

飽和地盤に埋設されたダクト構造物の地震時挙動に関する数値シミュレーション

Numerical simulations of seismic performances of a duct buried in the saturated sand

河井正*・野田利弘**・浅岡顕**

Tadashi KAWAI, Toshihiro NODA and Akira ASAOKA

* (財)電力中央研究所 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646)

** 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

In order to obtain the basic knowledge about the deformation mechanisms of box culvert structures buried in a saturated sand during the occurrence of an earthquake, a series of centrifuge shaking table tests conducted using a metal structure was examined in detail. Some two-way load cells were attached to the each sidewall and the upper slab of the metal structure to measure the acting force separately. In this study, an elasto-plastic finite deformation FE analysis was also conducted to realize the reproducibility of the ground and the structure displacements. All the experimental displacements of the underground structure caused by various shaking events, such as earthquake events in various magnitude and sinusoidal events in various magnitude and frequencies, were sufficiently simulated by the FE analysis.

Key Words: earthquake, underground structure, saturated ground, FE analysis

キーワード: 地震, 地中構造物, 飽和地盤, 有限要素解析

1. はじめに

地中構造物の性能照査型耐震設計を実施するためには、地震時の地盤・構造物の変形量を予測することが重要となる¹⁾。そのため、これまでに乾燥砂地盤に埋設されたほぼ実物大のRCダクト構造物に関する振動台実験²⁾およびその結果を対象としたFE解析などが実施され、構造物の変形量予測手法の精度や地盤から構造物に作用する荷重などについて明らかにされている。飽和地盤に埋設された構造物の地震時挙動についても、金属製の構造物を用いた1G場振動台実験³⁾や金属製およびRC製ダクト構造物を用いた遠心力模型実験^{4),5)}が実施されている。

本研究では、このうち金属製ダクト構造物を飽和地盤に埋設した遠心力模型実験について、地盤や構造物の変形量を整理し新たな知見を追加するとともに、構造物の層間変位(頂底板間の相対変位)に寄与する荷重を整理した。さらに、水-土連成有限変形解析コード:GEOASIA^{6),7)}による数値シミュレーションを行い、性能照査型耐震設計で重要な地盤や構造物の変形量予測精度を確認するとともに、層間変位に寄与する荷重を整理し、実験結果と比較した。

2. 遠心力模型実験

2.1 実験条件^{4),5)}

遠心力模型実験は、加振方向長さ 2.0m × 高さ 0.6m × 奥

行き 0.8m のせん断土槽を用いて、遠心加速度 30G 場において実施されている。地盤は、硅砂 5 号(比重:2.676, 最大間隙比:1.076, 最小間隙比:0.711, 平均粒径:0.3mm)で相対密度約 90%に作成され、水の 30 倍の粘性を有するシリコンオイルを間隙流体として飽和状態にされている。この地盤内に埋設された金属製の模型には、地盤から構造物に作用する荷重を詳細に計測するため、コアとなるヒンジで結合した金属板と摩擦係数を調整した荷重受版との間に、法線方向と接線方向の荷重を計測できるロードセルが設置されている。図-1 に模型全体の概要を、図-2 に金属模型の断面図を示す。

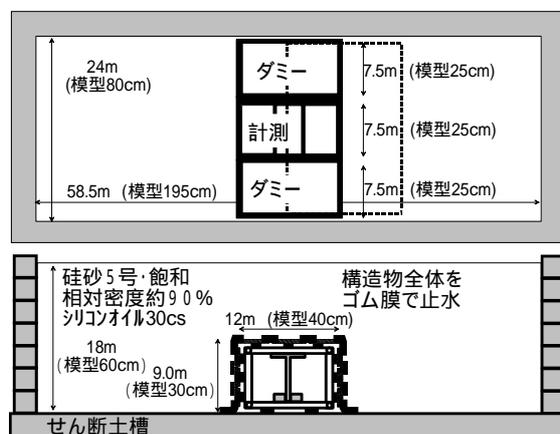


図-1 模型全体の概要図

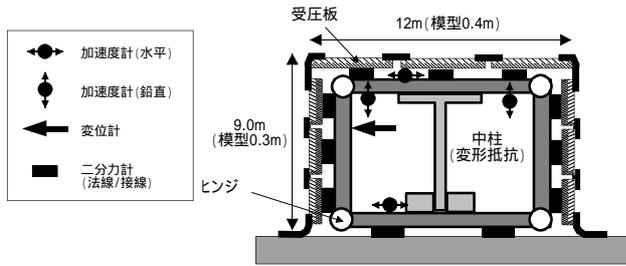


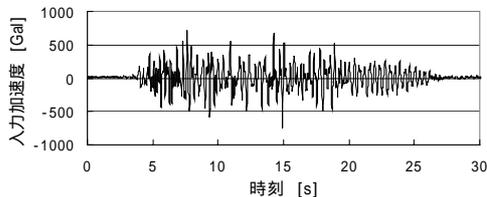
図-2 金属模型断面図

加振実験では、振幅を順に大きくした地震波による段階加振（5段階：加振1～加振5）を実施した後、振幅・加振周波数を加振装置の限界に応じて調整した正弦波による大加振を実施した。地震波加振では、実物換算で最大水平加速度 20～800Gal の加振を行い、正弦波加振では、0.8～2.5Hz の加振周波数で、300～600Gal の振幅の加振を行った。入力波形の一例を図-3 に示す。なお、正弦波加振（加振6～加振10）の内容は、後述の図-4 に示す。

