

◆ 特集：動的実験施設を活用した研究開発 ◆

鉄筋コンクリート構造物の水平二方向加振振動台実験

西田秀明* 運上茂樹**

1. はじめに

地震により地盤は水平二方向および上下方向に三次元的に震動するため、構造物も三次元的な挙動を示す。この時、構造部材には二軸曲げやねじりなどが生じるため、例えば橋軸方向あるいは橋軸直角方向といった主軸別に慣性力を作用させる現行の設計では考慮できない影響が生じることが予想される。

一部材に対して水平二方向あるいは上下方向も加えた多軸同時曲げ載荷を対象とした実験的研究は以前より行われてきている¹⁾。これらの実験は、ほとんどの場合、通常の正負交番載荷実験と同様に、載荷装置（アクチュエータ）を複数本使い、部材に荷重を直接作用させることで多軸曲げを再現したものである。このような実験からは、載荷位置での荷重と変位を測定することにより多軸同時載荷時の基本的な耐力および変形特性を知ることができる。

しかし、地震時における構造物の挙動を把握するためには、耐力および変形特性だけでなく構造物の応答特性の把握も必要である。これを実験的に検討する方法として振動台実験があるが、構造物が多軸曲げ状態となるような振動台実験が行われた事例は少ない²⁾。そのため、多軸同時載荷による挙動を評価可能な解析手法の検証も十分でないのが実状である。

本研究では、上下動に比べて一般に振幅の大きい水平方向の地震動が二方向に同時に入力した場合の構造物の耐震設計法の開発を目的として、断面形状の異なる鉄筋コンクリート柱模型を用いた振動台実験を実施してきている^{3),4)}。本文では長方形断面に対する実験結果を報告する。

2. 振動台実験

2.1 実験供試体

実験のために作成した供試体は、1) 断面寸法が

45 × 80cm、2) 柱基部から慣性力作用中心までの高さが3.0m、3) 柱基部での軸応力度が1.0N/mm²、4) 軸方向鉄筋比が0.95%、5) 帯鉄筋間隔が75mmとした。材料は設計規準強度27N/mm²のコンクリートおよびSD295A鉄筋（軸方向鉄筋D10、帯鉄筋D6）を用いた。実橋脚に対する供試体寸法の縮小率はおよそ1/4～1/5である。実験供試体の概要を図-1に、振動台上に設置した状況を写真-1に示す。なお、供試体周辺には、供試体の倒壊時の保護と、変位計設置のために鋼製フレームを組んでいる。

2.2 測定項目

主な測定項目は、1) 慣性力作用中心位置における加速度および変位、2) 振動台の加速度、3) 最もひずみが大きくなる柱基部付近の軸方向鉄筋ひずみ、である。1)は構造物の応答特性を調べるために最低限必要となるものである。変位については、レーザー式変位計を鋼製フレーム上に設置しているため、フレーム自体の振動の影響が入る可能性がある。そのため、変位計設置位置に加速度計も取り付け、振動台上の加速度を比較し、その影響が大きい場合にデータの補正ができるようにした。3)の軸方向鉄筋ひずみは、加振が事前に想定した範囲にあるかどうかを検証するために測定したものである。なお、データのサンプリング周波数は200Hzとした。

2.3 加振方法

入力加振は柱基部の軸方向鉄筋が弾性範囲にとどまるレベル（1回目加振）、および柱が塑性化するレベル（2回目加振）で順次行った。入力波は図-2に示す1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された地震動（最大加速度：NS成分642gal、EW成分666gal）⁵⁾を原波として用いた。ここで、相似則を考慮すると加速度振幅はそのままで時間軸を0.5乗で圧縮することになる。しかし、本実験では、実地震時の破壊現象の再現が目的ではないことから、時間軸を相似則に基づいて

Shaking Table Test on Response Characteristics of RC Column under Bilateral Earthquake Excitation

