

SEISMIC RESPONSE CHARACTERISTICS OF THE DAI-NI MAYA BRIDGE
DUE TO HYOGO-KEN NAMBU EARTHQUAKE

Sachito TANAKA and Hiroshi YOKOTA

**工博 運輸省 港湾技術研究所 (〒239 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

(3) The observed failure mode of piers implied that considerably larger seismic forces than the results would be applied to the piers.

Key Words: Reinforced Concrete Pier, Seismic Damage, Seismic Response Analysis, Modeling Method, Non-linear Analysis

兵庫県南部地震では多くの橋梁が被災し、特に橋脚やその基礎に被害が集中した。この地震で第二摩耶大橋においても、RC 主橋脚のせん断破壊や支承の破壊など、多大な被害が生じた。この地震以降、これらの橋梁被害を教訓に、被災原因の究明や復旧・耐震性向上のための対策が種々検討され、これらの検討内容は道路橋示方書・

これまで橋梁の地震応答特性に関する研究は多方面に渡り行われている。しかし、兵庫県南部地震ほど橋梁に被害を及ぼした地震がまれであったこともあり、橋梁の破壊まで言及した論文は少ない。とくに、港湾区域特有である軟弱埋立地盤に建設された橋梁において、その地震応答特性に関する研究は緒についたばかりである。

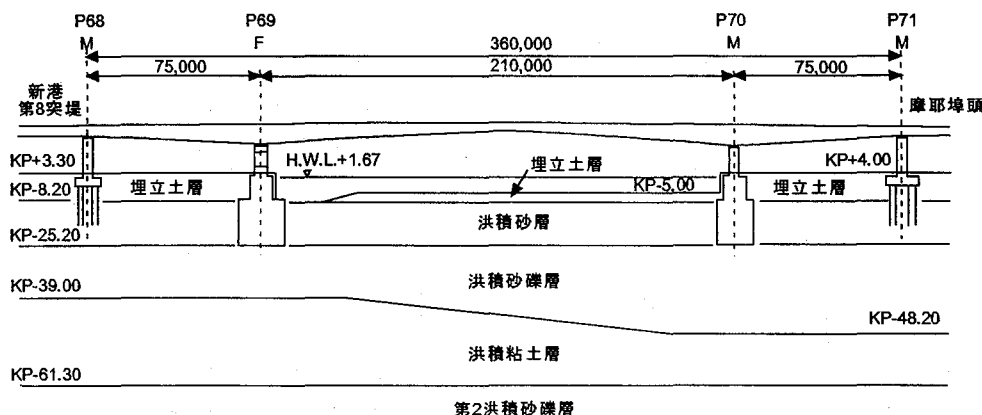


図-1 第二摩耶大橋の橋梁一般図と地層構成

そこで、ここでは港湾区域に建設された軟弱埋立地盤上の第二摩耶大橋を対象に、橋梁基礎の解析モデル化手法が地震応答特性に及ぼす影響を把握するため、地震応答解析を実施する。また、部材の非線形挙動を考慮した解析を実施し、この橋梁が破壊に至った動的現象の再現性を検討する。

2. 第二摩耶大橋の構造概要と被災状況

(1) 構造概要

第二摩耶大橋の橋梁一般図と地層構成を図-1に、橋梁の概要を表-1に示す。この橋梁は神戸港の摩耶埠頭と新港第八突堤を東西に結んでおり、1975年8月に完成した。

構造形式は、中央スパン 210m の 3 径間連続鋼床版箱桁橋であり、この種の形式としてわが国最大規模である¹⁾。橋脚は主橋脚の P69 と P70、および側橋脚の P68 と P71 で構成されており、固定支承は P69 のみで、それ以外の橋脚には可動支承が設置されている。主橋脚は 15.5m × 5(4)m の台形壁式構造であり、壁構造として配筋計算されていた。主鉄筋は D22 で 100mm ピッチの配筋であり、中間の段落し部から上方では D22 で 200mm ピッチの配筋となっている。主橋脚の基礎は護岸に隣接しており、コンクリート製ケーソンである。橋梁の設計水平震度は 0.22 であった。

護岸背後の埋め立ては KP-9.0m から +3.3(+4.0)m まで行われており、軟弱な礫混じり細砂である。この下方は砂層と砂礫層とが互層となっており、比較的締まった地盤である。ケーソンは KP-26.0m に存在する洪積砂礫

層に設置されている。

(2) 被災状況²⁾

第二摩耶大橋は、ハーバーハイウェイの中でもっとも大きな被害を受けた。上部工にはほとんど被害がなかったが、特に支承や主橋脚に被害が集中した。その主橋脚の被害状況を図-2に示す。新港第八突堤側の主橋脚(P69)では、山側支承座部のコンクリートが圧縮破壊し、そこから斜め方向に断面を貫通するせん断破壊が生じた。さらに、海側の支承はピボット部のリングが破壊し、脱落した。摩耶埠頭側の主橋脚(P70)では、主鉄筋の配筋ピッチが変わる段落し部に、断面を貫通する水平方向のひび割れが入り、橋脚が上下に分離した。また、支承の橋軸方向ストッパーが損傷した。

