

## 4 各種プログラムによる高架橋の非線形動的解析

本章では標準的な都市内高架橋を選び、複数の解析プログラムを用いて非線形応答解析を行った。次節では、まず、解析に用いたプログラムの機能の紹介と比較を行い、次いでモデル橋の紹介、解析結果の比較を示す。

### 4.1 解析プログラムの機能比較

解析の用いたプログラム(9種類)の機能比較を表-4.1.1, 表-4.1.2に示す。解析に用いたプログラムは大別して次の3つの範疇に分類できる。

汎用構造解析	ABAQUS, DIANA
耐震解析用(商用)	RESP-3T/B, Y-FIBER3D, TDAP
耐震解析用(自己開発)	SFRAME, DYNAFRAM, NDAVS, NEABS

第1のグループは有限要素法を用いた汎用構造解析プログラムであり、特に耐震解析用を目的として開発されたわけではない。そのため、設計で用いる耐震解析においては若干使いにくい点もある。しかし、シェル要素を用いた有限変位弾塑性解析等では信用性が高く、また、ユーザーサブルーチン等でユーザーの指定する構成則を用いることも可能である。第2のグループは耐震解析用に開発されたプログラムで、耐震解析用に提案されている非線形バネの復元力モデルや、免震支承用の要素があらかじめ用意されており、通常的设计業務においては最も使いやすいものと言える。最後の自己開発のプログラムは大学および研究機関において開発されたものか、現在開発中のものである。

以下の共通問題の解析例では、はり理論に基づく解析を主に行っているが、この場合、材料非線形性のモデル化においては次の2つのグループに分類される。

ファイバーモデル	ABAQUS, DIANA, TDAP, Y-FIBER3D, SFRAME, DYNAFRAM, NDAVS
M- $\phi$ モデル	ABAQUS, RESP-3T/B, TDAP, NEABS

ファイバーモデルは、はり-柱要素において断面内のひずみ分布は平面保持の仮定から中立軸を通過する直線分布をを仮定するが、応力の分布については材料試験等から得られた非線形域も考慮した応力-ひずみ関係を用いて要素の剛性を評価しているものである。一方、M- $\phi$ モデルは、曲げモーメント  $M$  と曲率  $\phi$  の関係式において非線形性を考慮するもので、もちろん断面を構成する鋼材の降伏等の影響を考慮してモデル化する。しかし実際には、この M- $\phi$  関係は部材に作用する軸力の大きさによって変化する。そのため RESP-3T/B および TDAP では軸力  $N$  による M- $\phi$  の変化を N-M- $\phi$  インタラクションで考慮可能であるが、以下の解析例では全ての M- $\phi$  モデルを用いた解析では、軸力変動の影響は考慮されていない。

なお、ABAQUS, TDAP についてはファイバーモデル、M- $\phi$  モデルとも解析可能である。

表 - 4.1.1 プログラムの機能一覧 (その1)

1. プログラムの名称 開発元/連絡先	ABAQUS 日本 HKS	RESP-3T/B 構造計画研究所	TDAP アーク情報システム	NEABS UC, Berkely
2. 機能				
2.1 解析の種類				
静解析	○	○	○	○
固有値解析	○	○	○	○
2.2 特記事項				
幾何学的非線形	○	○	△	○
時間積分法	HHT	N,W	N	線形加速度法
3. 要素				
ソリッド	○	○	○	
シェル	○	○	○	
はり	○	○	○	○
バネ	○	○	○	○
その他の特殊な要素	無限要素	材軸直交分割要素 MSS 要素	ジョイント要素 弦要素	支承要素
4. 構成関係				
4-1 ファイバーモデル				
非線形弾性	○	×	×	×
弾塑性 (等方硬化)	○	×	×	×
弾塑性 (移動硬化)	○	×	○	×
4-2 M-φ モデル				
M-φ モデル	○	○†	○†	○
N-M-φ モデル		○†	○†	
4-3 非線形ばね				
非線形バネモデル	○	○	○	○
耐震解析用	×	○†	†	
5. 質量				
集中質量	○	○	○	○
コンシステントマス	○		○	×
6. 減衰				
レーリー減衰	○	○	○	○
減衰要素	○	○	○	○
7. 地震波				
強制変位加震		×	○	
位相差		○	○	
水平鉛直の同時入力		○	○	
多点での入力		○	○	
8. プリ・ポスト機能	○	○	○	プリのみ

注)

<sup>1</sup> HHT : Hilber-Huges-Taylor 法

<sup>2</sup> N : ニューマーク β 法

<sup>3</sup> W : ウィルソン θ 法

† 各プログラムのコメント参照

表 - 4.1.2 プログラムの機能一覧 (その2)

1. プログラムの名称 開発元/連絡先	DIANA JIP	Y-FIBER3D 大和設計	SFRAME 名工大後藤研	DYNAFRAM 阪大西村研	NDAVS 宇大中島研
2. 機能					
2.1 解析の種類					
静解析	○	○	○	×	○
固有値解析	○	○	○	×	○
2.2 特記事項					
幾何学的非線形	○	○	○	○	○
時間積分法	N	N	N	N	N
3. 要素					
ソリッド	○		×	×	×
シェル	○		×	×	×
はり	○	○	○	○	○
パネ	○	○	○	○	○
その他の特殊な要素	鉄筋要素	免震支承 ギャップ要素			
4. 構成関係					
4-1 ファイバーモデル					
非線形弾性	○		×	×	
弾塑性 (等方硬化)	○	○	○	○	○
弾塑性 (移動硬化)	○		○		
4-2 $M-\phi$ モデル					
$M-\phi$ モデル	×	×	×	×	×
$N-M-\phi$ モデル	×	×	×	×	×
4-3 非線形ばね					
非線形パネモデル	○	○		×	
耐震解析用	△		†	×	
5. 質量					
集中質量	○	○	○	○	○
コンシステントマス	○	○	×	○	○
6. 減衰					
レーリー減衰	○	○	△	○	○
減衰要素	○	○	×		○
7. 地震波					
強制変位加震	○		○		○
位相差			×		×
水平鉛直の同時入力	○		○		○
多点での入力			×		×
8. プリ・ポスト機能	○	○	×	×	×

注)

<sup>1</sup> HHT : Hilber-Huges-Taylor 法

<sup>2</sup> N : ニューマーク  $\beta$  法

<sup>3</sup> W : ウィルソン  $\theta$  法

† 各プログラムのコメント参照

最後に、各プログラムの特徴に関するコメントを以下に示す。

- DIANA

- コンクリートの解析および液状化解析に特化している。

- TDAP

- 地震波の入力が比較的容易。
- 変位波形により支持点の強制加振が可能。
- 非線形バネモデルとして以下のモデルが使用可能。
  - \* LRB モデル 鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性に準じた特性モデル
  - \* HDR モデル 高減衰積層ゴム支承の特性に準じた特性モデル
- $M-\phi$  モデル：バイリニア、トリリニア、原点指向、最大点指向、スリップ型、デグレイディングデグレイディング、武田モデルほか
- $N-M-\phi$  モデル：バイリニア、最大点指向バイリニア、バイリニアデグレイディング

- Y-FIBER3D

- 3次元ファイバーモデル、新技術小委員会が提案している構成則を採用。
- 負勾配も定義可能。移動硬化則を採用。
- 地震動の位相差の考慮。
- 水平、鉛直の地震波の同時入力可能。

- DYNAFRAM

- 鋼材の繰り返し載荷時の構成則が組み込まれている。

- RESP-3T/B

- $M-\phi$  モデル：逆行型・原点指向型（バイリニア、トリリニア型）標準型・最大点指向型・剛性低減型（武田型ほか各種）スリップ型・RO型
- $N-M-\phi$  モデル：逆行型・原点指向型（バイリニア、トリリニア型）標準型・最大点指向型・剛性低減型（武田型ほか各種）スリップ型・RO型
- 非線形バネモデル：剛性低減型：武田型・JR総研型・岡本型・武藤型・深田型ほか
- $M-N$ ,  $M-M-N$  インタラクションなどが考慮可能。

- SFRAME[Li, X.S.,1998]

- アンカー部と免震沓の復元力モデルが考慮可能。（半実験モデル、スリップ型、最大点指向型、複合型）[後藤芳顯, 1997]
- 塑性化の判定に於いてせん断応力を考慮。さらに、塑性軸ひずみと塑性剪断ひずみの連成も考慮。
- 非線形バネ：免震沓用のバイリニア移動硬化
- 曲げ剪断のみならず St. Venant のねじりによる剪断応力が塑性化ならびに塑性変形に与える影響を考慮している。

- パネルゾーンの剪断変形，塑性化が考慮できる。
- NEABS
  - 東大橋梁研にて現在開発中なので，記載事項に変更が有り得る。
- NDAVS [土木学会，1997]
  - 現時点では面内解析のみ
  - 非線形バネ：任意の節点間にばねを配置可能，バイリニア型復元力特性を設定可能

## 4.2 解析モデル

### 4.2.1 モデル橋の構造概要

都市内の標準的な高架橋を参考にして，次節で示すようなモデル化を行い解析対象を設定した。なお，このモデル橋の構造概要は以下に示すとおりである。

1. 橋梁形式      3径間連続鋼箱桁橋
2. 橋脚形式      鋼製橋脚（円形断面）
3. 基礎形式      鋼管杭
4. 橋長            134m
5. 支間割        42.1+49.0+42.1m
6. 支承条件

橋脚名	PC14	PC15	PC16	PC17
支承数個/橋脚	2	2	2	2
橋軸方向	可動	固定	固定	可動
橋軸直角方向	固定	固定	固定	固定

さらに，橋脚部分の断面構成等を図-4.2.1に示す。

### 4.2.2 モデル化の基本方針

解析モデルの設定においては，以下のようなモデル化および構造の簡略化を行った。

1. 上部工
  - 平面線形は直線とする。
  - 縦断勾配は直線とし，横断勾配，幅員変化は無視する。
  - 部材剛性と単位長重量は全径間で一定とする。
  - 主桁は1本の梁にモデル化する。その梁は主桁の重心位置（路面より下方に0.3mの位置）に置くこととする。
2. 支承
  - 1下部工あたり2支承とし，上部工骨組みに対して剛部材で結合する。

- 支承の中心は橋脚の天端より上方に 0.3m の位置にあるものとする。
- 支承のモデル化は支承中心と橋脚天端の 2 つの節点間を部材で結合し、変位を拘束する。

### 3. 橋脚

- 柱はフーチング天端を揃えて柱高を変化させる。水平はりは同一形状とする。
- 部材剛性については、柱は実際の断面変化に準じて算出し、水平はりは一定とする。
- 単位長重量は柱、水平はりそれぞれで一定とする。

### 4. 基礎

- 以下の 3 つの地盤モデルを用いる。
  - － 3 章で説明した地盤基礎と上部構造との動的相互作用を考慮した基礎地盤モデル (以下、基礎剛性の 3 パラメータモデルと呼ぶ)
  - － 基礎 (フーチング天端) を固定したモデル (以下、基礎固定モデルと呼ぶ)
  - － 道示基礎編に従って算出した地盤バネ (以下、道示バネモデルと呼ぶ)
- PC-16 の基礎は PC-15 と同一とする。

### 5. 隣接橋梁

- 隣接橋梁は同一条件の上部構造とし、端橋脚上の支承条件は橋軸方向に可動とする。
- 橋軸直角方向の解析モデルには、隣接橋梁の質量の影響を加味する。

### 6. 端橋脚上の支承

- 実橋の端橋脚上の支承は、橋脚中心から橋軸方向に 0.4m の距離にあるが、解析モデルは支承中心と橋脚中心は同じ X 座標とする。

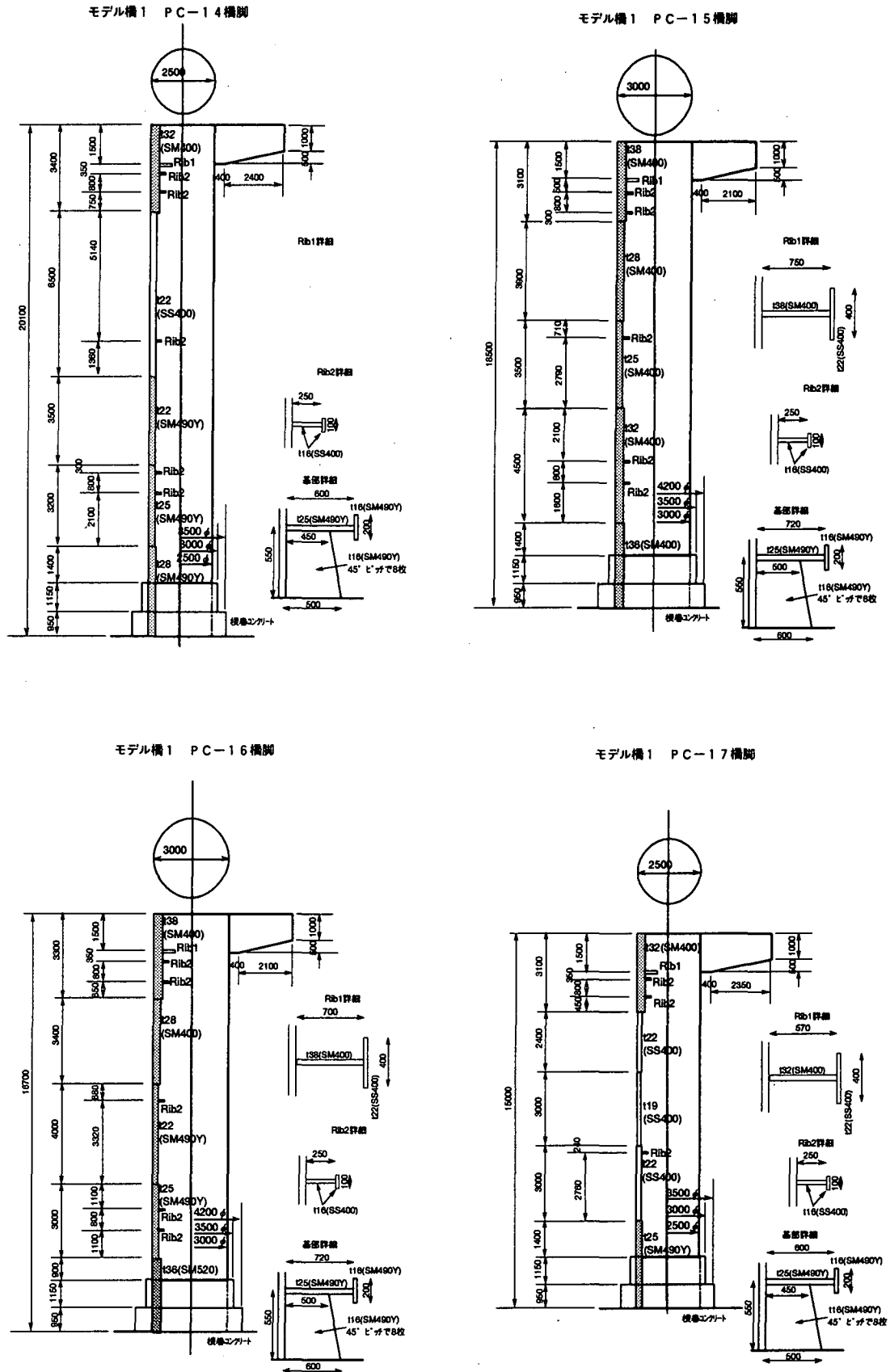


図 - 4.2.1 橋脚の断面構成図

### 4.2.3 構造諸元

#### 解析モデル図

解析モデルの側面図を図-4.2.2に、PC-15について実橋の構造と水平はり等の対応を示した図を図-4.2.3に示す。さらに、全ての橋脚の骨組みモデルを図-4.2.4に示す。これらの図においては断面変化位置等の代表的な節点位置のみを示してある。実際の解析データでは中間部に適宜、節点を追加している。

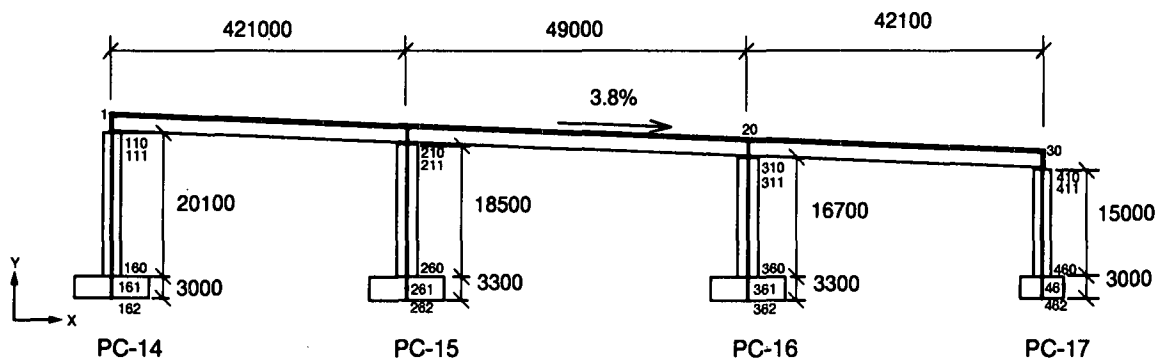


図 - 4.2.2 全体系モデル解析モデル図

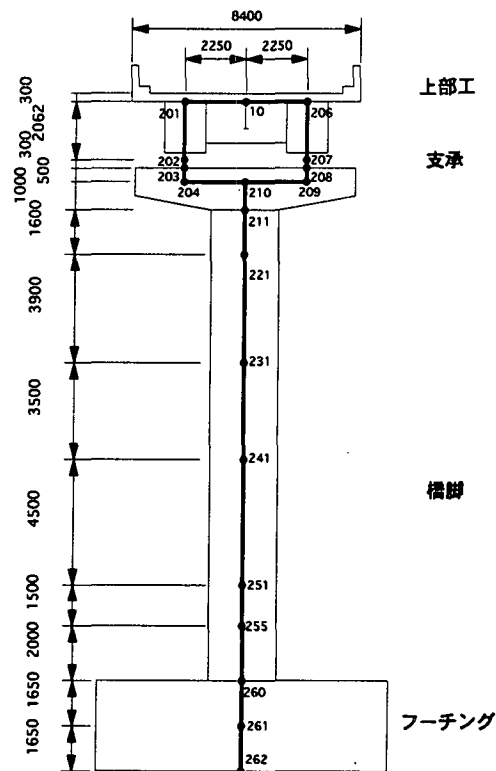


図 - 4.2.3 実橋の構造と骨組み構造モデルの対応 (PC-15)



## 座標

代表的な節点の座標データを表-4.2.1に示す。ここで座標原点は端橋脚 PC14 の中心位置の標高 0m とする。なお、実橋の端橋脚上の支承は、橋脚中心から橋軸方向に 0.4m の距離にあるが、解析モデルでは支承と橋脚中心の X 座標は同じとして、端橋脚の中心位置をシフトさせている。

表 - 4.2.1 基本座標データ

橋脚	PC14		PC15		PC16		PC17	
	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
路面計画高	0	23.262	42.1	21.662	91.1	19.800	133.2	18.190
上部工重心	0	22.962	42.1	21.362	91.1	19.500	133.2	17.890
支承中心	0	20.900	42.1	19.300	91.1	17.500	133.2	15.800
橋脚天端	0	20.600	42.1	19.000	91.1	17.200	133.2	15.500
梁重心	0	20.100	42.1	18.500	91.1	16.700	133.2	15.000
梁付け根	0	19.100	42.1	17.500	91.1	15.700	133.2	14.000
フーチング天端	0	0.500	42.1	0.500	91.1	0.500	133.2	0.500
フーチング重心	0	-1.000	42.1	-1.150	91.1	-1.150	133.2	-1.000
フーチング下面	0	-2.500	42.1	-2.800	91.1	-2.800	133.2	-2.500

注) 座標軸 X: 橋軸方向, Y: 鉛直方向, Z: 橋軸直角方向

## 支承条件

解析モデルの支承条件を表-4.2.2に示す。この表で  $D$  は並進運動、 $\theta$  は回転運動の自由度を表している。

表 - 4.2.2 支承条件

	$D_x$	$D_y$	$D_z$	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta_z$
PC-14	自由	拘束	拘束	自由	自由	自由
PC-15	拘束	拘束	拘束	自由	自由	自由
PC-16	拘束	拘束	拘束	自由	自由	自由
PC-17	自由	拘束	拘束	自由	自由	自由

## 応力-ひずみ関係

鋼の応力-ひずみ関係としては完全弾塑性体として解析を行った。解析で用いた材質毎の降伏応力は表-4.2.3の通り。

表 - 4.2.3 降伏応力

材質	降伏応力	
SS400, SM400	235 N/mm <sup>2</sup>	(2400 kgf/cm <sup>2</sup> )
SS490Y, SM520	353 N/mm <sup>2</sup>	(3600 kgf/cm <sup>2</sup> )

表 - 4.2.4 脚柱部の断面諸元

	座標値 Y [m]	板厚 t [m]	断面積 A [m <sup>2</sup> ]	断面2次 モーメント I [m <sup>4</sup> ]	ねじり定数 J [m <sup>4</sup> ]	材質	外径 [m]
PC-14	17.2 -19.1	0.032	0.2481	0.1889	0.3779	SM400	2.5
	10.7 -17.2	0.022	0.1713	0.1315	0.2629	SM400	
	7.2 -10.7	0.022	0.1713	0.1315	0.2629	SM490Y	
	4.0 -7.2	0.025	0.1944	0.1489	0.2977	SM490Y	
	0.5 -4.0	0.028	0.2174	0.1661	0.3322	SM490Y	
PC-15	15.9 -17.5	0.038	0.3536	0.3879	0.7757	SM400	3.0
	12.0 -15.9	0.028	0.2614	0.2887	0.5773	SM400	
	8.5 -12.0	0.025	0.2337	0.2585	0.5170	SM400	
	4.0 -8.5	0.032	0.2984	0.3286	0.6572	SM400	
	0.5 -4.0	0.036	0.3352	0.3682	0.7364	SM400	
PC-16	13.9 -15.7	0.038	0.3536	0.3879	0.7757	SM400	3.0
	10.5 -13.9	0.028	0.2614	0.2887	0.5773	SM400	
	6.5 -10.5	0.022	0.2058	0.2585	0.5170	SM490Y	
	3.5 -6.5	0.025	0.2337	0.3286	0.6572	SM490Y	
	0.5 -3.5	0.036	0.3352	0.3682	0.7364	SM520	
PC-17	12.4 -14.0	0.032	0.2481	0.1889	0.3779	SM400	2.5
	10.0 -12.4	0.022	0.1713	0.1315	0.2629	SM400	
	7.0 -10.0	0.019	0.1481	0.1140	0.2279	SM400	
	4.0 -7.0	0.022	0.1713	0.1315	0.2629	SM400	
	0.5 -4.0	0.025	0.1944	0.1489	0.2977	SM490Y	

橋脚・基礎の部材剛性及び材料定数

脚柱部の諸元を表-4.2.4に、下部工水平はり部の諸元を表-4.2.5に、フーチング部の諸元を表-4.2.6に示す。なお、断面剛性の算出において、根巻コンクリートの影響は無視している。

表 - 4.2.5 水平はり部の断面諸元 (全橋脚共通)

座標値 Z m	断面積 A m <sup>2</sup>	断面2次モーメント $I_x$ m <sup>4</sup>   $I_y$ m <sup>4</sup>		ねじり定数 J m <sup>4</sup>	ヤング率 E tf/m <sup>2</sup>	ポアソン比 $\nu$
-4.0-4.0	0.1268	0.2256	0.0568	0.0822	$2.1 \times 10^7$	0.3

表 - 4.2.6 フーチングの断面諸元

	断面積	断面 2 次モーメント		ヤング率	ポアソン比
	A [m <sup>2</sup> ]	I <sub>z</sub> [m <sup>4</sup> ]	I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	E [tf/m <sup>2</sup> ]	ν
PC-14	65.1	208.5	598.1	2.1 × 10 <sup>6</sup>	0.15
PC-15	114.5	1092.3	1092.3		
PC-16	114.5	1092.3	1092.3		
PC-17	58.9	188.7	443.0		

表 - 4.2.7 上部構造の部材剛性及び材料定数

	断面積	断面 2 次モーメント		ねじり定数	ヤング率	ポアソン比
	A [m <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [m <sup>4</sup> ]	J [m <sup>4</sup> ]	E [tf/m <sup>2</sup> ]	ν
主桁	0.4	2.15	0.24	0.1	2.1 × 10 <sup>7</sup>	0.3
横桁	1	5	1	5		
仮想部材	5	5	5	5		

#### 上部構造の部材剛性及び材料定数

上部構造の部材剛性及び材料定数を表-4.2.7に示す。部材剛性の算出にあたって次のように仮定している。

- 主桁の部材剛性は、平面保持を仮定し床版の効果を考慮して算出する。
- 横桁の部材剛性は、主桁を1本の梁でモデル化するため実剛度より大きい値とする。
- 支承と横桁を結ぶ仮想部材の部材剛性は、主桁の5から10倍程度とする。

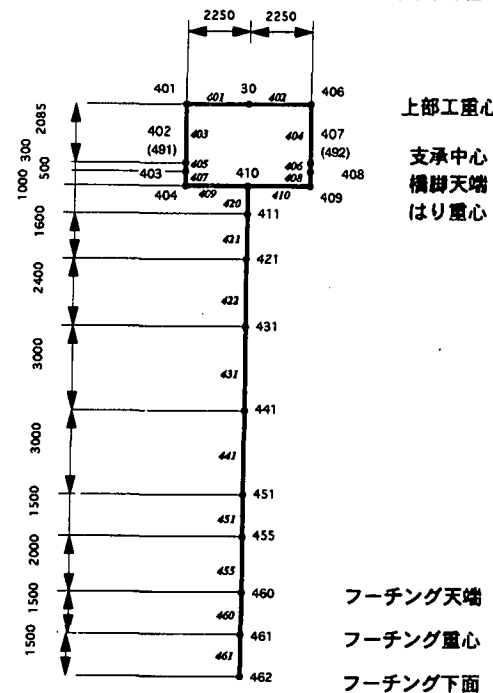
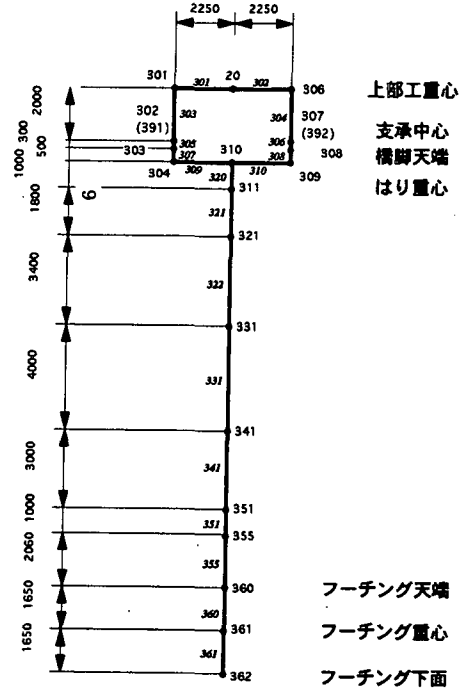
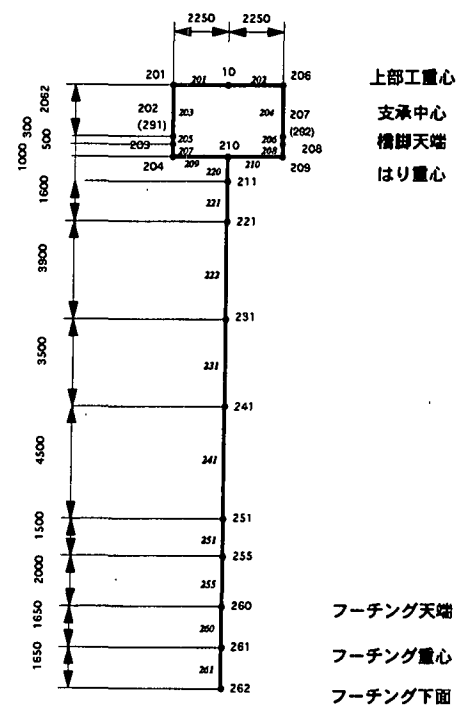
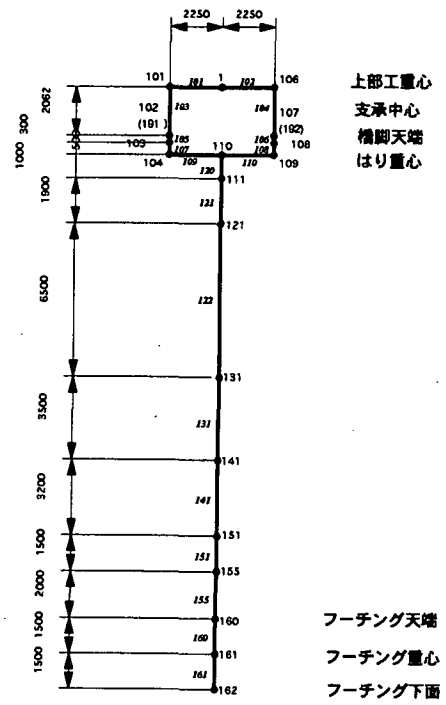


