

円筒土留壁体の液状化時挙動に関する遠心 模型振動試験と数値解析的評価

松田 隆¹・佐藤 清²・田中 紀和²・後藤 洋三³

¹正会員 工博 (株)大林組 技術研究所 主任研究員(〒204 東京都清瀬市下清戸4-640)

²正会員 工修 (株)大林組 技術研究所 研究員(〒204 東京都清瀬市下清戸4-640)

³正会員 工博 (株)大林組 技術研究所 室長(〒204 東京都清瀬市下清戸4-640)

円筒土留の地震時挙動のうち、地盤の液状化現象と壁体ひずみ成分を含む応答特性の關係に着目して、大型遠心模型振動実験と動的有効応力解析を実施した。実験対象を層厚22mの飽和地盤中にある外径20mの円筒土留として、50Gの遠心場で実験を行った。その結果、地盤が液状化したとき、土留壁体の加速度応答は周辺地盤の加速度応答に追従しないこと、壁体ひずみは軸方向成分が曲げ成分に対して卓越すること、液状化前の壁体ひずみは地盤の加速度応答に関連し、液状化後は過剰間隙水圧の値に関連すること、などがわかった。また、動的有効応力解析結果から、壁体に接する地盤中の過剰間隙水圧には大きな振動成分を有すること、液状化層中にある壁体の円周方向の軸ひずみは下方ほど大きく、同様に曲げひずみは上方ほど大きくなること、などがわかった。

Key Words: *liquefaction, cylindrical structure, earth retaining wall, centrifuge test, shaking table test, dynamic effective stress analysis*

1. はじめに

鉄筋コンクリート製の立型円筒土留構造は、半径方向に作用する常時土圧により円周方向の軸圧縮応力が卓越するため、地震時の偏土圧による曲げ変形に対しても全断面が有効となり高い耐力が期待できる。また、周辺地盤の拘束効果によりオーバリングモードが抑制されるため、構造的に安定性が高い形式と言える。

この種の円筒地下構造物の地震時挙動の解明に関しては、1970年後半から行われた半地下式タンクや地下式LNGタンクを対象とした地震観測・模型実験・数値解析法などによる検討で成果があげられている。例えば、浜田¹⁾や白砂ら²⁾は地震観測結果から、斎藤ら³⁾は地盤にゼラチンゲルを用いた模型実験から、それぞれタンクのひずみが周辺地盤の相対変位で決定されることを明らかにしている。また、後藤ら⁴⁾は振動台実験から、群タンクの壁体ひずみが単タンクのそれより大きくなり、構造物と地盤の相互作用の効果が大きいことなどを明らかにしている。ただし、これらの実験は地盤モデルに弾性材料を用いたり、地震の規模が小さいため、強地震動に対する地盤の非線形性の影響が考慮されていない。この点に関して岩橋ら⁵⁾は、実地盤材料として飽和砂を用いた1G重力場での縮小模型振動台実験から、液状化現象を含めた非線形地震時挙動を検討し、円筒構造物に発生するひずみ

は、液状化直前に最大となり、完全液状化後は徐々に減少していくことを示したが、強非線形時の相似則の問題から定量的な評価に関する課題は残されている。

一方、この種の構造物の耐震設計法⁶⁾などには震度法による地震時土圧を用いた静的手法や、構造物周面に作用するせん断力を考慮した応答変位法⁷⁾が用いられている。最近の実務設計においてはさらに軸対称FEM⁸⁾による動的解析を用いて、断面の照査が行われている。このとき、地震時の地盤の非線形性は等価線形化法で考慮する方法¹⁰⁾があるが、等価線形化法には強非線形現象の再現に限界がある。この点、一般的な土留構造においては周辺地盤が液状化することもあり得るため、地盤の塑性化に対して安定性を確認しておくことが重要となる。

周辺地盤が液状化した場合、地盤の拘束効果は働かず、地震力による偏土圧作用のため土留壁体には大きなひずみが発生する可能性がある。また、過剰間隙水圧の分布は深度方向で一様とはならず、地盤中の剛性分布に著しい差が現れ、これが土留壁体の大きなひずみの原因となって地震時安定性に影響することが考えられる。このような現象を予測するためには、液状化あるいは地盤の残留変形を考慮できる動的有効応力解析の適用^{11),12)}が考えられ、その手法の妥当性の確認が重要である。

以上の背景を考慮して、本研究では、地震発生から過剰間隙水圧の消散までの円筒土留の応答特性を明確にす

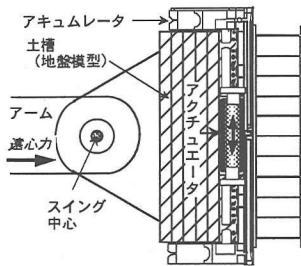


図-1 遠心载荷装置上の振動台

るため、相似則が明瞭な遠心模型振動実験を実施した。さらに、数値解析法として3次元動的有効応力解析法を用いて、地盤の過剰間隙水圧の詳細な分布と壁体が発生する円周方向のひずみ状態との関係を把握した。

2. 遠心模型振動実験の概要

(1) 地震シミュレータ：遠心振動台の特徴

ここでは、表-1に示す仕様を有する大型の遠心振動台装置¹³⁾を用いた(写真-1)。この振動台¹⁴⁾の大きな特徴は、遠心装置用の振動台としては大容量であることと、土槽側部のバケットの重心位置にアクチュエータを2基設置することで、遠心振動台に発生しがちなロッキングの防止を計っていることである(図-1)。なお、振動台上の土槽の内空は、高さ68cm、長さ170cm、幅70cmである(図-4)。

この実験では、遠心加速度を地表面位置で50Gとなるように設定した。このとき、地盤模型最深部での遠心加速度は53.8Gとなる。

(2) 実験条件

実験は、図-2に示す自由地盤モデルと円筒土留～地盤相互作用モデル(以下、単に「土留モデル」と称す)で行った。自由地盤モデルは、模型地盤の諸特性と模型地盤を保持するせん断土槽の影響を調べることを目的としている。土留モデルは地盤の応答、過剰間隙水圧の経時変化と壁体のひずみを含む応答特性との関係を調べることを目的としている。

入力地震波は、1995年兵庫県南部地震でのポートアイランド観測波のうちGL-83m位置でのNS成分を時間軸1/50に縮小して用いた。液状化時と非液状化時の挙動の相違を調べることを目的に、後述する動的有効応力解析法を用いた事前解析によって入力地震波の最大振幅を2ケースに設定した。その結果、GL-44cmまでの液状化対象層のほぼ全層が液状化する入力波を大加振と称し、12.9G(実物で2.50m/sec²)を最大振幅とした。また、非液状化時の挙動把握のため、最大過剰間隙水圧比が0.3程度となることを目標とする小加振では4.3G(実物で0.85m/sec²)を最大振幅とした。図-3(a)に振動台上で計測された大加振の時刻歴波形を、図-3(b)に小加振のフーリエスペクトルを、図-3(c)