3. 解析方法

(1) 解析ケース

解析モデルや材料の非線形特性が、軟弱地盤上の橋梁

表-2 解析ケース

材料特性	ケース			
	上部工	基本	詳細	非線形
材料特性	上部工	弾性モデル		
	支承	弾塑性モデル		
	橋脚	弾性モデル		武田モデル
	基礎	弾性モデル		武田モデル
	地盤バネ	弾性モデル		
基礎モデル	ケーソン	質量	1点集中	多点集中
		地盤バネ	1点集中	多点集中
		地震入力	1点入力	1点入力
	杭	質量	多点集中	
		地盤バネ	多点集中	
		地震入力	多点入力	

表-1 橋梁の概要	
上部工	
橋種	3径間連続鋼床版箱桁
橋長	360m
支間長	75m+210m+75m
幅員	18 to 19.2m (4車線)
鋼重	4,645ton
下部工	
橋脚	主橋脚:RC壁式 側橋脚:RC門型
基礎	主橋脚:ニューマチックケーソン P69: 14mX20mX28(18.8)m P70: 13mX16mX28(18.8)m 側橋脚:杭基礎 P68: 場所打ち杭 24本, 1m (直径) P71: 鋼管杭 25本, 1.016m (直径)
桁下空間	H. W. L. +18m
地震荷重	水平震度 0.22

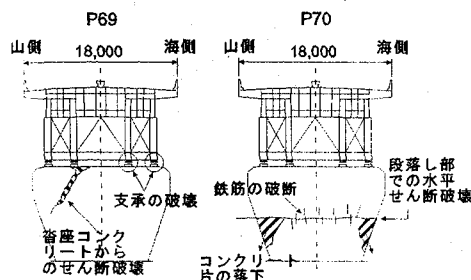


図-2 主橋脚の被害状況

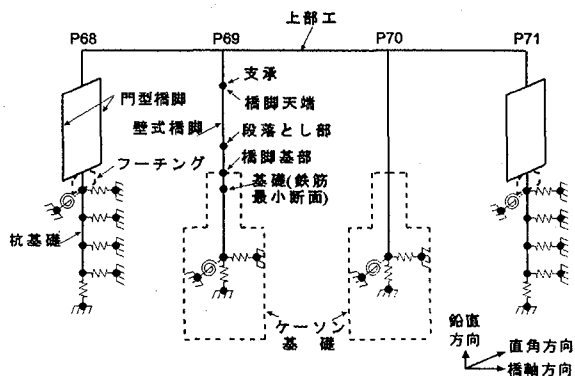


図-3 解析モデル(基本、非線形ケース)

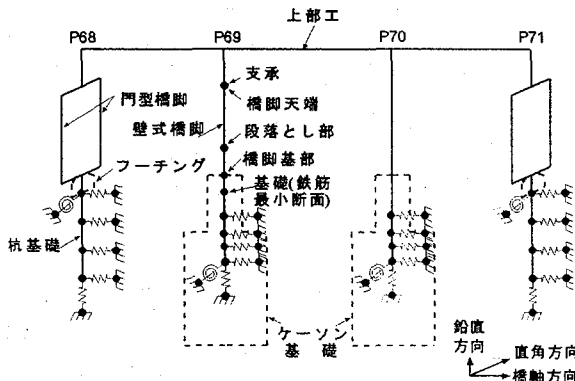


図-4 解析モデル(詳細ケース)

の地震応答特性に与える影響を検討するため、表-2に示す基本ケース、詳細ケースおよび非線形ケースの3つの解析ケースを設定した。

図-3の基本ケースは、ケーソン基礎をその重心位置に1質点の弾性モデルとした場合であり、図-4の詳細ケースは、ケーソン基礎を深さ方向に多質点の弾性モデルとした場合である。また、非線形ケースは基本ケースと同じ骨組みであるが、基礎と実際に被害が生じた橋脚に着目し、この部分のみを武田モデル³⁾にした場合である。この武田モデルは骨格曲線が非対称トリ・リニアであり、梁要素に置き換えた基礎と橋脚の曲率と曲げモーメントの関係から、RC部材のひび割れ、鉄筋の降伏および断面の完全塑性化などの非線形復元力特性を表現することができる。さらに、このモデルで変形の進行に伴う剛性の低下や残留ひずみによるエネルギー吸収など、実構造物に近い破壊現象を再現することができる。なお、解析にはこれらの非線形時刻歴応答解析が可能な市販の汎用プログラムTDAPⅢを用い、Newmark β法による直接積分法を用いた。

これらの解析ケースの中から、基本ケースと詳細ケースの解析結果を比較することによって、ケーソン基礎のモデル化手法の違いによる地震応答結果の差異を検討する。同様に、基本ケースと非線形ケースの比較によって、材料の非線形性を考慮した場合の影響を検討する。

