

地震観測用壁面動土圧計の信頼性について

小出 忠男 後藤 洋三

Accuracy of Wall Surface Dynamic Earth Pressure Transducer for Use in Earthquake Observations

Tadao Koide Yozo Goto

Abstract

Hardly anything is known yet about seismic earth pressures which work on underground structures of large scale such as underground tanks. In spite of there being a necessity for observations by real structures in order to grasp the true condition, the measurement method for seismic earth pressure is not so well established as that for acceleration, while still further, the accuracies of dynamic earth pressure transducers themselves have not yet been fully confirmed. Upon obtaining three different kinds of dynamic earth pressure transducers either through purchase or trial manufacture, the authors measured and compared the outputs of the individual transducers on which earth pressures acted through use of an earthquake simulation system and a large-size dynamic triaxial testing apparatus. As a results, it was found that two of the three earth pressure transducers showed good qualities, while also it was proved that errors using wall and dynamic earth pressure transducers can be evaluated by the equation of theoretical errors deuced by Tsitovitch and others.

概 要

地下タンクなどの大規模な地下構造物に作用する地震時の土圧については未解明な点が多い。この地震時土圧の実態を把握するためには実在構造物での実測定が必要であるが、地下壁面に作用する地震時土圧の測定方法は加速度等の測定方法にくらべると未確立な状態であり、動土圧計そのものの信頼性も十分に確かめられていない。そこで著者らは形式の異なる3種類の動土圧計を購入あるいは試作し、振動台と大型動的三軸装置を用いる方法によって作用動土圧に対する各土圧計の出力を測定し比較した。その結果、3種の土圧計の内、2種の土圧計が優れた特性を示すこと、及び Tsitovitch らの理論誤差式によって、壁面動土圧計の誤差を評価することが可能であることが明らかとなった。

1. はじめに

地下タンクなどの躯体の断面決定には地震力が大きな要因となる。一般に、地下構造物の側壁に作用する地震時の土圧は、塑性論にもとづく物部・岡部の地震時土圧式によって求められている。しかし、構造物が地中深く構築されるような場合には、側壁に接する土が深部に至るまで塑性状態になるとは考え難く、物部・岡部式をそのまま適用させるには問題がある。従って、実態に即した設計を行なっていくためには地下構造物に作用する地震時土圧を実測し、その実態を把握することが必要である。

構造物に作用する地震時土圧の測定は以前から試みら

れているものの、記録が取れなかったり、記録された数値の信頼性が疑問視されたりすることが多い。これは測定技術がまだまだ未定成であるといっても過言でない。地下構造物の側壁に作用する土圧を測定する場合には、計器の特性とその埋設方法が問題になると思われる。埋設方法の問題点は静的な土圧測定と共通であり、別途に検討を進めることとして、本研究では計器そのものの性能を検討することとし、異なった形式を有する3種の土圧計を用いて、各計器の性能の調査と動的土圧検出の実証を行なった。

2. 地震観測用壁面動土圧計が満足すべき条件

2.1. 受圧面の剛性

市販されている土圧計の多くは、土圧による土圧計受圧面の微小変形から土圧量を検出する機構となっている。しかし、土圧計の受圧面の変形が大きくなると、受圧面周辺の土の応力状態が乱れ、この状態で検出された圧力は実状に即した値であるとはいえない。静的な土圧を測定する場合には、この乱れがクリープによって解消され影響は小さくなると考えられる。しかし、動的な土圧の場合にはクリープによる解消を期待することができず、応力の乱れは直接測定データに影響する。従って、動土圧を測定する場合には、土圧計の受圧面が剛であることが要求される。具体的には、壁面土圧計の場合、土圧計のみかけの剛性がコンクリート壁面と同等であることが望ましい。

