

ひずみエネルギー蓄積効果を用いた飽和砂地盤の 液状化過程の考察

A STORE OF STRAIN ENERGY IN LIQUEFACTION PROCESS OF SATURATED SAND

片田敏行*・阿部幸樹**・東山 晃***

By Toshiyuki KATADA, Kouki ABE and Akira HIGASHIYAMA

A soil structure such as embankment or a surface ground shakes and is deformed due to an earthquake force. As a result, the stiffness of soil decreases by the effect of a strain during the vibration. It is possible to express the effect of the strain by the store of the strain energy that is absorbed into a soil.

The saturated sand liquefies due to the effect of the strain during the strong earthquake motion. Therefore, by using the results of the on-line experiment, we calculated the amounts of the strain energy till the saturated sand liquefied perfectly.

As the results of the analysis, the amounts of the strain energy and its store process required to liquefy perfectly are revealed.

Keywords: strain energy, liquefaction, on-line experimental method

1. ま え が き

構造物が強震動を受けると設備・機械類の損傷にとどまらず、部材までもが損傷し、最悪の場合には崩壊にまで至る。このため、構造物の耐震安全性を確保し、しかも経済的に設計するためには構造物がどの程度の地震力でどの程度の破壊が生じるかを知る必要がある。通常、構造物に作用する地震力は地表の最大加速度と構造物の質量との積で与えられる。それゆえ、地表加速度が大きくなると構造物に作用する地震力は大きくなり、破壊に至る。山原¹⁾が指摘しているように過去の地震災害報告²⁾⁻⁴⁾によると大きな地表加速度が記録されたにもかかわらず構造物に重大な損傷が生じていない例がある。このことは構造物を破壊させるためには十分な入力加速度波の振幅の大きさと継続時間の長さが必要なことを示している。すなわち、構造物が破壊するためにはそれに必要なだけの地震動エネルギーが構造物に入力しなければならない。

構造物が地震外力を受けると変形しながら振動する。

振動中の構造物に生じる変形は時々刻々と変化する。この結果、構造物に繰り返し生じる塑性ひずみの蓄積によって構造物は破壊する。このような地震外力が構造物になす仕事の効果は構造物のもつ力学的エネルギーの変化となって現われてくる。このため、地震時に構造物に入力した地震動エネルギーの分配状況が解析されている。たとえば、高瀬・宮下・甘粕¹⁴⁾は構造物へ入力するエネルギー、鉛直荷重による外力仕事エネルギー、弾性ひずみエネルギー、履歴減衰エネルギー、運動エネルギー、減衰エネルギーの割合が地震波の種類および強さあるいは減衰の違いによってどう変化するかを検討している。

地震時における構造物の消費エネルギーのうちで最も重要なのはひずみの効果を表すひずみエネルギー量であろう。最近では地震動入力エネルギー量と構造物のエネルギー吸収の能力を対比させて耐震性を確保する極限設計法が提案されている⁷⁾⁻¹⁰⁾。構造物のエネルギー吸収状況に関して、星谷・山崎¹⁵⁾⁻¹⁷⁾は地盤-構造物系の力学モデルを用いて、塑性ひずみエネルギー量が地盤特性と構造物特性のなかでどのような要因に影響されるかを検討している。藤野・大野・西岡¹⁸⁾も地震動特性とエネルギー量の関係を定量的に把握することによって構造物の破壊の評価を試みている。

* 正会員 工博 武蔵工業大学助教授 土木工学科
(〒158 世田谷区玉堤1-28)

** 正会員 工修 岩手県庁土木部港湾課

*** 学生会員 武蔵工業大学大学院修士課程

地震時において構造物に吸収されるエネルギー量をもとに耐震設計を行うためにはその構造物がどの程度のエネルギー量でどの程度破壊するかということを定量的に把握しておくことが必要である。このため、鈴木・玉松^{19),20)}は低層鉄骨骨組を対象としてH形鋼柱材の破壊実験の結果より破壊に至るまでのエネルギー吸収量を算出している。

上記のように、強震時における構造物の耐震安全性を検討するために、構造物のひずみエネルギー吸収状況の解明が行われている。

さて、構造物を支持する表層地盤にも地表面の沈下、地割れあるいは液状化現象などの地盤破壊が生じる。さらに、堤防、盛土などの土構造物などにも破壊が生じる。それゆえ、構造物の支持地盤や土構造物についても地震時の安定性の検討を行う必要があるのは構造物の場合と同様である。これまでは地震時における土の剛性変化を振動中に生じる最大ひずみの関数として、地盤の応答解析を行う場合が多かった。

しかし、これだけではなく、すでに述べた構造物の例でもわかるように作用する地震力の大きさと繰り返しの効果を考慮できるひずみエネルギー量で土の剛性変化をより詳細に解析することも必要であろう。入力波の波形特性によって飽和砂の液状化性状が異なる³⁴⁾こともこのことを示しているといえる。

このような観点から、本研究では地震時の地盤破壊の1つである飽和砂地盤の液状化現象について、ひずみエネルギー量の蓄積状況を明らかにし、液状化の進行状況との関連を考察するとともに、どの程度のひずみエネルギー量で液状化するかを明らかにしようとするものである。

