

PC斜張橋の非線形地震応答に及ぼす軸力変動の影響

Effect of Axial Force Fluctuation on Elasto-Plastic Earthquake Response
of A PC Cable-Stayed Bridge

大塚久哲*, 水取和幸**, 首藤政徳***, 麻生稔彦****, 有角明*****, 百田国広*****

Hisanori OTSUKA, Kazuyuki MIZUTORI, Masanori SHUTO, Toshihiko ASO, Akira ARIKADO and Kunihiro MOMOTA

- * 工博 九州大学大学院教授 工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)
- ** (株) 錢高組 技術本部技術研究所 主席研究員 (〒163-1011 東京都新宿区西新宿3-7-1)
- *** (株) 錢高組 技術本部技術研究所 研究員 (〒163-1011 東京都新宿区西新宿3-7-1)
- **** 工博 山口大学助教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2557)
- ***** (株) 長大 福岡支店構造計画第二部 (〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-13-34)
- *****建設省九州地方建設局道路部 (〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 2-10-7)

A PC cable-stayed bridge with 292m span length constructed for highway bridge in 1993 and designed by Specification for Highway Bridges(1990 edition) are investigated to check the seismic safety demanded in new 1996 specification. Dynamic characteristics of structures are evaluated considering fluctuation of axial force and using three dimensional inelastic analytical model. Numerical results shows the necessity of the consideration of fluctuation of axial force and some members reach to the ductility ratio of 4. And seismic safety of structural members are clarified for seismic force determined in new specification.

Key Words: Cable-Stayed Bridge, elasto-plastic seismic analysis, axial force fluctuation

1. まえがき

解析対象とした南田原1号橋^{1),2),3)}は平成2年度版の道路橋示方書(耐震設計編)⁴⁾に準じて設計された中径間規模のPC斜張橋である。しかし、兵庫県南部地震(平成7年)後の平成8年度に制定された「道路橋示方書・V耐震設計編」⁵⁾では、本橋梁のように地震時の挙動が複雑である場合は非線形特性を考慮した地震応答解析により耐震性を検討することが必要であるとされ、これまでにPC斜張橋の非線形動的解析⁶⁾も行われているが、その検討例は少ない。本報告は、入力地震動に震度法レベルと地震時保有水平耐力レベルを用い、既存PC斜張橋の耐震安全性を照査したもので、橋脚及び主塔に生じる軸力変動を考慮した弾塑性曲げ特性(M- Φ)を用いた非線形解析モデルにより、地震応答解析を行ない、軸力変動考慮の有無による地震応答性状の違いについて検討した。

2. 構造概要

対象橋梁の全体側面図と設計条件を図-1、表-1に示し主桁および主塔・橋脚の断面図を図-2に示す。図に示されているように本斜張橋は橋長292.1m(中央径間170m、側径間60m、スパン比2.8:1)の3径間連続PC斜張橋で主桁は桁高1.7mの2主箱桁形式である。中央径間側と側径間側の主桁の形状が異なっているのは、地形の制約条

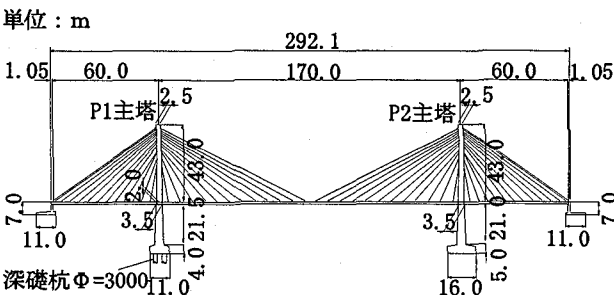


図-1 全体側面図

表-1 設計条件

橋 長	292.1m	桁 長	291.7m
道路規格	3種3級	橋 格	1等級
設計速度	50km/h		
形 式	3径間連続PC斜張橋		
支 間	60.0m+170.0m+60.0m		
有効幅員	1.25m+2×3.5m+0.75m+2.5m(歩道)		
横断勾配	車道:1.5% 歩道:2.0%		
縦断勾配	0.30%		
平面曲線	直橋 (R=∞)		

件から通常より側径間側が短く、カウンターウェイトをとらせているためである。また、主桁と主塔間は支承を設けないフローティング構造で、景観に配慮するために主塔は逆Y字形とし、橋脚は門形構造となっている。主塔高は

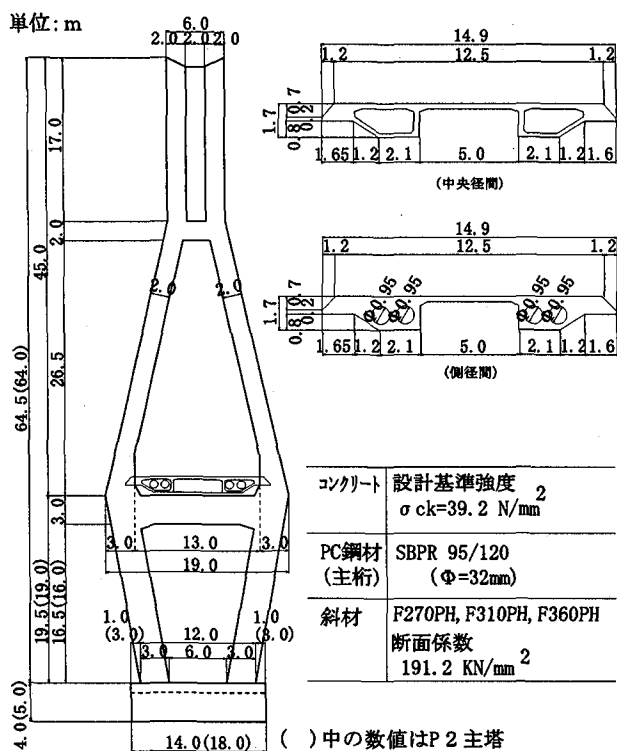


図-2 主塔・橋脚及び主桁断面図と使用材料

P-1主塔が64.5m、P-2主塔が64.0mである。基礎構造は、P-1主塔が杭径 $\Phi 3.0\text{m}$ の深礎杭形式、P-2主塔が直接基礎となっている。また、吊りケーブルの配置形式は、施工性ならびに景観を考慮してファン形が採用されている。

3. 解析モデル及び解析条件

解析モデルと拘束条件をまとめて図-2に示す。主桁は、橋軸方向に1本の梁に置き換え、主塔と橋脚は実形状の3次元立体モデル⁷⁾とした。拘束条件は主桁端部の上下方向及び橋軸直角方向成分、橋軸方向回転成分を拘束し、他の自由度はフリーとした。また、ここでは、上部構造の応答特性を把握するために基礎は剛と仮定し、橋脚基部は全自由度固定とし、吊り部材の端部はピン結合とした。また、構造系のうち、主桁中央部等は、引張り軸力を生じさせないようにプレストレスが導入され、吊り材には初期張力が導入されている。解析条件のうち入力地震動は平成8年の道路橋示方書（耐震設計編）に準じて、応答周波数特性を基準化するものとし、線形領域での解析は震度法レベル（地盤種別Ⅰ種）、非線形領域での解析は地震時保有水平耐力レベル（タイプⅡ、地盤種別Ⅰ種）の目標応答スペクトルを対象に、神戸海洋気象台観測波の位相による振幅調整した模擬地震動⁸⁾を作成した。作成した模擬地震動の最大加速度は震度法レベルで 107cm/sec^2 、地震時保有水平耐力レベルで 809cm/sec^2 であり、加速度応答スペクトルを図-4に、入力地震動波形を図-5、図-6に示す。地震応答解析は、微小

