

砂質土の動圧密時における圧縮性の評価

Evaluation of Compressibility of Sand in Dynamic Consolidation

四宮圭三 * (Keizo Shinomiya)
 村田秀一 ** (Hidekazu Murata)
 兵動正幸 *** (Masayuki Hyodo)
 安福規之 **** (Noriyuki Yasufuku)
 中田幸男 ***** (Yukio Nakata)
 丸山浩史 ***** (Hiroshi Maruyama)

地盤締固め工法の一つである動圧密工法は、まだ土質工学的な解釈が不十分なまま主として経験的に使われているのが現状である。そこで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る三軸圧縮試験機を試作し、実験を行い考察した。重錘落下によって生じる地盤変形を土の圧縮及びせん断の観点からとらえ、土の圧縮性を定量的に評価するために、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。また、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、載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こと、有効応力を考慮することによって載荷時間の影響を取り除くことが可能であり、急速載荷の条件も載荷時間の長い実験により、ある程度評価できることがわかった。

キーワード：圧縮，間隙比，繰返し荷重，砂質土，衝撃荷重 D-7/D-9

1. まえがき

1960年代後半Menard¹⁾らによって開発された動圧密工法は、通常10tf以上の重量をもつ重錘を数十mの高さから自由落下させ、地表面に大きな衝撃力を繰返し加えることによって地盤を締固める地盤改良工法である。我が国では、特に残土やゴミ処理あるいは埋立地盤における地盤締固め工法として有力視され、その需要はここ数年急速に伸びてきている²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。しかし、同工法による地盤改良効果はこれまで主として経験により判断されることが多く、改良メカニズムに至っては対象地盤の複雑さや衝撃力下の地盤挙動の把握の困難さなどのためにまだ不明な点が多い。したがって、地盤の締固め効果を定量的に評価することは難しく、設計方法もかなり経験に依存しているのが現状である。今後の需要の増加が見込まれる中で、種々な条件下での適用や安全でかつ合理的な設計のために、その改良メカニズム及び改良効果の定量的評価が強く望まれている。

本研究は、まだ土質工学的解釈が不十分なまま、経験的に使われている動圧密工法について、土質工学的立場からその地盤改良効果について考察するものである。著者ら⁶⁾⁷⁾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、重錘落下時の地中の応力変化は三軸圧縮試験のものとは比較にならぬ程速く、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⁸⁾⁹⁾。この瞬発載荷式三軸圧縮試験機を用いて種々の応力変化に対する試験を行いその結果に基づき、重錘落下によって生じる地盤変形を土の圧縮及びせん断の観点からとらえ、土の圧縮性を定量的に評価することを目的としている。

* 日本国土開発(株)エンジニアリング本部(山口大学工学部大学院博士後期課程)，

** 山口大学工学部社会建設工学科 教授，*** 同 助教授，**** 同 助手

***** 山口大学工学部大学院博士前期課程

2. 動圧密工法の概要²⁾

2-1 工法の特徴

この工法は、開発当初は岩砕盛土や砂地盤等の粗粒土を対象に施工されヘビータンピング (Heavy Tamping) と呼ばれていたが、ある条件のもとではたとえば、シルト質系の透水性の良い地盤では細粒土に対しても効果のあることがわかり「動圧密工法」と呼ばれるようになった。この工法の特徴を挙げると次の通りである。

- (1) 岩砕、砂、砂礫、粘性土、廃棄物 (ゴミ)、ビートなど広い範囲の土質に適用できる。特に地盤内に直径 1 m 以上の岩塊等が混入していても改良可能である。
- (2) 改良条件に基づいて打撃仕様を決定し、深部から締固めて行くように計画的に施工を行っている。
- (3) 施工中に地盤の動態観測、試験等を行い、得られた各種データをもとに技術管理を実施するシステム、いわゆる情報化施工を実施している。

2-2 改良原理

動圧密工法の施工による地盤の挙動は土質によって異なるが、主なものを挙げると次のようである。

- (1) 打撃時に直ちに地盤の沈下が生じる。
- (2) その際地盤内には、 $0.5 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の過剰間隙水圧が発生し、打撃終了後も残留する。この過剰間隙水圧の消散に要する時間は土質条件によって異なる。
- (3) 打撃終了後の地盤強度の変化は、土質条件、地盤の排水状態によって変わってくるが過剰間隙水圧消散後は初期強度を上回って、改良効果がえられる。

以上述べたように対象とする土質によって地盤挙動に差異はあるが、動圧密工法の改良原理は繰返し衝撃エネルギーを加えることによって地盤を圧縮し、密度を増加させ所定の改良効果を得ることにある。本研究はこれらの改良原理を土質力学的に解明することにあるが、本論文では上述の (1) の土の圧縮性の評価を中心として考察する。

3. 地盤改良メカニズムの概念

3-1 重錘落下による地盤内応力の変化

図-1 は、動圧密の現場実験で測定された地盤内に埋設された各標点の変位¹⁾を示したものである。図-2 は、同じく現場実験において得られた打撃回数～ハンマー貫入量¹⁾の一例である。この図から打撃回数ごとに貫入量に変化している様子が分かる。近似的には、地盤の初期及び重錘落下時の地盤内応力状態は、図-3 に示すような概念で表される。初期の応力状態は、図-3 (a) に示されるように有効上載圧 σ_v と静止土圧による K 。圧密状態にあると考えられる。重錘落下により地盤内には瞬時に応力が増加し、図-3 (b) のような応力状態になることが予想される。すなわち、重錘落下の直下部付近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、初期の主応力軸から幾分傾斜した方向に主応力の増加が生じる。いずれにしても、これらの応力増加は次に示す等方応力 p と偏差応力 q に分けて表される。

$$\Delta p = (\Delta \sigma_1 + 2 \Delta \sigma_3) / 3 \quad \text{----- (1)}$$

$$\Delta q = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 \quad \text{----- (2)}$$

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いずれの地点においても、図-4 に示すように K 。圧密状態の初期点 A と重錘落下時の点 B の 2 点で表すことができる。主軸の方向の変化の影響を無視すると、この A 点から B 点に至る地盤内の締固め特性は p 成分による等方圧縮と q 成分によるダイレタンシーの重ね合わせにより表現可能と思われる。

