

地震動の入力方向がRC連続高架橋の全体系応答に与える影響

A Study of Influence of the Earthquake-Input Direction on the Response of RC Continuous Viaduct

中野友裕*・田邊忠顕**

Tomohiro NAKANO and Tada-aki TANABE

*正会員 博(工) 大分工業高等専門学校助手 土木工学科 (〒870-0152 大分市牧 1666)

**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)

In this paper, to make clear the influence of earthquake-input direction on the response of RC continuous viaduct, dynamic analyses based on flexibility method were carried out. As results of these simulations, both the value of maximum moment of section and that of the response of the pier vary with the earthquake-input direction. Further, in total bridge system model, each of the piers responds its own response and these behaviors differ from that of single pier model.

Key Words : Earthquake Input Direction, Bi-axial Bending, Flexibility Method, Total Bridge System

1. はじめに

土木学会の「土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説」¹⁾ 4章には、レベル2地震動の設定についての方針が示されている。それによれば、過去に発生したものと同一ような地震を用いて耐震性を評価する場合であっても、当該地点により近い場所で発生する可能性などを考慮する必要性が明記されている。

地震動評価においては、種々の不確定性が存在することから、考えられる可能性について多方面から検討すべきであることは論を待たない。特に、国内には数百の断層が存在し、さらに、現在の技術では地震の発生の予測が不可能と考えられている、伏在断層も存在する。実際、2000年10月の鳥取県西部地震²⁾においては、賀祥ダムが伏在断層による地震に直撃されている³⁾。これらの事実を踏まえれば、断層運動による地震が連続高架橋を直撃する可能性は、十分に検討されるべきである。従って、連続高架橋のような構造物に対し、地震入力の変化した場合の挙動を把握しておく必要があると思われる。

橋梁の耐震性を判定する際には、地震応答として橋梁全体がどのように振動するかを把握することがきわめて重要である。その観点から、これまでも多くの解析的研究および実験的研究が行われてきている。

橋梁全体系の応答に着目した研究としては、桁間衝突の影響を検討した例⁴⁾⁻⁶⁾、鋼製支承の破損を考慮したモデルによる解析^{7), 8)}、落橋の発生する可能性を検討した例⁹⁾などが挙げられる。これらの研究はいずれも橋軸方向1方向のみに次元を落としているものの、連続高架橋のように比較的広範囲に亘って建設される構造物には、

さまざまな要因が付加され、一般に用いられる振動単位の解析では表現し切れない現象が生じているという重要な指摘をしている。

また、次元を落とさずに、橋梁を3次元単一柱にモデル化した部材で解析を行った例¹⁰⁾では、水平2方向から地震入力を受けた場合の橋脚の応答は、2方向の全塑性モーメントの大きさが相互に変化するため、橋軸方向のみ、あるいは橋軸直交方向のみを入力した場合の応答とは大きく異なることが示されている。

こういった重要な研究成果が得られているにも関わらず、実際の耐震問題を扱う際には、水平1方向+上下の2次元全体系モデルまたは3方向同時入力の単一柱モデルにより行われており、3次元全体系での扱いは極めて稀である。これは、道路橋示方書¹¹⁾にある振動ユニットの規定、および「慣性力を2方向独立に作用させる」という指針が裏づけとなっている。

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もそのモデルが実現象に忠実であるとしているようであるが、実際には2方向地震動は、水平面内の任意の角度から作用する。道路橋示方書の仮定が安全側であるかどうかを考える上では、水平2方向同時入力による3次元全体系での応答と比較しておく必要がある。架設された構造物に対する地震入力の方向が、震源の位置により変化することを踏まえれば、そのような変化に対しても振動ユニットの規定、および「慣性力を2方向独立に作用させる」という指針が妥当なものであるかを評価しなければならない。

著者らは前報¹²⁾で、Flexibility法を用いた解析により構造全体系を3次元でモデル化した場合の応答が、振動

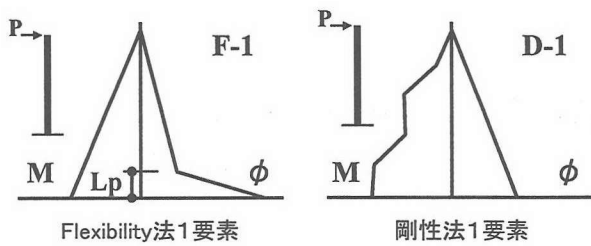


図-1 Flexibility 法1要素と剛性法1要素のモーメント分布・曲率分布

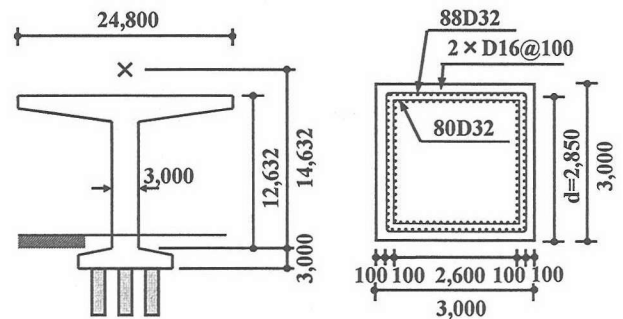


図-2 解析に用いた橋脚の諸元 (単位[mm])

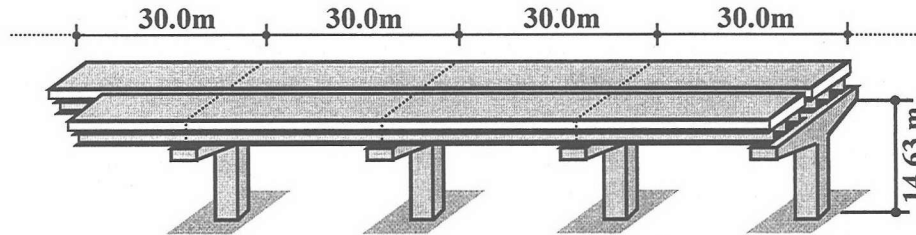


図-3 解析の対象とした構造物の概観図

単位で解析した場合とは異なることを示した。本論文では、前述の背景を踏まえ、橋梁を単一柱と全体系それぞれにモデル化し、水平1方向入力と水平2方向同時入力時の応答の相違、および、入力方向の変化が応答に与える影響についての解析・検討を試みている。

なお、本論文では、実際の強震記録に対する連続高架橋応答に関する考察を行っているが、地震動に包含されるさまざまな要因と構造物応答特性の関連についての議論は別の機会に譲り、解析モデルの次元数と地震入力方向が構造物応答の推定に与える影響について検討していく。

2. 解析アルゴリズムの概要

Flexibility 法では、力の内挿関数を用いて要素 Flexibility マトリクスを導出し、特殊なアルゴリズムを用いて要素内のひずみと断面力分布を収斂させる¹³⁾。断面力分布が直線に規定される範囲では、塑性ヒンジ部分の積分長を適切に規定することにより1要素での解析が可能であることから、剛性法のような要素分割を施す必要がなく、自由度が大幅に低減される。これまでに行われた2次元振動実験、3次元2軸曲げ実験との比較検証によれば、Flexibility 法では、曲げ破壊する供試体について自由度を縮約しても、おおむね精度よく挙動を再現することが可能であることが示されている^{14), 15)}。

Flexibility 法による数値解析の基礎となるのは、要素内力 $D(x)$ と節点力 P の関係である。力の内挿関数を $N_p(x)$ と表せば、

$$D(x) = N_p(x) \cdot P \quad (1)$$

この式を断面構成則に適用するため、式

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

を導入する。ここに $d(x)$ は、断面のひずみ、 $f(x)$ は断面 Flexibility である。仮想力の原理を適用すれば、次式で表される要素 Flexibility マトリクスが得られる。

