

# 斜橋の水平地震動による回転挙動解析

大塚 久哲<sup>1</sup>・神田 昌幸<sup>2</sup>・鈴木 基行<sup>3</sup>・川神 雅秀<sup>4</sup>

<sup>1</sup>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)

<sup>2</sup>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)

<sup>3</sup>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)

<sup>4</sup>正会員 工博 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2番19号)

1995年兵庫県南部地震では、斜橋が変形の小さい下部構造により水平移動の拘束を受け、水平面内の鉛直軸回りの回転変位により下部構造頂部縁端を逸脱し落橋した。本論文では比較的剛な下部構造で支持された斜橋の回転挙動について、まず回転の発生過程の推定と、回転が発生する幾何学的平面形状を考察する。次に被災を受けた斜橋をモデルとするシミュレーション解析により回転挙動を再現する。この後、種々の平面形状を有する斜橋について、橋梁形式、地震波、摩擦係数などをパラメータとする時刻歴応答解析を実施し、この結果より斜角や平面形状および摩擦係数などが回転変位に与える影響を考察する。最後に、落橋を防止するためのけたかかり長の設定法を検討し、設計での斜橋のけたかかり長を提案する。

**Key Words :** 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake, skewed bridges, in-plane rotational behaviour, non-linear time-history analysis, support length

## 1. まえがき

斜橋の上部構造は、橋台などで移動拘束を受ける場合、水平地震動により水平面内において鉛直軸回りに規則的な回転が発生し、常に鋭角側けた端部から脱落にいたることが指摘されている。1995年兵庫県南部地震の際も、数橋の斜橋が、回転変位に起因する下部構造頂部縁端からの逸脱が原因で落橋した<sup>1)</sup>。

震災後通知された、「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」<sup>2)</sup> (以下、復旧仕様と略)と、その後の「復旧仕様の準用に関する参考資料(案)」<sup>3)</sup>では、被災結果を受け、斜角60度以下の斜橋に対して、けたかかり長に余裕を持たせること、橋軸直角方向に落橋防止装置を設置することが望ましい旨の落橋防止構造が示された。一方、AASHTO<sup>4)</sup>では既に、けたかかり長に関する規定の中で、斜橋については斜角 $\theta$ の場合、直橋のけたかかり長に $1+0.000125(90-\theta)^2$ の係数を乗じるものとしているがその根拠は明確でない。

本研究では斜橋の回転挙動に関し、まず回転変位が可能となる条件を、幾何学的平面形状と剛体の転倒問題の二面から考察し、その判定式を示した。

続いて、地震動により支承部のけた移動拘束機能

が破損し、上部構造が支点部で摩擦抵抗を受けながら回転移動挙動を始めるメカニズムについて、シミュレーションによる再現を試みた。

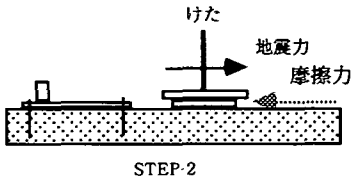
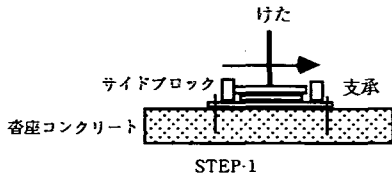
検討は兵庫県南部地震において落橋した橋梁に近い上部構造モデルを設定し、当該地震の強震観測記録水平二方向成分を同時入力とする、非線形時刻歴応答解析法で行った。ここで、シミュレーション解析は回転挙動解明の第一段階として、下部構造と基礎構造の動的影響は無視し上部構造のみに着目した。

この後、鋼橋とPC橋のけた橋について、けた長、幅員、斜角、摩擦係数などをパラメータとする数多くのモデル橋に対し、非線形時刻歴応答解析法による数値解析を実施し、これらのパラメータが斜橋の回転角に及ぼす影響について検討した。

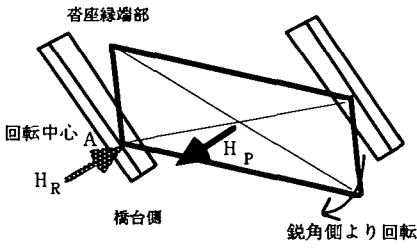
最後に、上部構造が回転変位により下部構造頂部から逸脱する際の脱落回転角と、必要けたかかり長との関連についても考察した。

## 2. 斜橋の落橋の過程

斜橋の落橋過程について推定すると次の通りである。図-1(a)に示すように、水平地震動によって、



(a) 支承の損傷イメージ図



(b) 上部構造の回転変位 (平面図)

図-1 斜橋の回転挙動の推定

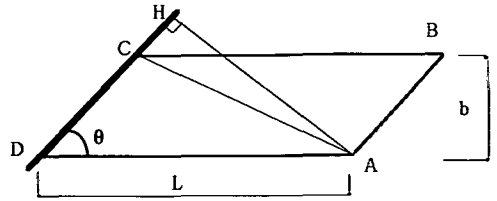
移動拘束機能を受け持つ支承のサイドブロックが、けたとの衝突で破断すると、けたは下部構造頂部のコンクリート面上に移動する (STEP-2)。ここで、橋台や段違い橋脚または隣接けたにより一方の水平変位が拘束され、上部構造慣性力の合力  $H_P$  の作用方向が鈍角側けた端部A点を超える状態に至ると、反力  $H_R$  と上部構造慣性力が偶力となり、鈍角側の反力点を回転中心に上部構造鉛直軸回りの回転変位が発生する (図-1(b))。この回転変位が大きい場合は、鋭角側のけた端部から順次、沓座上からの逸脱が始まり、けたの鉛直方向支持状態が不安定に至った時点で落橋すると考えられる。