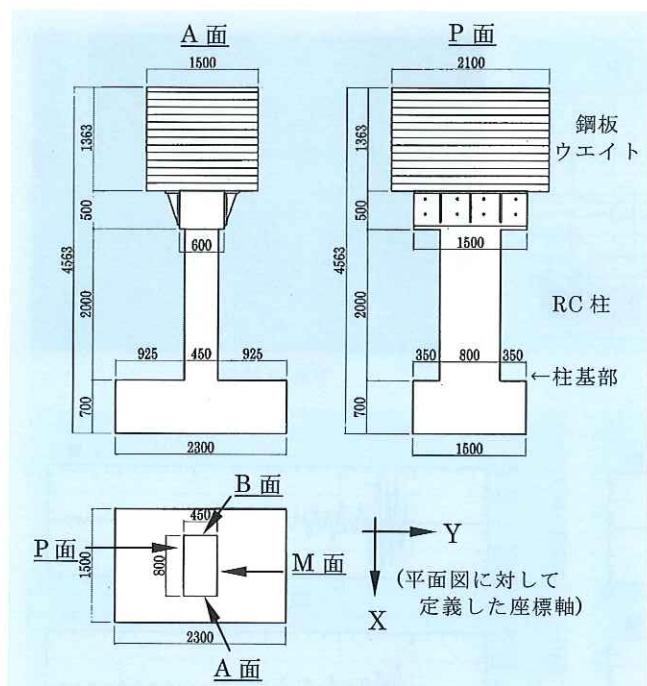


図-1 実験供試体 (単位:mm)



写真-1 供試体設置状況

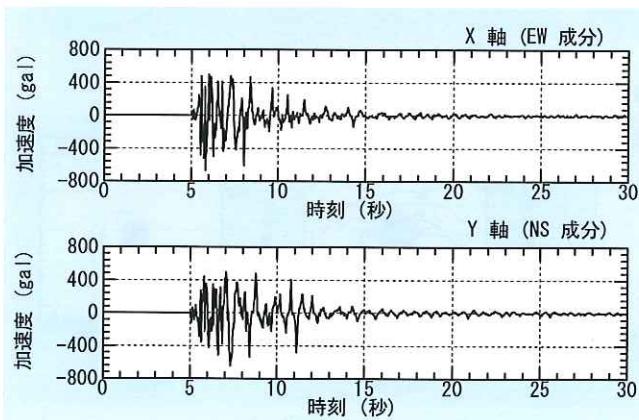


図-2 入力加速度波形 (JR 薦取駅で観測された波形)

50%に圧縮したうえで、加速度振幅を調整することで想定加振レベルになるようにした。加速度振幅レベルは、既往の研究により静的載荷状態での二軸曲げをよく再現できることが確認されているファイバーモデルを用いた事前解析に基づき、1回目加振時は原波に対して15%、2回目加振時は90%の比率で縮小したものとした。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

1回目加振後では、軸方向鉄筋ひずみは最大でも 800μ 程度と降伏ひずみより小さな弾性範囲の値を示し、かつコンクリートのひびわれなどの変状は確認できなかった。

2回目加振後の損傷状況を図-3および写真-2に示す。P面の一部を除いて柱基部からおよそ350mmの高さまで鉄筋がみえるほどかぶりコンクリートの剥落が生じており、またおよそ600mmおよび850mmの高さの位置では一回する水平クラックが生じた。軸方向鉄筋はP面の一部を除いて座屈した。このうちM面側の軸方向鉄筋は、中間帶鉄筋よりB面側では高さ100mmを、A面側では高さ175mm付近を中心にして座屈するという特徴的な破壊となった。内部コンクリートは健全であった。

3.2 慣性力作用位置における変位-加速度関係

慣性力作用位置における加速度および変位の二方向(X軸、Y軸)の時刻歴波形を図-4、X-Y平面内の軌跡を図-5に示す。ここでは、振動台上とフレーム上の加速度がほぼ同じであることが確認できたため観測された記録をそのまま用いた。符号は入力加速度が正の時に加速度および変位が正となるように定義した。

1回目加振時では、最大変位は剛性の小さなP面-M面方向(Y軸方向)で7mm程度、剛性の大きなA面-B面方向(X軸方向)で2mm程度と前者の方が大きいが、最大加速度はP面-M面方向で170gal程度、A面-B面方向で150gal程

