

# 下方向からの衝撃力を受けるRC柱の波動場から振動場への移行状態に関する実験的研究

原田 耕司<sup>1</sup>・石川 信隆<sup>2</sup>・香月 智<sup>3</sup>・太田 俊昭<sup>4</sup>・日野伸一<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 西松建設(株) 技術研究所 (〒243-0303 神奈川県愛甲郡愛川町中津字桜台 4054)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 防衛大学校教授 土木工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

<sup>3</sup>正会員 工博 防衛大学校助教授 土木工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

<sup>4</sup>フェロー会員 工博 九州大学教授 大学院工学研究科 (〒813-0042 福岡県東区舞松原 2丁目 15-16)

<sup>5</sup>正会員 工博 九州大学助教授 大学院工学研究科 (〒813-0042 福岡県東区舞松原 2丁目 15-16)

本研究は、都市直下型の兵庫県南部地震の被害の一つとしてRC橋脚の水平輪切り状ひび割れが観察されたので、これを動機として衝撃的突き上げを受けるRC柱の動的挙動について実験的に基礎的な検討を行ったものである。すなわち、新たに下方向からの衝撃力を加力できる衝撃振動台を開発し、高さ100cm、直径30cmのRC柱を使用した衝撃突き上げ実験を行って、波動場から振動場への移行状態についてひずみ分布より考察した。本研究の範囲では、水平輪切り状ひび割れが衝撃的上下動によって発生する可能性もあることを確認し、その発生メカニズムが、波動場において生じた損傷を引き金として、その後の全体的応答である振動場における引張りひび割れへと成長したものであることが認められた。

*Key Words* : vertical earthquake shock, vibrating table with impactor, circumferential crack, RC bridge pier, stress wave

## 1. はじめに

都市直下型の兵庫県南部地震では、多数の構造物が壊滅的な被害を受け、多くの機関からその被害報告が発表された<sup>1)~4)</sup>。被害報告の中で特に注目すべき事例<sup>5), 6)</sup>として、RC橋脚の水平輪切り状ひび割れ(写真-1のような破壊モード)が挙げられる。この被災は水平動に起因した破壊であると考えられているが、段落しを有するRC柱の交番曲げ載荷実験<sup>7)</sup>での破壊形態は、段落し部に最も損傷が集中するものの、かぶり部コンクリートの剥離や主鉄筋のみ出しが見られるのに対して、写真-1の損傷は、そのような傾向が見られない。また、被災者の証言の中には、例えば「ドンと突き上げるような揺れを感じた」のように「突き上げるような上下動」を体感したというものが多くある<sup>8)</sup>。これらから、RC橋脚の水平輪切り状ひび割れの原因が、短周期の上下動(以下、衝撃的上下動と呼ぶ)によるものでないかという観点から、実験あるいは解析的な検討が行われており、その結果、衝撃的上下動による可能性も指摘されている<sup>9)~14)</sup>。

兵庫県南部地震では、公表された地震記録波形を見る

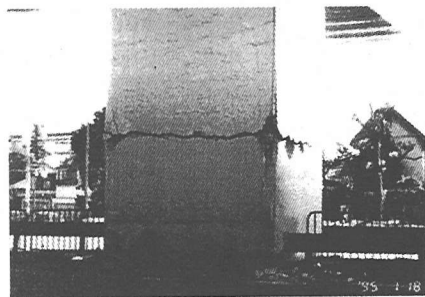


写真-1 RC橋脚の損傷状況

限り水平動の方が上下動より大きい場合、一般に構造物の破壊は、水平動によるものであるとの見解が主流である。しかし、直下型地震では震源から表層までの距離が短いため震源で放出されたエネルギーが、衝撃的上下動として構造物に作用する可能性もあり、また、現在使用されている地震計測システムでは高周波の波を精度よく記録することができない<sup>15), 16)</sup>という指摘もある。

一方著者らは、以前よりRC橋脚の水平輪切り状ひび割れ等の原因が、衝撃的上下動と関係があるのではないかと考え、これを一つの契機として下方向から衝撃力を

受けるRC橋脚の実験的検討の必要性を提唱するとともに、衝撃的上下動によるRC構造物の鉛直方向に対する破壊メカニズムを把握することが、耐震安全性を向上するためにも必要ではないかと考えた。

このような観点から、衝撃的上下動によるRC柱の破壊実験が望まれるが、下方向からの衝撃的上下動のための実験装置があまりないことから、今までほとんど行われておらず、僅かに以下のような3例があるのみである。まず園田ら<sup>17)</sup>は、水中線爆装置を開発して高さ85mm、直径36mmの石膏供試体に対して、衝撃的上下動による引張りひび割れおよび圧壊現象を再現している。次に大野ら<sup>18)</sup>は、形式上上下動ではないが、長さ500mm、直径100mmのRC柱供試体を水平に設置したうえで水平衝突試験装置を用いて、RC柱供試体に発生する圧縮および引張破壊を再現している。さらに別府ら<sup>9)</sup>は、高さ330mm、直径100mmのRC柱供試体に速度制御型の突き上げ装置を用いて、入力速度約50~60kine以上の衝撃力を加えることにより、輪切り状ひび割れの再現に成功している。

しかし、これらの実験は、有用な成果を提示しているものの、いずれも供試体サイズが小さいために、応力波の伝播について計測することができず、未だに衝撃的上下動による破壊メカニズムが、波動(応力波)によるものなのか、あるいは振動によるものなのかについて決定的な結論が得られない状況にある。また、衝撃実験における相似則の問題により、小型実験での成果を実構造物の応答にどのように推定させるべきかについても問題を残したままでもある。これらの問題を解決するためには、実物大型供試体での衝撃実験を行うことが望ましいが、加力エネルギーが膨大なものとなることや、安全対策の問題もあり極めて困難な問題が多いため未だ実現されていない。

そこで本研究では、まず新たに下方向から衝撃力を加力できる大型衝撃振動台(飛翔体重量39kN、最大衝突速度10m/s)を開発した。次に、従来の供試体に比べやや大型の高さ1,000mm、直径300mmのRC柱を使用して、下方向から衝撃力を受けるRC柱に水平輪切り状ひび割れが発生するか否かを、実験的に基礎的な検討を行ったものである。その際、ひずみの伝播を計測して、波動場から振動場への移行状態<sup>19)</sup>を詳細に観察し、水平輪切り状ひび割れの発生メカニズムについて考察したものである。

## 2. 実験概要

### (1) 衝撃振動台の開発

これまで衝撃的上下動を対象とした実験装置は、①高

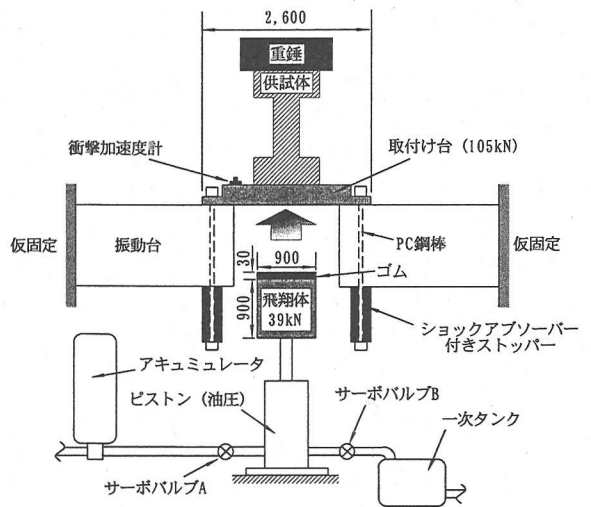


図-1 衝撃振動台

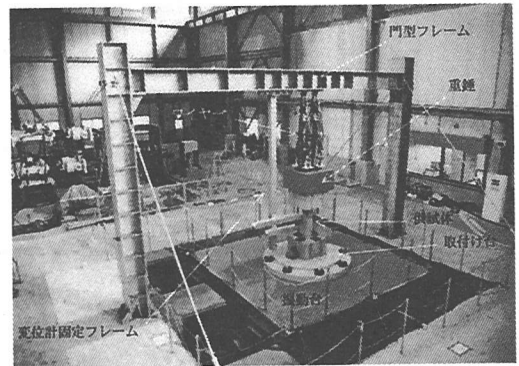


写真-2 実験状況

速変形負荷装置を利用したもの<sup>9)</sup>、②ゴムの復元力を利用したもの<sup>14), 18)</sup>、③爆発力を利用したもの<sup>17)</sup>が採用されている。本衝撃振動台を開発するに当たっては、これらの装置を参考としながらも、所要衝撃加力エネルギーを極めて大きくすることを考慮して、図-1および写真-2に示すような飛翔体(金属塊、重量約39kN)を衝突させることにより衝撃的上下動を再現させるシステムとした。なお、振動台部分は衝撃実験終了後、3次元方向のアクチュエーター方式による振動実験が可能である。

