

長方形断面を有する鉄筋コンクリート柱の三次元加振振動台実験

西田 秀明¹・運上 茂樹²

¹正会員 工修 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(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 上席研究員(同上)

1. はじめに

多方向入力を受ける柱状構造物の耐震性に関する検討を振動台実験のような動的加振実験によって検証した事例は少ない。そのため、動的加振条件下で多方向入力を受ける構造物の解析手法の妥当性に関する検証も十分とはいえない。このような背景から、動的加振実験によるデータの蓄積および解析手法の適用性を検討するために、これまで、鉄筋コンクリート柱（以下、RC柱）の水平二方向加振振動台実験^{1,2,3}を実施するとともに、解析手法の適用性について検証してきた⁴。本報では、長方形断面を有するRC柱を対象として、鉛直動を加えた三次元加振振動台実験の結果を示すとともに、水平二方向加振振動台実験の結果³と比較し、鉛直動が水平面内の応答特性に及ぼす影響について検討した。

2. 実験概要

(1) 実験供試体と測定項目

実験供試体を図-1に示す。本供試体は、都市内高架橋の橋脚を想定しており、実際の構造物に対する供試体の縮小率はおおよそ1/4～1/6である。ここで、厳密に具体的実橋脚を想定し、これに対する縮小模型として供試体の諸元を決定したわけではないため、縮小率は目安を示すにとどまっている。

柱部は、短辺方向450mm、長辺方向800mmの長方形断面、かぶりコンクリート厚さ40mm、軸方向鉄筋はSD295、D10を48本（軸方向鉄筋比0.95%）、帯鉄筋はSD295、D6を75mm間隔で配筋した。また、長辺方向の中央部位置にSD295、D6の中間帯鉄筋を入れ、横拘束筋の有効長さ d は短辺および長辺方向でほぼ同じになるようにした（大きい方の横拘束筋体積比0.47%）。供試体および供試体に作用する死荷重を模擬するための鋼板ウェイトは、柱基部での軸応力が 1.0 N/mm^2 になるように、また、供試体高さは柱基部から慣性力の作用中心位置まで

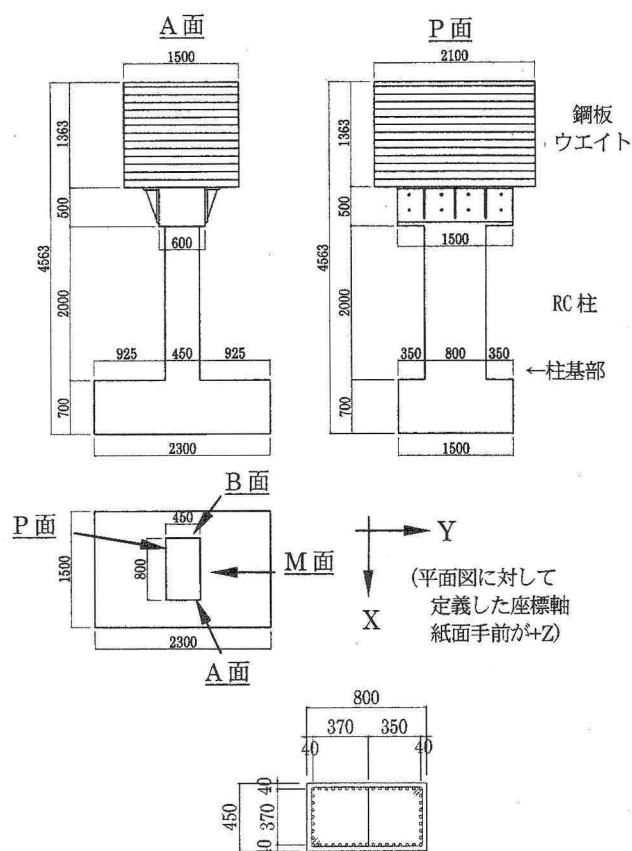


図-1 実験供試体(単位 mm)

