

◆ 耐震設計特集 ◆

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

西田秀明* 運上茂樹** 長屋和宏***

1. はじめに

我が国的一般的な土木・建築構造物では、地震による慣性力を主軸別（橋梁でいえば、橋軸方向および橋軸直角方向）に独立に作用するものとして耐震設計を行っている。しかしながら、実際の地震時には、地震動が三次元的に作用するため、構造物も三次元的な挙動を示す。この場合には、部材に対しては二軸曲げやねじりが作用するとともに、例えば曲線橋や斜橋などの幾何学的形状が複雑な構造物では、主軸別に行う評価では考慮できない影響が生じることが予想される。

部材レベルの多軸曲げを対象とした研究は以前より行われてきているが、基本的な耐力および変形特性の検討程度であり、構造物の非線形域における実際の地震動を再現した振動台実験が行われた事例はほとんどなく、また、こうした三次元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。

本報文は、三次元入力の影響を考慮するための第一段階として、一般に地震動の振幅が大きく、耐震設計上支配的な要因である水平動が二方向入力される場合を対象として、構造物の挙動に及ぼす影響を明らかにするとともに、二次元入力を受ける構造物の耐震設計法の開発を目的として、鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた模型振動台実験を行い、解析結果との比較を行った結果をまとめたものである。

2. 振動台実験

2.1 実験供試体

実験供試体を図-1に示す。柱部は $600 \times 600\text{mm}$ の正方形断面、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。供試体および供試体に作用する死荷重を模擬する鋼板ウエイトは、一般

的な橋脚に作用する軸応力を想定し、柱基部での軸応力が 1.0MPa になるようにした。また、供試体高さは断面寸法と柱基部から慣性力作用中心までの比が5.0になるように設計した。コンクリート

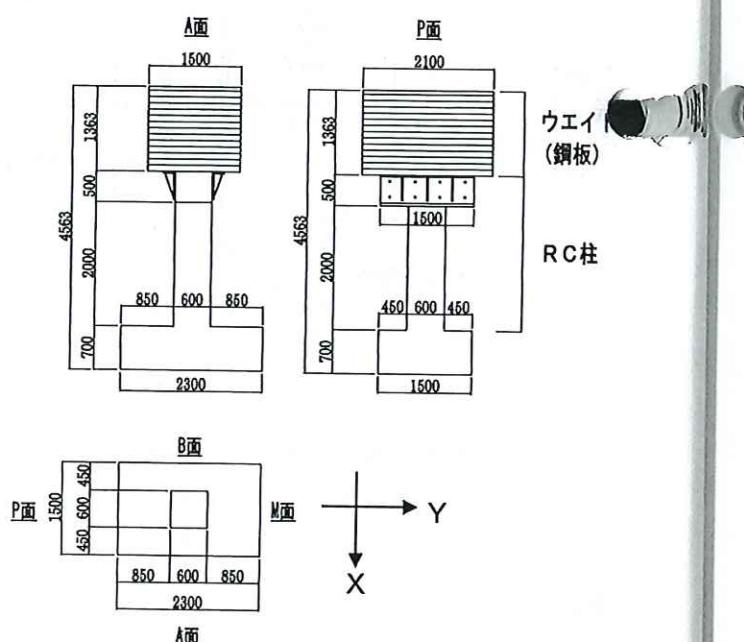


図-1 実験供試体図

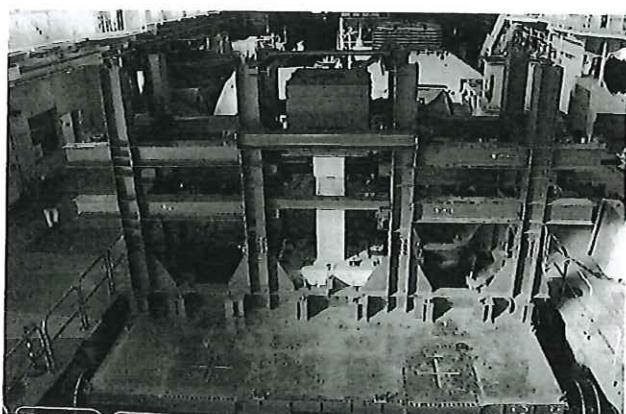


写真-1 供試体設置状況

表-1 供試体の材料強度 (N/mm^2)