(2) 橋梁の解析モデル

橋梁の解析対象は3径間連続部に限定し、上部工・橋脚・基礎を梁要素に、支承ならびに基礎・地盤間をバネ要素に置換した。解析結果は、破壊が著しかった主橋脚P69とP70に注目した。特に、注目した位置は、図-3や図-4に示すように、橋脚天端、段落し部、橋脚基部ならびに基礎(基礎の中でもっとも鉄筋量が少ない断面)で解析結果を比較した。

これらの梁要素のせん断変形に関しては、初期せん断剛性による弾性モデルとした。梁要素のうち、上部工は

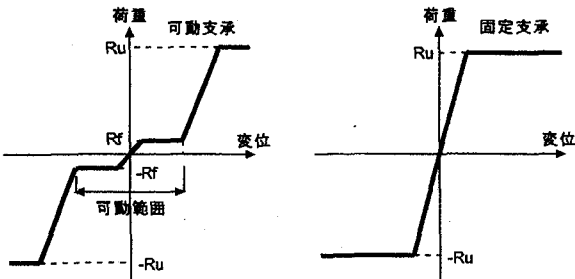


図-5 支承の荷重変位図

ほぼ無被災であったため、全断面有効の初期曲げ剛性を用いた弾性モデルにした。

一方、支承はすべて損傷したため、破壊を考慮した図-5の完全弾塑性モデルとした。すなわち、可動支承は可動量を見込んだトリリニア・モデルに、固定支承はバイリニア・モデルにした。

また、ケーソン基礎の地盤バネ定数は、土木学会耐震工学委員会の報告書⁴⁾に基づき、Kinematic InteractionとInertia Interactionを考慮したSway-Rockingモデル用バネとして算出した。杭基礎に関しては、深さ方向の地震入力特性を考慮した多質点系に置換し、地盤バネ定数を道路橋示方書⁵⁾に準拠して求めた。地盤バネ算出には、地盤の地震応答解析結果に基づく収束せん断剛性を用い、弾性バネとした。

なお、減衰定数は鋼部材で0.06、RC部材で0.1、地盤バネで0.3に設定した。

(3) 入力地震動

ケーソン基礎や杭基礎への入力地震動を算定するため、等価線形法による1次元成層地盤の地震応答解析(SHAKE)を行った。この解析では、兵庫県南部地震の際に観測された地震記録のうち、第二摩耶大橋に近いポートアイランドの基盤面(KP-79.0m、図-6参照)の加速度波形(NS、EWおよびUD)を、そのまま耐震設計上の工学的基盤面(図-1の第2洪積砂礫層、KP-61.3m)に入力した。この加速度記録の最大値は、

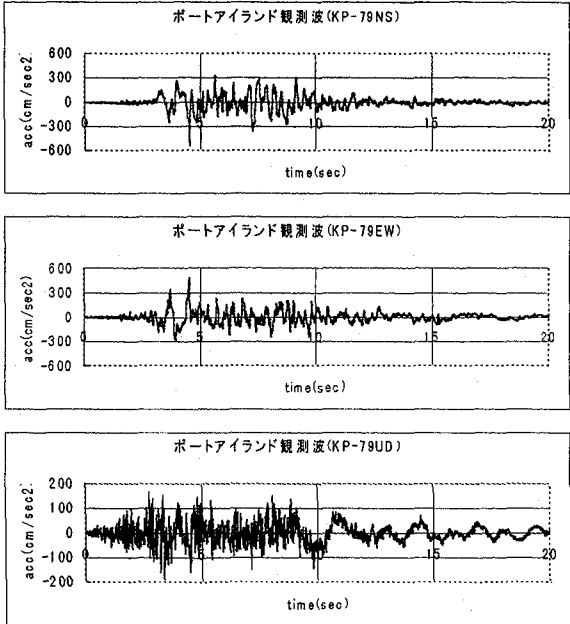


図-6 解析に用いた入力地震動

表-3 主橋脚の終局耐力

方向	終局耐力		P69			P70		
			段落とし部	基部	基礎	段落とし部	基部	基礎
橋軸	曲げ (kN・m)	降伏 My	217,000	315,000	560,000	105,000	134,000	417,400
		終局 Mu	252,000	360,000	665,000	121,000	152,000	493,000
	せん断 Ps (kN)		14,500	17,300	30,100	10,400	10,400	24,200
橋軸直角	曲げ (kN・m)	降伏 My	432,000	554,000	888,000	283,000	332,000	667,000
		終局 Mu	552,000	765,000	1,221,000	333,000	413,000	825,000
	せん断 Ps (kN)		34,400	23,100	39,500	24,600	16,000	29,900

NS 成分で 536cm/sec²、EW 成分で 486cm/sec²、UD 成分で 187cm/sec² である。この解析では、せん断剛性と減衰定数のせん断ひずみ依存曲線 (γ -G/Gmax と γ -h 曲線) に、神戸港島トンネルの地震応答解析の際に用いた振動三軸試験結果⁹⁾を用いた。また、有効ひずみは最大ひずみの 40%とした。

第二摩耶大橋は、橋軸がほぼ東西方向を向いている。このため、この地盤応答解析でバネの深度に応じた変位応答波形を橋軸方向 (EW)、橋軸直角方向 (NS) および鉛直方向 (UD) ごとに求めた。これらの変位波形の中から、橋軸面内の解析では橋軸方向と鉛直方向を、橋軸直角面内では橋軸直角方向と鉛直方向を組み合わせ、それぞれを地盤バネ端に入力した。

