

R C橋脚の動的2軸曲げ挙動における解析モデルの影響

A Study of Influence of the Analytical Model on the Behavior of RC Piers
subjected to Bi-axial Bending

中野友裕*・田邊忠顕**

Tomohiro NAKANO and Tada-aki TANABE

*学生会員 工修 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町 1)

**フェロー 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町 1)

Resisting capacity of reinforced concrete (RC) column, which is subjected to 2-directional horizontal forces, degrades in comparison with the case of single horizontal force. In this paper, the influences of the analytical model on the behavior of RC piers subjected to bi-axial bending are discussed.

Key Words: bi-axial bending, dynamic analysis, flexibility method, fiber model

1. はじめに

橋梁をはじめとする構造物に2方向の地震力が作用した場合、構造物の形状や部材の配置により2軸曲げが生じる。特に曲線橋や斜張橋のような地震時の挙動が複雑になる構造については、地震応答を数値解析的に明らかにした上で、構造物の応答や部材の損傷について詳細な検討を行うことが多い。しかし、単純支持の連続高架橋のように、構造が単純で、振動単位ごとにその振動特性が決まるような形式の場合には、力学特性を失わない程度に簡略化されたモデルにより地震応答解析が実施される場合が多い。道路橋示方書¹⁾においても、橋軸方向および橋軸直交方向それぞれについて、設計振動単位を規定しており、設計もしくは解析対象の橋梁をモデル化するための指針となっている。

このような背景とは別に、激震時における橋梁の挙動を考えた場合には、橋桁同士の衝突や、鋼製支承の可動範囲を超えた場合に生じる瞬間的な力により、隣接する橋脚との間に相互作用が発生する場合がある。このような現象は、設計振動単位による解析では表現できないことから、衝突ばねを用いた解析^{2), 3)}や、鋼製支承の履歴を考慮した解析^{4), 5), 6)}が行われ、多くの有益な知見が得られている。

これらを総合的に検討するためには、実際の橋梁構造物を考えた橋梁全体としての解析を行う必要がある。直線橋であれば、振動は2方向面内において評価されることが多いが、地震入力3次元的なものであり、当然構造物の振動も3次元的なものとなる。特に、鉄筋コンク

リート(以下RC)橋脚の場合には、2方向の水平荷重を受ける場合には、1方向の場合と比べ、耐力が大きく低下し、2次元での解析では現象を表現することが難しくなる。この現象は「2軸曲げ問題」として知られている^{7), 8)}。そのため、地震応答解析における2次元解析を足し合わせるにより3次元解析の代用とすることはできない。また、3次元解析であっても、橋軸方向に連続する構造を単一の柱でモデル化することは、たとえ振動単位が1スパンであっても現象を正確に表現しているかどうかをよく検討する必要があると考えられる。

本研究は、以上の項目のうち、橋梁をモデル化する際のスパン数と次元が、解析結果にどの程度の相違を与えるかという点を中心に、体系的に検討と考察を行うことを目的としている。まず、連続単純桁構造を有する高架橋のモデル化の相違が、構造物の応答にどのような差異をもたらすかを数値解析的に明らかにするため、3次元地震応答解析を実施し、モデル化と応答の関係を論じた。また同時に2次元解析を実施し、次元数による橋脚損傷の違いを検討した。さらに、連続高架橋を解析する際には、構造解析に通常用いられる剛性法(変位法)ではなく、要素内力の内挿関数を用いて剛性マトリクスを算出するFlexibility法^{9), 10), 11), 12)}を適用し、その有用性を合わせて論じた。

2. Flexibility法による要素の定式化と収斂手法

2.1 Flexibility法による要素の定式化

Flexibility法による要素の定式化の基本となるのは、

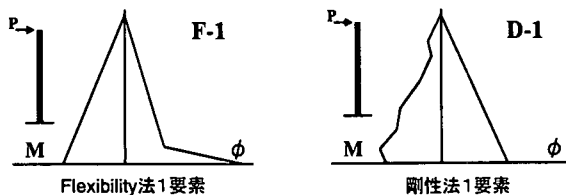


図-1 Flexibility 法1要素と剛性法1要素の
モーメント分布・曲率分布

断面 x での要素内力 $D(x)$ を力の補間関数 $b(x)$ と節点力 Q により表すことである。

$$D(x) = b(x) \cdot Q \quad (1)$$

式(1)の $b(x)$ は、軸力に関して定数、曲げに関して1次式となる。断面 Flexibility $f(x)$ を導入すると、断面 x でのひずみは次式で表される。

$$d(x) = f(x) \cdot D(x) \quad (2)$$

仮想力の原理を適用すると、要素 Flexibility マトリクスが次式のように導かれる。

$$F = \int_0^L b^T(x) f(x) b(x) dx \quad (3)$$

以上の定式化は、要素内力に基づいているため、力の直線性が成り立つ範囲では1要素で非線形領域の解析が可能である。Flexibility 法と変位法(剛性法)におけるモーメント分布および曲率分布の相違を図-1に示す。

2.2 収斂手法

(1) 構造物レベルの収斂アルゴリズム

本研究で用いる Flexibility 法の収斂手法は、構造物レベル・要素レベル・断面レベルの3段階を必要とする(図-2～図-4)。構造物レベルの状態は、当該ステップでの不平衡力が収斂条件を満たすまで収斂計算を行うことにより得られる。

(2) 要素・断面レベルの収斂アルゴリズム

構造物レベルでの収斂に用いる内力は、次の手順で求める。

- ① 剛性方程式により、構造物レベルでの荷重増分 ΔP 、変位増分 Δp を計算する。
- ② Δp から各要素の変位ベクトル Δq を計算する。
- ③ 要素 Flexibility マトリクスより、要素の荷重増分 ΔQ を、 $\Delta Q = F \cdot \Delta q$ より求める。
- ④ ΔQ と補間関数 $b(x)$ から、断面力増分 ΔD を式(1)により求める。
- ⑤ $\Delta D(x)$ と断面 Flexibility f から断面変形増分 Δd を計算する。
- ⑥ 全断面変形 $d_{i+1} + \Delta d$ により、断面力 D_R ・断面剛性 k 、断面 Flexibility f を計算する。