衝撃突き上げ実験においては、まずアキュムレータにより蓄圧された油が、図-1のサーボバルブAを開放することにより一気にピストン内へ流入し、飛翔体を急速に上昇させる。その後飛翔体が供試体を取り付けている取付け台に衝突する。衝突直後に、衝撃加速度計をトリガーとして上昇側のサーボバルブAが閉じられ、リターン側のサーボバルブBが開放されるため、その後は飛翔体と取付け台とは、自由体の状態となり、取付け台は急上昇、飛翔体は落下を始める。飛翔体衝突後、取付け

表-1 コンクリートの配合

| W/C (%) | s/a (%) | 単位量 (kg/m <sup>3</sup> ) |      |     |     |       |
|---------|---------|--------------------------|------|-----|-----|-------|
|         |         | 水                        | セメント | 細骨材 | 粗骨材 | 混和剤   |
| 62.5    | 47.4    | 177                      | 283  | 841 | 977 | 0.758 |

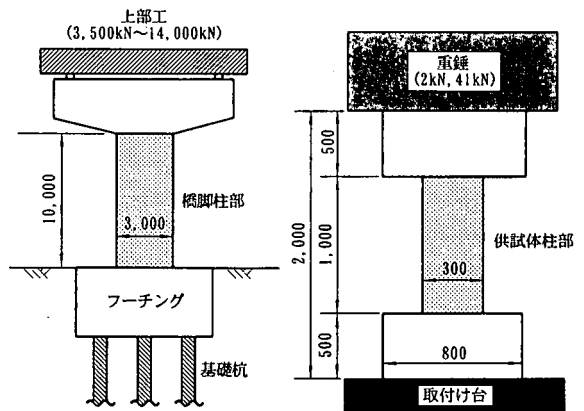
表-2 材料試験の結果

| 供試体 No. | コンクリート (N/mm <sup>2</sup> ) |      |                          | 鉄筋 (N/mm <sup>2</sup> ) |      |                          |
|---------|-----------------------------|------|--------------------------|-------------------------|------|--------------------------|
|         | 圧縮強度                        | 引張強度 | ヤング率 (×10 <sup>4</sup> ) | 降伏点                     | 引張強さ | ヤング率 (×10 <sup>5</sup> ) |
| 1 体目    | 22.6                        | 2.05 | 2.52                     | 371                     | 530  | 1.97                     |
| 2 体目    | 26.5                        | 1.74 | 2.58                     | 365                     | 521  | 2.06                     |
| 3 体目    | 23.7                        | 2.26 | 2.72                     | 307                     | 570  | 1.91                     |

\* コンクリートの値は実験時のもの。

台の上昇量が設定値 (約 50mm) を超えるとショックアブソーバー付きストッパーが作動し、取付け台の上昇を抑制する。また、このショックアブソーバー付きストッパーは自由落下に対しても働くため、取付け台は緩やかに振動台に着地するシステムとなっている。

飛翔体の衝突速度は、アキュムレータに蓄圧された油圧をサーボバルブと制御装置でコントロールすることにより、1m/s~10m/s まで 0.5m/s 単位で調整ができるようになっている。また、飛翔体および取付け台ともに金属製のため、金属同士の衝突によるノイズを軽減するために、飛翔体の衝突面に厚さ 30mm の硬質ゴムをセットした。



(a) 実橋脚

(b) 供試体モデル

図-2 モデル化

## (2) 供試体

供試体の柱部は、図-2 (a) に示すような橋脚柱部高さ 10m、直径 3m の円柱RC橋脚を想定し、その約 1/10 スケールモデルとして、図-2 (b) に示すように高さ 1,000mm、直径 300mm のRC柱を作製した。この柱部の上下には張出し梁部およびフーチング部を簡略モデル化した高さ 500mm、断面 800mm×800mm のスタブをつけている。

図-3 に示すように供試体柱部の配筋は、全長に渡って D13 を 6 本、下半分については加えて D13 鉄筋を 6 本 (計 12 本) 配し、いわゆる柱中央部で段落しに相当する補強状態となっている。鉄筋量は段落し部下部が約 2%、上部が約 1% となり、実橋脚で使用されている鉄筋量 (0.8~6%) の範囲内に設定している<sup>20)</sup>。

ところで兵庫県南部地震以前の実橋脚では、一般に約 300mm 間隔で帯鉄筋が配されているが、本供試体には配していない。その理由は、今回の実験では衝撃的軸力のみの影響を調べることにしたこと、また縮尺モデルでは、帯鉄筋のかぶり厚さを十分に確保できなくなるため、かぶり部コンクリートが弱部となってコンクリート表面にひび割れが発生し易くなり、本研究の目的とする断面を

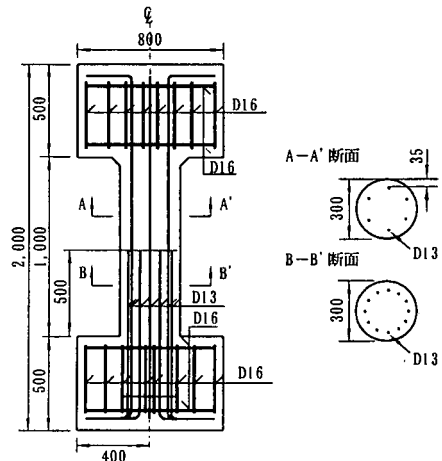


図-3 配筋図

貫通するひび割れとの判別が付きにくいひび割れが発生する可能性を避けるためである。

実橋脚では桁などの上部工の重量が約 3,500kN~

表-3 計測項目および使用計測器

| 項目        | 種類            | 計測範囲          | 仕様         |
|-----------|---------------|---------------|------------|
| 加速度       | 圧電型           | ±1,000G       | 応答特性：10kHz |
|           | 圧電型*1         | ±50,000G      | 応答特性：8kHz  |
| 変位        | 可視レーザー式       | ±100mm        | 応答特性：915Hz |
| コンクリートひずみ | コンクリート用ひずみゲージ | ひずみ限界：20,000μ | ゲージ長：120mm |
| 鉄筋ひずみ     | 鉄筋用ひずみゲージ     | ひずみ限界：30,000μ | ゲージ長：2mm   |

\*1：5t-7m/s-3のみ使用

14,000kN程度作用しており、橋脚柱部の初期軸応力は、 $0.5\sim 2.0\text{N/mm}^2$ 程度になる。そこで、本供試体においても上部に41kNの鉄製の重錘を載せて、上スタブ（重量：約8kN）と重錘の合計重量（以下、上部重量と呼ぶ、上部重量=41kN+8kN=49kN）により、供試体柱部に実RC橋脚の初期軸応力の範囲内である $0.69\text{N/mm}^2$ の初期軸応力を発生させている。なお、1ケースについては、2.0kNの軽い重錘にして（上部重量：2kN+8kN=10kN、初期軸応力： $0.14\text{N/mm}^2$ ）、その影響について調べた。

供試体と上部重錘は、PC鋼棒によって上スタブを貫通して緊張連結し、また、取付け台と下スタブについてもPC鋼棒で緊張連結している。すなわち、取付け台から上部重錘までは構造的に一体化されている。

供試体に用いたコンクリートは、最大骨材寸法20mmで早強セメントを用いたものであり、その配合は表-1に示すものである。実験時に静的強度試験を行い、その圧縮強度は表-2に示すように $22.6\sim 26.5\text{N/mm}^2$ 、引張強度は $1.74\sim 2.26\text{N/mm}^2$ となっている。また、使用した鉄筋はD13（柱部）およびD16（スタブ部）のSD295Aであるが、その試験結果も同様に表-2に示している。

### (3) 計測項目

実験時に発生する①上下スタブの加速度、変位応答、②供試体柱部のコンクリート表面のひずみおよび鉄筋ひずみ、および③全体の高速ビデオ画像をそれぞれ計測・記録した。まず、上下スタブに生じる加速度および変位応答は、図-4に示すように計測した。すなわち、加速度は上下スタブの柱部近傍に取り付けた加速度計によって、また変位については、外部不動点から伸ばされた支持台に取り付けたレーザー式変位計によって計測した。さらに、コンクリート表面のひずみについては、図-5(a)に示すように供試体柱部全長にわたって貼付した9枚のひずみゲージによって計測した。これは、コンクリート表面に生じたひび割れが必ずいずれかのひずみゲージを貫通することにより、その情報を感知できると同時に、供試体柱部に生じるひずみ分布の時刻歴応答を追うことができるため、その応力波の観察を行うことを目的としたものである。

