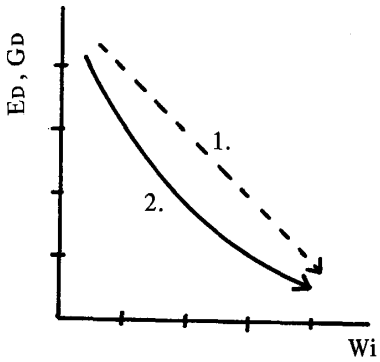


Fig. 6-1　Usual patterns of dynamic elastic constants (ED and GD) vs. Water content (Wi)

※1. Rickmanの結果の一部, 共振法(1970)[1]
2. 石本, 飯田(1937〜8)および後藤(正), 共振法(1952)[1]

的には妥当であると考えられるが，土中水分の動弾性定数に及ぼす響を広い範囲にわたって検討したものでない。また，実験上，とくに重要な供試体の密度規制（密度または間ゲキ比を一定とした方が，水分だけの関数となる。ただし各因子が単純に独立であると仮定した場合）が明らかにされていないことが多い。飯田の研究[1]とRickmanの研究[13]では明示されている。

以上に示した既存の研究結果を参考にして本研究で得られた結果を示すとともにその考察について述べる。

1）伝ぱ速度の変化

Fig. 6−2, Fig. 6−3はSample Soil C. Dにおける超音波パルス（縦波Veu, 横波Vtu)速度，共振法縦振動伝ぱ速度V_{1r}と初期含水比Wi，等価(吸着)水膜厚さDとの関係を示したものである。全体の傾向として，V_{1u}, VtuおよびV_{1r}は，既存の研究結果とは異なり，Wi，Dの増加に対し増加する領域（Sample Soil Cは増加現象ばかりである。）減少する領域および急激な増加を示す領域などが認められる。乾燥密度γ_dを一定とし飽和度（含水比）を変化

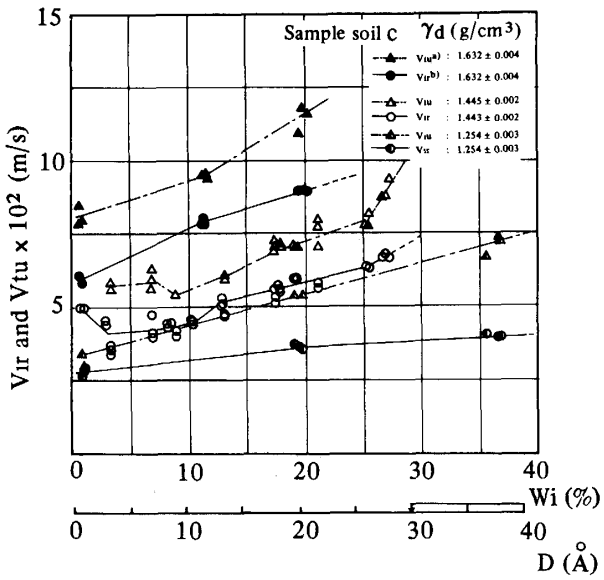


Fig. 6-2 Longitudinal wave velocities (V_{1u} and V_{1r}) vs. initial water content (Wi) and equivalent thickness of water film (D)[4]
a) Ultrasonic longitudinal wave velocity
b) Longitudinal wave velocity by resonant column test

させる方法では，従来の振動実験結果とは異なりかなり複雑な伝ぱ速度の変化様相を呈するものと考えてよかろう。このような現象は他の供試土(Fig. 6−4)においても確認できた。また，これらの結果は，縦波伝ぱ速度V_{1u}，V_{1r}が，横波伝ぱ速度Vtuよりも含水比（量）や等価水膜厚さなどの土中水分を表わすパラメータに大きく影響を受けることを示している。これは，縦波と横波の液体に対する基本的な特性を比較することによって推察できる。

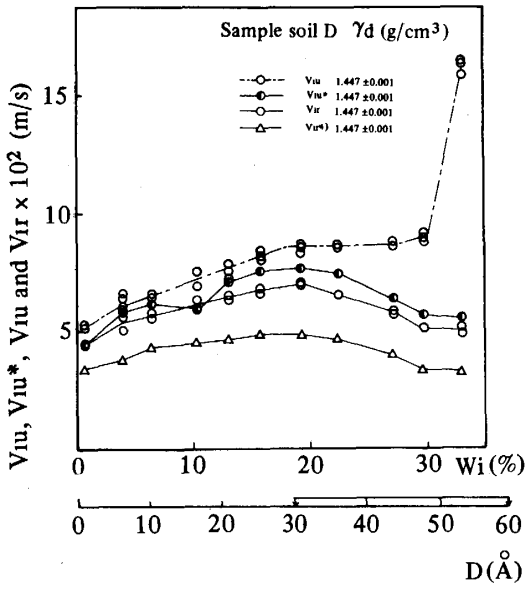


Fig. 6-3 Longitudinal wave velocities (V_{1u}, V_{1u}^* and V_{1r}) and transverse (shear) wave velocity (Vtu) vs. initial water content (Wi) and equivalent thickness of water film (D)[4]

以上のように伝ぱ速度に及ぼす土中の含水状態の影響は，単純に含水量の重量的変化によって説明仕切れないことを示している。土中水分を含水比(量)で重量的に捉えることは無意味なことではないが，それは水と土粒子との間に全く拘束関係がないか極端に弱い場合であると考えられる。しかし，現実に土中の水分がそのような自由水だけの状態で存在できるのは特殊な場合であり，通常，アースダムなどではたいへん危険な状態である。

一般の締固めの土では様々な様相の水分が存在することが，すでに多くの研究者の認めるところである。たとえば，吸着水，吸湿水あるいは強結合水，弱結合水という名称の水が，それに該当するものである。つまり土中水分表示は，どのようなパラメー

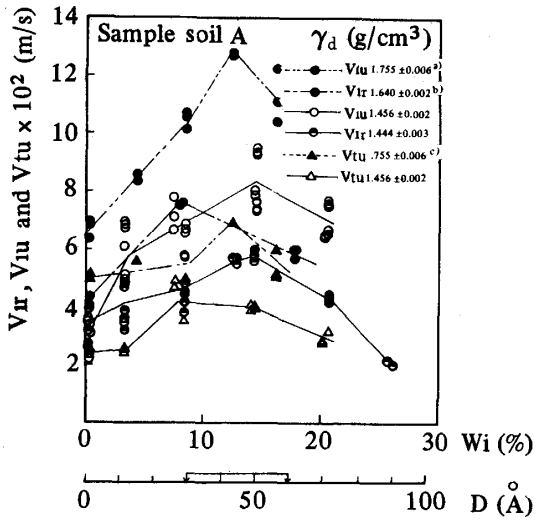


Fig. 6-4　Longitudinal and shear wave velocities (Viu, Vir and Vtu) vs. initial water content (Wi) and equivalent thickness of water film (D)[4]
a) Ultrasonic longitudinal wave velocity
b) Longitudinal wave velocity by resonant method
c) Ultrasonic shear wave velocity

ターを使用するにしても土粒子のまわりおよび土の間ゲキ中に存在する水の特性変化と結びつけることができなければならない。この観点に沿って，本研究では土中水分表示法として距離的表示法の等価水膜厚さDの意味を検討することによって伝ぱ速度，動弾性定数の変化について考察したが，その内容は，動弾性定数の結果とまとめて述べることにする。

ところで，縦波伝ぱ速度が飽和度Sr≒100%付近で特異な挙動をするということは，Woodの土一水一空気系の混合体理論[24]やBiot[24) 25) 26)]石原による多孔質飽和物体中の弾性波動理論[24) 27)]などによって，ある程度，理論的に推察されている。また，実験的には，岩石力学の分野において，井上，大見他[28)](1972)によって確認されている。さらに,土質力学・工学の分野においても，飽和土中の縦波伝ぱ速度は，土中の間ゲキ比によっても異なるが，水中縦波伝ぱ速度Vw(Vw≒1500m/s)付近に達することが確められている。とくに，Shumway[24)](1960),Hamilton[24)](1963)ならびに石原[24) 27)](1968)(1971)らによる原位置試験および室内実験により確められると共に，理論的にも確認されている。これらの結果からは，間ゲキ比eがe=0.9−1.2で縦波伝ぱ速度が，水中縦波伝ぱ速度に等しくなり，e>1.2では，水中縦波伝ぱ速度よりも遅くなることが明らかである。これは，間ゲキ比が小さく密度が高いときには圧縮波に対して土の骨格剛性が大きく，そのため圧縮波速度は骨格部を伝わり，水中速度よりも速くなる。逆に間ゲキが大きくなると土の骨格剛性は弱体化し，極端なときには水中に土粒子が浮遊するような場合となり，水中速度に一致するか，土粒子を含んでいるために圧縮波（縦波）速度が，水中縦波速度より小さくなることもあり，この場合，飽和土中の縦波伝ぱ速度の絶対値は，土粒子，骨格および間ゲキ流体などの圧縮率によってかなり変化するといわれている。[24)]したがって，原位置試験では，縦波を用いる場合，地盤の力学性を過大に評価することもあり，横波（セン断波）を用いるか併用することが望ましいとされている。

本研究では，Fig. 6−3に示したように超音波パルス法による縦波伝ぱ速度Viuのみこの現象が見られ，本実験で使用した振動数範囲では，共振法の場合に縦振動伝ぱ速度Virの高飽和度における増加は若干見られるときもあるがほとんどないとして差支えなかろう。前述したように，岩石力学の分野で井上らも超音波パルス縦波速度の高飽和度における特異性を確認しているが,[28)] 共振法との差異については考察していない。

筆者は，伝ぱ波長λ_0と供試体直径ϕとの比ϕ/λ_0および動ポアソン比を考慮して，超音波縦波伝ぱ速度ViuをViu*に修正したところ，共振法による縦振動伝ぱ速度Virの初期含水比Wiや等価水膜厚さDに

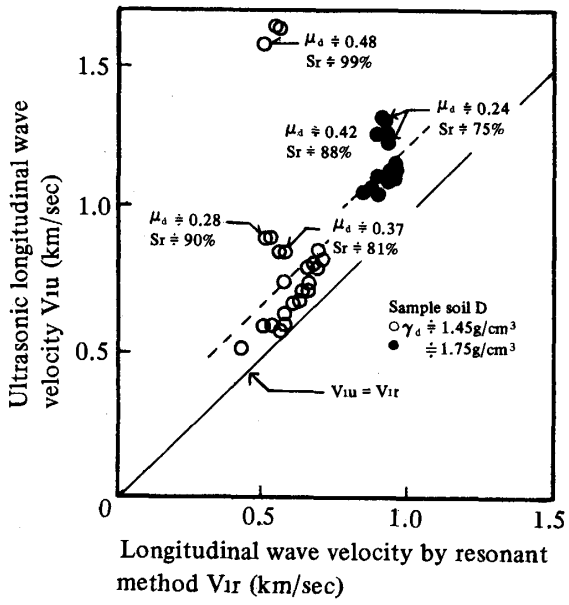


Fig. 6-5　Viu vs. Vir

対する変化傾向にたいへん類似してくることがわかった。この点をわかりやすくするために縦軸に超音波パルス速度V_{lu}，横軸に共振法縦振動伝ぱ速度V_{lr}をとった場合の図をFig. 6−5に示す。この図によると，飽和度Srが高く，同時に動ポアソン比μ_dが大きい場合には，超音波縦波速度が極端に大きくなっているが，修正を行なうと点線のような直線的な関係が成立つことがわかる。なお，伝ぱ速度の絶対値の差異は，6−6で述べる。

以上に示したことは，何も超音波パルス法が共振法よりも取り扱いが困難な試験法であるという訳ではない。超音波パルス法では，振動数が大きいために伝ぱ波長λ_0（≒1cm程度，伝ぱ速度により変化）が共振法に比べて小さく，供試体土粒子径（≦2mm）に近いことと，供試体直径ϕとλ_0の比（ϕ/λ_0）が，$\phi/\lambda_0 \geqq 0.9-1.0$となることから，等価的には、室内試験において半無限物体中の縦波速度を測定していると考えられる。

すなわち実質上の縦波速度はポアソン比が作用し，共振法の結果に近づくのである。このことは室内試験と原位試験を対応づける一つの手がかりになると考えられるが，詳細は第7章において述べる。

結局，振動試験法の違いによって，供試体の振動応答（系としての応答か否か）を十分区別して解析する必要があると推察される。

2）動弾性定数の変化[4]

i）では超音波パルス法と共振法の間に土中水分に対する計算結果における差異が少ないことを明らかにした。つぎに，各伝ぱ速度V_{lu}, V_{tu}, V_{lr}から動弾性定数（E_D, G_D, μ_d）*をTable 5−1に示した式を用いて求めた結果を，土の含水状態を表わすパラメーター（含水比Wi，等価水膜厚さD）に対して図示したものが，Fig. 6−6，Fig. 6−7，Fig. 6−8，Fig. 6−9およびFig. 6−10である。これらの図より，図より，土の動弾性定数（E_D, G_D）も伝ぱ速度同様，土の含水状態（初期含水比や等価水膜厚さ）によってかなり複雑な変化傾向を示していることが分かった。

すでに述べてきたように，従来から報告されているような含水量の増大が，単に土中の縦波および横波伝ぱ速度や土の動弾性定数（E_D, G_D）を減少させるだけでなく，岩石力学の分野で報告されているような含水比に対する変曲点の存在や飽和含水状態での特異性が締固め粘性土の場合にも存在することが分かった。もちろん岩石と土とでは，その骨格構造

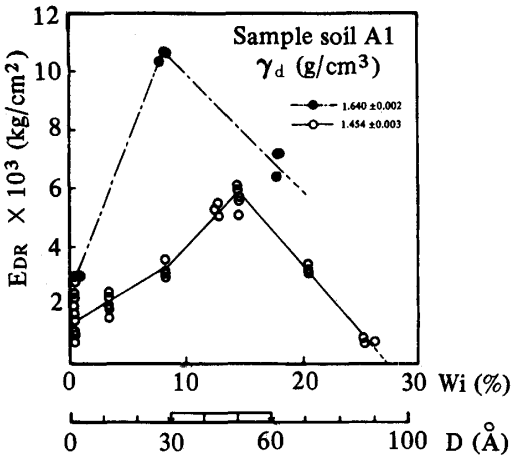


Fig. 6-6 Dynamic Young's modulus (E_{DR}) vs. initial water content (Wi) and equivalent thickness of water film (D)[4]

※注） 変曲点含水比（Wi≒10−15%）
等価水膜厚さ（D≒30−50Å）
既存の研究結果は，D≒30−50Å以上の場合の本研究結果に類似している。

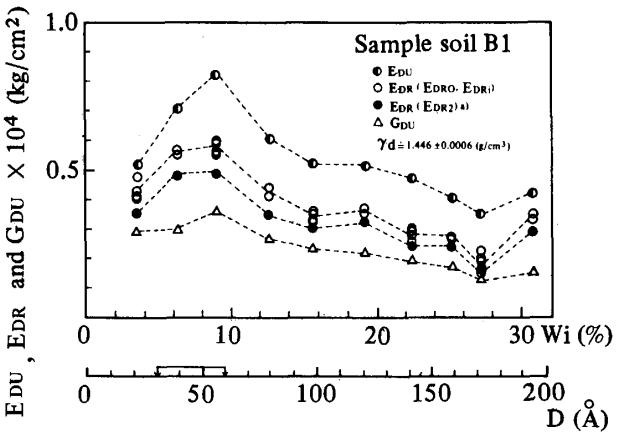


Fig. 6-7 Dynamic Young'smodulus (E_{DU}, E_{DR} and E_{DR^2}) and shear modulus (G_{DU}) vs. initial water content (Wi) and quivalent thickness of water film (D)[4]

a) E_{DR2} $[= 16fr^2l^2\rho\,(1+\frac{2Wo}{W})]$ measured by resonant column test[21]

※含水比の増加につれて動ヤング率（E_{DU}, E_{DR}），動剛性率（G_{DU}）は，ともに極大点を持って変化している。極大点含水比は9−10%，等価水膜厚さDでは，D=50Å付近となっている。
なお，含水比の高くなると（Wi≒30%），E_{DR}も若干が増大しているが，これは共振周波数が大きく（2000Hz前後）なり共振法においても飽和度Srを考慮し，波長λ_0と供試体径中との比ϕ/λ_0により動ヤング率を修正すべきであることを示唆していると考えられよう。

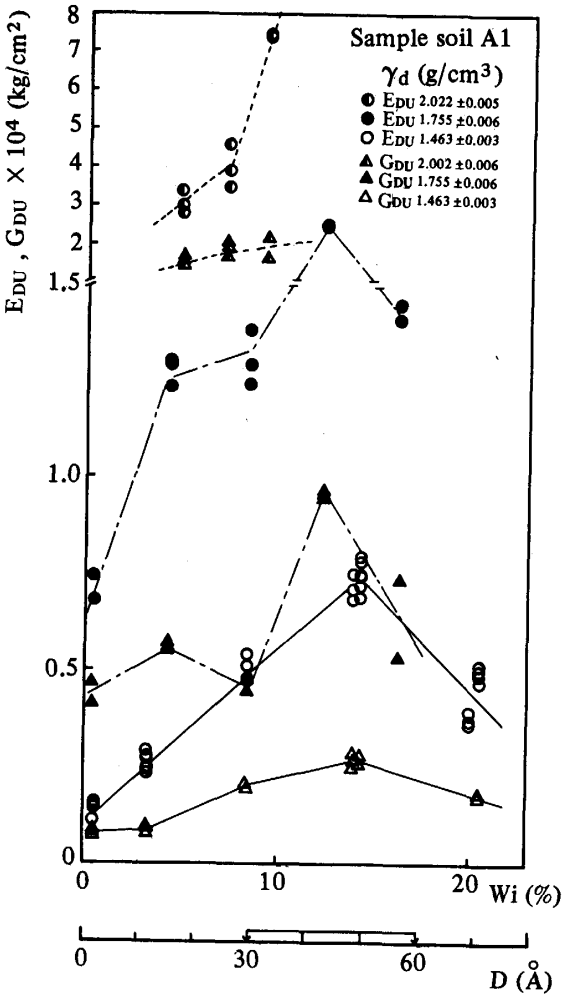


Fig. 6-8 Dynamic Young's modulus (E_{DU}) and shear modulus (G_{DU}) vs. initial water content (Wi) and equivalent thickness of water film (D)[4]