	強度	ヤング係数
コンクリート	34.1	3.27×10^4
軸方向鉄筋	515.	1.83×10^5
帯鉄筋	480	1.85×10^5

および鉄筋の材料特性は表-1に示すとおりである。振動台上に設置した状況を写真-1に示す。なお、供試体周辺のフレームは、供試体の倒壊時の保護と、測定機器の取り付けのために組んだものである。

2.2 加振方法

振動台による加振は、部材が弾性範囲の場合(1回目加振)、および塑性化する場合(2回目加振)、の2ケース行った。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¹⁾の水平二成分を時間軸50%に圧縮したものを用いた。また、弾性および塑性時の挙動を追跡するために加速度振幅を調整し、1回目加振時は振幅を20%に圧縮、2回目加振時は原波の振幅で入力した。なお、2回目加振時の入力レベルは、実橋脚に対する供試体の寸法の縮小率がおよそ4~5であり、実橋脚にJR鷹取駅で観測された地震動よりやや大きな入力が作用した場合に対応する。これは、相似律を考えたとき、原入力レベルと同等の入力を模型に対して行う場合、時間軸は縮小率の0.5乗で圧縮されるためである。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

1回目加振後では、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回目加振時の損傷状況を時系列で記す。損傷が大きく進展したのは、慣性力作用位置における相対変位が最大となった付近である。柱全体がMB角部方向へ振れた後、この逆側に位置するPA角部方向に振れた際に、この角部のかぶりコンクリートが圧縮され、柱基部から450mm程の高さまで縦に剥落した。また、この時PB角部付近の、柱基部から250mm程の高さの位置に大きな水平クラックが生じた。さらに、3秒程後の大振幅時には、PB角部のひびわれ、P面全体にわたるかぶりコンクリート剥離の進行、A面の柱基部から150mm程の高さでの水平クラック発生が生じ、B面、PB角部のコンクリート剥落から全断面にわたるコンクリートの剥落が一気に生じた。

最終損傷図を図-3に示す。全断面とも柱基部から500mm程の高さまでかぶりコンクリートの

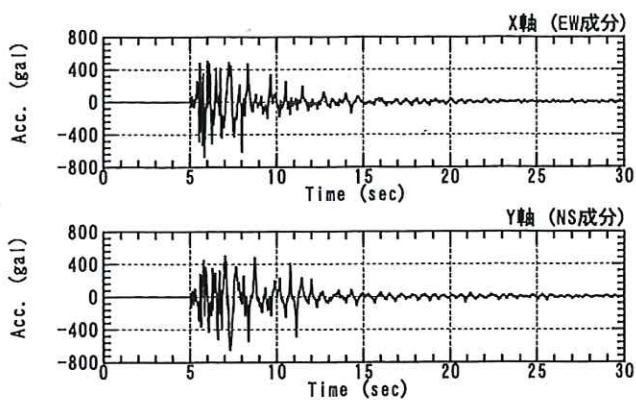


図-2 入力波形
(JR 鷹取駅で観測された波形)

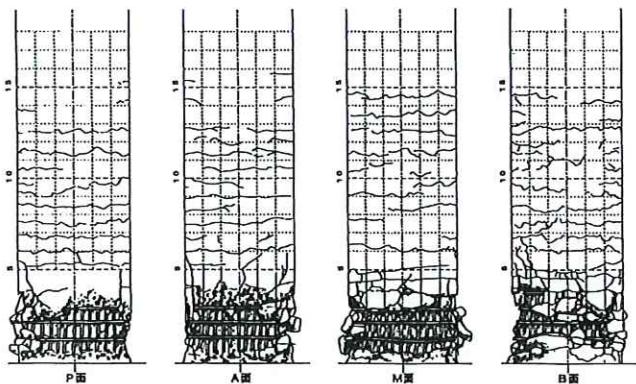


図-3 最終損傷図 (2回目加振後)