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

以上の定式化は厳密な力の分布に基づいており、断面力が規定されれば、常に1要素内における断面力分布とひずみ分布が正確に得られる。図-1に片持ばりの場合での Flexibility 法と剛性法1要素のモーメント分布、曲率分布を示す。なおアルゴリズムの詳細については文献¹³⁾を参照されたい。

3. 解析の概要

3.1 解析の対象とした構造物

解析の対象としたのは、現在都市高速の道路橋として供用されている連続高架橋(名古屋高速道路3号線)である。実際の橋脚には鋼鉄巻立が施されているが、解析では、補強前の設計諸元を参考に、軸方向鉄筋の段落しをなくし、帯鉄筋を増やした断面を用いることとした。また、実際の高架橋にはさまざまな設計要因が付加されるため、柱高さは9.85[m]、上部構造スパンは30.0[m]で統一している。この寸法は、当該構造物の代表的な寸法である。図-2、図-3に構造物の諸元を示す。

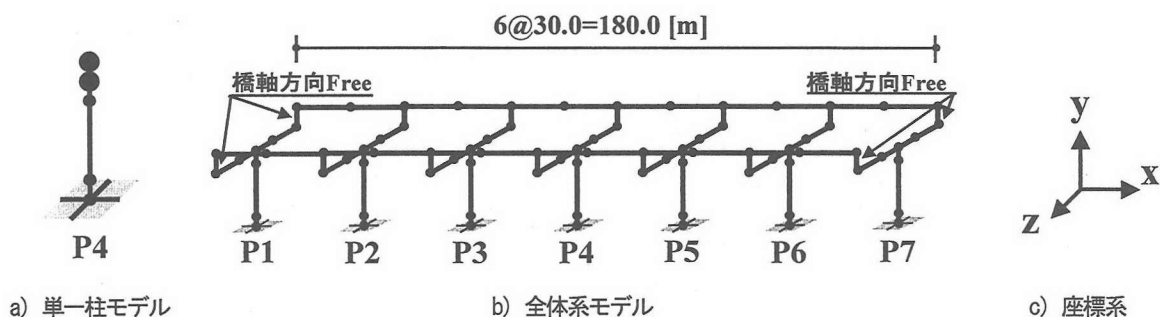


図-4 構造物のモデル化 (1)

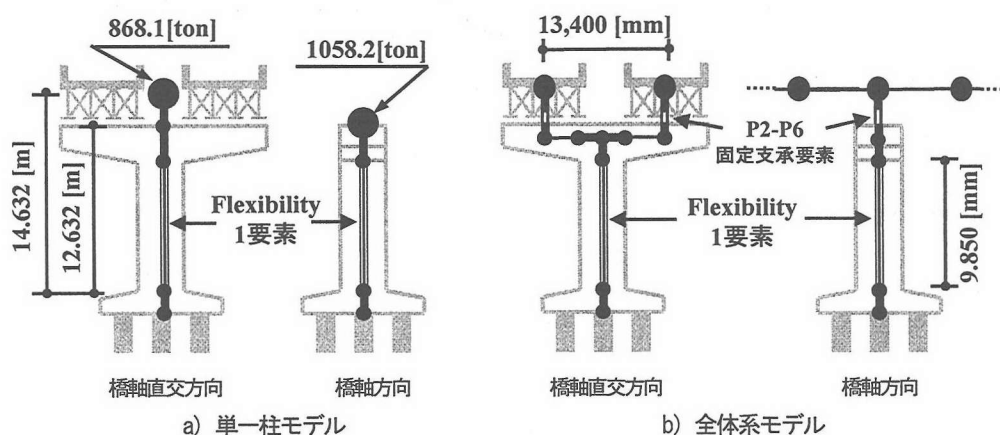


図-5 構造物のモデル化 (2)

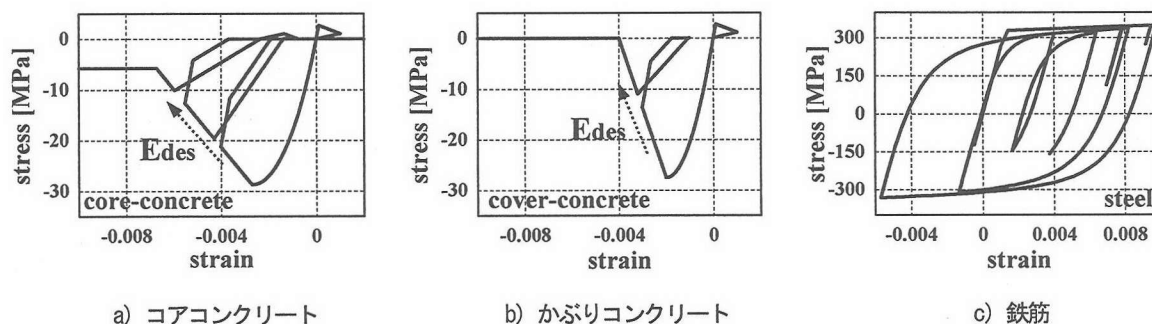


図-6 材料構成則

3.2 構造物のモデル化

図-2, 図-3 に示した構造物をモデル化するにあたっては、地上構造物のみからなるものとして簡略化した。従って、杭と地盤はモデル化しておらず、純粋に構造物の3次元振動のみを評価している。

解析モデルを図-4, 図-5 に示す。以下、1本の橋脚と上部構造重量のみをモデル化したものを単一柱モデル、7本の橋脚と上部構造をすべてモデル化したものを全体系モデルと呼ぶ。単一柱モデルでは、上部構造慣性力の作用位置を水平2方向で変えるために、橋軸方向と橋軸直交方向で質量の配置が異なっている。また、全体系モデルの橋軸方向の支承条件は、両端橋軸方向は自由、残り5本の橋脚は固定支承である。

モデル化では、橋脚柱以外の各部材は弾性体としているが、非線形性を考慮する部材は Flexibility 法を用いるため1要素としている。

3.3 断面の復元力特性

橋脚断面は、コンクリート部分を30*30分割、軸方向鉄筋はすべて考慮した上で、Fiber-Model¹⁶⁾により復元力特性を算定した。その際に用いた構成則は、コアコンクリートには星隈らのモデルを圧壊後まで拡張したモデル¹⁷⁾、かぶりコンクリートには放物線と直線を組み合わせたモデル¹⁷⁾、鉄筋には Menegotto-Pinto モデル¹⁸⁾を用いている(図-6)。表-1に材料の諸元を示す。

表-1 材料の特性値

	コアコンクリート		かぶり コンクリート	鉄筋	
	正方形断面	円形断面			
圧縮強度 f_c'	28.80 [MPa]	35.10 [MPa]	27.50 [MPa]	降伏点 σ_y	328.0 [MPa]
引張強度 f_t'	2.88 [MPa]	3.51 [MPa]	2.75 [MPa]	ヤング係数 E_s	195.2 [GPa]
圧縮ひずみ ϵ_c	0.0028	0.0048	0.0020	2次勾配	0.001 E_s
初期弾性係数 E_0	25.00 [GPa]	25.00 [GPa]	25.00 [GPa]		
圧縮軟化勾配 E_{des}	-5178.0	-3461.0	-13750.0		