図 - 4.2.4 各橋脚の骨組みモデル図

## 地盤バネ

各橋脚のフーチングの形状および杭の配置図を図-4.2.5に示す。このデータを用いて道示基礎編の方法でバネ定数を算出した結果を表-4.2.8に示す。

さらに、SHAKEによって地盤の動的解析を実施し、SHAKEの解析結果から収束時のせん断波速度よりバネ定数を算出した結果を表-4.2.9に示す。このバネ定数は後述する第??節「地盤モデルの比較」において用いられる。

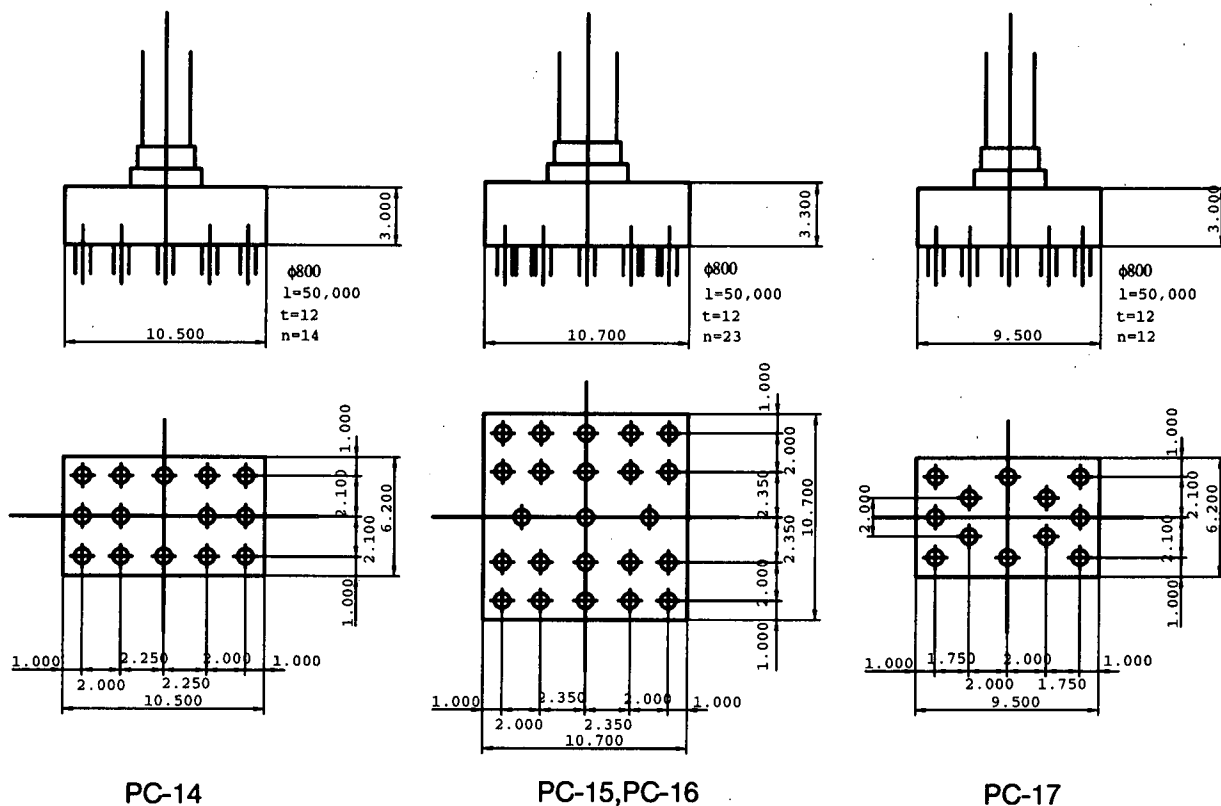


図 - 4.2.5 フーチングの形状と杭の配置図

表 - 4.2.8 杭基礎の SR バネ定数と非連成回転バネ使用時のオフセット距離 (初期状態のせん断波速度より算出)

橋脚	PC-14	PC-15, 16	PC-17
橋軸方向			
並進バネ定数 $A_{ss}$ [tf/m]	$1.802 \times 10^5$	$3.086 \times 10^5$	$1.544 \times 10^5$
回転バネ定数 $A_{rr}$ [tfm/rad]	$1.460 \times 10^6$	$6.962 \times 10^6$	$1.108 \times 10^6$
連成バネ定数 $A_{sr}, A_{rs}$ [tf/rad],[tfm/m]	$-2.224 \times 10^5$	$-4.010 \times 10^5$	$-1.906 \times 10^5$
非連成並進バネ定数 $K_{FH}$ [tf/m]	$1.802 \times 10^5$	$3.086 \times 10^5$	$1.544 \times 10^5$
非連成回転バネ定数 $K_{FR}$ [tfm/rad]	$1.185 \times 10^6$	$6.441 \times 10^6$	$8.728 \times 10^6$
オフセット距離 $h_0$ [m]	1.235	1.299	1.235
橋軸直角方向			
並進バネ定数 $A_{ss}$ [tf/m]	$1.802 \times 10^5$	$3.086 \times 10^5$	$1.544 \times 10^5$
回転バネ定数 $A_{rr}$ [tfm/rad]	$3.414 \times 10^6$	$6.322 \times 10^6$	$2.543 \times 10^6$
連成バネ定数 $A_{sr}, A_{rs}$ [tf/rad],[tfm/m]	$-2.224 \times 10^5$	$-4.010 \times 10^5$	$-1.906 \times 10^5$
非連成並進バネ定数 $K_{FH}$ [tf/m]	$1.802 \times 10^5$	$3.086 \times 10^5$	$1.544 \times 10^5$
非連成回転バネ定数 $K_{FR}$ [tfm/rad]	$3.140 \times 10^6$	$5.801 \times 10^6$	$2.308 \times 10^6$
オフセット距離 $h_0$ [m]	1.235	1.299	1.235
鉛直及びねじれ方向			
鉛直バネ定数 [tf/m]	$2.891 \times 10^5$	$5.570 \times 10^5$	$2.478 \times 10^5$
ねじれバネ定数 [tfm/rad]	$2.353 \times 10^6$	$6.205 \times 10^6$	$1.689 \times 10^6$

表 - 4.2.9 杭基礎の SR バネ定数と非連成回転バネ使用時のオフセット距離 (SHAKE 収束時のせん断波速度より算出)

橋脚	PC-14	PC-15, 16	PC-17
橋軸方向			
並進バネ定数 $A_{ss}$ [tf/m]	$4.889 \times 10^4$	$8.375 \times 10^4$	$4.191 \times 10^4$
回転バネ定数 $A_{rr}$ [tfm/rad]	$1.266 \times 10^6$	$6.595 \times 10^6$	$9.422 \times 10^5$
連成バネ定数 $A_{sr}, A_{rs}$ [tf/rad],[tfm/m]	$-9.323 \times 10^4$	$-1.681 \times 10^4$	$-7.991 \times 10^4$
非連成回転バネ定数 $K_{FR}$ [tfm/rad]	$1.088 \times 10^6$	$6.257 \times 10^6$	$7.898 \times 10^6$
オフセット距離 $h_0$ [m]	1.907	2.007	1.907
橋軸直角方向			
並進バネ定数 $A_{ss}$ [tf/m]	$4.889 \times 10^4$	$8.3756 \times 10^4$	$4.191 \times 10^4$
回転バネ定数 $A_{rr}$ [tfm/rad]	$3.221 \times 10^6$	$5.954 \times 10^6$	$2.377 \times 10^6$
連成バネ定数 $A_{sr}, A_{rs}$ [tf/rad],[tfm/m]	$-9.323 \times 10^4$	$-1.681 \times 10^5$	$-7.991 \times 10^4$
非連成回転バネ定数 $K_{FR}$ [tfm/rad]	$3.043 \times 10^6$	$5.617 \times 10^6$	$2.225 \times 10^6$
オフセット距離 $h_0$ [m]	1.907	2.007	1.907
鉛直及びねじれ方向			
鉛直バネ定数 [tf/m]	$2.891 \times 10^5$	$5.570 \times 10^5$	$2.478 \times 10^5$
ねじれバネ定数 [tfm/rad]	$6.385 \times 10^5$	$1.684 \times 10^6$	$4.583 \times 10^5$

## 質量及び回転慣性

上部構造と橋脚の質量を表-4.2.10に、フーチング部分の質量及び回転慣性を表-4.2.11に示す。また、参考までにモデルの全重量を表-4.2.12に示す。

表 - 4.2.10 単位長さ当たり重量の密度への換算

	座標値 Y [m]	断面積 A [m <sup>2</sup> ]	単位長さ 当たり重量 w [tf/m]	単位体積 当たり重量 w/A [tf/m <sup>3</sup> ]	単位体積 当たり質量 w/(Ag) [tf s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> ]	備考
桁		0.4000	10.00	25.000	2.551	
pcl4	17.2 -19.1	0.2481	1.57	6.328	0.646	
	7.2 -17.2	0.1713		9.165	0.935	
	4.0 -7.2	0.1944		8.076	0.824	
	0.5 -4.0	0.2174		7.222	0.737	
pcl5	15.9 -17.5	0.3536	2.16	6.109	0.623	
	12.0 -15.9	0.2614		8.263	0.843	
	8.5 -12.0	0.2337		9.243	0.943	
	4.0 -8.5	0.2984		7.239	0.739	
	0.5 -4.0	0.3536		6.109	0.623	
pcl6	13.9 -15.7	0.3536	1.92	5.430	0.554	
	10.5 -13.9	0.2614		7.345	0.749	
	6.5 -10.5	0.2058		9.329	0.952	
	3.5 -6.5	0.2337		8.216	0.838	
	0.5 -3.5	0.3352		5.728	0.584	
pcl7	12.4 -14.0	0.2481	1.22	4.917	0.502	
	10.0 -12.4	0.1713		7.122	0.727	
	7.0 -10.0	0.1481		8.238	0.841	
	4.0 -7.0	0.1713		7.122	0.727	
	0.5 -4.0	0.1944		6.276	0.640	
脚水平はり		0.1268	1.63	12.855	1.312	2.332 <sup>1</sup>

<sup>1</sup> 注) 脚水平はりについては備考の値を計算で用いている。これは実際のはりの長さが8m、モデルでの長さが4.5mであるため  $1.312 \times 8/4.5 = 2.323$  としている。

表 - 4.2.12 モデルの全重量

	単位長さ 当り重量 w [t/m]	部材長 L [m]	重量 W [tf]
上部工	10	133.2	1332
pc14 footing	1.57	20.1	31.6 488.3
pc15 footing	2.16	18.5	40 944.5
pc16 footing	1.92	16.7	32.1 944.5
pc17 footing	1.22	15	18.3 441.8
脚の水平はり	1.63	32	52.2
合計			4325.1

表 - 4.2.11 フーチング部分の集中質量および回転慣性の質量への換算

	重量 W [tf]	質量慣性モーメント			W/g [tf/(m/s <sup>2</sup> )]	I <sub>z</sub> /g [tf ms <sup>2</sup> ]	I <sub>x</sub> /g [tf ms <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> /g [tf ms <sup>2</sup> ]
		I <sub>z</sub> [tf m <sup>2</sup> ]	I <sub>x</sub> [tf m <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [tf m <sup>2</sup> ]				
PC-14	488.3	1930.2	4852.0	6049.8	49.8	197.0	495.1	617.3
PC-15	944.5	9868.9	9868.9	18023.4	96.4	1007.0	1007.0	1839.1
PC-16	944.5	9868.9	9868.9	18023.4	96.4	1007.0	1007.0	1839.1
PC-17	441.8	1746.4	3653.6	4737.4	45.1	178.2	372.8	483.4

注)

I<sub>z</sub> : 橋軸直角方向回り質量慣性モーメント (重量表示)

I<sub>x</sub> : 橋軸方向回り質量慣性モーメント (重量表示)

I<sub>y</sub> : 鉛直軸方向回り質量慣性モーメント (重量表示)

## 減衰

基本的には質量比例型 ( $C = \alpha M$ ) で減衰マトリクスを与えた。ここで、 $C$ は減衰マトリクス、 $M$ は質量マトリクス、 $\alpha$ は定数であり、着目している問題の1次固有振動数において以下の減衰定数が得られるように決定する。

基礎剛性の3パラメータモデル :  $h = 0.01$

基礎固定モデル :  $h = 0.05$

道示モデル :  $h = 0.05$

基礎剛性の3パラメータモデルでは地盤の減衰は複素剛性として別に考慮されているため、上部構の減衰のみを考慮して0.01とした。道示モデルについては道路橋示方書耐震設計編に記載の方法により減衰定数を求めた結果ほぼ5%となったため、上記の値を用いることとした。



表 - 4.2.13 バイリニアモデルの  $M-\phi$  関係

橋脚	座標値 Y [m]	降伏時		終局時	
		曲率 [1/m]	曲げ [MNm]	曲率 [1/m]	曲げ [MNm]
PC-14	17.2~19.1	8.62E-04	33.5	7.36E-03	45.6
	10.7~17.2	8.37E-04	22.7	7.07E-03	31.4
	7.2~10.7	1.29E-03	35	7.35E-03	47.2
	4.0~ 7.2	1.30E-03	39.9	7.41E-03	53.6
	0.5~ 4.0	1.31E-03	44.7	7.46E-03	59.9
PC-15	15.9~17.5	7.15E-04	57.1	6.09E-03	77.9
	12.0~15.9	6.98E-04	41.5	5.90E-03	57.5
	8.5~12.0	6.89E-04	36.7	5.80E-03	51.3
	4.0~ 8.5	7.04E-04	47.6	5.96E-03	65.7
	0.5~ 4.0	7.09E-04	53.8	6.02E-03	73.8
PC-16	13.9~15.7	7.15E-04	57.1	6.09E-03	77.9
	10.5~13.9	6.98E-04	41.5	5.90E-03	57.5
	6.5~10.5	1.06E-03	49.8	6.00E-03	68
	3.5~ 6.5	1.07E-03	56.9	6.06E-03	77.2
	0.5~ 3.5	1.09E-03	82.7	6.23E-03	110.7
PC-17	12.4~14.0	8.62E-04	33.6	7.35E-03	45.6
	10.0~12.4	8.39E-04	22.7	7.09E-03	31.4
	7.0~10.0	8.26E-04	19.4	6.95E-03	27.1
	4.0~ 7.0	8.37E-04	22.7	7.07E-03	31.4
	0.5~ 4.0	1.30E-03	39.9	7.42E-03	53.6

しかし、TDAP, DIANA を用いた解析では上記の減衰では収束解が得られないケースもあったため、レイリー減衰 ( $C = \alpha M + \beta K$ ) で与えた。ここで、 $K$  は剛性マトリックス、 $\beta$  は定数であり、 $\alpha, \beta$  は着目している振動方向の1次と2次の固有振動数において前述の減衰定数が得られるように決定している。

#### 4.2.4 $M-\phi$ モデルの詳細

モデル橋の橋脚の  $M-\phi$  関係を算出するにあたっては 2.2.2(3) に記述される方法を採用した。算出条件は以下の通りである。

- 鋼材の終局ひずみ：1%と仮定
- 断面の要素分割：周方向に 180 等分
- 鋼材の応力-ひずみ曲線：完全弾塑性型（降伏点は道路橋示方書による）

PC-14~PC-17 について求められたバイリニア型（圧縮縁降伏，終局）とトリリニア型（圧縮縁降伏，引張縁降伏，終局）の  $M-\phi$  関係を，それぞれ，表-4.2.13 と表-4.2.14 に示す。

表 - 4.2.14 トリリニアモデルの  $M-\phi$  関係

橋脚	座標値 Y [m]	圧縮降伏時		引張降伏時		終局時	
		曲率 [1/m]	曲げ [MNm]	曲率 [1/m]	曲げ [MNm]	曲率 [1/m]	曲げ [MNm]
PC-14	17.2~19.1	8.62E-04	33.6	9.78E-04	37.1	7.35E-03	45.6
	10.7~17.2	8.38E-04	22.7	1.02E-03	26.2	7.09E-03	31.4
	7.2~10.7	1.29E-03	35.0	1.47E-03	38.7	7.35E-03	47.2
	4.0~7.2	1.30E-03	39.9	1.46E-03	43.7	7.42E-03	53.6
	0.5~4.0	1.31E-03	44.7	1.45E-03	48.7	7.47E-03	59.9
PC-15	15.9~17.5	7.15E-04	57.1	8.20E-04	63.7	6.09E-03	77.9
	12.0~15.9	6.98E-04	41.5	8.49E-04	47.9	5.90E-03	57.5
	8.5~12.0	6.89E-04	36.7	8.63E-04	43.1	5.80E-03	51.3
	4.0~8.5	7.04E-04	47.6	8.39E-04	54.3	5.96E-03	65.7
	0.5~4.0	7.09E-04	53.8	8.28E-04	60.6	6.02E-03	73.8
PC-16	13.9~15.7	7.15E-04	57.1	8.20E-04	63.7	6.09E-03	77.9
	10.5~13.9	6.98E-04	41.5	8.49E-04	47.9	5.90E-03	57.5
	6.5~10.5	1.06E-03	49.8	1.25E-03	56.4	6.00E-03	68.0
	3.5~6.5	1.07E-03	56.9	1.24E-03	63.7	6.06E-03	77.2
	0.5~3.5	1.09E-03	82.7	1.21E-03	89.8	6.23E-03	110.7
PC-17	12.4~14.0	8.62E-04	33.6	9.78E-04	37.1	7.35E-03	45.6
	10.0~12.4	8.38E-04	22.7	1.02E-03	26.2	7.09E-03	31.4
	7.0~10.0	8.25E-04	19.4	1.04E-03	22.8	6.95E-03	27.1
	4.0~7.0	8.36E-04	22.6	1.02E-03	26.2	7.06E-03	31.4
	0.5~4.0	1.30E-03	39.9	1.46E-03	43.7	7.42E-03	53.6

#### 4.2.5 ファイバーモデルの詳細

この節では次節の解析で用いたファイバーモデルの計算における各プログラムでの差異について説明する。

まず、解析条件の差異として1要素あたりの積分点の数があげられる。表-4.2.15に今回の解析で用いられた積分点の数を示す。ファイバーモデルにおいては積分点で応力が評価され、それに伴い塑性化の判定が行われるため、多くの積分点を用いた方が一般に精度が良い。これは、要素および断面内で塑性域の荷重増加に伴う広がりを持続的にとらえられるためである。しかし、当然のことながら積分点を増加させると計算時間が増加する。また、今回の計算では各プログラムによって要素分割が異なるため、要素軸方向の積分点の数は使用した要素長とのかねあいもあるため一概に多い少ないと判断が出来ない。

次に、その他の計算上の差異を表-4.2.16に示す。項目としては(a)幾何学的非線形性(有限変位)の影響、(b)せん断変形を無視したベルヌイ-オイラーはりを用いたか、せん断変形を考慮したチモシェンコはりを用いたか、(c)塑性化の判定においてせん断変形の影響を考慮したかの3点である。

なお、SFRAMEでは塑性化の判定のみならず、塑性領域での応力増分とひずみ増分の関係においてもJ2流れ則の範囲で、垂直成分とせん断成分の連成を考慮している。また、せん断変形は、曲げせん断とねじりによるものがあるが、SFRAMEではいずれも考慮している。しかし、今回の

表 - 4.2.15 解析で用いた積分点の数

プログラム名	NDAVS	Y-FIBER3D	SFRAME	DIANA	DYNAFRAM
要素軸方向	5	1	1	2	1
断面内周方向	13	48	40	12	36
板厚方向	1	2	1	2	1

表 - 4.2.16 ファイバーモデルにおける計算条件

プログラム名	NDAVS	Y-FIBER3D	SFRAME	DIANA	DYNAFRAM
幾何学的非線形	考慮	非考慮	考慮	非考慮	考慮
せん断変形	非考慮	考慮	考慮	非考慮	考慮
塑性化の判定における せん断応力の影響	非考慮	非考慮	考慮	非考慮	考慮

解析では、ねじりの影響は少ないものと考えられる。

### 4.3 非線形動的応答解析の比較

#### 4.3.1 プログラム間の比較

基礎を固定した場合と節で示した道示バネの場合について、プログラム間相互の解析結果の比較を行った。入力した地震波はタイプ 2, III 種地盤, 第 1 波の標準地震波であり、橋軸方向に入力した。

#### 基礎固定モデル

PC15 の橋脚天端 (節点番号 203) の橋軸方向変位の時刻歴応答結果の比較を図-4.3.1 に示す。ほぼ全ての解析プログラムで同様な結果が得られたが、若干ではあるがプログラム間の相違がみられる。すなわち、最大応答変位については NDAVS および DIANA が小さめであり、RESP は他の解析結果に比べ大きい。また、残留変位については NEABS が大きい。また、この図の中で RESP, TDAP, NEABS が  $M-\phi$  モデルを用いたものであり、他のものがファイバーモデルによる結果であるが、これによる解析結果の相違はほとんどない。

さらに、PC15 の橋脚天端 (節点番号 203) の橋軸方向変位と橋軸方向水平反力の関係について各プログラムの比較結果を図-4.3.2 に示す。応答変位と比べるとプログラム相互の相違が大きい。特に、 $M-\phi$  モデルを用いた TDAP および RESP と他のファイバーモデルを用いた解析結果では違いが明白である。これは復元力モデルの相違によるものと考えられる。

$M-\phi$  モデルを用いた解析コードによる PC15 で節点 260 (フーチング上端) の直上の要素における曲げモーメント-曲率関係を図-4.3.3 に、ファイバーモデルを用いた解析コードによる同じ要素の断面内では橋軸方向 PC-14 側の点における時刻歴解析中の応力-ひずみ関係を図-4.3.4 に示す。RESP と TDAP の  $M-\phi$  モデルの計算ではほぼ同様な曲げモーメント-曲率関係が得られている。それに対し、ファイバーモデルでの応力-ひずみ関係についてはプログラム間での差異が大きい。Y-FIBER と DIANA はほぼ同様な結果が得られている。これらの応力-ひずみ関係は積分点において出力されているが、前節で説明したように各解析で積分点の数が異なるため、異なる点での

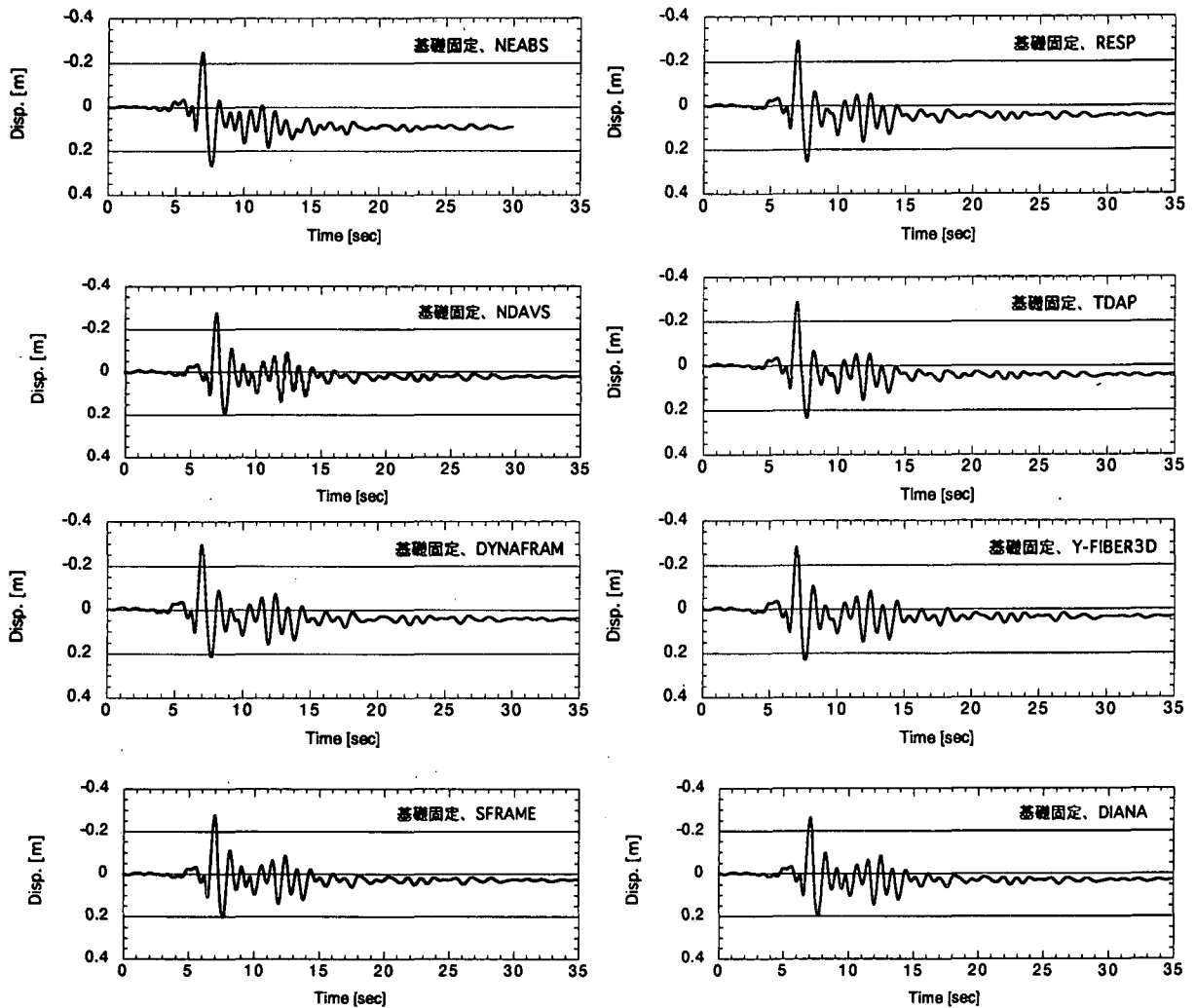


図 - 4.3.1 PC15の橋脚天端(節点番号 203)の橋軸方向変位の時刻歴応答：基礎固定モデル

値になっている。そのことが大きな差異の原因と考えられる。

#### 道示基礎モデル

基礎のモデル化として道路橋示方書基礎編で規定されている方法で算出したバネ定数(表-4.2.8)を用いた結果を以下に示す。図-4.3.5はPC15橋脚天端(節点番号 203)の橋軸方向変位の時刻歴応答を各プログラム間で比較した結果である。基礎固定の場合(図- 4.3.1 参照)と比較すると基礎バネを考慮した方が全般的に応答変位が大きくなっている。プログラム間の差違については、必ずしも基礎固定の場合と同様傾向が得られていない。すなわち基礎固定の場合ではNDAVSとDIANAの最大応答値が小さめであったが、道示バネの場合NEABSの最大応答が他に比べ非常に小さい。逆にNEABSの残留変位は他のプログラムの解析結果と比較して、基礎固定の場合大きかったが、道示バネの場合は、さほど大きくない。DYNAFRAMの残留変位が他のものに比べ小さく見える。

以下にPC15橋脚の水平変位と上部工との水平反力の関係を図-4.3.6示す。ここでの水平反力は、1橋脚あたり2基の支承があるが、以下の水平反力は2基の支承での合計の反力を意味する。基礎固定の場合比較すると、基礎バネを考慮することで最大反力はほとんど差がないものの、水平変位は約20%程度増加している。プログラム間の差違については、基礎固定の場合とほぼ同様

