

論文 RC 地中構造物の動的破壊実験

武田 篤史^{*1}・樋口 俊一^{*2}・大内 一^{*3}・後藤 洋三^{*4}

要旨：大型せん断土槽内に作製した乾燥砂による模型地盤中に掘削道路を模した RC 構造物を設置し、大きな加速度を有する入力地震動を用いた振動実験を実施した。この際 RC 構造物直下には特殊治具を設置し、地震時に構造物が地盤より受ける力を直接計測することを試みた。実験の結果、当該構造物は基部曲げ降伏に至り、RC 構造物の非線形領域を含む、地盤と構造物の動的性状を観察することができた。また、実験により計測された地震時の地中構造物へ作用する外力と、その時の構造物及び地盤の変形について整理した。さらに、地盤の応答変位を外力とした解析方法によるシミュレーション解析を実施し、解析手法の妥当性を検討した。

キーワード：地盤と構造物の動的相互作用、地中構造物、振動破壊実験、非線形挙動

1. はじめに

阪神大震災以降、気中の RC 構造物については、ひびわれ、降伏を許容し靱性を期待する設計へ移行しつつあるが、地中 RC 構造物については、依然許容応力度設計法がほとんどであり、靱性はほとんど期待しない設計が行なわれている。これは地中構造物について、補修が困難であること、構造物へ入力される外力や地盤の挙動および地盤と構造物の動的相互作用について未だ不確実な点が多いこと、に起因する。

そこで、著者らは、構造物へ入力される外力や地盤の挙動、および地盤と構造物の動的相互作用について解明することを目的とし、地中構造物の振動破壊実験を行なった。

2. 実験概要

2.1 実験モデル

図-1 のように大型せん断土槽中に、RC 壁状試験体、模型地盤を配置し、振動台により加振した。試験体は、剛性の非常に高いトラス型のロードセルを間に挟んでせん断土槽底板に固

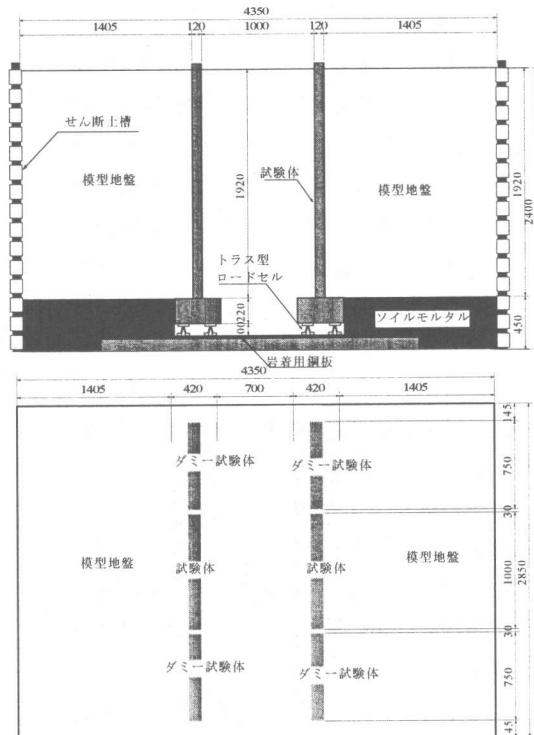


図-1 モデル全体図

| | | | |
|------------|-------|---------|-------------|
| *1 (株) 大林組 | 技術研究所 | 土木第四研究室 | 工修 (正会員) |
| *2 (株) 大林組 | 技術研究所 | 土木第五研究室 | 工修 |
| *3 (株) 大林組 | 技術研究所 | 土木第四研究室 | 室長 工博 (正会員) |
| *4 (株) 大林組 | 技術研究所 | 土木第五研究室 | 室長 工博 |

