

直橋および斜橋の桁間衝突とその影響

EFFECT OF IMPACTS BETWEEN TWO ADJACENT DECKS IN A STRAIGHT BRIDGE
AND A DECK AND ABUTMENTS IN A SKEWED BRIDGE

矢部正明*, 武村浩志**, 川島一彦***

Masaaki Yabe, Hiroshi Takemura, Kazuhiko Kawashima

- * 東京工業大学社会人博士課程 (※)長大 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)
 ** 工修 東京工業大学研究生 (※)ピーエス 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)
 *** 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)

This paper presents an analysis on the effect of pounding between main structural components in bridges. Two types of bridges are analyzed; straight bridge and skewed bridge. The straight bridge is of a three span continuous deck and two simply supported decks(deck(A)and(B)),and the skewed bridge is of a simply supported deck and two abutments at both ends.It is found from the analysis that pounding between the continuous deck and the simple deck(A) makes sufficiently large impacting force to transfer from the continuous deck to the simple deck(A)and(B).In the analysis of skewed bridge,it is found that pounding between the deck and the abutment causes rotation of the deck around vertical axis

Keyword: Seismic Design, Bridge, Pounding, Nonlinear Dynamic Response Analysis, Skewed Bridges

1. はじめに

1995.1.17兵庫県南部地震は、橋梁構造物に様々な形態の被害が生じ得ることを示したが、その中の1つとして支承や落橋防止構造の破壊をあげることができる。

支承が損傷すると、桁に残留変位が生じたり、隣接桁との衝突により次々に慣性力が伝達されていく、いわゆる玉突き衝突が生じる可能性がある。また、曲線橋や斜橋では、桁の幾何学的形状に伴い、振動しやすい方向とそうでない方向が生じ、支承の損傷が生じた後には桁の回転が生じることがある^{1) 2)}。平成7年兵庫県南部地震では、桁同士が衝突した痕跡が残されているものもあり、¹⁾ 今後衝突を含む隣接桁の相互作用に関して検討を進めて行く必要性が指摘されている。また、兵庫県南部地震を契機としてゴム支承が広く採用されるようになりつつあるが、高さの高いゴム支承を採用した場合には、下部構造天端に対する桁の相対変位が増加する場合もあると考えられるが、これに対しても隣接桁間の相互作用に関する検討が重要になると考えられる。

橋梁の地震応答を対象に衝突現象を解析的に検討した先駆的な研究としては、川島ら³⁾、Chenらの研究⁴⁾がある。これらの研究では、それぞれ曲線橋、斜橋を対象

に、桁間や橋台と裏込め土との間に生じる衝突の影響を衝突ばね⁵⁾という衝突が生じている間だけ作動し、衝突が生じていない時には作動しないばねを用いて解析が行われている。衝突ばねの大きさを適切に設定することにより、こうしたモデル化により桁の応答を精度良く再現できることが明らかとなっている⁶⁾。Liuらは、1987年のウィットニアークローズ地震により被災した高架橋を対象に、橋脚の非線形履歴と同時に衝突ばねを用いた桁どうしの衝突の影響を見込んだ解析を行っている⁷⁾。また、Malhotraらは、1992年ランダー地震により得られた曲線橋上の強震記録を解析し、桁どうしの衝突が生じたことを明らかにしている⁸⁾。さらに最近では、吉澤⁹⁾、川神¹⁰⁾らは、曲線橋の斜橋を対象とした解析を行い、こうした橋では地震時に桁が回転することを明らかにしている。衝突の影響に関しては、建築物を対象にAnagnostopoulos¹¹⁾、Kasai¹²⁾等、いろいろな検討が行われている。Jankowskiら¹³⁾もAnagnostopoulosの衝突モデルを用いた高架橋の衝突の影響を解析している。このように、桁間の衝突に関しては、近年いろいろな研究が進められているが、衝突が支承の被害に及ぼす影響、隣接桁間の衝突の影響、斜橋における衝突の影響等、い

ろいゝな問題点が残されている。

本論文では、川島らの研究を参考に、衝突ばねを用いて、固有周期が異なる直橋が隣接する場合および1径間の斜橋が両端を橋台によって支持される場合を対象として、大きな地震力の作用を受けた場合の桁の振動特性について検討した結果を報告する。

2. 解析対象橋梁と解析条件

解析対象橋梁を、図-1に示す。図-1(1)は、1点固定方式の3径間連続橋と単純桁橋(A)・(B)2連からなる直橋である。図-1(2)は、斜角50度を有する単純桁橋の斜橋である。直橋では、固定支承が破壊し、3径間連続橋が単純桁橋に衝突する現象を、また斜橋では、支承が破壊し、桁が橋台と衝突することによって生じる桁の回転現象をそれぞれ解析目的として選定したものである。

両橋とも、I種地盤上に建設され、直接基礎によって支持されている。震度法の設計水平震度は0.2である。3径間連続橋と単純桁橋2連のRC橋脚は、平成2年の道路橋示方書V耐震設計編に基づいて地震時保有水平耐力の照査が行われている。斜橋の橋台は、土圧の水平成分とこれに直角方向に慣性力を作用させて震度法によって耐震設計されている。解析対象橋梁は、幅員、支間長、支承条件とも我が国において数多く建設されてきた一般的な道路橋である。解析対象とした直橋と斜橋の構造条件を表-1に、解析条件を以下に示す。

(1) 3径間連続橋と単純桁橋2連(直橋)

桁間の衝突を解析するためには、支承の耐力や、可動支承や伸縮装置での可能移動量をどのように定めるかが重要である。固定支承としては、金属沓を想定し、震度法の慣性力によって発生する応力度が許容応力度に等しくなるという条件で、降伏耐力を定めた。可動支承では、高力横銅鋳物支承板(摩擦係数0.15)を有するすべり支

承を想定し、摩擦係数に死荷重反力を乗じた水平力によって発生する応力度が許容応力度に等しくなるという条件から、降伏耐力を定めた。可動支承に作用する水平力が降伏耐力に達するまでの移動量 Δl (以下、支承の可能移動量と呼ぶ)は、次式によって定めた。

$$\Delta l = \Delta l_t + \Delta l_r + \Delta l_s + \Delta l_a \tag{1}$$

ここに、 Δl_t : 温度変化による余裕量、 Δl_r : 桁のたわみによる移動量(活荷重による)、 Δl_s : 設置余裕量、 Δl_a : 付加余裕量である。 Δl_t 、 Δl_r は次式によって求める。

$$\Delta l_t = \Delta T \times \alpha \times L \tag{2}$$

$$\Delta l_r = \sum (h_i \times \theta_i) \tag{3}$$

ここに、 ΔT : 温度変化、 α : 線膨張係数、 L : 伸縮桁長(m単位)、 h_i : 桁の中立軸から支承の回転中心までの距離、 θ_i : 支承上のけたの回転角(鋼橋で1/150)である。

式(2)で、温度変化の範囲は、-10℃~40℃とした。また、式(3)で、桁のたわみによる移動量は、桁高さの2/3を h_i と仮定して求めた。3径間連続橋の中間支点においては、桁のたわみによる移動量は一般に小さいため無視した。単純桁橋の場合は、可動支承に固定支承側の回転支承の影響を加えて、桁のたわみによる移動量は式(3)によって与えられる値の2倍とした¹⁴⁾。設置余裕量は、支承を設置するときの誤差を考慮したもので±10mm、付加余裕量は、下部構造の予想外の変位などに対処するため±20mmとした。

