

地震時におけるRC橋脚への 3次元効果に関する数値解析的研究

中野友裕¹・田邊忠顕²

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

²フェロー会員 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科(〒464-8603 名古屋市千種区不老町1)

地震時における橋梁全体系を考慮した3次元非線形動的解析を実施し、地震時における3次元応答が橋脚の挙動に与える影響を考察した。その結果、地震動が水平2方向から入力された場合にはRC橋脚に2軸曲げが発生し、断面の耐力が大幅に低下すること、さらに多スパン全体系を考慮した場合には、橋桁の上下振動により、橋脚躯体上部に無視できない大きさの付加曲げモーメントが発生すること、その大きさは橋脚の形状により相当異なったものとなることが明らかとなった。

Key Words : flexibility-method, 3-Dimensional Effect, Bi-axial Bending

1. はじめに

地震時における橋梁の挙動は、構造物を構成する種々の要素が複雑に干渉しあう現象であることから、振動特性を失わない程度に簡略化されたモデルに基づき実験・解析・設計が行われることが主流である。このようなモデル化による検討は、現象を理解し説明する上で明快かつ合理的な方法であることから、現在の耐震設計における1つの重要な指針となっている。

一般に構造が単純とされる構造物、たとえば単純支持の連続高架橋では、振動単位の考え方にに基づき、水平方向と鉛直方向の2次元にモデル化された、1本の橋脚と1スパンの上部構造重量にモデル化され、検討がなされる。道路橋示方書¹⁾によれば、これは、橋が地震時に同一の振動をすると見なすことができる単位に分割することができるという考えと、水平2方向の地震動による慣性力が同時に最大値を取る可能性が低いという考えの2つに基づくものである。従って、特別な形状をしていない橋梁の耐震設計に際しては、水平2方向の慣性力がそれぞれ独立に作用していると仮定して照査が行われることになる。

しかし、実際の橋梁構造のように比較的長い区間

に亘る構造に対して、それらの検討をそのまま橋梁全体の傾向と捉えることには疑問の余地が残る。従って、橋梁全体をモデル化した上で、各種の要因の検討を行うべきであると考えられる。日本をはじめ、諸外国での耐震設計で広く用いられる、橋梁を上部構造と単一の柱にモデル化する方法²⁾は、基本的な振動特性を把握するのに非常に有用な方法であると考えられるものの、それによって表現しきれない現象が存在することも事実だからである。とりわけ、鉄筋コンクリート(以下RC)構造物の耐震設計は、構造物の塑性化を許容するじん性設計であることから、構造物の塑性域での挙動を精度よく予測することは極めて重要である³⁾。さらにRC橋脚の場合、水平2方向の力が作用した場合、2軸曲げの影響により耐力が大きく低下する⁴⁾。これらは水平1方向入力に限定された動的解析では再現することが困難な現象であり、3次元動的解析により、実際の挙動を評価すべきであると考えられる。

以上を考慮した場合、3次元全体系の動的応答解析により現象を理解することが重要であるといえる。非線形領域に至る橋梁全体系の数値解析は、コンピュータの発達に伴い不可能ではなくなりつつあるものの、あまりに多くの自由度を必要とすることから、

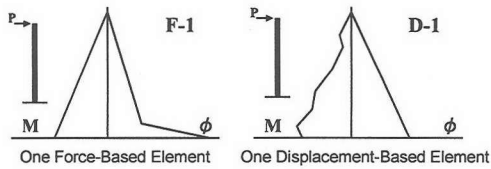


図-1 Flexibility 法 1 要素と剛性法 1 要素の
モーメント分布・曲率分布

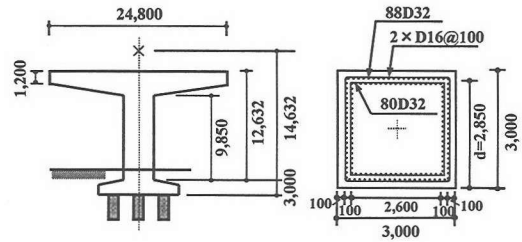


図-2 橋脚寸法 [単位: mm]

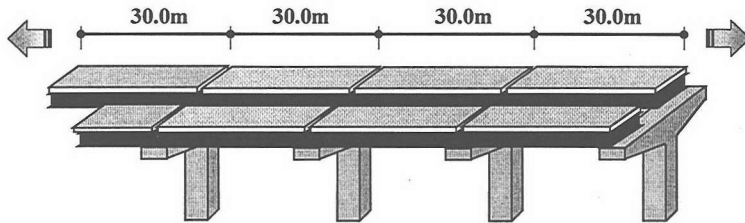


図-3 橋梁概観図

困難が生じる場合が多い⁹⁾。本研究では、それらの問題を解決するために、厳密な力の分布に基づき剛性マトリクスを作成する Flexibility 法^{6)~9)}により解析を行った。Flexibility 法は、モーメント、せん断力などの断面力の直線性が規定される範囲においては、はり・柱部材の要素分割をすることなく、軟化領域までを解析できることから、橋梁全体系のような大構造物の動的解析に適した方法である。

本研究は、以上の背景に基づき比較的広範囲の連続高架橋を対象とした Flexibility 法に基づく 3 次元動的解析を実施し、RC 橋脚に作用する 2 軸曲げの影響、ならびに橋梁全体系の振動による 3 次元効果に関して検討、考察をおこなったものである。本稿で述べる 3 次元効果とは、橋梁全体をモデル化した場合に生じると考えられる、単一柱に水平 1 方向からのみ地震動を入力した解析では表現できない挙動のことである。広義には 2 軸曲げによる断面の耐力低下現象も含まれるが、ここでは橋梁上部構造の上下振動により生じる、単一柱モデルによっては表現できない応答による効果を 3 次元効果と呼ぶ。

なお、解析における地震動は、すべての基礎に同一の大きさで水平 2 方向および鉛直の 3 方向から入力し、橋脚と上部構造の 3 次元振動のみを純粋に比較できるようにしている。

2. Flexibility 法要素の定式化

Flexibility 法の定式化では、基礎となるのは力の

内挿関数である。力の内挿関数を $N_F(x)$ と表すと、

$$S(x) = N_F(x) \cdot Q \quad (1)$$

ここで $N_F(x)$ は、軸力については定数、モーメントについては x の 1 次式で構成されるマトリクスになる。これらに断面 Flexibility $f(x)$ を適用すると、

$$\epsilon(x) = f(x) \cdot S(x) \quad (2)$$

が得られる。式(2)に仮想力の原理を適用すれば、要素 Flexibility マトリクス F は次式で表される。

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

Flexibility 法では、節点力ベクトル Q は各積分点での収斂計算により求めるため、要素内における断面力の分布は厳密に満足されることとなり、断面力の直線性が成り立つ範囲においては、剛性法のように細かな要素分割を行わずに、1 要素で局所化を含めた解析が可能となる。図-1 に Flexibility 法 1 要素と剛性法 1 要素内部でのモーメント-曲率分布を示す。なお、Flexibility 法のアルゴリズムは文献^{6)~8)}を参照されたい。