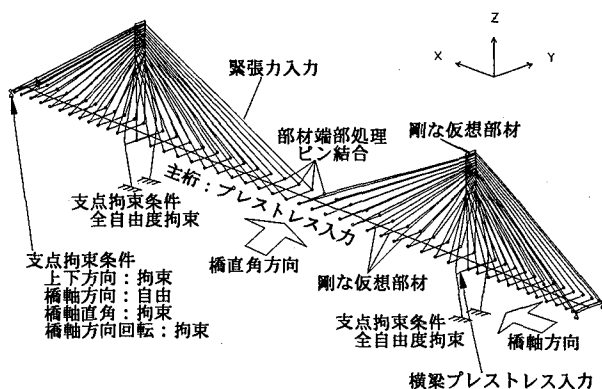


図-3 解析モデル及び拘束条件

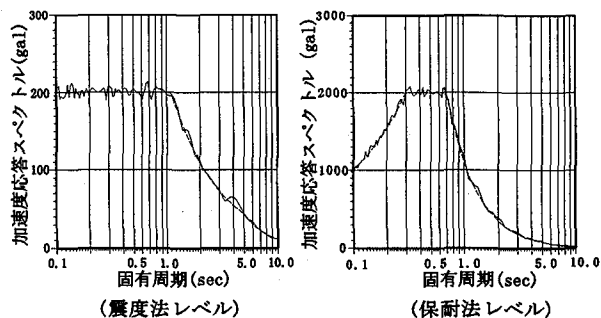


図-4 標準加速度応答スペクトル

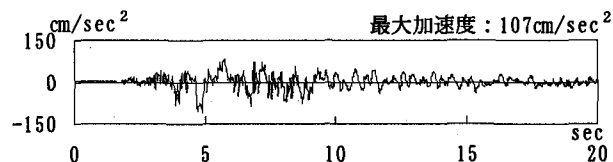


図-5 入力地震動波形(震度法レベル)

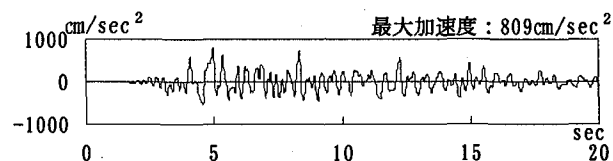


図-6 入力地震動波形(保耐法レベル)

変位理論による材料非線形解析を行ったもので、Newmarkの β 法($\beta=0.25$)をもちいて、時間間隔は $\Delta t=0.02$ 秒、継続時間 $T=20.0$ 秒として、橋軸方向及び橋軸直角方向の2方向にそれぞれ作用させた。なお、ここには示していないが、継続時間及び時間間隔は、それらをパラメータとした地震応答解析結果から最大値及び応答波形に差がないことを確認している。

4. 固有値解析

固有値解析結果のうち表-2に1次～10次モードの固有周期と主要3成分(T_x , T_y , T_z)の刺激係数を示す。また、主要モード図を図-7に示す。各方向成分の卓越周期は、橋軸方向で約3.87秒(1次モード)、橋軸直角方向で約2.70秒(2次モード)、上下方向で約1.15秒(3次モード)を示

表-2 固有値

次数	固有周期 (SEC)	刺激係数		
		(Tx)	(Ty)	(Tz)
1	3.8664	31.7500	0.0000	-0.0017
2	2.6952	0.0000	24.6700	0.0000
3	1.1461	-0.0096	0.0000	11.3100
4	0.8773	-6.6290	0.0000	-0.0388
5	0.7764	0.0000	-0.2526	0.0000
6	0.7046	0.0228	0.0000	15.8400
7	0.6620	0.0000	17.3900	0.0000
8	0.6602	-2.3830	0.0000	0.0671
9	0.6477	0.0000	12.4000	0.0000
10	0.5978	-0.0127	0.0000	18.9800

すが、4次モード以降の高次モードは固有周期が近接している。特に、上下方向は主桁の運動が現れる高次モードほど刺激係数が大きくなっている。また、5次、8次モードは表には示されていないが、桁のねじりモードである。

5. 初期断面力

初期応力状態は自重と主桁、主塔・橋脚(横梁)に導入された完成時のプレストレスを考慮して算定した。算定結果を表-3に、また出力位置を図-8に示す。軸力は主桁の側径間中央のEG2及び中央径間のEG3要素付近が大きく、中央径間の中央部付近のEG4要素は小さな値を示しているが、引張り軸力は生じていない。また、モーメントの値は、主桁及び主塔ともにMzが大きく支配的であり、主桁では側径間側のモーメントが最も大きくなっている。このとき、主塔部分には、Myも発生している。この解析により算出された応力・ひずみ状態を時刻歴応答解析の初期条件とし、構造系は完成形を初期状態として評価した。なお、部材の非線形特性M-Φは、この初期軸力を用いて作成した。

6. 線形地震応答特性

6.1 最大応答変位

橋軸・橋軸直角方向加震における最大応答変位及び加速度を表-4、表-5に示した。表から橋軸方向加震では、橋軸方向の変位が大きく、主桁で約28cmを示すとともに、主塔上部も約26cmを示しており、主桁の上下方向変位からも1次モード形が卓越して現れている。橋軸直角方向加震では、主塔頂部位置の橋軸直角方向変位が約2.1cmに対し、主桁中央部は約21.4cmと大きい。上下方向変位はほとんど生じていないことから、2次モード形が卓越することを示している。

6.2 最大応答断面力

橋軸・橋軸直角方向加震における部材応答最大値を表-6に示す。軸力の応答値は、主桁ではEG2部材、EG3部材付近に大きな軸力が表れているが、初期軸力との差は小さく変動量は小さい。しかし、橋軸直角方向加震

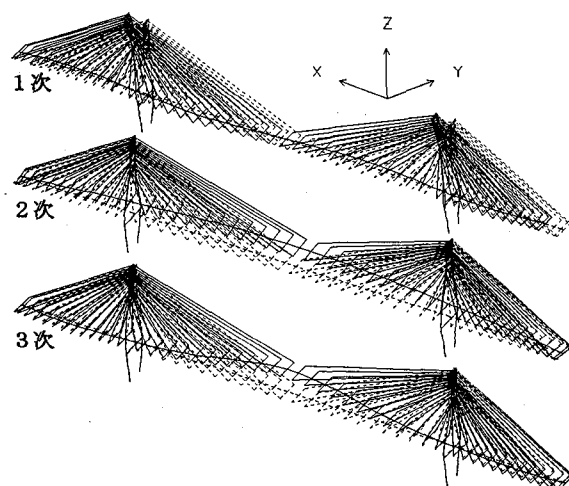


図-7 主要モード図

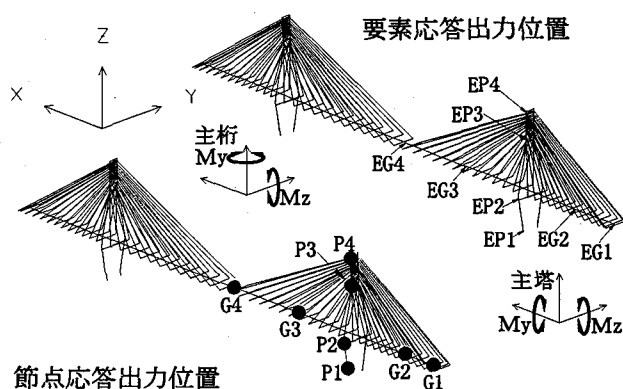


図-8 出力位置図

表-3 自重解析結果

要素	軸力(N)	モーメント(My)	モーメント(Mz)
	MN	MN・m	MN・m
EG1	11.1	0	0.3
EG2	31.9	0	22.6
EG3	34.8	0	0.2
EG4	21.5	0	16.6
EP1	35.7	0	11.6
EP2	25.9	2.9	5.8
EP3	17.7	1.8	4.8
EP4	0.7	0	0