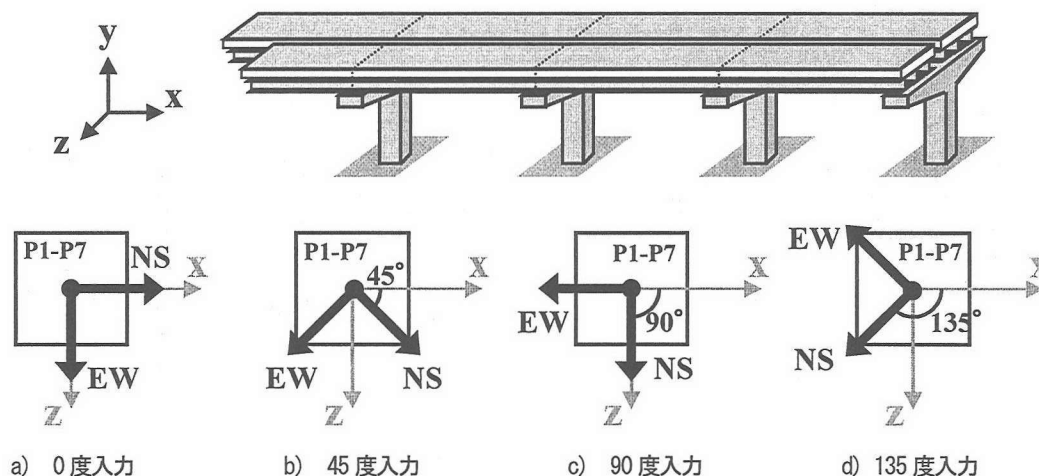


図-7 地震動入力方向

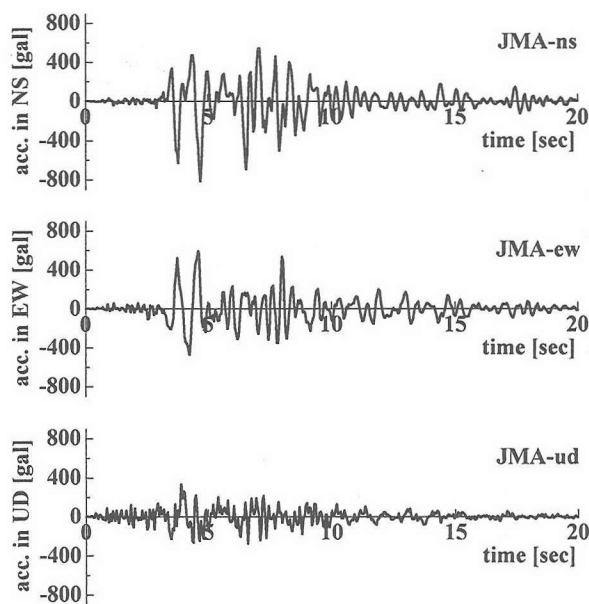


図-8 入力地震動 (神戸海洋気象台: 1995)

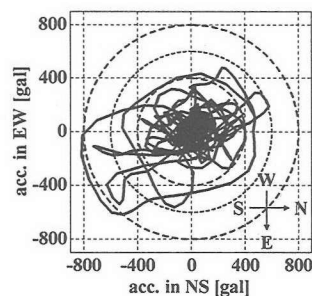


図-9 入力地震動の水平面内2方向加速度

3.4 動的解析の方法

応答解析に用いる質量マトリクスは集中質量とし、減衰マトリクスは Wilson-Penzien の方法¹⁹⁾により、初期剛性から算定した。道路橋示方書¹¹⁾に基づき、減衰定数として、上部構造と支承部に 0.03、橋脚部材に 0.05 を

適用した。ただし、非線形性を考慮する橋脚柱部材は、0.02 としている。

時刻歴応答解析には、Newmark の β 法 ($\beta=0.25$) を用いた。

3.5 地震入力の設定

地震応答解析に用いる地震動は、1995 年の兵庫県南部地震における神戸海洋気象台観測波形 (図-8) である。単一柱モデル・全体系モデルそれぞれに対して、水平2方向の入力成分を図-7 に示す方向から入力した。その際に軸力変動を考慮するため、上下動を y 方向から入力している。ただし、水平2方向の入力方法は、地震動の加速度ベクトルを、それぞれの角度に対応する回転ベクトルにより x-z 成分に変換する形式をとっている。

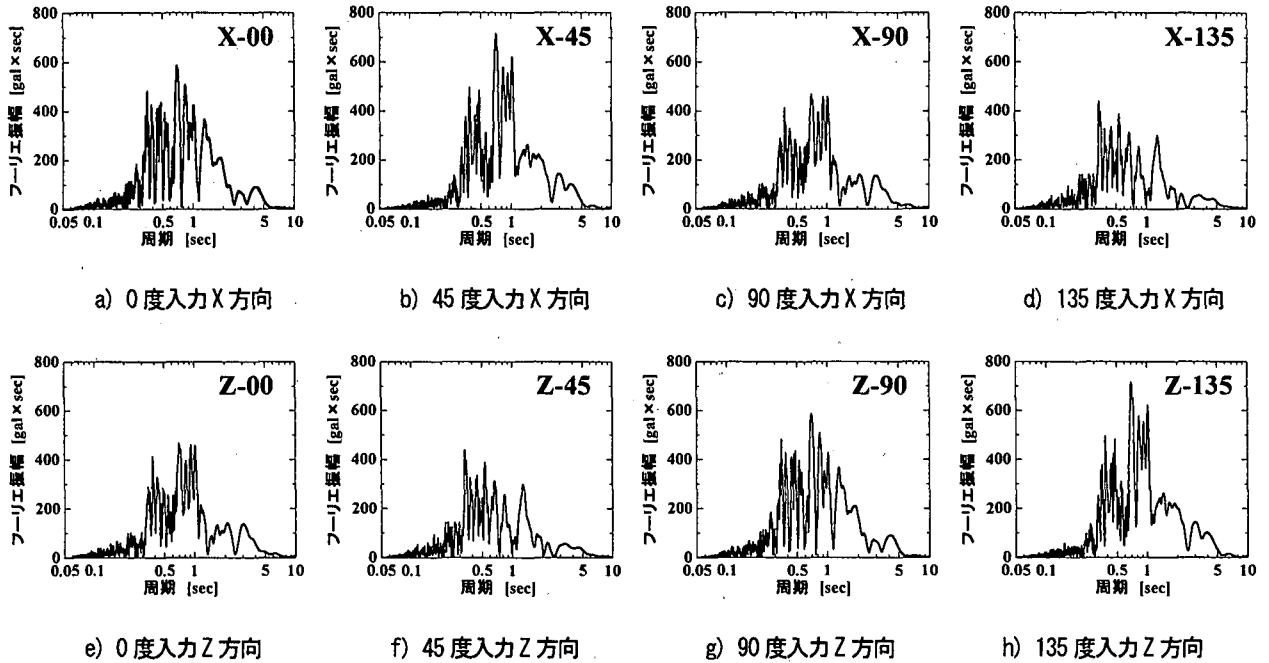


図 - 10 入力地震動の X 軸・Z 軸方向 加速度スペクトル

また、全体系モデルでは全節点同一の入力としている。

入力地震動水平面内 2 方向の加速度の組み合わせを、図 - 9 に示す。それぞれの方向を独立して考えた場合の最大加速度は、ns 方向で 818[gal]、ew 方向で 617[gal]であるが、2 方向同時の場合には、848[gal]となる (4.67[sec]、方位 S37° 09' E)。

一方、入力方向を変化させることにより生じる地震動の卓越周期の変化を見るために、入力地震動のフーリエスペクトルを図 - 10 に示す。各入力方向での X 軸方向加速度成分の卓越周期は、0.6~1.1 秒付近であるが、135 度入力の場合は、0.3~0.6 秒付近となっている。

なお、以下では、解析モデルおよび入力方向を表す際に、「単一柱 xx 度入力」「全体系 xx 度入力」のように表現する。

4. 単一柱モデルの解析結果および考察

4.1 モード解析

時刻歴応答解析を行う前に、固有振動解析を行った。表 - 2 に単一柱モデルの固有周期、表 - 3 に全体系モデルの 20 次モードまでの固有周期ならびに 3 方向の刺激係数、図 - 11 に全体系モデルの 1 次・7 次固有モードを示す。全体系 1 次モードでは、中央橋脚が最も大きく変形し、各橋脚の変位が異なるモードが生じている。解析対象は、道路橋示方書においてすべて同一の挙動をすると見なして単一柱にモデル化される構造であるが、全体系モデルでは、隣接するスパンからの影響が生じるため、モードにおいて、各橋脚の変位が異なっている点に注意する必要がある。