3-2 地盤改良の予測方法の検討

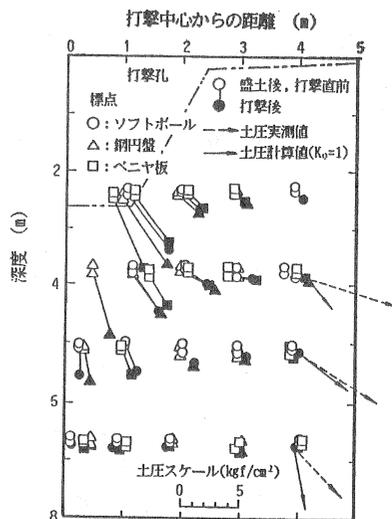


図-1 標点の変位¹⁾

図-4に示すような様々な応力変化に対応した間隙比の変化のグラフが得られておれば、重錘落下による地盤内応力の変動に対応する地盤の間隙比の変化を求めることができ、締固め効果を定量的に評価することができる。本研究では瞬発载荷式三軸圧縮試験により図-4の応力成分 p 及び q の変動による間隙比の変化量をそれぞれ求め、間隙比変化の定式化を図る。動圧密工法では、所定の改良効果が得られるまで同一点に繰返し打撃を与えるので、打撃回数ごとの圧縮量を予測し打撃回数効果を取り込んだ形で定式化が可能となれば、現地で施工技術管理を行う上で有力な情報となるものと期待される。

4. 瞬発载荷式三軸圧縮試験機と実験方法

4-1 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、瞬時に载荷・除荷を与えることが可能な装置が必要であり、瞬発载荷式三軸圧縮試験機を開発した。

図-5に示すように本試験機は、軸圧と側圧载荷系統がそれぞれ独立に設けられている。軸圧载荷系統は、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し、ソレノイドバルブを介して高压タンク（载荷用）と低压タンク（初期応力用）に接続されており、油圧を介して軸圧が载荷される仕組みになっている。一方、側圧载荷系統は、完全に水で満たされた三軸セルに、等方応力を载荷する際に不足軸圧分を補償するための载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压及び高压タンクに接続されており、高压及び低压タンクへは、コンプレッサーにより空圧を与える。これにより、軸圧と側圧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、この試験機の载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）、さらにタンク1に加圧することで異方圧縮（圧密）を行い、図-4の初期点Aの応力状態を再現する。この時载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载荷及び除荷が行われ、図-4に示す载荷点Bへの応力変化としてもとのA点への除荷を再現することができる。荷重の立上がりや除荷に要する時間、すなわち図-6の $t_{0} \sim t_{p1}$ 、 $t_{p2} \sim t_{e}$ は極めて短く、瞬時に荷重の载荷・除荷が可能であり、载荷時間の調整は $t_{p1} \sim t_{p2}$ の部分の時間で決まってくる。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、载荷時間、载荷周期及び载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、セル圧は最短0.5~0.8秒程度で1ステップの载荷・除荷が可能であるが、軸圧ではより短い载荷時間が可能である。現状はこの程度の载荷速度が限界であるが、さらに速い载荷速度に改

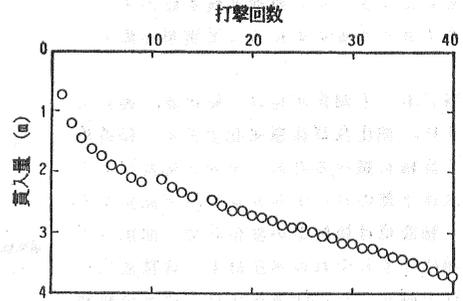


図-2 打撃回数とハンマー貫入量¹¹⁾

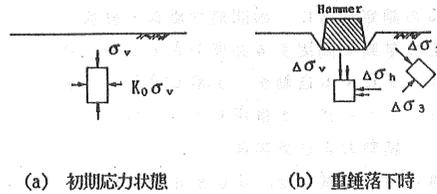


図-3 初期及び重錘落下時の地中応力状態

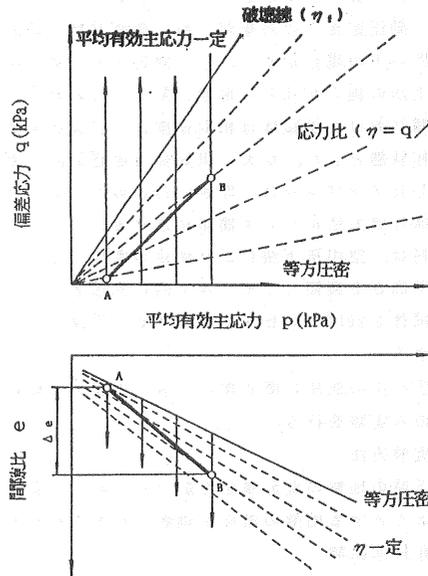


図-4 重錘落下による地中応力変化と間隙比変化の概念図

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、側圧及び体積変化である。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箇所にて測定する。また、軸変位は接触型の変位計で、間隙水圧及び側圧はそれぞれの水圧計で、体積変化は差圧計で測定した。間隙水圧は、排水試験時にも測定が行えるように、排水経路と反対側、すなわち下部ベDESTAL側から測定を行った。これらの測定記録は、瞬間的な載荷・除荷による土の挙動を測定する必要があるため、コンピュータによる自動データ取り込みシステムとペンレコーダーを併用して行った。

4-2 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と宇部市小羽山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。用いた試料の物性値を表-1に示す。これらは、風化の進んだ砂質系のまさ土であり、実験対象としてこれらを用いた理由は、動圧密施工の対象が一般に堅固な粒子組成の土よりもむしろ破砕性の土の場合が多いことに対応するためである。

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50~60%のゆるめ状態とし、完全な飽和状態とした。なお、供試体は直径5cm、高さ10cmである。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以上のもののみ実験を行う。

4-3 実験方法

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条件が両者とも考えられるからである。表-2に示すような載荷条件で実験を行った。

(1) 非排水試験

平均有効主応力 $p_v = 100\text{kPa}$ のもとで様々な大きさのせん断応力 Δq を載荷し、その後上部コックを開け、間隙水圧を消散させ排水量を測定する。

(2) 排水試験

実際の地盤では、K。圧密状態と考えられ、土被り圧が拘束圧に影響し深さ方向に線形的に拘束圧が増加している。このことは変形量を予測する上では重要でこの拘束圧の変化が圧縮性にどのように影響してくるか、繰返し載荷応力との関連性の有無について調べるため、拘束圧 p_v を変えて試験を行った。

