

粘性土の動的強度特性について

齋藤 二郎
平間 邦興

概 要

道路盛土などの土構造物とか沈埋トンネルなどの土に関連した構造物の地震時の挙動は該当する地盤の動的土質特性によって支配される。したがって、これらの耐震設計を行うためには、応力と変位の分布はもちろん、土の動的弾性係数、動的ポアソン比、動的剛性率などの力学的諸指数を知ることが不可欠となる。ところが、これらの指数は実験条件によって大きく変動するのが普通である。

筆者らは、かねてより、その解決手段として動的三軸試験機を設計製作し、実験をおこなってきた。

本報文では、まず実験に使用した動的三軸試験装置の仕様を明らかにし、つぎに実験例としては、東京都内で採取した軟弱なる河成沖積土について、条件をいろいろ変えて実験をおこない、上記の諸指数と抱束圧、載荷回数、ひずみの大きさおよび間げき比などとの関係を検討し、その強度特性を明らかにしたい。

1. まえがき

土構造物および土に関連した構造物の地震時の動的挙動は該当地盤の動的土質特性によって支配される。したがって、これらの耐震設計を行なうためには応力と変位の関係はもちろん、土の動的弾性係数、動的ポアソン比、動的剛性率の諸指数を知ることが不可欠となる。ところが、これらの指数は実験条件によって大きく変動し、場合によっては全く別な特性を示すこともまれではなく、いまだ普遍的な実験法も確立されていないのが現状である。

土の強度特性を調べる有効な試験法の一つとして三軸圧縮試験機があるが、筆者らは、かねてより上記の諸問題の解決を意図して、動的三軸圧縮試験機を設計製作し、実験をおこなってきた。

本報文では、まず実験に使用した動的三軸試験機の仕様を明らかにし、実験例としては、東京都内で採取した軟弱な河成沖積土を主として、条件をいろいろかえて実験を行ない、その結果を検討して動的強度特性の一端を明らかにする。

この報文で表示した定性的および定量的データが、今後、土の動的問題を扱う上で何らかの手掛りを与えることができるならば幸甚である。

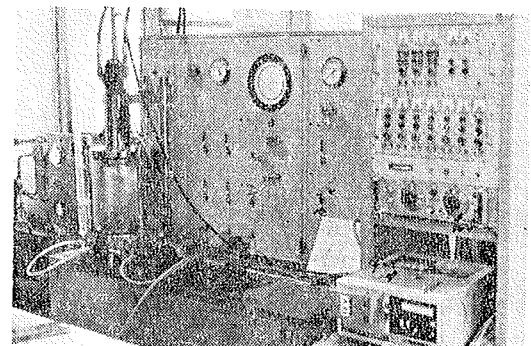
2. 動的三軸圧縮試験装置の仕様

2.1. 応力載荷系

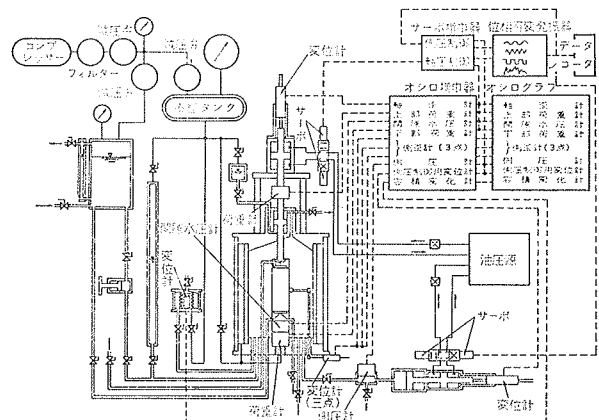
実験に使用した動的三軸圧縮試験機は土の動的挙動の解明を目的とした機器であり、軸方向圧および側圧ともに振動させることができる。また供試体を静的に圧縮することも可能である。実験装置の概要および機構系統を図一、図二に示す。

軸方向載荷装置は油圧ユニット、サーボ弁シリンダーからなり、応力はピストンを介して油圧により与える。側圧は、静的な場合は水を介して空気圧により与え、動的な場合には油圧ユニットとシリンダー部からなる載荷装置によって、水およびシリンダーを介して油圧で与える。