次に、伸縮装置の伸縮量 Δl_s は、次式によって求めた。

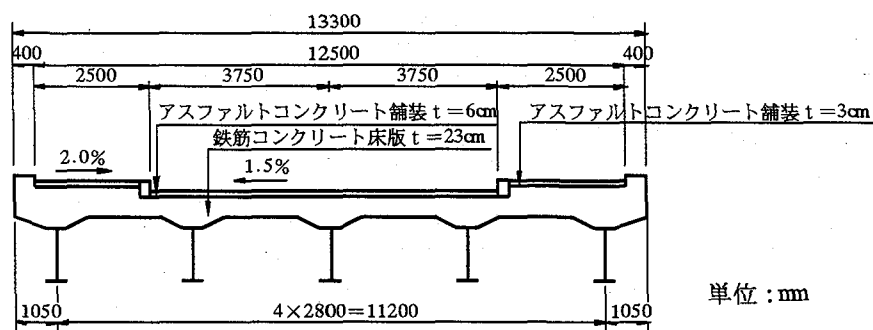
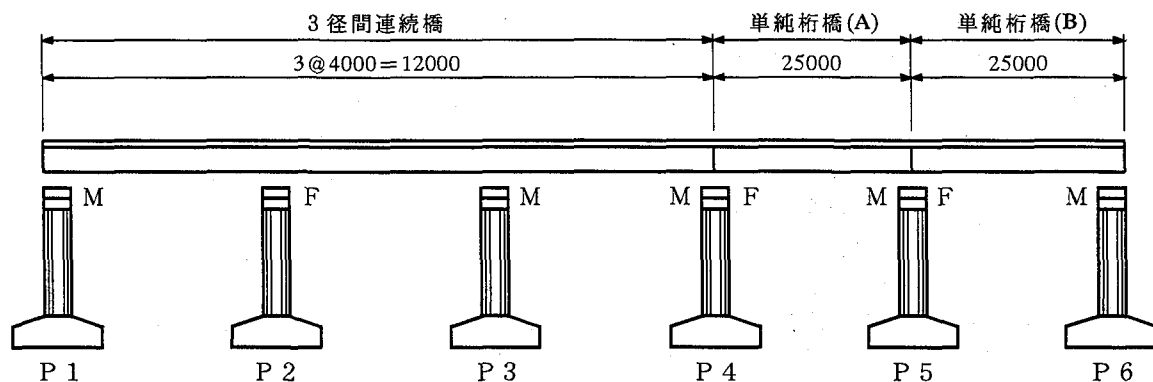
$$\begin{aligned} \Delta l_s &= \Delta T \times \alpha \times L + \Delta l_r \\ &= -10^\circ\text{C} \sim 40^\circ\text{C} \times 1.2 \times 10^{-2} \times L + 0.06 L \\ &= 0.66 L \text{ (mm)} \end{aligned} \tag{4}$$

ここに、 Δl_r は桁のたわみによる移動量(活荷重による)や施工誤差を考慮した伸縮余裕量である。ここでは、式(4)による伸縮装置の伸縮量に相当する桁の遊間量があると考えたこととした。

表-1 解析対象橋梁の構造条件

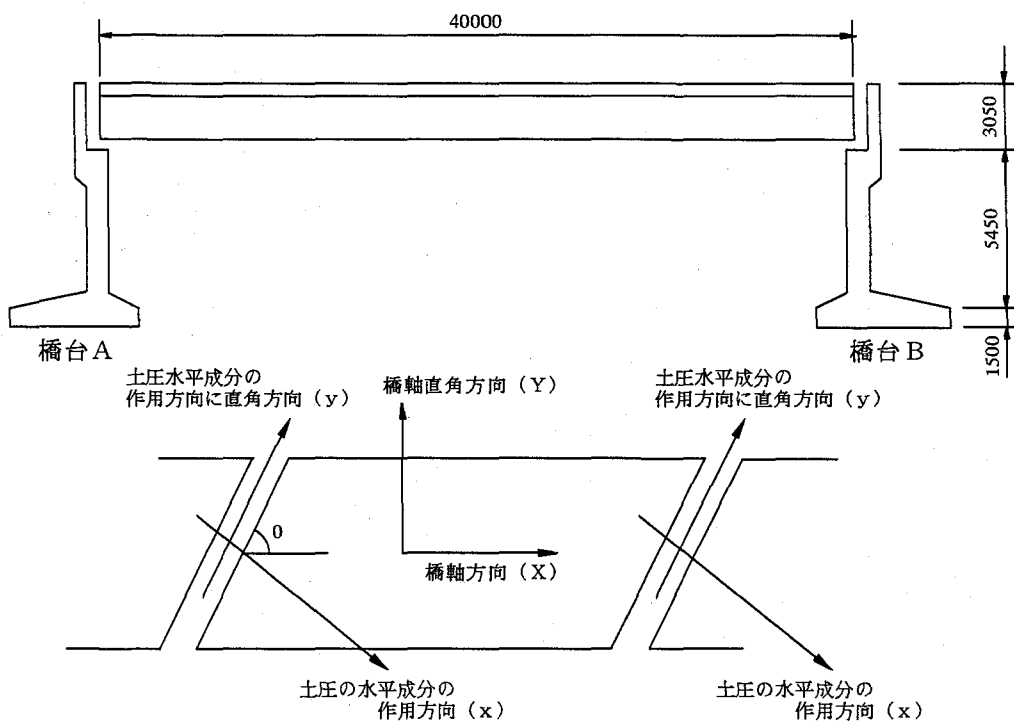
対象橋梁		3径間連続橋	単純桁橋	斜橋
上部構造	形式	鋼鈑桁	鋼鈑桁	鋼鈑桁
	幅員	13.3m	13.3m	9.75m
	支間長	40m@3=120m	25m	40m
支承条件		M-F-M-M	F-M	F-M
下部構造	形式	小判型	小判型	壁式
	躯体高さ	12.5m	12.5m	5.45m
	胸壁高さ	-	-	3.05m
	直角方向幅	7.0m	7.0m	12.7m
	橋軸方向幅	固定	2.1m	1.9m
		可動	1.5m	1.5m
基礎構造	支持地盤	洪積砂質土(N値50)	洪積砂質土(N値50)	洪積砂質土(N値50)
	基礎形式	直接基礎	直接基礎	直接基礎
	固定	高さ	2.5m	1.5m
		橋軸方向幅	10.5m	6.5m
		直角方向幅	8.0m	12.7m
	可動	高さ	1.5m	1.5m
		橋軸方向幅	6.5m	6.5m
		直角方向幅	8.0m	12.7m

注) F: 固定支承, M: 可動支承



上部構造横断面図

(1) 3 径間連続桁橋と単純桁橋 (直橋)



(2) 斜角を有する単純桁橋 (斜橋)

図 - 1 解析対象とした橋梁

このようにして求めた各支承の降伏耐力、可能移動量、桁の遊間量を表-2に示す。固定支承の降伏耐力は、3径間連続橋では4000kN、単純桁橋では850kNである。また、可動支承の降伏耐力は、3径間連続橋では400および1200kN、単純桁橋では350kNである。単純桁橋の固定支承の降伏耐力が、3径間連続橋の中間橋脚上の可動支承よりも小さいが、これは、単純桁橋の全重量3626kNが3径間連続橋の中間支点における死荷重反力6382kNよりも小さいためである。可動支承の可能移動量は、3径間連続橋と単純桁橋(A)の架け違い部で12cmと最も大きくなっている。桁遊間は、3径間連続橋と単純桁橋(A)の間が5.5cm、単純桁橋(A)と単純桁橋(B)の間が2.0cmである。

