

## Ⅲ 埋設された三次元鉄筋コンクリート構造物の 地震時挙動に関する実験的検討

### 1 はじめに

本指針・マニュアルに示す鉄筋コンクリート製地中構造物の性能照査は、二次元断面を対象に行えば構造物としての安全性は確保されるという前提に基づいている。しかし、

- ①設計断面と直交する方向の壁の存在
- ②地震入力方向

といった三次元的な要因が、構造物に作用する荷重やその応答変形に及ぼす影響は、未だ明らかにされていない。これは、三次元の実験が技術的にも経済的にも困難で、試験数が限られることが大きく影響している。非線形数値解析技術の高度化によって、鉄筋コンクリート製地中構造物を対象とした「数値実験」の可能性が開かれることになれば、この種の構造物の設計に関する技術課題は解消される。そこで、現存する三次元有限要素解析コードの問題①②を検討するツールとしての適用性を把握するために、2種類の構造物に対する加振実験を行った。このうち①に関する試験体は、技術資料Ⅰのせん断壁を有するボックスラーメン構造であり、そこで詳細が述べられている。ここでは、②を検討するための鉄筋コンクリート製構造物の振動台実験について、その実験結果をとりまとめた。

### 2 実験方法

#### 2.1 概要

振動台にせん断土槽を設置し、正方形中空断面の立坑型鉄筋コンクリート製試験体を乾燥砂中に埋設し、試験体の対角方向に加速度レベルの異なる数種類の振動を与えた。

#### 2.2 試験装置

振動台には、(財)電力中央研究所所有の大型振動台を使用した。この振動台は、最大振幅 50mm、最大速度 32cm/s、最大加速度 1G (上載重量 980kN の場合) の性能を有する。

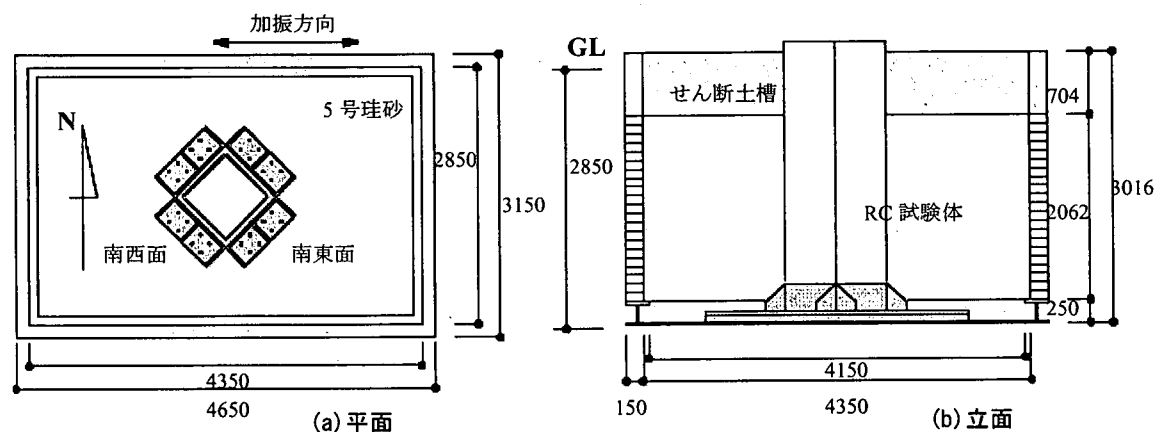


図 2.2-1 試験概要 (単位 mm)

図 2.2-1 にせん断土槽の寸法を示す。せん断土槽は、250mm×250mmのH鋼をベースとして、幅150mm×高さ100mm×厚さ4.5mmの角型鋼管製フレーム19段および、高さ704mmの上部嵩上げ部により構成され、全体として幅3.15m長さ4.65m高さ2.76mの大きさを有する。各フレーム間にはスライドベアリングが設置され、外側にステンレス板をボルト締めした板バネ構造となっている。

