

橋脚・橋台と主桁間に弾塑性せん断ばねを有するPC斜張橋の弾塑性地震応答特性

Elasto-Plastic Earthquake Response of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges
with Elasto-Plastic Shear Springs between Main Girders and Piers/Abutments

水取和幸*・山花豊**・大塚久哲***

By Kazuyuki MIZUTORI, Yutaka YAMAHANA and Hisanori OTSUKA

- * ㈱錢高組技術本部技術研究所 主席研究員 (〒163-10 新宿区西新宿3-7-1)
 ** ㈱錢高組土木本部PC部 (〒102 千代田区一番町31番地)
 *** 工博 建設省土木研究所地震防災部 (〒305 つくば市旭1番地)

In order to investigate the earthquake response of PC cable-stayed bridges with Elasto-Plastic Shear Springs between Main Girders and Piers/Abutments, both elastic and elasto-plastic analysis for cable-stayed bridges with 200m center span subjected to a seismic acceleration of 500 gal and 800 gal are carried out. It is assumed that the bridge-pier, bridge-tower and main girder have the same member properties including skeleton-hysteresis. Damping co-efficients of 0.05 and 0.02 were used in the elastic and elasto-plastic analysis, respectively.

In the analysis, the effect of the following items on the stress, crack propagation and member yield are investigated.

- 1) elastic versus elasto-plastic response,
- 2) effect of the elasto-plastic shear springs,
- 3) response characteristic for different seismic waves.

Key Words: Cable-Stayed Bridge, Elasto-Plastic, Dynamic Analysis

1. はじめに

桁橋においては履歴減衰型ゴム沓を有するいわゆる免震橋梁が架設されているが、斜張橋などの長支間橋梁への適用の可能性については、まだほとんど議論されていない。すなわち、斜張橋は桁橋に比べて長周期の振動特性を有するフレキシブルな構造物であるが、このような構造物に履歴減衰型ゴム沓に代表される弾塑性せん断ばねを橋脚・橋台と主桁間に配置した場合の免震効果についての議論はほとんどなされていない。長支間橋梁のような重要構造物に関しては、供用期間内に希にしか発生しない大地震に対しても構造物に十分な靱性を持たせ構造物が全体的な崩壊に至らない様にする事が耐震設計上重要であり、この点から弾塑性せん断ばねの影響を把握することが重要である。

本研究では、橋脚・橋台と主桁間に弾塑性せん断ばねを有する自定式PC斜張橋の地震時応答特性を明らかにするために、3径間連続PC斜張橋(主径間長200m)を例にとり、最大入力加速度 500cm/s^2 (一部 800cm/s^2)における弾性及び弾塑性地震応答解析を行った。両数値計算結果のとりまとめは、

1. 弾性応答と弾塑性応答の違い
2. 弾塑性せん断ばねの効果

3. 地震動波形の違いによる応答特性の差異

に着目し、それぞれの応答断面力・変位および、弾塑性応答解析ではひび割れ・降伏状況分布を求め検討を行った。

2. 構造概要

本橋梁モデルの構造一般図を図-1に、構造概要を以下に示す。また、使用材料は表-1に示す。

構造形式：3径間連続PC斜張橋

支間長：100m+200m+100m

総幅員：10.3m

橋脚：RC中空断面(高さ30.0m)

主桁：PC2室箱桁(桁高1.8m)

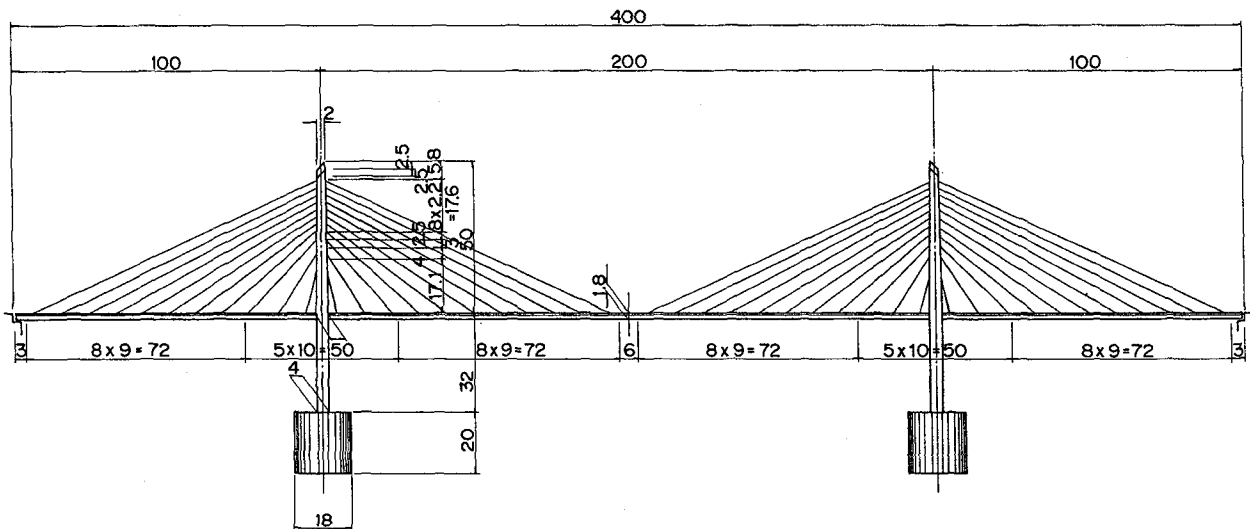
斜材形状：2面吊りファン形(11段)

主塔：RCラーメン型式(高さ52.0m)

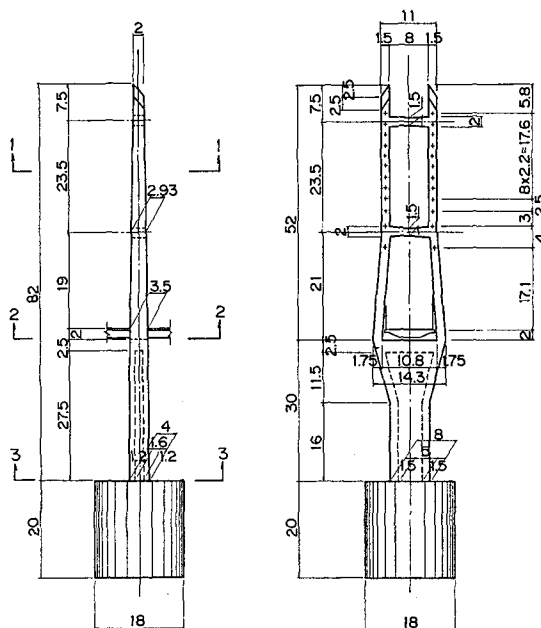
基礎構造：ケーソン基礎

3. 解析モデル

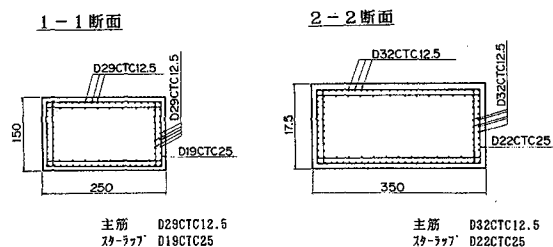
本モデルでは、橋梁の構造部材のうち橋脚・主塔・主桁はひび割れ点と降伏点を含むトリリニアの復元力特