2.2. 動的最小分解能

地震時土圧の測定が成功しない原因の一つは最小分解能の不足である。地下タンクを例にとると、震度V, VIの設計地震動が作用した場合の側壁に作用する動土圧は10 ton/m²前後と見積られるが、短期間の地震観測では発生頻度の高い震度III, IVの地震動を観測の対象とする必要があり、最大の動土圧は1 ton/m²前後となる。さらに精度の高い波形を得るため分解能を最大値の1/100 (-40dB)まで持たせようとする、必要とされる最小分解能は0.01 ton/m² (1gr/cm²)となる。他方、数十メートルの深度で測定する場合を想定すると、大きな静的土圧が作用することになるので土圧計のフルスケール(静的最大容量)は100 ton/m² (10 kg/cm²)とする必要がある。従って、動的最小分解能はフルスケールの1/10,000となる。

2.3. 加速度感度

地震時には土圧計に加速度も作用する。加速度によってみかけの土圧が出力されると記録の精度が低下するので最大加速度を規定する必要がある。地下タンク側壁における測定で加速度の影響を最大動土圧の0.5% (46 dB)以下にするためには加速度感度を20 gr/cm²/G以下とする必要がある。

2.4. 測定可能振動数範囲

一般的には0.1 Hz~数十 Hzの振動数範囲を対象とする必要があろうが、軟弱地盤における動土圧観測では振動数の上限を20 Hzとすれば十分である。

2.5. ドリフト特性

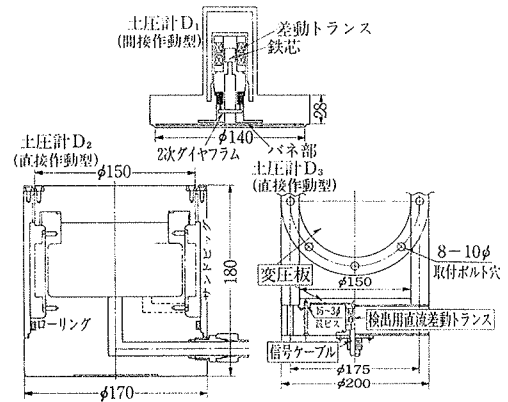
土圧計の温度変化によるドリフトは感度の高いもの程測定値は大きく影響する。地震観測用動土圧計で静的な測定も行なう場合にはドリフト特性の改善が重要である。

2.6. その他

地震観測は長期となるので耐久性に優れていること、

剛さ	土圧計	D1	D2	D3
バネ定数 荷重F/タワミΔδ(kg/cm)		1.78×10 ⁵	8.7×10 ⁵	4.3×10 ⁴
変形係数 $\frac{h}{\Delta\delta} \cdot \frac{F}{A}$ (kg/cm ²)		3.2×10 ⁴	9.8×10 ⁴	2.3×10 ³

表一 受圧面の剛性

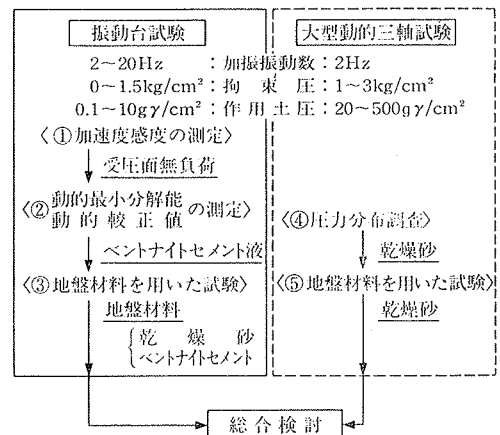


図一 使用した土圧計の構造

受圧面に平行に作用する剪断土圧の影響を受けないこと、埋設されている側壁が変形した際に土圧計が歪んでみかけの土圧を出力するようなことがないこと、などがあげられる。

3. 試作した動土圧計

3種の土圧計は2章で述べた諸条件のうちの受圧板の剛性と動的最小分解能に注目して製作されたもので、それぞれ、① 2次ダイヤフラム方式(D₁)、② ロードセル方式(D₂)、③ 1次ダイヤフラム方式(D₃)である。各土圧計の構造図を図一に示す。受圧板の直径は15 cm、フルスケールは15 kg/cm²とした。アムスラーを使った載荷試験により土圧計の剛さを測定した結果を、表一に示す。D₁の土圧計については正確な実測が困難なため理論値と測定値を併記した。D₁の剛性は測定値と理論値の間にあるものと考えられる。



