

瞬発載荷式三軸圧縮試験による砂質土の圧縮性の評価

兵動 正幸*・中田 幸男**・安福 規之*
村田 秀一*・四宮 圭三***

Evaluation for Compressibility of Sand in Impulsive Loading Triaxial Test

Masayuki HYODO, Yukio NAKATA, Noriyuki YASUFUKU,
Hidekazu MURATA and Keizou SINOMIYA

Abstract

Dynamic consolidation method for compacting base ground has been adopted on a various type of soils in the past decade. However, its theoretical evaluation has not been fully developed yet, because its mechanism of improvement is too complex. Impulsive loading triaxial test apparatus was developed in this study for the purpose of testing soil elements applying the stress increments induced by dropping hammer. Furthermore, a compressibility of sandy soil under various stress increments and drainage conditions were investigated by using the apparatus. As a result, at first, it was found that in the case of undrained tests, the compaction of soil was produced by dissipation of induced pore water pressure after undrained loading. Secondly, it was concluded that in the case of drained tests, the change of void ratio was induced by both increments of effective mean principal stress and deviator stress.

1. まえがき

埋立地などの地盤締固め工法として動圧密工法が近年よく用いられている。この工法は、1960年代後半 Menard¹⁾によって考案されたものであり、10tf以上の鉄製重錘を数十メートルの高さから自由落下させ地盤内に大きな衝撃力を繰返し加えることによって締固めを行うものである。開発当初、砂や砂礫地盤が対象土質であったが、現在では適用範囲も広がり、粘性土、岩砕盛土またはゴミ埋立て地盤においても用いられるようになっている^{2),3),4),5)}。しかしながら、当工法による地盤改良の評価については経験に基づくところが多くメカニズム等不明な点が多い。筆者ら⁶⁾は、重錘落下時に生じる地中応力を想定して土の圧縮性を評価するために、高圧及び低圧の静的三軸圧縮試験を行ってきた。

しかし、重錘落下時の地盤内では静的な三軸条件よりもはるかに急速な載荷が瞬時に行われている⁷⁾ので、これらの試験結果の直接的適用に問題が残った。

そこで、本研究において、重錘落下時の載荷状態をより現実的に再現するために、瞬発載荷式三軸圧縮試験機を試作した。さらに本試験機を用いて種々の応力変化に対する土の圧縮性の評価を行ったのでその結果について述べるものである。

2. 重錘落下による地盤内応力変化

地盤の初期及び重錘落下時の地盤内応力状態は、Fig. 1に示す概念図で表される。初期の応力状態は、Fig. 1に示されるように有効上載圧 σ_v と静止土圧による K_0 圧密状態であると考えられる。ここに、重錘落下させることで地盤内には瞬時に応力が増加し、Fig. 1のような応力状態になると考えられる。つまり、重錘落下の直下部では初期の主軸と同方向にかなり大きな鉛直応力と側方応力の増加が考えられる。直下部より側方に離れると、初期の主軸から幾分傾斜した方向に

*社会建設工学科

**大学院 建設工学専攻

***日本国土開発(株)

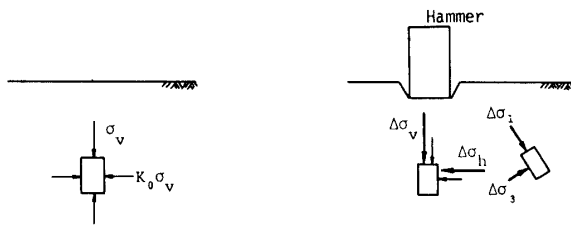


Fig. 1 Stress conditions at initial state and in dropping hammer

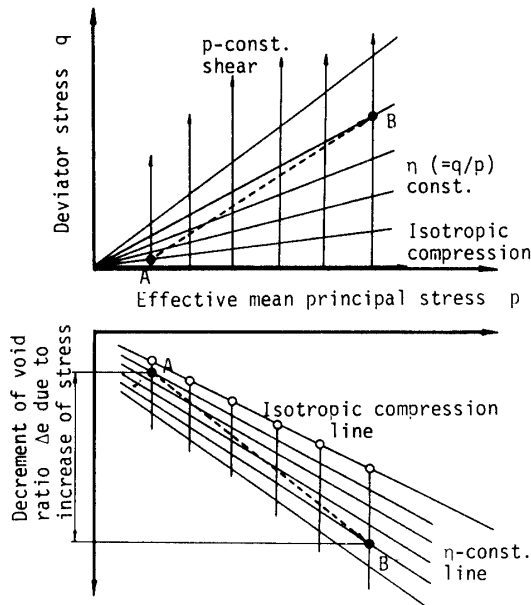


Fig. 2 Schematic diagram for presenting the decrement of void ratio due to increase of stress in ground by dropping hammer

主応力の増加が生じる⁸⁾。いずれにしてもこれらの応力増加は以下に示す等方応力増分 ΔP と偏差応力増分 ΔQ によって表すことができる。

$$\Delta P = (\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) / 3 \quad (1)$$

$$\Delta Q = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 \quad (2)$$

ここで、横軸を P 、縦軸を Q とした $P-Q$ 座標平面でこの応力変化過程を考えると、初期及び重錘落下時における地盤内応力状態は、Fig. 2 に示すように K_0 圧密状態の初期点 A と重錘落下時の荷重点 B の 2 点でそれぞれ表すことができる。主軸の方向の変化を無視すると、この A 点から B 点にいたる応力変化に対して地盤内の締め固め特性は、 P 成分による等方圧縮と Q 成分によるダイランシーの各々による体積圧縮量の重ね合わせにより表現が可能であると考えられる。

3. 瞬発荷式三軸圧縮試験機と実験方法

3. 1 試験装置

重錘落下時の地盤内要素の応力状態を再現するためには、瞬時に荷重・除荷を与えることが可能な試験装置が必要であり、今回瞬発荷式三軸圧縮試験機を試作した。

Fig. 3 に示すように本試験機は、軸圧と側圧荷重系統がそれぞれ独立に設けられている。軸圧荷重系統は、上部を水で満たしたペロフラムシリンダーに、ナイロンチューブを通じソレノイドバルブを介して高压タンク（荷重用）と低压タンク（初期応力用）に接続されており、水圧により軸圧が荷重される仕組みになっている。一方、側圧荷重系統は、完全に水で満たされた