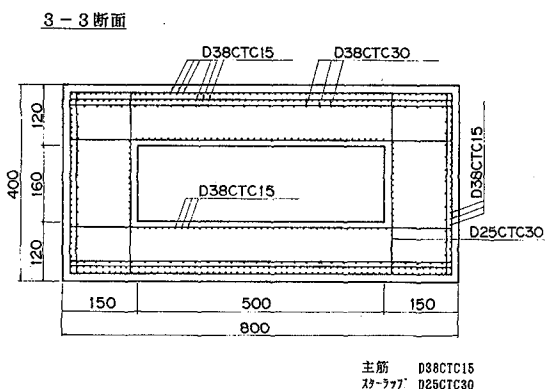
全体側面図 (単位 m)



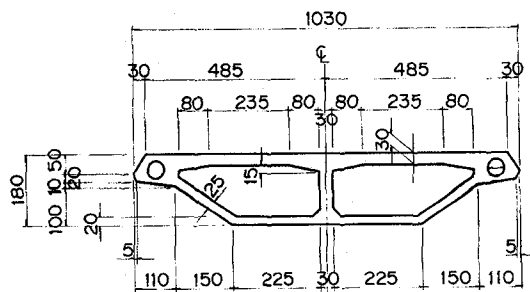
主塔・橋脚図 (単位 m)



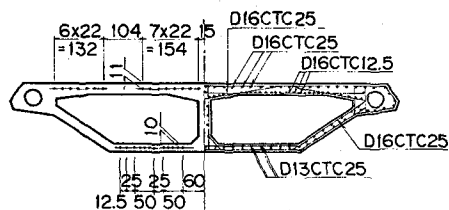
主塔配筋図 (単位 c m)



橋脚配筋図 (単位 c m)



主桁断面図 (単位 c m)



主桁鋼材配筋図 (単位 c m)

図-1 PC斜張橋の構造概要

性を有する非線形部材とし、橋脚と主桁および桁両端と橋台の間にバイリニアの復元力特性を有するせん断ばねを設置した。また、斜材はプレストレスを考慮して弾性棒部材とした。境界条件およびばね設置位置の模式図を図-2に示す。解析検討は表-2に示す4モデルとし、それぞれ弾性応答（1次勾配のみを考慮した場合）および弾塑性応答解析を行った。

4. 解析方法

4.1 手法概要

解析は、式(1)に示す運動方程式を直接積分法（ニューマークのβ法）により行った。

$$[M]\{\ddot{x}\}+[C]\{\dot{x}\}+[K]\{x\}+\{f\}=\{F\} \cdots \cdots (1)$$

質量マトリクス [M] は集中質量として作成し、全体剛性マトリクス [K] は材端に非線形特性バネを有する材端剛塑性バネ法により作成した。減衰マトリクス [C] はレーリー型で、応答時の剛性変化に依存する瞬間剛性比例とした。また、外力ベクトル {F} は解析条件に応じて、任意の自由度に指定した波形を乗じて時刻毎に作成される。{f} は補正ベクトルで部材の非線形化により生ずる剛性変化や復元力特性による不釣り合い応力を算定する項で、次時刻の外力項に付加することで不釣り合い応力を処理するものである。復元力特性に基づく履歴は、各部材材端回転バネの応答値（変位・速度・加速度）から次時刻の方向・戻り点・剛性を定め、また、剛性変化時における補正は断面力(M)で行った。

4.2 構造部材の復元力特性

構造部材の復元力特性は、図-3に示すDegrading Tri-linear型とし除荷時剛性低下係数γは橋脚・主塔・主桁とも0.4とした。また、スケルトンカーブは初期に設定し、応答時による変動はないものとした。以下に復元力特性の概要を示す。

(1) 構造部材のスケルトン

構造部材のスケルトンを図-4に示す。コンクリート部材のスケルトンは橋脚・主塔・主桁の断面位置ごとに算定した。

(2) ひび割れ発生時曲げモーメント (M_c)

部材縁端部における曲げ引張応力度がコンクリートの引張強度と等しくなる場合をひび割れ発生時とした。

(3) 鉄筋降伏曲げモーメント (M_y)

コンクリート及び鉄筋の材料特性を図-6のように仮定して、応力-ひずみ関係より鉄筋が降伏する時のM、θとした。

(4) 終局時曲げモーメント (M_u)

鉄筋降伏時と同様に考え、コンクリートが終局ひずみ（ε_u=0.0035）となる場合のM、θとする。ここでは、

表-1 使用材料

コンクリート	主桁 σ=400kgf/cm ²	E=3.50×10 ⁶ kgf/cm ²
	主塔 σ=350kgf/cm ²	E=3.25×10 ⁶ kgf/cm ²
	橋脚 σ=270kgf/cm ²	E=2.85×10 ⁶ kgf/cm ²
鉄筋	S D 35	E=2.10×10 ⁶ kgf/cm ²
P C鋼材	斜材 SWPR7B 12T15.2	E=2.00×10 ⁶ kgf/cm ²
	主桁 SBPR 95/120 φ32	E=2.00×10 ⁶ kgf/cm ²

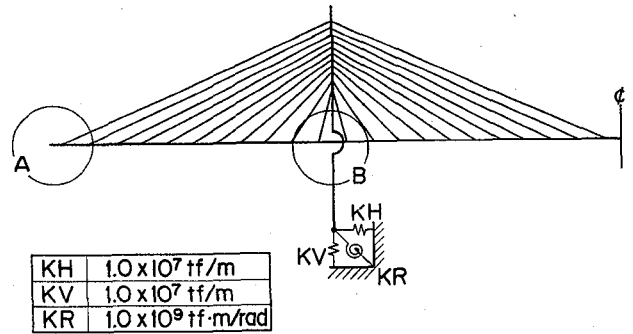


図-2 境界条件とばねの位置

表-2 検討モデル

モデル	結合位置		固有周期 (秒)
	A	B	
1	roller	free	4.484
2	roller	bearing	2.786
3	bearing	free	2.584
4	bearing	bearing	2.451

* bearing : hysteretic-type bearing

終局には至らない範囲での検討を対象とし、簡便に降伏点からの勾配をK3=0.001・K_eとした。

(4) 材端剛塑性バネ

材端剛塑性ばね法における材端のM-θ関係は、図-5に示すように弾性材特性と回転ばね特性の和として表わされる。部材の塑性率は材端回転角によって以下のように定める。

$$\mu = \frac{\theta_{\max}}{\theta_y} \quad \left\{ \begin{array}{l} \theta_{\max} = \theta_y + \theta \\ \theta_y = \theta_y + \rho \theta_y \end{array} \right.$$

