

大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析

EARTHQUAKE OBSERVATION AND NUMERICAL ANALYSIS OF A LARGE UNDERGROUND TANK

浜 田 政 則*
By Masanori HAMADA

1. ま え が き

近年, LNG, 原油などの貯蔵を目的とした大型地下タンクが, 各地で建設ないしは計画されている。これらの地下タンクは歴史が浅く, 大地震に遭遇した経験がないこと, また, その多くが臨海工業地帯の軟弱な埋立地盤に建設されることから, 耐震性については十分に検討されなければならない。

地中構造物のうちで, 沈埋トンネルや埋設管のような線状構造物については, すでに地震観測^{1)~4)}, 模型振動実験^{5), 6)}などの研究があり, 地震時応力度の解析法もいくつか提案されている。しかしながら, 地下タンクや地下駅のような三次元的拡がりを持つ地中構造物については, まだ十分には研究が進められていない。

著者は, 実物の地下タンクにおいて地震観測を行い, タンク側壁の地震時ひずみと周辺地盤の地震時挙動の関連性について研究した。また, 地震観測から得た知見に基づいて, 周辺地盤の水平面内の地震時ひずみに着目した解析法を提案し, これを解析値と実測値との比較により検証した。さらに, 数値解析により, タンクの直径, 側壁厚および地震動の波長など, タンクのひずみに影響を与える諸因子について考察した⁷⁾。

2. 地下タンクと周辺地盤の地震応答観測

(1) 地下タンクと地盤の概要

図-1 に示すように, 地震観測を実施した地下タンクは, 内径 24.0 m, 深さ 10.3 m の円筒形のRCタンクである。側壁は深さ 20 m の地中壁部と, タンク掘削後打設された内巻コンクリート部との二重構造で, それぞれの厚さは 60 cm, 30 cm である。底版は 20 cm 厚の

コンクリートスラブであり, 側壁コンクリートとは構造的に分離されている。

タンクの内容液は工場排水である。地震観測時における水深は, いずれも 20 cm 以下のため, 内容水の動揺振動が, タンクの地震時挙動に及ぼす影響は, 観測結果には認められない。

地下タンクは埋立後約 4 年経過した比較的新しい埋立地に建設されている。建設地点の地盤状況と, 弾性波探査の結果を図-2 に示す。タンク底版は G.L. -10.0 m の粘性土層に位置し, 地中連続壁先端は G.L. -21.0 m の粘土質シルト層に達している。また, G.L. -54.5 m には砂岩がみられる。

(2) 測定計器と観測記録の概要

加速度計は固有周期 0.3 秒のサーボ型で, 観測軸 X, Y 上の地盤およびタンクに設置されている。加速度波形は, 増幅器に内蔵された二重積分回路により変位波形

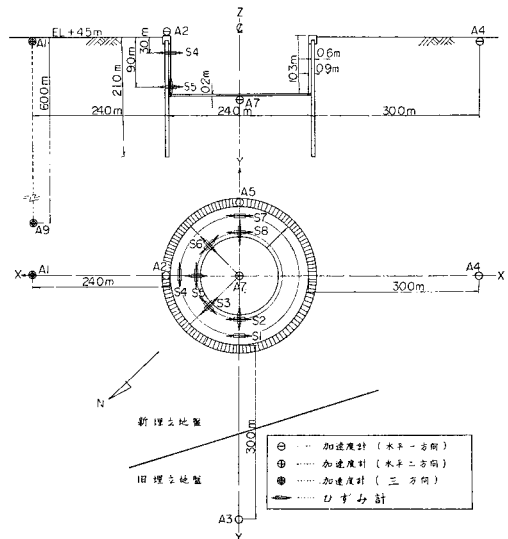


図-1 地下タンクの構造概要と観測計器の配置

* 正会員 工修 大成建設(株)土木設計部

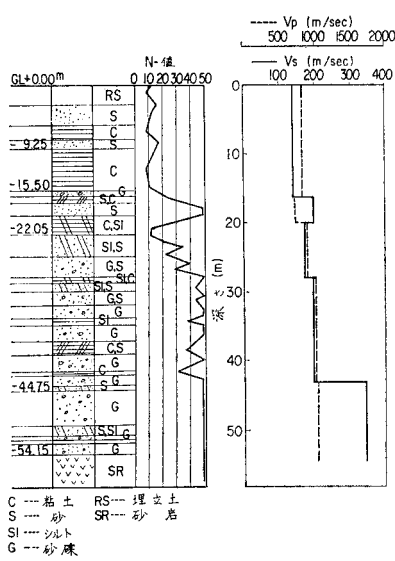


図-2 地震観測地点の地盤状況

に変換され、加速度波形と同時に変位波形が記録される。

ひずみ計はタンク側壁の内側表面に上下二段に設置されている。下段の測点 S 2, S 3, S 5, S 6, S 8 では円周方向および鉛直方向のひずみを測定し、上段の測点 S 1, S 4, S 7 では円周方向のひずみのみを測定した。

ひずみ計は長さ 1.0 m の鋼棒の一端をタンク側壁表面に固定し、この一端と他端との相対変位量を差動トランスにより検出するものである³⁾。

1974 年 9 月～1976 年 8 月の 2 年間に、総計 7 回の地震を記録した。これらの地震のうち、1976 年 6 月に山梨県東部で発生した地震（以下山梨県東部地震とする）による記録が、加速度、ひずみとも最大であり、かつ記録が良好であるので、以下この地震記録について述べる。

本地震のマグニチュードは 5.5、震央距離は 70 km、地表面の最大加速度は 6.7 gal である。

(3) 加速度の特性

山梨県東部地震における X 方向の加速度波形とパワースペクトルを図-3, 4 に示す。パワースペクトルによれば、タンクの加速度の卓越周期は地表面の加速度の卓越周期とよく一致しており、タンクの固有振動の影響は認められず、タンクは地盤の振動周期で振動していると考えられる。タンクの加速度振幅は、地表面の加速度振幅よりも小さく、特に地表面の加速度に見られる 0.4 sec 以下の短周期成分はタンクの加速度にはほとんど見られない。これはタンクの剛性が地盤の振動を拘束するためと考えられる。

タンクの天端 (A 2) と底版 (A 7) の加速度波形は、

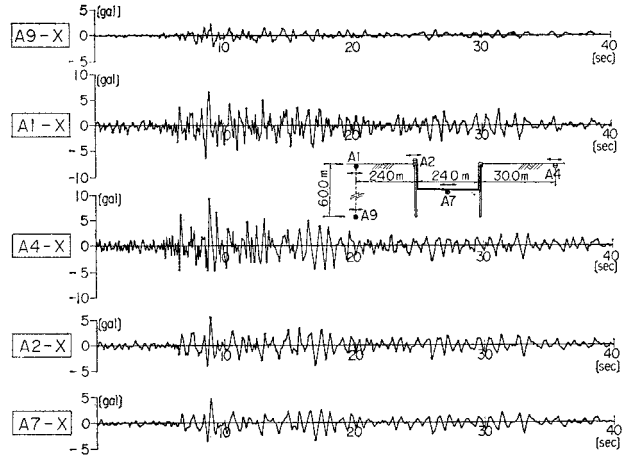
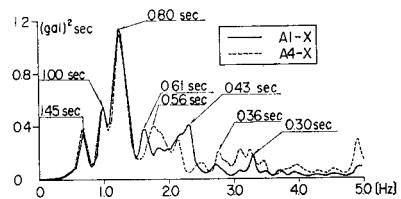
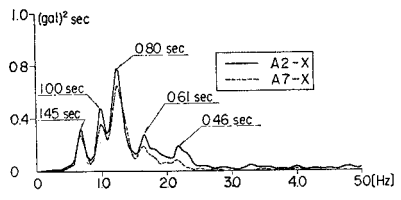


図-3 X 方向の加速度波形



(a) 地表面加速度のパワースペクトル



(b) タンクの加速度のパワースペクトル

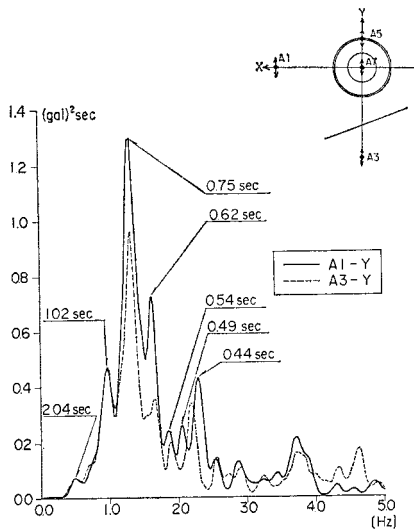
図-4 X 方向の加速度のパワースペクトル

天端での振幅が多少大きいことを除けばよく類似しており、地下タンクがほぼ剛体的に振動していることを示している。

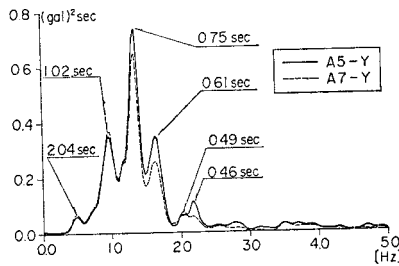
地表面上の二測点 (A 1, A 4) の加速度のパワースペクトルは、0.8 sec 以上の周期領域ではほぼ同一形状であるが、これ以下の短周期領域では形状が若干異なっている。このことから、周辺地盤は比較的長周期領域では一様に振動するが、短周期領域では異なった挙動を示すことが推定される。

