

R C地中構造物の損傷過程に関する実験的研究 (その1) 小型振動台実験におけるR C試験体の挙動予測と設計

松本敏克¹・大友敬三¹・松本恭明²・福本彦吉²

¹正会員 工修 (財)電力中央研究所 我孫子研究所 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

²正会員 工修 関西電力株式会社 土木建築室 (〒530-8270 大阪市北区中之島3丁目3-22)

強震時におけるR C地中構造物の変形性能に関する実証データを得る手法を確立することを目的として、比較的小型のR C試験体とせん断土槽を用いた小型振動台実験を実施した。本論文はこのうち、小型振動台実験に用いる塑性変形可能なR C試験体の設計と加振時の挙動予測について述べたものである。土槽内の模型地盤に埋設されたR C試験体を振動台加振により鉄筋降伏させることを設計条件として、簡便な手法でR C試験体の基本諸元を設計した。また、非線形動的解析により加振時のR C試験体の挙動を予測した。その結果、R C試験体は鉄筋降伏するが、せん断破壊せず安定的な塑性変形が可能であることが確認できた。

Key Words: in-ground RC culvert, shaking table test, non-linear dynamic analysis, plastic deformation

1. はじめに

筆者らは、強震時におけるR C地中構造物の変形性能に関する実証データを得ることを目的として、一連の実験的研究を進めてきている。この研究は、地盤・構造物の非線形連成解析手法の妥当性、構造物の損傷度の評価方法、および耐震性能の照査手法の妥当性を検証することを目標としており、実規模に相当するR C試験体とせん断土槽を用いた大型振動台実験を計画している。その前段として、比較的小型のR C試験体とせん断土槽(H300×W435×D285cm)を用いた小型振動台実験を実施した。本論文は主に、小型振動台実験に用いる塑性変形可能なR C試験体の設計と加振時の挙動予測について述べたものである。ここでは、土槽内の模型地盤に埋設されたR C試験体を振動台加振により降伏させることを設計条件とし、簡便な手法で基本諸元を設計したR C試験体について、非線形動的解析により、加振時の変形性状を確認した。

2. R C試験体の基本諸元の設計

(1) 既往の研究事例

R C地中構造物(主にボックスカルバート)に関する既往の実験的研究事例を調査し、試験体の基本

諸元を表-1のように整理した。既往の事例#1,#2によれば、主鉄筋比は0.2～0.5%程度と最小鉄筋比程度の低鉄筋比である。いずれも静的載荷により鉄筋降伏に至っており、それには $2 \sim 5 \times 10^3$ 程度の層間変形角(層間水平変位/試験体高さ)をR C試験体に与える必要があることがわかる。また、地盤との連成作用に関連して、#1では、後述の試験体と地盤の初期せん断剛性の比率は0.64であり、試験体の見かけのせん断剛性が地盤剛性よりも小さいことが明らかになった。

(2) R C試験体の基本寸法

地盤変形が試験体に十分伝達されるように配慮すべく、R C試験体と周辺地盤との剛性比の観点から、試験体剛性が周辺地盤のそれよりも小さくなるように基本断面を選定し、配筋を行うこととした。

せん断土槽の寸法、側方地盤の領域を考慮して、R C試験体の幅を外寸法で80cmと設定した。次に、試験体の高さが80cmと160cmの2種類について、それぞれ側壁厚さを4cm,6cm,8cmと変化させて試験体の見かけのせん断剛性 G_s を求めた(その定義については図-1参照)。一方、地盤のせん断剛性 G_g については、既往の土槽実験等の実績に基づいて約 980tf/m^2 ($V_s=80\text{m/s}$ 相当)と仮定した。図-1に示すように、高さ160cmの場合は側壁厚さが8cm以下であれば条件($G_s/G_g < 1.0$)を満たす。一方、高さ80cm

表-1 鉄筋コンクリート製地中構造物に関する実験的研究事例の調査結果

ケース	#1	#2	#3
研究事例	既往 静的載荷実験 ¹⁾	既往 静的載荷実験 ²⁾	小型振動台実験 (挙動予測解析結果)
構造形式	2連ボックスカルバート (埋設・非岩着)	2連ボックスカルバート (気中・底面固定)	1連ボックスカルバート (埋設・岩着)
外寸法(横×縦)	2000 × 1000 mm	2540 × 1480 mm	800 × 1700 mm
部材(側壁)厚さ	100 mm	200 mm	60 mm
主鉄筋(側壁)	D6@160mm (1.90cm ²)	D10@200mm (3.57cm ²)	D6@125mm (2.53cm ²)
主鉄筋比	0.23%	0.52%	0.51%
地盤のせん断波速度	200 m/sec	—	80 m/sec
構造物・地盤の初期剛性比	0.64	—	0.44
鉄筋降伏の有無	有	有	有
降伏時の層間変形角	2.6E-03	5.4E-03	6.5E-03
地盤の最大ひずみ	1.0E-02	—	7.1E-03