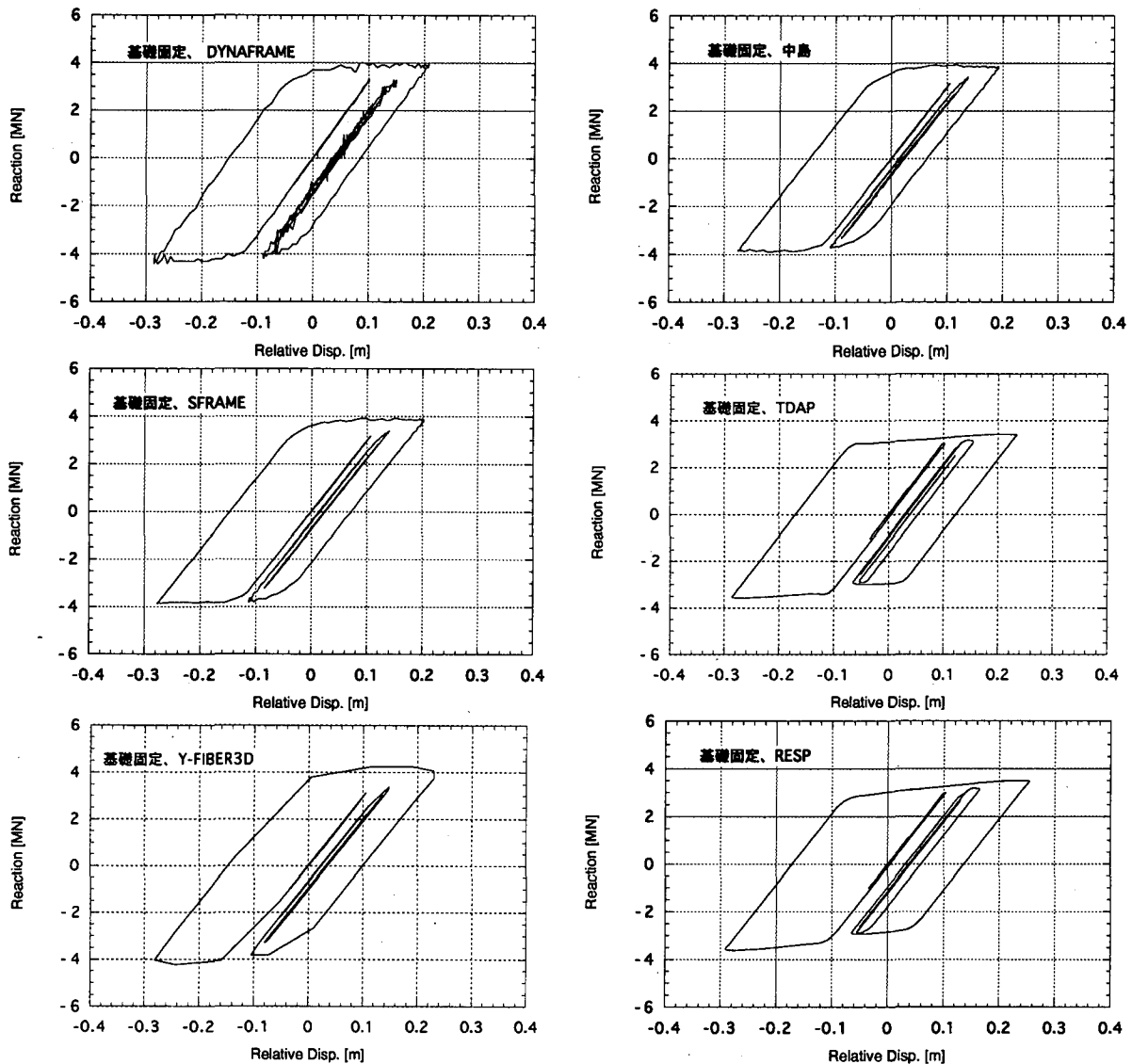


図 - 4.3.2 PC-15 支承位置における脚の水平変位と水平反力の関係：基礎固定モデル

な傾向を示しており、 $M-\phi$ モデル系の反力はファイバーモデルものに較べ小さい。

基礎固定の場合と同様にPC-15のフーチング直上の要素(鋼製橋脚内)での $M-\phi$ モデルにおける曲げモーメント-曲率関係を図-4.3.7にファイバーモデルにおける応力-ひずみ関係を図-4.3.8に示す。基礎固定の場合との比較では、応答変位の場合と同様に、基礎バネを考慮した方が曲率またはひずみの最大応答値が増加している。ただ、橋脚天端の応答変位に較べると増加量は大きくない。次に、プログラム間比較については、基礎固定の場合とほぼ同じ傾向を示している。すなわち、 $M-\phi$ モデルのRESPとTDAPはほぼ同じ結果をあたえ、ファイバーモデルにおける応力-ひずみ関係のプログラム間の差は大きい。

以上の結果から、ファイバーモデルを用いてひずみ値を計算し、それによって終局状態に達しているか否かを判定するのは困難であることが予測される。すなわち、今回の計算例で示されたように、応答変位についてはほぼ同様な結果が得られたとしても、ひずみの値については計算プログラムの差異や積分点の設定のしかたによって大きく異なるものと予想される。今回の解析では応力-ひずみ曲線において硬化域をもたない完全弾塑性モデルを用いていることもあり、このことがひずみの不確定さをさらに助長しているもの考えられる。

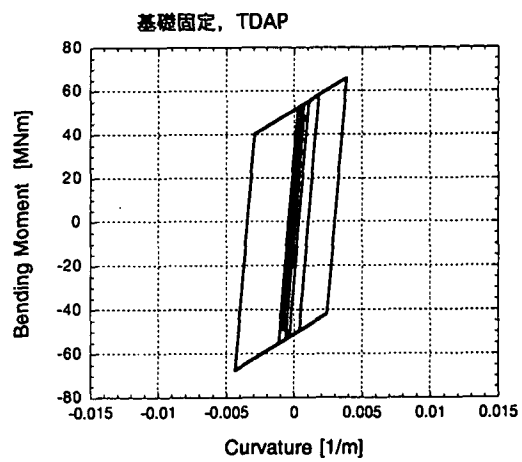
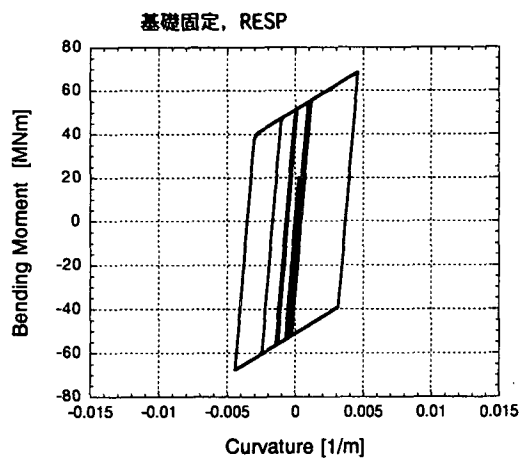


図 - 4.3.3 曲げモーメント-曲率関係 (PC15, フーチング上端の直上の要素) : 基礎固定モデル

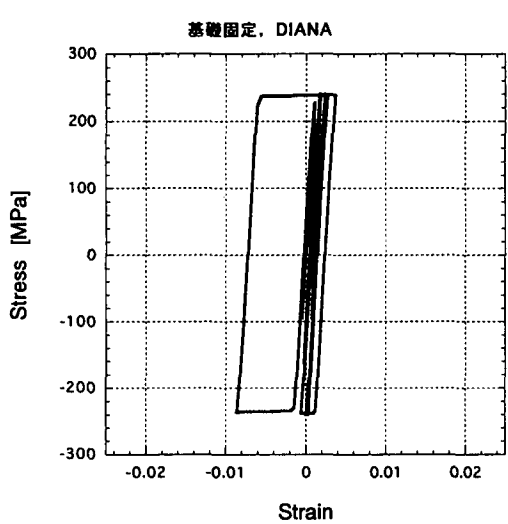
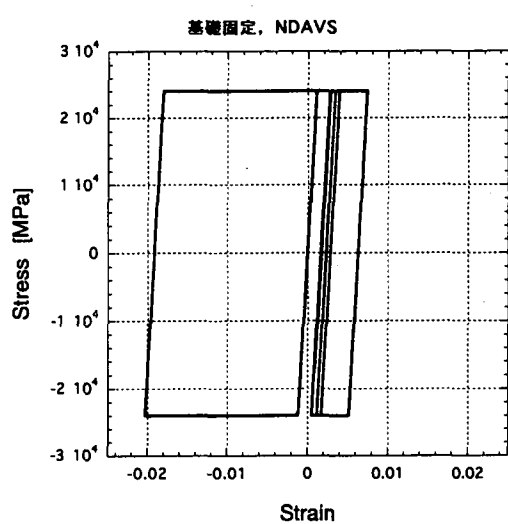
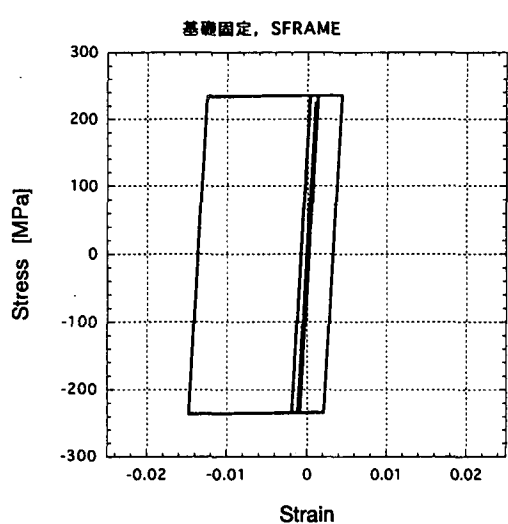
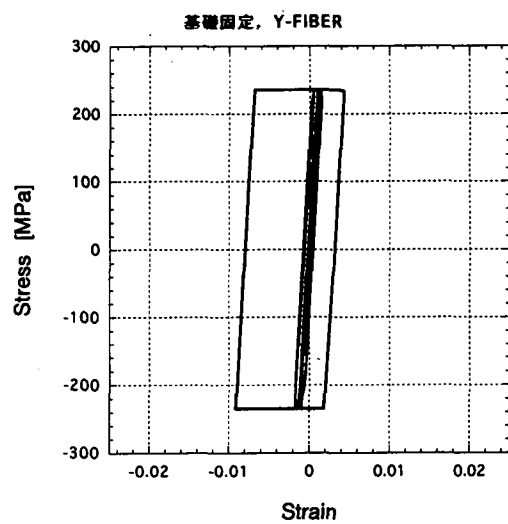
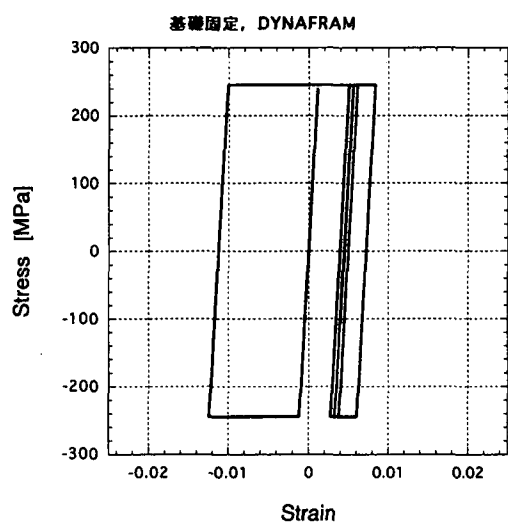


図 - 4.3.4 応力-ひずみ関係 (PC15, フーチング上端の直上の要素) : 基礎固定モデル

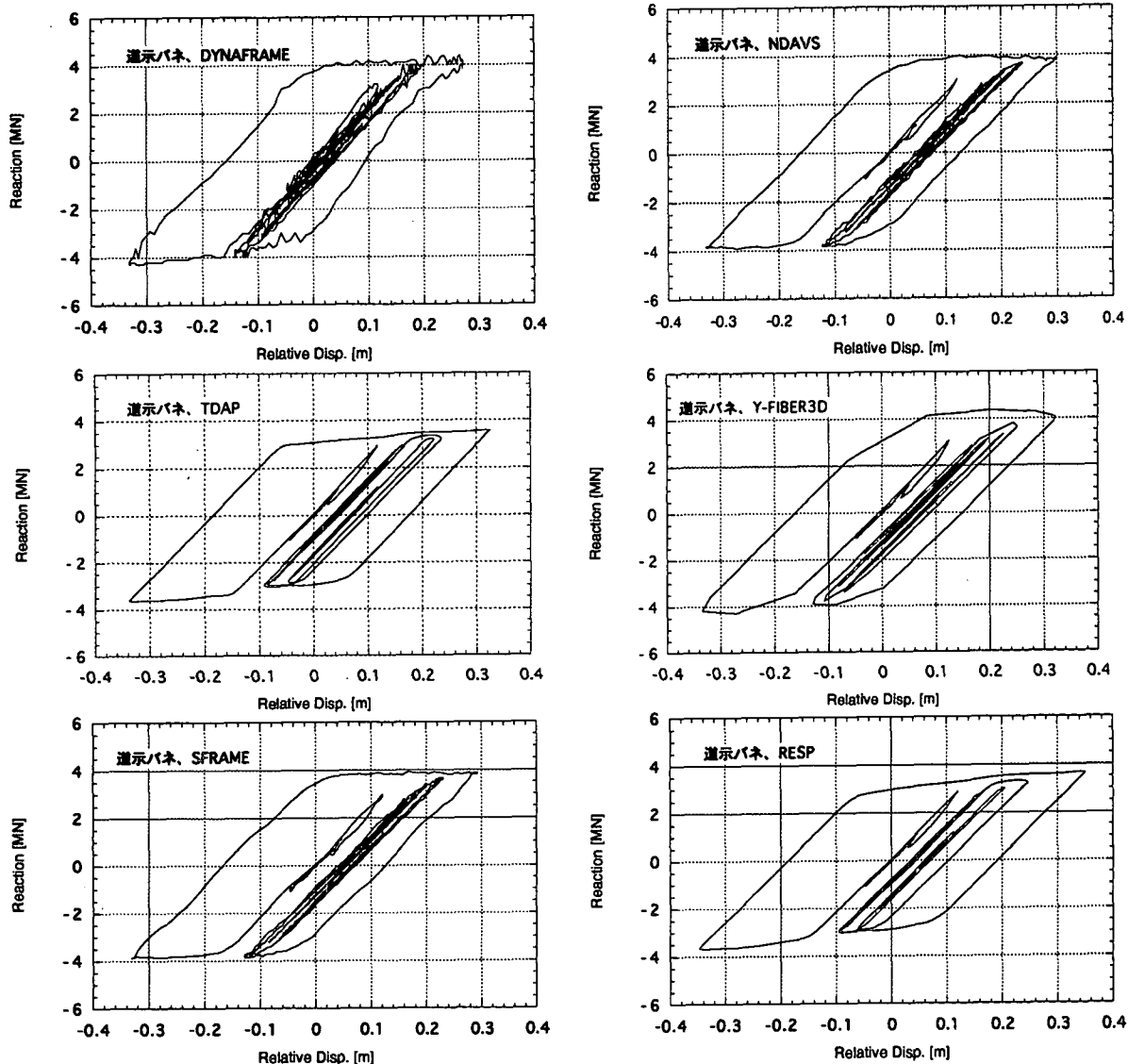


図 - 4.3.6 PC-15 支承位置における脚の水平変位と水平反力の関係：道示バネモデル

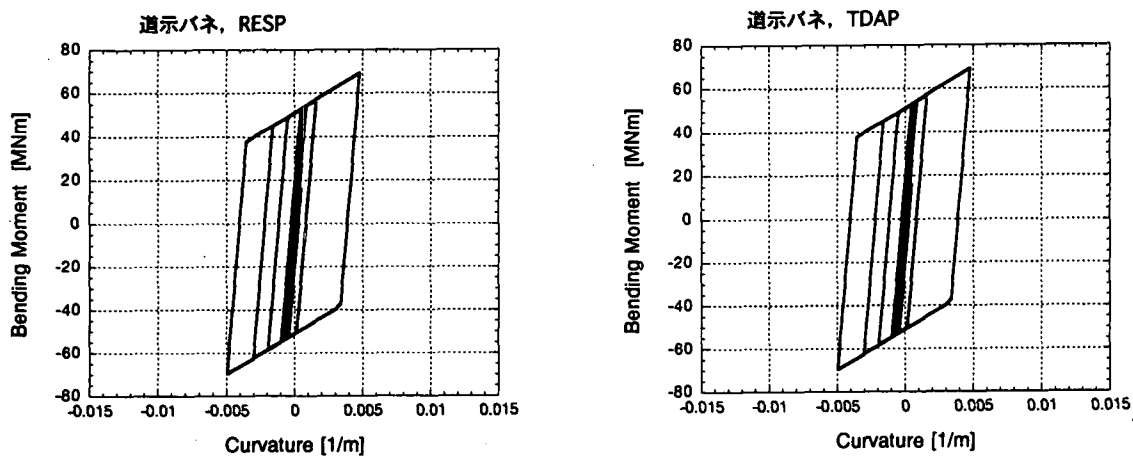


図 - 4.3.7 曲げモーメント-曲率関係 (PC15, フーチング上端の直上の要素)：道示バネモデル



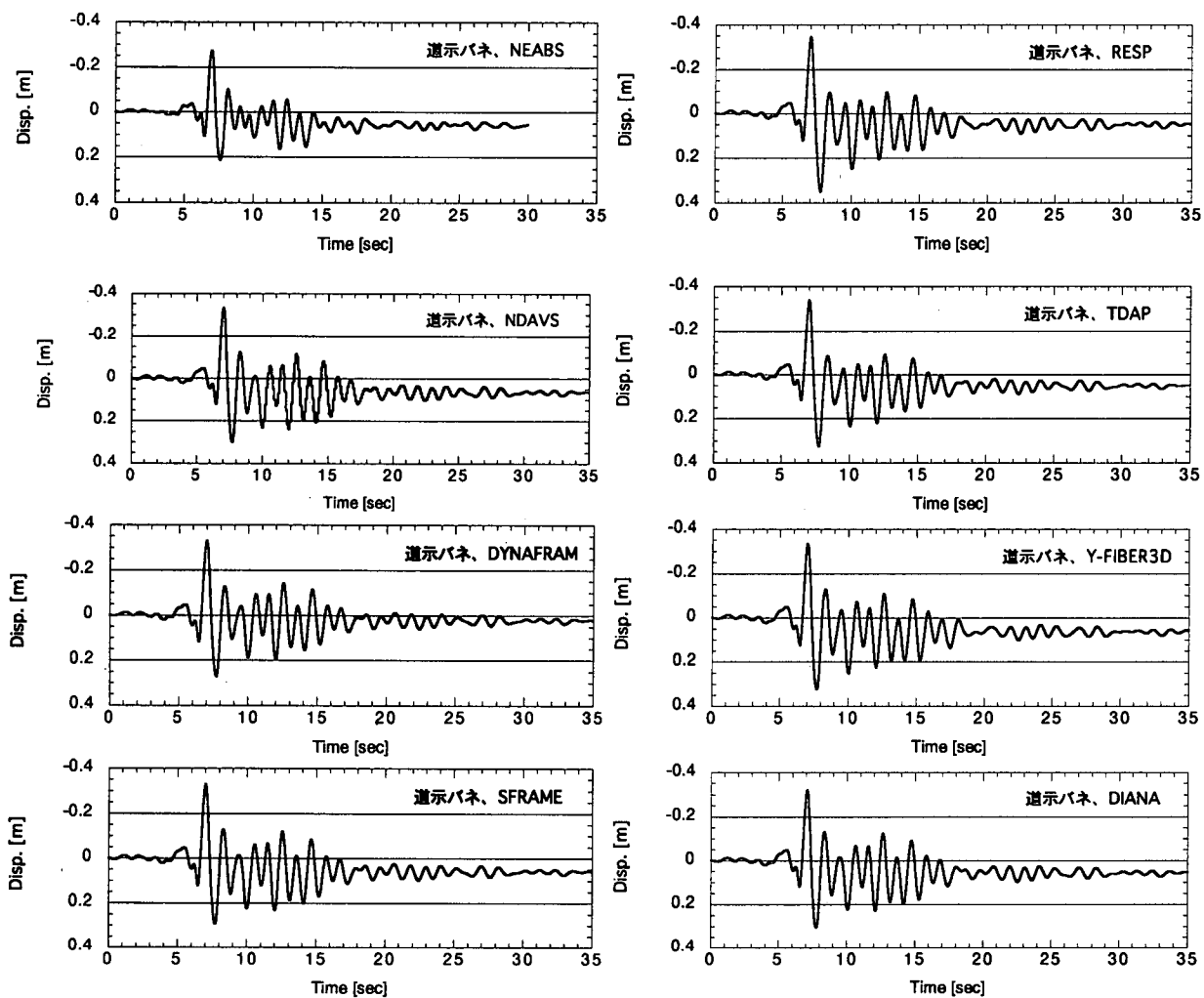


図 - 4.3.5 PC15 の橋脚天端 (節点番号 203) の橋軸方向変位の時刻歴応答：道示基礎モデル

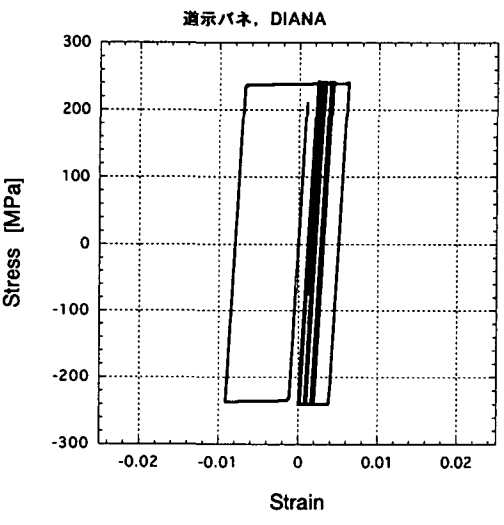
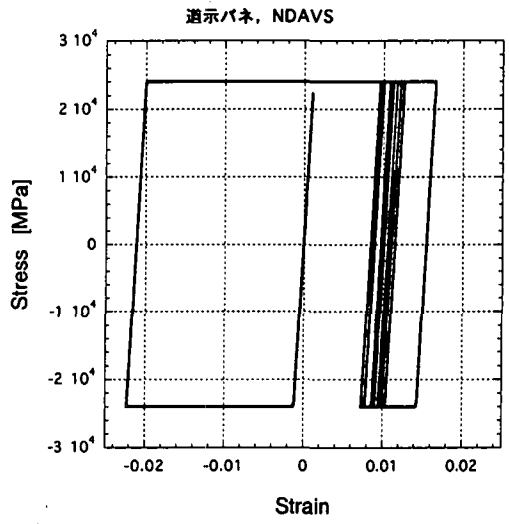
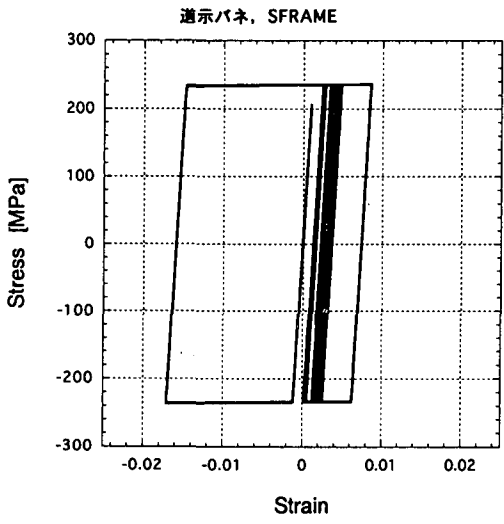
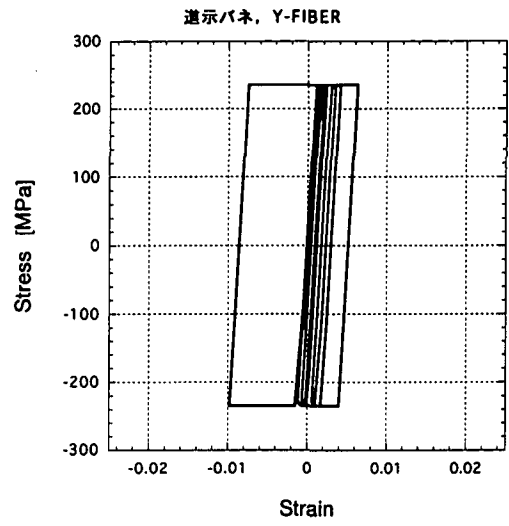
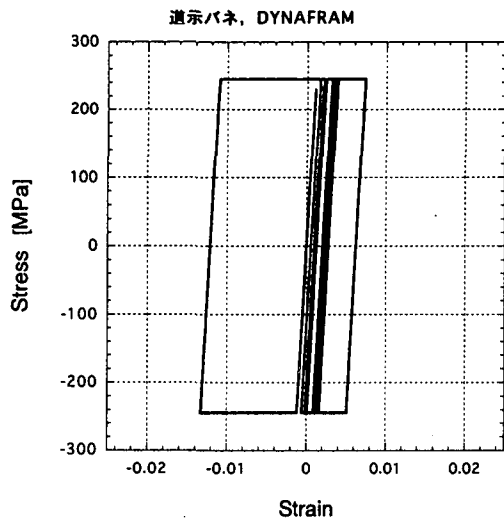


図 - 4.3.8 応力-ひずみ関係 (PC15, フーチング上端の直上の要素) : 道示バネモデル

### 4.3.2 入力地震波による比較

この節では地震波の違いによる応答変位の違いを検討した。検討に用いた地震波はいずれもタイプ2の地震波で、図-4.3.9に示すIII種地盤、第1波とII種地盤、第1波を用いた。基礎のモデル化はいずれも基礎固定とし、その他の解析条件は前節のものと同じにした。解析にはTDAPを用いている。

PC15の橋脚天端(節点番号203)の橋軸方向変位の時刻歴応答を比較した結果を図-4.3.10に、PC15の支承位置における上部工と脚間での水平変位と水平反力を比較した結果を図-4.3.11に示す。最大応答値については地震波II-II-1の方が大きい、残留変位については地震波II-III-1の方が大きい。

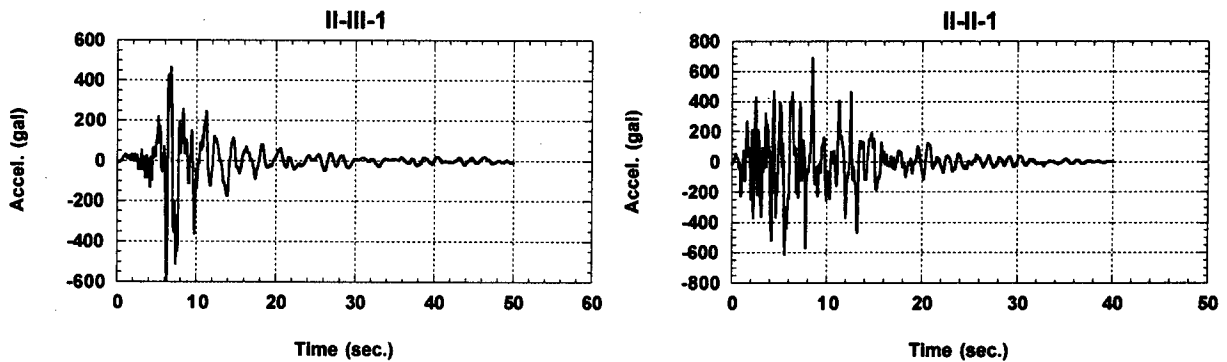


図-4.3.9 入力地震波：(左側：タイプ2, III種地盤, 第1波), (右側：タイプ2, II種地盤, 第1波)

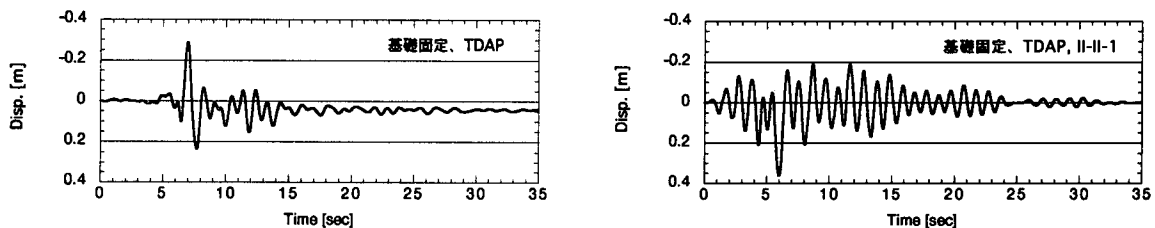


図-4.3.10 異なる地震波による応答変位の比較：(左側：地震波タイプ2, III種地盤, 第1波), (右側：地震波タイプ2, II種地盤, 第1波)

### 参考文献

- [後藤芳顯, 1997] 後藤芳顯, 宮下敏, 藤原英之, 上条崇. 繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー部の挙動とモデル化. 土木学会論文集, Vol. I-39, No. 563, pp. 105-123, 4 1997.
- [土木学会, 1997] 土木学会鋼構造新技術小委員会. 最終報告書(耐震設計研究). Technical report, 土木学会, 5 1997.
- [Li, X.S., 1998] X. S. Li and Goto. A three-dimensional nonlinear seismic analysis of frames considering panel zone deformations. *Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, JSCE*, Vol. I-45, No. 605, pp. 1-13, 10 1998.