(a) 等方応力載荷試験

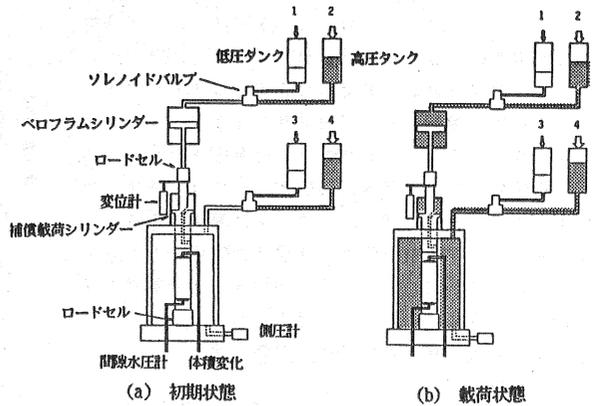


図-5 載荷のメカニズム

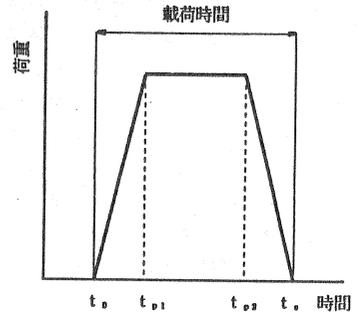


図-6 荷重の載荷時間

表-1 試料の物性値

	G_s	e_{max}	e_{min}	D_{50}	U_c
東広島まさ土	2.610	1.394	0.784	0.72	43.2
宇部まさ土	2.615	1.243	0.782	0.58	4.04

$p_e = 30, 50, 70, 100\text{kPa}$ の等方応力で圧密後、一定振幅 $\Delta p = 50, 100, 200, 400, 700\text{kPa}$ の等方応力を繰返し載荷することで行った。

(b) 平均主応力一定載荷試験

$p_e = 50, 100, 200, 400\text{kPa}$ で等方圧密後、載荷時における有効応力比増分 $\Delta \eta = 0, 2, 0.5, 0.8, 1.1$ のそれぞれとなるよう側圧、軸圧を繰返し載荷することで行った。

(c) 側圧一定軸圧載荷試験

$p_e = 50, 100, 200, 400\text{kPa}$ で等方圧密後、載荷時における有効応力比増分 $\Delta \eta = 0, 2, 0.5, 0.8, 1.1$ のそれぞれとなるよう軸圧を繰返し載荷することで行った。

本試験では要素試験の要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完了するまでの時間）

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と側圧一定軸圧載荷試験において、0.8秒の場合についても行った。両載荷方法の違いは、最大荷重の継続時間の違いのみであり、荷重の立上がり及び除荷に要する時間は、両者共に同じであった。載荷回数は、実際の動圧密工法では同一地点に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、載荷の間隔は測定値がほぼ落ちつくことを確認した上で30秒とした。

5. 試験結果と考察

5-1 非排水試験

本実験によって得られた軸荷重、軸変位、間隙水圧の時間的変化を図-7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、図-7の詳細な観察から明らかなようにある回数から載荷時に間隙水圧が減少に転じる、いわゆる位相の逆転を伴い、最終的に液化に近い状態になったが、間隙水圧は初期拘束圧までには至らず、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、図-8に示す有効応力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 の関係を表すと図-9のような関係が得られる。載荷応力の大きさ及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。このひずみは土のせん断変形に関するものであり、地盤の締固めには寄与しないが、重錘落下により生じるクレーターの大きさや地盤の変形にはこの成分も含まれるものと解釈される。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。図-10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_v 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指数関数的に急増し、数%に至るこ

表-2 瞬発載荷試験の内容

	Initial condition	Loading condition	Total stress path
Isotropic loading (Drained condition)			
P-constant loading (Drained condition)			
Axial loading (Undrained condition) (Drained condition)			

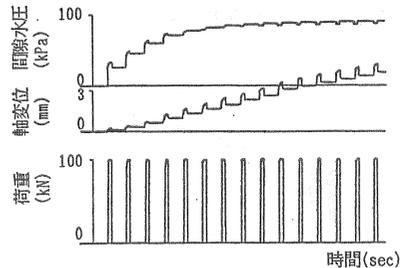


図-7 非排水試験における各測定値の時刻歴

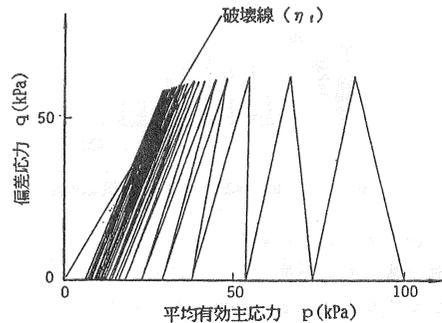


図-8 有効応力径路

とが認められた。このような傾向は、保国ら¹²⁾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は、載荷後の間隙水圧の消散により地盤の締固めを期待できるものと考えられ、間隙水圧比 u/σ_c が地盤の締固め度合いを定量的に評価・予測する上で有意なパラメータとなるものと思われる。

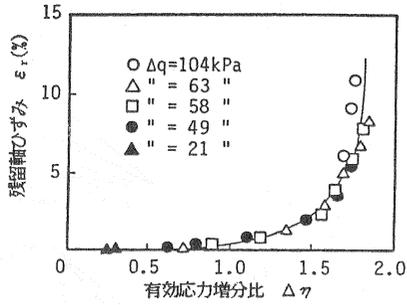


図-9 有効応力比増分と残留軸ひずみ

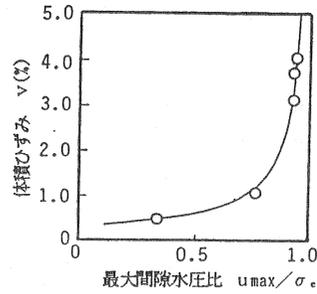


図-10 間隙水圧比と体積ひずみ

5-2 排水試験結果

5-2-1 等方応力載荷試験

実験から得られた軸荷重、間隙水圧及び体積変化の典型的な結果の一例を図-11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分かった。載荷中に消失した間隙水圧は、続く除荷時に瞬時に負となっているが、この傾向は現地に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図-12により明瞭に観察される。

