

# アンカー部を考慮した鋼製橋脚の地震時挙動と耐震設計

宮下 敏\*・後藤 芳顯\*\*・藤原 英之\*\*\*・上條 崇\*\*\*\*

\*工修 岐阜工業高等専門学校助手 環境都市工学科 (〒501-02 岐阜県本巣郡真正町)

\*\*工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466 名古屋市昭和区御器所町)

\*\*\*トピー工業(株) 鉄構事業部 (〒102 東京都千代田区四番町 4-5-9)

\*\*\*\*工修 住友金属工業(株) 建設エンジニアリング事業部 (〒314-02 茨城県鹿島郡波崎町砂山 16)

鋼製橋脚柱の地震時終局挙動は鋼製橋脚躯体のみならずアンカー部および基礎の終局挙動にも大きく支配される。したがって、橋脚躯体と橋脚基礎の強度のバランスを考慮したより合理的な耐震設計法を確立するためには、橋脚躯体のみならずアンカー部および基礎の挙動を考慮した解析を行い、橋脚全体の地震時終局挙動の特性を明らかにする必要がある。こうした観点から、本論文では鋼製橋脚の非線形動的応答解析法にアンカー部の挙動を考慮し、その挙動が橋脚全体の終局挙動に与える影響について明らかにする。さらに、その結果をもとにアンカー部が橋脚躯体に対して保有すべき耐力について検討する。また、アンカー部に加え基礎の挙動も考慮した動的応答解析を行い、橋脚全体の終局挙動に与える影響について検討する。

**Key Words** : pier base , connection model , pile foundation , seismic design

## 1. はじめに

鋼製橋脚の地震時終局挙動に影響を与える主な要因としては、上部構造の挙動、橋脚躯体の挙動、アンカー部の挙動さらには基礎の挙動などが考えられる。このうち橋脚躯体の損傷とアンカー部の損傷関係に関しては、兵庫県南部地震において損傷を受けた鋼製橋脚の損傷傾向を調査した結果、ある一定の傾向があることが観察されている<sup>1)</sup>。すなわち、アンカー部が損傷を受けた場合には橋脚躯体の損傷は少なく、逆に、アンカー部の損傷が少ない場合には橋脚躯体の損傷は大きいというものである。このようにアンカー部の挙動が鋼製橋脚の終局挙動に与える影響は橋脚の地震時終局挙動を支配する一つの重要な要素と考えられるにもかかわらず、アンカー部の地震時挙動に関してはほとんど検討されていないのが現状である<sup>2)~5)</sup>。また、アンカー部の設計耐力に関しては、道路橋示方書(V耐震設計編 平成8年度、以下「道示V」)においても「アンカー部は橋脚の終局水平耐力と同等以上の耐力を有するように設計することを基本とする。」と記述されているにとどまり、橋脚躯体とアンカー部の耐力のバランスに関して具体的な記述はなされていない。さらに既設橋脚に対し、耐震性を増加させるための補修として、橋脚躯体に巻き立て鋼板等が施される場合、アンカー部の耐力は橋脚躯体に比べ相対的に低下することが考えられる。このため、橋脚躯体とアンカー部の耐力比が橋脚全体の終局挙動に与える影響を明らかにしておくことは重要といえる。

アンカー部の挙動が鋼製橋脚全体の終局挙動に与える

影響を明らかにし、橋脚躯体とアンカー部の耐力のバランスのとれた耐震設計を行うには、アンカー部の挙動特性を反映した力学モデルが必要となる。著者らは、杭方式、鉄筋コンクリート方式による縮尺率約1/5のアンカー部の供試体の繰返し載荷実験<sup>2),3)</sup>にもとづき、単調載荷時の component method による力学モデル、さらに、繰返し荷重下のモデルとして、解析的に求めたスケルトンカーブと繰返し載荷実験による履歴ループとを組み合わせたマクロ的な復元力モデル(半実験モデル)を提示した<sup>6)</sup>。本論文ではこれらの成果をもとに、アンカー部が橋脚全体の終局挙動に与える影響を定性的に明らかにし、アンカー部が橋脚躯体の耐力に対して保有すべき耐力について検討する。具体的には橋脚躯体の地震時保有水平耐力に対して設計されたアンカー部をもつ橋脚ならびにアンカーボルト断面積を変化させた場合の橋脚の地震時終局挙動を、幾何学非線形性を考慮した弾塑性動的応答解析により求め、最大応答変位、最大応答ひずみ、残留変位の観点からアンカー部が橋脚の終局挙動に与える影響を明らかにする。

また、アンカー部と同様、橋脚基礎の挙動も鋼製橋脚全体の終局挙動に大きな影響を与えると考えられる。本論文では道示Vに示された基礎の解析モデルを参考にし、杭基礎をもつ鋼製橋脚に対し動的応答解析を行い、基礎の挙動が橋脚全体の終局挙動に与える影響について考察する。

## 2. アンカー部の挙動を考慮した非線形動的応答解析

アンカー部の挙動を考慮した鋼製橋脚の地震時動的応

答解析法については文献6)で詳細に述べられているが、ここではその概略を説明する。地震荷重などの繰り返し荷重を受けるアンカー部の解析を行う場合、単調荷重時の component method にもとづく力学モデルでは、荷重の反転点でアンカーボルト要素がベースプレート要素から離間することによる不安定機構の形成のため、繰り返し挙動の追跡が困難になるといった問題点にしばしば遭遇する。本解析ではこうした問題点を考慮して、アンカー部の挙動をアンカーボルト、フーチングコンクリートなど個々の要素に着目するのではなく、アンカー部全体のマクロ挙動に着目してモデル化された復元力モデル「半実験モデル<sup>6)</sup>」を使用する。半実験モデルは図-1に示されるように component method を用いて主として解析的に求められるスケルトンカーブと、実験により得られた履歴ループからなるモデルである。繰り返し荷重実験から、繰り返し荷重を受けるアンカー部の特性として以下の2点が明らかにされている<sup>2),3)</sup>。すなわち、