表-2 各支承の降伏耐力と移動量及び桁遊間量

橋 種		3 径間連続橋				単純桁橋 (A)		単純桁橋 (B)	
橋 脚		P1	P2	P3	P4	P5		P6	
支 承 条 件		可動	固定	可動	可動	固定	可動	固定	可動
支 承 の	降 伏 (kN)	400	4000	1200	400	850	350	850	350
耐 力	移 動 量 (mm)	95	0	85	120	0	95	0	95
桁遊間量 (mm)		—	—	—	55	—	20	—	—

(2) 斜角を有する単純桁橋 (斜橋)

本橋は、橋軸線に対して50°の斜角を有している。桁と橋台の遊間は、いずれの側も1cmとした。

3. 解析モデル

直橋の解析モデルを図-2(1)に示す。橋軸方向の桁間の衝突を解析するため、桁と橋脚には橋軸方向の質量を、直接基礎には橋軸方向の質量と橋軸直角軸の周りの回転慣性を考慮した。節点数は43、総自由度数は115自由度である。桁は線形梁要素によってモデル化した。大きな衝突力を受けた場合には、桁が非線形域に入ること考えられるが、桁を構成する多様な部材の挙動にまで立ち入って解析するには至っておらず、剛性が等しい1本の梁にモデル化しているだけであるため、ここでは梁要素は線形と仮定したものである。RC橋脚は、非線形域に入るため、降伏剛性を等価剛性として用いた線形梁要素とした。地盤の影響は、地盤ばねによって表すこととし基礎底面に取り付けた。

減衰定数は、桁では3%、RC橋脚では履歴減衰も考慮して20%、地盤ばねでは逸散減衰を考慮して20%とした。

固定支承と可動支承は、表-2に示した降伏耐力を降伏力、可能移動量を降伏変位とみなした完全弾塑性バイリニア型ばね要素によってモデル化した。また、連続桁橋～単純桁(A)、単純桁(A)～(B)の間には、衝突ばね要素を設けた。衝突ばねの剛性は次のように与えた⁶⁾。

$$k_i = \begin{cases} \bar{k}_i & \Delta u < -u_0 \\ 0 & \Delta u \geq -u_0 \end{cases} \quad (5)$$

ここで、 k_i は衝突ばねの剛性、 Δu は隣接する2つの桁間の相対変位、 u_0 は桁間の遊間である。 Δu は桁間が開

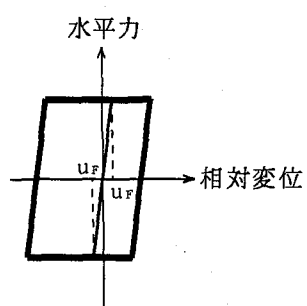
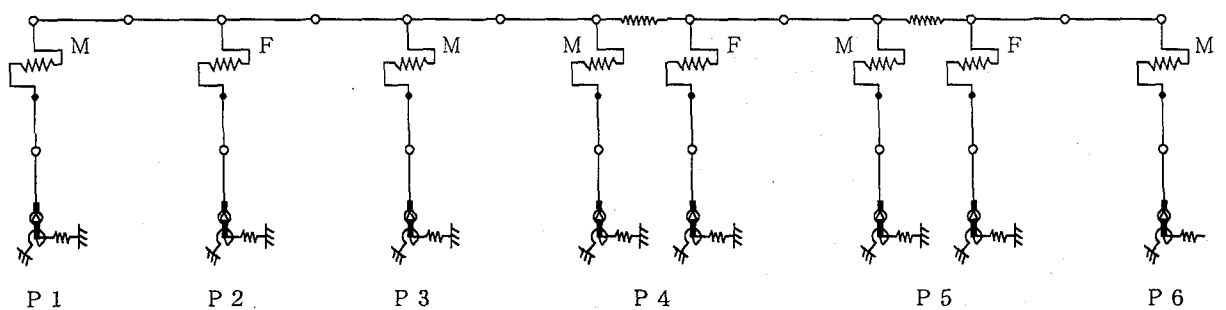
く方向を正としている。前述したように、ここでは u_0 として表-2に示した式(4)による伸縮装置の伸縮量を用いる。橋梁のように床版や鋼桁など多様な部材から構成される場合の衝突解析は非常に困難な問題であるが、ここでは上述したように桁を線形梁要素でモデル化し、この梁と橋台、あるいは梁と梁の衝突を解析している。適切に k_i を選定すれば、衝突ばねを用いることにより、線形弾性体の接触から離反に至る間に梁に生じる応力度や変位をかなり精度良く解析することができる⁶⁾。 k_i としては、衝突ばねに隣接する梁要素の軸方向剛性と同程度の値とすることが、最も適切な結果を与える⁶⁾。ただし、衝突ばねを用いた解析では、衝突力の推定にはかなりの誤差が生じる。従って、以下に示す衝突はあくまでも、全体的な傾向を表しているだけであることに注意しなければならない。

図-2(1)に示した解析モデルの基本固有周期は、地震時に同一の振動をすると見なせる3径間連続橋から成る設計振動単位では0.82秒、単純桁橋から成る設計振動単位では0.67秒である。

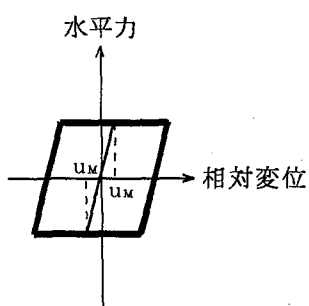
次に、斜橋のモデル化を図-2(2)に示す。道路橋示方書に従い、橋軸方向に対して40°だけ時計まわりに回転した方向を土圧の水平成分の作用方向、その直角方向を土圧の水平成分に直角な方向と呼び、橋軸方向、橋軸直角方向と区別する。桁およびRC橋台は、線形梁要素により、また地盤の影響は、線形地盤ばねによってモデル化した。橋台は基部が非線形域に入ったとしても、降伏点をわずかに超えるだけなので、解析を簡単にするため、ここではこの効果を無視して線形要素によって表したものである。減衰定数は、桁では3%、RC橋台では5%、地盤ばねでは逸散減衰を考慮して20%とした。

桁と橋台間では、土圧の水平成分の作用方向には図-2(2)に示すように衝突ばねを、土圧の水平成分とは直角方向には完全弾塑性バイリニア型ばね要素を配置した。衝突ばねは、桁と橋台間に生じる衝突をモデル化するためのもので、式(5)によって表す。ただし、 Δu は土圧の水平成分の作用方向における桁と橋台間の相対変位であり、両者間が開く方向を正とする。衝突ばねの剛性は、後述する直橋に対する検討結果をもとに、鋼換算した桁の軸方向剛性の5倍の値9.8GN/mとした。完全弾塑性バイリニア型ばね要素は、支承が破壊した後に桁と橋台間に生じる摩擦力をモデル化したものである。金属支承が壊れた場合には、破断した部材同士がかみ込んだりしてロックすることがあり、このような簡単なモデルでは到底モデル化することは困難であるが、第1次近似としてこのようなモデル化を選んだものである。バイリニアモデルの降伏耐力は、死荷重反力に摩擦係数として0.1を乗じた値(460kN)を見込んだ。従って、このばねに作用する水平力が、降伏耐力を越えると、桁と橋台間に滑りが生じると考えることとする。