3. 解析対象およびモデル化

(1) 解析の対象とした連続高架橋

今回解析の対象とした連続高架橋は、名古屋高速道路 3 号大高線の P61 橋脚付近の構造である。実

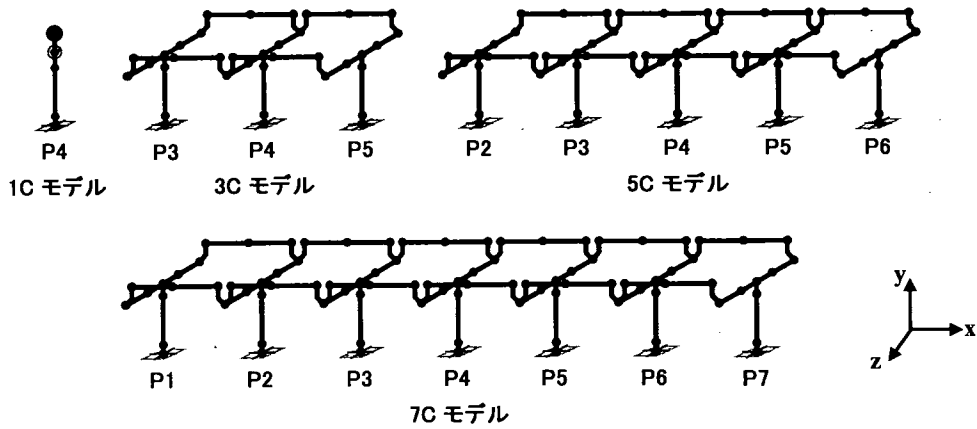


図-4 橋梁全体のモデル化

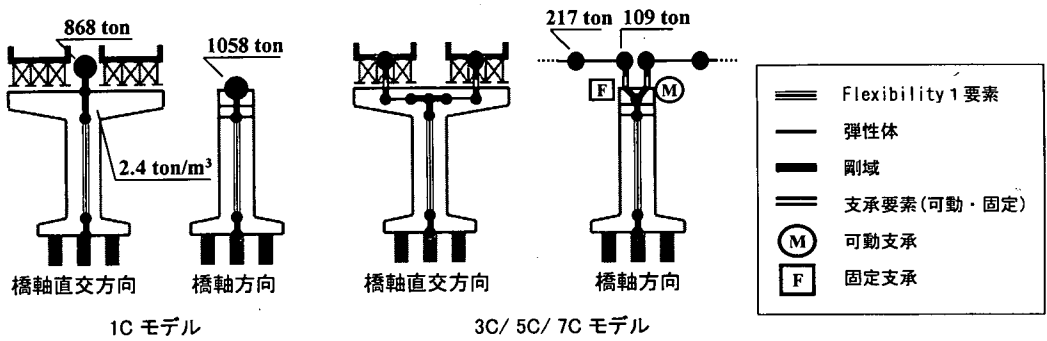


図-5 解析モデル (図中の数字は質量)

際の高架橋はさまざまな条件が存在するため、全く同一の構造ではないが、本研究では解析スパン数が構造物に与える影響を検討するという目的に従って、現象の理解を容易にするため、次のような条件を設定し、理想化した(図-2.3).

- ① 橋脚高さ・スパン長さは同一の値とする。
- ② 橋脚高さ・上部構造諸元は、対象区間内の平均的な構造諸元を用いる。
- ③ 柱の軸力は断面重心に作用させる。
- ④ 実際の橋脚の配筋には段落しが存在し、帯鉄筋間隔も広い箇所があるため、現在の示方書を満足しない。当該橋梁は、鋼板巻立で補強することにより対処しているが、本解析では、段落しをなくし、帯鉄筋間隔を密にする形で現在の示方書を満足するような断面を設定した。

(2) 解析モデル

解析に用いるモデルは、図-4 に示すように、1本の柱とそれが支持する桁の質量をモデル化した1Cモデル、桁2スパンとそれらを支持する3本の橋脚をモデル化した3Cモデル、同様に5Cモデル、

7Cモデルを定める。

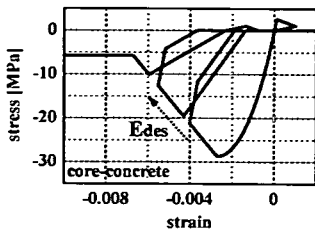
各モデルと実際の橋脚の節点、要素の関係を図-5に示す。1Cモデルでは橋軸方向と橋軸直交方向で質量の配置が異なっているが、これは、1本の柱にモデル化する場合、慣性力の作用位置が方向により異なることを考慮したためである。

モデル化の際には、各橋脚柱部分を Flexibility 要素1要素とし、T型はり・上部桁は弾性体、支承部は履歴を考慮した非線形要素とした。はり-柱接合部およびフーチングは剛域としている。これらの非線形要素の詳細については、次節で述べる。なお、支持条件は、フーチング下端を固定とした。

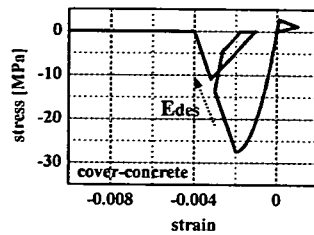
4. 解析条件

(1) 橋脚断面の復元力特性

Flexibility 法を用いて非線形解析を行う場合には、断面の復元力特性が必要となる。本研究ではファイバーモデル¹⁰⁾により復元力特性を求めるとした。断面分割数はコンクリートを30*30分割、鉄筋



a) コアコンクリート



b) かぶりコンクリート

図-6 コンクリート構成則

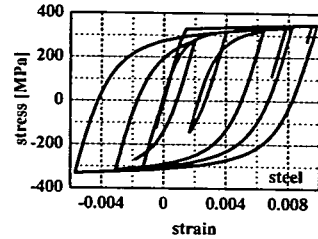


図-7 鉄筋構成則

(Menegotto-Pinto モデル)

表-1 材料特性

	コンクリート		鉄筋	
	コアコンクリート	かぶりコンクリート	軸方向鉄筋 SD-30	
初期剛性	25.00 [GPa]	25.00 [GPa]	初期剛性	195.20 [GPa]
圧縮強度	28.80 [MPa]	27.50 [MPa]	降伏強度	328.00 [MPa]
圧縮強度時のひずみ	0.0028	0.0020	帯鉄筋 SD-30	
引張強度	2.88 [MPa]	2.75 [MPa]	降伏強度	328.00 [MPa]
Edes	-5178.0	-13775.0		

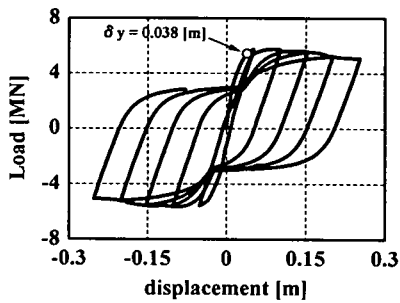
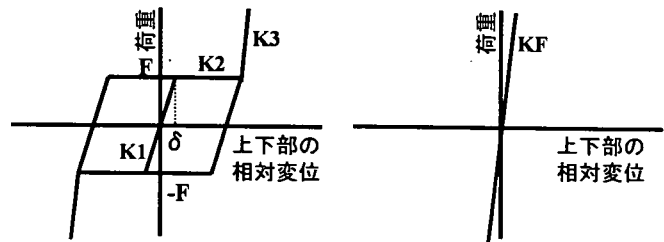


図-8 橋脚柱の復元力特性



a) 可動支承モデル

b) 固定支承モデル

図-9 支承モデル

は 168 本を断面内に配置した。その際に必要となるコンクリートファイバーの構成則は、コアコンクリートとかぶりコンクリートに分けて図-6 に示すようにモデル化されている。コアコンクリートについては星限らの提案式¹¹⁾に基づき、最大圧縮応力 σ_{cc} 、そのときのひずみ ϵ_{cc} 、下降勾配 E_{des} が求められる。ただし、Kent and Park¹²⁾に基づき、最大圧縮応力 σ_{cc} に達した後は、下降勾配 E_{des} を保ったまま、 σ_{cc} の 20%まで直線的に低下し、それ以降はひずみが増加しても $0.2\sigma_{cc}$ を保つこととした。かぶりコンクリートは放物線と直線を組み合わせたモデル¹³⁾を採用している。また、コンクリートの除荷、再載荷履歴には、Darwin-Pecknold¹⁴⁾モデルを適用した。鉄筋については、Menegotto-Pinto モデル¹⁵⁾を用いた(図-7)。それぞれの諸元を表-1 に示す。また、図-8 に Fiber-Model を用いて得られた柱部材の復元力特性を示す。降伏変位は 0.038[m]である。