### 3. 斜橋の回転発生の判定式

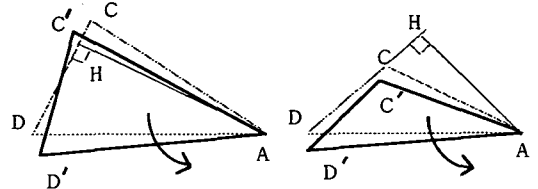
#### (1) 幾何学的に回転可能な平面形状

回転挙動の発生が制限を受けない、幾何学的平面形状について検討する。図-2に示すように、鈍角側けた端部A点を回転中心に考えると、対辺において  $\overline{DC} \leq \overline{DH}$  となる場合は回転可能である。

図-2(c)がこの場合を示し、 $C'$  点が辺  $DC$  の内側



(a) 斜角を有する上部構造



(b)  $\overline{DC} \geq \overline{DH}$  回転不能  
(c)  $\overline{DC} < \overline{DH}$  回転可能

図-2 回転の判定

に移動し回転する。これを式で表わすと次式となる。

$$L \cos \theta \geq b / \sin \theta \quad (1)$$

$$L \geq 2b / \sin 2\theta \quad (2)$$

ここに、 $\overline{DC} = b / \sin \theta$ 、 $\overline{DH} = L \cos \theta$  であり、けた長を  $L$ 、幅員を  $b$ 、斜角を  $\theta$  とした。なお、同様の考察により図心を回転中心とした時の回転可能条件式も式 (2) と全く同じとなる。さらに、けた遊間を考慮する場合の回転の判定式はそれぞれ左右の遊間量を  $\Delta_1, \Delta_2$  で表示すると、次式となる。

$$\left(1 + \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{L}\right) L \geq \frac{1}{\sin \theta} \sqrt{b^2 + \left(L - \frac{b}{\tan \theta}\right)^2} \quad (3)$$

なお、図心を回転中心とした時の回転可能条件式は式 (3) の左辺の  $\Delta_1 + \Delta_2$  が  $2(\Delta_1 + \Delta_2)$  となる。

#### (2) 剛体の転倒問題としての回転照査

回転挙動の発生を、剛体の転倒問題として検討する。図-3に示すように、上部構造の慣性力作用位置が、けた端部A点を越えると、不安定な転倒状態となり回転を始める。この条件を式で表わすと次式となる。

$$\overline{ak} \geq W / 2 \quad (4)$$

ここで  $\overline{ak} = \overline{oa} \cos \theta = (L / 2) \cos \theta$ 、 $W = b / \sin \theta$  より、

$$(L / 2) \cos \theta \geq (b / 2) / \sin \theta \quad (5)$$

$0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$  の範囲では、

$$L \geq 2b / \sin 2\theta \quad (6)$$

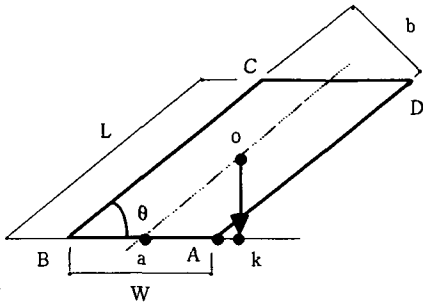


図-3 転倒の判定

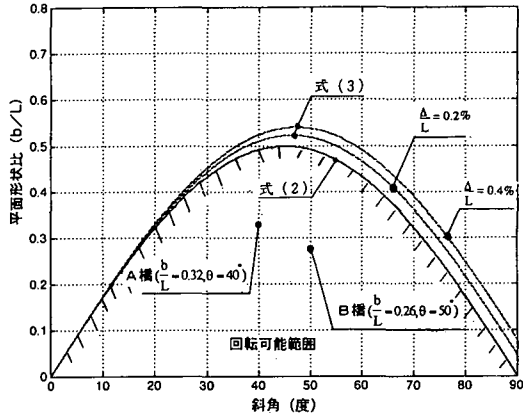


図-4 回転可能な斜橋の平面形状比と斜角 $\theta$ との関係

式(2)と式(6)は同一であり、上部構造の転倒条件と、回転が幾何学的に制約を受けない条件は一致する。式(2)の条件を満たす範囲を図-4に表す。放物線内斜線部が上部構造の回転可能な平面形状を示し、これによって回転発生の可能性が判定できる。兵庫県南部地震で落橋した斜橋の事例2橋を図中に示した<sup>5)</sup>。なお、 $\Delta_1 + \Delta_2 = \Delta$ とLの比が0.2%、0.4%の時の回転可能範囲も並記した。

#### 4. 斜橋上部構造の地震応答解析

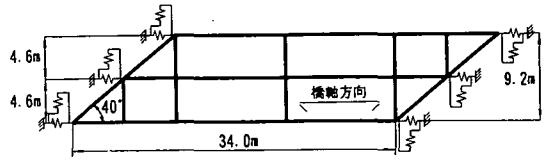
##### (1) 解析の概要

斜橋の回転挙動について、次の仮定に基づきシミュレーション解析を実施する。

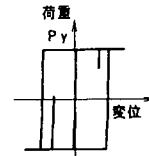
- 1) 上部構造のみの単一モデルに対してシミュレーションを行うこととし、地盤や基礎および下部構造の動的挙動は考慮しないものとする。
- 2) 支承部破損後の状態を対象に解析する。従って、支承部破損のシミュレーションは含めない。
- 3) 橋台バラベットや段違い橋脚あるいは隣接部の上部構造との衝突、跳ね返りは考慮しない。