表 - 2 単一柱モデル 3 方向 1 次固有周期 [秒]
() 内はモード次数)

橋軸方向	0.383 (2)
橋軸直交方向	0.448 (1)
上下方向	0.046 (3)

表 - 3 全体系モデル固有値解析結果

モード 次数	固有周期 [sec]	刺激係数		
		橋軸方向	橋直方向	鉛直方向
1	0.590	0.000	-3.464	0.000
2	0.580	0.000	0.000	0.000
3	0.561	0.000	1.000	0.000
4	0.543	0.000	0.000	0.000
5	0.528	0.000	0.077	0.000
6	0.516	0.000	0.000	0.000
7	0.505	-7.476	0.000	0.000
8	0.479	0.000	0.000	0.427
9	0.422	5.251	0.000	0.000
10	0.412	3.290	0.000	0.000
11	0.367	0.000	0.000	0.000
12	0.361	0.000	0.000	0.590
13	0.356	0.000	-1.484	0.000
14	0.342	0.000	-0.310	0.000
15	0.334	0.000	0.000	0.000
16	0.318	-5.835	0.000	0.000
17	0.318	0.000	0.000	0.000
18	0.307	0.000	1.001	0.000
19	0.294	0.000	0.000	1.738
20	0.283	0.000	0.000	0.000

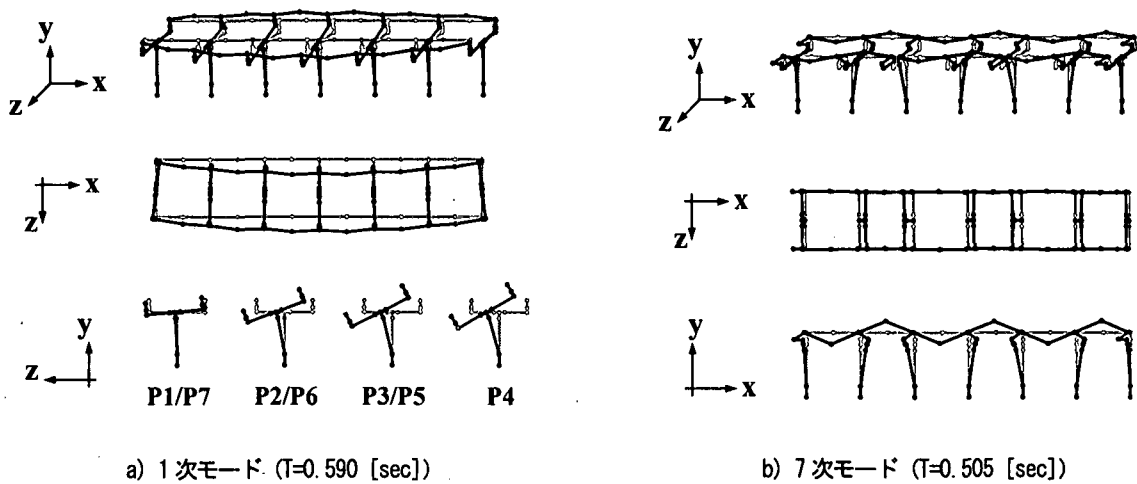


図-11 全体系モデル主要振動モード

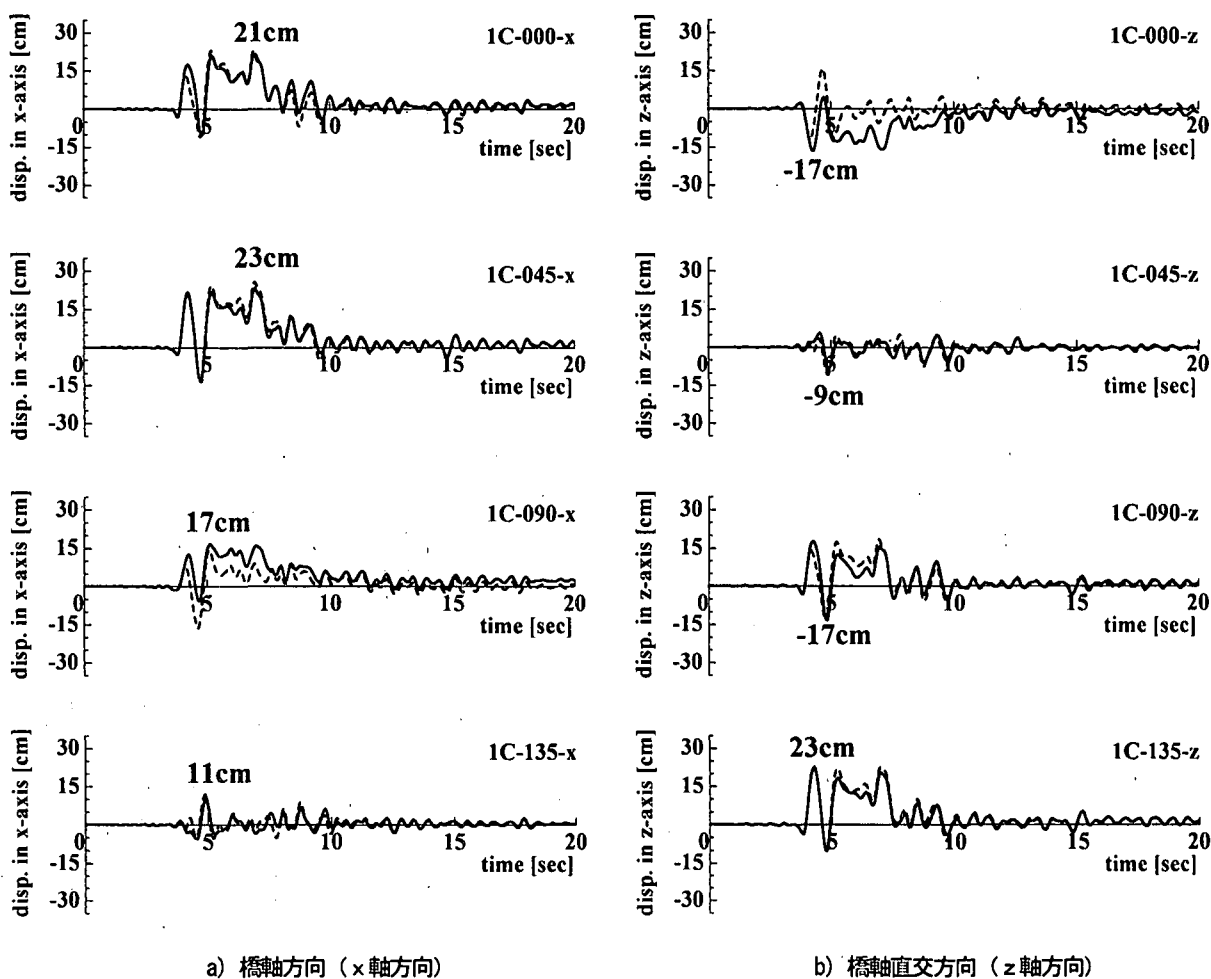


図-12 単一柱モデルの橋脚天端における変位応答 (上から0 / 45 / 90 / 135度入力)

4.2 時刻歴応答解析結果

図-12に、単一柱0/45/90/135度入力の橋軸方向、橋軸直交方向の橋脚天端の時刻歴変位応答を示す。図中の実線は、地震動を3方向から入力した場合(以下3次元解析と呼ぶ)の応答であり、破線は、水平方向入力を

x軸方向成分、あるいはz軸方向成分のみ(上下動は入力)とした場合(以下2次元解析と呼ぶ)の応答である。なお、図中に併記している数値は、3次元解析における最大変位応答値である。また、単一柱モデルについては、x軸まわり、z軸まわりの断面2次モーメントなどの諸

