

地上式 LNG タンクの地震観測と応答解析

出羽克之
(土木設計部)

広瀬道孝

斉藤一郎
(土木設計部)

芳賀健彦
(土木設計部)

§ 1. まえがき

LNG・LPG等の燃料タンクの多くは、臨海地区の埋立地のような軟弱地盤に建設されることが多く、タンク基礎の耐震性が問題となる。

杭で支持された地上式タンクの動的解析は、多質点系モデルを用いて行なわれることが多く、これまでも数数の解析結果が報告されており、多質点系モデルの耐震設計の妥当性はかなり認められている。しかし、タンク基礎の応答にかなりの影響を与える相互作用バネ定数や減衰定数の確たる決定方法はなく、技術者の判断に任されているのが実状である。これらの値をより合理的に決定するためには、解析結果と地震観測結果との対比が必要であると思われる。

本報文では、愛知県知多市のLNG基地に建設された75,000 KL 地上式タンクにおいて実施した地震観測の概要と解析結果を報告し、次に観測結果より得られた地盤ならびにタンク基盤の動的特性をもとにして、タンク間の相互作用を考慮した連タンクモデルを作成し、シミュレーション解析を行ない解析方法の妥当性について考察する。さらに、地盤の非線形性を考慮した強震時の応答解析法と震度法による静的有限要素法解析を行ない、地盤ならびにタンク基礎の強震時の挙動を推定する。

§ 2. タンクおよびその基礎の構造

タンクの平面位置図を図-1に示す。今回の観測と解析の対象は、No.2、No.4タンクである。タンク構造は、図-2に示すように径59.4mの外槽と径57.6mの内槽との二重構造となっており、満水液位は約28.8mで、75,000 KLの容量を有する。

タンク基礎は、図-3に示すように上床版(径62m、厚さ90cm)と下床版(径64m、厚さ110cm)からなる二重スラブ型式の群杭基礎である。杭は径609.6mm、厚さ

16mmの鋼管杭を691本使用しており、杭頭部を補強している。また、タンク基礎建設にあたり上部のゆるい砂層(深さ10m程度)に対して、支持力の増大と砂の流動化防止のため、サンドコンパクションパイルにより地盤改良を行なっている。