この結果、どの程度のひずみエネルギー量で飽和砂がどの程度液状化するかが明らかになれば、液状化予測の際の指標となろう。また、液状化対策としての地盤改良の際の改良度を表わす指標となろう。

2. 1自由度系のエネルギー応答

本研究では飽和砂の動的試験としてオンライン地震応答載荷実験法を用い、その解析結果よりエネルギー量を求めることにする。そこで、1自由度系のエネルギー量の算出式を以下に求める。

まず、1自由度系の振動方程式は次式で与えられる。

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + R(t, x) = -m\ddot{y}(t) \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 m ：質量、 c ：減衰定数、 R ：実復元力、 \ddot{x} ：応答加速度、 \dot{x} ：応答速度、 x ：応答変位、 \ddot{y} ：入力加速度

式(1)から1自由度系のエネルギー平衡式を導くために式(1)の両辺に $\dot{x}(t)dt$ を乗じ、 t_1 から t_2 まで

積分したのが次式である。

$$\int_{t_1}^{t_2} m\ddot{x}(t)\dot{x}(t)dt + \int_{t_1}^{t_2} c\dot{x}(t)\dot{x}(t)dt + \int_{t_1}^{t_2} R(t, x)\dot{x}(t)dt = - \int_{t_1}^{t_2} m\ddot{y}(t)\dot{x}(t)dt \dots (2)$$

式(2)が1自由度系のエネルギー平衡式となる。左辺第1項が振動系の運動エネルギー、第2項が減衰エネルギー、第3項がひずみエネルギー、また右辺が地震動入力エネルギーを示している。

運動エネルギーは振動系に蓄積されるような性質はなく、時々刻々と消費されるエネルギーである。また、一般に粘性減衰エネルギーはひずみエネルギーに比べて小さな値を取る。それゆえ、ひずみエネルギーの蓄積が破壊に大きな影響を及ぼすと考えられる。

さて、式(2)より $t_1 \sim t_2$ 間における各エネルギー量の算出式を求めれば以下ようになる。

運動エネルギー

$$= \int_{t_1}^{t_2} m\dot{x}(t)\dot{x}(t)dt = \frac{1}{2}m[\dot{x}(t_2)^2]_{t_1} \dots \dots \dots (3)$$

減衰エネルギー

$$= \int_{t_1}^{t_2} c\dot{x}(t)\dot{x}(t)dt = \frac{1}{2}c[\dot{x}(t_2)^2 + \dot{x}(t_1)^2](t_2 - t_1) \dots \dots \dots (4)$$

ひずみエネルギー

$$= \int_{t_1}^{t_2} R(t, x)\dot{x}(t)dt = \frac{1}{2}[R(t_2, x_2)\dot{x}(t_2) + R(t_1, x_1)\dot{x}(t_1)](t_2 - t_1) \dots \dots \dots (5)$$

入力地震動エネルギー

$$= - \int_{t_1}^{t_2} m\ddot{y}(t)\dot{x}(t)dt = \frac{1}{2}m[\ddot{y}(t_2)\dot{x}(t_2) + \ddot{y}(t_1)\dot{x}(t_1)](t_2 - t_1) \dots \dots \dots (6)$$

式(3)~(6)を順次時間ステップごとに計算することにより各時間ステップにおけるエネルギー量を算出できる。地震動を振動方程式で定式化するとき、表層地盤は単位断面の土柱としてモデル化されている。それゆえ、式(3)~(6)で求められるエネルギー量は単位断面の土柱に対する量である。

3. 従来におけるエネルギー量算出にあたっての問題点

これまでの研究では非線形復元力モデルを用いて応答解析を行い、得られた応答値より振動系のエネルギー量を算出している^{7),11),15),21)}。また、定変位制御方式あるいは定荷重制御方式で材料の動的試験を行い、ひずみエネルギー量を直接算出することもよく行われている¹⁹⁾。

非線形復元力モデルとしては、バイリニヤ型のモデルが用いられる場合が多い^{7),15)~17)}。しかし、バイリニヤ型のモデルを用いる場合、弾性限界変位 X_c と弾塑性傾

斜率 α の値をどのように定めるかが問題となる。この2つの値をどのように定めるかによって振動系が吸収可能なひずみエネルギー量も変わってくる。また、仮に X_0 と α の値が実際の現象に即した値が得られるとしても、破壊状態に近くなるにつれて、構造物は複雑な履歴曲線を描き、とてもバイリニヤ・モデルのような簡単な履歴曲線ではない。バイリニヤ型モデルの代わりに他の非線形復元力モデル（たとえば、Ramberg Osgood モデル, Hardin Dreneovich モデルなど）を用いたとしても、バイリニヤ型モデルと同様の問題点が生じる。

また、材料の動的試験を行えば、ある程度剛性が低下する状態までの材料そのものの応力-ひずみ関係が直接求められ、その結果からひずみエネルギー量が算出できる。しかし、破壊に近い状態において、定変位制御方式では材料の剛性低下による変位の増大が考慮できず、定荷重制御方式では材料の剛性低下によって変位が著しく増大するという問題点がある。

