

下路アーチ橋の地震時保有耐力の一照査方法の提案と諸問題

迫田 治行¹

北田 俊行²

¹ 正会員 工修 川崎重工業(株)参与 橋梁水門総括部 (〒675-0155 兵庫県加古郡播磨町新島8)

² 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部 土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)

1. まえがき

強地震動を受ける下路アーチ橋の地震時の安全性を厳密に照査するには、それを骨組構造モデルに置換し、構成部材の局部座屈も考慮した断面力に関する適切な構成則を開発して、弾塑性時刻歴応答解析を行うことが必要である。しかし、局部座屈以外に構造部材、および構造物全体の座屈現象が伴う場合、解析そのものも簡単ではない。すなわち、アーチ橋を構成する各種部材の終局限界状態までの構成則が十分に整備されておらず、また残留応力や初期たわみなどの初期不整も解析に取り入れにくい。さらに、断面決定という設計段階で、その都度、弾塑性時刻歴応答解析を行うことも現実的とは言えない。

そこで、動的解析等の詳細検討の要否判断を行なう上で、骨組構造モデルを用いた静的な弾塑性有限変位解析で得られる終局強度と、その強度レベルに至るまでの挙動とを利用して、単柱形式の橋脚で適用されている保有水平耐力的な考え方が適用できれば便利である。しかし、アーチ橋の場合、質量が構造物全体にわたって分布しているので、その妥当性や精度などが問題となる。

本論文では、下路アーチ橋の地震時保有水平耐力の簡便な照査法を提案し、2～3のケース・スタディを通して、その照査方法の適用性、および適用する際の問題点などについて考察している。

2. 保有水平耐力法による照査法

提案する照査法のフロー・チャートを、図-1に示す。本方法の概要は、以下のとおりである。

i) 下路アーチ系橋梁を骨組構造モデルに置換して、固有振動解析を行う。そして、その卓越振動モード（通常、橋軸方向と橋軸直角方向との1次固有振動モード）の加速度分布を算出する。その際、下部の橋脚構

造も骨組構造モデルに置換する。

ii) 上記で得られる加速度分布を用いて地震荷重分布を求め、これを漸増荷重として取り扱い、弾塑性有限変位解析を行う。

iii) 弾塑性有限変位解析により得られる荷重-変位曲線か

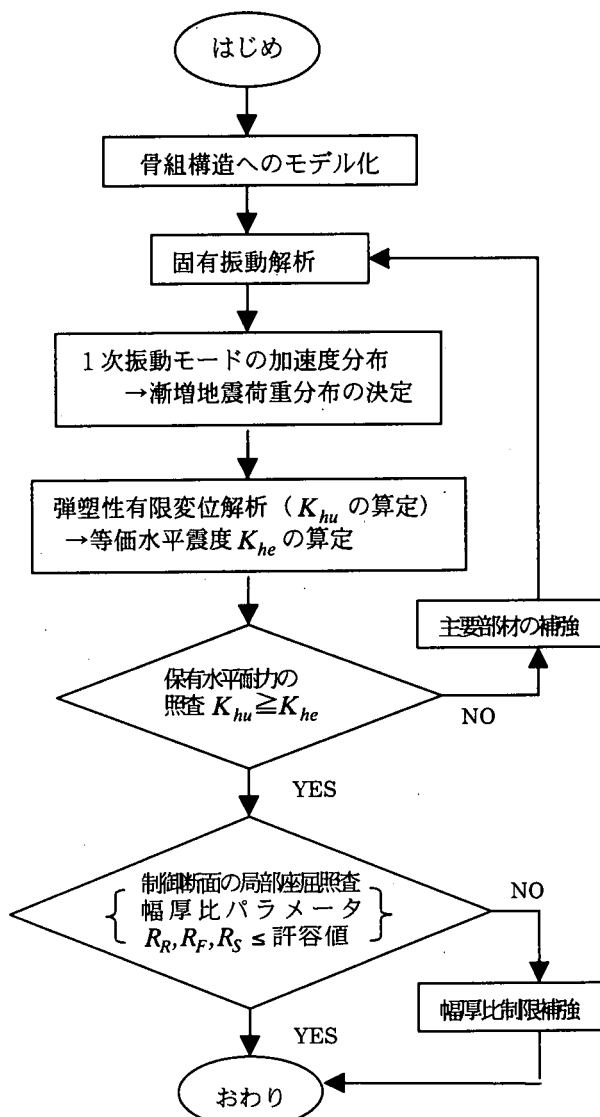


図-1 保有水平耐力の照査手順

ら、最大荷重時を終局状態と仮定して、構造物としての吸収エネルギーを計算する。そして、このエネルギーと等価となる弾性構造としての水平震度を算定し、設計水平震度を低減する補正係数を算定する。

iv) さらに、高次モードの影響、動的応答の影響などを考慮した補正係数を上記の低減した水平震度に乗じて、等価水平震度を求める。

v) 弾塑性有限変位解析で得られる終局水平震度 K_{hu} と、この等価水平震度 K_{he} とを比較し、安全性を照査する。前者が後者を下回る場合には、制御断面となる主要部材を補強する。また、前者が後者を上回る場合でも、制御断面となる主要部材には、必要に応じて所要の幅厚比パラメータの確保のための補強を施す。