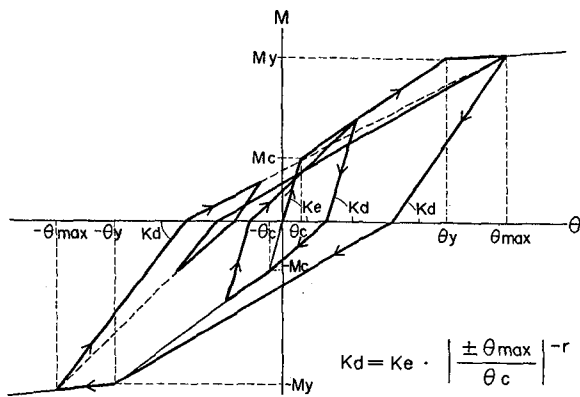


図-3 Degrading Tri-Linear 型復元力特性

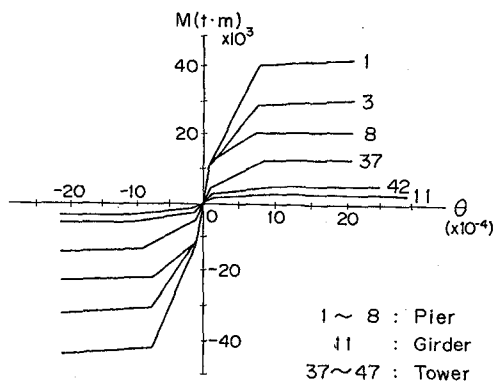


図-4 スケルトン

ここに、 μ : 材端の塑性率

θ : 材端回転ばねの回転角

θ_y : 材の弾性性状による降伏時の回転角

$p\theta_y$: 材端回転ばねの降伏時回転角

4.3 セン断支持ばねの復元力特性

せん断支持ばねは免震装置に類する特性を有するものとし、復元力特性を図-7に示す。スケルトンは、20 t f/cmの初期剛性とし 3.5cmの相対変位量を越えると塑性化し初期剛性の1/20倍に剛性低下するバイリニアの復元力特性を有するものとした。

5. 解析条件と検討項目

5.1 解析条件

(1) 減衰定数

弾性応答解析では内部粘性型の減衰定数を0.05とした。また、弾塑性応答解析では部材の塑性化に伴う履歴減衰効果が付加されることを考慮して内部粘性型の減衰定数を0.02とした。

(2) 入力地震動

採用した入力地震動は表-3に示すエルセントロNS波と八戸NS波を用い、最大加速度を500cm/s²に基準化したうえで橋軸水平方向に作用させた。最大速度換算値は、

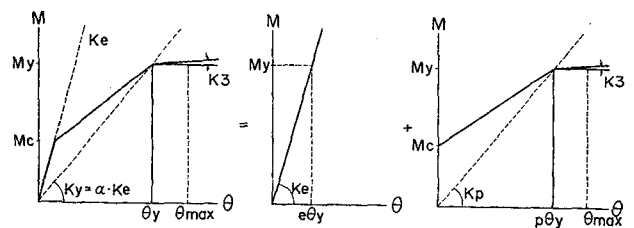


図-5 部材のM-θ関係

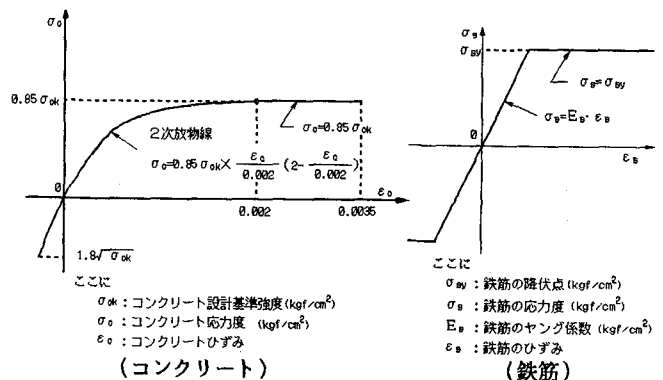


図-6 材料特性

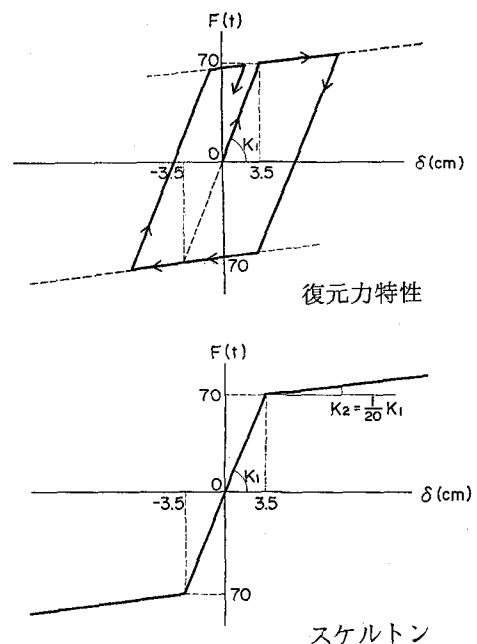


図-7 セン断支持ばね

エルセントロ波で約50Kine、八戸波で約75Kineに相当するもので、エネルギー的には八戸波の方が大きいものである。最大加速度を500cm/s²に基準化した場合の2つの入力地震動波形と加速度応答スペクトル(h=0.05)を図-8に示す。

(3) 解析時間と時間間隔

解析時間間隔(Δt)および地震動の継続時間はコンピュータの容量や使用時間に影響する。本検討対象は長周期成分の卓越する構造物であるため、不釣り合い応力の発生量が少ないことから、解析時間間隔(Δt)は0.01秒とした。また、弾塑性解析では、最大応答値が発生する時刻が3~5秒にあることを考慮し、解析時間を12秒間とした。

表-3 入力地震動レベル

採用地震動	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)
EL CENTRO NS	500	48.8
HACHINOHE NS	500	74.8

表-4 解析ケースの分類

Structural Type	Analytical Method	Seismic Motion	Case Symbol
Model-1	Elasticity	ELCENTRO	M1EL-E
		HACHINOHE	M1EL-H
	Elasto-Plasticity	ELCENTRO	M1PL-E
		HACHINOHE	M1PL-H
Model-2	Elasticity	ELCENTRO	M2EL-E
		HACHINOHE	M2EL-H
	Elasto-Plasticity	ELCENTRO	M2PL-E
		HACHINOHE	M2PL-H
Model-3	Elasticity	ELCENTRO	M3EL-E
		HACHINOHE	M3EL-H
	Elasto-Plasticity	ELCENTRO	M3PL-E
		HACHINOHE	M3PL-H
Model-4	Elasticity	ELCENTRO	M4EL-E
		HACHINOHE	M4EL-H
	Elasto-Plasticity	ELCENTRO	M4PL-E
		HACHINOHE	M4PL-H