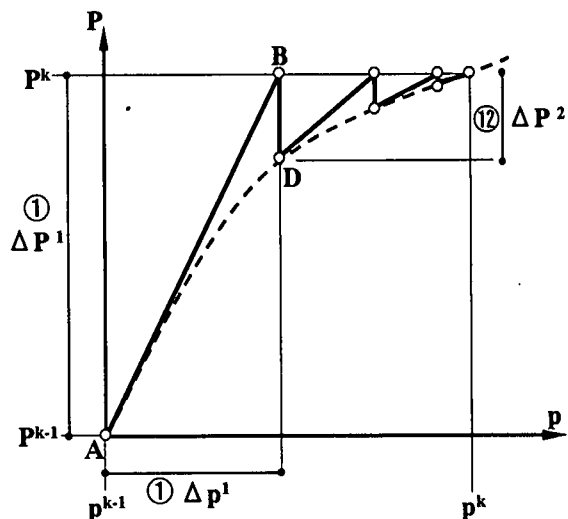


図-2 構造物レベルの収斂計算

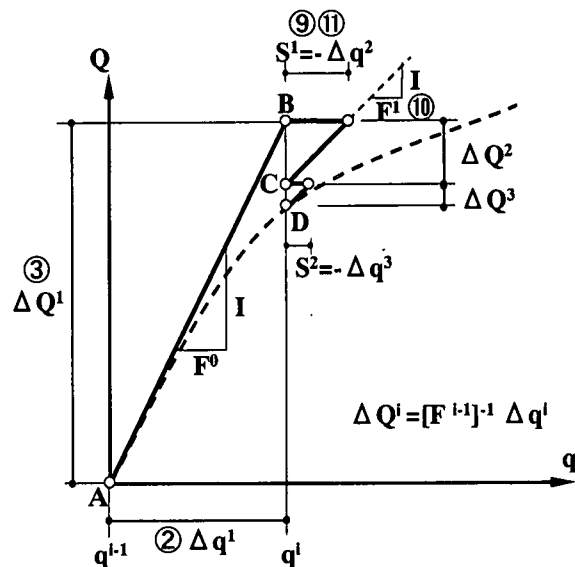


図-3 要素レベルの収斂計算

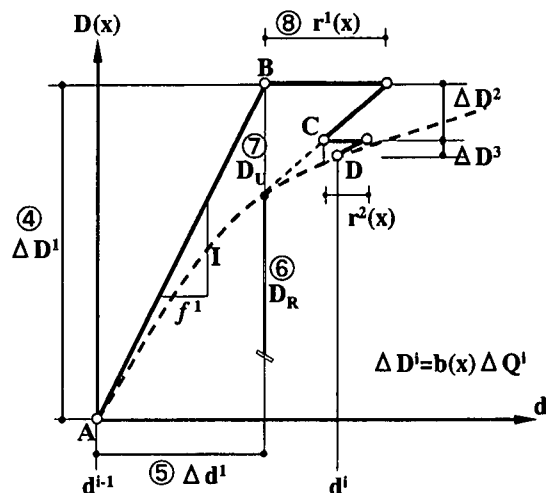


図-4 断面レベルの収斂計算

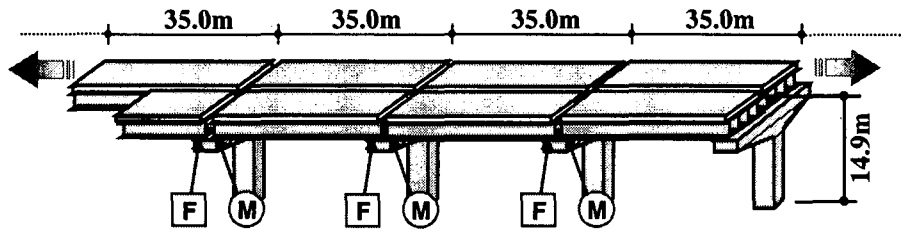


図-5 解析対象橋梁（Fは固定支承，Mは可動支承位置）

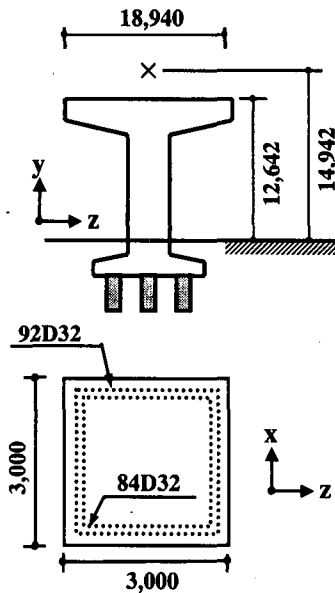


図-6 橋脚断面

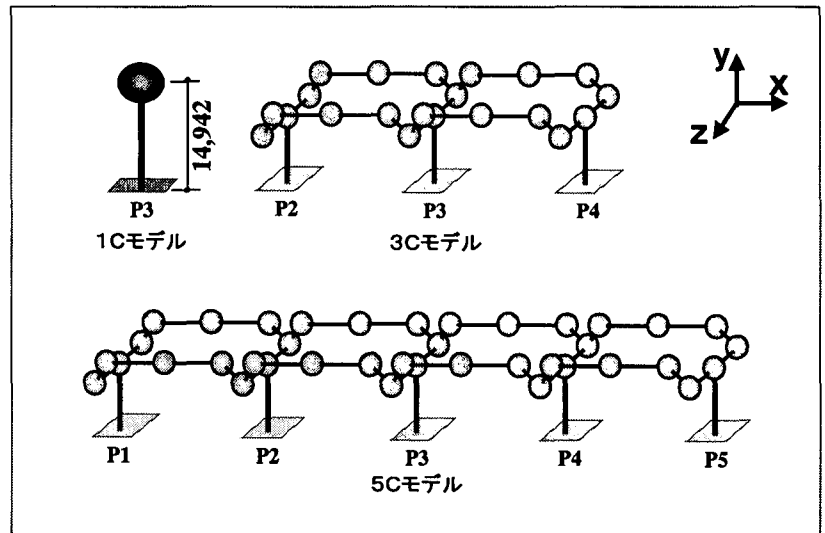


図-7 解析モデル

- ⑦ 断面不平衡力 D_0 を計算する。
- ⑧ 断面の不平衡変位 $r(x)$ を $r(x) = f \cdot D_0$ から計算する。
- ⑨ 各断面の不平衡変位を要素長に亘って積分し、要素の変位残差 s を求める。
- ⑩ 要素 Flexibility マトリクス $[F]$ を式(3)により計算し、要素剛性マトリクス $[K] = [F]^{-1}$ を求める。
- ⑪ s が収斂条件を満たさない場合は、 $\Delta q = -s$ として収斂条件を満たすまで③から再度計算する。
- ⑫ s が十分に小さい場合は、要素レベルでの収斂は完了し(点D)、構造物の不平衡力を求める。不平衡力が収斂条件を満たさない場合、 $\Delta P = \Delta P_U$ として収斂条件を満たすまで①から再度計算する。

この手順を採用すれば、要素全体に亘ってのつりあいは厳密に維持されることとなり、はり要素の分割をせずに、精度の良い解析が可能となる。

3. 解析方法

3.1 解析の対象とした構造物

地震応答解析に用いる構造物は、現在道路橋として共用されている単純支持の連続高架橋（名古屋高速道路公社3号大高線P222橋脚付近）である（図-5）。橋脚の形