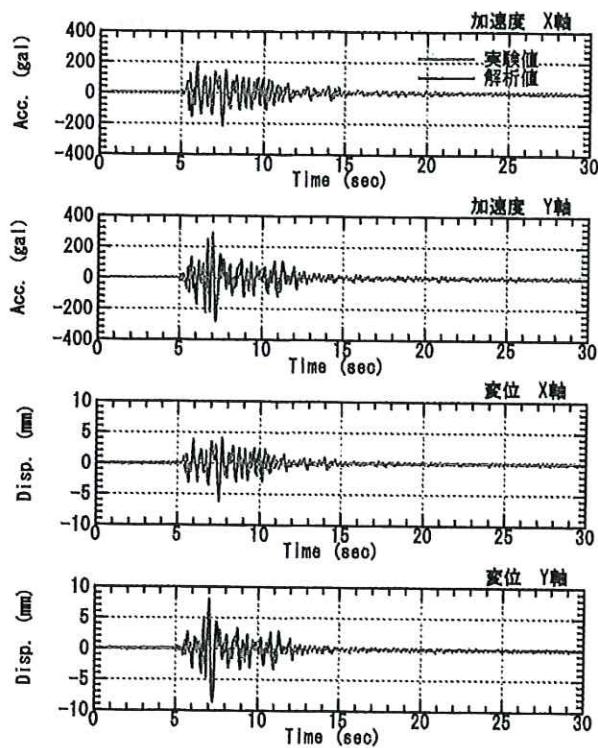
剥離、剥落が生じた。軸方向鉄筋は、破断には至らなかったものの、全て座屈し外側にはらみだした。座屈の程度は一様ではなく、かぶりコンクリートの剥離領域全体にわたるものから、局所的なものまで見られた。また、MA角部の柱基部から150mmの高さとPB角部の225mmの高さに位置する帶鉄筋のフック(135°フック、フック長60mm)がはずれていた。これは、ちょうどこの付近を中心として軸方向鉄筋が座屈するとともにコアコンクリートに破壊が生じたためと考えられる。

3.2 慣性力作用位置における変位-加速度関係

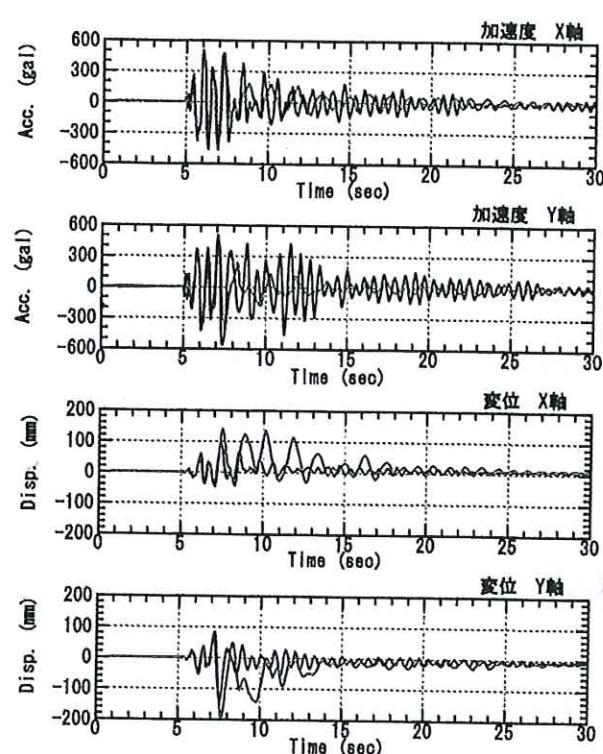
慣性力作用位置における加速度および変位の時刻歴波形を図-4、軌跡を図-5に示す。なお、ここでは、後述する解析結果もあわせて示している。