図二 試験内容フロー図

4. 試験装置と方法

試験は図-2に示すように振動台試験と大型動的三軸試験の2種の方法で実施した。

4.1. 振動台を用いた試験

図-3の円筒型水槽を用いて、振動台で上下方向に加振する試験である。土圧計は水槽底面に受圧面を上にして取り付け、その周囲はコンクリートで固めてある。側壁はグラファイトグリース塗布とビニールシートによってシールし、地盤材料と側壁面との摩擦を軽減した。また、水槽上部には気密の蓋を設置し、空気圧によって地盤材料表面を加圧できるようにした。

試験は図-2の順に実施した。受圧面に作用する動液圧や動土圧は、投入したベントナイトセメント液又は地盤材料が上下方向に剛体振動を行なうことと見なし、その質量に水槽底部で測定した加速度をかけることによって求めた。本方法は小さな土圧を発生することができ、動的最小分解能試験に適した試験方法であると考えられる。

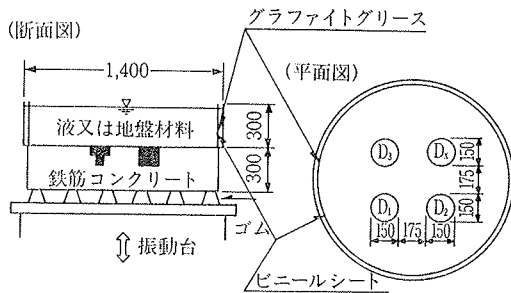


図-3 円筒型水槽

乾燥砂 $\rho = 1.68 \text{ g/cm}^3$, $D_{10} = 0.24$, $U_c = 1.5$, $n = 0.65$				
加圧力 kg/cm^2	0.2	0.5	1.0	1.5
Esd kg/cm^2	700	1100	1800	3300
ベントナイトセメント (重量比 B:4.9%, C:28.9%, W:66.2%)				
経目	1目目	3目目	5目目	7目目
Esd kg/cm^2	370	1000	2500	3400

表-2 地盤材料の動弾性係数

地盤材料には乾燥砂とベントナイトセメントの2種を用いた。乾燥砂の場合には水槽上面から気密の蓋を設置して空気圧で砂層表面を加圧し、拘束圧を変化させることによって砂層の剛性を変化させた。ベントナイトセメントの場合にはその剛性が経時変化することを利用して剛性を変化させた試験を行なった。各試験時点で水槽内の材料の弾性波速度を測定し動弾性係数を求めた。表-2がその結果である。

4.2. 大型動的三軸装置を用いた試験

図-4に装置の概要図を示す。本装置の基本原理は、通常の動的三軸試験装置と同じ機構であり、使用材料の

砂柱の径が1 m、高さ0.8 mである。砂柱を支持する底盤はコンクリートで製作し、その表面に土圧計と圧力ゲージを設置した。砂柱上面には荷載板を設置し、シリンダーを介して応力制御可能な動的ジャッキで動的荷重を載荷した。本装置を用いることにより、4.1.の試験より高い拘束圧と大きい動土圧の領域で試験を行なうことができる。

砂柱には4.1.の試験と同一の乾燥砂を用い、拘束圧を変化させて試験を行なった。弾性波速度の測定から求めた砂柱の動弾性係数を表-3に示す。

試験は図-2に示した2段階に分けて行なった。第1段階は砂柱下の底盤面に作用する動土圧分布を確認する試験で、図-5の右下に示す要領で13個の圧力ゲージを底盤に配置している。第2段階では底盤の中心と周辺部に圧力ゲージを配置し、中間部に土圧計を配置して試験を行なった。土圧計の受圧面上に作用している動土圧(真の作用土圧)は以下のようにして求めた。まず、第1段階で、ロードセルと水圧計から得られた動的載荷重