同様に、鉄筋ひずみについては、図-5(b)に示すよ

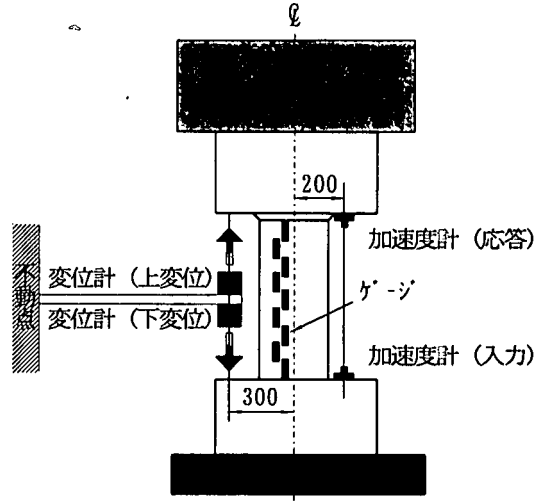
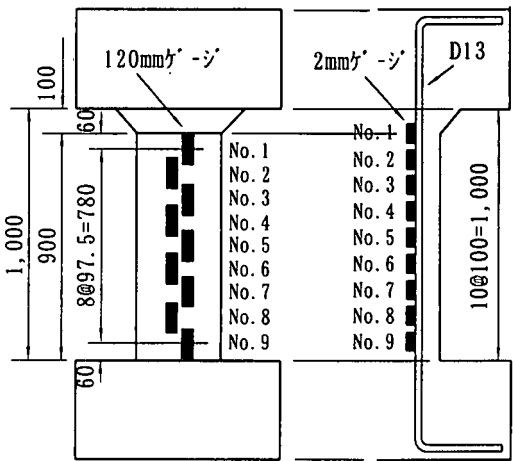


図-4 測定位置



(a) コンクリートゲージ (b) 鉄筋ゲージ

図-5 ひずみゲージの貼付位置

うに供試体柱部全長を貫く主鉄筋に9枚のひずみゲージを等間隔で内側に貼付し、鉄筋を伝播する応力波の感知を可能とした。これらのセンサーの動的応答特性は、表-3に示すようであり、また、これらのデータは、コンピュータによって $20\mu\text{s}$ 間隔のデジタルデータとして保存

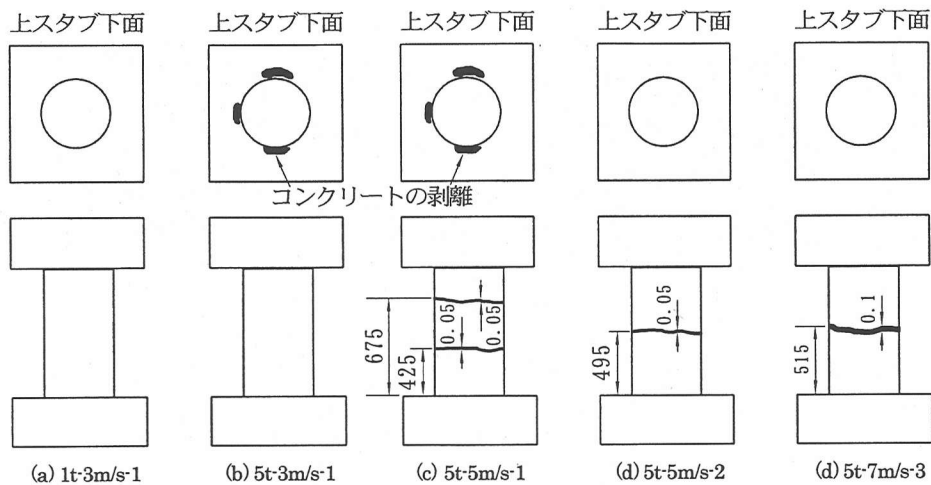


図-6 ひび割れおよび損傷状況

されるシステムを使用した。最後に、以上の数値データを補完するために、撮影間隔 1/1125 秒の高速ビデオを用いて、全体挙動およびひび割れ発生時の記録撮影を行った。

#### (4) 実験ケース

実験の要領は、同一供試体に上部重量や飛翔体の衝突速度を増しながら、繰り返し衝撃加力を行うものと、設定された衝撃加力を一度だけ行うケースを組み合わせ、表-4 に示す 3 供試体に対して、計 5 ケースの条件で行った。

表-4 実験ケース

| 実験ケース名    | 供試体 No. | 上部重量      | 飛翔体衝突速度 |
|-----------|---------|-----------|---------|
| 1t-3m/s-1 | No.1    | 1tf(10kN) | 3m/s    |
| 5t-3m/s-1 |         | 5tf(49kN) | 3m/s    |
| 5t-5m/s-1 |         | 5tf(49kN) | 5m/s    |
| 5t-5m/s-2 | No.2    | 5tf(49kN) | 5m/s    |
| 5t-7m/s-3 | No.3    | 5tf(49kN) | 7m/s    |

### 3. 実験結果および考察

#### (1) 水平輪切り状ひび割れおよび損傷

写真-3 に上部重量 5tf (49 kN)、飛翔体衝突速度 5m/s での単一衝撃加力後における供試体の側面写真を示す。このように鉄筋の段落し部の断面に沿って、明確な輪切り状ひび割れが発生する。これは、写真-1 に示した実橋脚の損傷状況と類似しており、RC 橋脚の水平輪切り状ひび割れが、衝撃的上下動と関係がある可能性を示唆している。

図-6 には、各実験ケースにおける供試体の実験後の外観によるひび割れ発生および損傷状況を示す。これより、上部重量の小さい 1tf (10kN) に 3m/s で衝撃加力を与えた場合 (図-6 (a)) には、供試体柱部および上スタブ下面には何らひび割れも損傷も現われていない。しかし、同一飛翔体衝突速度で上部重量を 5tf (49kN) に増加した場合 (図-6 (b)) では、供試体柱部にひび割れは発生しないが、上部スタブ下面にコンクリートの剥

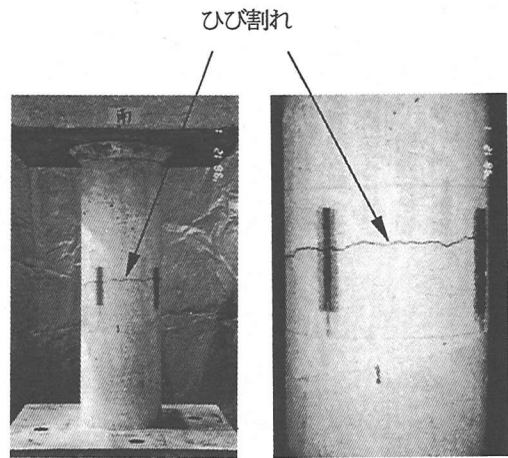
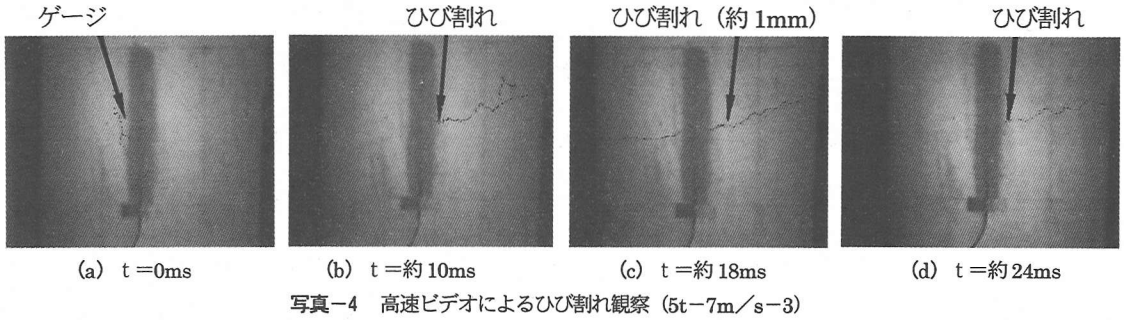


写真-3 水平輪切り状ひび割れの発生状況 (5t-5m/s-2)

離が発生し、少しずつ損傷が発達しているのがわかる。この後に 5m/s で 3 回目の衝撃加力を与えると、図-6 (c) に示すように段落し部とその上部の 2 断面に計 2 本の輪切り状ひび割れが発生した。また、図-6 (d) には、上部重量 5tf (49kN)、飛翔体衝突速度 5m/s の単一衝



