

コンクリート充填鋼製橋脚における降伏耐力比と杭基礎の損傷度の関係

Dependence of Plastic Deformation of Pile Foundations on the Pier vs. Foundation Yield Strength Ratio for Concrete In-Filled Steel Piers

矢部正明¹, 川島一彦²

Masaaki YABE, Kazuhiko KAWASHIMA

- 1 東京工業大学大学院社会人博士課程 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)
- 2 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

In the ductility design of a bridge pile-foundation, it is required that the pile foundation be designed for the lateral force and bending moment corresponding to the flexural strength of a pier. It is required in such design that the flexural strength of the pile foundation thus designed should be larger than the flexural strength of the pier so that the plastic deformation of the pile foundation be minimized. However, since the plastic deformation of the pile foundation is unavoidable when it is subjected to strong ground shaking, it is important to evaluate how larger flexural strength should be provided in the pile foundation. This paper presents the relation between the plastic deformation of the pile foundation and the modified yield strength ratio for bridge-concrete in-filled steel pier-pile system by a series of nonlinear dynamic response analysis.

Key Words: Ductility design method, Pile Foundation, RC Pier, Concrete In-Filled Steel Pier

1. はじめに

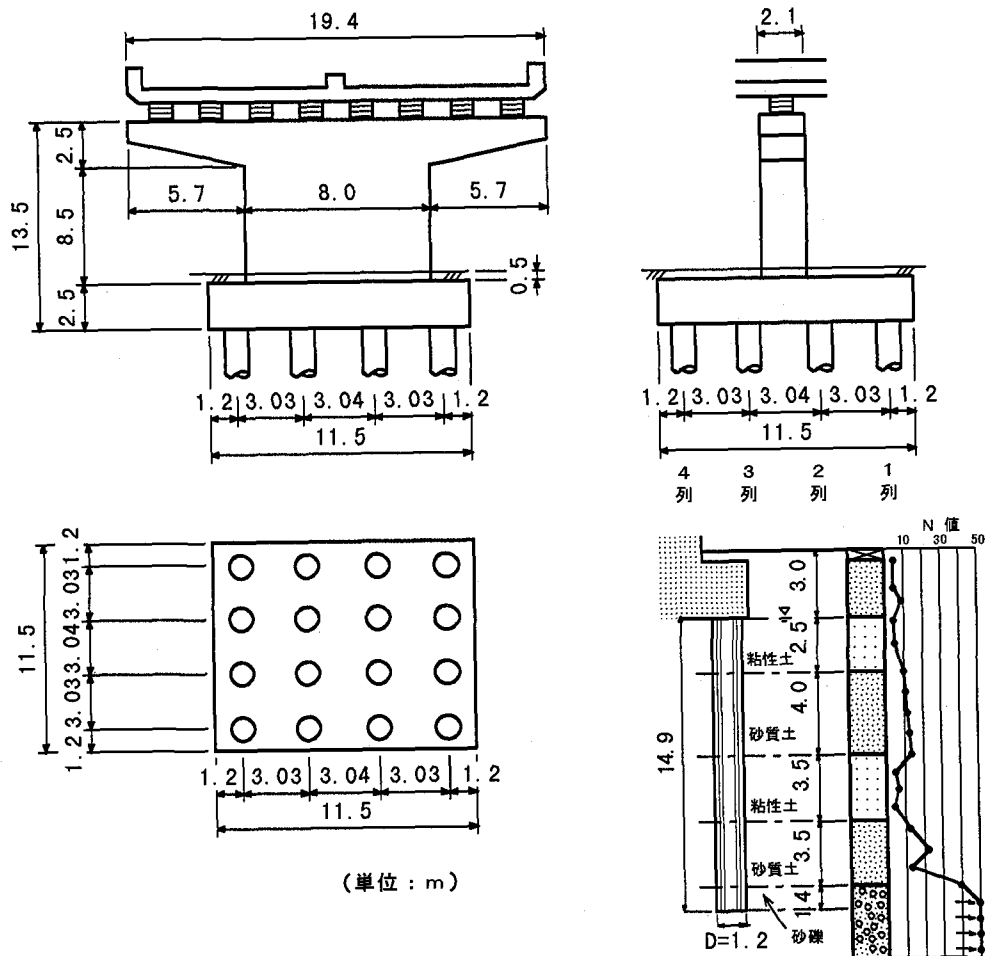
平成8年の道路橋示方書では、基礎構造も含めて地震の影響が卓越する構造部材全てに、地震時保有水平耐力法が適用されるようになった。道路橋示方書に取り入れられた杭基礎の耐震設計法は、橋脚躯体とそれ以下のフーチングを含む杭基礎に分け、橋脚の降伏水平耐力(曲げ耐力)に相当する水平力と曲げモーメントをフーチング以下の杭基礎に作用させて、杭に生じる損傷が許容される範囲に収まるように設計しようとするものである¹⁾。

このため、橋脚の降伏水平耐力は基礎の寸法に直接影響し、地震時に基礎に生じる塑性変形をある一定割合以上に大きくさせないためには、橋脚の降伏水平耐力よりも基礎の耐力が上回るようにしておかなければならない。しかし、どの程度、橋脚の降伏水平耐力よりも基礎の耐力を大きくしておけばよいかに関する研究は従来行われていないため、著者らはRC橋脚を対象に、橋脚の降伏水平耐力と杭基礎の降伏耐力の比に着目し、これが変化した場合に杭基礎に生じる損傷(塑性変形)がどのように変化するかを検討した²⁾。

本文は、これをさらにコンクリート充填鋼製橋脚に拡張したものであり、RC橋脚とコンクリート充填鋼製橋脚の履歴特性の違いに着目して、履歴特性の違いが杭基礎に生じる損傷度にどのような違いをもたらすかを解析的に検討した結果を報告するものである。

2. 解析対象橋梁

解析対象橋を地盤条件とともに図-1, 図-2に示す。これらは、同一の地盤条件、上部構造条件、支承条件を仮定して、橋脚をRC橋脚とした場合とコンクリート充填鋼製橋脚とした場合の2ケースに対して杭基礎も含めて平成8年道路橋示方書に基づき試設計したものである。なお、後述するように、ここでは、比較的硬い地盤中に建設される杭基礎を対象としている。上部構造は、上下線一体の都市内高架橋を想定したものであり、水平地震力分散支承として積層ゴム支承を用いた10径間連続鋼Iげた橋³⁾である。隣接する橋脚、基礎系の構造条件がほぼ同じであることから、1基の橋脚-杭基礎系だけを取り出した。地震時に支持する上部構造重量と積層ゴム支承の剛性および橋脚の降伏曲げ剛性よりなる系の固有周期は、A橋では1.09秒、B橋では1.17秒となる。地盤条件は、地表面下20mの砂礫層を支持層とし、その上に粘性土と砂層が互層になっている地盤である。表土の厚さがA橋では3.0m、B橋では5.5mと異なっているが、この理由は後述する。支持層とする砂礫層上面を耐震設計上の基盤面とみなし、微小ひずみ時のせん断剛性を用いて表層地盤の固有周期 T_G を求めると0.39秒となり、道路橋示方書に規定されるⅡ種地盤と判定される。なお、この地盤には、液状化や流動化は生じない。以下の記述では、RC橋脚を有する橋梁をA橋、コンクリート充填鋼製橋脚を有する橋梁をB橋と呼ぶ。



図－1 対象とした鉄筋コンクリート橋脚と杭基礎及び地盤条件：A 橋

A 橋, B 橋とも径 1.2m, 長さ 14.9m の現場打ち杭を用いており, 杭本数は A 橋では 16 本, B 橋では 14 本である。杭には, A 橋では径 22mm の鉄筋が 20 本, B 橋では径 22mm の鉄筋が 16 本配筋されており, いずれも 135 度曲がりのフックを有する帯鉄筋により拘束されている。さらに, B 橋では橋脚基部に根巻きコンクリートが必要であり, フーチング底面は A 橋よりも低い位置となる。このようにすると, 杭体に対する地盤の水平抵抗が A 橋, B 橋で異なってしまうため, これによる地震時水平力が A 橋, B 橋で大きく異ならないようにするため, 仮想的に表土の厚さを A 橋(3.0m)よりも B 橋(5.5m)の方を厚くした。ただし, このようにするとフーチング上載土は当然 B 橋の方が A 橋よりも大きくなるため, 設計で考慮すべき杭基礎に作用する鉛直力も B 橋の方が A 橋よりも大きい。

道路橋示方書では, 震度法と地震時保有水平耐力法の両者により杭基礎の耐震設計が行われる。震度法による耐震設計では, A 橋, B 橋とも杭先端の押込み支持力により, 杭の配置が決定されている。A 橋の方が, 杭本数が多いのは, B 橋に比較して橋脚躯体の重量が大きいためである。なお, B 橋ではフーチング中央部で杭間隔を広くしているが, これは, フーチング内で, アンカーと