### 2.3 試験体

試験体は、図 2.3-1 に示す一辺800mm、厚さ60mm、高さ3000mm（下部300mm試験体を振動台に固定するための治具を設置する領域で、実質の高さは2700mm）の中空の鉄筋コンクリート柱である。縦筋・横筋ともに70mm間隔でD4筋を2層配している。

コンクリートは、水結合材比45%、最大粗骨材寸法10mmの普通コンクリートである。強度発現を抑制して流動性を向上させるためにセメントの40%を石粉で代替させており、水セメント比にすれば75%となる。粗骨材には大船渡産の7号砕石（実績率57.6、表乾密度2.69g/cm<sup>3</sup>）を用い、細骨材には君津産の山砂（表乾密度2.56g/cm<sup>3</sup>）と大船渡産の砕砂（表乾密度2.64g/cm<sup>3</sup>）を8:2の比率で混合して用いた。混和剤としてレオビルドSP-8S、および気泡連行剤マイクロエア101を使用した。練混ぜ時間90秒で試練りを行ったところ、フレッシュコンクリートは、空気量3.0%、フロー値700mm×680mm（60分）、単位容積質量2.31kg/m<sup>3</sup>という特性を示した。硬化後のコンクリートは、4週で圧縮強度32.7N/mm<sup>2</sup>、引張強度3.07N/mm<sup>2</sup>、ヤング係数2.91×10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup>を示した（表2.3-1参照）。

D4鉄筋は、345N/mm<sup>2</sup>級のもので、特別に製作した。引張試験によって表2.3-2に示すような特性が得られた。

図 2.3-2 に、振動台実験を終了し、土槽から取り出した後に行った構造物単体の水平載荷試験結果を示す。振動実験ですでに損傷を受けた試験体の結果であるため、初期剛性はかなり低下している。振動実験で鉄筋