このように定変位制御および定荷重制御方式による動的実験では、破壊付近における応力-ひずみ関係が正確に得られない。したがって、破壊に至るまでのエネルギー吸収量は定まらない。それゆえ、近頃ではオンライン地震応答載荷実験結果を用いてエネルギー量を算出している例がみられる^{23), 24)}。

以上、従来行われてきたエネルギー量を用いて破壊現象を検討した研究について、エネルギー量を算出するうえでの問題点を述べた。本研究で対象とする飽和砂地盤のように非線形性の強いものでは、従来の方法では正確なエネルギー量が求められないと考え、オンライン地震応答載荷実験法を用いてエネルギー量を算出することにする。

4. オンライン地震応答載荷実験によるひずみエネルギーの蓄積量の算出

(1) ひずみエネルギー量の算出

式(3)~(6)を用いてエネルギー量を算出する際に、問題となるのはエネルギー算出に必要な応答値 $x(t)$, $\dot{x}(t)$, $\ddot{x}(t)$ と復元力 $R(t)$ をどのようにして求めるかである。通常は数式で与えられた非線形復元力関数を用いた数値解析結果より求められる。

これに対して、本研究では飽和砂に関するオンライン地震応答載荷実験を行い、入力加速度に対する応答値を求めている。この応答載荷結果と入力加速度 $\ddot{y}(t)$ 、質量 m 、減衰定数 c を用いれば、式(3)~(6)より各エネルギー量が求められる。ひずみエネルギー量は得られた実復元力 $R(t)$ と $\dot{x}(t)$ を式(5)に代入して算出する。

このひずみエネルギーの蓄積量は次式により求められ

る。

$$W_h(t) = \sum_{i=1}^N E_s(t_i) \dots \dots \dots (7)$$

ただし、 $W_h(t)$: t 時刻までのひずみエネルギーの蓄積量、 $E_s(t_i)$: $(i-1)$ 時刻から i 時刻までに蓄積されたひずみエネルギー量

(2) 解析装置の概要^{30), 31)}

本研究で用いた実験装置は応答計算を行うマイクロ・コンピュータ (NEC・PC 9801 vm) と復元力を取り出す振動三軸試験装置から成り立っている (図-1)。1 自由度系の応答計算には線形加速度法を用いている。プログラムの実行は MS-DOS 上のパーシク・コンパイラで行い、計算速度の高速化をはかっている。その結果、応答計算が1ステップ、0.02秒で可能となった。

(3) オンライン地震応答載荷実験結果

a) 供試体の状態および1自由度系の特性

オンライン地震応答載荷実験で非線形復元力を明らかにするために三軸試験機にセットされた砂の供試体に対して拘束圧 $p=1.5 \text{ kgf/cm}^2$ を等方に作用させた。拘束圧の値は解析対象とする砂が原位置で受ける応力状態と同じとすればよい。本研究では深さ 16~19 m 程度の位置を仮定して $p=1.5 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

試料砂には豊浦標準砂を使用した。供試体は飽和状態 (B 値=0.95) とした。また、相対密度はゆる詰め ($D_r=30\%$ 程度)、または密詰め ($D_r=70\%$ 程度) とした。

さらに、1自由度系の固有振動数は $f=1.5 \text{ Hz}$ 、減衰定数は $h=0.10$ と仮定し、この動的特性の環境のもとにおける非線形復元力特性を解析する。なお、この動特性の値は実在の地盤の値ではない。供試体に対する拘束

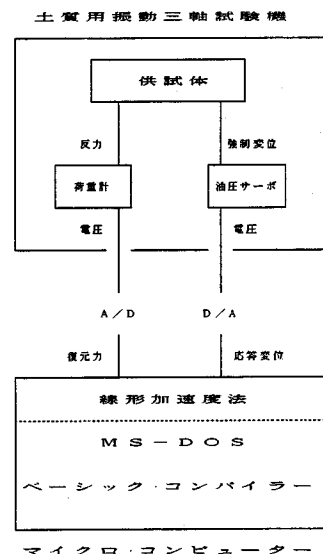


図-1 オンライン地震応答載荷実験装置と制御方法の概要

圧 p の設定と同様に解析例の1つとして設定した。層厚 20 m 程度の飽和砂地盤における動特性値として、現実とかけ離れてはいないであろう。

b) 入力波

入力波には日本海中部地震 (1983.5.26, $M=7.7$) における秋田港で記録された地震加速度波 (S1567) を用いた³⁹⁾。強震計は第一港湾建設局秋田港工事事務所構内に設置されている。設置地点の地盤状況は深さ 5 m ぐらいまでが砂あるいは砂質土である。それ以下は砂礫あるいは固結土である。観測地点とは同じ秋田港ではあるが別の地点では砂層地盤が液状化して荷役クレーンの傾斜、岸壁の傾斜、はらみ出し、沈下などが起きている。この秋田港湾加速度記録の最大値は NS 成分波が 190 gal, EW 成分波が 205 gal である。波形としては NS 成分波は衝撃型であり, EW 成分波は振動型の傾向である。解析ではこれらの波形の最大値を 200 gal に修正して使用した。

c) 地震応答載荷実験結果

上記の入力波および供試体を用いて載荷実験を行った。秋田港湾記録を使用した場合の実験結果 (入力波, 絶対加速度応答波, 速度応答波, 変位応答波, 過剰間隙水圧の変化) を図-2(1), (2) に示す。これらのうち絶対加速度応答波, 速度応答波, 変位応答波の値はマイクロ・コンピューターで計算した応答値であり, 間隙水圧の値は三軸試験機に設置された間隙水圧計による測定値である。飽和供試体のゆる詰めで, 入力波は NS 成分波 (図-2(1)), EW 成分波 (図-2(2)) である。それぞれ, 入力加速度波の継続時間に対して応答載荷実験を行っている。液状化の過渡状態における, 過剰間隙水圧の上昇は NS 成分波よりも EW 成分波の方が緩やか