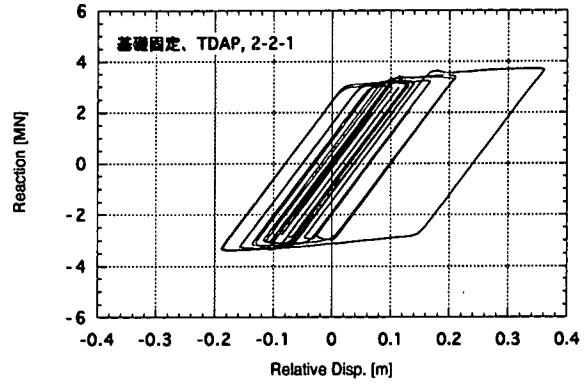
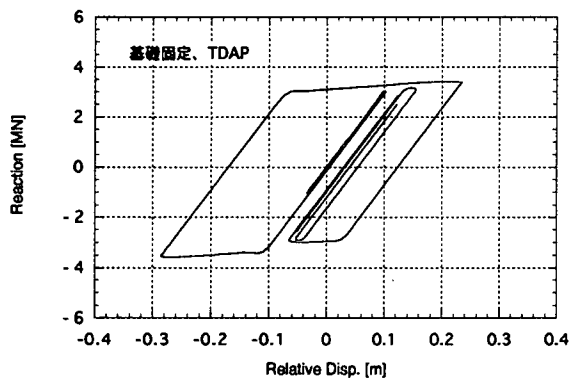


図 - 4.3.11 水平変位-水平反力関係の比較：(左側：地震波タイプ 2, III 種地盤, 第 1 波), (右側：地震波タイプ 2, II 種地盤, 第 1 波)

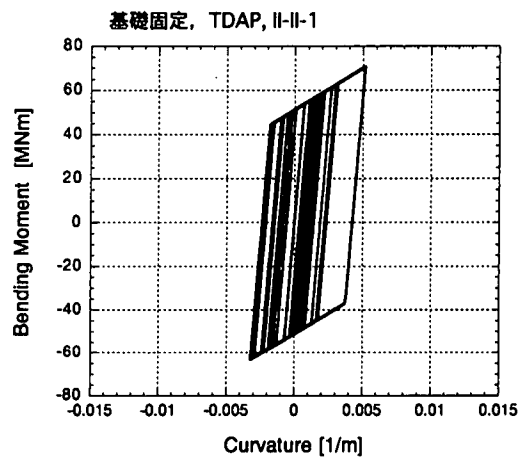
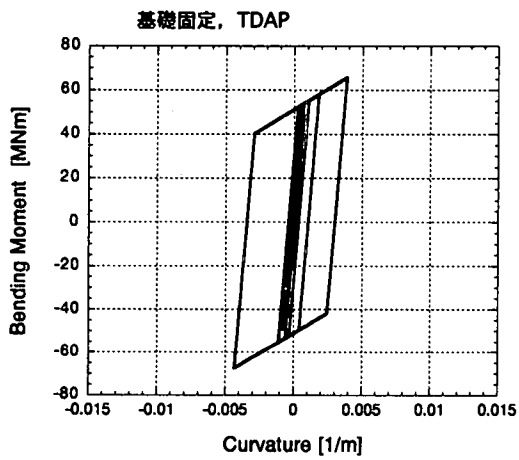


図 - 4.3.12 曲率-曲げモーメント関係の比較：(左側：地震波タイプ 2, III 種地盤, 第 1 波), (右側：地震波タイプ 2, II 種地盤, 第 1 波)

## 4.4 サブストラクチャー法による解析

### 4.4.1 具体的な解析手順

#### (1) 基礎・地盤系と地震入力の取扱い

サブストラクチャー法による解析では、各基礎の各方向に対して以下の式で表される基礎・地盤剛性と有効入力地震動を与えることにより、橋梁系（上部構造と橋脚）と基礎・地盤系の動的相互作用を考慮する（図-4.4.1 参照）。

$$p_x = S_x(i\omega)u_x^r = (-m_x\omega^2 + ic_x\omega + k_x)u_x^r \quad (4.4.1a)$$

$$p_\theta = S_\theta(i\omega)u_\theta^r = (-m_\theta\omega^2 + ic_\theta\omega + k_\theta)u_\theta^r \quad (4.4.1b)$$

$$u_x^r = u_x^{f+s+r} - u_x^{f+s} \quad (4.4.2a)$$

$$u_\theta^r = u_\theta^{f+s+r} - u_\theta^{f+s} \quad (4.4.2b)$$

ここで、

- $S_x, S_\theta$  : 水平および回転方向の基礎・地盤剛性
- $p_x, p_\theta$  : 水平および回転方向の橋脚下端（基礎上端）の相互作用力
- $u_x^{f+s+r}, u_\theta^{f+s+r}$  : 水平および回転方向の橋脚下端（基礎上端）の変位
- $u_x^{f+s}, u_\theta^{f+s}$  : 水平および回転方向の有効入力地震動
- $m_x, m_\theta$  : 基礎・地盤剛性の慣性力項にかかる係数
- $c_x, c_\theta$  : 基礎・地盤剛性の減衰力項にかかる係数
- $k_x, k_\theta$  : 基礎・地盤剛性のバネ力項にかかる係数

式(4.4.1)からわかるように、基礎・地盤剛性は、橋梁系と基礎・地盤系の間の相対変位から相互作用力への周波数伝達関数として表される。そのため時刻歴応答解析を行う場合には、周波数領域での関係を時間領域で等価な構造モデルと地震入力に置き換える必要がある。

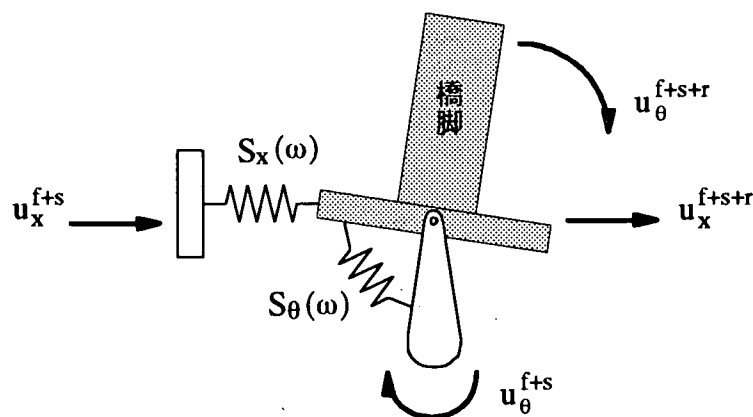


図-4.4.1 サブストラクチャー法による解析

### (2) 強制変位入力可能な場合

時刻歴応答解析において式(4.4.1), (4.4.2)の関係を実現するには, 図-4.4.2に示すように橋脚下端の節点と仮想節点の間をバネ定数 $k_x, k_\theta$ , 粘性係数 $c_x, c_\theta$ をもつバネやダンパで連結するとともに, 橋脚下端の節点に相互作用力の慣性力項と等価な節点外力, 仮想節点に有効入力地震動に一致する強制変位を入力すればよい. なお強制変位入力を行う場合, 運動方程式上は変位と速度の両方を与える必要があるが, ほとんどのプログラムでは内部で入力変位から速度を算出しているようである.

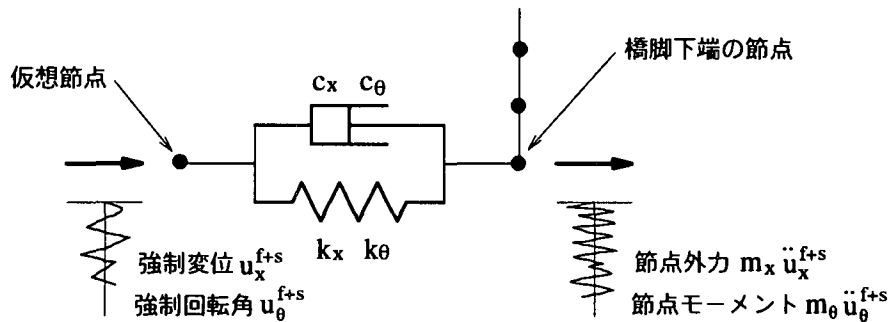


図-4.4.2 橋脚基部のモデル化と地震入力(強制変位入力可の場合)

### (3) 強制変位入力不可能な場合

地震入力の機能が一様加速度入力のみで, 強制変位入力不可能なプログラムではサブストラクチャー法による解析を実施することはできない. しかし,

- ①基礎・地盤剛性における慣性力項の影響が無視できる.
- ②水平方向の有効入力地震動がすべての橋脚で同一となる.  
(一様地盤でかつ基礎が地盤に追従して変形する).
- ③回転方向の有効入力地震動が0とみなせる.

という条件が満足される場合に限って, 図-4.4.3に示すように橋脚下端の節点と仮想節点(固定点)の間にバネ定数 $k_x, k_\theta$ , 粘性係数 $c_x, c_\theta$ をもつバネとダンパを挿入するとともに, 水平方向の有効入力地震動の加速度波形を地震波形として入力することによって等価な解析を行うことができる.

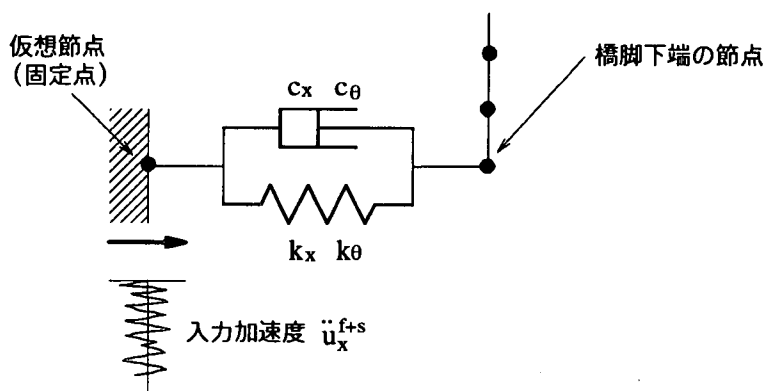


図-4.4.3 橋脚基部のモデル化と地震入力(強制変位入力不可の場合)

#### 4.4.2 各種プログラムによる解析結果

3.1節より、モデル橋の基礎・地盤剛性は表-4.4.1に示すような係数をもつ伝達関数で与えられる。解析では、表-4.4.1から定まるバネ定数  $k$ 、粘性係数  $c$  をもつバネとダンパを各橋脚基部（節点番号 160, 260, 360, 460）と仮想節点の間に取り付けるとともに、強制変位入力の可否に応じて前項で述べたような地震入力を橋軸方向に対して行った。有効入力地震動はすべての橋脚で同一とし、回転方向の入力は無視した。慣性力項の影響が大きいとため、この解析条件であれば強制変位の入力ができなくても解析が可能である。入力に用いた波形は3.1節においてSHAKEの解として求められた地表面の変位ならびに加速度波形である。減衰については、基礎・地盤系の変形に起因するエネルギー散逸が基礎・地盤剛性のダンパ特性に含まれると考えられることから、面内1, 2次モードの減衰定数を1%として係数  $\alpha$ ,  $\beta$  を定めたレーリー減衰を用いた。

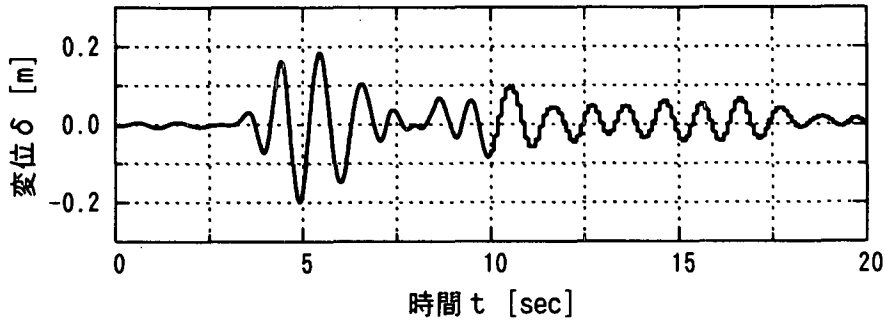
解析を行ったケースは表-4.4.2の通りである。得られた解析結果について橋脚PC-15の応答量に着目して比較を行った結果を図-4.4.4から図-4.4.6までに示す。強制変位入力による解析では非線形要素の種類にかかわらずほぼ一致した結果が得られたものの、一様加速度入力についてはかなり異なった結果となった。その原因は入力に用いた加速度波形であった。図-4.4.7に入力に用いた加速度波形と、変位波形を2階微分した波形を示すが、SAHKEの解として求められた加速度と変位は数学的な関係が満足されておらず、結果的に一様加速度入力のケースについては入力レベルが小さくなっていることがわかる。図-4.4.8に示すように、地震入力として変位波形を微分した波形を用いた場合は強制変位入力と同様な結果が得られており、使用する変位と加速度の数学的な関係に注意すれば、一様加速度入力でも理論通り解析が可能であることが確認された。

表-4.4.1 基礎・地盤剛性の伝達関数の係数

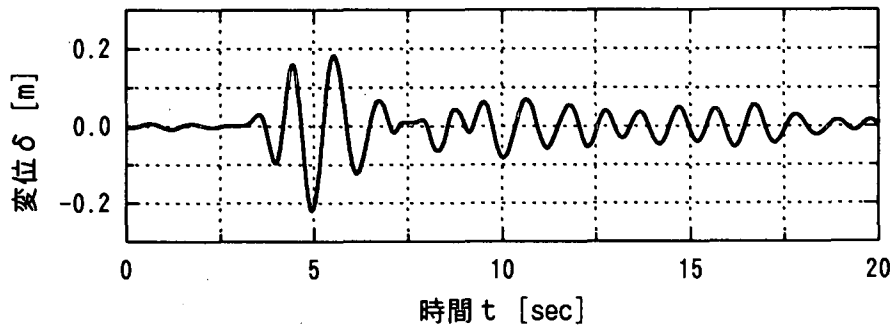
橋脚	方向	並進成分			回転成分		
		m [kNs <sup>2</sup> /m]	c [kNs/m]	k [kN/m]	m [kNms <sup>2</sup> /rad]	c [kNms/rad]	k [kNm/rad]
PC-14	橋軸	4.31E+01	2.37E+04	4.08E+05	4.61E+02	3.04E+05	1.73E+07
	橋軸直角	4.25E+01	2.37E+04	4.08E+05	1.50E+03	4.09E+05	3.00E+07
PC-15, 16	橋軸	1.08E+02	3.68E+04	4.89E+05	3.87E+03	1.12E+06	5.77E+07
	橋軸直角	1.08E+02	3.68E+04	4.89E+05	3.37E+03	1.10E+06	5.36E+07
PC-17	橋軸	3.84E+01	2.18E+04	3.97E+05	3.95E+02	2.35E+05	1.35E+07
	橋軸直角	3.78E+01	2.18E+04	3.97E+05	1.10E+03	3.30E+05	2.34E+07

表-4.4.2 解析ケース

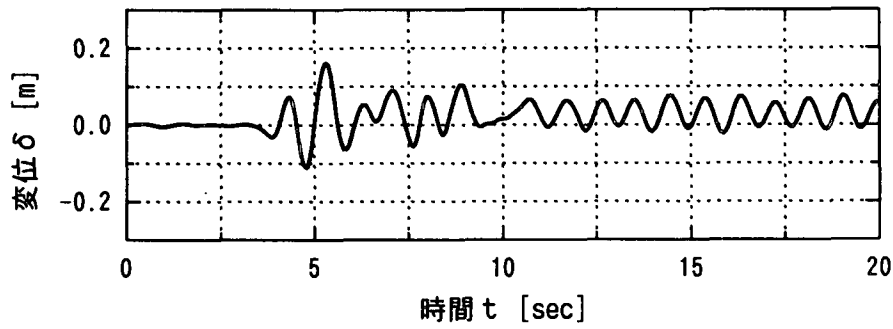
Case No.	地震入力	解析プログラム	非線形はり要素
1	強制変位入力	NDAVS	ファイバー要素
2	強制変位入力	TDAP	Mφ要素
3	一様加速度入力	RESP	Mφ要素
4	一様加速度入力	TDAP	Mφ要素



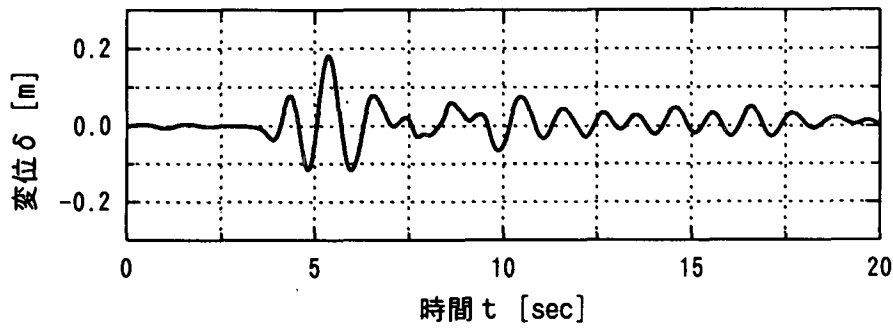
(a) 強制変位入力によるNDAVSの結果



(b) 強制変位入力によるTDAPの結果



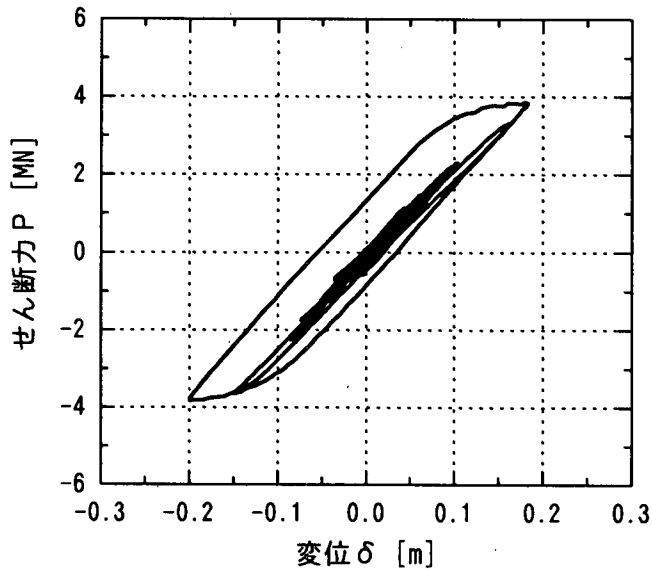
(c) 一様加速度入力によるRESPの結果



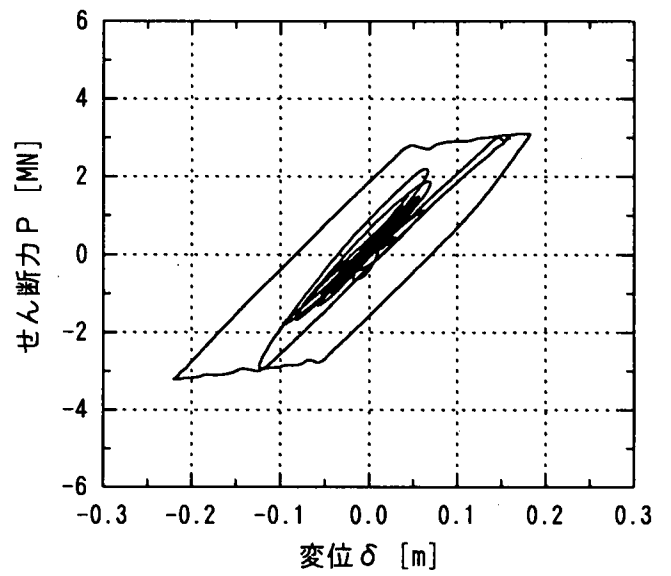
(d) 一様加速度入力によるTDAPの結果

図-4.4.4 サブストラクチャー法における橋脚天端の応答変位 (PC-15)

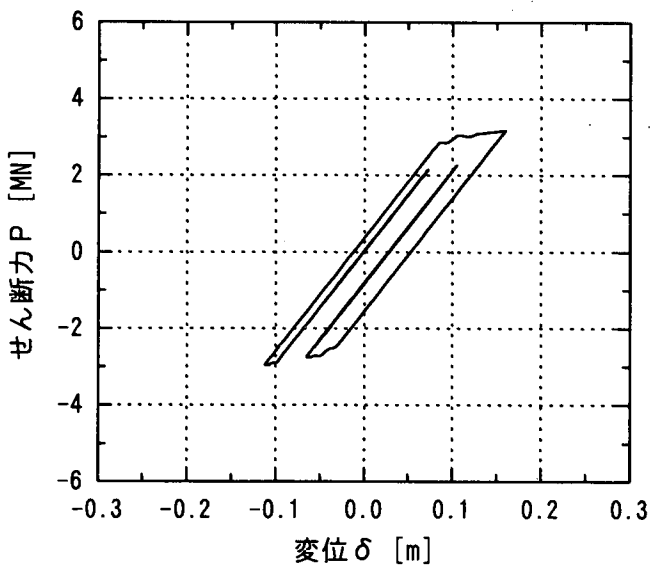




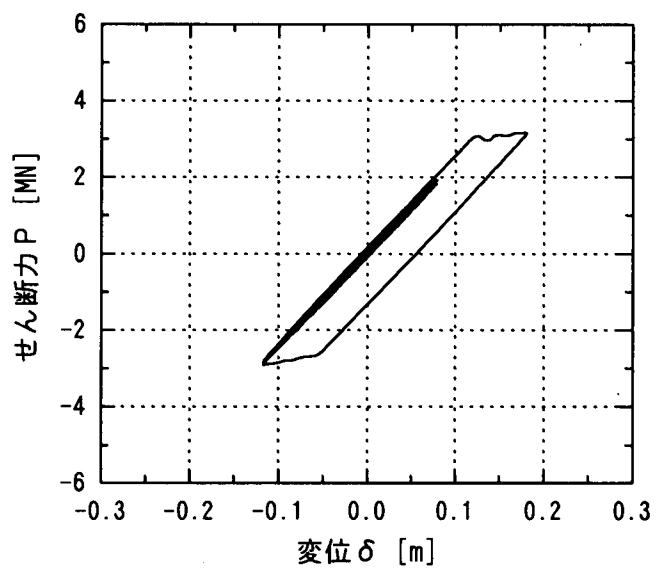
(a) 強制変位入力による  
NVAVSの結果



(b) 強制変位入力による  
TDAPの結果

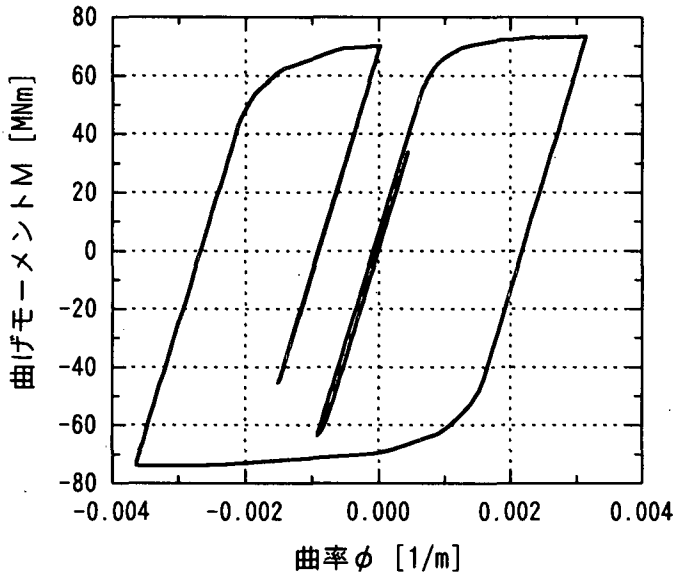


(c) 一様加速度入力による  
RESPの結果

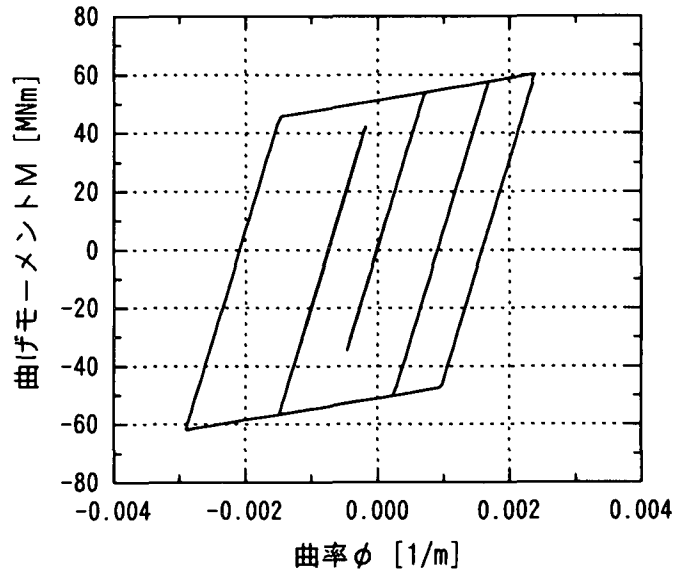


(d) 一様加速度入力による  
TDAPの結果

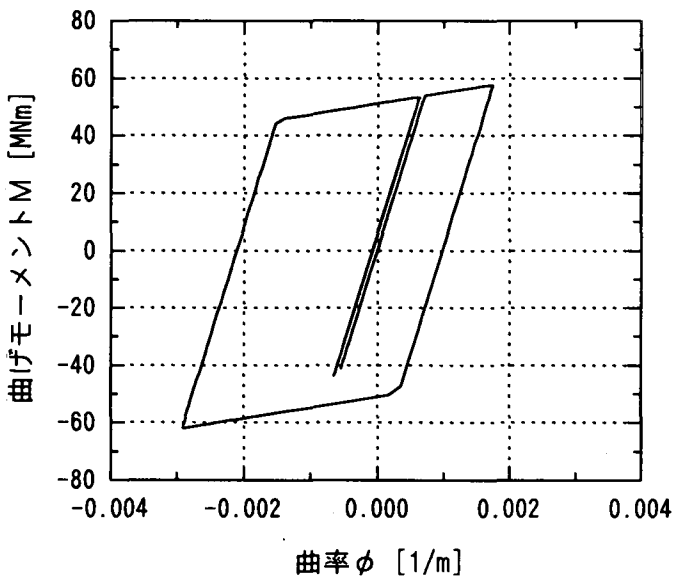
図-4.4.5 サブストラクチャー法における橋脚天端の変位とせん断力 (PC-15)



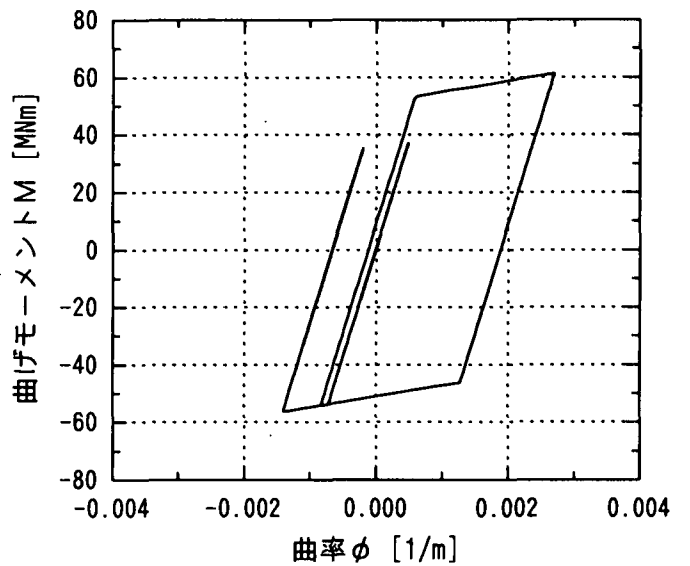
(a) 強制変位入力による  
NVAVSの結果



(b) 強制変位入力による  
TDAPの結果

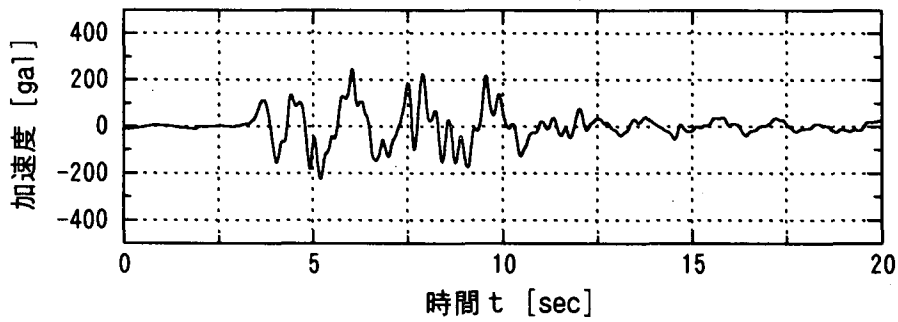


(c) 一様加速度入力による  
RESPの結果

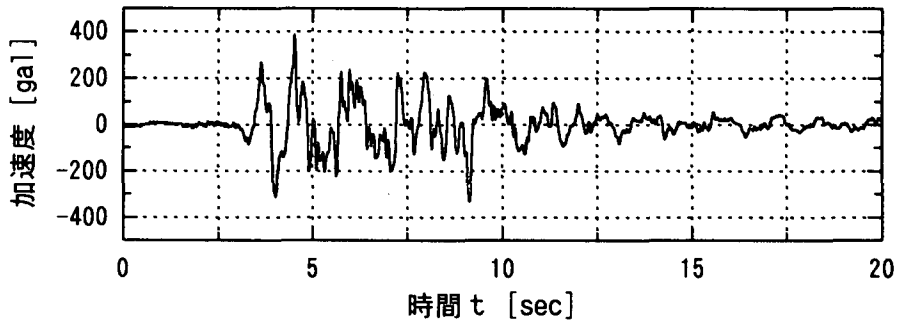


(d) 一様加速度入力による  
TDAPの結果

図-4.4.6 サブストラクチャー法における橋脚基部の曲率と曲げモーメント (PC-15)