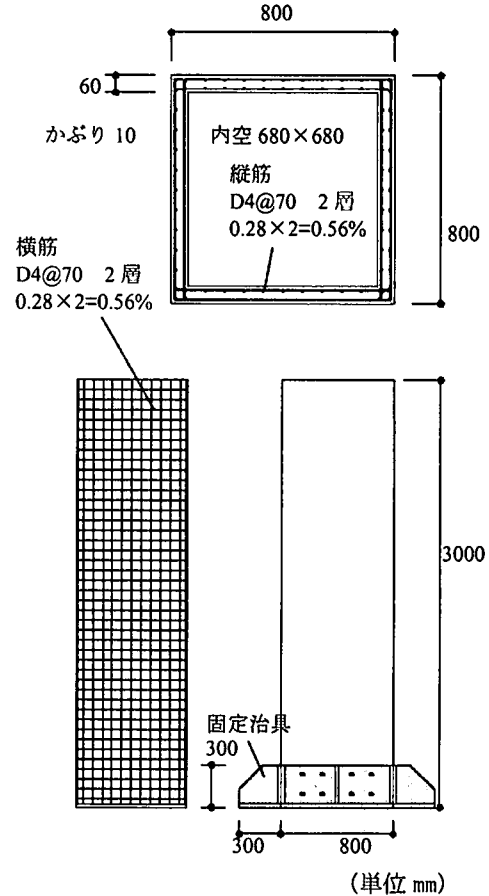


図 2.3-1 RC 試験体概要

表 2.3-1 コンクリートの材料試験結果

ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
29.1	32.7	3.07

表 2.3-2 鉄筋の材料試験結果

呼び径	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D4	198	414

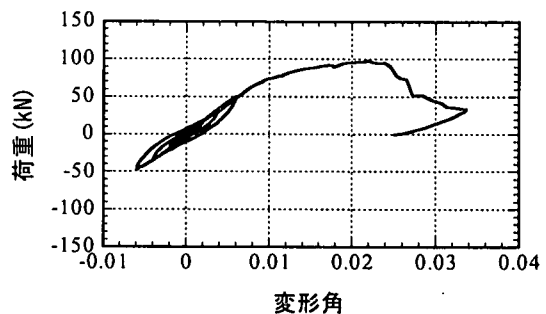


図 2.3-2 RC 試験体の荷重－変形関係

破断・コンクリートの大規模な剥落・せん断破壊などの現象が認められなかったことから、終局耐力は、この図からおおよそ 100kN と読み取ることができる。

## 2.4 地盤

模型地盤に用いた砂は、乾燥状態の栃木産 5 号珪砂である (図 2.4-1 参照)。地盤の平均単位体積質量は  $1.53\text{t/m}^3$ 、相対密度は 87% である。

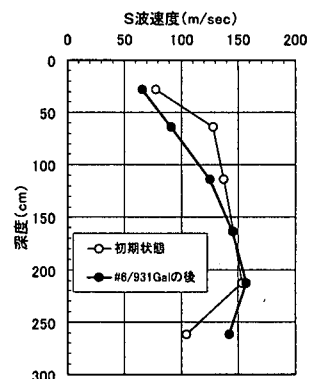


図 2.4-1 地盤 S 波速度分布

## 2.5 加振条件

入力波は、図 2.5-1 に示す 3Hz の漸増正弦波を用いた。最初の 10 波で最大加速度まで漸増し、5 波の最大加速度振幅領域を経て、漸減する。

加振は、最大加速度振幅を変化させて表 3.1-1 に示す計 6 回のスケジュールで行った。表中の値は、土槽底部に設置した加速度計記録の最大値である。

## 2.6 計測項目

主要な計測項目としては、試験体・地盤の水平変位を高さ別にそれぞれ 5 点、試験体の南東・南西面それぞれ 4 レベルの高さにおいて壁面に作用する土圧、水平せん断応力、鉛直せん断応力の 3 成分を計測した (図 2.6-1 参照)。試験体の鉄筋には、計 128 点のひずみゲージを添付した。また、地盤内部 36 点に加速度計を設置した。

# 3 実験結果および考察

## 3.1 地盤および試験体の応答

表 3.1-1 に主要な実験結果を、図 3.1-1 に CASE6 における試験体頂部および地表面の変位の時刻歴波形を示す。最大変位を見ると、試験体、地盤ともに CASE4 から急激な増大を示しており、弾性域の 3 ケースと塑性域の 3 ケースに分けることができる。また、変位の時刻歴波形から、地盤、構造物とも基本的に 3Hz の振動で応答していることが分かる。試験体頂部の変位が地盤変位よりも小さいのは、試験体の剛性が地盤に比べて大きいことによる。

図 3.1-2 は、CASE6 において、試験体が最大応答変位を示した時刻 (加振後 5.57 秒) と地表面変位が最大値を示した時刻 (加振後 5.61 秒) の二者について鉛直方向 5 点の変位を取り出し、変形モードを見た図である。試験体は損傷が根元に集中しているため、そこで生じる回転が変形の大部分

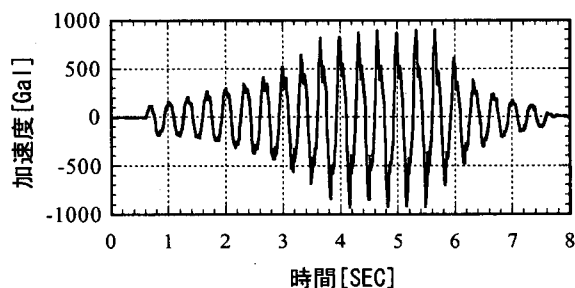


図 2.5-1 入力加速度波形 (CASE6 の実測)