1) 繰り返し荷重を受けるアンカー部の M- $\theta$  関係の包絡線は、ベース下のモルタル並びにフーチングコンクリートの支圧破壊による剛性の低下のため単調荷重時に得られる M- $\theta$  曲線を下回る。

2) アンカー部の相対回転角が増大するとアンカーボルトの塑性変形で生ずる残留変形により、スリップ型の履歴特性を示す。また、逆荷重を行う場合には逆荷重の領域で最大点指向型の傾向を示す。

半実験モデルでは、1)の特性はスケルトンカーブで、また2)の特性は履歴ループにおいてそれぞれ考慮されている。なお、文献6)では component method によりスケルトンカーブを求める際、アンカーボルトのネジ部における断面積の変化を考慮する手法として、等価断面積を用いている。この手法によるとアンカーボルトの径は全長にわたり一定と仮定される。しかしながら、実際にアンカーボルトに生じる塑性変形はネジ部に集中しており、等価断面積の考え方ではこうした実現象を必ずしも正確に表すことはできない。そこで本論文では、ネジ部および平行部をそれぞれ一軸のパネ要素として考慮することで、アンカーボルトのネジ部における断面積の変化を考慮する。

橋脚躯体の動的応答解析では幾何学ならびに材料非線形性を考慮した平面骨組の厳密な接線剛性方程式にコンシステントな慣性項と減衰項を考慮した増分型の運動方程式を用いる。また、構造物の減衰定数として弾性の各固有モードに対して、 $h = 2.0\%$ を設定し、これをそのまま非弾性領域においても用いる。鋼製橋脚躯体の材料構成則としては移動硬化則に基づいて bi-linear モデル(2次勾配として初期剛性の100分の1を採用)を用い、残留応力、初期たわみ、局部座屈の影響は無視する。

### 3. アンカー部耐力が橋脚の終局挙動に与える影響

ここでは橋脚躯体の終局水平耐力に対しアンカー部が保持すべき耐力について検討する。具体的には細長比の

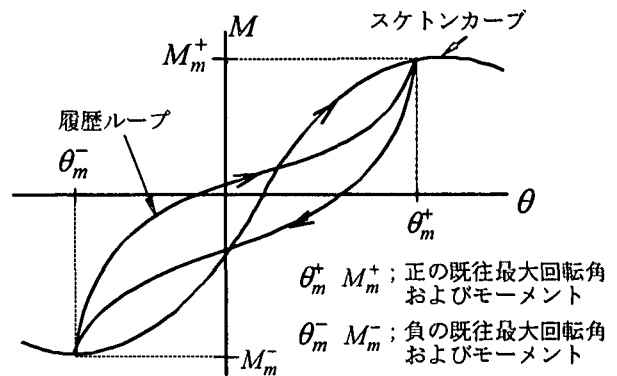
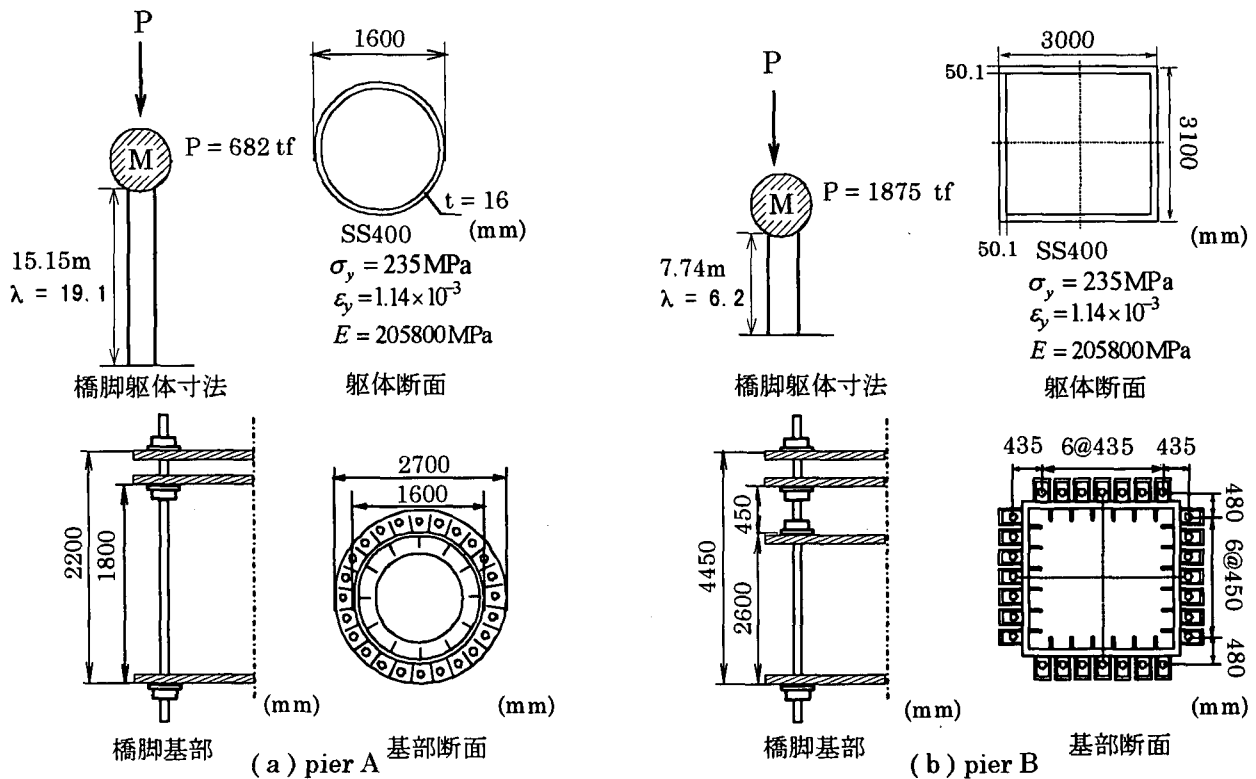