タンクと周辺地盤の加速度の特性に関しては、図-5 に示した Y 方向加速度のパワースペクトルからも、図-3, 4 の X 方向の場合と同様な傾向が指摘される。

図-5 で、旧埋立地盤上の測点 A 3 の加速度振幅が、新埋立地盤上の測点 A 1 の加速度振幅よりも小さいのは、旧埋立地盤は埋立後約 35 年経過しているため、新埋立地盤に比較して堅硬であること、および旧埋立地盤の地盤高が新埋立地盤より 3.0 m 低いことなどが原因と



(a) 地表面加速度のパワースペクトル



(b) タンクの加速度のパワースペクトル

図-5 Y 方向の加速度のパワースペクトル

考えられる。

(4) ひずみの特性

a) 円周方向ひずみの特性

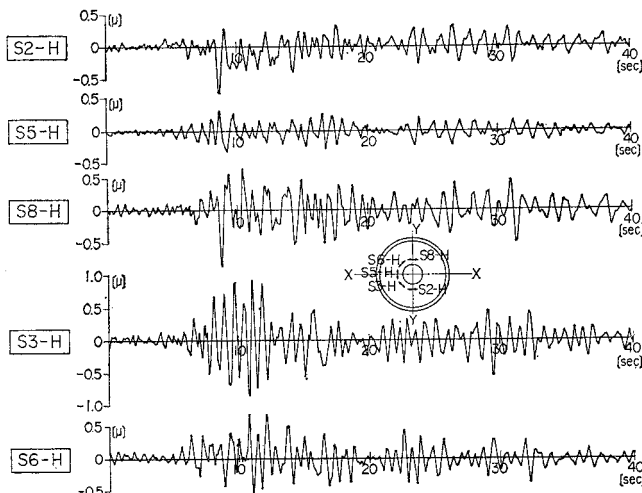


図-6 タンク側壁の円周方向ひずみ (S2, S3, S5, S6, S8)

タンク側壁の内側表面の測点 S2, S3, S5, S6, S8 の円周方向ひずみの波形, およびパワースペクトルを図-6, 7 に示す. これらの5測点はそれぞれ隣り合った測点と中心角で 45° をなしている.

パワースペクトルによれば, 5 測点の円周方向ひずみの波形は, 卓越周期とスペクトル形状の類似性から, 2 種類に分類される. 一つは測点 S2, S5, S8 のひずみ波形のグループであり, 他の一つは測点 S3, S6 のひずみ波形のグループである. 前者のグループの三測点は観測軸 X, Y 上の測点であり, それぞれの測点は互いに隣り合った測点と中心角で 90° をなしている. これらの三測点のひずみ波形のパワースペクトル形状は互によく類似しており, 卓越周期は 1.45, 1.00, 0.81 sec などである.

後者のグループの2 測点は観測軸 X と 45° をなす軸上の測点であり, 互いに中心角で 90° をなしている. これらの2 測点のひずみ波形のパワースペクトル形状は類似しており, 卓越周期は 0.74 sec で, 前者のグループのパワースペクトルとは著しく異なっている.

図-6 によれば, 測点 S2, S5, S8 のひずみ波形は互によく類似している. これらの波形のうち, 測点 S2 と S8 のひずみ波形は互いにほぼ同位相であるが, これらの2 波形と, 測点 S5 のひずみ波形とは位相がほぼ 180° 異なっている (以下, 逆位相という). また, 測点 S3 と S6 のひずみ波形はよく類似しているが逆位相である.

以上の結果をまとめれば, タンク側壁の円周方向ひずみの相互の類似性について, 次の結論が得られる. すなわち, 側壁内側表面の二測点が中心角で 90° をなす場合は, この二測点のひずみ波形は類似し, 互いに逆位相と

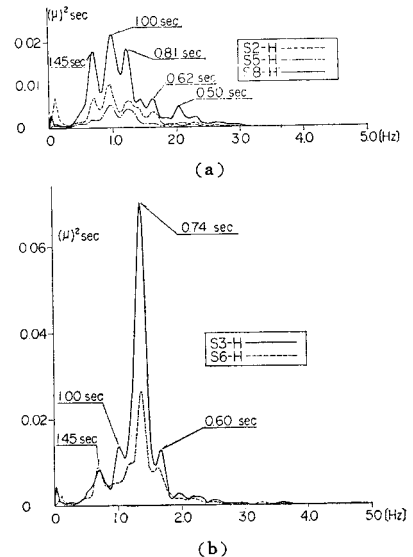


図-7 円周方向ひずみのパワースペクトル

なる。円周方向ひずみの類似性と位相に関する性質は、他の地震においても共通して認められるもので、このことは 3. の理論解析で述べるように、タンクが楕円形に変形していることを示している。

しかし、円周方向ひずみが周期特性によって二つに分けられることは、すべての地震において共通に認められるものでなく、山梨県東部地震および、この前震においてのみ見られた特性である。後述するように、この特性は地震波動の種類、および波動の伝播方向と測点の位置関係により支配されるものである。山梨県東部地震においてひずみ波形が二種類に分類されたことは、タンクのひずみと地盤の相対変位の関連性を解明するうえで、次項で述べるように重要な手がかりを与えた。

b) 円周方向ひずみと地盤の相対変位の関係

地表面の三測点 A1, A3, A4 の変位波形より求めた地盤の水平二方向の相対変位波形を、側壁の円周方向のひずみ波形と対比して 図-8 に示す。図-9 はこれらの波形のパワースペクトルである。

地盤の X, Y 方向の相対変位波形は、前述した二つのグループのひずみ波形のいずれかとよく類似している。測点 A1 と測点 A4 の変位波形より求めた X 方向の相対変位波形は、測点 S2, S5 の円周方向のひずみ波形と類似し、そのパワースペクトルの形状もよく類似している。

測点 S2 のひずみ波形は相対変位波形と逆位相で、測点 S5 のひずみ波形は同位相である。相対変位 [A

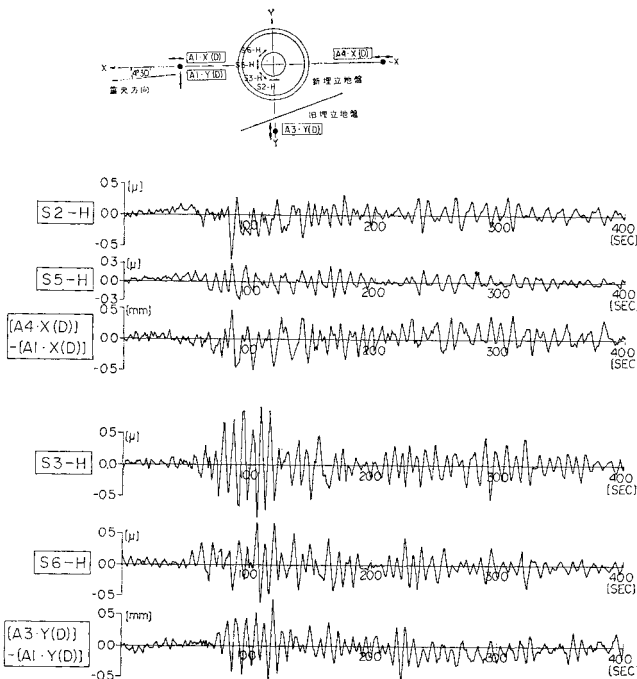


図-8 地盤の相対変位波形と円周方向ひずみ波形

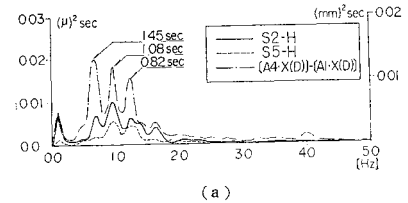
$4 \cdot X(D) - A1 \cdot X(D)]$ が正の場合は、地盤が X 方向に圧縮されている状態を示し、この場合は測点 S2 は圧縮ひずみで負となる。

測点 A1 と測点 A3 の変位波形より求めた Y 方向の相対変位波形は、測点 S3, S6 の円周方向ひずみ波形と類似し、パワースペクトルの形状もきわめてよく類似している。測点 S6 のひずみ波形は相対変位波形と同位相で、測点 S3 のひずみ波形は相対変位波形と逆位相である。

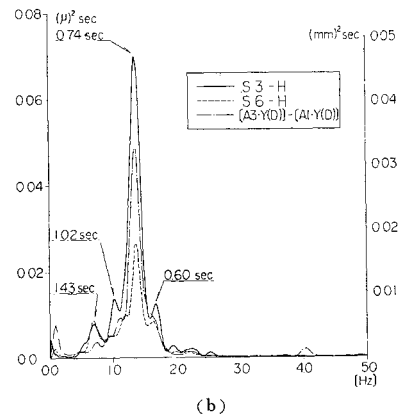
タンク側壁の円周方向ひずみと地盤の相対変位の定量的な関連性については、理論解析の項で述べるが、上記の観測結果は、解析結果とよく一致している。

以上のように、タンク側壁の円周方向ひずみは、地盤の水平二方向の相対変位、いかえれば水平面内の地盤のひずみと密接な関係をもつことが示された。そこで、次に山梨県東部地震における地盤のひずみの原因について若干考察しておく。