撃加力後の結果を示す。この場合には、上部重量および飛翔体衝突速度が同じ条件ではあるが、繰り返し载荷時の図-6 (c) とは異なり、輪切り状ひび割れは1本だけ発生した。図-6 (c) と (d) の実験条件の相違点は、図-6 (c) では、事前に図-6 (a), (b) の状態での繰り返し衝撃加力を行っていることにあり、ひび割れ本数の相違は繰り返し衝撃加力による内部損傷の影響によるものと思われる。

写真-4には、高速ビデオによるひび割れ発生記録を示す。写真の実験条件は上部重量  $5t$  ( $49\text{kN}$ )、飛翔体衝突速度  $7\text{m/s}$  の単一衝撃加力である。写真-4 (b) に示すように衝撃加力後約  $10\text{ms}$  において、すでに輪切り状のひび割れが発生している。続いて、写真-4 (c) の約  $18\text{ms}$  においては、ひび割れは非常に大きく開いており、画面上の基準長を利用して計測すると、そのひび割れ幅は約  $1\text{mm}$  にも達している。これは、実験終了後のひび割れ幅約  $0.1\text{mm}$  (図-6 (e)) に比べ約  $10$  倍の開き幅となっており、内部の鉄筋に与える負担も事後観測より大きいことが推察される。そして最終的に、写真-4 (d) ではひび割れ幅が小さく閉じてしまっている。このように一旦開いたひび割れが、上部重量により再び閉じる現象がすべての供試体で見られた。したがって、実際のRC橋脚でも災害後の外見の損傷からだけでは分からない内部の損傷が生じている可能性がある。

## (2) 加速度および速度

図-7には、代表値として供試体  $5t=5\text{m/s}-2$  の供試体が停止するまでの図-4に示す入力加速度計で測定した加速度(以下、入力加速度と呼ぶ)と加速度を積分して求めた速度(以下、入力速度と呼ぶ)の時刻歴を示す。高速ビデオによるひび割れ観察より、水平輪切り状ひび割れは飛翔体衝突直後に発生しているので、入力速度とひび割れ発生メカニズムの関係調べるため、図-8に  $t=14\text{ms}$  までの供試体  $5t=5\text{m/s}-2$  の加速度を積分して求めた入力速度および応答速度を示す。

図-8にはひび割れが発生した部分のコンクリート表面のひずみゲージが、コンクリートの静的引張ひび割れ

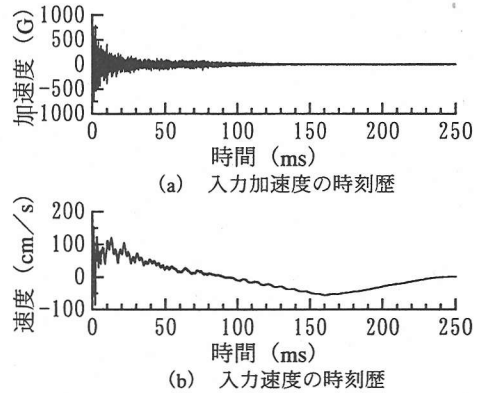


図-7 供試体が停止するまでの時刻歴 ( $5t=5\text{m/s}-2$ )

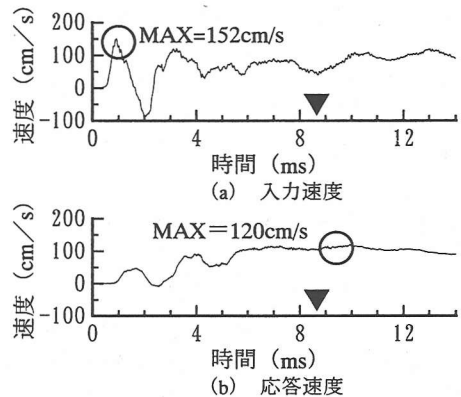


図-8 入力および応答速度の時刻歴 ( $5t=5\text{m/s}-2$ )

の限界ひずみとされる  $200\mu$  (21) を超えた時刻を▼印で示している。図-8 (a) の入力速度の最大値 (○印) は、衝突直後に生じているが、限界ひずみを超えた時刻は、入力速度の最大値を示した時刻よりかなり遅れており、これより入力速度の最大値が、ひび割れ発生に直接的に関与していないことがわかる。一方、図-8 (b) の応答速度の最大値は、ほぼ限界ひずみを超えた時刻と一致しており、ひび割れ発生に直接的に関与している可能性が高いことが伺われる。

また、図-9に飛翔体衝突速度別の入力速度の時刻歴を

表-5 波動場および振動場の基本値

| 分類  | 項目                       | 基本値                              |                                  |
|-----|--------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 波動場 | 材料                       | コンクリート                           | 鉄筋                               |
|     | ヤング率 (E)                 | $2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$  | $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$  |
|     | 密度 ( $\rho$ )            | $2.30 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ | $7.86 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ |
|     | 伝播速度 ( $\sqrt{E/\rho}$ ) | 約 3,300m/s                       | 約 5,000m/s                       |
|     | 伝播時間 (供試体柱部)             | 約 0.3ms (片道)                     | 約 0.2ms (片道)                     |
| 振動場 | 上部重量 (質点重量)              | 1tf (10kN)                       | 5tf (49kN)                       |
|     | ばね<br>剛性                 | 段落し上部                            | 16,380tf/cm (160kN/cm)           |
|     |                          | 段落し下部                            | 17,892tf/cm (175kN/cm)           |
|     | 固有周期                     | 4.7ms                            | 11ms                             |

示す。図-9 (c) に示す 5t-7m/s-3 は、加速度計の固定がはずれてしまい、他の結果と異なる傾向を示しているが、いずれの場合も、飛翔体衝突直後に大きな正の加速度が入力されており、一波目の周期は約2msである。その後は、一波目より長い周期の波が存在しているが、これは本衝撃振動台の特性である。

(3) 波動的観点からのひずみ応答の考察 (波動場)

衝撃的荷重に対して波動と振動を区別することは厳密には困難なことであるが、本研究では、振動的 (振動場) とは上部重量部を質点として考えた場合に、上スタブと下スタブとの相対変位がもたらす振動によって生じる供試体柱部全長にわたる平均ひずみ (平均ひずみ = (上変位 - 下変位) / 供試体柱部高さ) が主体として励起する現象をいい、波動的 (波動場) とは振動的応答が励起する以前または振動的応答が卓越する以前の極めて短時間に供試体柱部内に現われる応力波の波動伝播によって生じる応答をいうものとする。

そこで、本実験の波動場および振動場の基本値を整理すると表-5 のようになる。すなわち、上部重量が 49kN の場合、振動的応答の 1/4 固有周期が約 3ms (11ms ÷ 4 = 3ms) となるのに対して、供試体柱部のコンクリートを伝わる波動の伝播時間は片道 0.3ms (1m ÷ 3,300m/s = 0.3ms) であるので、概略すると衝突後 3ms までは波動的応答が卓越する領域で、応力波が 5 往復分 (3ms ÷ 0.6ms = 5) 蓄積される時間であり、それ以降では波動的応答に比べ振動的応答が卓越する領域として区分して考えることができる。ここでは、後述するようにコンクリートのひずみが約 11ms で振り切れていることから、0~14ms までの時間長を示し振動場における考察を行う。

そこで図-10 に、5t-5m/s-2 の飛翔体衝突後 3ms までにおけるコンクリート表面のひずみゲージの No.1 (上部) ~No.9 (下部) の時刻歴応答を示す。図中に▼印で示したひずみの開始点が、明らかに衝撃加力による

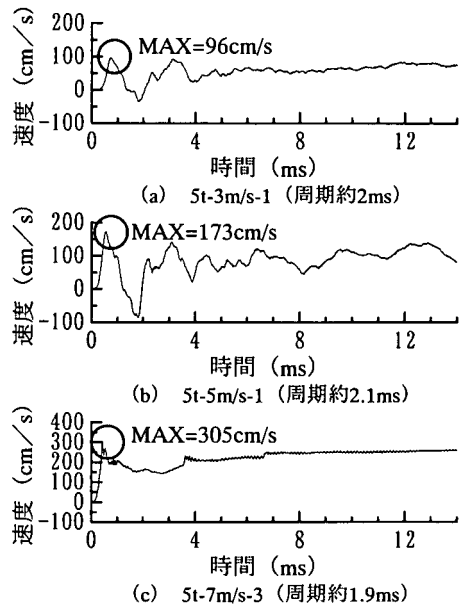


図-9 入力速度の時刻歴

応力波の下部から上部に移る波動伝播を示しており、その遅れの度合いは各地点間の距離を波動の伝播速度で除した遅れ推定値の線 (図中の点線) と一致している。コンクリートの伝播速度は表-5 のように約 3,300m/s であるので、No.9 と No.1 の時間差が  $\Delta t = 1\text{m} / (3,300\text{m/s}) = 0.3\text{ms}$  となり、図中より求まる  $\Delta t = (0.7\text{ms} - 0.4\text{ms}) = 0.3\text{ms}$  と一致している。すなわち、ひずみ開始のデータが応力波の伝播をほぼ正確に把握していることがわかる。しかし、これらのひずみデータはいずれも圧縮側に振れており、境界条件が自由端の場合において波動の反射によって生じるとされる引張波は一度も観測されておらず、引張波によるひび割れが発生していないことがわかる。