表-5 固有周期 (sec)

Mode	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
1	4.484	2.786	2.584	2.451
2	2.358	2.331	2.342	2.358
3	1.592	1.590	1.203	1.575
4	0.999	0.994	0.996	0.999
5	0.824	0.824	0.824	0.824
6	0.697	0.693	0.695	0.697
7	0.579	0.572	0.575	0.579
8	0.504	0.501	0.503	0.504
9	0.459	0.459	0.459	0.459
10	0.417	0.413	0.415	0.417

5.2 解析ケース

表-4は各解析ケースの呼び名を示したもので、せん断ばねの有無と設置位置による4種類の構造モデル、弾性および弾塑性解析の2種類の解析法、異なる2つの地震波の組み合わせとして、合計16ケースの計算を行った。

6. 解析結果と考察

(1) 固有周期と固有モード

固有周期と対応する固有モードを固有値解析により求めた。各モデルの10次までの固有周期を表-5に示し、モデル4の6次までの固有モードを図-9に示す。全モ

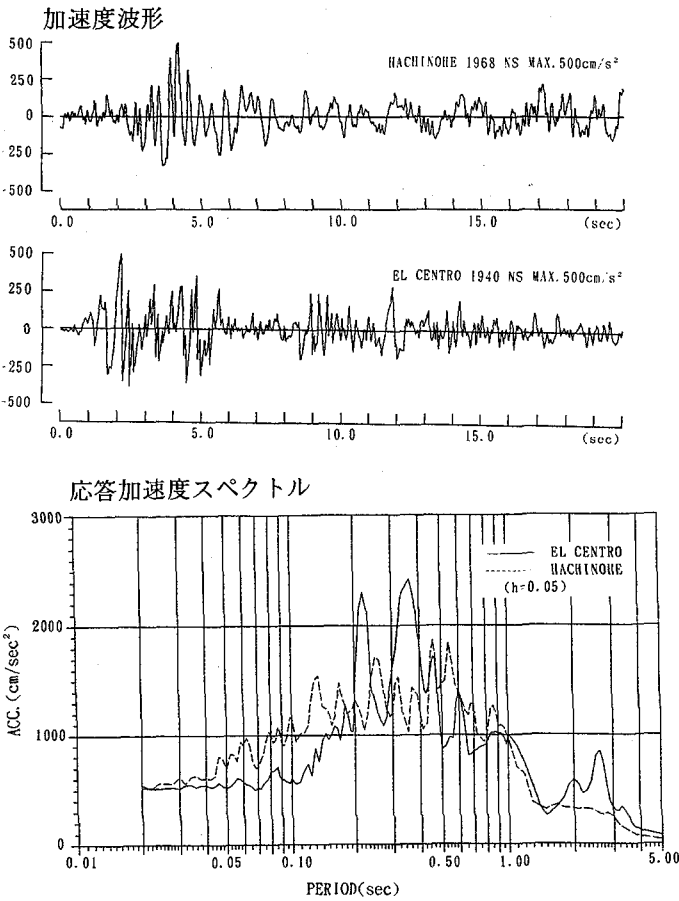


図-8 入力地震動特性

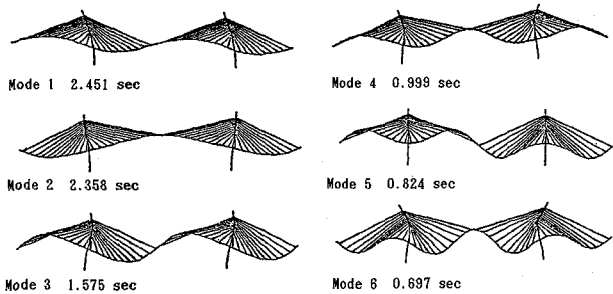


図-9 固有モード図

デルとも1次は塔と桁の水平モードである。せん断支持ばねのないモデル1が他の3つのモデルに比し最も周期が長くなっているが、その差は1次モードで最も顕著であり2次以降の差は小さい。

(2) 最大応答モーメント、軸力

各解析ケースに対する最大応答断面力を表-6に示す。表から、弾性解析、弾塑性解析に関らず、八戸波入力の場合の方がエルセントロ波入力の場合よりも応答が大きいことが知られた。モデル1と4において、2つの地震波に対する弾性と弾塑性解析の結果を曲げモーメントに関して図-11.1, 軸力について図-11.2に示す。最大応答モーメントは八戸波による応答の方が大きいことが示され、弾性モデルの方が弾塑性モデルより約20%大きな応答値を示している。また、軸力については、モデル1では弾性、弾塑性とも同程度を示すが、桁端部および橋脚接合部をばね支持したモデル4では、弾性応答値は支持ばねの拘束により大きく現れるが、弾塑性解析では支持ばねの塑性化により軸力が低く押さえられ、モデル1と同様な分布と大きさを示している。八戸波におけるモデル1とモデル4の弾性および弾塑性応答解析のうち応答最大モーメントに関して図-12.1, 軸力に関して図-12.2に示す。応答最大モーメント、軸力ともモデル4の弾性応答が最も大きくなるが、弾塑性応答では応答最大モーメント、軸力ともモデル4の応答値が最も小さくなっている。このことは、せん断支持ばねの塑性化による履歴減衰効果が大きく、全体の応答を抑制するものと考えられる。

(3) 最大応答変位

図-10に出力位置と節点番号を示す。各節点における水平方向あるいは上下方向の最大応答値を16ケースについて示したのが表-7である。

地震波形の違いによる傾向は全モデルの上下および水平応答変位とも八戸波による応答値がエルセントロ波による応答値の1.5倍程度を示している。また、各モデルにおける弾性と弾塑性の応答変位を比較すると、モデル1では殆ど差はなく同様の分布を示すが、モデル2, 3, 4では弾性応答に比べ弾塑性応答値の方がかなり小さく、特にモデル4では約30%小さく現れている。モデル1~4の比較から、弾性解析では水平・上下方向変位ともモデル3, 4の応答がモデル1, 2の応答に比べて約30~50%大きい。これは、入力地震動が橋脚下端および主桁の左右両端にも作用するためと考えられる。しかし、弾塑性応答解析では、水平方向変位はモデル1が最も大きくモデル4に比べて約20~30%大きい。また、上下方向変位はモデル1~4ともほぼ同程度である。このことは、大地震時において部材(支持部材, コンクリート部材)の非線形化に伴う剛性の変化や減衰特性の向上など構造特性の変化により応答が小さくなるものと考えられる。

表-6 最大応答断面力

(tf, tf・m)