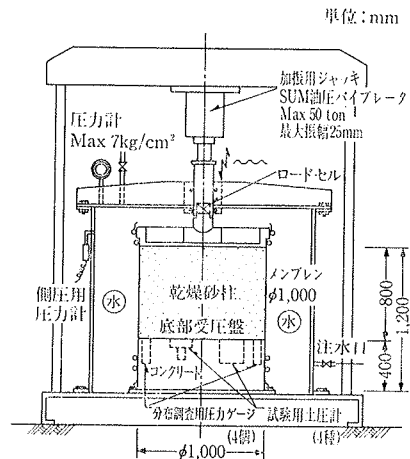


図-4 大型動的三軸試験装置 (概要図)

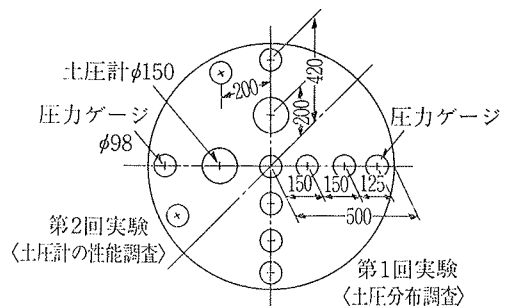


図-5 底部載荷盤面

乾燥砂 $\rho = 1.6 \text{ g/cm}^3$, $D_{10} = 0.24$, $U_c = 1.5$				
拘束圧 kg/cm^2	0.5	1.0	2.0	3.0
Esd kg/cm^2	1200	1850	2400	3450

表-3 砂柱の動弾性係数

と圧力ゲージから得られた底盤面の圧力が等しくなるように圧力ゲージの補正係数を求め、これによって底盤面上の動土圧分布を求めた。第2段階では、第1段階で求めた動土圧分布と補正された圧力ゲージの出力を用いて動土圧分布を定め、土圧計の受圧面上に作用している動土圧を推定した。

5. 試験結果

5.1. 加速度感度

受圧面を無負荷の状態に加振すると、各土圧計共に受圧面方向に加振した時に最も大きな加速度感度を示し、その出力は加速度の増加に比例して増加した。表-4が試験から得られた加速度感度(比例定数)を示したものである。D1が比較的大きな値を示しているのは検出部の部品の慣性力の影響によるものと考えられる。一方、D2、D3では主な要因となるのが受圧板の慣性力のみであるのでD1に比べ小さくなったものと考えられる。

土 圧 計	D1	D2	D3
加速度感度 $g\gamma/cm^2/G$	24	15	9.8

表-4 加速度感度

5.2. 動的最小分解能と動的較正值

投入直後のベントナイトセメントは液体であり、加振しても波立たず、剛体振動をしていたものと見なし得た。そこで、投入液重量と測定加速度から動液圧を算出しこの動液圧で加速度感度の補正を行なった土圧計の出

力との比例関係を見ることにより動的較正值と最小分解能を求めた。読み取りにはノイズ成分を除去し、加振振動数成分のみを読み取ることができるFFTアナライザを用いた。この結果、各計器とも5gal加振(液圧にして $0.1g\gamma/cm^2$)の場合まで比例関係を確認することができた。実際の地震観測では計器の設置環境も悪くなり、ケーブルの延長も長くなる。また、FFTアナライザが適用不可でもあるので $0.1g\gamma/cm^2$ の最小分解能は期待できないが実用上の分解能は満足できると思われる。

5.3. 地盤材料を用いた試験

図-6、図-7は振動台試験における作用動土圧(P_0)と測定土圧(P_1)との関係をプロットしたものである。 P_0 と P_1 の比例関係が $0.1g\gamma/m^2$ まで得られている。図-7において、D1、D2は経日変化をしていないが、D3は出力低下の傾向を示している。図-6においては上載圧によって各土圧計の出力が変化するが、D3、D1、D2の順に出力低下が少ない傾向を示している。

図-8は大型動的三軸試験における P_0 と P_1 との関係をプロットしたものである。拘束圧による変化は図-6の傾向と同様で、D3が拘束圧上昇によって出力低下する傾向を示している。