(2) 支承部履歴特性

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(図-3, 5)。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、可動支承の損傷の可能性を考慮した解析¹⁶⁾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挙動の相違を着眼点としていない。従って本解析では、可動支承の移動制限量を考慮する、中島らの研究¹⁷⁾で用いられた履歴特性を採用した。このモデルは固定支承を非常に剛性の高いばねで表し、可動支承は、上下部構造の相対変位により剛性を変化させるモデルである(図-9)。具体的な諸元は、上部工質量がほぼ等しい林川らの研究¹⁸⁾を参考に決定している。支承に関する諸元を表-2 に示す。

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]
移動開始荷重 F	± 0.638 [MN]
移動開始変位 δ	± 0.013 [m]
移動制限量	± 0.040 [m]
固定支承剛性 KF	1.0×10^6 [MN/m]

表-3 モデル別の1次固有周期 T[秒]と減衰定数 h[%] : ()内はモード次数

	1Cモデル	3Cモデル
橋軸方向(x)	T=0.383 / h=2.06 (2)	T=0.429 / h=2.76 (5)
橋軸直交(z)	T=0.448 / h=2.05 (1)	T=0.390 / h=2.64 (6)
鉛直方向(y)	T=0.046 / h=2.03 (3)	T=0.607 / h=2.55 (1)
	5Cモデル	7Cモデル
橋軸方向(x)	T=0.431 / h=2.77 (9)	T=0.431 / h=2.98 (13)
橋軸直交(z)	T=0.409 / h=2.70 (11)	T=0.428 / h=2.78 (14)
鉛直方向(y)	T=0.629 / h=2.49 (1)	T=0.632 / h=2.49 (1)

(3) 質量マトリクス・減衰マトリクス・入力地震動

質量マトリクスは、集中質量マトリクスを用いた。各構造部材に与えた減衰定数は、上部構造と支承は0.03、橋脚0.05である。ただし、非線形性により履歴減衰の発生する橋脚柱部は、道路橋示方書¹⁾に従い、減衰定数を0.02とした。

減衰マトリクスは、Wilson-Penzienの方法¹⁹⁾により、初期剛性に対する全固有モードを考慮した。その際に必要となる各次の減衰定数は、道路橋示方書に基づき求めている。表-3に、各モデルに対する1次の固有周期と対応する減衰定数を示す。

入力地震動としては、兵庫県南部地震時のJR鷹取駅のNS、EW、UD成分(図-10)をそれぞれ図-3のx、z、y方向に入力した。時間刻みは0.010秒のデジタルデータを線形補間し、0.005秒とした。積分方法はNewmarkのβ法(β=0.25)を用いた。

5. 柱の本数による応答の相違

(1) 固有値解析

動的応答解析に先立ち、1C、3C、5C、7Cそれぞれのモデルについて固有振動解析を行い、固有周期を求めている。表-3によれば、橋軸方向、橋軸直交方向では、1Cモデルは他のモデルと固有周期が大きく異なっているが、これは1Cモデルが、

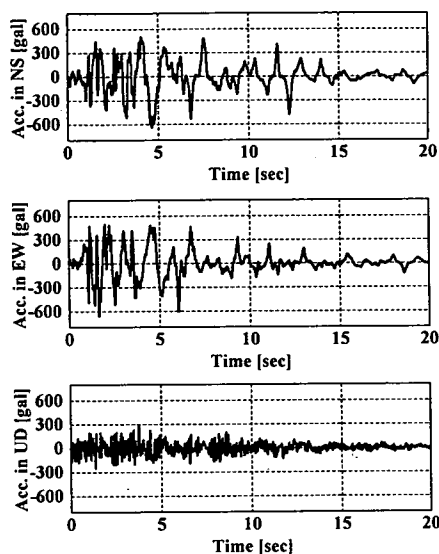


図-10 入力地震動：JR鷹取駅
(上：x方向/中：z方向/下：y方向)

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ことと質量の配置が他と異なっていることに起因する。また鉛直方向では、3C、5C、7Cモデルが1Cモデルと比べて非常に長周期であるが、これは、橋桁中央節点が上下に振動するモードである。

(2) 地震応答解析

各解析モデルにおけるP4橋脚天端の変位応答を、図-11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(以下2次元解析)を合わせて示してある。ただし、3C、5C、7Cモデルの橋軸直交方向については、モデルが1Cモデルと同一になることから、2次元解析の結果は同じ波形となる。

まず、1Cモデルであるが、橋軸方向、橋軸直交方向ともに2方向に入力を受けた場合のほうが、1方向のみの場合と比べて最大応答、残留変形ともに非常に異なっている。これは、2方向に水平力を受けた場合に、2軸曲げによる相互相関²⁰⁾が発生するために生じる現象であり、断面のM-φ履歴が2方向相関により大きく変化するためであると考えられる。同様の変化は3C、5C、7Cの各モデルにおいても現れており、2方向入力を受ける場合の橋梁の挙動が2次元解析とは異なったものとなることが示されている。ただし、同様の検討を行っている文献^{13),21)}では、応答値の大小に関しては一定の傾

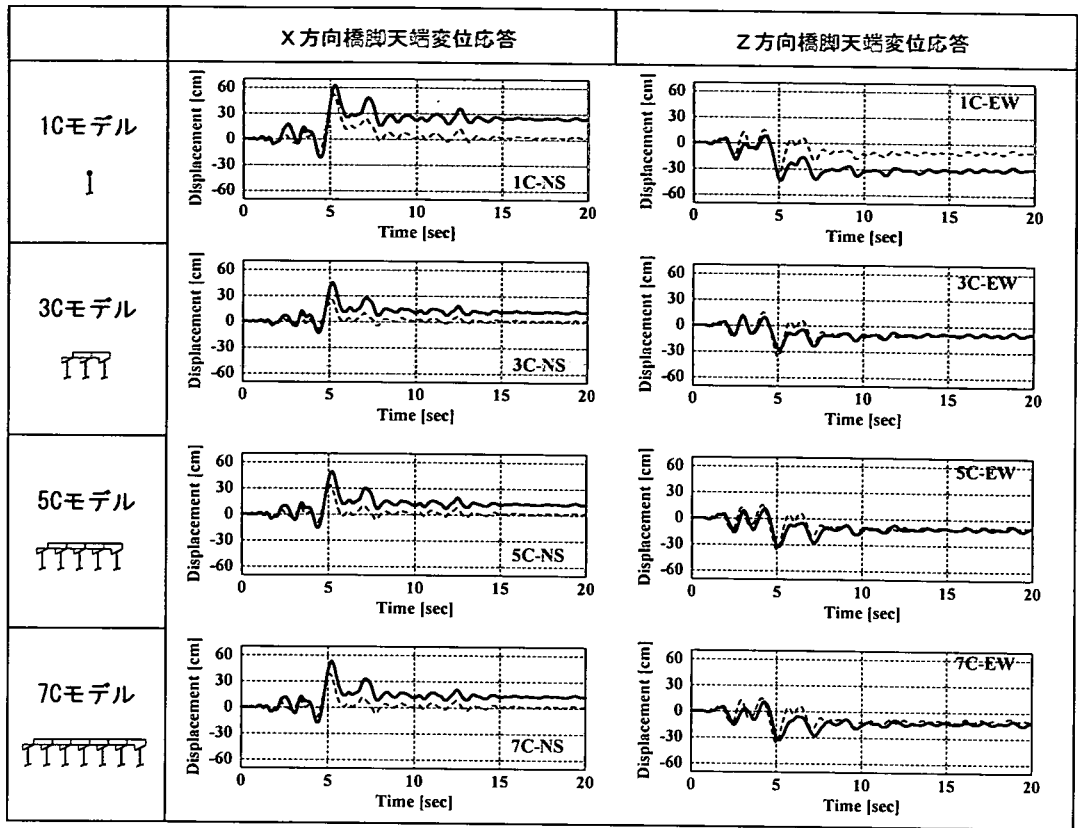


図-11 各モデルに対する中央橋脚(P4)天端変位応答 (実線：3次元解析/破線：2次元解析)