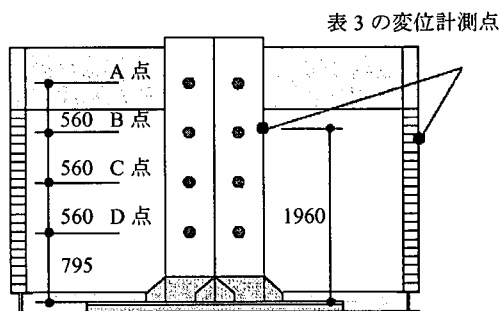


図 2.6-1 計測点

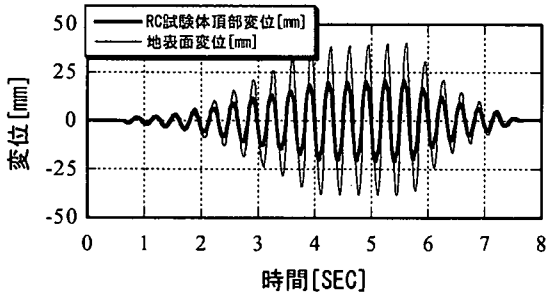


図 3.1-1 地盤と RC 試験体の変位時刻歴

表 3.1-1 加振ケースと実験結果

	振動台最大 加速度(Gal)	構造物最大 変位(mm)	地表面最大 変位(mm)	構造物/地盤 変位比
CASE1	53	0.028	0.05	0.56
CASE2	128	0.076	0.21	0.36
CASE3	243	0.3	0.86	0.35
CASE4	748	5.537	22.14	0.25
CASE5	927	10.739	26.16	0.41
CASE6	931	12.232	27.44	0.45

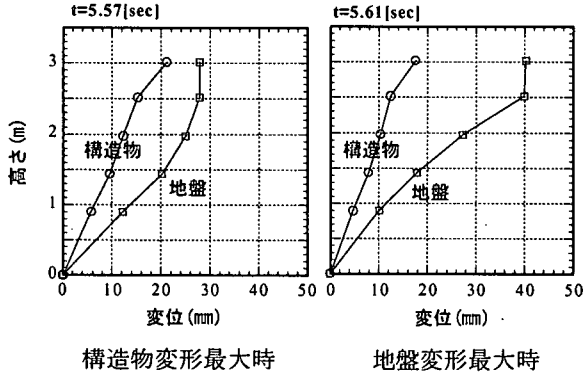


図 3.1-2 地盤と RC 試験体の変形モード

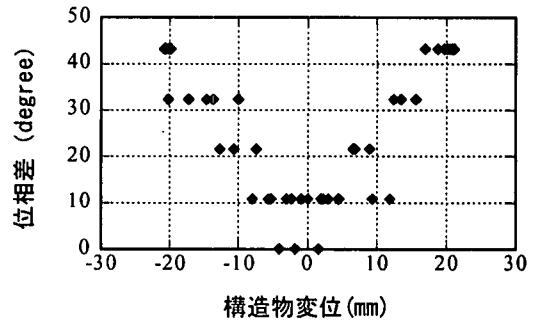


図 3.1-3 地盤と RC 試験体の変位位相差

を占めている。一方、地盤は浅い領域ほど剛性が低いため、位相が遅れて鞭のようにになっている様子が分かる。

図 3.1-3 は試験体頂部と地表面の変位の位相差を、図 3.1-1 の正弦波 1 波ごとのピークについて抽出してプロットした結果である。位相差は変位振幅に依存して増大しており、最大で 43.2° という値を示している。

図 3.1-4 は、示した試験体変位と地盤変位それぞれの最大値の比を 6 つの加振ケースについてプロットした図である。先述のように地表面付近の地盤は地盤中においても特に位相遅れが激しく変位振幅の大きいや特殊な領域であるため、地表から 1m の点について記している。CASE1~3 では、構造物が弾性領域にある一方で地盤の剛性が低下するので、構造物/地盤変形比は減少する傾向にある。しかし、図 3.1-5 において推定される処女曲線として示すように、CASE4 で鉄筋が降伏すると、構造物の剛性低下が地盤に増して急激に