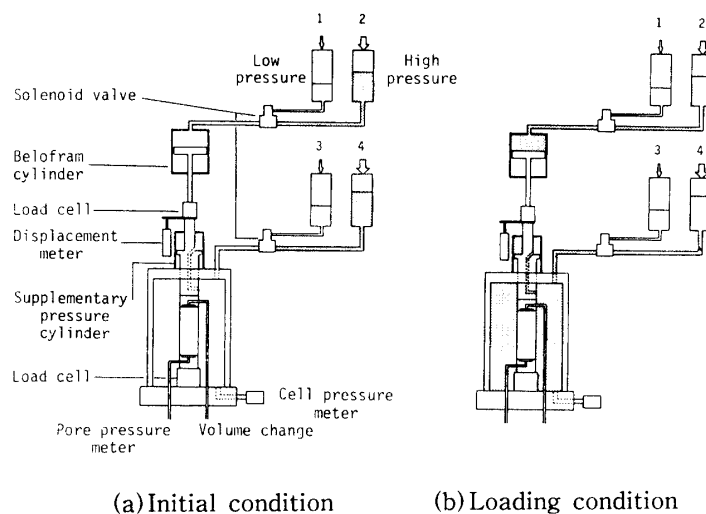


Fig. 3 Mechanism of loading in the apparatus

三軸セルに、等方応力を載荷する際に不足軸圧分を補償するための載荷シリンダーが接続され、ソレノイドバルブを介して側圧用低圧及び高圧タンクに接続されている。これにより、軸圧と側圧載荷は任意の大きさでそれぞれ独立に設定することが可能となっている。

次に、この試験機の載荷のメカニズムについて簡単に説明する。初期圧縮（圧密）状態として、タンク③に加圧することで等方圧縮（圧密）、タンク①に加圧することで異方圧縮（圧密）を行い、Fig. 2の初期点Aの応力状態を再現する。この時載荷時の応力状態を任意に設定し、等方圧縮分をタンク④に加圧し、異方圧縮を行う場合は偏差応力分をタンク②に加圧しておく。その後、ソレノイドバルブの切り替えでタンク圧が瞬時に入れ替わることによって急速な載荷および除荷が行われ、Fig. 2に示す載荷点Bへの応力変化そして元のA点への除荷を再現することが出来る。このソレノイドバルブは、タイマーユニットに接続されており、載荷時間、載荷周期および載荷回数も任意に制御することが可能である。これによると、最短0.8秒程度で1ステップの載荷・除荷が可能である。現状はこの程度の載荷速度が限界であるが、さらに速い載荷速度に改良するには、タンクと載荷系統を結ぶチューブ径を大きくすることによって実現可能である。

実験における測定項目は、軸荷重、軸変位、間隙水圧、側圧および体積変化である。軸荷重は、より詳細に調べるため、セル上部及びセル内供試体下部のロードセル2箇所測定する。今回の実験では、補償載荷シリンダーの摩擦が多少あり上部ロードセルがその影

響を受けるため、下部のロードセルのみにより測定を行った。また軸変位は接触型の変位計で、間隙水圧および側圧はそれぞれの水圧計で、体積変化は微差圧発信機でそれぞれ測定した。間隙水圧計は、排水試験時にも測定が行えるように、上部ペDESTALからの排水経路と反対側の下部ペDESTALに直結したパイプに接続した。以上の計測器の名称および精度をTable 1に示す。これらの測定記録は、瞬発的な載荷除荷による土の挙動を連続的に測定する必要があるため、ペンレコーダーで行った。

3. 2 試料および供試体

試験に用いた試料は、東広島市で採取したまさ土の2mmふるい通過分であり、さらに細粒分を除去したものである。用いた試料の指数的性質をTable 2に、粒径加積曲線をFig. 4にそれぞれ示す。

動圧密工法の施工がゆるい地盤に対して行われることを考慮して、今回の試験における供試体は、相対密度 $50 \pm 5\%$ のゆる詰め状態とし、直径5cm、高さ10cmの円筒形に成形し、完全な飽和状態とした。また使用したメンブレンは、厚さ0.2mmのゴムメンブレンである。以下供試体作成方法について簡単に述べる。

- (1) 試料は、空中落下法により所定の密度となるように落下高さを調節してモールド内に充填する。
- (2) 供試体を20kPaの負圧で自立させ、供試体寸法を測定する。
- (3) 負圧を正の側圧に置き換えた後、供試体を飽和させB値の検定を行う。その結果、B値が0.96以上

Table 1 Type and ability of measurement equipments

Item		Sensor	Type
Load	upper	Load cell	TCLZ500KA (MAX.500kgf)
	lower	Load cell	CLP500KS (MAX.500kgf)
Axial displacement		Displacement meter	CDP25 (MAX.25mm)
Pore pressure		Water pressure meter	PW-5 (MAX.5kgf/cm ²)
Cell pressure		Water pressure meter	PW-10 (MAX.10kgf/cm ²)
Volume change		Buret (50cc), Low-capacity differential pressure transducer	FFB11 (MAX.10kgf/cm ² , 100mmH ₂ O)

のもののみ実験を行う。

重錘落下時の地盤の変形挙動を調べるために、非排水及び排水条件下で実験を行った。これは、重錘落下によって締固めようとする地盤の排水条件が両者とも考えられるからである。まず非排水試験においては、平均有効主応力 $p_c=100\text{kPa}$ のもとで様々な大きさのせん断応力 Δq を載荷した。また排水試験としては、

Table 3 に示すように等方および側圧一定軸圧載荷のそれぞれを行った。前者は、 $p_c=30\text{kPa}$ の等方応力で圧密した後、一定振幅 $\Delta p=25, 50, 100, 200, 400, 700\text{kPa}$ の等方応力を繰返し載荷することにより行った。また、後者は、 $p_c=55, 80, 130, 230, 430\text{kPa}$ で等方圧密を行った後、載荷時における有効応力比増分 $\Delta\eta$ が $0.2, 0.5, 0.8, 1.1$ のそれぞれとなるように軸荷重を繰返し載荷することにより行った。本実験では要素試験の条件を満足するために、1 サイクルの載荷時間(載荷開始から完全に除荷が終了するまでの時間)を 6.0 秒としたが、載荷時間の影響を調べるために等方応力載荷試験のみ 0.8 秒の場合についても行った。載荷回数は、実際の動圧密工法では同一地点に重錘を数十回落下させることを考慮して、50回まで載荷させた。また、載荷と載荷の間隔は測定値が完全に落ち着くことを確認した上で 30 秒とした。