である。これは入力波の波形特性によると思われる。すなわち, NS 波では主要動の初めに衝撃的なパルス状の大加速度がみられる。この大加速度により液状化が急速に進行したものと思われる。

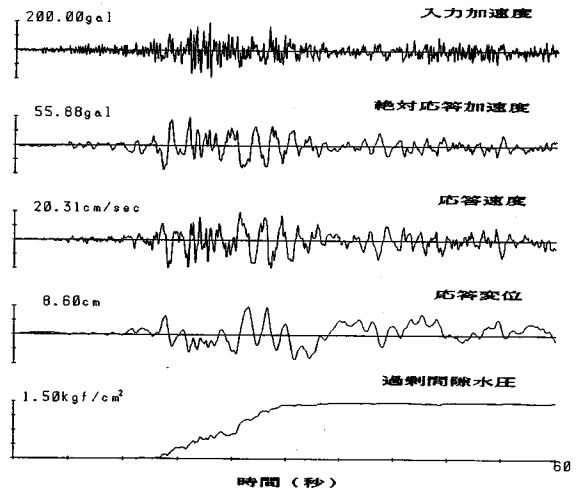


図-2(2) オンライン地震応答載荷実験結果
(飽和供試体, $D_r=31.3\%$, 秋田 EW 成分波)

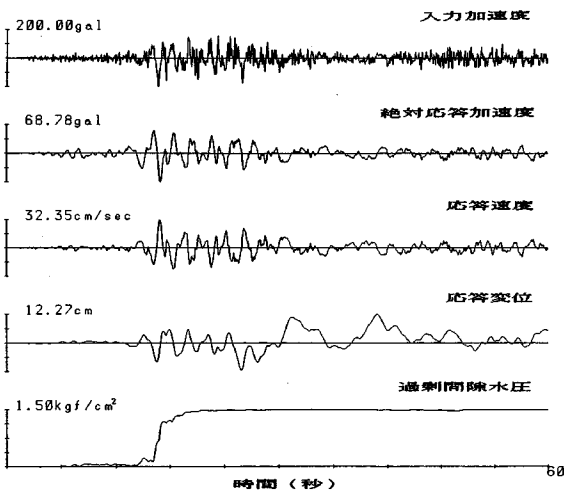


図-2(1) オンライン地震応答載荷実験結果
(飽和供試体, $D_r=21.2\%$, 秋田 NS 成分波)

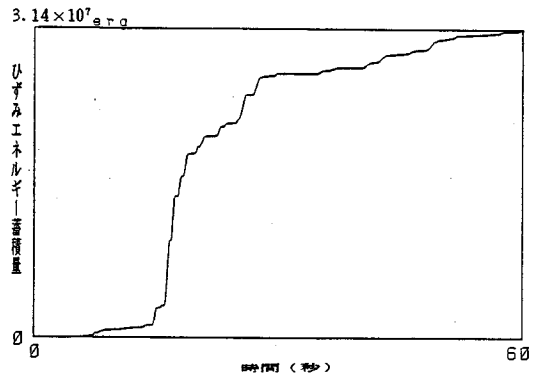


図-3(1) ひずみエネルギー量の蓄積状況
(飽和供試体, $D_r=21.2\%$, 秋田 NS 成分波)

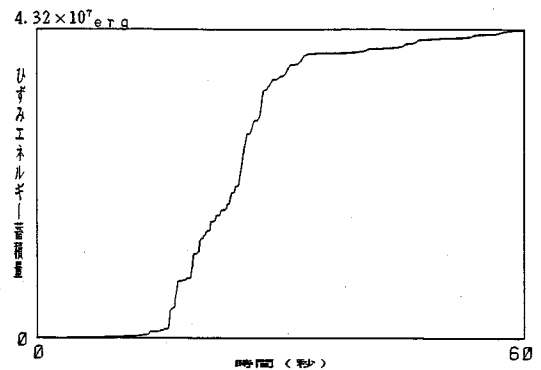


図-3(2) ひずみエネルギー量の蓄積状況
(飽和供試体, $D_r=31.3\%$, 秋田 EW 成分波)

d) ひずみエネルギー蓄積状況

前節の解析結果を用いて、式(5)によりひずみエネルギー量を算出した。算出結果を図-3(1),(2)に示す。図-2(1)にみられる過剰間隙水圧の急上昇状況を反映して、NS波ではひずみエネルギーの約60%が過渡状態の4~5秒の間に蓄積している。EW波の場合にはもう少し緩やかで約15秒間にひずみエネルギーの約75%が蓄積している。