定した。また、土槽側面摩擦の影響を除くため、試験体と同様の配筋をしたダミーを試験体両端に設置し、せん断力の伝達がないようウレタンにより目張りした。

トラス型のロードセルは、トラス材のひずみを計測することにより、試験体へ作用する外力（モーメント、せん断力）の合計を計測することができる。なお、本ロードセルについては、動的実験終了後気中において、試験体頂部に静的水平荷重を与え、与えた荷重と本ロードセルのひずみ値を比較することによりキャリブレーションを行った。

この他に、試験体及び地盤中には加速度計を設置して各部の加速度応答を計測すると共に、試験体の変位、試験体へ作用する土圧及び試験体の鉄筋のひずみを計測した。

(1) 模型地盤

模型地盤は、気乾状態の岐阜砂を用い、複数の加振による模型地盤性状の変化を避けるため、12cm厚ごとにプレートコンパクターにより念入りに締め固めて作製した。表-1に重量計測並びにせん断波速度測定により得られた地盤の諸定数を示す。また、試験体のフーチング高さまでは地盤を工学基盤と仮定し、ソイルモルタルを打設している。なお、ソイルモルタルの慣性力が試験体フーチングに入力されるのを防ぐため、ソイルモルタルと試験体フーチングの間には、3cmの隙間を設けている。

(2) RC 試験体

試験体は、図-2に示すようなフーチング付きの壁状構造物とした。引張鉄筋比は0.67%、せん断補強筋は0%である。なお、本実験は地盤と構造物の動的相互作用について解明する事を目的としているため、実構造物の縮尺模型とはしていない。

2.2 入力地震動

加振試験は、地盤及び全体モデルの動的特性を把握することを目的としたホワイトノイズ(20,40,80,120gal)加振の後、RC試験体の降伏挙動を把握するために振動数5Hzのsin波(20波)

表-1 模型地盤の諸定数

| | |
|---------|---------------------------|
| 単位体積重量 | 1.53 (kN/m ³) |
| 相対密度 | 85.1 (%) |
| せん断波速度 | 103.7 (m/s) |
| せん断弾性係数 | 1679 (kPa) |

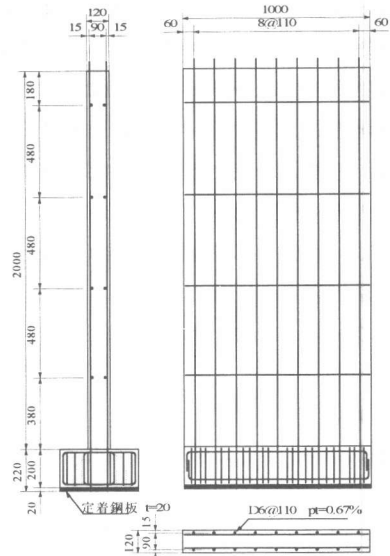


図-2 RC 試験体

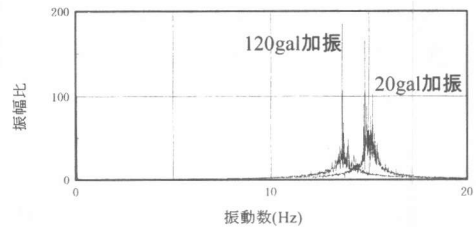


図-3 ホワイトノイズ加振
(20gal, 120gal)の模型地盤の伝達関

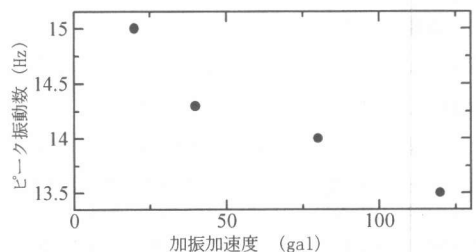


図-4 入力レベルに対する模型地盤
の伝達関数のピーク振動数

による加振を、段階的に最大加速度 700gal 程度まで入力した。またこれらの加振が終了した後、試験体の終局挙動を把握するために、最大加速度 800gal の sin 波 (5Hz) を 70 波入力した。