杭の結合部が接触しないようにするためである。

一方, 地震時保有水平耐力法による耐震設計では, プッシュオーバーアナリシスを用いて図－3(a)に示すようにフーチング底面位置に, これより上に存在する構造部分の重量を初期荷重として作用させた状態で, 図－3(b)に示すように桁, 橋脚, フーチングの慣性力を作用させる。図－3(c)に示すようにフーチング底面に生じるモーメント M_{F0} とせん断力 F_{F0} を求め, フーチングの並進および回転により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位を求める。道路橋示方書に基づいて桁および橋脚に作用させる水平震度 k_{hc} , フーチングに作用させる震度 k_{hG} を求めると, タイプⅡ地震動を対象にした場合にはⅡ種地盤では $k_{hc} = 1.75$, $k_{hG} = 0.7$ となる。ここでは, この k_{hc} と k_{hG} の比率を保ったまま, プッシュオーバーアナリシスにより桁, 橋脚, フーチングに水平力を与えるものとする。表－1 は, このようにして求められたフーチング底面における鉛直力 (初期荷重) と, 橋脚に 1g 相当の地震力 (水平力) が作用したときのせん断力と曲げモーメントである。鉛直力が A 橋よりも B 橋で 5MN も大きいのは, 前述したよう B 橋の方がフーチングの寸法と上載土重量が大きいためである。

地震時保有水平耐力法による設計では, 上部構造慣性

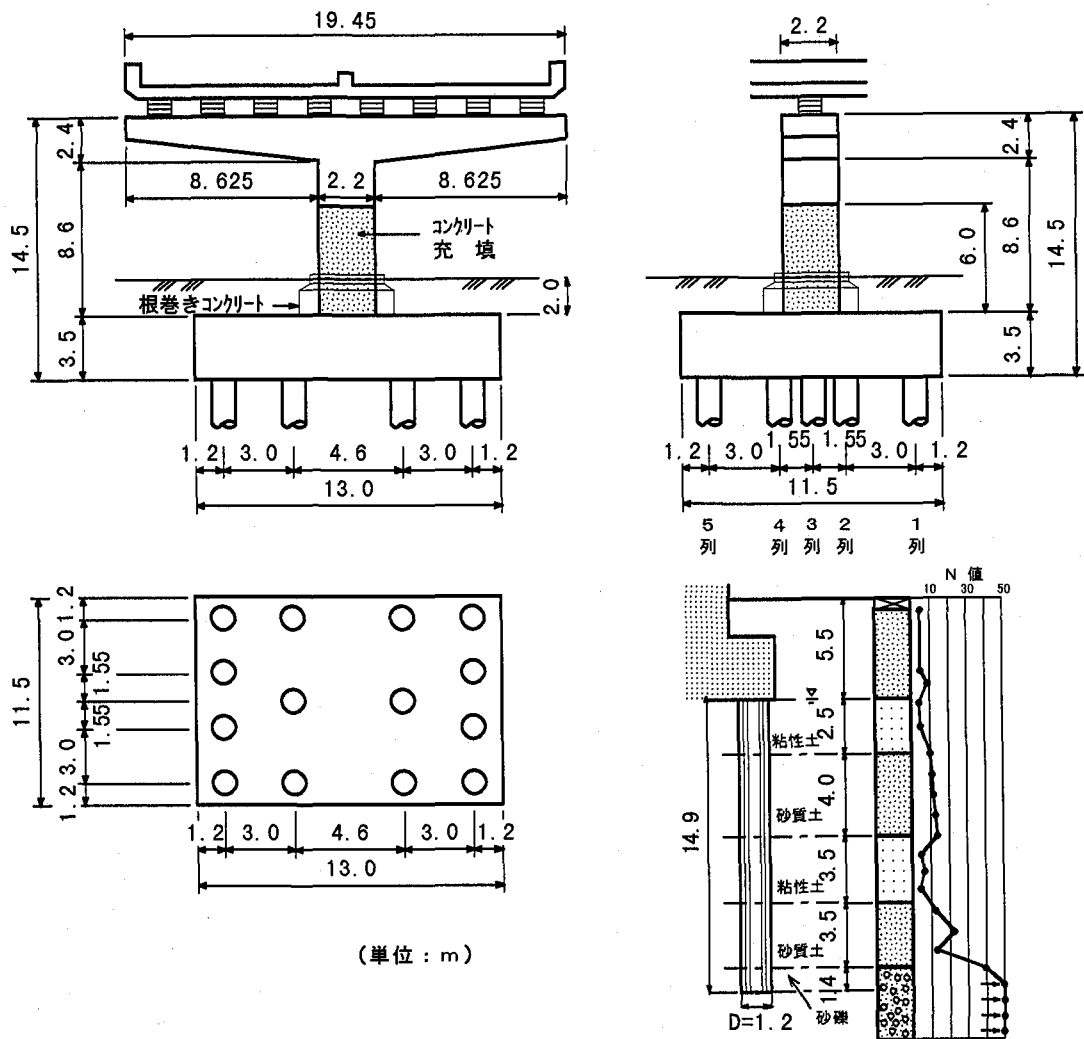


図-2 対象としたコンクリート充填鋼製橋脚と杭基礎及び地盤条件：B橋

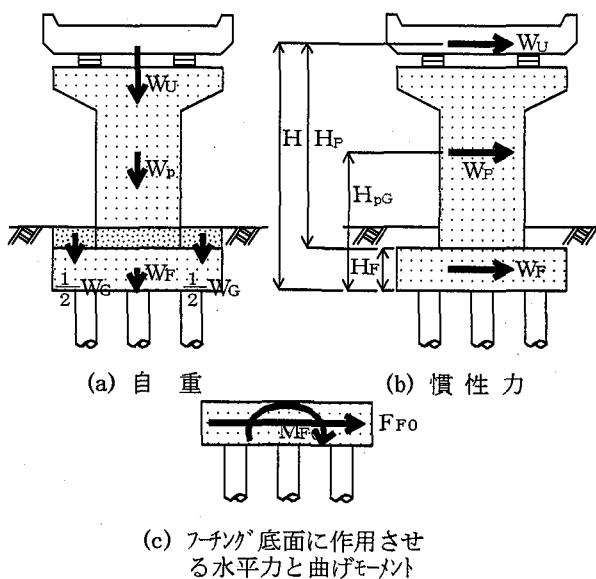


図-3 基礎の水平力-水平変位の関係を求めるために作用させる自重と慣性力

力作用位置における水平変位 δ は次式のように与えら

表-1 杭基礎の耐震設計に用いる自重と慣性力

橋梁	鉛直力	1gに相当する慣性力	
		せん断力 F_{F0}	曲げモーメント M_{F0}
A橋	25.1MN	18.1MN	179.0MN・m
B橋	30.0MN	16.3MN	163.0MN・m

れる。

$$\delta = \delta_F + \delta_P + \delta_B \quad (1)$$

ここで、

$$\delta_F = \delta_f + \theta_f \cdot H \quad (2)$$

ここで、 δ_F ：フーチングの変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位、 δ_P ：橋脚の変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位、 δ_B ：支承の変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位、 δ_f ：フーチングの水平変位、 θ_f ：フーチングの回転角、 H ：フーチング底面から上部構造慣性力作用位置までの高さである。

図-4は、A橋、B橋に対してプッシュオーバーアナリシスを行った結果であり、上部構造慣性力作用位置に

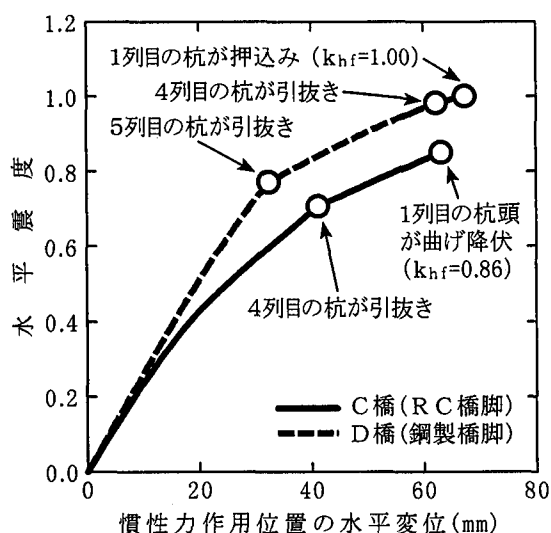


図-4 プッシュオーバーアナリシスにより求めた杭基礎の水平震度 k_{hf} と上部構造慣性力作用位置における水平変位 δ_F

おける水平震度 k_h と式 (2) によるフーチングの変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位 δ_F の関係を示している。A 橋では、水平震度 k_h が 0.71 になると 4 列目の杭 (図-1 参照) が最初に引張降伏し、次いで水平震度 k_h が 0.86 になると 1 列目の杭が杭頭で降伏する。同じ 1 列目の杭頭において変形が急激に増加し終局を迎えることから、ここでは、1 列目の杭が杭頭部で降伏した時が A 橋における杭基礎としての降伏となる。B 橋では、水平震度 k_h が 0.77 で 5 列目の杭が、次いで水平震度 k_h が 0.98 になると 4 列目の杭が、それぞれ引張降伏し、水平震度 k_h が 1.0 に達した段階で 1 列目の杭において押込み力が押込み耐力に達して、杭基礎としての降伏に達する。したがって、杭基礎の降伏震度 k_{hf} は、A 橋では 0.86、B 橋では 1.0 となる。