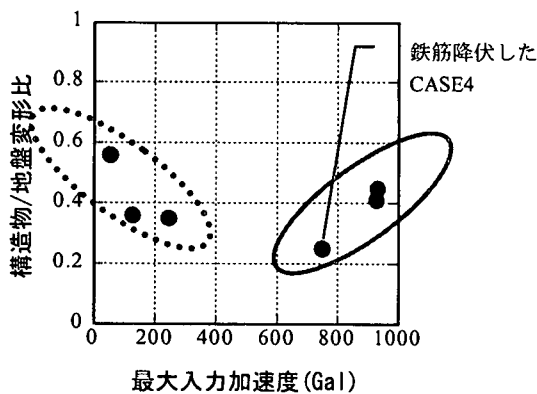


図 3.1-4 加速度-変形比関係

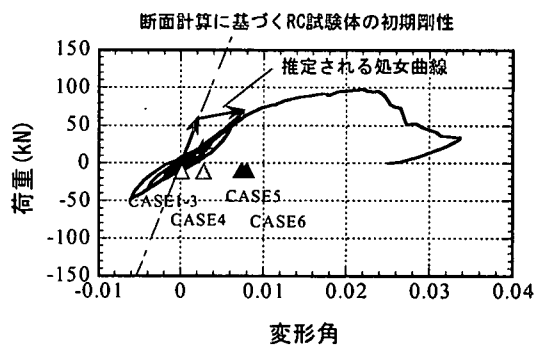


図 3.1-5 RC 試験体の静的載荷試験上への振動実験による応答値のプロット

進行するため、変形の比は増大に転じている。

### 3.2 試験体の損傷

図 3.2-1 に試験体のひびわれ図を示す。メッシュは水平・鉛直とも 100mm 間隔で記入している。下部 300mm は先述のとおり試験体を土槽に固定するための領域であり、損傷は生じない。ひび割れは主に下部 1/4 の領域で生じている。また、その方向は、下から 200mm の領域ではおおよそ水平である。ひび割れ幅で見ると、この曲げひび割れが他のひび割れよりも顕著に開いている。それより上部にあるひび割れは、幅こそ小さいがやや角度を有しており、壁面の端部まで延びていないものも存在することから、せん断ひび割れに分類する。各壁面について両斜め方向に×印を形成するように生じるのではなく、一方の斜め方向にのみ発生しているのが特徴的である。東西の角部においては、かぶりコンクリートの剥落が認められており、大きな圧縮ひずみを生じたことが分かる。損傷の詳細は以上のようなものであるが、おおむね中空の角柱が下部 1/4 の領域に塑性ヒンジを形成して曲げ変形したと解釈できる。

### 3.3 試験体に作用する荷重分布

図 3.3-1, 3.3-2, 3.3-3 に CASE6 における構造物の変形角と A~D 点の土圧および境界面せん断応力との関係を示す。実線は東南面、点線は西南面のデータである。土圧と境界面せん断応力はいずれも静止状態における初期値と動的増分を加えた値である。構造物の変形角は東を、土圧は試験体と地盤が押し合う側を、水平せん断応力は南西面であれば南東に、南東面であれば北東に作用するときを、鉛直せん断応力は上向きに作用するときをそれぞれ正としている。

土圧は、深さを問わず、試験体を押す方向に作用するときには 40kPa 程度の値を、試験体から離れる方向に作用するときには 0kPa に近い値を示している。これは実質的に地盤と構造物の剥離を示すものである。

水平せん断応力は、深さを増すほど小さくなっていることが分かる。D 点に至っては、水平せん断応力がゼロに近く壁面に直交する土圧成分が圧倒的である。これは土槽が加振直交方向に拘束効果をもたらしているためと考えている。

A, B 点の鉛直せん断応力は、地盤が試験体を押す場合も離れる場合もともに正の値を示している。これは、地盤が構造物を押して圧縮を受けるときに上方へ逃げようとして発生した現象と考えられる。C, D 点の鉛直せん断応力は、比較的乱れのない紡錘形のループを描いている。