照査方法は、以上のとおりであるが、道路橋示方書・V耐震設計編(以下、道示Vと略記)¹⁾との対応で言うなら、保有水平耐力照査時の等価水平震度 K_{he} を以下のように評価していることになる。

$$K_{he} = C_1 \cdot C_2 \cdot K_{ho} \quad (1)$$

ここに、

K_{he} : 等価水平震度

K_{ho} : 道示Vの保有水平耐力照査用の設計水平震度

C_1 : エネルギー一定則に基づく水平震度の低減補正係数

C_2 : 静的な弾塑性有限変位解析と多質点系の弾塑性動的応答解析との終局震度の違いに関する補正係数

以下では、この照査フローの各項目を、実橋に対する試算結果を示しながら説明・考察を加えている。

(1) 補正係数 C_1

漸増地震荷重による弾塑性有限変位解析を行なうと、地震荷重(ただし、1次固有振動の水平震度で評価)と変位との関係が、**図-2**に示すように得られる。そこで、終局状態を最大荷重時と定義すると、終局状態に到るまでの構造物の吸収エネルギー E_u が計算し得る。そして、エネルギー一定則を適用すると、構造物が弾性的に挙動すると仮定した場合の荷重-変位曲線から、このエネルギーと等価な弾性構造物としての水平震度 $K_{h, equ}$ を求めることができる(**図-3**参照)。これらの水平震度の比が補正係数 C_1 に相当する。すなわち、

$$C_1 = \frac{K_{h, equ}}{K_{hu}} \quad (2)$$

この場合、下路アーチ橋と橋脚とを多自由度の骨組構造モデルに置換しているため、弾塑性有限変位解析結果からのエネルギー算定は、各節点の荷重-変位曲線から得られるエネルギーを、すべての節点について総和して

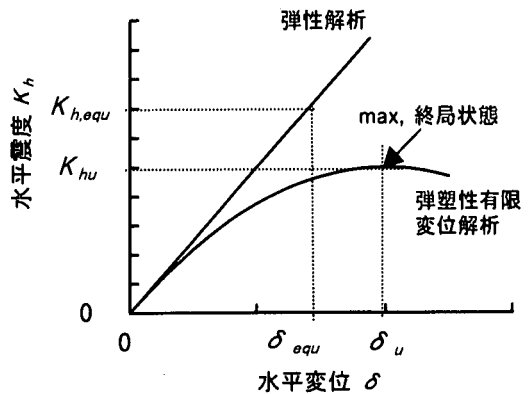


図-2 水平震度-変位曲線と終局状態の定義

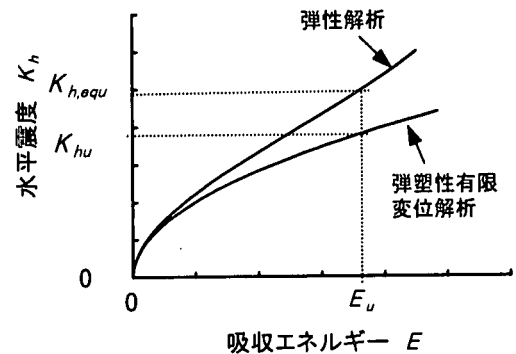


図-3 水平震度-エネルギー曲線と等価弾性震度

求めることになる。

$$E_u = \sum_i \left(\int P_i \cdot \delta \cdot d\delta \right) = \sum_i \left(\int (m_i \cdot \alpha_i) \cdot \delta_i \cdot d\delta \right) \quad (3)$$

ここに、

E_u : 終局状態までの構造物の吸収エネルギー

P_i : 節点 i に作用させた漸増地震荷重

δ_i : 節点 i の漸増変位

m_i : 節点 i の質量

α_i : 節点 i に作用させた漸増地震加速度

\int : 終局状態まで積分することを意味する。

\sum_i : 全節点に対する総和を示す。

また、等価な弾性水平震度 $K_{h, equ}$ を算定するのに必要な弾性構造と仮定した時のエネルギーは、水平震度の大きさにかかわらず、構造物が弾性域の剛性で挙動するものとして、上記と同様に計算する。