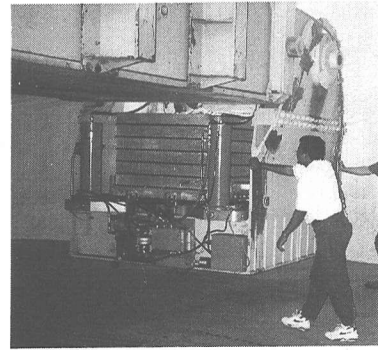
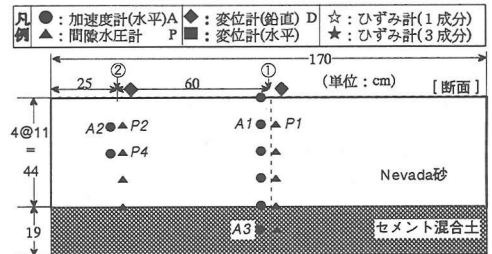


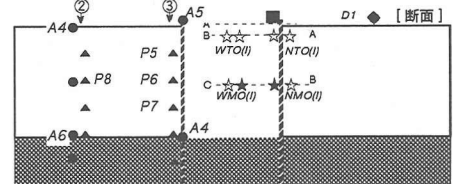
写真-1 振動台の全景

表-1 遠心装置と振動台の諸特性

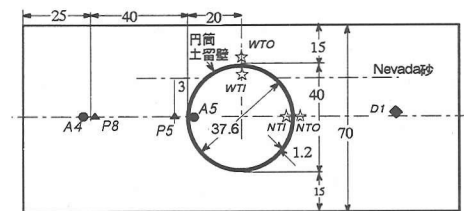
有効半径	9.14m
加振時最大遠心加速度	53G
最大加振加速度	25G
加振時最大積載量	1.35tonf
加振周波数	20～200Hz
最大加振振幅	±12.5mm



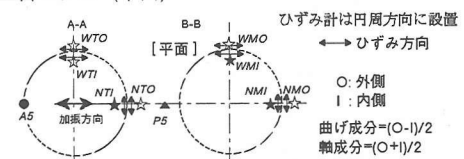
(a) 自由地盤モデル(断面)



(b) 土留モデル(断面)



(c) 土留モデル(平面)



(d) 土留モデル(ひずみ計)

図-2 模型地盤・構造物と計器配置

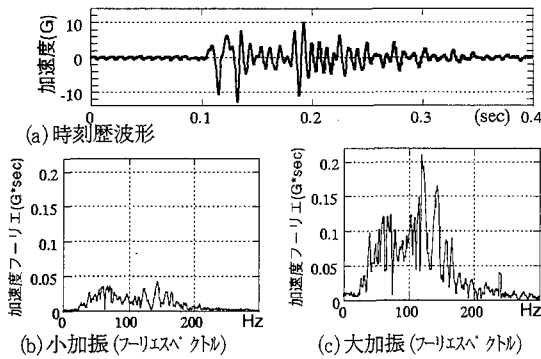


図-3 入力地震波の特性

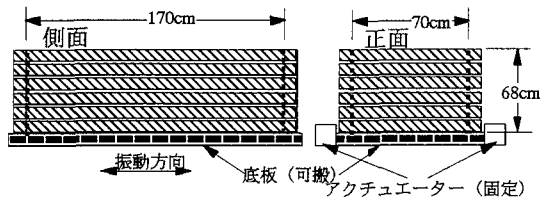


図-4 せん断土槽

に大加振のフーリエスペクトルを示す。入力地震動の卓越振動数は65Hzと120Hz付近にあることがわかる。

計測項目は、地盤と土留壁体の加速度、自由地盤と土留壁体近傍地盤の間隙水圧、地盤鉛直変位と土留壁体水位変位、円周方向の壁体ひずみである(図-2)。

図-2(c)はひずみ計の詳細な設置位置を示している。土留の上端部(T)と液状化層の中央部(M)で、加振方向に対して0°(W)と90°位置(N)に設置した。各位置では円周方向の軸成分と曲げ成分を分離できるように、壁体の内(I)と外(O)で計測し、中央部内側(NMI)ではせん断成分を抽出するため、水平方向と±45°傾きの3成分を計測した。

地盤の加速度計は、せん断土槽と土留模型の中間位置に設置した。間隙水圧計は、地盤の加速度計の位置に隣接する(図-2(b)の②)と、壁体から3cm離れた位置(図-2(b)の③)に設置した。それぞれの鉛直方向の配置は深さ方向に11cmピッチである。間隙水圧計とひずみ計に関しては過剰間隙水圧が消散した後の無加振状態の振動成分をノイズと判断し、これも計測値から除去した。

(3) 模型地盤の作製方法とその特性

模型地盤は図-4に示すせん断土槽で保持した。せん断土槽は6段のアルミ製枠と枠間ゴムで構成される。

模型地盤は2層構成で、上部が液状化対象層で層厚44cm(実寸法22m)、下部非液状化層で層厚19cm(実寸法9.5m)となっている。上層の飽和砂層にはNevada砂¹⁵⁾(表-2、図-5参照)を用いた。模型地盤は、乾燥砂を専用の撒き出し装置を用いて11cm厚さ毎になるよう空中落下させ、二酸化炭素置換後、脱気水にて飽和させた。相似則からは水の50倍の粘性流体を用いるべきであるが、Nevada砂の透水係数は50G場においても 2.8×10^{-3} m/secであり、通常の砂地盤が示す透水性の範疇に入るため脱気水を用いた。模型地盤

表-2 地盤材料の物性値

土粒子比重	2.67
最大乾燥重量	17.33kN/m ³
最小乾燥重量	13.87kN/m ³
最大間隙比	0.887
最小間隙比	0.551
透水係数*	5.6×10^{-5} m/sec

* 1G重力場、相対密度60%時

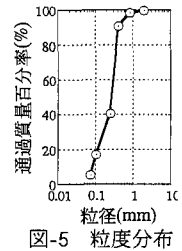


図-5 粒度分布

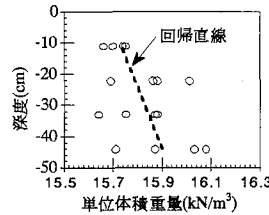


図-6 単位体積重量(乾燥)の深度分布

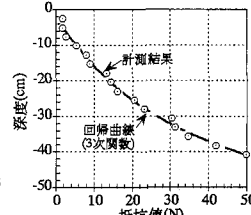


図-7 コーン貫入試験結果

の単位体積重量は、投入時の直径5cmの缶によるサンプリングデータから行った。撒き出し直後の単位体積重量(乾燥状態)は15.62~16.03kN/m³(図-6)となり、相対密度は深度方向には65~71%の範囲であった。また、加振実験前の液状化層の平均的な飽和単位体積重量は19.70kN/m³であり、相対密度は68%であった。