4. 耐力評価

基礎と橋脚の曲げ耐力およびせん断耐力は、土木学会コンクリート標準示方書⁷⁾に準拠して算定した。本橋脚は、帯鉄筋が十分密に配置されていないため、帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果を考慮しなかった。それぞれの橋軸方向、および橋軸直角方向の耐力を表-3に示す。橋軸方向の方が橋軸直角方向よりも曲げ耐力、せん断耐力とも半分程度と小さい。また耐力の観点から、橋脚は曲げ破壊よりもせん断破壊の方が先行する。

支承の耐力は、設計資料に基づいて表-4のように設定した。

5. 地盤の応答解析結果

(1) 地盤の地震応答

解析に用いた地層構成と初期せん断剛性、ならびに解析で求めた収束せん断剛性、最大せん断ひずみ、最大

表-4 支承の終局耐力 (unit: kN)

方向	終局耐力	P69	P70
橋軸	せん断	25,700	16,600
橋軸直角	せん断	25,700	19,600
鉛直	引張	10,100	10,100
	圧縮	168,800	181,200
		固定支承	可動支承

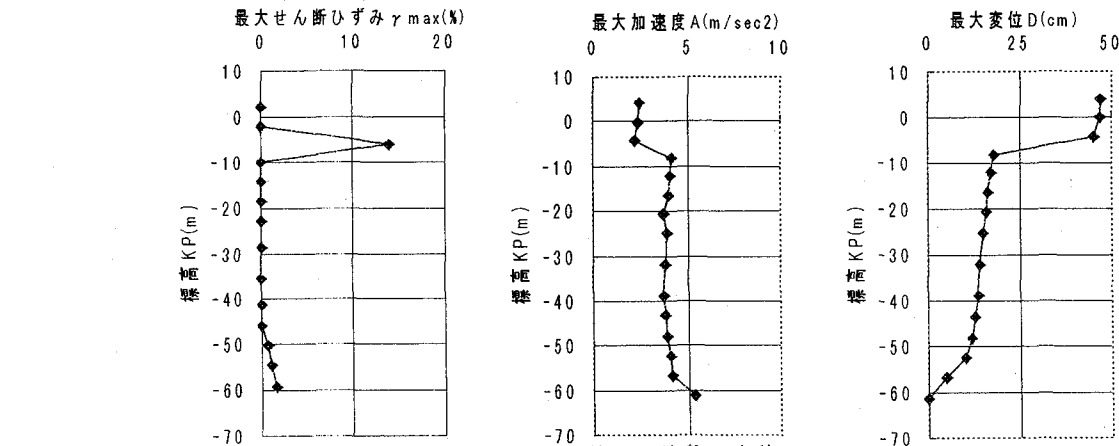


図-7 地盤の応答 (橋軸直角方向、NS)

加速度および最大変位の中から、一例として橋軸直角方向 (NS) の解析結果を表-5と図-7に示す。

最大せん断ひずみ図から明らかなように、洪積砂層直上の埋立土層に 10%を越える大きなひずみが生じ、せん断剛性が大幅に低下している。そのため、この層を境に加速度は半減し、地表での最大加速度が 2.5m/sec² となるが、変位は 2 倍以上に増加し、地表での最大変位は 47cm になることがわかる。ポートアイランドで観測された地表 (NS) の加速度は 3.4m/sec²、変位は 21cm であったが、解析による応答加速度はポートアイランドより小さいが、その分変位が大きくなっており、妥当な解析結果になっている。

(2) 地盤の液状化の検討

地盤の地震応答解析結果から、埋立地の液状化対策ハンドブック⁸⁾に準拠した液状化の判定結果を表-6に、ならびに道路橋示方書⁹⁾に準拠した地盤定数の低減を表-7に示す。表-6の結果より地表面以下 20m 程度のすべての土層が液状化し、表-7によると埋立土層の下部ではせん断剛性がなくなる部分もある。しかし、橋

表-5 地層構成とせん断剛性(橋直、NS)

標高 (KP)	地層	せん断剛性 G (kN/m²)	
		初期	収束
4.00	B	47,000	34,960
-0.07	B	47,000	12,690
-4.13	B	47,000	290
-8.20	Ds1	112,000	87,110
-12.20	Ds1	141,000	105,710
-16.53	Ds1	141,000	91,690
-20.87	Ds1	141,000	77,780
-25.20	Dsg	187,000	103,850
-32.00	Dsg	187,000	84,420
-38.80	Dsg	246,000	126,260
-43.50	Dsg	246,000	115,770
-48.20	Dc	151,000	31,100
-52.57	Dc	151,000	23,490
-56.93	Dc	151,000	19,630
-61.30	Ds2 (基盤)	326,000	326,000

表-6 液状化の判定(埋立地の液状化対策ハンドブック)