§ 3. 地盤概要

タンク基礎建設地区は図-3に示すように、おおむね埋立土層・沖積シルト層・洪積細砂層・第三紀固結シルト層から構成されている。地盤のN値とP-S検層結果

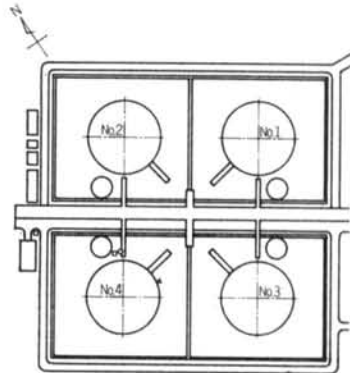


図-1 タンク位置図

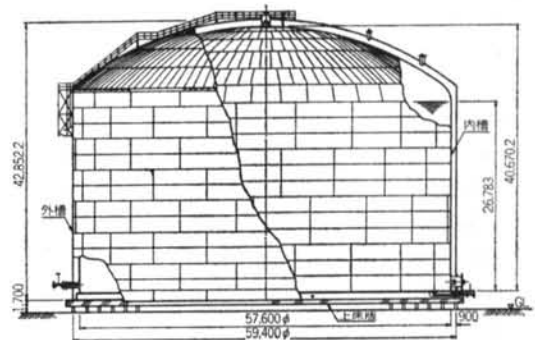


図-2 タンク構造図

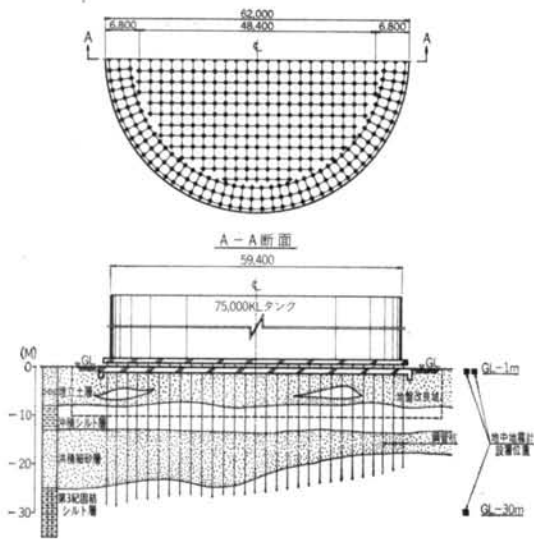


図-3 タンク基礎構造図

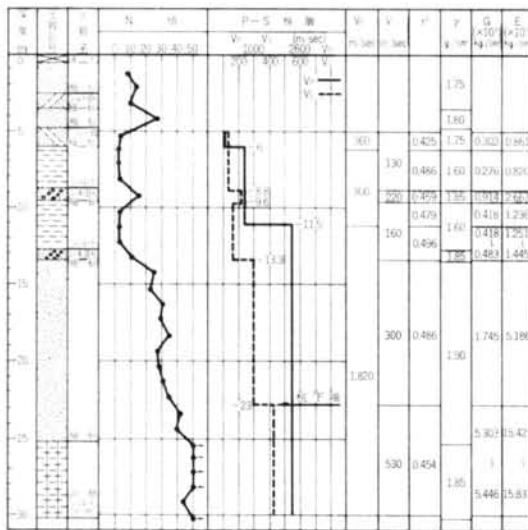


図-4 P-S検層結果

を図-4に示す。埋立土層および沖積シルト層は、N値10程度のゆるい細砂層とN値2~3の軟弱なシルト層とからなり、 $V_s=130$ m/secである。洪積細砂層は、N値20~40で下部ではかなり密な状態であり、 $V_s=300\sim 500$ m/secで、タンク基礎の支持地盤である。第三紀層は、「常滑層」と呼ばれる鮮新世の地層で、N値50以上、 $V_s=530$ m/secと非常に堅固であり、本解析ではこの層を地震波入力基盤とした。

地震観測に先立ち、常時微動測定を行なった結果を図-5に示す。ピークの振動数は約2.0 Hzであり、当地盤の卓越周期は0.5秒程度であると思われる。

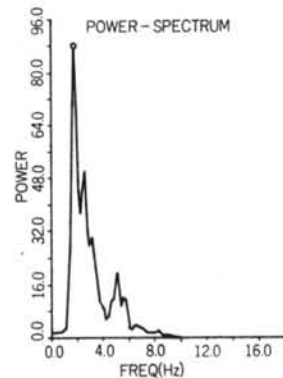


図-5 常時微動測定結果

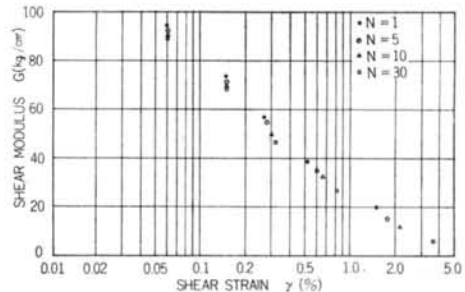


図-6 等価せん断剛性率

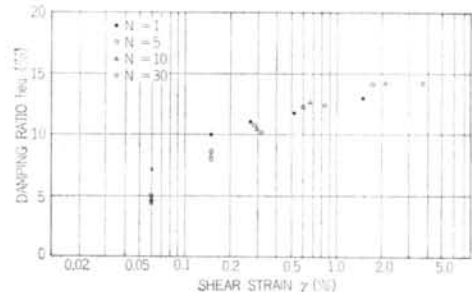
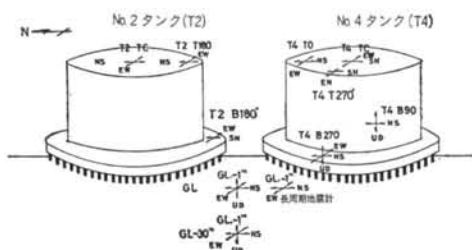


図-7 等価減衰定数

土の動的特性はひずみ量により変化し、ひずみが 10^{-3} 以下では弾性的性質を保つが、 $10^{-4}\sim 10^{-2}$ では弾塑性的挙動を示すといわれている。そこで沖積シルト層より採取した供試体を用いて、シルト層の各ひずみレベルに対する剛性率や減衰定数を知るために、軸方向載荷による動的三軸試験を実施した。圧密圧力は切出し前の供試体の土被り圧と推定される 1.0 kg/cm²、繰返し周期は地盤の卓越周期と思われる0.5秒、繰返し回数は100回とした。図-6、7にひずみと等価せん断剛性率、およびひずみと等価減衰定数との関係を示す。

等価せん断剛性率は、ひずみの増加に従って減少し、 $10^{-2}\sim 10^{-3}$ のひずみレベルは、初期剛性率(P-S検層より約 400 kg/cm²と推定される)の5~20%に低減す



図—8 地震計配置図

る。等価減衰数はひずみの増加に伴ない増加し、 10^{-2} ~ 10^{-3} のひずみレベルでは10%~15%の値を示す。

§ 4. 地震観測

4.1 観測位置

No. 2, No. 4 タンクにおいて、昭和52年3月より地震観測を開始した。地震計は図—8に示すように配置した。観測成分は、床版に3カ所7成分、タンク頂部に5カ所10成分であり、地盤に対してはG.L. -30m, G.L. -1mのそれぞれに3成分である。そのほか、G.L. -1mに長周期の地震波を観測する目的で、変位計を2成分設置し、合計25成分の観測網を敷いている。地震計の性能は表—1に示すとおりである。

現在までに観測された地震の諸元を表—2に、震央位置を図—9に示す。一例として、伊豆大島近海の地震(1978年1月14日)のG.L. -30m, G.L. -1m, および床版(T4B270)の観測加速度波形を図—10に示す。

