

大阪大林組 技術研究所

斎藤二郎

大阪大林組 技術研究所

○ 平間邦興

1 はじめに

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つて支配される。

筆者らは、かねてより動的三軸圧縮試験機を製作し、基礎的実験をおこなうとともに、実際工事への応用を検討してきた。

本報文では、まず試験装置の概要を示し、実験例としては、東京都内で採取した軟弱な河成沖積土について、その動的特性の一端を明らかにしたい。

2 実験装置

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。装置の機構系統を図-1に示す。

振動応力は軸方向圧として正弦波、三角波、矩形波およびデータレコーダーと結んでランダム波を与えることができ、側圧は正弦波のみを与えることができる。制御は応力と変位の両方でおこなうことが可能であり、軸方向圧と側圧を連動させる場合には、位相差制御ができるようになっている。周波数は実用的には0.001 Hzから30 Hzまで変化させ得る。

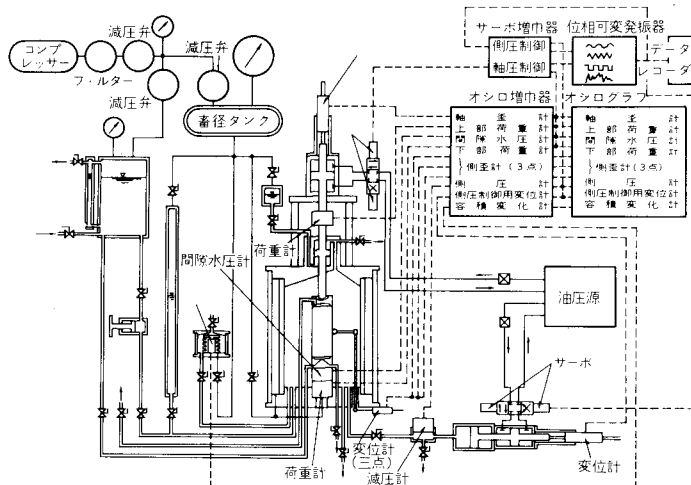


図-1 実験装置機構系統図

三軸室は二重構造となっており、

適用供試体寸法は直径50mm、高さ125mmである。

3 試料および実験方法

3.1 試料の物理的性質

実験に供した土試料は東京都板橋区舟渡でシンウオール・サンプリングをおこなったもので、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沖積粘性土である。物理的性質を表-1に示す。

GL-7.0m (Sample. 7) と GL-13.0m (Sample. 13) から採取したものであり、前者がやや砂質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。また採取した地点は地下水位が高く軟弱で、表-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いが、本試験では

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 W (%)	56.6	69.6
真比重 Gs	2.69	2.64
湿潤密度 γ (g/cm ³)	1.64	1.59
間隙比 e	1.57	1.82
液性指数 L.L. (%)	63.2	76.3
塑性指数 P.L. (%)	25.1	34.0
液限 P.L. (%)	38.1	42.3
透水係数 k (cm/sec)	1.32×10^{-4}	5.62×10^{-4}
先行荷重 P_0 (kg/cm ²)	1.12	1.92
圧縮係数 α (cm ³ /sec)	2.71×10^{-4}	1.53×10^{-4}

表-1 試料の物理的性質

カク乱試料(Sample.D)と不カク乱試料(Sample.U)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 圧密およびセン断時の側圧を0.61530.60(%)、(Sample.0.61530.60)の4段階とし、動的載荷はすべて等方圧密をおこなった後に非排水条件で実施した。

まず動的試験に対応する条件で静的三軸圧縮試験をおこなう。その最大軸差応力の約70%を静的に載荷し、この静的応力を中心に所定の振幅応力で振動させて実験をおこなった。本実験では載荷条件について、50波前後の応力で破壊させることを目的とした試験(破壊応力試験, Sample.f)と非破壊を目的とした試験(安全応力試験, Samples)とに分けておこなったため、振幅応力の設定にあたっては、破壊応力試験は静的最大軸差応力の約28%, 安全応力試験では約15%とした。