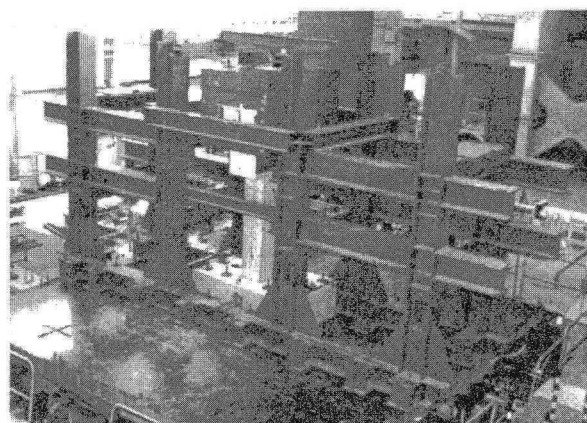


写真-1 供試体設置状況

が3,000mm になるように設計した。

主要な測定項目は、慣性力の作用中心位置における相対変位、絶対加速度、および軸方向鉄筋のひずみとした。慣性力の作用中心位置における相対変位は、供試体の周りに組んだ剛体フレームに取り付けたレーザー式変位計を用いて測定した。また、慣性力の作用中心位置における絶対加速度は、柱断面中央部位置の鋼板ウエイト内に設けた隙間にひずみ式加速度計を設置して測定した。実験時のコンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-1 に示す。ここでは、後ほど比較を行うことから今回実施した三次元加振時だけでなく、水平二方向加振時の諸元³⁾も合わせて示す。

(2) 加振波形と加振レベル

加振波形は、1995 年兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で観測された地震波形⁵⁾を調整して用いた(図-2)。加振レベルは、1 回目は時間軸 50%および加速度振幅 15%、2 回目は時間軸 50%および加速度振幅 90%、にそれぞれ圧縮したものを入力波形として用いた。これは、水平二方向加振実験に対するファイバーモデルによる事前解析により、1 回目は軸方向鉄筋が降伏に達しないレベル、2 回目は RC 柱が明らかに降伏を超えるレベルになるようにオリジナルの加振波形を時間軸および加速度振幅軸を調整して決定したものである。三次元加振振動台実験にもこれをそのまま適用しており、鉛直動に対しても水平動と同様に時間軸および加速度振幅軸の調整をしている。また、実験データのサンプリング周波数は 200Hz、加振は独立行政法人土木研究所所有の三次元大型振動台を用いて行った。

3. 実験結果の検討

(1) 損傷の進展状況と固有振動数の変化

各加振の前後に、振動台上と慣性力の作用中心位置において測定した微動の加速度波形を用いて推定した固有振動数を表-2 に示す。

1 回目加振後では、柱基部付近の軸方向鉄筋のひずみは最大で 1,700 μ 程度となった。水平二方向加振時の軸方向鉄筋のひずみの最大値(800 μ 程度)と比べると発生最大ひずみは増加しているが、いずれも降伏ひずみ(約 2,100 μ)より小さい範囲におさまっている。目視で確認できる損傷は、水平二方向加振時には確認できなかったが、三次元加振時にはコンクリートの水平ひびわれが数箇所確認できた。また、固有振動数は、三次元加振時の方が若干振動数の低下度合いが大きい。

2 回目加振後の損傷状況を図-3 に示す。三次元加振時のかぶりコンクリートは、A 面では柱基部から 300mm 程度の高さまで剥落し、M 面では柱基部から 400mm 付近まで剥落に近い状態まで浮き上がっているものの、P

表-1 実験時材料特性(単位 N/mm²)

三次元加振供試体	圧縮・降伏強度	ヤング係数
コンクリート	34.8	3.19×10^4
軸方向鉄筋 (D10)	394	1.85×10^5
帯鉄筋 (D6)	375	1.75×10^5

水平二方向加振供試体	圧縮・降伏強度	ヤング係数
コンクリート	30.4	2.63×10^4
軸方向鉄筋 (D10)	373	1.75×10^5
帯鉄筋 (D6)	316	1.64×10^5