※注）供試土A１の場合も極大点含水比を有してE_{DU}, G_{DU}が変化している。ただしγ_d≒2,022g/cm³の場合には，E_{DU}が含（G_{DU}も若干増加）水比Wiの増加につれて増加するのみの現象が見られる。この結果とFig.5−31供試土Cは，本研究の範囲のγ_dでは，動ヤング率が，含水比の増加につれてすべて増加している。
その場合の等価水膜厚さDの範囲は，D≒0−30〜50Åであると考えられる。

に差異があり，伝ぱ速度の含水比に対する変化傾向にも若干の違いが認められるが，含水比のかなり低い所では，伝ぱ速度がほとんど変化しないか，筆者の考えている土の動弾性定数に対する含水比の第１変曲点（後述）が存在する可能性があるといえよう。

締固め粘性土の動弾性定数（E_D, G_D）や弾性波伝ぱ速度（V_{lu}, V_{lt} および V_{lr}）は土中の水分状態に

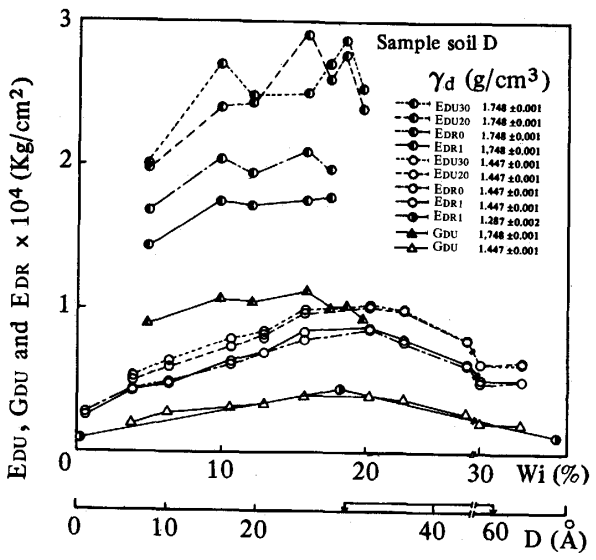


Fig. 6-9 Dynamic Young's modulus (E_{DU}, E_{DR}) and shear modulus (G_{DU}) initial water content (Wi) and equivalent thickness of water film (D)[4]
*E_{DU30} (=E_{DU}), E_{DU20} (Ultrasonic frequency = 20 KHz)

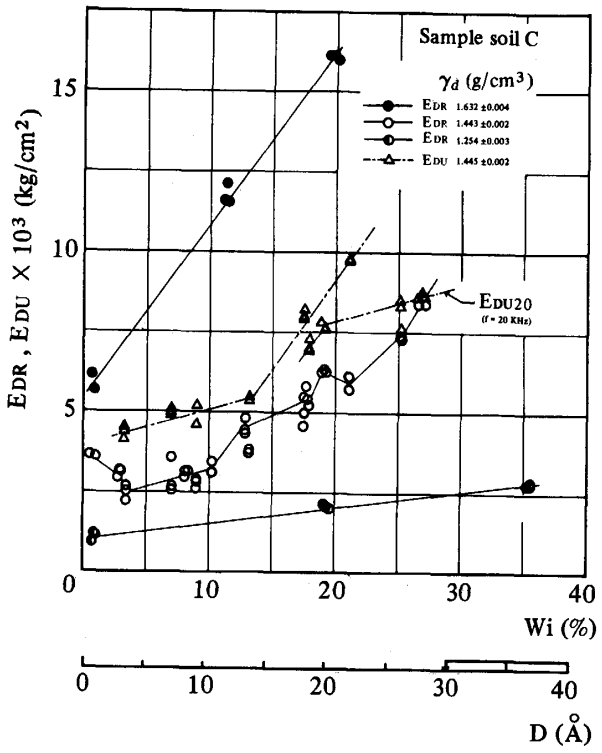


Fig. 6-10 Dynamic Young's modulus (E_{DR}, E_{DU}) vs. initial water content (Wi) and equivalent thickness of water film (D)[4]

*注） E_D：E_{DU}とE_{DR}をまとめて表現。
G_D：G_{DU}のこと。

対して2つないし3つの変化領域をもつと考えられる。Fig. 6−11は，1)，2) の論点を模式的に表現した図であり，1),2) についてまとめて考察する。

まず，第I領域では，初期含水比Wi，等価水膜厚さDの増加に伴い土の動弾性定数（E_D, G_D）*および弾性波伝ぱ速度（V_{lu}, V_{lr}およびV_{tu}）が，おのおの増加するか，ほとんど一定である。ただし，G_DおよびV_{tu}の変化は，横波（セン断波）の液体に対する基本的な特性上，縦波速度に比べ，極めて少ない。つぎに第II領域ではWi，D の増加に伴ってE_D, G_D,

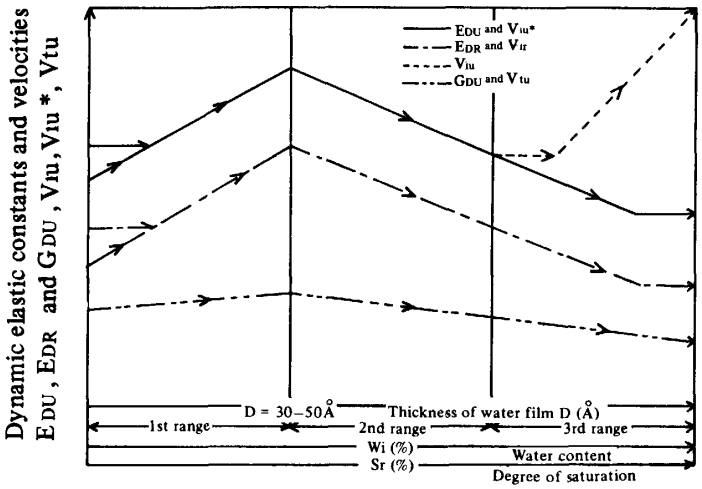


Fig. 6-11 Model of dynamic elastic velocities and elastic constants at the cohesive soil[4)]

V_{lu}, V_{lr}, およびV_{tu}などが減少し，見掛け上，最小値に達する場合もある。本研究の範囲では，第III領域は主として超音波縦波伝ぱ速度V_{lu}（共振法にも密度によっては若干見られる。）に見られ，この領域では，i)で述べたような理由により，見掛け上，伝ぱ速度が急増する。第I領域と第II領域の境界付近の含水比は土の種類によって異なる。しかし，等価水膜厚さDで考えるとD＝30〜50A°付近に集中し，この水膜厚さ付近が，土中水分の第1特性変曲点になるものと推察される。また，i)で述べたようにϕ/λ_0とV_{lu}との関係から，E_Dについては，結局，動ポアソン比μ_dが，影響したことになり，本実験の範囲では超音波パルス法と共振法とで，動ヤング率E_Dの土中水分に対する数値的な差や飽和度の変化に対する傾向差は，少なくなるといえよう。乾燥密度γ_d（間ゲキ比e）の大きさによっては，第I領域と第III領域がオーバーラップする場合もある。このときは，水分特性の変化と高飽和度含水状態の水分の特異性を分離して考えることができない。ただし，この場合には，動ポアソン比μ_dの値が，μ_d＝0.1〜0.2程度で，Table. 5−1（注）計算公式Cに示したいずれの式を用いて整理しても動ヤング率の値に大差はない。

さて，ここで少し土中水分について既存の研究成果を参考にして述べてみよう。

○粘性土中の吸着水（結合水）[30) 31)]

基本概念

一般に粘性土中には，自由水の他に吸湿水および吸着水といった自由水とはかなり性質を異にする水分が存在すると考えられている。こうした考え方は，かなり前から，土を科学とする学問分野において言われており，粘土粒子の表面電荷や電気二重層のイオンが，水分子に影響を及ぼし，水分の移動を妨害するようなことになり，結果として土粒子のまわりの水は，物理的な変化をきたすと考えられている。しかし，本質的に粘土粒子のまわりの水分というものが，捉えられたことはなく，大抵，簡単なモデルに置き換えて考察されている。つまり，土粒子のまわりに同心円状に分布する水分を考えることになる。土粒子の最も近い部分の水は，特に強く土粒子と結合していることから，強結合水とか吸湿水とか呼ば

*注） E_D：E_{DR}とE_{DU}をまとめて表現。
G_D：G_{DU}のこと。

れている。残りの部分が弱結合水(一般には吸着水)といわれ，さらに土粒子から一番遠く離れた所に存在するのが自由水ということになる。これらの形態の異なる水分が，土の工学性にどのように影響を及ぼすかという点については，極めて難しい問題であるが，十分検討されなければならない。当然のことながら吸着水と自由水とでは，土の力学的挙動に及ぼす影響は，かなり異なっていると推察される。このことは，土に対して振動・波動が作用する場合においても同様であると考えられる。しかし，吸着水の特殊性を土質動力学的分野に適用した例は，ほとんどなく岩石力学[28]の一部に見られる程度である。

○吸湿水の性質および量[30)31)]

吸湿水は，熱容量が，普通の水よりもかなり大きく（約30倍～40倍）非圧縮性を示さないといわれている。この点だけから考えると吸湿水（強結合水）は極めて固体的な水ということになろう。また，吸着水は，普通の水の100倍以上の〝粘性（抵抗)〟を有するものであるという説もある。

いずれにせよ，近年における吸着水の特性に関する研究のすう勢は，Rode(1952)[30] が指摘するように，土粒子自体が，最も吸着水に関して重要な役割を果すと考えられていることである。吸湿水の特性に基づいて，〝非液体水〟〝秩序構造を有する水〟などのような表現をしている研究者が多い。[30]すなわち吸湿水は，必ずしも氷の結晶構造と同一ではないにしても結晶構造に近い構造を持つ水と呼ばれている。[30]

吸湿水（強結合水）の量は，土粒子の大きさ，間ゲキなどによっても影響され，Сунноb(スンツォフ)[30](1963)は，間ゲキが大きいと水は吸着水にはなりにくく，間ゲキ断面が小さいと吸着水になりやすいということを述べている。[30]

つぎに吸着水の半固体部と考えられている弱結合水の性質，量などについても少々，既存の研究を紹介してみよう。

○吸着水（弱結合水）の性質および量[30)31)]

一般に吸着水の性質は，粘土粒子の近くで形成される多層吸着水の挙動として捉えられていると言われ，この水は，前述の吸湿水よりも固体的な性質を示さず，土粒子から遠去かるにつれて半固体的となり，さらには，流動性に富んだ自由水に連がると考えられている。

さて，本研究で最も関心があるのは，この吸湿水および吸着水の量，言い換えれば，等価的に土粒子のまわりの水膜厚さに直したときの吸着水の量ということになる。吸湿水の量についても様々な説があり，水膜厚さにすれば，約15°Aとか，Lambe (1952)[23)30)]によると空気中の湿度が，約50%のときに土が吸着する水を吸湿水と呼び，彼は，カオリナイトやモンモリロナイトの場合に含水比表示で吸着水量を示している。Rode(1952)[30]も強結合水(吸湿水）の量を最大吸湿含水量として示している。3πоуевакая[30](ズローチェフスカヤ)(1969)は，100℃以上で土粒子から分離できるような水分をもって吸湿水量としている。さて吸着水（弱結合水まで含めた）量についても含水量（比）ではなく，土粒子のまわりの等価水膜厚さで考えるとTerzaghi(1948)[32]は，一般の粘土で微細土粒子の吸着水膜厚さは，固体～半固体部分を総合して，平均50°A程度の厚さがあると述べている。Rosenqvist[30](1965)は，弱結合水層(一般の吸着水層と考えられる。)は，粘土で数十A°程としている。なお，強結合水（吸着水層の固体部分と考えられる。)層は，Lambe[23](1958)によると10A°の厚さを持つといわれ，他には，約15A°の水膜厚さまで，水はまだ自由水の性質とはずいぶん異なっているなど多数の説が存在している。

現在の所，絶対的な説はなく，今後も十分検討されるべき土の科学における最重要課題の一つといえるだろう。筆者は，Terzaghi[32](1948)，Rosenqvist[30](1965)ならびに葛上，中谷他[33](1971)(1976)らの研究結果を参考にして，吸湿水を含めた吸着水の量を土粒子のまわりの等価水膜厚さにして30～50A°程度と考えたが，極めて合理的に実験結果を考察することができた。吸着水膜厚さを30～50A°とすることについては，すでに述べたように異論もあるようだが，現在の研究成果からして，そう大きな間違いはないものと考えられる。

以上のことを考慮して本実験結果における水分特性変化について考察してみる。

まず，第Ⅰ領域は，等価水膜厚さ(D)にしてD＝30～50A°までの範囲にあり，この領域の土中水分は，固体ないし半固体的様相を呈する吸着水と考えられる。したがって，見掛け上，土粒子のまわりに吸着した水分が土粒子径を大きくし，結果的に土粒子間距離を縮め，これが，見掛け上，土粒子接点数の増加となり，結局，土中の間ゲキが減少して密度が増加した場合と等価になり，動弾性定数（E_D, G_D)および伝ぱ速度（V_{lu}, V_{lr} およびV_{tu})が，増加すると考

えられる。第II領域では土粒子のまわりおよび間ゲキ中のある部分の水が自由水としての挙動をとり，土の動弾性的性質を失わせるものと考えられる。つまり，第Iと第II領域との境界が，土中水分の特性変化点（吸着水的から自由水的へ）として推察されよう。

また，第III領域については，すでに述べたように，超音波パルス法縦波伝ぱ速度V_{lu}が，共振法縦振動伝ぱ速度V_{lr}と見掛け上，全く異なる傾向を示す場合もあり，伝ぱ波長λ_0と供試体直径ϕとの比ϕ/λ_0を十分考慮するとともに，土の完全飽和含水状態では，その力学的挙動に注意しなければならない。これら3つの領域がいかなる場合にも現われる訳ではない。これは等価水膜厚さ，飽和度および乾燥密度（間ゲキ比）との関係より，ある程度推定可能である。ある飽和度以上の静的締固め供試体が何らかの理由で準備できない場合を除き（たとえば，1.限界締固め圧力を越える場合，2.締固めることができたとしても自立できないほど供試体が軟らかい場合など），等価水膜厚さD，D≦30～50A°ですでにSr＝100％に達しているようなときは，第I領域（あるいは第III領域をもつときもある。）のみを有し，それ以外（D＞30～50A°でSr＝100％に達する）のとき第I，第II領域（第III領域が存在する場合もある。）を有する。

以上のことを検証するためにつぎのような実験を試みた。

Sample Soil C(S.S＝96.5m²/g)では，$\gamma_d \geqq 1.26$ g/cm³で動ヤング率の含水比に対する変曲点は見られなかった。そこで，D＝30～50A°付近で，Sr＝50～60％になるようなγ_d(≒0.9g/cm³)を逆算して求め供試体を作成して共振試験を行なった。

この結果をFig. 6－12に示す。この図によると明らかに供試土の動ヤング率の含水比に対する変曲点が認められる。

なお，Fig. 6－13は各供試土（γ_d≒1.45g/cm³）の動ポアソン比μ_dに及ぼす初期含水比Wiの影を示しものであり，かなりバラツキが見られるが，含水比の増加とともにμ_d＝0.1からμ_d＝0.5付近まで増加するようである。本研究では各試験段階で密度が一定であるので含水比の変化がそのまま飽和度の変化となっている。つまり含水比の増加につれて飽和度が大きくなり，供試体中の間ゲキが除々に減少して非圧縮性となりポアソン比μ_dがμ_d＝0.5付近に近づくものと考えられる。ただ，初期含水比（等価水膜厚さ）の小さい場合には，たいへんバラツキが大きくなるため吸着水の影響（たとえば変曲点の存在など）については不明である。本研究では，土質試験における許容誤差（±5％）内に測定値が収まることを目標としたが，動ポアソン比の場合，伝ぱ速度の微妙な計測誤差が平方の形で影響してくるので，現在のところ，含水状態に関しては量的(重量表的)に影響するということだけしか分らなかったが，飯田[1](1938)の研究結果とも考え合わせると，大きな誤りはないものと考えられる。

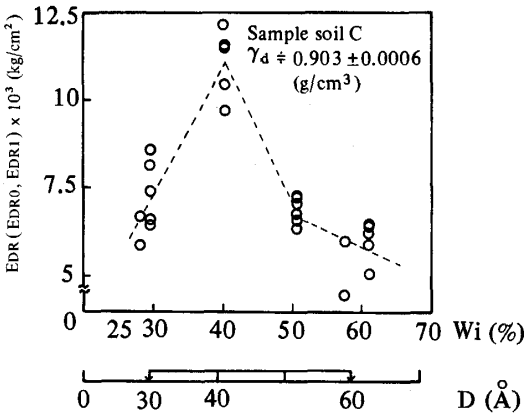


Fig. 6-12 Dynamic Young's modulus (E_{DR}) vs. initial water content (Wi) and equivalent thickness of water film (D)[4]