1回目加振時は、加速度と変位の軌跡が相似していることから、加速度と変位はほぼ線形関係にあり弾性挙動を示したことがわかる。

一方、2回目加振時では1回目加振とは異なった特徴を持っている。時刻歴波形を見ると、最大相対変位(X方向140mm、Y方向200mm)が生じる時刻は、最大加速度となる時刻よりも若干遅く、

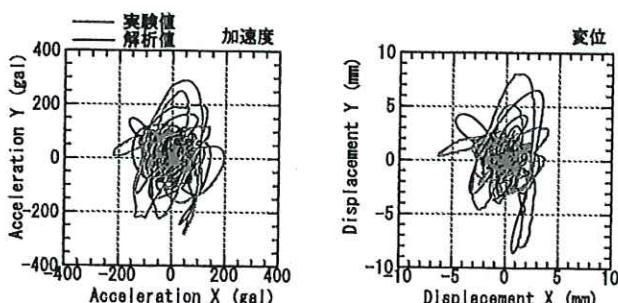


(1) 1回目加振

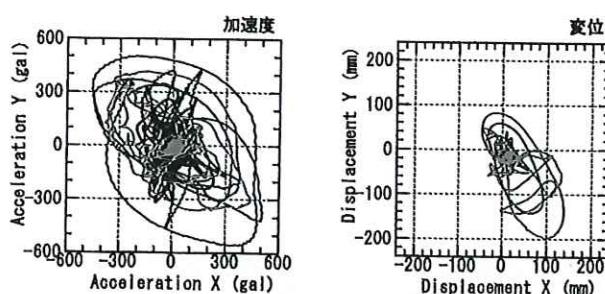


(2) 2回目加振

図-4 慣性力作用位置における実験値と解析値の加速度および変位波形の比較

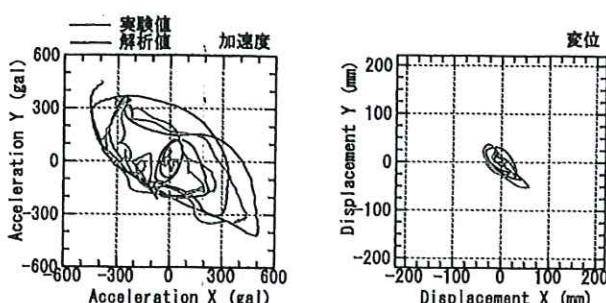


(1) 1回目加振

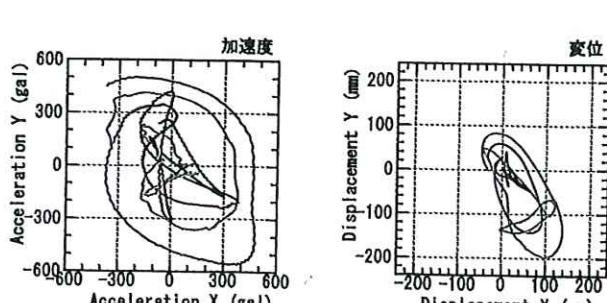


(2) 2回目加振

図-5 慣性力作用位置における実験値と解析値の加速度および変位軌跡



(1) 7.5秒まで



(2) 7.5~10.0秒

図-6 2回目加振時の慣性力作用位置における実験値と解析値の加速度および変位軌跡

これを境として加速度、変位共に周期が長い波が卓越していることがわかる。また、これ以降加速度が低減しているのに比べ変位が比較的大きくなっていることから、塑性化し部材の耐力が低下したと考えられる。残留変位はいずれの方向にも10mm程度生じた。

軌跡を見ると、6秒付近までは1回目加振時と同様に両者が似たような挙動を示したが、これ以降の特に7~8秒付近にかけては加速度が円弧を描くような挙動を示したのに対して、変位はそれに追随することなく大きくなるという特徴的な挙動を示した。この時刻は前述したようにちょうどかぶりコンクリートの剥落が進んだ時期と対応しており、部材の損傷進展の影響が生じている。以上のことから、応答加速度と応答変位の軌跡は、部材が塑性域に入ると違いを生じる。このような挙動は一方向ずつ入力した場合にはわからず水平二方向入力をした場合に始めてわかることがある。