Table 2 Material properties for soil used

G_s	e_{max}	e_{min}	D_{50}	U_c
2.610	1.394	0.784	0.72	43.2

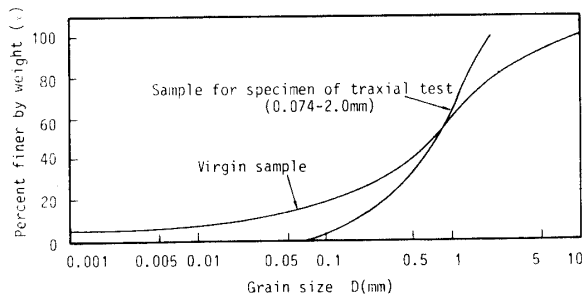


Fig. 4 Grain size distributions for virgin sample and tested sample

4. 実験結果

4.1 非排水試験結果

本実験によって得られた軸荷重、軸変位、間隙水圧の時間的变化を Fig. 5 に示す。間隙水圧は載荷回数とともに増加し、軸ひずみも圧縮側に累積する挙動を示す。大きい載荷応力の場合においては、Fig. 5 に示すようにある回数から位相が逆転し、最終的に液状化に

Table 3 Classification of impulsive loading test with drainage

	Initial condition	Loading condition	Total stress path
Isotropic loading			
Axial loading			
Combined loading in the ground			

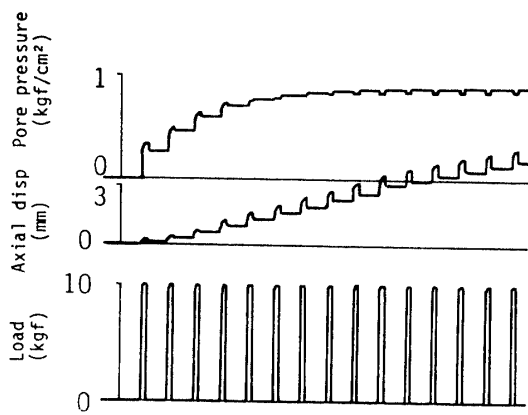


Fig. 5 Typical result of undrained impulsive loading triaxial test

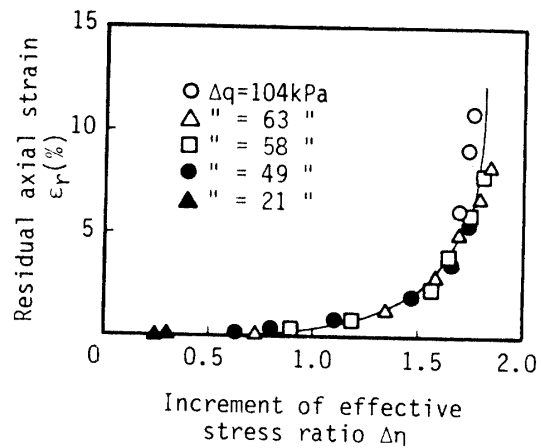


Fig. 7 Relationship between residual axial strain and increment of effective stress ratio

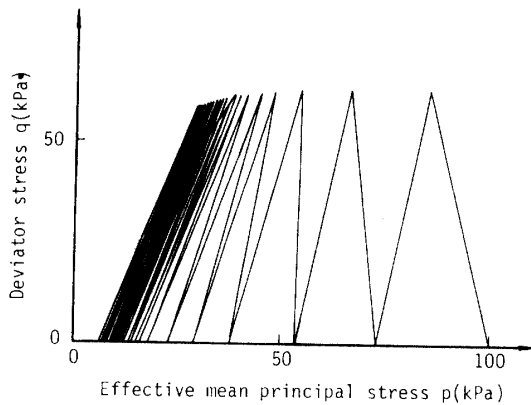


Fig. 6 Effective stress path

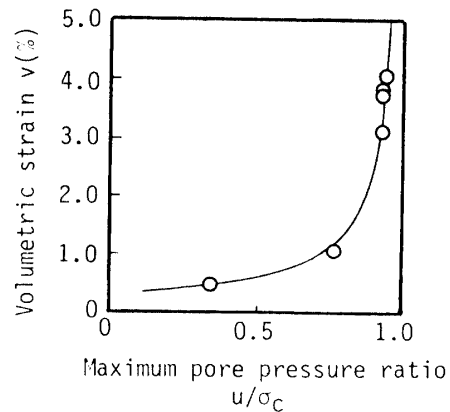


Fig. 8 Relationship between volumetric strain and maximum residual pore pressure ratio

近い状態となったが、間隙水圧は初期有効拘束圧までには達せず、残留軸ひずみの増加によるせん断破壊の様相を呈した。これは、Fig. 6 に示す有効応力径路によっても確認できる。次に、 p 、 q 平面において、載荷応力ピーク時の有効応力比増分 $\Delta\eta (= \Delta q / p)$ と応力除荷時の残留軸ひずみ ϵ_r の関係を表すと Fig. 7 のような関係が得られる。載荷応力の大きさおよび繰返し回数の違いにかかわらず、両者の間には一義的な関係が認められる。載荷試験終了後、発生した間隙水圧を消散させ、体積ひずみを測定した。Fig. 8 に各々生じた体積ひずみ v と非排水載荷試験で発生した最終間隙水圧比 u / σ_c の関係を示す。間隙水圧比が 0.7 程度以下の場合では、1% 以下の小さな体積ひずみしか生じないが、それ以上の間隙水圧比が発生するとその消散による体積ひずみは急増し、数% に至ることが認められた。このような傾向は、保国ら⁹⁾の実験においても

確認されている。したがって、重錘の繰返し落下時に非排水状態を保つような地盤においても、載荷後の間隙水圧の消散により地盤の締め固めを期待できるものと考えられる。

4. 2 排水試験結果

4. 2. 1 等方応力載荷試験

実験から得られた軸荷重、間隙水圧および体積変化の典型的な結果の例を Fig. 9 に示す。載荷と同時に間隙水圧がある大きさまで上昇しやがて下降に転じるが、載荷中に完全に消失するためには載荷応力の大きさにもよるが、5~6 秒程度の載荷時間が必要であることがわかった。載荷中に消失した間隙水圧は、続く除荷により瞬時に負になっているが、この傾向は原位置に