状は図-6に示す $3.0 \times 3.0 [m^2]$ の正方形断面であり、地盤から上部工慣性力の作用位置までの高さは $14.9 [m]$ である。実際の橋脚には鋼板巻立が施されているが、解析には補強前のコンクリート橋脚のみの状態を用いている。なお、この構造物については、橋軸方向を x 軸方向、橋軸直交方向を z 軸方向、鉛直方向を y 軸方向と定めることにする。

3.2 解析モデル

解析モデルの相違が、着目する橋脚の応答に対してどのような差異を生じさせるかについて検討するために、図-5に示した構造物を①設計振動単位に基づき算出した上部工慣性力作用位置に質点を配置した単一の橋脚、②2スパンの上部工とそれを支持する3本の橋脚、および③4スパンの上部工とそれを支持する5本の橋脚にモデル化した（図-7）。各解析モデルは、次のように設定している。

(1) 質量マトリクス

各節点に配置する質量は、集中質量としている。ただし、1Cモデルにおいては、道路橋示方書に示されている固有周期算定のモデルと同一の質量配分、すなわち、下部構造の80%と上部工を合計した質量を、上部工慣性

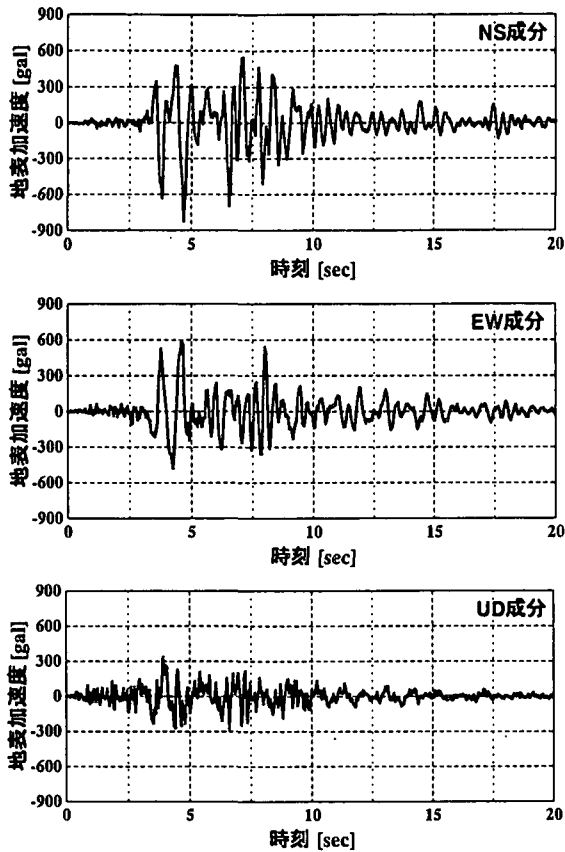


図-8 入力地震動（神戸海洋気象台 1995）

力の作用位置に設置した。

(2) 部材のモデル化

本研究では、主な非線形性を考慮する部材は、橋脚と可動支承である。橋脚については、前述の Flexibility 要素を用いるが、非線形性を考えない橋桁およびT形はり、線形要素としている。橋桁については、事前に弾性体としての構造解析を行い、等価なばねに置換した場合の断面定数を求めている。支承は、可動支承の移動制限を考慮したモデルを用いている（後述）。ただし、1Cモデルでは、設計振動単位をモデル化していることから、可動支承は考慮せず、上部構造と橋脚を剛結としている。その扱いは、支承要素を橋脚と別に設置するのではなく、Flexibility 要素内の支承区間の断面剛性を大きくする形で考慮する方法を用いた。

なお、橋脚の支持は固定とし、地盤ばねなどの各種地盤定数は考慮していない。

3.3 入力地震動

地震応答解析を行う際に用いた入力地震動は、1995年兵庫県南部地震で記録された神戸海洋気象台の3方向加速度成分である（図-8）。各方向の最大加速度はそれぞれ、x方向（NS）818 [gal]、z方向（EW）619 [gal]、y方向（UD）332 [gal] である。