図-10 は地表面の三測点 A1, A3, A4 の変位波形の相互相関関数を示す。測点 A1~A4 間の遅れ時間は



(a)



(b)

図-9 相対変位波形とひずみ波形のパワースペクトル

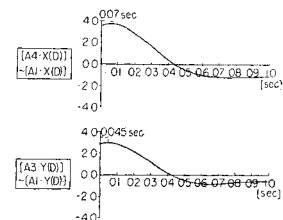


図-10 地表面変位波形の相互相関関数

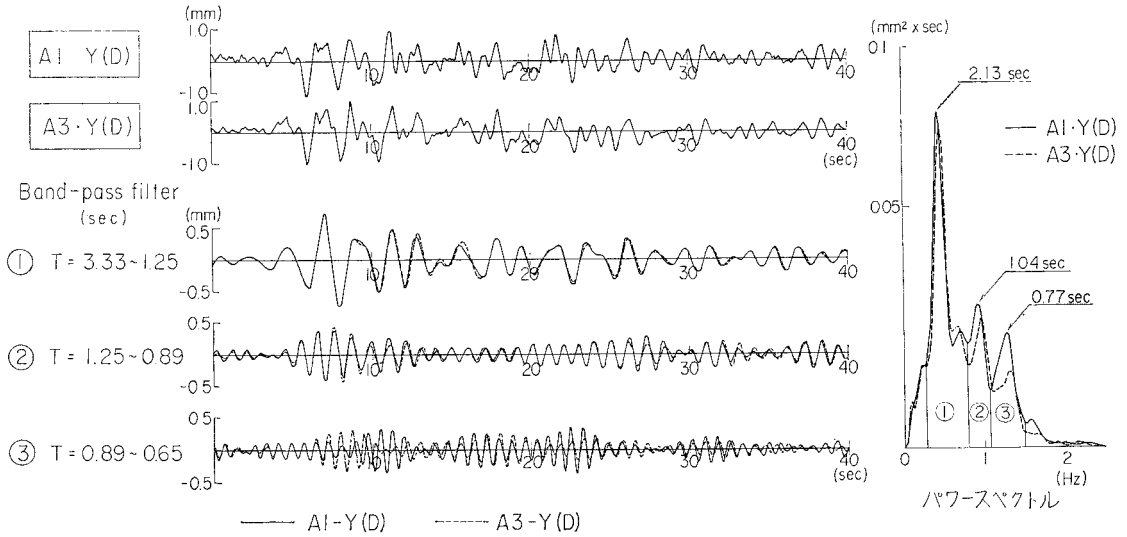


図-11 変位波形の周波数領域による分解

0.070 sec, 測点 A1~A3 の遅れ時間は 0.045 sec であり, いずれの場合もみかけ上, 測点 A1 に波動が早く到達している. 図-8 に示したように, 本地震の震央位置が観測軸 X のほぼ正の方向であることから, この方向よりみかけ上, 地震波動が伝播したものと推定される. 相関関数から求められる X 軸に沿ったみかけ上の波動速度は, A1~A4 間で 1100 m/sec, A1~A3 間で 800 m/sec である.

図-11 は, 測点 A1 と測点 A3 の Y 方向の変位波形を, バンドパスフィルターを用いて三種類の周期領域の波形に分解したものである. 図示した変位波形のパワースペクトルによれば, 3.33~1.25 sec の周期領域では 2 測点の変位振幅は最も大きい, 分解された変位波形によれば, この領域の相対変位は比較的小さい. これに対し, 0.89~0.65 sec の周期領域は変位振幅そのものは小さいが, 相対変位は最も大きい. すなわち, 地盤の相対変位ないし地盤のひずみは, 変位そのものに比較し短周期領域で大きいことが 図-11 の結果から示される. このことは X 方向の相対変位波形についても同様に指摘されることである.

0.89~0.65 sec の周期領域では, 地震動の最初の部分 (7~10 秒付近) で, 2 測点の変位波形は大きく異なっており, この区間の相対変位は, 波動が水平面内を伝播したことによるものとは考えにくい. 地震波動の種類を検定する方法として, 波動の進行方向の水平動と上下動の積を求め, この正負により検定する法³⁾がある. 本地震では, 観測軸 X の正の方向がほぼ震央位置に相当することから, 測点 A1 での X 方向の加速度 A1X と上下方向の加速度 A1Z の積を求めた. これを 図-12 に示す. 加速度の正を図のように定めれば, 加速度の積が

正であれば斜め入射の P 波が, 負であれば斜め入射の SV 波が, また, 正負に振動すればレーリー波が優勢であると判断される. 図の結果によれば, 地震動の最初の 10 秒間は加速度の積が負であることから, 斜め入射の SV 波が優勢である. また, 10 秒以後では, 加速度の積が正負に振動しており, レーリー波が優勢であることがわかる. したがって, 図-11 に示した地震動の最初の区間の相対変位は周辺地盤のせん断振動特性の差異, 特に新旧両地盤の動特性の差異に起因するものと考えるのが妥当であろう. 地震動の後半部 (15 秒以降) では, 測点 A1 の波形が測点 A3 の波動より位相が進んでおり, 波動が測点 A1 から測点 A3 に伝播したことを示している.

c) 円周方向ひずみの深さ方向分布

図-13 に示す測点 S1, S4 はそれぞれ測点 S2, S5 と同一鉛直線上の測点で, 鉛直距離で 6.0m 離れている. 同一鉛直線上の 2 測点の円周方向ひずみは, 振幅に多少の差異はあるが波形はおおむね類似しており, タンクの円周方向変形が深さ方向にほぼ一様であることを示している. これは本タンクが比較的浅く, 地盤変位がタンクの深さ方向に沿って一様とみなされること, また, 底版と側壁が分離されていることなどが原因であり, こ

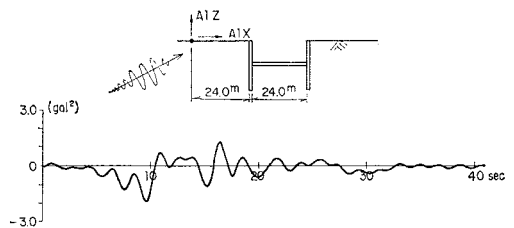


図-12 測点 A1 の加速度記録 A1X, A1Z の積

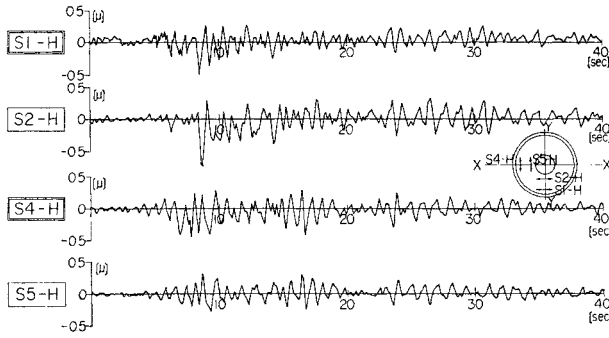


図-13 円周方向ひずみの深さ方向分布

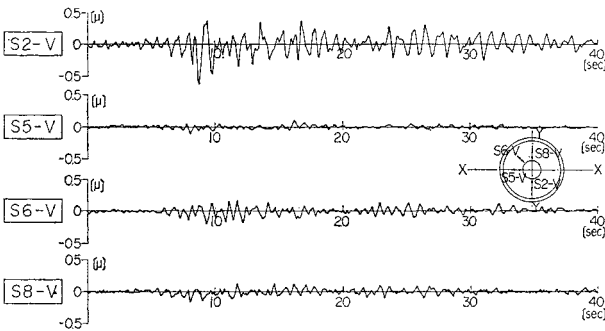


図-14 鉛直方向ひずみの波形

のようなタンクでは後述する円形はりモデルによる解析が可能である。

d) 鉛直方向ひずみの大きさ

側壁の鉛直方向のひずみ波形を 図-14 に示す。測点 S2 以外では鉛直方向のひずみは、図-6 に示した同一測点の円周方向ひずみと比べて、いずれも著しく小さい。測点 S2 の鉛直方向ひずみは円周方向ひずみと同等か、ないしはこれより多少大きい振幅を有しているが、これは施工上の原因による局所的なひずみと推定される。底版と側壁は、一般には 10 mm 厚のゴム材により分離されているが、部分的にはゴム材が存在せず、底版と側壁のコンクリートが接触している場合もある。

S2 以外の測点において、鉛直方向ひずみが円周方向ひずみに比較し小さいのは、他の地震においても共通しており、本タンクのように比較的浅く、かつ底版と側壁が分離されている場合は、一般に円周方向ひずみがタンクの耐震設計上支配的要素になると推定される。

3. 理論解析法および実測値と解析値の比較

(1) 解析条件

地下タンクの地震時挙動の解析では、地盤-タンク連成振動系などの複雑な解析モデルを避け、地震観測および著者らの模型振動実験⁷⁾の結果から得られた動特性を

参考にして、できるだけ簡易な解析モデルを用いた。解析上の仮定は次のとおりである。

(i) 周辺地盤をばねに置換し、地下タンクを地盤ばねに支持された構造系とする。

(ii) 地下タンク自体に作用する慣性力、および内容液による動液圧の影響を無視し、静的つり合い条件のみからタンクの変形を算定する。すなわち、タンクの変形は、周辺地盤の変位を地盤ばねを介して強制変位として入力することにより求める。