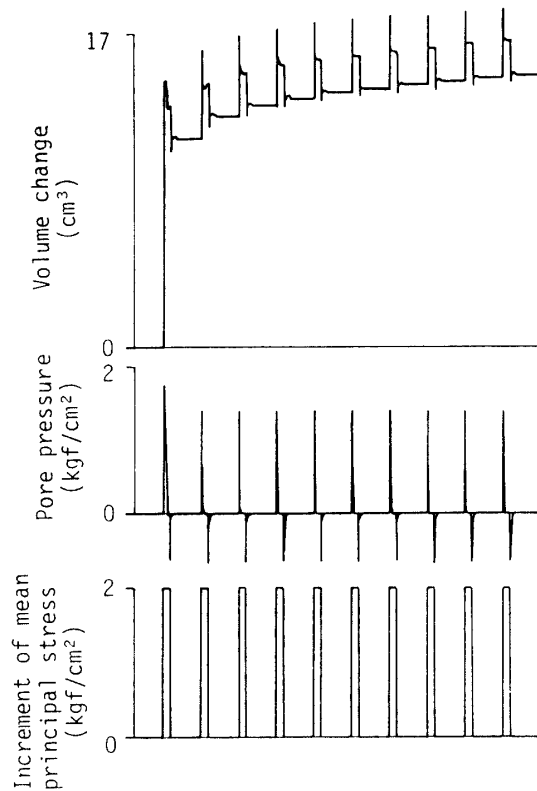


Fig. 9 Typical result of drained impulsive loading triaxial test

おける重錘落下時においても見られる現象である。この現象は、載荷・除荷の1ステップでの荷重と間隙水圧の時間変化記録を拡大した Fig.10により明瞭に観察される。間隙水圧は排水境界面と反対側の供試体下部において測定されたものであり、供試体内では、深さ方向に0から測定値の大きさまで分布していることが想像される。実際の重錘落下時の載荷時間は0.1秒以下⁷⁾であるので実際よりかなり長めの載荷にはなるが、完全排水としての要素試験の条件を満すために実験における載荷時間を敢えて6秒と設定した。

6種類増加応力に対して行った試験結果の体積ひずみ v と載荷回数 N の関係を Fig.11に示す。これにより、体積ひずみは1回目の載荷で大きく現れ、その後の繰返し載荷により微増していくが繰返し回数50回位で頭打ちの状態になること、また載荷応力の大きさに大きく依存していることがわかる。これらのことは、間隙比 e と荷重増加比 $\Delta p / p_c$ の関係を同一載荷回数ごとに結んだ Fig.12でもわかる。これらの図より、等方圧縮によっても繰返し載荷することで体積ひずみが増加し、間隙比が小さくなっていく様子が認められ

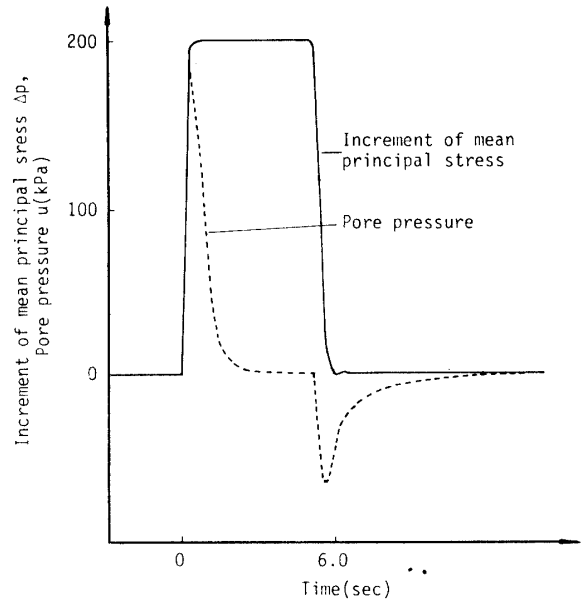


Fig.10 Comparison applied mean principal stress with induced pore pressure in a cycle of drained test with loading period 6.0 sec

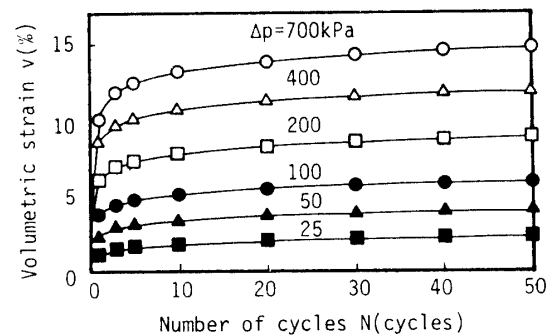


Fig.11 Relationship between volumetric strain and number of stress cycles in the isotropic loading test with loading period 6.0 sec

る。

本試験機における現時点での最短の載荷時間である0.8秒の載荷で得られた体積ひずみと載荷回数の関係を Fig.13に示す。載荷時間の影響を見るため、これを載荷時間6秒の結果と比較すると、0.8秒の載荷の方が体積ひずみが小さいことがわかる。この傾向は、50回目の載荷だけに着目し載荷時間別に整理した間隙比～荷重増加比関係を表す Fig.14においても顕著に現れている。この相違は、本実験による載荷応力と間隙水圧の時間変化を示した Fig.15からわかるように、排水

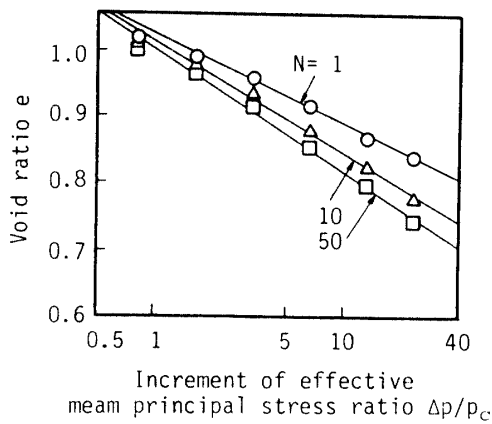


Fig. 12 Relationship between void ratio and increment of effective mean principal stress in each number of stress cycles

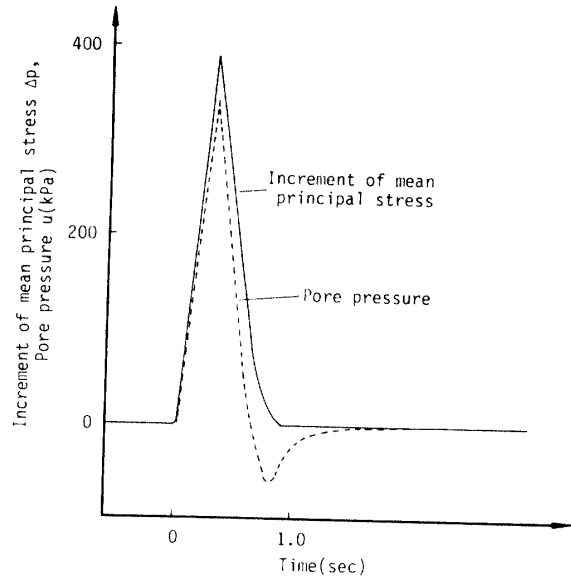


Fig. 15 Comparison applied mean principal stress with induced pore pressure in a cycle of drained test with loading period 0.8 sec