実際の橋梁を例にとって、この補正係数 C_1 を計算した結果を、**図-4**~**図-7**に示す。計算で対象としたアーチ橋は3橋であり、以下の特徴を有する。

i) NI橋: 鋼橋脚で支持されたニールセン・ローゼ橋(バスケット・ハンドル型)、支間長 $L=252.0\text{m}$ 、ア

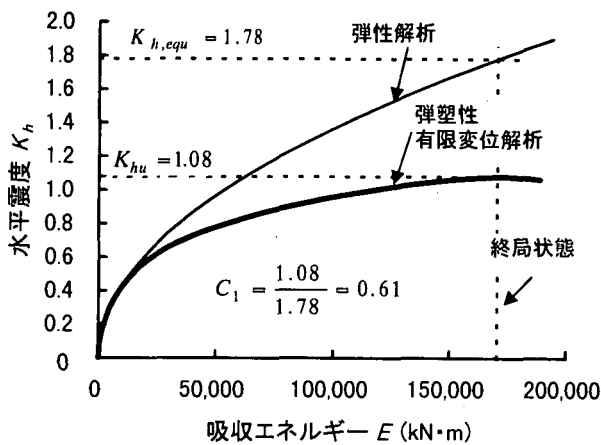


図-4 NI橋・橋軸方向地震の計算例

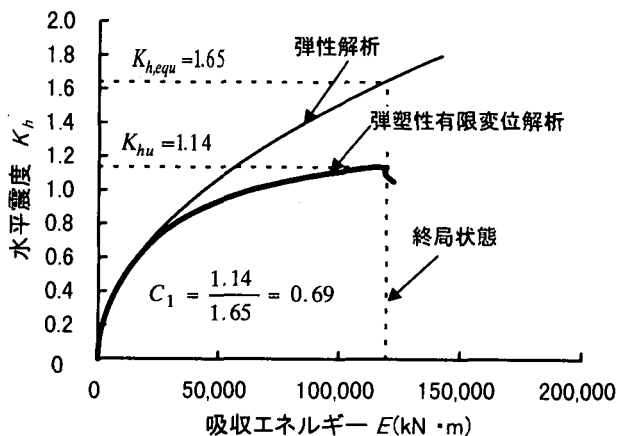


図-5 NI橋・橋軸直角方向地震の計算例

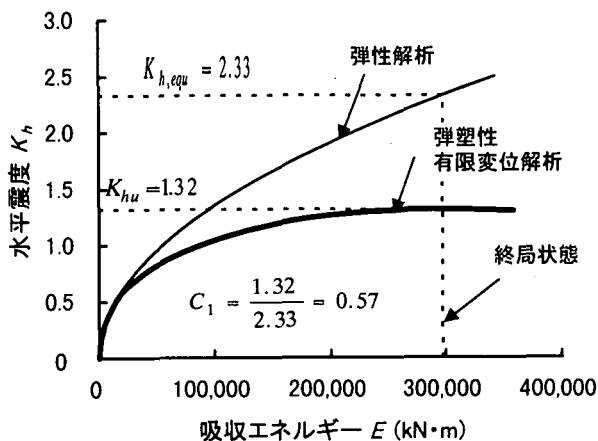


図-6 RO橋・橋軸直角方向地震の計算例

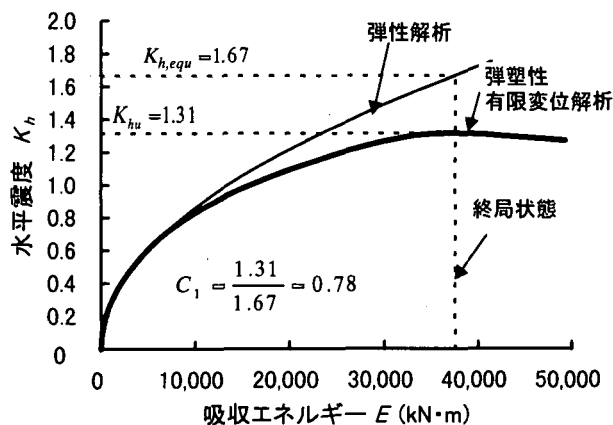


図-7 NA橋・橋軸直角方向地震の計算例

ーチ・ライズ $H=42.0\text{m}$

- ii) RO橋：鋼橋脚で支持されたダブル・デッキのローゼ橋、支間長 $L=215.35\text{m}$ 、アーチ・ライズ $H=36.0\text{m}$
- iii) NA橋：鋼橋脚で支持されたニールセン橋、支間長 $L=156.8\text{m}$ 、アーチ・ライズ $H=30.0\text{m}$ で、ハンガーは補剛桁から張り出されたブラケットに定着されている。

計算には骨組鋼構造の弾塑性有限変位解析プログラム EPASS²⁾を用いた。また、ここではアーチ橋梁の保有水平耐力に主眼を置いているので、下部の橋脚構造は弾性であると仮定している。

図中には、弾塑性有限変位解析から得られた吸収エネルギー、および構造物が弾性的に挙動するものと仮定した時の吸収エネルギーとが、水平震度を縦軸にとって示されている。また、終局状態までの吸収エネルギー E_u に対応する終局水平震度 K_{hu} 、それと等価な弾性水平震度 $K_{h, equ}$ 、および、それらの比も示されている。これらの図から、補正係数 C_1 は、橋軸方向、および橋軸直角方向を問わず、概ね、下記程度の値であることがわかる。

$$C_1 = 0.55 \sim 0.80 \quad (4)$$

ただし、上記の値は下部橋脚を弾性として取り扱った場合である。下部橋脚が塑性化するとそれに伴い、この値は小さくなる。特に橋軸方向地震に対しては、アーチ部でなく、下部橋脚の塑性化が先行し、終局状態も下部橋脚で支配される。その場合の C_1 の値は、鋼製橋脚の等価水平震度と設計水平震度との比に近く、オーダー的に $0.25 \sim 0.40$ 程度と考えられ³⁾、上記の値よりも一段と小さくなる。また、終局状態でもアーチ部は塑性化しない場合も有り得る。この意味で、橋軸方向地震に対して上記の C_1 を用いると等価水平震度を過大評価することに注意しなければならない。

参考として、水平震度とアーチ・リップの頂点における変位との関係を、図-8～図-10に示す。図中の変位の方向は、 x が固定沓から可動沓に向かう橋軸方向を、また y 、および z は、それぞれ橋軸直角方向、および鉛直上向き方向を示す。図-8のNI橋の橋軸直角方向の水平震度一変位曲線が2つあるのは、構造が橋軸に対して非対称であり、地震の方向によって水平震度一変位曲線が異なることを意味している。

図-11は、水平震度 K_h と等価弾性水平震度 $K_{h, equ}$ との関係を3橋についてまとめて表示したものである。同図から、下路アーチ橋の等価弾性震度 $K_{h, equ}$ は、概ね、