4.2 最大加速度増幅率

G.L. -30mで観測された波形の水平成分の最大加速度に対するタンク頂部の水平成分、床版の水平・上下成分、G.L. -1m(地表)の水平・上下成分の最大加速度

地震計	設置個所	成分		固有振動数 (Hz)	測定振動数 (Hz)	測定振幅
		水平	上下			
タンク地震計	No. 4 タンク	中心	2	25 k	0.3~50	gal 10~1000
		0°	2			
	270°	2				
	180°	2				
No. 2 タンク	中心	2	—	—	—	
	180°	2				
床版地震計	No. 4 タンク	270°	2	3	0.2~50	gal 0.001~1000
		90°	1			
	No. 2 タンク	180°	2			
長周期地震計	G.L. -1m	2	—	1	0.03~20	mm 0.001~1000
地中地震計	G.L. -1m	2	1	3	0.2~50	gal 0.001~1000
	G.L. -30m	2	1			
合計		21	4			

表—1 地震計の性能



図—9 震央位置図

の比(全観測地震の平均値)を図—11に示す。地表の増幅率は水平方向で3倍、上下方向で4倍である。タンク床版の水平方向では、2.5倍と地表での値より小さい。頂部では3.3倍であり、床版に対する増幅率は約1.32倍となっている。

日付	震央	震源深さ (km)	マグニチュード	震度	震央距離 (km)	震源距離 (km)	地表最大加速度 (gal)
1977年 8月15日	35° 7'N, 136° 35'E 三重北部	20	3.7	II 四日市 I 名古屋	29	35	5.45
10月19日	局発 和歌山						3.77
1978年 1月14日	34° 48'N, 139° 18'E 伊豆半島近海の地震	0	7.0	V 大島 IV 東京 III 名古屋	222	222	11.2
1月15日	34° 50'N, 138° 54'E 伊豆半島中部	20	5.8	IV 浜岡 III 静岡 I 名古屋	186	187	4.51

表—2 地震の諸元

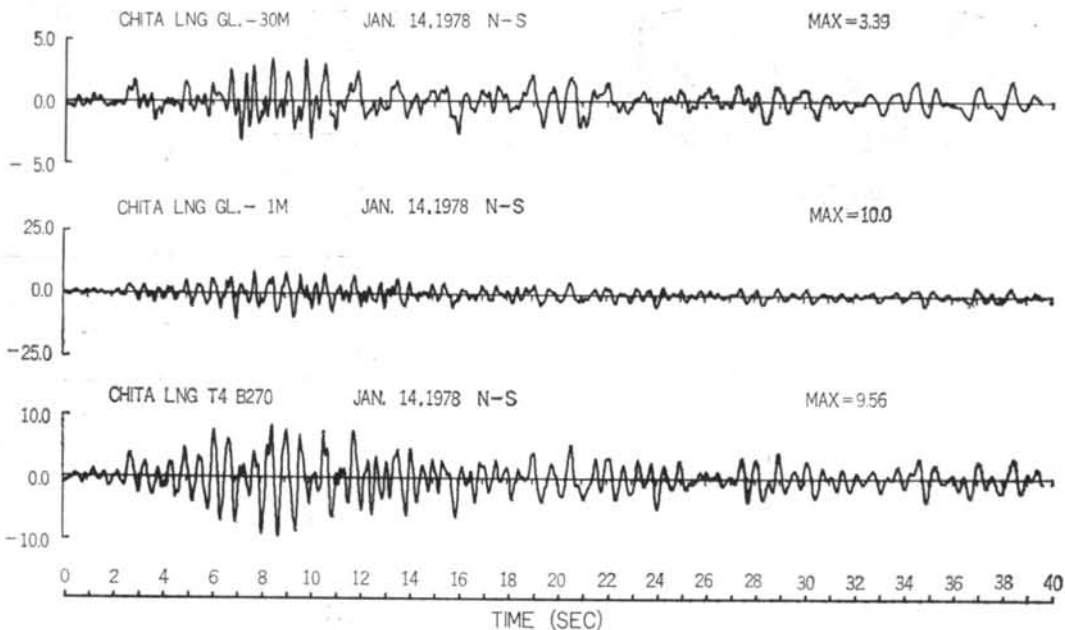


図-10 地震観測波形

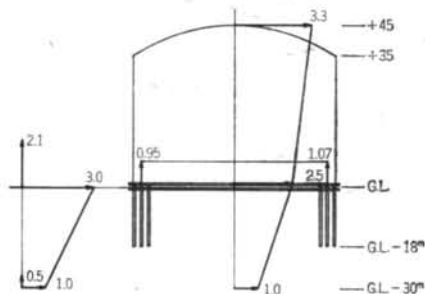


図-11 最大加速度分布

4.3 地盤の振動特性

G.L. -30mの地層は堅固な第三紀層であり、当地盤の基盤とみなしてよいと思われる。地表と基盤での観測波形から、基盤に対する地表の周波数伝達関数を求めた。各地震波により伝達特性は異なるが、これらを平均すると図-12に示すようになる。1次の卓越周期は0.52秒であり、常時微動測定の0.5秒に非常に近い値である。2次・3次の卓越周期はそれぞれ0.19秒・0.13秒である。

地盤の減衰定数を推定するために、地盤を後述の質点系モデルにおきかえ固有値解析を行なった。その結果、固有周期は観測値とよく一致したので、これを用いて減衰定数を次式により推定した。

$$h_i = \beta_i / 2 p_i \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 h_i : i 次モードに対する減衰定数