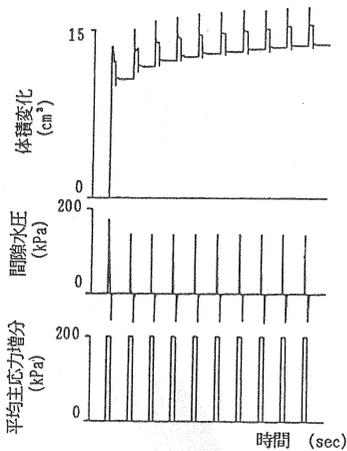


図-11 排水試験における各測定値の時刻歴

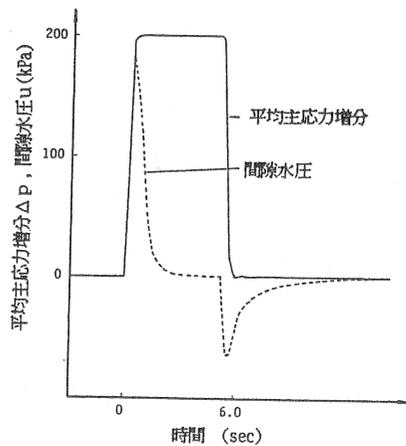


図-12 載荷応力と間隙水圧の時間変化

50回の等方応力の載荷・除荷を行ったときの間隙比と載荷応力 ($p_c=50\text{kPa}$, $\Delta p=100\text{kPa}$) を $e-p$ 関係で表したのが図-13である。これを見ると、第1回目の載荷による圧縮量が大きく、徐々に間隙比の変化が少なくなっていく、50回に近くなるにつれ、載荷曲線と除荷曲線の傾きはほぼ等しくなっている。また、50回の載荷を通して除荷曲線の傾きが一定の値を示すことから、弾性変形量は載荷回数に依存せず、ほぼ一定量を示すことが分かる。図-14に拘束圧 $p_c=30\text{kPa}$ で圧密後、 $\Delta p=50, 100, 200, 400, 700\text{kPa}$ で負荷したときの体積

ひずみ v - 荷回数 N の関係を示す。ここでは、東広島まさ土と宇部まさ土の体積ひずみ量に違いはあるものの同様な傾向を示していることが分かる。また、図-15に荷重増分 $\Delta p = 200 \text{ kPa}$ で初期拘束圧 ($p_e = 30, 50, 70, 100 \text{ kPa}$) による違いを同様に $v - N$ の関係で示した。縦軸の体積ひずみは、各サイクル終了後に生じるひずみで、図-13から認められるように残留塑性ひずみを荷回数毎に整理して示していることになる。これらの図より、体積ひずみは1回目の荷重で大きく表れ、10回目位ではほぼ落ち着き、あとは微増となり、同一荷重の荷重による体積ひずみの大きさには限界があること、また荷重増分、初期拘束圧に大きく依存していることが分かる。

次に、静的に等方圧縮除荷したものと繰返し等方圧縮したものを比較した。図-16に動的荷重と静的荷重の関係を $e - \log p$ の関係で示した。静的荷重と比較すると、動的荷重のほぼ20回目の間隙比変化量が静的荷重・除荷後の間隙比変化量に対応することが分かる。実際の地盤において、静的荷重は可能な方法ではないが、この結果より重錘落下を繰返し行うことによって静的荷重の場合を上回る大きな圧縮量を得ることができると考えられる。

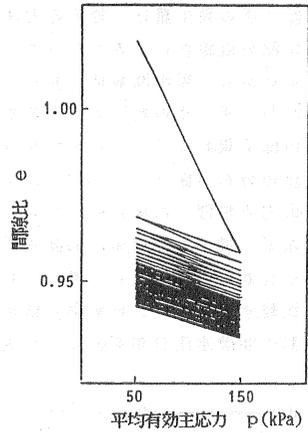
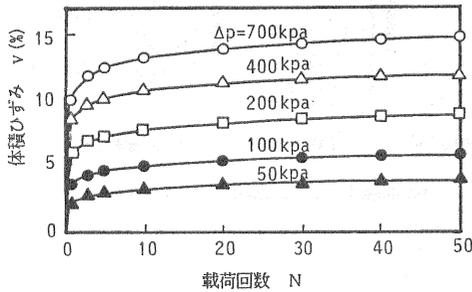
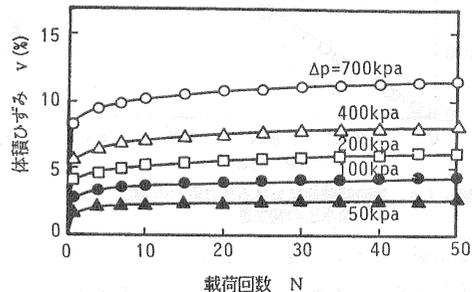


図-13 等方応力荷重による間隙比変化



(a) 東広島まさ土



(b) 宇部まさ土

図-14 荷回数と体積ひずみ ($p_e = 30 \text{ kPa}$)

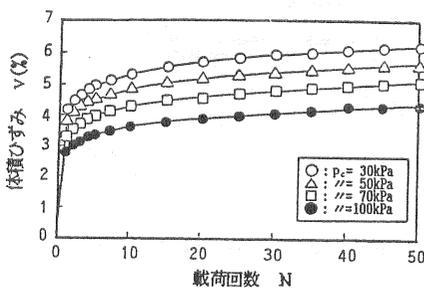


図-15 初期拘束圧の違いによる荷回数と体積ひずみの関係 ($\Delta p = 200 \text{ kPa}$)

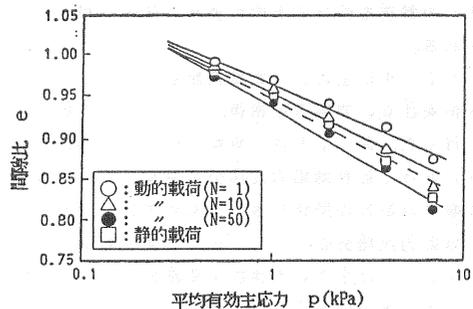


図-16 静的荷重と動的荷重の比較

最後に、荷重時間の影響を見るために、荷重時間別に整理した間隙比 $e \sim$ 荷重増加比 $\Delta p / p_e$ の関係を図-16に示す。両者の関係に荷重時間による違いが明確に表れている。次に、短時間 (0.8 sec) 荷重における Δp に

