

水平地震動による曲線橋上部構造の移動挙動解析

大塚 久哲¹・神田 昌幸²・鈴木 基行³・吉澤 努⁴

¹フェロー 工博 九州大学 教授 工学部建設都市工学科 (〒812 福岡市東区箱崎六丁目10番1号)

²正会員 工修 建設省 都市局 街路課 (〒100東京都千代田区霞が関二の一の三)

³正会員 工博 東北大学大学院 教授 工学研究科土木工学専攻 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

⁴正会員 工修 大日本コンサルタント技術本部耐震研究室 (〒550 大阪市西区北堀江一丁目22番19号)

曲線橋は、強震時に支承部が破損した場合、曲線の法線方向外側に向かって変位する傾向があることが知られており、落橋防止装置等に配慮が必要であると指摘されている。本研究では、比較的剛な下部構造で支持された曲線橋を想定し、まず、幾何学的平面形状が移動挙動に及ぼす影響について考察した。さらに、パラメトリック解析を含む非線形動的解析によって、移動挙動の検証を行った。また、解析結果から得られた上部構造の変位量と、種々のパラメータとの関係を基に、曲線橋の落橋防止対策として有効なけたかかり長の算定方法についても検討を加えた。

Key Words : seismic, curved bridge, non-linear time-history analysis, support length

1. まえがき

曲線橋は、強い地震動により支承部が破損した場合、曲線の法線方向外側に向かって変位する傾向があることが知られている。最近のノースリッジ地震¹⁾や1995年兵庫県南部地震において^{2), 3)}も、曲線橋の落橋が報告されており、落橋防止装置等に配慮が必要であると指摘されている^{2), 3)}。しかし、曲線橋がこのような挙動を示す理由までは言及されておらず、また、落橋を防ぐための方策についても具体的には示されていない。

また、文献⁴⁾では、曲線橋におけるけたの中間ヒンジ部での地震時の加速度波形の解析から、けたの衝突時の挙動の解明を試みている。しかしながら、強震時において支承の破損に引き続いて生じる、橋脚頂部における上部構造の移動挙動についての既往の研究は不足しており、とくに斜橋、曲線橋等の平面形状の影響については、これまでほとんど検討がなされていない。

本研究では、強震時における曲線橋の移動性状を明らかにすることを目的とし、まず曲線げたの幾何学的平面形状が移動挙動に及ぼす影響について考察を行い、さらにパラメトリック解析を含む非線形動的解析を行って移動挙動の検証を行った。また、解析結果から得られた上部構造の変位量、および、変位量と種々のパラメータとの関係を基に、曲線橋

の落橋防止対策として有効なけたかかり長の算定方法について検討を加えた。

幾何学的な検討は、曲線橋では、けたと隣接部のかけ違いげたあるいは橋台パラペットとの境界が平行ではなく、ある交角を有していることに着目し、これより曲線げたの基本的な移動挙動を推定した。さらに、落橋防止に有効となるけたかかり長の算定式を、交角、幅員、けた長などの平面形状とけたの移動量の関係式として提案した。

非線形動的解析は、まず、実橋に即した二径間曲線連続箱げた橋を対象に、支承が破損した状態での地震時移動挙動のシミュレーションを行い、上記の考察について検証を行った。上部構造は平面骨組みとし、損傷した支承の摩擦および隣接部の移動限界は非線形バネによって再現した。

次に、曲線橋の種々のパラメータが、けたの並進あるいは回転などの移動挙動に与える影響を調べるため、先の解析モデルを基にした平面骨組みモデルを用いて、パラメトリック解析を行った。解析結果から、交角、けた長、幅員、摩擦係数などと、並進および回転による移動量の関係を考察した。

最後に、曲線橋の支承破損後のけた移動に関する幾何学的な検討と、パラメトリック解析によって得られた変位量の統計から、曲線橋のけたかかり長の算定式の提案を行い、平成2年版の道路橋示方書⁵⁾によるけたかかり長との比較を行った。