地震観測および模型実験によれば、タンク自体の固有振動が、タンクの地震挙動に及ぼす影響はほとんど認められない。また、著者の試算⁷⁾によれば、タンクに作用する慣性力が、タンクの地震時ひずみに与える影響はきわめて小さい。さらに、直径が数 10 m 級のタンクでは、内容液の動揺振動の低次の固有周期が、数秒あるいはそれ以上となるので、前述したような 1 秒前後ないしはそれ以下の卓越周期をもった地震動に対しては、動揺振動の影響は比較的小さい。また、このような場合、動液圧によるタンクのひずみは、静液圧によるひずみに比較し一般的に小さいことが試算により確認されている⁷⁾。以上のことから、本解析では周辺地盤の変位のみを入力として静的にタンクの変形を求めた。

地下タンクの地震時ひずみは、周辺地盤の相対変位、いかえれば地盤のひずみにより支配されることが地震観測から明らかである。したがって、地下タンクの地震時ひずみを算定する場合、地盤のひずみをどのように定めるかが重要な問題となる。地震観測を行った地下タンクでは、地盤の水平面内のひずみによる、タンクの円周方向のひずみが優勢であったが、地盤のひずみとしてはこのほかに、表面層のせん断振動などによる、深さ方向に沿ってのひずみが考えられる。

数値解析の方法としては、タンクの構造の違いにより円形はりモデルによる方法と、有限要素法などを用いたシェル構造解析による方法が考えられる。円形はりによる方法は、地震観測を行ったタンクのように比較的浅く、かつ底版と側壁とが分離されている場合など、深さ方向にほぼ一様に変形するタンクの解析に有効である。近年数多く建設されている LNG 地下タンクは、温度応力に対する配慮から、底版と側壁を分離する機会が多く、この種のタンクでは円形はりによる解析も可能と考えられる。

シェル構造解析による方法は、底版と側壁が結合されている場合や、タンクの深さ方向に沿って地盤の変位差が大きい場合など三次元的解析が必要な場合に有効であ

る。

有限要素法による方法についてはすでに報告⁹⁾してあり、地下タンクが深い場合について表面層のせん断振動の影響も検討されている。本報告では、深さ方向に一樣に変形すると思われる地下タンクについて、円形はりモデルを用い、水平面内の地盤のひずみによるタンクの変形、応力度を解析した。

(2) 円形はりモデルによる解析法

図-15 に示すように、タンクおよび地盤の変形を円筒座標系で表示すると、タンクの変形に関する基本方程式として、

$$k_r u_r + \frac{EI}{r^4} \left(\frac{\partial^4 u_r}{\partial \theta^4} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial \theta^2} \right) + \frac{EA}{r^2} \left(\frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + u_r \right) = k_r v_r \dots\dots\dots (1)$$

$$k_\theta u_\theta + \frac{EI}{r^4} \left(\frac{\partial^3 u_r}{\partial \theta^3} + \frac{\partial u_r}{\partial \theta} \right) - \frac{EA}{r^2} \left(\frac{\partial^2 u_\theta}{\partial \theta^2} + \frac{\partial u_r}{\partial \theta} \right) = k_\theta v_\theta \dots\dots\dots (2)$$

が得られる。上式で u_r, u_θ : タンク

の半径方向および円周方向変位。 v_r, v_θ : 地盤の半径方向および円周方向変位。 k_r, k_θ : 半径方向および円周方向の地盤ばね定数 (t/m/m)。 r : タンクの半径。 E : タンク

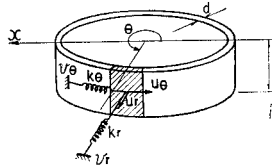


図-15 円形はりによる解析

材料のヤング率。 I, A : 円形はりの断面 2 次モーメントおよび断面積である。 k_r, k_θ は円形はりの単位周長当りに作用する地盤ばね定数であるが、図のように円形はりの深さを単位とするので、単位面積当りに作用する地盤ばね定数、いわゆる地盤係数 (t/m/m²) となる。

図-16 に示す正弦波動が水平面内を伝播する場合について、タンクの変形および応力度を求める。進行方向 x と平行に振動する波動 $X(t, x)$ は、

$$X = \bar{X} \cdot e^{i(\omega t - (2\pi/L)x)} \dots\dots\dots (3)$$

と表わされる。上式で、 \bar{X} : 波動の変位振幅、 L : 波長、 ω : 波動の円振動数、 i : 虚数記号である。 x 軸の原点をタンクを中心とすれば、 $x = -r \cos \theta$ と表わされるから、

$$X = \bar{X} \cdot e^{i\omega t} \left[\cos \left\{ \frac{2\pi}{L} (-r \cos \theta) \right\} - i \sin \left\{ \frac{2\pi}{L} (-r \cos \theta) \right\} \right] \dots\dots\dots (4)$$

と変形される。地盤の半径方向および円周方向変位 v_r, v_θ は $v_r = -X \cos \theta, v_\theta = X \sin \theta$ であるので、

$$v_r = \bar{X} \cdot e^{i\omega t} \sum_n^{0,1,2,\dots} i^{(n+1)} a_n \cdot \cos n\theta \dots\dots\dots (5)$$

$$v_\theta = \bar{X} \cdot e^{i\omega t} \sum_n^{1,2,3,\dots} i^{(n+1)} d_n \cdot \sin n\theta \dots\dots\dots (6)$$

と整理される。三角級数の係数 a_n, d_n は波長 L とタンクの直径 $2r$ の比により式 (7), (8) で与えられる。 $\eta = 2r/L$ として、

$$\left. \begin{aligned} a_0 &= -\frac{1}{2} \eta + \frac{1}{16} \eta^3 - \frac{1}{384} \eta^5 + \frac{1}{18432} \eta^7 \\ a_1 &= 1.0 - \frac{3}{8} \eta^2 + \frac{5}{192} \eta^4 - \frac{7}{9216} \eta^6 \\ a_2 &= +\frac{1}{2} \eta - \frac{1}{12} \eta^3 + \frac{1}{256} \eta^5 - \frac{1}{11520} \eta^7 \\ a_3 &= +\frac{1}{8} \eta^2 - \frac{5}{384} \eta^4 + \frac{2}{15360} \eta^6 \\ &\vdots \dots\dots\dots (7) \\ d_1 &= -1.0 + \frac{1}{8} \eta^2 - \frac{1}{192} \eta^4 + \frac{1}{9216} \eta^6 \\ d_2 &= -\frac{1}{2} \eta + \frac{1}{24} \eta^3 - \frac{1}{768} \eta^5 + \frac{1}{46080} \eta^7 \\ d_3 &= -\frac{1}{8} \eta^2 + \frac{1}{128} \eta^4 - \frac{1}{5120} \eta^6 \\ &\vdots \dots\dots\dots (8) \end{aligned} \right\}$$

となる。

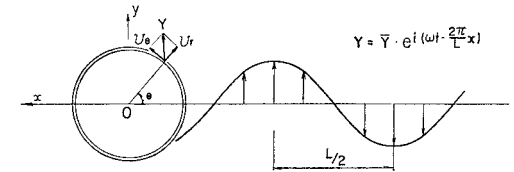
進行方向と直角に振動する波動についても、上記と同様な手順で地盤変位を三角級数に展開することが可能である。

式 (5), (6) を式 (1), (2) に代入し、三角関数の直交性を利用してタンクの変位 u_r, u_θ を求めれば、

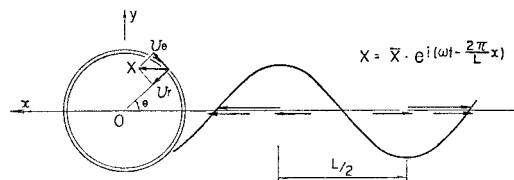
$$u_r = \bar{X} \cdot e^{i\omega t} \sum_n^{0,1,2,\dots} i^{(n+1)} e_n \cdot \cos n\theta \dots\dots\dots (9)$$

$$u_\theta = \bar{X} \cdot e^{i\omega t} \sum_n^{1,2,3,\dots} i^{(n+1)} f_n \cdot \sin n\theta \dots\dots\dots (10)$$

となる。係数 e_n, f_n は次式で表わされる。



(a) 進行方向と平行に振動する波動



(b) 進行方向と直角方向に振動する波動

図-16 水平面内を伝播する波動

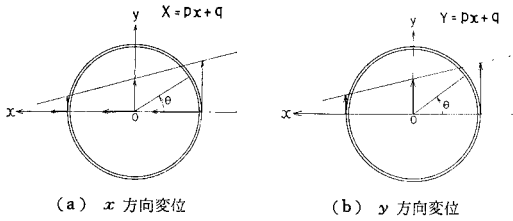


図-17 水平変位が直線分布する場合

$$e_n = \frac{1}{\alpha_n} \left\{ \left(1 + n^2 \frac{E}{k_\theta} \frac{A}{r^2} \right) a_n - n \frac{E}{k_r} \frac{A}{r^2} d_n \right\}$$

ただし $d_0 = 0 \dots \dots \dots (11)$

$$f_n = \frac{1}{\alpha_n} \left[- \left\{ n(n^2 - 1) \frac{E}{k_\theta} \frac{I}{r^4} + n \frac{E}{k_\theta} \frac{A}{r^2} \right\} a_n + \left\{ 1 + n^2(n^2 - 1) \frac{E}{k_r} \frac{I}{r^4} + \frac{E}{k_r} \frac{A}{r^2} \right\} d_n \right]$$