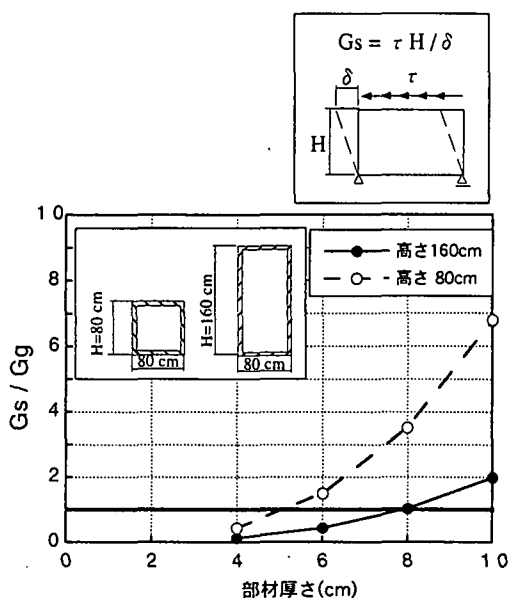


図-1 RC試験体の部材厚さの検討

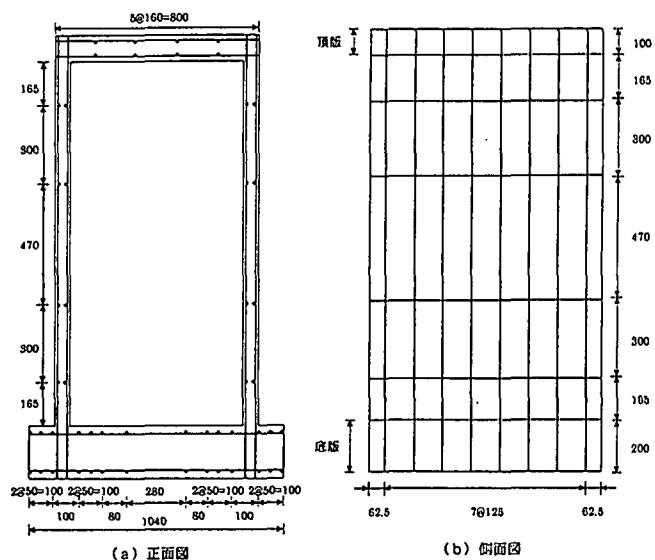


図-2 実験に用いるRC試験体の配筋(単位:mm)

の場合は側壁厚さを 4cm 以下にしないと $G_s/G_g < 1.0$ とならない。このため、規格化された最小の鉄筋径 (D6) および実験時の地盤非線形の影響を勘案して、高さが 160cm の場合で側壁厚さ 6cm を基本的な寸法とすることにした。

(3) R C試験体の配筋

配筋については、規格最小径 D6（公称断面積 0.3167cm^2 ）を使用し、RC 部材としての特性を保つために被りを 1cm とした。部材の靱性を期待して、鉄筋比を最小鉄筋比の倍程度の 0.5% 前後とすると、製作が可能な鉄筋間隔 12.5cm となることがわかった。この場合の鉄筋比は 0.51% である。なお、打設時のコンクリート充填性に配慮して、せん断補強筋は用いないこととした（せん断力をコンクリートのみで負担できることを後述の解析でも確認

している). 図-2 には R C 試験体の配筋を示す.

3. 試験体の変形性状の解析的検討

(1) 解析条件

上述のように設計された R C 試験体に対して、非線形動的解析³⁾により加振時の挙動予測を行った。解析では、土槽内の地盤と R C 試験体を地盤・構造物連成系として 2 次元有限要素（平面ひずみ要素、はり要素）でモデル化した。せん断土槽の特性を考慮し、側方境界条件は鉛直固定、水平ローラーとした。一方、底面境界条件については鉛直と水平ともに完全固定とした。