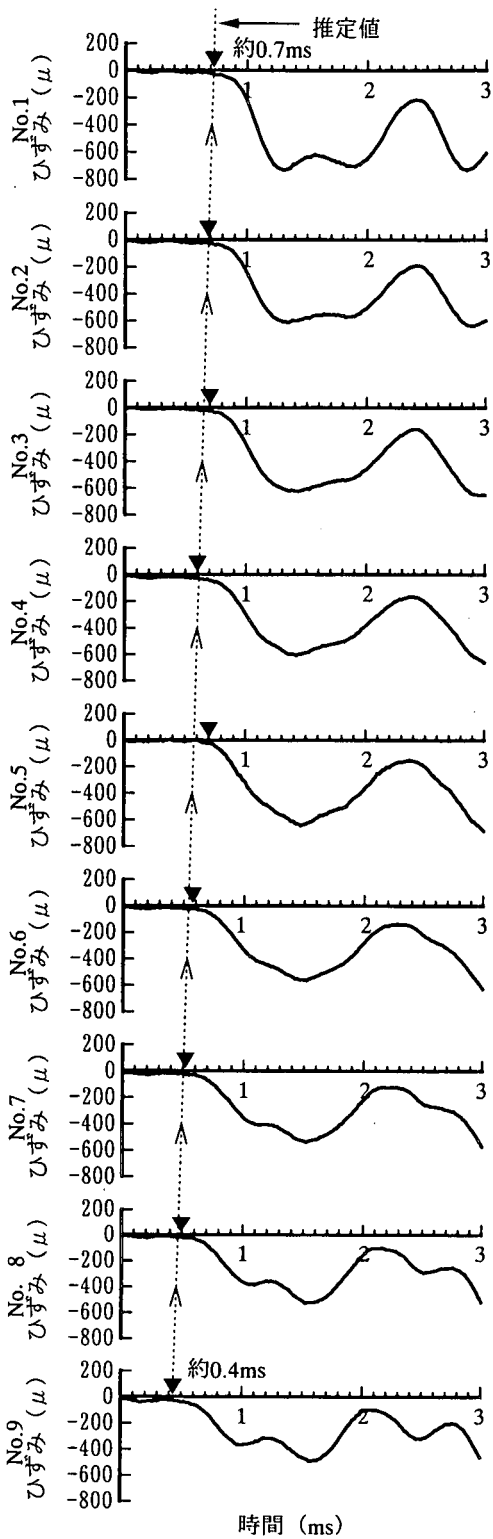


図-10 コンクリートひずみの伝播  
( $5t-5m/s-2$ )

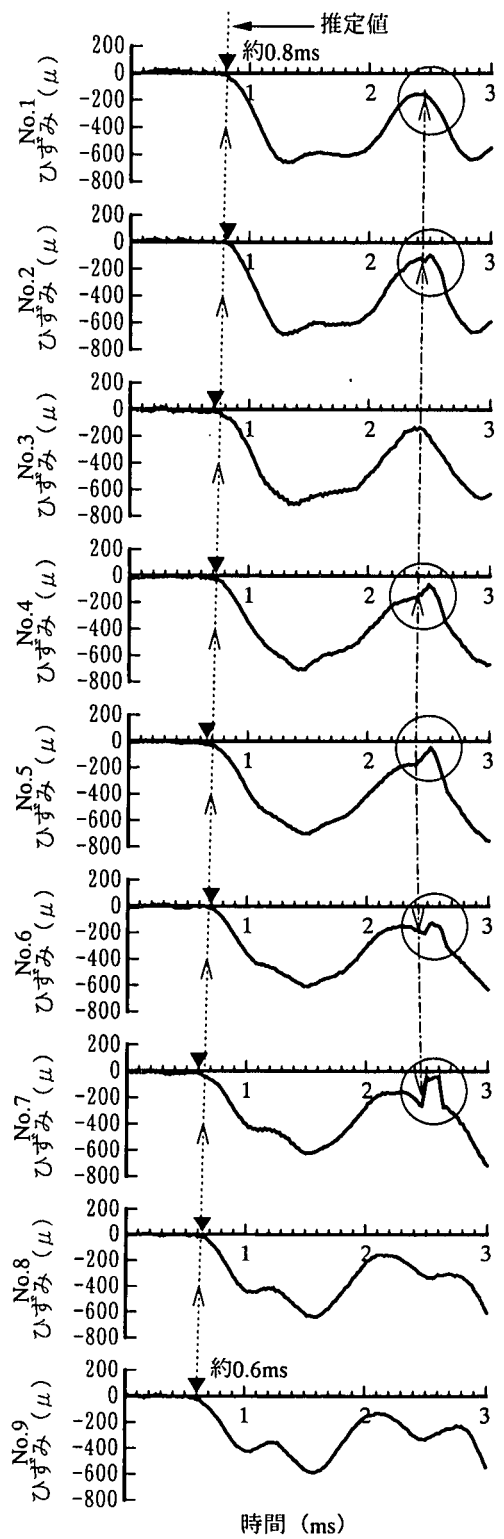


図-11 鉄筋ひずみの伝播  
( $5t-5m/s-2$ )



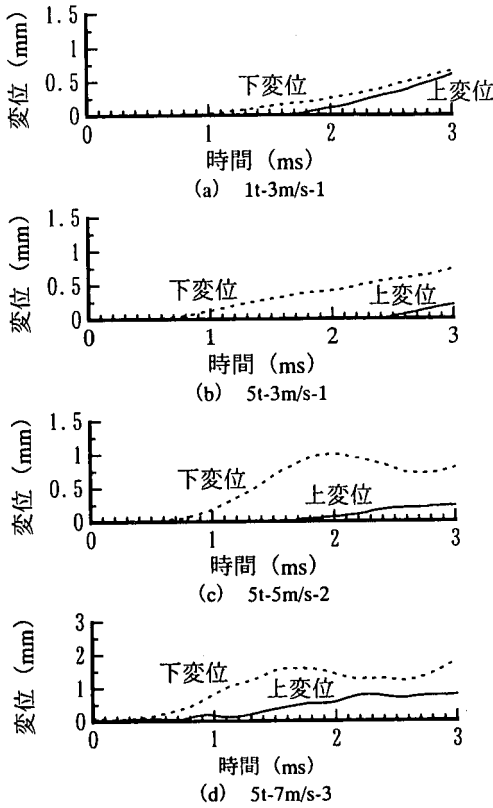


図-12 上変位および下変位の時刻歴応答

同様に、図-11に鉄筋のひずみ分布の時刻歴応答を示す。鉄筋ひずみもコンクリートひずみと同様に圧縮ひずみの開始点は、明らかに下部から上部に移るに連れて遅くなっており、鉄筋の伝播速度から求めた応力波の伝播の推定値の線とほぼ一致している。つまり、鉄筋の伝播速度は表-5のように約 $5,000\text{m/s}$ であるので、No.9とNo.1の時間差は $\Delta t = 1\text{m} / (5,000\text{m/s}) = 0.2\text{ms}$ となり、図中より求まる $\Delta t = (0.8\text{ms} - 0.6\text{ms}) = 0.2\text{ms}$ と一致している。

次に、図-10と図-11を比較すると、鉄筋のひずみ応答曲線はコンクリート表面のひずみ応答曲線と概ね良く一致しており、一見付着破壊は発生しておらず一体化されているように見える。しかし、両図をよく観察すると、図-11では約 $2.4\text{ms}$ 付近で図中の丸印で示したように図-10のコンクリートひずみでは現われていない波形の乱れが生じており、その乱れの開始時刻は、輪切り状ひび割れが発生した段落し部のゲージ No.5 から一点鎖線に示すように上下方向へ伝播している。これらはコンクリート表面のひずみ応答では見られず、明らかにこの時点でコンクリートひずみと鉄筋ひずみにズレが生じており、その間の付着が破壊されている可能性があると思われる。