対する間隙水圧の発生量について図-18に示す。ここでは間隙水圧の発生量は、等方応力増分 Δp に従って約1:0.85の勾配の直線状に大きくなっていることが認められる。このことから、短時間載荷においては、応力増分の大きさにかわらず、その約85%の大きさの間隙水圧が排水面とは逆の面で現れていることが分かる。この結果をもとに間隙水圧の分布が図-19(a)(b)に示すようになると仮定し、有効応力で整理した場合の $e \sim \Delta p / p_c$ の関係を図-20に示す。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6.0秒の結果と比較すると、6.0秒載荷の結果は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

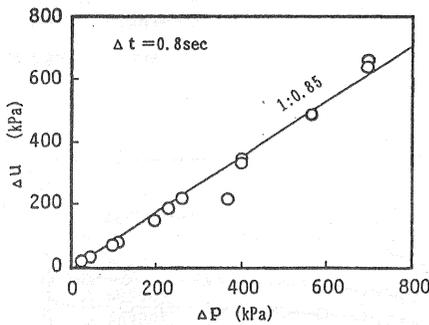


図-18 短時間載荷における等方応力の増加と間隙水圧の発生量

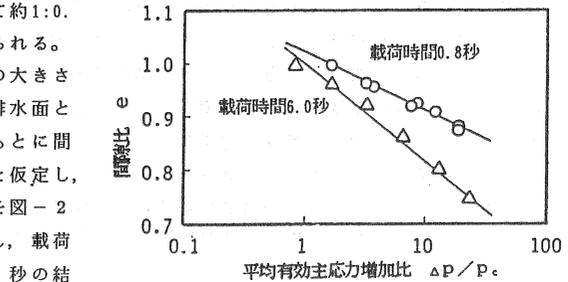


図-17 載荷時間による間隙比と荷重増加比の関係

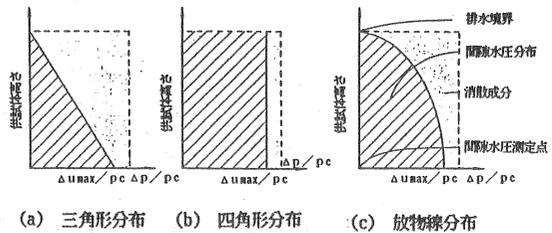


図-19 短時間載荷における間隙水圧の分布の仮定

のほぼ中間、すなわち図-19の(c)のようになっていると考えられる。これにより、有効応力で整理することで載荷時間の影響はほとんど考えなくてよく、 $e \sim \Delta p / p_c$ の関係は一義的に表されることが分かる。したがって、有効応力の評価が容易な長い載荷時間(この場合6.0秒)の実験を行うことによって、重錘落下時のような瞬時(0.1秒以下)の載荷を受ける土中の要素の評価が可能であると判断される。

5-2-2 平均主応力一定載荷試験

初期拘束圧 p_c で等方圧密後、平均主応力一定の条件下で載荷を行った。図-21は、平均主応力 $p = 100 \text{ kPa}$ で一定の状態における各有効応力比増分の載荷に対する体積ひずみ v と載荷回数 N の関係を表したものであり、図-22は、平均主応力 $p = 50, 100, 200, 400 \text{ kPa}$ のそれぞれによって有効応力比増分 $\Delta \eta = 0.5$ になるよう載荷したときの $v \sim N$ の関係を表したものである。これらを見ると、ダイラタンスは全ての拘束圧で圧縮側に生じ、体積ひずみ v は1回目の載荷で大きく表れ、平均主応力 p に依存していることが分かる。

次にせん断ひずみについて試験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。

$$v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3 \quad \text{-----}(3) \quad \gamma = 2(\epsilon_1 - \epsilon_3) / 3 = \epsilon_1 - v / 3 \quad \text{-----}(4)$$

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

図-23は、せん断ひずみ γ に対する有効応力比増分 $\Delta \eta$ 、体積ひずみ v の関係であり、載荷回数50回目につ

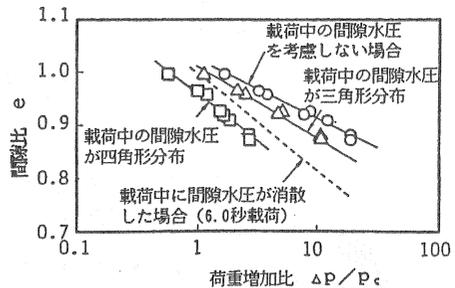


図-20 短時間載荷の結果における間隙水圧の評価

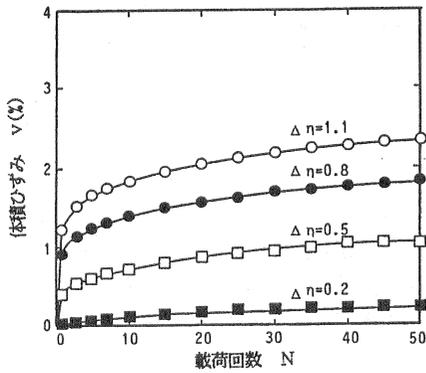


図-2.1 p一定荷試験による荷回数と体積ひずみの関係 ($p_c=100\text{kPa}$)

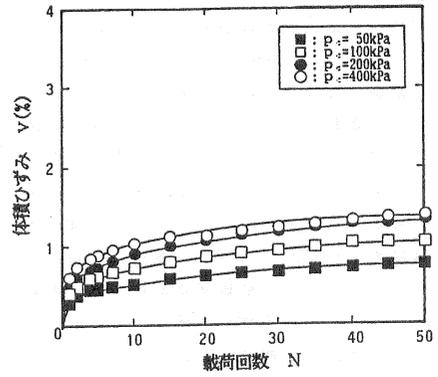
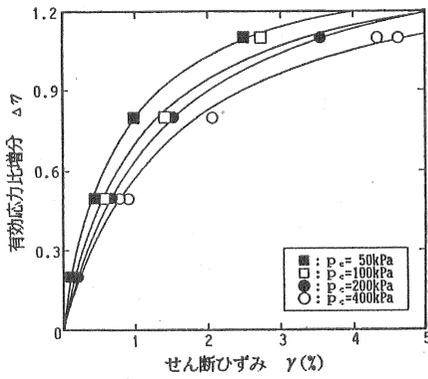
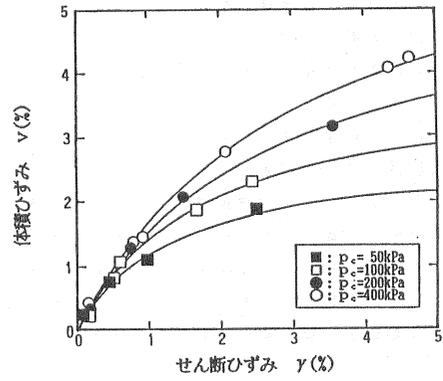