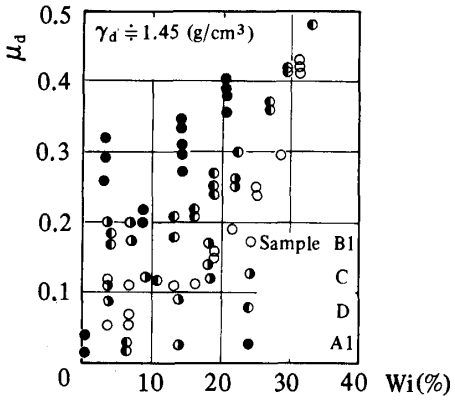


Fig. 6-13 Dynamic Poisson's ratio (μ_d) vs. initial water conent (Wi)[4]

6－1－2 密度の影響

土の力学的挙動が乾燥密度（間ゲキ比）によって影響を受け，多くの研究者によって土の動弾性定数や伝ぱ速度は，間ゲキ比の増大につれて直線的に，

あるいは指数関数的に減少することが実験的に確認されており周知の事実となっている。土の力学的挙動を決定づける上で乾燥密度（間ゲキ比）の影響はまことに大きい。代表的な研究結果として飯田[34](1938), Hardin, Richart (1963)ならびに筆者の結果[36](1973)(Fig. 6−14) などがあるが，本研究結果ではFig. 6−6～Fig. 6−10などにおいて，ほんの少々見方を変えればよい。すなわち横軸方向の含水比

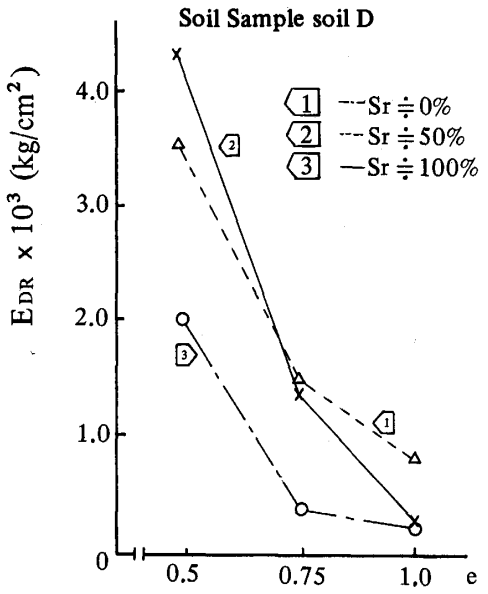


Fig. 6-14 Dynamic Young's modulus (E_{DR}) by longitudinal vibration test vs. void ratio (e) of soil specimen (Koyama, 1973, the dissertation for the degree of Master)[36]

Wiあるいは等価水膜厚さDを一定とし縦軸方向の変化を見れば乾燥密度（間ゲキ比）の土の動弾性定数に及ぼす影響がわかる。同一含水比であっても，乾燥密度が大きくなると伝ぱ速度や動弾性定数が大きくなっている。しかし，ここでは，もう少し異なった見方ができる。つまり水膜厚さが同じでも乾燥密度が大きい（間ゲキ比は小さくなる）と伝ぱ速度や動弾性定数が大きくなるということである。等価水膜厚さを一定として，土の動弾性定数に及ぼす間ゲキ比の影響を含水比一定の場合のように考察できるということは，結局，水膜厚さで土中水分を捉えても既存の研究結果を考察する上で何ら障害はないということである。同一間ゲキであってもその中に含まれる〝水〟自体の特性をは握して初めて間ゲキ比の影響がさらに明確になるだろう。本研究では，未だ，そこまで研究が進んでない。今後の重要な課題となろう。なお，密度の影響を検討する場合には(6−3a)(6−3b)式においてWを規制すればよく，結局，次式のようになる。

$$E(\mathrm{or}G)=F(e) \quad \cdots\cdots (6-3c)$$

$$E(\mathrm{or}G)=F(\gamma_d) \quad \cdots\cdots (6-3d)$$

本来，種類の異なる土の動弾性定数について比較するには，乾燥密度を同一にして考えるよりも，間ゲキ比を同一にして考えるべきであろう。本研究では，動弾性定数に及ぼす土中水分の影響について考察することを主目的にしているので，乾燥密度を同一にして，種類の異なる土（3供試土）の動弾性定数(ここでは動ヤング率）の値について比較した。

これは，Fig. 6−15に示すように，等価水膜厚さに対してプロットした3種類の供試土（乾燥密度同一）の動弾性定数（E_{DR}）が少しずつ異なっていることからも推定できよう。

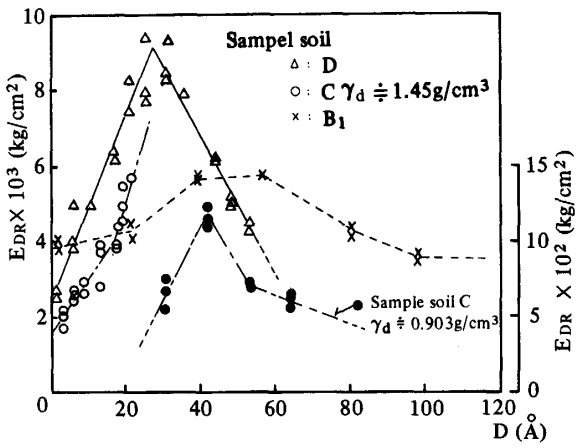


Fig. 6-15 Dynamic Young's modulus (E_{DR}) vs. equivalent thickness of water film (D)

6−1−3　ま　と　め

6−1の結果を下記に要約する。[4]

(1)　超音波パルス法で縦波伝ぱ速度を測定するとある含水比で最大速度に達し，この点は液体に対して影響を受けないと考えられる横波伝ぱ速度についても同様の傾向を示すことが分かった。また，この変曲点付近の含水比を土粒子のまわりの等価(吸着)水膜厚さDによって表示すると，水膜厚さは供試土の種類によらずほぼD＝30～50 Åとなる。

(2) 超音波パルス縦波伝ぱ速度は，飽和含水状態に近づくと急激な増加を示す場合もあり，この現象は，Biotおよび石原の多孔質飽和弾性体中の弾性波伝ぱ理論によってある程度解明されている。なお，これは超音波パルス伝ぱ波長と供試体直径との比，動ポアソン比などを考慮することによって，共振法の結果に近づけることができる。両試験法での縦波伝ぱ速度の絶対値は少々異なり，超音波パルス法による縦波速度の方が共振法による速度よりも若干大きくなる。(超音波パルス法縦波伝ぱ速度を修正した場合でも。)

(3) 超音波パルス法および共振法から求めた速度を用いて計算された動弾性定数（E_D, G_D）もまた(1)(2)で述べたような現象が確認された。飽和含水状態付近での動ヤング率は(1)で述べた修正により，共振法と超音波パルス法との間に含水状態に対する傾向差は少なくなるか，ほとんどなくなる。

(4) 超音波パルス横波伝ぱ速度は，液体に対する本質的な特性上，縦波伝ぱ速度に比べて含水状態の影響をほとんど受けていないが，ある含水比で縦波伝ぱ速度同様変曲することが分かってきた。これは，Biot[24]のいう〝連成効果〟ではないと考えられる。〝連成効果〟は飽和度の高い場合に起きると考えられ，この変曲点含水比までの動剛性率のわずかな増加現象は，別の要因の影響であると推察される。

以上，総合的に述べると，静的締固め粘性土の動弾性定数や伝ぱ速度の含水状態による変化は，含水量のような重量表示パラメーターで考察することは無理があることを示唆しているといえよう。本研究で導入した土の含水状態を表わすパラメーター，等価水膜厚さもまた量的表示法（距離表示）には違いないが，含水比（量）に比較してより水分特性の変化を考えやすい。つまり，第Ⅰ領域と第Ⅱ領域とを境（変曲点）として水分が吸着水的挙動をとるか，自由水的挙動をとるかの境界点となると考えられる。吸着水に関する既存の研究からも妥当であると考えられる。しかし，これはあくまで大きな仮定（土粒子球形，等価粒径とする。）の下で考えたもので結局は，水膜厚さに，やや大きな変動幅（D＝30～50Å）ができたものと推察される。今後，水膜厚さの決定には補正ないし修正が必要となろう。

(5) 間ゲキ（乾燥密度）の大きさが土の動弾性的性質に及ぼす影響については，ほぼ同じような変化傾向を得たが，土の種類が異なれば，たとえ乾燥密度（または間ゲキ比）が同一でも動弾性定数（とくに動ヤング率）の絶対値は若干ではあるが，異なってくると考えられる。

6－2 土の内部減衰について[37]

土の内部減衰機構がどのようなものであるかについての定説はない。現在，研究のすう勢は内部減衰機構そのものよりも内部エネルギー消費量をいかに定量的に捉えるかにあるようである。そのために様様な実験手法が開発されている。また，単純なモデル化（たとえば粘弾性モデル）により，土の内部減衰は粘性に帰因するとし，その値を決定することに重きを置いている。そのような観点から，一応，土がフォークト型の減衰機構を有するものと考えた。しかしながら，実際の所，土の減衰機構が，そのような簡単なモデルで置き換えることはできないので，このモデルにおける減衰諸量は，土の弾性的性質を確認するために重要であるに過ぎない。本研究では研究目的上，減衰諸量の値そのものよりも，減衰諸量が，どの程度，締固め土の動弾性定数に影響を及ぼすかについて検討した。

6－2－1 結果と考察

Table 6－1は主な供試土の対数減衰率γ，複素ヤング率の粘性項$\tan^2(\delta/2)$，損失角δの範囲を示したものである。また，表に示したRmaxは共振時の振幅比であり，これはRmaxの大小が，共振曲線の鋭さの程度に対応しており，共振曲線の鋭さが鋭くなればなるほど減衰が少なく，Rmaxが大きくなる。

乾燥密度（間ゲキ比は大きくなる。）の小さい場合には，対数減衰率が，かなり大きくなるが，ほとんどの場合，動弾性定数に及ぼす影響力はなかった。ここでは，減衰諸量の上限値と下限値を示したが，これは，対数減衰率γを初め，振幅比Rmaxが，必ずしも一定の試験状態で測定できなかったためである。振動台上への供試体の接着の適否が，振幅比，対数減衰率測定の精度に影響を及ぼすと考えられる。つまり，多少接着が，悪くても共振振動数f_Rにはほとんど差異がなかったにもかかわらず，全く同一であると考えられる供試体を用いても振幅比は異なり，とくに対数減衰率の値が小さいため結果にかなりのバラツキが生じたと考えられる。

なお，筆者が，超音波パルス法の応答波形最大波高値電圧V_1と入力パルス最大波高値電圧V_0との比V_1

Table. 6-1 Attenuation constant (logarithmic decrement)

Sample soil	Items			
	Logarithmic decrement (γ)*	Loss tangent $\tan^2(\delta/2)$**	Loss angre $(\delta/2)^\circ$	Amplitude ratio Rmax
A1	0.133 ~ 0.72	0.0013 ~ 0.015	2.07 ~ 3.50	5.2 ~ 17.6
B1	0.19 ~ 0.59	0.0028 ~ 0.010	3.04 ~ 5.82	6.25 ~ 12.0
C	0.132 ~ 0.558	0.0005 ~ 0.011	1.32 ~ 6.06	6.0 ~ 27.6
D	0.095 ~ 0.808	0.0005 ~ 0.011	1.22 ~ 6.06	6.0 ~ 30.0

* : $\gamma = \frac{\pi}{\sqrt{3}} \frac{f_2 - f_1}{f_R}$　　** : $\tan^2(\delta/2) = (2/\pi R_{max})^2$

/V_0によって，土の定性的な減衰を観測した結果例をFig. 6−16, Fig. 6−17に示す。この方法でも，振動子と供試体の接触状況が微妙に影響するので何とも言えないが，土の減衰を測定できる一方法としては，非常に簡単な方法であると考えられる。

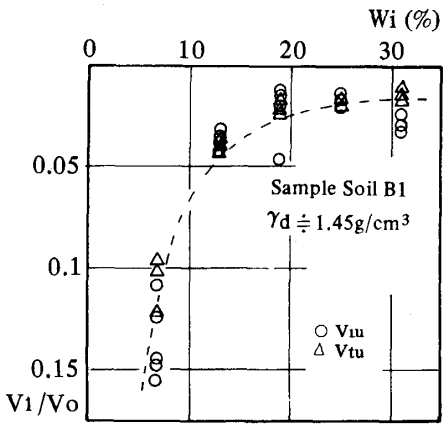


Fig. 6-16 Damping coefficient (V_1/V_0) vs. water content (Wi)[38]

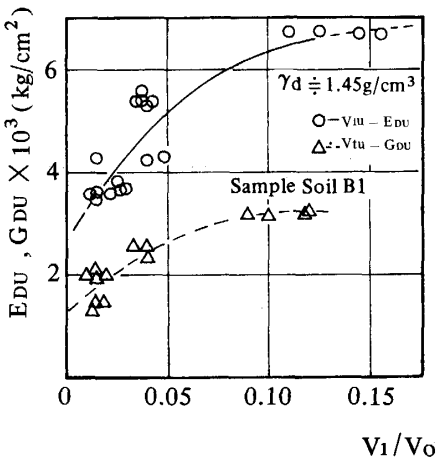


Fig. 6-17 Dynamic Young's modulus and dynamic shear modulus (E_{DU}, G_{DU}) vs. damping coefficient (V_1/V_0)[38]

6−2−2　ま　と　め

本研究では，減衰率の値そのものよりも土の内部減衰が，土の動弾性定数にどの程度，影響を及ぼすかについて対数減衰率と複素ヤング率の粘性項から判定した結果，乾燥密度の低い場合にのみ少し動弾性定数に影響を及ぼすことがわかった。つまり共振法（ヒズミ振幅$\gamma = 10^{-5} - 10^{-4}$）では，一応，土は弾性体と仮定できることが確認された。

6−3　拘束圧について[19) 37)]

本節の拘束圧，6−4振動数および6−5ヒズミ領域，6−6各振動試験法間の対比については，主として振動三軸圧縮試験の結果に基づいて考察する。この試験法に関しては，第4章で述べたとおりである。

6−3−1　結果と考察

供試土の動ヤング率E_{DT}，動剛性率G_{DT}の拘束圧σ_3の影響を図示したものがFig. 6−18～Fig. 6−22である。これらの図より，σ_3がE_{DT}, G_{DT}に及ぼす影響がわかったが，σ_3の増加につれてE_{DT}, G_{DT}はあまり大きく増加していない。しかし，飽和度Srが，大きい場合には，E_{DT}, G_{DT}に及ぼすσ_3の影響力は大きいようである。すなわち，σ_3が土中の応力状態を代表する指標となり得るには違いないが，これは，土の状態によってかなり影響の程度が異なると推察される。ちなみに拘束圧の値が，$\sigma_3 = 5$kg/cm²というのは水圧にすれば，50mの深さに相当する。しかし，本実験結果からは，$\sigma_3 = 0$kg/cm²（不拘束）と$\sigma_3 = 4$kg/cm²

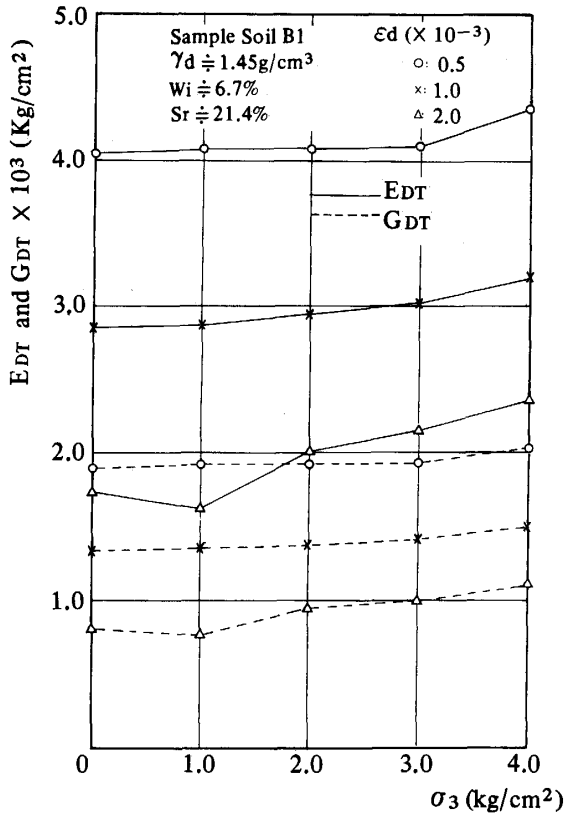


Fig. 6-18 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. confining pressures (σ_3)