なお本実験に使用した振動周波数は1Hz, 振動波形は正弦波である。

4 実験結果とその検討

4.1 応力とヒズミの関係 動的試験(破壊応力試験)の場合の測定例を示したのが図-2である。

一連の実験で得られた軸差応力と軸ヒズミの関係を示す2種の例が図-3,4である。図-3に示す例は本実験でも数多くの結果について認められた傾向であり、大要はこれまでに報告されてきた結果とも一致する。すなわち、静的試験に比べて動的試験(破壊応力)では軸差応力にピークが明確であり、その絶対値も大きい。また動的試験(安全応力)で10,000回載荷したのち、一度、軸差応力を除去して静的試験をおこなうと、大きなピークを有する軸差応力をして、しかも、その立ち上がりは急となり硬化現象を生じていることがわかる。図-4は側圧が大きい場合の硬質粘土について、しばしば認められた例である。

振動載荷による応力とヒズミの履歴の一例を示したのが図-5である。任意の周期における振幅応力と振幅軸ヒズミの比を動的弾性係数(E_d)とすれば、振動初期には大きな弾性係数を示して、比

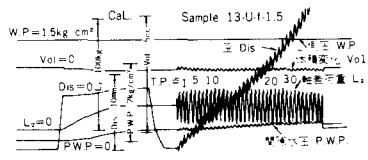


図-2 動的試験(破壊応力)測定例

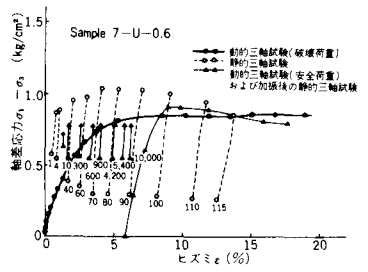


図-3 軸差応力-軸ヒズミ(その1)

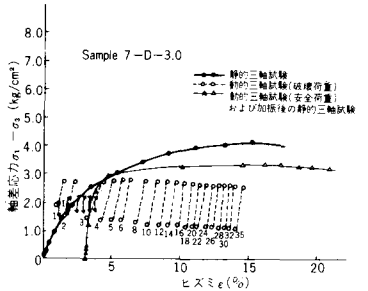


図-4 軸差応力-軸ヒズミ(その2)

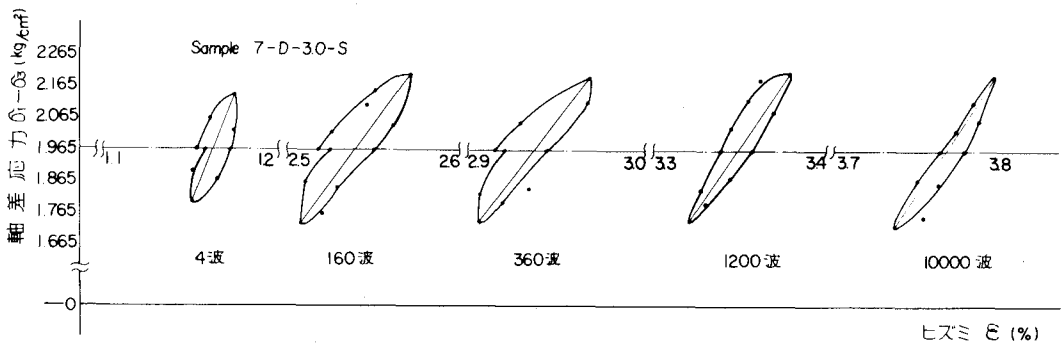


図-5 軸差応力-軸ヒズミ(履歴曲線)