図-12には、変位計により得られた上変位と下変位の時刻歴応答を示す。図-12(c)は、図-10, 11で考察し

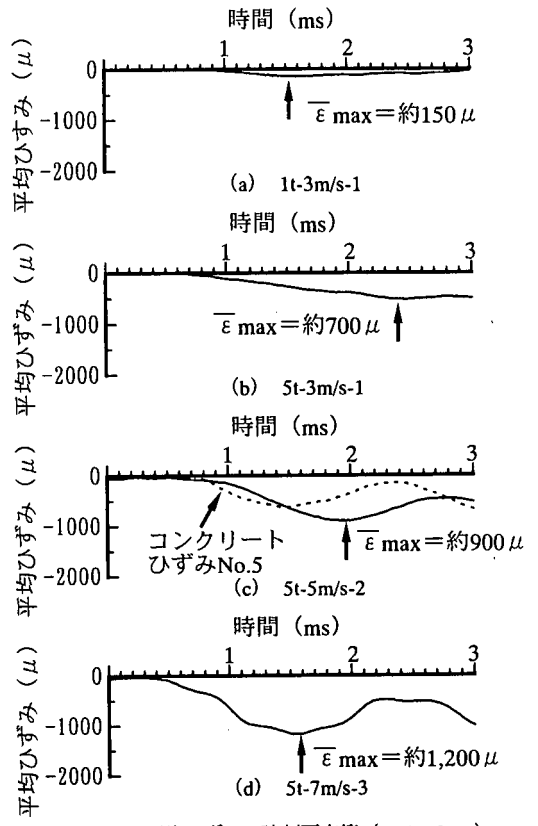


図-13 平均ひずみの時刻歴応答 ( $t=0\sim 3\text{ms}$ )

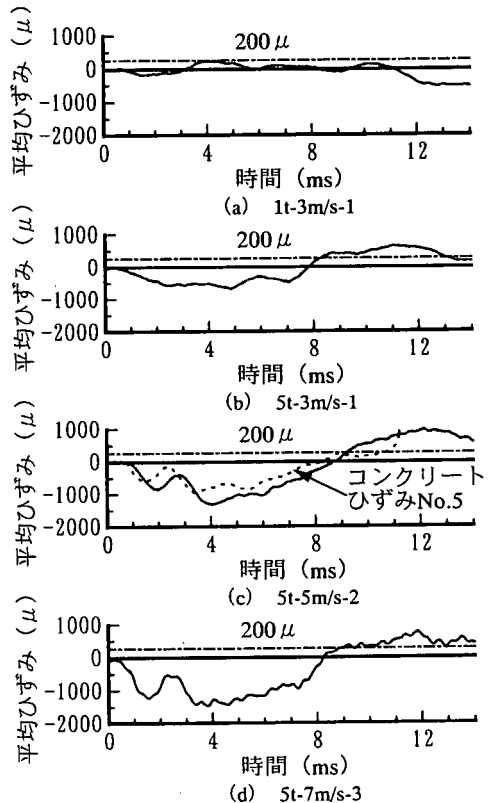


図-14 平均ひずみの時刻歴応答 ( $t=0\sim 14\text{ms}$ )

た供試体  $5t-5m/s-2$  の場合の変位データを示している。飛翔体衝突後約  $0.7ms$  で下変位が生じて、約  $1.7ms$  で上変位が生じている。すなわち、下スタブの上方への変位が発生して、続いて上スタブの上方への変位が発生しており、この傾向は他の供試体でも観察できる。

この上変位量 ( $\delta_{上}$ ) から下変位量 ( $\delta_{下}$ ) を差し引いて供試体柱部高さ ( $l$ ) で除した平均ひずみ ( $\bar{\epsilon} = (\delta_{上} - \delta_{下}) / l$ ) の時刻歴応答を図-13 に示す。同じ供試体である図-13 (c) に示す平均ひずみの時刻歴応答と図-10, 図-11 に示す各測定位置におけるコンクリートおよび鉄筋ひずみの時刻歴応答を比較してみると、波形はあまり一致していない。つまり、コンクリートのひずみ値 (図-13 (c) の点線) は、応力波の伝播によりある測定位置では大きくでているが、別の測定位置では小さくでており、 $0\sim 3ms$  では波動が卓越していることがわかる。この現象については、3. (5) でコンクリート表面のひずみ分布によって、さらに詳細に説明する。

また、図-13 (a), (b), (c), (d) によって、飛翔体の衝突速度が平均ひずみの時刻歴応答に及ぼす影響を見ると、明らかに飛翔体衝突速度の増加によって最大圧縮平均ひずみが増加する傾向が見られる。飛翔体衝突速度  $7m/s$  (供試体  $5t-7m/s-3$ ) の平均ひずみの最大値は、約  $1,200\mu$  にも達している。これは、コンクリートの静的載荷試験により求めた圧縮破壊限界ひずみ約  $1,900\mu$  に近い値となっており、飛翔体の衝突速度によっては、供試体が圧壊する可能性も考えられる。

#### (4) 振動的観点からのひずみ応答の考察 (振動場)

図-14 は、図-13 と同様の処理を振動が卓越すると考えられる  $14ms$  まで行ったものである。これより、上部重量が軽い  $1t-3m/s-1$  のケースを除いて、すべてのケースで概ね周期約  $14ms$  の  $\sin$  波カーブの振動が現われ、 $0\sim 8ms$  において圧縮応答が生じ、続いて引張応答が生じていることがわかる。この際、コンクリートの一般的な静的引張りひび割れの限界ひずみとされる  $200\mu$  (図中の一点鎖線) を供試体  $5t-3m/s-1$ ,  $5t-5m/s-2$  および  $5t-7m/s-3$  のいずれのケースも超えており、ひび割れ発生のあることが伺える。このことを考慮して供試体  $5t-5m/s-1$  と供試体  $5t-5m/s-2$  のひび割れ本数が異なった理由を再度考察すると、供試体  $5t-3m/s-1$  においては、ひび割れは観察されなかったが、平均ひずみが引張側に  $200\mu$  を超えており内部に損傷を受けていた可能性が考えられ、このため1体目の供試体  $5t-5m/s-1$  では、図-6 (c) に示すように2本のひび割れが発生したと思われる。

一方、図-15 には、飛翔体衝突後  $14ms$  までの供試体  $5t-5m/s-2$  におけるコンクリート表面のひずみの時刻歴応答を、図-16 には同じく鉄筋ひずみの時刻歴応答

を示す。まずコンクリートひずみの時刻歴応答、鉄筋ひずみの時刻歴応答および同じ供試体の図-14 (c) に示した平均ひずみの時刻歴応答は、 $t=8ms$  まではほぼ良く一致している。これは、前記図-10, 11 および図-13 (c) で波動が卓越した現象と異なり、振動が卓越した現象と考えられる。図-15 の段落し部の No.5 コンクリートひずみが、 $t\approx 11ms$  において引張側に振り切れており、このひずみゲージの範囲内にひび割れが生じたことを示している。また、ほぼ同時刻において、このひび割れ発生位置 (No.5) の上側 (No.4) および下側 (No.6) のコンクリート表面のひずみはほぼ  $0$  で、ひび割れはまったく生じておらず、したがって、No.5 の位置のひび割れ幅にコンクリート全体のひずみエネルギーが集中し消失したと思われる。

図-16 の鉄筋ひずみの時刻歴応答においても、やはり  $t=8ms$  以前では、同じ供試体の図-14 (c) の変位による平均ひずみの時刻歴応答とほぼ同様な傾向を示している。図-15 の No.5 ひずみが振り切れた  $t=11ms$  において、このコンクリート表面のゲージとほぼ同じ位置に当たる No.5 の鉄筋ひずみは、急にその引張りひずみが大きくなり、コンクリートの引張りひずみエネルギーの関係により、鉄筋への応力配分が急激に行われていることがわかる。

以上より、RC柱の水平輪切り状ひび割れは、振動が卓越している時間 (振動場) で発生しており、鉛直振動による引張力が主要因であると考えられる。また、段落し近傍にひび割れが発生した理由としては、段落し筋の端部の応力集中が影響していると考えられる。石川ら<sup>22)</sup> の解析によると、衝撃力が作用すると鉄筋端部つまり段落し筋の端部に応力集中が発生すると述べられている。これは、3. (3) の図-11 における鉄筋ひずみの時刻歴で観察された乱れを示していると考えられ、この波動場における段落し筋の端部における応力集中による損傷が引き金となって、その後の全体的な応答である振動場において、慣性力による引張りひび割れへと成長したものと考えられる<sup>23)</sup>。

#### (5) コンクリート表面のひずみ分布の変化

前項までは、波動的観点と振動的観点からひずみの時刻歴応答を中心に検討してきた。ここでは、改めて供試体柱部のコンクリート表面に生じるひずみ分布の時間的変化について描画的に捉えて検討する。