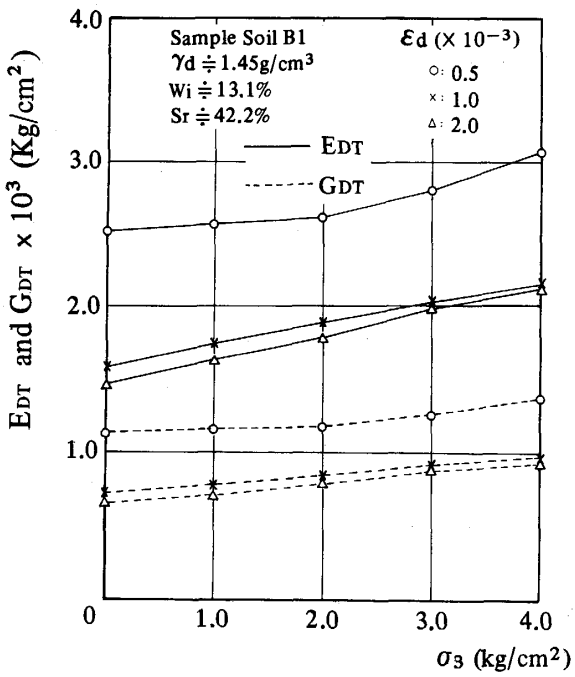


Fig. 6-20 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. confining pressures (σ_3)

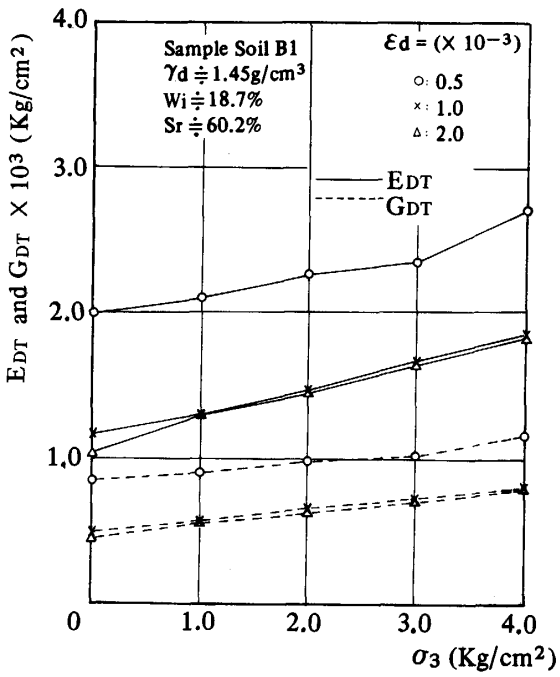


Fig. 6-19 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. confining pressures (σ_3)

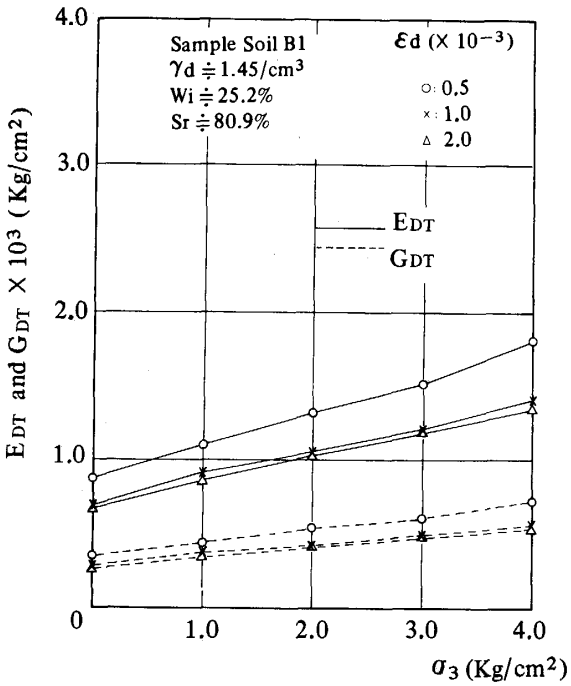


Fig. 6-21 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. confining pressures (σ_3)

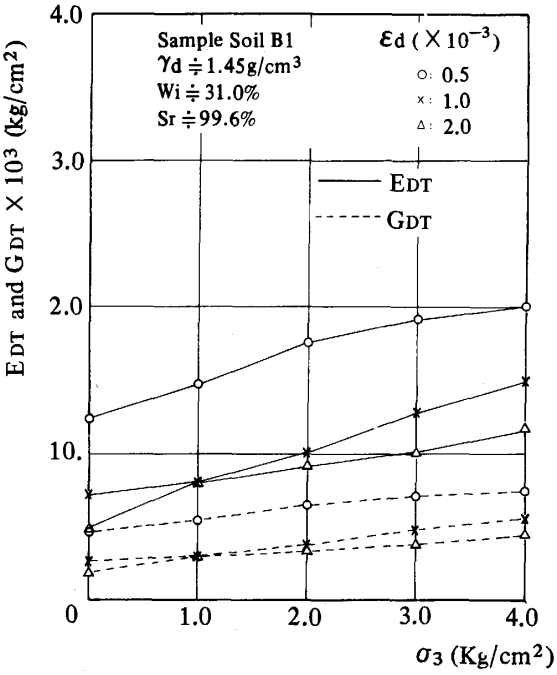


Fig. 6-22 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. confining pressures (σ_3)

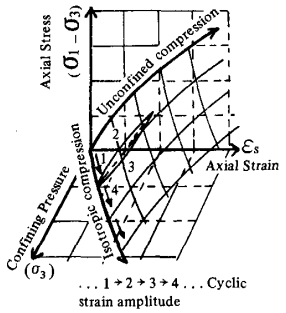


Fig. 6-23 Process of dynamic triaxial compression[19]

とにおける動ヤング率E_{DT}の差は，Sr≒20，40．60，80，および100%のいずれの場合にも1000kg/cm² 以下であることがわかった。すでに述べたように，Srが大きいほど側圧（拘束圧）σ_3が，より大きく動ヤング率，動剛性率に影響を及ぼすようである。この点について，別の見方をすれば軟かい土でも，実験的にはσ_3を加えることによって容易に動ヤング率，動剛性率を大きくすることができることになる。

一般に，土の動弾性定数をよりよく推定するには，拘束圧σ_3を十分考慮しなければならないとされている。だが，本実験結果のように，かなり固く密な供試体では，σ_3の動弾性定数に及ぼす影響は，他の要因に比べ，そう大きいものではなかった。なお，Fig. 6－23に振動三軸圧縮過程を示す。また，Fig. 6－ 24は，軟らかい供試体の場合のσ_3の影響を調べたものであり，固い供試体の場合と比べ，かなりσ_3依存性の程度が異なるようである。

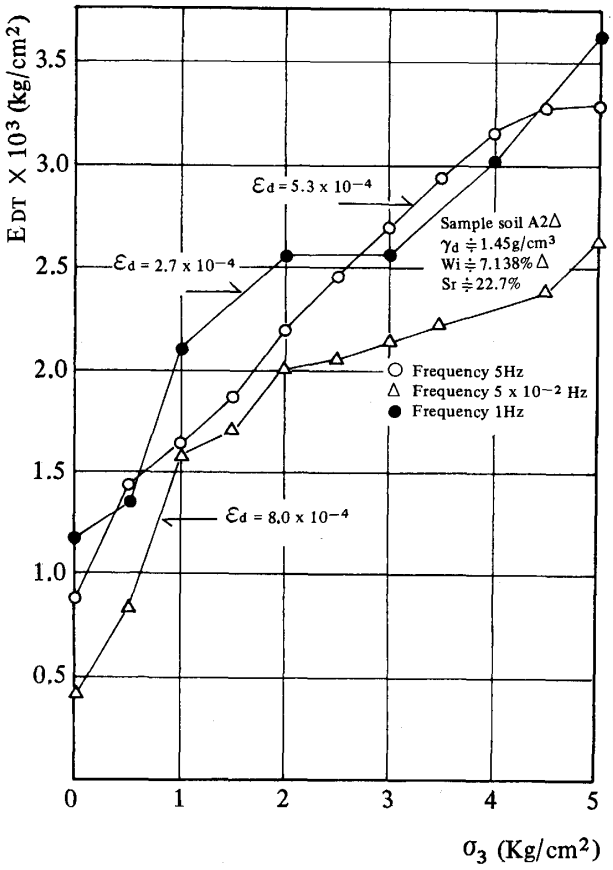


Fig. 6-24 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) vs confining pressure (σ_3)

※注）軟らかい供試体の例として本図を掲載。
E_{DT}へのσ_3の影響が大きい。

6－3－2 まとめ

以上，拘束圧が動弾性定数に及ぼす影響について簡単に述べてきたが，σ_3の影響の程度を知っておくことは，土の動力学的特性のみならず，土の力学的挙動をよりよく認識するために重要であるといえる。しかるに，供試体がある程度密（過圧密に近いような状態）に締固められているような場合では，弾性ヒズミ領域ならば，σ_3が動弾性定数に及ぼす影響力は小さいものと考えられる。

6－4 振動数について[39]

土の一軸圧縮強度と載荷速度vとの間には一般につぎの関係が成り立つと考えられている。

$\sigma = K \log v$ （K：比例定数）

さらに粘性土をフォークト型の粘弾性体と仮定すれば，見掛け上の動ヤング率（複素ヤング率は

$E^* = \sqrt{E^2 + \omega^2 \eta^2}$

と表わせる。

上式において，E^*：複素ヤング率，ω：角振動数，η：粘性係数，E：真の動ヤング率である。この式によるとE^*は振動数に比例することになる。この場合ヒズミは常に応力より遅れて生じ損失角δが現われる。

$\tan\delta = \eta\omega / E^*$

したがって，定ヒズミ振幅において振動数を変化させた場合，とりもなおさず，それが，ヒズミ速度効果になる。

以上のような観点から供試土の振動数依存性を調べた結果および考察をつぎに述べる。Fig. 6－25 ～ Fig. 6－30 に各飽和度における締固め供試体の振動数（0.05～5Hz）に対する動ヤング率E_{DT}, 動剛性率G_{DT}の変化を示す。

6－4－1 結果と考察

E^*は振動数依存性を持つものとして，一般にフォークト体の振動理論から予測されるが，Fig. 6－25 ～Fig. 6－30に示すように本実験結果からは振動数の一般的な傾向を見い出すことはできなかった。ただし，f＝5Hzとf＝0.05Hzとでは，かなり大きな差が生じE_{DT}, G_{DT}の増加が見られる場合もある。(Fig. 6－25，Fig. 6－27)一方，逆にFig. 6－30では必ずしも振動数の増加が動弾性定数を大きくするとはいえないし，ほとんど変化しない例も多くの研究者によって確認されている。筆者の経験では，供試体が軟かい場合には振動数（ヒズミ速度効果）が土の動ヤング率E_{DT}, 動剛性率G_{DT}に影響するように考えられる。しかし，現在のところどのように土の動弾性定数に作用するのかよく分からない。ただ振動数が極端大きい場合と極端に小さい場合とは十分注意すべきであろう。既存の研究結果では，土の動弾性定数は振動数に無関係であるという説が，支配的である。ところが，本研究結果からは，明らかに振動数の増加により，E_{DT}, G_{DT}が，増加する場合もあり減少する場合もある。そうすると，粘性は乾燥密度 γ_d（間ゲキ比 e ）の状態によって異なる粘性抵抗を示し，振動数（ヒズミ速度）に依存しないような減衰機構があるだろうか。さらに拘束圧σ_3が土の動弾性定数の振動数依存度に及ぼす影響もほとんどないようである。

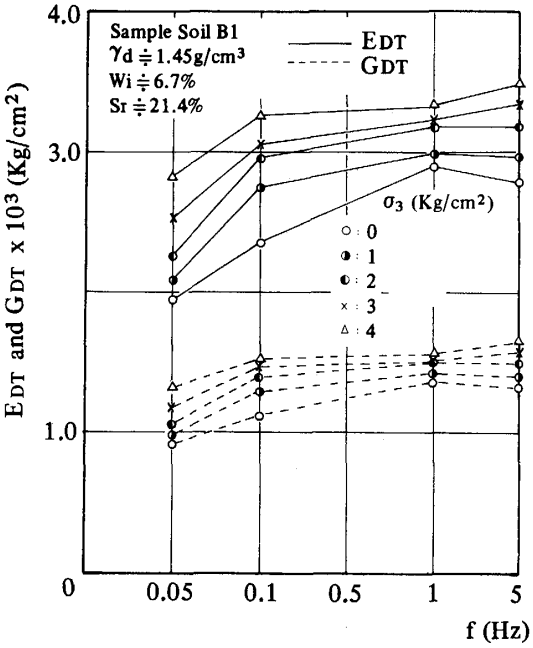


Fig. 6-25 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. frequency (f)

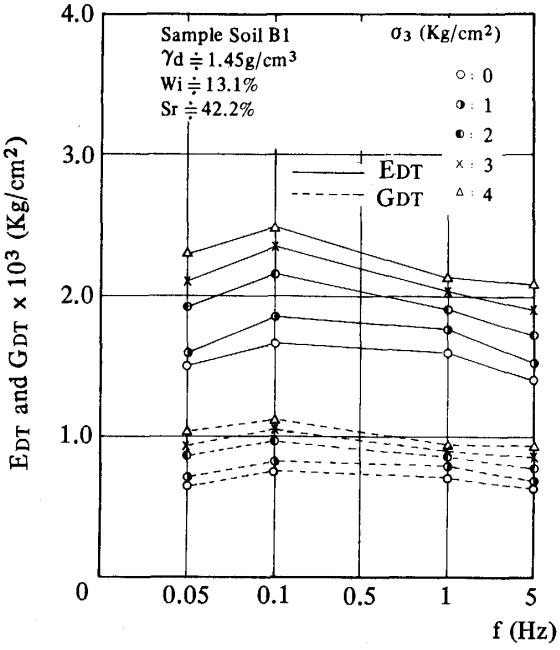


Fig. 6-26 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. frequency (f)

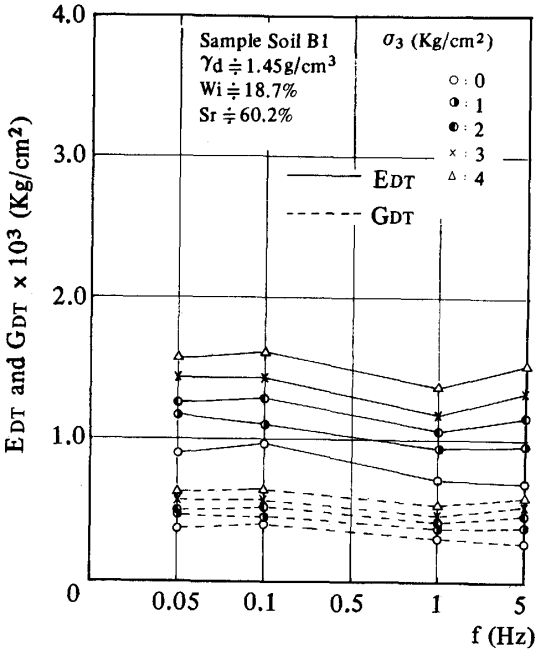


Fig. 6-27 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. frequency (f)

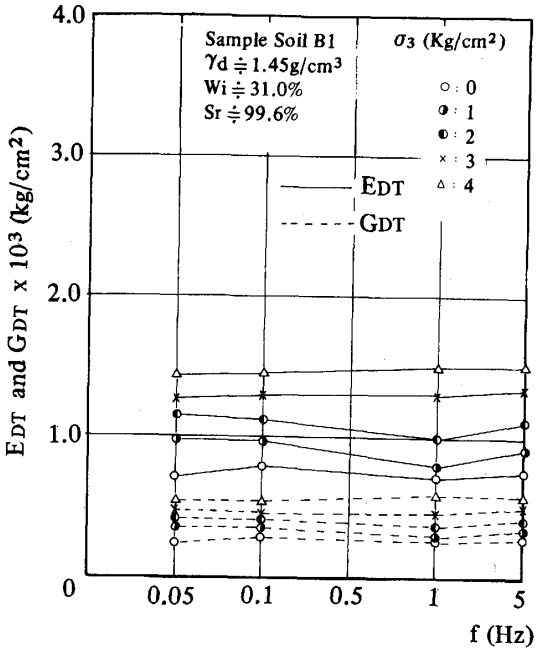


Fig. 6-29 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. frequency (f)

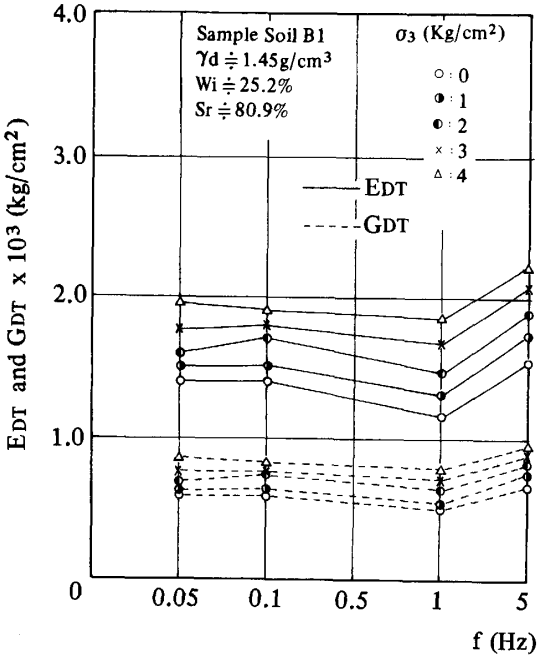


Fig. 6-28 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. frequency (f)