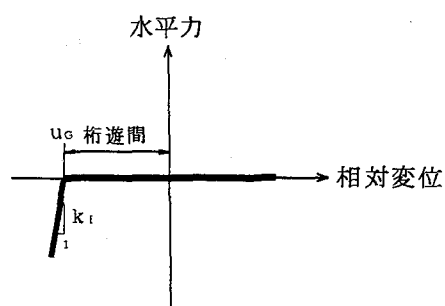
図-2(2)に示した解析モデルの基本固有振動モードは、



(a) 固定支承 (F)

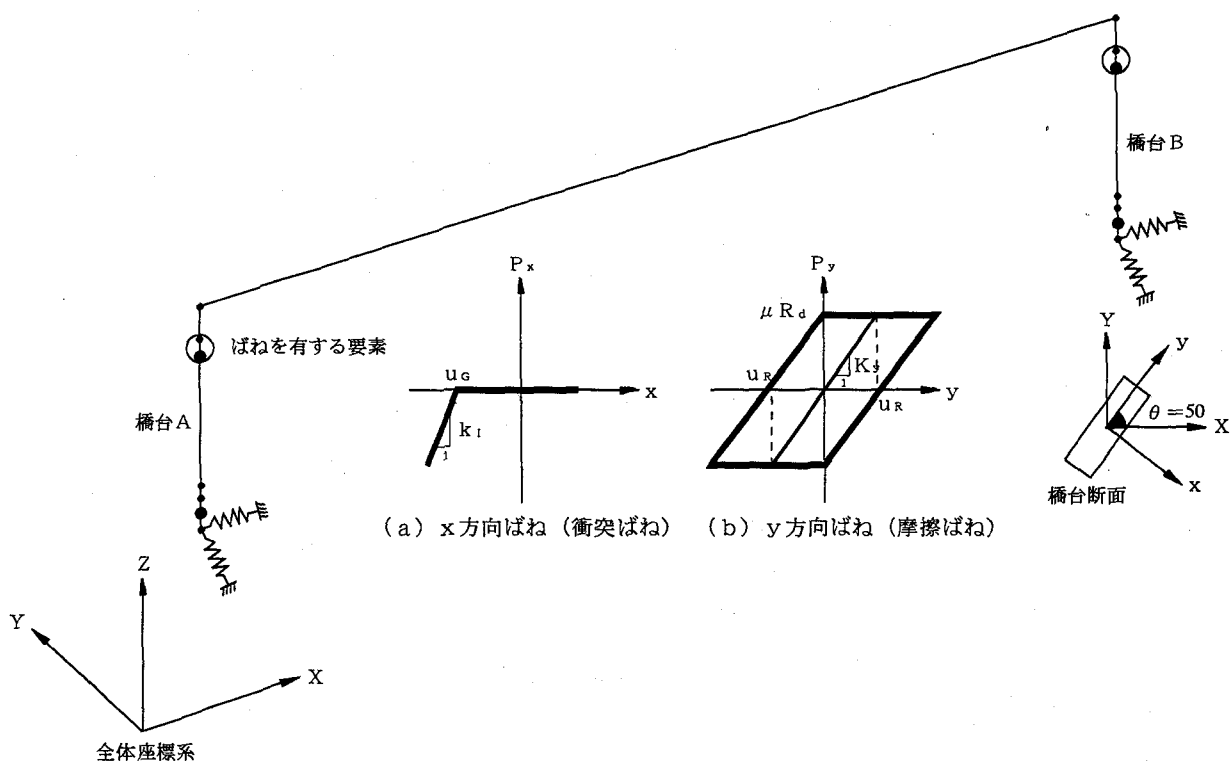


(b) 可動支承 (M)



(c) 衝突ばね

(1) 3 径間連続橋と単純桁橋 (直橋)



(2) 斜角を有する単純桁橋 (斜橋)

図 - 2 解析モデル

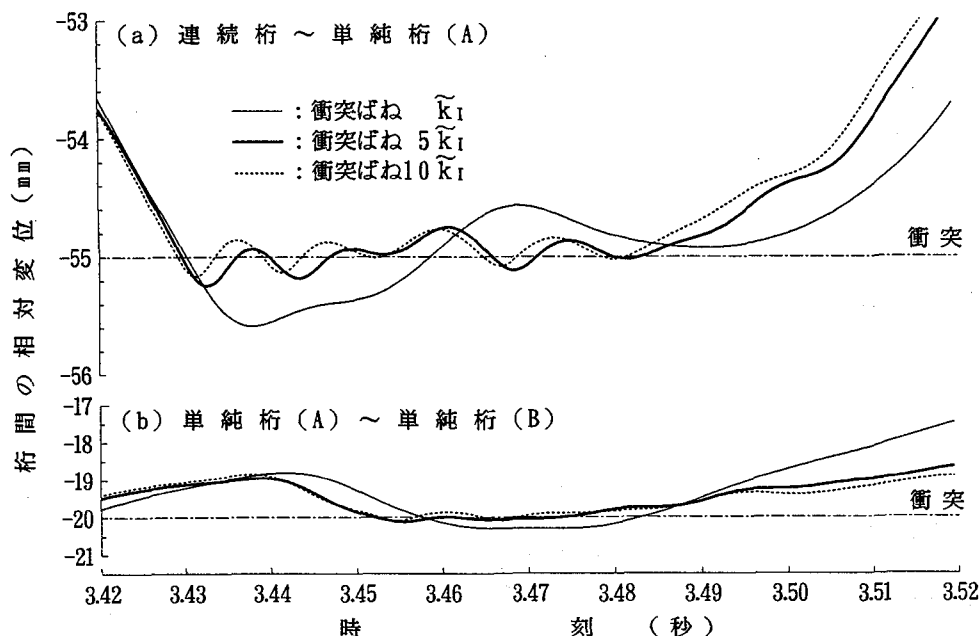


図-3 衝突バネの剛さ $\tilde{k}_i$ を変化させた場合の桁間の相対変位 (直橋)

固定橋台で支持された桁の並進振動モード、基本固有周期は0.14秒である。

4. 直橋における桁間衝突とその影響

図-2(1)に示した解析モデルに、兵庫県南部地震により神戸海洋気象台で観測されたNS成分記録¹⁵⁾ (以下、神戸海洋気象台記録と呼ぶ)を入力した。図-3は、連続桁～単純桁(A)間の相対変位と単純桁(A)～(B)間の相対変位がどのように変化するかをある1つの衝突が起きる前後に着目して示したものである。鋼換算した単純桁の軸方向剛性にあたる4.9GN/mを基本とし、ここではこの5倍、10倍と式(5)の衝突ばねの剛性 $\tilde{k}_i$ を変化させた場合の影響を示している。前述したように連続桁と単純桁(A)の遊間は5.5cm、単純桁(A)と(B)の遊間は2cmであるが、衝突ばねの剛性が $\tilde{k}_i$ の場合には、桁間に生じる相対変位は実際の遊間よりも大きく、それぞれ、5.56cm、2.03cmとなっている。これは、桁端と桁端がオーバーラップしたことを表しているが、このように、物理的に生じ得ない状態となるのは、式(5)のように衝突ばねという形で衝突をモデル化しているためである。衝突ばねを $5\tilde{k}_i$ 、 $10\tilde{k}_i$ とした場合には連続桁～単純桁(A)間、単純桁(A)と(B)間のオーバーラップは、それぞれ、5.52cmと2.01cm、5.52cmと2.01cmとなり、ほとんど無視できる程度の値となる。ただし、衝突ばねの剛性をあまりに大きくすると、衝突継続時間内に細かい衝突と反発が繰り返されるようになり、かえって、全体としての衝突現象の再現性が低下する⁶⁾。このような点から、ここでは、衝突ばねの剛性として $5\tilde{k}_i$ を用いることにする。