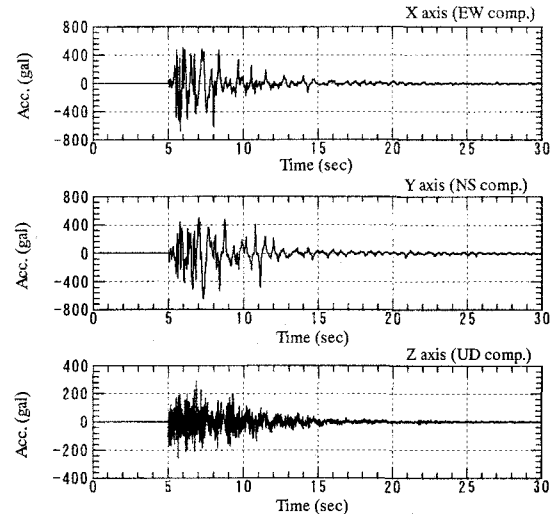


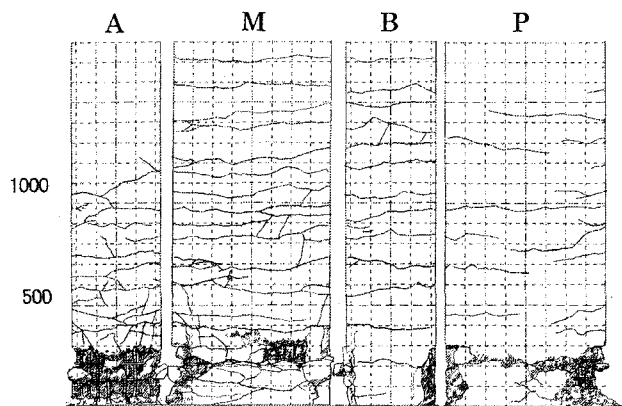
図-2 入力波形(時間軸 50%に圧縮したもの)

表-2 推定した固有振動数(Hz)

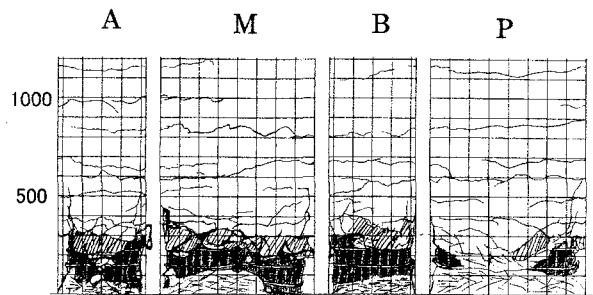
	加振前		1 回目 終了後		2 回目 終了後	
	3D	2D	3D	2D	3D	2D
X 軸	4.7	4.7	4.2	4.3	2.6	2.7
Y 軸	3.3	3.2	2.9	2.9	1.6	1.6

3D：三次元加振時 2D：水平二方向加振時

面及びB面では端部付近を除き 250mm 程度の高さの範囲で若干浮き上がっている程度である。これに対して、水平二方向加振時は、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た。また、内部コンクリートはいずれも健全であった。さらに、三次元加振時の軸方向鉄筋は M 面及び A 面については柱基部から 200mm 付近を中心として座屈した。P 面及び B 面については一部の鉄筋が座屈していた可能性もあるが、この段階ではかぶりコンクリートはほとんど浮いていなかったことから、座屈していても軽微であったと考えられる。なお、水平二方向加振時は P 面の一部を除き軸方向鉄筋は座屈した。以上より、外見から確認できる損傷の程度は、鉛直動を入力した三次元加振時の方が水平二方向加振時より小さい結果となった。この理由としては、三次元加振供試体の材料強度が全般的にやや大きいことが影響している可能性がある。しかし、2 回目加振後の固有振動数は、三次元加振時と水平二方向加振時でほぼ同じであることがか