表-4 節点応答最大値の比較(橋軸方向加震)

節点	応答変位(cm)			応答加速度(cm/sec ²)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
G1	28.0	0.0	1.3	77.1	0.0	11.7
G2	28.1	0.0	4.7	77.0	0.0	35.1
G3	28.1	0.0	7.1	77.0	0.0	51.3
G4	28.1	0.0	0.0	77.0	0.0	0.3
P1	0.1	0.0	0.0	107.1	0.0	0.0
P2	1.7	0.0	0.0	98.3	0.0	0.1
P3	16.2	0.0	0.0	78.7	0.0	0.5
P4	26.1	0.0	0.0	81.5	0.0	0.7

における主塔と橋脚の軸力は、初期軸力より約10%大きく、軸力の変動が示されている。応答最大曲げモーメントは、橋軸方向加震時では、主塔・橋脚及び主桁ともにMz成分が卓越しているが、主塔部はMyにも応答が発生している。また、橋軸直角方向加震の場合は、主桁はMy成分が支配的に現れるものの、主塔・橋脚及び主桁ともにMyとMzの両成分に生じている。これらのことから、本橋梁の応答を評価するためには、橋脚と主塔について軸力の変動を考慮した検討が必要と考えられる。

6.3 時刻歴応答波形

主塔頂部(P4点)の変位応答波形を図-9に、橋脚下端(EPI部材)の軸力波形を図-10に示す。橋軸方向加震時の橋軸方向変位は、1次固有周期(約3.9秒)が卓越し、最大応答変位は26cmを示すが、橋軸直角方向加震時の橋軸直角方向変位は2次固有周期(約2.7秒)、3次固有周期(約1.2秒)が卓越し、応答最大変位は2.1cmと小さい。しかし、主塔基部に相当するEP1部材の軸力は、橋軸方向加震時には、2つの主塔(P1、P2)は、主桁が斜材で吊られた構造のため軸力の変動はほとんど見られないが、橋軸直角方向加震時では、主塔と橋脚が2本の柱と桁下部横梁によって繋がれたラーメン構造のため、2本(前方と後方)の柱が交互に軸力を負担するため、軸力の変動が大きく生じている。

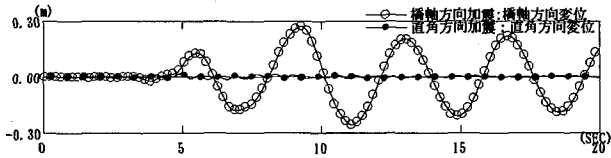


図-9 変位波形図(P4節点)

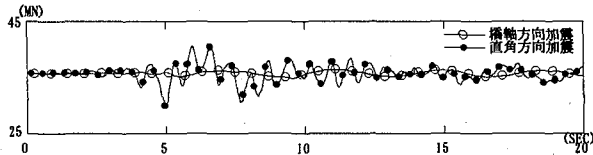


図-10 軸力波形図(EP1部材)

7. 非線形応答解析

同橋梁の解析モデル(図-11)を用いて、主桁と橋脚・主塔を非線形部材に置き換え、時刻歴応答解析を行った。図-11に示す橋脚・主塔の非線形特性は、断面1-1の橋脚部を手前側と奥側の実断面でそれぞれ評価し、主塔頂部(断面2-2)は断面の半分を手前側、奥側にそれぞれ配置させた。主桁については、図-12に示すように、側径間と中央径間の2断面を設定し、それぞれ1本の非線形梁に置き換え、主桁の横梁は剛な仮想梁に置き換えた。主塔の軸力は、自重解析により算定された部材の軸力を初期軸力とし、主桁は自重により発生する軸力と各部材のプレストレス力の合計値を初期軸力とした。

表-5 節点応答最大値の比較(橋軸直角方向加震)

節点	応答変位 (cm)			応答加速度 (cm/sec ²)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
G1	0.0	1.1	0.0	0.0	101.7	0.0
G2	0.0	5.4	0.0	0.0	77.2	0.0
G3	0.0	18.8	0.0	0.0	108.2	0.0
G4	0.0	21.4	0.0	0.0	128.6	0.0
P1	0.0	0.1	0.0	0.1	108.7	1.7
P2	0.1	0.8	0.2	1.7	120.3	16.4
P3	0.4	2.0	0.1	4.8	157.3	5.6
P4	0.4	2.1	0.1	5.6	164.5	4.9

表-6 部材応答最大値

要素	橋軸方向加震			橋軸直角方向加震		
	N (MN)	My (MN・m)	Mz (MN・m)	N (MN)	My (MN・m)	Mz (MN・m)
EG1	11.6	0	2.7	11.1	7.4	0.3
EG2	33.0	0	35.8	31.9	36.4	22.6
EG3	35.3	0	6.1	34.8	146.3	0.2
EG4	21.4	0	17.2	21.5	164.5	16.6
EP1	36.4	0.1	103.7	40.5	24.3	17.6
EP2	12.7	3.0	65.9	29.7	7.6	9.6
EP3	18.4	1.8	15.0	20.9	4.2	9.2
EP4	0.8	0	0	1.2	0.1	0.2

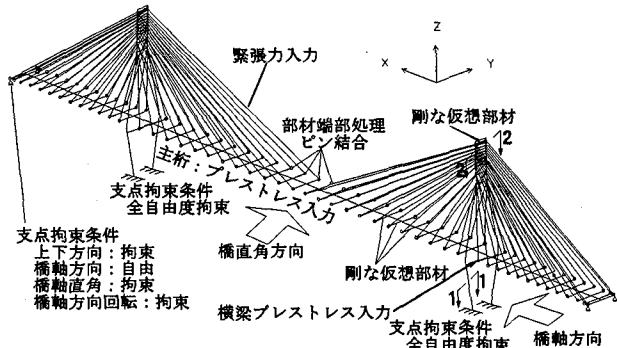


図-11 解析モデル図(非線形解析)

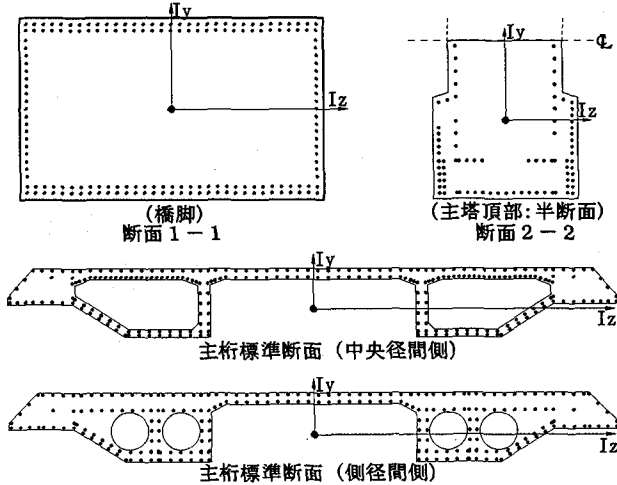


図-12 非線形部材の配筋図

7.1 非線形特性(M-Φ)の設定

部材の非線形特性は曲げモーメント(M)と曲率(Φ)で定義し、復元力特性を武田モデル(図-13)とした。ここでは、主桁の断面形状とP C鋼棒の配置位置などから生じる偏心については考慮していない。M-Φ関係は、平成8年の道路橋示方書(耐震設計編)に準じて算出したもので、主塔及び主桁のM-Φスケルトンを図-14に示す。また、本解析での非線形特性は加震方向により、支配的な断面力を生じる方向成分に設定した。