図-7に振動実験前の1G重力場における深度方向の模型地盤用コーン貫入試験結果を示す。貫入抵抗は深度に対して3次関数的に増加している。

下部の支持層には、セメント混合土を用いた。事前試験で透水係数が 10^{-7} m/secとなるよう配合(重量比、砂:セメント:水=4.7:0.82:1.0)し、4層に分け締め固めた。

(4) 円筒土留構造体の作製

模型土留構造物は、実物と同様の鉄筋コンクリートの剛性を有すべきことと、1.2cmと非常に薄い土留壁体の肉厚を考慮して繊維補強の高強度モルタル¹⁶⁾で作製した。高強度モルタルの配合を表-3に示すが、その一軸圧縮強度は平均で63.7MN/m²であった。

土留壁体に生じるひずみ分布を正確に計測するためには、土留壁体の真円度と材料の均一性が要求される。そのため、削りだし加工の真円度の高い型枠を用い、締め用振動台上で高強度モルタルを打設した。完成した模型外寸法のばらつきは最大0.5%であった。

土留壁体の完成品検査として、等方外圧加力試験(図-8)を実施した。等方外圧加力試験は、壁体両端部をアルミ製の枠とゴムカバーで密閉し、吸引で内部圧力を下げることで、大気圧との差圧を外力として与えた。計測は壁体の内外に貼ったひずみ計で行い、ひずみと圧力の関係からヤング率を求めた。図-9に代表的な加力状態における応力ひずみの関係を示す。その結果、円周方向のひずみと応力の関係は線形であり、この勾配よりヤング率を読み

表-3 土留壁体材料の配合

水	2.45
早強ポルトランドセメント	8.82
骨材岐阜砂	9.8
混和材シリカヒューム	0.98
収縮低減剤	0.2
減水剤ハリック2000	0.2
短繊維ビニロRF1500	0.4

(単位:kN/m³)

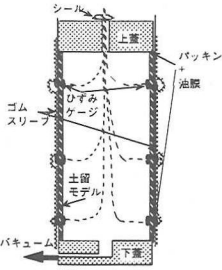


図-8 等方圧縮試験方法

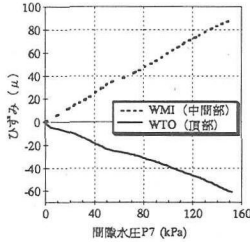


図-11 遠心加速度上昇時の水圧と壁体ひずみ関係

とった。その結果、8点で29.3~33.8kN/mm²の範囲であり、平均値は31.6kN/mm²であった(図-10)。計測誤差を考慮すれば模型製作上の精度は確認できたと考えられる。

(5) 円筒土留構造体の初期状態

振動実験時の土留壁体の初期ひずみ状態を確認することを目的に遠心加速度上昇時の計測を行った。ひずみの計測は前述したように円周方向であり、以後、断りのない限り円周成分に関する値を示すものである。図-11に周辺地盤の応力増分である間隙水圧 P7 と壁体頂部 WTO のひずみ及び中間部 WMI のひずみ増分の関係を示す。同図から、中間部 WMI では等方圧の上昇に伴い圧縮ひずみが増大し、逆に、頂部 WTO では引張りひずみが増大する。これは、図-12に示す3次元FEMによる初期応力解析から、中間部 WMI を含む GL-8cm 以深は伸縮側に変形し、頂部 WTO を含む表層部は伸張側に変形するためと考えられる。振動実験では動的成分を計測対象とするが、同図のひずみ分布の傾向は液状化時の過剰間隙水圧の影響を検討する場合に重要となる。ただし、図-12に示す変形状態は一旦設置された円筒土留に等方圧が载荷した場合のものであり、実際の土留構造物は建設過程によっては同図に示す初期変形の様子とは異なる場合もある。

3. 自由地盤の液状化特性とせん断土槽の影響

図-13に加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。中央部 P1 の過剰間隙水圧比である同図 (d) から、大加振ではほぼ 0.13秒から液状化しており、これに対して小加振の最大過剰間隙水圧比は 0.31 である。同図 (a) は小加振の中央部加速度応答 A1 を、同図 (b) は大加振の中央部 A1、端部 A2 を示しているが、大加振 A1 の場合、周辺地盤の液状化の影響

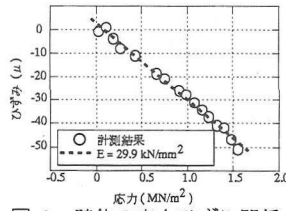


図-9 壁体の応力ひずみ関係

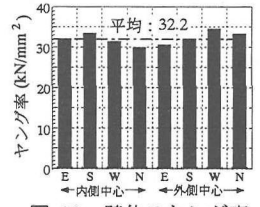


図-10 壁体のヤング率

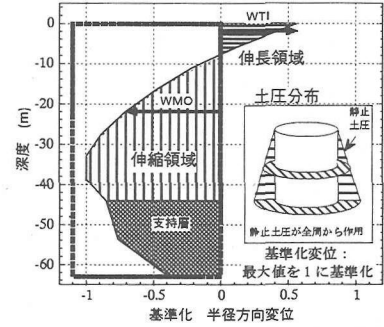


図-12 等方圧が作用したときの変形分布

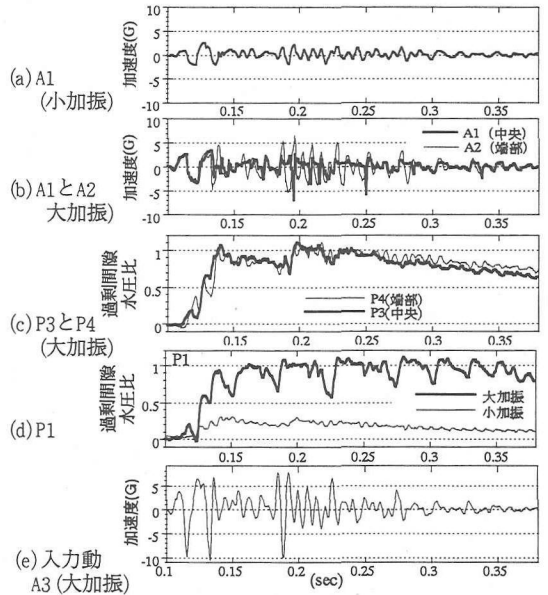


図-13 自由地盤モデルの加速度と過剰間隙水圧比波形

を受けてのパルス的な応答を示す部分を除き 0.2 秒以降の応答は小さい。液状化前では端部 A2 と中央部 A1 でほぼ同様な振動と考えられるが、液状化後の 0.18 秒付近では端部の方が大きくなっている。これは、液状化地盤の土槽側壁での反射や、側壁からの入力の影響を受けたものと考えられる。同図 (c) の同深度の過剰間隙水圧比から、振動成分と消散時では端部 A2 の方が大きくなっているが、その差は少なく、土槽側壁の影響は少ないと考えられる。