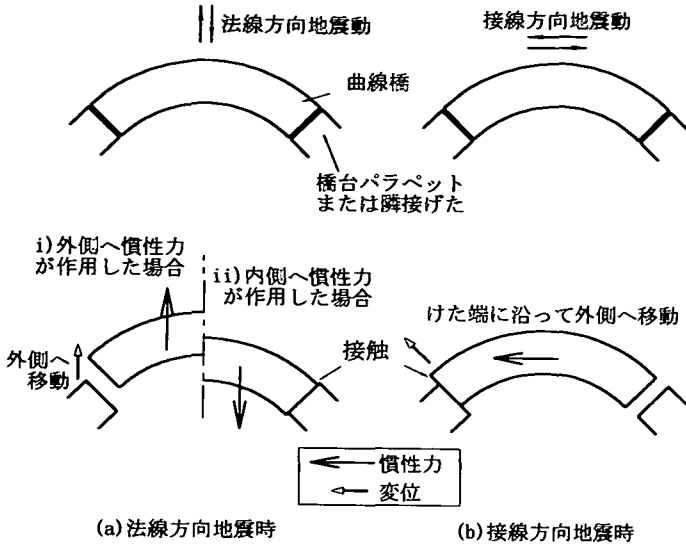


図-1 支承損傷後の曲線橋の挙動

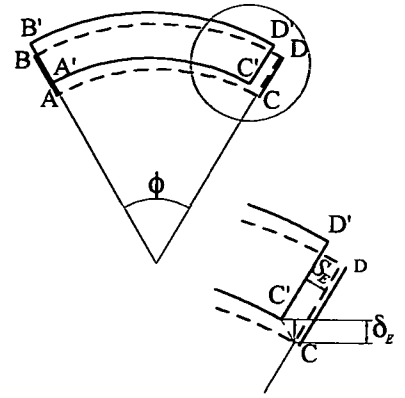


図-2 曲線橋の移動によるけたかかり長

2. 曲線橋の移動挙動の幾何学的検討

支承の破損した上部構造は、地震力によって移動をはじめ、隣接したあるいは橋台パラペットに衝突することが想定される。このような衝突によるけた移動の拘束が、けたの移動挙動に影響すると考えられる。

(1) 並進の検討

図-1 (a) に示すように法線方向の地震力が作用した場合、けた端が平行でなく、曲線の外側にむかって開いていることにより、けたの内側への移動は拘束される。また、図-1 (b) のように接線方向の地震力が作用した場合は、慣性力の作用方向とけた端が角度をなしているため、支承線に沿って橋軸直角方向の変位が生じることが予想される。これらの結果として、上部構造は全体として曲線の外側へ移動することが考えられる。

曲線橋の上部構造の並進による変位 δ_E と、これに対して必要となるけたかかり長 S_E の関係は、図-2を用いた考察によって、式(1)のように求められる。ここで、けたの変位後の位置は、けた端の橋軸方向の変位を大きく見積もるために、一方のけた端に沿って変位したものと想定した。

$$S_E = \delta_E \cdot \frac{\sin \phi}{\cos(\phi/2)} \quad (1)$$

ここに、 S_E : けたかかり長(cm), δ_E : 上部構造の曲線外側への変位量(cm), ϕ : 交角(deg).

(2) 回転の検討

支承の破損状況や、支承と橋脚頂部との摩擦係数などの非対称性を考慮した場合、けたには並進だけでなく回転変位が生じることが予想される。

曲線橋上部構造の回転可能の判定は、回転挙動を図-3 (a) のように仮定すると、けた遊間を考慮しない場合、回転中心が曲線外側のけた端(図中のB, D点)となり、式(2)のように推定される。回転中心から反対のけた端に降ろした垂線の足が、けた端における曲線内側の端部よりもさらに内側にある場合、けた端の回転による軌跡は拘束されることがなく、曲線橋は回転可能となる。

$$\frac{360}{\pi \phi} \cdot \frac{1 - \cos \phi}{1 + \cos \phi} > \frac{b}{L} \quad (2)$$

ここで、 L : けた長(m), b : 幅員(m).

けた遊間を設けた場合の回転可能条件は図-3 (b) に示す $B'C' < B'H'$ であり、判定式は次式となる。

$$\sqrt{b^2 \cos^2 \frac{\phi}{2} + \left(\frac{360L}{\pi \phi}\right)^2 \sin^2 \frac{\phi}{2}} < \left(\frac{180}{\pi \phi} (L + \Delta_1 + \Delta_2) + \frac{b}{2}\right) \sin \phi \quad (3)$$