$\dots \dots \dots (12)$

$$\alpha_n = 1 + \frac{E}{k_r} \frac{A}{r^2} + n^2 \frac{E}{k_\theta} \frac{A}{r^2} + n^2(n^2 - 1) \frac{E}{k_r} \frac{A}{r^2} + n^2(n^2 - 1)^2 \frac{E}{k_\theta} \frac{E}{k_r} \frac{I}{r^4} \frac{A}{r^2} \dots \dots \dots (13)$$

タンクの側壁の内外縁の曲げ応力度 σ_M 、および軸力による軸応力度 σ_N は、側壁厚を d として、次式より求められる。

$$\sigma_M = \pm \frac{E}{r^2} d \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial \theta^2} + u_r \right) \dots \dots \dots (14)$$

$$\sigma_N = \frac{E}{r} \left(\frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + u_r \right) \dots \dots \dots (15)$$

図-17 に示すように、地盤の水平変位が直線分布する場合、すなわち、地盤が水平面内において一様なひずみを受けた場合も、前述と同様な方法で、タンクの変形と応力度が求められる。 x 方向の地盤変位 X を

$$X = px + q \dots \dots \dots (16)$$

とすれば、半径方向および円周方向の地盤変位 v_r, v_θ は、

$$v_r = \frac{pr}{2} - q \cos \theta + \frac{pr}{2} \cos 2\theta \dots \dots \dots (17)$$

$$v_\theta = q \sin \theta - \frac{pr}{2} \sin 2\theta \dots \dots \dots (18)$$

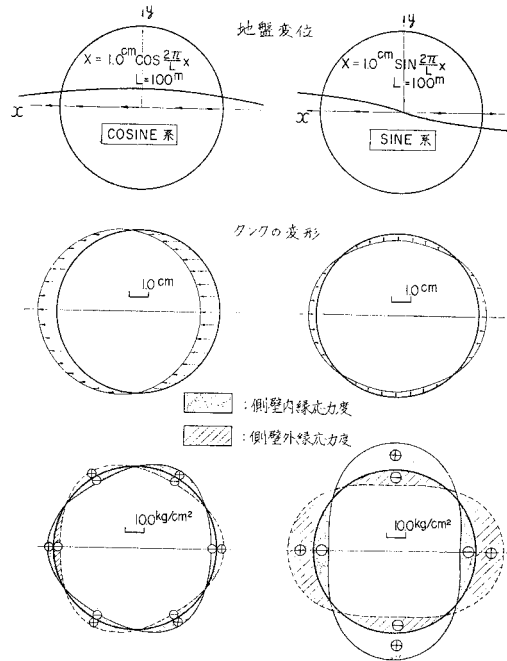
となり、タンクの変形および応力度は、前述の式を用いて求められる。

式(11)~(15)の形式から、タンクの応力度は三角級数の一次項 q には無関係となり、変位分布の傾き p にのみ影響される。すなわち、円形はりモデルはタンクでの応力度は地盤の一様な変位には無関係で、地盤のひずみにのみ支配される。

(3) 解析例

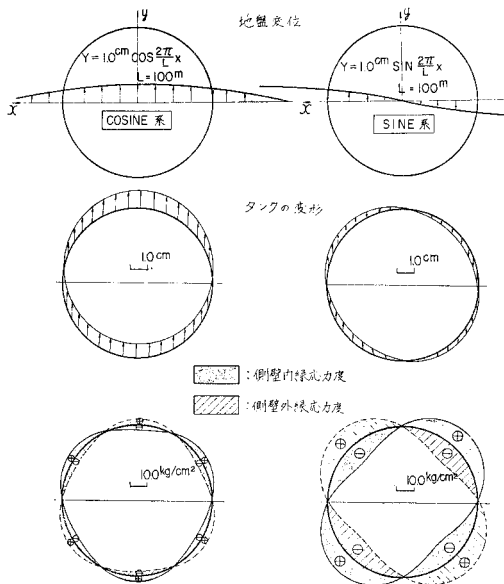
地震観測を実施した地下タンクを円形はりモデルを用いて解析した。これを図-18, 19 に示す。図-18 は進

行方向と平行に振動する波動による場合、図-19 は進行方向と直角に振動する波動による場合を示す。波動の振幅はタンクの変形と応力度に影響するが、ここでは定性的な傾向のみを議論するので 1.0 cm と仮定している。



タンクコンクリートのヤング率 $E = 350\,000 \text{ kg/cm}^2$
 地盤係数 $k_r = 0.5 \text{ kg/cm}^3, k_\theta = 0.25 \text{ kg/cm}^3$

図-18 進行方向と平行に振動する波動によるタンクの変形・応力度



タンクコンクリートのヤング率 $E = 350\,000 \text{ kg/cm}^2$
 地盤係数 $k_r = 0.5 \text{ kg/cm}^3, k_\theta = 0.25 \text{ kg/cm}^3$

図-19 進行方向と直角に振動する波動によるタンクの変形・応力度

また、波長もタンクの変形と応力度に大きな影響をもつが、100 m とした場合のみを図示した。波長の影響については後述する。解析に用いた地盤、コンクリートの諸定数は図に示すとおりである。図で cosine 系とあるのは、波動の山がタンク中心に位置した場合で、式 (9)、(10) の実数部による解である。また、sine 系とあるのは、波動の節がタンク中心に位置した場合で、式 (9)、(10) の虚数部による解を示す。

sine 系の場合、タンクは楕円形に変形し、三角級数の二次項が支配的である。図-18 に示すように、進行方向に振動する波動に対しては、進行方向およびこれと直角方向をそれぞれ、長軸、短軸とする楕円に変形する。また、図-19 に示すように、進行方向と直角に振動する波動に対しては、進行方向と $\pm 45^\circ$ の方向を長軸、短軸とする楕円に変形する。

側壁の応力度分布も楕円形で、楕円の長軸、短軸の位置で応力度が大きい。内縁と外縁の応力度は、おおむね同じ大きさで逆符号であることから、側壁の応力度は曲げ応力度が支配的であることがわかる。

波動の伝播によるタンク各部の応力度の最大値は、cosine 系による応力度と sine 系による応力度の二乗和の平方根として表わされる。図-18、19 の結果とも、sine 系の応力度は cosine 系の応力度よりもはるかに大きく、このため応力度分布は sine 系の二次項、すなわち、楕円形状が支配的となる。

図-20 は波動の振幅を一定とし、波長のみを変化させた場合の曲げ応力度 σ_M と軸応力度 σ_N の三角級数の係数値を示す。波長が 100 m 以上では曲げ応力度の 2 次と 3 次および軸応力度の 0 次のみが大きい。波長が

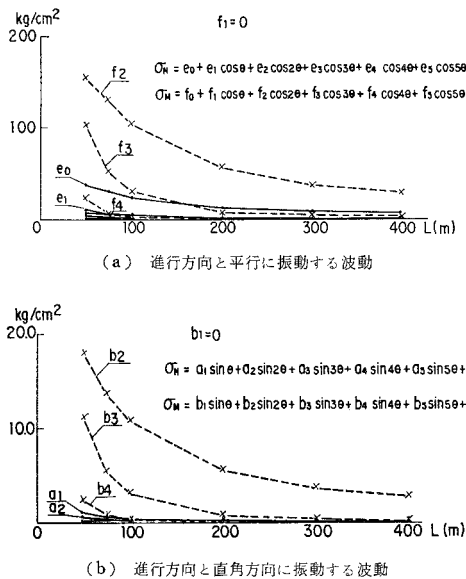


図-20 タンクの応力度に与える波長の影響

大きくなると、三角級数の係数値は減少し、応力度が減少するが、二次項が全体の応力度に占める割合は大きくなり、応力度分布は楕円形状となる。

前述したように山梨県東部地震では、地震波動が観測軸 X のほぼ正の方向より伝播しており、 X 軸に対するみかけ上の波動速度は 800~1100 m/sec である。さらに、地表面変位の卓越周期が 2.1~0.7 sec の範囲にあることをも考慮すれば、 X 軸に沿ったみかけ上の波長は少なくとも 500 m 以上であると推定される。上記解析によれば、このような比較的長い波長をもつ波動の節がタンクの中心に位置した時、タンク側壁の円周方向応力度は最大となり、その分布形状はほぼ楕円形状になる。このことと、地震観測から明らかにされた側壁の円周方向ひずみの性質、すなわち、中心角で 90° をなす二測点のひずみ波形が互いに類似し、逆位相であるという性質とは定性的によく一致する。

また、山梨県東部地震では、側壁内側表面の五測点のひずみ波形は、周波数特性により二つのグループに分けられ、それぞれのグループのひずみ波形は、水平二方向いずれかの地盤の相対変位波形に類似していることが示めされた。この地震の震央位置がほぼ観測軸 X の正の方向で、この方向から伝播した波動が優勢であったことを考慮すれば、解析結果は地震観測から示された地盤の