3. 実験結果

3.1 地盤の応答特性

図-3 にホワイトノイズ加振における、模型地盤の伝達関数を示す。また、図-4 は各入力レベルに対する模型地盤の伝達関数のピーク振動数を示したものである。入力レベルが大きくなるとピーク振動数が小さくなり、地盤の非線形性が明確に現れている。

3.2 試験体降伏時の挙動

ここでは RC 試験体が降伏に至った、sin 波 20 波 5Hz, 700gal 加振の結果について考察する。

(1) 最大応答値

表-2 に本加振における計測諸量の最大値を示す。相対変位、鉄筋ひずみ、および土圧計の値は、模型地盤作成開始時からの静的な成分と、本加振以前に行った加振の残留成分をすべて累積したものである。表中の相対変位が地盤 (土槽) と試験体でかなり異なる値となっているが、これは、試験体の残留変位がこの時点までで 12mm 程度あるのに対し、土槽変位は加振ごとにほぼ 0 に戻るからである。また、試験体天端および地盤地表面では入力加速度の 2 倍程度の増幅が見られた。

(2) 試験体の挙動

図-5 に加振中の試験体基部の $M-\phi$ 関係を示す。実験値の曲げモーメントは試験体底部に設けたトラス型ロードセルより、曲率は試験体基部の鉄筋のひずみゲージより算定した。なお、モーメント、曲率とも地盤が試験体を押す向きが正である。

$M-\phi$ 関係の形状より一波目 (図中太線部) で部材が降伏に至っていることが推察される。しかし、図中曲げモーメント実験値の降伏と見られる値が計算値の降伏モーメントに達していない。これは、ロードセル-せん断土槽底板間

表-2 計測諸量の最大値

| | | |
|-------------------------|---------|-------|
| 加速度 (gal) | 振動台 | 717 |
| | 地盤地表面 | 1375 |
| | 構造物天端 | 1547 |
| 相対変位 (mm) | せん断土槽天端 | 12.8 |
| | 構造物天端 | 27.2 |
| 鉄筋ひずみ (μ) | 基部地盤側 | 2900 |
| | 基部空洞側 | 117 |
| 土圧 (N/cm ²) | | 3.734 |

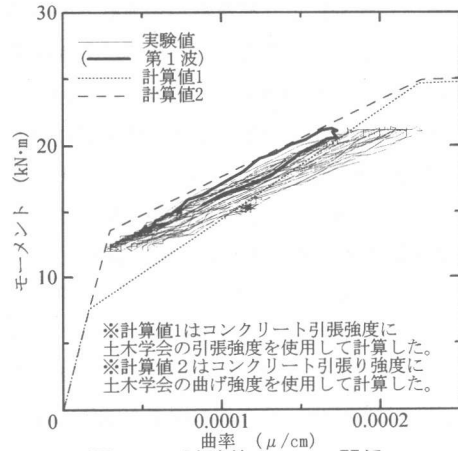


図-5 試験体の $M-\phi$ 関係

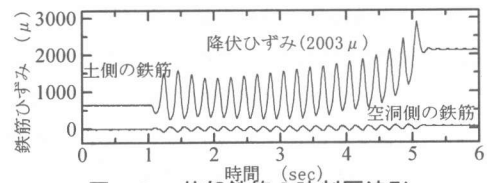


図-6 基部鉄筋の時刻歴波形

またはロードセル-試験体フーチング底板間に予期せぬ微妙なガタが生じた可能性があること、2次元を仮定し土槽幅方向に均一を仮定して計測しているものの、本実験加振時およびキャリブレーション時とも必ずしも均一ではないこと等が原因と思われる。しかし、ロードセルは弾性状態であるため、 $M-\phi$ 関係の形状については正しく計測できているものと思われる。

一方、図-6 に示した鉄筋のひずみ波形より、試験体基部の鉄筋が降伏ひずみに達したのは、加振 20 波のうちの最後の 3 波程度であることが読み取れる。これは上記の 1 波目で降伏に達したとの記述と相反するが、ひずみゲージ近傍(基