振動荷重は正弦波、三角波、短形波およびデータレコーダーとの連動で任意のランダム波を与えることができ、制御は応力およびひずみの両方でおこなえる



図一 動的三軸圧縮試験装置



図二 試験装置機構系統図

ようになっている。低周波発振器によって生じた正弦波（または三角波，短形波，ランダム波）は，まずサーボ増幅器によって圧油をシリンダーに伝達し，シリンダー内の圧力はピストンによって供試体に加えられる。

2.2. 三軸室

三軸室は水圧部の主三軸室と空気圧部の副三軸室の二重構造となっており，両方の圧力を平衡させることによって圧力による主三軸室容積の変化が生じないようにしている。また主三軸室を水で満たした後，側圧荷重部との間をベローズでしきり，主三軸室の試料の容積変化をベローズの変位量から動的に測定する。この時載荷スピンドルの貫入によって生ずる側圧の変動および容積の変化を補償する装置がブッシュ部分に付してある。

適用供試体寸法は 50φ×125(m/m)，35φ×90(m/m) であるが，本実験では前者を使用した。

2.3. 測定系

供試体にかかる応力は供試体下部と三軸室外部のピストン・ロッドの継目に取り付けられた2個の荷重計（ストレン・ゲージ）によって，応力に対応して生じるひずみはピストン・ロッドに直結された変位計（差動トランス）によって測定される。

側圧は三軸室外部の水圧計（差動トランス）により測定され，間げき水圧は試料座に直結された間げき水圧計（ストレン・ゲージ）によって測定される。

体積変化はベローズ型差動トランスを使用した容積変化測定器によって測定する。

また供試体の側方ひずみはテコ式差動トランスを使用して，三軸室外部の測定器により3点で測定することが可能である。

以上述べてきたごとく記録は10要素であり，これらはすべてアナログ的に自己録される。

供試体名	Sample. 7	Sample. 13
採取深度	G.L.-7m	G.L.-13m
土の組成		
砂 (%)	27	1
シルト (%)	49	60
粘土 (%)	24	39
含水比 ω (%)	56.6	69.6
真比重 G _s	2.69	2.64
湿潤密度 γ (g/cm ³)	1.64	1.59
間げき比 e	1.57	1.82
コンシステンシー		
L.L. (%)	63.2	76.3
P.L. (%)	25.1	34.0
P.I. (%)	38.1	42.3
透水係数 k (cm/sec)	1.33×10 ⁻⁴	5.62×10 ⁻⁷
先行荷重 P ₀ (kg/cm ²)	1.11	1.92
圧密係数 C _v (m ² /sec)	2.71×10 ⁻⁷	1.53×10 ⁻⁷

表一 試料の物理的性質 (不かく乱試料)

3. 実験方法

3.1. 試料の物理的性質と調整

実験に供した土試料は東京都板橋区舟渡でシンウォール・サンプリングを実施したもので付近を流れる荒川の影響を受けた非常に軟弱で飽和した河成沖積粘性土である。G.L.-7m から採取したものを便宜上 Sa-

sample 7, G.L.-13m から採取したものを Sample 13 としたが，Sample 7 が若干砂質性に富む点を除けば，生成過程も同じであり，基本的に異なる土とはいえない。

またサンプリングを行なった場所は地下水位も高く，軟弱で表一1に示した先行荷重も e-log p 曲線上で明確に得られたものではなかったが，本実験ではかく乱試料と不かく乱試料を準備して，動的挙動の差異の検討を試みた。

3.2. 実験方法

3.2.1. 静的三軸圧縮試験

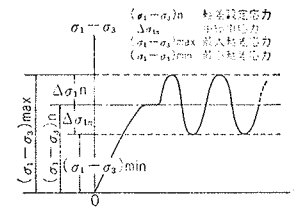
動的三軸圧縮試験の予備試験として，また試験結果の比較のために動的試験に使用したすべての側圧の下で，静的三軸圧縮試験を実施した。実験はすべて圧密非排水せん断条件でこない，使用したひずみ速度は 0.1%/min である。