図-1 半実験モデル

異なる2種類の一柱式の橋脚を対象にアンカー部が鋼製橋脚全体の挙動に与える影響について考察する。解析に用いる2種類の一柱式鋼製橋脚(pier A, pier B)の躯体およびアンカー部の構造諸元、材料定数を図-2に示す。pier Aは細長比が大きいもの( $\lambda = 19.1$ )を、pier Bは細長比が小さいもの( $\lambda = 6.2$ )を選んでいる。アンカー部はpier Aが鉄筋コンクリート方式、pier Bが杭方式である。アンカー部の設計では、基部を固定とした橋脚の終局水平耐力 $H_u$ を求め、 $H_u$ と $P$ を設計荷重とする。許容応力度として、アンカーボルトの圧縮・引張り $\sigma_y$ (降伏応力)を、またフーチングコンクリートの支圧は $\sigma_{ck}$ (圧縮強度)を用いる。また、このように設計されたアンカー部に加えて、アンカー部の耐力の差が橋脚全体の挙動に及ぼす影響を検討することを目的として、アンカーボルトの断面積を変化させ、脚定着部の耐力・固定度を変化させた場合も設定する。すなわち、設計水平荷重として終局水平耐力 $H_u$ に対しそれぞれ120%, 80%, 60%等の大きさを持つ水平力( $1.2H_u, 0.8H_u, 0.6H_u$ )を設計荷重としてアンカー部の設計を行う。以後、 $1.2H_u, 0.8H_u, H_u, 0.6H_u$ 等に対して設計されたアンカーボルトの断面積をそれぞれ $A_{120}, A_{100}, A_{80}, A_{60}$ と表記する。

アンカー部の耐力の評価にはアンカー部の終局モーメント $M_u$ を用いる。ここで終局モーメント $M_u$ は、各橋脚に対し設計軸力を作用させた後、水平力を漸増させ、アンカーボルトのひずみが終局ひずみ(5%)あるいはフーチングコンクリートのひずみが終局ひずみ(0.35%)に達したときのアンカー部のモーメントとする。これらの終局ひずみの値は、アンカーボルトに関しては道示Vの鋼材の終局ひずみを、またフーチングコンクリートに関してはコンクリート標準示方書におけるコンクリートの終局ひずみを参考にした。図-3には pier A, pier B に対して得られたアンカー部のモーメント-回転角関係が示されている。図中には終局モーメントも示されているが、pier Aではフーチングコンクリートから、pier Bではアンカーボルトから終局モーメントが決定されたことがわかる。さらに表-1には、各アンカー部に対し終局モーメント $M_u$ を終局水平耐力が作用した際に柱基部に生ずるモーメント $M_0(=H_u \times L_c)$ で無次元化した値が示されている。本論文ではこの $M_u/M_0$ をアンカー部の耐力



	アンカーボルト		フーチングコンクリート
pier A (RC方式)	SS400 $\sigma_y = 235\text{MPa}$ $E = 205800\text{MPa}$ $E_s/E_{st} = 40$ $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 10$ $\xi = 0.06$	断面積 (一本当り) $A_{100} = 339.8\text{cm}^2$ ( $H_u$ 載荷時)	$\sigma_{ck} = 18.78\text{MPa}$ $E_c = 24500\text{MPa}$
pier B (杭方式)	S35CN $\sigma_y = 323\text{MPa}$ $E = 205800\text{MPa}$ $E_s/E_{st} = 30$ $\varepsilon_{st}/\varepsilon_y = 9.5$ $\xi = 0.06$	断面積 (一本当り) $A_{100} = 203.9\text{cm}^2$ ( $H_u$ 載荷時)	$\sigma_{ck} = 18.78\text{MPa}$ $E_c = 24500\text{MPa}$

$H_u$ : 地震時保有水平耐力  $\sigma_y$ : アンカーボルトの降伏応力  $\sigma_{ck}$ : コンクリートの圧縮強度  $E_c$ : コンクリートのヤング係数  
 $\varepsilon_y$ : アンカーボルトの降伏ひずみ  $E$ : アンカーボルトのヤング係数  $E_{st}, \varepsilon_{st}, \xi$ : アンカーボルトの構成則に用いる定数<sup>7)</sup>

図-2 解析対象構造物

と橋脚躯体の耐力の比をあらわすパラメータとする。以上のように決められたアンカー部をもつ鋼製橋脚への入力地震波としては、神戸海洋気象台で観測された N-S, U-D 成分を用いる。

応答解析の結果として、pier A, pier B について橋脚天端の最大水平応答変位と残留変位ならびに橋脚躯体、アンカーボルト、フーチングコンクリートに生じた最大応答ひずみを表-1 にまとめて示す。このうち残留変位は橋脚全体の損傷度を表す。また、最大応答ひずみはそれぞれの終局ひずみで無次元化されているため、各部の損傷度を表す指標と考えられる。さらにアンカー部の耐力の変化が橋脚の終局挙動に与える影響をより明確に示すため、アンカー部耐力と最大応答ひずみの関係を図-4 に、最大応答変位、残留変位との関係を図-5 にそれぞれ示す。