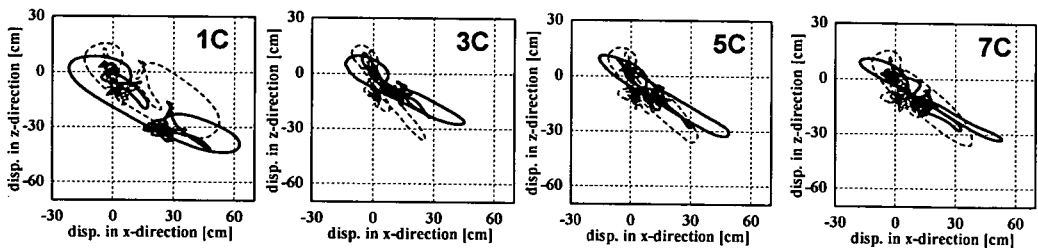


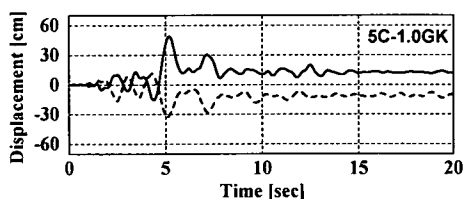
図-12 x-z平面におけるP4橋脚変位応答 (実線：3次元解析/破線：2次元解析)

向が見られないとされている。本解析では、いずれのモデルも3次元解析の方が応答は大きく発生しているが、この傾向は一般論に拡張すべきではない。

次に、多径間をモデル化した3C、5C、7Cモデルであるが、橋軸方向、橋軸直交方向ともに1Cモデルよりも応答は小さくなっている。これは1Cモデルにおいて考慮していない隣接スパンの影響が生じているため、変位が拘束されることに起因していると考えられる。また、スパン数による応答の違いは、3C、5C、7Cの間でそれほど顕著ではない。このことから、隣接桁が応答に与える影響は極めて大きいと考えられるが、本解析のような振動単

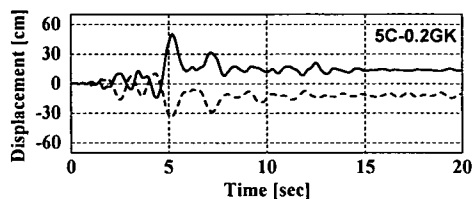
位ごとに並んでいる連続高架橋の場合に、支承の損傷¹⁶⁾や桁遊間²²⁾の衝突などを考慮しない場合においては、ある程度離れた位置での桁の影響は顕著には現れないと考えられる。

図-12には、x-z平面内でのP4橋脚の変位応答が示されている。前述の考察同様、いずれのモデルも2次元での解析を単純に合成したものと3次元解析では結果が大きく異なっている。また、3C、5C、7Cそれぞれのモデルは3次元解析に関しては類似した傾向を示している。



最大ねじりモーメント -13.20 [MN × m]
最大ねじり角 -0.00011 [rad/m]

a) 全断面有効の場合



最大ねじりモーメント -5.54 [MN × m]
最大ねじり角 -0.00023 [rad/m]

b) ねじり剛性 1/5

図-13 ねじり剛性の変化による応答の変化 (実線: x 方向変位応答/点線: z 方向変位応答)

(3) ねじり剛性の影響

本解析のような3次元構造物の解析では、一般の2軸曲げとは別にねじり剛性の値が構造物の挙動に影響を与える可能性がある。しかし、断面履歴に伴いねじり剛性が低下する現象については現在のところ適切に表現する方法がないのが現状である。従って本解析では、不確実性を排除するため、意識的にねじり剛性を全断面有効として求めた弾性剛性を用いている。

これは、有効断面積の低下によるねじり剛性の低下は、応答に大きな影響を与えないという仮定に基づくものであることから、実際にどの程度のねじり剛性の低下の影響が存在するかを確認するために、ねじり剛性を初期剛性のままにした場合と、1/5にした場合とで解析を行っている。5Cモデルの場合の比較を図-13に示す。この図によれば、双方の解析に有意な差は見られない。従って、本解析の場合には、ねじり剛性の低下の影響は少ないと判断した。ただし、このねじり剛性低下の解析手法の構築に向けた研究は、別に行う必要がある²³⁾。

(4) 支承部履歴応答

図-14に、5CモデルのP4橋脚における可動支承の荷重-変位履歴を示す。図-3~5に示したとおり、上部構造は各橋脚の2箇所支持されているが、図-14によれば、それら2箇所の支承履歴には相違が見られる。これは、(3)で述べたように、柱にねじり変形が生じるために、同一の橋脚であっても支承位置により変位が異なるためである。

また、このような隣接する構造との相互作用は単一柱にモデル化された1Cモデルでは表現できない。従って、単純支持された連続高架橋であっても強震時の挙動を予測する上で、全体系モデルでの解析を参考にすると考えられる。

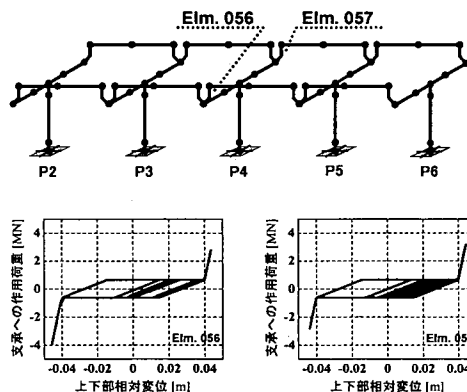


図-14 同一橋脚における可動支承の履歴 (5CモデルP4橋脚)

(5) 2軸曲げによる耐力低下現象

各解析モデルにおけるP4橋脚基部のモーメント-曲率関係および橋軸直交まわりと橋軸まわりのモーメントの相関曲線を図-15に示す。前と同様、実線が3次元解析、破線が2次元解析である。相関曲線に併記している黒丸は橋脚断面に対してz軸まわり、x軸まわりのモーメントの比率を固定した状態で求めた最大モーメントであり、破壊曲面を表している。内側が死荷重に、外側が変動軸力の最大値に対応する破壊曲面になっている。

モーメント-曲率関係に着目すると、いずれのモデルも3次元解析でのモーメントの値は2次元解析でのモーメントの値を大きく下回っている。これはRC柱の2軸曲げ現象として知られているもので、1方向のみの荷重で得られる耐力と比べ、2方向同時荷重の場合に耐力が低下するという、文献^{4),24)-28)}の各実験において示されている現象である。

また、3次元解析の履歴ループでは、モーメントの大きさが急激に低下あるいは増加する箇所が存在している。これは2軸曲げの相互作用により、1方向における変形に対して、その直交方向で荷重が起