RC試験体の復元力特性を軸力変動型トリリニアモデルで表した。また、地盤の非線形特性は全応力

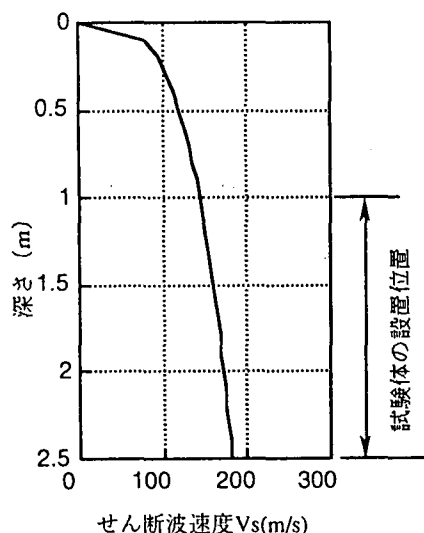


図-3 せん断波速度の深度分布

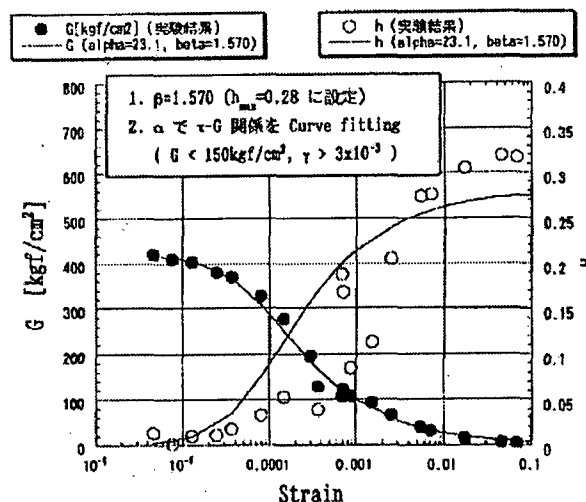


図-4 栃木産珪砂5号の動的変形特性

履歴モデル (Ramberg-Osgood モデル) で表した。なお、地盤物性については、振動台実験に用いる珪砂5号に対し室内土質試験を実施し、試験結果と整合する初期物性値および非線形特性を定めた(図-3,4)。

入力加速度波形は振幅漸増の正弦波を採用した。想定される地盤条件において、最も大きな地盤変位を与えることができる加振条件を事前に検討し、最大加速度は700gal、振動数は4Hzとした(図-5)。

(2) 解析結果

解析の結果、RC試験体の変形は周辺地盤の変形に支配されており(図-6)、地盤のせん断ひずみ(図-7)と試験体の層間変形角がほぼ等しいことが確認された。

側壁の隅角部付近では鉄筋が降伏しており、鉄筋が降伏に至った時点での層間水平変位が1.1cmであるのに対して、最大層間水平変位は1.7cmであり(図-8)、変位に関する応答塑性率 μ は1.5となった。一方、局部曲率に関する応答塑性率は1.6であった(図-9)。実験目標である加振時のRC試験体の降伏が、解析により確認された。

同箇所では最大のせん断力が発生しているが、表-2に示すように、その大きさはコンクリートのせん断耐力に比して0.4程度であり、せん断破壊しないことが数値的に示されている。また、鉄筋降伏後の正負交番载荷によりせん断耐力の低下も懸念されたが、耐力の裕度が大きいことから、せん断補強筋を配置せずともRC試験体はせん断破壊しないものと判断した。

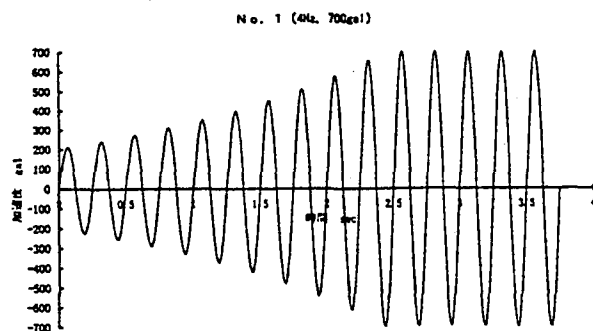


図-5 振動台からの入力加速度波形(4Hz, 700gal)

4. まとめ

せん断土槽を用いた小型振動台での実験を想定した場合、RC試験体の設計に関して次のような知見が得られた。

- ①既往の事例では主鉄筋比0.2～0.5%程度の低鉄筋比の試験体が見受けられる。また、試験体を鉄筋降伏に至らしめるには、静的载荷でも 5×10^3 程度の層間変形角を与える必要がある。
- ②周辺地盤に対して見かけのせん断剛性を小さく設定し、最小鉄筋比相当の鉄筋を配置することで、せん断破壊せず安定的に塑性変形が可能なRC試験体が設計可能であることが解析的に示された。