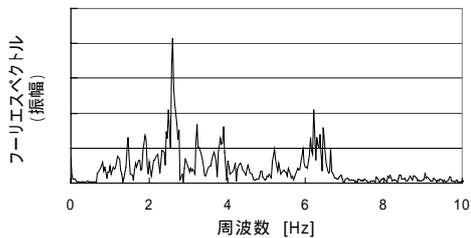
なお、後述の数値解析では、遠心力模型実験の結果を実物に換算したスケールで実施しており、以下では特に断りの無い限り、実験結果に関する物理量も、すべて遠心場の相似則を適用した実物換算値で示している。

2.2 地盤と地中構造物の変位

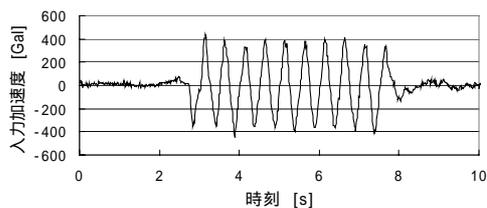
地中構造物の変形は、地盤の変形に大きな影響を受けることは想像に難くない。そこで、地盤変位と構造物変位の



(a) 地震波時刻歴の例



(b) 地震波フーリエスペクトルの例

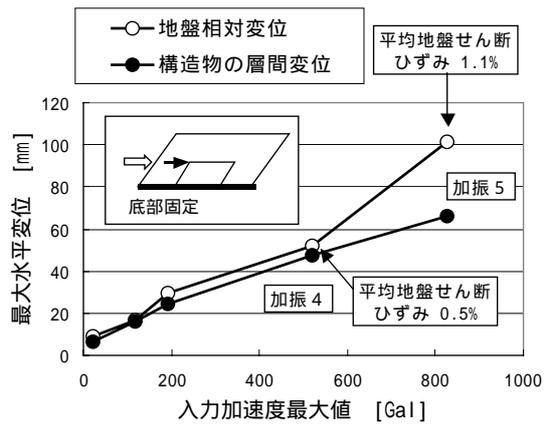


(c) 正弦波時刻歴の例

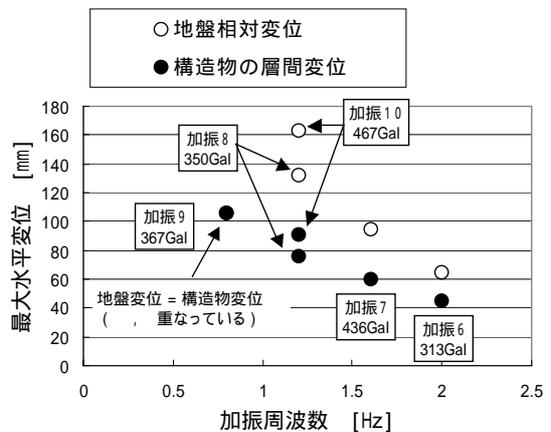
図-3 加振波形の例（30G場換算）

関係を把握するため、図-4 に示すように、構造物の層間変位と構造物設置深度における地盤の相対変位（以下、単に“地盤相対変位”と称する）の関係を整理した。なおこの実験では、構造物の底版は土槽の底版に固定されているため、構造物の層間変位は、頂版の水平変位を計測し、地盤相対変位については、構造物の頂版高さに相当する土槽変位を計測している。

図-4 において、地震波加振は同じ波形の入力振幅を変えているため横軸を最大入力加速度とした。正弦波加振については、振幅・周波数とも変えているが、ここでは加振周波数を横軸とした。地震波加振の結果では、入力加速度の増大に伴い、地盤相対変位、構造物の層間変位ともに増大し、600Gal 以下の加振では両者は概ね一致している。一方、約 800Gal の地震波最大加振では、構造物の層間変位は、地盤相対変位の約 6 割程度となっている。ここで、地盤変位を計測高さで除した平均地盤ひずみは加振 4 で 0.5%、加振 5 で 1.1% となっている。図-5 に示す地盤と構造物のせん断剛性の関係において、加振 5 の変形レベルでは、地盤のせん断剛性は構造物の等価せん断剛性よりも明らかに小さくなるため、地盤変位に対して構造物変位が小さくなったものと考えられる。