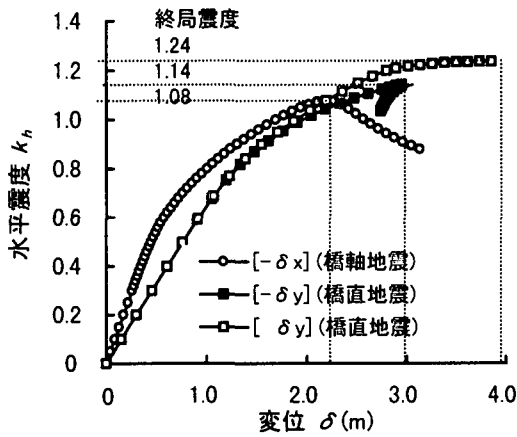


図 - 8 NI橋のアーチ・リブ頂点の水平震度-変位曲線

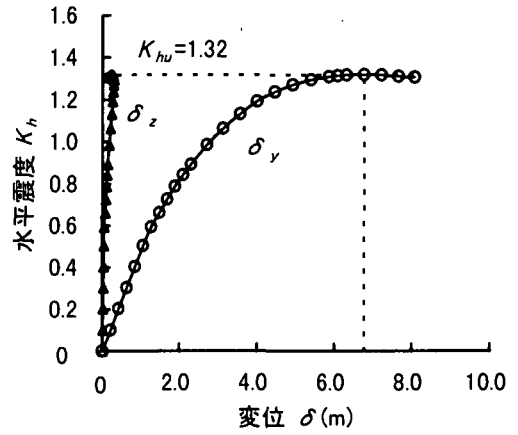


図 - 9 RO橋のアーチ・リブ頂点の水平震度-変位曲線

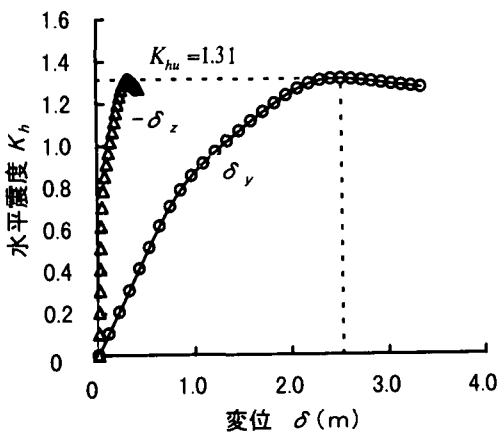


図 - 10 NA橋のアーチ・リブ頂点の水平震度-変位曲線

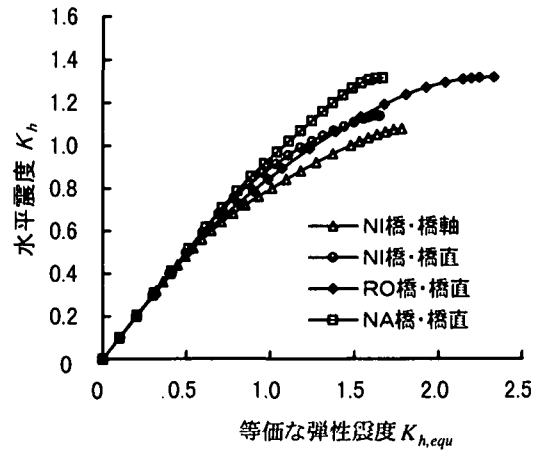


図 - 11 K_h と $K_{h,eq}$ との関係

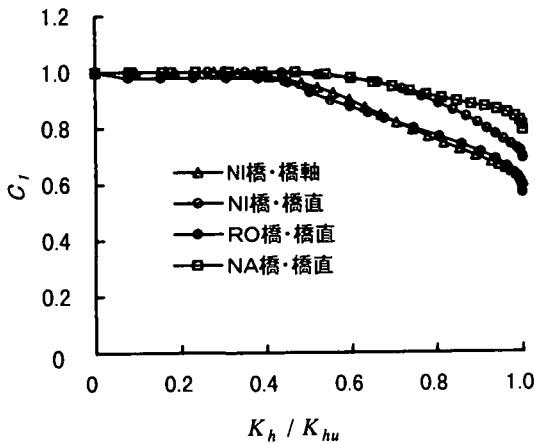


図 - 12 C_1 と K_h / K_{hu} との関係

水平震度 K_h に比例的であることがわかる。

また、水平震度と最大水平震度との比 K_h / K_{hu} と補正係数 C_1 との関係プロットしたものが、図 - 12 である。構造物が弾性的に挙動する場合の C_1 値は 1.0 であり、塑性挙動が進行するに伴い C_1 値は減少する。今の場合、最大荷重時を終局震度と仮定しているが、安全率を考慮して最大荷重時に到る途中段階を終局状態と仮定すると、

補正係数 C_1 は上記した値よりも大きくしなければならないことが、同図からわかる。

(2) 補正係数 C_2

補正係数 C_1 は、1次固有振動状態を1つの質点一ばね系モデルに置換し、このモデルに対してエネルギー一定則を適用して求まる震度低減係数である。したがって、漸増地震荷重は1次固有振動モードのみを反映したものであり、高次モードの影響は含まれていない。実際の構造物は多質点系であり、その弾塑性応答には、高次モードの影響もある。また、エネルギー一定則にも誤差が含まれ、減衰の大きさも異なるかもしれない。さらに塑性化する順序も微妙に異なるかも知れない。これら諸々の影響を考慮するのが補正係数 C_2 である。