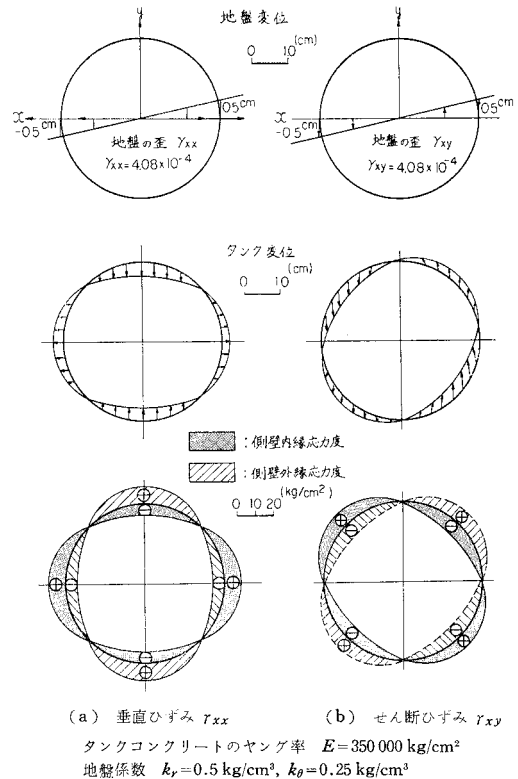


図-21 地盤の一様なひずみによるタンクの変形

相対変位とタンクのひずみの相関性，すなわち， X 方向の相対変位波形が測点 $S2, S5, S8$ のひずみ波形に類似し， Y 方向の相対変位波形が測点の $S3, S6$ ひずみ波形に類似しているという性質をよく説明している。

図-21 は地盤が一様な垂直ひずみ r_{xx} およびせん断ひずみ r_{xy} を受けた場合のタンクの変形と応力度を示す。タンクはほぼ楕円状に変形し，側壁の応力度も楕円分布で，三角級数の二次項が支配的である。垂直ひずみ r_{xx} による場合は，垂直ひずみの方向と，これと直角な方向を短軸，長軸とする楕円に，せん断ひずみによる場合は，せん断ひずみの方向と $\pm 45^\circ$ をなす方向を短軸，長軸とする楕円に変形する。また，この場合も内縁と外縁の応力度は逆符号でほぼ同じ大きさであり，曲げ応力度が優勢である。

(4) 解析による実測値の検討

a) 側壁内縁上のひずみ記録から算定されるタンクの変形

地震動の波長がタンクの径に比較し十分に大きい場合には，タンクの変形と応力度は三角級数の比較的低次の項で表わされることが，前節の検討より明らかである。

地震観測を行ったタンクの径は 24.0 m であり，山梨県東部地震における伝播波動の波長は 500 m 以上と推定されるので，タンクの変形を 0 次～3 次までの三角級数で展開して，半径方向変位 u_r ，円周方向変位 u_θ をそれぞれ，

$$u_r = a_0 + a_1 \cos \theta + a_2 \cos 2\theta + a_3 \cos 3\theta + b_1 \sin \theta + b_2 \sin 2\theta + b_3 \sin 3\theta \dots (19)$$

$$u_\theta = c_0 + c_1 \cos \theta + c_2 \cos 2\theta + c_3 \cos 3\theta + d_1 \sin \theta + d_2 \sin 2\theta + d_3 \sin 3\theta \dots (20)$$

とおく。係数 a_1, b_1, c_1, d_1 および c_0 は，それぞれタンクの平行移動と回転に関与し，応力度に与える影響はきわめて小さいので，ここではこれらの係数を考慮しない。式 (14)，(15) からタンクの曲げひずみ ϵ_M ，軸ひずみ ϵ_N は，

$$\epsilon_M = \frac{1}{r^2} \cdot \frac{d}{2} \{ a_0 - 3a_2 \cos 2\theta - 8a_3 \cos 3\theta - 3b_2 \cdot \sin 2\theta - 8b_3 \sin 3\theta \} \dots (21)$$

$$\epsilon_N = \frac{1}{r} \{ a_0 + (a_2 + 2d_2) \cos \cdot$$

$$\cdot 2\theta + (a_3 + 3d_3) \cos 3\theta + (b_2 - 2c_2) \sin 2\theta + (b_3 - 3c_3) \sin 3\theta \dots (22)$$

となる。図-20 に示した結果によれば軸ひずみ ϵ_N に関しては 0 次の三角級数項のみが大きく，そのほかの級数項による軸ひずみはきわめて小さい。そこで，式 (22) の 2 次項，3 次項を 0 とすれば次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} a_2 + 2d_2 = 0 \quad a_3 + 3d_3 = 0 \\ b_2 - 2c_2 = 0 \quad b_3 - 3c_3 = 0 \end{aligned} \right\} \dots (23)$$

式 (19)，(20) には 14 個の係数が含まれるが，この内 c_0, a_1, b_1, c_1, d_1 を考慮しないので未知係数は 9 個となる。したがって，式 (23) に示した 4 個の条件式とタンク側壁内側の 5 測点 ($S2, S3, S5, S6, S8$) ひずみ記録より，各時刻について，これらの 9 個の未知係数を定めることが可能である。

以上の方法で，ひずみ記録の 4 時刻について，タンクの変形を求めた。これを各時刻におけるタンクのひずみの分布および地表面の三測点の変位と併せて 図-22 に示す。 $T=8.71$ sec では，地下タンクは X 軸を短軸， Y 軸を長軸とする楕円に変形しているが，この時刻では地盤は X 軸方向に圧縮されており，地盤の変形とタンクの変形はよく対応している。また， $T=9.11$ sec ではタンクは X 軸を長軸， Y 軸を短軸とする楕円に変形しているが，地盤は X 軸方向に引張られており，この場合も，タンクの変形と地盤の変形はよく一致している。

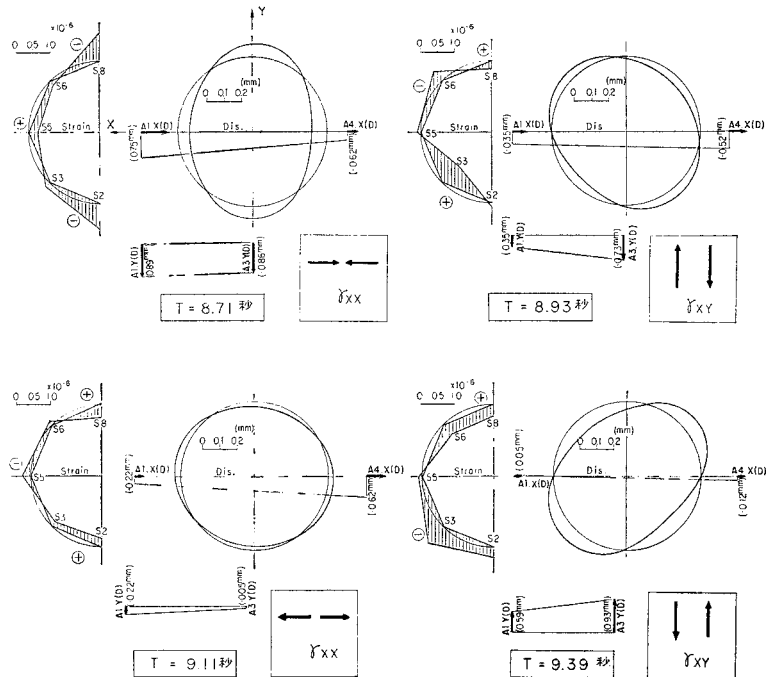


図-22 地盤のひずみとタンクの変形

$T=8.93 \text{ sec}$ では、 X 軸より時計方向に 45° の軸を長軸、 -45° の軸を短軸とする楕円に変形している。この時刻では、 Y 方向の相対変位が大きく、地盤は図に示したようなせん断を受けていると考えられ、地盤の変形とタンクの変形の関係は、前述の数値解析結果とよく一致している。また、 $T=9.39 \text{ sec}$ では、地盤のせん断ひずみの方向が逆向きで、タンクは X 軸と 45° の方向を短軸、 -45° の方向を長軸とする楕円に変形している。

b) 実測値と解析値の定量的比較

山梨県東部地震では、タンクの直径に比較し波長が十分に大きいので、波動の伝播による地盤のひずみをタンク周辺において、近似的に一定と考えることができる。そこで、地表面の三測点で観測された変位波形から地盤のひずみを算定し、さらに、この地盤のひずみから、タンクのひずみを円形はりモデルによる方法で求め、観測されたタンクのひずみと定量的な比較を行った。

水平面内の地盤のひずみとしては、観測軸 X, Y 平面内において、 r_{xx}, r_{yy} および r_{xy} の3成分が考えられ

る。山梨県東部地震では、 X 方向より伝播した波動が優勢であったことから、垂直ひずみ r_{xx} とせん断ひずみ r_{xy} が支配的であったと推定される。2.(4) b) で述べたように、地震動の前半においては実体波も優勢であり、新旧両埋立地盤せん断振動特性の差異による Y 方向の垂直ひずみ r_{yy} も認められるが、ここではこの影響は無視した。