図-2.2 初期拘束圧の違いによる荷回数と体積ひずみの関係 ($\Delta\eta=0.5$)

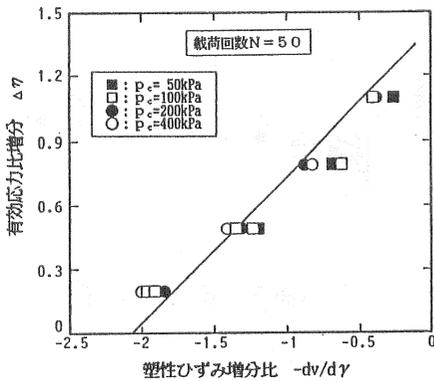


(a) 応力比～せん断ひずみ

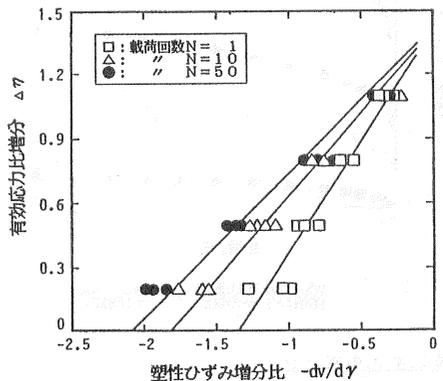


(b) 体積ひずみ～せん断ひずみ

図-2.3 有効応力比増分とせん断ひずみと体積ひずみの関係 (荷回数 $N=50$)



(a) 拘束圧別



(b) 荷回数別

図-2.4 有効応力比増分と塑性ひずみ増分比

いての実験結果を示したものである。図から分かるように、これらの関係はどれも拘束圧に依存している傾向が認められる。有効応力比増分 $\Delta\eta$ とせん断ひずみ γ の関係のなかで実線は、

$$\Delta\eta = \gamma / (b_1 + b_2 \gamma) \text{ -----(5)}$$

よって双曲線で回帰した結果を表したものである。ここで、式中のパラメータ b_1 の値は、拘束圧及び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、拘束圧 $p_c = 100\text{kPa}$, 50回の載荷後の結果から、 $b_2 = 0.694$ ($1/b_2 = 1.441$) が得られた。

次にストレス・ダイラテンシー関係を調べるため、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、それらを $\Delta\eta$ との関係で示したのが図-24である。これらには拘束圧にさほど依存した傾向は認められなかったので、載荷回数毎に直線関係として回帰を試みた。その結果、図のようなユニークなストレス・ダイラテンシー直線関係が得られ、直線の勾配が載荷回数によって変化する結果が得られた。これらの直線の縦軸 $\Delta\eta$ における切片の値は1.4付近と想定され、(5)式の b_2 の逆数(破壊時の応力比) ≈ 1.4 とほぼ一致する。この図から載荷回数毎の消散エネルギー式が求められ、さらに式(5)がせん断ひずみの硬化パラメータとなりうることから、これらの結果を用いて定式化、パラメータの同定を行うことにより今後繰返し瞬発載荷を受けた土の弾塑性モデルの構築も可能と考えられる。

5-2-3 側圧一定軸圧載荷試験

所定の応力で等方圧密後、側圧一定の条件で軸圧載荷を行った。実験結果の各測定項目の時間的変化は、図-11の等方応力載荷の場合とほぼ同様な傾向を示した。図-25は、初期拘束圧 $p_c = 100\text{kPa}$ 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 の関係を、図-26は、有効応力比増分 $\Delta\eta = 0.5$ における各初期拘束圧 p_c に対する $v \sim N$ の関係を示したものである。体積ひずみは軸圧増分及び拘束圧に依存しており、全体的に載荷による体積ひずみの大きさは、等方載荷の場合に比べて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見られる。

等方応力の場合と同様に速度効果の観点から、載荷時間を変えて実験を行ったが、この条件における実験ではさほどの時間の影響は認められなかった。すなわち、今回の応力レベルの範囲ではせん断応力の方が等方応力増分よりも卓越しており、この結果からせん断応力載荷に対する載荷時間の影響はほとんどないという結論が導かれたものと考えられる。これは、各サイクルの軸圧載荷時に発生する間隙水圧が等方応力載荷に比べて小さく、載荷時間の影響をさほど受けないことによるものであると思われる。

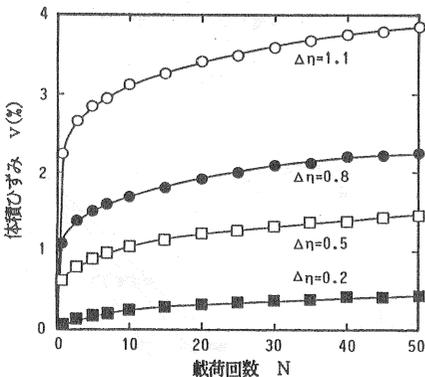


図-25 側圧一定軸圧載荷による載荷回数と体積ひずみの関係 ($p_c = 100\text{kPa}$)

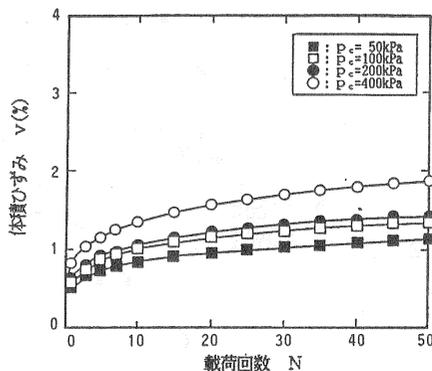


図-26 初期拘束圧の違いによる載荷回数と体積ひずみの関係 ($\Delta\eta = 0.5$)

6. 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。3.において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ラテ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 \sim 平均有効主応力

関係は各々回数毎にはほぼ直線関係を示す(図-16)。そこで、静的等方圧縮・除荷による $e \sim \log p$ 関係と比較することによって、等方圧縮の繰返し圧縮回数効果を調べるために次式の形で間隙比変化 Δe_1 の定式化をはかる。

$$\Delta e_1 = F(N, p_e, \Delta p) = f(N, p_e) \cdot \log \left[\frac{(p_e + \Delta p)}{p_e} \right] \text{-----}(6)$$