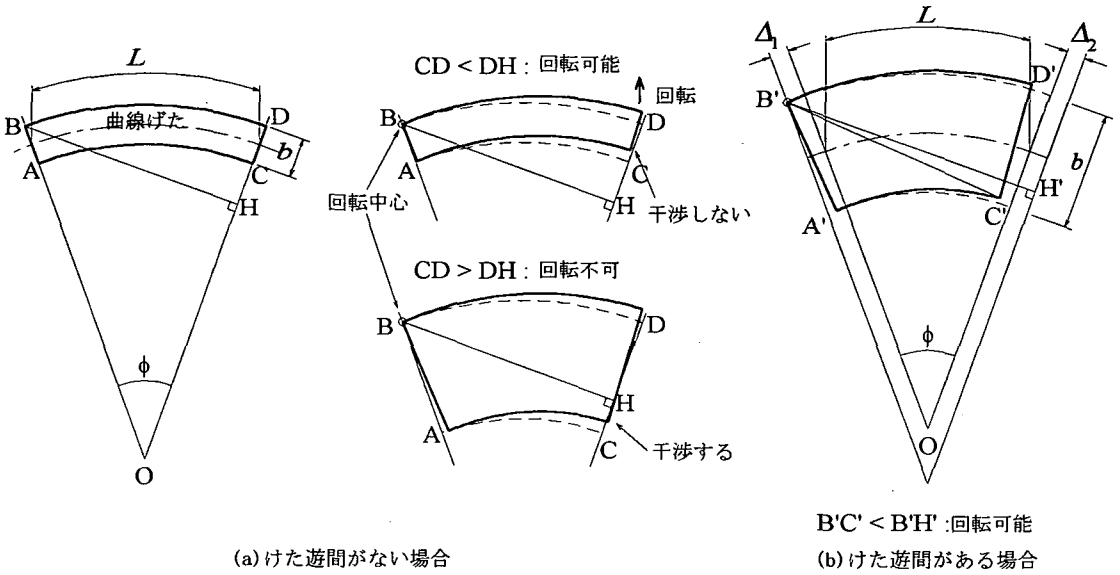


図-3 曲線橋の回転可能な条件

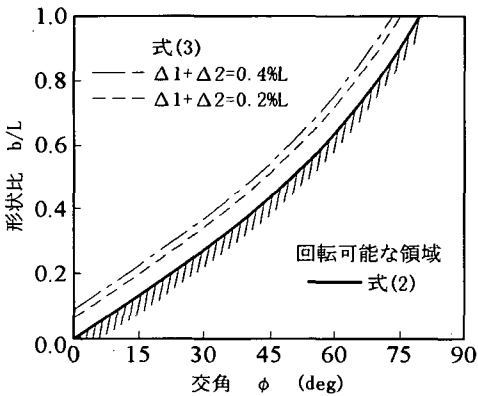


図-4 曲線橋が回転可能となる形状比

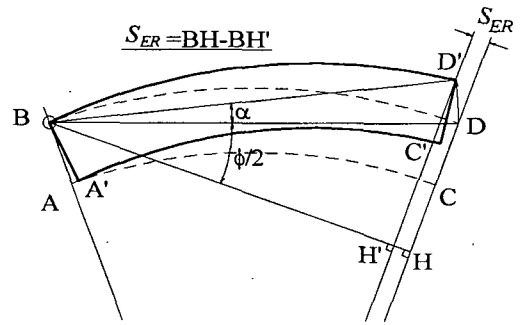


図-5 回転による支承の移動量

ここで、 Δ_1, Δ_2 : けた両端の遊間(m).

曲線橋の平面形状と交角の関係によって、回転可能な領域を示すと図-4のようになる。交角が大きく、幅員が小さい橋はより回転しやすいと言える。また、けた遊間を考慮する場合、回転可能な領域は増加する。ここで、曲線橋の回転に対して有効なけたかかり長 S_{ER} は、図-5から式(4)のように導かれる。

$$S_{ER} = \left(\frac{360 \cdot L}{\pi \phi} + b \right) \cdot \sin \frac{\phi}{2} \cdot \left(\cos \frac{\phi}{2} - \cos \left(\frac{\phi}{2} + \alpha \right) \right) \quad (4)$$

ここで、 S_{ER} : 回転に対して有効なけたかかり長、 α : 回転角。

3. 曲線橋けた移動のシミュレーション解析

(1) 解析の概要

交角 81° の2径間連続鋼箱げた橋を対象に、支承が破損した場合の上部構造の移動挙動を、非線形時刻歴応答解析によって検討した。橋梁の構造諸元は表-1の通りである。

解析モデルの骨組み図を図-6に示す。解析モデルは上部構造のみを取り出し、鉛直方向の変位を拘束した平面モデルとした。支承損傷後の状態を再現するために、支承位置には直交する2方向に摩擦パネを配置した。また、けた端部における橋台パラペットや隣接げたによる移動限界を再現するため、一定方向の変位を拘束するパネをけた端の橋軸方向に設置した。各パネの履歴ループを図-7に示す。摩

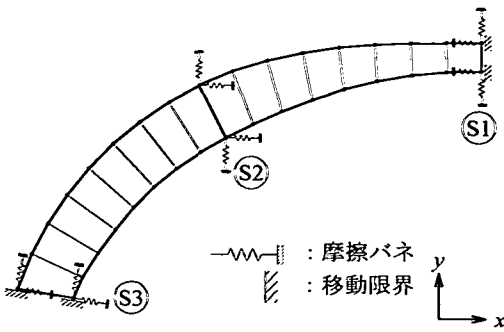


図-6 骨組モデル

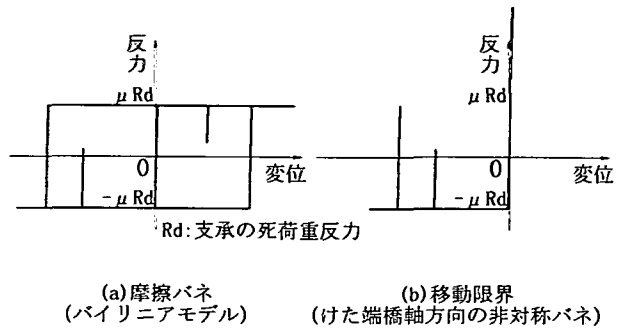


図-7 非線形バネの履歴

表-1 構造諸元

橋梁形式	2径間連続曲線箱げた橋
橋長	88.6m(44.3+44.3)
有効幅員	6.6~11.082~10.243m
床版	鉄筋コンクリート床版 18cm
曲率半径	R = ∞~49.925m

擦バネはバイリニアモデルとし、動摩擦係数は鋼とコンクリート間の摩擦係数が一般に0.5程度と言われることから、 $\mu=0.5$ と仮定した。けた端の移動限界は、変位の正負の符号によってバネ定数が大きく異なる非対称バネによって表した。

解析手法は直接積分法による時刻歴応答解析とし、数値積分法はニューマークの β 法($\beta=1/4$)、積分の時間間隔は1/1000秒とした。減衰定数は上部構造の骨組みに対して2%と設定したが、非線形解析であるため、摩擦バネの履歴減衰も考慮される。