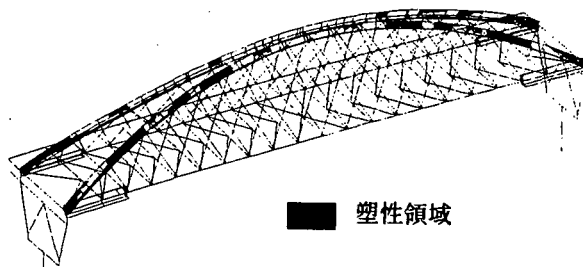
補正係数 C_2 の大きさを推定するためには、数多くの下路アーチ橋に対して、数多くの地震波を入力した弾塑性動的応答解析を行い、ここで考えている簡易法による結果と比較・検討してみる必要がある。また、その際の比較は終局震度に近い状態で行なわなければならない。

そのような有用なデータは現段階でないが、一例とし

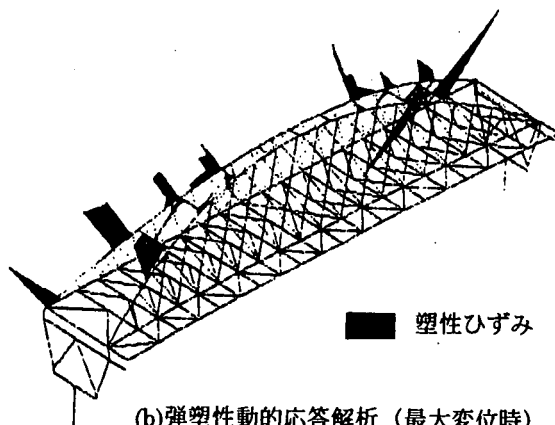
表 - 1 弾塑性動的応答解析から推定した補正係数 C_2 の値

項目	道示適合波タイプⅡ			
	Ⅲ-1	Ⅲ-2	Ⅲ-3	
固有周期	T (sec)			
1 質点系	$K_{h, equ}$			
	K_{h1}			
多質点系 動的解析	δ_{max} (m)	1.759	1.542	1.685
	K_{h2}	0.953	0.889	0.936
補正係数	$C_2 = K_{h2} / K_{h1}$	0.88	0.82	0.87
	平均	0.85		

T : 1 質点系の弾性固有周期 (sec)
 $K_{h, equ}$: 1 質点系の最大弾性応答震度(スペクトルを利用)
 K_{h1} : 水平震度-吸収エネルギー関係から算定した $K_{h, equ}$ に対応する水平震度
 δ_{max} : 動的解析によるアーチ頂点の最大応答変位
 K_{h2} : 水平震度-頂点変位関係から算定した δ_{max} に対応する水平震度

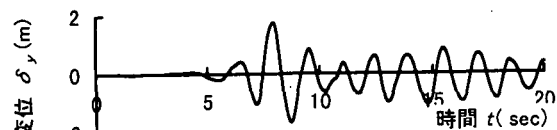


(a) 静的な弾塑性有限変位解析 (最大荷重時)

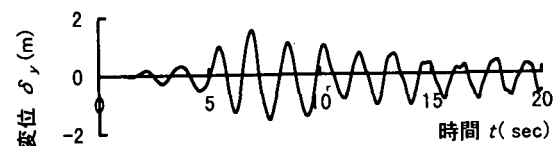


(b) 弾塑性動的応答解析 (最大変位時)

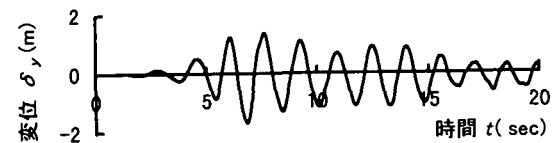
図 - 14 静的解析と動的解析との塑性領域の比較



(a) 地震波タイプⅡ-Ⅲ-1



(b) 地震波タイプⅡ-Ⅲ-2



(c) 地震波タイプⅡ-Ⅲ-3

図 - 13 動的解析による応答変位

て、N I 橋の直角方向に対して計算を行ってみた。入力した地震波は、道示VのタイプⅡ適合波(ただし、Ⅲ種地盤)であり、これを多質点系骨組構造モデルに入力して弾塑性動的応答解析を行なった。そして解析から得られたアーチ・リブ頂点の橋軸直角方向の最大応答変位から、水平震度-変位関係を利用して対応する水平震度を求め、これと簡易計算法による水平震度とを比較して補正係数を求めてみた。その結果を、表 - 1 に示す。この場合、1 質点系での水平震度は 1.079 と予想されるのに対して、得られた最大変位に対応する水平震度は 0.889 ~ 0.953 となり、補正係数 C_2 は 3 波平均で 0.85 と得られた。すなわち、動的解析で得られた最大変位は、1 質点系で想定される変位よりも少し小さく、対応する水平震度も小さくなっている。したがって、1 質点系で評価

することは、等価水平震度を少し過大評価していることになる。

参考として、動的解析で得られたアーチ・リブ頂点の橋軸直角方向変位の応答波形を、図 - 13 に示す。この図から、構造物全体としては 1 次振動モードが卓越して振動していることがわかる。また、静的な弾塑性有限変位解析で得られた最大荷重時での塑性領域と、弾塑性動的応答解析(ただし、地震波タイプⅡ-Ⅲ-3)で得られた最大変位時の塑性領域とを比較したものを、図 - 14 に示す。図 - 14(a) は静的な弾塑性有限変位解析で得られた塑性領域で、図中のハッチ部(あるいは塗りつぶし部分)が塑性領域に達したことを示している。図 - 14(b) は動的解析結果から得られた塑性領域で、降伏を超える領域での塑性ひずみの大きさが示されている。両者で表示法が異なるけれども、また、比較している水平震度の大きさも少し異なるけれども、塑性域の発生個所は概ね一致している様子がわかる。

