

RC地中構造物の大地震時の破壊挙動

武田篤史¹・樋口俊一²・大内 一³・後藤洋三⁴

¹正会員 工修 (株)大林組技術研究所 土木第四研究室 研究員 (〒204-0011 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 土木第五研究室 研究員 (同 上)

³フェロー会員 工博 (株)大林組技術研究所 土木第四研究室 室長 (同 上)

⁴正会員 工博 (株)大林組技術研究所 土木第五研究室 室長 (同 上)

大型せん断土槽内に作製した乾燥砂地盤中に掘割道路を模した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、当該構造物では基部の曲げ破壊が先行し、鉄筋降伏後も顕著な耐力低下は見られず、大きな変形性能を有することがわかった。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。

Key Words : *Shaking table test, RC underground structure, Soil-structure interaction*

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、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、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. 試験概要

(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。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。

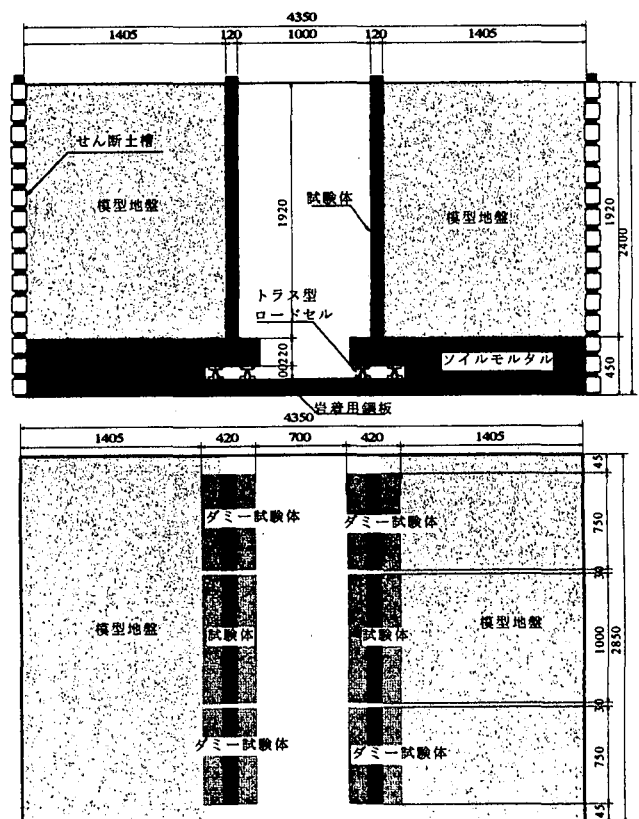


図-1 モデル全体図

a) 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。

b) 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) 入力地震動

加振試験は、地盤及び構造物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, 100, 120gal)加振、通常地震時の挙動を対象としたL1地震動(最大加速度150 gal)による加振の後、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)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. 試験結果

(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、表-2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る、地盤の非線型性が明確に現れている。

(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5Hz、700gal加振の結果について考察する。

a) 最大応答値

表-3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、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。

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)

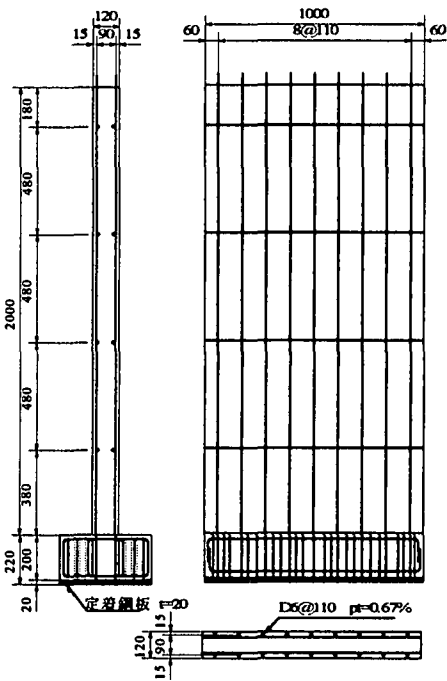


図-2 RC試験体

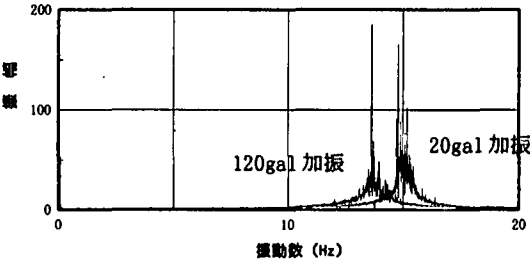


図-3 ホワイトノイズ加振(20gal, 120gal)の模型地盤の伝達関数

表-2 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(ホワイトノイズ加振)