7.2 変動軸力(M-N) 特性の設定

軸力の変動に伴う非線形曲げ(M-Φ)特性をM-N相関曲線を用いて設定した。本検討では、弾性応答解析から主桁は応答軸力がほとんど変動しないため、軸力一定(初期軸力)の復元力特性(武田型モデル)⁹⁾とした。軸力変動を考慮した主塔・橋脚は、プログラムの機能上武田型モデルでは軸力変動を考慮できないため、武田型に類似した江戸型¹⁰⁾(図-15)を設定した。武田型モデルと江戸型モデルでは除荷剛性の評価が異なるが、係数αを武田型に-0.4、江戸型に-0.5とすることでほぼ同等な勾配と見なした。M-N相関は図-16に示したひび割れ面と降伏面を定義したもので、ひび割れモーメントは引張軸耐力と軸力ゼロの時のモーメント値で構成される範囲、降伏モーメントは初期応力解析の軸力値を中心として、圧縮軸耐力および引張軸耐力の間を2分した軸力値に対応するモーメント値で降伏曲面を設定した。橋脚下端(EP-1)部材のM-N相関曲線を図-17に示す。

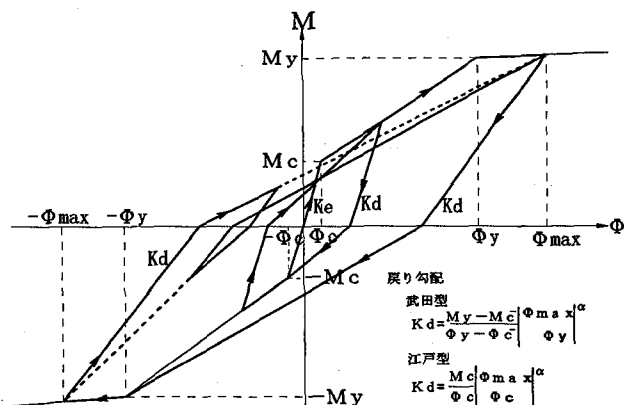


図-13 武田型・江戸型モデル

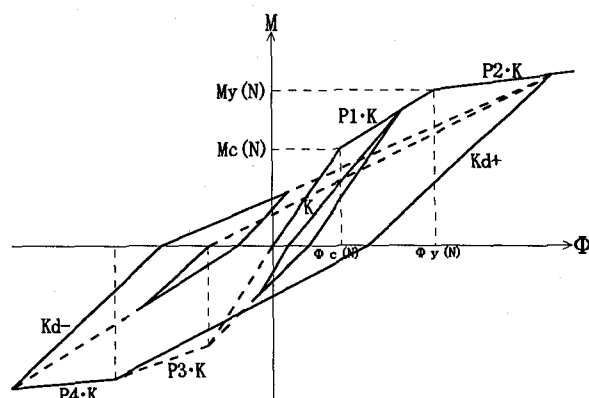
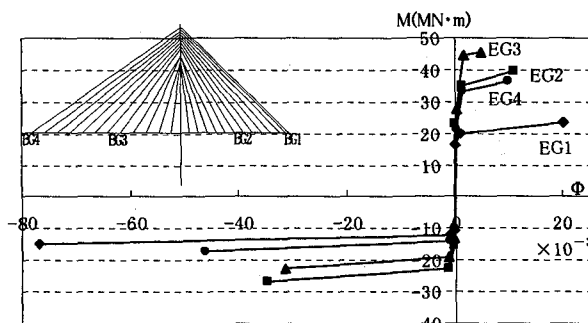
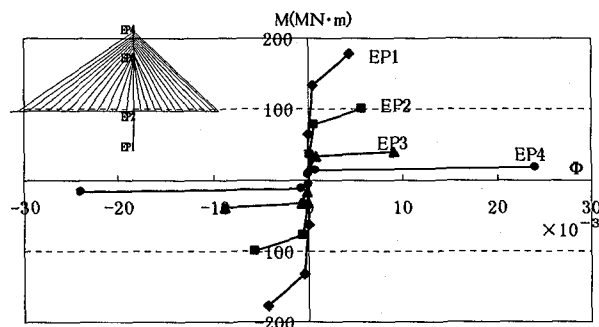


図-15 軸力変動モデル (江戸型)



(主桁部材)



(主塔部材)

図-14 M-Φスケルトン

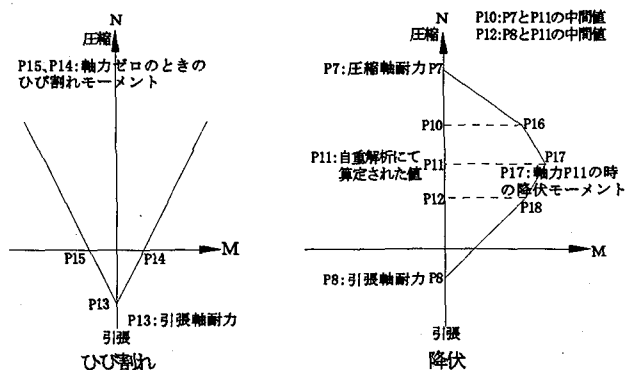


図-16 M-N相関の定義

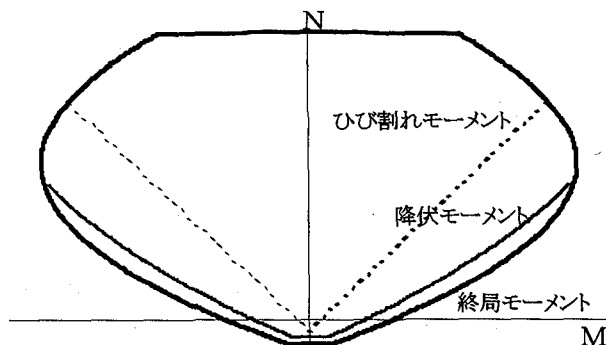


図-17 N-M相関関係(EP-1部材)

8. 非線形動的解析結果

8.1 検討内容

本橋梁における地震動の入力方向と部材の非線形曲げ特性および変動軸力の影響を比較検討するために表-7に示す解析を行った。以下では、初期算定軸力による非線形曲げ(M-Φ)特性による検討を”軸力一定モデル”と記し、非線形曲げ(M-Φ)特性が軸力により変動する検討を”変動軸力モデル”と記す。また、表示した節点及び要素の位置を図-18に示す。

表-7 検討内容

ケース	入力地震動 (作用方向)	部材の非線形特性		軸力相關
		M-Φ	M-N	
Case1	橋軸方向	My, Mz	—	軸力一定
Case2		My, Mz	My, Mz	変動軸力
Case3	橋軸直角	My, Mz	—	軸力一定
Case4		My, Mz	My, Mz	変動軸力

8.2 最大応答変位の比較

橋軸方向加震および橋軸直角方向加震の節点応答最大値を表-8、表-9に示す。橋軸方向加震時の橋軸方向変位(X)は軸力一定モデルで主桁が82cm程度、変動軸力モデルで主桁が83cm程度となっており、変動軸力モデルの方が大きな変位を生じている。このとき、主桁の上下方向変位(Z)は、G2、G4点で大きく、G3点ではほとんど変位を生じていない。すなわち、全体系の1次モードの応答が卓越している。主桁の上下方向変位の最大値はG4点で、軸力一定モデルでは19.4cm、変動軸力モデルでは19.6cmを示して、主塔頂部の橋軸方向変位は軸力一定モデルで83.0cm、変動軸力モデルで86.2cmを示している。すなわち、橋軸方向加震時の応答変位は変動軸力モデルの方が数%大きくなっている。橋軸直角方向加震時では、橋軸直角方向変位(Y)は軸力一定モデルおよび変動軸力モデルとも主桁の中央(G5)節点で大きな値を示し、軸力一定モデルでは99.3cm、変動軸力モデルでは99.6cmであり、また、主塔頂部の橋軸直角方向変位は、軸力一定モデルが20.4cmで、変動軸力モデルは20.9cmであり、その差は僅かである。一方、応答加速度値は、橋軸・橋軸直角方向加震ともに両モデルともほとんど同じ値を示しており、軸力変動により長周期化されることが知られる。