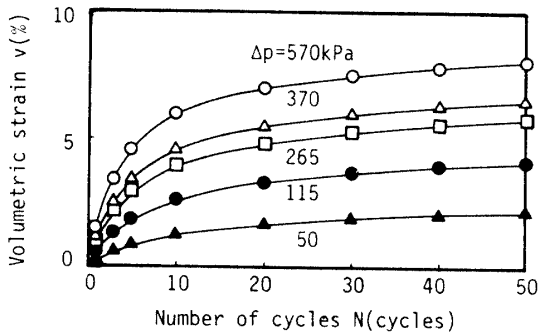


Fig. 13 Relationship between volumetric strain and number of stress cycles in the isotropic loading test with loading period 0.8 sec

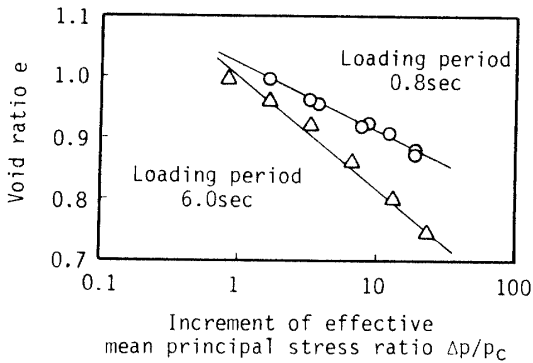


Fig. 14 Relationship between void ratio and increment of mean principal stress applied by 50 cycles of isotropic loading

試験であるにもかかわらず載荷中に間隙水圧が発生し、それが完全に消散されていないことから、Fig. 13中に示した載荷応力に匹敵する有効応力が発揮されていないためと考えられる。つまり、Fig. 13中の載荷応力および Fig. 14の横軸である荷重増加比は、全応力による表示であり有効応力とは異なるということになる。

そこで、有効応力による間隙比～荷重増加比関係の整理を試みた。供試体内の間隙水圧は、上部排水境界では0、下部側が測定結果であるので、その分布形状として以下の2種類を仮定し、Fig. 16に記した。

- i) Terzaghi の圧密理論から考えると幾分有効応力が過大評価と思われる三角形分布 (Fig. 16(a))
- ii) 供試体全域の間隙水圧が測定結果に等しいとした有効応力がやや過小評価と思われる四角形分布 (Fig. 16(b))

ここで、供試体下部において実測された間隙水圧の大きさを載荷応力の大きさとの関係で整理を行うと、Fig. 17に示すように両者は比例関係にあることが認められる。また、この関係から載荷応力の85%の間隙水圧が生じていることが分かる。この仮定した2つの間隙水圧分布を用い、供試体内での平均値としての有効応力を評価して間隙比～荷重増加比関係を求めると、Fig. 18のようになる。図中、載荷中に間隙水圧が完全に消散し、載荷応力が有効応力に等しいと考えられる載荷時間6秒の結果と比較すると、6秒載荷の結果は、

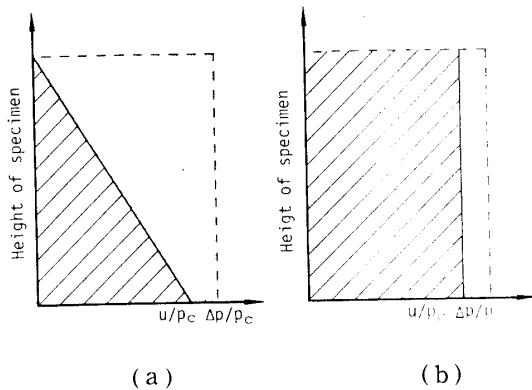


Fig. 16 Assumed distribution of pore pressure

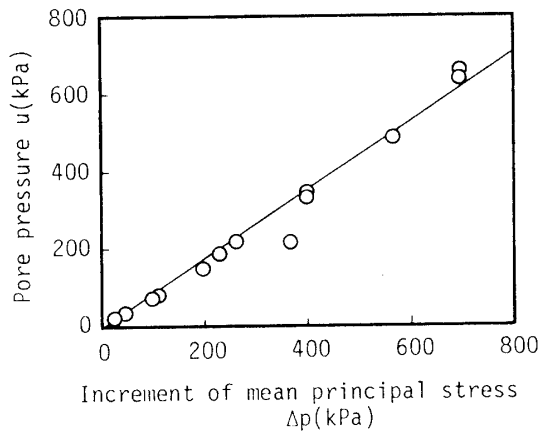


Fig. 17 Relationship between pore pressure and increment of mean principal stress

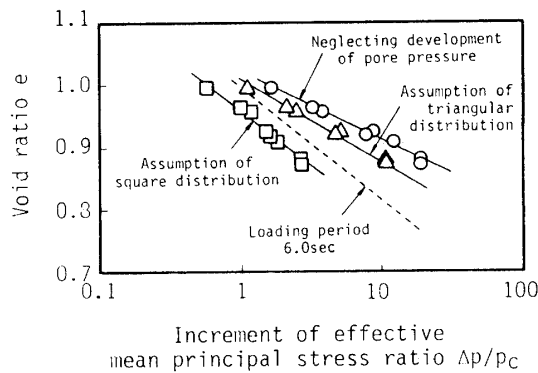


Fig. 18 Relationship between void ratio and increment of mean effective principal stress applied by 50 cycles of isotropic loading

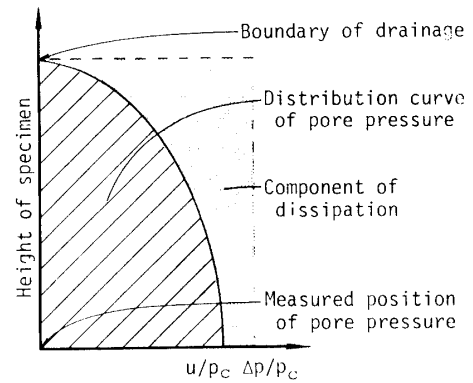


Fig. 19 Schematic diagram for distribution of pore pressure

0.8 秒載荷における三角形の間隙水圧分布を仮定した場合と四角形とした場合のほぼ中間に位置することが認められる。このことは、実際の供試体内の間隙水圧分布が、Fig. 19のような仮定した2つの分布の中間的分布（例えば放物線分布）になることを意味し、その結果、有効応力で表示すれば載荷時間の影響はほとんど考えなくてよいという結論が導かれる。したがって、有効応力の評価が容易な長い載荷時間の実験を行うことにより、重錘落下時のような瞬時の載荷を受ける土中の要素の評価が可能であると考えられる。