Case Symbol	Pier			Girder			Tower		
	A	S	M	A	S	M	A	S	M
M1EL-E	3	958	18800	187	164	2460	3	326	6620
M1PL-E	27	1240	16000	179	162	2280	27	281	5350
M1EL-H	4	1110	26300	221	188	2910	4	496	11500
M1PL-H	34	1020	22400	183	197	2580	34	440	10700
M2EL-E	3	1050	25300	282	161	2140	3	325	6480
M2PL-E	21	895	17100	175	157	2440	21	281	5410
M2EL-H	4	1420	36800	404	237	2790	4	418	7480
M2PL-H	25	1150	23700	195	252	2620	25	405	9450
M3EL-E	9	868	23600	682	242	2790	9	384	10200
M3PL-E	28	735	17300	208	166	2780	28	325	6080
M3EL-H	10	1210	30300	1090	324	3550	12	486	12200
M3PL-H	39	895	21800	266	250	2580	39	435	10100
M4EL-E	5	891	23500	379	213	2520	6	358	8490
M4PL-E	14	841	19100	220	163	2500	13	366	6920
M4EL-H	6	1250	35500	531	296	3230	9	459	10300
M4PL-H	26	1080	22400	222	186	2550	29	356	8010

* A: 軸力, S: せん断力, M: 曲げモーメント

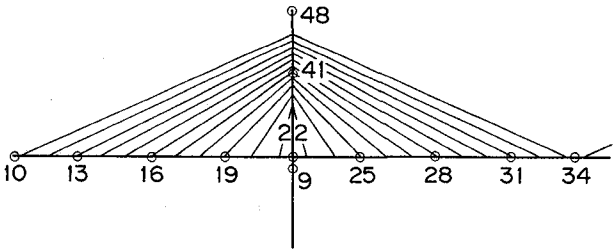


図-10 節点位置

表-7 最大応答変位

(cm)

Case Symbol	Horizontal					Vertical							
	Pier-tower(Np)		Girder, Np			girder(Np)							
	9	41	48	22	34	13	16	19	22	25	28	31	34
M1EL-E	5.1	15	27	21	21	12	16	13	0.0	13	16	12	0.2
M1PL-E	7.4	17	27	21	21	13	18	18	0.1	13	18	14	1.2
M1EL-H	8.0	30	55	44	44	17	23	20	0.0	20	23	16	0.2
M1PL-H	8.4	30	55	44	44	16	23	20	0.2	20	23	16	1.4
M2EL-E	7.8	20	34	28	28	15	21	16	0.0	16	21	15	0.2
M2PL-E	5.7	13	24	19	19	11	14	13	0.1	13	14	11	0.9
M2EL-H	12.0	34	54	49	49	18	25	20	0.0	20	25	18	0.4
M2PL-H	9.9	29	52	41	41	17	26	18	0.3	19	26	18	1.1
M3EL-E	6.3	22	44	35	35	21	31	21	0.0	21	31	21	0.3
M3PL-E	4.7	12	19	18	18	8	15	14	3.1	8	15	15	2.7
M3EL-H	8.9	31	61	52	52	25	37	29	0.0	29	38	26	0.6
M3PL-H	9.6	25	41	39	39	10	22	20	4.2	12	23	21	2.5
M4EL-E	7.0	21	40	32	32	17	25	18	0.0	18	25	17	0.3
M4PL-E	4.6	12	19	17	17	8	16	15	2.8	8	16	15	3.7
M4EL-H	9.8	33	59	52	52	21	31	26	0.0	26	31	21	0.5
M4PL-H	9.2	22	34	33	33	11	25	23	4.3	12	25	22	3.0