8.3 最大応答断面力の比較

橋軸方向加震及び橋軸直角方向加震時の最大応答断面力を表-10、表-11に示す。軸力の応答値は、軸力一定モデルの方が変動軸力モデルより若干大きめの値を示している。応答最大曲げモーメントのうち主桁は、橋軸方向加震では、軸力一定モデル、変動軸力モデルとも主桁のEG2部材に発生するM_zが最も大きな値を示している。

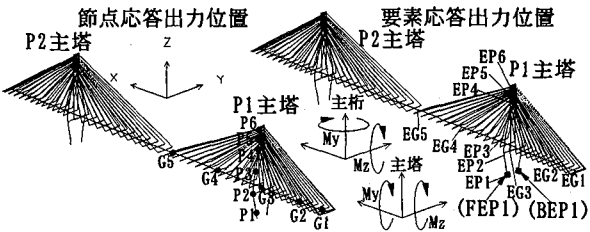


図-18 出力位置図

表-8 節点応答最大値の比較(橋軸方向加震)

節点	軸力一定						軸力変動					
	変位応答 (cm)			加速度応答 (cm/s ²)			変位応答 (cm)			加速度応答 (cm/s ²)		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
G1	81.90	0.00	3.76	111.0	0.00	96.1	83.1	0.00	3.76	111.0	0.00	96.3
G2	81.90	0.00	14.00	110.0	0.00	290.0	83.1	0.00	13.98	110.4	0.00	289.2
G3	81.90	0.00	0.59	109.0	0.00	20.9	83.1	0.00	0.59	110.0	0.00	20.4
G4	81.90	0.00	19.40	109.0	0.00	392.0	83.1	0.00	19.63	109.2	0.00	390.7
G5	81.90	0.00	2.25	108.0	0.00	52.4	83.1	0.00	2.21	109.2	0.00	51.4
P1	0.27	0.00	0.00	807.0	0.07	0.12	0.28	0.00	0.00	808.8	0.08	0.12
P2	6.15	0.00	0.00	733.0	0.16	0.77	6.32	0.00	0.00	729.1	0.16	0.79
P3	22.60	0.01	0.02	613.0	1.32	1.72	23.07	0.01	0.02	609.4	1.38	1.78
P4	50.50	0.00	0.04	402.0	0.04	3.29	51.36	0.00	0.04	394.1	0.04	3.40
P5	66.80	0.31	0.05	229.0	0.00	3.80	67.81	0.00	0.04	225.6	0.00	3.92
P6	83.00	0.00	0.05	164.0	0.00	4.26	86.15	0.00	0.05	175.8	0.00	4.38

表-9 節点応答最大値の比較(橋軸直角方向加震)

節点	軸力一定						軸力変動					
	変位応答 (cm)			加速度応答 (cm/s ²)			変位応答 (cm)			加速度応答 (cm/s ²)		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
G1	0.00	4.14	0.00	0.13	752.0	0.14	0.00	4.16	0.00	0.29	752.3	0.46
G2	0.00	21.00	0.01	0.12	522.0	0.62	0.00	21.01	0.04	0.27	522.1	2.08
G3	0.00	50.90	0.03	0.09	353.0	1.27	0.00	51.04	0.07	0.20	357.8	3.65
G4	0.00	82.50	0.05	0.03	336.0	1.02	0.00	82.77	0.11	0.06	337.2	3.51
G5	0.00	99.30	0.07	0.00	496.0	0.61	0.00	99.59	0.15	0.01	497.0	2.32
P1	0.03	0.78	0.16	0.57	813.0	9.66	0.03	0.81	0.17	0.56	820.8	9.90
P2	0.56	8.96	1.74	10.90	785.0	108.00	0.56	9.24	1.79	10.82	797.4	104.60
P3	1.35	16.20	0.76	25.00	862.0	49.80	1.36	16.94	0.76	24.61	831.4	45.29
P4	1.54	20.00	0.45	26.10	1010.0	17.30	1.55	20.53	0.49	25.34	1011.1	17.31
P5	1.66	20.20	0.47	27.70	1060.0	17.30	1.67	20.72	0.51	26.66	1039.6	17.50
P6	1.71	20.40	0.48	28.00	1100.0	17.60	1.71	20.89	0.53	26.73	1070.1	17.77

表-10 部材応答最大値の比較(橋軸方向加震)

要素	軸力一定			軸力変動		
	軸力 N (MN)	曲げモーメント My (MN・m) Mz (MN・m)		軸力 N (MN)	曲げモーメント My (MN・m) Mz (MN・m)	
		My (MN・m)	Mz (MN・m)		My (MN・m)	Mz (MN・m)
EG1	13.2	0.0	2.9	13.0	0.0	2.9
EG2	36.1	0.0	28.8	34.5	0.0	28.8
EG3	36.4	0.0	12.0	35.7	0.0	12.0
EG4	37.6	0.0	16.0	36.8	0.0	16.2
EG5	22.5	0.0	17.6	22.0	0.0	17.5
EP1	38.1	0.8	115.7	37.3	0.5	117.0
EP2	29.4	20.0	62.4	27.9	19.4	63.0
EP3	27.6	0.6	39.4	27.0	0.6	40.0
EP4	20.0	4.0	18.7	19.6	3.6	19.2
EP5	10.0	0.0	11.6	9.8	0.0	11.7
EP6	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0

主塔のMzは軸力一定モデル及び変動軸力モデルともにEP1部材が大きく、軸力一定モデルで127(MN・m)、変動軸力モデルで126(MN・m)を示し、全体に変動軸力の影響が小さい。このとき、主桁のMyには、モーメントが生じていない。また、橋軸直角方向加震では主桁は軸力一定モデル及び変動軸力モデルともに、EG4部材に発生するMyが最も大きく、約218(MN・m)を示し、両モデルとも同様の分布を示す。しかし、主塔および橋脚では、Myは橋脚下端(EP1)部材で最も大きく、軸力一定モデルで134(MN・m)、変動軸力モデルで165(MN・m)を示し、全体に変動軸力モデルの方が大きい。このとき、Mzが主桁・橋脚にも同時に生じており主桁の上下モードが現れることが示されている。

8.4 時刻歴応答波形の比較

主塔頂部(P6)の応答変位波形を図-19、橋脚下端部材(EP1)の応答軸力波形を図-20に示す。応答変位は、橋軸方向加震では、軸力一定モデルと変動軸力モデルの応答は、ほぼ同じ応答を示すが、周期は約5秒に長周期化している。橋軸直角方向加震では、軸力一定モデルと変動軸力モデルともに、ほとんど同じ周期で応答し5秒付近で最大を示した後の応答は小さい。また、図-20に示すEP1部材の応答軸力波形図から、軸力一定モデル及び変動軸力モデルともに橋軸方向加震では、軸力の変動は最大で約2(MN)であり、初期軸力からの変動が小さいのに対し、橋軸直角方向加震時では軸力の変動は最大で約30(MN)と大きいことが示されている。このとき、図-21に示す曲げモーメントの応答波形は、橋軸方向加震では両モデルともほとんど同じ最大値を示しているが、橋軸直角方向加震では、変動軸力モデルの方が約30MN・m大きな値を示し、軸力変動の影響が表れている。

8.5 M-ΦおよびM-N応答履歴

軸力一定モデルおよび変動軸力モデルの橋脚下端(前方:FEP1, 後方:BEP1(図-18参照))部材のM-Φ応答履歴を図-22に、また、M-N応答履歴を図-23に示す。図中の太線は前方(FEP1)で、細線は後方(BEP1)の応答を示す。両モデルは、図-19～図-21の応答波形から明らかな様にほとんど同じ周期で運動するが、図-22に示した応答M-Φ関係は非対称の履歴特性が顕著に表れ、軸力一定モデルでは初期設定軸力によるスケルトンに基づくため、応答履歴は橋脚下端の2部材(FEP1, BEP1)とも、ほとんど同じ履歴を描くが、軸力変動モデルでは応答軸力に伴うスケルトンの変動のために、橋脚下端の前方(FEP1)と後方(BEP1)部材の応答履歴に違いが生じている。