表-2 構造諸元

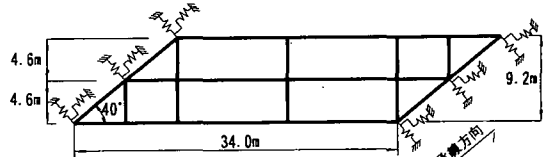
形式	けた長	幅員	斜角	主けた断面二次モーメント
鋼単純箱けた橋	34 m	15m	40度	4.2 m <sup>4</sup> /けた



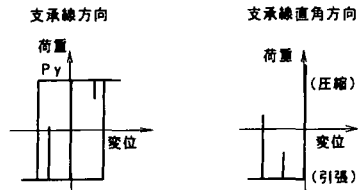
平面骨組み形状



摩擦抵抗バネ履歴特性  
(a) モデル1



平面骨組み形状

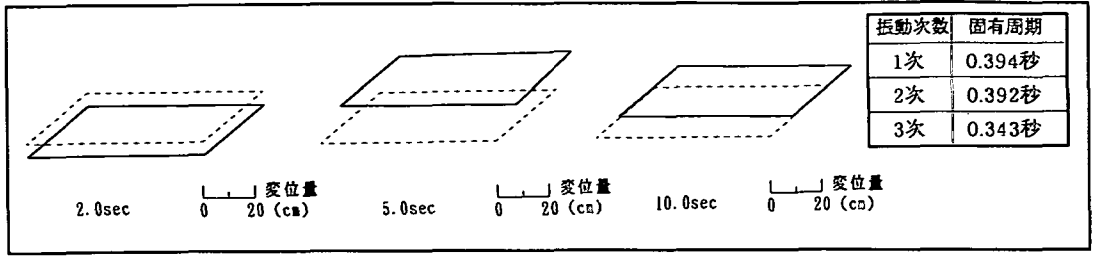


摩擦抵抗バネ履歴特性  
(b) モデル2

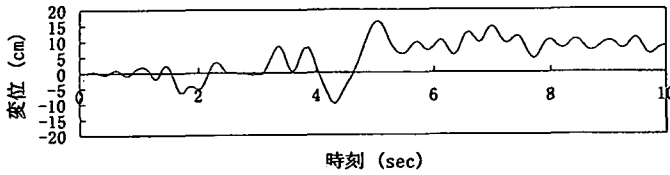
図-5 解析モデル

4) 鉛直地震動は考慮しない。

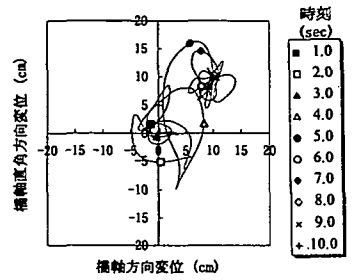
数値解析は、1995年兵庫県南部地震動により落橋した斜橋の諸元を参考に、表-2の構造諸元を有する上部構造モデルを対象に行った。さらに、回転挙動確認のため、支点部の摩擦抵抗方向が異なる2タイプのモデルを考えた。採用したモデルを図-5に示す。ここで上部構造の曲げ剛性は表-2に示す、モデル橋の水平面内鉛直軸回りの断面二次モーメントを使用した。図-5(a)に示すモデル1は、けたの各支点部において、非線形な摩擦履歴特性を有する二方向バネを橋軸方向、橋軸直角方向に挿入したモデルであり、上部構造が任意方向に並進挙動する場合を想定した。ここに摩擦抵抗バネの復元力特性は、バイリニア履歴モデルを二方向ともに採用した。また限界摩擦抵抗力 $P_y$ は、死荷重反力に摩擦係



(a) 移動挙動図

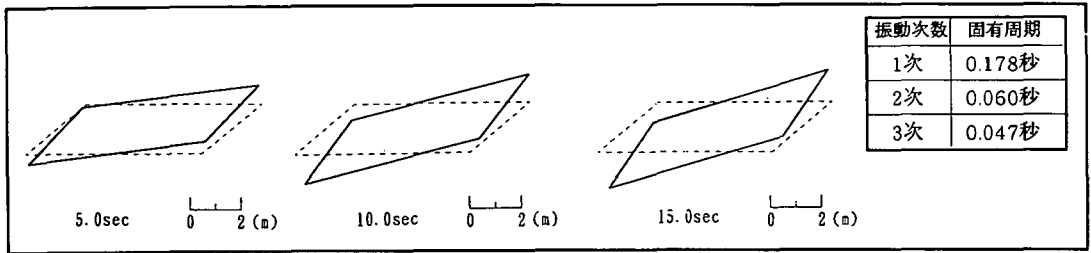


(b) 鋭角側支点変位の時刻歴図

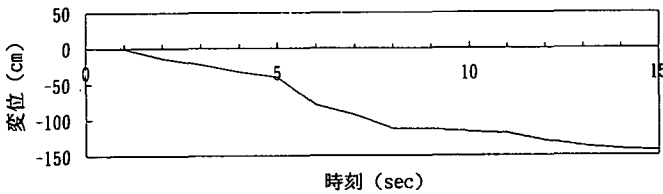


(c) 鋭角側支点変位の軌跡図

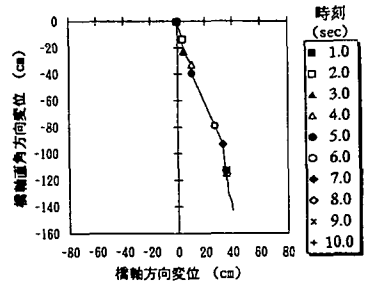
図-6 モデル1



(a) 移動挙動図



(b) 鋭角側支点変位の時刻歴図



(c) 鋭角側支点変位の軌跡図

図-7 モデル2

数を乗じた値とした。図-5(b)のモデル2は上部構造が鋭角側を支点として回転挙動する場合を想定したモデルであり、けた支点部の支承線方向と支承線直角方向に二方向バネを挿入した。