加振加速度(gal)	20	40	80	120
ピーク振動数(Hz)	15.0	14.3	14.0	13.5

表-3 計測諸量の最大値

加速度 (gal)	振動台	717
	地盤地表面	1375
	試験体天端	1547
相対変位 (mm)	せん断土槽天端	12.8
	試験体天端	27.186
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

b) 試験体の挙動

図-4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。現時点ではロードセルの較正試験を行っていないため、曲げモーメントは計算値の降伏モーメント M_y まで達していないものの、その形状より部材が降伏に至っているものと推察される。一方、図-5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。これはひずみゲージ近傍で部材に別のひび割れが発生したため、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から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、繰返しを重ねるごとにひずみが蓄積していく。試験体は加振中空洞方向に変形が進行したが、これは振動により土圧が小さくなったときに試験体背後に砂が落ち込み、土圧が大きくなった時にその砂がくさびとなって、前サイクルよりも大きな力で試験体を押したためであると考えられる。加振中試験体近傍の背後地盤においては、地表面の沈下が顕著であることが確認された。

c) 変形モード

図-6に試験体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。動的変位はそれぞれの加速度波形を積分して求めた。この時試験体は、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。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、地表面近くで試験体の変位振幅が地盤の変位振幅とほぼ同等であったため、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。また、残留変位を考慮とすると、加振により試験体は設置した状態より負側に変位することはなかった。

(3) 終局挙動

図-7は試験体を sin 波 800gal, 70 波加振した時の基部の鉄筋ひずみ波形と天端水平変位である。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、試験体背後への砂の落ち込みが少なくなり、地盤が試験体を押す力が増大しなくなるからであると考えられる。加振後の試験体の天端水平残留変位（試験初期からの累積値）は 60mm、鉄筋ひずみは 30,000 μ 余りであった。

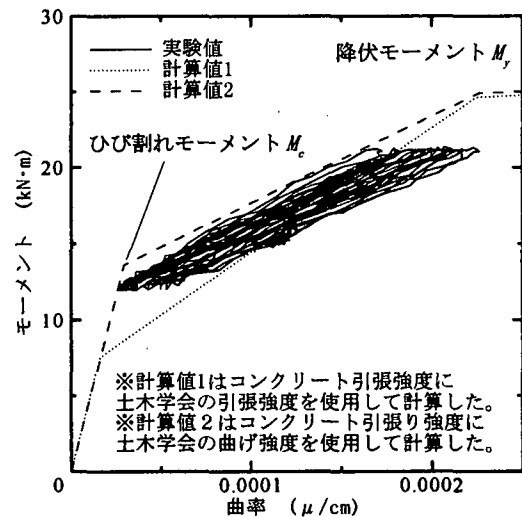


図-4 加振中の試験体基部の $M-\phi$ 関係

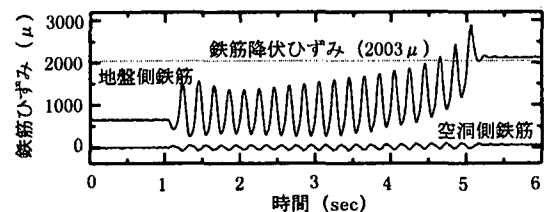


図-5 試験体基部鉄筋のひずみ波形

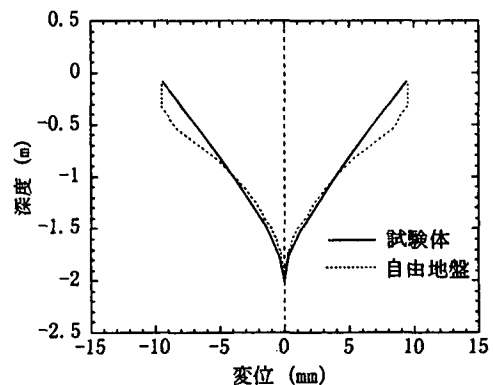
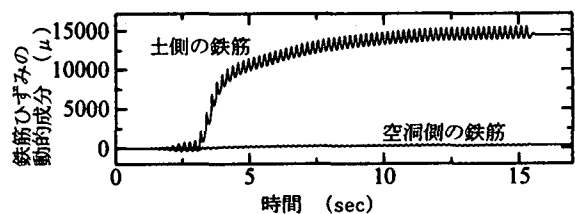
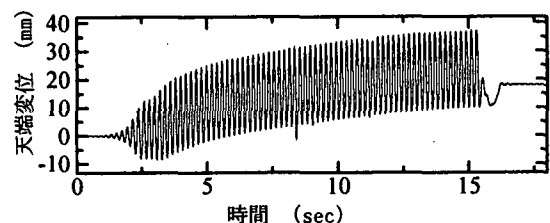