Np: Nodal Point

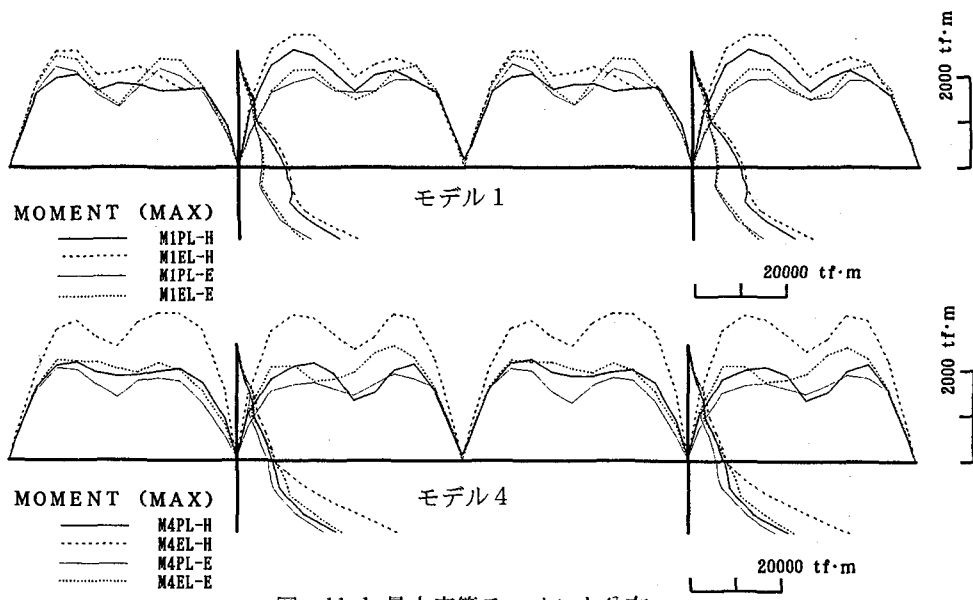


図-11.1 最大応答モーメント分布

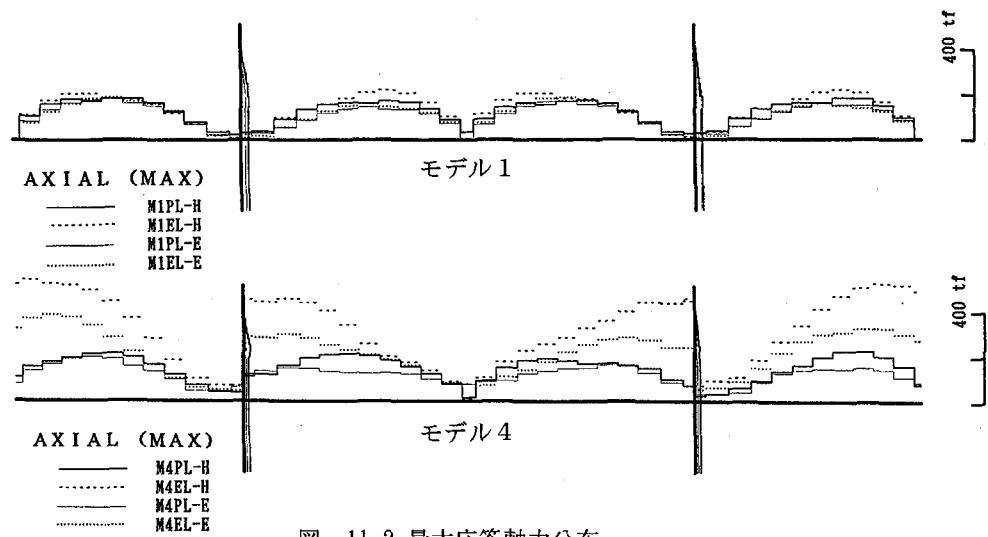


図-11.2 最大応答軸力分布

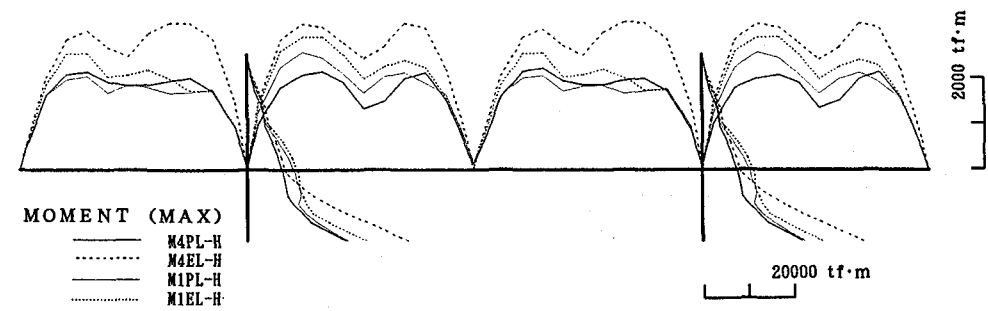


図-12.1 最大応答モーメント分布(八戸波:モデル1と4)

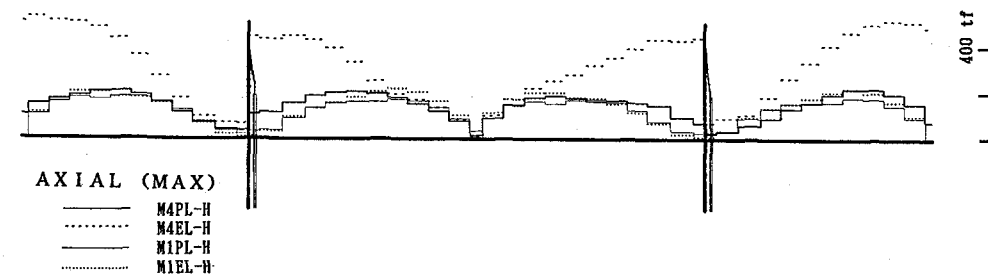


図-12.2 最大応答軸力分布(八戸波:モデル1と4)

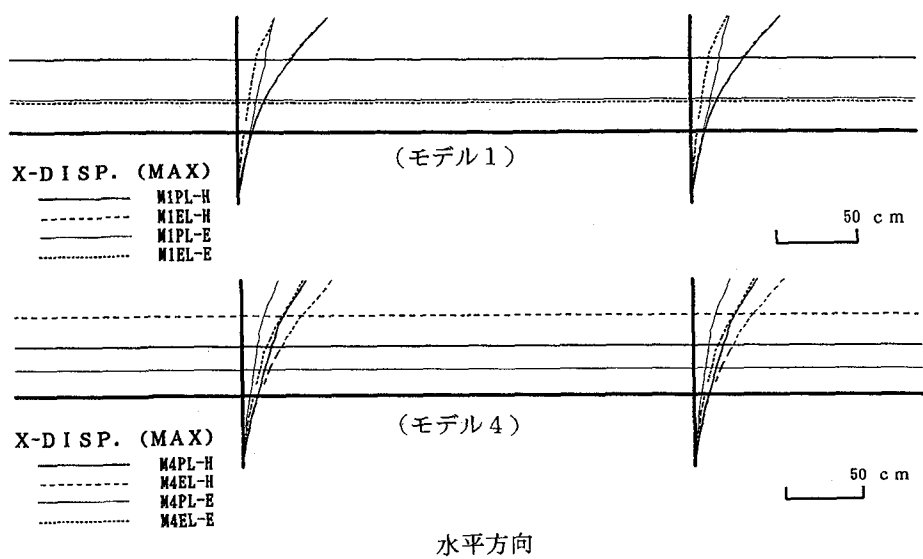


図-13 最大応答変位分布

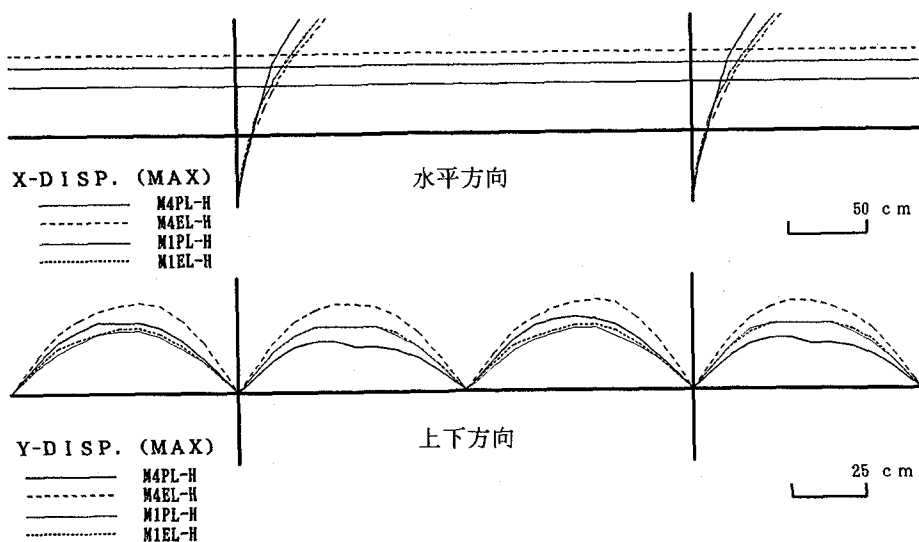


図-14 最大応答変位分布 (八戸波: モデル1と4)

図-13は、モデル1とモデル4において2つの地震波における弾性と弾塑性の解析結果を示したもので、水平方向および上下方向の最大応答変位分布を示している。また、図-14はモデル1とモデル4について八戸波入力における弾性および弾塑性解析結果を示したもので、上下方向の応答変位は、弾性解析ではモデル4がモデル1より大きい、弾塑性解析ではモデル1、4ともほぼ同程度を示している。しかし、水平方向の最大応答変位はモ

デル4の弾塑性解析による応答結果が最も小さいことが示されている。即ち、橋脚・主塔・主桁の水平方向変位は、弾性解析ではモデル4の場合が最も大きく表れるが弾塑性解析では逆に最も小さい。上下方向変位は弾性解析ではモデル4の場合が最も大きく、弾塑性解析ではモデル1、4の差は小さい。このことから、せん断支持ばねの設置は弾塑性の復元力特性を持たせることで免震効果が表れることを示している。