また、橋軸方向加震の場合は、橋脚下端2部材の変動軸力が同じ位相で生じるため、ほとんど同じ応答履歴を描いている。しかし、橋軸直角方向加震の場合は、橋脚下端の前方(FEP1)と後方(BEP1)部材の応答軸力の変動は位相が逆転するために異なった応答履歴を示している。

表-11 部材応答最大値の比較(橋軸直角方向加震)

要素	軸力一定			軸力変動		
	軸力	曲げモーメント		軸力	曲げモーメント	
	N (MN)	My (MN・m)	Mz (MN・m)	N (MN)	My (MN・m)	Mz (MN・m)
EG1	11.3	38.1	0.0	11.1	38.5	0.0
EG2	32.6	136.0	27.6	31.9	136.0	27.1
EG3	34.2	176.0	9.2	33.6	176.3	9.1
EG4	35.5	224.8	3.1	34.9	225.0	3.0
EG5	21.9	189.7	16.4	21.5	189.7	16.2
EP1	71.1	100.6	27.1	69.0	131.6	26.6
EP2	44.9	34.5	16.7	43.7	37.4	15.6
EP3	46.0	15.6	6.5	44.7	18.7	6.5
EP4	31.3	14.5	9.2	30.2	16.0	8.1
EP5	15.7	2.1	11.0	15.5	2.1	10.9
EP6	0.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0

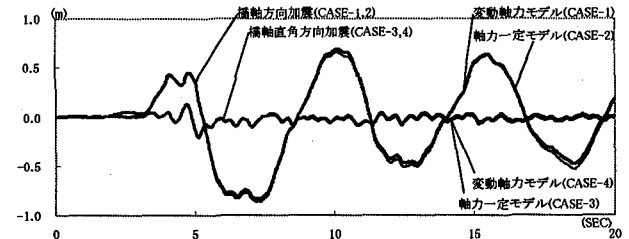


図-19 変位波形図(主塔頂部:P6)

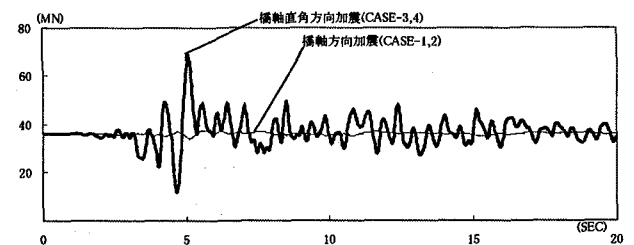
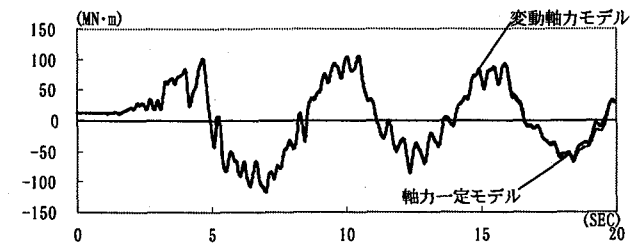


図-20 軸力波形図(橋脚下端:EP1)

(橋軸方向加震)



(橋軸直角方向加震)

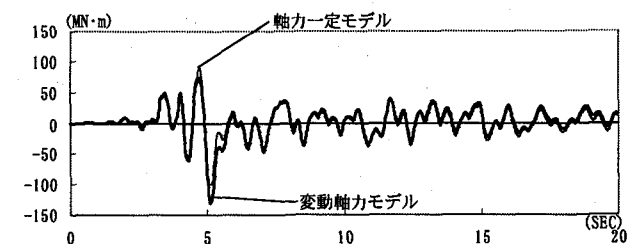
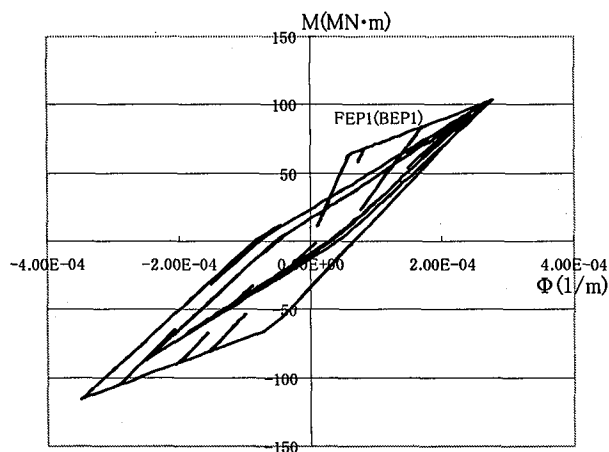
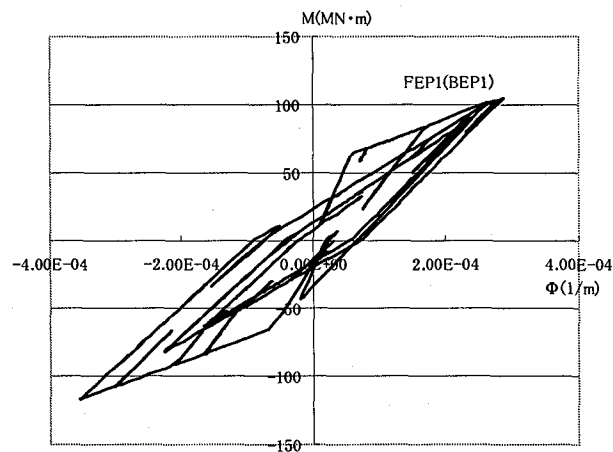


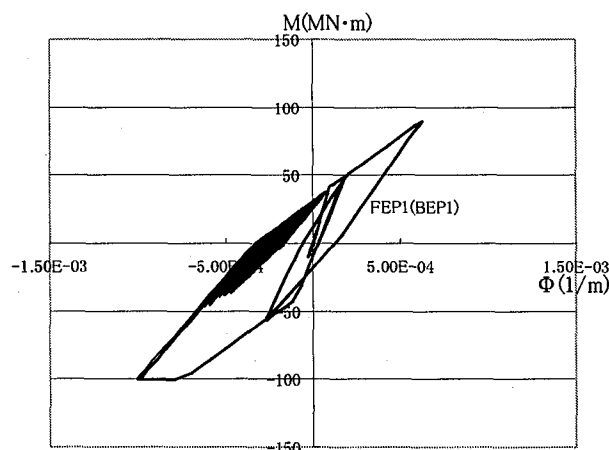
図-21 モーメント波形図(橋脚下端:EP1)



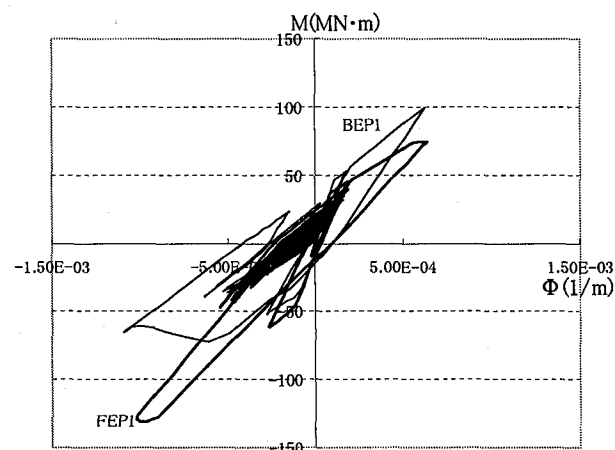
(橋軸方向加震:軸力一定モデル)