4. 2. 2 せん断応力載荷試験

所定の応力で等方圧密後、側圧一定の条件で軸圧載荷の実験を行った。実験結果の各測定項目の時間的変化は、Fig. 9の等方応力載荷の場合とほぼ同様な傾向を示した。間隙水圧に関しても、載荷時に上昇し下降に至る過程や除荷時に負圧が発生する現象が見られた。Fig. 20は、ある初期拘束圧における各有効応力比増分に対する体積ひずみ v と載荷回数 N の関係および軸ひずみ ϵ と載荷回数 N の関係をまとめたものである。Fig. 11の等方応力載荷試験結果と比較すると、全体的に載荷による体積ひずみの出方はかなり小さくなっているが、繰返し載荷による体積ひずみの累積傾向はより顕著に現れており、50回目の載荷に至るまで増加傾向を示している。軸ひずみについても体積ひずみとほぼ同様な挙動を示す。

5. 間隙比変化の定式化

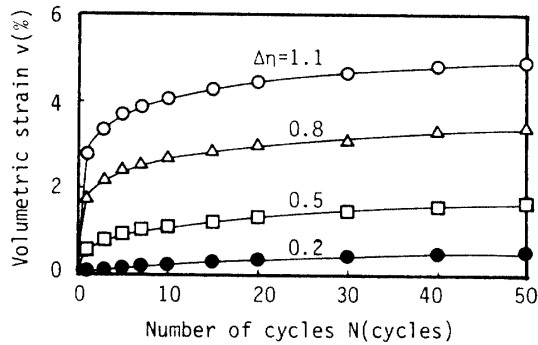
重錘落下時を想定した地中応力の変動による地盤内の間隙比変化の定式化を試みた。2章においても述べ

たように地中応力変化をP成分とQ成分に分け、間隙比変化も等方圧縮成分とダイヤランシー成分によるものとを分けて考える。ここで用いた試料は破碎性の強いまき土であるので、等方応力載荷における間隙比～荷重増加比関係は各々の回数毎にほぼ直線関係を示す。この結果より、等方応力の増加による間隙比変化は次

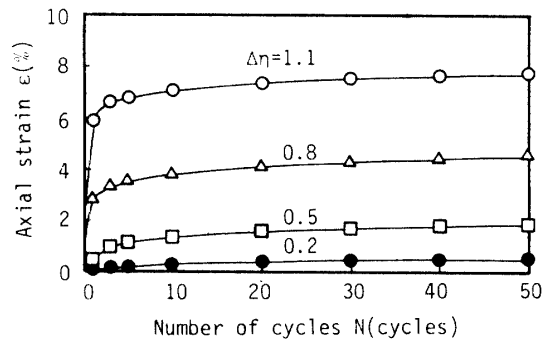
式で表わされる。

$$e = e_1 - \lambda^* \ln(\Delta p/p_c) \quad (3)$$

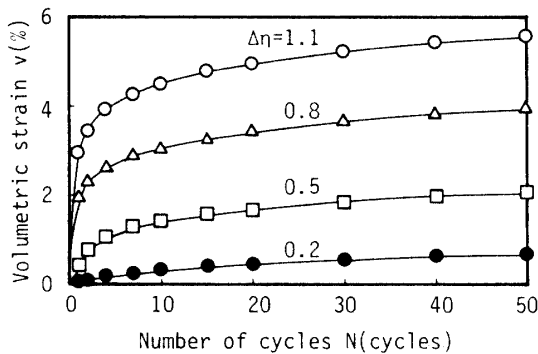
ここで、 p_c は初期拘束圧であり、本研究では $p_c=30$ kPaとした。また、 Δp は等方応力増分である。 e_1 は $\Delta p/p_c=1$ の時の間隙比で、 λ^* は間隙比～荷重増加



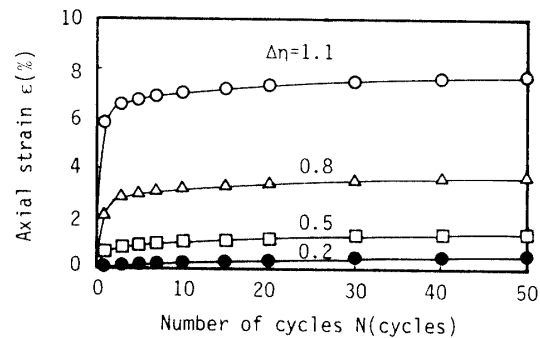
(a) Volumetric strain ($p_c=55$ kPa)



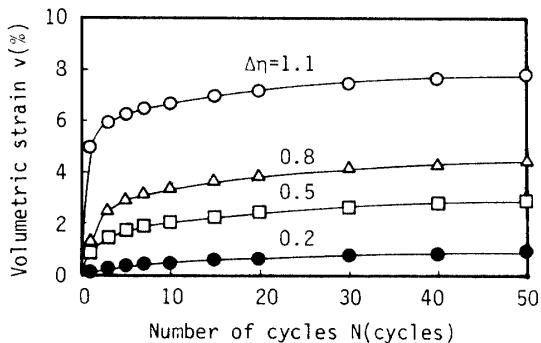
(b) Axial strain ($p_c=55$ kPa)



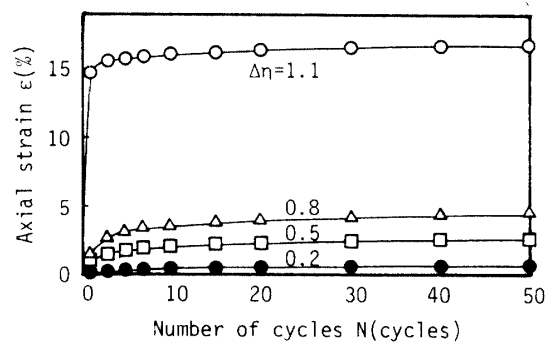
(c) Volumetric strain ($p_c=130$ kPa)



(d) Axial strain ($p_c=130$ kPa)



(e) Volumetric strain ($p_c=430$ kPa)



(f) Axial strain ($p_c=430$ kPa)

Fig.20 Developments of between volumetric strain and shear strain with number of stress cycles in the axial loading test with loading period 6.0 sec

比関係における直線の勾配である。この2つの定数の繰返し載荷回数による変化を Fig. 21に示す。

せん断応力載荷による間隙比変化には、側圧一定で実験を行ったので等方圧縮成分も含まれている。そこで、この試験における等方応力増分による間隙比変化は等方応力載荷の結果と等価であると仮定し、その成分を取り除くことによりダイレタンスーのみによる間隙比変化の定式化を行った。載荷回数50回における間隙比変化と応力比増分との関係を初期拘束圧別にプロットしたものが、Fig. 22である。これにより、ダイレタンスーは全ての拘束圧について圧縮側に生じ、拘束圧に若干ではあるが依存していることが認められる。ここでは、より詳細に間隙比変化を表現するために応力比増分と拘束圧の項を用いた発散形指数関数で回帰した。この回帰式を、以下に示す。なお、ここでは、Table 3に示す重ね合わせにより応力変化を表すために、等方荷重増加比 $\Delta p / p_c$ を拘束圧に置き換えて表示した。

$$\Delta e = a_1 (\Delta p / p_c)^{a_2} \Delta \eta^{a_3} \quad (4)$$

式中のパラメーター a_1, a_2, a_3 の載荷回数毎に変化する様子を Fig. 23に示す。この回帰式で得られた曲線のうち載荷回数50回について Fig. 22に実線で示した。