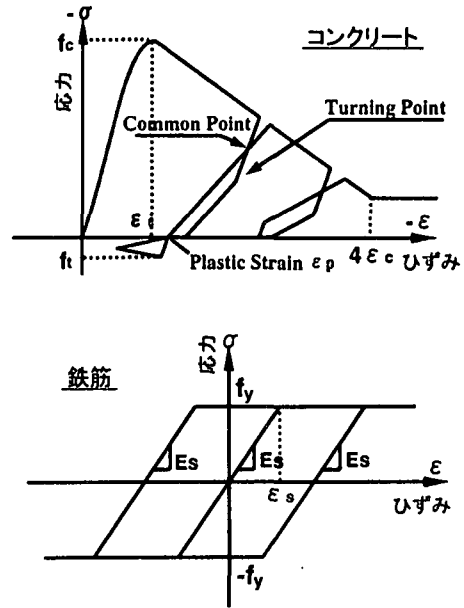


図-9 コンクリートと鉄筋の構成則

表-1 材料特性値

コンクリート	初期ヤング率	26.5 [GPa]
	圧縮強度	26.5 [MPa]
	引張強度	2.7 [MPa]
鉄筋	初期剛性	195.2 [GPa]
	降伏強度	328.0 [MPa]

3.4 断面履歴則

橋脚断面履歴は、コンクリート部を 30×30 分割、鉄筋はすべての軸方向鉄筋を考慮した上で、軸力変動を考慮したファイバーモデル¹³⁾により算出した。コンクリートの応力 - ひずみ関係は Darwin-Pecknold モデル¹⁴⁾、鉄筋の応力 - ひずみ関係はバイリニア型を採用し、2次勾配は0とした（図-9）。なお、かぶりコンクリートの剥離や鉄筋の座屈はモデル化していない。解析に用いた諸元を表-1に示す。

3.5 支承履歴モデル

対象とする橋梁は、単純桁が並んだ構造であり、各橋脚に対し、固定支承と可動支承が配置されている。強震時における橋梁の挙動を予測するためには、固定支承、可動支承の損傷を考慮した解析⁹⁾を行う必要があるが、本研究は支承の破損やそのモデル化による相違を着眼点とはしていない。そこで解析では、可動支承の移動制限量を考慮する、中島、大嶽らの研究で用いられた支承モデル⁹⁾を採用した。このモデルは、固定支承を非常に剛性の高いばねとし、可動支承は上部工と橋脚の間の相対変位により剛性を変化させる履歴則に従うものである（図-10）。具体的な諸元は、林川らの研究を参考に決定している⁹⁾。支承に関する諸元を表-2に、また、支承に

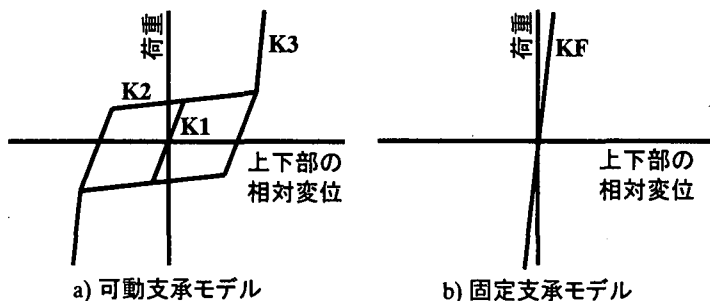


図-10 支承モデル

表-2 支承部履歴定数 (全支承同一)

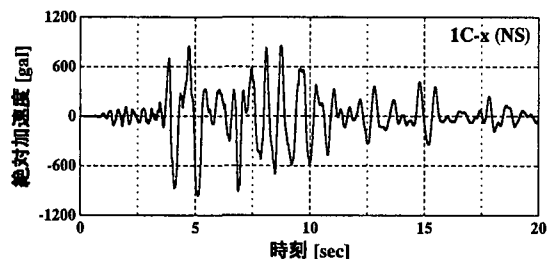
可動支承剛性 K1	500 [MN/m]
可動支承剛性 K2	0 [MN/m]
可動支承剛性 K3	1.0×10^6 [MN/m]
移動制限量	± 0.04 [m]
固定支承剛性 KF	1.0×10^6 [MN/m]

表-3 支承の拘束条件

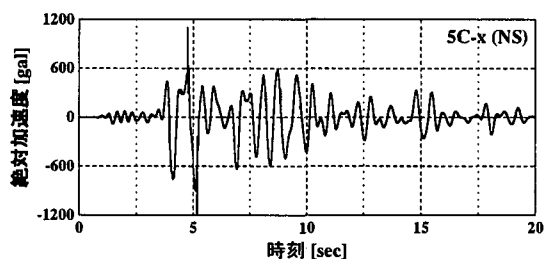
支承条件	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸まわり	橋軸直角まわり	鉛直軸まわり
可動支承	図 10-a)	拘束	拘束	拘束	自由	拘束
固定支承	図 10-b)	拘束	拘束	拘束	自由	拘束

表-4 モデル別の 1 次固有周期 (単位 [秒])

	1C モデル	3C モデル	5C モデル
橋軸方向 (x)	0.457	0.377	0.377
橋軸直角 (y)	0.457	0.348	0.380
鉛直方向 (z)	0.044	0.597	0.602



1C モデル (x 方向)



5C モデル (x 方向)

図-11 橋軸方向の P 3 橋脚天端 絶対加速度応答

関する拘束条件を表-3 に示す。

3.6 解析条件

以上に基づき、各モデルに対して Newmark β 法を用いた時刻歴応答解析を行った ($\beta=1/4$)。積分間隔は 0.002 秒である。

減衰特性は道路橋示方書¹⁾に基づき、上部工 (鋼製橋桁) と鋼製支承は 0.03、コンクリート橋脚は 0.05 とし、固有値解析結果から各モードのモード減衰を設定した。算定された減衰定数は、1C モデルで 1 次、2 次ともに 0.050、3C、5C モデルで 1 次、2 次ともに 0.031 である。減衰マトリクスは Rayleigh 型¹⁵⁾を採用した。

