

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

矢部正明¹・川島一彦²

¹正会員 工学博士 株式会社長大 (〒305-0821 茨城県つくば市春日3-22-6, 研究当時東京工業大学博士後期課程在学)

²フェロー会員 工学博士 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)

地震時保有耐力法では、橋脚基部の曲げ保有耐力に相当する水平力と曲げモーメントを地震力として作用させて杭基礎の耐震設計をする。本来は基礎には塑性変形を生じさせないことが望ましいが、我が国のように非常に強い地震動が作用する環境下では、橋脚と同時に杭基礎にも塑性化が生じることは避けられないと考えられる。従って、こうして設計された杭基礎の地震時保有耐力がどの程度橋脚の地震時保有耐力に対して余裕があればよいかが重要であるが、これに関しては従来ほとんど検討されていない。本研究は、2種類の杭基礎に対して非線形動的解析により、杭基礎の地震時保有耐力と橋脚の地震時保有耐力の比として定義される修正降伏耐力比と杭基礎の塑性損傷度との関係を検討したものである。

Key Words :seismic design, ductility design method, foundation, dynamic response analysis, column-foundation interaction

1. まえがき

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、地震時保有耐力法が適用されるようになった。我国の道路橋では、昭和39年に震度法に基づく橋台や橋脚の耐震設計法が規準化されているが、これは単に0.2~0.3程度の設計水平震度を見込んだ許容応力度法に基づく単純な設計体系であるのに対して、平成8年の道路橋示方書では大規模地震時に橋に作用し得る現実的な地震力を見込み、構造部材の非線形域のねばりに基づく設計体系となっている点において大きな違いがある。

道路橋示方書に取り入れられた杭基礎の耐震設計法は、橋脚軸体とそれ以下のフーチングを含む杭基礎に分け、フーチング底面より上に存在する構造部分の自重に相当する鉛直力を作用させた状態で、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⁾。こうした耐震設計法は、米国やヨーロッパ等においても取り入れられている²⁾が、これらの国ではキャパシティーデザインの考え方に基づいて、原則として基礎には損傷が生じないように

耐震設計しようとしている。このように基礎に損傷が生じないように耐震設計できるのは、設計地震力が一般に我国よりも小さく、地盤条件が我国よりも一般に良好である等の理由によると考えられる。我国でもキャパシティーデザインの考え方を取り入れる必要があると考えられるが、米国やヨーロッパ等のように大規模地震時に基礎に損傷を生じさせないように設計することは実際にはなかなか困難であると考えられている。

橋脚の降伏水平耐力に基づく杭基礎の耐震設計では、杭基礎に作用させる地震力として、橋脚の降伏水平耐力に相当する水平力や曲げモーメントにある割増しを加えた地震力が用いられている。これは、強震動下における杭基礎の損傷を押さえるための配慮であり、平成8年の道路橋示方書では割増し係数として1.1が用いられている¹⁾。しかし、割増し係数がどの程度であればよいかに関しては、著者らの知る限り、国内外ともに現在までに十分検討された研究はない。

以上の背景のもとで、本研究では、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2種類の橋に対して解析的に検討した結果を報告するものである。