5. ひずみエネルギー量の蓄積状況による飽和砂地盤の液状化過程の考察

(1) ひずみエネルギー蓄積状況と飽和砂地盤の液状化状況との比較

4. で求められた単位体積の飽和砂に対するひずみエネルギー蓄積量と過剰間隙水圧上昇量の時系列での比較を行う。まず、ひずみエネルギー蓄積量 $W_h(t)$ をその最大値 $W_{h,max}$ で除して正規化し、これを正規蓄積ひずみエネルギー量とよぶことにする。また、同様に過剰間隙水圧 $PWP(t)$ をその最大値 PWP_{max} で除して、正規過剰間隙水圧を定義する。

4. で行った応答解析結果より算出された正規蓄積ひずみエネルギー量と正規過剰間隙水圧上昇量を時系列で比較した波形を図-4(1),(2)に示す。いずれも、完全液状化状態になるまでの比較を行っている。実地震波を用いると、過剰間隙水圧が急激に上昇する液状化の過渡状態において、ひずみエネルギーが急激に蓄積される。これは過剰間隙水圧が上昇して、砂の剛性が低下し、変位応答が大きくなるため、その反力である砂の復元力もある程度大きくなるためひずみエネルギーが大きくなるものと思われる。

正規蓄積ひずみエネルギー量を正規過剰間隙水圧上昇量と比較すると両者はよく対応していることがわかる。

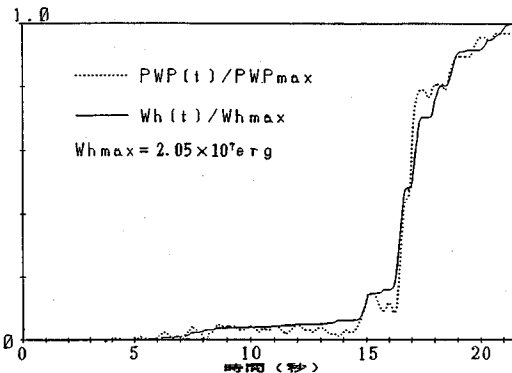


図-4(1) 完全液状化状態までの正規蓄積ひずみエネルギー量と正規過剰間隙水圧の比較 (飽和供試体, $D_r=21.2\%$, 秋田NS成分波)

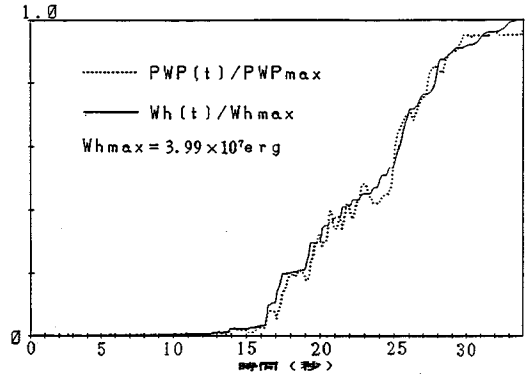


図-4(2) 完全液状化状態までの正規蓄積ひずみエネルギー量と正規過剰間隙水圧の比較 (飽和供試体, $D_r=31.3\%$, 秋田EW成分波)

(2) 完全液状化までに要する総蓄積ひずみエネルギー量

a) 相対密度と総ひずみエネルギー量の関係

まず、最大入力加速度 200 gal に対して、飽和供試体の相対密度を変えた場合、完全液状化状態までに蓄積されるひずみエネルギーの総量を求めた(図-5)。傾向としては相対密度が大きくなり、液状化しにくくなると完全液状化状態までに蓄積されるひずみエネルギー量が多くなる。言い換えると、液状化させるのにひずみエネルギー量がより多く必要とされる。ゆる詰め状態の場合に比較しておおよそ2, 3倍となっている。

次に、液状化に要する総ひずみエネルギー量が用いる入力波によりどのように変化するかをみるために、図-5中の変化傾向を概略的に曲線で表わした。

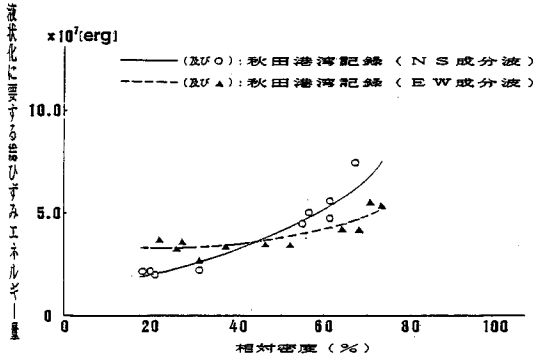
これをみると、相対密度の低いゆる詰め供試体では衝撃的な波形特性を有するNS波の方が持続的なEW波よりも少ないひずみエネルギー量で液状化することがわかる。これに対して、密詰め供試体では持続的EW波の方がNS波よりも少ないひずみエネルギー量で液状化している。

b) 単位体積の飽和砂が完全液状化するに要するひずみエネルギー量

図-5には単位断面の飽和砂が完全液状化するのに要するひずみエネルギー量が求められている。そこで、単位体積当たりの飽和砂がどの程度のひずみエネルギー量で液状化するかを明らかにする。