4. 3次元地震応答解析結果

4.1 固有振動解析

動的応答解析に先立ち、1C、3C、5C それぞれのモデルについて固有振動解析を行い、固有周期を求めた。表-4 に結果を示す。橋軸方向、橋軸直角方向では、1C モデルは 3C、5C モデルと比べ固有周期が長い。これは 1C モデルが、隣接するスパンの影響を完全に排除されたモデルであるためと考えられる。

また、鉛直方向では、3C、5C モデルが 1C モデルに比べ長周期であるが、このモードは、橋桁の中央節点上下に振動するモードである。

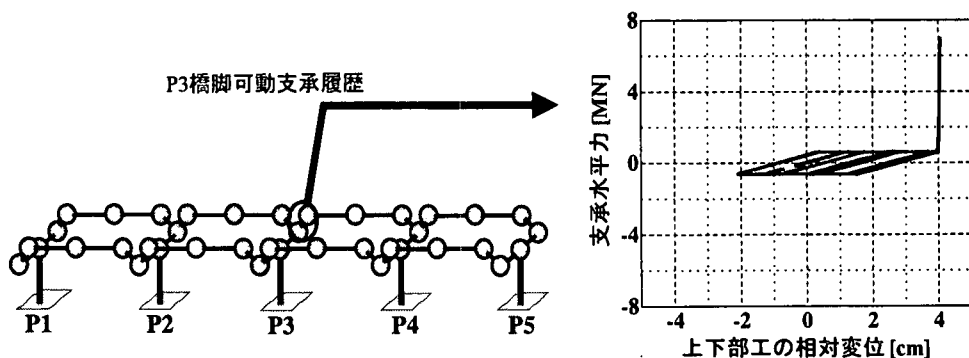


図-12 P3橋脚支承履歴（5Sモデル）

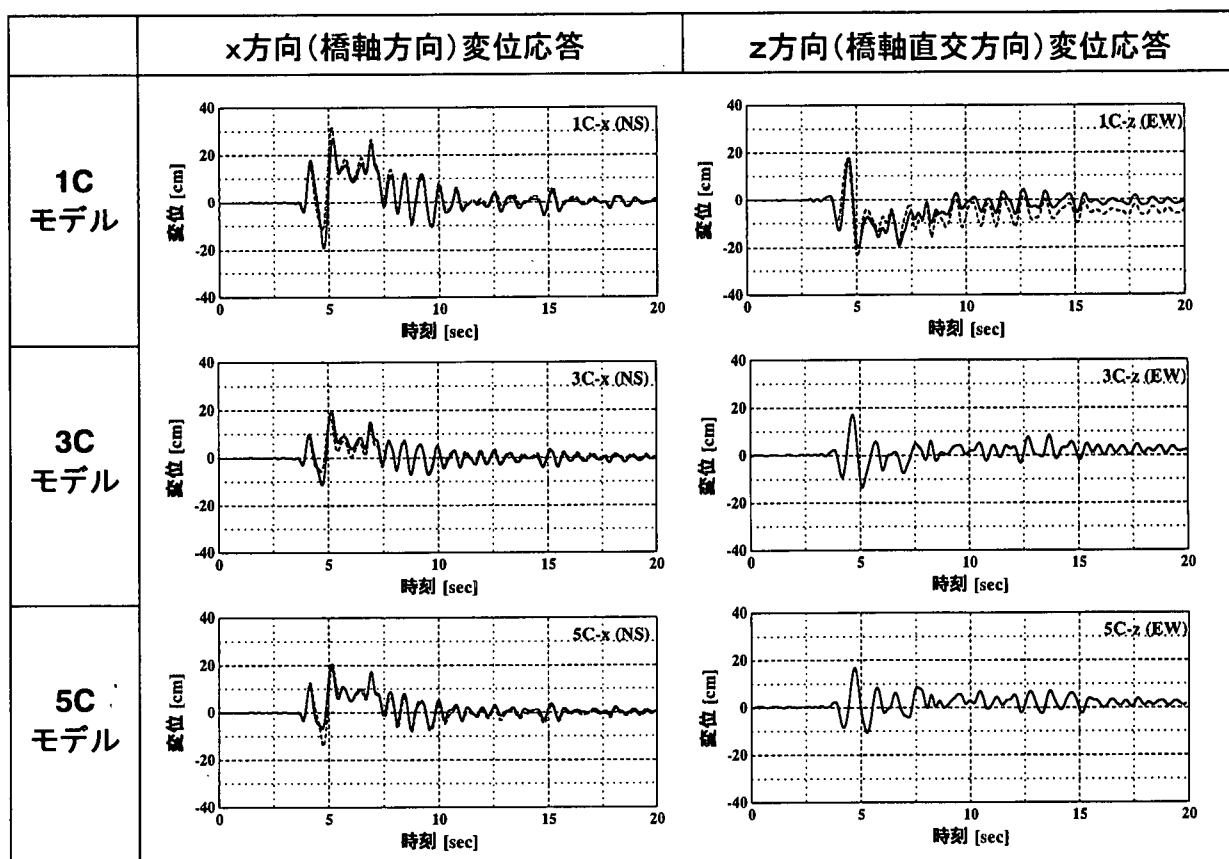


図-13 各解析モデルにおけるP3橋脚天端 変位応答（実線：3次元解析／破線：2次元解析）

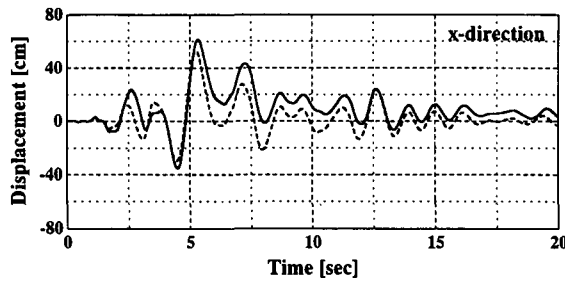
4.2 絶対加速度応答

図-11 に、1Cモデルと5CモデルのP3橋脚天端におけるx方向（橋軸方向）絶対加速度応答を示す。全体的な傾向として、橋梁全体系に近い5Cモデルの方が、単一柱にモデル化した1Cモデルよりも大きな加速度応答を示しているが、5秒付近で5Cモデルの加速度が大きくなる点がある。これは可動支承の剛性を、上・下部構造間の相対変位により剛性を大きく変化させる支承モデルを用いているためであり、この時刻において上・下部構造間の相対変位が可動支承の移動制限量をこえていることを示すものである。1Cモデルでこのような波形