4. 実験結果のシミュレーション解析

4.1 解析方法

水平二方向入力を受ける鉄筋コンクリート部材に対し、強制載荷試験結果と比較的整合性がよいとされるファイバーモデルによる時刻歴応答解析を行い²⁾、その適用性について検討した。

ファイバーモデルは、ある一つの部材要素を一軸バネ（ファイバー）の集合体とするものである。一般的な橋梁の構造解析で用いる梁要素では部材の耐力-変形関係を直接与える必要があるうえ、水平二方向入力を考慮する場合には別途履歴特性を考慮する必要がある。これに対し、ファイバーモデルでは、各ファイバーを構成する材料の一軸での応力-ひずみ関係と履歴特性を与え、断面の平面保持を仮定することで部材の耐力-変形関係を求めることができる。また、各ファイバー自体は部材要素軸方向にのみ変形し、これに直交する方向の変形は断面の平面保持の仮定が成り立つ範囲では方向性に依存しないことから水平二方向入力の影響を取り込むことが可能である。ファイバーモデルは一般にせん断変形を考慮しないことから曲げが卓越する場合に用いる。

実験供試体の解析モデルと断面の要素分割を図-7に示す。柱部をファイバーモデル、

梁部およびウエイト部を剛なはり要素とした。柱部は、かぶりコンクリート、コアコンクリートおよび軸方向鉄筋を別の材料特性をもつファイバーモデルとして分割した。材料特性は実験値と同様とし、応力-ひずみ関係はかぶりコンクリート部はKent & Park式³⁾、コアコンクリートおよび軸方向鉄筋は平成8年道路橋示方書V耐震設計編⁴⁾（以下、「道示」と記す）に従って決定した。高さ方向については、曲率変化が大きい柱基部に近い領域で細かく分割した。このモデルの柱基部に直接入力波を作成させた。また、ねじりについては、影響が小さいと考えられるため考慮しなかった。

4.2 解析結果および実験結果との比較

慣性力作用位置における加速度および変位の解析結果と実験結果を比較したものと図-4 図-5に示す。

1回目加振では、解析結果と実験結果は時刻歴波形、軌跡とともに全時刻においてほぼ相似している。しかし、2回目加振では、図-6の(1)に示す応答変位が最大となる手前までは再現性がよいものの、それ以後については、図-6の(2)のように軌跡の形状は類似しているが、解析結果が実験結果に比べて加速度は大きく、逆に変位は小さく評価している。損傷の進展状況と合わせて考慮すると、乖離し始める時刻はかぶりコンクリートの剥離、剥落が大きく進展時期に対応している。この原因としては、ファイバーモデルではコンクリートのひびわれ後も平面保持を仮定していることや鉄筋の座屈の影響を考慮していないこと、収束計算の関係上剛性劣化による減衰の変化を見込んでいないことがあげられる。しかし、通常設計で想定している終局時の状態は、およそかぶり