入力地震動は兵庫県南部地震におけるJR西日本鷹取駅地震波を用いた。加振方向は以下に示す通りであり、一方向加振4ケース、二方向加振4ケースの計8ケースとした。

- ①一方向加振 (JR西日本鷹取駅N-S波を使用)
 - ①-1: 法線方向加振 (曲線外側がN)
 - ①-2: 法線方向逆位相 (曲線内側がN)
 - ①-3: 接線方向加振 (S-3支点側がN)
 - ①-4: 接線方向逆位相 (S-1支点側がN)

②二方向加振

モデルのx軸方向にJR西日本鷹取駅E-W波を、y軸方向に同N-S波を入力するケースを加振方向0°とし、以後時計回りに90°ずつ加振方向を回転させ、4ケース解析を行った。

(2)解析結果

上部構造の最大応答変位図を図-8 (一方向加振)、図-9 (二方向加振)に示す。

一方向加振時は、いずれの加振方向でも上部構造が曲線の外側へ移動する傾向が見られる。法線方向地震時(ケース①-1, ①-2)は、上部構造は曲線の外側方向に並進している。これに対して、接線方向地震時(ケース①-3, ①-4)は一方のけた端の移動限界に沿って、橋軸直角方向に変位が生じている。どちらのけた端に沿って変位が生じるかは、入力地震動による構造物の応答変位の方によって決定されると考えられる。

二方向加振時は、一方向加振の結果と同様に、上部構造は曲線の外側方向へ移動することが示されている。また、加振方向90°および180°のケースでは上部構造の回転変位が顕著に生じており、これは一方向加振時には見られなかった挙動である。

支点の最大変位を表-2に示す。値は外げた側の支点の変位のうち、各加振ケースを通じての最大値である。二方向加振による変位量は、入力エネルギーが大きくなることから一方向加振時に比較して値が大きく、平成2年版道路橋示方書⁶⁾によるけたかかり長(支間長44.3mより93cm)を上回る変位も見られた。

以上の解析から、けた端に移動限界を想定することにより、支承破損後の曲線橋の上部構造が、水平地震動によって曲線の外側に変位することが再現された。また、二方向加振時は上部構造に回転の生じるケースがあることが分かった。

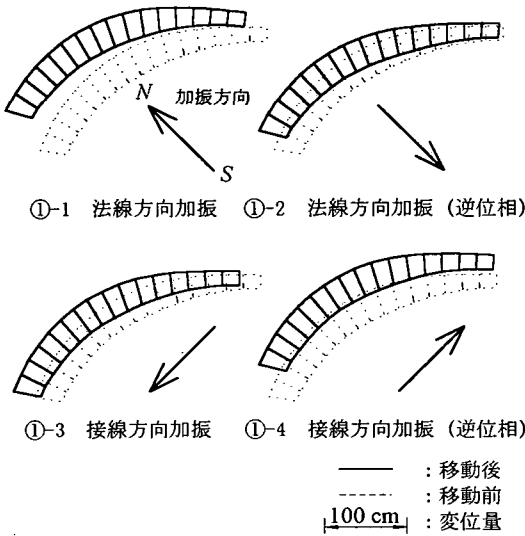


図-8 一方向加振による最大変位図

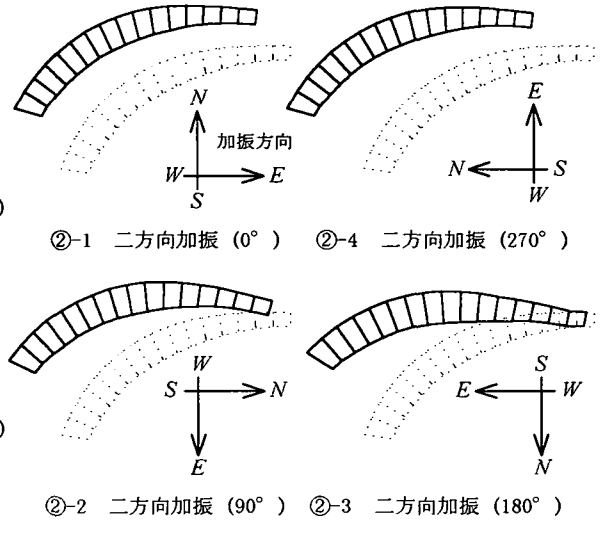


図-9 二方向加振による最大変位図

表-2 支点の最大応答変位

支 点	一方向加振時		二方向加振時	
	x軸方向	y軸方向	x軸方向	y軸方向
S-1	25.6cm	23.2cm	73.7cm	44.0cm
S-2	28.3cm	37.3cm	77.1cm	61.7cm
S-3	43.2cm	50.8cm	92.9cm	101.6cm

4. 曲線げた移動量のパラメトリック解析

(1) 解析の概要

種々の解析条件について、曲線橋の並進、および回転の移動量に関するパラメトリック解析を行い、曲線橋の移動挙動に寄与するパラメータを検討した。

解析橋種は鋼橋およびコンクリート橋とした。解析条件はけた長、幅員、入力地震動、摩擦係数のそれぞれの組み合わせについて行った。

解析モデルの寸法は、けた長を20, 30, 40, 60, 80mの5通り、幅員を8.2m, 11.2m, 14.3mの3通り、交角は10, 20, 30, 45, 60°の5通りとした。なお、けた長40m以下は単径間、60m以上は2径間連続橋とした。