以上のようにして求めた連続桁の右端、単純桁(A)の左端、単純桁(B)の左端の応答変位とおよび応答加速度を示

すと図-4のようになる。ここで、応答変位の正は、連続桁から単純桁に向う方向をとっている。1つの桁につき1カ所の応答しか示していないが、これは、同じ桁であれば衝突する面の最大応答加速度を除けば、箇所によらず応答波形はほぼ同じとなるためである。衝突に伴い大変大きな加速度が生じており、例えば、単純桁(A)では、3.43秒において4.4gもの加速度が生じている。変位応答をみると、いずれの桁においても卓越周期が1秒を超えるようなゆっくりした動きを示しているが、これは後述するように地震動加速度が大きくなり始める前後の2.44～2.46秒にかけていずれの桁の固定支承も破壊し、桁が橋軸方向に自由に振動できるようになったためである。連続桁、単純桁(A)、(B)の応答変位は全体として良く似ているが、これは、上述したようにそれぞれの桁が自由に振動できるようになったため、各設計振動単位毎の固有周期の違いがほとんど応答に表れていないためである。後述する衝突ばねの作用力を見ればよりはっきりするが、3.4秒付近で加速度応答が著しく大きくなっているのは、桁どうしが衝突したことを示している。これは、入力地震動が3.56秒で最大値0.8gをとる直前であり、これに至る応答の過程で生じたものである。重要な点は、その後の4秒より少し前あたりから連続桁、単純桁(A)、(B)ともに正側(右側)に残留変位が生じていることである。残留変位は、連続桁で最も大きく、約90mmとなっている。表-3は、以上の最大応答をまとめたものである。

具体的にどの時点で衝突が生じたかを知るために、桁間の相対変位と衝突力を示した結果が図-5である。ここで、相対変位の正は桁と桁が離れる方向にとっている。入力地震動の作用後2.5秒から応答が大きくなり始め、3.39秒において単純桁(A)と(B)の間で最初の衝突が生じ

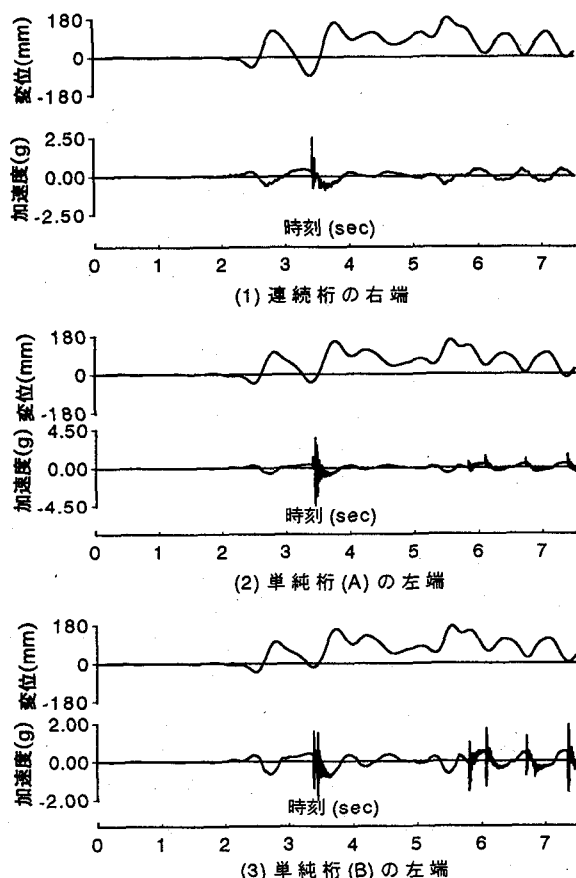


図-4 地震応答波形（直橋）

表-3 直橋の桁端部における最大応答値

着目位置		最大応答値	
		変位 (mm)	加速度 (g)
連続桁	左 端	182 (5.56)	0.84 (3.67)
	右 端	182 (5.56)	2.47 (3.43)
単純桁 (A)	左 端	160 (5.56)	-4.37 (3.43)
	右 端	161 (5.56)	2.40 (7.37)
単純桁 (B)	左 端	174 (5.56)	1.96 (3.45)
	右 端	174 (5.56)	1.37 (3.46)

() 内は発生時刻：秒

る。その4/100秒後の3.43秒に、連続桁と単純桁(A)間で衝突が起き、さらに、その直後の3.45秒に、単純桁(A)と(B)が再び衝突する。ここで重要な点は、2回にわたって衝突する時に生じる衝突力の大きさである。3.39秒と3.45秒に単純桁(A)と(B)の間に生じる衝突力は2399kNと2762kN、3.43秒に生じる連続桁と単純桁(A)の衝突による衝突力は5999kNである。前述したように、衝突ばねを用いた解析では、衝突力の確定精度は高くないが、これを衝突の影響が出やすい単純桁の重量で表すと、単純桁(A)

と(B)の衝突による衝突力は単純桁の重量の66%と76%に相当し、連続桁と単純桁(A)の衝突による衝突力は単純桁の重量の約165%に達する。上述したように、連続桁と単純桁間の衝突の順番を考えると、連続桁と単純桁(A)との間の衝突が生じた結果、連続桁から単純桁(A)に単純桁(A)の重量の76%もの衝突力が作用し、このためさらに単純桁(A)が単純桁(B)に衝突するという玉突現象が生じたと言える。今後、このような桁と桁の衝突によって生じる衝突力を緩和できる緩衝装置を開発していくことが重要である。

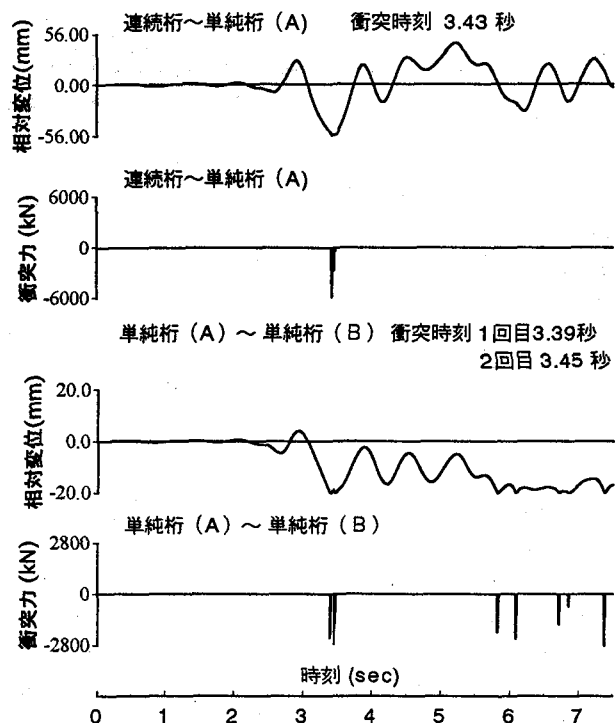


図-5 桁間の衝突力とその影響（直橋）

桁と桁の遊間に着目すると、連続桁と単純桁(A)は衝突後繰り返し近づいたり離れたりするが、単純桁(A)と(B)も、衝突後に一度離れるがその後、接近と離れを繰り返し、6秒以後は、両方の桁が接触したままの状態が続く。