(a) SHAKEの加速度解



(b) SHAKEの変位解を2階微分した波形

図-4.4.7 サブストラクチャー法で用いた入力加速度波形

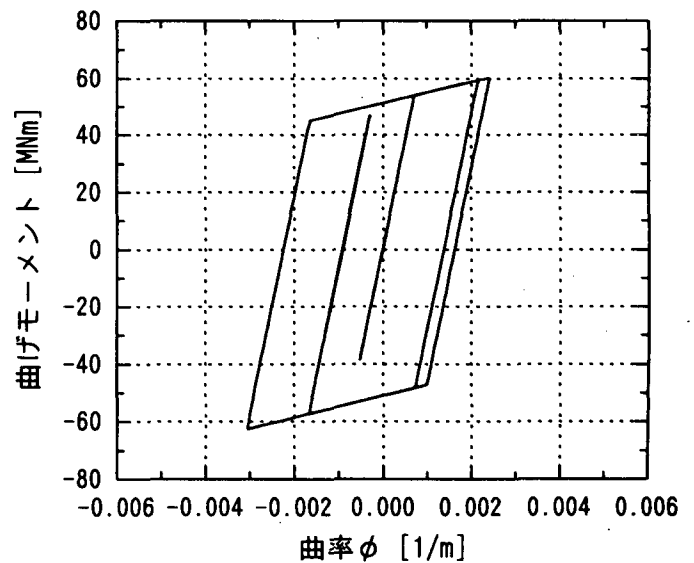
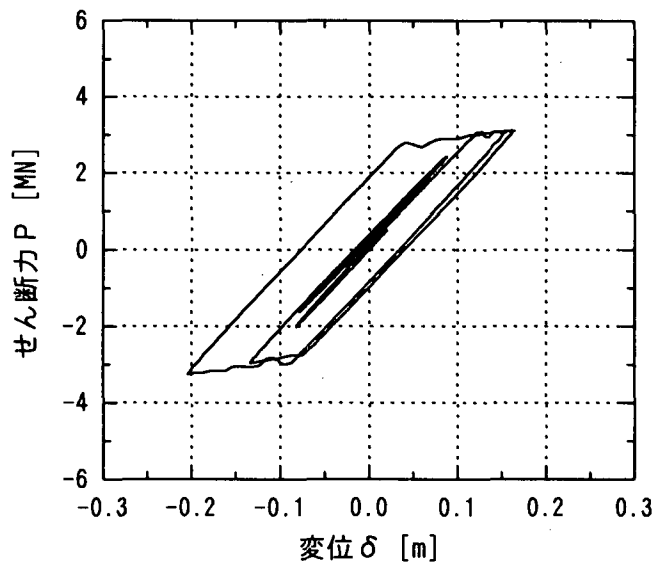
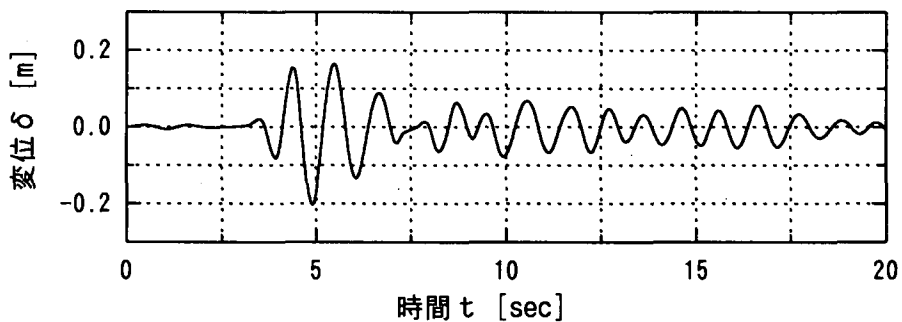


図-4.4.8 変位の2階微分波形を入力としたケース4の解析結果 (PC-15)

#### 4.4.3 道路橋示方書の方法との比較

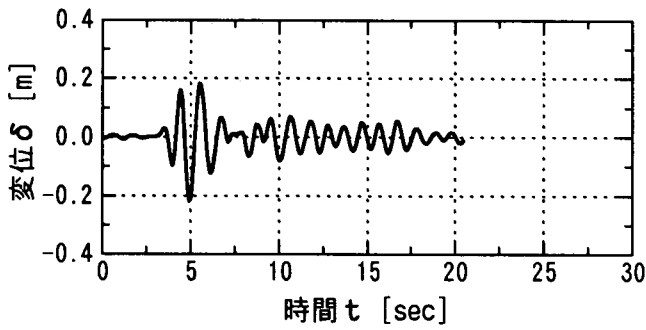
サブストラクチャー法（SS法）と道路橋示方書に準拠した方法（道示法）の関係を調べるために、表-4.4.3に示す解析ケースを実行して計算結果の比較を行った。解析に使用したプログラムはTDA P IIIであり、橋脚はバイリニア型のMφ要素とした。入力地震動は前節と同一で、加速度波形には変位を2階微分したものをを用いている。

図-4.4.9に橋軸方向入力の場合のSS法の解析結果、図-4.4.10にこれに対応する道示法の解析結果を示す。着目したのは各橋脚における天端の変位応答とPδ履歴ならびに断面変化部と基部のMφ履歴である。橋軸方向の最大変位は20cm前後で、橋脚の大きな塑性化はPC-15では基部、PC-16では断面変化部に現れている。また図-4.4.11, 12には橋軸直角方向入力の場合のSS法の解析結果、図-4.4.13, 14にはこれに対応する道示法の解析結果を示す。橋軸直角方向の最大変位はPC-14で約30cm、橋脚の塑性化は橋脚高の低いPC-17で大きく現れている。これらの図から、道示法のほうがやや小さめの応答を与えるものの、全般的な応答特性については大きな相違点が認められないことがわかる。

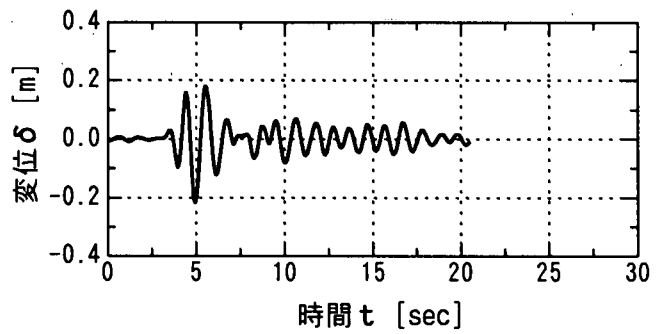
予め予想されたことではあるが、本計算のように全橋脚が一様な整形地盤上にあるという条件では基礎・地盤モデルの影響は明確に現れていない。応答レベルの違いはおもに減衰に起因すると推定され、このような条件下でSS法を用いる利点は、基礎・地盤系の減衰を合理的に評価できる点に留まると考えられる。今後、さらに不整形地盤上や基礎形式が異なる場合についても、SS法と道示法の解析結果の比較を行っていく必要がある。

表-4.4.3 道路橋示方書の方法との比較のための解析ケース

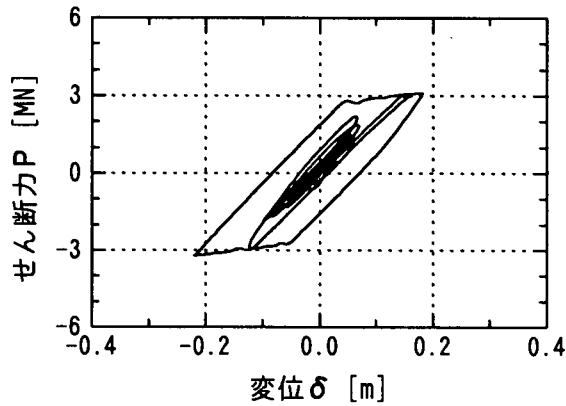
ケース 名称	有効入力地震動		基礎・地盤剛性		レーリー 減衰定数
	入力方法	方向	バネ	ダンパ	
K1	強制変位	橋軸	表-4.4.1の係数		1%
D1	一様加速度	橋軸	道示準拠	なし	5%
K2	強制変位	橋軸直角	表-4.4.1の係数		1%
D2	一様加速度	橋軸直角	道示準拠	なし	5%



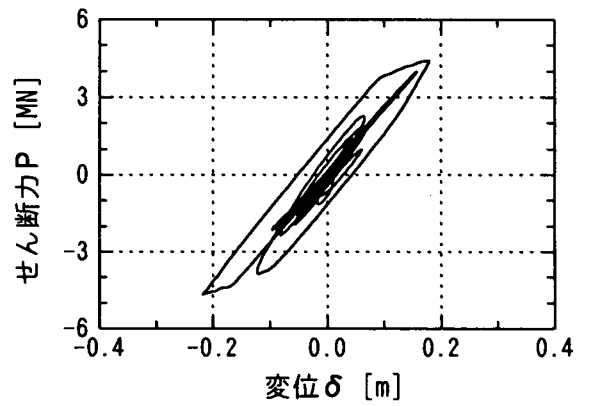
(a) 天端の橋軸方向変位 (PC-15)



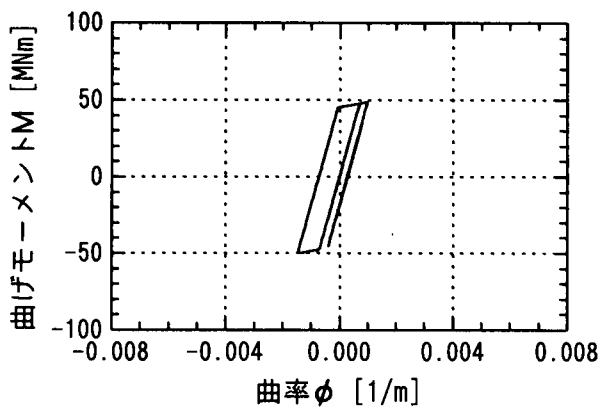
(e) 天端の橋軸方向変位 (PC-16)



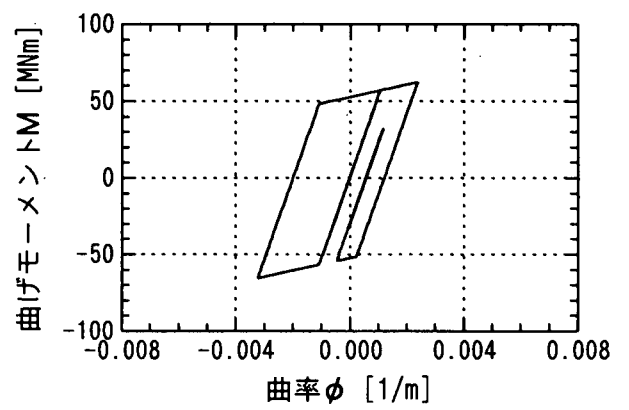
(b) 天端のP δ履歴 (PC-15)



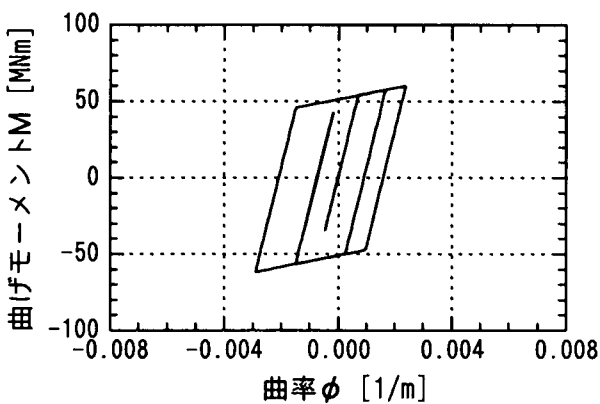
(f) 天端のP δ履歴 (PC-16)



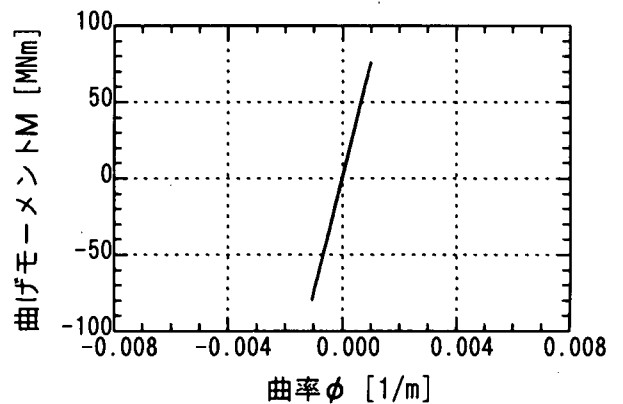
(c) 断面変化部のM φ履歴 (PC-15)



(g) 断面変化部のM φ履歴 (PC-16)

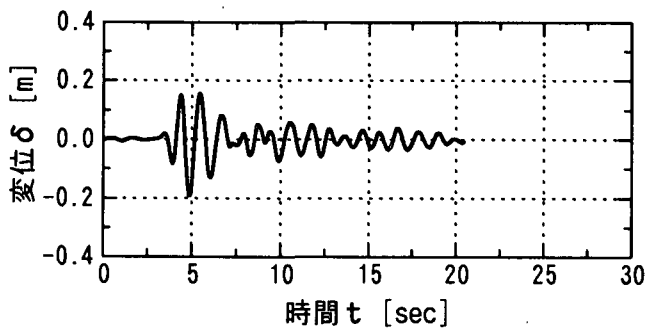


(d) 基部のM φ履歴 (PC-15)

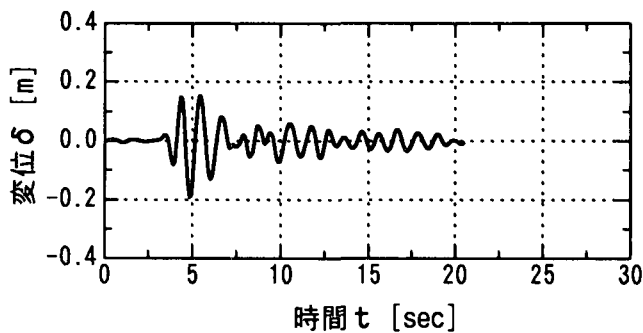


(h) 基部のM φ履歴 (PC-16)

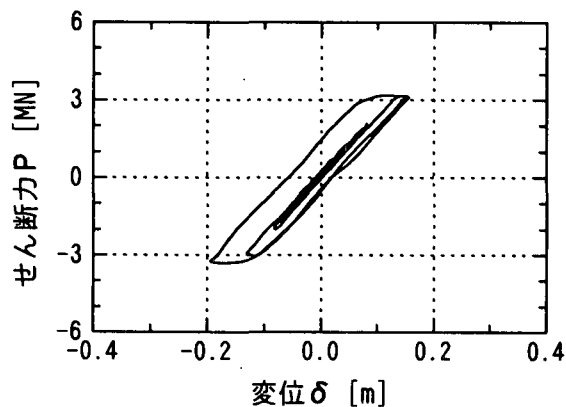
図-4.4.9 サブストラクチャー法による解析結果 (橋軸, PC-15, 16)



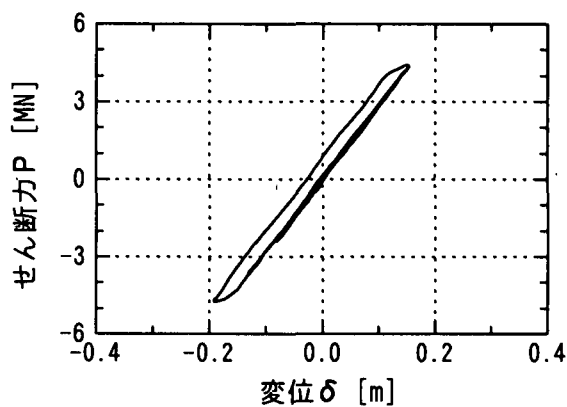
(a) 天端の橋軸方向変位 (PC-15)



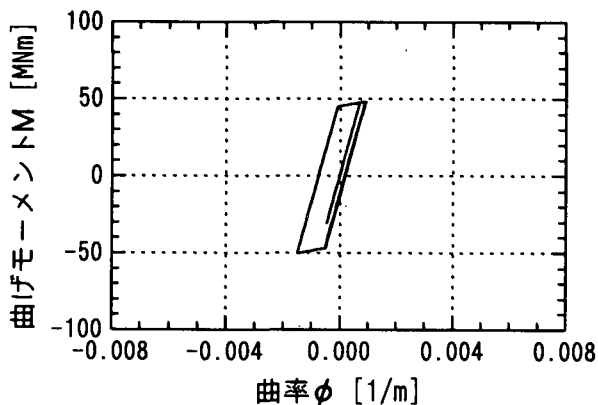
(e) 天端の橋軸方向変位 (PC-16)



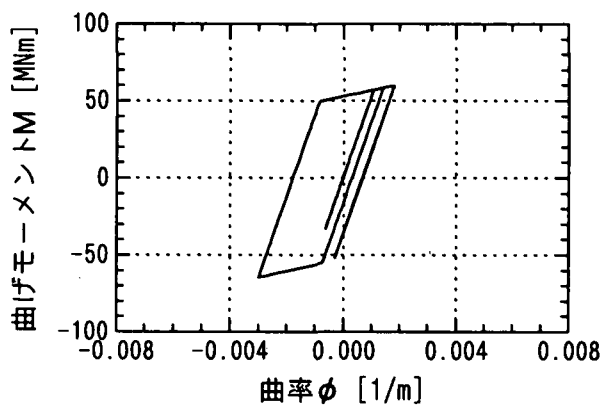
(b) 天端のP δ履歴 (PC-15)



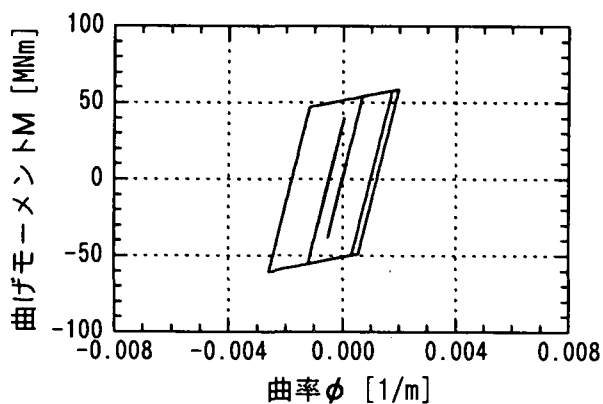
(f) 天端のP δ履歴 (PC-16)



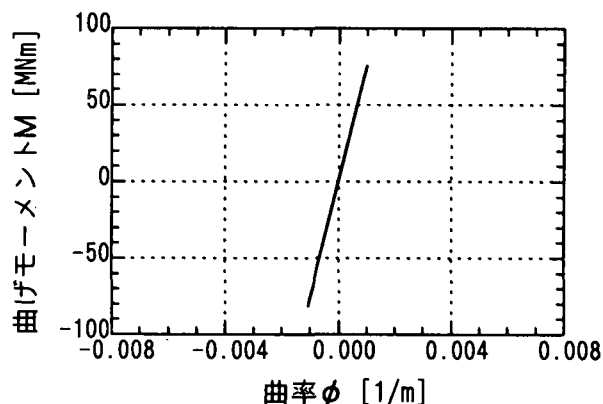
(c) 断面変化部のM φ履歴 (PC-15)



(g) 断面変化部のM φ履歴 (PC-16)

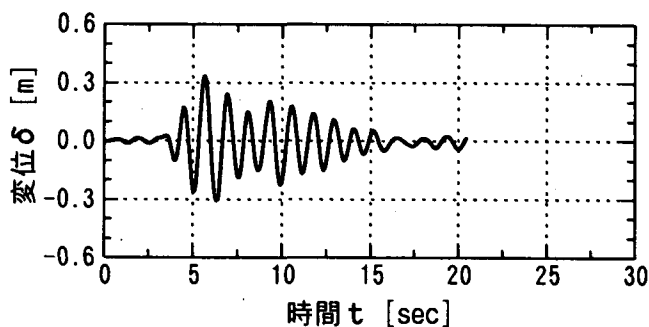


(d) 基部のM φ履歴 (PC-15)

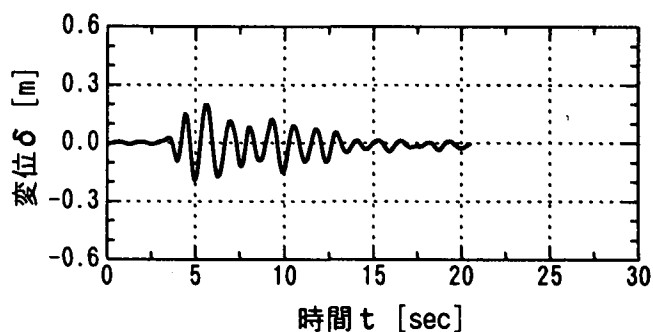


(h) 基部のM φ履歴 (PC-16)

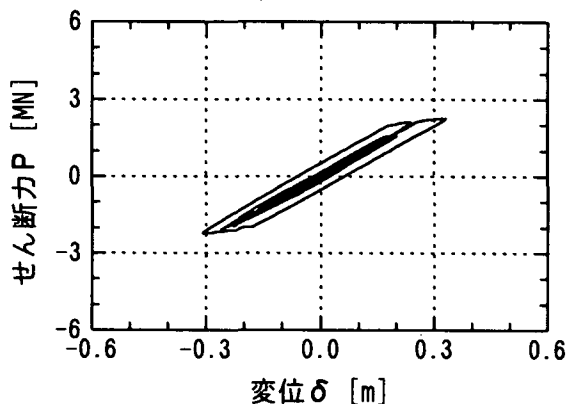
図-4.4.10 道路橋示方書の方法による解析結果 (橋軸, PC-15, 16)



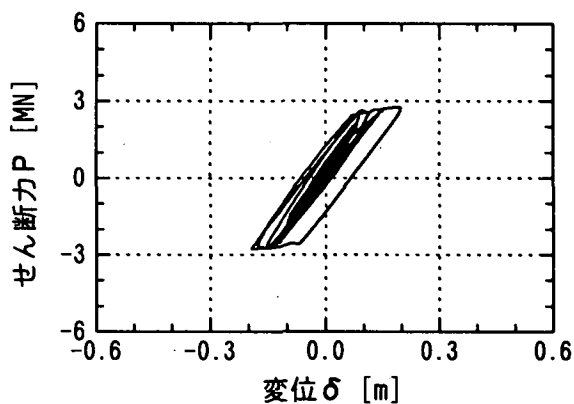
(a) 天端の橋軸直角方向変位 (PC-14)



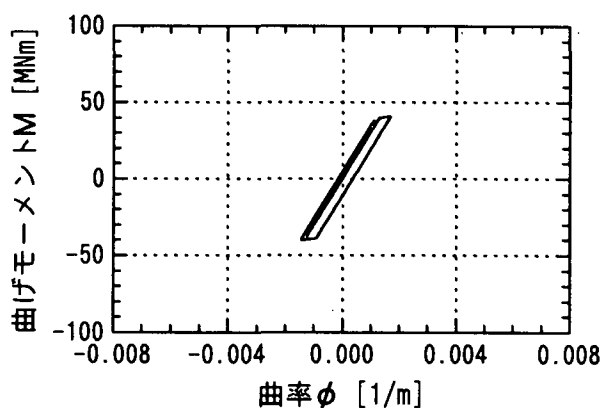
(e) 天端の橋軸直角方向変位 (PC-15)



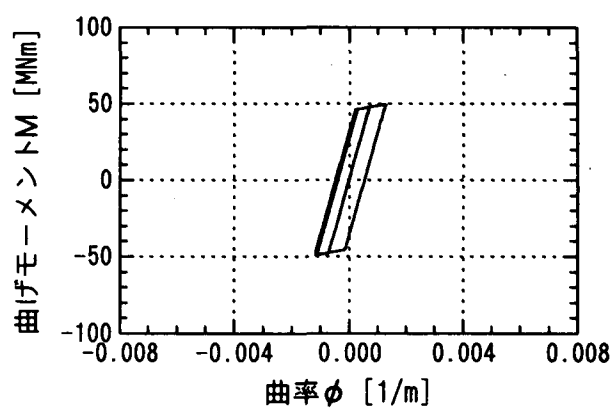
(b) 天端のP δ履歴 (PC-14)



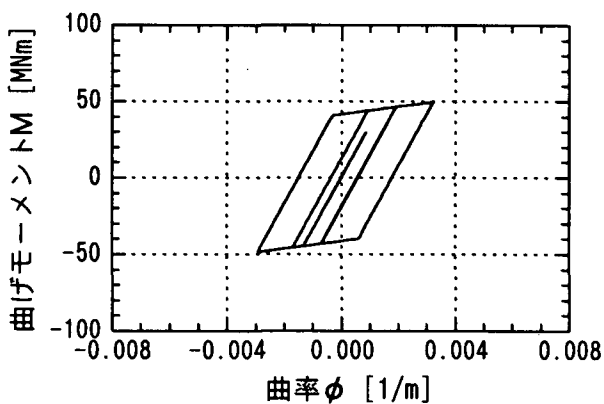
(f) 天端のP δ履歴 (PC-15)



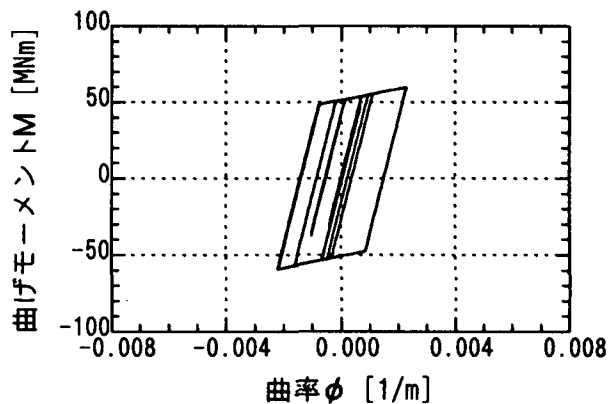
(c) 断面変化部のM φ履歴 (PC-14)



(g) 断面変化部のM φ履歴 (PC-15)

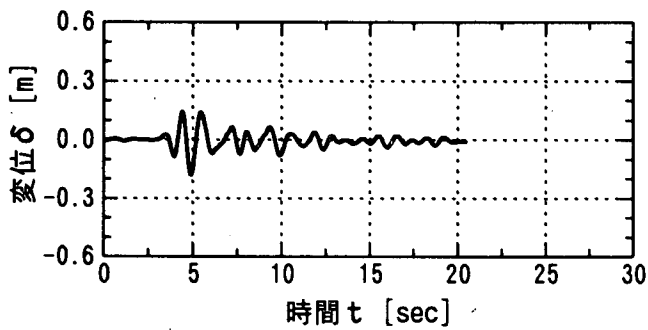


(d) 基部のM φ履歴 (PC-14)

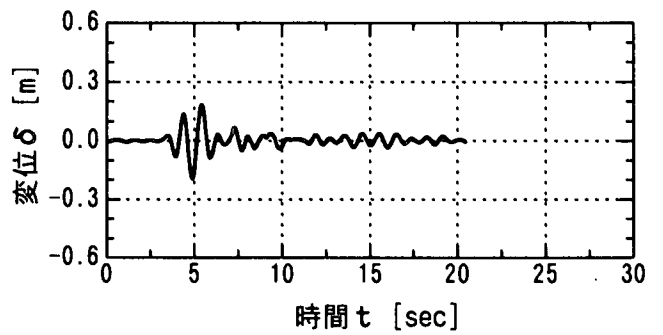


(h) 基部のM φ履歴 (PC-15)

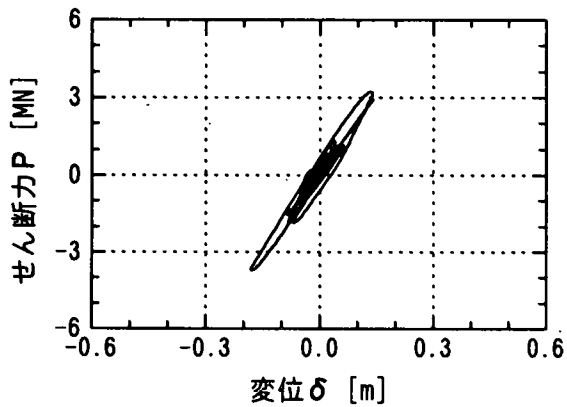
図-4.4.11 サブストラクチャー法による解析結果 (橋軸直角, PC-14, 15)



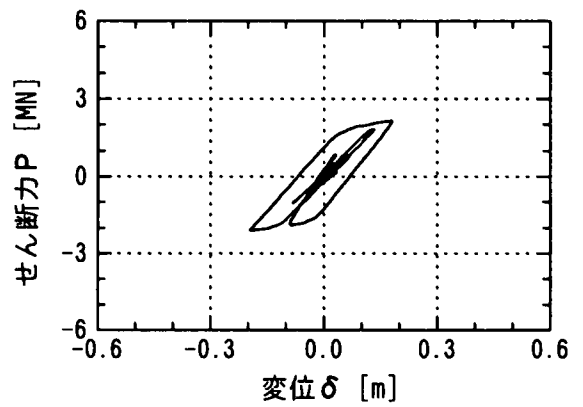
(i) 天端の橋軸直角方向変位 (PC-16)