最大加速度の包絡分布と最大入力時 (t=0.133 秒) にお

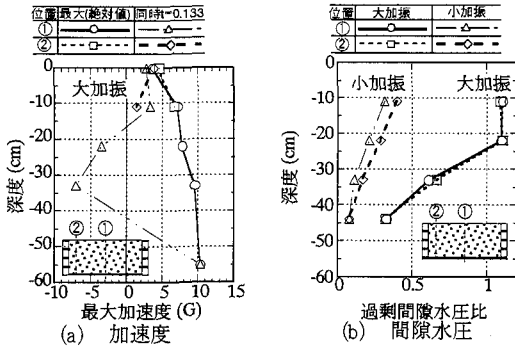


図-14 加速度と過剰間隙水圧比の分布

ける加速度分布を図-14 (a)に示す。最大加速度は上層ほど小さくなること、その傾向は端部から25cm離れた位置②と中央部①でほとんど差がないこと、などがわかる。また、 $t=0.133$ 秒では深度方向に正負が異なり、円筒土留には逆位相の加速度が作用することを表している。

過剰間隙水圧比の最大値分布を図-14 (b)に示す。大加振の場合GL-22cm以浅で液状化し、端部②と中央部①の分布の差は小さい。小加振での過剰間隙水圧比はやや端部②の方が大きく、土槽側壁の影響は比較的大きくなる。土留モデルでの地盤計測位置は土槽側壁から25cm、土留壁体から45cm離れている。その計測において、完全に液状化する場合の加速度や過剰間隙水圧比の最大値分布に関する土槽の影響は以上の結果から小さいと考えられる。

4. 地盤の液状化現象と円筒土留壁の応答特性

(1) 地盤の応答特性と過剰間隙水圧上昇の関係

図-15に加速度・過剰間隙水圧比・土留壁体ひずみ・地表面沈下の経時変化を示す。ここでのひずみは前述したように円周方向成分を指すものである。以下、特に断りのない限り大加振時の結果を示す。同図 (g) A6は液状化層下部の加速度である。第一主要動で同図 (d) 過剰間隙水圧比P5は0.8程度まで上昇し、地盤剛性は相当低下した状態になったと考えられる。その影響を受けて、地表面の応答A4は低下し、最大で液状化層下部A6の約2/3に相当する6.67Gになる。特に、0.2秒付近にある第二主要動の応答は地表面A4で見られない。一方、土留壁体頂部の応答A5は明瞭な増幅傾向を示し、最大で20.5Gになる。この位置の位相は液状化層下部波形 A6の位相とほぼ対応している。また、小加振での最大過剰間隙水圧比は0.36程度であり、有効応力の低下による剛性の低減は顕著にならない。

各深度での最大加速度値の包絡分布を図-16 (a), (b)に示す。小加振では地盤と土留壁体の増幅特性はほぼ同様であるのに対して、大加振は地盤だけが増幅しない。これは、前述した液状化の影響であるが、液状化した場合でも土留壁体は大きく増幅し、その倍率は小加振のそれより大きい。小加振の場合、周辺地盤は液状化せず、土留

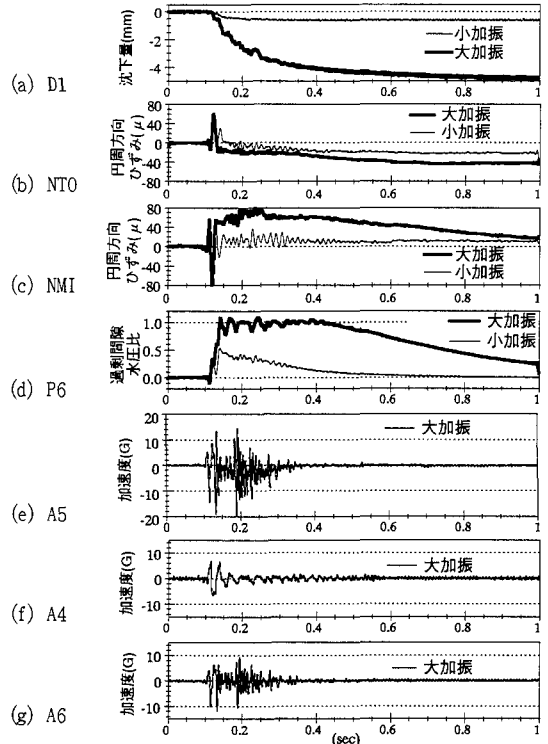


図-15 土留モデル加速度・過剰間隙水圧・ひずみ・沈下

壁体応答は地盤応答の影響を受けるが、大加振の場合、周辺地盤の液状化によって地盤の拘束力が低下し、土留壁体の変形による増幅特性が現れたものと考えられる。

最大過剰間隙水圧比の分布を図-16 (c), (d)に示す。小加振での最大過剰間隙水圧比は0.5以下であり、大加振ではGL-22cm以浅の層で液状化状態となっている。土留壁体周辺地盤と遠方地盤の過剰間隙水圧比の最大値に関しては、GL-22cm以浅の層を除き土留壁体周辺の方が小さい。

土留壁体に発生する円周方向のひずみは動的成分のみであり、初期状態からの増分に関して圧縮側を+で示す。図-15 (b), (c)に示す頂部外側NT0と中央部内側NMIでは、両位置ともに最初の主要動で大きなひずみが発生しているが、NT0とNMIでは位相が異なる。0.2秒付近の主要動を含む加振中はNT0で引張側にほぼ一定状態であり、その引張ひずみは残留する。NMIにおいても液状化時には振動成分は小さくなり、過剰間隙水圧消散とともに初期状態に戻る。すなわち、最初の主要動において周辺地盤はまだ液状化に至っておらず、地震動によって生じる地盤変形が壁体に直接作用し、大きなひずみ振幅になったものと考えられる。これに対して、周辺地盤が液状化した場合には地盤剛性の低下により、地盤変形が土留壁体に及ぼす影響は小さくなるが、液状化によって水平方向の全土圧が増加し、その影響によって図-12に示す変形状態、すなわち中間部は圧縮側に、上部は引張側になると考えられる。液状化が終了し、地盤が静止状態に戻ったとき、全