RC 橋脚およびコンクリート充填鋼製橋脚の降伏水平耐力、終局水平耐力は、道路橋示方書および道路橋の耐震設計に関する資料に基づいて算出した^{1), 3)}。RC 橋脚は降伏水平耐力で剛性が変化する完全弾塑性型の骨格曲線を、コンクリート充填鋼製橋脚は、降伏水平耐力で剛性が変化するバイリニア型の骨格曲線を仮定している。道路橋示方書では、橋脚の降伏水平耐力 P_y に相当する水平力を地震力として杭基礎を設計するものとし、橋脚の降伏水平震度 k_{hp} を次式のように定義している。

$$k_{hp} = \frac{P_y}{W} \quad (3)$$

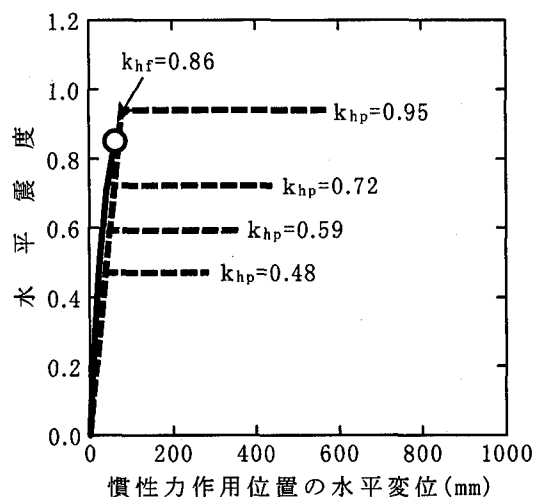
ここで、 W は等価重量であり、曲げ破壊型の橋脚では、桁の重量 W_U 、橋脚の重量 W_p から、次式で与えられる。

$$W = W_U + 0.5 \cdot W_p \quad (4)$$

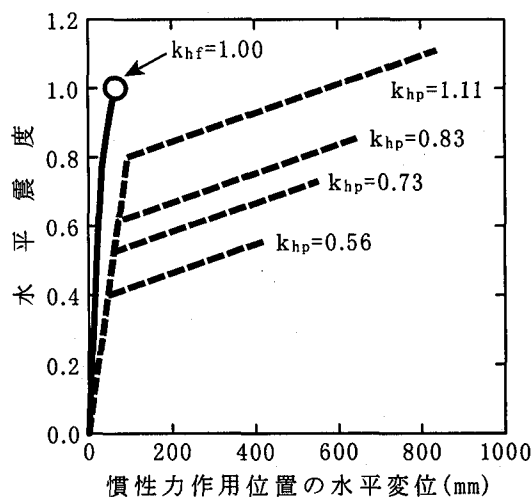
RC 橋脚の場合には、式 (3) で問題ないが、コンクリート充填鋼製橋脚の場合には RC 橋脚とは異なり、降伏後も、水平耐力が上昇し続けるため、降伏水平耐力 P_y をもとに、式 (3) により降伏水平震度 k_{hp} を求めるこ

表-2 橋脚の降伏水平震度 k_{hp} と降伏耐力比 γ_y

降伏耐力比	降伏水平震度	
	A 橋	B 橋
0.9	0.95	1.11
1.2	0.72	0.83
1.37	—	0.73
1.45	0.59	—
1.8	0.48	0.56



(1) A 橋 (RC 橋脚)



(2) B 橋 (鋼製橋脚)

図-5 プッシュオーバーアナリシスにより求めた A 橋と B 橋の水平震度 k_h と上部構造慣性力作用位置における水平変位の関係

とは適切ではない。このため、コンクリート充填鋼製橋脚に対しては、終局水平耐力 P_u をもとに次式により降伏水平震度 k_{hp} を求めることとした。

$$k_{hp} = \frac{P_u}{W} \quad (5)$$

式 (5) による k_{hp} は、本来、終局水平震度とでも呼ぶべきものであるが、ここでは、道路橋示方書の規定に従

い降伏水平震度と呼ぶこととする。試設計で定められた橋脚に対して、式(3)、式(5)により降伏水平震度 k_{hp} を求めると、A橋では0.59、B橋では0.73となる。

地震時保有水平耐力法による耐震設計では、橋脚の降伏水平震度 k_{hp} と杭基礎の降伏震度 k_{hf} の比が重要であることから、降伏耐力比 γ_y を次式により定義する²⁾。

$$\gamma_y = \frac{k_{hf}}{k_{hp}} \quad (6)$$

上述したように、 k_{hp} はA橋では0.59、B橋では0.73、 k_{hf} はA橋では0.86、B橋では1.0であるため、降伏耐力比 γ_y は、A橋では1.45、B橋では1.37となる。いま、降伏耐力比が変化した場合に、杭基礎に生じる損傷度がどのように変化するかを知るために、表-2に示すようにA橋、B橋ともに橋脚の降伏水平震度 k_{hp} を4段階に変化させることとする。この時の、橋脚の上部構造慣性力作用位置における水平震度-水平変位の関係を示すと図-5のようになる。図中には、図-4に示した杭基礎に対する上部構造慣性力作用位置の水平震度-水平変位の関係を比較のために示している。ここでは、検討対象として、降伏耐力比 γ_y を0.9~1.8の範囲で選んだことになる。

3. 解析モデル及び入力地震動

図-1、図-2に示した桁-橋脚-杭基礎系からなる構造系を動的解析により検討するために、これを図-6に示すようにモデル化した⁴⁾。以下には本解析に必要な最小限の事項に限って示すこととする。

上部構造は軸方向剛性が大きいので1質点で表すこととし、積層ゴム支承は線形せん断バネによってモデル化した。橋脚の塑性ヒンジは非線形回転バネでモデル化した。RC橋脚の塑性ヒンジ長 L_p は道路橋示方書に基づいて定め、コンクリート充填鋼製橋脚の塑性ヒンジ長は正負交番繰返し載荷実験の損傷状況^{5), 6)}から、次式のように仮定した。

$$L_p = 0.5D_{ps} \quad (7)$$

ここで、 D_{ps} は解析方向に対する橋脚の幅である。塑性ヒンジ区間以外の脚柱区間は線形梁要素でモデル化し、横梁部は剛体とした。RC橋脚の塑性ヒンジ区間における曲げモーメント M -回転角 θ の履歴は、ひびわれ点を見無視した剛性低下型のTakedaモデル⁷⁾で表した。RC橋脚のひびわれ点を見無視することにしたのは、地震動が作用し始めていったんクラックが生じた後には主要動の応答は、クラックが入った後の剛性に支配されると考えたためである。コンクリート充填鋼製橋脚の塑性ヒンジ区間における曲げモーメント M -回転角 θ の履歴は、バイリニアモデルで表した。コンクリート充填鋼製橋脚の正

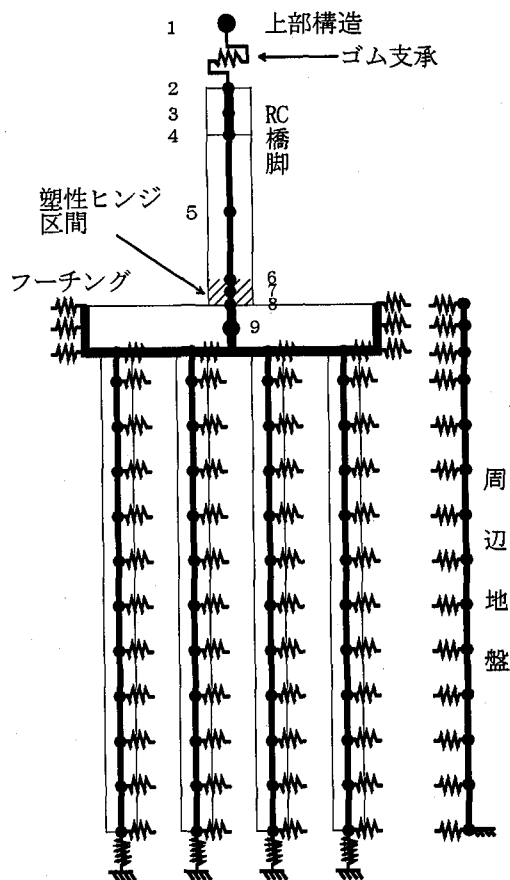


図-6 橋脚-杭基礎-周辺地盤系の解析モデル

負交番繰返し載荷実験によれば、水平力と水平変位の関係の履歴曲線は最大耐力付近までであれば安定した紡錘形となる^{5), 6)}ことからバイリニアモデルで表した。

フーチングは剛体とし、橋軸方向の並進と橋軸直角軸回りの回転を有する2自由度系とした。

杭は各列ごとに、橋軸直角方向に存在する杭をまとめて1本の非線形梁要素としてモデル化することとした。杭の質量には杭に囲まれた範囲の地盤の質量を付加質量として見込んだ。場所打ち杭の耐力や変形特性に関する研究は多くないが、木村ら⁸⁾によれば、RC橋脚と同様な特性を示すと考えられることから、ここでは、曲げモーメント M_F -曲率 ϕ_F の履歴を橋脚と同様にひびわれ点を見無視した剛性低下型のTakedaモデルによって表した。