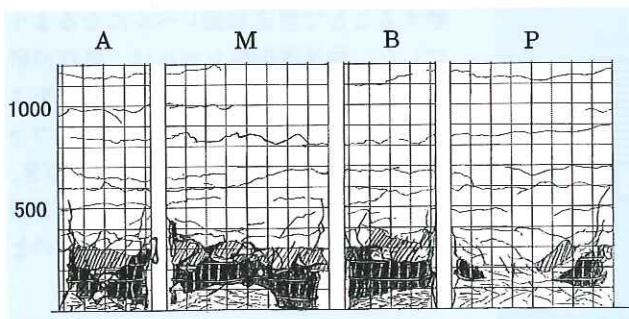
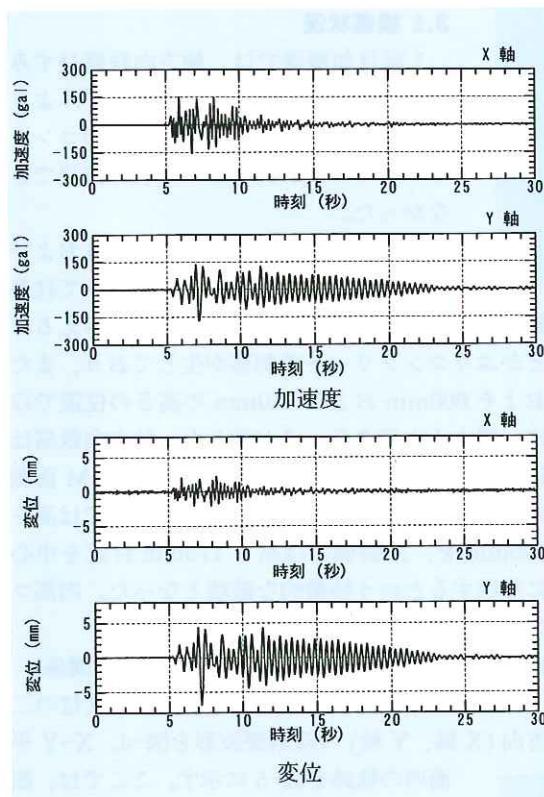