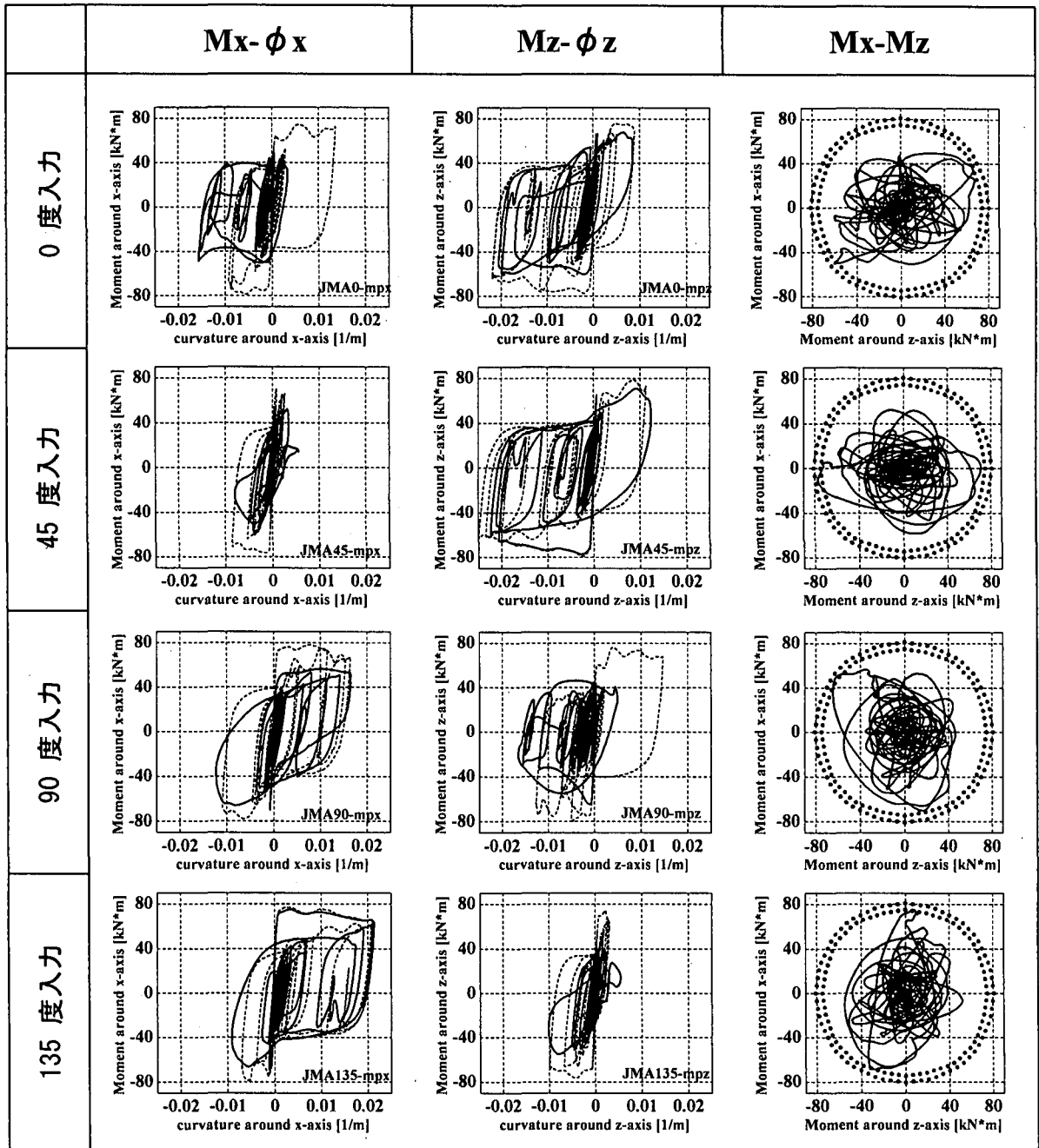


図 - 13 単一柱モデルの橋脚基部における断面履歴 (実線 : 3次元解析 / 点線 : 2次元解析 / 黒丸 : 破壊曲面)

元は同一であるが、上部工慣性力の作用位置を x 軸方向・ z 軸方向で変えているため、0 度入力と 90 度入力であっても異なる応答になっている。

入力方向を 4 通りとした図 - 12 を見ると、単一柱モデルの時刻歴応答では、① 2次元解析と 3次元解析の時刻歴応答に差が生じる場合 (0 度入力 z 方向・90 度入力 x 方向など) および、② それらの間の差がほとんど生じない場合 (45 度入力 x 方向・135 度 z 方向) の、2つの傾向のあることが分かる。

図 - 13 に、橋脚基部における断面履歴を示す。図中の実線が 3次元解析、点線が 2次元解析による履歴である。まず、各入力方向に対するモーメントー曲率関係を見ると、0 度入力の $M_x - \phi_x$ 関係および 90 度入力の $M_z - \phi_z$

関係が 2次元解析と 3次元解析で大きく異なる履歴を描いていることが分かる。橋脚基部の x 軸まわり曲率 ϕ_x により x 軸まわりの回転が生じ、 z 方向変位が生じることを考えれば、0 度入力の $M_x - \phi_x$ の履歴に対応する変位は、0 度入力 z 方向である。同様に、90 度入力の $M_z - \phi_z$ の履歴に対応する変位は、90 度入力 x 方向であり、先に述べた時刻歴応答に差の生じるケースである。すなわち、2次元解析と 3次元解析において差が生じるか否かは、橋脚基部の履歴に依存していることが分かる。

また、その他の橋脚基部の履歴については、2次元解析と比べ 3次元解析の最大モーメントが若干低下するケースが多いが (90 度入力 $M_x - \phi_x$ など)、ほとんど差が生じない場合も存在する (45 度入力 $M_z - \phi_z$ など)。これ

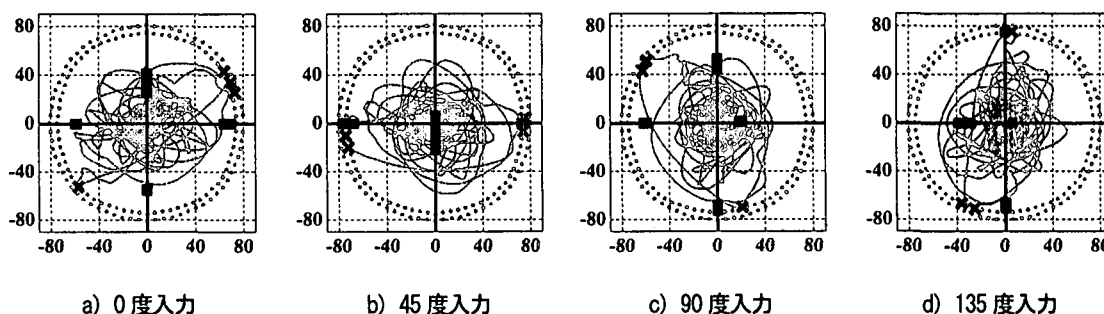
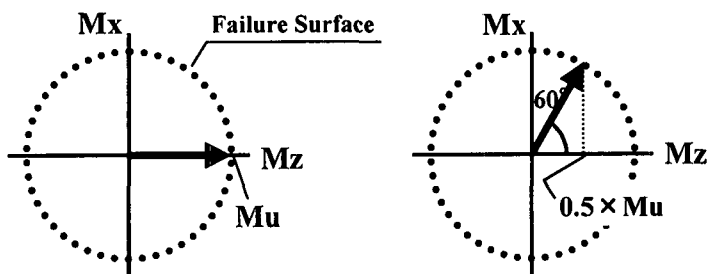