はじめに各部の損傷度に着目する。図-4 にはアンカー部の終局モーメントと最大応答ひずみの関係が示されているが、アンカー部耐力と各部に生じた最大応答ひず

みの一般的な傾向として、pier A, pier B ともアンカー部の耐力が低下するにともない、アンカーボルトおよびフーチングコンクリートに生じる最大応答ひずみは増加するが、橋脚躯体に生じる最大応答ひずみは減少している。各部に生じる損傷度の大小関係は、pier A では  $M_u/M_0 \geq 1.75$ , pier B では  $M_u/M_0 \geq 2.10$  であればアンカーボルトおよびフーチングコンクリートの損傷度は橋脚躯体の損傷度をしたまわっている。 $M_u/M_0$  が上記の値を下回ると、pier A ではフーチングコンクリートの、また pier B ではアンカーボルトの損傷度が橋脚躯体の損傷度を上回り、さらに  $M_u/M_0$  の値が減少するといずれの場合も終局ひずみを越える。最大応答ひずみと終局ひずみの比を各部の損傷度とする観点からすれば、アンカー部の損傷度が橋脚躯体の損傷度を下まわるためには、上述した手法により求められるアンカー部の終局モーメント ( $M_u/M_0$ ) は少なくとも 2.1 以上必要であることがわかる。

つぎに橋脚全体の損傷度という観点から、最大応答ひ

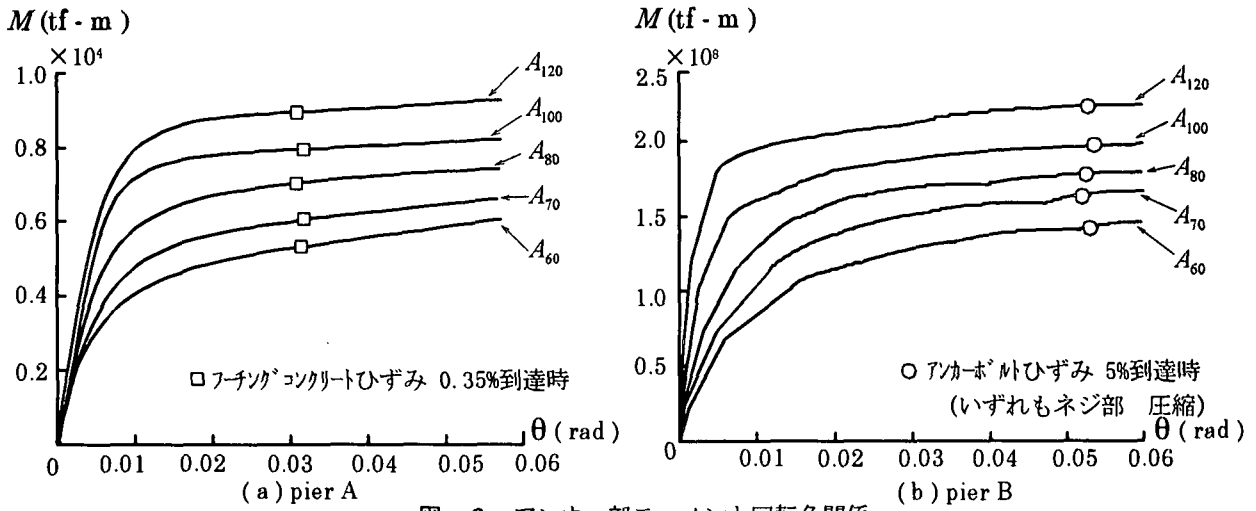
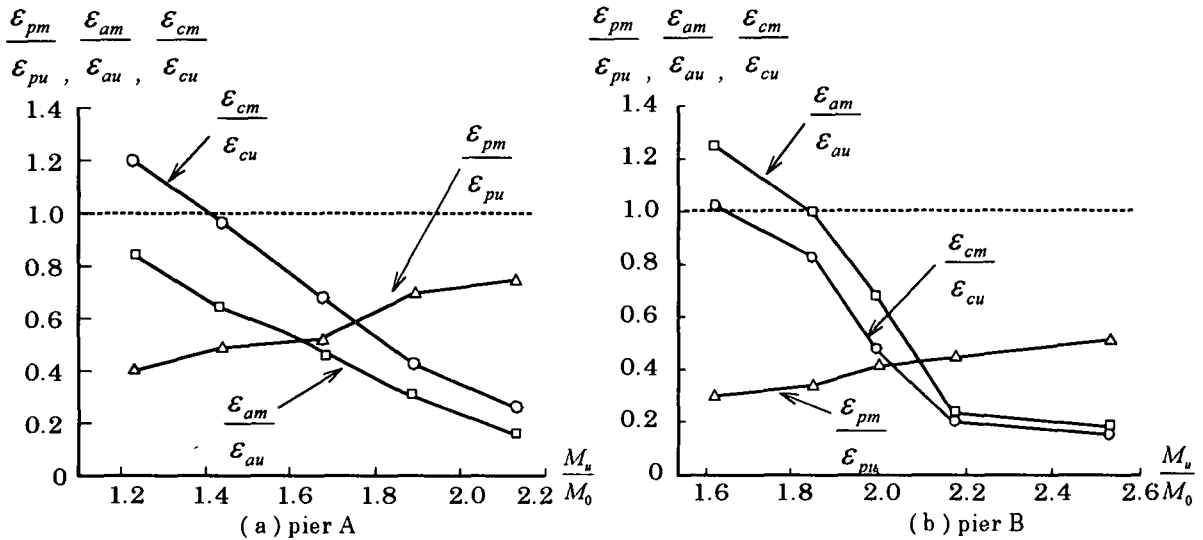


図-3 アンカー部モーメント回転角関係



$\epsilon_{pm}$  : 橋脚躯体最大応答ひずみ     $\epsilon_{am}$  : アンカーボルト最大応答ひずみ     $\epsilon_{cm}$  : フーチングコンクリート最大応答ひずみ  
 $\epsilon_{pu}$  : 橋脚躯体終局ひずみ         $\epsilon_{au}$  : アンカーボルト終局ひずみ         $\epsilon_{cu}$  : フーチングコンクリート終局ひずみ