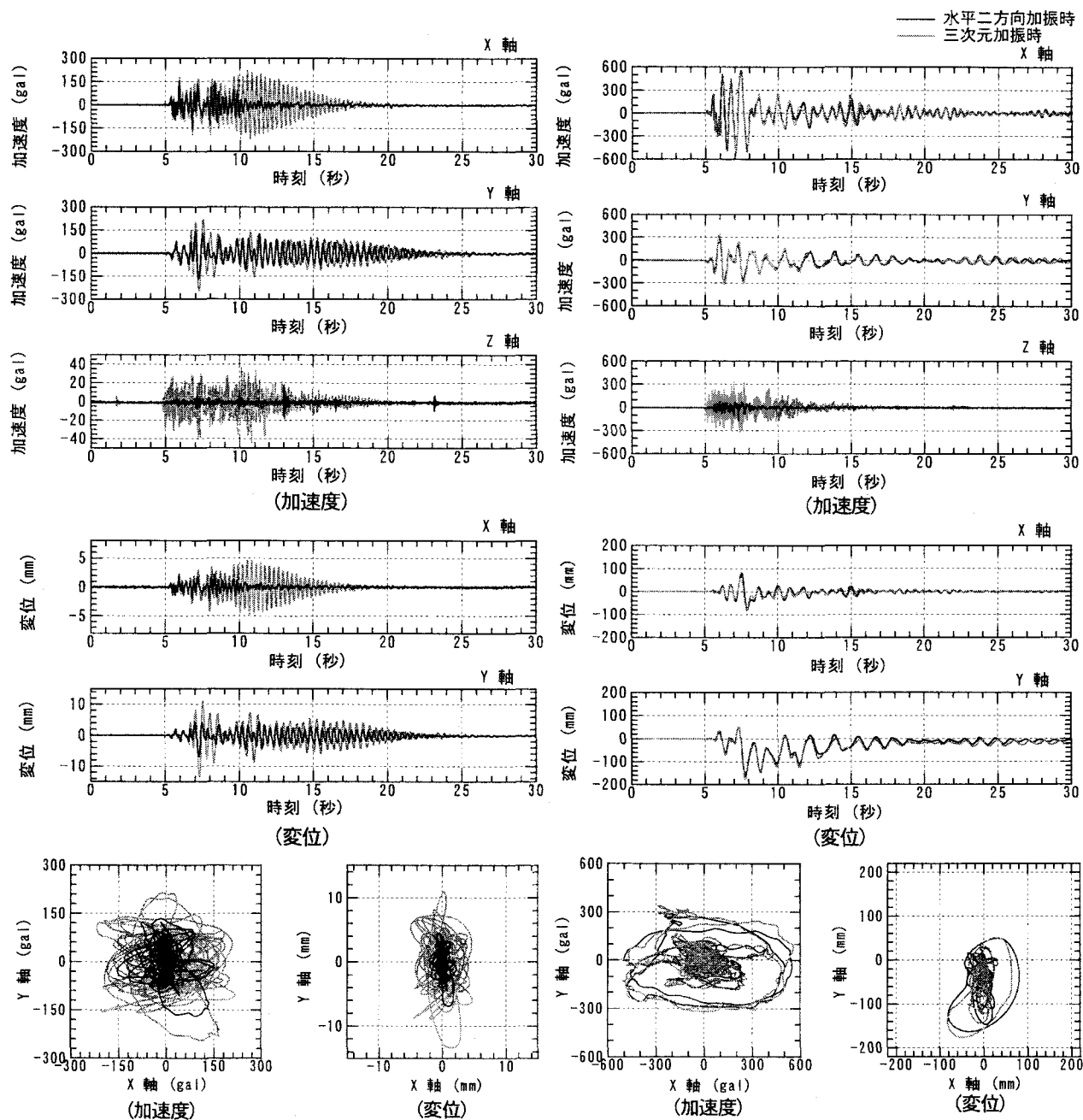


三次元加振時



水平二方向加振時

図-3 2回目加振後の損傷図



(1)1 回目加振

(2)2 回目加振

図-4 慣性力の作用中心位置における加速度および変位の軌跡

ら、供試体の剛性はほぼ同じように低下したものと判断できる。

(2) 慣性力の作用中心位置における加速度－変位関係

慣性力の作用中心位置における加速度および変位の時刻歴波形と X-Y 平面内の軌跡を図-4、また各加振における慣性力作用位置での最大加速度および最大変位を表-3 に示す。ここで、変位記録は、剛体フレームと振動台の加速度はほぼ同じであったものの、一部の記録に高振動数のノイズが入っていたため、一律にハイカットフィルターをかけて高振動数成分を除去して補正した。加速度記録については測定値をそのまま用いた。慣性力作用中心位置における加速度及び変位は、実際には鋼板ウエイトの回転慣性の影響等もあるため複数の測定値から何らかの補正を行いこれらの影響を除去する必要があると考えられるが、現時点では適切な補正方法が確立していないことから特に補正は行っていない。測定値符号の定義は、図-1 で定義した座標軸に対して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した。