構造形式は、鋼橋では交角10°に対して並列Iげた橋、交角20°に対して並列箱げた橋、交角30°以上に対しては1室箱げた橋とした。コンクリート橋では、支間長30m以下をPC中空床版橋、支間長40m以上をPC箱げた橋とした。構造物の代表的な断面を図-10に示す。

入力地震動は神戸海洋気象台地震波、JR西日本鷹取駅地震波の2通りとした。

摩擦係数は、 μ の変化と動的応答との関係を把握するため、 $\mu=0.4$ と $\mu=0.6$ の2種類を採用した。

解析モデルを図-11に示す。上部構造は剛体として扱い、損傷した支承およびけた端の移動限界は図-7と同様な非線形バネとした。その他の解析条件も前節のシミュレーション解析に準じた。

(2) 並進に関するパラメトリック解析

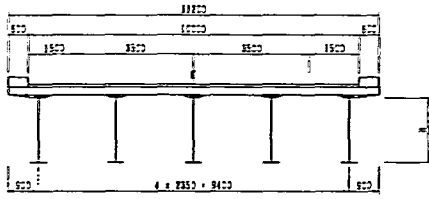
上部構造の曲線外側への変位の計算は、全ケースについて行った。図-12に、解析結果における交角と変位量の関係を示す。直線は最小二乗法による回帰直線であり、それらの傾きおよび切片は表-3に示す通りである。

摩擦係数 $\mu=0.4$ のケースでは、交角が増すにしたがって変位量が増加する傾向が見られる。 $\mu=0.6$ のケースでも同様の傾向が見られるが、 $\mu=0.4$ のケースに比較して相関係数は小さい。また、全般に変位も小さい。入力地震動で比較すると、JR西日本鷹取駅地震波を用いた解析の方が、変位が大きく算出される場合が多い。コンクリート橋と鋼橋とでは変位に大きな違いは見られない。

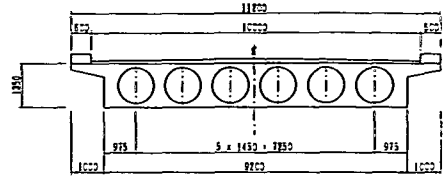
図-13に、すべての解析ケースにおける、変位と交角の関係を示す。図中の直線は、最小二乗法による回帰直線に定数を加えて、ほとんどの変位量がこれ以下となるように設定した式であり、次の式で表される。

$$\delta_E = 0.5\phi + 70 \quad (5)$$

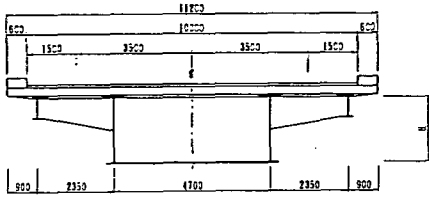
ここで、 δ_E : 変位量(cm), ϕ : 交角(deg).



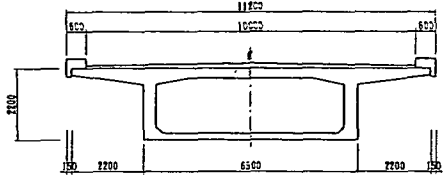
1) 並列 I げた橋 ($\phi = 10^\circ$)



1) PC 中空床版橋 (支間長=20, 30m)



2) 1 室箱げた橋 ($\phi \geq 30^\circ$)



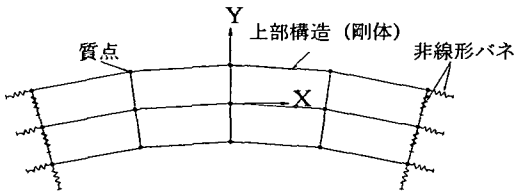
2) PC 箱げた橋 (支間長 ≥ 40 m)

(単位: mm)

(a) 鋼橋

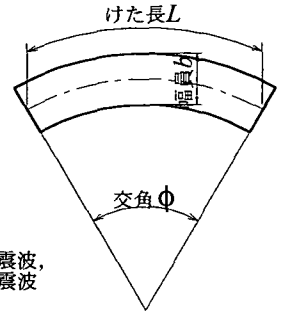
(b) コンクリート橋

図-10 モデル橋断面図



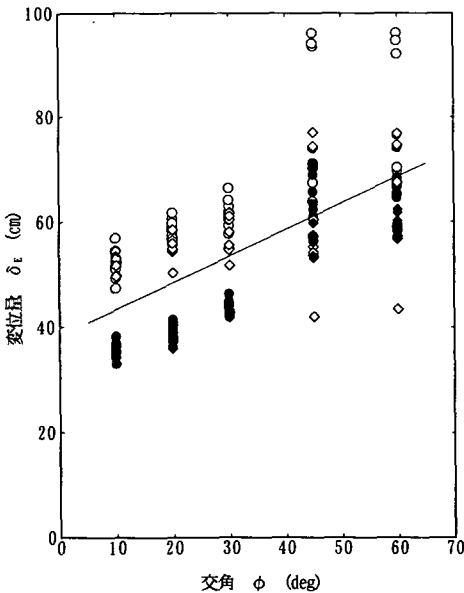
(a) 骨組モデル (単径間、3 主げた、交角 30°)