地層	標高 KP(m)	地層厚 (m)	深度(m)	γ (tf/m ³)	N値	N値低 減係数	$\sigma'v$ (kgf/cm ²)	(N)0.66	τ_{max} (kgf/cm ²)	α_{eq} (gal)	粒度 分類	土層 分類
B	4.00	3.00	-1.50	1.8	-	-	-	-	-	-	-	-
B	1.00	1.07	-3.53	1.8	10	0.5	0.583	10	0.124	146	A	I
B	-0.07	4.07	-6.10	1.8	5	0.5	0.788	5	0.392	341	A	I
B	-4.13	4.07	-10.17	1.8	15	0.5	1.113	12	0.543	335	A	I
Ds1	-8.20	4.00	-14.20	1.9	45	0.5	1.456	33	0.511	241	A	III
Ds1	-12.20	4.33	-18.37	1.9	40	0.5	1.829	26	0.715	268	A	II

表-7 地盤定数の低減(道路橋示方書)

地層	標高 KP(m)	地層厚 (m)	深度(m)	γ (tf/m ³)	R	L	FI	De
B	4.00	3.00	-1.50	1.8	-	-	-	-
B	1.00	1.07	-3.53	1.8	0.283	0.346	0.818	2/3
B	-0.07	4.07	-6.10	1.8	0.156	0.419	0.373	0
B	-4.13	4.07	-10.17	1.8	0.248	0.443	0.560	0~1/3
Ds1	-8.20	4.00	-14.20	1.9	0.354	0.703	0.503	1/3
Ds1	-12.20	4.33	-18.37	1.9	0.373	0.651	0.572	1/3

梁が衝撃的に破壊する主要動までは、液状化が発生していないものと考えられる。例えば、井合らがポートアイランドの観測波を用いて行ったケーソン式岸壁の有効応力解析結果¹⁰⁾によると、第2摩耶大橋と同様の埋立土は主要動以降の7sec頃に液状化を起こしている。なお、ここで液状化とは、過剰間隙水圧比が0.9を超えた場合と定義している。そこで、本解析では液状化による地盤パネの低減や泥水圧を考慮していない。

6. 橋梁の応答解析結果

(1) 固有値解析

固有値解析の結果を表-8に示す。また、基本・非線形ケースにおける10次までのモード図を図-8に示す。

表-8 上部工と主橋脚の固有周期

解析ケース	基本 非線形	詳細
上部工(sec)	2.0~0.9	
橋軸 (sec)	P69 0.76	0.65
	P70 0.41	0.30
直角 (sec)	P69 0.47	0.35
	P70 0.46	0.35

表-9 橋梁の地震応答

解析ケース				基本	詳細	非線形
橋軸	最大加速度 (cm/sec2)	P69	天端	1,200	1,110	850
			基部	740	740	610
		P70	天端	820	1,310	800
			基部	670	890	620
方 向	最大変位 (cm)	P69	天端	25.8	24.2	23.1
			基部	20.6	17.3	18.6
		P70	天端	17.8	19.0	17.9
			基部	16.8	15.6	17.0
直 角	最大加速度 (cm/sec2)	P69	天端	540	1,090	540
			基部	550	700	550
		P70	天端	540	1,200	540
			基部	540	740	540
方 向	最大変位 (cm)	P69	天端	18.4	23.4	18.4
			基部	18.1	19.8	18.1
		P70	天端	17.9	22.1	18.0
			基部	17.8	19.5	17.9

どの解析ケースにおいても、1~3次モードは上部工の変形が卓越するモードであり、固有周期は2.0~0.9secであった。橋脚は有効質量が大きいいため、卓越周期は5次モード以降で現れている。基本・非線形ケースでは、P69橋軸方向は5次モードで現れ、固有周期は0.76sec、P70橋軸方向は12次モード、固有周期0.41secであった。両者で卓越周期が異なるのは、支承の固定条件の相違によるものと考えられる。橋軸直角方向は、両者とも9および10次モードで、固有周期はそれぞれ0.47sec、0.46secであった。

詳細ケースでは、ケーソン基礎も杭基礎同様多質点系に置換しているため、基本・非線形ケースに比べ両橋脚

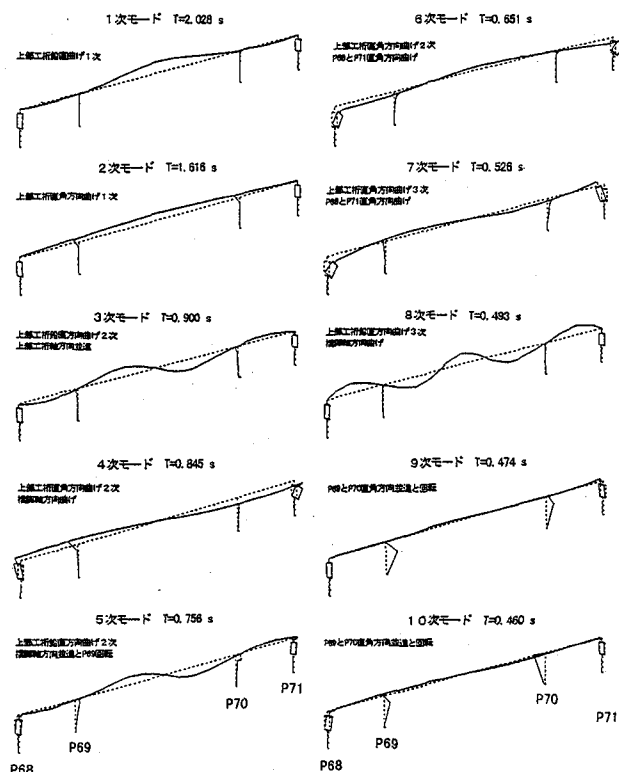


図-8 モード図(基本・非線形ケース)