(橋軸方向加震:変動軸力モデル)



(橋軸直角方向加震:軸力一定モデル)



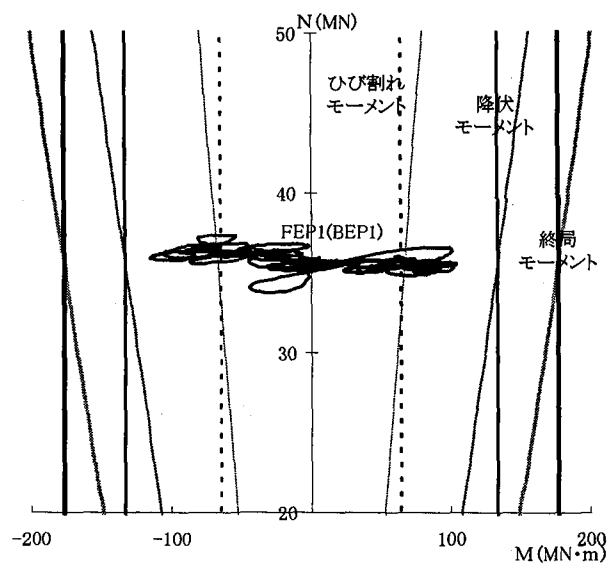
(橋軸直角方向加震:変動軸力モデル)

図-22 M-Φ履歴曲線 (橋脚下部部材:P1主塔)

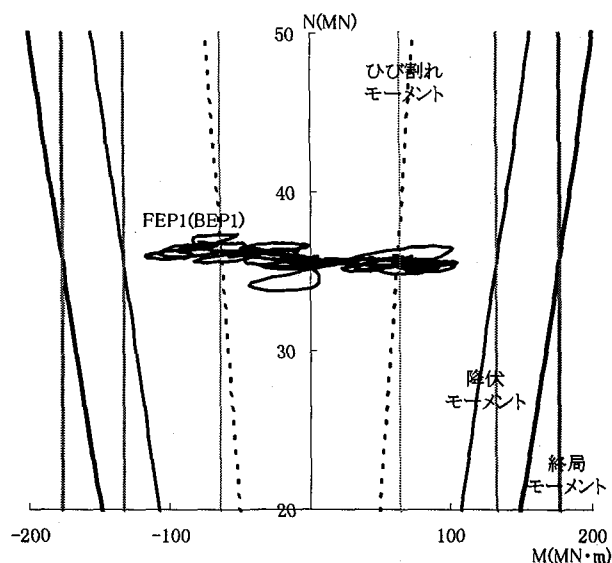
一方、図-23に示すM-N応答履歴から橋軸方向加震の場合は軸力の変動が小さく、ひび割れを越えても応答に与える影響は殆どないことが示されているが、橋軸直角方向加震では軸力の変動が約 ± 30 (MN)と大きいため、ひび割れおよび降伏耐力の変動が大きく、橋脚の前方部材では軸力約70 (MN)で曲げモーメント約125 (MN·m)を、軸力約10 (MN)で曲げモーメント約70 (MN·m)を示し、最大および最小軸力時ともに降伏を越えている。また、降伏に至る時刻は、軸力の変動により耐力が低下する後方(BEP1)部材で曲げ降伏を越え、その後前方(FEP1)部材も降伏に至り、前方と後方の両部材が同時に降伏を越えた状況が生じるが、降伏曲率に対する最大応答曲率の倍率($\Phi_{\max}/\Phi_y$)は最大で2.0程度で靱性の許容範囲内にある。しかし、橋軸直角方向加震時の軸力一定モデルでは、応答値をM-N相関図に当てはめた場合、軸力低下時に終局モーメントを越えた値となっている。

9. ひび割れ及び降伏の分布状況

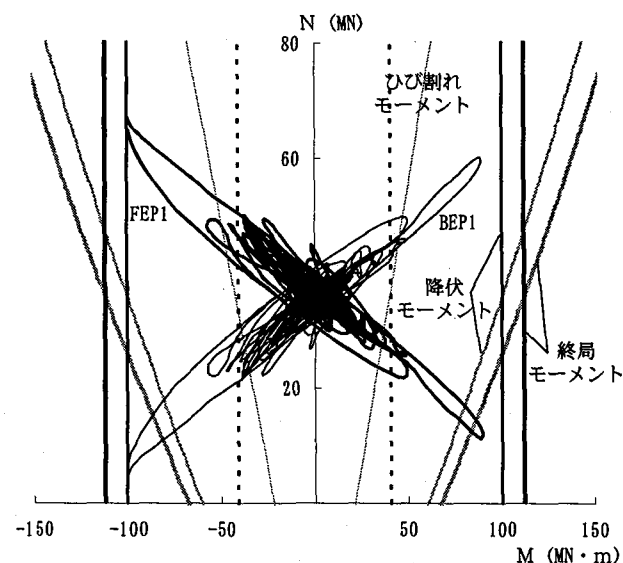
橋軸方向加震及び橋軸直角方向加震における軸力一定モデルと変動軸力モデルの全体系でのひび割れ・降伏状況を図-24に示す。橋軸方向加震では、軸力一定モデル及び変動軸力モデルともに主桁の側径間から中央径間にかけての部材が多くひび割れに至っている。また、主塔・橋脚部材は、軸力一定モデルでは、橋脚基部から斜材定着部にかけてひび割れに至り、主塔部分の一部が降伏($\Phi_{\max}/\Phi_y \approx 1.6$)している。一方、変動軸力モデルでは、主塔の降伏($\Phi_{\max}/\Phi_y \approx 3.5$)が生じるが、斜材定着部が線形範囲内にあるなど、軸力一定モデルと異なった結果を示している。橋軸直角方向加震では、主桁は両モデルとも、柱頭部から中央径間にかけてひび割れ域が広く分布し、中央部分に降伏($\Phi_{\max}/\Phi_y \approx 2.3$)に至る部材がある。主塔・橋脚は橋脚下端の前方及び後方部材が降伏に至り、降伏曲率に対する最大応答曲率の倍率は、軸力一定モデルで約1.2、軸力変動モデルで約2.0を示した。また、主塔の横梁は、橋軸方向加震時では線形範囲内で応



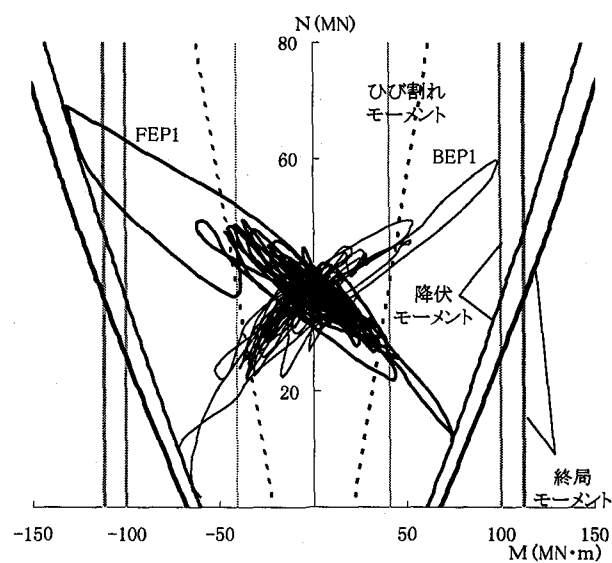
(橋軸方向加震:軸力一定モデル)



(橋軸方向加震:変動軸力モデル)



(橋軸直角方向加震:軸力一定モデル)



(橋軸直角方向加震:変動軸力モデル)

図-23 M-N応答履歴(橋脚下端:P1主塔)