以上はひとつの計算例であるが、補正係数 C_2 を推定するためには、このような計算を数多く実施する必要がある。しかし現段階でそのようなデータが無いこと、および補正係数 C_2 が 1.0 を大きく上回る可能性は少ないと考えられることから、現時点でのピンポイント・チェック用として、補正係数 C_2 の大きさはとりあえず 1.0 と仮定せざるを得ない。

$$C_2 = 1.0 \text{ (ピンポイント・チェック用)} \quad (5)$$

表 - 2 等価水平震度と終局震度との比較

橋梁	地震力方向	固有周期 T (sec)	地震タイプ	地盤種別	K_{h0}	C_1	C_2	等価水平震度 K_{he}	終局震度 K_{hu}	安全率 K_{hu} / K_{he}
NI橋	橋軸	1.673	タイプI	I種	0.62	0.61	1.0	0.38	1.08	2.8
				II種	0.82	0.61	1.0	0.50	1.08	2.1
				III種	1.0	0.61	1.0	0.61	1.08	1.7
			タイプII	I種	0.62	0.61	1.0	0.38	1.08	2.8
				II種	1.12	0.61	1.0	0.68	1.08	1.6
				III種	1.29	0.61	1.0	0.79	1.08	1.37
NI橋	橋軸直角	1.564	タイプI	I種	0.65	0.69	1.0	0.45	1.14	2.5
				II種	0.85	0.69	1.0	0.59	1.14	1.9
				III種	1.0	0.69	1.0	0.69	1.14	1.6
			タイプII	I種	0.68	0.69	1.0	0.47	1.14	2.4
				II種	1.23	0.69	1.0	0.85	1.14	1.34
				III種	1.42	0.69	1.0	0.98	1.14	1.16
RO橋	橋軸直角	2.083	タイプI	I種	0.54	0.57	1.0	0.31	1.32	4.3
				II種	0.71	0.57	1.0	0.40	1.32	3.3
				III種	0.98	0.57	1.0	0.56	1.32	2.4
			タイプII	I種	0.47	0.57	1.0	0.27	1.32	4.9
				II種	0.84	0.57	1.0	0.48	1.32	2.7
				III種	0.97	0.57	1.0	0.55	1.32	2.4
NA橋	橋軸直角	1.538	タイプI	I種	0.66	0.78	1.0	0.51	1.31	2.5
				II種	0.85	0.78	1.0	0.66	1.31	2.0
				III種	1.00	0.78	1.0	0.78	1.31	1.7
			タイプII	I種	0.70	0.78	1.0	0.55	1.31	2.4
				II種	1.26	0.78	1.0	0.98	1.31	1.33
				III種	1.45	0.78	1.0	1.13	1.31	1.16

(3) 等価水平震度

補正係数 C_2 を 1.0 と仮定して、式(1)から等価水平震度を求め、これと終局震度とを比較した結果を、表 - 2 に示す。なお、橋軸方向地震に対しては、前述したように下部橋脚の塑性化が先行するので、この表の値はあくまで参考値である。

表-2から、アーチ部の強度については、いずれの場合もかなり安全という結果となっている。ただし、実際には同じ要領で下部橋脚の塑性化も考慮して弾塑性有限変位解析を行って安全性を検討する必要がある。

(4) 幅厚比制限

等価水平震度状態で降伏する部材は、地震時に制御断面になると考えることができる。したがって、構造物に十分な靱性を持たせるためには、これらの部材の補剛板の幅厚比パラメータを制限しておく必要がある。すなわち、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R 、補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F 、および縦補剛材の幅厚比パラメータ R_S を許容値以下に制限する必要がある。例えば⁴⁾、 $R_R \leq 0.4$ 、 $R_F \leq 0.4$ 、 $R_S \leq 0.5$ 。

3. 地震荷重分布の近似式

以上に示した照査法を適用する場合、弾塑性有限変位解析のみならず、その都度、固有振動解析を実施して固有振動周期と地震荷重の分布とを算定しなければならない。しかし、予め荷重分布を決定しておくこと弾塑性有限

変位解析のみで計算できることになり、便利である。

そこで計算対象とした3つのアーチ橋について、橋軸直角方向の1次固有振動による加速度を計算してみた。その結果を、図 - 15、および図 - 16に示す(図中の解析値参照)。なお、加速度の大きさは、道示VのタイプII地震、III種地盤の応答スペクトルを用いて求めている。図 - 15は、橋軸直角方向加速度の高さ方向の分布を示しており、加速度は概ね高さに比例的であることがわかる。図 - 16は、各方向の加速度の支間方向の分布を示している。これらの結果から、平均的な加速度分布を近似してみると、以下のように整理できる(記号は、図 - 17参照)。

$$\alpha_{y,A} \approx \alpha_{bor} + (\alpha_{top} - \alpha_{bor}) \cdot 4\eta \cdot (1 - \eta) \quad (6.1)$$

$$\alpha_{z,A} \approx \pm 0.15 \cdot \beta \quad (6.2)$$

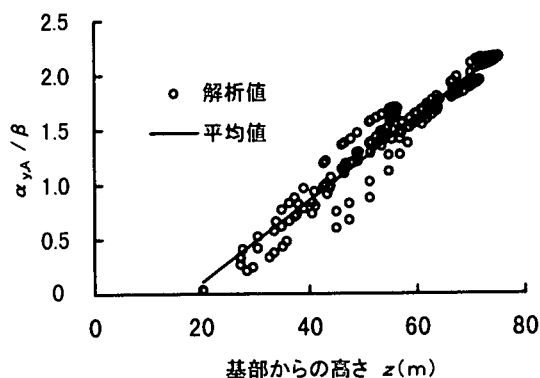


図 - 15 橋軸直角方向地震に対する橋軸直角方向加速度 α_{yA} の高さ方向の分布

$$\alpha_{y,G} \approx \alpha_{bot} + (0.00032 \cdot L^2 / B) \cdot \beta \cdot 4\eta \cdot (1-\eta) \quad (6.3)$$