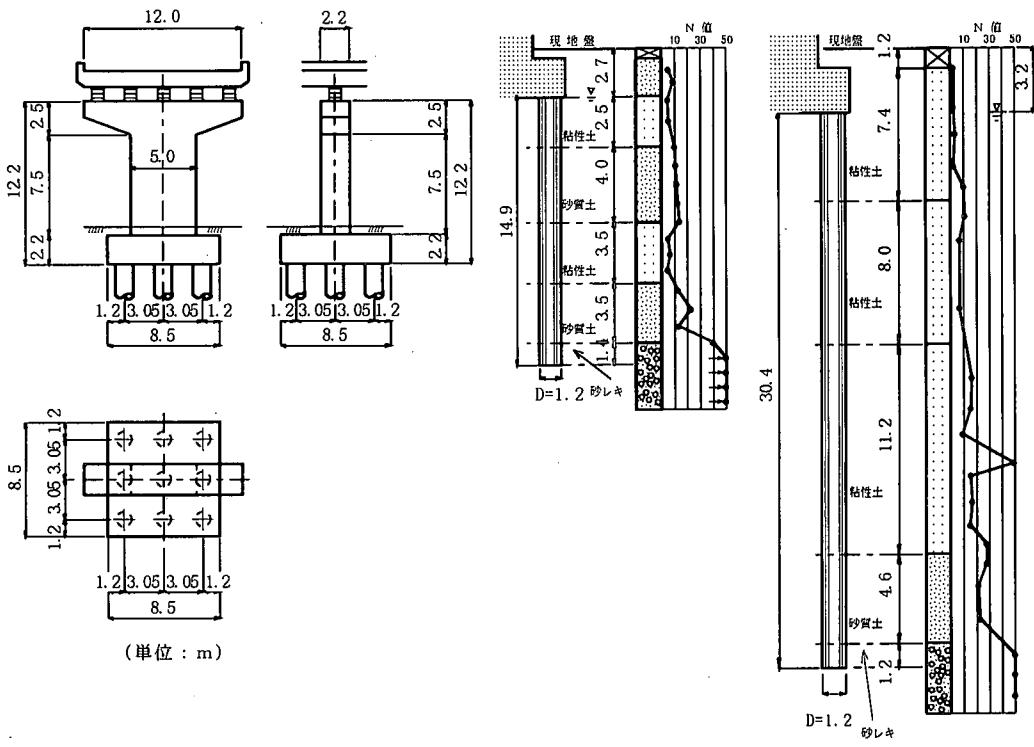


図-1 対象とした橋脚・杭基礎と地盤条件

2. 解析対象橋梁

(1) 解析対象橋

解析対象橋を地盤条件とともに図-1に示す。2種類の地盤を想定してこの上に同一構造の桁および橋脚を有する杭基礎を平成8年道路橋示方書に基づき試設計した。杭基礎は常時や地震時の外力によって杭に生じる押込み力や引抜き力によって杭径、杭本数、杭配置が決定される場合と、杭体に生じる応力度や杭頭位置での水平変位によって杭径、杭本数、杭配置が決定される場合の2つに大別できる。前者はロッキング（回転運動）が卓越する杭基礎で、比較的硬い地盤中に設置される杭基礎がこれに相当する。後者は、並進運動が卓越する杭基礎で、軟質な地盤中に設置される杭基礎がこれに相当する。本研究でも、このような2種類の杭基礎を対象とする。

橋脚の降伏水平耐力を変化させるために、橋脚の配筋は5段階に変化させたが、これについては後述する。上部構造は、水平地震力分散支承として積層ゴム支承を用いた

5径間連続鋼I型橋の一部を取り出したものであり、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基の橋脚一杭基礎系だけを取り出したものである。地盤条件としては、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（以下、この条件の橋をA橋と呼ぶ）と地表面下30mの砂礫層を支持層とし、粘性土が堆積した地盤（以下、この条件の橋をB橋と呼ぶ）の2種類を取り上げることにする。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、A橋地点では0.38秒、B橋地点では1.17秒となり、それぞれ、道路橋示方書に規定されるII種およびIII種地盤となる。道路橋示方書によれば、いずれの地盤においても液状化や流動化は生じないと判定される。

(2) 杭基礎

A橋、B橋とともに、径1.2mの現場打ち杭3列@3本=9本から構成される杭基礎で支持されている。杭長はA橋では14.9m、B橋では30.4mである。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