図-4 アンカー部耐力と最大応答ひずみ関係

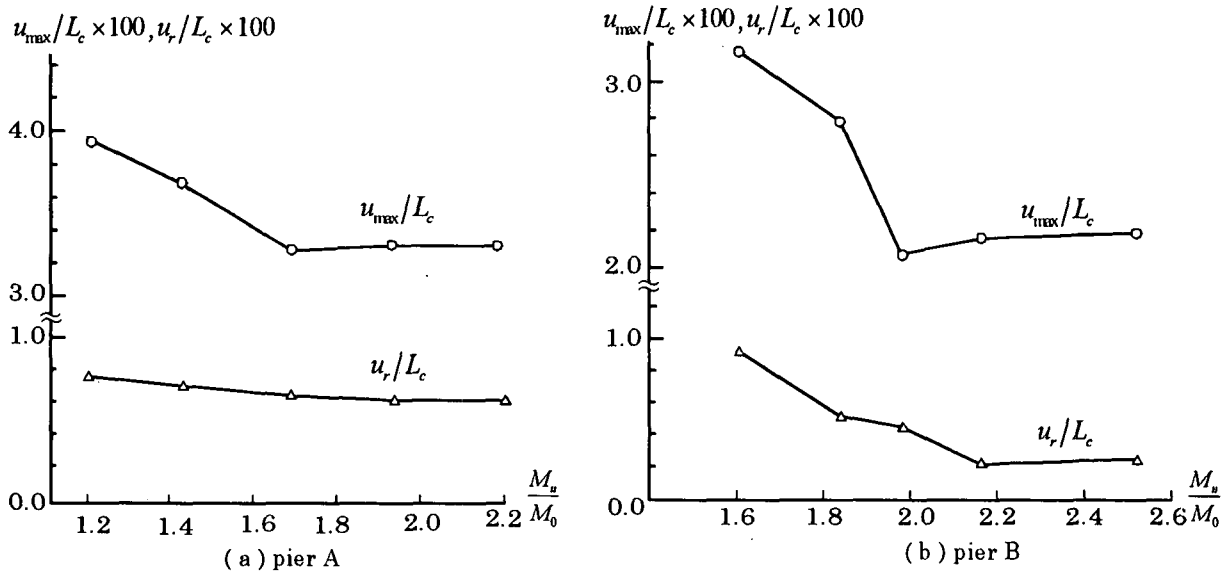


図-5 アンカー部耐力と最大応答変位および残留変位関係

表-1 アンカー部終局モーメントと最大応答変位、残留変位および最大応答ひずみ関係

(a) pier A

(b) pier b

	A60	A70	A80	A100	A120	剛結		A60	A70	A80	A100	A120	剛結
$M_u/M_0$	1.23(c)	1.43(c)	1.67(c)	1.89(c)	2.13(c)	-	$M_u/M_0$	1.62(a)	1.85(a)	1.99(a)	2.17(a)	2.53(a)	-
$u_{max}/L_c$ (%)	3.97	3.70	3.30	3.33	3.33	3.40	$u_{max}/L_c$ (%)	3.18	2.79	2.03	2.12	2.15	2.16
$u_r/L_c$ (%)	0.78	0.70	0.65	0.62	0.62	0.64	$u_r/L_c$ (%)	0.89	0.51	0.42	0.22	0.24	0.27
$\epsilon_{pm}/\epsilon_{pu}$	0.41 圧縮	0.49 圧縮	0.53 圧縮	0.70 圧縮	0.75 圧縮	0.77 圧縮	$\epsilon_{pm}/\epsilon_{pu}$	0.30 圧縮	0.34 圧縮	0.41 圧縮	0.44 圧縮	0.51 圧縮	0.52 圧縮
$\epsilon_{am}/\epsilon_{au}$	0.81 引張 ネジ部	0.64 引張 ネジ部	0.46 引張 ネジ部	0.32 引張 ネジ部	0.18 引張 ネジ部	-	$\epsilon_{am}/\epsilon_{au}$	1.25 圧縮 ネジ部	0.99 圧縮 ネジ部	0.68 圧縮 ネジ部	0.25 圧縮 ネジ部	0.19 圧縮 ネジ部	-
$\epsilon_{cm}/\epsilon_{cu}$	1.20	0.97	0.69	0.43	0.26	-	$\epsilon_{cm}/\epsilon_{cu}$	1.03	0.83	0.43	0.23	0.17	-
終局水平耐力（基部剛結時） $H_u = 283.8(tf)$ $H_u$ 作用時の基部モーメント $M_0 = H_u \times L_c$ $= 4.30 \times 10^3 (tf - m)$						終局水平耐力（基部剛結時） $H_u = 1130.0(tf)$ $H_u$ 作用時の基部モーメント $M_0 = H_u \times L_c$ $= 8.75 \times 10^7 (tf - m)$							

$\epsilon_{pm}$  : 橋脚躯体最大応答ひずみ(%)       $\epsilon_{am}$  : アンカーボルト最大応答ひずみ(%)       $\epsilon_{cm}$  : 7-チングコンクリート最大応答ひずみ(%)

$\epsilon_{pu}$  : 橋脚躯体終局ひずみ(%)       $\epsilon_{au}$  : アンカーボルト終局ひずみ(%)       $\epsilon_{cu}$  : 7-チングコンクリート終局ひずみ(%)