図-3 最終損傷図

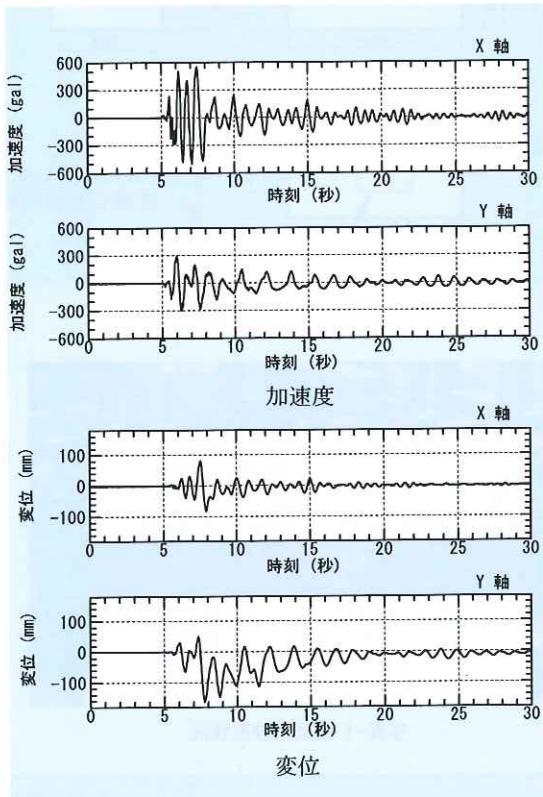


写真-2 損傷状況

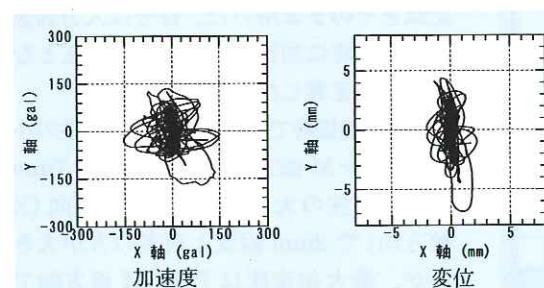


1回目加振

図-4 惯性力作用中心位置における加速度および変位の時刻歴波形

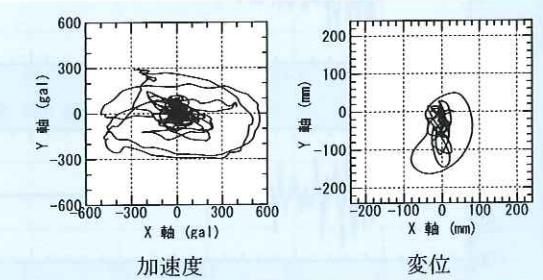


2回目加振



1回目加振

図-5 惯性力作用中心位置における加速度および変位の軌跡



2回目加振

度とほぼ同じであった。Y 軸方向の加速度波形をみると、主要動を過ぎた時刻でも入力に対して大きな応答を示している。そこで 10 秒以降の波形に対する振動数特性をみると、この加振終了後の固有振動数 (2.9Hz) とほぼ同じ振動数成分が卓越していたことから、応答が大きくなつたのは自由振動していたためと考えられる。また、軌跡をみると、変位は断面剛性の小さい Y 軸方向の振幅が卓越しているが、加速度には特定の卓越方向はみられなかった。

2 回目加振時では、断面の主軸毎の最大変位は、P 面-M 面方向で 160mm 程度、A 面-B 面方向で 80mm 程度であり、1 回目加振時に比べ剛性の大きな主軸 (X 軸) 方向にも比較的大きな変位が生じた。最大加速度は、P 面-M 面方向で 300gal 程度、A 面-B 面方向で 550gal 程度となつた。時刻歴波形では、加速度 (ベクトル和) が最大となる 6 秒付近から A 面-B 面方向 (X 軸方向) の加速度波形の短周期成分がなくなり、さらに相対変位が最大となる 7 秒付近から加速度および変位の長周期化が顕著になっている。この時刻は、かぶりコンクリートの剥離など断面損傷が生じ始めた頃と対応することから、これが長周期化の原因と考えられる。軌跡をみると、1 回目と異なり、加速度軌跡に卓越方向 (X 軸方向) があることや橈円を描くという特徴がある。変位軌跡は、1 回目と同じく Y 軸方向の振幅が卓越したもの、X 軸方向にも 1 ループのみであるが比較的大きな振幅が生じた。この原因は、角部および剛性の小さな主軸 (Y 軸) に直交する P 面、M 面側から始まった断面損傷の影響により、剛性の大きな主軸方向の剛性も低下することで塑性化の進展が促進されたためと考えられる。

変位波形と損傷との関係を見ると、P 面-M 面方向成分 (Y 軸成分) は 7.5 秒付近以降ほとんどマイナス側にふれていることから、P 面側はほとんど圧縮力が作用していたと考えられる。このことから、引張と圧縮が繰り返し作用することにより生じる軸方向鉄筋の座屈やコンクリートのひびわれの拡大が生じなかつたことが断面損傷が少なかった原因と考えられる。

4. まとめ

長方形断面を有する鉄筋コンクリート柱模型の水平二方向加振振動台実験により、次のことが明らかとなつた。

- (1) 軸方向鉄筋が降伏に至らないレベルでの加振では、慣性力作用位置における変位は断面剛性の小さな主軸方向の振動が卓越したが、加速度には卓越方向はみられなかつた。
- (2) RC 柱が降伏を超えるレベルでの加振では、慣性力作用位置における加速度および変位共に卓越方向が生じた。また、加速度軌跡は、変位軌跡と異なり橈円を描くという特徴があつた。
- (3) 長方形断面のように断面の方向による剛性差がある場合、角部や剛性の小さな主軸に直交する面での断面損傷の影響により塑性化の進展が促進されるため、剛性の大きな主軸方向の変位も比較的大きくなる。

参考文献

- 1) 例えば、平石久廣ほか：二方向変形をうける鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の構造性状、日本建築学会論文集第 454 号, pp115-125, 1993.12
- 2) 例えば、S. Mahin and M. Hachem: Bi-directional Seismic Response of Reinforced Concrete Bridges, International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures, 2000.7
- 3) 西田秀明、運上茂樹、長屋和宏：水平二方向の地震入力を受ける鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形特性、土木技術資料, Vol.43, No.12, pp.38-43, 2001.12
- 4) 西田秀明、運上茂樹：円形鉄筋コンクリート柱の水平二方向加振振動台実験、第 5 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.259-264, 2002.1
- 5) NAKAMURA,Y : Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information No.23c, RTRI, 1995.2

西田秀明*



運上茂樹**



独立行政法人土木研究所
耐震研究グループ耐震
チーム研究員
Hideaki NISHIDA

同 耐震チーム上席研究
員、工博
Dr. Shigeaki UNJOH