飽和砂の復元力を取り出す供試体はゆる詰め、密詰めとも拘束圧 1.5 kgf/cm^2 なる三軸状態とした。その相対密度はゆる詰めで約30%, 密詰めで約70%である。このとき、飽和砂の単位体積重量は約 1.8 gf/cm^3 , および約 1.95 gf/cm^3 であった。

それゆえ、供試体は以下のような深さの応力状態を仮



図—5 供試体の相対密度と総ひずみエネルギー量の関係
(最大入力加速度 200 gal の場合)

定していることになる。

ゆる詰め供試体の場合：

$$\text{深さ } H = \frac{1.5 \text{ kgf/cm}^2}{(1.8-1)\text{gf/cm}^3} = 1875 \text{ cm}$$

密詰め供試体の場合：

$$\text{深さ } H = \frac{1.5 \text{ kgf/cm}^2}{(1.95-1)\text{gf/cm}^3} = 1578 \text{ cm}$$

これが振動方程式でその挙動を定式化した単位断面積当たりの土柱の高さである。したがって、式(3)~(6)で求められたエネルギー量をこれらの値で除せば、単位体積当たりのエネルギー量が求められる。

最大入力加速度 200 gal の場合、ゆる詰め飽和砂が完全液状化状態になるのに要するひずみエネルギー量は

秋田港湾記録の EW 成分波……約 3.0×10^7 (erg)

秋田港湾記録の NS 成分波……約 2.0×10^7 (erg)

である(図—5)。これを深さ $H=1875$ cm で割れば、単位体積当たりのひずみエネルギー量が求められる。

したがって、EW 成分波では約 1.6×10^4 (erg)、NS 成分波では約 1.1×10^4 (erg) となる。

また、密詰め状態では、完全液状化状態になるのに要するひずみエネルギー量は

秋田港湾記録の EW 成分波……約 4.0×10^7 (erg)

秋田港湾記録の NS 成分波……約 5.0×10^7 (erg)

である(図—5)。したがって、単位体積当たり $2.6 \times 10^4 \sim 3.3 \times 10^4$ (erg) となる。

(3) ひずみエネルギーの蓄積状況と入力波の波形特性の関係

本節では入力波の特性がひずみエネルギー量の蓄積状況にどのような影響を与えるかを調べる。そこで、飽和供試体に対して、1秒間当たりに蓄積するひずみエネルギー量と入力波を比較したのが図—6(1)、(2)である。図中で点線で表わしたのがゆる詰め供試体の場合であり、実線で表わしたのが密詰め供試体の場合である。

a) 飽和ゆる詰め供試体の場合

図—6 をみてもわかるようにひずみエネルギー量の大半は主要動部分で蓄積している。しかし、その蓄積状況は波形特性により異なる。衝撃的な NS 波の場合にはひずみエネルギーの大半が主要動の最初の 1、2 波により蓄えられる(図—6(1))。これに対して、持続的な EW 波の場合には主要動の前半と後半の 2 段階にわたって蓄えられる。しかも、加速度の小さくなる後半部分の方がひずみエネルギー量が若干多い。これは前半部だけでは完全に液状化せず、主要動の後半部でもひずみエネルギーが蓄積されたためであろう。

b) 飽和密詰め供試体の場合

この場合、ゆる詰め供試体の場合と同様にひずみエネルギー量の大半は主要動部分で累積している。持続的な EW 波ではゆる詰めと密詰めではひずみエネルギーの蓄積状況にそれほど差はみられない。しかし、衝撃的な NS 波の場合、ゆる詰め供試体では主要動の最初の 1~2 波でひずみエネルギーが蓄積されるのに対して、密詰め供試体では主要動のほぼ全域にわたってひずみエネルギーが蓄積されている(図—6(1))。これは密詰め供試体の場合、主要動の衝撃的な最初の 1~2 波では完全に液状化しなかったために、その後もひずみエネルギーが蓄積していったことを示している。この点がゆる詰めの場合と異なる。

そのため、密詰めの場合とは逆に衝撃的な NS 波の方が多くのひずみエネルギーが蓄積されることになる。

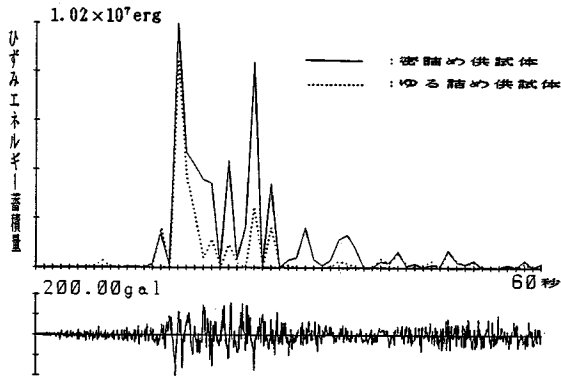
以上のことはひずみエネルギー量の吸収状況が供試体の密度状態だけでなく、入力波の特性によっても変わることを示している。