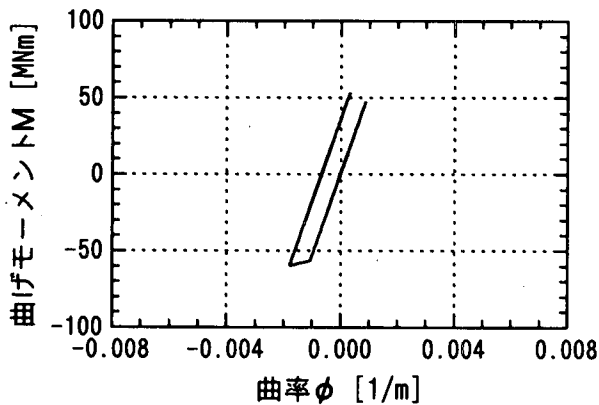
(m) 天端の橋軸直角方向変位 (PC-17)



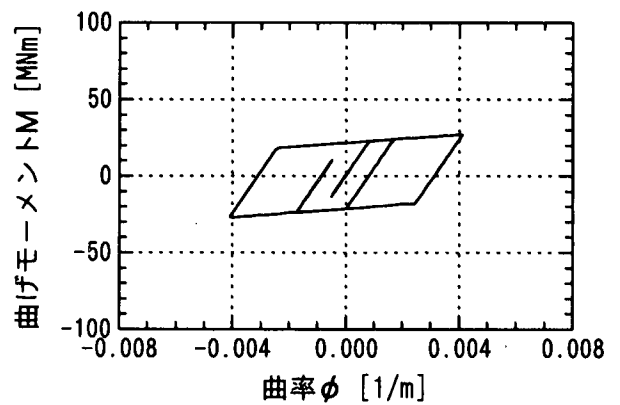
(j) 天端のP delta履歴 (PC-16)



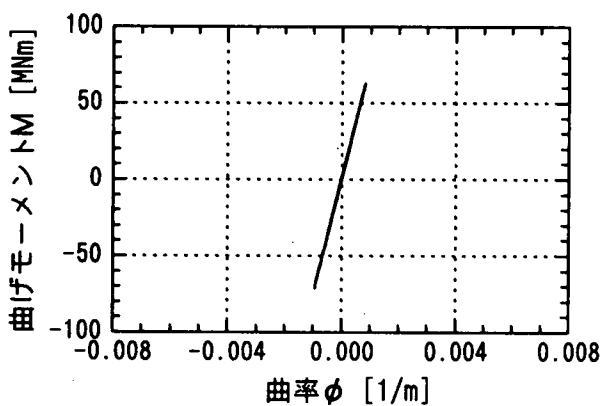
(n) 天端のP delta履歴 (PC-17)



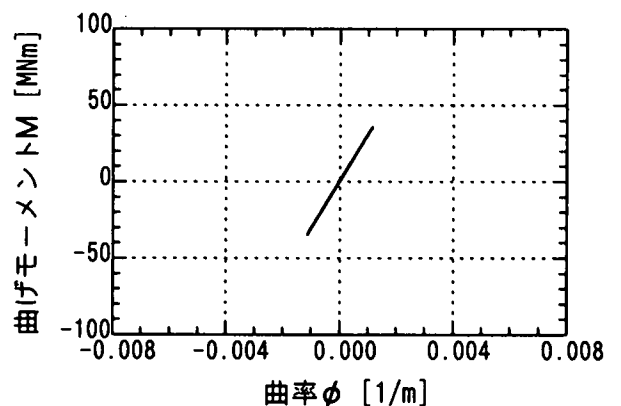
(k) 断面変化部のM phi履歴 (PC-16)



(o) 断面変化部のM phi履歴 (PC-17)



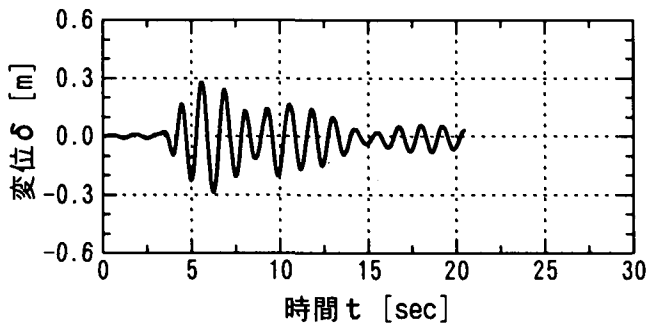
(l) 基部のM phi履歴 (PC-16)



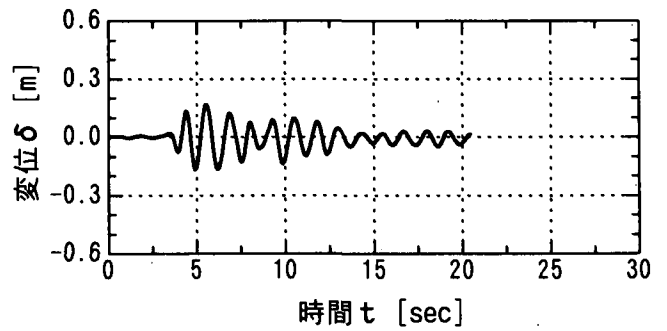
(p) 基部のM phi履歴 (PC-17)

図-4.4.12 サブストラクチャー法による解析結果 (橋軸直角, PC-16,17)

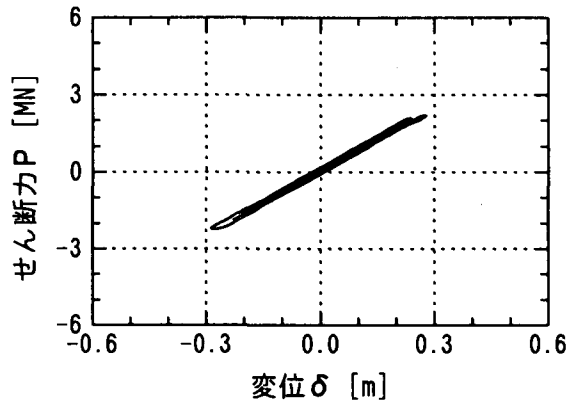




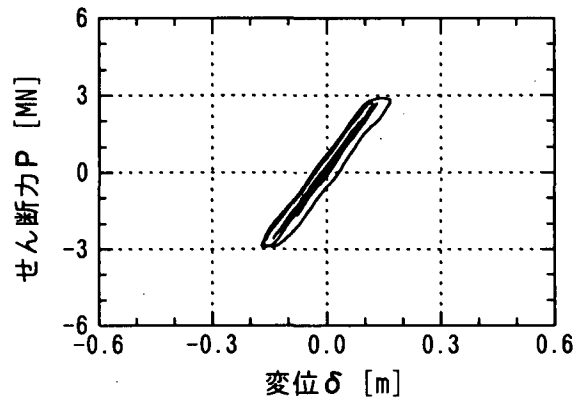
(a) 天端の橋軸直角方向変位 (PC-14)



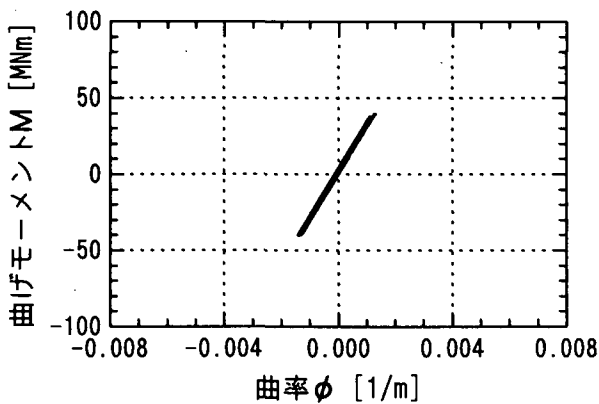
(e) 天端の橋軸直角方向変位 (PC-15)



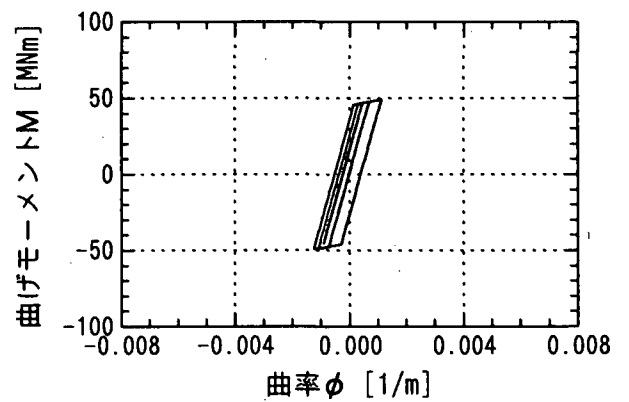
(b) 天端のP δ履歴 (PC-14)



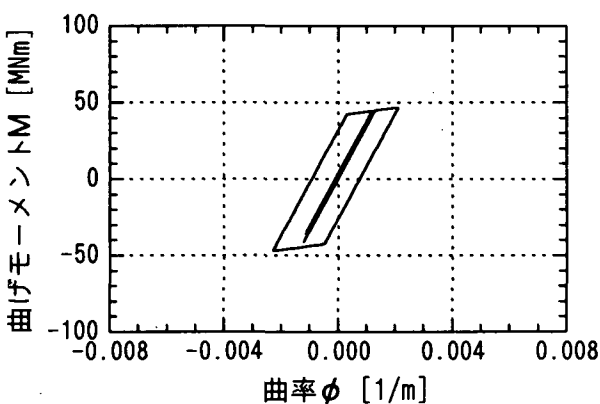
(f) 天端のP δ履歴 (PC-15)



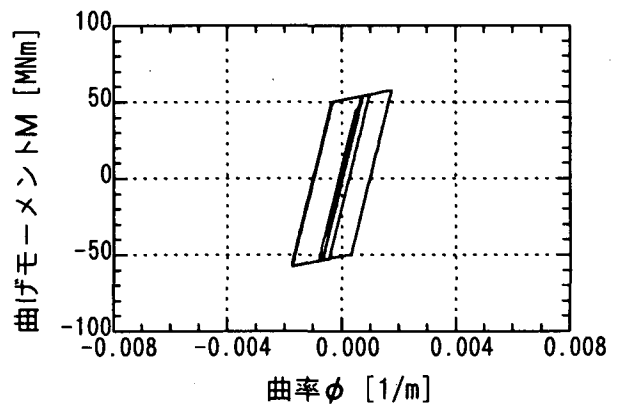
(c) 断面変化部のM φ履歴 (PC-14)



(g) 断面変化部のM φ履歴 (PC-15)

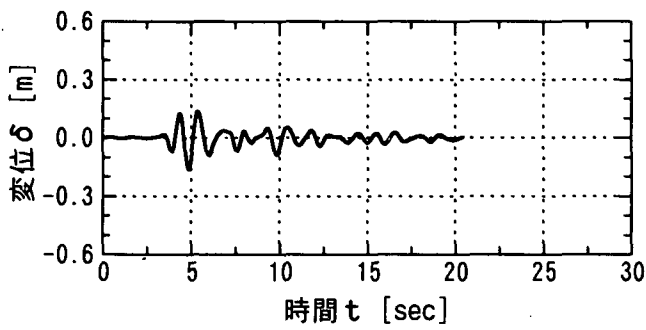


(d) 基部のM φ履歴 (PC-14)

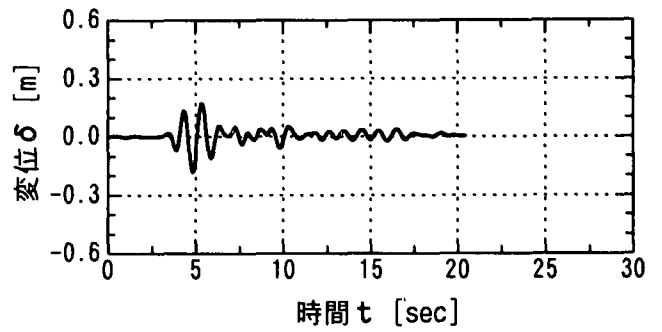


(h) 基部のM φ履歴 (PC-15)

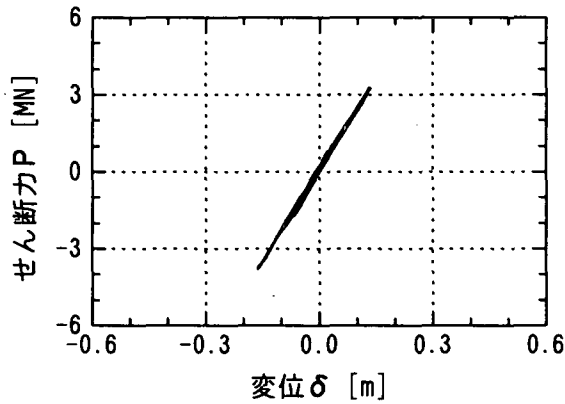
図-4.4.13 道路橋示方書の方法による解析結果 (橋軸直角, PC-14, 15)



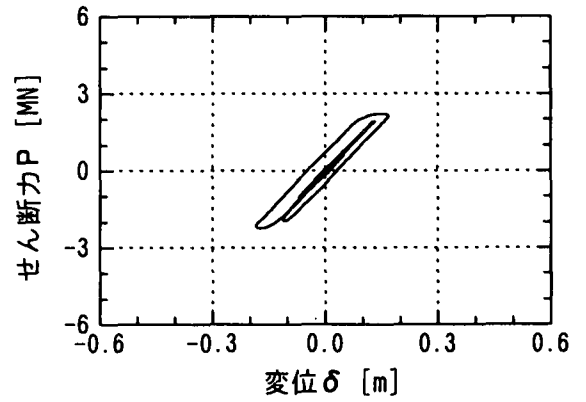
(i) 天端の橋軸直角方向変位 (PC-16)



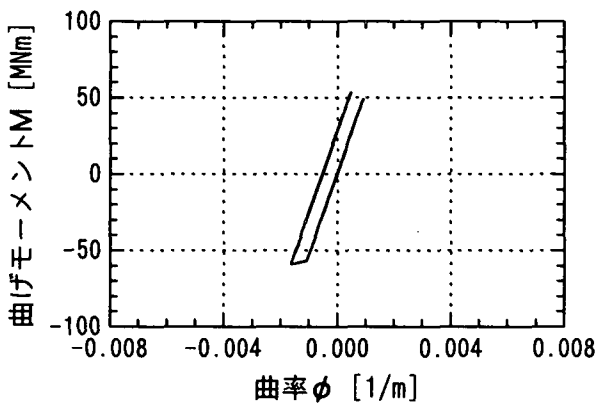
(m) 天端の橋軸直角方向変位 (PC-17)



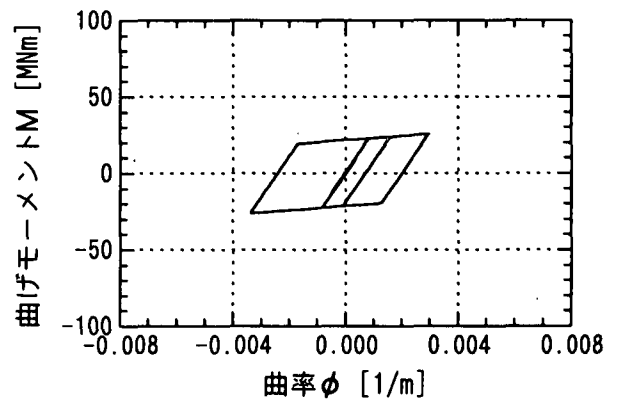
(j) 天端のP δ履歴 (PC-16)



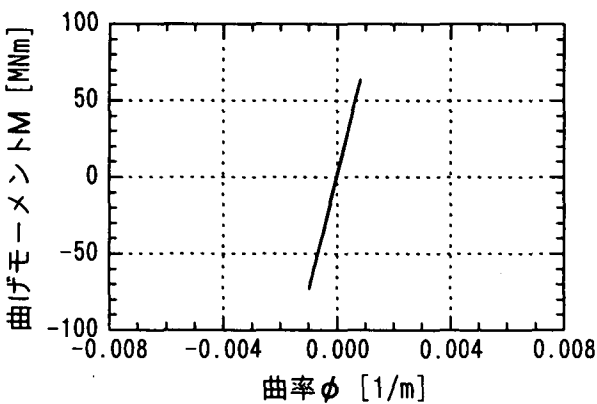
(n) 天端のP δ履歴 (PC-17)



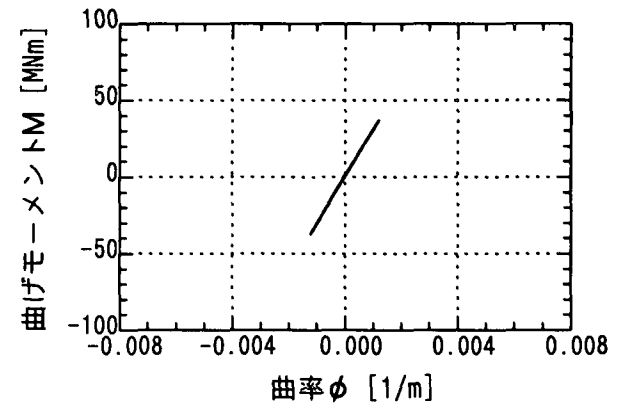
(k) 断面変化部のM φ履歴 (PC-16)



(o) 断面変化部のM φ履歴 (PC-17)



(l) 基部のM φ履歴 (PC-16)



(p) 基部のM φ履歴 (PC-17)

図-4.4.14 道路橋示方書の方法による解析結果 (橋軸直角, PC-16, 17)

#### 4.5 全体系と単柱の応答比較

時刻歴応答解析を実施する際に、橋梁の全体系モデルを用いるか単柱モデルを用いるかによってどの程度の違いがあるかを検証するために、モデル橋1において両者の比較計算を実施した。入力地震波はII-III-1、基礎は道路橋示方書準拠の線形ばね、解析プログラムはTADP IIIである。単柱の上部工質量は、水平震度1Gを全体系に作用させたときに橋脚天端に生じるせん断力を重力加速度で除したものとした(表-4.5.1)。橋軸直角方向については端橋脚が支持する隣接径間の死荷重も考慮した値を用いている。

表-4.5.2に全体系と単柱の1次の固有振動数と減衰定数を示す。単柱の固有振動数は最大値と最小値の比が1.5未満であるので、このモデル橋は道路橋示方書による設計では単柱を設計振動単位とすることが許される範囲であることがわかる。単柱の減衰については、全橋脚の計算を一回のジョブで実行するために、レーリー減衰を指定する振動数を橋軸方向1.0055, 1.0065Hz, 橋軸直角方向0.9349, 1.0261Hzとした。このため、モード減衰定数が5%と若干異なる橋脚も含まれるが、計算結果にはほとんど影響しない範囲と考えられる。

表-4.5.1 各橋脚における上部構造の質量分担

		PC-14	PC-15	PC-16	PC-17	計
隣接径間 を無視	橋軸	0.0	606.4	726.6	0.0	1333.0
	橋軸直角	176.3	494.0	479.2	183.5	1333.0
隣接径間 を考慮	橋軸	0.0	606.3	726.7	0.0	1333.0
	橋軸直角	291.3	542.1	518.8	303.3	1655.5

表-4.5.2 固有振動数と減衰定数

		橋軸方向		橋軸直角方向	
		振動数 [Hz]	減衰定数	振動数 [Hz]	減衰定数
全体系		0.976	0.0500	0.852	0.0500
単 柱	PC-14	—	—	0.743	0.0519
	PC-15	1.005	0.0500	0.935	0.0500
	PC-16	1.007	0.0500	1.026	0.0500
	PC-17	—	—	0.990	0.0499

図-4.5.1, 4.5.2に橋軸方向(PC-15, 16), 図-4.5.3~4.5.6に橋軸直角方向(PC-14, 15, 16, 17)の解析結果を示す。各図では左半分が全体系, 右半分が単柱の結果となっており, 上から各橋脚における天端変位, 天端P $\delta$ 履歴, 断面変化部M $\phi$ 履歴, 基部M $\phi$ 履歴が並ぶ。

全体系と単柱の応答を比較すると, 橋脚天端の変位については, 橋軸, 橋軸直角を問わず, すべての橋脚で全体系と単柱は類似の時刻歴応答波形を示す。橋軸直角方向のPC-14で波形の位相がやや異なるのは単柱モデルの固有周期が比較的長いことによると考えられる。橋脚天端のP $\delta$ 履歴, 断面変化部と基部のM $\phi$ 履歴曲線については, 除荷のタイミングなど細部には違いが見られるものの, 主要

動で定まる最外周のループの大きさ（応答塑性率）にはほぼ同等である。総じてこのモデル橋では全体系と単柱の応答の間に大きな違いは認められない。

表-4.5.3~4.5.5 に、全体系と単柱との間で変位と曲率の最大応答値を比較した結果を示す。両者の定量的な違いは、変位が橋軸方向で最大 5%，橋軸直角方向で最大 14%，応答塑性率が橋軸方向で最大 6%，橋軸直角方向で最大 13%であった。橋軸直角方向の全体系解析において地震波と橋脚天端の変位を比較した結果を図-4.5.7に示す。同図から、橋軸直角方向でも全体系と単柱との間で大差がない理由のひとつとして、この地震波では主要動の継続時間が短いため、固有振動が励起される前に変形が最大値に達してしまうことが考えられる。

表-4.5.3 全体系の最大応答値

		変位				曲率			
		正の最大値 [m]	時刻 [sec]	負の最大値 [1/m]	時刻 [sec]	正の最大値 [1/m]	時刻 [sec]	負の最大値 [1/m]	時刻 [sec]
橋軸	PC-15	0.326	7.77	-0.338	7.02	4.52E-03	7.79	-4.54E-03	7.04
	PC-16	0.323	7.77	-0.334	7.02	5.40E-03	7.79	-5.50E-03	7.04
橋軸直	PC-14	0.475	7.83	-0.395	7.07	4.70E-03	7.83	-3.75E-03	7.08
	PC-15	0.373	7.80	-0.334	7.04	4.42E-03	7.82	-3.86E-03	7.06
角	PC-16	0.256	7.72	-0.266	7.00	4.04E-03	7.75	-4.11E-03	7.03
	PC-17	0.247	7.56	-0.261	6.97	5.24E-03	7.59	-5.48E-03	7.01

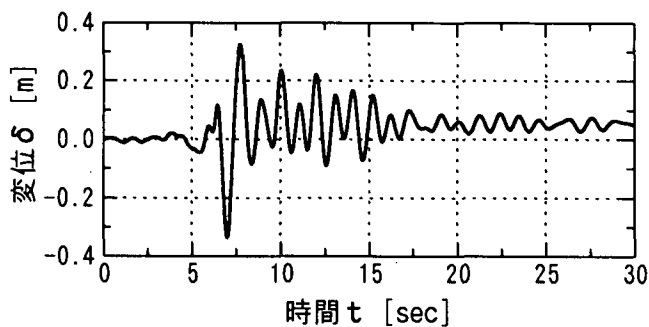
表-4.5.4 単柱の最大応答値

		変位				曲率			
		正の最大値 [m]	時刻 [sec]	負の最大値 [1/m]	時刻 [sec]	正の最大値 [1/m]	時刻 [sec]	負の最大値 [1/m]	時刻 [sec]
橋軸	PC-15	0.293	7.79	-0.351	7.03	4.14E-03	7.81	-4.61E-03	7.05
	PC-16	0.311	7.70	-0.318	7.00	5.16E-03	7.73	-5.17E-03	7.02
橋軸直	PC-14	0.518	7.86	-0.418	7.08	4.97E-03	7.86	-3.93E-03	7.09
	PC-15	0.289	7.80	-0.322	7.04	3.63E-03	7.82	-3.83E-03	7.06
角	PC-16	0.268	7.57	-0.246	6.97	4.13E-03	7.59	-3.73E-03	7.00
	PC-17	0.275	7.74	-0.291	7.01	6.12E-03	7.78	-6.22E-03	7.04

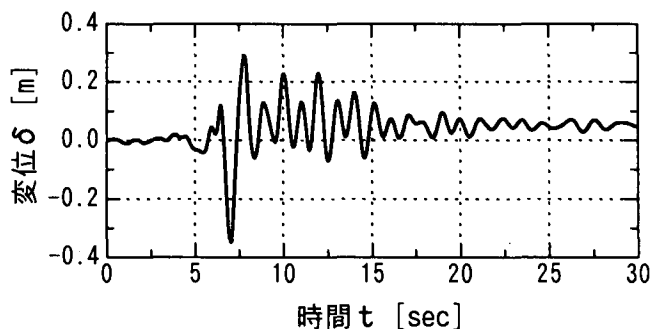
表-4.5.5 全体系と単柱の最大応答値の比較

		最大変位 [m]			最大応答塑性率		
		全体系 D1	単柱 D2	D2/D1	全体系 $\mu 1$	単柱 $\mu 2$	$\mu 2/\mu 1$
橋軸	PC-15	-0.338	-0.351	1.04	-6.40	-6.50	1.02
	PC-16	-0.334	-0.318	0.95	-5.14	-4.83	0.94
橋軸直	PC-14	0.475	0.518	1.09	3.59	3.80	1.06
	PC-15	0.373	-0.322	-0.86	6.23	-5.40	-0.87
角	PC-16	-0.266	0.268	-1.01	-3.84	3.87	-1.01
	PC-17	-0.261	-0.291	1.12	-6.64	-7.53	1.13

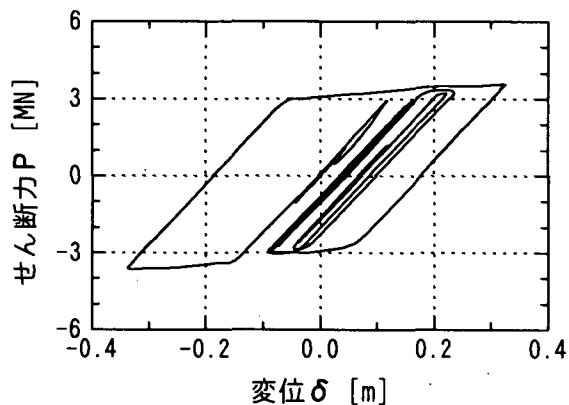
注1) 応答塑性率はM $\phi$ 要素の曲率についてのもの



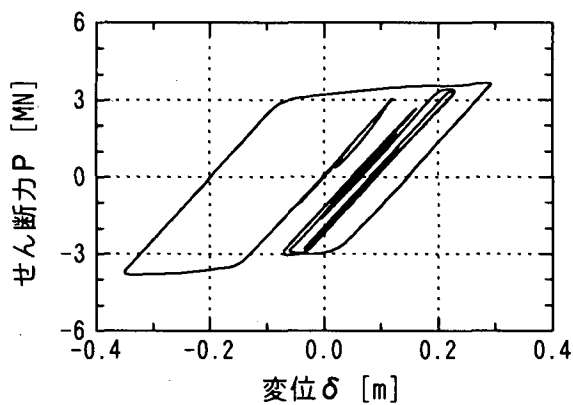
(a) 天端の橋軸方向変位 (全体系)



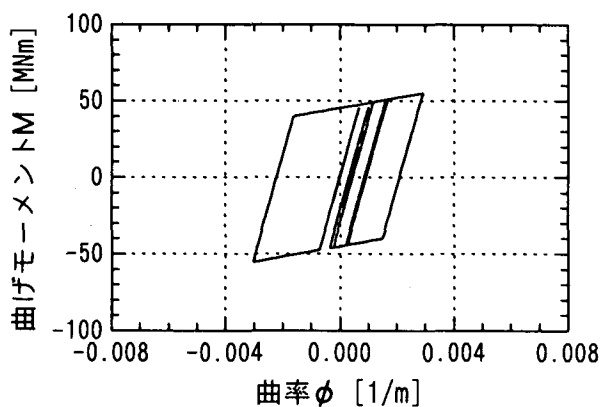
(e) 天端の橋軸方向変位 (単柱)



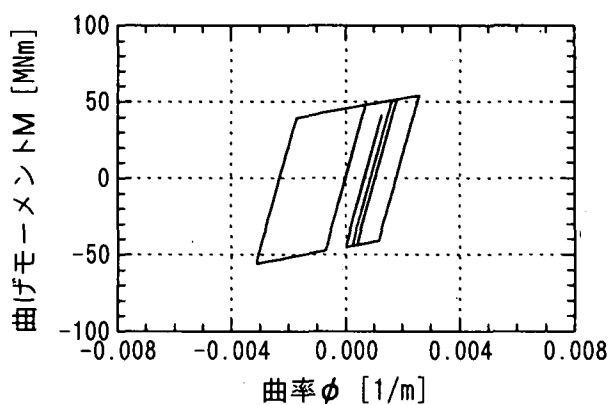
(b) 天端のP δ履歴 (全体系)



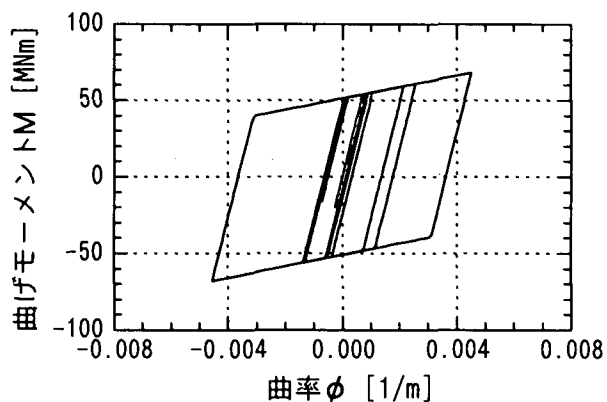
(f) 天端のP δ履歴 (単柱)