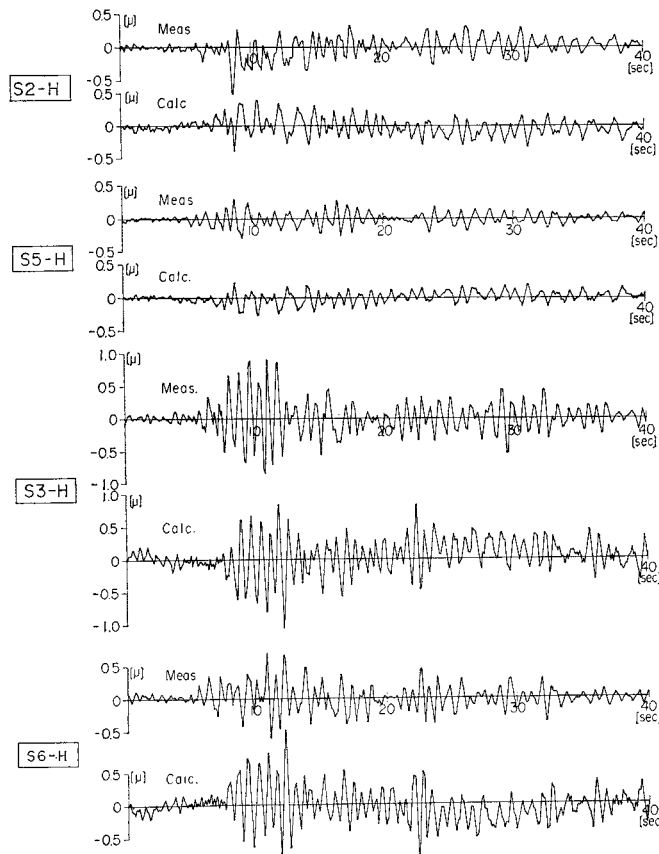
円形はりモデルを用いて解析するため、地盤の水平面内のひずみは、タンクの深さ方向に沿った平均的なひずみを用いることが望ましいが、本地下タンクが表面層の厚さに比較し浅く、地盤のひずみはタンクの深さに沿ってほぼ一定と考えられるため、地表面でのひずみを解析に用いた。すなわち、垂直ひずみ r_{xx} は測点 A1 と A4 の変位波形から、また、せん断ひずみ r_{yy} は測点 A1 と A3 の変位波形より算定した。

地表面の三測点 A1, A3, A4 とタンク側壁との距離は、いずれもほぼタンクの直径に相当する 24~30 m であるため、これら三測点の変位はタンクの剛性の影響を受けて減少していると考えられる。したがって、三測点

の変位から算定される地盤のひずみは、実際の地盤のひずみより小さな値を与えると思われるが、著者の模型振動実験⁷⁾によれば、その差はわずか 5~10% 程度と推定されるので、解析ではこの影響は考慮していない。円形はりモデルによる方法から求められたひずみ波形を、実測波形と対比して図-23 に示す。なお、解析に用いた地盤係数およびコンクリートのヤング率は図示したとおりである。

理論解析によるひずみは、実測によるひずみと良好な一致を示している。実測では測点 S3, S6 でひずみ振幅が大きく、測点 S2, S5 で比較的小さいが、この傾向は解析値にもよく表われている。また、個々の測点のひずみ波形についても、解析値は実測値とよく一致している。特に測点 S3 では両者がきわめて良好な一致をしている。測点 S6 では、解析値と実測値とに多少の差異が認められるが、これは解析で考慮していない Y 方向の垂直ひずみ r_{yy} などの影響と推定される。

以上のように、理論解析によるタンクのひずみは、地震観測によるひずみと定量的かつ定量的に良好な一致を示した。このことから、3.(1) で述べた解析上の仮定、すなわち、周辺地盤をばねに置換し、地盤変位を強制変位としてタンクに与えるという仮定は、ほぼ



タンクコンクリートのヤング率 $E=350\,000 \text{ kg/cm}^2$
 地盤係数 $k_r=0.5 \text{ kg/cm}^3, k_\theta=0.25 \text{ kg/cm}^3$

図-23 解析ひずみ波形と実測ひずみ波形の比較

妥当であると結論することができる。また、地震観測を行った地下タンクのように、軟弱層の厚さに比較し浅く、かつ底板と側壁が分離されている場合は、円形はりとしての解析が可能で、水平面内の地盤のひずみが地下タンクのひずみに支配的影響をもつことが示された。

4. 地下タンクの地震時ひずみの定量的検討

円形はりによる方法を用い、地下タンク側壁の円周方向ひずみの大きさと、これに影響を与える諸要因について検討を加えた。前述したように、LNG 地下タンクなどでは、底板と側壁が分離されている場合が多く、軟弱な表面層の厚さに比較してタンクが浅い場合には、円形はりモデルを用いて算定される円周方向応力度が耐震設計上大きな比重をしめると考えられる。タンクが深く、底板と側壁が結合されている場合などについては、円形はりモデルによる方法は必ずしも十分な方法ではなく、有限要素法などを用いた三次元的解析が必要である。

(1) 地震時ひずみの大きさ

地盤が水平面内で一様なひずみを生じた場合のタンク側壁の円周方向ひずみは、式 (11)~(18) から次の三個の無次元変量により表示することが可能である。

$$\beta = \frac{k_r}{E} \frac{r^2}{d}, \quad \tau = \frac{d}{2r}, \quad \kappa = \frac{k_\theta}{k_r} \dots\dots\dots (24)$$

図-24, 25 はその一例で、 $\kappa=1$ の場合である。図の縦軸は地盤のひずみ r_{xx}, r_{xy} とタンクのひずみとの比を示し、横軸は無次元変量 β を示す。タンクの断面形状、地盤係数、および地盤の地震時ひずみ量が与えられれば、図の結果を用いて、タンク側壁の円周方向ひずみを簡便に求めることが可能である。

既設のタンクおよび計画中のタンクについて、地盤係数を、埋立地盤のような比較的軟らかい地盤では 0.5 kg/cm^3 、軟岩などの比較的硬い地盤では 5.0 kg/cm^3 以上と仮定して β を求めると、表-1 の値となる。埋立地盤などの軟質地盤に建設される直径が 60 m 以下のタ

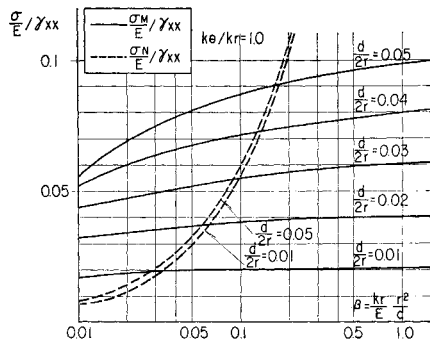


図-24 地盤の垂直ひずみ r_{xx} に対するタンクのひずみ

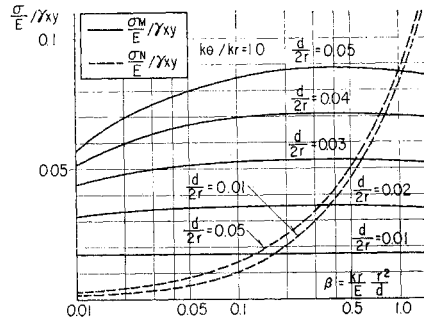


図-25 地盤のせん断ひずみ r_{xy} に対するタンクのひずみ

表-1 タンクの直径・側壁厚・ $r \cdot \beta$

タンク	地盤	直径 2r (m)	側壁厚 d (m)	$\tau = \frac{d}{2r}$	$\beta = \frac{k_r \cdot r^2}{E \cdot d}$ (推定)
A	埋立地盤	24.9	0.9	0.036	0.0287
B	埋立地盤	35.0	1.3	0.037	0.0392
C	埋立地盤	45.0	1.7	0.038	0.0496
D	埋立地盤	56.0	2.0	0.036	0.0653
E	軟岩および 固結シルト	60.0	1.5	0.025	1.00
F	軟岩	95.0	2.0	0.021	1.88

・ $E=3.0 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$
 ・ 地盤係数は、A~D の埋立地盤については 0.5 kg/cm^3 、E および F については 5.0 kg/cm^3 とした。

ンクでは、 β はおおむね 0.1 以下であり、軟岩などの硬質地盤に建設される直径が 50 m 以上のタンクでは、 β は 1.0 以上となる。また、側壁厚と直径の比 r は、埋立地盤などのタンクでは $0.030 \sim 0.040$ の範囲にあり、硬質地盤のタンクでは $0.020 \sim 0.025$ の範囲にある。

上記の無次元変量 β, r の範囲から、地盤の水平面内のひずみによるタンク側壁の円周方向ひずみの大きさに関して、次の性質が挙げられる。

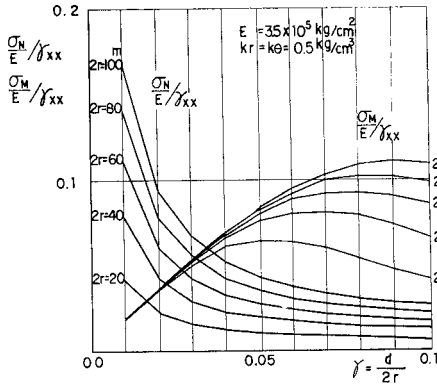
埋立地盤など軟質地盤に建設される直径が 60 m 以下のタンクでは、 β が 0.1 以下および r が $0.03 \sim 0.04$ 程度であることから、タンク側壁の地震時ひずみは地盤のひずみのほぼ 10% 以下となる。また、曲げひずみが軸ひずみよりも常に大きい。

硬質地盤に建設される大直径の地下タンクでは、通常 β が 1.0 以上となるので、軟質地盤のタンクに比較し、地盤のひずみに対するタンクのひずみの比が大きく、また、軸ひずみが曲げひずみより卓越する。以上述べた曲げひずみと軸ひずみの大きさに関する性質は、無次元変量 κ が他の値の場合についても共通である。