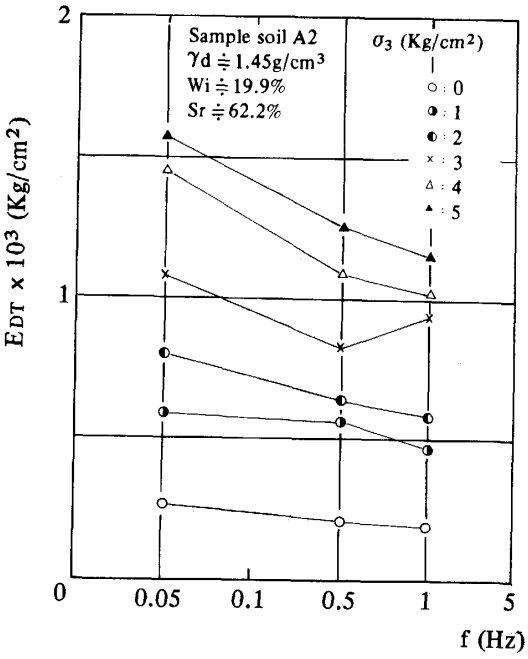


Fig. 6-30 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) vs. frequency (f)

6−4−2 ま と め

本実験結果からは，明確な振動数依存性は，確認できなかったが，一応この程度の振動数(f＝0.05−5Hz）では土の動弾性定数におよぼす影響はあるにしても少ないとしてさしつかえないだろう。ただし，このことは，微少ヒズミ振幅（10^{-3}−10^{-4}以下）の場合に限定されよう。さらに，超音波パルス法（20KHzと30KHz)と共振法(500Hz〜2000Hz)の場合と

比較は，6−6で述べる。

6−5 ヒズミ領域について

土の動力学的特性に最も影響を及ぼすのは振動波のヒズミ振幅の大きさであると考えられている。このことは，10^{-3}以下のヒズミ領域に限ってもいえることであって変形定数（動弾性定数としてもよい。）は一般にヒズミ振幅の増大にともなって低下してくる。既存の研究結果[40]（栗林，岩崎ら1974）によると，$10^{-5}-10^{-4}$程度のセン断ヒズミ振幅ではセン断弾性係数Gがほぼ一定で，10^{-3}域にはいると急激にGが低下していることがわかる。しかし，砂の場合には，十分，弾性ヒズミ限界を捉えることのできる結果は，多数報告されているが，粘性土のヒズミ振幅依存性を検討した例は少なく，必ずしも弾性限界ヒズミが捉えられているとは考えられない。しかるに，本研究では静的締固め粘土の供試体のヒズミ振幅依存性および弾性ヒズミ限界を知るために振動三軸試験を行なった。

6−5−1 実験結果と考察

本実験では主に振動三軸試験における縦ヒズミ振幅の動弾性定数E_{DT}, G_{DT}に及ぼす影響を調べた。その結果をFig. 6−31～Fig. 6−35に示す。本実験では，振動ヒズミ振幅Edを$\varepsilon_d=5\times10^{-4}\sim2\times10^{-3}$の小さい範囲でのみ検討したものであるが，ヒズミ振幅依存性は明らかにすることができた。E_{DT}, G_{DT}のε_dに対する変化傾向は，直線的に低下するのではなく5×10^{-4}から1×10^{-3}にかけて，急激に低下する。一方，$1\times10^{-3}\sim2\times10^{-3}$付近では，非常に緩やかな低下を示しているにすぎない。とくに,飽和度SrがSr＝40，60，80%付近のものについては$\varepsilon_d=1\times10^{-4}$のときの動弾性定数$E_{DT}$, G_{DT}は，$\varepsilon_d=2\times10^{-3}$のときの$E_{DT}$, G_{DT}とほとんど等しくなる。拘束圧（σ_3＝0～4(5)kg/cm²)の変化による動弾性定数のヒズミ依存性がいかに変化するかについては，本実験結果からは明らかでない。これは，6−3で述べたように弾性ヒズミレベルではσ_3がE_{DT}, G_{DT}に及ぼす影響が,"供試体の固さ" のためにあまり大きくなかったことによると考えられる。しかし,Fig. 6−31, Fig. 6−35においては，σ_3が小さい場合に低下の勾配は，わずかなら大きくなるようである。また軟らかい供試体

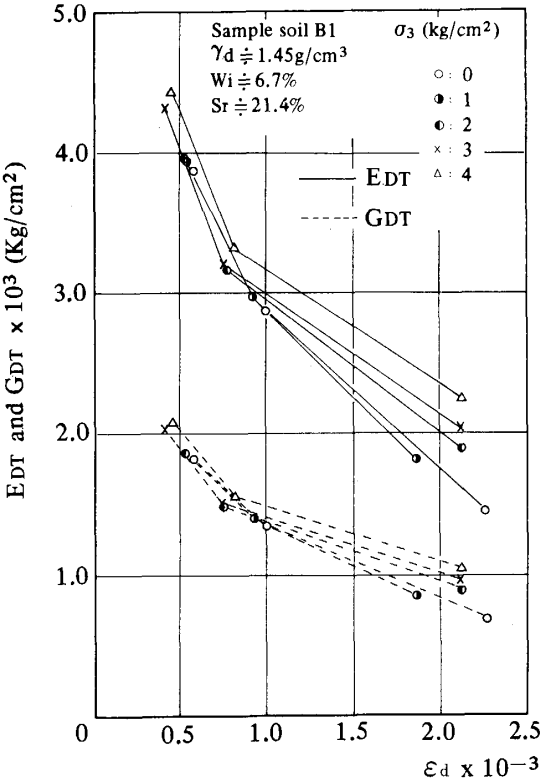


Fig. 6-31 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. strain amplitude (ε_d)[19]

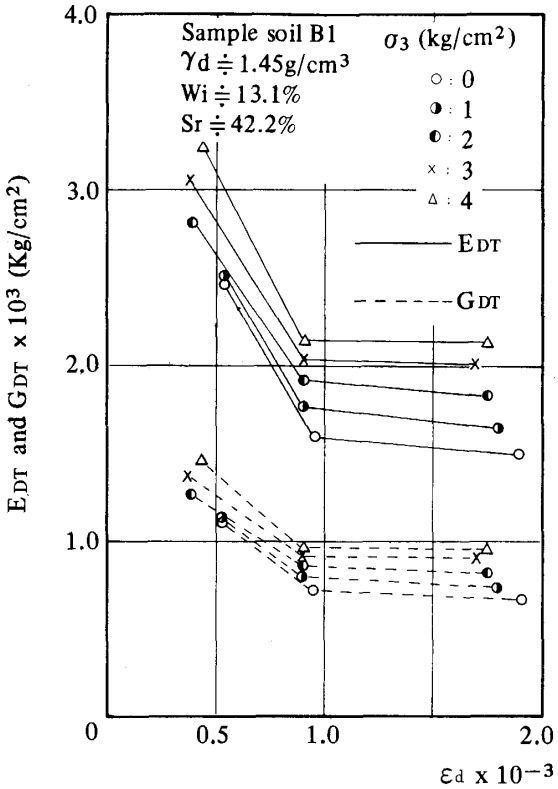


Fig. 6-32 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. Strain amplitude (ε_d)

では，E_{DT}の振動ヒズミ（ヒズミ振幅）依存性がσ_3に支配される可能性がある。(Fig. 6−36)

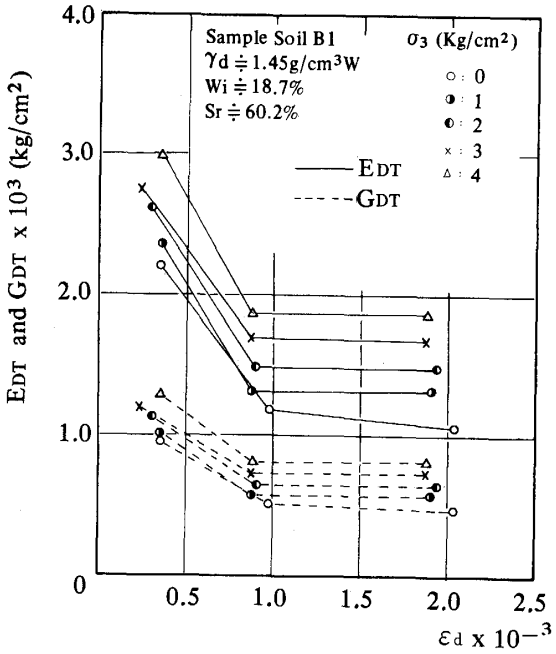


Fig. 6-33 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. strain amplitude (εd)

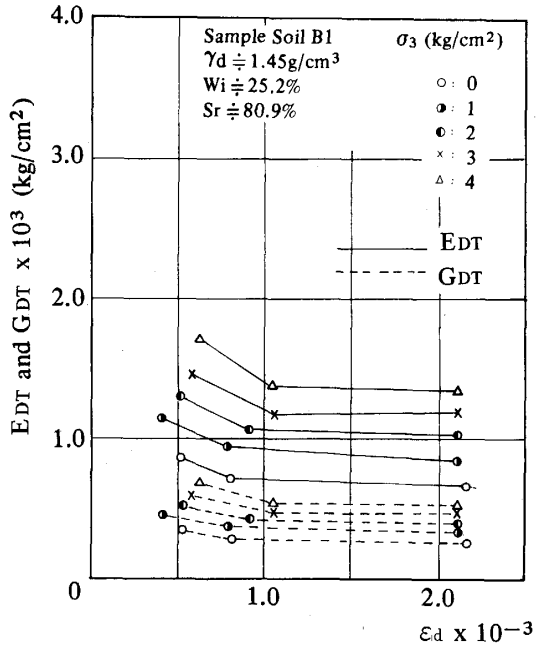


Fig. 6-34 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. strain amplitude (εd)

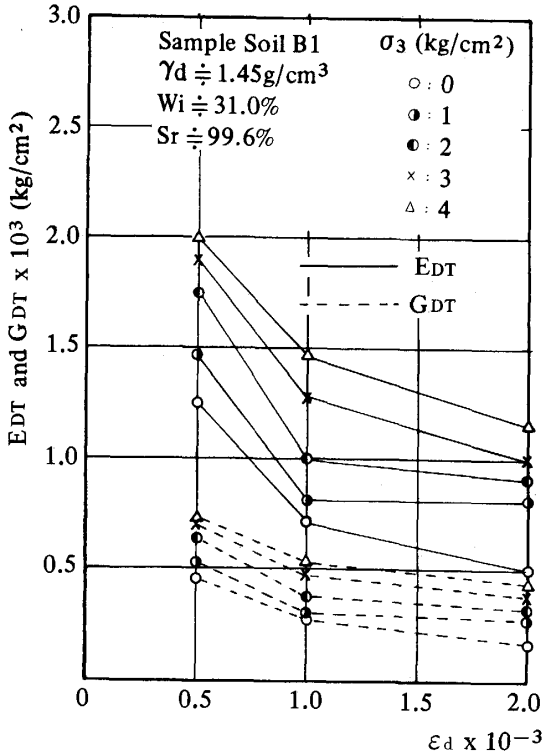


Fig. 6-35 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. Strain amplitude (εd)

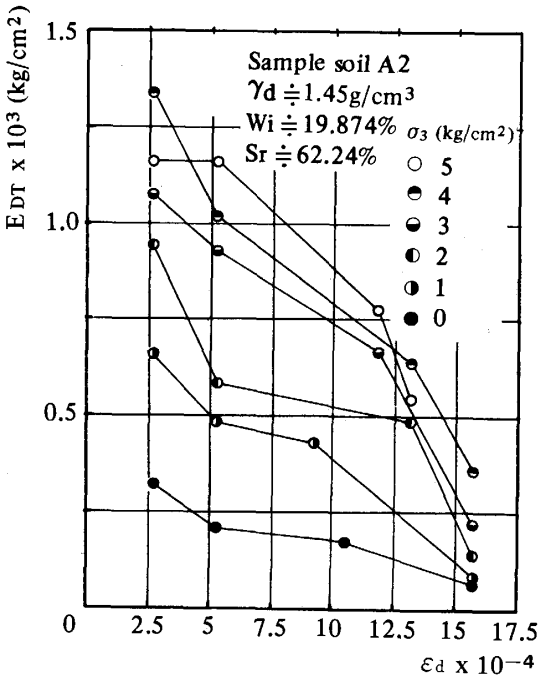


Fig. 6-36 Dynamic Young's modulus (E_{DT}) and shear modulus (G_{DT}) vs. dynamic strain amplitude (εd)

※注）σ_3が大きいほどE_{DT}は，εdの増加につれて急激に減少するように見えるが，E_{DT}が到達しえる最大値が，$Ed \leqq 10^{-5}$のヒズミ振幅の場合であるとすると，軟らかい供試体では$\varepsilon d = 10^{-4}$ 程度のヒズミ振幅ですでに弾性ヒズミ限界を越えているものと推察される。

6－5－2 ま と め

本研究における振動三軸試験の結果からも，一応，締固め粘性土の動弾性定数に及ぼす振動ヒズミについて，つぎのようなことが分かった。単に振動ヒズミ依存性があるといっても，供試体の飽和度Srや供試体の固さ（Srとeとに起因）によって，その依存度はかなり異なり，Srが小さいほど大きな振動ヒズミ依存性を有することがわかった。以上の実験結果は，供試土の水分状態を常に知っておく必要性のあることを示唆しているといえよう。すなわち弾性限界ヒズミは，土において10^{-4}程度であるといっても，土の状態によっては，10^{-3}程度まで弾性挙動を示す場合もあり，10^{-5}程度のヒズミまでしか弾性挙動を示さない場合もあることを理解しておかなければならない。

6－6 各振動試験法間の比較

この節では，6－2～6－5において述べたことを総合して，各振動試験法間の比較を考えてみる。

○各振動試験における動弾性定数の値について，

超音波パルス法と共振法とにおける動ヤング率（E_{DU}とE_{DR}）の値を比較したものをFig. 6－37, Fig. 6－38に示す。両者の値は，若干（E_{DR}≒0.75～0.8 E_{DU})の差を生じているが，一応線形関係は成立すると考えてよいだろう。なお，図中E_{DR}というのは微小変位計による共振法からの結果であり，E_{DR1}というのは加速度計（付加質量）による共振法の動ヤング率を示している。E_{DR}とE_{DR1}は，ほぼ同一であることが分り，質量比を考慮した理論式[11]によって供試体上端に質量を有する場合にも，十分な精度で，供試体の動ヤング率が，推定できることを示していると考えられる。さて，つぎにE_{DR}とE_{DU}の差であるが，これは，つぎのようにして考えることができる。

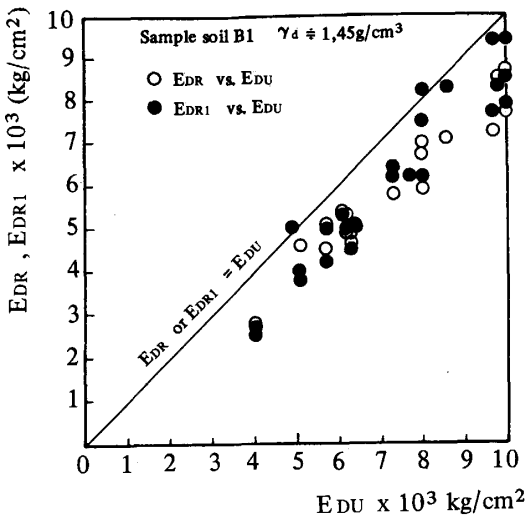


Fig. 6-37 Dynamic Young's modulus (E_{DR} , E_{DR1}) vs. dynamic Young's modulus (E_{DU})

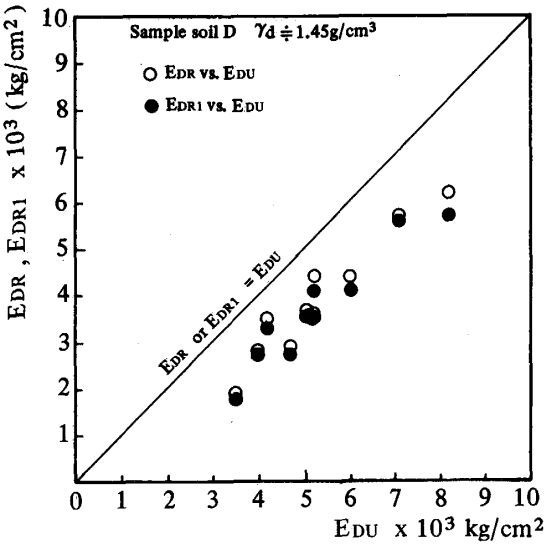


Fig. 6-38 Dynamic Young's modulus (E_{DR} , E_{DR1}) vs. dynamic Young's modulus (E_{DU})

まず供試体は全く同じものを使用している。つぎにヒズミ領域であるが，超音波パルス法では，微小変位計のキャリブレーションの下限値を越えているので，変位の絶対値を正確には握することはできない。つまり，微小変位計では，ほとんど振動変位を検出することができないので，超音波法では，$\varepsilon_d = 10^{-7} \sim 10^{-6}$以下であると考えられる。共振法では，微小変位計による実測によると$10^{-6} \sim 10^{-5}$の範囲にある。(Table. 5－2参照)ところが，振動数fは，超音波パルス法（30KHz)，共振法(500Hz～2000Hz)とで約15倍～100倍とかなり異なる。5－6で述べたように振動三軸試験では，振動数が0.05Hz～5Hzで100倍の差があるにもかかわらず動ヤング率にほとんど無関係であることを示した。さらにここに示した既存の研究として，Hardin(1965)[22]の減衰比の振動数fに対する依存性は，f＝600Hz程度でもないということや，また，Gに対しても2500Hz程度の動数で，その依存性はないと考えてもよいという報告もある。[22] さて，振動三軸試験におけるヒズミ領域は$10^{-4} \sim 10^{-3}$付近である。