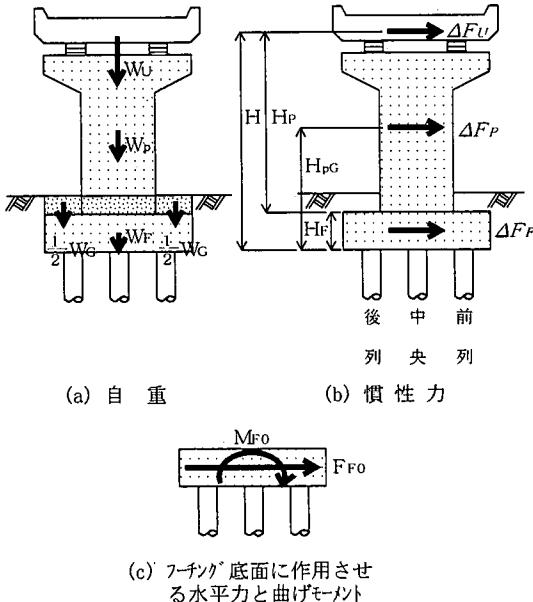


図-2 基礎の水平力一水平変位関係を求めるために作用させる自重と慣性力

震設計が行われる。震度法による耐震設計では、A橋においては杭先端の押込み支持力により、また、B橋においてはフーチング底面下 5.52mにおいて軸方向の引張応力度により、それぞれ断面決定されている。これは、A橋、B橋ともに砂礫層のN値は約50であるが、B橋では粘性土層が厚い分だけ許容支持力が大きく、このため杭先端の押込みではなく、杭体の軸方向の引張で設計が決まっているからである。

一方、地震時保有水平耐力法による耐震設計では、ブッシュオーバーアナリシスを用いて図-2(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-2(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-2(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A橋(II種地盤)では $k_{hc} = 1.75$ 、 $k_{hG} = 0.7$ 、B橋(III種地盤)では $k_{hc} = 1.5$ 、 $k_{hG} = 0.6$ となる。ここでは、この k_{hc} と k_{hG} の比率を保ったまま、ブ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。この場合には、桁、橋脚、フーチングに作用させる水平力の増分 ΔF_U 、 ΔF_p 、 ΔF_F は、それぞれ以下のように与えられる。

えられる。

$$\Delta F_U = \frac{k_{hc} \cdot W_U}{N}; \Delta F_p = \frac{k_{hc} \cdot W_p}{N}; \Delta F_F = \frac{k_{hG} \cdot W_F}{N} \quad (1)$$

ここで、 W_U ：桁の重量、 W_p ：橋脚の重量、 W_F ：フーチングの重量であり、 N は増分系で荷重を与える際の荷重分割数である。この増分水平力によって第 n 回目の載荷によりフーチング底面に作用する水平力 F_{F0} およびモーメント M_{F0} は以下のように与えられる。

$$\left. \begin{aligned} F_{F0} &= \frac{n \cdot k_{hc}}{N} (W_U + W_p + \beta \cdot W_F) \\ M_{F0} &= \frac{n \cdot k_{hc}}{N} (W_U \cdot H + W_p \cdot H_{pG} + \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot W_F \cdot H_F) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここで、 $\beta = k_{hG}/k_{hc}$ 、 H は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、 H_{pG} はフーチング底面から橋脚軸までの距離、 H_F はフーチングの高さである。なお、式(2)では、杭体の慣性力は考慮されていない。道路橋示方書では全ての杭列において杭が降伏する時、もしくは杭先端に作用する軸力が押込み支持力の上限値(押込み耐力)に達する時を杭基礎としての降伏と定義されており、この時の震度を降伏震度 k_{hf} と呼ぶ。すなわち、

$$k_{hf} = \frac{n_{fj} \cdot k_{hc}}{N} \quad (3)$$

ここで、 n_{fj} は式(2)に示した水平力 F_{F0} と曲げモーメント M_{F0} をフーチング底面に作用させたときに、杭基礎が降伏に達するときの載荷ステップ数である。

地震時保有水平耐力法による設計では、図-3に示すように、上部構造慣性力作用位置における水平変位 δ は次のように与えられる。

$$\delta = \delta_F + \delta_P + \delta_B \quad (4)$$

ここで、

$$\delta_F = \delta_f + \theta_f \cdot H \quad (5)$$

$$\delta_P = \delta_{pe} + \theta_p (H_p - L_p/2) \quad (6)$$

$$\left. \begin{aligned} L_p &= 0.2 \cdot H_p - 0.1 \cdot D_p \\ (0.1 \cdot D_p \leq L_p \leq 0.5 \cdot D_p) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