β_i : モデルの i 次刺激係数

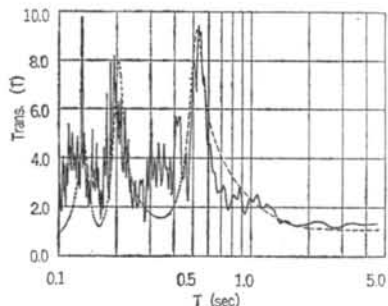


図-12 地表の伝達特性

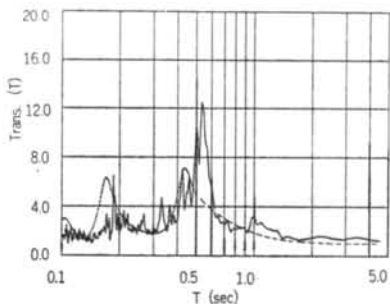


図-13 床版の伝達特性

p_i : 図-12の i 次のピーク値

1次～3次のモードに対する減衰定数は、それぞれ8%、5%、5.5%であった。なお、図中の点線は推定した減衰に対するモデルの伝達関数である。

4.4 タンク床版の伝達特性

各地震波についての基礎に対するタンク床版の周波数伝達関数を平均して図-13に表わす。図からわかるように0.52秒, 0.42秒, 0.19秒にピークが存在する。0.52秒のピークは、地盤の1次固有同期に近い値であることから、杭側面に作用する地盤挙動の影響であると考えられるので、タンク基礎自体の固有周期は1次-0.42秒, 2次-0.19秒であると思われる。地盤の場合と同様な方法でタンク基礎の減衰定数を推定した。1次モードに対して9%, 2次モードに対して8%である。図中の点線はこれらの減衰に対するモデルの伝達関数を示す。

No.4タンクの床版両端において上下動成分が観測されているので、床版を剛体と仮定して床版のロッキング量を算定したが、非常に小さく、ロッキングはほとんど生じていないことがわかる。

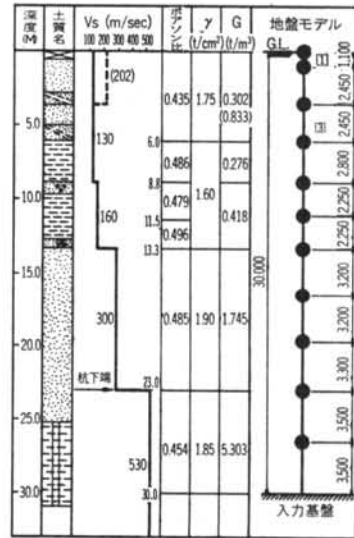


図-14 地盤系モデル

§ 5. シミュレーション解析法

5.1 解析モデルと解析法

地盤系と構造物系の2つの多質点系モデルを用いて、地震応答解析を行なう。

地盤系モデルは、構造物からある程度離れた、構造物の影響をうけない自然地盤の挙動を表現するためのモデルである。地盤はせん断変形が支配的であるから、P-S検層結果をもとにして、図-14に示すような11質点せん断型モデルとする。

構造物系は、No.2タンクとNo.4タンクとの連成効果を考慮して、図-15に示すようにモデル化する。モデルはタンク、床版および群杭基礎の振動特性を表わす構造物モデル、タンク間の地盤の挙動を表現する中間地盤モデル、構造物と地盤の相互作用を評価する水平バネ(図中のK)から構成される。

構造物モデルにおいては、タンクと床版を剛体(T)と仮定する。タンク内液がスロッシングをおこす可能性はあるが、満水時のスロッシング周期は約13秒であり、構造物の固有周期よりかなり大きく、構造物の地震時応力とスロッシングによる影響が同時に作用することは少ないと思われるので、本解析では内液を剛体(T)の付加質量と考える。群杭基礎は梁要素(B)に置換し、床版直下の地盤の質量(M)とせん断剛性(S)をこれに付加する。回転バネ(Q)は、群杭の押込み引抜きによる床版のロッキングを評価するために設けている。

タンク間の地盤は、地盤系モデルと同様にせん断型質点系モデルとして表わす。

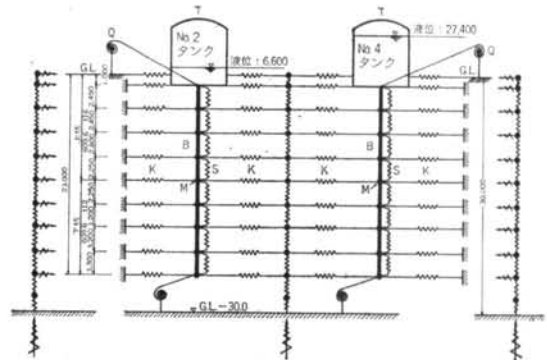


図-15 構造物系モデル

相互作用バネ定数は、地震観測より得られた構造物の伝達特性をもとに、単杭に対する水平バネ定数を Mindrin の第II解¹⁾を利用して算定し、それを29倍(最前列杭の本数倍)した値を用いる。

減衰マトリクスは、観測から推定した減衰定数(地盤系モデルに対しては、1次-8%, 2次-5%, 3次-5.5%, 構造物系モデルに対しては、タンクの1次モードが卓越するモードに対して9%, 2次および3次モードの卓越するモードに対してそれぞれ8%, 10%)を用い、Caughey Series²⁾により作成する。