部ではない位置)で部材に別のひび割れが発生し、構造物全体として降伏に至っていたにもかかわらず、局所的には降伏ひずみを超えなかったためであると考えられる。

鉄筋のひずみは空洞側では非常に小さいのに対し背後地盤側で大きく、繰り返しを重ねるごとにひずみが蓄積していき、空洞方向に変形が進行した。これは次に示す現象によるものと思われる。振動により構造物から地盤方向への加速度が働いた際、地盤はそれ自体が大きな質量を持っているため構造物から離れる方向へ大きな慣性力が発生し変形するが、構造物はほとんど質量を持っていないためほとんど変形しない。そこで、構造物近傍では砂が非常に緩くなり、地表面付近の密な砂が緩い所へ落ちて行く。再び地盤が中立位置に戻ったときは、構造物は落ち込んだ砂の分だけ空洞側へ押し出されて残留変位が生じる。実際、加振中試験体近傍の背後地盤においては、地表面の顕著な沈下が確認された。

(3) 変形モード

図-7に試験体天端の動的変位が最大の時刻の、試験体と自由地盤の動的変位分布を示す。ここで、自由地盤とは構造物にもせん断土槽にも最も影響を受けにくい点として、奥行き方向には中心で、構造物から78cm離れた点とする。

動的変位はそれぞれの加速度波形を積分して求めた。なお、試験体は、あらかじめ前回までの加振に起因する残留変位により0.75%程度傾いていたが、図-7については動的成分のみ記している。動的変位分布を見ると、試験体基部から深度1m付近までは、試験体変位の方が地盤より大きい。これは、せん断変形型の地盤に対し曲げ変形型の試験体では基部に変形が集中し、変形モードに相違が出たものであると考えられる。なお、深度0の地盤変形については、構造物より大きな変形が予想されるが、これは拘束圧がない状態であるため、加速度計が完全に地盤と一体化して挙動しなかったためと思われる。

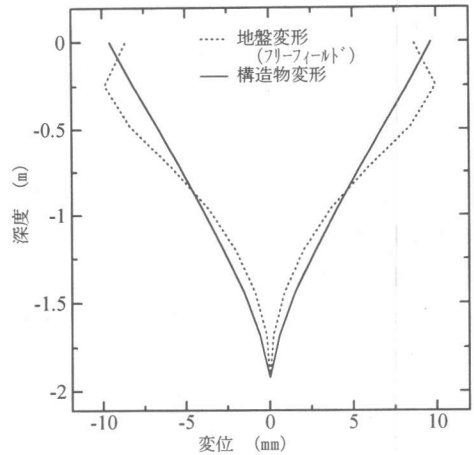
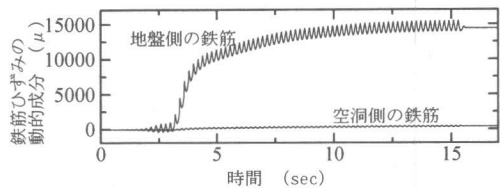
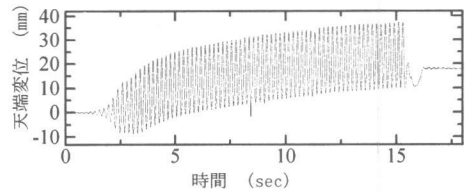


図-7 変形モード



(a) 試験体基部鉄筋ひずみ波形



(b) 試験体天端水平変位波形

図-8 試験体の終局加振時の応答波形

また、残留変位を考慮した時、試験体は加振により地盤側に変位することはなかった。この事からも3.2(2)に述べた現象は起こりうると考えられる。

3.3 終局挙動

図-8に試験体をsin波800gal, 70波加振した時の(a)基部の鉄筋ひずみの動的成分波形と(b)天端水平変位の動的成分波形を示す。図より、加振開始後5秒余りで試験体の変形が収束に向かっていることが読み取れる。これは、試験体の変形がある程度大きくなると、試験体近傍の地表面付近の砂の多くが既に3.2(2)に示した現象により落ち込んでしまい、それ以上はほとんど落ちなくなり、残留変位の増加に結びつか