杭基礎は、バネを介して1次元地盤モデルに支持されているとしてモデル化する。基礎-地盤間バネとしては、フーチングとその前面に位置する周辺地盤を結ぶ水平方向バネ、杭とその周辺地盤を結ぶ水平方向バネ、杭先端と支持地盤を結ぶ上下方向バネを考える。フーチング前面-地盤バネ間の履歴は、フーチングと周辺地盤バネ間に生じる剥離を考慮したスリップ型のバイリニアモデルで表す。フーチング前面-地盤間バネは、フーチング前面と地盤間の相対変位が圧縮側となるときには抵抗する

が、引張側となるときには地盤の抵抗は生じず変形だけが進むとしてモデル化する。ただし、フーチング前面～地盤間の水平方向の履歴は、受働土圧 P_{Fy} を上限値とする。

本解析を含めて、多くの杭では杭先端の引抜き耐力よりも杭体の引張耐力の方が問題となるため、道路橋示方書では、杭体の引張による非線形性も杭先端支持地盤間バネに含めて、取り扱われている。このため、ここでは杭先端～支持地盤間バネの履歴は、完全弾塑性型のバイリニアモデルで表し、杭に押込み力が作用するときには地盤から決まる杭の押込み耐力（極限支持力） P_{vyC} を、杭に引抜き力が作用するときには、杭先端の引抜き耐力と杭の引張耐力の内いずれか小さい値を上限値 P_{vyT} とした。本解析で対象とした杭では、杭先端の引抜き耐力よりも杭の引張耐力の方が小さいため、引抜きとしては杭の引張耐力が上限値 P_{vyT} となる。

杭～地盤間バネの履歴も、完全弾塑性型のバイリニアモデルで表した。杭～地盤間の水平方向の履歴は、杭の位置によって異なることが既往の大変形載荷試験より報告されている^{9), 10), 11)}。ここでは、図-1に示した杭列1と杭列4、図-2に示した杭列1と杭列5に位置する杭のように外側の杭では、杭と地盤間の相対変位が圧縮となる場合には受働土圧 P_{Hy} を、引張となる場合には受働土圧 P_{Hy} の1/2をそれぞれ上限値とする履歴を与えることにした。これらの杭の内側に位置する杭では、地盤との相対変位が圧縮方向に動く場合にも引張方向に動く場合にも、水平方向バネは、受働土圧 P_{Hy} の1/2を上限値とした。

周辺地盤の応答は、基礎の影響を受けない自然地盤として剛な基盤に支持された1次元の非線形せん断バネモデルによって計算することとし、地盤のせん断応力～せん断ひずみの履歴は、Hardin-Drnevich型の双曲線モデル¹²⁾によって表した。規準ひずみは、豊浦標準砂および沖積粘性土に対するせん断剛性～せん断ひずみの実験値^{13), 14)}を参考に、拘束圧の影響を考慮して砂質土では0.1～0.3%、粘性土では0.8～1.0%とした。

減衰定数は、ひずみエネルギー比例減衰法で求めるものとし、ゴム支承、橋脚、杭にそれぞれ2%を与えた。基礎～地盤間バネに対しては逸散減衰を見込んで、A橋、B橋ともに20%とした。地盤は非線形復元力特性を見込んでモデル化しているため、また、フーチングは剛体変形すると仮定しているため、それぞれ、減衰定数を0とした。以上のような減衰定数から、ひずみエネルギー比例減衰法によりモード減衰定数を求め、レイリー減衰により減衰力を与えた。レイリー減衰の2つの係数は、A橋、B橋ともに上部構造の橋軸方向振動が卓越する1次と基礎の回転が卓越する3次振動モードに着目して定めた。

入力地震動としては、道路橋示方書のタイプⅡ地震動の標準波形³⁾を用いることとし、Ⅱ種地盤用の標準波形

(Ⅱ-Ⅱ-1)を作用させた。耐震設計上の基盤面において入力地震動を与えるために、これらの波形をSHAKE¹⁵⁾により基盤地震動に変換した。

4. 橋脚と杭基礎の非線形応答

4.1 A橋の非線形応答

図-7は式(1)、式(2)による橋脚、支承、基礎の変形がどのように桁の変位に寄与するかを降伏耐力比 γ_y が1.45の場合について示したものである。ここで、降伏耐力比 $\gamma_y=1.45$ とは、前述したように、地震時保有水平耐力法により普通に設計した場合の橋脚と杭基礎の耐力比である。降伏耐力比 γ_y が1.0よりも大きいため、基礎の変形に比較して橋脚の塑性変形による桁の変位が大きい。最大値で評価すると、式(1)の橋脚の変形に伴って生じる変位 δ_p の最大値は416mmと全体の約70%を占めているのに対して、積層ゴム支承を採用しているため支承の変形に伴って生じる変位 δ_B の最大値も220mmと決して小さくない。フーチングの水平変位や回転に伴って桁に生じる変位 δ_f 、 $\theta_f \cdot H$ はそれぞれ18mm、25mmに過ぎない。図-8は杭頭部、杭先端、地盤と杭間を結ぶ地盤バネの履歴を示したものである。降伏耐力比 γ_y が1.45と1.0以上であるため、静的な力のつり合いに基づけば、杭基礎には塑性化は生じないはずであるにもかかわらず、杭頭にはわずかではあるが塑性化が生じている。地盤～杭間もわずかに非線形化しているが、杭先端では押込み、引抜きとも線形域に収まっている。図-9は橋脚天端における水平力～水平変位の関係と、フーチング底面における水平力～水平変位の関係、曲げモーメント～回転角の関係を示したものである。フーチングでは、水平変位よりも回転により大きな塑性化が生じている。

これに対して、降伏耐力比 γ_y を0.9にすると上述した降伏耐力比 $\gamma_y=1.45$ の場合に比較して杭の非線形性は大きく増大する。橋の各部の変形が桁の変位に寄与する度合いを、上述した降伏耐力比 $\gamma_y=1.45$ の場合に比較すると、基礎の水平変位や、回転に伴う桁の変位 δ_f 、 $\theta_f \cdot H$ は、それぞれ18mm→30mm、25mm→46mmに増加し、反対に橋脚の変形による桁の変位 δ_p は410mm→228mmに減少する。図-10は図-8と同じスタイルで杭頭部、杭先端、地盤と杭間を結ぶバネの履歴を示したものである。降伏耐力比 $\gamma_y=1.45$ の場合にはわずかしかな塑性化していなかった杭の塑性化の度合いが大きくなるとともに、杭先端においては、押込み、引抜きともに非線形域に達している。図-11は図-9と同じスタイルで橋脚天端における水平力～水平変位の関係、フーチング底面における水平力～水平変位の関係、曲げモーメント～回転角の関係を示したものである。降伏耐力比 $\gamma_y=1.45$ の場合には、図-9に示したフーチング底面における曲げモーメントだけに橋脚の履歴特性の影響が見ら