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、 θ_p ：橋脚基部の塑性ヒンジに生じる塑性回転角、 δ_{pe} ：橋脚の曲げ変形によって上部構造慣性力位置に生じる水平変位、

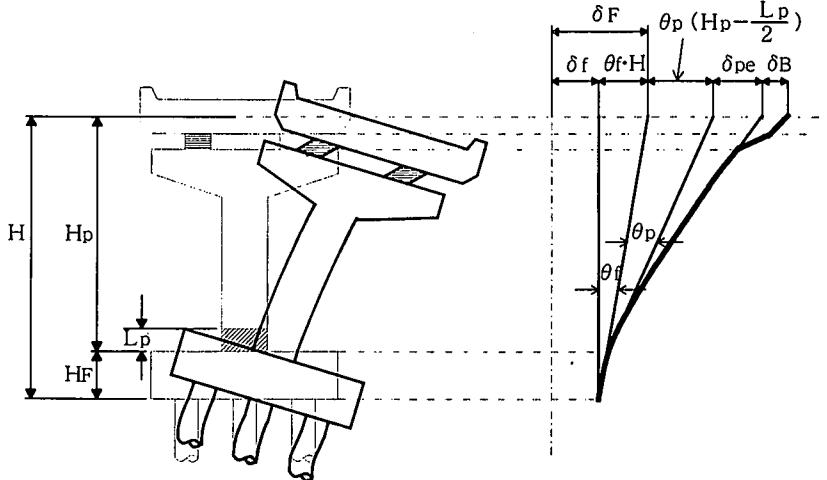


図-3 上部構造の慣性力作用位置に生じる水平変位

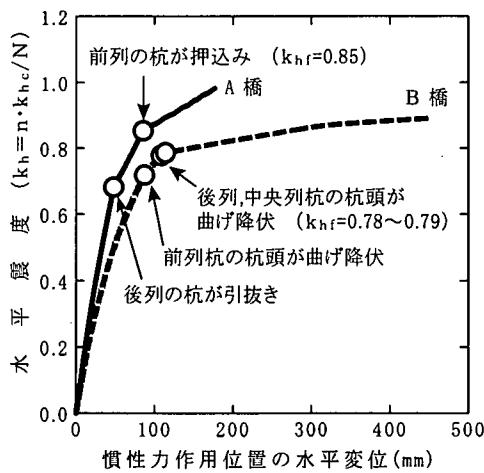


図-4 プッシュオーバーアナリシスにより求めた水平震度 k_h と水平変位の関係

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, H_p : 橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ, L_p : 塑性ヒンジ長, D_p : 解析方向に対する橋脚の幅である.

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おける水平震度 $k_h = n \cdot k_{hc} / N$ と式(5)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 0.68 になると後列の杭(図-2 に示すように右側に慣性力が作用した場合に引張側となる杭)が最初に引張降伏し、次いで水平震度 k_h が 0.85 になると前例の杭(図-2 に示すように右側に慣性力が作用した場合に圧縮側となる杭)において

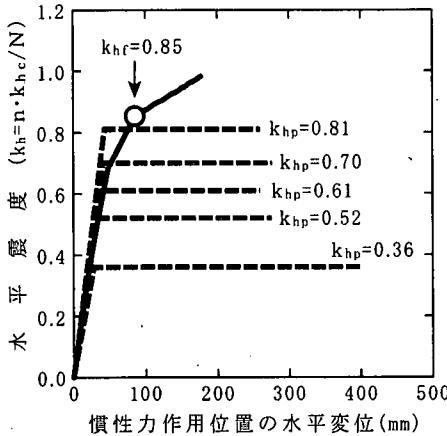
表-1 鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力(橋軸方向)