ここに、支承線直角方向摩擦抵抗バネの復元力特性は、圧縮方向は移動拘束とし、引張方向は摩擦抵抗をモデル化するバイリニア履歴を採用した。また支承線方向バネの復元力特性は、圧縮、引張方向とも摩擦抵抗モデルのバイリニア履歴モデルで解析した。なお摩擦係数については数値を変化させて解析を行っ

たが、ここでは  $\mu=0.4$  とした場合の結果を示す。解析で使用した地震動は、兵庫県南部地震の際に地表面で観測されたII種地盤のJR西日本鷹取駅観測強震加速度波とし、橋軸方向にNS成分を橋軸直角方向にEW成分を同時入力した。本加速度波形は神戸海洋気象台で観測した強震記録に比べ、主要動中に比較的大きな振幅が数多く発生している点に特徴がある。解析は時刻歴応答解析法とし、地震動は水平二方向成分を15秒間継続して加振した。図-12(b)に使用した地震波形を示した。数値積分は、ニューマー

クの $\beta(=0.25)$ 法で行った。この際の積分の時間間隔は $1/1000$  秒とした。減衰定数は粘性減衰を2%、さらに摩擦バネの履歴減衰も考慮される。

## (2) 数値解析結果

図-6は、モデル1の移動挙動を示したものである。図中より、支点部の摩擦抵抗に対して作用慣性力が上回った時、橋軸あるいは橋軸直角方向への移動が確認できるが、規則的な回転変位については認められない。これは、橋軸と橋軸直角方向に設置した二方向移動可能な摩擦抵抗バネによるため、隣接部の橋台などで移動拘束を受けない限り、上部構造は地震動の入力方向に支配されながら任意に移動すると推定される。図-7は、モデル2の解析結果を示したものである。図-7(a)は、上部構造の移動挙動を時間経過を追って示したものである。図中より明らかなように、鋭角側からの回転現象を確認することが出来る。図-7(b)は、鋭角側支点部の変位時刻歴を示す。摩擦抵抗力を超えた時点での変位スリップが確認できる。図-7(c)は、鋭角側支点変位の軌跡図であり、時間経過とともに橋軸直角方向を主とする支点変位の移動状況が確認できる。当該橋の場合は解析継続時間15秒に対して、最大回転角は3.5度であった。この結果は、落橋した斜橋の回転変位にはほぼ一致する。

上部構造の回転変位は、橋台パラベットや段違い橋脚あるいは隣接上部構造により、けた端部が支線直角方向に移動拘束を受ける場合に発生すると考えられる。この場合は、鈍角側けた端部を回転中心とし、対辺のけた端部鋭角側より回転が発生する。この回転挙動は図-8で示すように、初期の大加振で片側のけた端鈍角部を回転中心に大きく回転が生じ落橋する場合と、地震動の交番により左右のけた端鈍角部で交互に回転中心を変えながら、常に同一方向に回転する場合がある。後者の場合は見かけ上、上部構造の図心を中心に回転する。

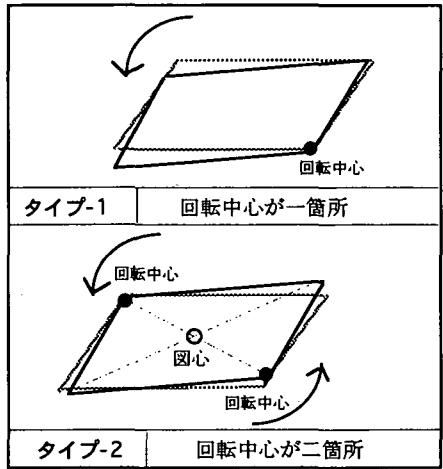


図-8 斜橋の回転挙動

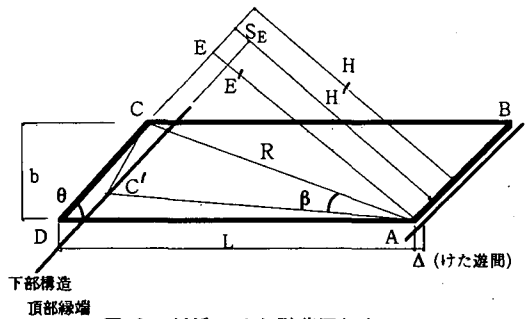


図-9 斜橋のけた脱路回転角

$$\begin{aligned} \beta &= \angle C' A E' - \angle C A E = \cos^{-1} \left( \frac{H - S_E}{R} \right) - \cos^{-1} \left( \frac{H}{R} \right) \\ &= \cos^{-1} \left( \frac{L \sin \theta - S_E}{R} \right) - \cos^{-1} \left( \frac{L \sin \theta}{R} \right) \quad (7) \end{aligned}$$

ここに、 $H = L \sin \theta$ ,  $R = \sqrt{b^2 + (L - b / \tan \theta)^2}$

式(7)をけたかかり長に関する式に変形すると、次式となる。

$$S_E = L \sin \theta - R \cos \left\{ \beta + \cos^{-1} \left( \frac{L \sin \theta}{R} \right) \right\} \quad (8)$$

## 5. 幾何学的平面形状による脱路回転角度の検討

図-9に示す、鈍角側けた端部のA点を中心とする水平面内における鉛直軸回りの回転により、けた端部C点がC'点の下部構造頂部縁端まで回転移動し、けたかかり長  $S_E$  を超える時の回転角をけた脱路回転角  $\beta$  とする。これは図-8のタイプ-1を想定したもので以下、けたかかり長と脱路回転角との関係式を求める。図中でA点を中心にしたけた端部C点がC'点に回転した時の角度を脱路回転角  $\beta$  とすると、次の関係式が求まる。