いま，超音波パルス法（30KHz）でも振動数依存性が少ないと考えて，Fig. 6−39ように模式的な応力−ヒズミ関係を見てみよう。すなわち，E_{DU}, E_{DR}およびE_{DT}は，それぞれ，ヒズミ振幅の大きさの異なる範囲で計測した応力−ヒズミ曲線の等価接線係数（割線係数）に対応していることになる。

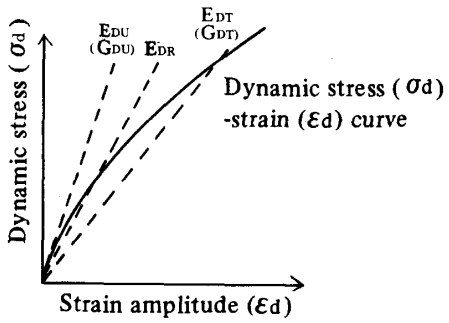


Fig. 6-39 Model figure of dynamic elastic constants
$\sigma_d = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$

繰返し述べるようだが，いま，振動数依存性状があるとして，土の複素ヤング率E*を計算してみるとつぎのようになる。

$$E^* = \sqrt{E^2 + \eta^2\omega^2} \quad \cdots\cdots (A)$$

$$\omega = 2\pi f \quad \cdots\cdots (A')$$

ここに ω：角振動数，f：振動数（Hz），η：伸び粘性率であり，土の内部減衰による消費エネルギーΔWは次式で表わされる。

$$\Delta W = \int \eta\dot{\varepsilon}d\varepsilon = \int_0^{2\pi/\omega} \eta\dot{\varepsilon}^2 dt \quad \cdots\cdots (B)$$

$$\therefore \Delta W = \pi\omega\eta\varepsilon^2 \quad \cdots\cdots (C)$$

ただし　$\dot{\varepsilon} = i\omega\varepsilon$　$\cdots\cdots (C')$

一方，ヒズミエネルギーは

$$W = 1/2E\varepsilon^2$$

$$\therefore \frac{\Delta W}{W} = \frac{2\pi\omega\eta}{E^*} = 2\gamma \quad \cdots\cdots (D)$$

$$\therefore \eta = \frac{\gamma E^*}{\pi\omega} \ [\mathrm{kg\cdot sec/cm^2}]$$

ここにγ，γ'は対数減衰率であり，

また，ズリ粘性率λに対しては

$$\lambda = \frac{\gamma' G^*}{\pi\omega} \ [\mathrm{kg\cdot sec/cm^2}] \quad \cdots\cdots (D')$$

また，損失角をδとすると，

$$\tan\delta = \frac{1}{\pi}\gamma \quad \cdots\cdots (E)$$

つぎに（D），（E）式を（A）に代入すると

$$E^* = \sqrt{E^2 + \tan^2\delta E^{*2}} \quad \cdots\cdots (F)$$

$$\therefore E^* = \sqrt{E^2 + (\gamma/\pi)^2 E^{*2}}$$

$$\fallingdotseq \left(1 + \left(\frac{\gamma}{\pi}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}} E \quad \cdots\cdots (F')$$

Table. 6−1より，本研究から得られたγの平均的な値は，$\gamma = 0.2 \sim 0.4$であると考えられる。ここでは，例として，供試体番号R−6（$\gamma_d \fallingdotseq 1.45$g/cm³, Sample soilD, Wi≒3.933%）の場合のE*とEを比較してみる。R−6は，超音波パルス法（f＝30KHz）による動ヤング率E_{DU}はE_{DU}＝5104（kg/cm²）で，対数減衰率　γ（Table. 5−2, Table. 6−1のγは，共振法による対数減衰率算定式により求めたものである。）は$\gamma = 0.306$となっている。共振法における動ヤング率E_{DR}はE_{DR}＝3888（kg/cm²）であった。

このときの共振動動数f_R＝1200（Hz）

以上の数値を（D），（F′）式に代入すると，見かけの動ヤング率E*は，E*（＝E_{DU}あるいはE_{DR}）であるから，

$$E_{DU} = \sqrt{E^2 + 0.01E^2} \quad \cdots\cdots (G)$$

ただし　$\eta = \dfrac{0.306 \times E}{2\pi^2 \times 30000} = 5.17 \times 10^{-7} E$ （kg・sec/cm²）

結局，E_{DU}は（G）式の値をとることになり（G）式は次式で表現される。

$$E_{DU} = \sqrt{1 + 0.01}\,E \quad \cdots\cdots (H)$$

$$= 1{,}005E$$

ここにE：真の（動）ヤング率

つまり真の動ヤング率Eと見掛けの超音波パルス法の動ヤング率E*（＝E_{DU}）の間には，0.5%の差が生じているだけである。（H）式によるとE＝5080（kg/cm²）となる。

共振法からのE_{DR}についても同様の式が成立つ。

$$E_{DR} = \sqrt{1 + 0.01E} = 1{,}005E \quad \cdots\cdots (I)$$

$$\eta = 1.292 \times 10^{-5} E \ [\mathrm{kg\cdot sec/cm^2}]$$

（H），（I）式は，γが同一のため，E*とEの関係が，同じことになる。いずれにしても，フォークトモデルと仮定した場合にも，振動数が動ヤング率に与える影響は，極めて少ないことが分かった。工学的な許容誤差は土質力学において±5%～±10%程度であるといわれている。Richart[41]によると±20%程度の誤差でも十分許容できるとしている。

以上のことから，本研究の範囲では超音波パルス法（30KHz），共振法および振動三軸試験により求め

られる土の動ヤング率（E_{DU}, E_{DR}およびE_{DT})間には振動数依存性は，ほぼないとしてよかろう。そうするといったい何が3つの動ヤング率に差を与えたのであろうか。それは，前に述べたように振動ヒズミ領域が，3つの試験法間で大きく異なっていることが，最も大きな原因であると考えられる。つまり，全く，同じ供試体（実際には，バラツキの少ない）を用いて，かつ振動ヒズミレベルを同一にすれば，土の動ヤング率は，ある程度近づいてくると考えられる。なお，Fig. 6−40は，各振動試験法から求めた動弾性定数E_Dを振動ヒズミ領域に対して図示した例である。この図より，各振動実験の受け持つヒズミレベルがよくわかり，土の動弾性定数の振動ヒズミ依存性がよく理解できる。

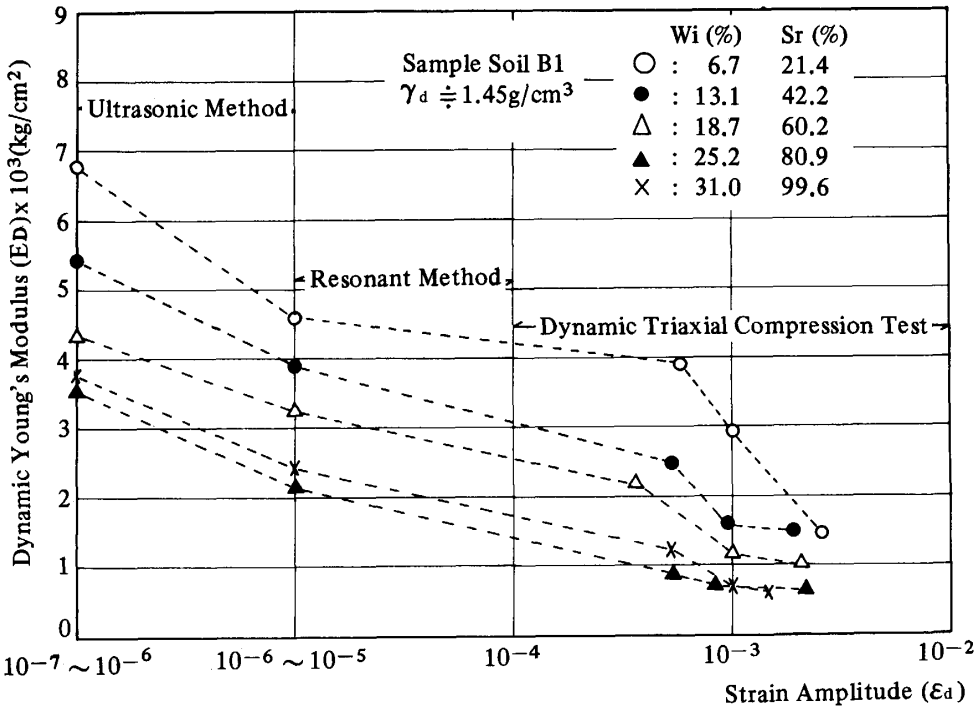


Fig. 6-40 Dynamic Young's modulus (E_D) vs. Strain amplitude (ε_d)

6−7 動力学的特性と静力学的特性の比較

土の動力学的特性と静力学的特性を比較しておくことは，静的実験の結果から動的特性をある程度推定することを可能する。何らかの事情で動弾性定数を知りたい場合に，ほぼ試験法の確立したと考えてもよい土の静力学的試験を用いることは，比較的簡単に出来ることや，技術者の熟練度にも大きく結果が左右されることはないなどの利点がある。また，両実験結果を比較することは土の動力学的特性と静力学的特性の本質的な差異および接点を見出し，両性質を区別することなく，一つの土の力学性という範囲で説明することを可能にするものとなろう。

このように大きな意義をもつものであるが，本研究では，土の静力学的試験として，最も簡単で一般的な一軸圧縮試験を用いて，土の動弾性定数と土の静弾性定数および一軸強度との間にどの程度，関連性があるのかについて調べるという極めて基礎的なところにその目標を置いている。コンクリート工学の分野ではこの種の研究が盛んに行なわれており，動的性質と静的性質を関連づける様々な実験式が提案されているが，土とくに粘性土に関しては極めて少ないようである。それは土の場合，同一か，それに近い供試体を作成することがかなり困難であることによる。しかし，本研究では，特殊な静的締固め装置によって，一定乾燥密度γ_d(間ゲキ比e）の供試体を多数作成可能であるので比較的広範囲にわたる実験を行なうことができた。

○動弾性定数と静弾性係数および一軸強度

土の静弾性係数と動弾性定数（伝ぱ速度）の関係をFig. 6−41，Fig. 6−42，Fig. 6−43 および[42] Fig. 6−44に示す。かなりバラツキがあるが，一応関係があると推察されよう。本研究では，一応直線

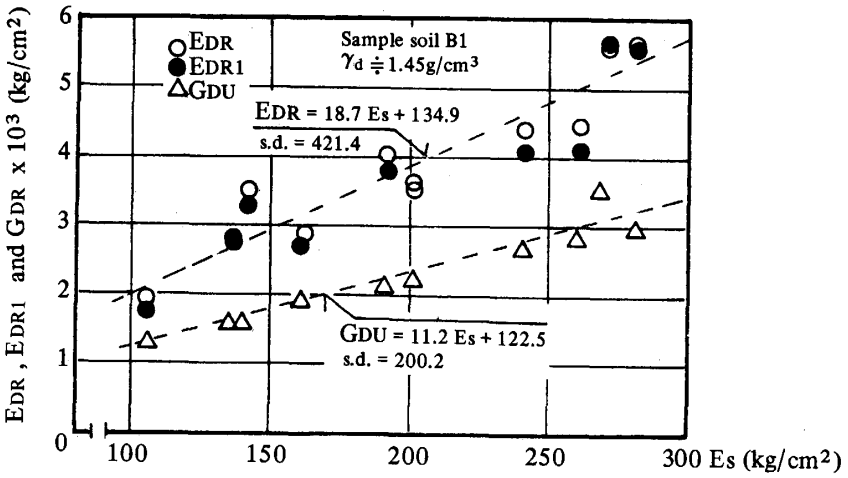


Fig. 6-41 Dynamic Young's modulus (E_{DR} , E_{DR1}) shear modulus (G_{DU}) vs. static elastic constant (Es)[42]
* s.d.: Standard deviation

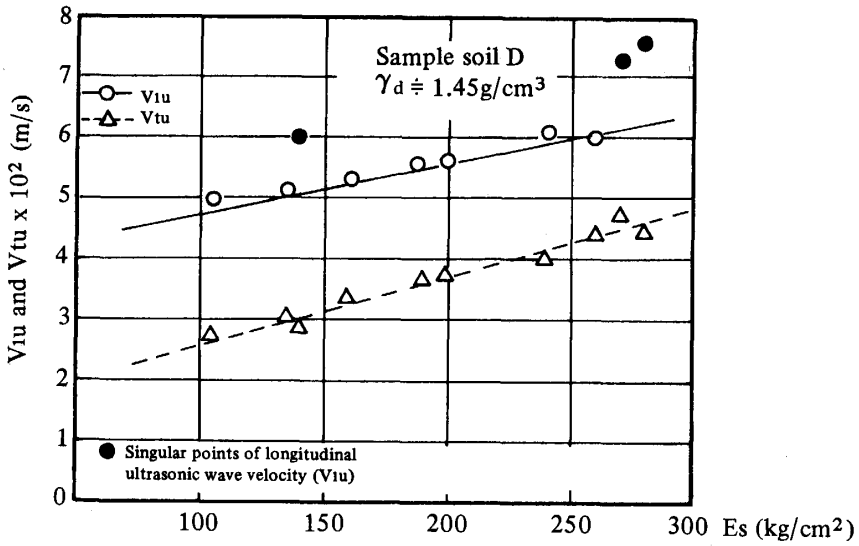


Fig. 6-42 Elastic velocities (Vlu, Vtu) vs. static elastic constant (Es)

近似とし，Samaple soil B1の場合にのみ，近似式と標準偏差(s. d.)を表示したが，さらに広範な計測によっては，どのように変化して行くか分からないことと，土の種類の影響が明確でない点が残されていることによる。

静弾性係数(Es)と動ヤング率(E_{DR}およびE_{DU}) の間には約20～30倍の差があり，これは，静弾性係数(Es)が，ヒズミ領域にして $\varepsilon_s = 10^{-2}$ 程度の大きさの割線係数を求めたものであることによると考えられる。

つまり，一軸圧縮試験では，初期微小ヒズミを捉えることは非常に困難であり，弾性ヒズミ領域の接線係数を求めることはできない。E_DとEsの差は，ヒズミレベルの差と，ヒズミ速度の差のいずれかであろう。

なお，伝ぱ速度（V_{lu}とV_{lt}）と静弾性係数Es の関係は，Fig. 6－42に示すようになり，とくにV_{lu}とEsの間には特異点が見られ，6－1で推察したように飽和度Srの高い場合にはV_{lu}の実測値の意味について十分注意しなければならないと言えよう。

また，動弾性定数と全く無関係なように考えられる一軸強度q_uとの間にも一定の関係があることが分かってきた。(Fig. 6－45，Fig. 6－46，Fig. 6－47)

土の動力学的特性と静力学的特性を関づける実験

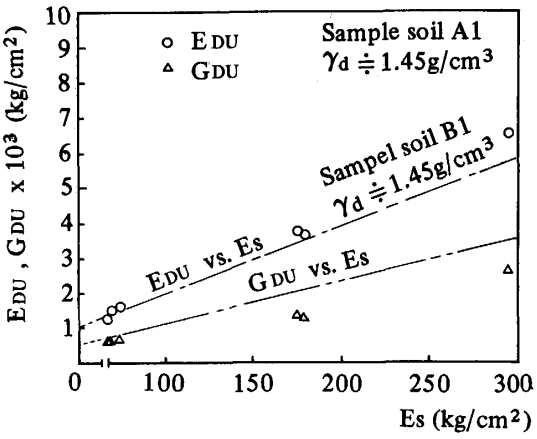


Fig. 6-43 Dynamic Young's modulus (E_{DU}) and shear modulus (G_{DU}) vs. static elastic constant (Es)

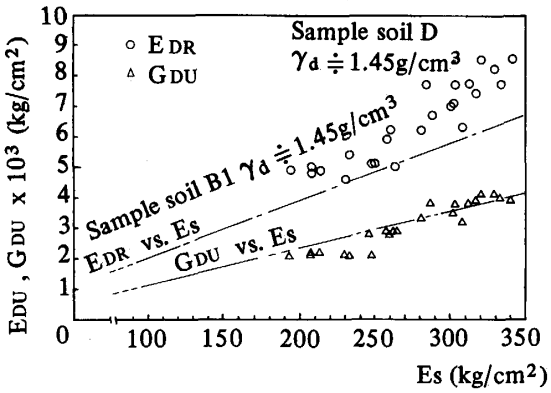


Fig. 6-44 Dynamic Young's modulus (E_{DR}) and shear modulus (G_{DU}) vs. static elastic constant (Es)

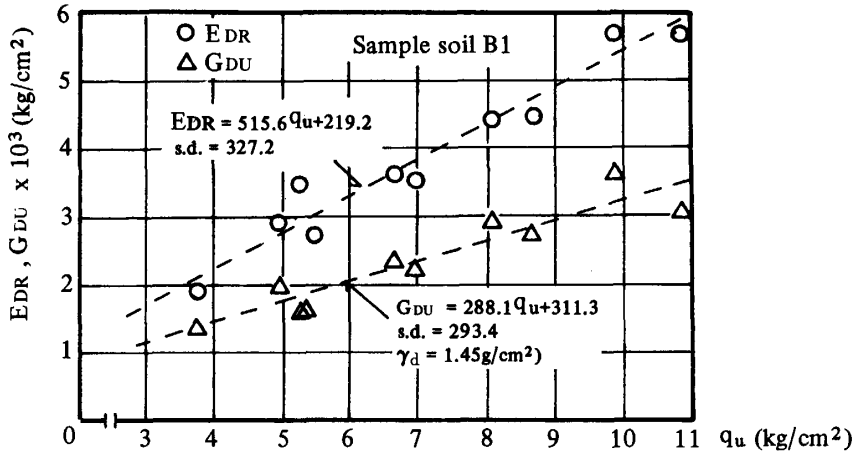


Fig. 6-45 Dynamic Young's modulus (E_{DR}) and shear modulus (G_{DU}) vs. unconfined compressive strength (q_u)[42]