応答計算³⁾は、入力レベルが小さいことを勘案して、線形解析とし、直接積分法により行なう。計算時間間隔は0.02秒であり、継続時間は38秒である。入力地震波としては、図-16に示す伊豆大島近海の地震(1978年1月14日)におけるG.L.-30mでの観測波(N-S成分)を用いる。

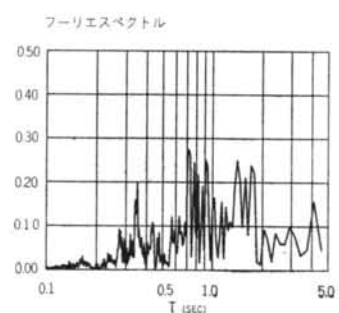
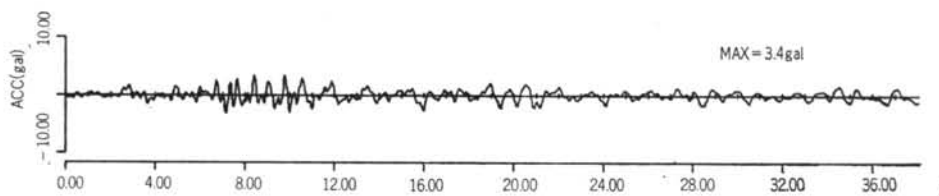


図-16 入力地震波

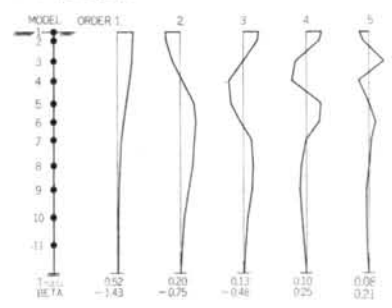


図-17 地盤モード図

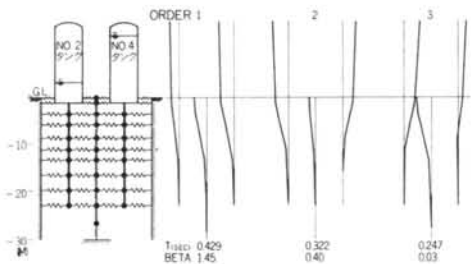


図-18 構造物モード図

5.2 固有値解析結果

地盤系モデルの固有値解析結果を図-17に示す。1次～3次の固有周期は、それぞれ0.52秒、0.20秒、0.13秒であり、観測および常時微動測定の結果と良く対応している。

構造物系モデルの固有値解析を図-18に示す。No.2、No.4タンクをそれぞれ単独にモデル化して固有値解析を行なったところ、1次固有周期は、No.2タンクが0.36秒であり、No.4タンクが0.43秒であり、2次および3次の固有周期は両タンクともそれぞれ0.15秒、0.10秒程度である。このことから、構造物系モデルの1次モードはNo.4タンクの1次モードが、2次モードはNo.2タンクの1次モードが卓越したモードであることがわかる。

5.3 応答解析結果

地盤の最大応答加速度、変位、せん断ひずみ、およびせん断応力の分布を図-19に示す。地表の最大加速度は9.50 galであり、基盤に対する増幅率は約2.5倍である。せん断ひずみの分布からわかるように、G.L. -6.0m～G.L. -13.0mで大きなひずみが生じており、それ以深

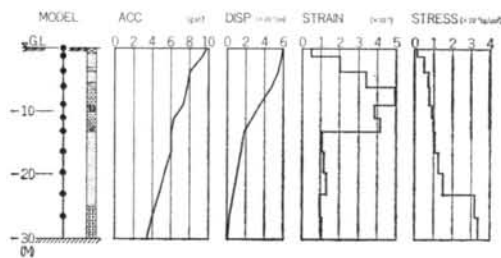


図-19 地盤の最大応答分布

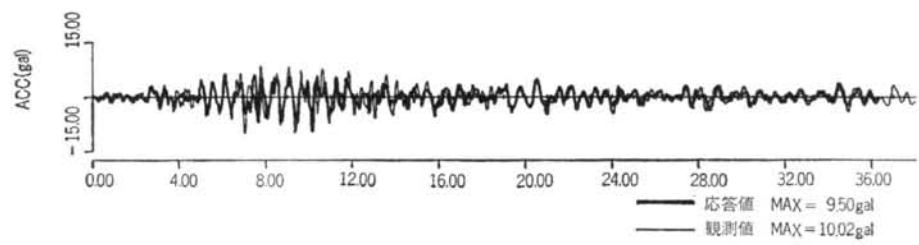


図-20 地表の応答波形

に生じるひずみはかなり小さくなっている。

図-20に、地表における加速度の解析波形を太線で、観測波形を細線で示す。解析波形と観測波形は振幅、位相とも非常によく一致している。

図-21に、構造物の最大応答加速度・変位の分布を示す。No.2タンクを実線で、No.4タンクを破線で表わす。床版における最大応答加速度はNo.2タンクで9.06 gal、No.4タンクで9.11 galであり、頂部においては、No.2タンクで9.30 gal、No.4タンクで9.44 galである。両タンクで応答値が異なっているのは、タンク内の液位（No.2—6.6m、No.4—27.4m）が異なっているためである。また、床版に対する頂部の最大加速度の増幅率は約1.03倍で、観測値の1.24倍より若干小さくなっている。この原因としては、解析ではタンクを剛体としてモデル化しているため、タンクの弾性変形が考慮されていないことや、杭頭回転パネ定数や床版およびタンクの回転慣性モーメントより定まるタンクモデルの回転成分の振動特性が、現実の振動特性と完全に一致していないためであると思われる。