図-17 には、輪切り状ひび割れが発生した供試体  $5t-5m/s-1$ ,  $5-5m/s-2$  および  $5t-7m/s-3$  のコンクリート表面のひずみ分布を示す。ひずみが最下段から最上段に到達する時間 (図中の  $\Delta t$ ) は、供試体  $5t-5m/s-1$  では約  $0.28ms$ , 供試体  $5t-5m/s-2$  では約  $0.3ms$ , 供試体  $5t-7m/s-3$  では約  $0.24ms$  であり、表-5 に示

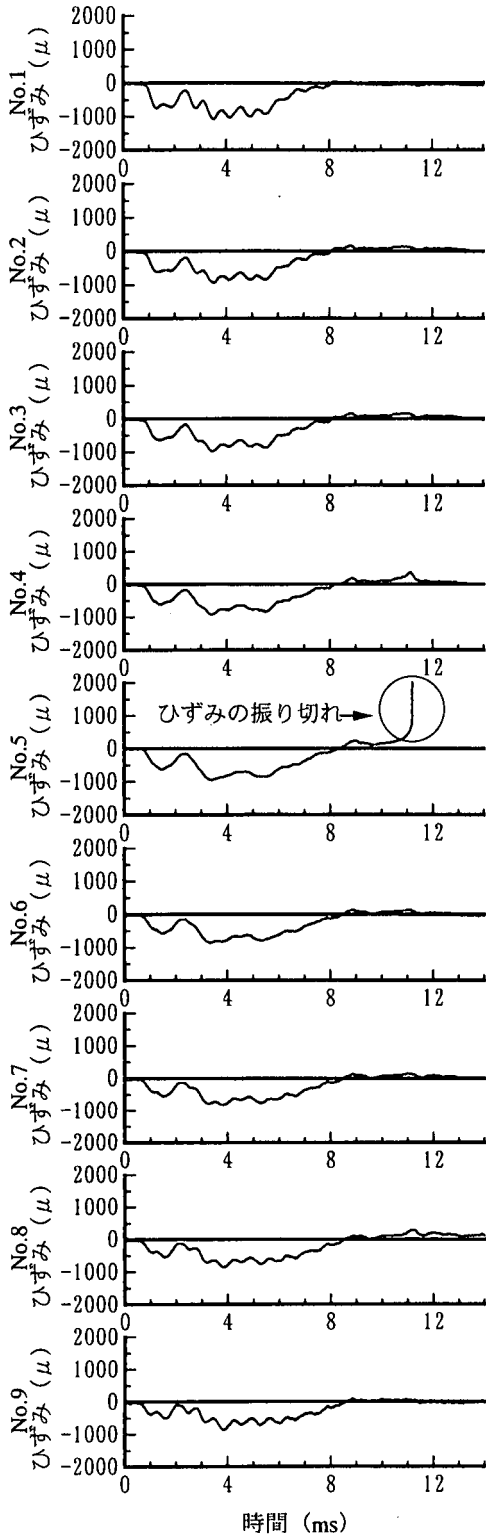


図-15 コンクリートひずみの時刻歴応答  
( $5t-5m/s-2$ )

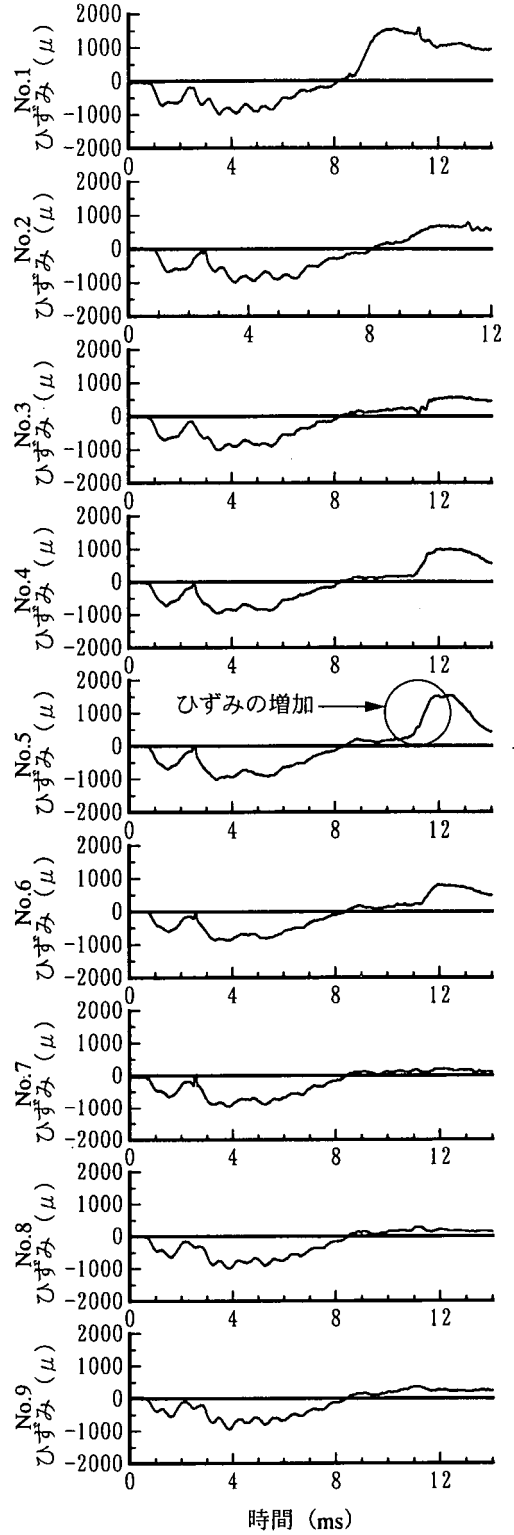
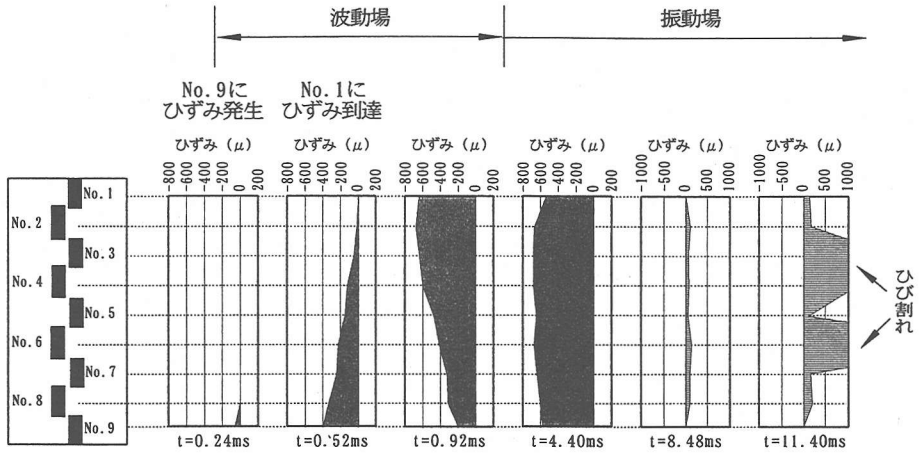
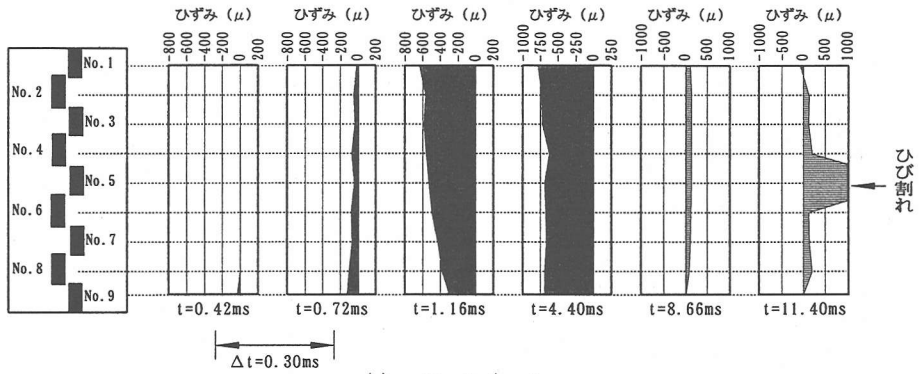