(a)地震波加振による地盤・構造物の変位



(b)正弦波加振による地盤・構造物の変位

図-4 地盤と構造物の最大変位の関係

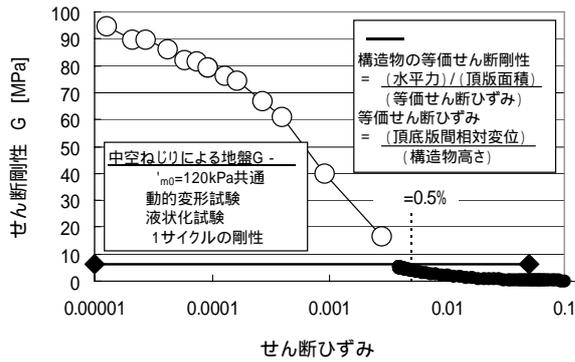
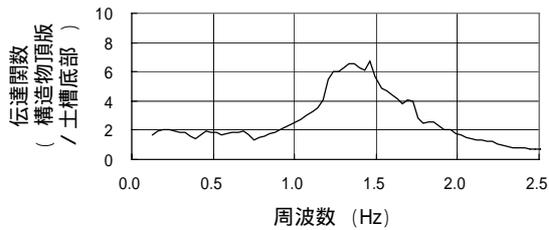


図-5 地盤と構造物のせん断変形特性の関係

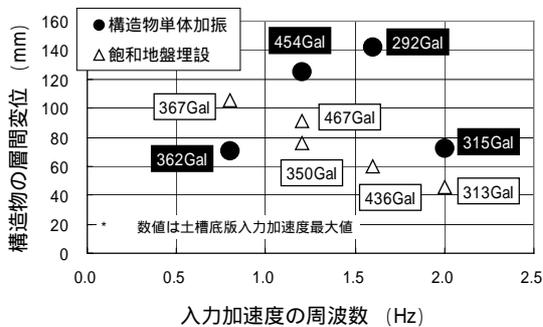
一方、正弦波加振では、各加振周波数で大きな変位を生じる加振を実施しており、概ね構造物の層間変位は地盤相対変位よりも小さくなっているが、加振 9[0.8Hz]のみ、100mm 以上の大きな変位であるにも拘わらず、地盤相対変位と構造物の層間変位が等しくなっている。

そこで新たに構造物の加振時の変形特性を確認するため、図-6 に示すように、構造物単体での加振実験を実施した。これは、構造物周囲の地盤を作成せず、遠心加速度 30G 場で、飽和地盤に埋設した場合とほぼ同じ入力波形を用いて加振実験を行った結果である。ただし、1.6Hz の加振においては、構造物単体加振での応答が非常に大きくなるため、加速度振幅を飽和地盤の実験で入力したものより低下させている。

この結果を見ると、飽和地盤に埋設された場合に相対的に構造物の剛性が大きくなるひずみレベルであるにも拘わらず地盤と同調して変形していた加振 9[0.8Hz]の結果だけ、構造物単体加振の変位は飽和地盤に埋設された場合



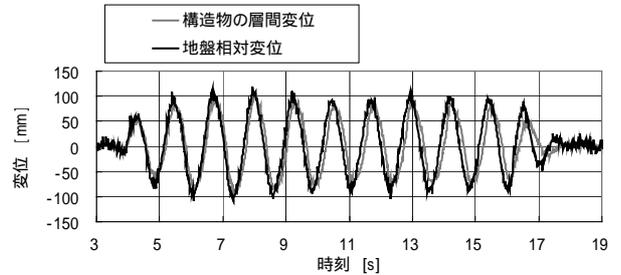
(a)地震波[627Gal]による構造物単体加振の結果



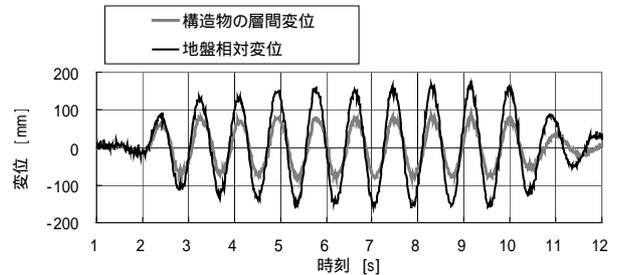
(b)正弦波による構造物単体加振の結果

図-6 構造物単体加振の結果

の変位よりも小さく、それ以外は地盤が周囲に存在する方が小さな変形となっている。構造物単体の加振結果では、構造物の応答が卓越する周波数は 1.4Hz 付近であり、少なくとも構造物の固有周波数により相対的に構造物の変位が大きくなったものではない。また、図-7 で確認できるように加振 9 と加振 10 のいずれについても、地盤と構造物は同調して応答しており、この点に関しても相異はなかった。