図-9は土圧計の誤差(P_0/P_0)と地盤材料の動弾性係数(E_{sd})との関係をプロットしたものである。振動台試験の結果については $0.5\sim 10g\gamma/cm^2$ 、大型動的三軸試験の結果については $100\sim 500g\gamma/cm^2$ の動土圧が作用した場合の誤差の平均値である。図中の曲線はTsitritchら¹⁾の理論誤差式に従い、各土圧計について地盤

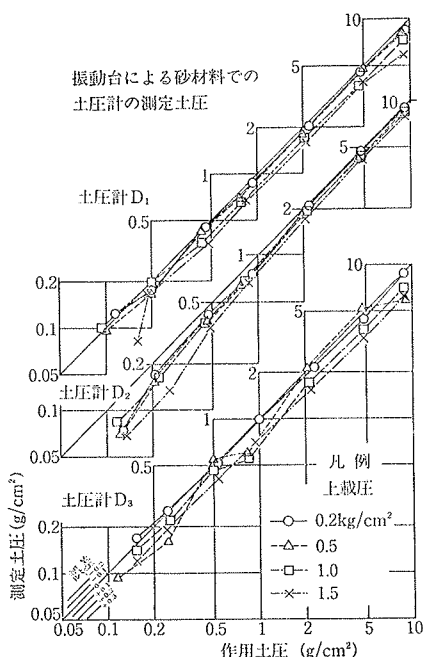


図-6 測定土圧

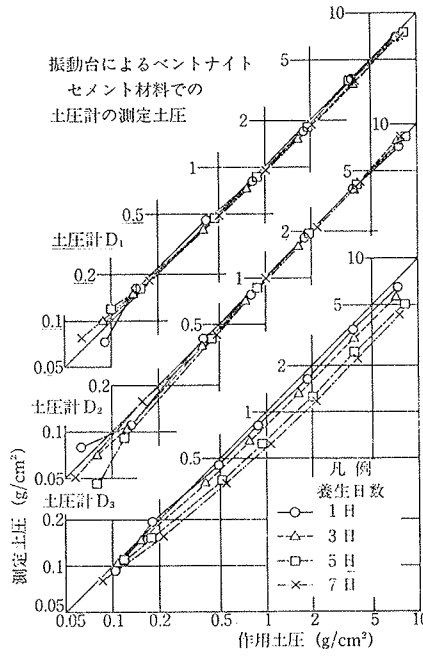


図-7 測定土圧

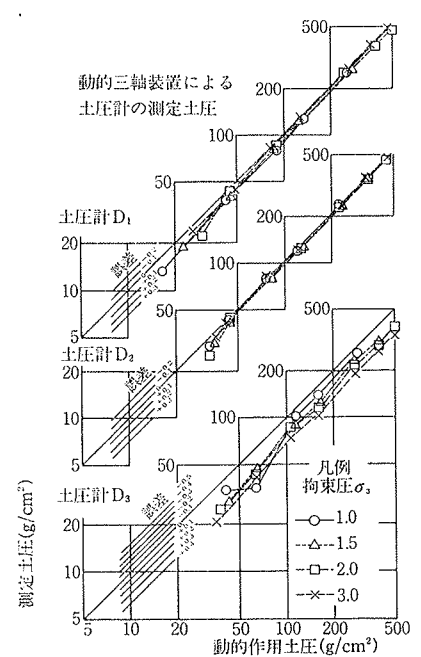


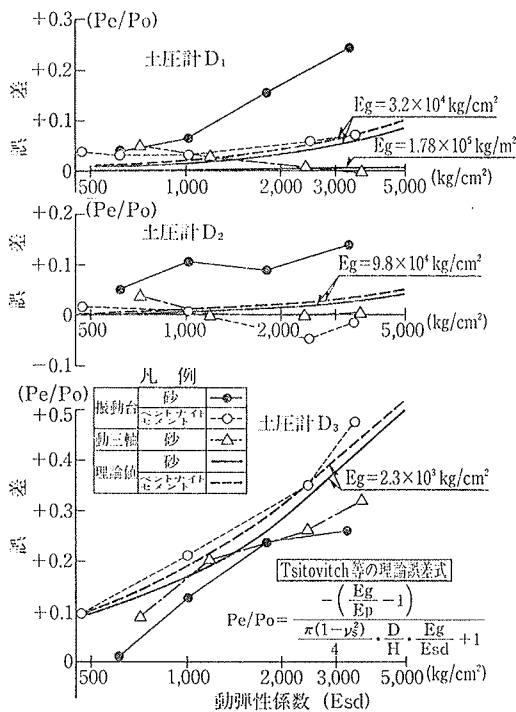
図-8 測定土圧

の E_{sd} と誤差の関係を求めたものである。土圧計の変形係数 (E_g) には表一の値を用い、土圧計周囲のコンクリートの弾性係数 (E_p) は $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とした。D1については E_g の考えられる最大と最小の値で計算した曲線を示している。

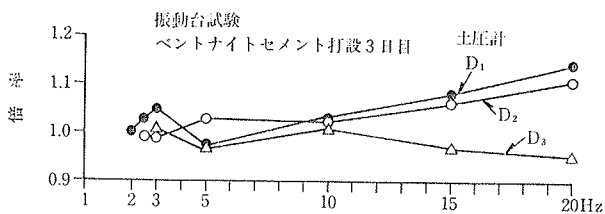
受圧面の比較的たわみ易い D3 の場合は E_{sd} が増加するほど誤差が増す傾向が明らかに現われており、理論値との対応も良い。D1 と D2 については振動台試験の砂の場合に誤差が大きくなっているが、他の試験の場合の誤差が小さいことからみて、計器特性による誤差ではなく実験誤差であると思われる。また、理論値との対応もあるとみなすことができよう。

理論値と実験値の両者から、誤差の少ない土圧計は D2, D1, D3 の順となることが示される。仮に土圧計の許容誤差を10%とすれば D2, D1 の土圧計は $E_{sd} \approx 3000 \text{ kg/m}^2$ 程度の地盤までは適用可能である。

5.4. 振動数特性



図—9 動弾性係数と誤差



図—10 振動数特性