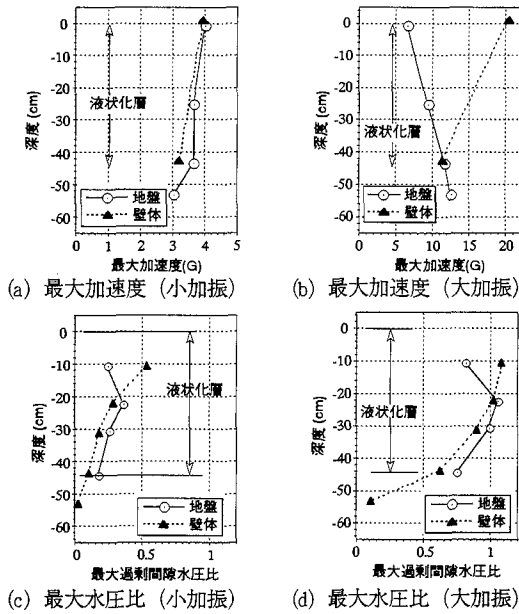


図-16 土留壁体と地盤の最大値分布の比較

土圧はほぼ初期状態に戻るが、頂部NT0等の上層部では周辺地盤の沈下によって土圧が減少することが原因し、引張側に残留ひずみが生じる。小加振の中央部内側ひずみNMIは圧縮側最大で 39μ であり、大加振の最大値 79μ の1/2に相当するとともに、加速度応答に関連する大きな振動数成分を有する。小加振の入力がほぼ大加振の1/3であることを考慮すれば、壁体ひずみは入力加速度に対して単純に比例しない。すなわち、液状化しない小加振の場合、壁体ひずみは地盤の加速度応答に影響され、液状化する大加振の場合、過剰間隙水圧の変動が壁体ひずみに大きな影響を与えると考えられる。ただし、同図(c)、(d)から過剰間隙水圧と壁体ひずみの経時変化は、小加振においても相関はある。

図-15(a)の地盤沈下D1は、最終沈下の約70%が0.1~0.35秒の加振中に生じ、残りの30%は加振終了後の過剰間隙水圧の消散に伴うものである。また、0.13秒付近の急激な過剰間隙水圧や加速度の変化に対して、沈下は大きな変動を示さない。小加振の沈下量はほぼ大加振の1/6で、地盤沈下は入力加速度の増加以上に大きくなる。

図-17に各計測値のうち加振中の経時変化を示す。地盤A4と土留壁体A5の比較(同図(f))から、土留壁体A5は液状化層への入力加速度(同図(g))とほぼ同様の位相特性を示し増幅しているが、地盤A4は長周期になり位相特性も入力と異なる。GL-22cmにある土留壁体から離れた地盤での過剰間隙水圧P8(同図(e))と同一深度の土留壁体近傍地盤でのP6では動的な振幅が大きく、0.14秒以降の液状化時で地盤側P8より小さくなっている。これは、土留壁体の振動によって間隙水圧の変動が生じると同時に、その拘束効果

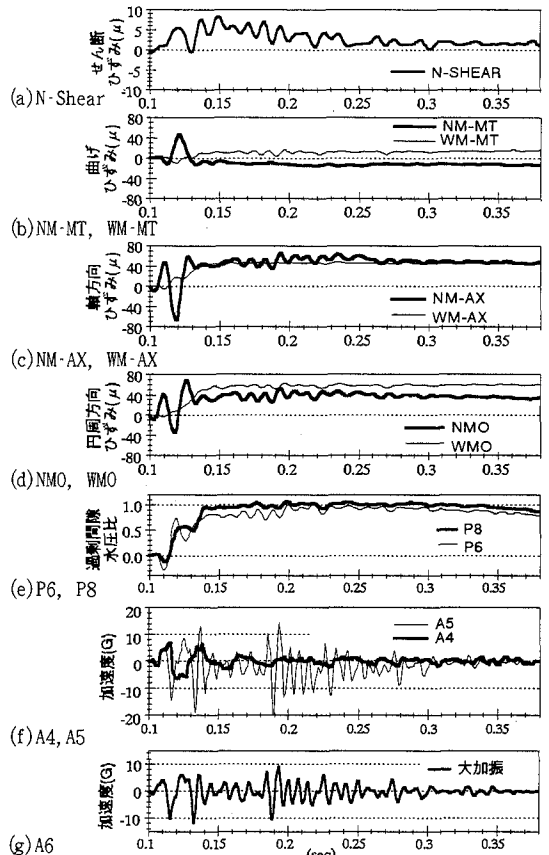


図-17 主要加振中の経時変化(大加振)

によって地盤のせん断ひずみが低減され過剰間隙水圧が小さくなるものと考えられる。同図(d)は加振軸上にあるNMOと直角軸上にあるWMOを比較している。0.12秒付近の引張側のひずみはNMOだけに現れているが、0.14秒以降の動ひずみは両位置で一致している。このことより、非液状化時の土留壁体に生じるひずみは、同図(b)の曲げ成分により加振方向NM-MTと直角方向WM-MTとで異なるが、液状化後は加振中にも関わらずほぼ同様のひずみ状態となるのがわかる。同図(b)と(c)は円周方向の曲げ成分と軸成分を示している(図-2(d)参照)。全般に軸成分の方が大きく、曲げ成分は液状化前に大きくなるが、それでも軸成分のおよそ1/3~1/2である。加振直角方向WM-MTと加振方向NM-MTでの曲げ成分の符号が反転しているが、これは円筒に偏土圧が作用し、オーバリングモードが生じたときの曲げモーメント分布に一致している。同図(a)加振方向Nのせん断ひずみは同位置の曲げひずみより小さく、最大でも 8μ 程度である。

(2) 動的壁体ひずみに与える要因

図-18は過剰間隙水圧及び加速度と土留壁体ひずみの関係を示しており、破線は主要加振中($t=0.1\sim 0.24$ 秒間)の関係であり、実線は加振終了後の関係である。同図(a)から

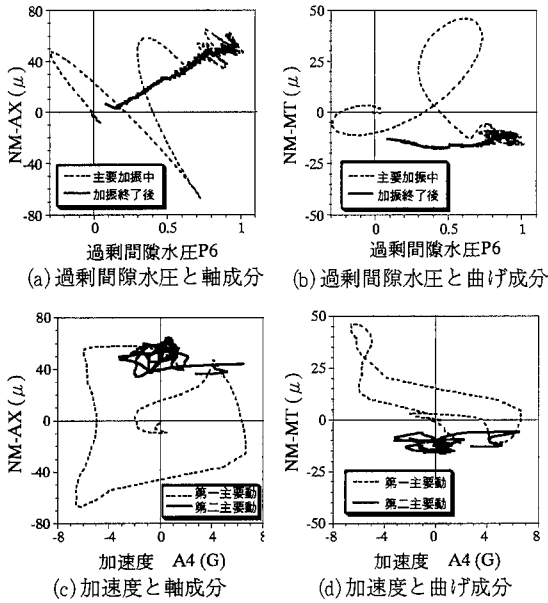


図-18 壁体ひずみと間隙水圧・加速度の関係

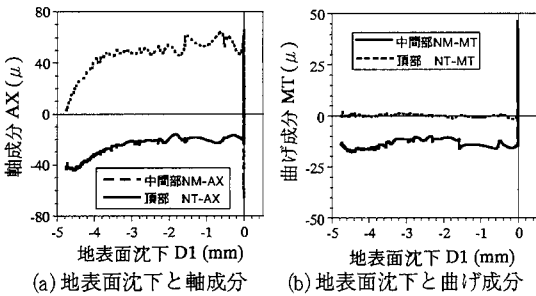


図-19 地表面沈下とひずみの関係

加振終了後の軸成分と過剰間隙水圧には相関が認められるが、加振中の大きな変動や同図 (b) の曲げ成分と過剰間隙水圧との関連はみられない。同図 (d) から主要加振中の曲げ成分と地盤の加速度応答には関連性が見られる。これは、地盤の加速度に起因する慣性力が主働土圧として土留壁体に作用し、この土圧増分が偏土圧となり曲げ変形を生じさせるメカニズムと考えられる。これに対して同図 (c) の軸成分と地盤加速度との関係は認められない。