(a)加振 9 : 0.8Hz , 367Gal



(b)加振 10 : 1.2Hz , 467Gal

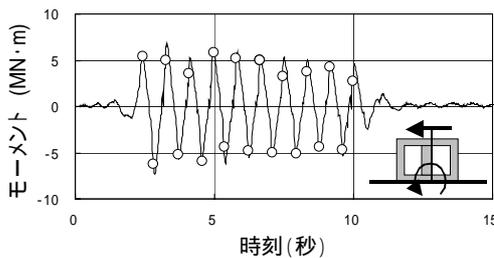
図-7 飽和地盤に埋設された構造物の応答

2.2 構造物に作用する荷重

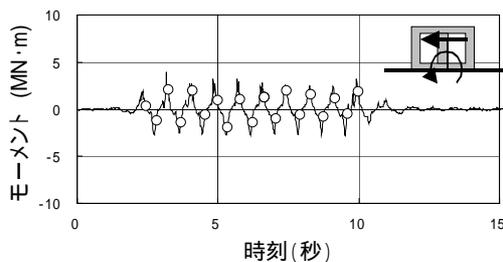
構造物の層間変位に関する作用荷重としては、頂版に作用する地盤せん断力、側壁に作用する水平全土圧、躯体に作用する慣性力が挙げられる。ここで用いた金属構造物のような構造形式では、これらの荷重をそれぞれ構造物底版に対するモーメントに変換して総和をとり、それと構造物の全体せん断変形との関係を整理した場合、構造物単体の静的載荷試験の結果を同様に整理したものと整合することが確認されている⁴⁾。したがって、それぞれの荷重が構造物の全体せん断変形に寄与する割合を確認する場合には、各荷重を底版に対するモーメントに換算した上で、相対関係を比べると良い。ここでは、最も地盤変位が大きかった加振 10 : 1.2Hz, 467Gal の結果について、構造物の各部材に取り付けたロードセルの計測値から頂版せん断力と土圧によるモーメントを求め、構造物頂版に取り付けた加速度計の計測値と構造物の質量によって慣性力によるモーメントを求め、図-8 の結果を得た。図中 印は、正弦波の各サイクルで構造物の層間変位がピークとなる時刻を示している。図より、頂版に作用する荷重のピークは構造物の層間変位がピークとなる時刻に対応しており、他のモーメントよりも大きくなっているため、構造物の層間

変位は主に頂版に作用する地盤せん断力によって生じていることが分かる。一方、慣性力や土圧によるモーメントは、相対的に振幅も小さく、慣性力のピークは必ずしも頂版水平変位のピークと対応していないこと、土圧については、それぞれの側壁において、絶対値が小さくなる方向のピークに対応していることがわかる。

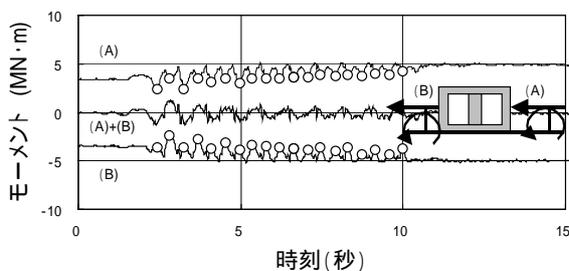
そこで、ピークの出現順に繰返し波数を 0.5, 1.0, 1.5, ... として、繰返し波数に対してそれぞれのモーメントの大きさを比較したものが図9である。ここでは、相対的な関係が判り易いように、全てモーメントの総和で正規化して示しており、正の値の場合が構造物の変形と一致する方向を意味する。この図を見ると、構造物の変形を主に支配しているのは、頂版に作用する地盤せん断力であり、慣性力の影響は小さいことがわかる。さらに、側壁に作用する水平全土圧は、加振初期においては負の値となっており、すなわち構造物の全体せん断変形を抑制する方向に作用している。しかしながら、加振の後半では、過剰間隙水圧が蓄積し等方応力状態に近づくためか、左右の側壁に作用する荷重が互いにキャンセルして、両側壁に作用する水平全土圧による合モーメントの絶対値が零に近づく結果となった。



(a)頂版に作用する地盤せん断力によるモーメント



(b)躯体に作用する慣性力によるモーメント



(c)側壁に作用する水平全土圧によるモーメント
図-8 各部に作用する荷重によるモーメント
(加振 10 : 1.2Hz, 467Gal)

なお、側壁に作用する水平全土圧は、間隙水圧と有効土圧の和であるが、図-10 に間隙水圧の時刻歴を示す。図-8と同様に構造物の層間変位がピークとなる時刻を ϕ で示しているが、いずれの ϕ も、過剰間隙水圧が負の方向のピークになる時刻に概ね対応している。

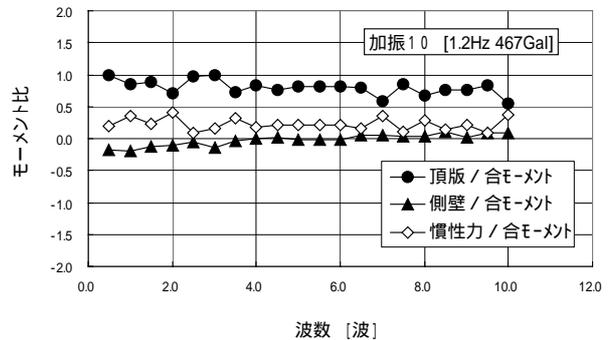


図-9 各部に作用する荷重の構造物変形への寄与率

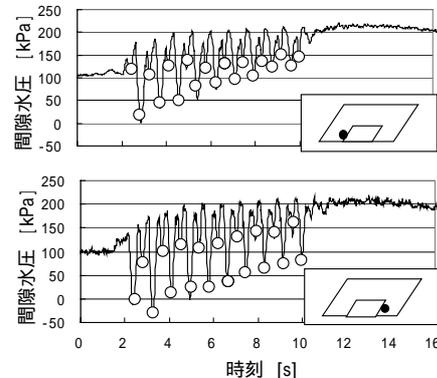


図-10 側壁付近の間隙水圧時刻歴
(加振 10 : 1.2Hz, 467Gal)