3.2.2. 動的三軸圧縮試験

実験はすべて圧密非排水条件でおこなった。すなわち所定の側圧で等方圧密終了後，図一3に示す如く静的設定応力 (σ₁-σ₃)_n を載荷し，正弦波形応力振幅 Δσ_{1n} で加振する。したがって本実験では載荷速度をすべて 1Hz としたので，加振時に供試体に加わる軸差応力は式(1)で示される。

$$f(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_3)_n + 2\Delta\sigma_{1n} \sin \omega t \quad (1)$$

本実験では側圧と応力振幅の影響を把握することに



図一3 試験時応力の表示

No.	Sample 7				Sample 13			
	不かく乱試料 (U)	不かく乱試料 (D)	不かく乱試料 (U)	不かく乱試料 (D)	不かく乱試料 (U)	不かく乱試料 (D)	不かく乱試料 (U)	不かく乱試料 (D)
0.6	Sample 7-U-0.6	Sample 7-D-0.6	Sample 7-U-0.6	Sample 7-D-0.6	Sample 13-U-0.6	Sample 13-D-0.6	Sample 13-U-0.6	Sample 13-D-0.6
1.2	Sample 7-U-1.2	Sample 7-D-1.2	Sample 7-U-1.2	Sample 7-D-1.2	Sample 13-U-1.2	Sample 13-D-1.2	Sample 13-U-1.2	Sample 13-D-1.2
1.5	Sample 7-U-1.5	Sample 7-D-1.5	Sample 7-U-1.5	Sample 7-D-1.5	Sample 13-U-1.5	Sample 13-D-1.5	Sample 13-U-1.5	Sample 13-D-1.5
2.0	Sample 7-U-2.0	Sample 7-D-2.0	Sample 7-U-2.0	Sample 7-D-2.0	Sample 13-U-2.0	Sample 13-D-2.0	Sample 13-U-2.0	Sample 13-D-2.0
3.0	Sample 7-U-3.0	Sample 7-D-3.0	Sample 7-U-3.0	Sample 7-D-3.0	Sample 13-U-3.0	Sample 13-D-3.0	Sample 13-U-3.0	Sample 13-D-3.0
6.0	Sample 7-U-6.0	Sample 7-D-6.0	Sample 7-U-6.0	Sample 7-D-6.0	Sample 13-U-6.0	Sample 13-D-6.0	Sample 13-U-6.0	Sample 13-D-6.0

(ただし，安全荷重試験の場合は10000回加振後一度軸差応力を除去した後，静的試験を行った。)

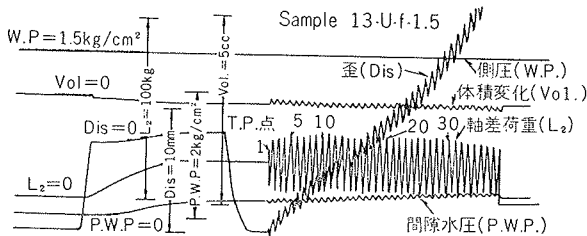
表二 試験条件 (試験時測定応力により表示)

主眼目をおき、特に応力振幅については100波前後で破壊させることを目的とした試験(破壊荷重試験)と非破壊を目的とした試験(安全荷重試験)とに分けておこなった。以上の試験条件を一括表示したのが表一2である。