図 - 14 破壊曲面との接触点と M_x , M_z 軸への投影



a) $M_z : M_x = 1 : 0$ (一方方向荷重に相当) b) $M_z : M_x = 1 : \sqrt{3}$ の場合

図 - 15 2軸曲げの場合に生じるモーメント相関

らの相違をもたらす要因を以下に考察する。

4.3 2方向モーメント相関と破壊曲面の関係

一般に、2軸曲げを受ける断面では、2方向のモーメントが相互に影響し合うために、同一の軸まわりを基準にした場合には、1方向荷重の場合の最大モーメントを下回ることが知られている。たとえば文献²⁰⁾では、柱の2軸曲げ実験において、柱頭に断面軸に沿って水平2方向から荷重した場合の最大荷重が、水平1方向の場合と比べて大幅に低下することを示している。

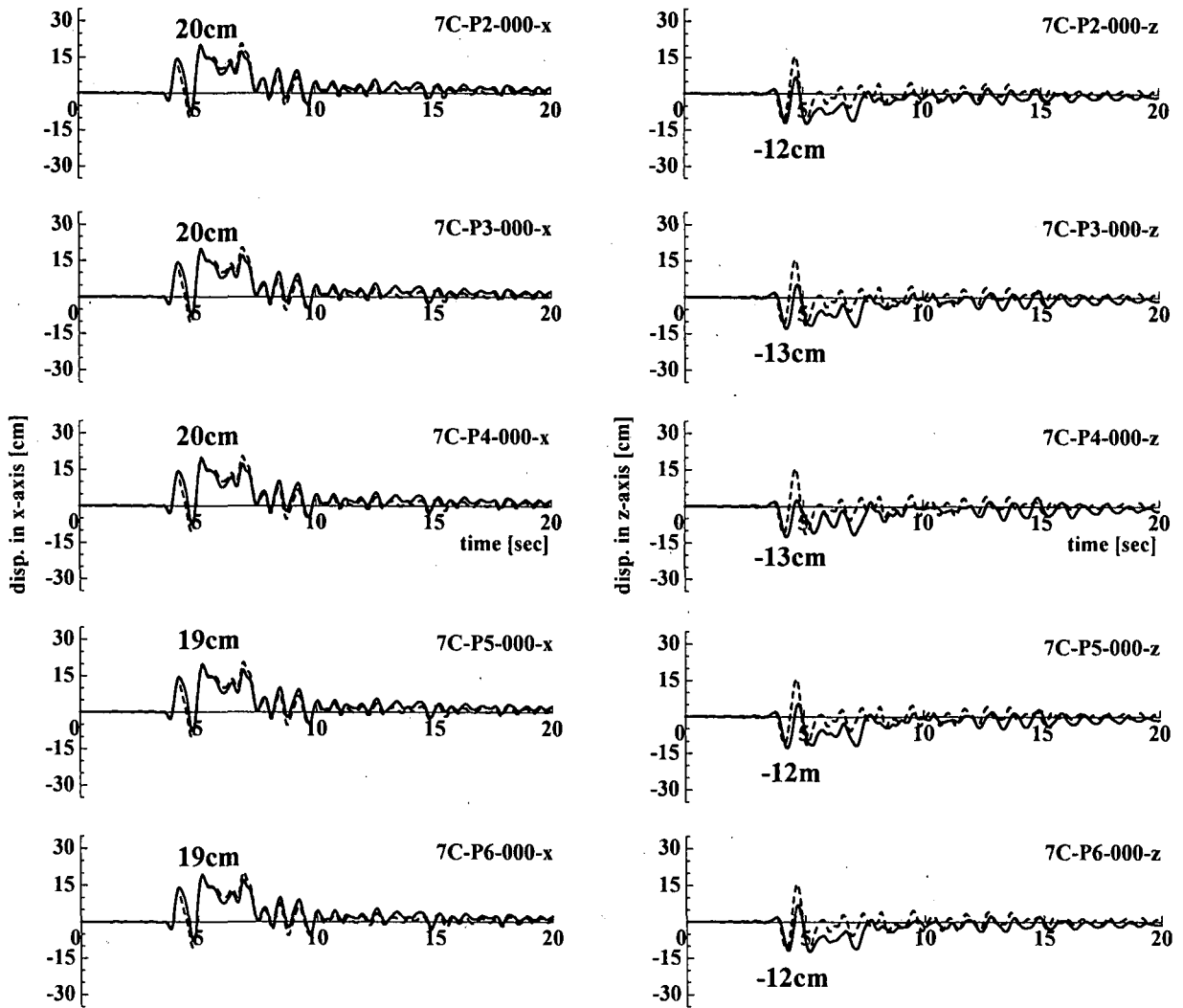
一方、図 - 13 に示したモーメント - 曲率履歴には、2次元解析と比べて3次元解析での最大モーメントの低下が顕著な場合と、ほとんど低下の見られない場合が示されている。その事情を見るために、同図中の M_x - M_z 履歴を参照する。

この M_x - M_z 図中の実線は、各時刻における2方向モーメントの組をプロットしたものであり、図中の角張った円形は、2方向のモーメント比率を一定にした状態で、モーメントを増加させた場合の最大モーメントの組み合わせである(以下、破壊曲面と呼ぶ)。内側の円が死荷重に対応し、外側の円が軸力変動最大値に対応している。たとえば、 $M_x : M_z = 1 : 1$ の場合には、死荷重に対する破壊曲面の値として $(M_x, M_z) = (53.9, 53.9)$ が得られていることを意味している。

図 - 14 は、 M_x - M_z 関係において、履歴が破壊曲面と接しているとみなすことができる位置と、それを M_x , M_z 軸に投影した位置を示している。この図では、45度入力の場合の M_z 軸への投影および、135度入力の場合

の M_x 軸への投影は、1方向荷重の場合の破壊曲面での位置とほとんど変わらない。このことは図 - 13 において45度入力の M_z - ϕ_z および135度入力の M_x - ϕ_x における耐荷力の低下がほとんど発生しなかったことと一致する。一方、図 - 14 において0度入力の場合の M_x 軸への投影および、90度入力の M_z 軸への投影は、1方向荷重の場合の破壊曲面での位置から大きく離れていることが分かる。従って、図 - 13 における0度入力の M_x - ϕ_x および90度入力の M_z - ϕ_z の最大モーメントが大きく低下しているのは、2軸曲げによる2方向相関が生じているためであることが分かる。

2軸曲げにより生じる各軸まわりの最大モーメント低下の現象は、図 - 15 のように説明できる。 M_z だけが增加する1方向荷重においては、取り得るモーメントの大きさは低下せず、最大モーメント M_u を取ることができる(同図 a)。しかし、 M_x が同時に作用し、 M_z と M_x の比が $1 : \sqrt{3}$ の場合を考えると、その比率の場合、破壊曲面に接したときの M_z の値は M_u の半分になる(同図 b)。一方で、 M_x については、 M_u の0.87倍までの値を取ることができる。この場合、 M_x , M_z の両方を考慮すれば、耐荷力としての低下は生じていないことになるが、基準となる軸 (x 軸・ z 軸) に投影した場合には、最大モーメントの値が低下することになる。また、その低下量は2方向モーメント比に依存すると考えることが妥当である。すなわち、前節で2次元解析と3次元解析の M - ϕ 関係の間にほとんど差がなかったケースでは、2方向モーメントの比率が $1 : 0$ に近い状態で破壊曲面に接していることが原因であると考えられる。従っ



a) 橋軸 (x軸) 方向

b) 橋軸直交方向

図 - 16 全体系モデル 0 度入力での各橋脚天端における変位応答 (実線 : 3次元解析 / 破線 : 2次元解析)
(上から P2・P3・P4・P5・P6 橋脚)

て、任意の水平 2 方向から作用する地震力を考える際には、2つの曲げモーメントが相互に関係し合い、両者の関係が常に破壊曲面内を動く現象を考慮すべきであると言える。また、このことは、3次元解析の代用を2次元解析で行うことができるわけではないことを示していると言える