一方、図-8のタイプ-2を想定した場合、図-10で示すように上部構造図心点Oを回転中心とし、脱路回転角  $\beta$  をけた端部幅員中央F点がF'点に達したときと仮定すると、脱路回転角  $\beta$  およびけたかかり長  $S_E$  は次式より求まる。

$$\beta = \cos^{-1} (\sin \theta - 2S_E / L) - (90 - \theta) \quad (9)$$

$$S_E = \frac{L}{2} \{ \sin \theta - \sin(\theta - \beta) \} \quad (10)$$

なお、けた遊間  $\Delta$  が存在するときには、式(8)、

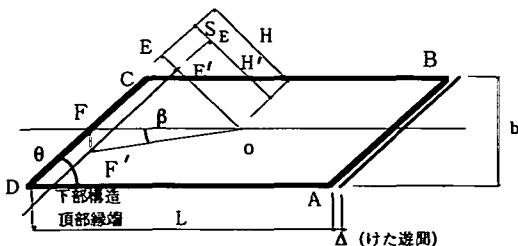


図-10 上部構造図心点を回転中心とした脱落回転角

式(10)の右辺に $\Delta$ を加えて $S_E$ を大きくする必要がある。いま、平成2年版道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>6)</sup>で規定するけたかかり長より、図-5(b)のモデル対して、逆に式(7)、式(9)で脱落回転角を算定すると次のようになる。

$$S_E = 70 + 0.5L = 70 + 0.5 \times 34 = 87 \text{ cm} \quad (11)$$

ここで、けた遊間を5cmと仮定すると図-8のタイプ-1の場合は式(7)より次の結果となる。

$$\beta = \cos^{-1} \left( \frac{L \sin \theta - S_E}{R} \right) - \cos^{-1} \left( \frac{L \sin \theta}{R} \right) = 2.4 \text{ 度} \quad (12)$$

ここに脱落回転角は、けた端部の幅員中央点が沓座縁端を逸脱した場合と仮定し $b=4.6$ で計算した。また図-8のタイプ-2は式(9)より下式となる。

$$\beta = \cos^{-1} (\sin \theta - 2S_E/L) - (90 - \theta) = 3.3 \text{ 度} \quad (13)$$

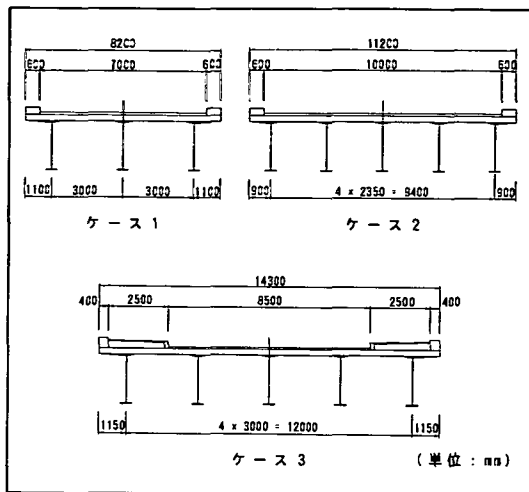
当該モデル橋でのシミュレーション結果によると、最大回転角は3.5度程度であり、落橋の可能性は高いといえる。ところで本解析で考慮していない、地盤や下部構造の地震時変位、あるいは地表面地震動の橋脚天端での増幅の影響なども考慮に入れると、落橋に至る可能性はさらに高くなる。また式(9)では、けた端部幅員中央が下部構造頂部縁端を逸脱した時点で、上部構造の脱落と仮定したが、上部構造の死荷重などが不均等な場合は、鉛直地震動によりさらに早い時点で支持状態が不安定となり落橋することも考えられる。

## 6. パラメータ解析

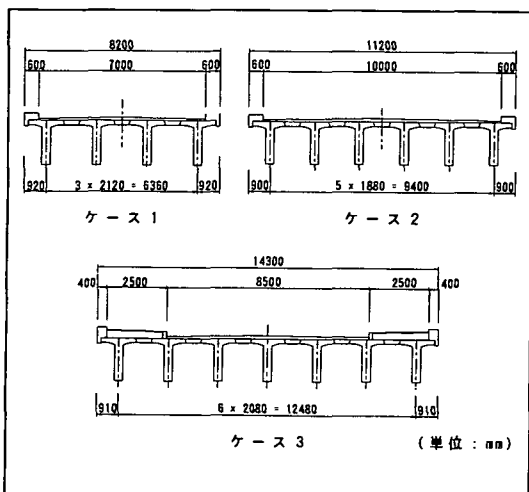
斜橋の回転挙動に影響を与える要因について、パラメータ解析を実施し検証する。ここでは、鋼橋とPC橋のけた橋を対象とし、けた長、幅員、斜角、摩擦係数などをパラメータとする数多くのモデル橋に対して、非線形時刻歴応答解析法による数値計算を実施し、これらの要因が斜橋の回転角に与える影

表-3 けた長と斜角

けた長	20, 30, 40 m
斜角	45, 60, 75 度



(a) 鋼橋



(b) PC橋

図-11 幅員とけた配置

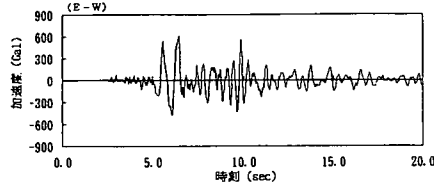
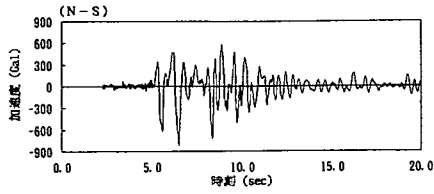
響を検討した。