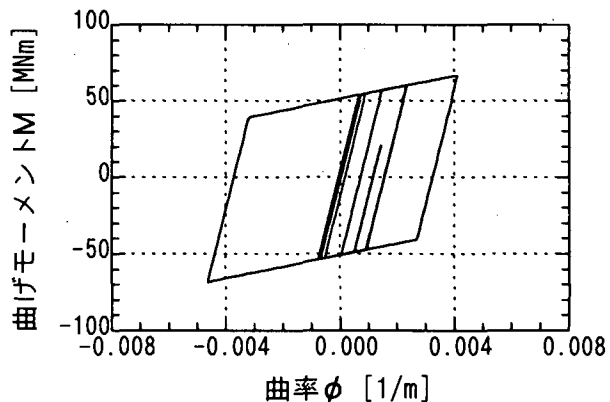
(c) 断面変化部のM φ履歴 (全体系)



(g) 断面変化部のM φ履歴 (単柱)

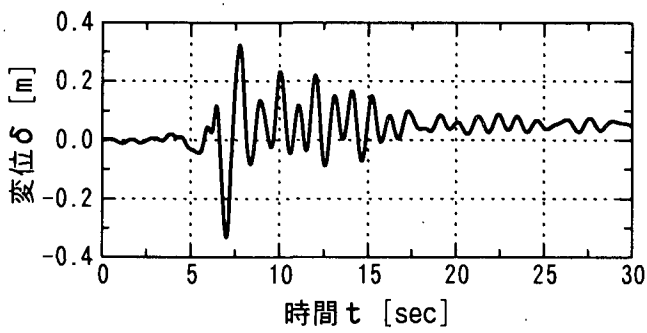


(d) 基部のM φ履歴 (全体系)

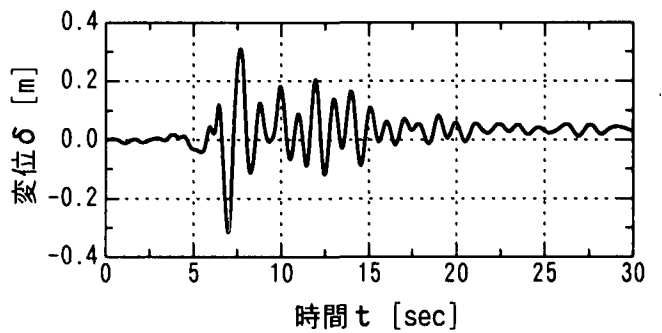


(h) 基部のM φ履歴 (単柱)

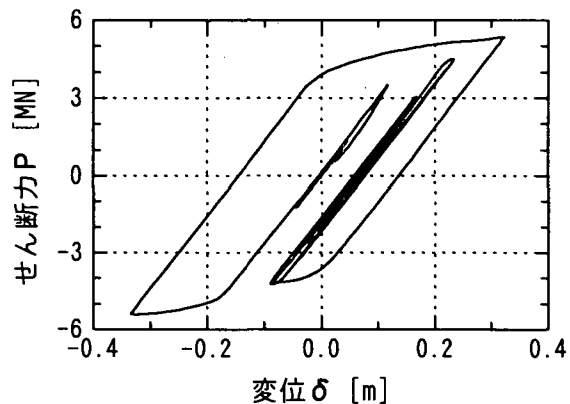
図-4.5.1 全体系と単柱との応答比較 (橋軸方向, PC-15)



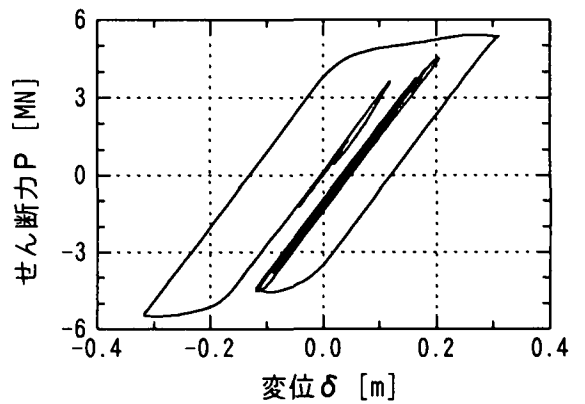
(a) 天端の橋軸方向変位 (全体系)



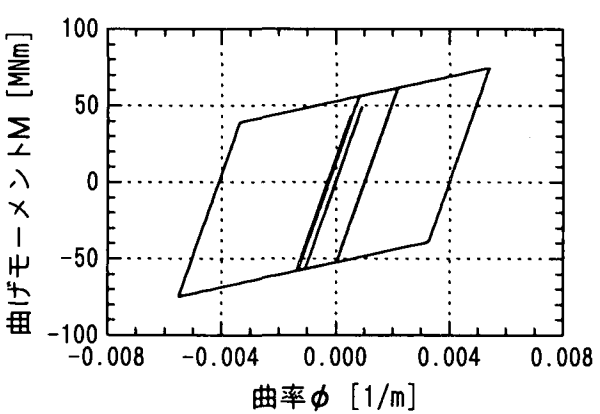
(e) 天端の橋軸方向変位 (単柱)



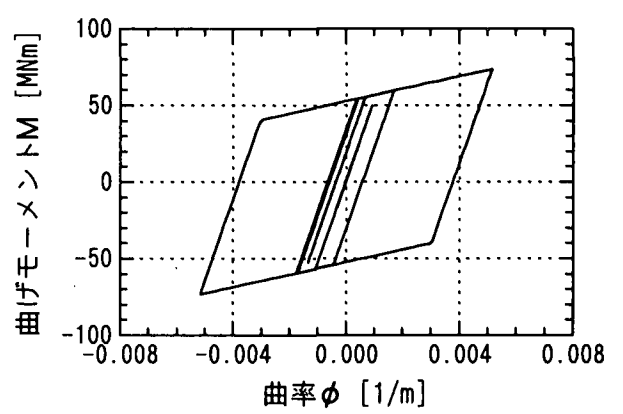
(b) 天端のP δ履歴 (全体系)



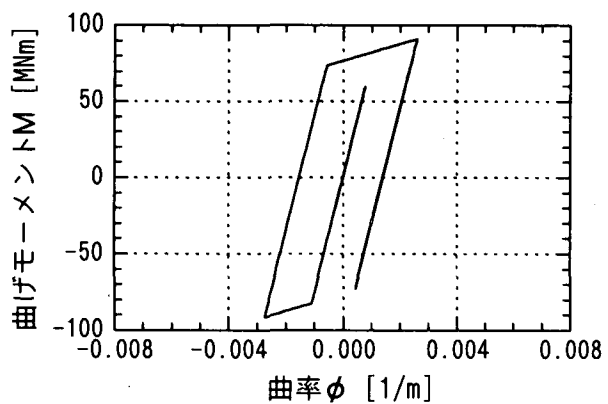
(f) 天端のP δ履歴 (単柱)



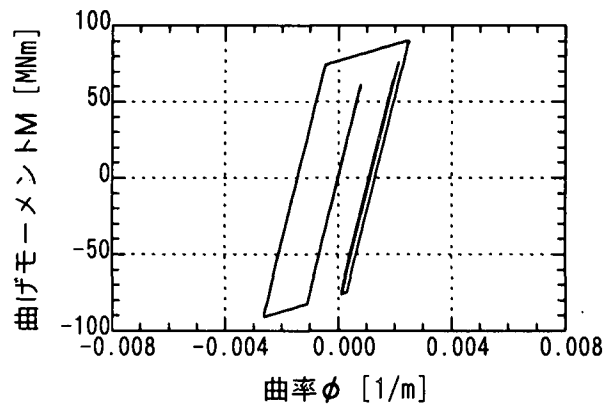
(c) 断面変化部のM φ履歴 (全体系)



(g) 断面変化部のM φ履歴 (単柱)

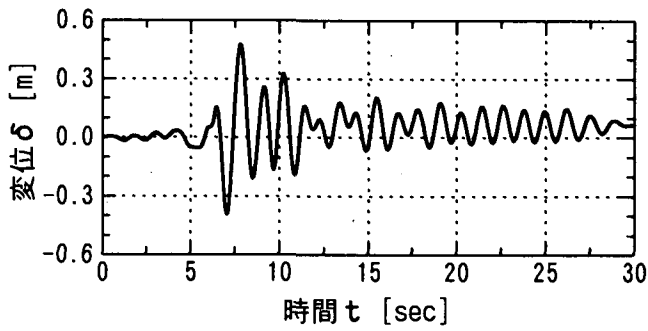


(d) 基部のM φ履歴 (全体系)

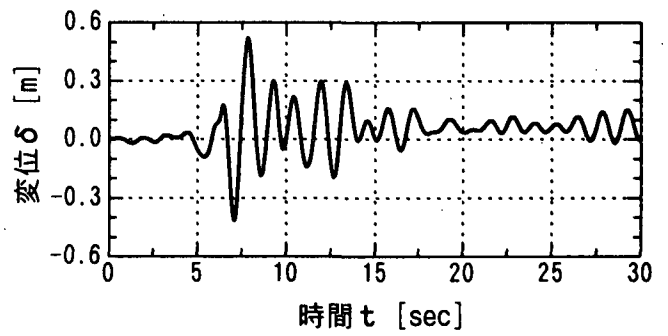


(h) 基部のM φ履歴 (単柱)

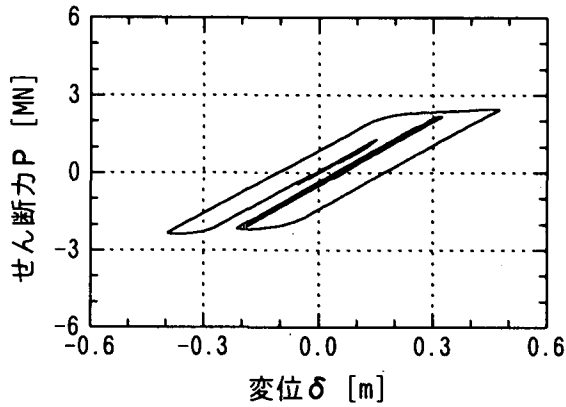
図-4.5.2 全体系と単柱との応答比較 (橋軸方向, PC-16)



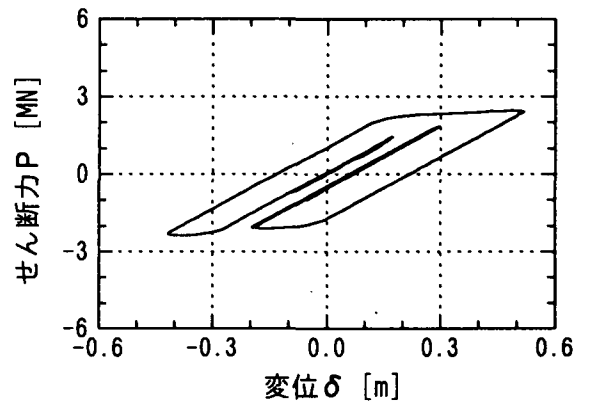
(a) 天端の橋軸方向変位 (全体系)



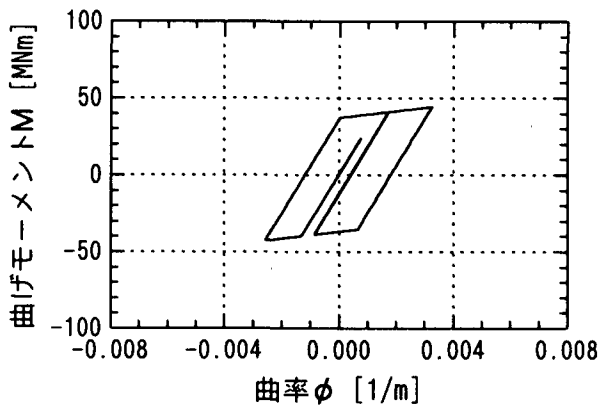
(e) 天端の橋軸方向変位 (単柱)



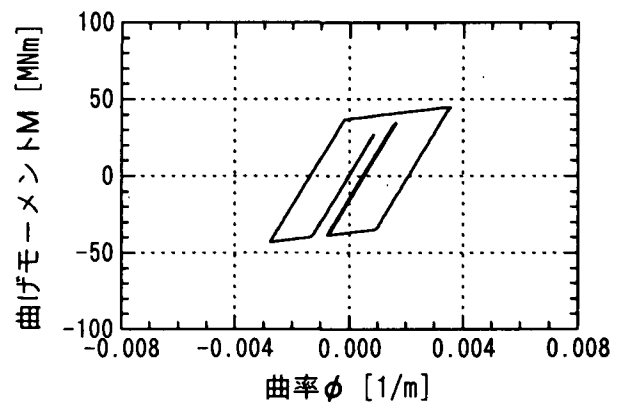
(b) 天端のP δ履歴 (全体系)



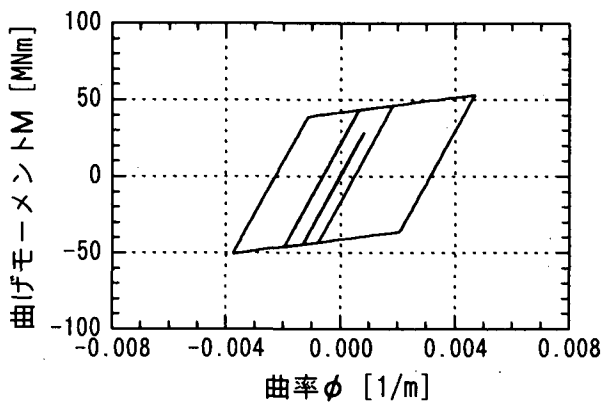
(f) 天端のP δ履歴 (単柱)



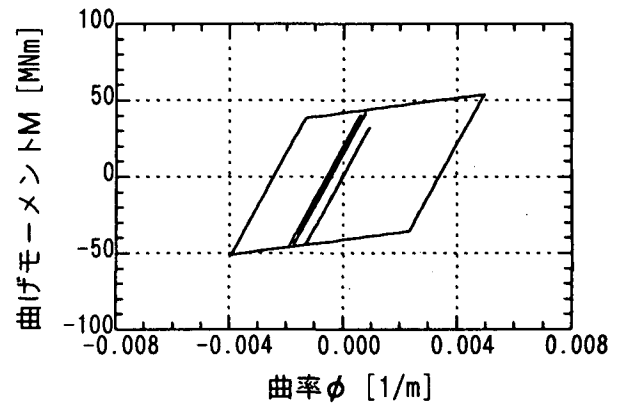
(c) 断面変化部のM φ履歴 (全体系)



(g) 断面変化部のM φ履歴 (単柱)

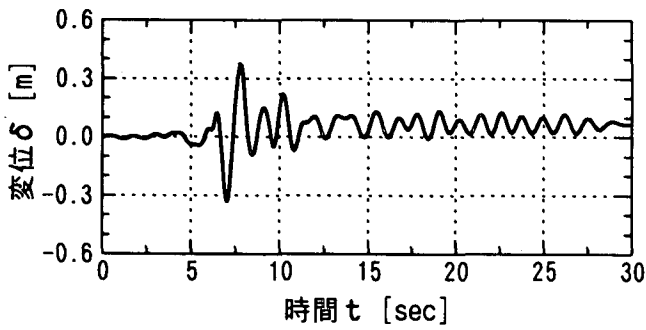


(d) 基部のM φ履歴 (全体系)

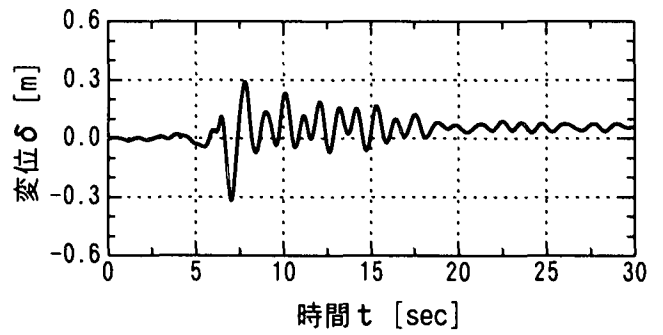


(h) 基部のM φ履歴 (単柱)

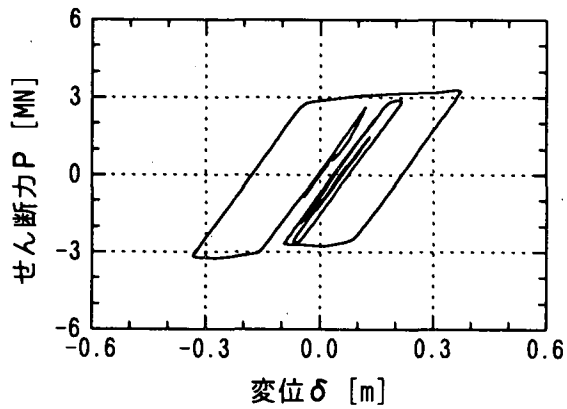
図-4.5.3 全体系と単柱との応答比較 (橋軸直角方向, PC-14)



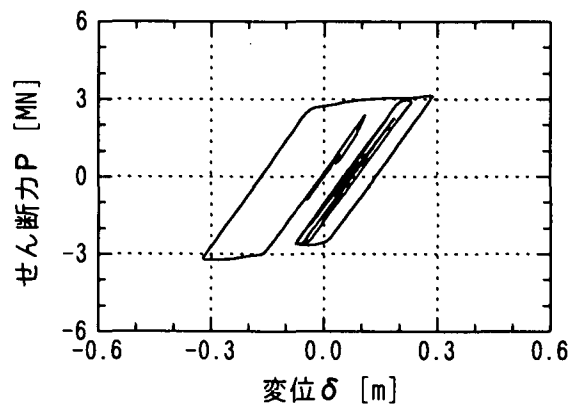
(a) 天端の橋軸方向変位 (全体系)



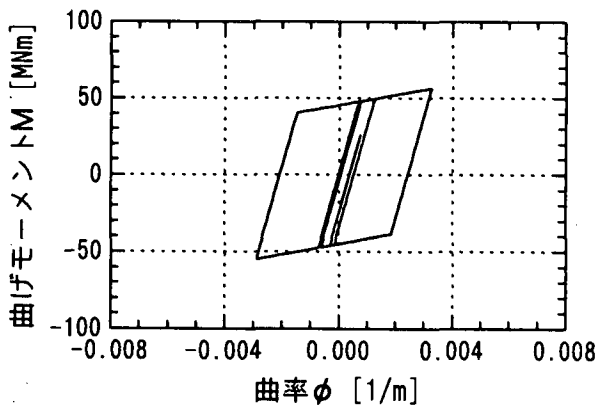
(e) 天端の橋軸方向変位 (単柱)



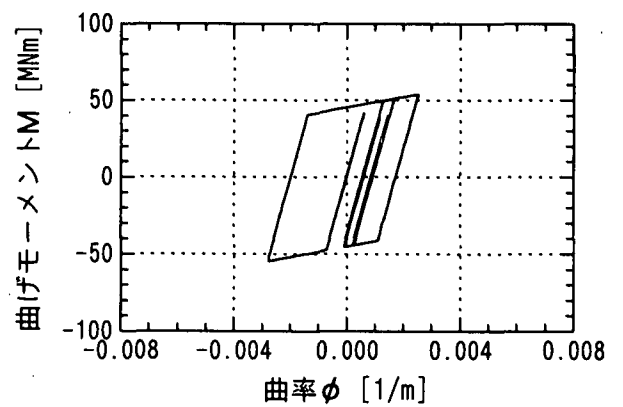
(b) 天端のP δ履歴 (全体系)



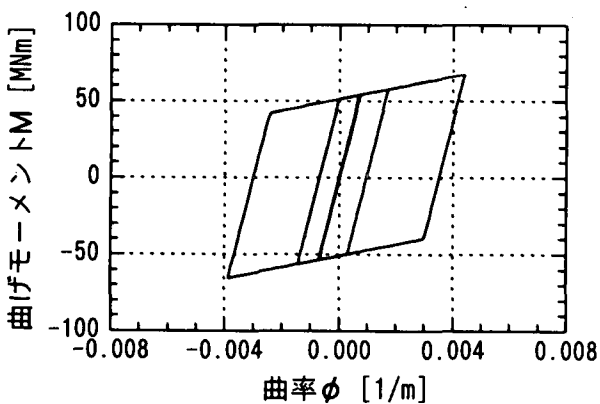
(f) 天端のP δ履歴 (単柱)



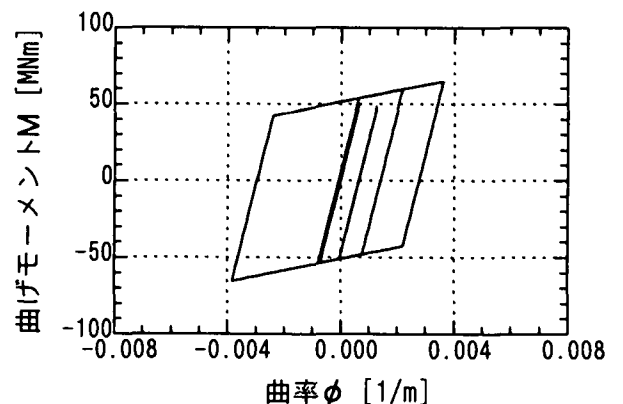
(c) 断面変化部のM φ履歴 (全体系)



(g) 断面変化部のM φ履歴 (単柱)



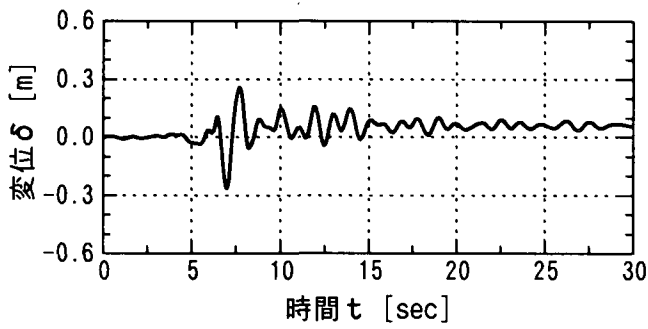
(d) 基部のM φ履歴 (全体系)



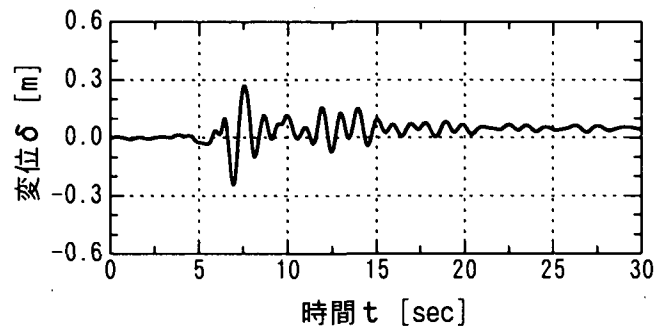
(h) 基部のM φ履歴 (単柱)

図-4.5.4 全体系と単柱との応答比較 (橋軸直角方向, PC-15)

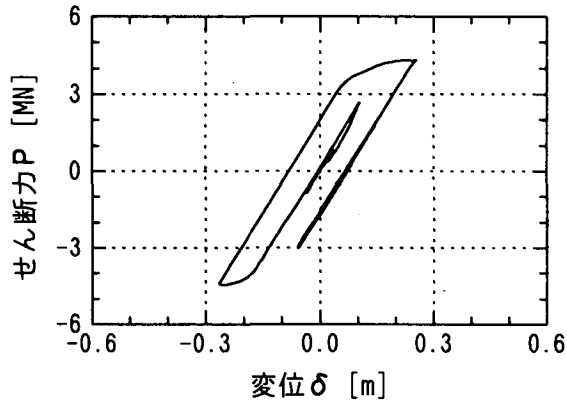




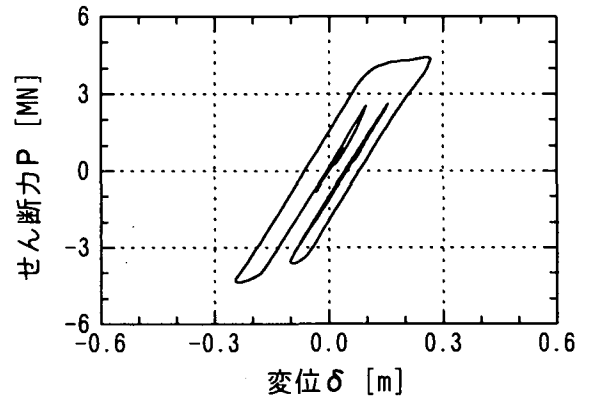
(a) 天端の橋軸方向変位 (全体系)



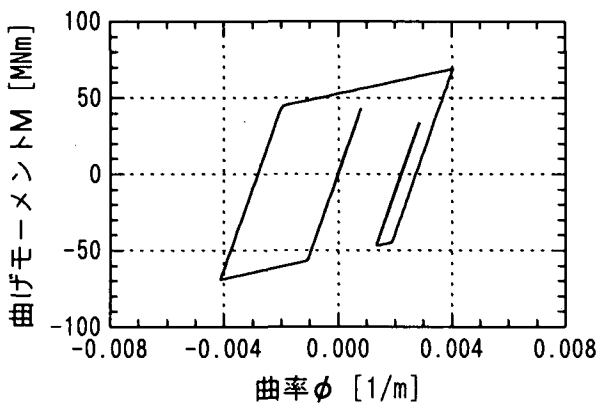
(e) 天端の橋軸方向変位 (単柱)



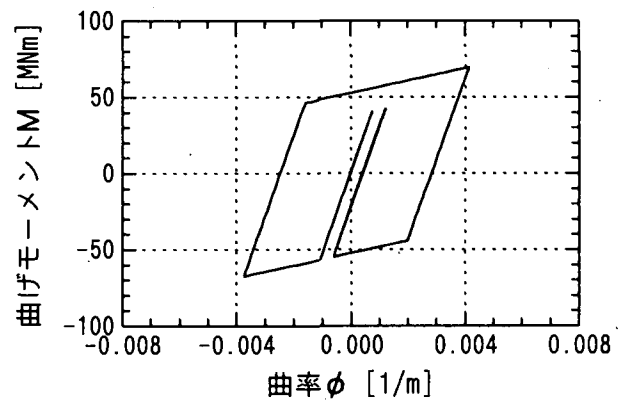
(b) 天端のP δ履歴 (全体系)



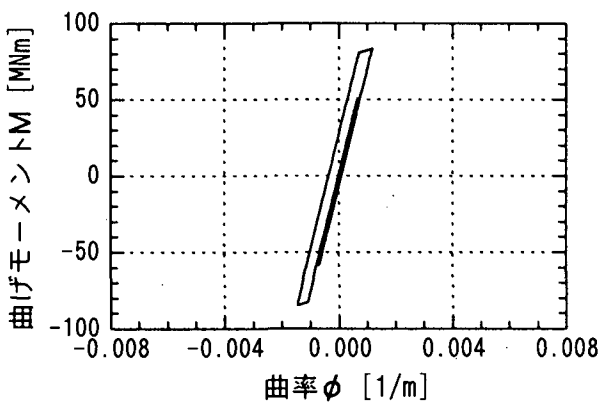
(f) 天端のP δ履歴 (単柱)



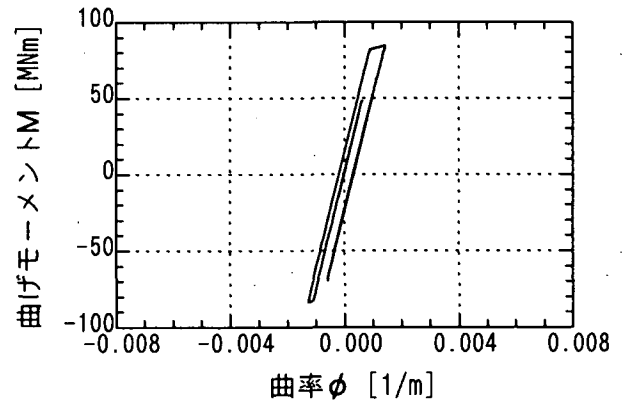
(c) 断面変化部のM φ履歴 (全体系)



(g) 断面変化部のM φ履歴 (単柱)

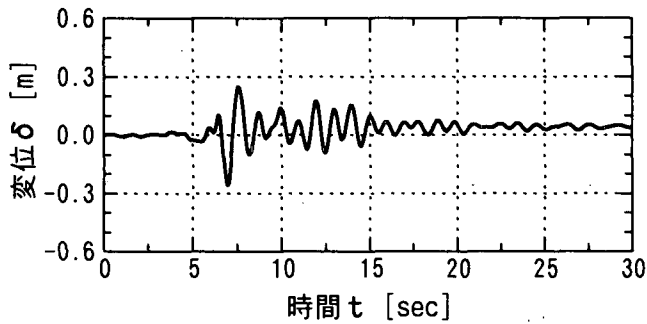


(d) 基部のM φ履歴 (全体系)