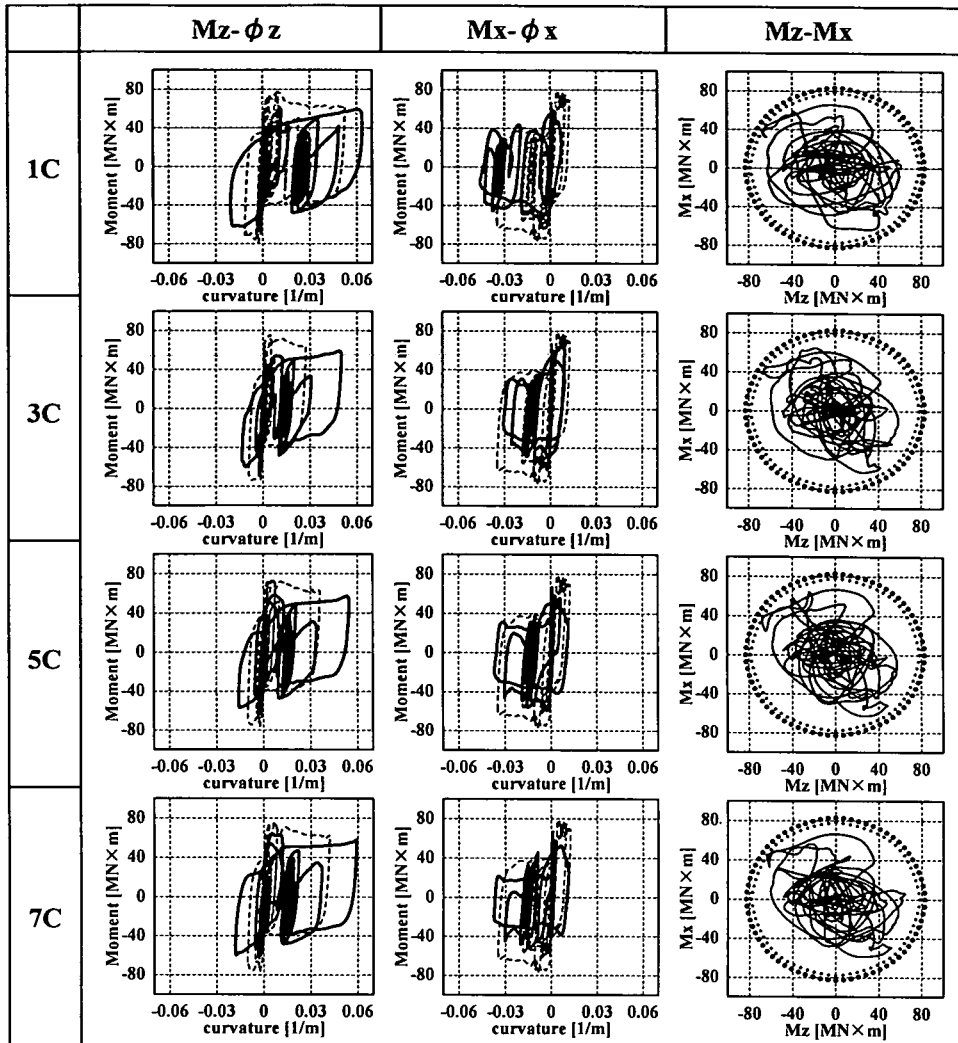


図-15 各解析モデルにおけるP4橋脚基部の履歴（実線：3次元解析／破線：2次元解析）

こったときに、耐力が大きく低下する（あるいは同一荷重における変形が増大する）ためであると考えられる。これらは実験²⁰⁾によっても確かめられており、2軸曲げの作用により、顕著な軟化勾配を発生させることが示されている。また、これらの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²¹⁾でも報告されている。

次に相関曲線を見ると、2つの曲げモーメントが相互に作用するため、3次元解析で得られる曲げモーメントは必ず破壊曲面内でループを描くことになる。このループをx軸、z軸に投影したものが3次元解析における $M_z - \phi_z$ および $M_x - \phi_x$ であり、これらはそれぞれx軸、z軸と破壊曲面が交差する値よりも小さい値となる。従って、2次元解析と比べて大きく耐力が低下することになる。

6. 3次元効果による付加曲げモーメント

(1) 柱上部の曲げモーメント時刻歴

本検討で用いたような橋梁構造では、一般に橋脚基部が最も大きな曲げモーメントを受けることから、基部に関して検討がなされることが多い。それは、ラーメン構造のような不静定な構造でなく、振動単位が上部構造と一本の柱にモデル化できる場合には、片持梁として検討することが主流だからである。

ところが、本解析のような全体系での3次元解析では、そのようなモデルでは説明できない現象が発生している。図-16に橋脚柱の上部（T型はりとの柱の接合部）でのモーメント時刻歴を示す。行った解析のうち1C、5Cモデルのみを示すが、3C、7Cモデルは5Cモデルと同様の傾向である。

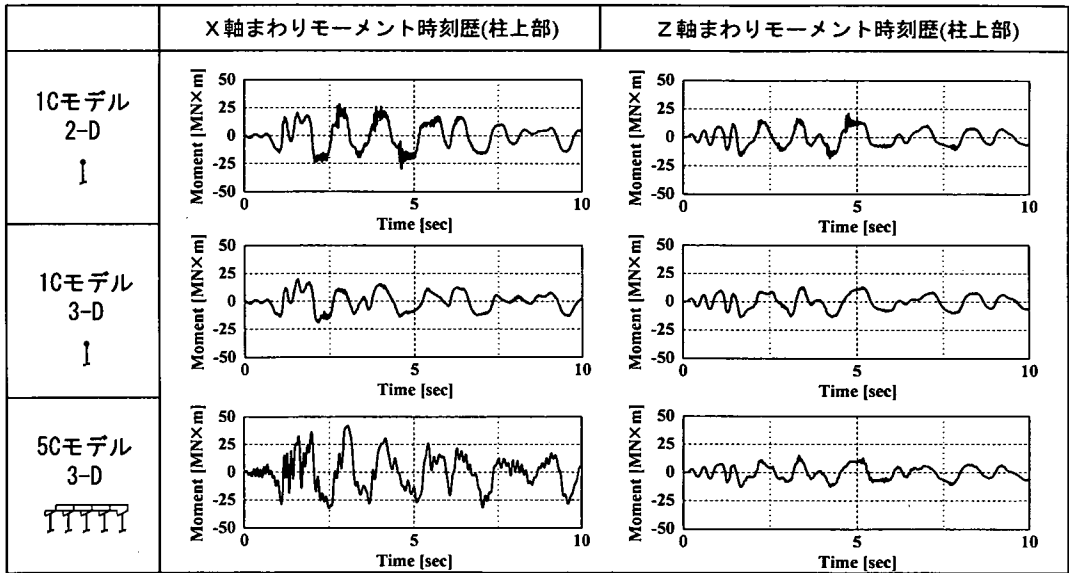


図-16 柱上部におけるモーメント時刻歴

図-16 において1Cモデルでは、x軸まわりのモーメントの3次元解析での時刻歴が、2次元解析と比べて全体に小さくなっている。これは前述した2軸曲げの相互作用によって生じるもので、基部の曲げモーメントが小さくなればそれに比例して柱上部のモーメントも小さくなることに起因している。同様の傾向はz軸まわりの曲げモーメント時刻歴にも現れている。

一方で5Cモデルでは、x軸まわりのモーメントが1Cモデルの2次元、3次元での解析を大きく上回っている。最大モーメントは1Cモデルの2次元解析で30[MNm]、1Cモデルの3次元解析で20[MNm]、5Cモデルの3次元解析で42[MNm]となっている。しかし5Cモデルのz軸まわりのモーメントでは、そのような顕著な差は発生していない。

これらの現象は図-17のように説明できる。3次元解析では、橋脚は上部構造の水平方向慣性力のほかに、上部構造との接触点で、上部構造の上下振動により鉛直方向の力を受けることになる。もしもこの鉛直力の方向が同一であれば、橋脚天端において付加モーメントはほとんど発生しないが、図-17のようにその方向が逆である場合には比較的大きな付加モーメントが発生すると考えられる。ただし、その付加モーメントの値は、柱の図心軸との距離により大きく異なるため、図-17左図のように上部工との接触点が柱図心から大きく離れている場合には大きな付加曲げモーメントが発生し、同右図のよう