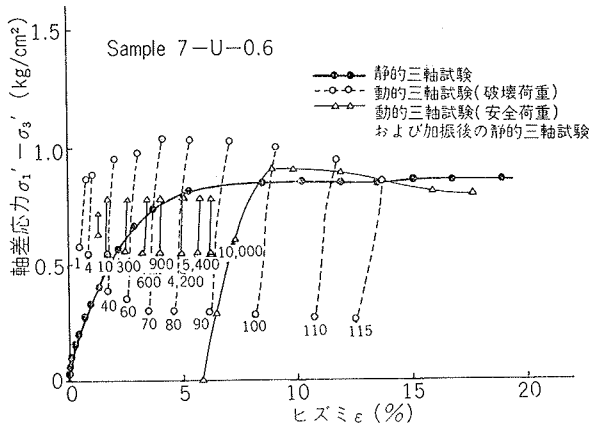
4. 試験結果とその検討

4.1. 破壊機構についての検討

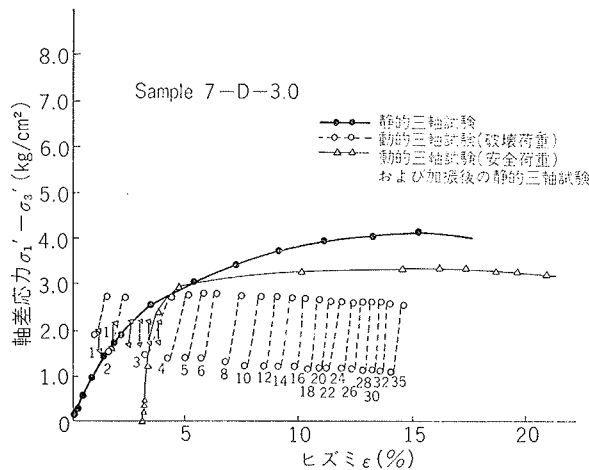
4.1.1. 応力とひずみの関係 破壊荷重試験の場合の測定例を示したのが図一4である。また一連の実験で得られた軸差応力とひずみの関係を示す2種の例が図一5, 6である。図一5に示す例は、本実験でも数多くの試料について認められた傾向であり、これまでに報告されてきた結果¹⁾とも一致するものである。すなわち、静的試験に比べて動的試験(破壊荷重)で



図一4 動的試験(破壊荷重)測定例



図一5 軸差応力-ひずみ(その1)



図一6 軸差応力-ひずみ(その2)

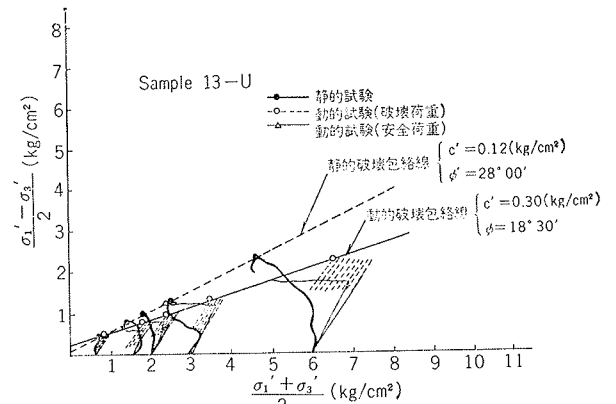
はせん断抵抗にピークが認められ、その絶対値も大きい。また動的試験(安全荷重)で10,000回載荷した後、一度、軸差応力を除去して静的試験を行なうと、やはり大きなピークを有する軸差応力を示して、しかもその立ち上りは急となり、なんらかの硬化現象を起こしていることが推定される。図一6に示す例は、側圧が大きい場合の硬質粘土について認められた例である。また動的試験(破壊荷重)の場合、殆どどの試料について、約10%のひずみで破壊しているようである。

試料名	静的試験		動的試験(破壊荷重)	
	σ' (kg/cm²)	φ'	σ' (kg/cm²)	φ'
Sample 7	0.24	0.00	0.42	0.30
	26°00'	30°30'	15°20'	20°20'
Sample 13	0.12	0.00	0.30	0.26
	25°30'	30°30'	18°30'	17°40'

表一3 強度定数

4.1.2. 強度定数と応力経路による検討 載荷方法による強度定数の違いを明らかにするため、有効応力表示によって静的および動的(破壊荷重)試験結果を一括表示したのが表一3である。これからも静的試験と動的試験では、破壊基準に明確な差異のあることが理解できよう。

これらの載荷による強度特性の差異を明らかにするため Sample 13-U について、すべての載荷条件に対応する応力経路を示したのが図一7である。動的試験(破壊荷重)による載荷では、振動回数の増加に伴って間隙水圧が増大し、包絡線へ移行して行って破壊にいたる状況が明確に理解できる。動的試験(安全荷重による加振のみ)による載荷でも、間隙水圧の増