$L_c$  : 柱長       $u_r$  : 柱頭部残留変位       $u_{max}$  : 柱頭部最大応答変位

$M_u$  : 終局モーメント ; アンカーボルトひずみが5%到達時あるいは7-チングコンクリートひずみが0.35%到達時のモーメント

(a)アンカーボルトから決定 (c)7-チングコンクリートから決定

ずみと最大応答変位に着目する。 pier A, pier Bとも最大応答変位ならびに残留変位は、 $M_u/M_0$ の値が減少するといった減少した後上昇していることがわかる。とくに最大応答変位に関しては、水平保有耐力により設計された断面  $A_{100}$  よりもアンカーボルトの断面積が小さな  $A_{80}$  の場合に最小となっている。これは、アンカー部の耐力が低下したことにより、橋脚全体に生じる損傷が分散されたためだと考えられる。このことにより適切なアンカー部を設計することにより最大応答変位、残留変位を減少させることが可能といえる。

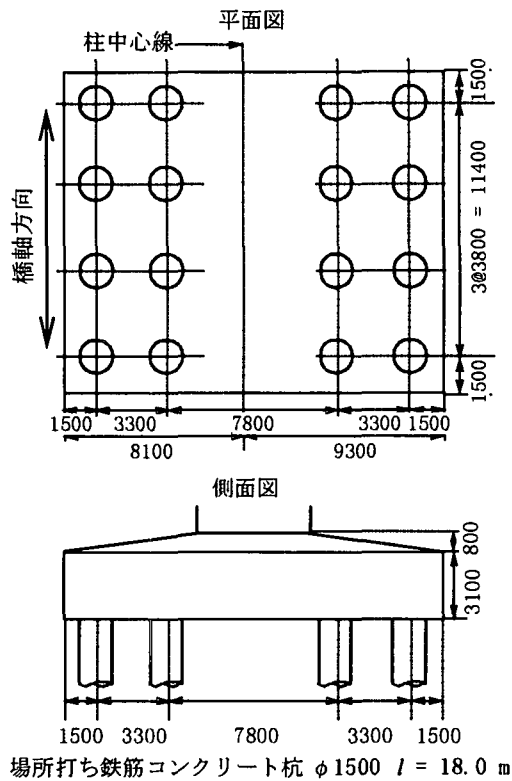
#### 4. 橋脚基礎の挙動を考慮した動的応答解析

前節まででアンカー部の挙動が鋼製橋脚全体の終局挙動に大きな影響をあたえることが明らかとなったが、アンカー部の挙動のみならず、基礎の挙動も橋脚全体の地震時終局挙動に対して影響を与えることが考えられる。そこで本節ではアンカー部ならびに基礎の挙動を考慮した動的応答解析法について検討する。

基礎の挙動を考慮した動的応答解析を行うにあたり、解析対象物として図-2(b)に示された橋脚 pier B の基礎を用いる。 pier B の基礎は図-6にしめすような場所打ち鉄筋コンクリート杭である。この基礎を道示Vを参考にして、動的応答解析が可能なようにモデル化する。具体的なモデル化手法を図-7に示す。ここではフーチングは剛体として取り扱われ、杭頭はこのフーチングに剛結されているとする。また、杭ははり要素として取り扱う。杭の軸方向の抵抗特性ならびに杭周辺地盤とフーチング前面地盤の水平抵抗特性は、道示Vでは弾塑性型

(bi-linear型)とされているが、繰り返し挙動に関しては明記されておらず、また、杭基礎の地震時挙動も不明確な点が多いため、本解析ではこれらの特性はすべて線形弾性として取り扱うこととする。初期勾配を表す地盤反力係数  $k_{HE}$  ならびに杭の軸方向バネ定数  $K_{VE}$  は道示Vに従い算出する。その値を図-7に示す。また、杭の挙動が終局挙動に与える影響をより明確に示すため、図-7に示された地盤反力係数および杭の軸方向定数を低減することにより数種類の地盤特性を設定して応答解析を行う。具体的には、道示Vに従い算出された  $k_{HE}$  ならびに  $K_{VE}$  に対し、それぞれの値を10%低減させ  $0.9k_{HE}$ 、 $0.9K_{VE}$  とした場合 ( $0.9k_{HE}, 0.9K_{VE}$ ) を設定する。同様に20%低減させた場合 ( $0.8k_{HE}, 0.8K_{VE}$ ) および30%低減させた場合 ( $0.7k_{HE}, 0.7K_{VE}$ ) を設定し、合計4種類のバネ定数をもつ場合について解析を行う。

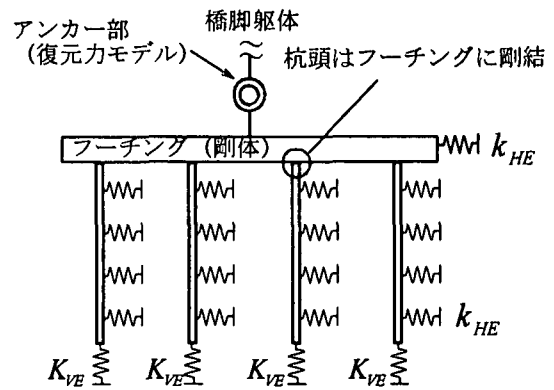
はじめに橋脚躯体、アンカー部および基礎の剛性を調べ、それらの大小関係を明らかにしておく。基礎を弾性体として扱っているため、ここでは、橋脚天端に水平力が作用した際に得られる橋脚天端水平変位-水平力曲線の初期剛性により比較を行う。各部の初期剛性を求める際には、着目する部分以外は剛体あるいは剛結として解析を行う。こうした条件下で求められた初期剛性の値を図-8に示す。図中には基礎のバネ定数を低減させた場合の結果もあわせて示してある。この図から、基礎の初期剛性は橋脚躯体に比べ5%程度低いもののほぼ同等の大きさになっている。これに対しアンカー部の初期剛性は橋脚躯体に対し約2割程度小さな値になっている。基



主鉄筋配筋

フーチング下面からの距離(m)	径	本数
8.10	D25	32
11.40	D25	32
17.90	D25	16

図-6 基礎杭形状



設計地盤反力係数  $k_{HE}$

フーチング下面からの距離(m)	$k_{HE}$ ( $tf/m^3$ )
フーチング前面	1469
2.96	1928
4.36	643
4.86	4821
10.06	9642
10.76	0
19.00	16070