の橋軸・直角方向とも 0.1sec ほど固有周期が短くなった。

(2) ケーソン基礎のモデル化による地震応答の差異

全解析ケースの主橋脚における天端と基部の最大応答加速度、ならびに最大応答変位を表－9に、詳細および非線形ケースの基本ケースに対する応答量の比を表－10に示す。

詳細ケースと基本ケースの応答比を比較すると、P70の最大加速度を除き、詳細ケースの橋軸方向の応答は加速度、変位ともほぼ基本ケースと同様の応答になった(応答比=0.84～1.07)。一方、直角方向では詳細ケースの応答の方がすべて大きくなった(応答比=1.09～2.22)。これは、表－11に示すように、基本・詳細ケースとも直角方向は支承のせん断力が終局耐力内であるが、橋軸方向は支承の終局耐力を越えるため、上部工の慣性力が支承の終局耐力以上に大きくなるためである。また、直角方向で基本ケースの応答が詳細ケースに比べ小さいのは、剛体であるケーソン基礎が1質点への水平・鉛直方向の地震動入力だけでは、地震動だけによるロッキング振動を起こさないためであると考えられる。すなわち、詳細ケースのような多質点への地震動入力によるロッキング振動を再現するためには、基本ケースでは回転成分

表－10 橋梁の応答比

橋軸方向	最大加速度 応答比	P69	天端	詳細/ 基本	非線形/ 基本
				0.93	0.71
	最大変位 応答比	P70	天端	1.60	0.98
				1.33	0.93
橋軸方向	最大加速度 応答比	P69	天端	0.94	0.90
				0.84	0.90
	最大変位 応答比	P70	天端	1.07	1.01
				0.93	1.01
橋軸方向	最大加速度 応答比	P69	天端	2.02	1.00
				1.27	1.00
	最大変位 応答比	P70	天端	2.22	1.00
				1.37	1.00
橋軸方向	最大加速度 応答比	P69	天端	1.27	1.00
				1.09	1.00
	最大変位 応答比	P70	天端	1.23	1.01
				1.10	1.01

網掛けは基本ケースよりも大きいことを示す。

表－11 支承の最大断面力と終局耐力の比

方向	ケース	P69	P70
橋軸	基本	1.00	1.00
	詳細	1.00	1.00
	非線形	1.00	1.00
橋軸直角	基本	0.75	0.86
	詳細	0.72	0.82
	非線形	0.78	0.89
鉛直	基本	0.23	0.22
	詳細	0.24	0.22
	非線形	0.22	0.21

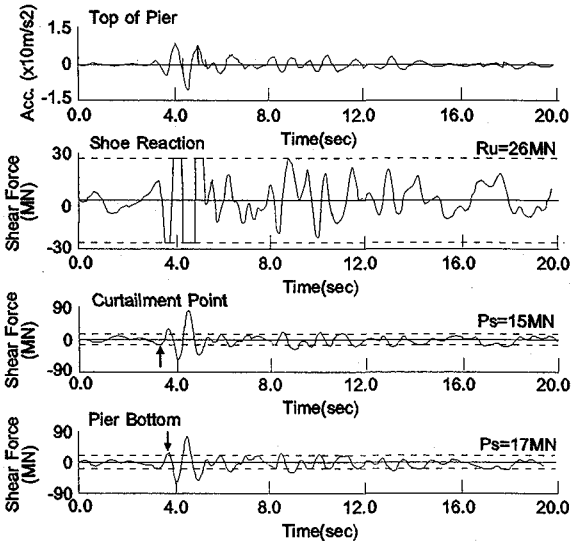
網掛けは最大断面力が終局耐力よりも大きいことを示す。

の地震動入力が必要になる。しかし、地盤の応答解析ではこの回転成分を求めることは困難である。したがって、今回のようにケーソン基礎が高い場合は、詳細ケースのような多質点に置換した方がよいと考えられる。