3. 水～土連成有限変形解析

3.1 解析条件

数値解析に用いた GEOASIA は、土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）の変化を記述可能な上下負荷面修正 Cam-clay model (SYS Cam-clay model^{(8),(9),(10)}) を搭載し、水～土骨格連成式(連続式)のモデル化は田村流⁽¹¹⁾・Christian 流⁽¹²⁾に基づいている。

解析メッシュならびに境界条件は図-11 に示すものを使用した。すなわち、側方境界は、実験においてせん断土槽を用いていることを考慮して周期境界とし、底部は固定境界として、地震波または正弦波を入力した。

金属製の地中構造物は、実験模型は内空を有するものとなっているが、解析の都合上、内部は全て弾性体とした。ただし、実験の構造物の各部材は、想定される荷重に対して有為な変形を生じない程に剛として、隅角部のヒンジ部分のみで構造系全体がせん断変形するようにしてあるため、解析における構造物モデルの地盤と接する外周部分については、要素の辺が伸びない・曲がらない・等変位など

の制約条件を与えて実験で用いた構造物の挙動を再現した。また、別途構造物だけの静的載荷試験を実施し、荷重-変形関係が線形関係にあることを確認しており、解析における構造物は、その線形関係を再現するように弾性定数を設定した。密度については、躯体に作用する慣性力を考慮するため、実験で用いた構造物を参考に、頂版・底版・側壁・内空に相当する部分で異なる値を設定した。構造物の設定概要を図-12に示す。

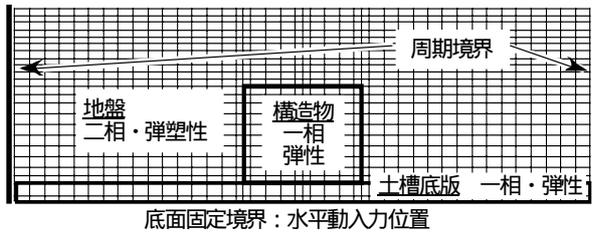


図-11 解析条件の概要

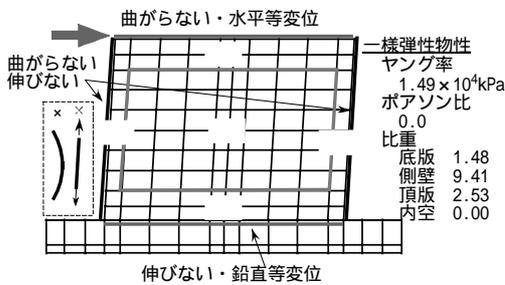


図-12 金属構造物のモデル化

GEOASIAには、土の構成則としてSYS Cam-clay model^{(8),(9),(10)}が含まれており、以下では、構成則に必要な地盤パラメータの設定について説明する。

まず、土粒子比重は物理試験によって、圧縮指数は動的変形試験供試体作成時の等方圧密過程より、実験結果から直接設定する。次に、膨潤指数およびポアソン比は微小ひずみ時のせん断剛性を合わせるように設定した。さらに、構成式の応答を調べる数値シミュレーションを実施し、限界状態定数や正規圧密曲線(NCL)の切片は、大きなひずみ時のせん断剛性が実験結果と合うように試行錯誤により設定した。その際、残りのパラメータについては、繰返し載荷回数10回の動的変形試験を模擬したシミュレーションにおいて、各段階でのひずみの収束傾向が実験結果となるべく整合するように設定した。ここで用いた解析パラメータならびに動的変形試験のシミュレーション結果を、それぞれ表-1および図-13に示す。

3.2 解析結果(変位)

動的応答解析では、地震波加振、正弦波加振の全てについて、実験時に土槽底面で得られた水平加速度記録を用いた。図-14は、地震波加振のシミュレーション結果について、構造物と地盤の最大水平変位を入力加速度最大値に対

表-1 設定した地盤のパラメータ一覧

圧縮指数		0.006
膨潤指数		0.0013
限界状態定数	M	0.83
NCLの切片	N	1.766
ポアソン比		0.1
土粒子比重	Gs	2.659
正規圧密土化指数	m	0.5
構造劣化指数	a,b,c	2.2, 2.4, 1.0
-DvPとDsPの割合	cs	0.5
回転硬化指数	br	1.2
回転硬化限界定数	mb	0.9
拘束圧100kPaでの状態パラメータ		
間隙比	e	0.765
過圧密の程度	1/R	6.03
構造の程度	1/R*	5.00

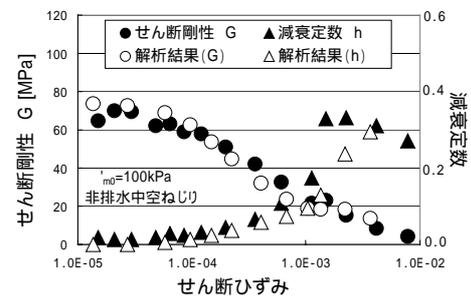


図-13 動的変形試験のシミュレーション結果

して示したものである。ここで、構造物は頂版の水平変位を、地盤は周期境界上の構造物頂版高さの変位を整理した。図より、入力加速度が大きくなると解析および実験の変位はいずれも大きくなり、両者は概ね整合していることがわかる。ただし、最大加振において、実験では構造物の変位は地盤の変位の6割程度になっているのに対して、解析では構造物と地盤の変位はほぼ等しくなっていた。