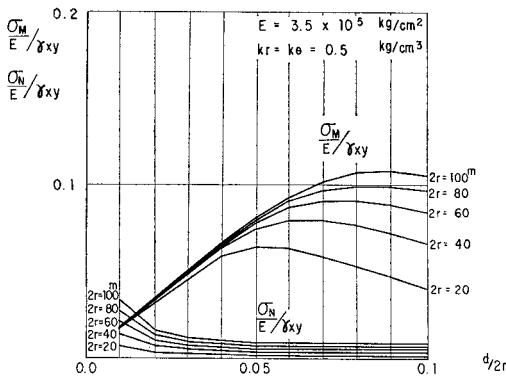
(2) 地震時ひずみに影響を与える諸因子

a) 地盤係数

無次元変量 β は地盤係数 k_r に比例する。図-24, 25 の結果を用いて、地盤係数がタンクの地震時ひずみに与える影響について検討する。



(a) 地盤の垂直ひずみによる場合



(b) 地盤のせん断ひずみによる場合

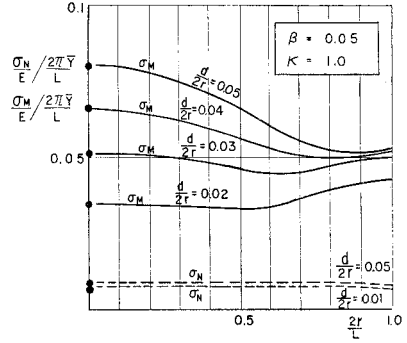
図-26 側壁厚の影響

軸ひずみは地盤係数にほぼ比例して増加するが、曲げひずみに対する地盤係数の影響は比較的小さい。埋立地盤のような軟質地盤に建設される直径が 60 m 以下の地下タンクでは、曲げひずみが支配的な大きさをもつことから、地盤係数の大きさにそれほど影響を受けずに、地震時ひずみを求めることが可能である。

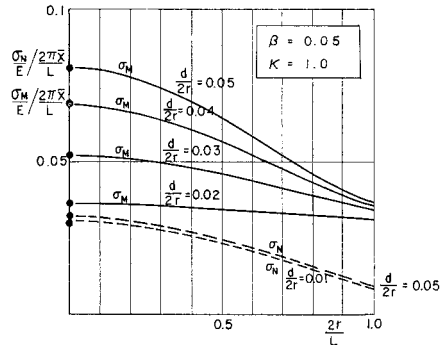
図-25 に示した地盤のせん断ひずみによるタンクの曲げひずみは、図示した β の領域で極大値をとることがある。これは、水平一方向から地盤ばねを介して強制変位をタンクに与えた場合、これと直角方向の地盤ばねがタンクの変形を拘束する効果をもつことが原因である。

b) 側壁厚

側壁厚がタンクの地震時ひずみに与える影響の一例を図-26 に示す。図示した例は地盤係数を 0.5 kg/cm^3 とし、比較的軟質な地盤に建設される地下タンクを想定している。前述したように、図の横軸 r は通常のタンクでは $0.02 \sim 0.04$ の範囲にある。この範囲では r が大きくなると、すなわち、側壁厚が増加すると、軸ひずみは単調に減少するが、曲げひずみは逆に増大する。曲げひずみが側壁厚の増加にしたがって大きくなる傾向は、地盤の垂直ひずみによる場合とせん断ひずみによる場合につ



(a) 進行方向と平行に振動する波動による場合



(b) 進行方向と直角に振動する波動による場合

図-27 伝播波動の波長の影響

いて共通であり、曲げひずみが支配的な大きさをもつ軟質地盤の地下タンクの耐震設計では、特に留意を要する点である。

硬質地盤に建設される大直径のタンクでは、軸ひずみが支配的な大きさをもつ。この場合も側壁厚の増加により軸ひずみが減少することは、図示した例と共通である。したがって、この種のタンクでは、ある程度側壁厚を大きくすることにより、地震時ひずみを低減することが可能である。

c) 伝播波動の波長

水平面内を伝播する正弦波動によるタンクの円周方向ひずみは、前述の β, r, κ の三無次元変量のほかに、二つの無次元変量を用いることにより表わすことができる。一つは $2r/L$ で、タンクの直径と波長の比であり、他の一つは $2\pi\bar{X}/L, 2\pi\bar{Y}/L$ で、波動のひずみ振幅、すなわち、波動により生ずる地盤の最大ひずみである。

波動の変位振幅 \bar{X}, \bar{Y} を一定とし、波長 L のみを増加させれば、波動のひずみ振幅が減少することから、地下タンクの地震時ひずみは単調に減少する。この一例を図-20 に示した。ここでは、波動のひずみ振幅を一定とした場合について、波長がタンクのひずみに与える影響を検討した。これを図-27 に示す。比較的軟らかい地盤のタンクを想定し $\beta=0.05$ とし、 $\kappa=(k_0/k_r)=1.0$

とした。図の横軸は直径と波長の比、縦軸は地盤とタンクのひずみの比を表わす。縦軸上に示した黒丸点は図-17, 21 に示したように地盤が一樣なひずみを生じた場合のタンクのひずみを示し、この値は波長を無限大とした場合のひずみと一致する。

側壁厚と直径の比 $r=(d/2r)$ が小さい場合は、波長が曲げひずみに与える影響は比較的小さい。通常のタンクでは r が 0.04 以下であるので、波長を直径の2倍以上とすれば、すなわち横軸 $2r/L$ を 0.5 以下にすれば、正弦波動の伝播によるタンクの曲げひずみと、地盤の一樣なひずみによる曲げひずみの差はたかだか 15% 以下である。したがって、 β が 0.05 程度の比較的軟かい地盤に建設される地下タンクでは、伝播波動の波長がタンクの径の2倍以上であれば、ひずみ振幅のみを与えることにより、波長に無関係にタンクの地震時ひずみを求めることができる。

5. あとがき

実物の地下タンクにおける地震観測から、タンクの地震時ひずみと周辺地盤の挙動との関連性を考察し、この結果をもとに、地盤の地震時ひずみに着目した地下タンクの地震時応力の解析法を提案した。

本研究から、地下タンクの地震時応力度は、周辺地盤の相対変位、すなわち、地盤のひずみに支配されることが明らかにされた。このことは、沈埋トンネル、埋設管などの線状地中構造物においても、すでに明らかにされており、一般的に、地中構造物の地震時応力は周辺地盤の地震時ひずみにより支配されると考えられる。

したがって、地中構造物の合理的な耐震設計法を確立するためには、地震時の地盤のひずみを正確に把握する必要があるが、この問題に関する研究の現状は必ずしも十分とはいえない。今後、複数測点における地震動の同時観測なども含めて、この方面の研究が期待される。

地下タンクは、一般に、地盤との相対的重量が小さいこともあって、周辺地盤に直接支持されているものが多い。このため、周辺地盤の流動化などによる破壊は、地下タンクに甚大な被害を与えると予想される。また、周

辺地盤は構造物からの反力により、一般の地盤より大きなひずみを受けていると考えられる。このため、強震時における周辺地盤の安定性について検討することは、地下タンクの耐震性を考えるうえで、最も基本的な課題であると考えられる。本研究で観測された地震動は、いずれも数 gal 程度の小さいものであり、数値解析も弾性領域のみで、大地震時における地下タンクの挙動を解明するためには、なお多くの研究が必要である。

また、本文では、底版と側壁が分離されており、かつ軟質な表面層の厚さに比較し、浅い地下タンクについて、円形はりモデルを用いて解析した。タンクが深い場合や底版と側壁が結合されている場合については、現在、大型模型振動実験や有限要素法による数値解析を行っており、これらの結果については別途報告したい。

最後に、地震観測、数値解析などでご協力いただいた大成建設(株)土木設計部の各位に対し、心からの謝意を表します。また、東京大学生産技術研究所久保教授および片山助教授には終始貴重なご助言をいただいた。ここに記して御礼申し上げます。

参考文献

- 1) C. Tamura, S. Okamoto and M. Hamada : Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel during Earthquakes, Report of the Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, Vol. 24, No. 5, March 1975.
- 2) 桜井彰雄・高橋 忠・栗原千鶴子・矢島 浩 : 地震時土のひずみより見た埋設パイプラインの耐震性, 電力中央研究所技術研究所研究報告, No. 69087, 1970.
- 3) M. Hamada, T. Akimoto and H. Izumi : Dynamic Stress of Submerged Tunnel during Earthquakes, Proceeding of Fourth Japan Earthquake Engineering Symposium, 1975.
- 4) 田村重四郎・岡崎孝夫 : 沈埋トンネルの模型振動実験, 土木学会第 11 回地震工学研究会講演概要, 1973.
- 5) 青木義典 : 沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて, 土木学会第 12 回地震工学研究発表会, 1974.
- 6) 日本道路協会 : 石油パイプライン技術基準, 1974.
- 7) 浜田政則 : 大型地下タンクの地震時挙動に関する基礎的研究, 大成建設技術研究所所報, 1977.
- 8) 嶋 悦三 : 強震地動に見られる表面波成分, 第 3 回地震工学シンポジウム講演集, 1970.
- 9) 浜田政則, ほか : 地下タンクの地震応答計算法について, 土木学会第 29 回年次学術講演会概要集, 第 1 部, 1974. (1977.8.5・受付)