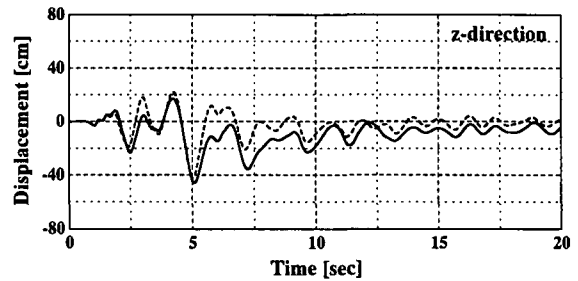
が現れないのは、可動支承の影響がないためであると考えられる。図-12 に、5CモデルでのP3橋脚天端の可動支承の履歴を示す。

4.3 変位応答

各解析モデルにおけるP3橋脚天端での変位応答を、図-13 に示す。比較のために同一の橋梁を、橋軸方向と橋軸直交方向に対し、2次元にモデル化した場合の応答を合わせて示してある。ただし、3Cモデルと5Cモデルの橋軸直交方向については、モデルが1Cモデルと同一であるため、省略してある。

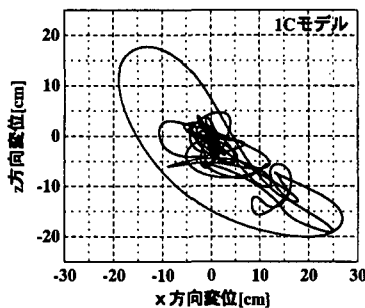


x方向変位応答 (1Cモデル)

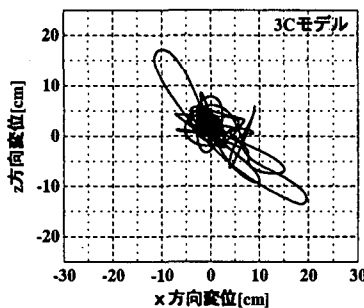


z方向変位応答 (1Cモデル)

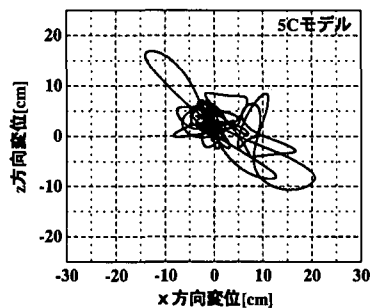
図-14 JR 鷹取駅の地震波を入力したときのP3 橋脚変位応答 (実線: 3次元解析/破線: 2次元解析)



1Cモデル



3Cモデル



5Cモデル

図-15 各解析モデルにおけるx-z平面でのP3 橋脚変位応答

今回解析を行った構造物と入力地震動の組み合わせでは、各モデルとも3次元解析と2次元解析における橋軸方向の変位応答の間に顕著な差は現れず、また振動中の変位振幅の大小にも際立った傾向は現れていない。一方、橋軸直交方向における変位応答は、2次元解析で残留変位が生じているが、3次元解析では発生していない。

解析対象断面や入力地震動が異なっているため、単純な比較はできないが、土屋らの解析¹⁶⁾を参照すると、矩形断面において2方向同時加力を受けた場合、3次元解析の方が変位応答は大きくなっており、その理由を、鉄筋およびコンクリートがより大きく塑性化されるためであるとしている。

一方、文献¹⁷⁾では、RC橋脚に対して1方向にのみ地震動を作用させた場合と2方向に作用させた場合の時刻歴応答の関係について解析を行っているが、2方向地震動を作用させた場合に必ずしも変位応答が大きくなるわけではないとしている。

本解析の結果は、後者と一致した傾向を示している。RCの2軸曲げでは、断面主軸が時刻歴で逐一変化するため、入力地震動や構造物の形状・断面により、コンクリートや鉄筋の履歴が複雑になることが推測される。残留変位や変位応答は、各位置における材料の履歴に大きく支配され、履歴の経路によっては一度大きく塑性化し

た部分が再びもとのひずみ状態にまで戻り、見た目の残留ひずみがほとんど発生しないということは、十分に考えられる現象である。従って、3次元解析で表現される2軸曲げが作用したときに、常に2次元解析よりも大きな残留変形が発生するとは限らないと思われる。詳細は省くが、同一の単一柱モデルにJR鷹取駅における波形を入力した場合には、3次元解析の方が残留変形は大きく発生した(図-14)。

次に、各モデル間の変位応答の相違について見てみると、橋軸・橋軸直交方向ともに、多径間にモデル化した3Cモデルと5Cモデルの変位応答は、1Cモデルの場合と比べて小さくなっている。これは、橋桁による橋脚天端の拘束によるものと考えられ、連続した橋梁構造を単一柱にモデル化した場合とは応答が異なることを示すものである。

図-15に、x-z平面でのP3橋脚天端の変位応答を示す。この図からも、1Cモデルの変位応答は他の2つに比べて大きく発生しており、上述の傾向が現れている。また、図-13, 15から、3Cモデルと5Cモデルの変位応答はかなり類似している。従って、本解析で用いた地震動に対して、解析対象とした構造物は、スパン数の影響をそれほど顕著に受けなかったと考えられる。