図-22に、No.4タンクの床版での加速度波形を示す。太線が応答波形であり、細線が観測波形である。地盤の場合ほど一致はしないが、タンク基礎のような複雑な系でも、本解析モデルでかなり実測結果を説明できることがわかる。

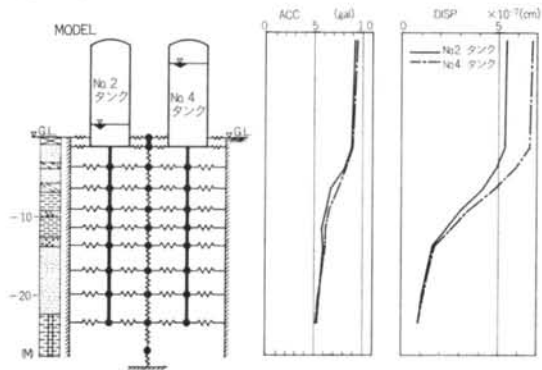


図-21 構造物の最大応答分布

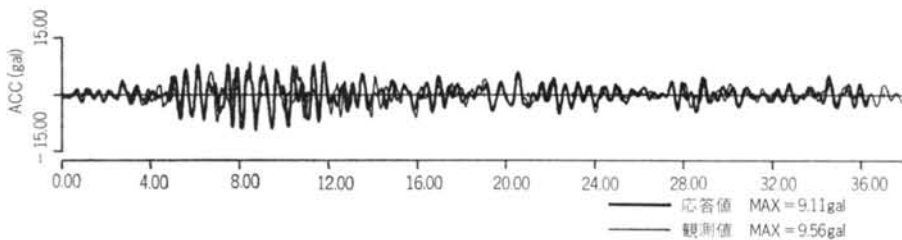


図-22 床版の応答波形

§ 6. 強震時における応答解析

6.1 解析法

§ 5.の実地震の解析では、基盤での入力加速度が3.4 galと小規模な地震を対象としたので、地盤およびタンク基礎の応答値は、耐震設計上は問題にならないほど小さい。そこで、入力地震動として、実地震の解析で用いた伊豆大島近海の地震波（以下、知多波と呼ぶ）とEL—CENTRO波の最大加速度を150 galに修正したものをを用いて、強震時の応答解析を行なう。

動的三軸試験からもわかるように、 $10^{-3} \sim 10^{-2}$ のひずみレベルでは地盤のせん断剛性率は急激に低下する。強震時においては $10^{-3} \sim 10^{-2}$ のひずみが生じるともいわれており、P—S検層から求まる初期せん断剛性率をそのまま用いた解析では、不合理な点が生じる場合がある。したがって、地盤系モデルについては式(2)で示されるHardin型の応力—ひずみ関係⁴⁾にもとづく非線形応答計算を行なう。

$$\tau = G_0 \cdot \frac{\gamma}{1 + |\gamma/\alpha|} \quad \dots\dots(2)$$

- ここに、 τ ：せん断応力
- γ ：せん断ひずみ
- G_0 ：初期せん断剛性率
- α ：基準せん断ひずみ

構造物系モデルとしては、No.4タンクを単独にモデル化したものを用いる。現時点では、相互作用パネや群杭基礎の非線形性については未解明な点が多いため、構造物系モデルの応答解析は線形とする。

6.2 応答解析結果

地盤の最大加速度、変位、せん断ひずみ、せん断応力の分布を図-23に示す。図中の実線および破線は、それぞれ知多波、EL—CENTRO波を入力した場合の応答である。加速度分布は相似しており、地表の加速度は180～190 galで、基盤に対する増幅率は約1.2倍である。変位に関しては、知多波を入力とした場合の方が、EL—

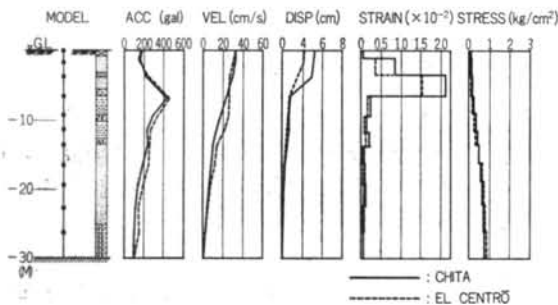


図-23 地盤の最大応答分布

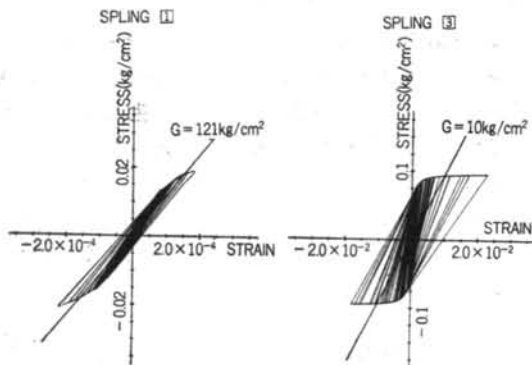


図-24 ヒステリシス・ループ

CENTRO 波の場合より大きな応答を示し、地表の最大変位はそれぞれ 5.4 cm, 4.2 cm である。いずれの場合も表層の砂層地盤で変位が増加している。これはひずみ分布でわかるように、砂層で 1.5%~2.0% のひずみが生じており、せん断剛性が低下したためであると思われる。