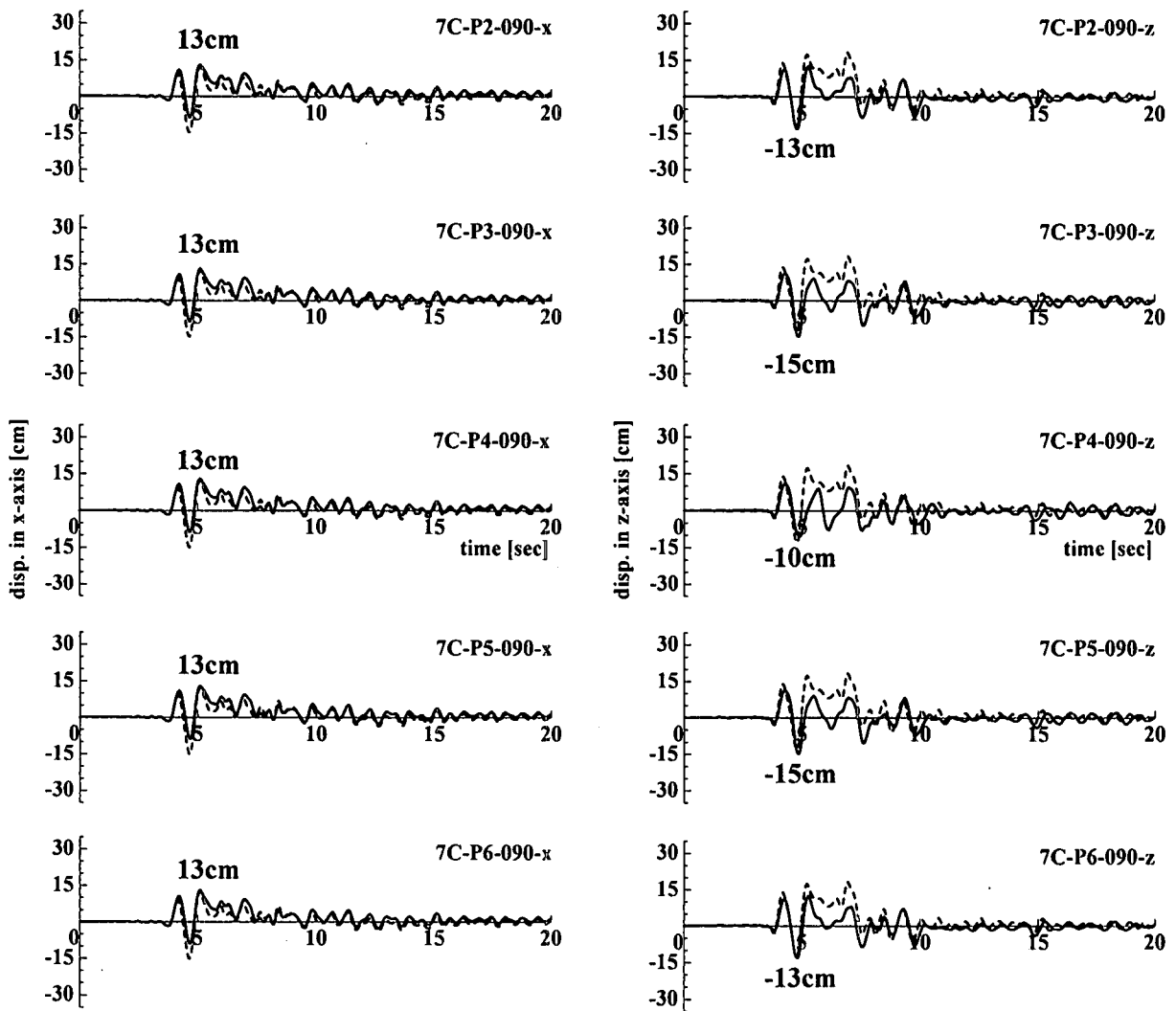
5. 全体系モデルの解析結果および考察

図 - 16 に全体系モデル 0 度入力の P2~P6 橋脚の天端変位時刻歴応答を、図 - 17 に、90 度入力の P2~P6 橋脚の天端変位時刻歴応答をそれぞれ示す。なお、図中の数字は前と同様、3次元解析における最大応答変位を表している。ただし、全体系モデルにおける橋軸直交方向に対する2次元でのモデル化は、単一柱モデルと同一になることから、応答波形はすべての橋脚で同一となっている点に注意されたい。

両図ともに橋軸方向の変位はほとんど同じ応答を示している。これは、橋桁の軸方向剛性が大きいために、橋桁の伸縮による相対変位が生じにくいからである。一方、橋軸直交方向では、0 度入力においてすべての橋脚が近い応答を示しているが、90 度入力ではそれぞれの橋脚が異なった挙動を示している。

この状況を見るために、図 - 18 に、各橋脚での天端平面内の変位履歴応答を示す。この図から、全体系 45 度入力の場合には、すべての橋脚が同一の挙動をしていると見なせるが、全体系 90 度・135 度入力の場合には、各橋脚が異なった包絡線を描いている。また、橋軸直交方向での時刻歴応答の最大値がほぼ同一であった (図 - 16) 全体系 0 度入力も、それぞれ異なった履歴を描いている。

また、図 - 18 の最左列の履歴 (単一柱) と比べた場合、履歴の傾向については類似した応答を示しているものの、必ずしも全体系モデルでの各橋脚の挙動と一致するわけではないことが示されている。



a) 橋軸方向 (x軸方向)

b) 橋軸直交方向 (z軸方向)

図-17 全体系モデル90度入力での各橋脚天端における変位応答 (実線: 3次元解析/破線: 2次元解析)
(上からP2・P3・P4・P5・P6橋脚)

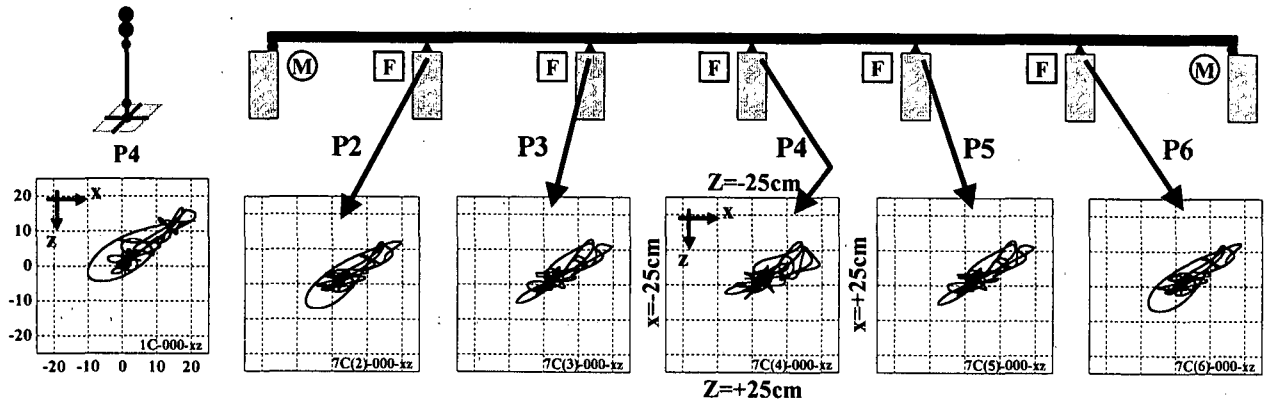
このように、振動単位が並んでいるだけの連続高架橋であっても、各橋脚が連成して動いており、すべての橋脚が同一の挙動を示すわけではないことから、当然、断面履歴も異なってくる。たとえば、図-19に全体系90度入力における各橋脚基部のx軸まわりモーメント-曲率関係を示すが、この図から橋脚ごとの最大曲率が異なっていることが分かる。設計振動単位の仮定によれば、同一の構造形式が連続している場合に、単一柱の振動ユニットとして考える場合が一般的であるが、全体系を考慮した場合に図-19に示すような断面履歴の相違が生じるということは、今後の解析・設計に考慮すべき事項であると考えられる。