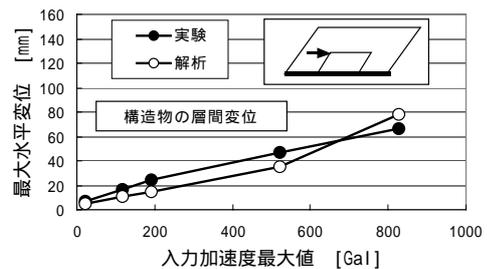
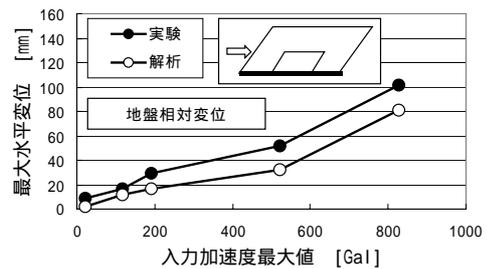


図-14 地震波加振による最大水平変位

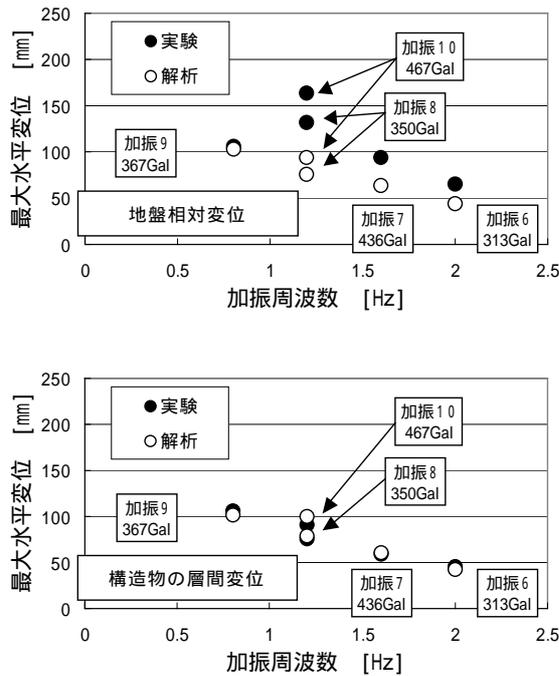


図-15 正弦波加振による最大水平変位

正弦波加振についても、同様に構造物と地盤の最大水平変位を実験と解析とで比較した。図-15は横軸に正弦波の加振周波数、縦軸をそれぞれ地盤相対変位と構造物の層間変位とした図である。実験では加速度の大きさによらず1.2Hzの地盤相対変位が最も大きくなっており、この付近にこのひずみレベルでの地盤の応答が卓越する周波数があるものと思われる。それに対して、解析では加振周波数が小さくなるほど大きな地盤応答となっており、1.2Hzの地盤相対変位は実験結果と整合していないが、それ以外の加振結果は概ね実験結果と整合している。地盤剛性は、拘束圧（過剰間隙水圧の蓄積程度）やひずみレベルに依存するため、1.2Hzの応答を再現するためには時々刻々変化するそれらの応答まで忠実に再現しなければならない可能性がある。一方、構造物の応答については、どの加振周波数においても、非常に良く整合している。

図-16は、解析と実験の比較において、特に地盤相対変位の乖離が著しかった加振10[1.2Hz, 467Gal]について、地盤および構造物の変位時刻歴を示したものである。図より、地盤変位と構造物変位、解析変位と実験変位のいずれを比較した場合についても、特に顕著な位相ずれ等は認められず、実験と解析の地盤変位は、振幅のみが異なる結果となっていた。

地中構造物の応答は地盤変形の影響を大きく受けるものと思われるが、ここでは特に1.2Hzの加振において、地盤相対変位が実験結果と解析結果とで異なっているにも拘わらず、構造物の変位はその1.2Hzの加振も含めて非常に良く整合していた。そこで、次節では、この理由について検討するため、構造物に作用する荷重について整理する。