ないためと考えられる。

なお、加振後の試験体の状態は、試験初期からの累積値で示すと、天端水平残留変位が60mm、鉄筋ひずみが30,000 μ 余りであった。

4. 地盤の応答変位を外力とした非線形静的骨組み解析

4.1 解析方法

実験で計測された地盤の応答変位を外力とした静的解析により、試験体の断面力を算定して実験値と比較する。算定するのは3.2で議論したsin波700gal、20波の加振ケースである。

図-9に解析モデルを示す。本モデルは試験体を非線形梁要素で、地盤を線形ばね要素でモデル化している。地盤変位は地盤ばねを介して試験体に入力される。

試験体をモデル化した非線形梁要素は、図-5の計算値1に示した材料非線形特性を有する。

地盤ばねは以下の方法により求めた。

①各節点毎に実験から得られた加速度より以下の式により節点*i*のせん断ひずみ γ_i 、せん断応力 τ_i を求める。

$$\gamma_i = \frac{\int\int a_{i+1} dt dt - \int\int a_i dt dt}{h} \quad (1)$$

$$\tau_i = \rho h \sum_{k=1}^i a_k \quad (2)$$

ここに、

- a_i : 上から*i*番目の節点で計測された加速度
- t : 時間
- ρ : 地盤の密度
- h : 節点の高さ方向の間隔

②地盤の応力-ひずみ曲線より図-10に示すように、割線剛性を用いて、地盤の非線型性を簡便に考慮した地盤のせん断剛性を設定する。

③せん断剛性より次式によりばね定数を求める。

$$k_h = 2G(1+\nu)Bh/L \quad (3)$$

ここに、

- k_h : 地盤ばね係数
- G : 地盤のせん断剛性
- B : 地盤奥行き

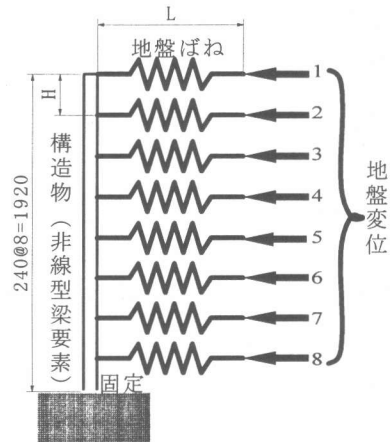


図-9 解析モデル

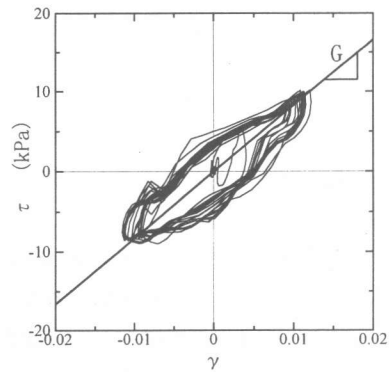


図-10 地盤の応力-ひずみ曲線と割線剛性の例 (接点3)

表-3 地盤ばね

| 節点 | せん断剛性 G (kPa) | せん断ひずみ γ (%) | 地盤ばね k_h (kN/m) |
|----|---------------------|---------------------------|-------------------------|
| 1 | 140 | 3.50 | 88 |
| 2 | 1000 | 0.50 | 624 |
| 3 | 830 | 1.00 | 518 |
| 4 | 1180 | 1.00 | 736 |
| 5 | 2200 | 0.70 | 1373 |
| 6 | 2850 | 0.50 | 1778 |
| 7 | 10000 | 0.20 | 6240 |
| 8 | 20000 | 0.05 | 12480 |