図-6は、固定支承の破壊の順番を示す。バイリニア型モデルで表した支承が最初に塑性化した時に支承が破壊する考えると、入力地震動が最初に大きなピークを迎える途中の230galの段階、すなわち連続桁では2.46秒、単純桁(A)、(B)ではともに2.44秒と早い段階でほぼ同時に固定支承が破壊している。図-5に示した桁間の相対変位の応答が大きくなり始めるのは2.5秒であるが、これは、固定支承が破壊し橋軸方向の振動を拘束する部材がなくなったためであり、このことが桁間の衝突を引き起こすことになったと言える。

衝突力は大変大きなものであり、支承が破壊した場合にはこれにより固有周期の異なる設計振動単位間にどのような応答が生じるかを意識して耐震設計して行くこと

が重要である。さらに、支承の破壊が桁の橋軸方向の振動、さらには、桁間の衝突の引きがねになったことを考えると、支承も橋の主要部の1つとして、平成7年兵庫県南部地震のような強い地震に対しても破壊することのないように耐震設計して行くことが重要であると考えられる。

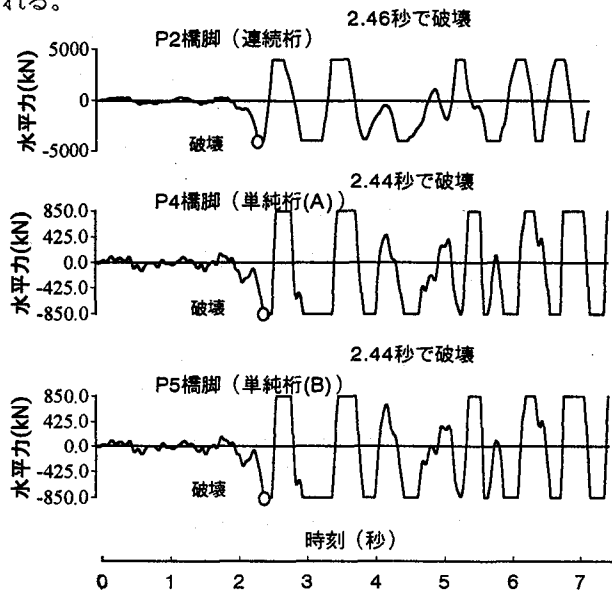


図-6 固定支承の破壊の順番(直橋)

5. 斜橋における桁と橋台間の衝突とその影響

動的解析に先立って、まずモデルの各節点に水平震度0.5に相当する水平力を橋台AからBの方向に静的に作用させた。その結果が図-7である。これによれば、桁はまず遊間に相当する変位量だけ土圧の水平成分の作用方向(橋台Bの側)に移動する。桁と橋台Bが接触すると、慣性力の作用位置と橋台から桁に対する反力の作用位置に隔たりがあるため、桁は反時計まわり(鈍角端から鋭角端に向かう方向)に回転し始める。桁が回転するという事は、橋台上において土圧の水平成分の作用方向とは直角方向に桁が変位するという事であり、この静的載荷では、橋台B側において6m以上もの変位が土圧の水平成分の作用方向とは直角方向に生じた。

このような特性があることを念頭において、橋軸方向に神戸海洋気象台記録⁷⁾を作用させた場合の斜橋の地震応答を計算した。この結果が図-8である。ここで、変位とは地震動の作用点(基礎フーチングに取り付けた地盤ばねの支持点)に対する桁の相対応答変位である。加速度応答は2.0gと非常に大きくなっているが、これは桁と橋台間の衝突によるものである。これを示した結果が図-9であり、土圧の水平成分の作用方向に生じる桁と橋台間の衝突力である。この衝突は、橋台Aの側では2.39秒と3.27秒、橋台Bの側では2.70秒と3.68秒の2回にわたってそれぞれ生じている。衝突力の最大値は6602kNにも達しており、これは桁重量(4597kN)の1.4倍に相当する。

土圧の水平成分とこれに直角な方向に分けて桁と橋台

間の相対変位を示した結果が図-10である。式(6)のように、両者が離れる方向を相対変位の正值としている。これによれば、上述したように、橋台Aは2.39秒と3.27秒、橋台Bでは2.70秒と3.68秒に、それぞれ桁と橋台間の相対変位が遊間 u_g (1cm)に達し衝突が生じている。土圧の水平成分の作用方向とは直角方向の変位に着目すると、この衝突により橋台A、橋台Bのいずれの側においても桁は正の方向、すなわち図-7では上側に残留移動していることがわかる。残留移動量は橋台Aでは約15cm、橋台Bでは約20cmである。

次に、桁の重心位置における鉛直軸まわりの回転角 $\theta(t)$ を次のように定義する。

$$\theta(t) = (u_y^B(t) - u_y^A(t)) / l \quad (6)$$

ここで、 $u_y^B(t)$ 、 $u_y^A(t)$ はそれぞれ、橋台A、橋台Bにおける土圧の水平成分とは直角方向の桁と橋台間の相対変位、 l は橋長である。このようにして求めた桁の回転角を示した結果が図-11である。これによれば、回転角は入力地震動が作用し始めた2.34秒から次第に大きくなり、3.91秒で最大値に達した後は、ほぼそのままの値を保ち続けている。すなわち、前述の図-11からはよくわからなかったが、2.34秒から3.91秒に到る応答の初期の段階で桁は反時計まわりに回転し、その後は、この回転角をほぼ保ったまま土圧の水平成分の作用方向とは直角方向に残留変位していることを示している。図-12は、以上に示した斜橋の応答を模式的に示したものである。斜橋が回転すると、直橋で必要とされる以上のかけ違い長さを設けておかないと、桁が不安定となり、落橋する可能性もあるため、今後こうした点をさらに検討していく必要がある。

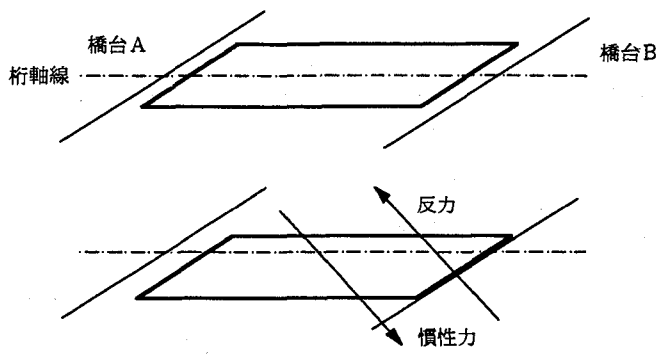
6. 結 論

非常に大きな地震力を受けた場合に起こる桁と桁、あるいは桁と橋台間の衝突の影響を直橋と斜橋を例にとり解析した。解析ケースが限られており、あくまでもここに示した橋の応答に関する知見でしかないが、本解析で得られた事項を整理すると以下ようになる。