ここに、 f は圧縮回数 N 、拘束圧 p_e (kPa)の関数で、 Δp は等方応力増分(kPa)である。図-27は、圧縮回数1, 10, 50回における間隙比変化と荷重増加比との関係を初期拘束圧別にプロットしたものである。この図より $\Delta e_1 \sim \log(1 + \Delta p / p_e)$ 関係はほぼ直線で近似でき、圧縮回数が増加するにつれ直線の勾配すなわち式(6)の $f(N, p_e)$ は大きくなっている。実験結果を整理し、各拘束圧毎の直線の勾配と圧縮回数の関係を調べると、ほぼ一義的な関係が認められ圧縮回数が多くなると勾配の変化量が小さくなることがわかった。実験データの回帰分析を行い、回帰式(7)によって得られた間隙比変化の予測値を実線で示した。

$$\Delta e_1 = \left[\frac{p_e}{a_1 + a_2 \cdot p_e} \right] \cdot N^{a_3} \cdot \log \left[\frac{(p_e + \Delta p)}{p_e} \right] \text{-----}(7)$$

ここで、 a_1, a_2, a_3 は土質条件によって異なる定数で、宇部まさ土の場合、 $a_1=128.1$ 、 $a_2=6.1$ 、 $a_3=0.093$ である。

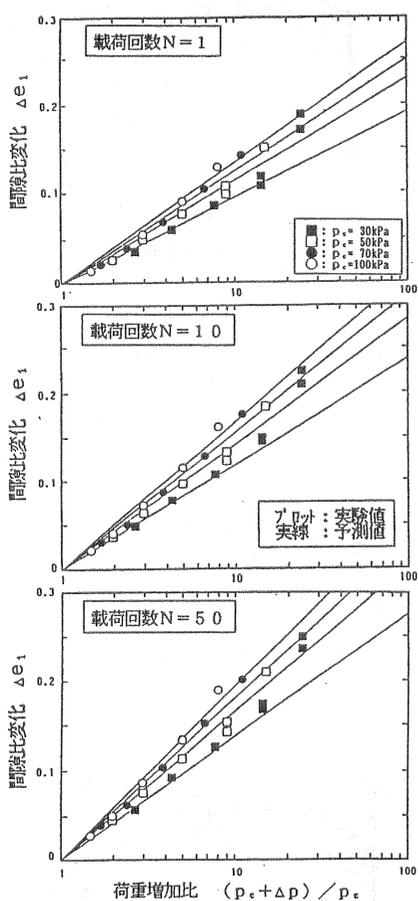


図-27 間隙比変化と荷重増加比関係(等方応力圧縮)

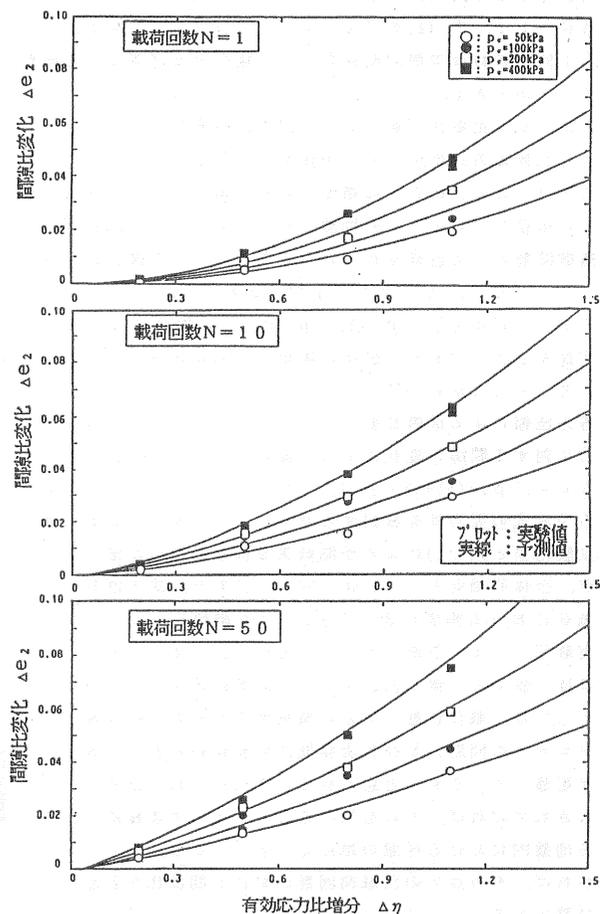


図-29 間隙比変化と有効応力比増分関係(p一定圧縮)

さて、静的等方圧縮・除荷における $e \sim \log p$ 関係で p の変動に対して、荷重・除荷時ともほぼ直線関係を示したので、間隙比変化は次式で表される。

$$\Delta e_1' = (\lambda - \kappa) \cdot \log [(p_c + \Delta p) / p_c] \text{ ----- (8)}$$

ここに、 λ は静的等方圧縮線の勾配 (=0.215)、 κ は静的等方膨潤線の勾配 (=0.055) である。式(7)の Δe_1 と式(8)の $\Delta e_1'$ の比較で静的荷重に対する動的荷重の回数効果を評価することが可能となる。ここでは、土の圧縮性に及ぼす繰返し回数効果を表現するパラメータとして次式で定義する β を導入する。

$$\beta = \Delta e_1 / \Delta e_1' \text{ ----- (9)}$$

図-28に拘束圧別に β と荷重回数 N との関係を示す。この図で $\beta = 1$ とこの曲線との交点の N が静的に荷重増分 Δp を与えた場合に生じる間隙比変化を動的荷重で得るのに必要な荷重回数である。これから分かるように、拘束圧が大きくなるにつれ、より少ない荷重回数で静的荷重と同等の圧縮量を得られる。拘束圧 p_c が大きくなると式(6)の $f(N, p_c) \rightarrow 0.16 \cdot N^{0.033}$ となり荷重回数 $N = 1$ で、式(8)の $(\lambda - \kappa) = 0.16$ と等しくなる。すなわち、1回目の荷重で静的荷重を行った場合とはほぼ等しい圧縮量を得ることができる。