摩擦係数: $\mu = 0.4, 0.6$
 けた長: 20~80m
 幅員: 8.2~14.3m
 交角: $10^\circ \sim 60^\circ$
 けた本数: 1~5本
 支承数: 2~5個/支点
 径間数: 1~2径間
 入力地震動: JR西日本鷹取駅地震波,
 神戸海洋気象台地震波

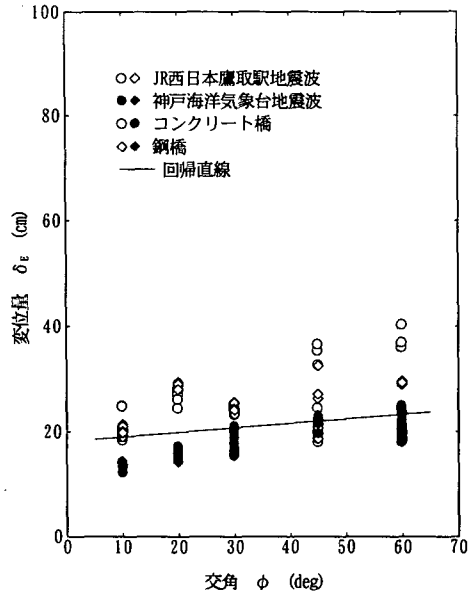


(b) 検討を行うパラメータ

図-11 曲線橋パラメトリック解析モデル



(a) 摩擦係数 $\mu = 0.4$



(b) 摩擦係数 $\mu = 0.6$

図-12 摩擦係数ごとの変位量と交角の関係

表-3 摩擦係数ごとの変位量の回帰式

摩擦係数	回帰式			標準偏差
	傾き	切片	相関係数	
$\mu=0.4$	0.50	38.3	0.66	14
$\mu=0.6$	0.09	18.1	0.29	5.3

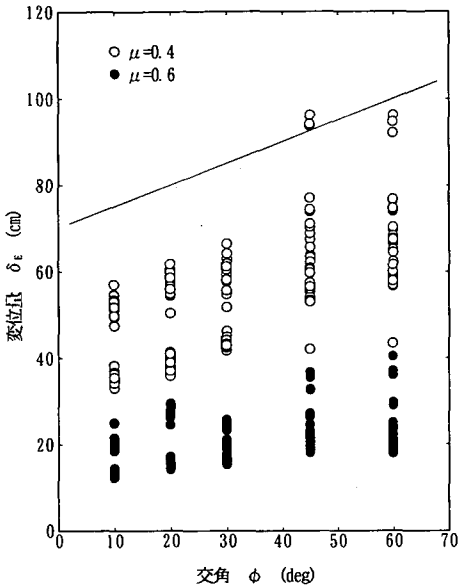


図-13 変位量と交角の関係 (全ケース)

図-14にけた長と変位の関係を、図-15に幅員と変位の関係を示す。これらのパラメータと変位の間には、特に相関は見られないようである。

(3) 回転に関するパラメトリック解析

上部構造の回転に関する解析は、交角が $30^\circ \sim 60^\circ$ のケースを対象として行った。また、けた長および幅員は、式(2)を満たす回転可能なケースのみを対象とした。

図-16に交角と回転角の関係を示す。図中の直線は最小二乗法による回帰直線であり、それらの傾きおよび切片は表-4に示す通りである。

摩擦係数 $\mu=0.4$ のケースでは、交角が増すにしたがって回転角も増加する傾向が見られる。 $\mu=0.6$ のケースでも同様の傾向が見られるが、 $\mu=0.4$ のケースに比較して相関係数は小さい。また、全般に回転角も小さい。入力地震動による回転角の違いは、並進の場合ほど顕著ではない。コンクリート橋と鋼橋とでは変位に大きな違いは見られない。