杭の軸方向バネ定数  $K_{VE} 5.428 \times 10^4$  ( $tf/m/本$ )

図-7 基礎のモデル化

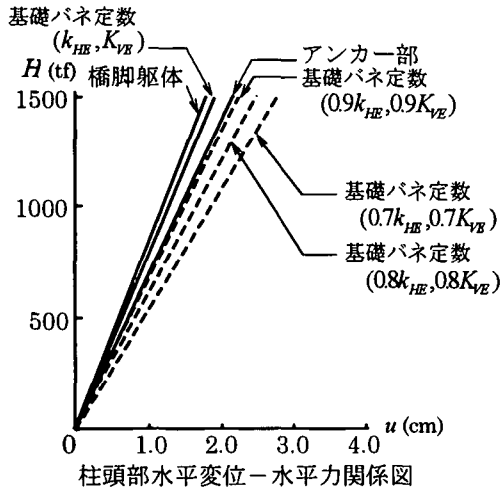
基礎のバネ定数を低減させた場合、10%の低減でアンカー部の初期剛性をしたまわる。当然のことながら、基礎のバネ定数の低減量が大きくなると初期剛性は低下する傾向にあり、30%低減させた場合には初期剛性は橋脚躯体の約65%の大きさになっている。

動的応答解析として pier B においてアンカー部断面が  $A_{100}$  の場合について検討する。入力地震波は神戸海洋気象台観測の N-S, U-D 成分を用いる。解析結果として基部のバネ定数を  $(k_{HE}, K_{VE})$  とした際の橋脚天端の水平応答変位の時刻歴を図-9(a)に、基礎バネ定数を20%低減した  $(0.8k_{HE}, 0.8K_{VE})$  の時刻歴応答を図-9(b)に示す。図中には比較のため、基礎を剛結とした際の結果も示してある。図からわかるように、水平変位の時刻歴応答に関しては、 $(k_{HE}, K_{VE})$   $(0.8k_{HE}, 0.8K_{VE})$  いずれの場合も比較的初期の段階から基部剛結の場合との間に差が見られる。最大応答変位、残留変位に関しても基部の挙動を考慮した方が大きくなっており、その傾向は基部のバネ定数が小さい  $(0.8k_{HE}, 0.8K_{VE})$  の場合により顕著に現れている。この様に基礎の挙動の変化は橋脚全体の地震時終局挙動に影響を与える。このことをより詳細に検討するため、基礎が先に設定した4種類のバネ定数を持つ場合の最大応答変位、残留変位ならびに橋脚躯体とアンカー部の最

大応答ひずみを基礎剛結の場合とあわせて表-2に示す。

最大応答変位、残留変位ともバネ定数の低下にともない単調に増加しており、いずれのバネ定数の場合も基礎を剛結とした場合に比べ大きくなっている。とくに杭基礎のバネ定数が  $(0.7k_{HE}, 0.7K_{VE})$  の場合、基礎剛結の結果と比較すると、最大応答変位は1.8倍、残留変位は1.4倍となっており大きな差が出ている。また、橋脚躯体、アンカーボルトおよびフーチングコンクリートに生ずる最大応答ひずみはいずれも基礎のバネ定数数が減少するにつれ増加する傾向にある。ただし、今回の解析の範囲内ではアンカーボルトおよびフーチングコンクリートの最大応答ひずみが終局ひずみを越えることはなかった。

基礎の挙動を線形弾性とした今回の解析結果によれば、基礎のバネ定数の低下にともない最大応答変位、残留変位および最大応答ひずみは増加する傾向があることが明らかとなった。しかしながら、今回の検討では解析ケースが一橋脚に限られていること、また、基礎の挙動が弾性あることなどから、実状に即した定性的な結論は見いだせない。より実状に即した検討を行うには、繰り返し荷重を受ける際の杭の軸方向の抵抗特性ならびに杭周辺地盤とフーチング前面地盤の水平抵抗特性について明らかにし、その結果をもとに基礎の挙動が橋脚全体に与える



	初期剛性 (tf/m)	解析条件
橋脚躯体	83518.9	アンカー一部剛結 基礎剛結
アンカー部	67750.7	橋脚躯体剛体 基礎剛結
基礎バネ定数 ( $k_{HB}, K_{VB}$ )	79037.5	橋脚躯体剛体 アンカー一部剛結
基礎バネ定数 ( $0.9k_{HB}, 0.9K_{VB}$ )	64433.0	橋脚躯体剛体 アンカー一部剛結
基礎バネ定数 ( $0.8k_{HB}, 0.8K_{VB}$ )	60362.2	橋脚躯体剛体 アンカー一部剛結
基礎バネ定数 ( $0.7k_{HB}, 0.7K_{VB}$ )	53995.7	橋脚躯体剛体 アンカー一部剛結