答するが、橋軸直角方向加震では、全体にひび割れ域が分布し、端部の部材が降伏に至っている。

10. まとめ

橋軸方向加震では、両モデルとも同様な応答特性として評価されるが、橋軸直角方向加震での橋脚・主塔・主桁の応答断面力と非線形応答特性は、軸力変動の影響により大きく異なる。また、構造系全体の応答変位・加速度は軸力一定モデルと変動軸力モデルで差は小さいが、部材の最大応答断面力は10～30%程度の差が生じ応答塑性率(応答曲率の倍率(Φ_{max}/Φ_y))は、変動軸力モデルで約2.0、軸力一定モデルで約1.3を示した。以下に特性の違いをまとめて示す。

(1) 最大応答変位

橋軸及び橋軸直角方向応答値(変位・加速度)は、軸力一定と変動軸力モデルではほぼ同じ値を示した。

(2) 最大応答断面力

橋軸方向加震では軸力の変動は小さく、軸力一定モデルと変動軸力モデルの曲げモーメントはほぼ同じ応答値を示した。しかし、橋軸直角方向加震では橋脚と主塔の前方部材と後方部材での軸力の変動が大きく、変動軸力モデルの応答値の方が軸力一定モデルの応答値より大きい。

(3) 時刻歴応答波形

両モデルの主桁軸力は橋軸および橋軸直角方向加震とも初期軸力からの変動は小さい。また、主塔・橋脚の軸力は、橋軸方向加震では初期軸力からの変動は小さいが、

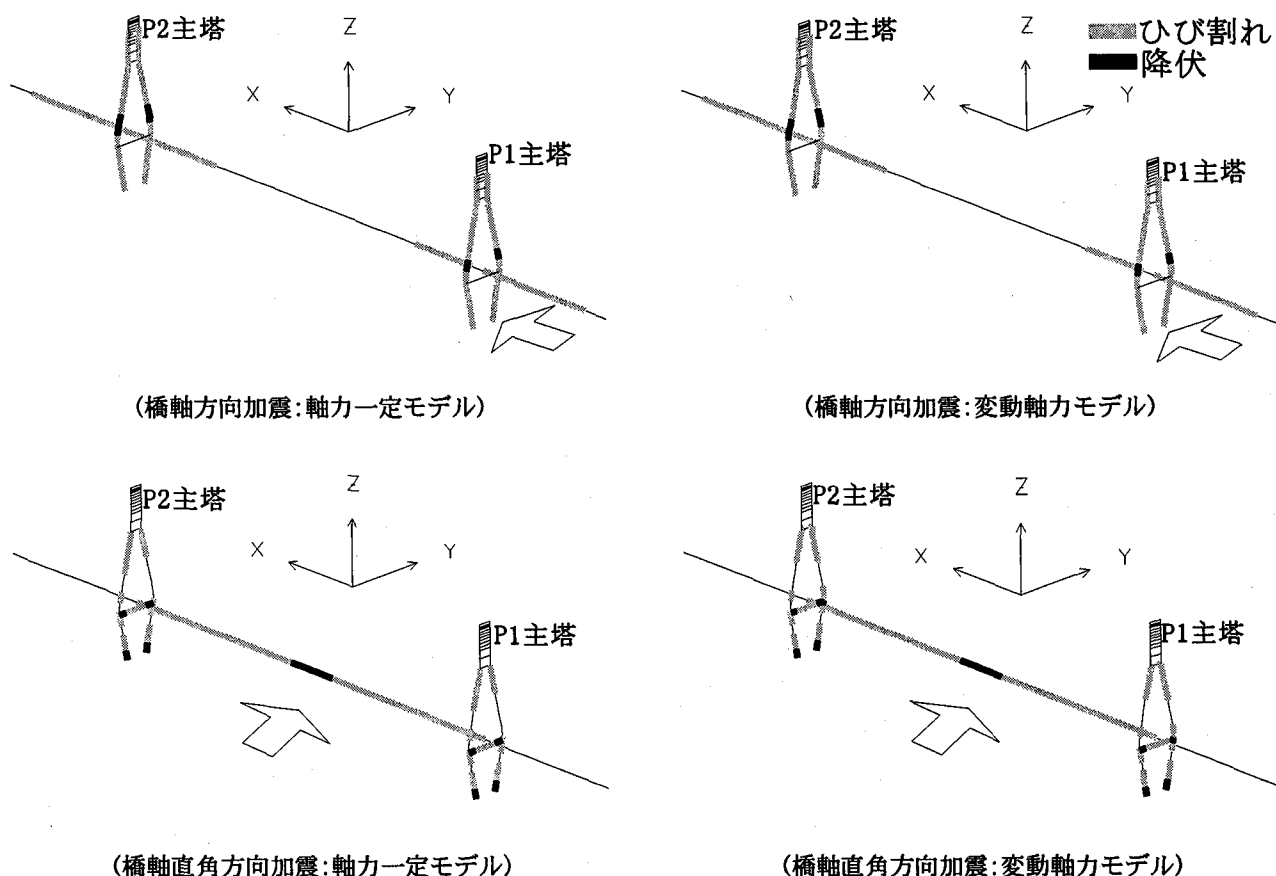


図-24 降伏分布状況

橋軸直角方向加震時には、部材軸力に大きな変動が生じ曲げモーメントの応答値に違いが生じる。

(4) M- Φ とM-N応答履歴

橋軸方向加震の場合は、橋脚・主塔の軸力の変動が小さく応答履歴曲線の差は小さい。一方、橋軸直角方向加震では、橋脚・主塔の前方と後方部材の軸力位相が逆転するために、応答履歴は大きく異なる。しかし、軸力一定モデルでの結果をM-N相関曲線に当てはめた場合、軸力低下時には終局を越える値として評価された。

(5) ひび割れ降伏分布

橋軸方向加震では、両モデルとも主桁の中央部を除いて、ひび割れ領域が広く分布し、主塔下部の降伏曲率に対する最大応答曲率の倍率(Φ_{max}/Φ_y)は、変動軸力モデルの方が大きく、また、橋軸直角方向加震では両モデルとも主桁中央部と橋脚基部の部材が降伏点を越え、変動軸力モデルの方が大きく評価され、軸力変動に伴う影響が大きいことが示された。

以上から、本橋梁の耐震性を評価するには、軸力変動を考慮する必要があることが示された。また、旧道示(H2)に基づき設計された同橋梁において、非線形特性を考慮した解析から、最大応答曲率倍率が2.5程度に収まる結果となった。

本研究は、土木学会西部支部「中径間橋梁の耐震性向上に関する研究」委員会の研究の一環として行ったものである。

参考文献

- 1) 南田原1号橋設計関連資料, 建設省九州地方建設局
- 2) 鳥野、麻生他: フローティング形式斜張橋(唄げんか橋)の起振機試験と台風時応答観測, 土木学会論文集 No. 522 1995. 9
- 3) 大塚、小野他: 南田原1号橋の設計(上・下), 橋梁と基礎
- 4) 道路橋示方書・同解説(V耐震設計編), 平成2年2月 社団法人 日本道路協会
- 5) 道路橋示方書・同解説(V耐震設計編), 平成8年12月 社団法人 日本道路協会
- 6) 奥石、栗原他: P C斜張橋の非線形動的解析による設計例および今後の課題, 第1回地震時保有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, 1998年1月
- 7) 首藤、有角他: P C斜張橋のモデル化と地震応答特性 土木学会第55回年次学術講演会
- 8) 大崎順彦: 「新・地震動のスペクトル解析入門」, 鹿島出版会
- 9) Takeda T, M A Sozen, etc. 「Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes」 ASCE, Vol. 96, ST12, 1970
- 10) 武田: 鉄筋コンクリート建物の動的計算 コンクリート・ジャーナル, Vol. 12, No8, August 1974 (1998年9月18日 受付)