図一7 応力経路による比較

大は認められるが破壊にはいたっていない。ただし、図中の側圧 3.0(kg/cm²)の安全荷重のみは加振回数5400回で破壊を生じたが、この場合の応力経路の破壊点が静的破壊包絡線に達しているのは極めて興味深い傾向といえよう。

4.1.3. 静的せん断強さ(σ₁' - σ₃')との比較 すべての試料について静的せん断強さと、動的試験(破壊荷重)の場合には動的せん断強さ(σ₁' - σ₃') + Δσ'in と

の比、動的試験（安全荷重）の場合には加振後の静的せん断強さ $(\sigma_1' - \sigma_3')_{sf}$ との比の平均値を側圧に対応させて図-8に示す。不かく乱試料では、一般に動的せん断強さのほうが大きく、大略 100~130% の範囲

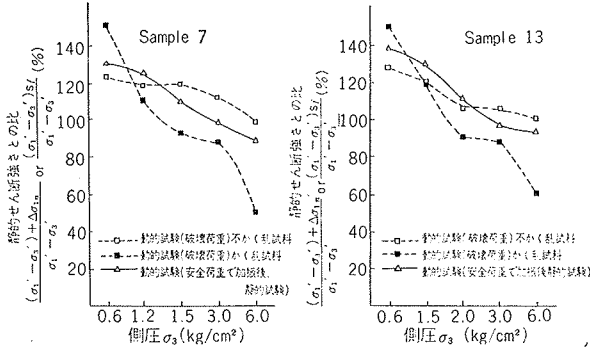


図-8 静的せん断強さとの比較

に分布しているが、かく乱試料では分布幅が大きく、側圧の増大にともなってせん断強さとの比は減少する傾向が認められる。すなわち、側圧が大きな影響をおよぼしていることが理解できよう。

4.2. 強度指数による表現

4.2.1. 動的強度指数 土を弾性体と仮定すると、 $\sigma_2 = \sigma_3$ の三軸応力条件では、応力とひずみの関係は式(2)、(3)で示すことができる。

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E_d} (\sigma_1 - 2\sigma_3) \quad (2)$$

$$\epsilon_3 = \frac{1}{E_d} \{ (1 - \nu_d) \sigma_3 - \nu_d \sigma_1 \} \quad (3)$$

ただし、 E_d 、 ν_d 、 G_d は動的弾性係数、動的ポアソン比、動的剛性率を示し、軸方向応力、軸ひずみ、側方ひずみ、容積ひずみの増分を、それぞれ $2\Delta\sigma_{1n}$ 、 $\Delta\epsilon_1$ 、 $\Delta\epsilon_3$ 、 $\Delta\epsilon_v$ とする。

$\sigma_2 = \sigma_3$ が一定の状態軸差応力を、ある応力振幅を設定応力に加えて載荷すれば、式(2)、(3)の関係を用いて次式で示すことができる。

$$E_d = 2\Delta\sigma_{1n} / \Delta\epsilon_1 \quad (4)$$

$$\nu_d = (\Delta\epsilon_1 - \Delta\epsilon_v) / 2\Delta\epsilon_1 \quad (5)$$

$$G_d = E_d / 2(1 + \nu_d) \quad (6)$$

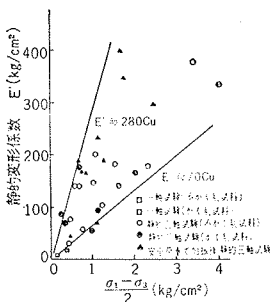


図-9 静的変形係数

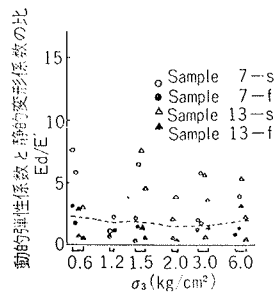


図-10 静的変形係数と動的弾性係数との比較

4.2.2. 静的変形係数と動的弾性係数の比較 図-9は静的試験から得た静的変形係数 E' をせん断強さに対応させて示したものである。一般に動的試験（安全荷重）で加振後、静的試験を行なった試料が大きな E' を有して、本実験においても²⁾、なんらかの硬化現象の生じていることが推定される。