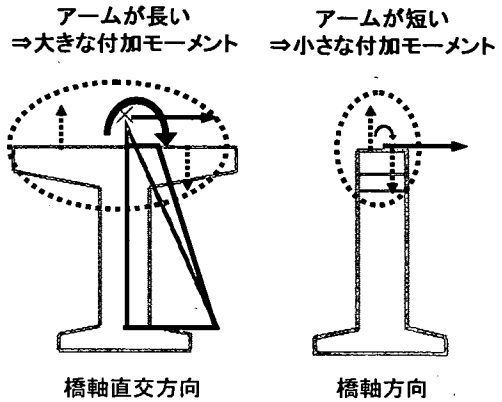


図-17 3次元振動による付加曲げモーメント

な柱図心との距離が小さい場合にはそれほど大きく寄与しないことになる。

図-16 においてx軸まわりのモーメントが5Cモデルで極めて大きく発生し、z軸まわりではそれほど差が発生しなかったのは、このような理由によると考えられる。

文献²⁹⁾ではT型はりをも有する本解析のような構造の場合、上部構造の回転慣性による付加曲げモーメントが構造物の耐荷力に寄与し、部材の応答特性に影響を与えることが示されているが、図-16は、その傾向が3次元解析により示されたものである。

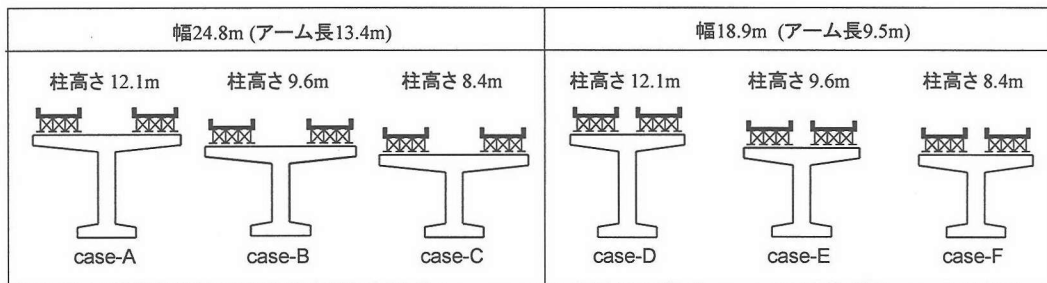


図-18 3次元効果の数値解析対象橋脚

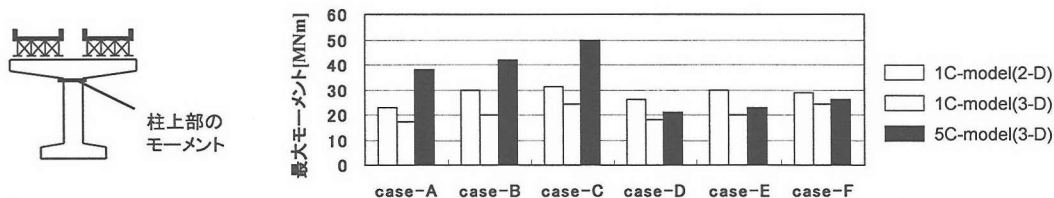


図-19 モデル別の柱上部の最大モーメント

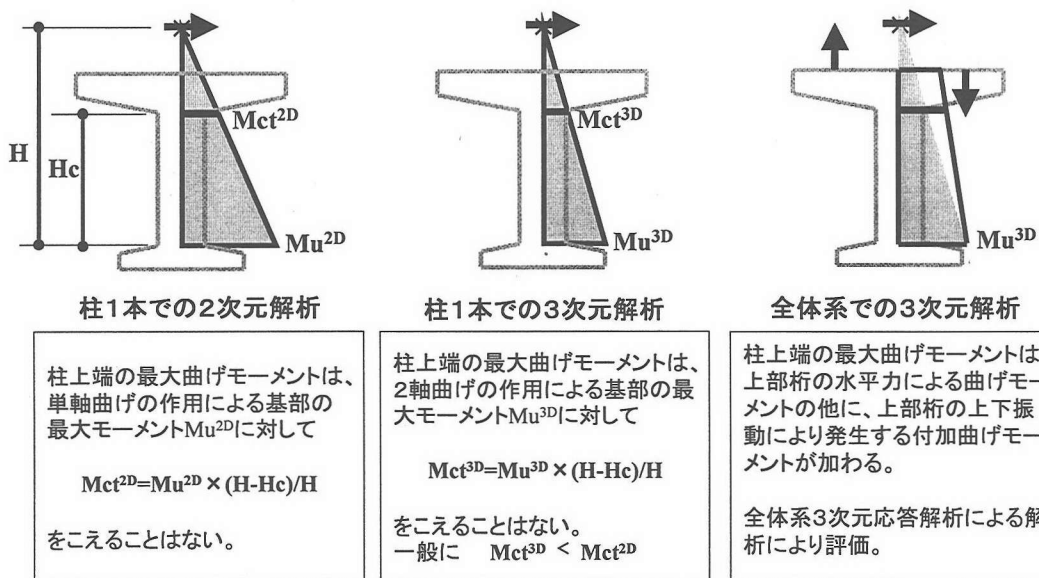


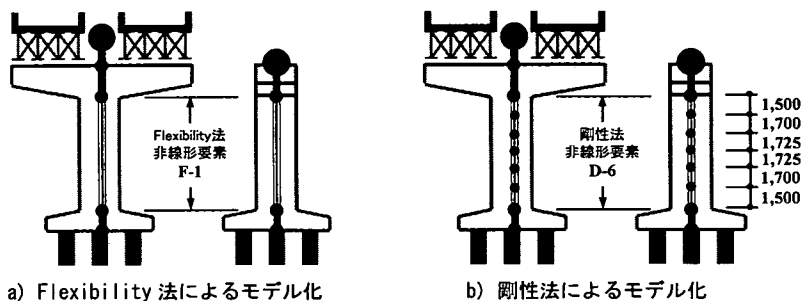
図-20 3次元効果のメカニズム

(2) 3次元効果の数値解析的検討

上記を検討するために、柱の形状を変化させた数値解析を行い、3次元効果に影響を与える要因を考察する。数値解析に用いた橋脚は、図-18に示すT型はりの幅と柱高さを変えた6通りであり、これらを前述の1C、5Cモデルに適用した。ここに、case-Bは、これまでの解析と同一条件である。なお、case-B～Eは実際に橋脚形状として存在するものであり、残り2つは存在しないが比較のために諸元を設定したものである。なお、断面形状は同一

の断面履歴の下で検討をする目的で、すべて同一としている(図-2)。

図-19にそれぞれのモデルにおいて得られた柱上部での最大曲げモーメントを示す。アーム長さが大きいcase-A～Cは橋脚基部において2次元解析よりも最大モーメントが低下するにも関わらず、非常に大きな付加モーメントが発生するために、5Cモデルでは、柱上部での最大曲げモーメントが極めて大きくなっている。一方、アーム長さの短いcase-D～Fは1本の柱で3次元解析を行った場合と比べ



付録図-1 単一柱のモデル化

て、5Cモデルでの解析は最大モーメントが大きく発生しているが、2次元解析の値を越えてはいない。アーム長さによりこれほど顕著に差が出る理由は、アームが長い構造物は、単にモーメントに寄与するアーム長さが変化したということに留まらず、上部工がゆれやすくなり、より大きな力が接触点に作用するためであると考えられる。