### (1) モデル橋の諸元

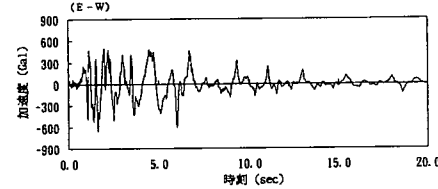
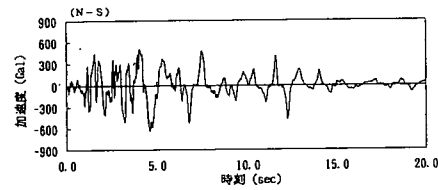
鋼橋とPC橋の上部構造を対象に、図-4に示す回転可能な平面形状を考慮の上、モデルを設定した。

#### a) 鋼橋の解析モデル

鋼橋で対象とする構造形式は単純Iけた橋とした。ここで幅員とけた配置は、図-11(a)に示す3ケースを対象とし、けた長と斜角は表-3の通りとした。上部構造は主けたと横けたで構成する格子モデルとし、死荷重は各主けた上に載荷させた。



(a) 神戸海洋気象台地震波



(b) JR西日本鷹取駅地震波

図-12 解析地震動波形

b) PC橋の解析モデル

PC橋の形式は、図-11(b)に示す単純ポステンTけた橋とした。幅員、けた長、斜角については鋼橋のパラメータと同一であり、解析モデルも格子モデルを採用した。

c) 入力地震動

地震動は次の兵庫県南部地震における地震動を用い、橋軸方向にNS成分を橋軸直角方向にEW成分を同時入力した。解析継続時間は1.5秒間とした。

(図-12参照)

- ・ 神戸海洋気象台地震波 (I種地盤)
- ・ JR西日本鷹取駅地震波 (II種地盤)