動的弾性係数を対応する静的変形係数との比で示したのが図-10である。Sample 7 および Sample 13 についても、ほぼ同じ傾向を示して破壊荷重の場合には 0.5~2 に、安全荷重の場合には 2~8 に分布している。また係数比に関しては、側圧の影響が殆んど認められない。

4.2.3. 動的弾性係数と振幅ひずみの関係 土の動的性質に影響をおよぼす因子の内、最も影響の大きいのが振幅ひずみの大きさといわれている。本実験で得られた 1 パルスのひずみの範囲は次の通りであった。

安全荷重の場合 $2.0 \times 10^{-4} \sim 1.7 \times 10^{-1} (\%)$

破壊荷重の場合 $3.0 \times 10^{-1} \sim 3.7 \times 10^{-0} (\%)$

これを動的弾性係数に対応させて両対数紙上にプロットしたのが図-11である。各試料を一括して表示したため、ある幅をもってはいるが直線性が認められる。また Sample 7 では E_d が 90~1300(kg/cm²)、Sa-

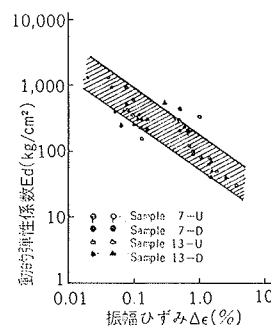


図-11 動的弾性係数と振幅ひずみ

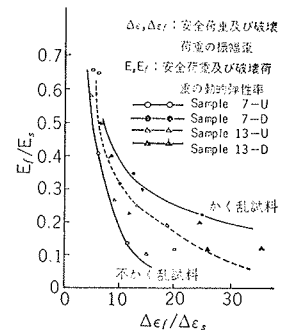


図-12 破壊荷重と安全荷重の動的弾性係数

ample 13 では 30~600 (kg/cm²) の範囲に分布しており、ひずみの影響の大きいことがわかる。これを安全荷重と破壊荷重とに分けて無次元化して示したのが図-12である。かく乱試料と不かく乱試料とをかなり明確に分離することができる。

4.2.4. 剛性率と間隙比との関係 既に報告さ

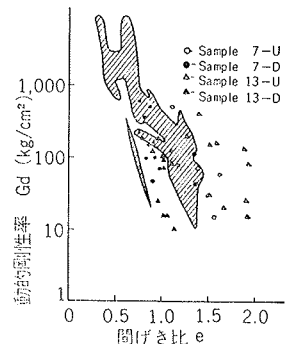
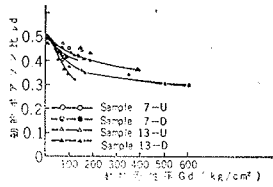


図-13 剛性率と間隙比

れている剛性率と間隙比の関係³⁾ (主として、かく乱試料)に本実験結果を書き込んだのが図-13である。かく乱試料については範囲内に分布しているが、不かく乱試料については圧密後含水比が異なるため、間げき比の小さな範囲に分布している。分布幅は Sample 7 で 30~600(kg/cm²), Sample 13 で 10~200(kg/cm²) であった。