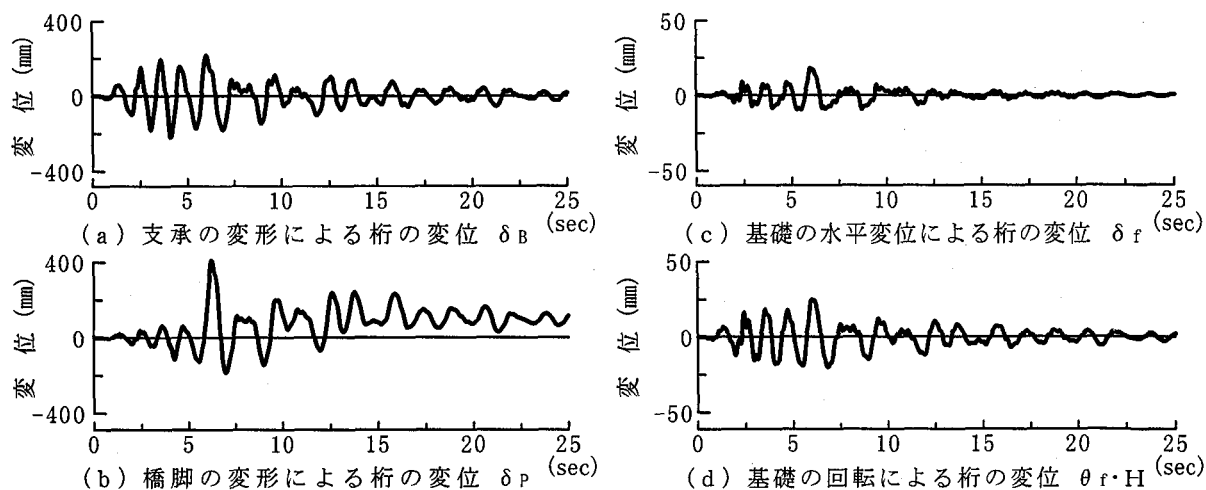


図-7 上部構造慣性力作用位置における水平変位 (A橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=1.45$ の場合)

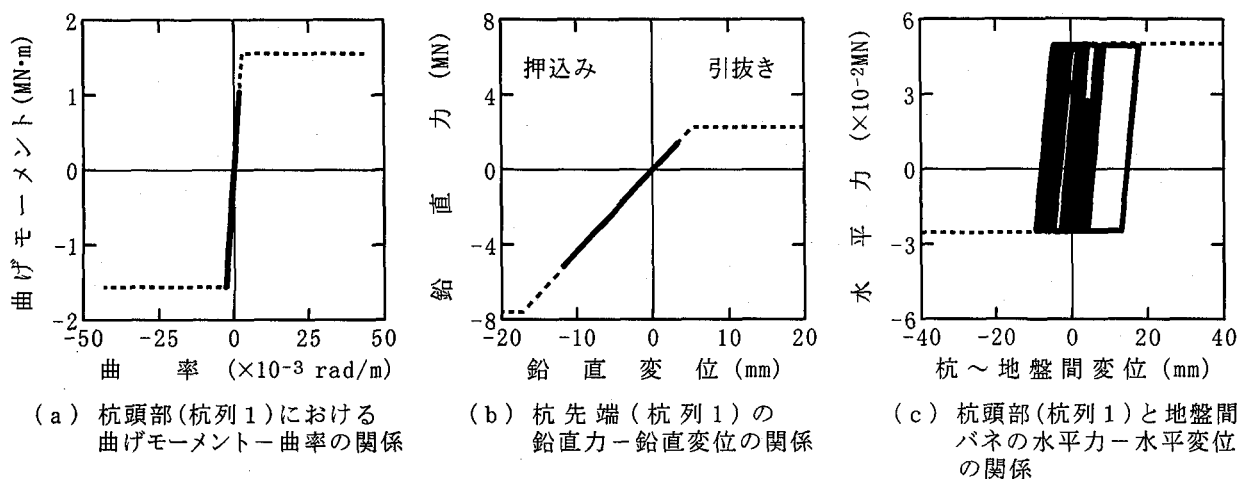


図-8 杭の応答履歴 (A橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=1.45$ の場合)

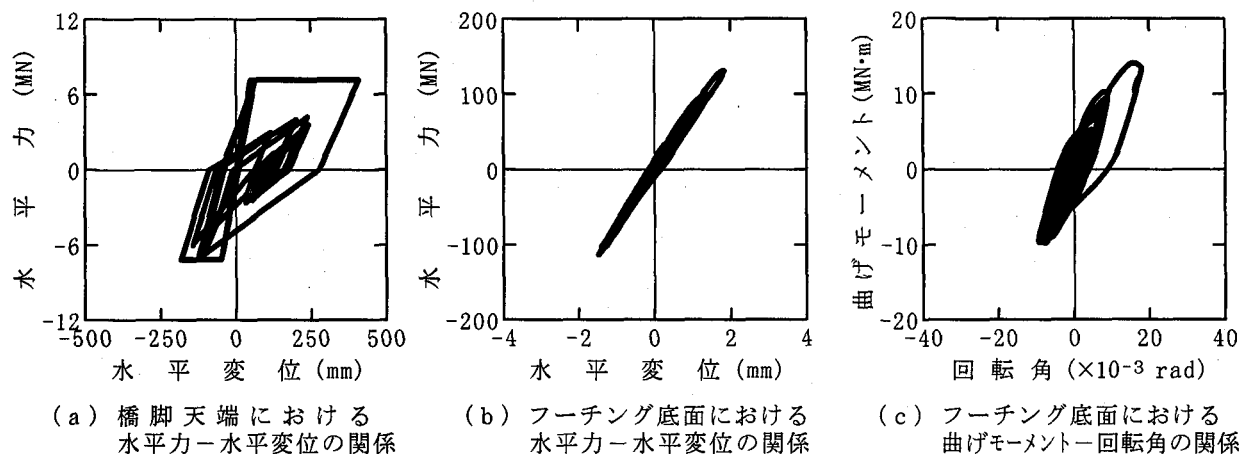


図-9 橋脚と杭基礎に作用する地震力と変形の応答履歴 (A橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=1.45$ の場合)

れたが, $\gamma_y=0.9$ の場合には水平力にもその影響が見られるようになる。

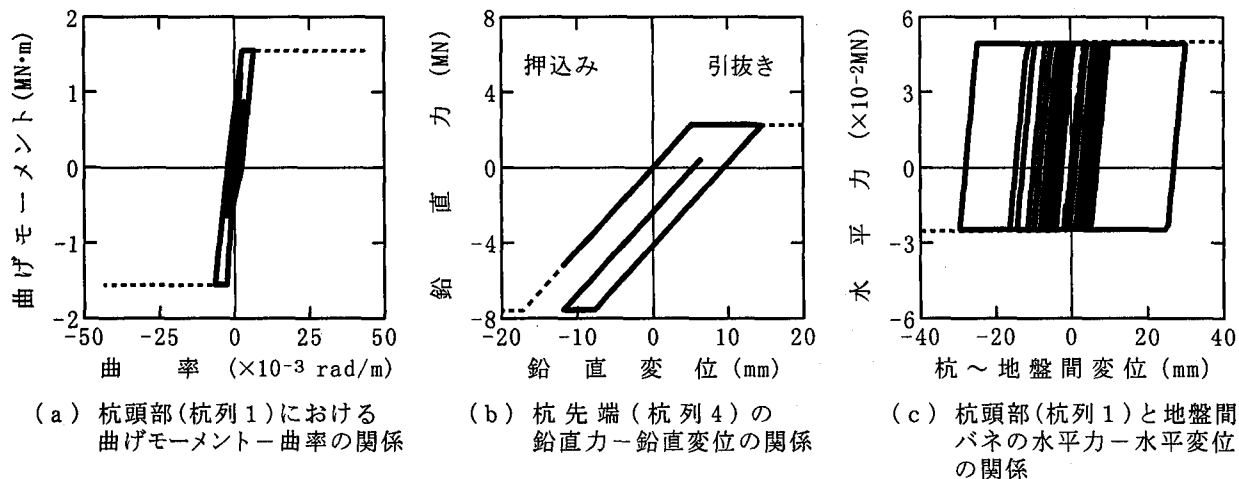


図-10 杭の応答履歴 (A橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=0.9$ の場合)

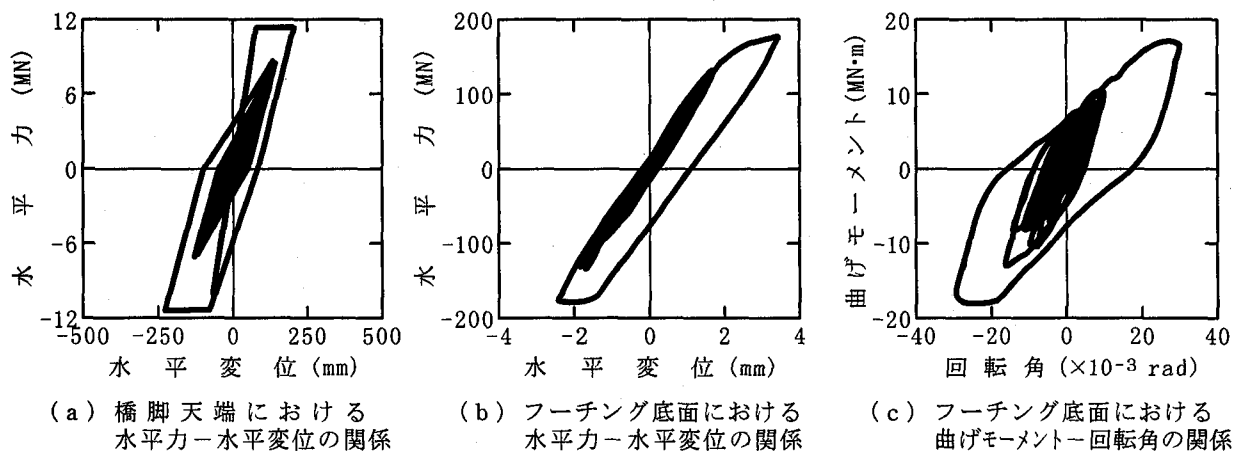


図-11 橋脚と杭基礎に作用する地震力と変形の応答履歴 (A橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=0.9$ の場合)