d) 摩擦係数

摩擦係数は、0.4、0.6の2ケースを対象とした。

e) 履歴特性

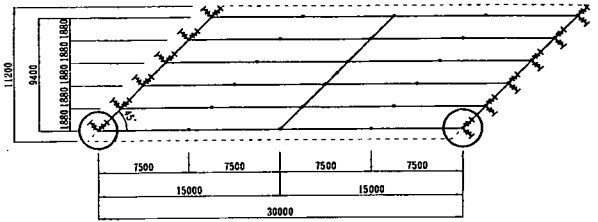
支点部の摩擦抵抗特性は、図-5(b)に示されるバイリニアモデルを使用した。

(2) 解析結果

まず解析例として、以下の解析モデルについて時

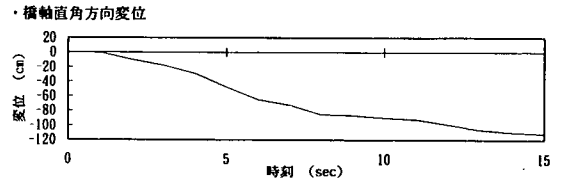
表-4 解析モデル諸元

形式	単純ポステンTけた橋
けた長	30 m
総幅員	11.2 m
斜角	45 度

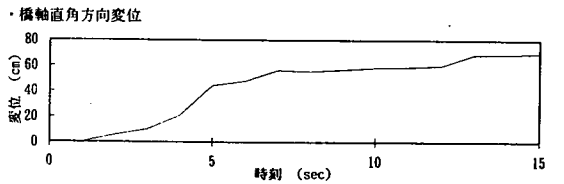


○ 時刻歴応答の着目点

図-13 解析モデルの例

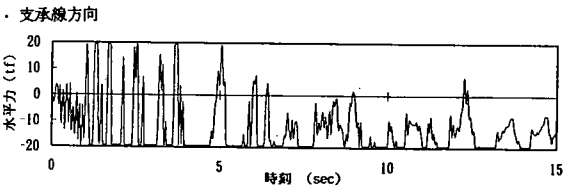


(a) 鋭角側支点応答変位

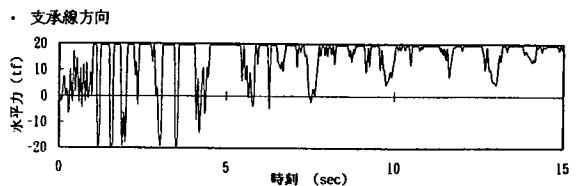


(b) 鈍角側支点応答変位

図-14 変位応答



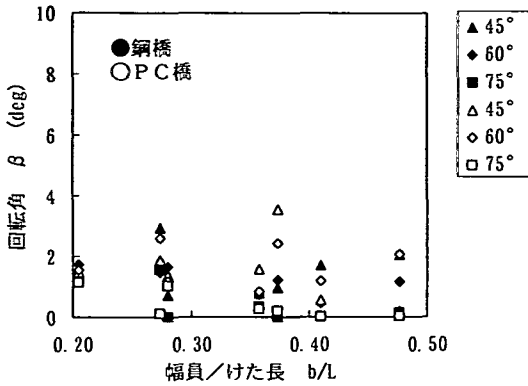
(a) 鋭角側支点応答反力



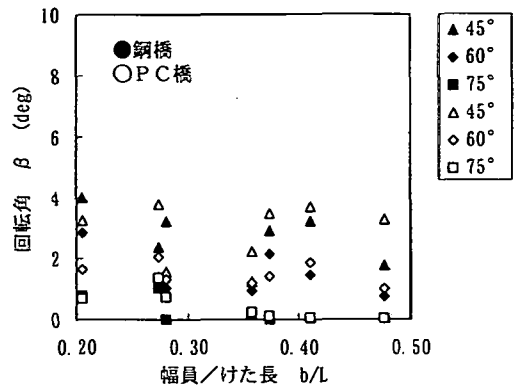
(b) 鈍角側支点応答反力

図-15 反力応答

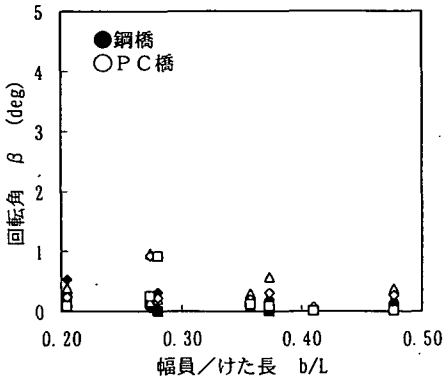
刻歴応答変位と反力を示す(表-4、図-13参



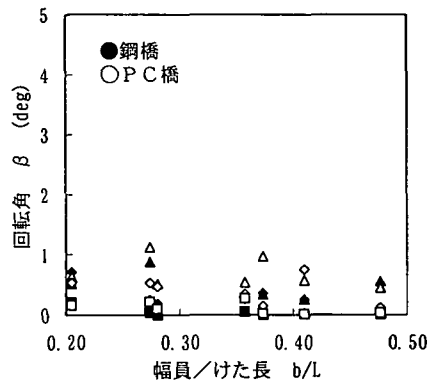
(a) 摩擦係数 0.4の場合



(a) 摩擦係数 0.4の場合



(b) 摩擦係数 0.6の場合



(b) 摩擦係数 0.6の場合

図-16 神戸海洋気象台地震波

図-17 JR西日本鷹取駅地震波

照)。ここに、摩擦係数は0.4、入力地震動はJR西日本鷹取駅地震波を使用した。図-14、図-15より、限界摩擦抵抗力 $20f$ 以上の慣性力が作用すると反力は一定となり、この間で変位の滑りが発生している。また、この変位は時間経過とともに一方に累積し、交番状態にない。これは、同一方向の回転が常に生じていることを示している。次にパラメータ解析結果を図-16、図-17に示す。図-16は、神戸海洋気象台観測地震波を入力として求めた結果であり、平面形状比の幅員/けた長 ( $b/L$ ) に対する回転角の変化を摩擦係数0.4、0.6に対して示した。また図中には、斜角や橋種が相違する場合についても表示した。図-17は、JR西日本鷹取駅観測地震波を入力波として解析した結果である。これらの図から次の点が明らかとなった。

1) 回転角は、平面形状比の幅員/けた長 ( $b/L$ ) に幾分影響を受ける傾向にある。例えば、 $b/L$ の値が

小さく細長い平面形状を有する斜橋の場合は、回転角は大きい。

2) また、斜角が小さくなるに従い回転角も増加する傾向が伺える。

3) JR西日本鷹取駅観測地震波は、神戸海洋気象台観測地震波に比べ回転変位が多い。この理由は、JR西日本鷹取駅観測地震波に対して、神戸海洋気象台観測地震波では数回の大振幅波が生じているものの、その後の振幅が比較的中規模程度なため摩擦抵抗力を上回る慣性力が作用しなかったためと思われる。支点部での摩擦係数を0.4と仮定すると、0.4Gを超える加速度が負荷された場合のみ回転変位は発生する。従って、継続的に摩擦抵抗力以上の加速度を受ける場合は、加速度の値が極端に大きなくても回転変位は累積される。なお斜橋の場合は、地震動の入力方向による回転変位の影響も考慮する必要がある。最悪入力方向を把握するため、事前に $10^\circ$ 間



表-5 解析条件

橋種	鋼橋		
けた長	40m	幅員	8.2m
斜角	30度と60度の2ケース		
摩擦係数	0.4		
入力地震動	神戸海洋気象台観測波		

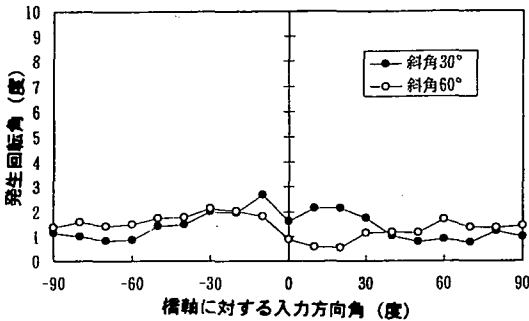


図-18 最悪入力方向の検討

隔で方向を変化させ応答最大値を検索したが、図-18に示す解析例のように、入力方向の相違によって回転角には最大2度程度の差が生じた。図-18は、表-5の解析モデルに対する検討結果を示す。

- 4) 鋼橋とPC橋との応答値の差は顕著でない。
- 5) 回転変位は、摩擦係数に敏感に影響を受ける。

本解析では、一般に鋼とコンクリートの摩擦係数が0.5程度であることに基づき数値を仮定したが、今後は実験などによる適正な摩擦係数の設定が課題となる。図-19はタイプ-2の回転挙動に対して、パラメータ解析より求めた最大回転角を脱落回転角と見なし、式(10)によるけたかかり長を図示したものであり、ここでは脱落回転角を5度と仮定した。図より、回転変位に対するけたかかり長は斜角が小さいか、あるいはけた長が長くなると、平成2年版道路橋示方書・同解説V耐震設計編の規定値(図中の70+0.5Lの式)に対して不足する傾向にある。一方、図-20はタイプ-1の回転挙動に対して、式(8)よりけたかかり長を求め図示したものである。ここに、斜角は40度と60度とし幅員を10mより20mまで5m間隔で変化させて示した。また脱落は、けた端部の幅員中央点が沓座縁端を逸脱した場合と仮定し、脱落回転角は2.5度と仮定して計算した。脱落回転角をタイプ-2に対して小さく評価した理由は、当該タイプが最初の大加振力により、けた端鈍角部を回転中心として落橋する場合を想定していることによる。以上の結果より、回転変位による落橋を防止するには、従来のけたかかり長では不足する