図-6 試験体と自由地盤の動的変位分布



(a) 試験体基部鉄筋のひずみ波形



(b) 試験体天端水平変位波形

図-7 試験体の終局加振時の各部の応答波形

4. 地盤の応答変位と構造物の断面力

(1) 断面力の算定方法

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方法により、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.で議論したsin波700gal、20波の加振ケースである。

図-8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-4、計算値1に示した材料非線形特性を有する。

地盤ばねは線形ばねであるが、ばね値の設定には地盤の非線形性を考慮している。本解析では地盤の加速度波形を積分して求めた地盤の応力-ひずみ曲線(図-9)の割線剛性よりばね値を設定した(表-4)。

表-5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。

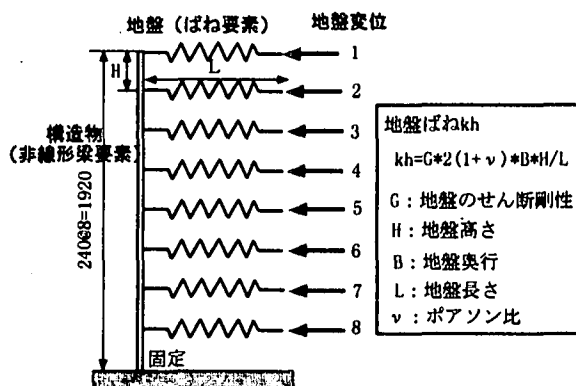


図-8 解析モデル

表-4 地盤ばね

節点	せん断剛性G (kPa)	せん断ひずみ γ (%)	地盤ばね kh (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	1000	0.20	6240
8	2000	0.05	12480

図-9 地盤の応力-ひずみ曲線と割線剛性

表-5 時刻4.1秒(15波目)の地盤変位 (mm)

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

(2) 算定結果

図-10に解析による構造物の変位分布を示す。図中には比較のため、実験時の構造物の変位分布(動的変位の最大値+初期残留変位)をあわせて示している。変形量は解析値の方が実験値よりも若干小さいものの、両者の変形形状はほぼ一致した。

図-11は構造物の曲げモーメント分布を示したものである。構造物基部での曲げモーメントは降伏モーメント M_y 近くまで達している。また、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。図-5に示したように、実験では加振の最後の3波程度で構造物基部の鉄筋が降伏ひずみに達した。本解析では基部の曲げモーメントは降伏モーメントに達していないが、これは構造物の永久変位が加振中にも蓄積されていく現象が考慮できないためであると考えられる。

5. まとめ

- ①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)を計測することができた。
- ②地中構造物では振動によって背後に砂が落ち込み、その砂がくさびとなってより大きな力を地盤から受ける場合があることが示された。このため構造物は空洞側へ永久変形し、基部に大きな断面力が生じた。

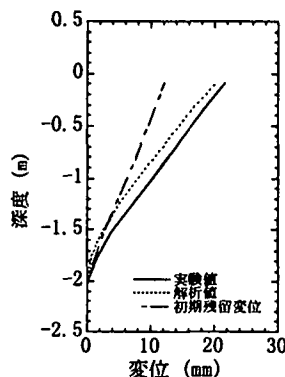


図-10 解析による構造物の変位分布

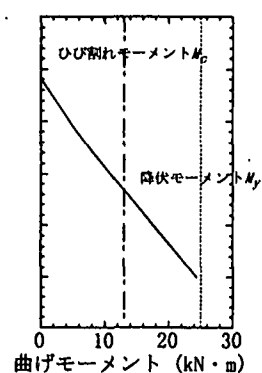


図-11 解析による構造物の曲げモーメント分布

- ③地盤の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ところ、実験結果と良く整合する結果が得られた。この時地盤の加振中の永久変位や、構造物の初期応力を適切に考慮する必要性が示唆された。