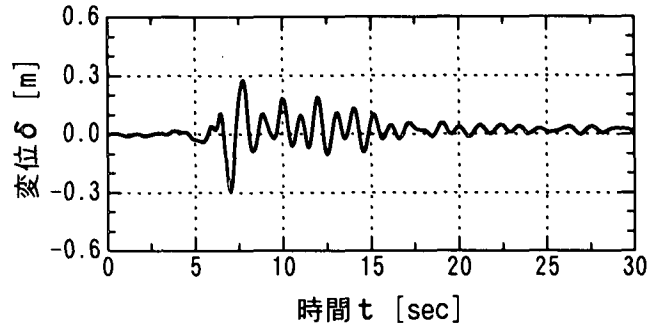


(h) 基部のM φ履歴 (単柱)

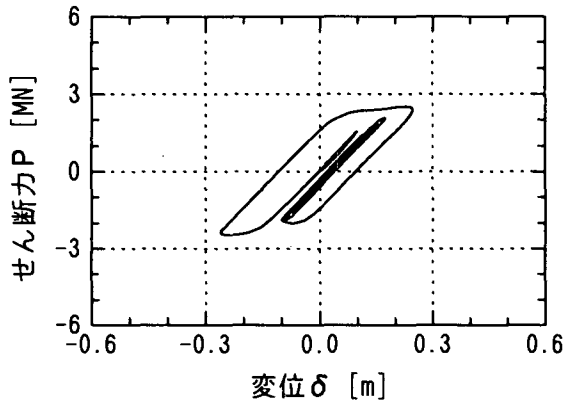
図-4.5.5 全体系と単柱との応答比較 (橋軸直角方向, PC-16)



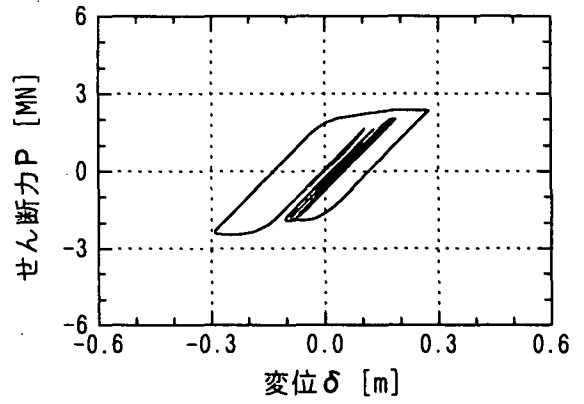
(a) 天端の橋軸方向変位 (全体系)



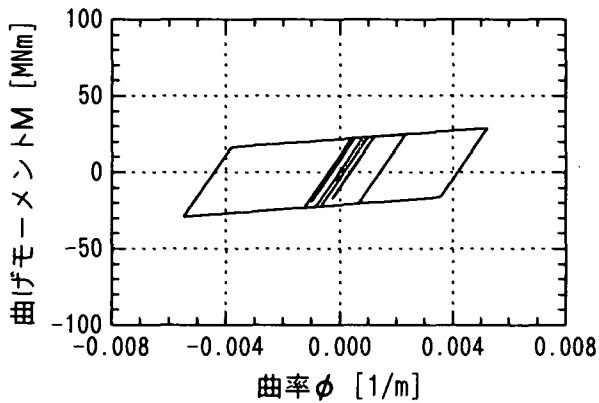
(e) 天端の橋軸方向変位 (単柱)



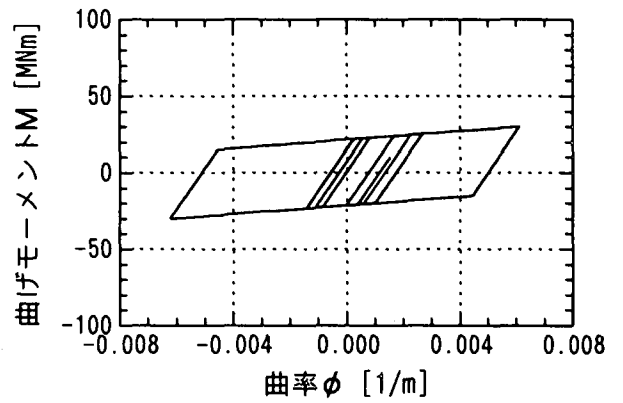
(b) 天端のPδ履歴 (全体系)



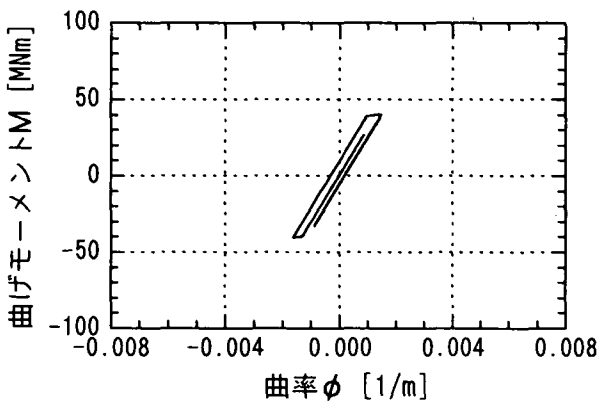
(f) 天端のPδ履歴 (単柱)



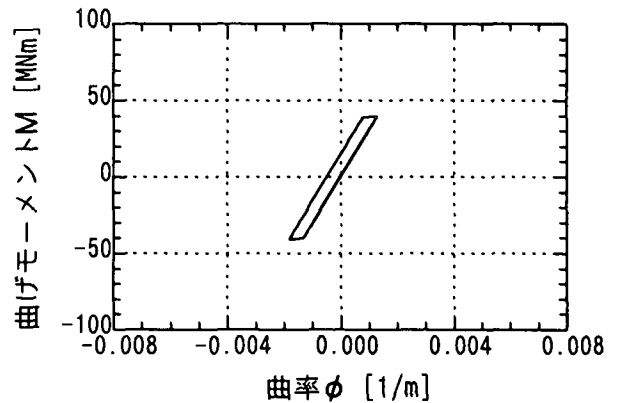
(c) 断面変化部のMφ履歴 (全体系)



(g) 断面変化部のMφ履歴 (単柱)



(d) 基部のMφ履歴 (全体系)



(h) 基部のMφ履歴 (単柱)

図-4.5.6 全体系と単柱との応答比較 (橋軸直角方向, PC-17)

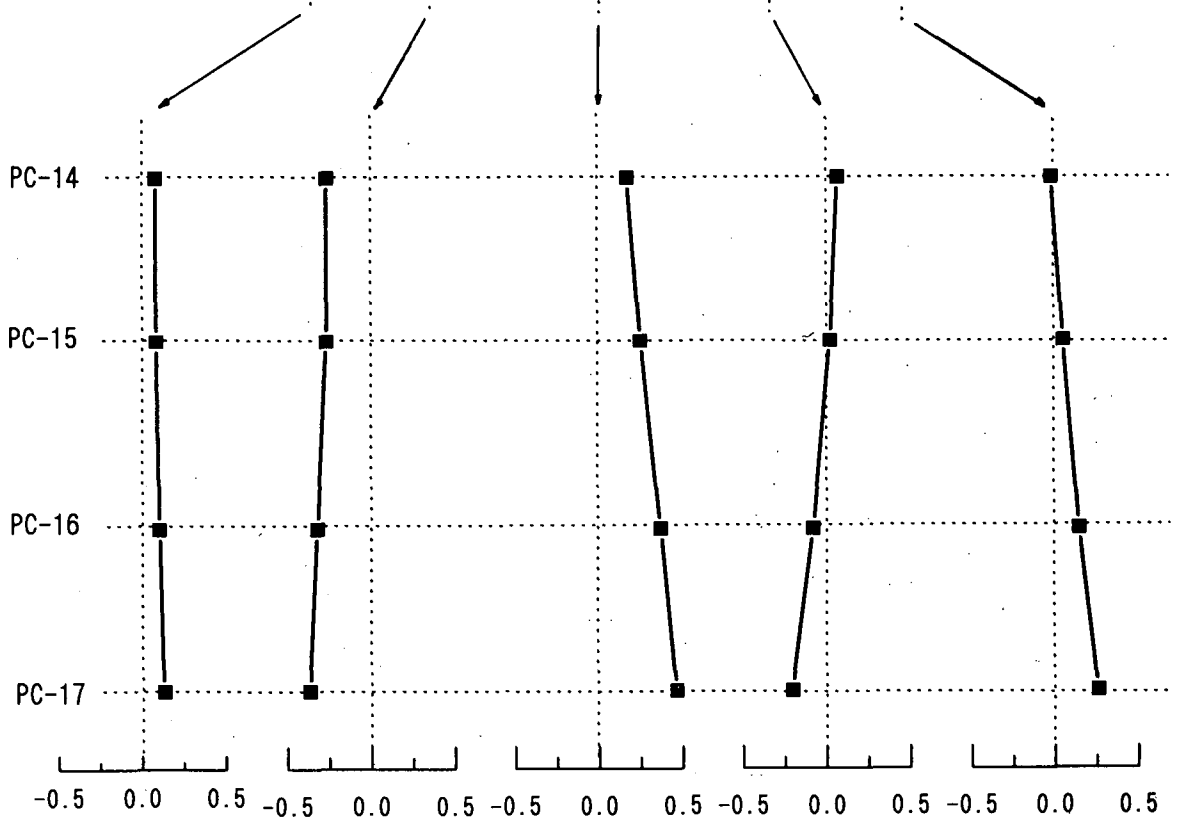
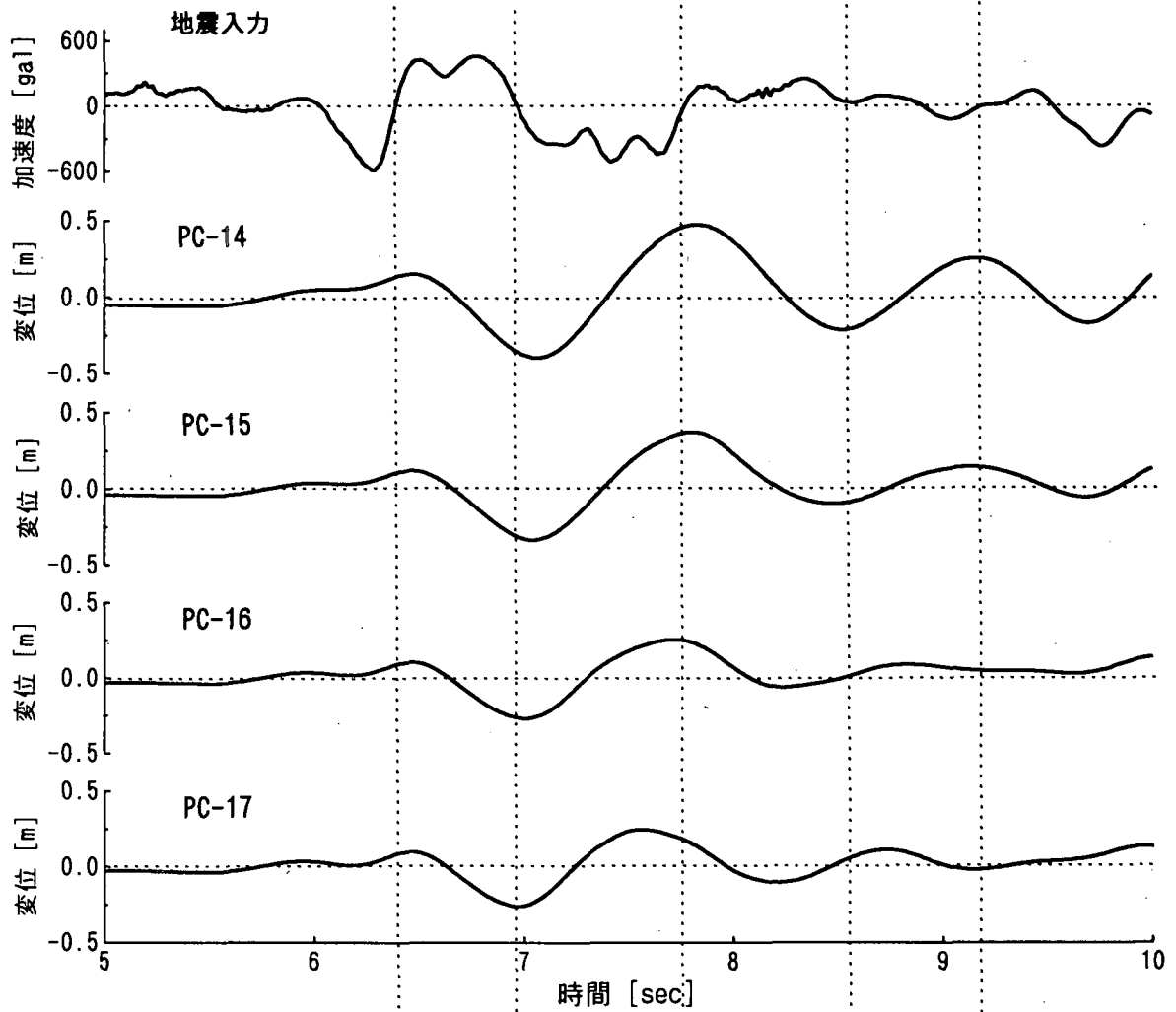


図-4.5.7 入力地震波と橋脚間の変形の位相関係

#### 4.6 ファイバーモデルの適用範囲に関する検討

ファイバーモデルは、実務設計においてもなじみ深いはり理論を用いたモデル化であり、材料非線形性を比較的簡単に取り扱えるという利点がある。しかし、はり理論に基づくため局部座屈等が発生する様な状態では厳密には成立しないモデル化である。そのため、その適用範囲を明確にすることは重要と考える。この節ではシェルモデルによる解析結果とファイバーモデルによる結果を比較し、ファイバーモデルの適用範囲を検討する。

##### 解析モデル

4.2節のモデルを用いてシェルモデルによる解析結果とファイバーモデルによる結果の比較を行った。シェルモデルのメッシュ分割を図-4.6.1に示す。対称性から半橋のみを要素分割しており、しかも、橋軸方向のみの地震入力を考えているので、PC-14, 17のモデル化は省略し、支点上で境界条件のみを与えている。図はスペースの関係でPC-17側の上部工部分がカットされているが、実際にはPC-14と同様なモデル化が行われている。鋼製橋脚の基部から約2/3の高さまではシェル要素で分割し、上部構造も含めたその他の部分のはり要素でモデル化している。

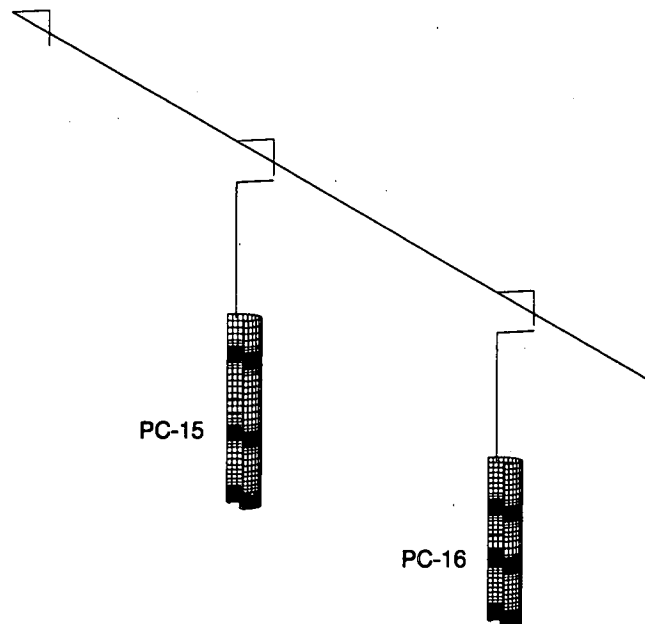


図 - 4.6.1 シェルモデル

その他、解析条件は以下の通りである。

- 減衰 : 0
- 基礎のモデル化 : 橋脚下端を完全固定
- 鋼材の構成則 : 移動硬化則 (単軸の応力-ひずみ関係は図-4.6.2 参照)
- 入力地震波 : 橋軸方向入力, Type 2-3-1
- 使用ソフトウェア  
シェルモデル: ABAQUS,                      ファイバーモデル: DIANA

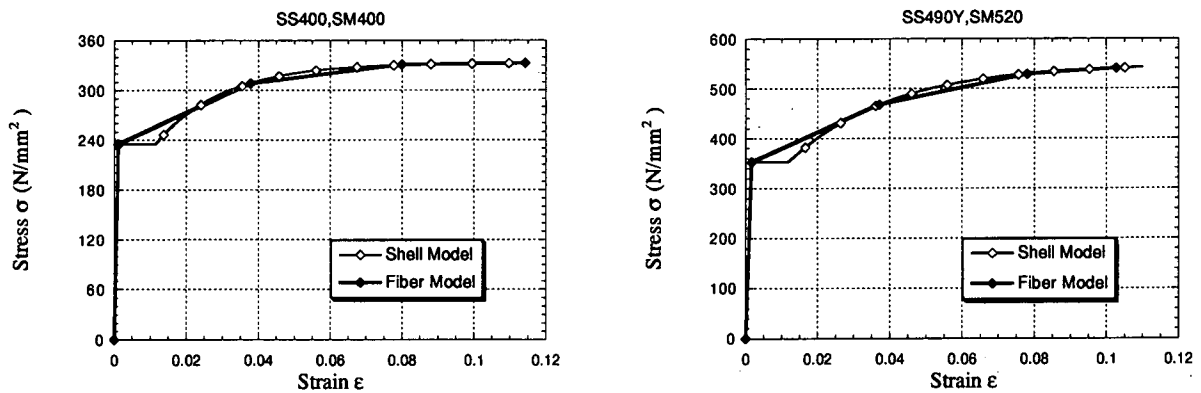


図 - 4.6.2 解析に用いた応力-ひずみ関係

シェルモデルとファイバーモデルの解析条件は、ほぼ同じであるが、図-4.6.2に示すように、単軸時の応力-ひずみ関係が若干異なる。シェルモデルによる解析では、降伏棚も含めて宇佐美の提案する応力-ひずみ関係のモデルをほぼ忠実に再現にした応力-ひずみ関係を用いたが、ファイバーモデルによる解析では、解析プログラムの制限から、降伏棚の部分は無視した様な応力-ひずみ関係を用いている。

#### ファイバーモデルとシェルモデルの解析結果の比較

PC-15 橋脚天端位置での応答変位の比較を図-4.6.3に、最大変位および残留変位をまとめた結果を表-4.6.1に示す。シェルモデルの結果を基準とすれば、最大変位で9%、残留変位で31%の差異となっている。解析法の違いによって残留変位の方が差が大きくなるのは他の解析結果と同様である。ファイバーモデルの場合、最大応答変位は塑性率で2.62 ( $\delta_y = 12.2 \text{ cm}$ )であり、残留変位は橋脚高さの1/298である。

最大応答変位に関しては10%以内の差であり、シェルモデルでの解析の労力を考えると、実務的にはファイバーモデルで解析を行いたい領域である。一方、残留変位に関しては、通常、橋脚高さの1/300程度の残留変位までが小規模な損傷でそれ以上が中規模の損傷をと区分されるが[宇佐美,2000]、今回の解析からは、この程度の残留変位に関しては解析モデルのよって残留変位の予測値が大きく異なることが場合があることが示された。

表 - 4.6.1 シェルモデルとファイバーモデルの比較

	最大変位 [m]	最大変位 塑性率	残留変位 [m]	残留変位の 橋脚高さの比
シェルモデル	0.351	2.88	0.047	1/385
ファイバーモデル	0.320	2.62	0.062	1/298

次に、シェルモデルの変形図を図-4.6.4に示す。この図から分かるようにPC-15, 16共、最基部から次の断面への変化位置において局部座屈が発生している。したがって、厳密にはファイバーモデルが適用できない領域での挙動である。さらにPC-15についてファイバーモデルでの損傷の程度を計る指標として応力-ひずみ履歴を図-4.6.5に示す。同図において図(a)がシェルモデルにおいて局部座屈が発生した断面変化位置近傍の積分点における結果であり、図(b)が橋脚基部の結果である。シェル解析では下から第2断面への断面変化位置で局部座屈が生じているが、シェル

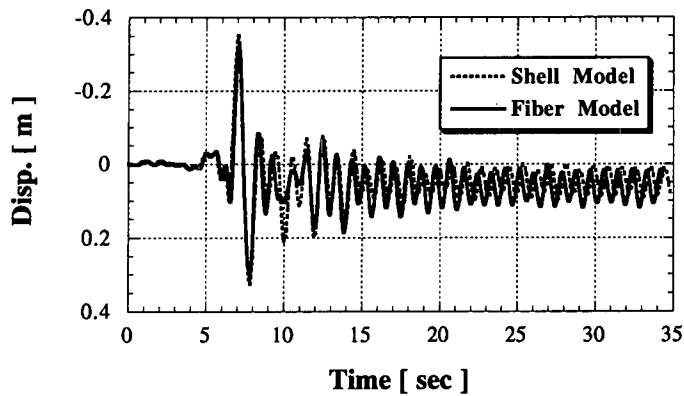


図 - 4.6.3 解析結果の比較

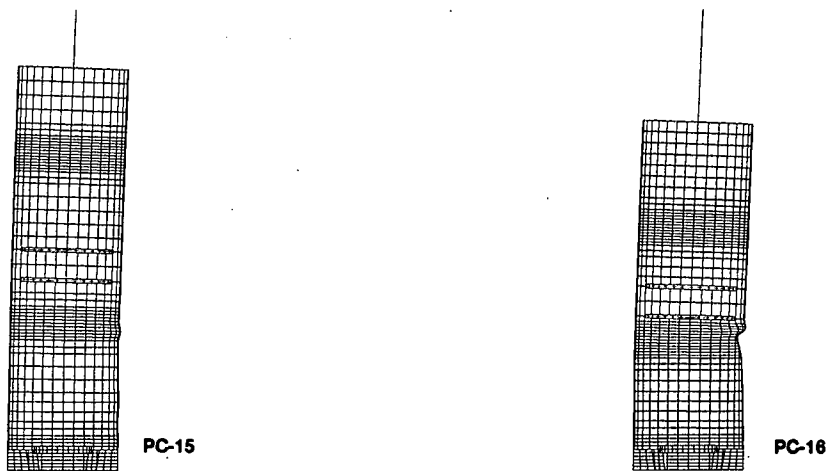


図 - 4.6.4 変形図 (シェルモデル解析結果)

モデルの最大ひずみは橋脚基部で生じており、モデルによって損傷の分布が異なって予測されている。また、このことが残留変位の差になって現れているものと考えられる。すなわち、ファイバーモデルでは基部において塑性ひずみが生じているために脚天端での残留変位が大きく、シェルモデルでは中間部で局部座屈が生じているため残留変位が小さくなったものとする。数値解析によって残留変位を正確に予測するためには、部材に明確な強度差を付け塑性変形をさせる部位を明確にした設計が必要かもしれない。なおファイバーモデルにおいて、最大ひずみは1.5%に達し、現実の材料では降伏棚から硬化域へ若干入ったあたりと考えられる。

#### 静的繰り返し載荷解析による適用範囲の検討

一本柱の静的繰り返し載荷解析でファイバーモデルとシェルモデルを比較し、前節の時刻歴解析より得られた最大変位が繰り返し履歴曲線のどこに位置するか検討する。なお、ここでのシェルモデルの構成関係としては3曲面モデル [後藤芳顕,1998] を用いている。

図-4.6.6に静的繰り返し載荷時の水平変位-水平反力を比較した結果を示す。この図より、ファイバーモデルの最大応答変位2.6 m程度までは、静的繰り返し載荷時のシェルモデルによる結果

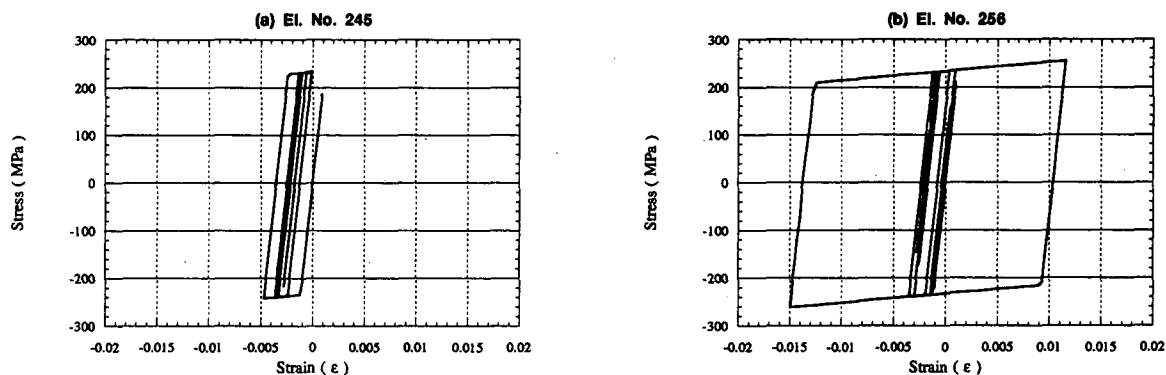


図 - 4.6.5 応力-ひずみ関係 PC-15: (a) 最基部から 2 番目の断面 [t=32mm, SM400], (b) 最基部の断面 [t=36 mm, SM400] (ファイバーモデル解析結果)

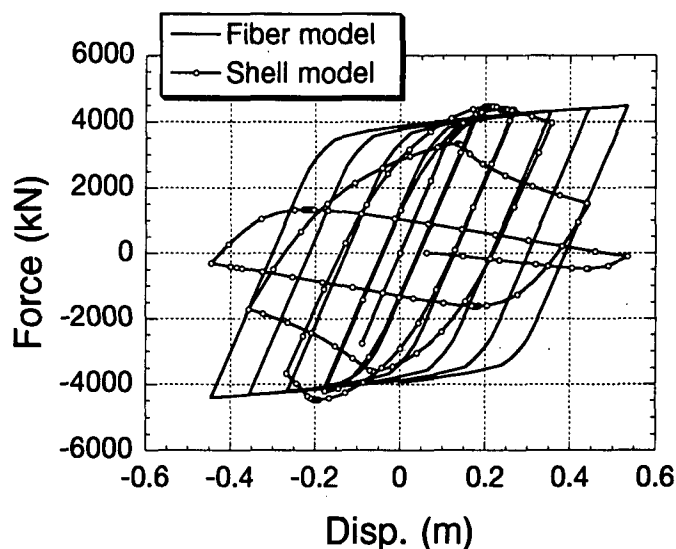


図 - 4.6.6 静的繰り返し 載荷時の水平変位-水平反力の比較

とファイバーモデルによる結果には大きな差が無いことが分かる。このことが動的応答解析においても比較的両者の結果が一致していた理由と考えられる。

さらに、シェルモデルの静的繰り返し解析の結果から、水平変位-水平反力の履歴曲線の包絡線を作成し、この上に動的応答解析の最大変位時の塑性率をプロットした結果を図-4.6.7に示す。同図において  $\mu_{95}$  は最大水平力の 95% 時の塑性率を表し、終局状態の定義として一般に用いられる塑性率である。したがって、ファイバモデル動的応答解析よりほぼ終局時と判断される最大応答変位が生じていることになる。逆に言えば、今回の解析モデルでは、 $\mu_{95}$  程度までの最大応答変位であればファイバーモデルによって最大応答変位は約 10% 以内の誤差で予測可能であることを示している。しかし、ファイバーモデルでは  $\mu_{95}$  を予測することが不可能であるため、今後の課題としては  $\mu_{95}$  をシェルモデルを用いた静的な繰り返し解析を行わなくとも比較的簡便な方法で推定する方法の開発が望まれる。

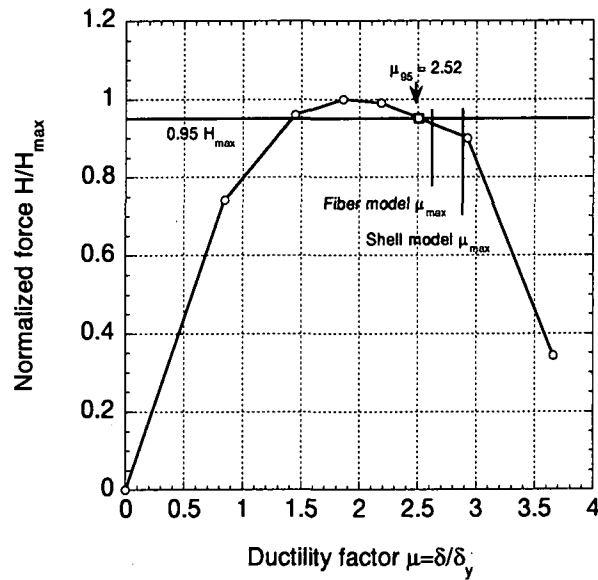


図 - 4.6.7 静的繰り返し荷重時の水平変位-水平反力履歴曲線の包絡線と時刻歴応答解析より得られたの最大塑性率の関係

参考文献

[宇佐美勉, 2000] 宇佐美勉：鋼橋の耐震・免震設計法の高度化と研究課題. 第4回土木鋼構造研究シンポジウム, 鋼材倶楽部, pp. 9-19, 2000.

[後藤芳顯, 1998] 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠：繰り返し荷重を下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則. 土木学会論文集, Vol. 591/I-43, pp. 189-206, 1998.