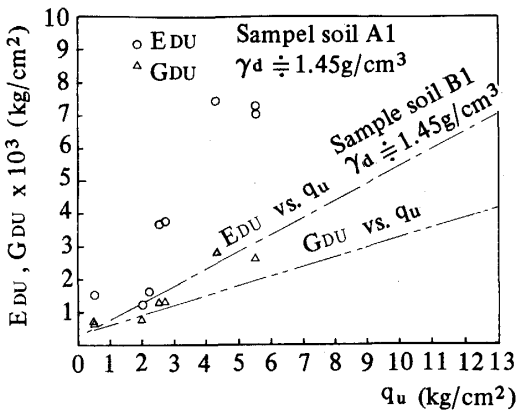


Fig. 6-46 Dynamic Young's modulus (E_{DU}) and shear modulus (G_{DU}) vs. unconfined compressive strength (q_u)

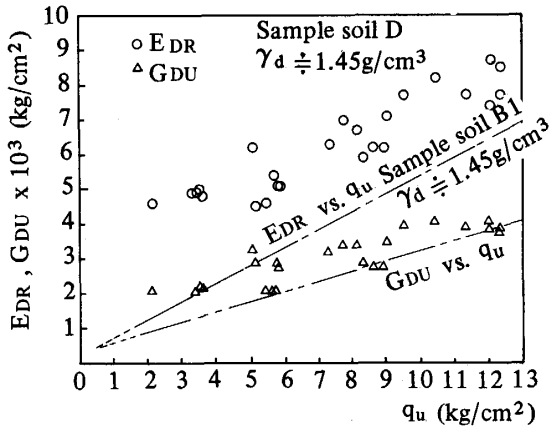


Fig. 6-47 Dynamic Young's modulus (E_{DR}) and shear modulus (G_{DU}) vs. unconfined compressive strength (q_u)

式ないし合理式を推定するにはできる限り多くの種類の土の様々な状態における実験を行なう必要があるだろう。しかしながら，本研究結果からも一応，土の動弾性定数と静弾性定数および一軸強度との間に一定の関係があることが分かった。

6－8 第6章の総括

本研究は，静的締固め粘性土を用いて主に弾性ヒズミ領域の土の動力学的特性に及ぼす土中水分の影響を中心に様々な要因について実験的に検討したものである。締固め供試土に関する不飽和から飽和に至る土の動弾性的性質を調べた研究は，極めて少なく，とくに土中水分の影響についてや飽和含水状態での縦波伝ぱ特性および超音波パルス法や共振法などの室内振動実験における有用性について新たな知見を得ることができたと考えている。しかし，第2章の終りの方でも述べたが，粘性土の動力学的特性に関する情報はまだまだ少ないといわれており，今後の研究成果を待たねばなるまい。

以下に本研究から得られた実験結果を列記するとつぎのようになる。

1）土の動弾性定数は，土中の水分状態によって，三つの型を示しながら変化すると考えられる。まず第Ⅰ領域では動弾性定数が増加するかほとんど変化せず，第Ⅱ領域では，動弾性定数が減少する。第Ⅲ領域は，本研究では，縦振動伝ぱ速度にほとんど見られず，超音波縦波伝ぱ速度にのみ見られ，見掛け上，著しく伝ぱ速度が増大する。

2）縦波伝ぱ速度（動ヤング率）と横波伝ぱ速度（動剛性率）とでは，土中の含水状態の影響の程度が異なる。これは，液体（水）に対する横波の基本的な特性によって説明可能である。しかし，1)で示した三つの含水比領域のうち第Ⅰ，第Ⅱ領域は横波伝ぱ速度（動剛性率）の場合にも存在する。

3）土の含水状態をその特性変化として捉えることによって1)，2)で示した第Ⅰ領域および第Ⅱ領域の境界点（変曲点）を考察することができる。

4）土の含水状態を表わすパラメータとしては，含水量（比）を用いて説明するには限界があるが，等価水膜厚さを用いることによって，土の動弾性定数の変曲点を説明することができる。

5）超音波パルス法にのみ見られた縦波伝ぱ速度の特異性は，飽和含水状態で生じ，伝ぱ波長と供試体直径との比を考慮して結果を取扱うことにより，共振法の結果に数値的に近似することが可能となる。

6）動ポアソン比は，土中水分状態の変化に対応して変化し，飽和含水状態に近づくにつれて非圧縮性を示し，0.4～0.5付近に達する。

7）土の動弾性定数に及ぼす拘束圧（側圧）の影響は，土の状態によってかなり異なる場合があり，一口に動弾性定数の拘束圧依存性があるといっても，土の状態を十分考慮しなければならないといえよう。

8）粘性土の動弾性定数に及ぼす振動数の影響は超音波パルス法（f＝30KHz)の場合でも一応ないとして差し支えない。ただ，さらに大きな振動数では動弾性定数に影響を及ぼす可能性はある。

9）本研究結果から考察すると，粘性土の減衰機構は，必ずしも速度依存型ではないと考えられるような場合がある。[39]

10）粘性土の動弾性定数に及ぼす振動ヒズミレベルの影響は非常に大きいことが分かった。しかし，土の弾性ヒズミ限界を10^{-4}程度と判定している既存の研究結果は，必ずしも当を得たものではなく，土の状態によって，弾性ヒズミ限界が変化するのではないかと考えられる。

11）同一状態の土供試体間では，振動数依存性がないか少ないとき，振動ヒズミレベルを同一にするか近づけることによって，それらの動弾性定数の値は，同一になるか近づいてくると考えられる。

12）土の動弾性定数と静弾性係数および一軸圧縮強度の間には一定の関係があることが分った。

第7章 室内振動実験の意義と目的

室内振動実験で得られた土の動力学的特性がそのまま原位置の地盤ないし土構造物の動的特性に適合するとは限らない。それならば室内振動実験が意味を持たないように考えられるが，そうではない。室内実験には室内実験のみが持つ有用性がある。実際の地盤および土構造物の耐震設計には，原位置試験から求められる土の動的諸量を用いることが望ましい。しかし，原位置計測には，たいへんな労力と費用が必要とされる。アースダムのような最重要構造物ではばく大な費用をかけて原位置計測を実施したとして，必ずしも安全な設計値が得られるとは限らない。また，原位置計測では，弾性ヒズミレベルから破壊ヒズミレベルまでの土の動的性質を調べようとすることはおよそ不可能に近い。ここにおいて室内振動実験の有用さが認められることになる。しか

しながら，室内実験より得られた土の動諸量が必ずしも原位置のそれに一致しないことを前にも述べたように常に考慮しておく必要があろう。土の動力学的特性を知る上で，供試体による室内振動実験の定性的な意義は，非常に大きいが，この実験より求めた動的定量値をいかにして原位置の結果に対応づけるかということは，さらに重要な問題であり，今後，室内振動実験を進める上で，この点に関し慎重な検討がなされねばならない。

7－1 室内振動実験と原位置試験との対応

土の設計諸定数を決定するには，できる限り簡単で熟練度にかかわらず精度の高い計測値が得られるような試験法が望ましい。原位置地盤ないし土構造物から乱さない状態で供試土を採取したり，原位置の土の状態に近い状態に土を締固めたりして室内実験を行うことが多い。この場合，できる限り，原位置に類似した応力（ヒズミ）状態を再現するという土質試験におけるシュミレェーション手法がよく行なわれる。一般にヒズミ領域，拘束圧（側圧），乾燥密度（間ゲキ比），飽和度（含水比）などを原位置と同じにするならば，定量的にも室内振動実験結果と原位置のそれとを対応づけることができる。近年，こうした試みが増加しつつあるが，まだまだ研究例は少ないようである。一つの例として原，丹羽，坂野[43]らによる研究報告（1973）がある。彼らは，ヒズミレベルを同一にすることによってある程度，室内実験で原位置の土の動的定数が決定できると結論している。[43]

土の動力学的特性の振動ヒズミ依存性が大きいことは，本研究結果からも明らかである。筆者は，いまだ原位置の締固め構造物の動弾性定数を測定する機会をもっていないが，原位置における弾性波伝ぱ特性は明らかに半無限媒体中かそれに近いマッシッブな土中の伝ぱ速度を測定していることになり，共振法における棒中波動の概念とは異なる。どちらかといえば，系としての応答でなく，土の内部物性的な応答を示す超音波パルス法の方が，原位置での弾性波伝ぱ状態に類似しているように考えられる。これにはあくまで，超音波パルス法の振動数が土の動弾性定数に影響しないという前提が必要である。本研究で用いた超音波の振動数は20～30KHzで小さいとはいえない。6－4，6－6で明らかにしたように，土の動弾性定数への振動数の影響の有無は定かでない。たとえ振動数依存性があるにしても，この程度の振動数では，土の動弾性定数が，含水状態，密度などの二次的要因の方に，より大きな影響を受けると考えられる。以上，仮説の域を出ない点もあるが，超音波パルス法ないし共振法によっても，ある程度，原位置の土の動力学的特性（動弾性的性質）を推定できるのではないかと考えられる。しかるに，その場合，原位置の土の状態と同一にするように努めるか，あるいは別の方法で求めた拘束圧，飽和度（含水比）および間ゲキ比などの影響を室内実験の結果に加味する必要があろう。そのためには，原位置および室内の振動実験による土の動力学的特性に関する情報が，今以上に必要であり，とくに粘性土に関するものの集積が一層要望される。

7－2 ま と め

Richart[44]（1970）によると土の動弾性定数を決定するには室内振実験によっても十分可能であると述べている。つまり，土の動弾性定数において，動ポアソン比μ_dの値は$\mu_d=0.1\sim0.4$程度であるので粘性土に関しては大きな誤差がないことと，土の間ゲキ比（乾燥密度）や拘束圧さえわかれば実際の土の動弾性定数を合理的に求めることができることを，Hardin, Black(1968)[45]は多くのデータによって明らかにしている。すでに米国では共振法土質試験が，原位置における土の動弾性定数を推定するための標準的な室内振動試験となっている。しかし，筆者は，本研究結果から粘性土の場合に間ゲキ比(乾燥密度)，拘束圧状態（等価水膜厚さ）を十分考慮することによって試験法も系としての応答が強く作用する共振法土質試験よりも，振動数（ここでは波長の意味）に十分注意するならば，波動法ないし超音波パルス法の方が，より合理的な振動試験法になり得ると考えている。

第8章 総括と今後の土質動力学の課題

本研究では，締固め粘性土を対象とした土の動力学的特性の中でも，主にその動弾性的特性について実験的に考察し，土の動的特性に及ぼす水分の影響，拘束圧の影響，ヒズミ振幅，振動数および振動試験法間の差異などを明らかにすることができた。もちろん，本研究が土の動的特性の中でも極めて小さな範囲について調べたものにすぎない。しかしながら，

今までほとんどの研究者が，土中水分の増加に対して単純に減少すると考えていた土の動弾性定数に関して新たな知見を得ることができ，さらにその知見の妥当性を考察することができた点は，工学上意義深い。また，超音波パルス法と共振法との間で生じている飽和含水状態での縦波伝ぱ速度の差異についても，ある程度修正でき，数値的な差は，振動ヒズミレベルの差と考えられ，含水状態に対する両試験法からの縦波速度の変化傾向には，ほとんど差がないことを示した。また，共振法における上載質量の影響についても，土供試体が弾性ヒズミレベルの振動応答である限り，既存の式ないし修正式によって，動ヤング率を精度よく推定できることが本研究からも分かった。さらに，振動ヒズミの影響は，土のいかなる状態にも同一ではないことを示し，飽和度によって振動ヒズミの増大が土の動弾性定数の減少に及ぼす影響力が異なることを示唆した。すなわち，土の弾性ヒズミ限界を一般にいう10^{-4}程度のヒズミレベルに限定することは問題であり，合理的な弾性ヒズミ限界を推定するには，土の状態を十分考慮しなければならないといえる。拘束圧の土の動弾性定数に及ぼす影響についても同様のことが考えられる。さらに，室内振動試験における超音波パルス法の有用性についてもかなりの程度わかってきた。（主に第6章）

本研究結果が，すぐにアースダム，河川堤防などの盛土構造物の耐震設計に有効であるといえないまでも，設計に重要な示唆を与え，土質動力学および土質構造物を対象とした土の力学的挙動とその要因を考える上で有用であると考えられる。

最後に土の力学的挙動を解明するためには言い古された言葉であるが，以下のことを指摘したい。

すなわち農業土木，土木，土質および地質工学などのいかなる建設工学関係の分野にもとらわれることなく，多数の原位置試験を実施し，データを継続的に収集し，それとともに室内振動試験のみによっても，十分合理的な設計値が得られるように振動試験法を改良し，実際の土構造物の応力（ヒズミ）状態に対応した設計法が確立される必要があろう。

なお，筆者は，今後の課題として，塑性および破壊ヒズミ領域の土の動力学的特性および減衰定数（減衰機構）について，解明して行きたいと考えている。

第9章　結　　言

本研究から得られた知見は，第6章で詳細なる検討を加え，考察したので，ここでは，あえて付け加えないが，本研究論文が土質動力学の発展の一助になれば幸いである。しかしながら，農業土木学における土構造物の耐震設計論を確立する上で，土の動力学的特性は関する情報は，まだ極めて少ない。本研究が受け持つ範囲もそう広いものではないが，粘性土を対象としたことと，土中水分の考え方および土の動力学的特性の対応，さらに静的強度，(静)弾性係数と動弾性定数の関係など極めて研究の少ない分野に取り組みいくつの新知見を得ることができた。

本研究結果は，有限要素法（ＦＥＭ）のようなすぐれた土構造物の解析手法の入力データを合理的に決定する上で重要であるとともに，様々な土の状態に対する土の動弾性定数の変化を知ることは，土構造物の変形ないし沈下を予測することもでき，さらに，これらの問題に対して，すみやかに施工上の対策を考えることも可能となるなどの応用的な有用性も持っている。

摘　　要

従来，土構造物の破壊は，土中の水分状態と何らかの係りを持っており，土の動力学的挙動に及ぼす水の影響を検討することは，工学的にたいへん重要な意義を有する問題である。ところが，この問題を土の動力学的特性との関連において検討した研究報告は極めて少ない。主な研究には，石本，飯田[1]（1936～1938）らの砂，砂質土および粘性土の動弾性定数（動ヤング率，動剛性率および動ポアソン比）と含水比（量）の関係を実験的に考察した例が最も著名であり，ほぼ定説化した感があった。この研究は，土の動弾性定数を共振法によって明らかにするという，当時としては画期的な研究であった。しかし，土の含水比の変化域が狭く，土中水分の形態としては，自由水の範囲に限定されると考えられる。その後の研究も，ほとんど石本，飯田の研究結果[1)34)]と基本的に変っていない。一般に土中水分の存在形態は，自由水だけでなく，土粒子のまわりや間ゲキ中には吸着水や毛管水などもあると考えられている。これらの水分が，土の動力学的特性（動弾性定数）に影

響を及ぼさないはずがない。しかし，土中水分の状態を吸着水の範囲まで拡大して，土の動力学的特性を考察した研究は皆無といってよい。また，現在，設計上必要な締固め粘性土の動弾性定数の値の決定にも様々な振動試験法があり，おのおの一長一短を有している。ところが，各振動試験法間の比較検討を，振動数，拘束圧，振動ヒズミレベルおよび粘性土の減衰定数などの動弾性定数に及ぼす影響を考慮して研究した例も極めて少ない。

以上の点に留意して本研究では，三種の室内振動実験により締固め粘性土の低含水比から高含水比に至る土の弾性ヒズミレベル（10^{-5}～10^{-4})内の動力学的挙動を中心として検討した。土中水分の動弾性定数（動ヤング率と動剛性率）に及ぼす影響については，とくに動的分野の研究にはない新たな土中水分表示法（等価水膜厚さ）を導入して検討したところ，いくつかの新知見を得るとともに，土の動弾性定数に及ぼす土中水分の影響についてはほぼ統一的に論じることが可能となった。その他，つぎに示すような広範囲にわたる項目について研究を行なった。

1）超音波パルス法と縦共振法との間に生じている供試土中の縦波伝ぱ速度（V_{lu}, V_{lr}）の高飽和度の場合の違いを，伝ぱ波長λと供試体直径ϕとの比（ϕ/λ_0）を用いて考察し，その修正を行なった。その結果，含水比に対するV_{lu}, V_{lr}との間の傾向差がなくなることを明らかにした。

1）超音波パルス法と縦共振法との間に生じている供試土中の縦波伝ぱ速度（V_{lu}, V_{lr}）の高飽和度の場合の違いを，伝ぱ波長λと供試体直径ϕとの比（ϕ/λ_0）を用いて考察し，その修正を行なった。その結果，含水比に対するV_{lu}, V_{lr}との間の傾向差がなくなることを明らかにした。

2）含水比とともに土の状態を表わす因子として間ゲキ比（乾燥密度）を選び，間ゲキ比の動弾性定数に及ぼす影響を検討し，超音波パルス法においても既知の結果と変らないことを示した。