等方圧縮による間隙比変化(式(3))とダイレタンスーによるそれ(式(4))を重ね合わせると次式が得られる。

$$e = e_1 - \lambda^* \ln(\Delta p / p_c) - a_1 (\Delta p / p_c)^{a_2} \Delta \eta^{a_3} \quad (5)$$

式中のパラメーターは、先に示した通りである。繰返し載荷50回における式(5)による予測結果と実験結果を図示すると Fig. 24のようになる。図のように両者に良好な対応関係が認められ、その結果、式(5)を用いることにより重錘落下時の地盤内における任意の地点で $p_c, \Delta p$ および $\Delta \eta$ がわかれば、その点での各載荷回数における間隙比が容易に計算できることになる。

6. せん断ひずみの定式化及びストレス・ダイレタンスー関係

ここまで、重錘落下による地盤改良評価と直接関係をもつ体積ひずみについて結果の整理を行ってきたが、次にせん断ひずみについて結果の整理を試みた。せん断ひずみは、以下の関係式より算出した。

$$v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3 \quad (6)$$

$$\gamma = 2(\epsilon_1 - \epsilon_3) / 3 = \epsilon_1 - v / 3 \quad (7)$$

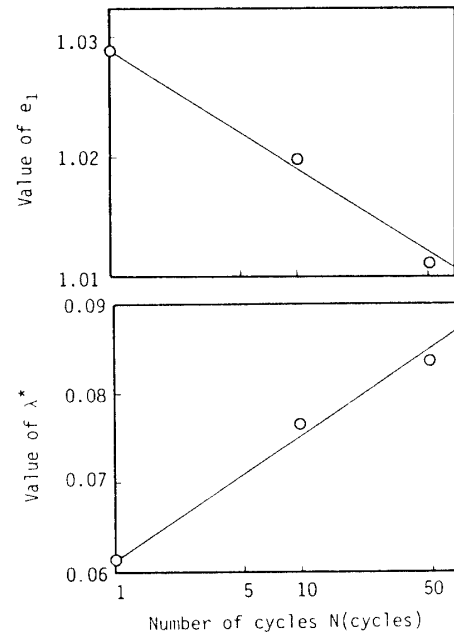


Fig. 21 Variation of parameters e_1, λ^* with number of stress cycles

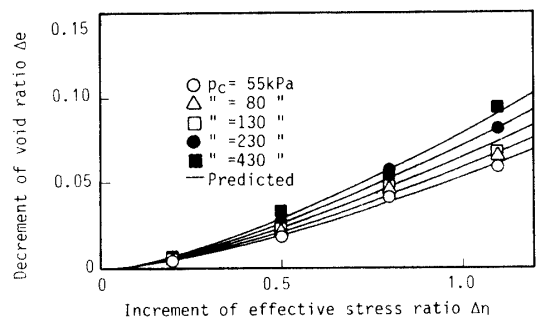


Fig. 22 Relationship between reduction of void ratio and increment of stress ratio

ここに、 v は体積ひずみ、 γ はせん断ひずみであり、 ϵ_1 は軸ひずみ、 ϵ_3 は側方ひずみである。

Fig. 25は、有効応力比増分 $\Delta \eta$ とせん断ひずみ γ 、体積ひずみ v の関係であり載荷回数 1, 10, 50 回目についての実験結果を示したものである。体積ひずみは、前章で用いた等方圧縮成分を取り除いたダイレタンスー成分のみのものである。この図においては、これらの関係が拘束圧にさほど依存した傾向はみられない。そこで、せん断ひずみは有効応力比増分 $\Delta \eta$ のみの関数とし、以下の双曲線により定式化を行った。

$$\Delta \eta = \gamma / (b_1 + b_2 \gamma) \quad (8)$$

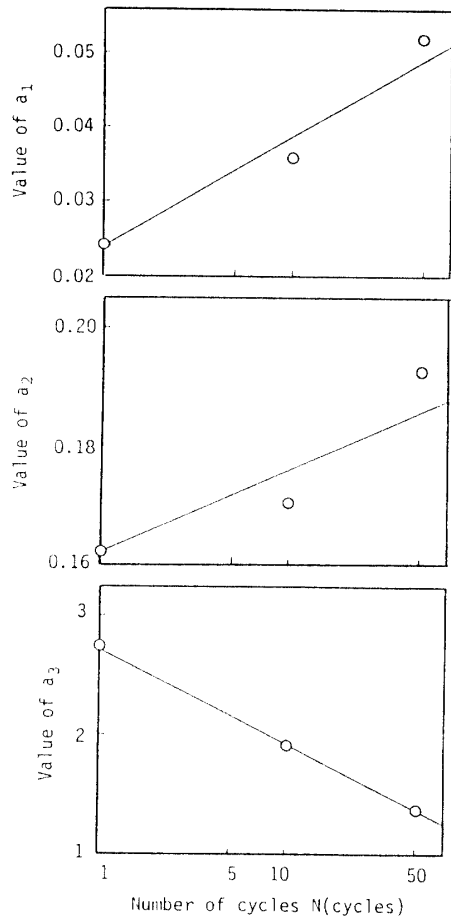


Fig.23 Variation of parameters a_1 , a_2 and a_3 with number of stress cycles

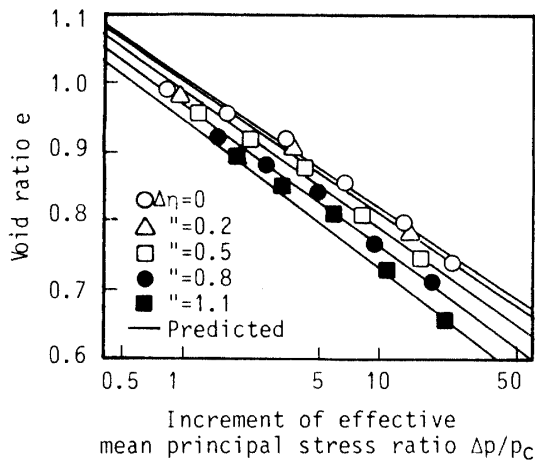


Fig.24 Relationship between void ratio and increment of mean principal stress applied by 50 cycles of loading