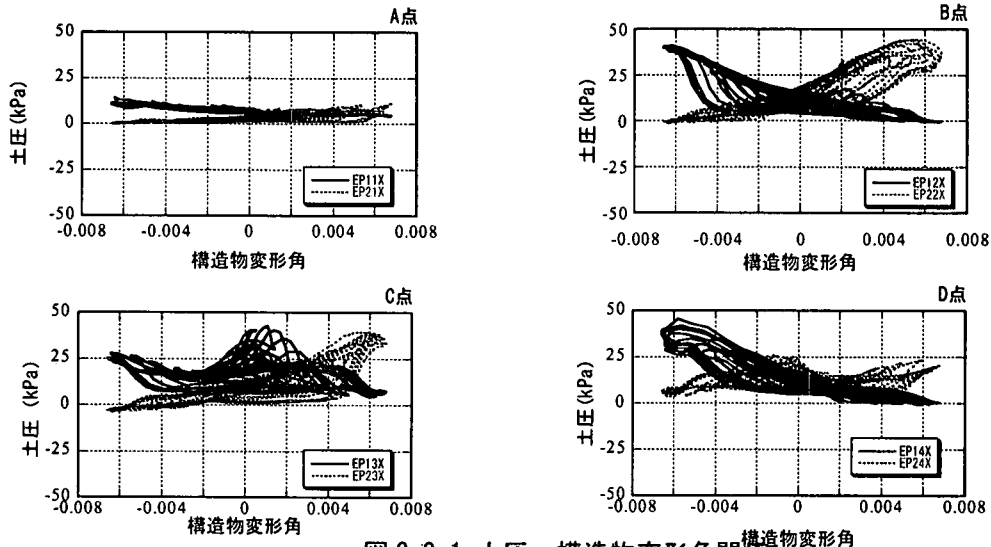


図 3.3-1 土圧—構造物変形角関係

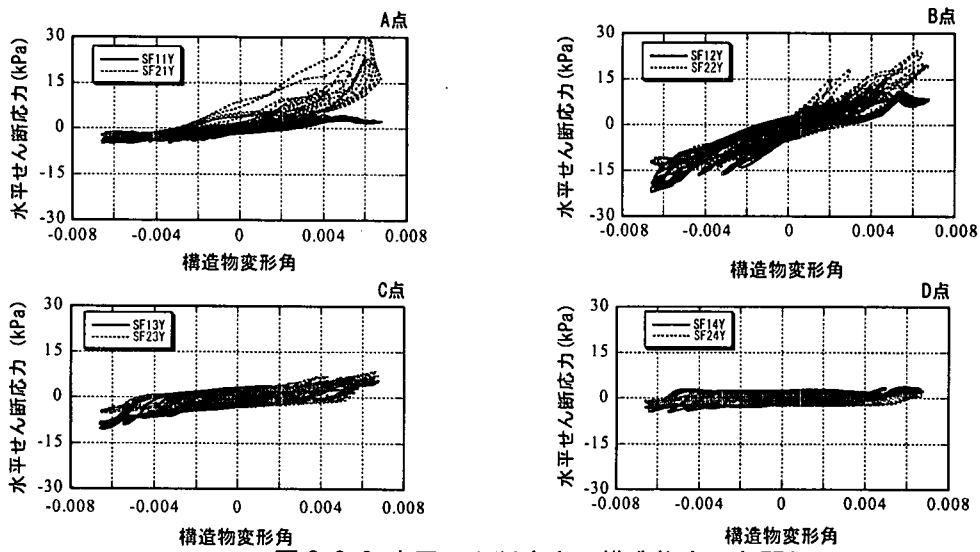


図 3.3-2 水平せん断応力—構造物変形角関係

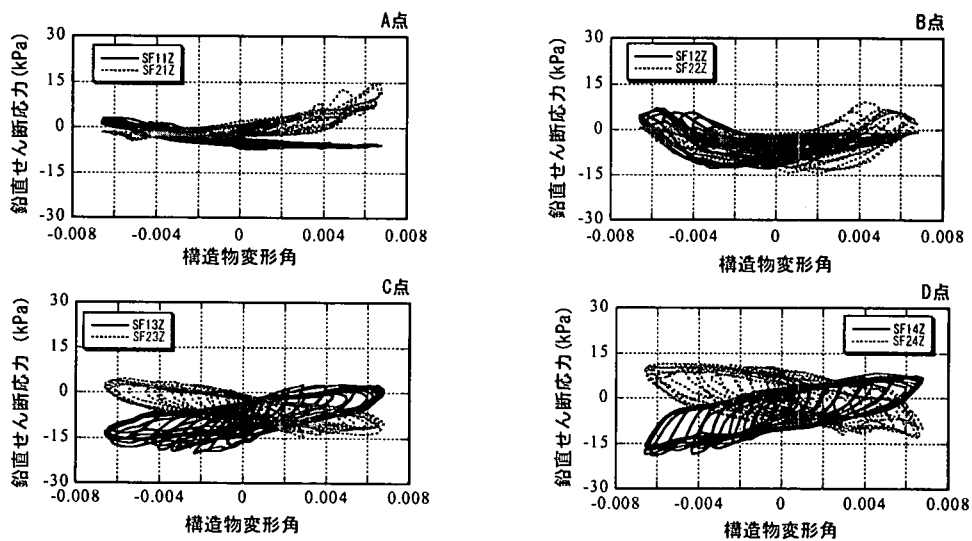


図 3.3-3 鉛直せん断応力—構造物変形角関係

#### 4 まとめ

本実験によって三次元的な荷重を受ける地中構造物の応答に関する基礎的データが得られた。また、その結果から以下の定性的事項を確認した。

- 1) 試験体の剛性が地盤のそれに対して相対的に剛である本実験のようなケースにおいても地盤変形と構造物変形の間には強い相関がある。
- 2) しかし、構造物と地盤の変形の比は、加振レベルにも依存している。損傷を受けるほど、同一地盤変形に対する構造物の変形は大きくなる。