$$\alpha_{z,G} \approx \pm 0.19 \cdot \beta \quad (6.4)$$

$$\alpha_{x,A} = \alpha_{x,G} \approx 0 \quad (6.5)$$

ここに、

$\alpha_{x,A}$: アーチ・リブの橋軸方向加速度

$\alpha_{x,G}$: 補剛桁の橋軸方向加速度

$\alpha_{y,A}$: アーチ・リブの橋軸直角方向加速度

$\alpha_{y,G}$: 補剛桁の橋軸直角方向加速度

$\alpha_{z,A}$: アーチ・リブの鉛直方向加速度

$\alpha_{z,G}$: 補剛桁の鉛直方向加速度

β : 1次振動モードの応答加速度で、水平震度 K_h に重力加速度を乗じたもの。

L : アーチの支間長

B : 左右の補剛桁間の距離

x, y, z : 座標で、原点は固定支点のある橋脚の下端と

し、右手系の座標系とする。 x の正方向は固定支点から可動支点に向かう方向、また z の正方向は鉛直上向き方向とする。

$$\eta = x / L$$

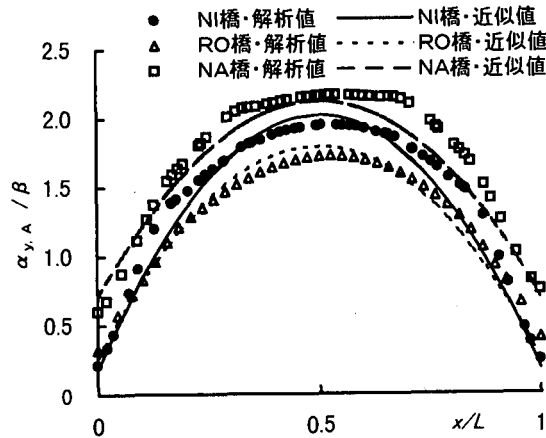
また、 α_{top} 、および α_{bot} は、それぞれアーチ・リブ頂点、および補剛桁位置での橋軸直角方向加速度を示し、これらは以下のように近似できる。

$$\alpha_{top} \approx 0.0282 \cdot h \cdot \beta \quad (7.1)$$

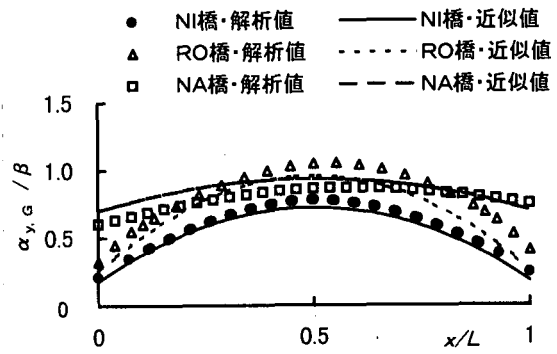
$$\alpha_{bot} \approx (2.701 \cdot d / h - 0.917) \cdot \beta \quad (7.2)$$

ここに、 h は基部からアーチ・リブ頂点までの高さを示し、また d は補剛桁位置までの高さを示す。

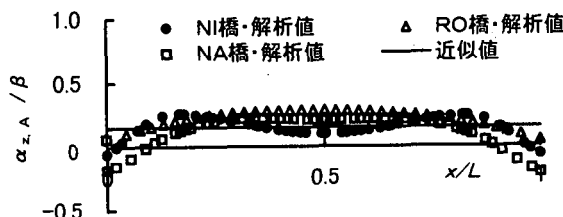
図-15、および図-16には、上記の近似式の値も併せてプロットしている。なお、アーチ・リブ、および補剛桁の鉛直方向加速度は他の加速度と比較して小さいので、簡単化して一様分布と仮定している。また、鉛直