ここで、式中のパラメーター b_1 の値は Fig.26に掲げており、載荷回数の違いにより変化する。また、 b_2 は破壊時の応力比の逆数を意味しており、本実験結果からは $b_2=0.617$ が得られた。Fig.25において、実線はこの近似式を用いた関係を、プロットは実験結果をそれぞれ示している。

次に、ストレス・ダイランシー関係を把握するために、せん断ひずみ増分と体積ひずみ増分の比（塑性ひずみ増分比 $-dv/d\gamma$ ）を求めた。Fig.25において様々な応力比に対する載荷回数 1, 10, 50回における体積ひずみ・せん断ひずみ曲線の接線勾配 ($dv/d\gamma$) を求め、それらを $\Delta\eta$ との関係で示したものが Fig.27である。図のようなユニークなストレス・ダイランシーが各繰返し回数毎に得られ、この図から載荷回数毎の消散エネルギー式が求められる。さらに、式(8)がせん断ひずみの硬化パラメーターになりうることから、これらの結果を用いて今後弾塑性構成則の導入も可能と考えられる。

7. 結 論

重錘落下による地盤締固めのメカニズムをとらえるために、任意の大きさの応力の制御と瞬時の載荷・除荷及びその繰返しが可能な瞬発載荷式三軸圧縮試験機

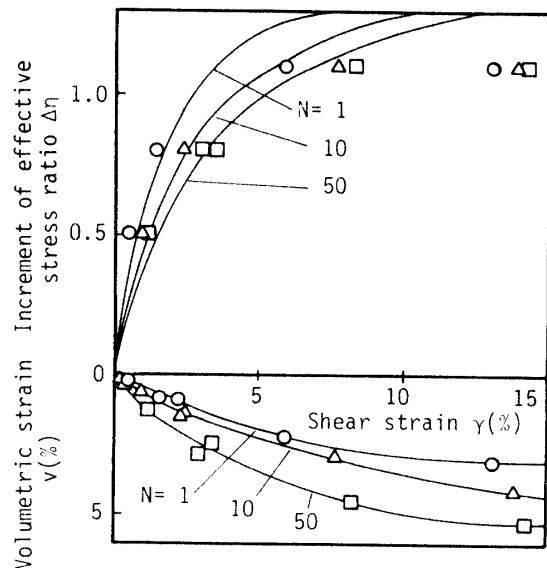


Fig.25 Relationship among increments of stress ratio, shear strain and volumetric strain applied by 1, 10, 50 cycles of deviatoric loading

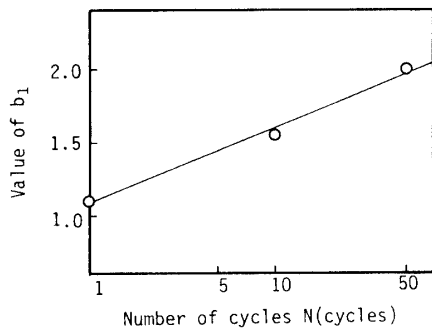


Fig. 26 Variation of parameter b_1 with number of stress cycles

を試作し実験を行った。以下に、本研究で得られた結果についてまとめる。

(1) 今回試作した試験機によって、重錘落下時の応力変化に対する地中要素の挙動を調べるための試験が可能となった。しかしながら、いくつかの問題点も発見されたので、今後その点については改良を加えていくつもりである。

(2) 重錘の繰返し落下時に非排水状態を保つような地盤においては、载荷時に残留していく間隙水圧を消散することにより、地盤の締固めが期待できる。

(3) 有効応力を考慮することによって载荷時間の影響を取り除くことが可能であり、急速载荷の条件も载荷時間の長い実験により、ある程度評価できる。

(4) 重錘落下時の地中応力増分を平均主応力増分 Δp と偏差応力増分 Δq に分けて考え、等方応力载荷及び側圧一定軸圧载荷試験をそれぞれ行い、各々による間隙比変化の評価を行った。これらの試験結果を重ね合わせ、重錘落下時の応力変動に対応し得る間隙比変化の実験式を作成した。

(5) ストレス・ダイレタンシー関係が各繰返し载荷回数毎に評価され、この関係を用いることにより、今後弾塑性構成則によるモデル化が可能であることが示唆された。

参考文献

- 1) Menard, L. and Broise, Y.: Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation, Geotechnique, Vol.25, No.1, pp.3-18, 1975.
- 2) 森 博: 衝撃力による地盤改良方法について、

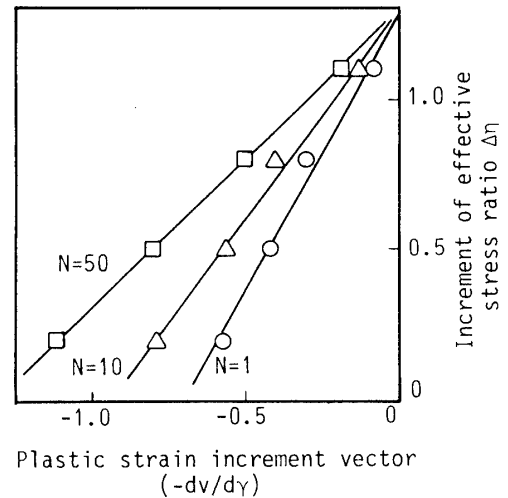


Fig. 27 Relationship between increment of stress ratio and plastic strain increment vector for 1, 10, 50 cycles

土と基礎, Vol.23, No.1, pp.3-18, 1975.

- 3) 山田正俊: 動圧密工法, 土と基礎, Vol.29, No.5, pp.21-28, 1981.
- 4) 三笠正人, 大下哲夫, 丸井英一: 新しい指数T値による重錘落下締固め工法の管理, 土と基礎, Vol.34, No.8, pp.35-42, 1986.
- 5) 湯浅健二, 坂本 容, 山崎秀次, 大倉卓美: 動圧密工法による岩砕埋立地の地盤改良と効果確認, 土と基礎, Vol.35, No.5, pp.39-44, 1987.
- 6) 兵動正幸, 村田秀一, 安福規之: 動圧密工法による砂質地盤の改良度評価について, 山口大学工学部研究報告, Vol.39, No.2, pp.95-103 1989.
- 7) 逢澤正行, 森 国夫, 渡辺 篤: 重錘落下締固め工法—動的計測について—, 第23回土質工学研究発表会講演集, pp.2053-2056, 1988.
- 8) Gazetas, G., Dobry, R. and Tassoulas, J.L.: Vertical response of shaped embedded foundations, Proc. ASCE, Vol.111, No.GT6, pp.750-771, 1985.
- 9) 保国光敏, 山田 功: 衝撃三軸試験による緩い砂の締固め試験, 土と基礎, Vol.33, No.2, pp.51-57, 1985.

(平成2年10月15日受理)