- 3) 加振方向と  $45^\circ$  の角度をなす構造物の壁面に作用する土圧の最大値は、深さによらず一定に近かった。
- 4) 加振方向と  $45^\circ$  の角度をなす構造物の壁面に作用する水平せん断応力は、深さとともに減少した。
- 5) 地表面付近で構造物に作用する鉛直せん断応力は、構造物を押す側も離れる側も、構造物を押し上げる方向に作用した。
- 6) 5) の現象が生じなくなるだけ十分深くなると、加振方向と  $45^\circ$  の角度をなす構造物の壁面に作用する鉛直せん断応力は構造物変形との関係において紡錘形を示した。

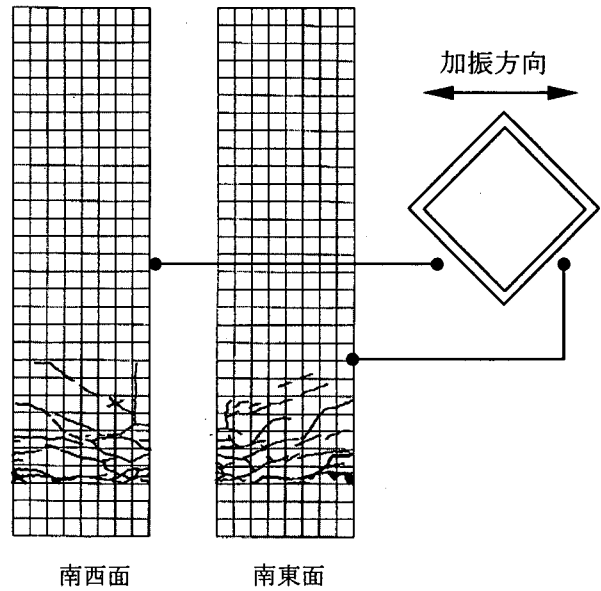


図 3.2-1 RC 試験体ひび割れ図

[ (財)電力中央研究所 宮川義範 ]