6. 結 論

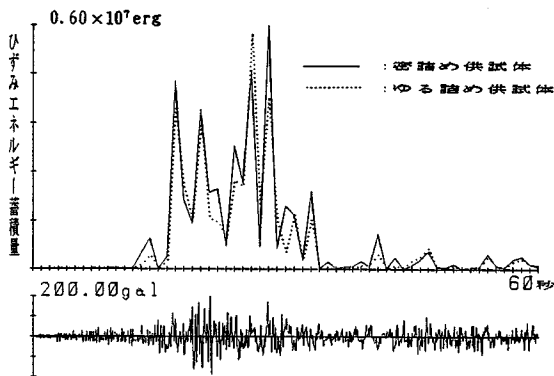
本研究では飽和砂層地盤の液状化現象について、その進行状況をひずみエネルギー量の蓄積状況の面から考察した。地震時に飽和砂が吸収するひずみエネルギーはオンライン地震応答載荷実験法を用いた応答解析結果より算出した。秋田港湾記録という 1 つの入力波を用いて解析した結果ではあるが、飽和砂の液状化過程のひずみエネルギー量の蓄積状況に関して、本研究で得られた結論を以下に示す。

(1) ひずみエネルギーの蓄積状況は過剰間隙水圧の上昇状況とよく対応している。これは液状化過程において蓄積されるひずみエネルギーが過剰間隙水圧による砂の剛性の低下によって生じる非線形性によるものであることを示している。

(2) 完全液状化に要するひずみエネルギー量は砂の相対密度により異なり、液状化しにくい密詰め状態の場合には、ゆる詰め状態に比較して 2、3 倍の量のひずみエネルギーが必要である。



図—6(1) 入力波の周波数特性とひずみエネルギー蓄積状況の関係
(飽和供試体, $D_r=21.2\%$ および 61.9% , 秋田 NS 成分波)



図—6(2) 入力波の周波数特性とひずみエネルギー蓄積状況の関係
(飽和供試体, $D_r=31.3\%$ および 67.6% , 秋田 EW 成分波)

(3) 最大入力加速度 200 gal の場合, 単位体積当たりの飽和砂はゆる詰め状態でおよそ $1.1 \times 10^4 \sim 1.6 \times 10^4$ erg で, 密詰め状態でおよそ $2.6 \times 10^4 \sim 3.3 \times 10^4$ erg のひずみエネルギーで完全に液化化した。

(4) しかし, ひずみエネルギーの吸収状況は供試体の相対密度のみならず入力波の波形特性とも密接な関係がある。すなわち, ゆる詰め状態の供試体では衝撃的な波形特性を有する入力波の方が持続的な入力波よりも少ないひずみエネルギー量で完全液化化する。また, 密詰め状態の供試体では逆に持続的な入力波の方が少ないひずみエネルギー量で完全に液化化する。

本研究の結果, 飽和砂の破壊程度を表わす指標として, 完全液化化に要するひずみエネルギー量が定量的に求められた。今後の課題としては種々の波形特性を有する入力波を用いて解析を行う必要がある。液化化に要するエネルギー量に対する入力波形の影響を明らかにすること

は, 今後土構造物の耐震設計にエネルギー論的考え方を導入する際不可欠である。さらに, 飽和砂地盤のみならず, 粘性土についてもひずみエネルギー蓄積状況と地盤の破壊の進行状況の関係を明らかにしていきたい。破壊に要するひずみエネルギー量が求めれば, 地震時における土構造物の耐震性を検討する際のパラメーターとして利用できよう。

謝 辞: 実験にあたっては本学卒論生の多大の援助を受けています。本学大学院生の高山哲次君には実験および資料整理等において多大の助力を受けております。

また, 解析には運輸省港湾技術研究所で観測され, 刊行された地震観測記録を使用しております。

記して謝意を表する次第です。

参 考 文 献

- 1) 山原 浩: エネルギーの平衡を考えた構造物の地震応答, 日本建築学会論文報告集, 第 187 号, pp. 69~74, 昭和 46 年 9 月。
- 2) 大沢 胖, ほか: 広尾沖地震における釧路の強震記録と構造物の被害について, 文部省科学研究報告書, 昭和 44 年 8 月。
- 3) 守屋喜久男: 1985 年 9 月 19 日, 20 日メキシコ地震調査報告書, 日本大学理工学部応用地質学研究室, 昭和 60 年 10 月。
- 4) 和泉正哲, ほか: 1985 年メキシコ地震に関する調査研究, 文部省科学研究費, 自然災害特別研究突発災害研究成果, 昭和 61 年 3 月。
- 5) Housner, G. W.: Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proc. of 1st WCEE, pp. 5-1~13, 1956.
- 6) Housner, G. W.: Behaviour of Structures During Earthquakes, ASCE, EM 4, pp. 109~129, Oct. 1959.
- 7) 加藤 勉・秋山 宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, 第 235 号, pp. 9~18, 昭和 50 年 9 月。
- 8) 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980 年 9 月。
- 9) Kato, B. and Akiyama, H.: Theoretical Prediction of Load-Deflection Relationship of Steel Members and Frames, Preliminary Report, IABSE Symposium, Lisbon, 1973.
- 10) 加藤 勉・秋山 宏: 鋼構造剛接骨組の耐震極限設計, 日本建築学会論文報告集, 第 237 号, pp. 59~65, 昭和 50 年 11 月。
- 11) 安藤範平・手塚武仁・峰岸 茂: 地震時に構造物が消費する塑性エネルギーについて, その 1, 各種復元力を持つ 1 質点系の塑性エネルギー入力, 日本建築学会学術講演会講演梗概集, pp. 691~692, 昭和 52 年 10 月。
- 12) 安藤範平・峰岸 茂・田中恵司: 地震時に構造物が消費する塑性エネルギーについて, その 2, 塑性エネルギースペクトルについての考察, 日本建築学会学術講演会講演梗概集, pp. 693~694, 昭和 52 年 10 月。
- 13) 安藤範平・手塚武仁・田中恵司: 地震時に構造物が消費