図-14の地盤系モデル中のせん断パネ①および③のヒステリシス・ループを図-24に示す。ひずみ増加にともない、剛性が順次低下していく過程がみられる。

図-25に構造物の最大加速度・変位の分布を示す。実線が知多波を、破線が EL-CENTRO 波を入力した場合である。知多波の場合、床版で 321 gal、頂部で 343 gal であり、EL-CENTRO 波の場合、床版で 493 gal、頂部で 518 gal と、いずれの場合も床版に対する頂部の加速度増加は 20 gal 程度である。最大変位分布については、両者ともほぼ同じ分布形状をしており、床版での変位は約 3 cm である。杭 1 本当りの最大曲げモーメントと最大せん断力の分布を図-26に示す。杭頭を剛結状態としてモデル化しているため、断面力は杭頭で最大となっている。また、剛性の高い洪積細砂層と剛性の低い沖積シルト層との境界で、大きな曲げモーメントを生じていることが注目される。

6.3 震動法による静的有限要素法解析

質点系モデルによる動的解析では、床版は剛体運動を

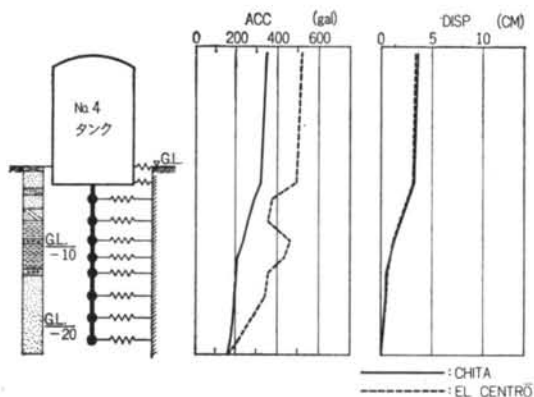


図-25 構造物の最大応答分布

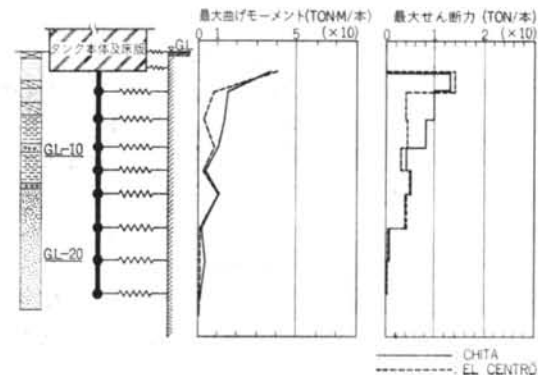


図-26 構造物の最大断面力分布

すると仮定し、群杭を等価な 1 本の梁要素と杭頭回転パネに置換した。構造物全体の地震時挙動を推察するにはこの方法は十分合理的であると判断される。しかし、群杭が水平力を受ける場合、各杭から周辺地盤に伝達される地中応力が互いに影響し合うため、各杭の荷重分担が等しくなくなる。そこで、質点系モデルによる動的解析を補う意味も含めて、震度法により算定される水平力を外力とした有限要素法解析を行なう。

解析モデル、荷重条件および地盤定数を、図-27に示す。水平震度は 0.45 とし、地盤定数は質点系モデルによる非線形動的解析結果（入力地震波：知多波 [150 gal]）をもとにして、地盤の剛性低下を考慮して定める。

図-28に変位図を示す。最大水平変位は上床版で 5.8 cm と動的解析結果よりわずかに大きい。杭の変形は、支持層と考えられる固結シルト層および砂層(2)中ではわずかであり、それ以浅の表層で大きく、動的解析における変位形状と相似している。床版のたわみ量はわずかであり、床版を剛体とみなしても差支えないことがわかる。