4.2.5. 剛性率とポアソン比の関係 剛性率とポアソン比の関係を示したのが

図-14である。一般に軟弱な粘土では、弾性波試験に比らべて三軸試験から得られるポアソン比のほうが小さく、破壊に近づくにつれ



て0.5になってくるようである。大略の傾向を得るために Sample ごとに曲線で結んでみた。

4.2.6. 動的せん断中の弾性係数の変化 破壊荷重の場合について、動的弾性係数を残留ひずみの進行に対応させて示したのが図-15である。不かく乱試料は

ひずみの増加、すなわち動的載荷回数とともに強度弱화가生じて係数は減少していくのに対して、かく乱試

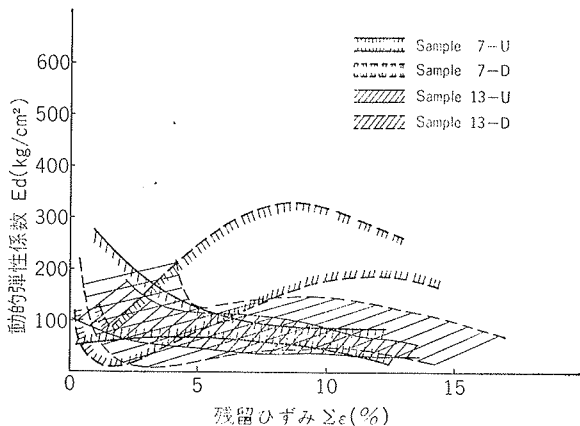


図-15 動的せん断中の弾性係数の変化

料では係数が加振途中で一部増大し、破壊に近づくにつれて減少する傾向を示している。

4.2.7. 2.3の土の動的弾性係数とポアソン比

筆者らが、これまでおこなってきた動的三軸圧縮試験結果^{4),5)}から代表的な不かく乱試料(東京都清瀬市の関東ローム, 東京港湾岸の海成沖積粘

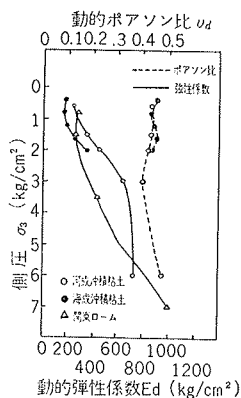


図-16 2.3の土の動的弾性係数とポアソン比

土, 東京都板橋区の河成沖積粘土)について、動的弾性係数と動的ポアソン比を抱束圧に対応させて図-16に表示する。試験条件はいずれも圧密非排水せん断試験である。

5. まとめ

一連の実験とその検討から、耐震設計に必要な動的弾性係数、ポアソン比、剛性率などの諸指数をはじめ、粘性土の動的強度特性の一端を明らかにすることができた。また、動的特性に特有な挙動を、応力とひずみの関係に認められたことや、軟質な供試体に振動荷重による硬化現象と推定される傾向が数多く認められたことは興味深い。本実験結果からも、静的試験と動的試験では破壊基準に明確な差異があり、間げき水圧の挙動が動的特性を大きく支配する傾向が認められたが、これら破壊機構のより詳細な検討が、今後の重要な研究課題となるであろう。また筆者らが研究中に、特に注目したのは、動的弾性係数をはじめとする動的諸指数が振幅ひずみに、非常に大きな影響を受け、しかも、それらは非線型であるということである。本実験においても、大きな分布幅を示した。今後の耐震設計にあたって、この点に留意し、安易な方法に走らず、慎重な検討を行なうことが必要となろう。

謝辞

本研究を行なうにあたって、日産基礎工業㈱, 山下善也氏の多大なる協力を受けた。また実験については、日本大学々生, 萩野俊雄, 白鳥義孝, 長谷川裕二, 諸氏の尽力に負うところが多い。

ここに記して、深甚なる謝意を表します。

参考文献

- (1) H. B. Seed & C. K. Chan: "Clay Strength under Earthquake Loading Conditions", Proc. A. S. C. E. SM 2, pp. 53~78, (1966)
- (2) 山内豊聡, 羅文鶴: "三軸的繰返し荷重を受ける土の荷重と変形の関係", 土と基礎, Vol. 13, No. 11, pp. 17~21, (1965)
- (3) 石原研而: "粘性土の動的性質", 土木学会26回年次学術講演集, pp. III(1)~III(4), (1971)
- (4) 斎藤二郎, 平間邦興: "粘性土の動的挙動に関する研究(関東ロームについて)" 大林組技術研究所報告, No. 82007-3, (1971)
- (5) 斎藤二郎, 平間邦興: "首都高速道路湾岸線沈埋工事, 土の振動三軸試験報告書" 大林組技術研究所報告, No. 社外 89005, (1971).