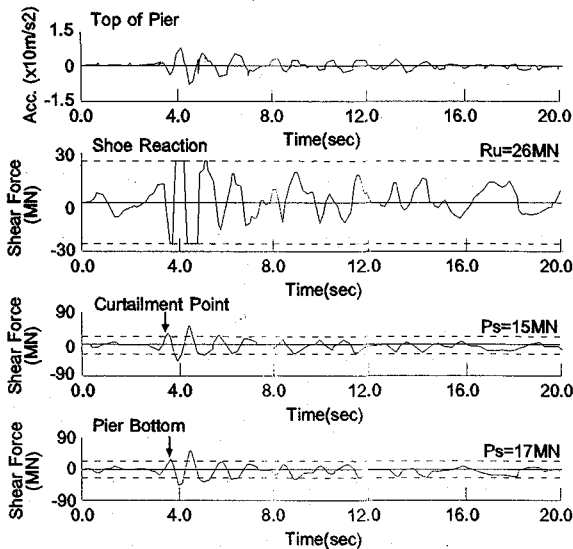
基本および詳細ケースの代表的な地震応答として、橋軸方向の P69 橋脚天端の応答加速度、支承、段落し部および基部のせん断力時刻歴を、それぞれ図－9と図－10に示す。せん断力時刻歴における破線は表－3や表－4の終局耐力を示し、同図の矢印は最初に耐力を越える時刻を示す。詳細ケースの固有周期の方が短いため、基本ケースに比べ応答加速度やせん断力の時刻歴は、周波数の高い成分が含まれている。また、最初に耐力を越えるのは、基本、詳細ケースともほぼ同時刻である。

(3) 材料の非線形挙動による地震応答の差異

表－10の非線形ケースと基本ケースの応答比を比較すると、直角方向は支承や橋脚・基礎のせん断力がそれぞれの耐力を越えないため、応答比はほぼ 1.00 になっ



図－9 P69橋脚の応答(橋軸方向、基本ケース)



図－10 P69橋脚の応答(橋軸方向、非線形ケース)

表-12 最大断面力と終局耐力の比

方向	断面力	ケース	P69			P70		
			段落とし部	基部	基礎	段落とし部	基部	基礎
橋軸	曲げ (kN-m)	基本	2.52	2.24	2.27	1.28	1.36	0.83
		詳細	2.35	2.09	2.26	1.01	1.02	1.01
		非線形	0.85	0.88	0.82	0.95	0.87	0.71
	せん断 (kN)	基本	5.42	4.78	2.84	2.05	2.21	1.00
		詳細	5.03	4.45	5.37	1.72	2.16	5.38
		非線形	3.84	3.40	2.03	1.72	1.81	0.80
直角	曲げ (kN-m)	基本	0.47	0.40	0.39	0.67	0.65	0.52
		詳細	0.47	0.40	0.80	0.68	0.66	1.07
		非線形	0.51	0.48	0.42	0.73	0.79	0.56
	せん断 (kN)	基本	0.59	0.90	0.54	0.73	1.16	0.64
		詳細	0.69	1.17	4.76	0.86	1.53	5.73
		非線形	0.63	0.97	0.58	0.79	1.26	0.69

網掛けは最大断面力が終局耐力よりも大きいことを示す。

ている。しかし、橋軸方向の非線形ケースは、支承の他に橋脚のせん断耐力も越えるため、基本ケースに比べ応答比が小さくなっている(0.71~1.01)。

基本および非線形ケースの代表的な地震応答として、橋軸方向の P69 橋脚天端の応答加速度、支承、段落し部および基部のせん断力を、それぞれ図-9 と図-11 に示す。支承のせん断力時刻歴では、主要動が始まる 4sec 程度までは同じような応答であるが、それ以降は非線形ケースの方がなめらかな応答になっている。これは橋脚や基礎の曲げひずみが塑性域に入り、曲げ剛性が低下したためである。したがって、橋脚の段落し部や基部のせん断力時刻歴においても同様に、4sec 前後を境に非線形ケースの応答が変化している。

これらから、線形ケースであっても、上部工の慣性力を伝達する支承の荷重・変位曲線が定義されれば、発生断面力と終局耐力との比較で、最初の破壊部位を推定できる。

(4) 主橋脚と基礎の発生断面力

主橋脚とその基礎(鉄筋量最小の断面)の発生断面力と終局耐力の比を表-12 に示す。基本および詳細ケースの橋軸方向では、曲げモーメントとせん断力はそれぞれ終局耐力を越えた。しかし、直角方向の曲げモーメントは一部を除き耐力内になっており、詳細ケースのせん断力は耐力を越える部位が基本ケースに比べ多くなった。この傾向は基礎において顕著であり、詳細ケースのようにケーソン基礎を地盤バネに支持された多質点系に置換し、深度に応じた地震動を入力したためと考えられる。

非線形ケースでは両橋脚の橋軸および橋軸直角方向とも、橋脚段落し部、基部および基礎の曲げモーメント比は 1.0 以下であり、曲げ耐力には達していない。橋軸方向における P69 の各部位のせん断力比は、P70 の約 2 倍になった。これは、支承の固定条件の相違によるものであると考えられる。一方、橋軸直角方向では P70 基礎のせん断力比のみが 1.0 以上になり、せん断耐力を超えた。