図-19に地表面沈下と土留壁体ひずみの軸成分及び曲げ成分の関係を示す。頂部NT-AXでは地表面沈下と共に軸成分は引張側に増加し続けるのに対して、中間部NM-AXでは一旦圧縮側に蓄積された軸成分は地表面沈下と共に減少する。すなわち、中間部の残留軸ひずみ成分は地表面沈下と関与しないが、頂部の軸ひずみと地表面沈下とは関連する。一方、同図 (b) から地表面沈下と頂部の曲げ成分に関係は認められない。中間部では残留成分があるが、やはり地表面沈下と曲げ成分に明瞭な関係はない。

表-4 地盤の物性値の設定

	(a) 初期設定 Nevada砂	(b) 最終設定 Nevada砂	(c) 支持層 セメント混合土
土骨格ヤング率 E (kN/m ²)	式(1)	⇒同左	550000
土骨格ポアソン比 ν	0.29	⇒同左	0.4
透水係数 k (m/s)	5.5×10^{-5}	1.8×10^{-5}	1.0×10^{-7}
レリ減衰係数 α_s	30.68	⇒同左	30.68
レリ減衰係数 β_s	2.2×10^{-5}	⇒同左	2.2×10^{-5}
ダイクランパラメータ λ	1.2	⇒同左	-----
ダイクランパラメータ μ	0.2	⇒同左	-----
圧縮指数 C_c	0.0089	⇒同左	-----
膨張指数 C_s	0.0018	⇒同左	-----
内部摩擦角 ϕ_f	38°	⇒同左	-----
硬化パラメータ k_s	5.0×10^{-5}	$10 \sim 30 \times 10^{-5}$	-----
初期間隙比 e_0	0.658	⇒同左	-----

5. 数値解析法の適用と壁体ひずみ分布の分析

(1) 解析方法

解析手法には動的有効応力解析(EFFECT)¹¹⁾を用い、自由地盤モデルと土留モデルのシミュレーションを行った。なお、EFFECTの非線形構成式には修正松岡モデル¹⁷⁾を採用している。解析検討は地盤の動的定数の設定、解析手法の妥当性の検討、解析結果の評価で構成される。

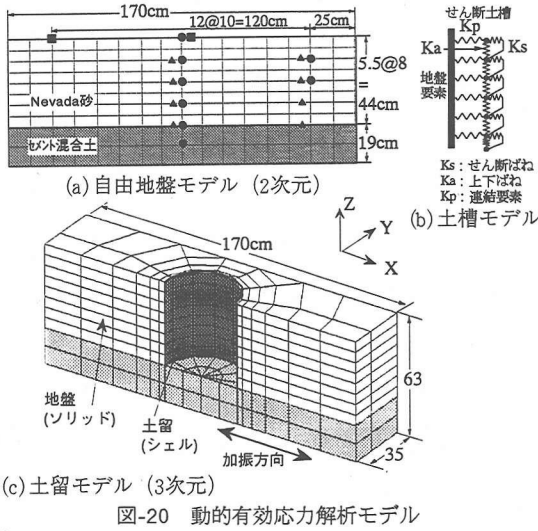
地盤の動的定数はまずNevada砂の要素試験と模型地盤製作時の計測から推定した(表-4の(a)列)。すなわち、土骨格ヤング率は相対密度60%におけるNevada砂の圧密試験の結果¹⁸⁾から式(1)を用いて設定した。

$$E = 6 \cdot (\sigma_a \cdot \sigma_m)^{0.5} \cdot (1 - 2\nu) \frac{1 + e_0}{C_s} \quad (1)$$

ここに、 E は骨格のヤング率、 σ_a は大気圧、 σ_m は平均応力、 C_s は膨張指数、 e_0 は初期間隙比を示す。

透水係数 k は1 G重力場での相対密度60%における透水試験結果より $k=5.5 \times 10^{-5}$ m/secとした。非線形構成式¹²⁾で最も重要な硬化パラメータ k_s は相対密度60%における三軸圧縮試験結果をもとに設定した。ただし、透水係数 k と硬化パラメータ k_s は、自由地盤モデルのシミュレーション解析結果を基に見直す。このほか、支持層のセメント混合土のヤング率は一軸圧縮試験結果より算定した(表-4の(c)列)。土の重量密度は相対密度68%の値を、内部減衰はRayleigh減衰で1次及び2次の卓越振動数で3%になる係数 α と β を、それぞれ全層で同一に設定した。

解析の第二段階として自由地盤のシミュレーションを行い、要素試験と50G遠心重力場での模型地盤の状態の相違を考慮して、前述した地盤物性値の見直しを行った(表-4の(b)列)。この見直しは次段階の土留モデルを対象とした解析において地盤応答は再現できていることを前提にしている。このシミュレーションには図-20(a)に示す2次元平面ひずみモデルを用いる。せん断土槽の影響が前章で指摘されたことから、せん断土槽を含めてモデル化した。ここでは全周のせん断土槽の重量を集中質量として端部節点に与え、それらの節点を枠間のゴムの剛性で算



定したせん断ばねで連結した(図-20 (b)).

最終段階の土留モデルのシミュレーションにより解析法の再現性と、特に実験で計測が困難となる詳細な壁体のひずみ分布などを評価する。この解析は3次元(図-20 (c))で行い、地盤はソリッド要素で、壁体はシェル要素でモデル化した。地盤の物性値は表-4の(b)列に示す値を用いた。境界条件は、加振方向妻側でせん断土槽を集中質量とせん断ばねでモデル化(図-20 (b))し、加振直角側端部は(Y)方向を固定した。解析モデルは対称条件を考慮し、加振直角方向1/2領域で実施した。

(2) 自由地盤の液状化解析と地盤物性値の見直し

自由地盤モデルの過剰間隙水圧の比較(図-21 (b))で地盤物性値(表-4の(a))を用いた場合、最大値は実験結果の60%程度に留まる。この相違の原因としては、過剰間隙水圧上昇に支配的となる硬化パラメータ k_s の設定が有効拘束圧80kPaでの三軸試験を基に設定したため、実験における平均的な有効拘束圧120kPaと異なる状態であることが影響していると考えられる。ここでは、自由地盤モデルの過剰間隙水圧の消散時間から透水係数 k を見直したうえで、硬化パラメータ k_s をパラメトリックスタディーによって設定し直した。その結果を(表-4の(b)列)に示すが、透水係数 k は約1/3に、硬化パラメータ k_s は表層で2倍、下層で6倍の値となった。設定し直した物性値(表-4の(b)列)を用いた解析(図-21)から、加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴において、解析と実験とで良好な一致が確認できる。