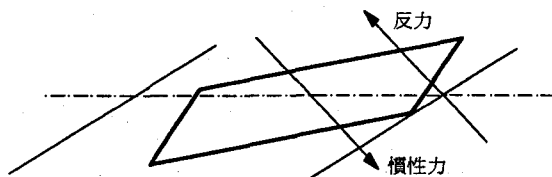
(1) 連続桁と単純桁(A)が衝突した直後に、単純桁(A)は単純桁(B)と衝突し、その結果、単純桁(A)と単純桁(B)はともにもとの位置に返ることなく、残留変位を生じたままとなった。これは、連続桁と単純桁(A)の衝突により単純桁(A)が押され、さらに隣接する単純桁(B)に衝突するという玉突現象が起きたことを示している。

(2) 衝突時に生じる衝突力は、非常に大きく、ここで用いた衝突ばねによるモデル化では衝突力の解析精度は高くないが、連続桁と単純桁(A)の衝突による衝突力は単純桁の全重量で割ると、その約1.7倍にも達する。今後、このような衝突力を緩和できる緩衝装置の開発が必要となる。

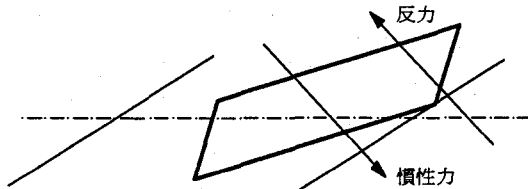
(3) 桁と桁の衝突は、固定支承の破壊が引き金となって生じている。支承の破壊は、桁から下部構造に過度な