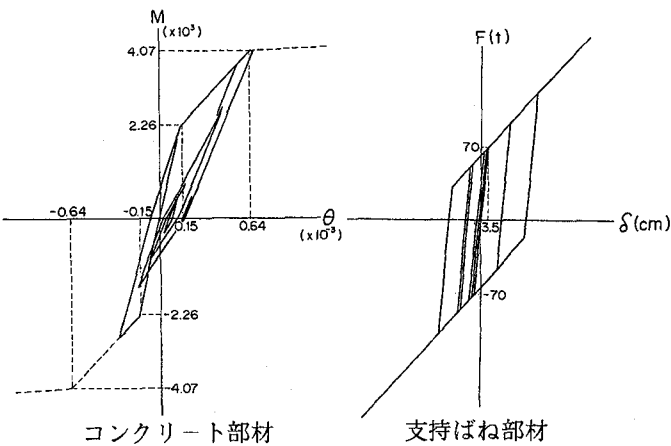


図-15 ヒステリシス

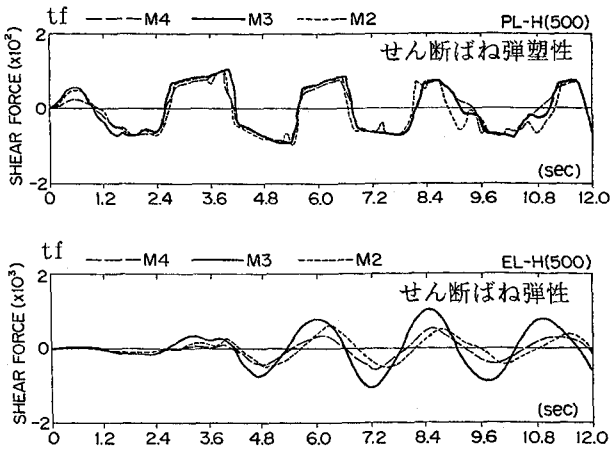


図-16 せん断ばね部材の応答時刻歴（せん断力）

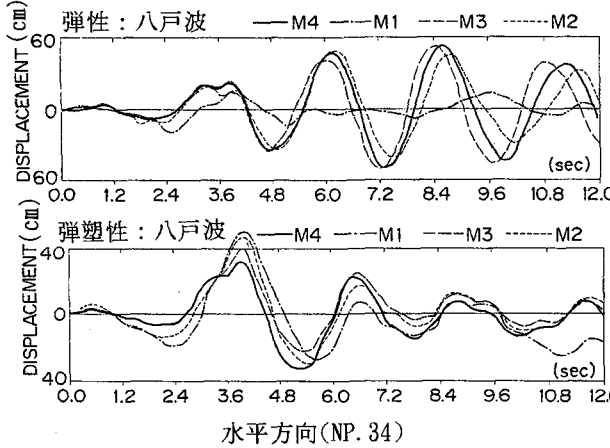
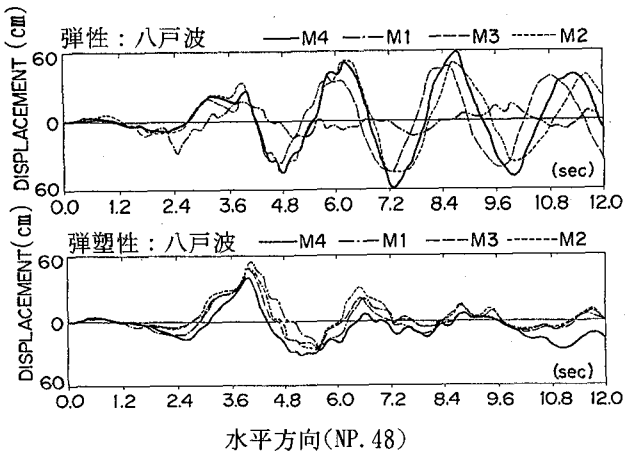


図-17.1 水平方向の変位時刻歴

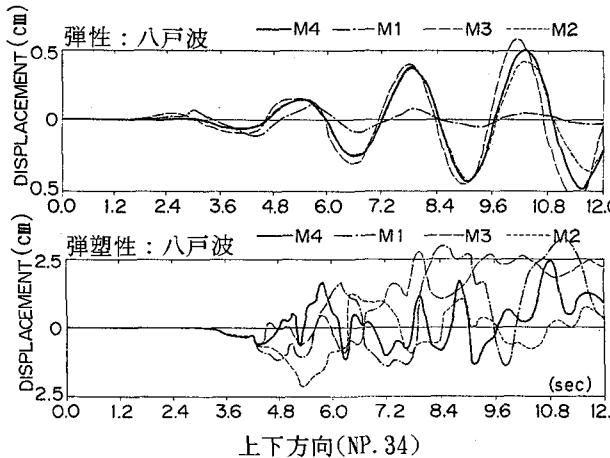
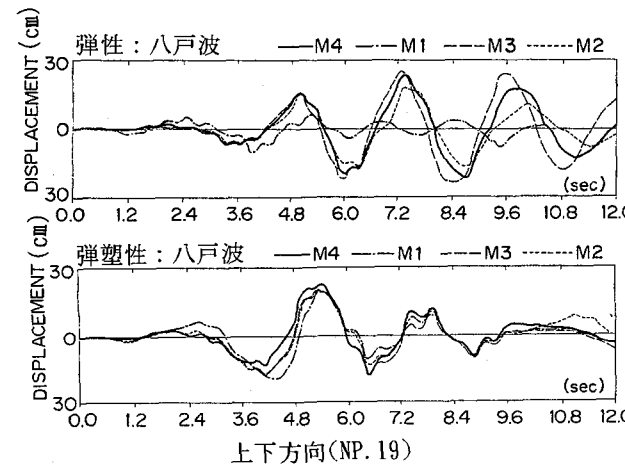


図-17.2 上下方向の変位時刻歴

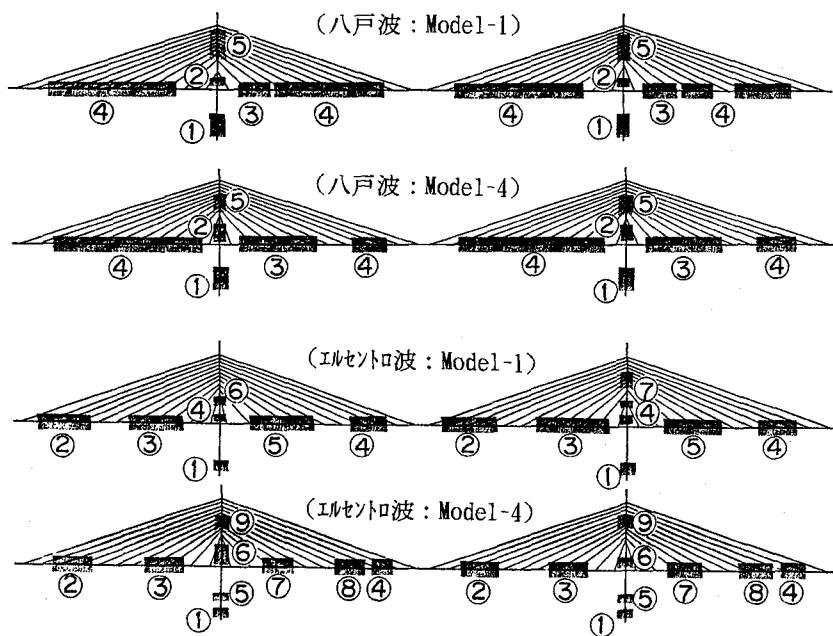


図-18 ひび割れ分布 (最大入力加速度 500cm/s^2)