謝辞：本研究は、電力9社と日本原子力発電(株)による電力共通研究の一部として実施した。本研究の関係各位に謝意を表する次第である。

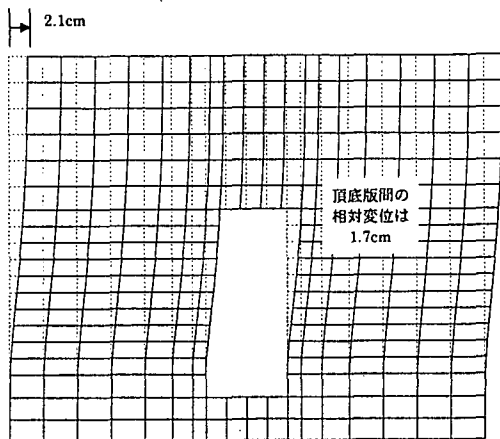


図-6 地盤構造物連成系の全体変形（最大変形時）

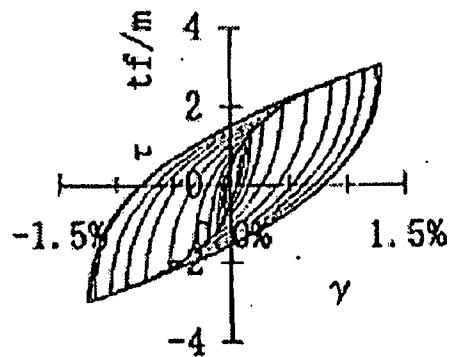


図-7 地盤のせん断ひずみとせん断応力の履歴

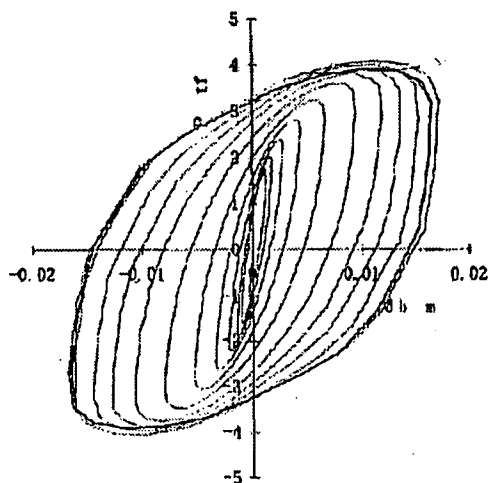


図-8 頂底板相対変位と底板反力の履歴

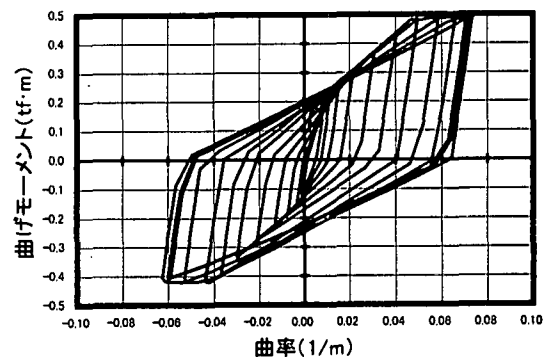


図-9 RC試験体の左側壁上部の
曲げモーメントと曲率の履歴

表-2 RC試験体の曲げ・せん断に関する照査

断面諸元	部材幅	B (cm)	100.0	せん断に 関する検討	検討部位	側 壁	
						側	壁
	部材高さ	H (cm)	6.0		設計せん断力	Vd (tonf)	1.23
	有効高さ	d1 (cm)	5.0		補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力	Vcd (tonf)	3.53
	圧縮鉄筋かぶり	d2 (cm)	1.0		補強筋により受け持たれる設計せん断耐力	Vsd (tonf)	0.00
	引張鉄筋量	As1 (cm ²)	2.534		設計せん断耐力	Vyd (tonf)	3.53
	圧縮鉄筋量	As2 (cm ²)	2.534		せん断力に対する安全性照査判定値	Vd/Vyd	0.35
	主鉄筋比	pw	0.51%	曲げに 関する検討	検討部位	側 壁	
	せん断補強筋の部材軸方向の間隔	s (cm)	—		降伏層間水平変位	δy (cm)	1.1
	せん断補強筋量	Aw (cm ²)	—		最大層間水平変位	δmax (cm)	1.7
材料強度	鉄筋降伏強度	fsy (kgf/cm ²)	3000		設計応答（変位）塑性率	μrd	1.5
	コンクリート設計基準強度	fck (kgf/cm ²)	240		設計（変位）靱性率	μd	15.7
					曲げ変形に対する安全性照査判定値	μrd/μd	0.1
備考							
・耐力等の評価にあたっては特性値ベースの評価となるため安全係数をすべて1とした							
・せん断耐力の評価はコンクリート標準示方書〔設計編〕に従った							
・設計靱性率の評価はコンクリート標準示方書〔耐震設計編〕に従った							

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設計に関する安全性照査マニュアル，第2編 pp.182-244, 1992.9
- 2) 武田智吉，石川博之，足立正信：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動の定量的評価，電力土木 No.279, pp.72-76, 1999.1
- 3) 松井 淳，大友敬三，松本恭明，岡市明大：RC地中構造物の損傷過程に関する実験的研究（その3）RC部材の非線形性を考慮した解析手法の適用，地震工学研究発表会講演論文集, 1999.7
- 4) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書〔耐震設計編〕，pp.90-97, 1996.7