6. まとめ

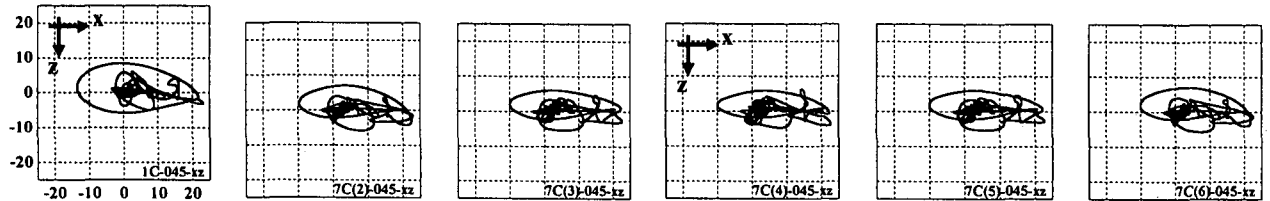
地震動の入力方向および単一柱・全体系それぞれへのモデル化により発生する挙動の特性を把握するために、

連続高架橋を対象とした数値解析的検討を行った。今回の数値解析から得られた知見を以下に示す。

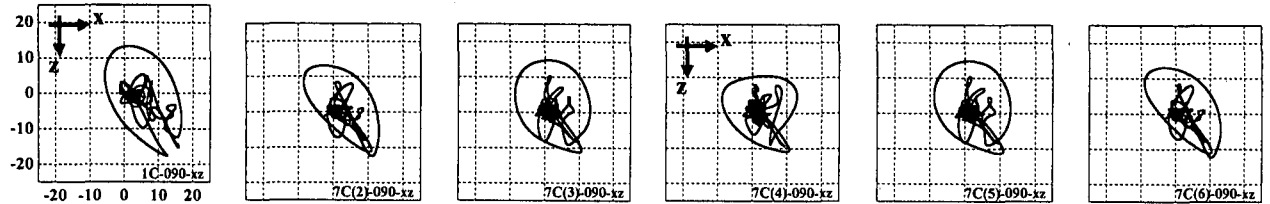
- 1) 単一柱に地震動を入力した場合、同一の地震波形であっても、入力方向により、2次元解析と3次元解析で有意な差が生じない場合と生じる場合が存在する。相違が生じる原因のひとつとして、3次元解析を行った場合には、2方向のモーメントが破壊曲面内で組となって動く現象を表現できるのに対して、2次元解析ではその相関性を表現できない点が挙げられる。
- 2) 全体系をモデル化した場合は、隣接するユニットとの間に相関性が生じるため、必ずしも単一の橋脚にモデル化した場合と同じ応答を示すわけではない。また、各橋脚が異なった応答を示すことは、それぞれの橋脚断面基部における2軸曲げ状態を異なったものとする。従って、耐震性を動的解析により評価する際には、単一柱にモデル化するだけでなく、全



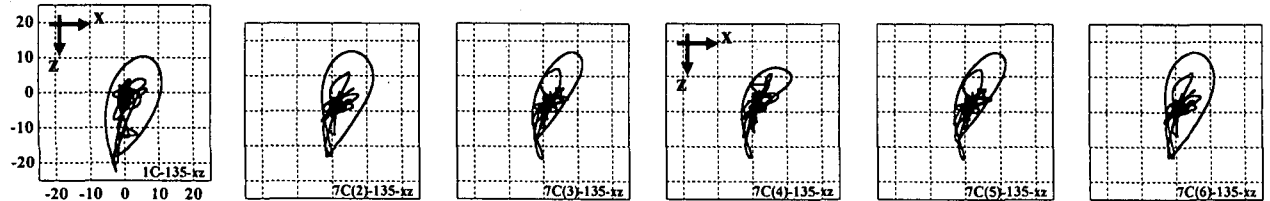
a) 0度入力 (左から単一柱・全体系P2~P6 橋脚)



b) 45度入力 (左から単一柱・全体系P2~P6 橋脚)



c) 90度入力 (左から単一柱・全体系P2~P6 橋脚)



d) 135度入力 (左から単一柱・全体系P2~P6 橋脚)

図 - 18 橋脚天端平面内の変位応答 (3次元解析)

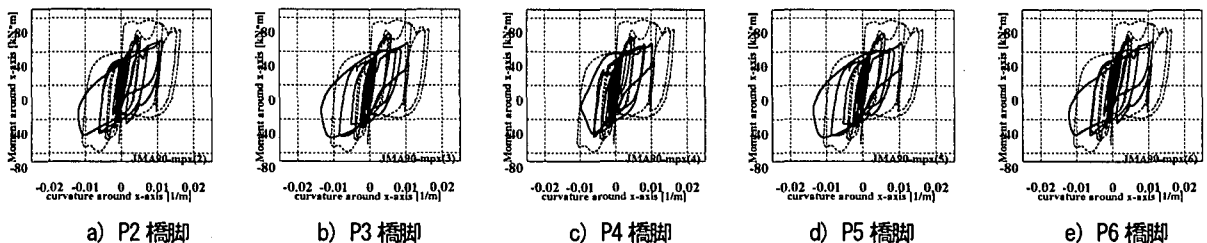


図 - 19 全体系モデル各橋脚の x 軸まわりモーメントー曲率関係 (実線：3次元解析/破線：2次元解析)

体構造として考える必要があると思われる

なお、本研究では、地震波に内包される多くの特性と構造物応答の関連性についての議論は行ってない。今後

は、単純な波形を用いて、応答の基本的な性質を明らかにし、地震動の入力方向が連続高架橋に及ぼす影響についての定量的な検討を行っていく必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会：土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説，2000.6.
- 2) 土木学会鳥取県西部地震調査団：2000年10月6日鳥取県西部地震被害調査報告，土木学会誌，vol.85，pp.80-83，2000.
- 3) 大町達夫，小島直之，村上敦：ダムサイト直下の伏在断層による地震時の地盤変位と貯水位変動，土木学会論文集，No.710，pp.337-346，2002.7.
- 4) 矢部正明，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.
- 5) 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.48A，pp.929-938，2000.3.
- 6) 岡崎真，津田久嗣，堂垣正博：桁同士の衝突を考えた連続免震高架橋の地震応答，構造工学論文集，Vol.48A，pp.899-907，2002.3.
- 7) 家村浩和，宮本文穂，高橋良和：鋼製支承の破損が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.
- 8) 梶田幸秀，渡辺英一，杉浦邦征，丸山忠明，永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討，構造工学論文集，Vol.45A，pp.903-914，1999.3.
- 9) 森山卓郎，依田照彦：桁間衝突が落橋におよぼす影響に関する実験的検討，土木学会論文集，No.654，pp.223-232，2000.7.
- 10) 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.259-270，2000.7.
- 11) 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，2002.
- 12) 中野友裕，田邊忠顕：RC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.
- 13) Spacone, E., Ciampi, V. and Filippou, F. C. : Mixed Formulation of Nonlinear Beam Finite Element, *Computers and Structures*, Vol.58, pp.71-83, 1996.
- 14) 中野友裕，田邊忠顕：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.725，2003.2.
- 15) Nakano, T. and Tanabe, T. : Analytical Studies on Reinforced Concrete Columns subjected to Bi-axial Bending, *Journal of Structural Engineering*, Vol.49A, pp.935-944, 2003.3.
- 16) 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.
- 17) 土木学会地震工学委員会：地震時保有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.
- 18) CEB : *RC ELEMENTS UNDER CYCLIC LOADING*, Thomas Telford, pp.58-69, 1996.
- 19) Wilson, E. L. and Penzien, J. : Evaluation of Orthogonal Damping Matrices, *International Journal for numerical methods in engineering*, Vol.4, pp.5-10, 1972.
- 20) 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.

(2003年4月18日受付)