図-17にけた長と回転角の関係を、図-18に幅員と回転角の関係を示す。回転角は、ばらつきが大きいものの、幅員が増加、またはけた長が増加すると、

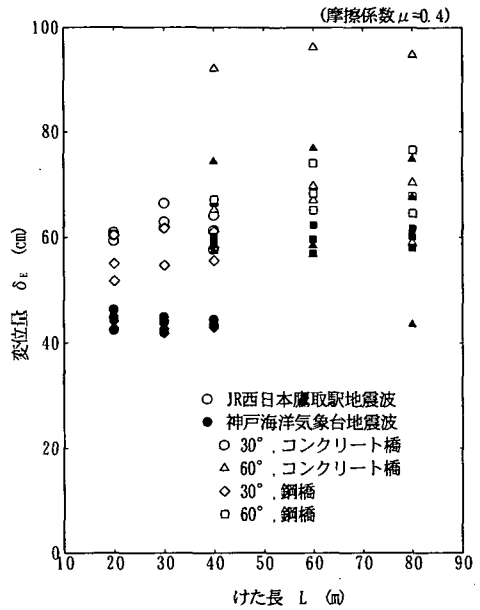


図-14 けた長と変位量の関係

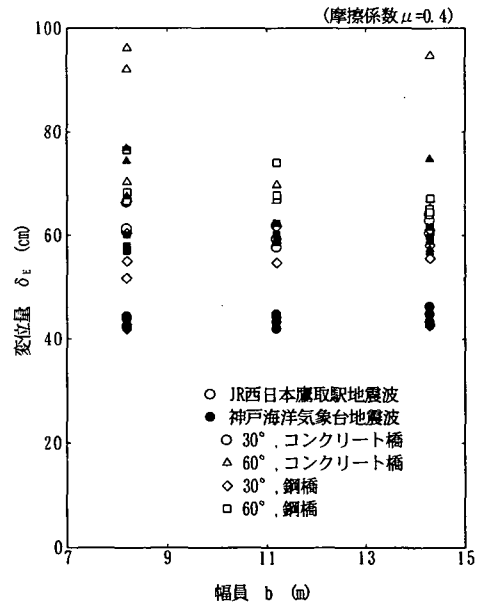
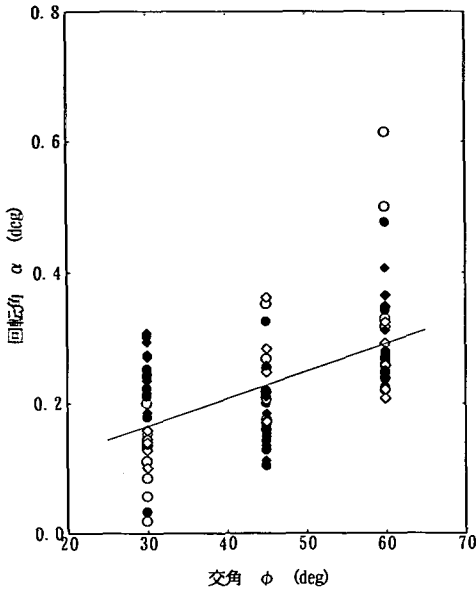
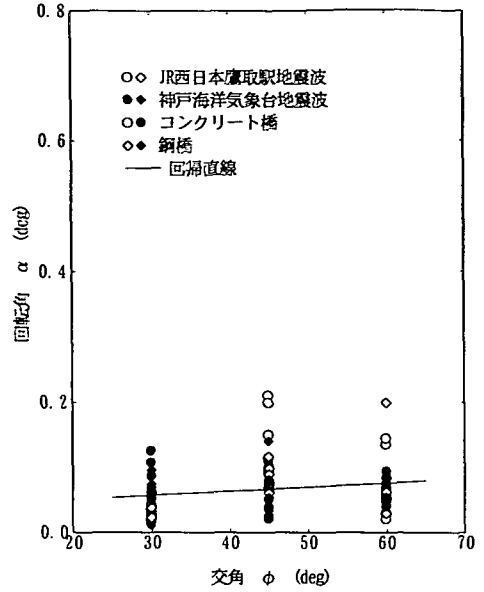


図-15 幅員と変位量の関係

減少する傾向を示している。すなわち、けた長が長い、あるいは幅員の小さい橋は、式(2)の回転可能な判定式では不利になるが、けた長が長いほど、逆に、回転角はより小さく算出されることが分かる。したがって式(2)は回転の可能性を評価できるが、回転角の値の規模は示唆しないと言える。



(a) 摩擦係数 $\mu = 0.4$



(b) 摩擦係数 $\mu = 0.6$

図-16 摩擦係数ごとの回転角と交角の関係

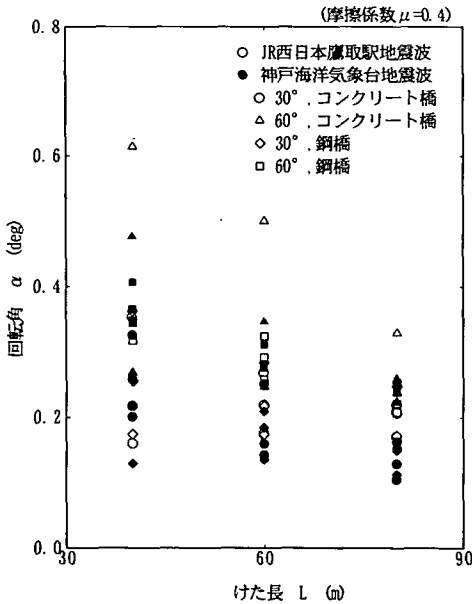


図-17 けた長と回転角の関係

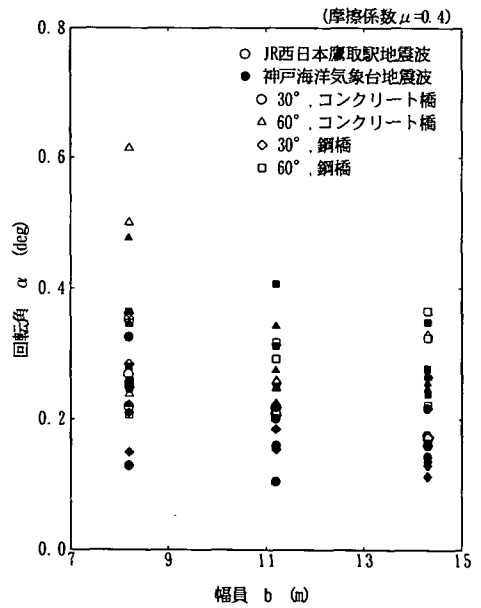


図-18 幅員と回転角の関係

表-4 摩擦係数ごとの回転角の回帰式

摩擦係数	回帰式			標準偏差
	傾き	切片	相関係数	
$\mu = 0.4$	0.0042	0.038	0.56	0.093
$\mu = 0.6$	0.0007	0.038	0.21	0.038