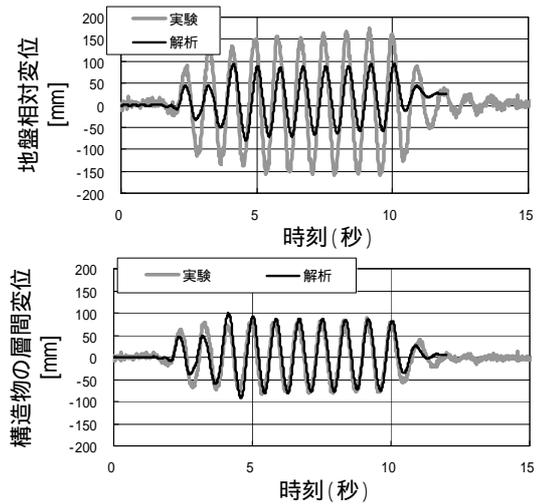


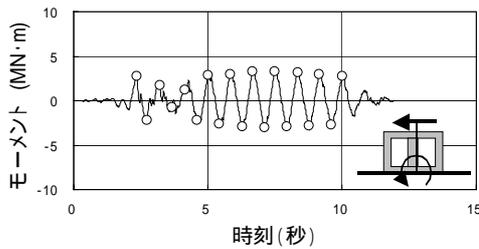
図-16 加振10[1.2Hz, 467Gal]の変位時刻歴の比較

3.3 解析結果（荷重）

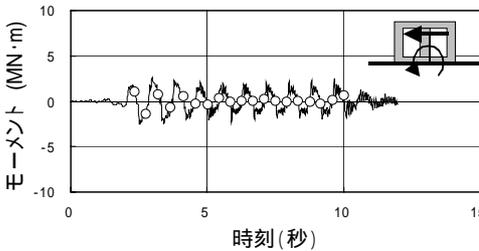
構造物に作用する荷重は、実験結果と同様に、構造物の各部材に作用する水平荷重を、構造物底版に対するモーメントとして整理する。その際、データの処理は、解析要素の個々の出力を用いるものとし、側壁や頂版に作用する荷重については構造物の外周に隣接する地盤要素の値を用いてそれぞれのモーメントを求めた上で総和し、慣性力のモーメントについては、要素を構成する4節点の水平加速度を平均化し、要素の質量と要素中心と底版の距離を乗じて総和した。図-17は、加振10：1.2Hz, 467Galのシミュレーション結果について、そのようにして求めた各モーメントの時刻歴を示している。なお、以下では、特に断りのない限り同じく加振10の結果を整理している。

この結果を見ると、構造物の層間変位のピーク時刻は、頂版荷重のピークと概ね一致していること、その一方で、慣性力のピークとの相関性は無いことなどは実験結果と同様である。しかしながら、特に加振開始後5秒までは、側壁土圧の合モーメント[図中(A)+(B)]が最大の荷重となっている。数値解析においても、図-18に示すように構造物底版に対する各荷重の合モーメントと構造物の層間変位の間には概ね比例関係が成立するため、各荷重が構造物の変形に寄与する割合は、このモーメントの大きさを比較すれば良いことになる。したがって、数値解析においては、加振初期には主に側壁土圧が構造物を変形させていることになり、この点については実験結果と異なる。

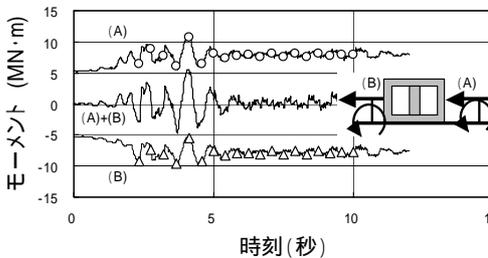
図-19は、実験結果の整理と同様に、各荷重のモーメントを合モーメントで正規化し、各サイクルごとの構造物の層間変位に寄与する荷重を整理したものである。モーメント比の正の値は、構造物の層間変位と一致する方向にモーメントが作用していることを示す。



(a) 頂版に作用する地盤せん断力によるモーメント



(b) 躯体に作用する慣性力によるモーメント



(c) 側壁に作用する水平全土圧によるモーメント
図-17 各部に作用する荷重によるモーメント

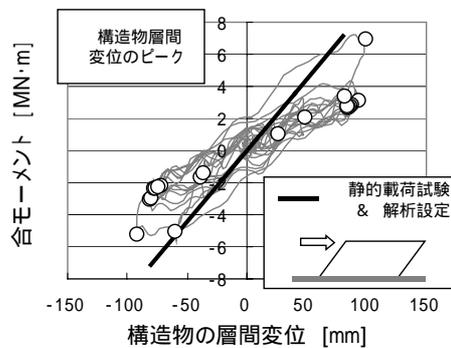


図-18 合モーメントと構造物の層間変位の関係

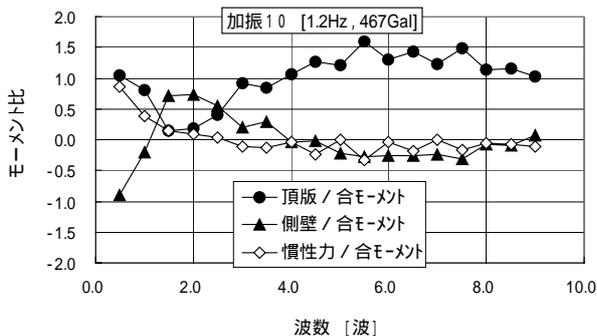


図-19 各部に作用する荷重の構造物層間変位への寄与率

図-19 によれば、上記の構造物の変形に寄与する荷重の割合の変化は明らかであり、側壁に作用する全土圧は、加振の大部分においては変形に抵抗する方向に作用しているが、波数 2~3 波の間だけ、頂版に作用する荷重のモーメント比を大きく上回り、構造物は主に側壁に作用する全土圧で変形していることになる。