図-22に加速度応答と過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。同図から、加速度応答に関しては解析値の方がやや大きく、過剰間隙水圧比は解析値の方がやや小さくなっている。ただし、表層に向かって加速度応答値が低下している傾向や過剰間隙水圧比の分布の傾向は実験結果を良好に再現していると考えられる。

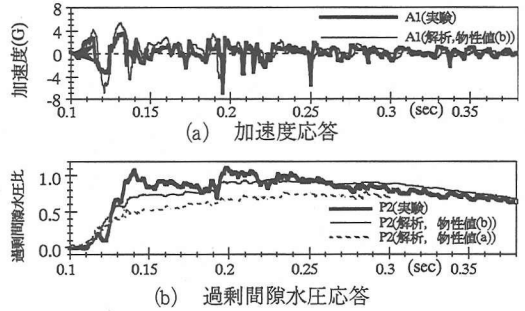


図-21 応答結果の比較(自由地盤モデル)

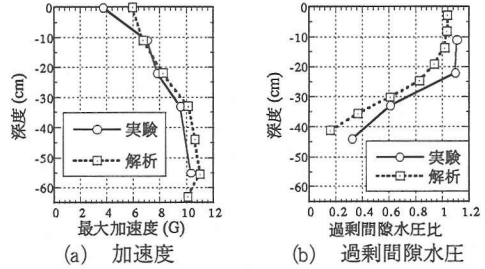


図-22 最大値分布の比較(自由地盤モデル)

(3) 土留モデルの3次元動的有効応力解析

代表的な時刻歴応答結果を図-23に示す。同図(e)遠方地盤P8の過剰間隙水圧比の経時変化では良好な一致が確認でき、相互作用系における地盤の液状化現象の再現は可能と考えられる。同図(c), (d)は土留壁体近傍地盤の過剰間隙水圧比であり、解析結果には大きな振動成分がある以外は実験結果とほぼ一致している。解析に振動成分が大きく表れたのは、壁体と地盤間に剥離を表現できるようなジョイント要素は設けておらず、そのため液状化後も地盤と土留壁体は接合した状態になっていることが主因と考えられる。この点、図-24に示す過剰間隙水圧波形と壁体加速度波形のフーリエ振幅から、解析での過剰間隙水圧には100~150Hzの範囲で土留壁体加速度と同様の振動成分が現れている。ただし、実験結果に振動成分が少ないのは計測記録の120Hz以上の振動数成分を消去した影響もあるが、そのフーリエ振幅は0.1程度と小さい。

図-23(a)に示す壁体頂部加速度応答A5において、解析と実験とでわずかな位相差はあるが、ほぼ良好な一致と言える。同図(b)地表面A4も液状化後の応答の低下を含め実験結果と良好な一致が認められる。

図-25に中間部土留壁体NMに発生する曲げ成分と軸成分のひずみ波形を示す。解析の方が大きな振動成分を有するが、残留成分の評価を含め経時変化に関する傾向は解析で表現できていると考えられる。以上の結果、液状化地盤中の土留構造物の応答予測、および、詳細な断面のひずみ状態を3次元動的有効応力解析で評価することが可能と考えられる。

t=0.196秒での円周方向の軸力と曲げモーメント分布を

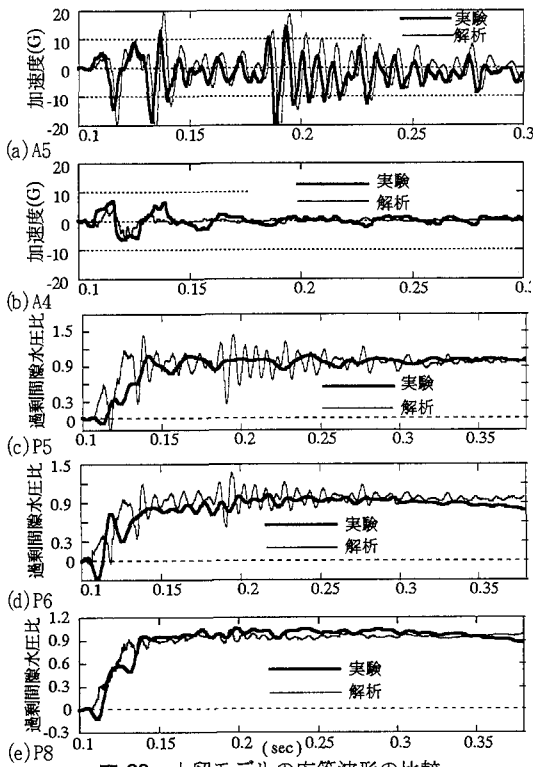


図-23 土留モデルの応答波形の比較

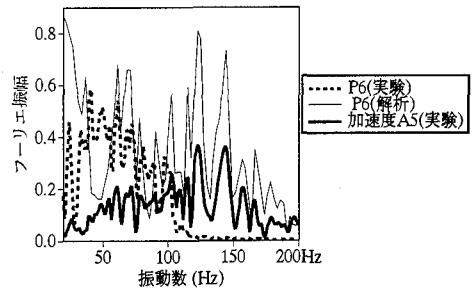


図-24 波形のフーリエ振幅

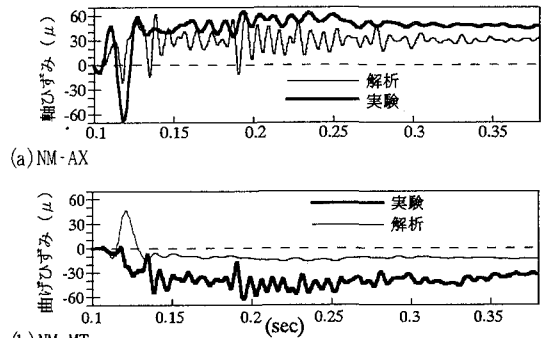


図-25 土留壁体のひずみ応答波形の比較

解析的に求めた結果を図-26に示す。同図中の矢印は振動台の変位方向を示している。同図から円周方向には軸力及び曲げモーメントは一樣な分布でなく、土留壁体の加振方向背面から動土圧が大きく作用することを示唆する断面力分布になっている。深度分布に関して、軸力は液状化層の3/4深度にあたる付近が大きく、一方、曲げモーメントは頂部が大きくなっている。解析結果によって得られる壁体の変形図(図-27)からわかるように、曲げモーメントはオーバリング変形によるものと考えられる。

6. まとめ

円筒土留構造の地震時挙動のうち、周辺地盤が液状化した場合の、壁体応答とひずみ分布の把握を目的に、遠心振動台を用いた実験と数値解析による検討を実施した。数値解析には動的有効応力法を用いた。本研究の実験的および数値解析的な円筒土留の地震時挙動に関する検討の成果を以下にまとめる。