較的弾性的挙動を示しているが、次第に非線形的挙動が増大する。しかしながら、さらに振動回数が増えると硬化現象を生じて、再び弾性的挙動を示しはじめるようである。

4.2 振動中の動的弾性係数の変化 動的載荷(破壊応力試験)過程における弾性係数の変化を調べるために残留ヒズミの進行に対応させて示したのが図-6である。係数は一定値ではなく、試料によつてかなり異つた傾向を示す。不カク乱試料ではヒズミの増加、すなわち振動回数とともに強度弱化が生じて係数が減少していくが、カク乱試料では加振途中で係数が一度増大し、破壊に近づくにつれて減少する傾向を示している。

4.3 動的弾性係数と振幅ヒズミの関係 土の動的性質に影響をおよぼす因子のうち、最も影響の大きいのが振幅ヒズミの大きさといわれている。本実験で得られた振幅軸ヒズミの範囲は次の通りであつた。

安全応力試験	$2.0 \times 10^{-2} \sim 1.7 \times 10^{-1}$	(%)
破壊応力試験	$3.0 \times 10^{-1} \sim 3.7 \times 10^0$	(%)

この値を動的弾性係数に対応させてプロットしたのが図-7である。各試料を一括して表示したため、ある幅をもつてはいるが直線性が認められ $E_d = 5.2 \times 4 \epsilon^{-0.691}$, $E_d = 1.78 \times 4 \epsilon^{-0.704}$ で表わすことができる。また Sample. 7 では E_d が 90~1300 (kg/cm²) Sample. 13 では、30~600 (kg/cm²) の範囲に分布しており、振幅ヒズミの影響の大きいことがわかる。

図-7の結果を安全応力試験と破壊応力試験に対応する動的弾性係数と振幅ヒズミを使つて無次元化して示したのが図-8である。カク乱試料と不カク乱試料とを、かなり明確に分けることができる。

4.4 動的弾性係数と静的変形係数の比較 動的弾性係数に対応する静的変形係数(初期正接係数, E_s)との比で示したのが図-9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、安全応力試験の場合には 2~8 ㏪、破壊応力の場合には 0.5~2 ㏪に分布している。係数比に関しては、側圧の影響が殆んど認められないようである。

4.5 静的セン断強さとの比較 動的試験(破壊応力試験)については、振幅応力を連続的に増加さ

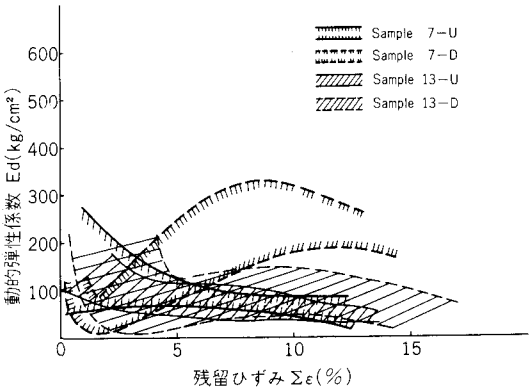


図-6 振動中の弾性係数の変化

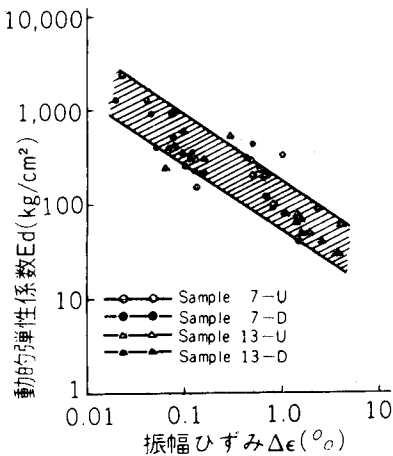


図-7 弾性係数と振幅ヒズミ(その1)

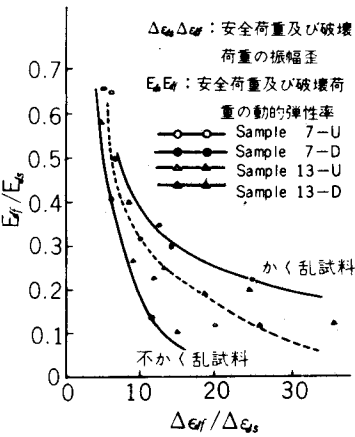


図-8 弾性係数と振幅ヒズミ(その2)