- する塑性エネルギーについて、その3、塑性エネルギー入力と構造物の耐震性、日本建築学会講演会講演概要集、pp.695~696、昭和52年10月。
- 14) 高瀬啓元・宮下 丘・甘粕敏昭：地震時における建物のエネルギー消費について、鹿島建設技術研究所年報、pp.735~745、昭和47年。
 - 15) 星谷 勝・山崎武文：地震動エネルギーに基づく応答解析、土木学会論文報告集、第291号、pp.1~14、1979年11月。
 - 16) 星谷 勝・高瀬 剛・古川禎一：エネルギー解析による構造物の地震応答、土木学会第36回年次学術講演会講演概要集第1部、pp.469~470、昭和56年10月。
 - 17) 星谷 勝・山崎武文：構造物の損傷に影響を与える要因評価、第5回日本地震工学シンポジウム講演集、pp.817~824、1978年11月。
 - 18) 大野友則・西岡 隆・藤野陽三：構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価、土木学会論文集、第333号、pp.91~99、1983年5月。
 - 19) 鈴木敏郎・玉松健一郎：低層鉄骨造骨組柱材のエネルギー吸収能力に関する研究、その1、単調載荷及び定変位振幅載荷を受けるH型鋼柱材のエネルギー吸収能力、日本建築学会論文報告集、第279号、pp.65~75、昭和54年5月。
 - 20) 鈴木敏郎・玉松健一郎：低層鉄骨造骨組柱材のエネルギー吸収能力に関する研究、その2、変動変位振幅載荷を受けるH型鋼柱材のエネルギー吸収能力、日本建築学会論文集、第280号、pp.19~24、昭和54年6月。
 - 21) 洪 起・田中 尚：ホワイトノイズを受ける1自由度系の履歴吸収エネルギー、日本建築学会論文集、第270号、昭和53年8月。
 - 22) 金多 潔・西沢英和・今木繁行：高力ボルト摩擦接合継手を有する架構の地震応答解析(その1)、日本建築学会論文集、第330号、pp.78~85、昭和58年8月。
 - 23) 金多 潔・西沢英和：高力ボルト摩擦接合部を有する架構の地震応答解析(その2、一エネルギー応答に関する考察)、日本建築学会論文集、第346号、pp.91~100、昭和59年12月。
 - 24) 土岐憲三、ほか：構造物地盤系の終局安全性の分配とそれに基づく耐震設計法の開発、昭和60年度科学研究費補助金(総合研究A)研究成果報告書、pp.109~119、昭和61年3月。
 - 25) 伊津野和行・山田善一・家村浩和・水元義久：地震応答実験システム(HYLSER)によるRC柱模型の修復・補強効果の検討、第18回地震工学研究発表会講演概要集、土木学会耐震工学委員会、pp.321~322、1983年7月。
 - 26) 家村浩和・山田善一・下司弘文・今井清裕：変動軸力下におけるRC柱模型のHYLSERによる弾塑性地震応答実験、第18回地震工学研究発表会講演概要集、土木学会耐震工学研究委員会、pp.325~328、1983年7月。
 - 27) 伯野元彦・四俣正俊・原 司：計算機に制御されたはりの動的破壊実験、土木学会論文報告集、第171号、pp.1~19、1969年11月。
 - 28) 伯野元彦・横山功一・佐藤安一郎：模型杭基礎の復元力特性に関するオンライン・リアルタイム実験、土木学会論文報告集、第200号、pp.85~90、1972年4月。
 - 29) 片田敏行・伯野元彦：オンライン実験による液状化地盤の非線形解析、土木学会論文報告集、第318号、pp.21~28、1982年2月。
 - 30) 片田敏行・板谷裕二・阿部幸樹・勝田博敏：マイコンを用いたプログラム制御オンライン実験方法により得られる液状化砂の非線形復元力特性の解析、第19回土質工学研究発表会、土質工学会、1984年6月。
 - 31) 片田敏行・板谷裕二・勝田博敏：飽和砂層を含む多層地盤の実復元力を用いた非線形波動解析、土木学会論文集、第356号、pp.475~481、1985年4月。
 - 32) 片田敏行・勝田博敏・中田隆博：TSS回線による大型計算機を用いたハイブリッド地盤応答解析、土木学会論文集、第376号、pp.549~556、1986年10月。
 - 33) 倉田栄一・福原哲夫・野田節夫：港湾技研資料(昭和58年(1983年)日本海中部地震の港湾地域における強震観測)、運輸省港湾技術研究所、No.458、1983年9月。
 - 34) 石原研而：土質動力学の基礎、pp.265~273、鹿島出版会、1982。

(1986.12.2・受付)