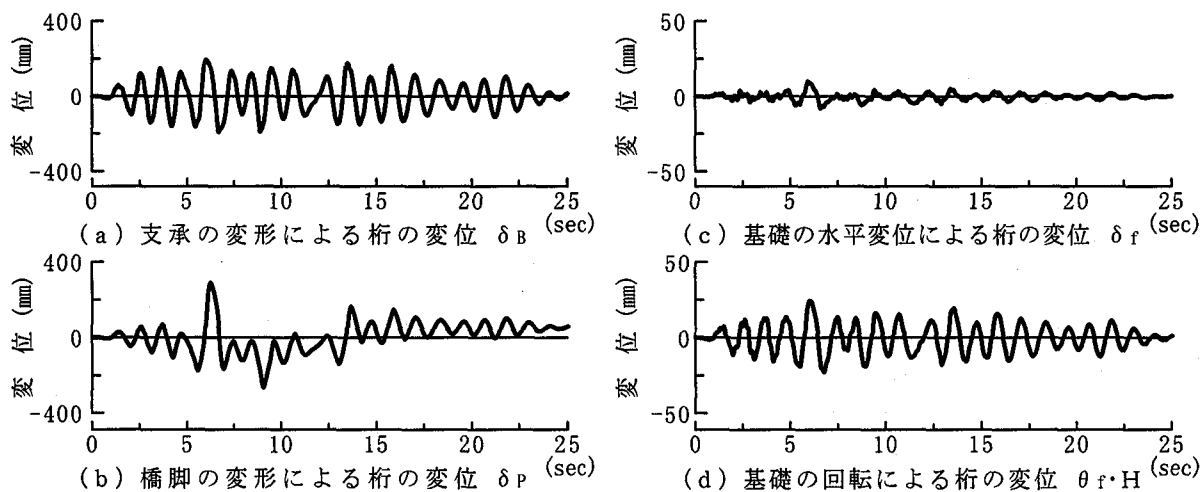


図-12 上部構造慣性力作用位置における水平変位 (B橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=1.37$ の場合)

4.2 B橋の非線形応答

降伏耐力比 γ_y が1.37の場合を対象に、橋の各部の変形が桁の変位に寄与する度合いを示した結果が図-12

である。A橋と同様に降伏耐力比 $\gamma_y=1.37$ は、地震時保有水平耐力法により普通に設計した場合の橋脚と杭基礎の耐力比である。基礎の変形による桁の変位に比較して

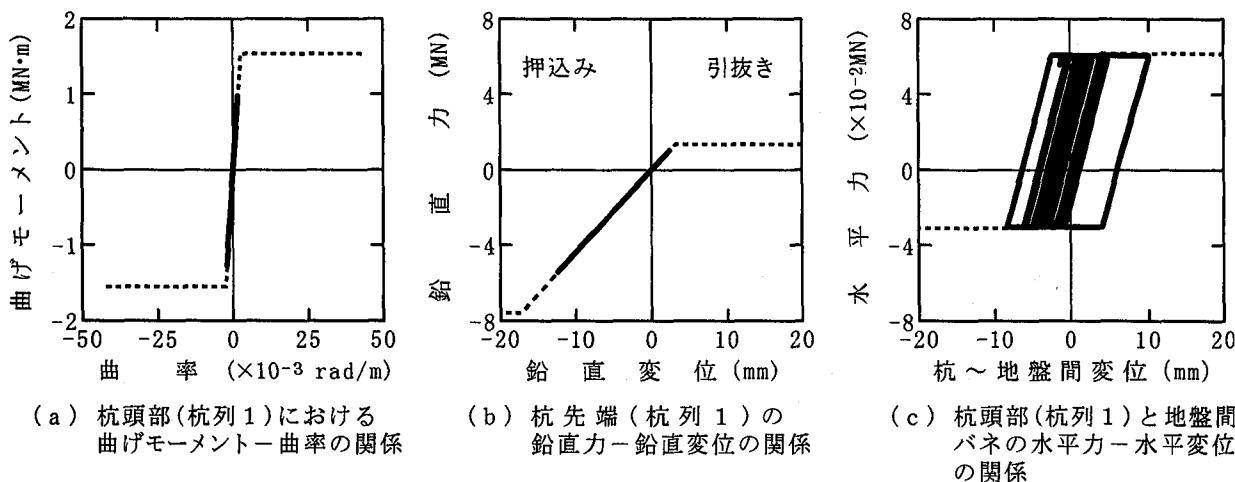


図-13 杭の応答履歴 (B 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=1.37$ の場合)

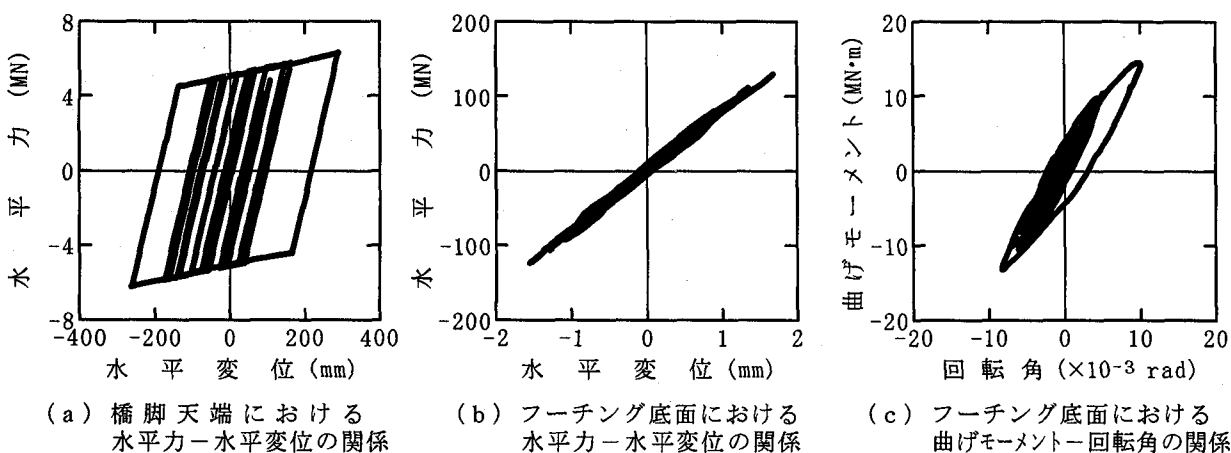


図-14 橋脚と杭基礎に作用する地震力と変形の応答履歴 (B 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=1.37$ の場合)

橋脚の変形による桁の変位 δ_p が 290mm と大きいこと、
 支承の変形 δ_B によっても 193mm と大きな桁の変位が生
 じることは A 橋の場合と同じである。図-13 は杭頭部、
 杭先端、地盤と杭間を結ぶバネの履歴を示したものであ
 る。地盤～杭間バネがわずかに非線形化するが、杭には
 非線形応答は生じていない。図-14 は橋脚天端における
 水平力-水平変位の関係と、フーチング底面における水
 平力-水平変位の関係、曲げモーメント-回転角の関係を
 示したものである。A 橋と同様に、フーチングでは、
 水平変位よりも回転により大きな塑性化が生じている。

これに対して、降伏耐力比 γ_y を 0.9 とした場合には、
 基礎にはより大きな塑性化が生じ、結果として、基礎の
 並進や回転によって桁に生じる変位が降伏耐力比
 $\gamma_y=1.37$ の場合よりも大きくなる。橋脚天端における水
 平力-水平変位の関係、フーチング底面における水平力
 -水平変位の関係、曲げモーメント-回転角の関係も、
 降伏耐力比 $\gamma_y=1.37$ の場合には、杭基礎に作用する曲げ
 モーメントだけに橋脚の履歴特性の影響が見られたが、
 $\gamma_y=0.9$ の場合には水平力にもその影響が見られるよう