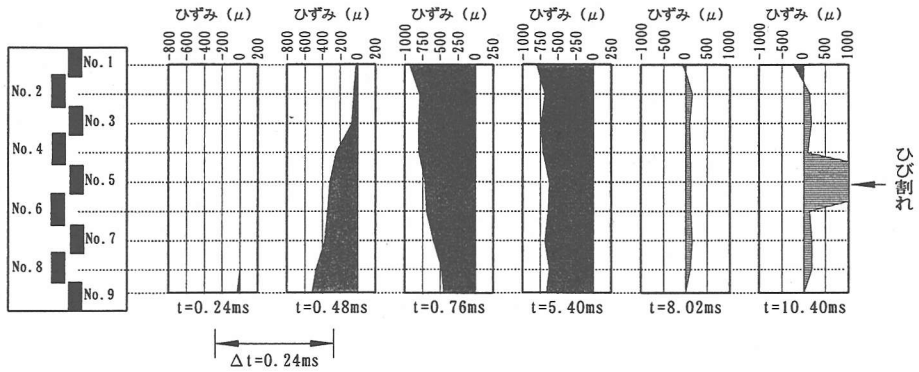
図-16 鉄筋ひずみの時刻歴応答  
( $5t-5m/s-2$ )



(a)  $5t-5\text{m/s}-1$



(b)  $5t-5\text{m/s}-2$



(c)  $5t-7\text{m/s}-3$

図-17 コンクリート表面のひずみ分布

コンクリートの応力波の伝播時間 (0.3ms) とほぼ一致している。

飛翔体衝突直後では、柱部の位置によりひずみの値が異なっており、波動が卓越しているのがわかる。その後時間が経過するとひずみの分布がほぼフラットになり、あたかも1質点系のように振動が卓越するようになり、波動場から振動場へ移行している状況が確認できる。その後、フラットなひずみ分布は、圧縮側から引張側へ以降し、最後にひずみゲージが振り切れ、ひび割れが発生している様子がわかる。

#### 4. まとめ

地震の際、構造物の被害に最も影響を及ぼすのは、間違いなく水平動である。しかし、都市直下型地震においては水平動のみならず、構造物の被害に影響を及ぼす衝撃的上下動が存在する可能性も高い。また、最近の台湾地震の被害から推察しても衝撃的な上下動に対する検討も水平動とともに進めることが必要ではないかと考える。

本研究では、兵庫県南部地震で観察された被害の一つとしてRC橋脚の水平輪切り状ひび割れが発生したので、これを契機としてやや大型のRC柱を用いた衝撃突き上げ実験により、衝撃的上下動を受けるRC柱の挙動について検討を行い、以下の成果を得た。

- ①新たに加振テーブル 5.5m×5.5m の衝撃的上下動を加力できる衝撃振動台を開発した。
- ②衝撃的荷重をRC柱に作用させると水平輪切り状ひび割れが発生することが認められた。
- ③高速ビデオのひび割れ幅の観察結果より、RC柱に発生した水平輪切り状ひび割れは、一旦開いたあと閉じてしまうことが確認された。したがって、外見によるひび割れ観察よりもRC柱内部に大きな損傷が発生している可能性があることがわかった。
- ④衝撃直後のコンクリートおよび鉄筋ひずみ分布よりRC柱に応力波が伝播する状況を観察することに成功した。これより、応力波の波動伝播によってひび割れは発生していないことがわかった。
- ⑤平均ひずみの時刻歴応答より、飛翔体衝突速度がさらに大きくなると、RC柱が圧壊する可能性も考えられた。
- ⑥RC柱の水平輪切り状ひび割れは、波動場において発生した損傷が引き金となり、その後の全体的応答である振動場に移行した段階で慣性力による引張りひび割れへと成長したことが認められた。

なお、本研究は、兵庫県南部地震で見られたRC橋脚の損傷メカニズムそのものを解明したのではなく、一般的に下方向からの衝撃的力を受けるRC柱の挙動につい

て検討したもので、実際の地震波との関連については今後さらに検討する予定である。また実験装置の構造上、RC柱の固有周期よりも小さい周期を有する入力速度のみを実験で設定することが困難であったため、この点に関しても解析などにより検討する予定である。

謝辞：本研究を行うに当たり、西松建設(株)技術研究所前所長栗原和夫博士および当衝撃振動研究所の皆様から多大なご支援を頂き、また防衛大学校別府助手から有意義なご助言を得たことを付記し、謝意を表すものである。

#### 参考文献

- 1) 兵庫県南部地震による道路橋の震災に関する調査中間報告(案):兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会, 1995年3月。
- 2) 土木学会阪神淡路大震災震災調査第二次報告会資料:土木学会, 1995年3月。
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告書(資料編):社団法人地盤工学会, 阪神大震災調査委員会, 1996年10月。
- 4) 阪神・淡路大震災誌:朝日新聞社編, 1996年2月。
- 5) 園田恵一郎, 小林治俊:兵庫県南部地震における土木構造物の衝撃的破壊の事例, 第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, 1995年5月。
- 6) 高田直樹:「突き上げるような上下動」はどこへいった, 土と基礎, 44-3, pp.13-15, 1996年3月。
- 7) 川島和彦, 運上茂樹, 飯田寛之:鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定及び耐震補強方法に関する研究, 土木研究所報告, 第189号, p.19, 1993年9月。
- 8) 園田恵一郎, 小林治俊:阪神・淡路地震一初期震動の証言について, 構造物の衝撃的破壊現象に関する学協会合同研究協議会, pp.20, 1995年8月。
- 9) 別府万寿博, 香月智, 石川信隆, 宮本文穂:衝撃突き上げ装置によるRC橋脚模型の輪切り状ひび割れに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.165-180, 1997年10月。
- 10) 竹宮宏和, 堀内深:衝撃的地震動によるRC構造物の引張破壊現象の可能性, 第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, pp.133-138, 1996年6月。
- 11) 小野紘一:道路橋脚の被害とそのシュミレーション, コンクリート工学, Vol. 34, No.11, pp.53-55, 1996年11月。
- 12) 岡本舜三:阪神・淡路大震災に思う, 土木学会誌, pp. 2-5, 1994年4月。
- 13) 兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊に関するシンポジウム:日本建築学会応用力学運営委員会, 日本機械学会, 土木学会構造工学委員会, 1997年3月。
- 14) 大野友則, 水野淳, 藤掛一典, 河西良幸, 喜多龍一郎:衝

- 撃的地震動により鋼製橋脚に生じた局部座屈の発生メカニズムに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第500号, pp.113-121, 1997年10月.
- 15) 泉博允: 衝撃的地震動についての考察, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第1部門(B), pp.1130-1131, 平成7年9月.
- 16) 清野純史, 三浦房紀: 衝撃的上下動は存在したか?, 日本建築学会第25回地盤振動シンポジウム, pp. 19-28, 1997年10月.
- 17) 園田恵一郎, 高田直俊, 石丸和宏, 林道廣, 奥田洋一: 水中線爆装置による高架橋RC橋脚モデルの衝撃破壊実験, 第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, pp.251-256, 1998年6月.
- 18) 大野友則, 喜多龍一郎, 藤掛一典: 軸方向に衝撃力を受けるRC円柱試験体の圧縮破壊メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 584/I-42, pp.229-242, 1998年1月.
- 19) 石原和典, 石川達也, 余国雄, 田辺忠頭: 衝撃荷重を受けるRC柱の波動応力場から振動場への移行状態に関する考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.513-518, 1997年7月.
- 20) 道路橋示方書I共通編IV下部構造編:(財)日本道路協会, 1996年12月.
- 21) 畑野正: 衝撃引張荷重によるコンクリートの挙動, 土木学会論文集, No.73, pp.28-34, 1961年6月.
- 22) 石川達也, 余国雄, 田辺忠頭: 鉄筋端部の不連続面が応力波の伝播に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.293-298, 1996年7月.
- 23) 野中泰二郎: 構造物に及ぼす地震の衝撃的破壊作用, 建築学会誌, Vol.112, No.1401, pp.50, 1997年2月.

(1999.1.21 受付)

## AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE TRANSIENT RESPONSE FROM PROPAGATION FIELD TO VIBRATION FIELD OF RC COLUMN UNDER VERTICAL EARTHQUAKE SHOCK

Koji HARADA, Nobutaka ISHIKAWA, Satoshi KATSUKI, Toshiaki OHTA and Shinichi HINO

This paper presents an experimental approach for the damage of reinforced concrete (RC) column model under the vertical earthquake shock. First, the push-up apparatus was newly developed in order to reappear the damage of structure in Hyogo-ken Nanbu earthquake. Second, the push up impact test was performed for the 1/10 RC column model, and the circumferential crack was occurred at the center of column under the conditions of the projectile impact velocity 5 m/s and the surcharge weight 49 kN. Third, the stress wave was observed by the strain gauges of concrete and steel bar during the time of 0 ~ 3 ms, but the fracture of concrete column was not occurred due to the stress wave. Fourth, the vibration field was examined by the strain gauges of concrete and steel bar during the time of 3 ms ~ 14 ms, and it was found that the concrete strain became infinity at the time 11 ms. Therefore, it was confirmed that the circumferential crack was occurred by the tensile stress due to the inertia force during the period of the vibration field.