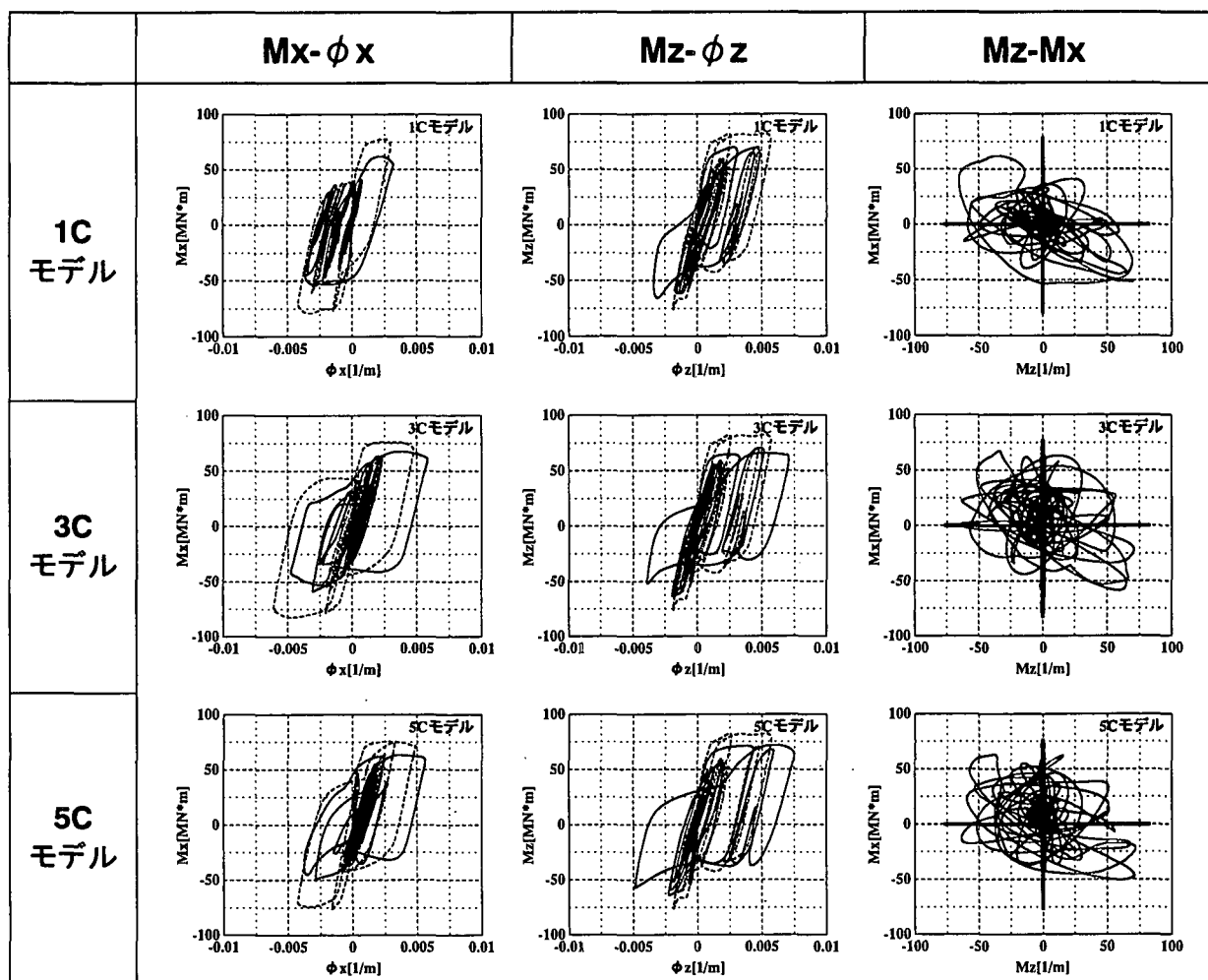


図 - 16 各解析モデルにおける P 3 橋脚基部の履歴 (実線 : 3 次元解析 / 破線 : 2 次元解析)

5. 断面履歴に着目した応答の相違

5.1 橋脚基部のモーメントー曲率関係における 2 次元解析と 3 次元解析の相違

各モデルの P 3 橋脚基部におけるモーメントー曲率 ($M - \phi$) 関係を図-16 に示す。図中の実線が 3 次元解析によるもの、破線が 2 次元解析によるものであるが、前と同様、2 次元解析における 3 C モデルと 5 C モデルの $M_z - \phi_z$ (橋軸回りのモーメントー曲率関係) についてはモデルが 1 C モデルと同一であるため、1 C モデルと同じ履歴となっている。また、 $M_z - M_x$ 関係においては、座標軸上に示した太線が 2 次元解析による履歴を表している。

図-16 によると、各モデルともに 2 次元解析と比べ 3 次元解析では断面の耐力が著しく低下していることが分かる。この傾向は、x 軸まわり、z 軸まわりともに見られ、2 方向水平力を受ける RC 部材の耐力が 1 方向水平力を受ける場合と比べ低下するという実験結果を忠実に表している。

また、3 次元解析と 2 次元解析での履歴を比べると、

2 次元解析ではどのモデルも比較的整形な履歴ループを描いているが、3 次元解析では途中から傾向が逐次変化している。すなわち、3 次元解析では、丸みを帯び、所々に軟化勾配が現れている。その理由は、ある 1 方向において変形が小さいときに、その直交方向で载荷または除荷が起こったときに耐力が低下する（あるいは同一荷重における変形が増大する）2 軸相互作用の影響と考えられる。また、逆 S 字型となるループの存在も、直交方向の载荷や除荷によって、同一荷重に対する変形が増大したあとに、その载荷や除荷の影響が小さくなるために、耐力が大きくなると考えることができる。

これらは実験によっても確かめられており¹⁷⁾、2 軸曲げの作用により、顕著な軟化勾配や逆 S 字型ループを発生させることが示されている。また、このような 2 次元解析と 3 次元解析の相違については、鋼製橋脚に対する生出らの研究¹⁸⁾でも報告されている。

こういった軟化勾配や逆 S 字型ループのような履歴挙動は、エネルギー吸収に対して不利であり、2 軸曲げによってこういった傾向が現れる点は、慎重に吟味されなければならないと思われる。