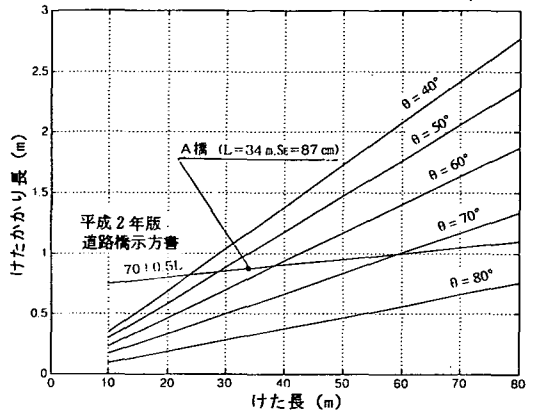


図-19 けたかかり長 (回転中心を図心とした場合)

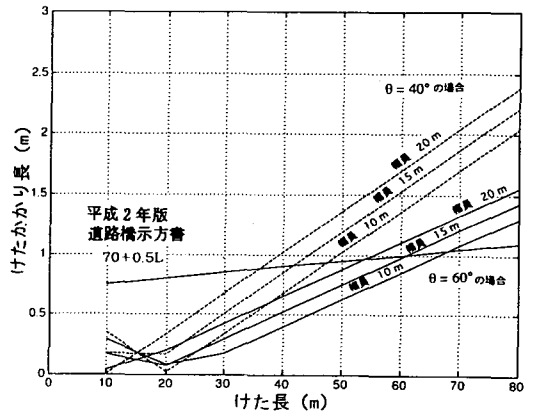


図-20 けたかかり長 (回転中心をけた端鈍角部とした場合)

場合も生じ、けたかかり長の拡大が必要である。この傾向は、けた長が長く、かつ斜角が小さい場合に顕著である。ただし、極端に沓座を広げると、下部構造の頂部沓座幅が広くなり経済性や景観的にも現実的でなくなる恐れがある。この場合むしろ、斜橋を直橋形式や斜角を緩くする等の計画変更も検討の際の課題となろう。

### (3) 解析における今後の課題

本解析では、地盤や基礎および下部構造をふくめた全体構造系での応答解析を実施していない。上部構造の回転挙動は基礎や橋脚および支承など相互の耐力と変形性能に依存すると考えられ、厳密な回転挙動の把握に対する評価には今後の課題も多い。

例えば、下部構造に着目すると次の挙動が想定される。

- 1) 下部構造が塑性化すると、橋脚の変形は増加するので落橋の可能性が高まる。しかし、橋脚の剛性低下は地震動の増幅を緩和し、上部構造本体の回転

変位を抑える。

2) 一方、下部構造が弾性域に留まる場合は、地震動の増幅は支承部に損傷を与え、上部構造の回転変位を助長させる可能性が高い。

3) 一般に、支承が破損する前に下部構造が塑性化する、回転変位は少なくなるものと思われる。また橋脚が健全で、支承のみ破損する場合は回転変位が増加する。

この他、今後の課題を整理すると次のようである。

4) 地震力の水平動と鉛直動が連成する場合、支点部摩擦抵抗力に影響を及ぼすことが予想される。

5) 支承部の移動拘束機能が破壊を受ける場合のエネルギー消費。

6) 入力地震動特性が与える影響。例えば、海洋型地震波と直下型地震波の波形の相異による回転変位への影響。

## 7. まとめ

本論文では斜橋の回転挙動について、まず落橋の発生過程を推定し、回転発生の幾何学的平面形状を検討した。ここで示した判定式より、回転変位の拘束を目的とした、橋軸直角方向に対する変位制限構造の必要性が照査可能である。

回転挙動のシミュレーションでは、慣性力に対する上部構造支点部の摩擦抵抗バネを、支承線とその直角方向に設置することで、鈍角側けた端部を回転

中心に、対辺のけた端部鋭角側からの回転変位を確認した。また、けたかかり長と回転角との関係式も誘導した。さらに、パラメータ解析結果から回転変位に影響を与える主要因として、平面形状比を選定し、斜角や地震動さらに摩擦係数などの影響も合わせて考察し、回転角とけたかかり長との関係について報告した。

斜橋の回転現象についてはほぼシミュレーションで明らかとなった。しかし今後、実際の脱落に至る詳細な履歴挙動について、前述の解析的課題の解決と実験による確認が必要である。

## 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, pp.2-1~2-9, 1995.12.
- 2) 建設省: 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, 1995.2.
- 3) 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), pp. II-8, 1995.6.
- 4) AASHTO: Minimum Support Length Requirements for Seismic Performance Category B, *Division I-A SEISMIC DESIGN*, pp.354, 1995.
- 5) 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回年次学術講演会概要集, I-B305, pp.610~611, 1996年, 9月.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.90, 1990.2.

(1996.9.28受付)

## DYNAMIC ANALYSIS CONCERNED WITH ROTATIONAL DISPLACEMENT OF SKEWED BRIDGES CAUSED BY HORIZONTAL GROUND MOTION

Hisanori OTSUKA, Masayuki KANDA, Motoyuki SUZUKI and Masahide KAWAKAMI

Several skewed bridges were slid and fell down from their supports by the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake. The purpose of this paper is to study the in-plane rotational behaviour of the skewed bridges after failure of side blocks of the bearing by the horizontal ground motion. Firstly, geometric configuration of the skewed bridges in which the rotation is inevitable is investigated. Then, the rotational displacement of the skewed bridges are obtained by conducting non-linear time-history analyses in which a friction type hysteresis model is assumed to simulate the sliding of the bridge at the supports. It is found that the skewed bridges with small width-span ratios and small skew angles may have considerable sliding rotational displacements and fall down from their supports if adequate seat width is not provided. The requirement of the support length in skewed bridges is also presented.