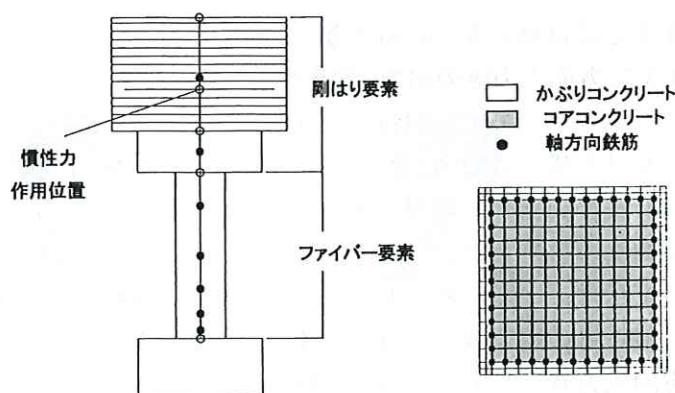
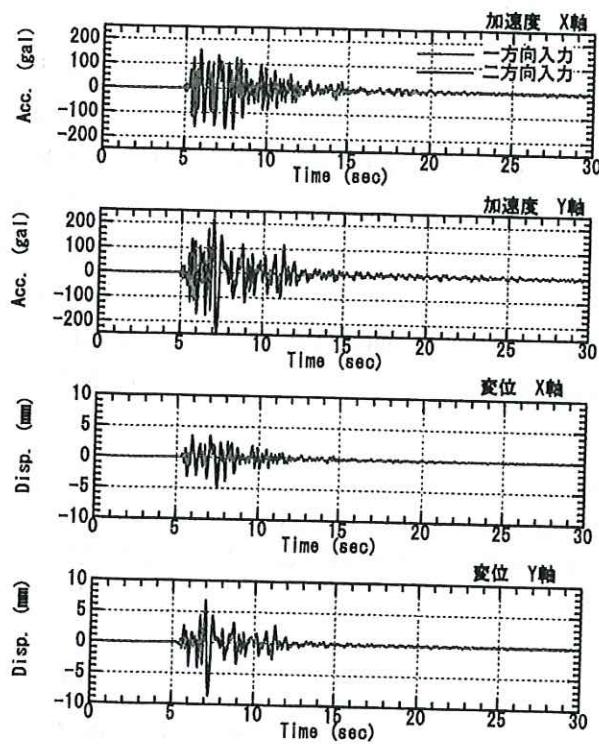
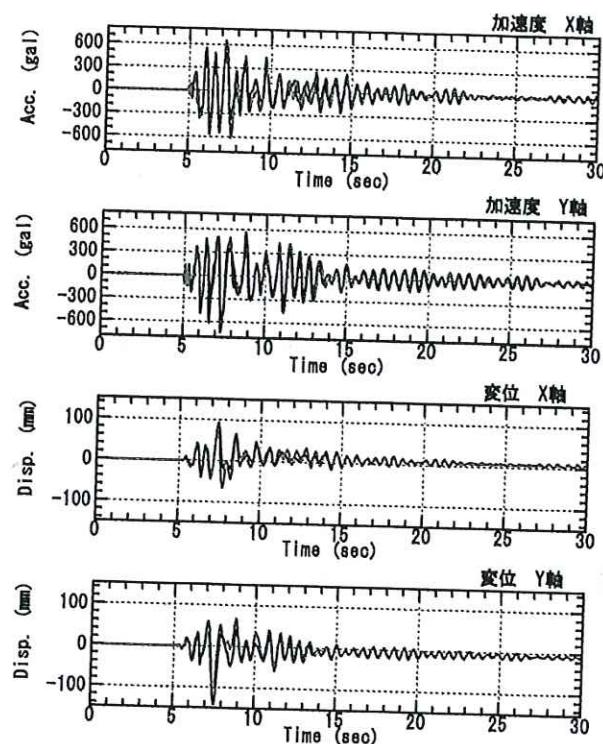


図-7 解析モデルと断面の要素分割

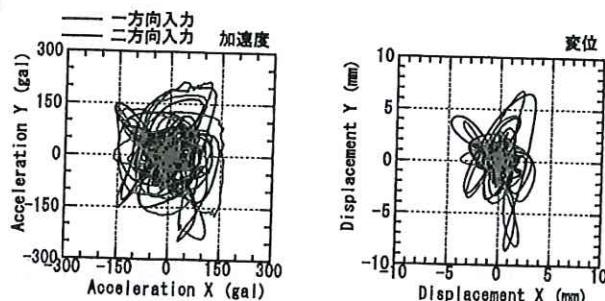


(1) 1回目加振



(2) 2回目加振

図-8 慣性力作用位置における一方向入力時と二方向入力時の加速度および変位波形の比較



(1) 1回目加振

図-9 慣性力作用位置における一方向入力時と二方向入力時の加速度および変位軌跡の比較

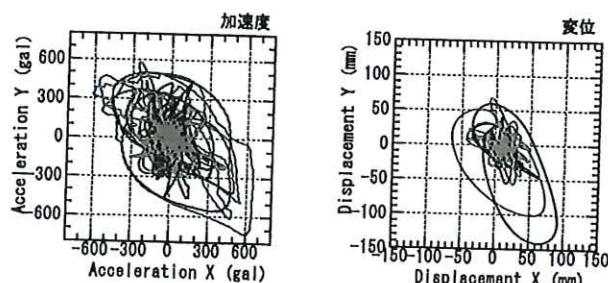
コンクリートの剥落段階であり、本実験の最大応答変位付近であることを考慮すると、終局状態程度までは追跡できていると考えられる。