以上をまとめると、図-20 のようになる。すなわち、橋脚を1本の柱として3次元の柱にモデル化した場合は、2軸曲げの影響を適切に評価でき、断面の耐力の低下を表現することができる。しかし、基部以外のモーメントに関しては、2軸曲げによる基部のモーメントの低下に伴い、基部以外の部分のモーメントも低く現れることになる。ところが、実際の構造でアーム長さが長いなどの上部工振動が大きくなるような形状の場合には、大きな付加曲げモーメントが橋脚天端に発生し、1本の柱では予期していなかった力が発生することになる。

本解析は現行の設計を満足する形で断面を設定しているので、橋脚基部において破壊が生じる結果となったが、このような3次元効果が発生した場合には、段落としのように断面剛性が急変する個所にも損傷が発生する可能性があると考えられる。また、米国で行われているような橋脚の下半分のみを鋼板巻立する方法³⁰⁾を採用した場合には、橋脚の上半分で断面剛性が急激に低下することになり、1本の柱で検討した場合には予期できない損傷を与える可能性があると思われる。これらの点は、今後の耐震設計や動的解析において慎重に考慮されるべきであると考えられる。

7. 結論

本研究では、2軸曲げの作用下にある多径間の橋梁構造物の挙動を検討するために、Flexibility法を適用した数値解析的検討を行い、3次元応答に特

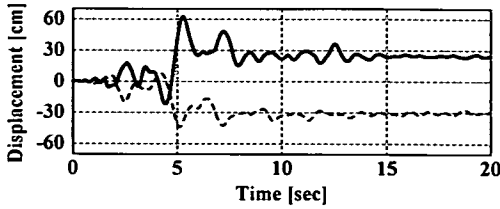
有の現象を考察した。得られた知見を以下に記す。

- (1) 2軸曲げの作用を受けるRC橋脚では、2方向の相互作用によりそれぞれの方向の最大曲げモーメントが逐次変化するため、2方向を独立に作用させた場合と比べ応答が大きく異なる。
- (2) 1本の柱で応答を計算した場合、たとえ振動単位が1スパンであっても、隣接するスパンとの影響が発生するため、多径間でモデル化した場合とは大きく応答が異なる。
- (3) 橋梁全体系構造が振動した場合、上部構造が振動することにより、橋脚天端には無視できない程度の付加曲げモーメントが発生する場合がある。
- (4) 3次元効果による付加曲げモーメントの値は、橋軸直交まわりにはほとんど発生しないが、橋軸まわりには、比較的大きく発生する可能性がある。その大きさは、上部工をどの位置で支持するかにより大きく異なる。

謝辞：解析諸元を決定する際に参考にした橋梁の設計資料は、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、新日本製鉄の大嶽敦郎氏に、解析のモデル化に関しては、名古屋大学の葛西昭氏に有益なご意見を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

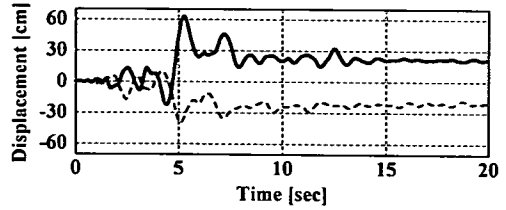
付録 Flexibility法と剛性法の計算特性の相違

近年のコンピュータの発達に伴い、数値解析における計算時間の問題は克服されつつあるが、今回数値解析に用いたFlexibility法と一般に用いられる剛性法の計算特性にどのような差があるかを検討した。本文2.において述べたように、Flexibility法では、非線形解析において大幅に自由度が低減される利点があるが、一方で文献³¹⁾に示されている

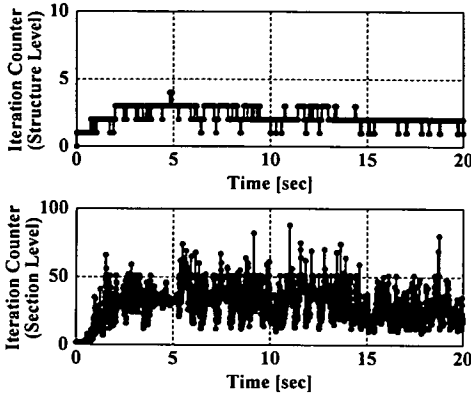


a) Flexibility 法による解析結果

付録図-2 橋脚天端の変位応答 (実線: x 方向変位応答/点線: z 方向変位応答)

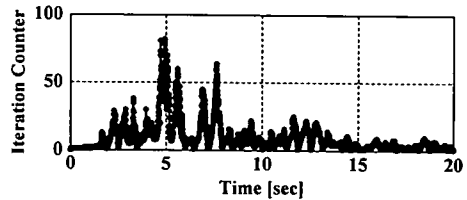


b) 剛性法による解析結果



a) Flexibility 法の収束繰返し回数

(上: 構造全体/下: 断面)



b) 剛性法の収束繰返し回数

付録図-3 橋脚天端の変位応答

とおり、構造物の等価節点力だけでなく、断面履歴の収束計算も必要とすることから、単純に自由度縮約の効果が現れるわけではない点に注意する必要がある。

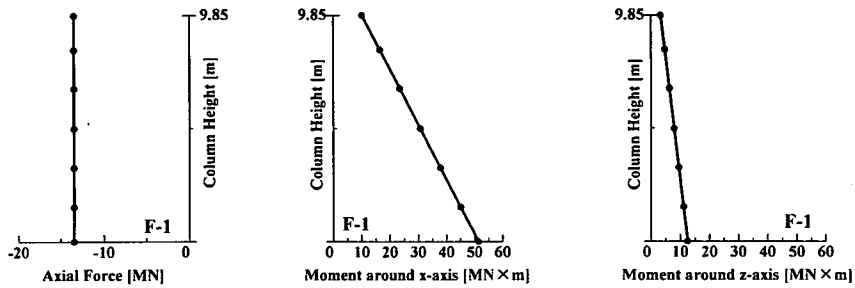
いま、比較のために付録図-1 に示す単一柱モデルを用いた数値解析を行った。これらのモデルは本文で述べた 1C モデルに相当する。ただし、剛性法を採用した場合には、柱内の節点に質量を配置できるが、Flexibility 法との比較を行うという観点から、柱の上端・下端のみに質量を配置することとし、柱内節点には質量を配置しないこととした。ただし、節点の質量を 0 とした場合、数値解析上の問題が生じるため、実際には影響が極めて小さい 0.10ton の質量を配置して解析を行っている。

付録図-2 に、付録図-1 に示した各モデルに対して Flexibility 法と剛性法それぞれで行った動的解析の結果を示す。また、付録図-3 には、それぞれの解析における各時刻での収束繰返し回数が示されている。柱部分を Flexibility 法要素 1 要素および剛性法 6 要素とした 2 通りの解析では、最大応答

変位や周期の傾向は同様の結果が得られているが、残留変位や応答波形の細かい部分では差が生じている。

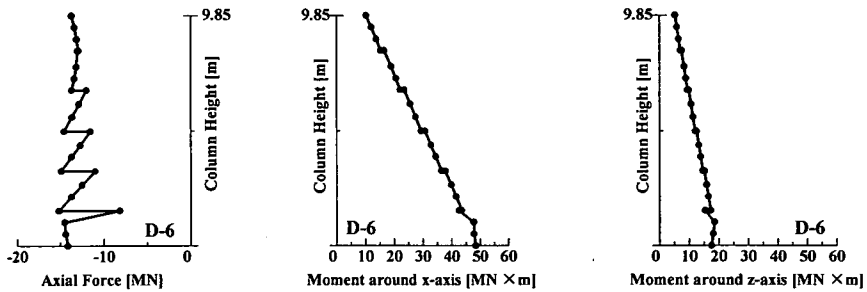
これらの違いが何に起因するかを調べるために、x 方向最大変位時刻 (5.270 秒) における柱内積分点での断面力分布を付録図-4~5 に示す。同図によれば、Flexibility 法では軸力分布・両軸まわりモーメント分布ともに直線分布として得られているが、剛性法では非線形領域において力の直線分布が得られていない。Flexibility 法では力の補間関数により得られた断面力分布を満たすように収束させるため、収束時点での力の釣合いは、節点・断面 (積分点) ともに成立する。一方、剛性法では、断面力分布が等価節点力に置きかえられた状態で収束を判定するため、各断面での力の釣合が成立しなくても見かけ上、外力と内力は釣合っていることになる。