- L : 地盤長さ
- ν : ポアソン比で0.2

①~③によって求めたばね定数を表-3に示す。

表-4に本解析に用いた時刻4.1秒(15波目)の地盤変位を示す。また、静的土圧や以前の加

振による残留変位は、構造物に作用する節点荷重として考慮した。具体的には、構造物頂部変位が初期残留変位と等しくなるような水平荷重を構造物頂部に作用させた。

4.2 算定結果

図-11 に解析により求めた構造物の変位分布と実験により計測された構造物の変位分布を示す。両者の変形形状はほぼ一致したものの、変形は解析値の方が実験値よりも1割程度小さくなった。これは、3.2(2)で示した残留変位の累積を解析では評価できないためであると思われる。

図-12 に解析によって得られた構造物の曲げモーメント分布を示す。実験では構造物基部は降伏しているが、解析では降伏モーメント M_y には達していない。これは、図-11 において解析で変位を過小評価したのと同様の理由からと思われる。

一方、解析により、基部より上方 80cm 付近まではひび割れモーメント M_c を超えるような曲げモーメントが発生しているが、これは実験に置いても同様の位置までひび割れが観測された。

5. まとめ

(1)RC 製の試験体を用いて地中構造物の振動実験を行った。その結果、構造物および地盤は非線形挙動を示し、今後非線形領域までを含む地盤と構造物の動的相互作用を解明していく手がかりを得た。

(2)地中構造物試験体底部に設置したトラス型のロードセルにより、地震時に試験体へかかる外力（モーメント、せん断力）を計測した。

(3)構造物では振動によって背後に砂が落ち込み、その砂により残留変位が累積し、加振のたびに地盤から受ける変形が大きくなる場合があることが示された。

(4)応答変位を外力とした非線形解析手法により、実験のシミュレーション解析を実施した。

表-4 時刻 4.1 秒(15 波目)の地盤変位

| 節点 | 残留変位 | 動的変位 | 入力変位 |
|----|--------|--------|--------|
| 1 | 11.000 | 13.000 | 24.000 |
| 2 | 9.180 | 9.550 | 18.730 |
| 3 | 7.350 | 8.280 | 15.630 |
| 4 | 5.610 | 5.659 | 11.269 |
| 5 | 3.990 | 3.655 | 7.645 |
| 6 | 2.520 | 2.174 | 4.694 |
| 7 | 1.260 | 0.981 | 2.241 |
| 8 | 0.348 | 0.306 | 0.654 |

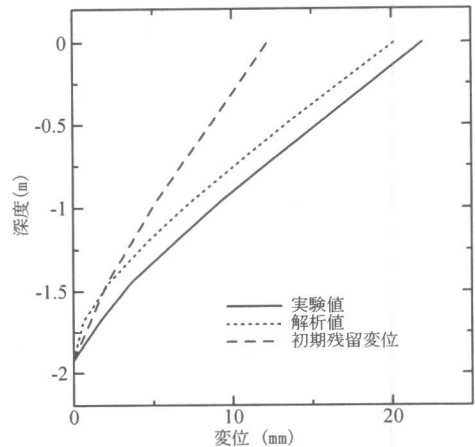


図-11 解析による構造物の変位分布

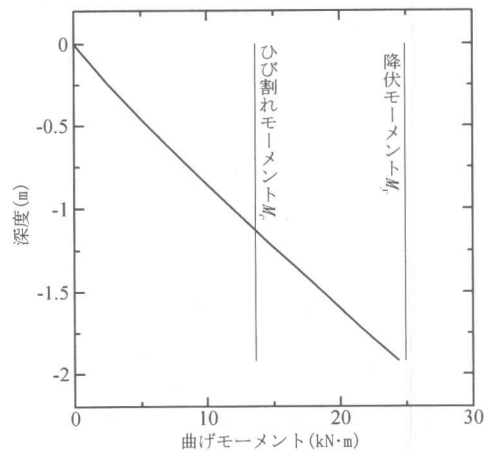


図-12 解析による構造物の曲げモーメント分布

この時、地盤の加振中に累積される残留変位を適切に考慮する必要性が示唆された。