図-29に下床版直下の各杭列ごとの杭頭せん断力を、それらの最大値を 1 とする比で示す。最前列杭と最後列

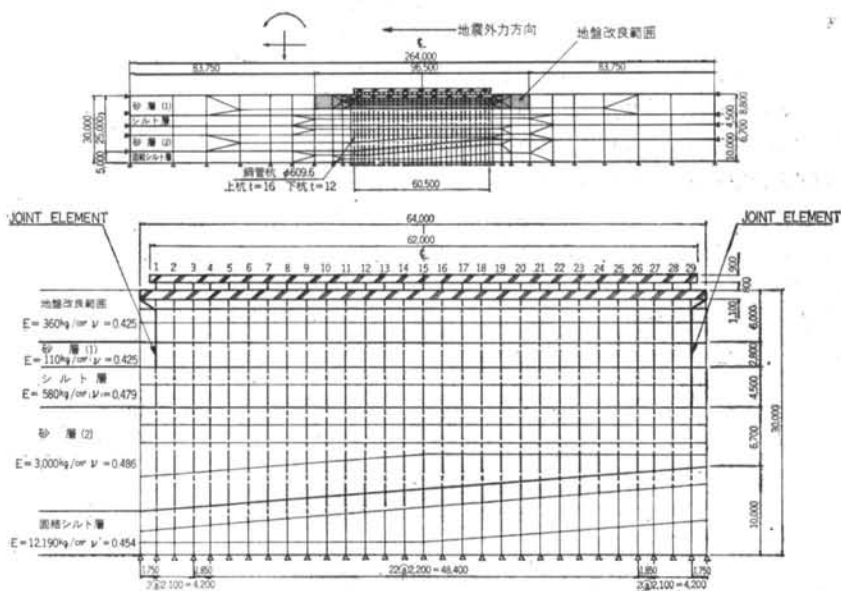


図-27 F. E. M. モデル

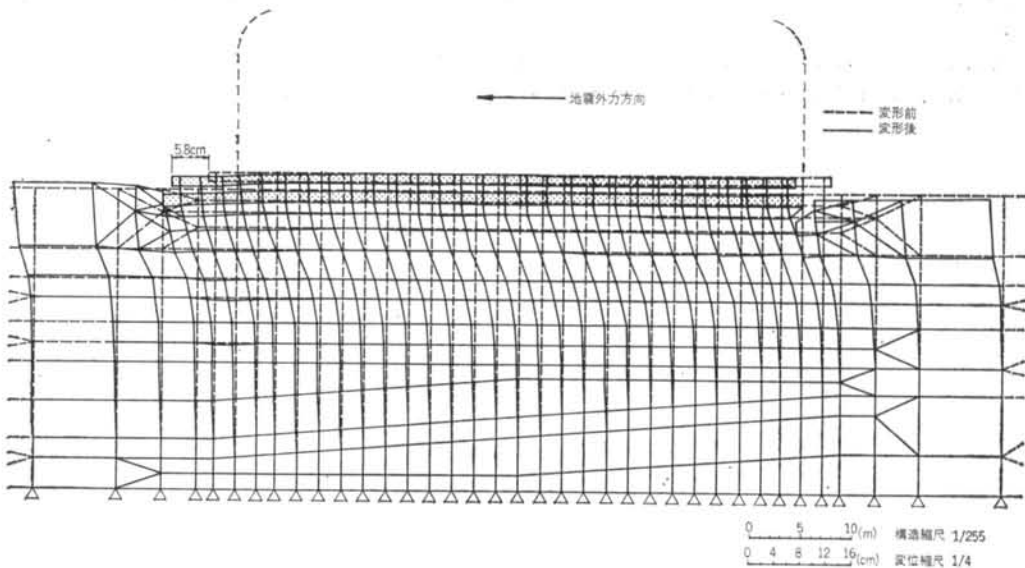


図-28 変位図

杭で最大のせん断力が生じており、その内側の第2列、第28列杭では最大値の約30~40%、その他の列杭では25%程度である。水平力に対しては、外周にある杭の分担比がかなり大きいことがわかる。

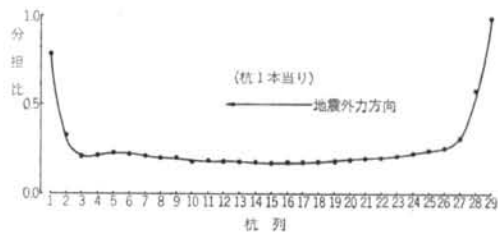


図-29 杭頭せん断力分担比

§ 7. あとがき

知多における地震観測において得られた LNG 地上式タンクとその周辺地盤の動特性について述べ、本報文中で述べたモデルを用いてシミュレーション解析を行ない、解析結果が、観測結果と比較的良く一致することを示した。さらに、地盤の非線形性を考慮した解析や震度法による有限要素法解析の結果から、強震時のタンク基礎の挙動などについても述べた。

しかし、タンク基礎の逸散減衰や地盤の液状化をどのように取り扱うかという解析上の問題点や、強震時の地

盤およびタンク基礎の動的特性については、未解明な点が多々存在し、今後さらに数多くの地震観測結果の蓄積と、より正確な地震時挙動を再現するための解析法の研究が望まれる。

応答解析には、SSD-06 プログラムを用いた。使用に際し、数々の助言をたまわったプログラム作成者である池上盛容氏（土木開発部）、解析および結果の整理にご協力いただいた近藤司氏、倉石謙司氏（土木設計部）、ならびに現場を担当された名古屋支店の方々に心より感謝する次第であります。

〈参考文献〉

- 1) R. D. Mindlin: "Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid" *Physics*, Vol. 17 (May 1936)
- 2) T. K. Caughey: "Classical Normal Modes in Damped Linear Dynamic Systems" *Jour. of Appl. Mech.* (Sep. 1965)
- 3) J. Penzien: "Seismic Analysis of Bridges on Long Piles" *Proc. of ASCE, Jour. of Eng. Mech. Div.*, Vol. 90, No. EM 3 (June 1964)
- 4) B. O. Hardin & V. P. Drnevich: "Shear Modulus and Damping in Soiles; Design Equation and Curves" *Proc. of ASCE, Jour. of Soil Mech. & Found. Eng. Div.*, Vol. 98, No. SM7 (July 1972)