- (1) 周辺地盤の過剰間隙水圧比が0.4以下で液状化しない場合、土留壁体の応答特性は周辺地盤の応答特性とはほぼ同様と考えられる。このとき、土留壁体に生じるひずみは応答加速度に対応する振動数成分を有する。
- (2) 液状化後の土留壁体応答は周辺地盤の応答と異なる。

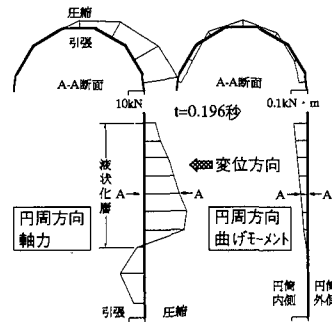


図-26 土留壁体の断面力分布

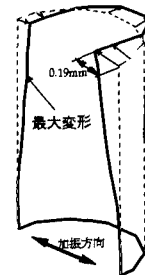


図-27 壁体の変形モード

- これは周辺地盤の拘束効果が消失し、壁体固有の増幅特性によって振動すると考えられる。すなわち、周辺地盤は液状化のため応答値は低下するが、土留壁体は共振しやすくなり、周辺地盤の応答より大きくなる。
- (3) 壁体に生じる動的なひずみは、軸成分が支配的で、曲げ成分とせん断成分は軸成分の1/3~1/2程度である。

- る。曲げ成分は液状化前の加速度応答との関連が認められる。また、液状化状態では加振中でも加速度と曲げ成分の関連はなく、その変動は少ない。
- (4) 壁体ひずみは過剰間隙水圧の上昇による水平方向全土圧の増加によって、中間部では圧縮側に、頂部では引張側に生じる。このとき、圧縮側に生じるひずみが大きい。地震時増分ひずみは過剰間隙水圧の消散とともに減少するが、頂部では残留ひずみが生じる。
 - (5) 遠心模型振動実験におけるせん断土槽の影響は、液状化しない場合の過剰間隙水圧分布などに現れたが、液状化するような大きな加振状態での影響は少ない。
 - (6) 3次元動的有効応力解析で、液状化による円筒土留壁体の応答を良好に再現することが可能である。ただし、解析での壁体ひずみや壁体近傍地盤の過剰間隙水圧に大きな振動成分は、地盤と壁体の接合に関するモデル化をさらに検討する必要がある。
 - (7) 壁体に生じる断面力分布に関して、軸力は液状化層の下部で大きな値を示し、曲げモーメントは壁体のオーバリングモードによって生じるものと考えられる。

謝辞：実験実施にあたってはカリフォルニア大学デービス校のProf. Kutterおよび同研究室のスタッフの協力を得た。ここに感謝の意を表するものである。

参考文献

- 1) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文集第273号，pp.1-14, 1978.
- 2) 白砂健，後藤洋三，松田 隆：沖地震観測記録にもとづく大型地下タンクの地震挙動について，土木学会第37回年次学術講演会概要集1部門，pp.541-542, 1982.
- 4) 後藤洋三，白砂健：沖積地盤における群杭地下タンクの地震応答特性，第5回日本地震工学シンポジウム，pp.47-50, 1978.
- 3) 斉藤悦郎，後藤哲雄，中村正博：円筒地下タンクの動的挙動(No.2)-大型モデル実験における基本的振動性状，土木学会第33回年次学術講演会概要集1部門，pp.340-341, 1978.
- 5) 岩橋敏広，国生剛治，大阿久聡：地下タンクの耐震性の検討，第5回日本地震工学シンポジウム，pp.969-976, 1978.
- 6) 日本瓦斯協会：LNG地下式貯槽指針，1981.
- 7) 吉田正吾，高野耕輔，久保田翼，増田潔：地下タンクの耐震設計法に関する提案，第13回土質工学会研究発表会，pp.1041-1044, 1978.
- 8) 後藤洋三，白砂健，河村秀紀，徳永正博：液体-構造物-地盤連成系の地震応答解析手法について，大林組技術研究所報No.27，pp.54-33, 1983.
- 9) 岩橋敏広，国生剛治，桜井彰雄：地下タンクの耐震性に関する実験的研究；SH波入力による地下タンクの模型振動実験と数値シミュレーション，電力中央研究所 研究報告 379597, 1979.
- 10) 内藤幸雄：等価線形FEMの適用に関する考察，日本建築学会構造系論文報告集第368号，pp.57-66, 1988.
- 11) 伊藤浩二：動的有効応力解析プログラム「EFECT」(その1，基礎理論と地盤構成モデル)，大林組技術研究所報No.51，pp.7-14, 1995.
- 12) 松田隆：動的有効応力解析プログラム「EFECT」(その2，構成モデルパラメータの感度解析)，大林組技術研究所報No.52，pp.19-28, 1996.
- 13) B.L.Kutter and X.S.Li, W.Sluis, J.A. Cheney.: Performance and instrumentation of the large centrifuge at Davis, Centrifuge 91, pp.19-26, 1991.
- 14) B.L.Kutter, I.M. Idriss, Thomas Khonke, John Lakeland, X.S.Li, W.Sluis and X. Zen.: Design of a large earthquake simulator at Davis, Centrifuge 94, pp.169-176, 1994.
- 15) B.L. Kutter, Yie-ruey Chen and C. K. Shen.: Triaxial and torsional shear test results for sand, UCD Report, 1988.
- 16) 小柳光生，小川晴果，久保田昌吾，中根淳：打ち込み型枠「オリフォーム」工法の開発，大林組技術研究所報No.46，pp.19-24, 1993.
- 17) H. Matsuoka and K. Sakakibara: A Constitutive model for sands and clays evaluating principal stress rotation, Soils and Foundations Vol.27, No.4, pp.73-88, 1987.
- 18) Kimura, T., Takemura, J., Hiro-oka, A., Ito, K., Matsuda, T. and Toriihara, M.: Numerical Prediction for Model No.1. Proc. Int. Conf. on the verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems, vol.1, pp.141-152, 1993.

(1996.7.15受付)

LARGE SCALE CENTRIFUGE SHAKING TABLE TEST AND NUMERICAL EVALUATION ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF CYLINDRICAL EARTH RETAINING WALL UNDER GROUND LIQUEFACTION

Takashi MATSUDA, Kiyoshi SATO, Norikazu TANAKA and Yozo GOTO

The authors conducted a large scale centrifugal shaking table test on the seismic behavior of cylindrical retaining wall under liquefaction. The test was performed under 50G field using the scaled model with outer diameter of 20m in prototype scale. It was found that response of retaining wall does not follow the response of adjacent ground during liquefaction. Seismic component of strains on retaining wall are affected by the generation and dissipation of excess pore water pressure.

Three dimensional dynamic effective FEM analysis were adopted as the simulation analysis of the test. It was found that the maximum strain occurs at the middle depth of the retaining wall.