3）振動三軸試験機を用いて，締固め粘性土の動ヤング率，動剛性率の振動数，拘束圧および振動ヒズミ依存性などの有無を検討し，既存の研究結果について，いくつかの修正を提案した。さらに，超音波パルス法および共振法との比較検討も行なった。

4）弾性ヒズミレベルの室内振動試験法（超音波パルス法）の意義および室内試験の結果を原位置の計測値にどのように対応させることができるかという点についても検討した。また，超音波パルス法と共振法の比較検討も行なった。

5）土の動弾性定数と静弾性定数，強度との比較検討を行ない，土質力学の分野では極めて少ない粘性土の静（力学）的定数による動（力学）的定数の推定が可能であることを示した。

6）その他，計測の際に生じる各振動試験法のいくつかの短所を補う方法を開発した。さらに，粘弾性体の動ヤング率推定式が，高圧静的締固め粘性土供試体の動ヤング率を決定する上で十分な精度を有することを実験的に確めるとともに，共振法における減衰定数および横方向慣性力の動弾性定数に及ぼす影響についても二，三の知見を得た。

主要な知見については下記の通りである。

I 土中の伝ぱ速度および動弾性定数に及ぼす土中水分の状態

緒言で述べたように，土中の伝ぱ速度および動弾性定数に及ぼす含水状態の影響に関する既往の知見として，大半，含水比の増加につれて伝ぱ速度，動弾性定数が，単純に減少すると考えられてきた。しかし，本研究のように土の乾燥密度γ_dを一定とし含水比Wiを変化させて行く方式では，Wiの増加につれて，土中の伝ぱ速度（超音波縦波伝ぱ速度V_{lu}，共振法縦振動伝ぱ速度V_{lr}および超音波横波伝ぱ速度V_{tu}）およびおのおのの伝ぱ速度から求められる土の動ヤング率（E_{DU}, E_{DR}）と動剛性率（G_{DU}）は，おおむね三つの変化領域を示すことが明らかになった。これは，1．含水比の増加につれてE_{DU}, G_{DU}, E_{DR}, V_{lu}, V_{lr}およびV_{tu}が増加する領域(第Ⅰ領域) 2．含水比の増加につれてE_{DU}, G_{DU}, E_{DR}, V_{lu}, V_{lr}およびV_{tu}が減少する領域（第Ⅱ領域）および3．飽和度Srが100%に近づくにつれて，V_{lu}のみが急激に増加する領域（第Ⅲ領域）である。第Ⅰ領域と第第Ⅱ領域の境界付近が，変曲点含水比となる。しかしながら，以上三つの変化を既存の土中水分表示(重量的）法によって，統一的に考察することはおよそ不可能であるから，新たに土中水分表示法として，土粒子のまわりの水分および間ゲキ中の水分を等価水膜厚さD（Wi/S.S）で表現するパラメータを導入した。この方法によると土の水分状態が，土中の伝

ぱ速度および動弾性定数に及ぼす影響を極めて合理的に考察することができた。まず，土の種類にかかわらず第Ⅰ領域は，D＝0 ÅからD＝30～50 Åの範囲にあり，この範囲の水膜厚さについては，Terzaghi[32] (1948)，Roosenqvist[30] (1965) らによると吸着水に相当し，物理的には固体ないし半固体的な水分とされている。これは，現在，最も一般的な考え方である。したがって，この領域の土中水分は，見掛け上，土粒子のまわりに吸着した水分が土粒子径を増加させることにより，土粒子間距離を縮め，それが見掛け上密度増加につながり，E_{DU}, E_{DR}, G_{DU}, V_{lu}, V_{lr}, および V_{tu} を増加させるものと考えられる。なお，この領域では，基本的な特性上水分にはほとんど影響されないと考えられている横波伝ぱ速度V_{tu}も増加していることから，この領域の水分については，前述の考察が妥当なものであるといえよう。第Ⅱ領域は，既知の研究結果に類似しており，土中水分の自由水的特性が強く作用し，その粘性効果によって土の弾性的性質が失われる領域と考えられる。つまり，第Ⅰと第Ⅱ領域の境界点付近が土中水分の特性変化点（D＝30～50 Åで吸着水から自由水へ）になると解釈される。つぎに第Ⅲ領域は，供試体が高飽和度の場合に，超音波縦波伝ぱ速度V_{lu}にのみ，顕著な現象が見られた。これは，土の原位置弾性波縦波伝ぱ速度によく生じ，水中縦波伝ぱ速度（1500 m/s）に近づくことは，Biot[25] (1956) の多孔質飽和物体中の弾性波動理論によって定性的に推察されている。つまり第Ⅲ領域は，土の含水状態によって見掛け上存在するものであり，土の本質的な力学的挙動を表現しているものではないと考えられる。この見掛けの縦波伝ぱ速度V_{lu}をBancroft[10] (1941)の円筒供試体中の弾性波動理論およびKhazinとGoncharov[9] (1975)らの分類を参考にして，超音波の波長λ_0と供試体直径ϕとの比(ϕ/λ_0)および動ポアソン比μ_dを用いて定量的に修正したところ，縦振動伝ぱ速度V_{lr}に類似してくることがわかった。これは，超音波パルス法では，寸法比(供試体長/直径)も影響するであろうが，振動数が大きくなるためλ_0が小さく，従ってϕ/λ_0が大きくなり，結局，供試体を半無限媒体として取り扱わなければならず，共振法との間に生じている数値的な差がなくなるか小さくなると考えられる。以上のことを総括的に述べると，土の動弾性定数，伝ぱ速度に関する土の含水状態の三つの変化領域を統一的に考察することが可能となるということである。しかるに，このような三つの領域は常に現われる訳ではないが，これらの関係を等価水膜厚さ，飽和度および乾燥密度との関係により推定できることを実験的に検証した。すなわち，ほぼつぎのように分類できることがわかった。

1）D≦30～50 Åで，すでにSr≒100%に達しているとき→第Ⅰ領域（第Ⅲ領域が重なる場合も想定されるが，この場合はγ_dがかなり大きくなり，動ポアソン比が極めて小さく，動ヤング率の値を修正しても大差はない。）

2）D＞30～50 Åで，Sr≒100%に達するとき→第Ⅰと第Ⅱ領域（場合によっては第Ⅲ領域も。）

Ⅱ 超音波パルス法と共振法間の動ヤング率の差

両試験法からえられた高飽和度における動ヤング率も伝ぱ速度の修正により，含水比に対する変化傾向に差がないことが分かった。しかし，動ヤング率の絶対値は，両試験法の結果を対比した場合，超音波パルス法から得られる結果の方が常に若干大きく表われる。なお，この試験法を実施する段階で，本研究の範囲では，音波速度の温度依存性が無視できることや，両試験法ともに弾性ヒズミレベル内にあることなどを確認してある。既存の研究結果から推察すると両試験法間には，10^2倍程度のヒズミレベル差があり，この差が，両試験法間の動ヤング率の値の差となる可能性がある。他に，両試験法間の動ヤング率に差を与える可能性を持つものに振動数の違いが考えられる。ところで，土をフォークト体と考えた場合，複素ヤング率E^* ($=\sqrt{E^2+\omega^2\eta^2}$)は，振動数依存性のない真の動ヤング率Eと振動数依存性を有する粘性項$\omega\eta$)とによって表わされ，振動数が大きくなると$\omega^2\eta^2$が大きくなり，その結果，E^*が大きくなるはずである。しかし，本研究で用いた超音波パルス法（振動数30 KHz）および共振法（振動数約500 Hz～2000 Hz）ともに$\omega^2\eta^2$が小さく，$E^*\fallingdotseq E$として差し支えないことがわかった。また，振動三軸試験（0.05 Hz～5 Hz）においても，土の動的定数の振動数依存性がほとんどないことがわかったので，両試験法間の動ヤング率の差は，振動ヒズミレベルの差と考えてよいだろう。なお，振動ヒズミの絶対値の決定には，本研究では独自の方法を開発し，振動時の最大変位を捉えることに成功した。

Ⅲ その他の考察

振動三軸試験機を用いて土の動弾性定数に及ぼす1)拘束圧(0～5 kg/cm²) 2)振動数(0.05～5 Hz) 3)振動ヒズミ(10^{-4}～10^{-2})などの影響や土の動的定数と静的定数との比較についても若干の知見を得た。

1) 振動三軸試験から得られる動ヤング率E_{DT}, 動剛性率G_{DT}には, 拘束圧σ_3依存性があることがわかったが, 既知の研究[35]におけるσ_3依存性に比べ, あまり顕著なものではなかった。これは, 本研究で用いた供試体が, 従来のものより相当固いものであったことによると考えられる。

2) すでにIIで述べたように, 土の動弾性定数の振動数依存性は, ないものと考えられる。しかし, 振動数の増加につれてE_{DT}, G_{DT}が, 増加および減少という全く対立する傾向を示す場合もあり, これは, 既存の土の内部減衰機構(例えばIIで述べた複素ヤング率の粘性項)では説明できず, 土の状態により粘性減衰(速度に比例した形の減衰)以外の土の内部減衰機構も存在する可能性を示唆しているように考えられる。

3) E_{DT}, G_{DT}の振動ヒズミ依存性は, 非常に大きく, 振動ヒズミの増加につれてE_{DT}, G_{DT}が急激に減少するという既知の研究結果によく一致した。ところが, 本研究結果では, 一般に言われている土の弾性ヒズミ限界(10^{-4})とそれ以上の振動ヒズミとにおいて, E_{DT}, G_{DT}が, ほとんど変化しない場合もあり, 土の状態を十分考慮して, 土の弾性ヒズミ限界を決定する必要があると考えられる。また同一供試体において, 振動ヒズミレベルを近づけるならば, 三つの振動実験法からの土の動ヤング率の値は, 類似してくることがわかった。この点より, 原位置の土の状態を室内実験により再現することができるならば, とくに一番簡単な超音波パルス法によっても原位置の土の動弾性定数を推定することができると考えられる。さらに, 土の動弾性定数と静弾性定数(静弾性係数)および一軸強度との間には一定の関係を有することがわかり, 様々な種類および状態における土の動的定数と静的定数とを比較することによって, 両定数を関係づける実験式を作ることも可能であろう。

以上のように静的締固め土の動力学的特性に及ぼす土中水分状態の影響を中心として, いくつかの新知見を得ることができた。

しかしながら, 土は様々な要因に支配されると考えられるので, その力学性ないし工学性を統一的に論じることは極めて困難である。様々な種類の土および状態を想定したより多くの動力学的特性に関するデータの集積が, さらに必要となろう。

引用文献および資料

1) 土質工学ハンドブック第3版, 土質工学会, PP. 292～294 (1968)

2) 尾崎叡司：供試土の粘性および横方向変形を考慮した共振円柱試験におけるヤング率, 第32回農土学会京都支部研究発表会講演要旨集, PP.115～116 (1975)

3) 葛上久, 中谷三男：比表面と塑性限界および締固め特性との関係, 農土論集67, PP.23～28 (1977)(1976年当時投稿中)

4) 小山修平, 尾崎叡司, 葛上久, 中谷三男：主として土の動弾性定数に及ぼす土中水分の影響について, 農土論集70, PP.27～38 (1977)(1976年当時投稿中)

5) 中谷三男, 尾崎叡司, 葛上久, 小山修平：高圧締固め粘性土のポアソン比ならびに二, 三の動的性質について, 昭和48年度農土学会大会講演要旨集, PP.258～259 (1973)

6) 石原研而：土質動力学の基礎初版, 鹿島出版会, PP.70～90 (1976)

7) 構造実験指導書：土木学会, PP.69～83(1971)

8) Koichi NAKAGAWA and Hiroshi MORI : Temperature Effects on Elastic Behavior of Basalt, Journal of Geoscience, Osaka City Univ., Vol.16 (1973)

9) B.G Khazin and B.V.Goncharov : The Use of Ultrasound to estimate of Frozen Soils During working, Soil Mechanics and Foundation Engineering Translated from Russian, Consultant Bureau, New York, PP.122 ～ 125, Russian Original Vol.11, No. 2 (1974)

10) D.Bancroft : The velocity of longitudinal waves in cylindrical bars, Phys. Rev., Vol. 59, PP.588～593 (1941)

11) Eiji OZAKI and Shuhei KOYAMA : The Dynamic Young's Modulus in compacted Clayey Soil at High Pressures and the Effects of Radial Inertia and Added Mass, Bull.Univ. Osaka Pref., Ser.B, Vol.27, PP.33～49(1975)

12) 中谷三男，尾崎叡司，葛上久，小山修平：微少変位計による粘性土の動ヤング率と動ヒズミの測定について，昭和50年度農土学会大会講演要旨集，PP.384～385（1975）
13) Ron.W.Rickman：Soil Structure Evaluation with Audio-frequency vibrations, soil sci. Soc.Amer.Proc.Vol 34, PP.19～24（1970）
14) 尾崎叡司，中谷三男：振動三軸試験機と土の動的試験についての一考察，第33回農土学会京都支部研究発表会講演要旨集，PP.288～289(1976)
15) 6）に同じ，PP.115～128（1976）
16) 尾崎叡司，中谷三男，繰返し応力を受ける締固め土の超音波法による動弾性定数，昭和50年度農土学会大会講演要旨集，PP.384～385(1975)
17) 飯島利弘，昭和49年度卒業論文，大阪府立大学農学部農業工学科（1975）
18) 振動三軸試験機取り扱い説明書，マルイ㈱
19) 中谷三男，尾崎叡司，葛上久，小山修平，多賀井敏美：締固め粘性土の動的性質について(4)，昭和51年度，農土学会大会講演要旨集，PP.288～289（1976）
20) F.E.リチャート，Jr.，J.R.ホール，Jr.，R.D.ウッズ：土と基礎の振動，岩崎敏男，嶋津晃臣訳鹿島出版会，PP.75～78（1975）
21) 西村源六郎：振動工学，誠文堂新光社，PP.475～479（1969）
22) 20）に同じ，PP.163～164（1975）
23) T.W.Lambe：The Structure of compacted Clay, Proc.Amer.Soc.Civil Eng., Vol.84 SM 2, PP. 1～34（1958）
24) 20）に同じ，PP.128～162（1975）
25) M.A.Boit：Theory of Propagation of Elastic Waves A Fluid-Saturated Porous Solid, J. Acoustical Soc. of America, 28, PP.168～191（1956）
26) 6）に同じ，PP.50～69（1976）
27) K.Ishihara：On the Longitudinal wave velocity and Poissons ratio in saturated soil, Proc. of 4th Asian Regional Conference. Bankok, Vol. 1, PP.197～201（1971）
28) 井上正康，大見美智人，守田順一：堆積岩の弾性波伝播速度，圧縮強さと含水比の関係，日本鉱業会誌，Vol.88, PP.27～32（1972）
29) 中谷三男，尾崎叡司，葛上久，小山修平：土の動弾性定数に関する一考察（円筒供試体中の圧縮波速度について），第33回農土学会京部支部研究発表会講演要旨集，PP.141～142（1976）
30) エム・エヌ・ゴールドシュティン：新しい土質力学Ⅱ--土の主要構成成分とその相互作用--大草重康訳，土中の結合水，森北出版，PP.247～266（1976）
31) 1）に同じ，PP.37～48（1968）
32) K.Terzaghi and R.B.Peck : Soil mechanics Engineering Practice, Seventh Printing, Modern Asia Edition, John Wiley & Sons inc, Charles E.Tuttle Co., PP.11（1965）
33) 葛上久，尾崎叡司，中谷三男：比表面と液性限界の関係--細粒土の工学的性質に関与する比表面（S.S）について(I)--，農土論集37，PP.61～67（1971）
34) K.Iida : The Velocity of Elatic Waves in Sand, Bull.Earthquake Res. Inst., 16, PP.131～144（1938）
35) 一例として20）に同じ，PP.166（1975）
36) 小山修平：締固め粘性土の動的性質について，大阪府立大学大学院農学研究科農学工学専攻修士論文（1974）
37) 20）に同じ，PP.175～181（1975）
38) 中谷三男，尾崎叡司，葛上久，小山修平：締固め粘性土の動弾性，減衰に関する一考察，昭和51年度農土学会大会講演要旨集，PP.290～291（1976）
39) 尾崎叡司，小山修平：締固め粘性土の動ヤング率と載荷振動数について，第33回農土学会京部支部研究発表会講演要旨集，PP.139～140(1976)
40) 6）に同じ，PP.144～146（1976）
41) 20）に同じ，PP.183（1975）
42) 中谷三男，尾崎叡司，葛上久，小山修平：締固め粘性土の動的性質と静的性質の関係(I)，第32回農土学会京都支部研究発表会講演要旨集，PP.117～118（1975）
43) 原，円羽，坂野：粘性土の動力学的性質，鹿島建設技術研究所年報，Vol. 22, PP. 308（1973）
44) 20）に同じ，PP.383～384（1975）
45) 20）に同じ，PP.164～168（1975）

以上の文献・資料の他に，土質力学全般については，主に最上武雄編著：土質力学，土木学会監修，技報堂（1969），アー・カー・ラリオノフ著，松尾新

一郎訳，土の構造，山海堂（1973）を参考にし，振動工学関係では，土木技術者のための振動便覧第4版，土木学会（1973），得丸英勝著：機械工学大系振動論初版，コロナ社（1973）およびY.C.ファン：固体の力学/理論初版第2刷，大橋義夫他訳，培風館（1971）などを参考にさせて頂いた。