4.3 二方向入力時の耐力-変形特性

ファイバーモデル解析により、水平二方向入力を受けた場合の耐力(加速度)-変形特性を、現行設計法と同様の主軸別の場合と比較した。ここで主軸別の解析とは、一方向のみ入力した場合のことを示す。

慣性力作用位置における加速度および変位の一方向入力時と二方向入力時の解析結果を比較したものを図-8(時刻歴波形)、図-9(軌跡)に示す。

1回目加振での比較では、時刻歴波形および軌



(2) 2回目加振

跡共に両者がほぼ対応している。このことから部材がほぼ弾性挙動を示す範囲であれば、水平二方向入力を受ける耐力-変形特性は主軸別の解析結果で近似できることがわかる。

2回目加振での比較では、一方向入力の方が、加速度は大きく、逆に変位は小さくなっている。また、軌跡の形状では、特に加速度軌跡に違いが見られ、二方向入力の場合は円弧を描くような挙動を示しているのに対し、一方向入力では直線的な挙動を示している。両者の差は、最大応答変位付近から顕著になってくることから、部材が塑性化した後の挙動の違いで生じるといえる。さらに、加速度と変位の大小関係から、一方向加振時より

二方向加振時の方が、早期に塑性化が進展することもわかる。この理由は、主軸別に時刻歴応答解析を行う場合は、方向により弾性域と塑性域が共存することなど時刻によっては実部材の剛性と異なる場合があるのに対し、二方向入力の場合は、ある時刻に部材が塑性化すると、その影響がいずれの方向にも現れ、以後も実部材の剛性に応じて方向別の剛性が決まるためである。よって、部材の塑性領域までの耐力-変形特性を考慮する場合には、二方向入力の影響を見込む必要があるといえる。

5. まとめ

本研究より明らかになったことをまとめると次のようになる。

- (1) 正方形断面を有する鉄筋コンクリート橋脚供試体の水平二方向加振実験を行った。その結果、弾性範囲加振の場合では、慣性力作用位置における加速度、変位の波形および軌跡がともに相似した挙動を示した。これに対して塑性領域にまで達する加振をした場合、加速度、変位波形は長周期化し、加速度軌跡が円弧を描くような挙動を示したのに対して、変位はそれに追随することなく大きくなつた。
- (2) ファイバーモデルによる二方向入力解析を行い、実験結果と比較した。その結果、道示で終局相当と想定しているかぶりコンクリートの剥離、剥落が発生する程度まではファイバーモデルによる解析で再現できることがわかつた。

(3) ファイバーモデル解析により一方向入力時と二方向入力時の耐力(加速度)-変形特性の違いを検討した。その結果、一方向入力時は二方向入力時に比べ、加速度は大きく、逆に変位は小さくなつた。この原因は、主軸別に時刻歴応答解析を行う場合は、時刻によっては実部材の剛性と異なる場合があるのに対し、二方向入力の場合は、実部材の剛性に応じて方向別の剛性が決まるためである。

参考文献

- 1) NAKAMURA,Y : Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information No.23c, RTRI, 1995.2
- 2) 例えは、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, pp.115-125, 1993.12
- 3) Kent, D.C. and Park, R : Flexural members with confined concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, No. ST7, pp.1969-1990, 1971.7
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編, 1996.12

西田秀明*



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

運上茂樹**



同 耐震研究グループ耐震チーム上席研究員, 工博
Dr. Shigeki UNJOH

長屋和宏***



国土交通省総合政策局国際建設課
(前 國土交通省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室研究員)
Kazuhiko NAGAYA