(a) 遊間分だけ土圧の水平成分の作用方向に移動

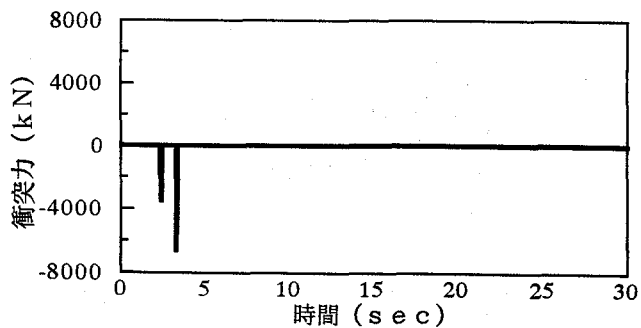


(b) 橋台Bの側で桁が鋭角端側に滑動

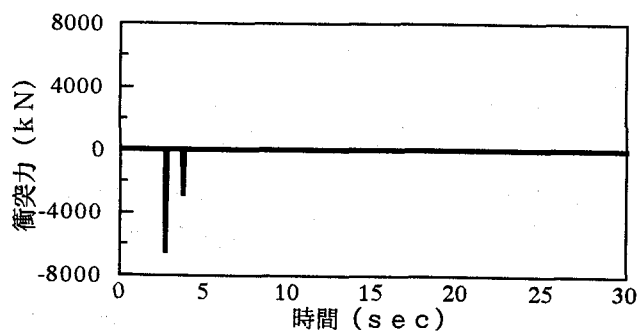


(c) 桁の回転

図-7 橋軸方向に静的地震力を作用させた場合の斜橋の回転

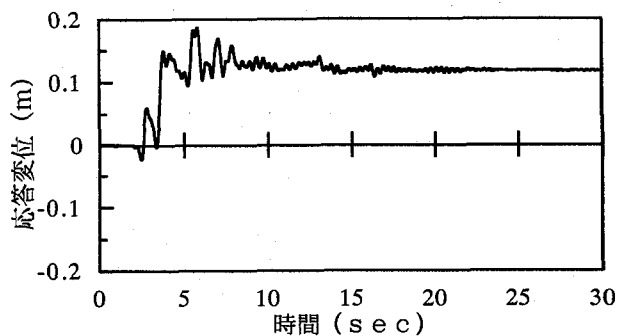


(a) 橋台A

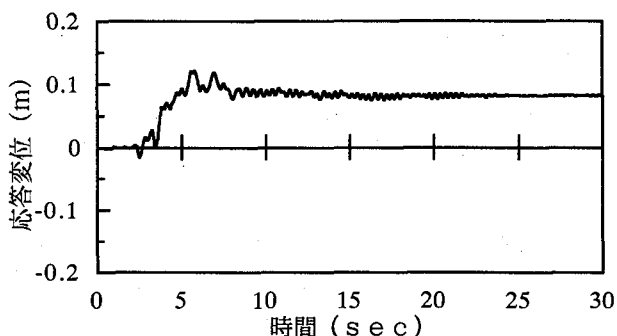


(b) 橋台B

図-9 桁と橋台の衝突力

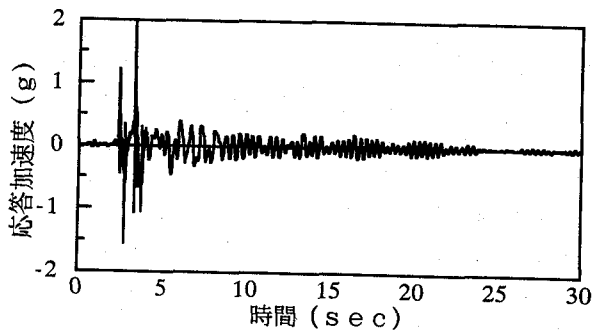


(a) 橋軸方向 $u_x^A(t)$

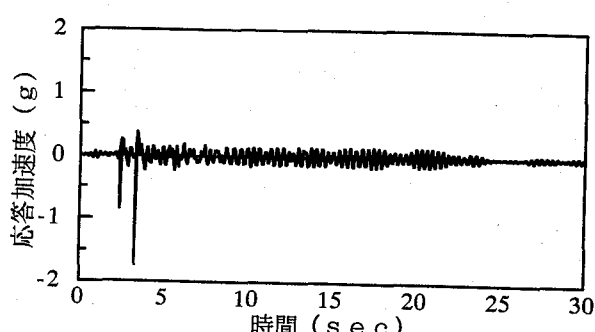


(b) 橋軸直角方向 $u_y^A(t)$

(1) 応答変位



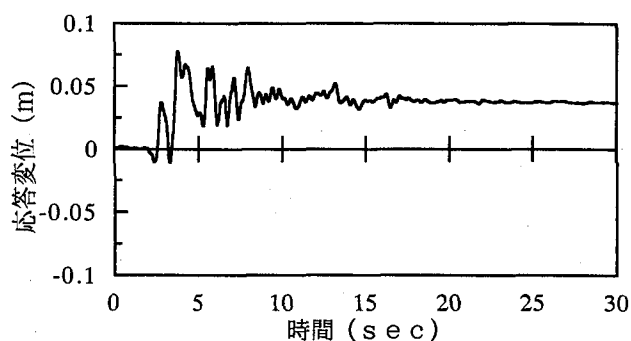
(a) 橋軸方向 $\ddot{u}_x^A(t)$



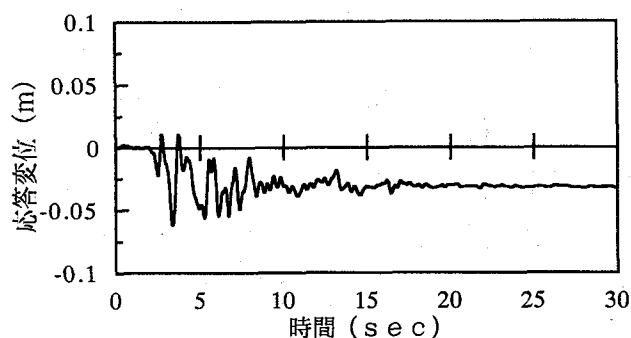
(b) 橋軸直角方向 $\ddot{u}_y^A(t)$

(2) 応答加速度

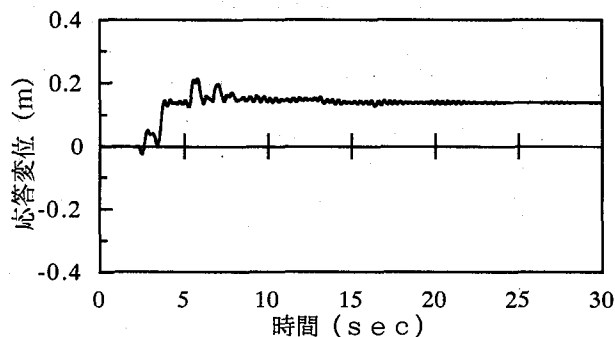
図-8 橋台A上の桁端における桁の応答



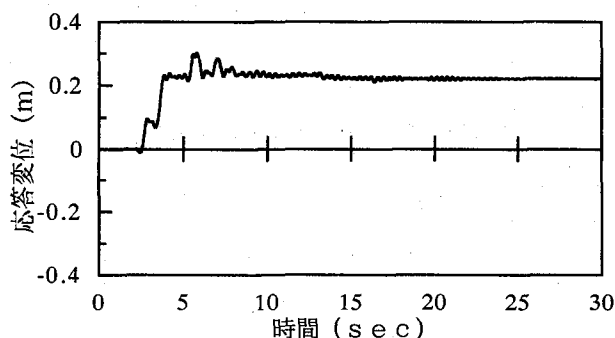
(a) 土圧の水平成分の作用方向の相対変位 (橋台A)



(b) 土圧の水平成分の作用方向の相対変位 (橋台B)



(c) 土圧の水平成分に直角な方向の相対変位 (橋台A)



(d) 土圧の水平成分に直角な方向の相対変位 (橋台B)

図-10 桁と橋台間の相対変位

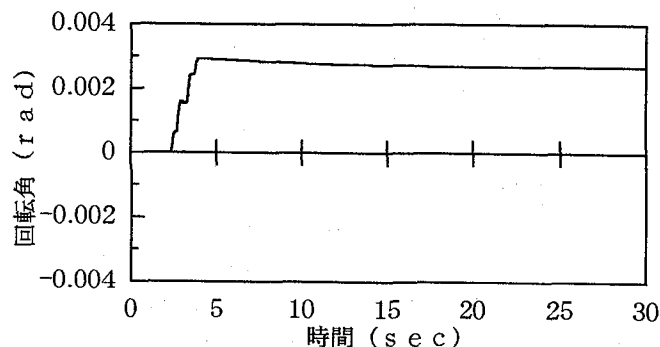


図-11 桁の回転角

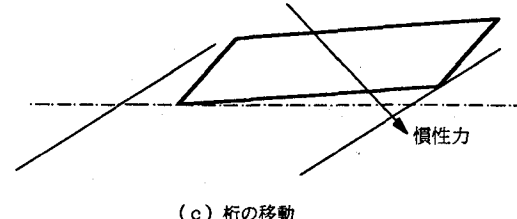
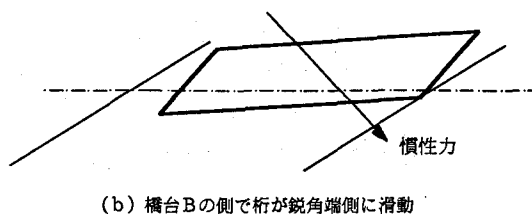
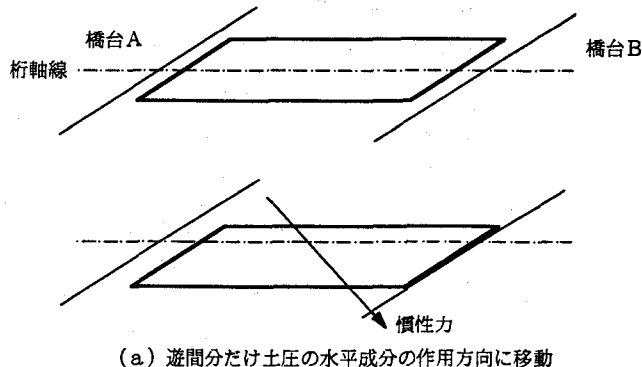


図-12 橋軸方向に神戸海洋気象台記録を作用させた場合の斜橋の回転

地震力が伝達されることを防止するヒューズの機能を果たすという見方もあるが、桁の玉突現象を誘発する原因ともなり得る。今後は、支承の破壊によって生じる応答の変化も考慮に入れた耐震設計が必要とされよう。

(4) 斜橋においては桁と橋台が衝突すると、鈍角端から鋭角端に向かう方向の回転が生じる。桁が回転すると、かけ違い長の長さによっては不安定となり落橋する可能性もあるためこうした応答に対して十分配慮しておく必要がある。

謝 辞

本研究において斜橋の解析に際しては、その工学的な

重要性につき、建設省土木研究所橋梁研究室の神田昌幸主任研究員に、御指導を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、建設省、平成7年
- 2) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料、平成7年
- 3) Kawashima,K.and Penzien,J.:Correlative Investigation on Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of A Model Bridge Structure,ReportNo.EERC76-26, Earthquake Engineering Research Center,University of California,Berkeley,1976
- 4) Chen,M.C.and Penzien,J.:Analytical Investigations of Seismic Response of Short , Single, or Multiple-span Highway Bridges,ReportNo.EERC 75-4 , Earthquake Engineering Research Center,University of California, Berkeley,1975
- 5) Tseng, W.S.and Penzien,J.:Analytical Investigations of the Seismic Response of Long Multiple-Span Highway Bridges, Report No. EERC 73-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley,1973
- 6) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文報告集 第308号、昭和56年
- 7) W.D.Liu, J.M.Ricles, R.A.Imbsen, M.J.N.Priestley, F. Seible, F.S.Nobari, R.Yang: Response of a Major Freeway Bridge During The Whittier Earthquake, Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1990
- 8) Praveen K.Malhotra,Mohj.Huang and Anthony F.Shakal : Seismic Interaction at Separation Joints of an Instrumented Concrete Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.24, 1995
- 9) 吉澤 努、大塚久哲、神田昌幸、鈴木基行：曲線橋上部構造の水平地震動による移動挙動解析、土木学会第51回年次学術講演会、平成8年9月
- 10) 川神雅秀、大塚久哲、神田昌幸、鈴木基行：斜角を有するけた橋の水平地震動による回転挙動、土木学会第51回年次学術講演会、平成8年9月
- 11) Anagnostopoulos, S.A. : Pounding of Buildings in Series During Earthquakes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 16, pp. 443-456, 1988
- 12) Kasai,K.,Jeng,V.,Maison,B.F.: The Significant Effects of Pounding-Induced Accelerations on Building Appurtenances, Presented at ATC-29 Seminar, Irvine, California,October 3-4,Applied Technology Council, San Francisco, California, 1990
- 13) Robert Jankowski, Krzysztof Wilde, Yozo Fujino, : Pounding of Superstructure Segments of Elevated Bridge During Earthquakes, 土木学会第51回年次学術講演会、平成8年9月
- 14) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、平成2年2月
- 15) (財)日本気象協会：気象庁87型電磁式強震計データ 平成7年兵庫県南部地震 神戸海洋気象台記録
1996年9月6日