従って、Flexibility 法により得られる各断面の履歴と剛性法により得られる各断面の履歴との間に差が生じることになり、残留ひずみ (曲率) に関して比較的異なった結果が得られる。このことが、残



a) 軸力分布 b) x軸まわりモーメント分布 c) z軸まわりモーメント分布

付録図-4 Flexibility法により得られる断面力分布 (5.270秒)



a) 軸力分布 b) x軸まわりモーメント分布 c) z軸まわりモーメント分布

付録図-5 剛性法により得られる断面力分布 (5.270秒)

付録表-1 20秒間の応答計算に要した時間

	1Cモデル	5Cモデル
Flexibility法	1.00	13.3
剛性法	0.63	106.0

留変位に差をもたらしたと推察される。

剛性法においても高次要素を用いればここに示したような問題点は大幅に改善される。たとえば軸変形に高次要素を用いて解析を行った例³²⁾では、節点の自由度として軸ひずみを導入することにより、一定の軸力分布を表現するには至っていないものの、軸力分布のぶれが改善されることが示されている。

なお、付録図-3に示したとおり、収束計算の際にはFlexibility法が2段階を要するため、単純に収束回数を計算時間の比較とすることはできない。参考までに同一のコンピュータを用いて行列計算を定義どおり行った場合で計算時間を比較すると、付録表-1のようになった。1Cモデルでは剛性法が速いが、5CモデルではFlexibility法が速くなっている。ただし、支承の非線形性による収束計算への影響が存在することや実際のアルゴリズムでは行列計算を合理化するさまざまな手法があるため、この比較は参考例として認識されたい。

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，1996.12.
- 2) Tanabe, T.: *Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures*, Vol.1, Elsevier, 1999.
- 3) 小林薫，鎌田則夫，石橋忠良：設計用簡易降伏強度スペクトルによる鉄道用ラーメン高架橋の耐震設計，第1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.39-42，土木学会，1998.1.
- 4) 滝口克己，黒正清治，岡田謙二：鉄筋コンクリートの二軸曲げ実験，日本建築学会論文報告集，第229号，pp.25-34，1975.
- 5) 六郷恵哲，白井伸明，内田裕市：コンクリートの破壊の数値解析の現状と課題，コンクリート工学，Vol.32，No.12，pp.5-14，1994.
- 6) Spacone, E., Ciampi, V. and Filippou, F.C.: "Mixed Formulation of Nonlinear Beam Finite Element", *Computers & Sciences*, Vol.58, pp.71-83, 1996.
- 7) Coleman, J. and Spacone, E.: "Localization Issues in Nonlinear Frame Elements", *Seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads*, JCI, Vol.1, pp.157-171, 1999.10.

- 8) Nakano, T., and Tanabe, T.: "Cyclic Analysis of RC Columns by Flexibility Method," *Transactions of JCI*, Japan Concrete Institute, Vol.23, pp.287-294, 2002.
- 9) 中野友裕, 田邊忠頌: 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, 応用力学論文集, Vol. 5, pp. 509-518, 2002. 8.
- 10) 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 R C 柱の解析, 日本建築学会論文報告集, 第 298 号, pp. 31-41, 1980.
- 11) 星隈頌一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No. 520/V-28, pp. 1-11, 1995. 8.
- 12) Kent, D. and Park, R.: "Flexural Members with Confined Concrete", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.97, ST7, pp.1969-1990, 1971.
- 13) 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. 173-179, 2001. 3.
- 14) Darwin, D. and Pecknold, D.A.: "Analysis of Cyclic Loading of Plane R/C Structures", *Computers & Structures*, Vol.7, pp.137-147, 1977.
- 15) CEB: *RC ELEMENTS UNDER CYCLIC LOADING*, Thomas Telford, pp.58-69, 1996.
- 16) 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.
- 17) 中島章典, 大嶽敦郎, 安波博通: 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.
- 18) 林川俊郎, 佐野雅章, 大嶽敦郎: 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.
- 19) Wilson, E.L. and Penzien, J.: "Evaluation of Orthogonal Damping Matrix", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol.4, pp.5-10, 1972.
- 20) たとえば 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.
- 21) 生出佳, 中島章典, 齊木功: 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. 259-270, 2000. 7.
- 22) 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.
- 23) 山本佳士: ファイバーモデルにおけるせん断中心の移動解析とねじりモーメント発生メカニズムに関する研究, 名古屋大学卒業論文, 2002.
- 24) Otani, S., Cheung, V.W.T. and Lai, S.S.: Reinforced Concrete Columns subjected to Biaxial Lateral Load Reversals, *Proc. 7th World Conf. On Earthquake Engineering*, Istanbul, No.6, pp.525-532, 1980.
- 25) Takizawa, H. and Aoyama, M.: Biaxial Effects in Modelling Earthquake Response of R/C Structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No.4, pp.523-552, 1976.
- 26) 北嶋圭三, 安達洋, 神田亮, 小泉達也: 2 方向入力を受ける鉄筋コンクリート造柱の弾塑性解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, pp. 103-108, 1991.
- 27) Takiguchi, K., Kokusho, S., Kobayashi, K. and Kimura, M.: Response of RC column to Horizontal Bi-directional Deflection History, *Proc. 7th World Conf. On Earthquake Engineering*, Istanbul, VI, pp.403-410, 1980.
- 28) 北嶋圭三, 安達洋, 中西三和: 2 方向入力を受ける鉄筋コンクリート造柱の振動台実験-2 方向入力を受ける鉄筋コンクリート造建物の応答性状に関する研究 (1), 日本建築学会構造系論文集, 第 455 号, pp. 137-146, 1994. 1.
- 29) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告/土木構造物の被害原因の分析/コンクリート構造物・鋼構造物, 土木学会, pp. 22-41, 1997. 12.
- 30) たとえば Chai, Y.H., Priestley, M.J.N. and Seible, F.: "Analytical Model for Steel-Jacketed RC Circular Bridge Columns," *J. of Structural Eng.*, ASCE, Vol.120, No.8, pp.2358-2376, 1994.
- 31) 中野友裕, 田邊忠頌: コンクリート構造物の数値解析への Flexibility 法の適用に関する研究, 土木学会論文集, Vol. 725/V-58, pp. 15-28, 2003. 2.
- 32) 諏訪俊輔, 中村光, 田邊忠頌: 軸変形に高次要素を用いた RC 柱部材のファイバーモデル解析, 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. 585-586, 2003. 2.

(2002. 9. 27 受付)

ANALYTICAL STUDIES ON THREE-DIMENSIONAL EFFECTS OF RC PIERS UNDER EARTHQUAKE LOADING

Tomohiro NAKANO and Tada-aki TANABE

Non-linear 3-dimensional dynamic analyses of total bridge system under earthquake loading were carried out and the effects of 3-dimensional response on the behavior of the bridge pier were discussed. As the results of these considerations, in case 3-dimensional earthquake loading was input, the resisting capacities of sections of RC bridge pier degrade remarkably due to bi-axial bending. And because of the vertical vibration of superstructure, noteworthy additional bending moment generates at the top of the pier by considering 3-dimensional total bridge system. Furthermore, it becomes clear that the magnitude of 3-dimensional effects depends upon the configuration of bridge pier.