曲線橋の回転に対して必要となるけたかかり長は、交角と回転角との相関が並進の場合と比較して小さく、また、ほとんどの解析ケースで回転角が 0.4° 以下と絶対量も大きくないことから、交角などの関数として算出するよりも、回転角から想定される変位量の最大値を算出し、この値をけたかかり長の余裕量として取り扱うのがよいと考えられる。いま、回

転角 0.4° と、橋梁規模および交角が最大となる解析モデルの交角 60° 、けた長 80m 、幅員 14.3m を用いると、式(4)の変位量 S_{ER} は 29.3cm と算出される。

5. けたかかり長の算定式の提案

これまでの考察から、並進と回転の両者を考慮したけたかかり長 S_E の算定式として、次式が提案できる。

$$S_E = (0.5\phi + 70) \cdot \frac{\sin \phi}{\cos(\phi/2)} + 30 \quad (6)$$

ここに、 S_E ：けたかかり長(cm)、 ϕ ：交角(deg)。

式(6)を用いると、けたかかり長は図-19のように算出される。けた長が短く、交角が大きい橋りょうでは、平成2年版道路橋示方書⁶⁾によるけたかかり長より今回算出した値の方が大きくなる場合がある。例えば、前述の実橋モデルにおける交角 81° を代入すると、 $S_E=153\text{cm}$ と算出され、表-2に示された最大変位量に対して余裕をもったけたかかり長を算定することができる。本式による S_E と平成2年版道路橋示方書⁶⁾による S_E とを比較して、いずれか大きい方の値を曲線橋のけたかかり長とするのがよいと考えられる。

6. まとめ

強震時において支承が破損した場合の、曲線橋の移動挙動を、幾何学的な考察と非線形動的解析によって検討した。得られた結果は以下の通りである。

- ①曲線橋の地震時の移動挙動は、両けた端が平行ではなく、ある交角をもつことに起因する。
- ②曲線げたの変位の状態を想定し、これに対して有効となるけたかかり長の算定式を提案した。また、曲線橋の回転変位の可能性の判定式も示した。
- ③実橋に基づいたモデルによって、支承の破損した曲線橋の移動をシミュレーション解析し、曲線げたが外側に移動するという挙動を再現した。
- ④パラメトリック解析の結果、曲線げたの外側方向への変位および回転変位は、交角、摩擦係数、入力

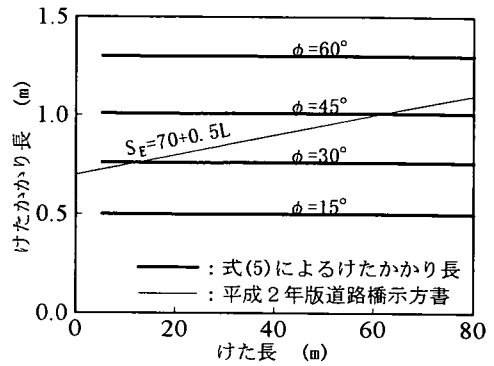


図-19 曲線橋のけたかかり長

地震動に依存し、特に、交角が増すほど変位量が大きくなる傾向があることが分かった。

⑤パラメトリック解析の結果を②で示したけたかかり長算定式の定数項に反映させると、交角の大きい曲線橋では、提案式によるけたかかり長が平成2年版道路橋示方書⁶⁾のそれを上回った。

参考文献

- 1) JCBO/BCJ調査団：1994ノースリッジ地震調査報告書，日本建築センター，1994.3.
- 2) 建設コンサルタンツ協会：阪神・淡路大震災被害調査報告書，1995年5月.
- 3) 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，1995年12月.
- 4) Malhotra, P.K., Huang, M.J. and Dhakal, A.F.: Seismic Interaction at Separation Joints of An Instrumented Concrete Bridge, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, pp.1055-1067, 1995.
- 5) 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る仕様」の準用に関する参考資料(案)，1995年6月.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1990年2月.
- 7) 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，I-B304, pp.608-609, 1996.9.

(1996. 9. 28受付)

DYNAMIC ANALYSIS OF SLIDING BEHAVIOR OF CURVED BRIDGE SUPERSTRUCTURE CAUSED BY HORIZONTAL GROUND MOTION

Hisanori OTSUKA, Masayuki KANDA, Motoyuki SUZUKI and Tsutomu YOSHIZAWA

It is observed often in the past earthquakes that the curved bridge tends to move to the radial direction of its curved bridge line when large seismic movement occurs and the bearings are broken. The rigid body movement of the curved girder which affects the sliding behavior is estimated. Some cases of dynamic nonlinear analysis to simulate the movement of bearing damaged curved bridge, and the parametric study to examine the dynamic characteristics of curved bridges are carried out. Based on the relationship between the traveling of girder and the various parameters of girder shape, the equation to calculate the length of the girder on the pier for curved bridges is estimated.