1 回目加振時では、三次元加振時の値が水平二方向加振時に比べ最大加速度で 1.5 倍程度、最大変位で 2 倍程度となっており、鉛直動が水平応答特性に影響することがわかる。

特に X 方向では、三次元加振時の 10 秒付近で大きな応答を示しており差が顕著である。X 方向の 10～15 秒付近における応答波形から求まる振動数は 3.2Hz であり、本加振前に微動測定より推定した Y 軸の固有振動数とほぼ一致している。また、Y 方向の応答変位も 10～11 秒にかけて漸増している。このことから、10 秒付近で Y 軸の固有振動数にちょうど合致するような応答を示し、これが X 軸の応答にも影響したものと考えられる。ただし、三次元加振は、水平動は水平二方向加振と同一条件で入力しているが、これに加え鉛直動も入っているため、入力エネルギーは同一条件ではない。このため、水平二方向加振の加速度振幅レベルを上げることで同様な現象が生じる可能性も否定できない。よって、この差の原因の検証については今後の課題である。

これに対し 2 回目加振時では、三次元加振時と水平二方向加振時の最大応答値は、Y 方向で若干差があるもののほぼ同程度であるとともに、水平面内の時刻歴波形や軌跡も全時刻にわたりよく類似している。また、三次元加振時の慣性力作用位置における最大鉛直加速度は 322gal である。なお、本実験では、回転慣性の影響があるため水平二方向加振でも鉛直加速度が発生するが、この時の最大加速度と比較すると倍程度となっている。以上より、2 回目加振における水平面内の応答特性の傾向は、軸方向鉄筋が降伏に達しない 1 回目の加振結果とは異なり、鉛直動が水平面内の応答特性にはほとんど影響しないことを示しているといえる。

表-3 慣性力作用位置における最大応答値の比較

(1)最大加速度(gal)

	1 回目		2 回目	
	三次元	二方向	三次元	二方向
X 方向	217	154	556	550
Y 方向	245	170	337	294

(2)最大変位(mm)

	1 回目		2 回目	
	三次元	二方向	三次元	二方向
X 方向	4.9	2.2	82	80
Y 方向	13	6.9	176	163

4. 結論

長方形断面を有する RC 柱の三次元加振振動台実験を実施し、水平二方向加振振動台実験結果と比較し、次のような結果を得た。

- (1) 軸方向鉄筋が降伏に至らないレベルでの加振は、三次元加振時の方が、水平二方向加振時より大きな水平応答を示した。ただし、入力エネルギーが異なることが原因の可能性もあるので検証が必要である。
- (2) 一方、RC 柱が降伏を超えるレベルでの加振では、三次元加振時と水平二方向加振時の水平面内の応答特性はほぼ一致しており、鉛直動の作用が水平面内の応答特性に及ぼす影響はほとんど見られなかった。
- (3) 以上より、軸力がさほど大きくない鉄筋コンクリート単柱の水平方向の地震時非線形応答特性は、水平二方向入力を考慮しておけば概ね把握できる。

ただし、鉛直動の地震特性や軸力変動の影響があるラーメン構造などで同様の結果となるかについては不明であるため、この解明が今後の検討が必要である。

参考文献

- 1) 西田、運上、長屋：正方形 RC 柱の水平二方向非線形領域加振振動台実験、第 26 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.917-920、2001.8
- 2) 西田、運上：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
- 3) 西田、運上：長方形断面を有する鉄筋コンクリート橋脚の水平二方向加振振動台実験、第 6 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.71-74、2003.1
- 4) 西田、運上：水平二方向入力を受ける鉄筋コンクリート柱の応答挙動に対するファイバーモデル解析の適用性、第 8 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.299-304、2005.2
- 5) NAKAMURA, Y : Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information No.23c, RTRI, 1995.2