になる点も A 橋と同様である。

5. 修正降伏耐力比と杭基礎の塑性損傷度

5.1 杭基礎の塑性損傷度指標

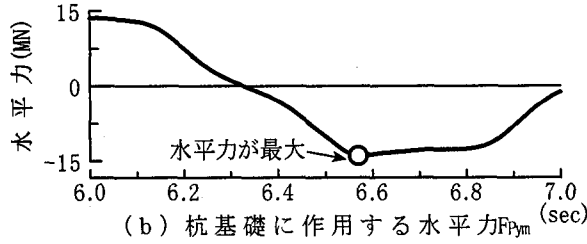
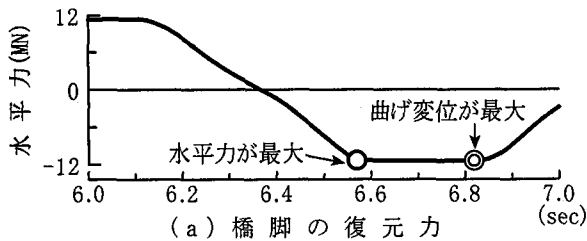
以上に示した A 橋, B 橋の応答を各種の降伏耐力比
 γ_y の場合に対して計算し、杭基礎の塑性損傷度と修正降
 伏耐力比 γ_{ym} の関係を検討する。ここで、修正降伏耐力
 比 γ_{ym} とは、減衰力の影響も見込み、実際に非線形動的
 解析から求められる杭基礎（フーチング上面）に作用す
 る水平力 F_{pym} をもとに次式によって降伏耐力比を定義
 したものである²⁾。

$$\gamma_{ym} = \frac{k_{hf}}{k_{hp}^*} \quad (8)$$

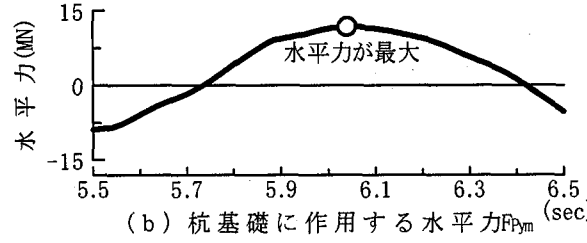
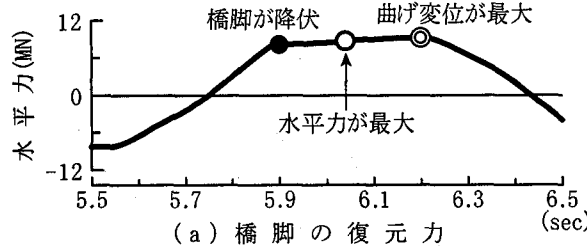
ここで、 k_{hp}^* は F_{pym} に相当する橋脚の降伏震度（修正降
 伏震度と呼ぶ）で、次式で与えられる。

表-3 降伏耐力比 γ_y と修正降伏耐力比 γ_{ym}

橋脚	橋脚		杭基礎	
	降伏水平震度		降伏震度	降伏耐力比
	k_{hp}	k_{hp}^*	k_{hf}	γ_y γ_{ym}
A 橋	0.95	0.97	0.86	0.90 0.89
	0.72	0.80		1.20 1.07
	0.59	0.68		1.45 1.26
	0.48	0.59		1.80 1.45
B 橋	1.11	0.85	1.00	0.90 1.18
	0.83	0.66		1.20 1.51
	0.73	0.58		1.37 1.73
	0.56	0.48		1.80 2.09



(1) A 橋



(2) B 橋

図-15 橋脚の復元力と杭基礎に作用する水平力 F_{pym}

$$k_{hp}^* = \frac{F_{pym}}{W_U + W_p} \quad (9)$$

図-15 は、降伏耐力比 γ_y を 0.9 とした場合の上部構造慣性力作用位置の値として表した橋脚の復元力と杭基礎に作用する水平力を、比較したものである。RC 橋脚のように履歴特性が完全弾塑性型の場合には、杭基礎に作用する水平力 F_{pym} が最大となる時刻には橋脚の復元力も降伏水平耐力 P_y に達する。その後、橋脚の復元力は降伏水平耐力 P_y を保持しながら橋脚の曲げ変位が増加し、やがて橋脚の曲げ変位が最大となる。しかし、コンクリート充填鋼製橋脚の場合には、バイリニア型の履歴特性を持つため、杭基礎に作用する水平力 F_{pym} が最大となる時刻には橋脚の復元力はまだ上昇途中であり、橋脚の曲げ変位が最大となる時刻に橋脚の復元力も最大となる。

橋脚に非線形性が生じるか、杭基礎に非線形性が生じるかを判断する指標として、式 (8) により修正降伏耐力比を定義したが、橋脚の降伏水平震度と杭基礎の降伏水平震

度を求めるためには、両者が生じる時間の同時性を考慮しなければならない。上述したように、RC 橋脚の場合には、杭基礎に作用する水平力 F_{pym} が最大となる時刻に橋脚の復元力も降伏水平耐力 P_y となるため、 F_{pym} 、 P_y をもとに、式 (8) から修正降伏耐力比を求めればよい。しかし、コンクリート充填鋼製橋脚を用いた場合には、橋脚が降伏した段階ではまだ橋脚の復元力は上昇し続けているため、橋脚の復元力が最大となる時刻の杭基礎に作用する水平力を用いて式 (8) から修正降伏耐力比を求めることが妥当と考えられる。

このようにして、修正降伏耐力比を求め、これを式 (6) の降伏耐力比と比較すると、表-3 のようになる。橋脚の降伏震度が小さくなると、修正降伏耐力比 γ_{ym} は降伏耐力比 γ_y よりも A 橋では最大で 20% 程度小さくなるが、B 橋では降伏耐力比 γ_y を終局水平耐力 P_u に基づいて求めたため 31% 程度大きくなっている。

次に、杭基礎の損傷度を評価するために、以下の 2 つの指標を定義する。

a) 杭の曲率応答塑性率

杭に生じる最大応答曲率 ϕ_{max} 、杭の降伏曲率 ϕ_{fy} に基づいて杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ を次式のように定義する。

$$\mu_{F\phi} = \frac{\phi_{max}}{\phi_{fy}} \quad (10)$$

曲率応答塑性率は、杭の塑性化の度合いを直接的に表現する指標である。

b) 杭の軸方向の非線形度

杭基礎では一般に基礎本体が水平方向に大きく移動する水平移動型の崩壊モードよりも、杭先端で押込みや杭体の塑性化が生じる回転型の崩壊モードの方が危険である。このため、ここでは回転型の崩壊モードに着目し、杭基礎としての安定性を評価する。杭に作用する鉛直力は、押込み（圧縮）側と引張側とで異なるため、押込み側については杭に作用する押込み力 P_{vc} と杭先端地盤の押込み耐力（極限支持力） P_{vyC} との比により杭先端押込み非線形度 γ_{vc} を、また、引張側については杭に作用する引張力 P_{vT} と杭の引張耐力 P_{vyT} との比により杭体引

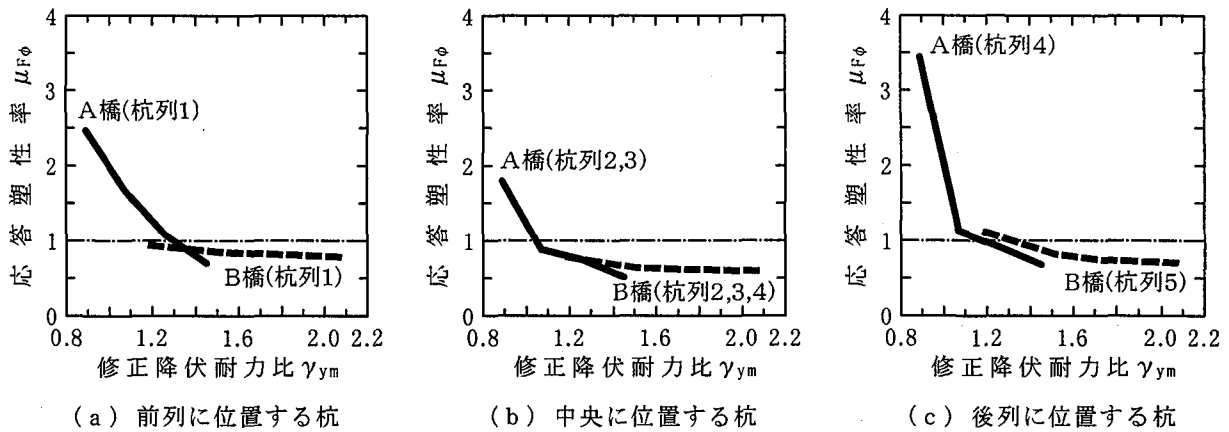


図-16 修正降伏耐力比 γ_{ym} と杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$

張非線形度 γ_{vT} を、それぞれ以下のように定義する。

$$\gamma_{vC} = \frac{P_{vC}}{P_{vyC}} ; \gamma_{vT} = \frac{P_{vT}}{P_{vyT}} \quad (11)$$