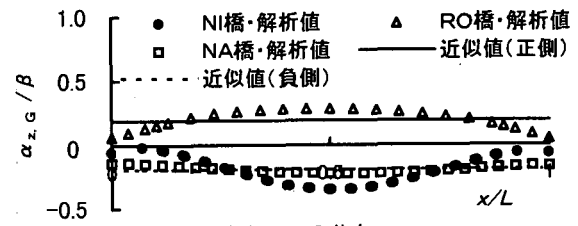
(a) $\alpha_{y,A}$ の分布



(c) $\alpha_{y,G}$ の分布

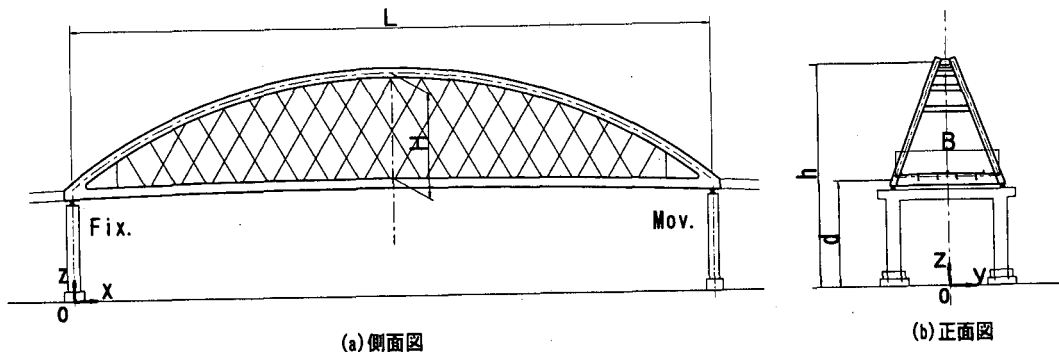


(b) $\alpha_{z,A}$ の分布



(d) $\alpha_{z,G}$ の分布

図-16 橋軸直角方向地震に対する加速度の支間方向の分布



(a) 側面図

(b) 正面図

図-17 記号の定義

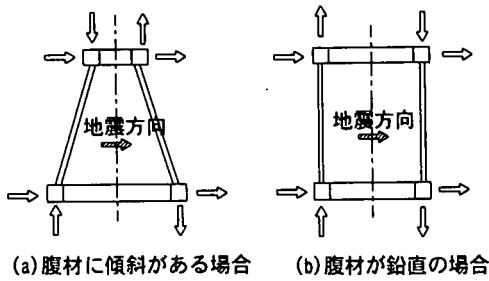


図-18 地震力の方向

加速度 $\alpha_{z,A}$ 、および $\alpha_{z,G}$ に正負の記号があるのは、地震力の方向が左右のアーチ・リブや補剛桁で、異なることを意味している(図-18参照)。

これらの加速度分布式を用いると、静的な解析のみで固有周期を推定することができる。すなわち、まず $\beta = 9.8\text{m/sec}^2$ とにおいて、これらの式から加速度を求め、これに各節点の質量を乗じて地震荷重とする。なお、下部構造へは、地盤面でゼロ、補剛桁位置で α_{bot} となる高さに比例した加速度分布を仮定して地震荷重とする。そして、これをアーチ系橋梁の各節点へ載荷して、静的構造解析を行い、各節点の変位を求める。そして、各節点の変位と質量とから、下式をにより固有周期を求める。

$$T = 2\pi\sqrt{\delta/\beta} = 2.01\sqrt{\delta} \quad (8.1)$$

$$\delta = (\sum W_i \delta_i^2) / (\sum W_i \delta_i) \quad (8.2)$$

ここに、

T : 固有周期 (sec)

W_i : 第 i 節点の重量 (tf)

δ_i : 第 i 節点の変位 (m)

\sum : 節点全体に対する和を示す。

4. 考察、および問題点

以上では、単柱形式の鋼製橋脚に適用されている保有水平耐力照査法を模して、下路アーチ系橋梁の地震時保有水平耐力を弾塑性有限変位解析結果を用いて照査する方法を示した。このような方法で補強の要否を判定できれば実務的に便利であるが、以下のような問題点があることがわかった。

- i) エネルギー一定則に対応する補正係数 C_1 は、簡単に求まる。しかし、実設計で用いる補正係数 C_2 については、数多くの動的解析を行なってみないと平均的な値は設定できない。
- ii) 本方法は設計段階において部材補強の要否判定に利用できると思われる。しかし、本論文で示した補正係数 C_2 には、ばらつきがあると考えられる。したがって、本方法で危険と判断された場合には、適切な構成則を仮定して多質点系の構造モデルで弾塑性

時刻歴応答解析を行い、再照査するのが望ましい。

- iii) アーチ部材など、全塑性軸方向力に比して大きな軸方向力を受ける部材断面の限界幅厚比パラメータ、および補剛材剛比などを明確にする必要がある。

5. まとめ

本論文では、実務的な観点から、下路アーチ系橋梁の保有水平耐力の簡易な照査法を提案した。提案した照査法は、鋼製橋脚の保有水平耐力法と同様に、等価設計水平震度と実強度とを比較する方法である。この方法によると、固有振動解析と静的な弾塑性有限変位解析とを行えば、保有水平耐力が推定でき、弾塑性動的応答解析等の詳細な検討の要否が判断できるので、実務的には便利である。また、提案した加速度分布を用いると後者の解析のみでも保有水平耐力が評価できる。しかし、この方法を適用するとなると、本文にも示したように種々の問題点もある。より充実した内容とするためには、数多くの橋梁に対して適用し、さらに改良を加えていく必要がある。しかし、これは今後の課題である。

謝辞：弾塑性有限変位解析、および振動解析の実行には、摂南大学の頭井 洋教授、ならびに日本電子計算 (株) の田中克弘氏、および栗栖則行氏にご協力いただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、丸善、1996年12月
- 2) 北田俊行、大南亮一、丹生光則、田中克弘：ケーブルを用いた鋼橋の耐荷力解析用の汎用プログラム開発、構造工学における数値解析法シンポジウム論文集、Vol. 13、日本鋼構造協会、Vol. 13, pp. 89-94、1989年5月
- 3) 北田俊行：鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の解析法、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、土木学会、構造工学委員会、pp. 43-50、1997年5月
- 4) 阪神高速道路公団：設計基準第2部、構造物設計基準(橋梁編)、第5編 耐震設計、1998年10月
- 5) 北田俊行、中井 博、石崎 浩、江口慎介：鋼-コンクリート橋、および鋼脚柱の限界状態に関する基礎的研究、構造工学論文集、Vol. 42A、土木学会、pp. 91-98、1996年3月
- 6) 土木学会：座屈設計ガイドライン、1987年10月