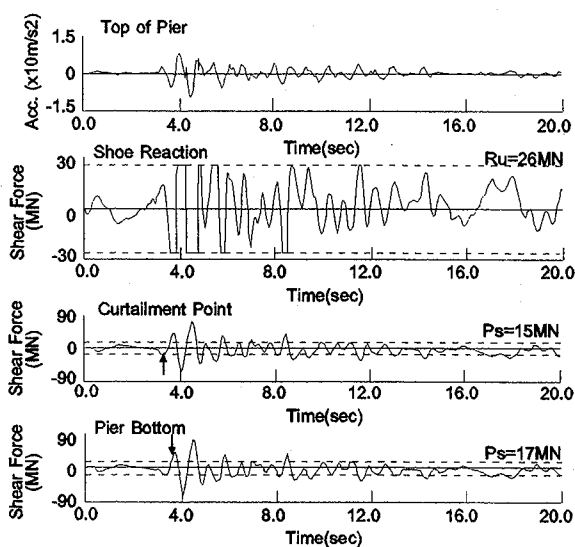


図-11 P69の応答(橋軸方向、詳細ケース)

(5) 主橋脚の破壊現象の再現性

主橋脚が破壊した現象の再現性を検討するため、非線形ケースの解析結果を分析する。図-11 や表-12 に示すように、P69 の橋軸方向では、主要動が始まる 4sec 前後に橋脚の基部と段落し部、ならびに支承がせん断破壊した。しかし、橋軸直角方向は破壊に至らなかった。P70 でも主要動の第 1 波で橋脚の基部・段落し部と支承が橋軸方向にせん断破壊し、7.9sec で基礎(鉄筋量最小の断面)が橋軸直角方向にせん断破壊した。ほぼ同時刻に段落とし部、基部および基礎でせん断耐力を超えているが、被災後の調査によると基部や基礎では健全であった。せん断に関しても非線形性を考慮できれば、最初の破壊部位でかなりエネルギーを吸収するため、厳密な意味で破壊箇所を特定できると思われる。

これらから、橋軸方向では曲げ破壊が生じない結果となった。この理由は、曲げモーメントと曲率との関係において、脚の最大応答が非線形領域にわずかしき入らず、曲率が増加しなかったためである。

今回の解析で、支承の破壊と P70 の段落とし部における水平せん断破壊を推定できたが、P69 の斜めせん断破壊を再現することはできなかった。地震応答で P69 にこのような破壊が生じるためには、せん断破壊した側の支承に大きな圧縮力が作用する必要がある。そのためには上部工がねじれ振動したことになるが、現在のところ未解明である。

7. まとめ

(1) 基本・詳細ケースにおいて、橋軸方向はほぼ同様の応答となったが、橋軸直角方向は詳細ケースの応答が基本ケースよりも大きくなった。橋軸方向は支承のせん断力が終局耐力を超え、変位が完全塑性域に達するため、上部工の慣性力が影響しないためである。

(2) 基本・詳細ケースの解析結果より、ケーソン基礎のように基礎の剛性が高く、基礎の高さが高い場合は、地震動によるロッキング振動を考慮するため、1 質点よりも多質点モデルの方がよい。つまり、基礎の高さ方向に入力地震動の位相差が生じる場合、1 質点モデルではこの位相差によるロッキング振動成分を入力しなければならないが、地盤の応答解析ではこの成分を求めることが困難なためである。

(3) 非線形ケースの解析結果より、地震動の第 1 波で RC 橋脚はせん断破壊し、支承も破壊することが推定できた。橋脚のせん断耐力と支承の耐力が兵庫県南部地震に対して不足していたことにより、被害が生じたと判断できた。

(4) 非線形ケースの解析結果より、P69 と P70 の橋脚が被害を受けることは再現できるが、破壊状況を詳細に再現するには至らなかった。

8. あとがき

第二摩耶大橋は橋梁の復旧仕様に基づいて復旧され、すでに供用を開始した。本論文の解析結果だけでは、橋梁の被災過程を十分解明しているとは言い難い。護岸付近の地盤の液状化や側方移動により、主橋脚が被害を受

けたとも想定されたが、側方流動などの地盤の変状 (Site Non-Linearity) だけでは今回の橋脚部の破壊状態を再現することはできなかった。被災過程を説明するには、非線形性 (Local Non-Linearity) を加味した地盤の動的相互作用バネ係数の算出方法、ならびに被災前の実状を反映した境界条件 (例えば、錆などによる支承の初期条件など) の設定方法が重要であり、今後の課題と思われる。

参考文献

- 1) 脇茂行、池田貞夫：第二摩耶大橋の設計と架設、橋梁と基礎、76-1、pp.12-17、1976 年。
- 2) 稲富隆昌 他：1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告、港湾技研資料、No.857、pp.1522-1523、1997 年。
- 3) T. Takeda, M. A. Sozen and N. N. Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. of ASCE, Vol.96, No. ST-12, 1970 年。
- 4) 土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用 ―相互作用効果の耐震設計への導入―、pp.II-28-48、1992 年。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、1994 年。
- 6) 神戸市港湾局：平成 2 年度 新港突堤～ポートアイランド土質調査、1991 年。
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書 (平成 8 年度版)、pp.51-71、1996 年。
- 8) (財)沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック、1993 年。
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1990 年。
- 10) 井合進 他：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察 (その 7) ケーソン式岸壁の有効応力解析、港湾技研資料、No.813、1995 年。

(1997 年 9 月 26 日受付)