振動台試験におけるベントナイトセメント打設後3日目に振動数を2~20 Hzに変化させ、土圧計出力の変化を測定した。図—10は2 Hzで加振した測定土圧を基準として各振動数における測定土圧の変化を示したものである。土圧計 D1, D2 の出力が振動数の増加と共に増加する傾向を示すが、実験誤差の範囲と思われる。

6. 結論

(1) 2次ダイヤフラム方式 (D1) とロードセル方式 (D2) の土圧計が優れた特性を示し、一般的な沖積地盤 ($E_{sd} \leq 3,000 \text{ kg/cm}^2$) であれば使用可能である。

(2) 動的最小分解能は各方式とも十分にあった。

(3) 2~20 Hzの範囲で特異な振動数特性は認められなかった。

(4) 1次ダイヤフラム方式 (D3) の土圧計は受圧板の剛性が不足していた。今回の試験に用いた計器は6 mmの受圧板を用いて特に剛性を高めたものであるが不十分であった。この方式の土圧計は動土圧の測定に不適であるといえる。

(5) D1の土圧計は加速度感度が大きいですが、検出器部分の設計を修正すれば改善可能と思われる。

(6) Tsitovitchらの理論誤差式によって、壁面動土圧計の誤差を評価することが可能と思われる。

(7) 本研究では埋設方法について検討してない。今後の課題である。

7. むすび

本研究で信頼性を調査してきた動土圧計を今後は実際の地下側壁に埋設し、地震観測を行なって埋設方法の検討と実証データの取得を行なっていきたいと考えている。

本研究の実施にあたっては、当社技術開発委員会第2専門委員会の協力を受けた。また、当技術研究所の斎藤二郎次長、土質基礎研究室の金谷祐二室長、宮崎祐助主任研究員から懇切な御指導と御協力をいただいた。東京測振(株)からは土圧計の提供を受けた。末筆ながら各位に深謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) Tsitovitch N. A. and Baramov, D. S.; On the Accuracy of the Method for Direct Pressure Method for Direct Pressure Measurements in Soils, Proc. of the 5th Jnt. Conf. on SM and FE, Vol. III, (1961), pp. 337~338