次に、 p 一定荷重試験における間隙比の変化を Δe_2 とし、 Δe_2 と有効応力比増分 $\Delta \eta$ の関係を示すと図-29のようになる。ここでは、 Δe_2 は $\Delta \eta$ の増加とともに増加し、その増加の程度は p に依存している。この間隙比変化 Δe_2 を p (kPa) 及び $\Delta \eta$ の指数関数として回帰を行ったところ次のような関係式を得た。

$$\Delta e_2 = b_1 \cdot N^{b_2} \cdot p^{b_3} \cdot \Delta \eta^{b_4} \text{ ----- (10)}$$

ここで、上式中の p は式(8)の $p_c + \Delta p$ に相当し、 $b_1 = 0.004$ 、 $b_2 = 0.147$ 、 $b_3 = 0.376$ 、 $b_4 = 0.911 \cdot N^{-0.037}$ (宇部まさ土) であり、図中の実線は上式によりそれぞれの実験結果を予測したもので、実験値と良好な対応を示していることがわかる。

等方圧縮による間隙比変化 Δe_1 とダイレタンシー成分による間隙比変化 Δe_2 を重ね合わせると任意の荷重応力に対する間隙比変化 Δe の予測式として次式が得られる。

$$\Delta e = [p_c / (a_1 + a_2 \cdot p_c)] \cdot N^{b_2} \cdot \log [(p_c + \Delta p) / p_c] + b_1 \cdot N^{b_2} \cdot (p_c + \Delta p)^{b_3} \cdot \Delta \eta^{b_4} \text{ --- (11)}$$

この予測式の妥当性を検討するために、 Δp 及び $\Delta \eta$ 共に変動すると考えられる(表-2参照)側圧一定軸圧荷重試験結果と式(11)による予測結果を図示したのが図-30である。予測値と実験値には若干のずれが認められるが、全体的傾向としてはよく対応しており、第1回目の荷重における両者の差 $|\Delta e_{N=1}(\text{予測値}) - \Delta e_{N=1}(\text{実験値})|$ で、予測ラインを下方にシフトすると両者はほぼ一致する。第1回目において両者の差が生じる原因としては、荷重状態(所定の荷重応力を与える際の制御プロセスの問題)及び各実験間での初期相対密度の違いが影響しているものと思われる。式(11)の形で定式化がなされておれば、それを用いることによって重錘落下時の地盤内における任意の地点で、 p_c 、 Δp 、 $\Delta \eta$ が分かれば、その点での各荷重回数における間隙比が容易に計算できる。

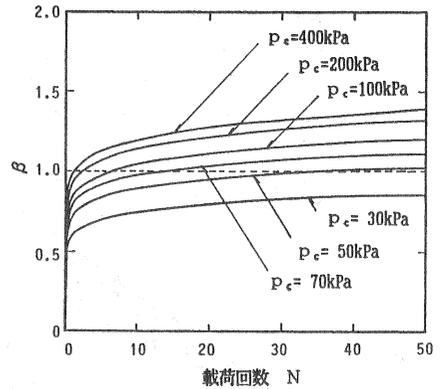


図-28 β と荷重回数の関係

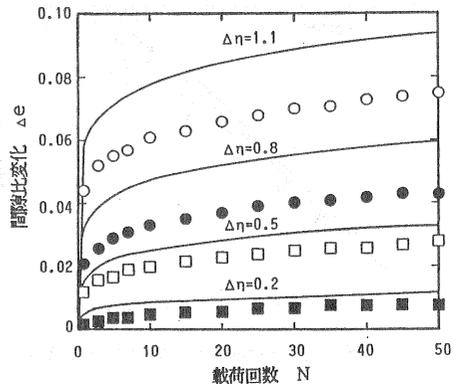


図-30 間隙比変化と有効応力比増分関係(側圧一定軸圧荷重)

7. まとめ

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可能な瞬発載荷式三軸圧縮試験機で実験を行い考察した。以下に、本研究で得られた結果と今後の研究の展望についてまとめる。

- (1) 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、載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。
- (2) 有効応力を考慮することによって載荷時間の影響を取り除くことが可能であり、急速載荷の条件も載荷時間の長い実験により、ある程度評価できる。
- (3) 重錘落下時の地中応力増分を Δp と偏差応力増分 Δq に分けて考え、等方応力載荷、平均主応力一定載荷及び側圧一定軸圧載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。
- (4) ストレス・ダイレクタンシー関係が各繰返し載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。

今後、瞬発載荷を受けた土供試体の静的せん断強度、液状化強度を調べ、今回の研究で得られた知見と総合して、動圧密工法による地盤の締固め度の定量的評価と改良支持地盤の静的、動的強度の評価が可能な形とする。さらに、現場を対象としたFEM解析を行い、重錘落下時の地盤要素の応力変化を求め、これを室内要素試験による実験式に結合して、地盤の変形や密度の変化の評価を行い、この結果と現場計測の結果とを比較し、精度を確認する。実際の施工管理方法としての使用を容易にするため、本研究で求めた実験式等は重錘落下によるエネルギーとの関係で取りまとめる予定である。

最後に、本研究を進めるに当たって実験及びデータ収集、整理に協力して頂いた山口大学工学部社会建設工学科の山本修三技官、川井真二氏をはじめとする関係者各位と貴重な御意見、御示唆を頂いた鹿児島工業高等専門学校岡林巧助教授に深甚な謝意を表します。

(参考文献)

- 1) Menard, L. and Boise, 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, 土と基礎, Vol. 29, No. 5, pp. 47-54, 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, 木下哲生, 丸井栄一 : 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効果と効果確認, 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, 中村哲也, 渡辺篤 : 重錘落下による砂地盤の改良効果の評価について, 土木学会第43回年次学術講演会講演集, III, pp. 745-746, 1988
- 7) 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
- 8) 兵動正幸, 村田秀一, 安福規之, 中田幸男, 二宮康治, 中村哲也 : 瞬発載荷式三軸圧縮試験機による砂質土の圧縮特性, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp. 845-848, 1990
- 9) 兵動正幸, 中田幸男, 安福規之, 村田秀一, 四宮圭三 : 瞬発載荷式三軸圧縮試験による砂質土の圧縮性の評価, 山口大学工学部研究報告, Vol. 41, No. 2, pp. 133-144, 1991
- 10) 高田直俊, 藤田哲治, 渡辺篤, 池田通陽 : 重錘落下締固め工法の現場実験, 第23回土質工学研究発表会講演集, pp. 2057-2060, 1988
- 11) 下平裕司, 山肩邦男, 森 国夫 : 重錘落下締固め工法における地盤内応力の推定, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp. 1857-1860, 1990
- 12) 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