このように側壁に作用する全土圧の影響が大きくなった理由としては、この時間において、側壁付近の地盤の間隙水圧が非対称であることが挙げられる。すなわち、図-20 に示す間隙水圧時刻歴では、加振開始後 5 秒付近までの両側壁の間隙水圧は著しく非対称であり、その差分だけ構造物の層間変位に寄与する荷重となっていた。

したがって、解析において頂版に作用するモーメントは、実験における頂版に作用するモーメントと比べて小さいものの、解析では、それを補うように側壁に作用する全土圧によるモーメントが増大したため、合モーメントとしてはほぼ同程度になり、解析と実験の構造物の層間変位は同等の結果となったと判断できる。

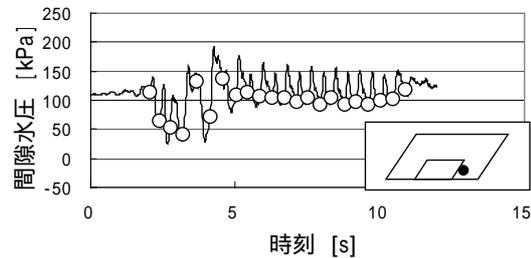
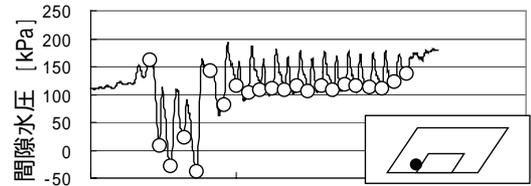


図-20 側壁付近の間隙水圧時刻歴

4. まとめ

地中構造物の性能照査型耐震設計に資するため、飽和地盤に埋設された遠心力模型実験結果を詳細に分析し、下記の知見を得た。

- ・段階的に振幅を変えた地震波による加振実験の結果、構造物が相対的に地盤より剛になると、構造物の層間変位は、同じ深度の地盤の相対変位よりも小さくなる。
- ・構造物頂版に作用する地盤せん断力、側壁に作用する全土圧、躯体に作用する慣性力をそれぞれ構造物底板に対するモーメントに換算して、構造物の層間変位に寄与する荷重を把握するために相対関係を調べた結果、ここでの構造物は主に頂版に作用する地盤せん断力で構造物の層間変位が生じていることが判明した。
- ・側壁に作用する全土圧は、加振初期には構造物の変形を

抑制する方向に作用し、過剰間隙水圧の蓄積と共に両側壁の値が相殺される傾向にあることがわかった。

また、その遠心力模型実験を対象に、水～土連成有限変形解析コードを用いて数値シミュレーションを実施し、下記の知見を得た。

- ・地震波加振、正弦波加振のいずれについても、数値解析による地盤相対変位の予測結果は、実験結果と概ね整合していたが、地盤の応答が卓越する周波数での正弦波加振に関する数値解析結果は、実験結果との乖離が比較的大きかった。
- ・振幅を変えた地震波加振、振幅と周波数を変えた正弦波加振のいずれの加振ケースについても、数値解析による構造物の層間変位は、実験結果のそれと非常に良く整合していた。
- ・構造物に作用する荷重を実験結果の整理と同様にモーメントに換算し、各部材に作用する荷重が構造物の変形に寄与する割合を把握したところ、実験結果とは異なり、加振初期において数値解析の結果は、頂版に作用する地盤せん断力よりも、主に側壁に作用する全土圧によって構造物が変形する結果となっていた。
- ・解析において頂版に作用するモーメントは、実験における頂版に作用するモーメントと比べて小さいものの、解析では、それを補うように側壁に作用する全土圧によるモーメントが増大したため、合モーメントとしてはほぼ同程度になり、解析と実験の構造物の層間変位は同等の結果となった。

参考文献

- 1) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針，2002.
- 2) 大友敬三，末広俊夫，河井正，金谷賢生：強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究，土木学会論文集，No.724/I-62，157-175,2003.

- 3) 河井正，福本彦吉：飽和地盤に埋設されたダクト構造物に作用する荷重について，第27回地震工学研究発表会，2003.
- 4) 河井正，堀江正人：飽和地盤に埋設されたダクト構造物に関する遠心模型実験 第28回地震工学研究発表会，2005.
- 5) 土木学会原子力土木委員会：VII 飽和地盤中の構造物の地震時挙動に関する実験的評価 - 遠心力載荷模型実験 - ，原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針<技術資料>，2005.6
- 6) Asaoka A. & Noda, T. 2007. All soils all states all round geo-analysis integration, International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, 11-27.
- 7) Noda, T., Asaoka, A. & Nakano, M. 2008. Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, 48(6), 771-790.
- 8) Asaoka, A., Nakano, M. & Noda, T. 1998. Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, Proc. 4th Eur. Conf. Num. Meth. Geotech. Engrg. NUMGE98, 232-242.
- 9) Asaoka, A., Nakano, M. & Noda, T. 2000. Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, 40(2), 99-110.
- 10) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. & Nakano, M. 2002. An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, 42(5), 47-57.
- 11) 赤井浩一，田村武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文集，No.269, 95-104,1978
- 12) Christian, J.T. 1990. Undrained stress distribution by Numerical Method, Proc. of ASCE, 94(SM6), 217-232.

(2009年4月9日 受付)