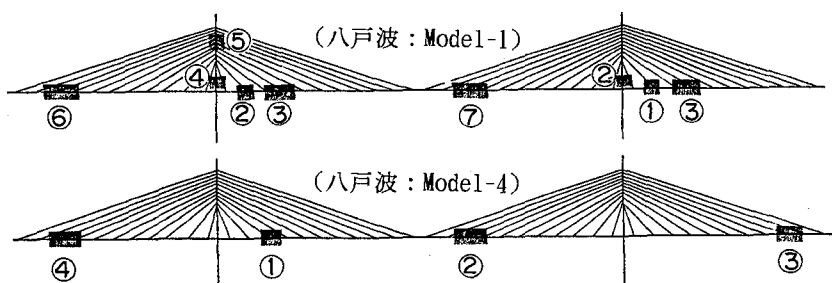


図-19 降伏状況 (最大入力加速度 800cm/s^2)

(4) 応答時刻歴

復元力（非線形）特性を有する支持部材およびコンクリート部材のヒステリシス（一例）を図-15に、支持部材の断面力時刻歴を図-16に示している。図-15に示した断面力のヒステリシスは、降伏部材が発生する例として八戸波(800cm/s^2)とした場合のモデル4における応答結果であり、図-16, 17の応答波形は八戸波(500cm/s^2)による応答結果である。図の上段は、支持部材を弾性部材とした場合、図の下段は弾塑性部材とした場合であり、モデル2, 3, 4における応答時刻歴を重ねて示している。図に示されているように、支持部材は塑性化することによって断面力が小さく押さえられるとともに、応答特性は長周期化することが示されている。また、図-17は応答変位の時刻歴を示している。図は八戸地震波における弾性・弾塑性解析について、モデル1～4の応答時

刻歴を重ねて示した。図-17.1は塔頂部と桁部における水平方向の応答変位であり、図-17.2は桁部の上下方向の応答変位時刻歴である。弾性解析では、長時間に渡って大きな応答を繰り返すが、弾塑性解析では、2周期目以降は部材の非線形化に伴う減衰の効果が表れ、変位振幅の減少が顕著である。スパン中央(NP.34)における上下動は主桁の塑性化に伴って独自の運動をするが、振幅の絶対値は非常に小さい。弾性解析においては、水平・上下方向ともモデル1の最大応答変位量が最も小さく表れているが、弾塑性解析では逆にモデル1の場合が最も大きくモデル4の応答が最も小さい。モデル1は主桁両端の水平方向が拘束されていないため、1次の固有周期が非常に長く応答水平変位量は小さいが、主桁・橋脚に大きな応力を発生させる。従って、弾塑性解析では、モデル1の場合に早い時刻から広範囲にひび割れが発生し

応答水平変位量が増大する。

(5) 部材のひび割れ、降伏状況

図-18にモデル1と4における部材のひび割れ発生状況を八戸波とエルセントロ波入力に対して示している。ひび割れ発生時刻は入力波形に関わらず、モデル1がモデル4の場合より早く生じる。ひび割れ発生順序は入力波形が同じであれば、全モデルともほぼ同じ傾向を示すが、入力波形が違えばその発生順序・箇所および範囲は異なっている。ひび割れ発生順序は両地震波に対して以下のものであり、八戸波による場合の方が多くの部材でひび割れ限界を越えていた。

エルセントロ波：

橋脚下端→主桁→主塔下部→主桁

八戸波：

橋脚下端→主塔下部→主桁→主塔中部

本橋梁モデルでは、入力地震動レベル 500cm/s^2 で降伏に至った部材はなかったので、八戸波の最大加速度を 800cm/s^2 にして解析を行った。その結果、図-19に示されている様に、モデル1では、最大塑性率が主桁で2.21、主塔で1.31に達し、主塔および主桁が降伏するのに対し、弾塑性せん断ばねを有するモデル4では、主桁で1.07、主塔は0.90に留まっており主塔の降伏は見られない。このことから、せん断ばねで支持された斜張橋は大地震に対して降伏に至る部材が少なく、主塔・橋脚は降伏しにくい構造となっていることがわかる。

7. まとめ

弾性および弾塑性解析により以下の特性が得られた。

- ①弾性解析では初期の構造系で地震応答特性が決まるために、大地震を想定した耐震性を検討する上での限界がある。弾塑性解析では構造部材の非線形化を考慮することで構造系の地震応答特性の変化や減衰効果が評価でき破壊状況を把握することができる。

②弾性解析では、長時間に渡って大きな応答を繰り返すが、弾塑性解析では2周期目以降は部材の非線形化に伴う減衰効果が表れ、変位振幅および断面力の減少が顕著に表れる。

③せん断支持ばねを設置した場合、応答最大変位は弾性解析では設置しない場合の構造物の応答と大きな差はない。しかし、弾塑性解析では水平方向変位はせん断ばね支持したモデル4が最も小さくなり、ばねが有効に作用する。

④せん断ばね支持は大きな入力地震動の場合に、塑性化による履歴減衰効果を期待でき応答の低減に効果的である。

⑤主桁と橋脚、橋台間に設置するせん断支持ばねの剛性を適切に選択することで、橋脚・塔および桁の応答断面力を小さくすることができる。

参考文献

- 1)水取・山花：コンクリート斜張橋の地震時弾塑性応答解析，土木学会第44回年講概要集、pp. 1008-1011, 1989. 10.
- 2)水取・大塚・山花：部定式・自定式PC斜張橋の弾塑性地震応答特性，土木学会構造工学論文集、Vol. 37A, PP. 1283-1291, 1991. 3
- 3)水取・鳥海・山花・大塚：PC斜張橋の弾塑性地震応答特性 - 橋脚・橋台と主桁間を弾塑性のせん断ばねで支持した場合 -、土木学会第49回年講概要集、pp. 1704-1705, 1994. 9.
- 4)T. Ichinomiya, T. Takeda, K. Kanda : Improvement of Earthquake Resistance of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges by Hysteresis Damper、FIP Symposium' 93 Kyouto, Japan, pp. 17-20, 1993
- 5)道路橋の免震設計法マニュアル(案) (財)土木研究センター
- 6)免震構造設計指針 日本建築学会

(1994年 9月14日受付)