図-8 各部の剛性の比較

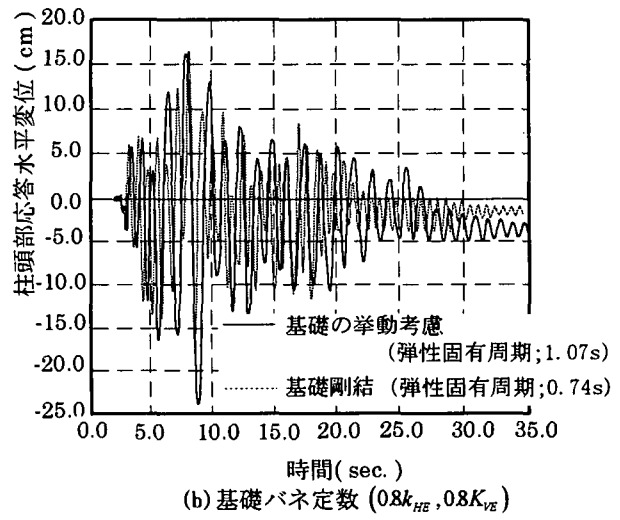
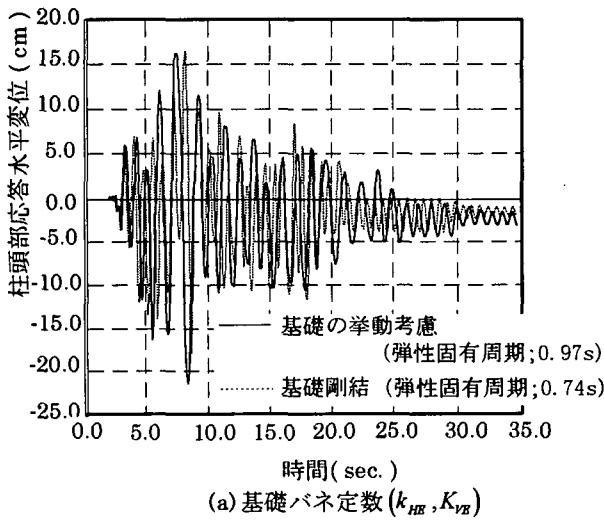


図-9 柱頭部水平応答変位 (pier B,  $A = A_{100}$ )

表-2 杭の挙動を考慮した際の各応答値 (pier B,  $A = A_{100}$  の場合)

	$u_{max}/L_c$ (%)	$u_r/L_c$ (%)	$\epsilon_{pm}$ (%)	$\epsilon_{am}$ (%)	$\epsilon_{cm}$ (%)
基礎剛結	2.26	0.22	1.12 圧縮	1.25 圧縮	ネジ部 0.08
基礎バネ定数 ( $k_{HB}, K_{VB}$ )	2.83	0.24	1.22 圧縮	1.25 圧縮	ネジ部 0.08
基礎バネ定数 ( $0.9k_{HB}, 0.9K_{VB}$ )	3.01	0.26	1.27 圧縮	1.30 圧縮	ネジ部 0.09
基礎バネ定数 ( $0.8k_{HB}, 0.8K_{VB}$ )	3.21	0.29	1.35 圧縮	1.55 圧縮	ネジ部 0.10
基礎バネ定数 ( $0.7k_{HB}, 0.7K_{VB}$ )	3.49	0.31	1.46 圧縮	1.70 圧縮	ネジ部 0.12

注) いずれの場合もアンカー部は  $A = A_{100}$  とする

$L_c$  : 柱長  $u_r$  : 柱頭部残留変位  $u_{max}$  : 柱頭部最大応答変位

$\epsilon_{pm}$  : 橋脚躯体最大応答ひずみ (%)  $\epsilon_{am}$  : アンカーボルト最大応答ひずみ (%)  $\epsilon_{cm}$  : フーチングコンクリート最大応答ひずみ (%)

影響について考察していく必要がある。

### 5. まとめ

アンカー部および基礎の挙動を考慮した動的応答解析を行い、それらが橋脚全体の地震時終局挙動に与える影響について考察した。

- 1) アンカー部の耐力の低下にともない、アンカーボルト、フーチングコンクリートに生じる最大応答ひずみは増加するが、橋脚躯体に生じる最大応答ひずみは減少する。
- 2) アンカー部および橋脚躯体に生じる最大応答ひずみから損傷度を定義し、その結果をもとにアンカー部が橋脚躯体に対して保有すべき耐力について検討した。

- 3) アンカー部にある程度の柔軟性を持たせると橋脚全体に発生する損傷を分散でき、結果として最大応答変位や残留変位を減少させることができる。
- 4) 基礎の挙動を線形弾性としてモデル化し動的応答解析を行い、その挙動が橋脚の終局挙動に与える影響について考察した。その結果、基礎の剛性の低下にともない最大応答変位や残留変位が増加する傾向があることが明らかとなった。

#### 参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会耐震設計研究 WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，平成8年7月
- 2) 後藤芳顯，日比幸一，上條崇，藤原英之，小畑誠：アンカーフレーム杭方式による鋼脚柱定着部の繰り返し載荷実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.1137-1143,1995.
- 3) 後藤芳顯，上條崇，藤原英之，小畑誠：鋼製橋脚定着部の終局挙動とそのモデル化に関する考察，構造工学論文集，Vol.42A，pp.987-998,1996.
- 4) 秋元泰輔，桜井順，宮内博良：フーチングにおける鋼橋脚アンカー部の破壊機構と補修方法，橋梁と基礎，Vol.19，No.10，pp.18-26,1985.
- 5) 西沢紀昭，玉置脩，山内博，小寺重郎：道路橋脚アンカー部の設計と強度に関する実験研究，コンクリート工学，Vol.13，No.2，pp.93-109,1975.
- 6) 後藤芳顯，宮下敏，藤原英之，上條崇：繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー部の挙動とモデル化，土木学会論文集掲載予定
- 7) 宇佐美勉，鈴木森晶，Mamaghani, H.,P.,葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集 No.525 /I-33，pp.69082,1995

## Seismic Behavior and Design of Bridge Piers Considering the Column Base Restraint

Satoshi MIYASHITA, Yoshiaki GOTO, Hideyuki FUJIWARA and Takashi KAMIJO

We examine the effect of column base restraint on the ultimate behavior of bridge piers and pile foundations subject to severe earthquake motion. We implement our connection model referred to as ' semi-empirical model ' in the elastic-plastic large displacement dynamic analysis for steel piers. By using our analytical models, we investigate the effect of column base restraint on the ultimate overall behavior of bridge piers, where the influence of pile foundations is also considered.