5.2 モデル化による橋脚基部のモーメント-曲率関係の相違

各解析モデルが、断面履歴に与える影響を検討する。再び図-16によれば、変位応答と同様に3Cモデル・5Cモデルと1Cモデルの間には顕著な違いが現れている。1Cモデルにおいては、x軸まわり、z軸まわり双方で一時的に $\phi=0.0$ の軸から離れた所でループを描き、最終的には $\phi=0.0$ 付近で収まっているが、3Cモデル・5Cモデルでは全時間にわたってM- ϕ 関係の中心は、 $\phi=0.0$ 付近にある。図-14において、1Cモデルのみx軸方向で5~7秒、z軸方向で5~9秒の間、振動の中心がずれているが、この振動中における曲率の中心の相違が変位応答の違いに現れていると考えられる。

また3次元解析では、3Cモデルと5Cモデルは極めてよく似た履歴を示しているが、これは4.3節で述べたとおり、スパン数による影響がそれほど顕著に応答に現れなかったことを示すものである。

6. まとめ

単純支持の連続高架橋を解析する際のモデル化の影響を検討することを目的として、要素内力に基づくFlexibility法にファイバーモデルを取り入れ、数値解析的検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 解析モデルを単一の柱とした場合、たとえ振動単位が1スパンであっても、数スパンをモデル化した場合と比べて応答に差が発生する。
- 2) 今回行った単純支持の連続高架橋を3スパンと5スパンにモデル化した解析では、応答波形や断面の損傷にそれほど大きな差は発生しなかった。
- 3) 2軸曲げを受ける連続高架橋の橋脚の応答を、損傷を含めた形で予測あるいは再現した場合、2次元解析と3次元解析では結果に差が生じる可能性がある。
- 4) Flexibility法は、収斂アルゴリズムは剛性法と比べ複雑であるが、力が格点のみに作用する構造であれば、要素分割が非常に少なくなるため、連続高架橋のような多くの部材をはり要素としてモデル化できる構造に対して有利であると考えられる。

一方で、今回解析において考慮しなかったかぶりコンクリートの剥離や鉄筋の座屈は、構造物の応答に著しい影響を与えることが実験によっても確かめられている¹⁹⁾。また、今回の解析は橋脚基部を固定としたが、実際の構造物は支持地盤の特性が大きく異なる広い範囲にわたって建設されることが多いことから、橋脚ごとの地盤条件の相違が構造物の応答に違いをもたらすことが考えられる。解析の精度向上のためには、これらの点を今後確立していく必要がある。

謝辞：解析に用いた橋脚の設計資料は、名古屋高速道路公社より提供されたものです。また、支承のモデルについては、新日本製鐵株式会社の大嶽敦郎氏に貴重なご意見を賜りました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，日本道路協会，1996
- 2) 矢野正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集，Vol.43A，pp.781-791，1997
- 3) 武野志乃歩，伊津野和行：長大橋と隣接中小橋の連結部における地震時の衝突が橋脚躯体に与える影響，構造工学論文集，Vol.46A，pp.929-938，2000.3
- 4) 中島章典，大嶽敦郎，安波博道：上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第4巻，pp.9-16，1997.2
- 5) 林川俊郎，佐野雅章，大嶽郭郎：橋脚長と支承部が異なる高架橋の大地震時非線形応答解析，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，土木学会，pp.227-232，1998
- 6) 家村浩和，宮本文穂，高橋良和：鋼製支承の損傷が橋梁の地震時損傷モードに与える影響，構造工学論文集，Vol.44A，pp.659-666，1998.3
- 7) 滝口克己，黒正清治，岡田謙二：鉄筋コンクリート柱の2軸曲げ実験，日本建築学会論文報告集，第229号，pp.25-33，1975
- 8) 黒田雄一，津村浩三，芳村学，吉田元：鉄筋コンクリート柱の3方向変形特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.17，No.2，pp.357-362，1995
- 9) Spacone, E., Ciampi, V. and Filippou, F. C. : Mixed Formulation of Nonlinear Beam Finite Element, *Computers and Structures*, Vol.58, pp.71-83, 1996
- 10) Coleman, J. and Spacone, E. : Localization Issues in Nonlinear Frame Elements, *Seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads*, Japan Concrete Institute, Vol.1, pp.157-171, 1999
- 11) Nakano, T., Chea, C. H. and Tanabe, T. : Dynamic Response Analysis of RC Structure based on Flexibility Method, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, Japan Concrete Institute, Vol.23, pp.255-260, 2002
- 12) Nakano, T., and Tanabe, T. : Cyclic Analysis of RC Columns by Flexibility Method, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, Japan Concrete Institute, Vol.23, pp.287-294, 2002
- 13) 芳村学，青山博之，川村満：2方向外力を受ける鉄筋コンクリート構造物の解析 その1 2軸曲げを受けるRC柱の解析，日本建築学会論文報告集，第298号，pp.31-41，1980

- 14) Darwin, D. and Pecknold, D. A. : Analysis of Cyclic Loading of Plane R/C Structures, *Computers and Structures*, Vol.7, pp.137-147, 1977
- 15) 土木学会：構造力学公式集, 土木学会, 1986
- 16) 土屋智史, 福浦尚之, 前川宏一：Fiber Model を用いた 3次元有限要素動的解析による多方向入力を受けるRC橋脚の応答, 「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム委員会報告書・論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.359-368, 1998
- 17) 土木学会地震工学委員会：地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発, 土木学会, pp.173-199, 2001.3
- 18) 生出佳, 中島章典, 斉木功：剛体ばねモデルを用いた橋脚の三次元弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.259-269, 2000.7
- 19) 平澤征夫, 河井康孝：水平・上下同時加振による鉄筋コンクリート橋脚モデルの損傷・破壊メカニズム解明に関する実験的研究, 土木学会中部支部研究発表会講演概要集, 土木学会中部支部, pp. 511-512, 2002

(2002 年 4 月 19 日 受付)