せた場合のセン断強さ、動的試験(安全応力試験)については、加振後の静的試験におけるセン断強さを、対応する静的セン断強さとの比で参考までに示したのが図-10である。不カク乱試料では、一般に動的セン断強さのほうが大きく、大略100~130%の範囲に分布しているが、カク乱試料では分布幅が大きく、側圧の増大にともなつて比の値は減少し、側圧の影響が大きく表われているようである。

5 ま と め

軟弱で飽和した河成冲積土についておこなつた一連の実験とその検討から、次のような傾向が見いだされた。

(1) 応力とヒズミの関係などに動的試験に特有な挙動が認められ、特にカク乱試料では加振による硬化現象が著じるしい。

(2) 振幅ヒズミは土の動的特性を大きく支配する因子として認められ、本実験においても、振幅ヒズミに対応して動的弾性係数は非常に大きな分布幅を示した。

(3) 応力とヒズミの関係および種々の試験条件における最大セン断抵抗には、側圧の影響が明確に認められるようである。

(4) 本実験過程においても、間ゲキ

水圧の挙動が土の動的特性を支配すると推定される傾向が認められた⁴⁾。間隙水圧の挙動を含めた破壊機構のより詳細な検討が今後の研究課題となろう。

本研究をおこなうにあたつては実験、解析に日産基礎工業^株、山下善也氏の協力を受けた。ここに記して、深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

(1) 斎藤二郎，平間邦興，“首都高速道路湾岸線沈埋工事，土の動的三軸試験報告”，^株大林組技術研究所報告，^株社外-89005，(1971)

(2) 斎藤二郎，平間邦興，“LNGタンク建設試験工事、土の動的性質検討書”，^株大林組技術研究所報告，^株1996，(1972)

(3) H.B. Seed and C.K.Chan，“Clay Strength under Earthquake Loading Conditions” Proc. A.S.C.E. SM2. pp 53~78，(1966)

(4) 斎藤二郎，平間邦興，“粘性土の動的強度特性について”，^株大林組技術研究所々報，vol.6，1972，

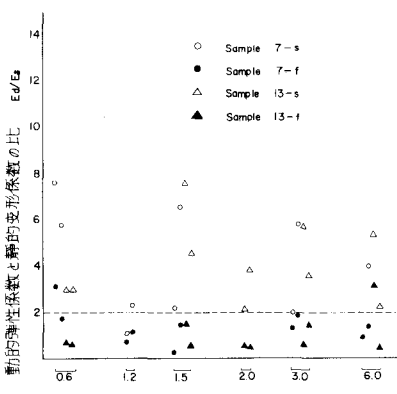


図-9 動的弾性係数と静的変形係数の比較

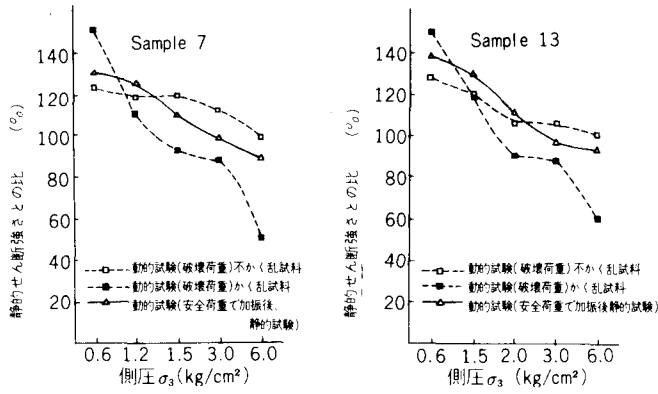


図-10 静的セン断強さとの比較