5.2 杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$

図-16 は杭頭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ が、修正降伏耐力比 γ_{ym} によってどのように変化するかを示したものである。B 橋の場合には、後列杭以外では、杭体は塑性化しておらず弾性範囲にある。A 橋、B 橋ともに、杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ は、修正降伏耐力比 γ_{ym} が大きくなるに従い小さくなる。耐震設計上は、修正降伏耐力比 γ_{ym} をどの程度大きくすれば、杭の塑性化を抑えられるかが重要である。杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ が 1.0 以下になるのは、A 橋における前列に位置する杭列 1 では γ_{ym} を 1.4 以上、中央に位置する杭列 2・3 では γ_{ym} を 1.0 以上、後列に位置する杭列 4 では γ_{ym} を 1.2 以上としなければならない。上述したように B 橋の場合には杭体の多くは降伏していないが、図-16 の結果を外挿すれば、前列に位置する杭列 1 では γ_{ym} を 1.2 以上、中央に位置する杭列 2~4 では γ_{ym} を 0.9~1.0 以上、後列に位置する杭列 5 では γ_{ym} を 1.3 以上としなければならない。

このように、杭の塑性化を抑えるためには、修正降伏耐力比 γ_{ym} を A 橋では 1.4 程度以上、B 橋では 1.3 程度以上としなければならない。修正降伏耐力比 γ_{ym} ~ 曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ の関係を A 橋と B 橋と比較すると、前列に位置する杭を除けばほぼ等しいことがわかる。前列の杭においては、両者の関係は、A 橋と B 橋で異なっている。この原因としては、A 橋と B 橋の履歴減衰特性の違いなどが考えられるが、これに関しては、今後さらに詳細に検討していかなければならない。

5.3 杭先端押込み非線形度 γ_{vC} および杭体引張非線形度 γ_{vT}

図-17 は杭の先端押込み非線形度 γ_{vC} および杭体引

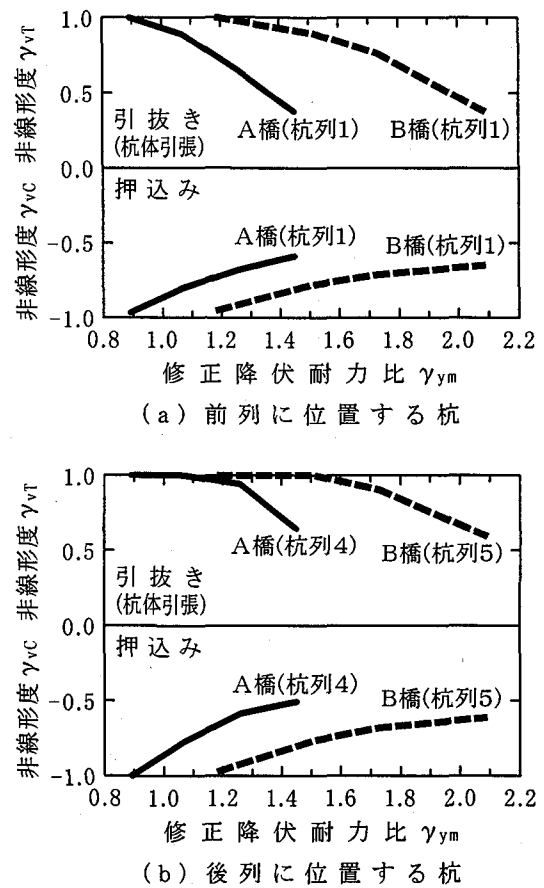


図-17 修正降伏耐力比 γ_{ym} と杭軸方向の非線形度

張非線形度 γ_{vT} が、修正降伏耐力比 γ_{ym} によってどのように変化するかを示したものである。ここには、ロッキング応答により軸力の変化が大きい前列に位置する杭列と後列に位置する杭列に対する結果を示している。修正降伏耐力比 γ_{ym} が大きくなれば、杭に作用する地震力が減少し、杭先端押込み非線形度 γ_{vC} および杭体引張非線形度 γ_{vT} は単調に減少していく。

杭先端における押込みや杭体引張による非線形化を生じさせないためには、修正降伏耐力比 γ_{ym} を A 橋では

1.1 程度以上、B 橋では 1.5 程度以上としなければならない。A 橋よりも B 橋の方が大きな γ_{ym} が必要とされるのは、表-1 に示したように B 橋の方がフーチング寸法と上載土重量が大きいこと、フーチング底面における鉛直力が A 橋よりも B 橋の方が 5MN 大きいことに対して、2. で述べたように、B 橋の杭基礎の方が杭本数が少ない上に軸方向鉄筋が少ないため、杭の引張耐力 P_{vyT} が小さいためである。

6. 結論

同一の地盤条件、上部構造条件、支承条件を有する都市内高架橋の RC 橋脚とコンクリート充填鋼製橋脚を対象に、橋脚と杭基礎の降伏耐力比と杭基礎の損傷度の関係に着目し、これが RC 橋脚とコンクリート充填鋼製橋脚でどのように異なるかを検討した。本解析で得られた結果をまとめると次のとおりである。

(1) 杭基礎に作用する水平力や曲げモーメントは、橋脚の履歴特性の影響を受け、その度合いは、修正降伏耐力比が小さくなる程顕著となる。

(2) 動的解析によって求められるフーチング上面に作用するせん断力に相当する水平震度と、プッシュオーバーアナリシスによって求められる杭基礎の降伏水平震度の比として式 (8) により修正降伏耐力比を定義すれば、杭基礎に生じる損傷度をよく表すことができる。

(3) 橋脚の降伏水平耐力を杭基礎の降伏耐力に近づけるに従い、橋脚躯体重量が大きい RC 橋脚の場合には、杭体と杭先端の押込みおよび杭体引張により非線形性が進展するが、RC 橋脚に比較するとフーチング寸法や上載土重量は大きい、橋脚躯体重量は小さいコンクリート充填鋼製橋脚の場合には、杭先端の押込みや杭体引張により非線形性が進展する。

(4) 杭体の塑性化を抑えるためには、RC 橋脚を用いた場合には修正降伏耐力比 γ_{ym} を 1.4 程度以上とコンクリート充填鋼製橋脚を用いた場合 (1.3 程度以上) よりも少し大きくしなければならない。これは、RC 橋脚はコンクリート充填鋼製橋脚よりも躯体重量が大きく杭基礎に作用する曲げモーメントが大きいためである。

(5) 杭先端における押込みや杭体引張による非線形化を生じさせないためには RC 橋脚を用いた場合には修正降伏耐力比 γ_{ym} を 1.1 程度以上とコンクリート充填鋼製橋脚の場合の 1.5 程度以上よりも小さくできる。これは、コンクリート充填鋼製橋脚を用いた場合には RC 橋脚を用いた場合に比較してフーチングの寸法や上載土重量が大きくなるため、杭基礎に作用する鉛直力が大きいためである。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，V 耐震設計編，1996。
- 2) 矢部正明，川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，土木学会論文集（投稿中）
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997。
- 4) 矢部正明，川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究，土木学会論文集（投稿中）
- 5) 宇佐美勉，Hanbin Ge，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，pp.249～262，1993。
Hanbin Ge，宇佐美勉，戸谷和彦：繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.163～176，1994。
- 6) 建設省土木研究所：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（Ⅲ）－鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験－，1997。
- 7) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.M.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division*, Vol.96, No.ST12, pp.2557～2573, 1970。
- 8) 木村嘉富，大越盛幸，中野正則，福井次郎，横山功一：杭基礎の変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1597～1606，1998。
- 9) 岡原美知夫，木村嘉富，高木繁，大堀裕康：群杭の水平載荷試験およびシミュレーション解析，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1371～1384，1993。
- 10) 木村亮，幸左賢二，伊藤恭平，坂本眞徳：場所打ち杭の大変形水平挙動に関する研究，構造工学論文集，Vol.39A，pp. 1385～1394，1993。
- 11) 斉藤亮，飯古道則，五瀬伸吾，易鋒：杭基礎の水平方向大変形の挙動に関する研究，構造工学論文集，pp.1395～1408，Vol.39A，1993。
- 12) Hardin, B.O., Drenevitch, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equation and Curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.98, SM7, pp.667～692，1972。
- 13) 岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験（Ⅱ）－広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性－，土木研究所報告 第 153 号，1980。
- 14) 岩崎敏男，常田賢一，吉田精一：沖積粘性土の動的変形特性－せん断剛性率のヒズミ依存性－，土木研究所資料 第 1504 号，1979。
- 15) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, *Report No. EERC 72-12*, University of California Berkeley, 1972。
- 16) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1996. 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂，1998。
- 17) 矢部正明，川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究，*Report No. TIT/EERG98-4*，東京工業大学工学部土木工学科，1998。
- 18) 矢部正明，川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，*Report No. TIT/EERG98-10*，東京工業大学工学部土木工学科，1998。

1998 年 9 月 18 日