橋脚	1	2	3	4	5
橋軸方向 鉄筋	φ 22mm @ 39本 × 2	φ 29mm @ 39本 × 2	φ 32mm @ 39本 × 2	φ 32mm @ 39本 × 2	φ 35mm @ 39本 × 2
	φ 22mm @ 13本	φ 29mm @ 13本	φ 32mm @ 13本	φ 32mm @ 13本	φ 35mm @ 13本
引張主鉄筋比 p_t	0.35%	0.58%	0.71%	0.71%	0.86%
帶鉄筋(橋軸 方向)	φ 19mm @ 6本	φ 16mm @ 6本			
帶鉄筋比 p_s	0.87%	0.60%	0.60%	0.60%	0.60%
鉄筋の降伏点 強度	294.2 MPa	294.2 MPa	294.2 MPa	343.2 MPa	343.2 MPa
降伏水平耐力 P_y	2.87MN	4.12MN	4.86MN	5.51MN	6.43MN
降伏水平震度 k_{hp}	0.36	0.52	0.61	0.7	0.81

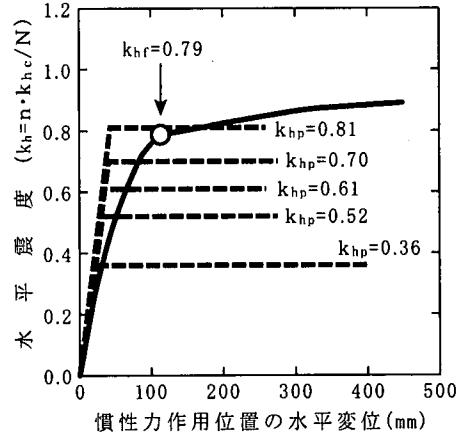
て押込み力が押込み耐力に達して、上述した道路橋示方書の定義に基づく杭基礎としての降伏に達する。B 橋では、水平震度 k_h が 0.72 で前例の杭が、次いで水平震度 k_h が 0.78 になると後列の杭が、また、水平震度 k_h が 0.79 になると中央列の杭が、それぞれ杭頭で降伏して、杭基礎としての降伏に達する。したがって、式(3)による降伏震度 k_{hf} は、A 橋では 0.85、B 橋では 0.79 となる。

(3) 橋脚の配筋および降伏耐力比 γ_y

橋脚の降伏水平耐力 P_y に相当する水平力を地震動として杭基礎を設計する場合には、橋脚の降伏水平耐力 P_y が変化すれば、杭基礎に作用する地震力も変化していくことになる。このような点を検討するため、橋脚断面は図-1 を保ったまま表-1 に示すように橋軸方向鉄筋量や帶鉄筋量、



(1) A 橋



(2) B 橋

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 橋の水平震度一水平変位関係

鉄筋の降伏点強度を変化させることにより、橋脚の降伏水平耐力 P_y を 5 段階に変化させた。以下、降伏水平耐力 P_y が小さい方から順に橋脚 1 ~ 橋脚 5 と呼ぶこととする。ここで、橋脚の降伏水平耐力 P_y は道路橋示方書に示される方法で求めたものであり、コンクリートの設計基準強度は 20.6 MPa として、曲げ破壊先行型となるように耐震設計している。橋脚の断面寸法を一定に保ったのは、フーチング底面より上に存在する構造部分の重量を等しくすると同時に、上部構造一橋脚系の固有周期をほぼ同じにするためである。表-1 に示す橋脚では、後述する動的解析モデルを用いて固有値解析によって得られる上部構造一橋脚一基礎系の固有周期は、A 橋では 1.18 ~ 1.21 秒、B 橋では 1.20 ~ 1.23 秒となる。

橋脚の降伏水平震度 k_{hp} を

$$k_{hp} = \frac{P_y}{W} \quad (8)$$

と定義すると、 k_{hp} は表-2 に示すように 0.36 ~ 0.81 となる。なお、式 (8) で、 W は次式で与えられる等価重量である。

$$W = W_U + 0.5W_p \quad (9)$$

なお、設計論としてみた場合にどの橋脚が適当であるかはいろいろな条件で異なるが、道路橋示方書の照査を満足し、最も鉄筋量が少ない橋脚としては、A 橋では橋脚 3 が、また、B 橋では橋脚 2 がそれぞれ選択される。A 橋の方が B 橋よりも大きな橋脚の降伏水平耐力が要求されるのは、前述したように地盤種別が A 橋ではⅡ種、B 橋ではⅢ種であり、上述した固有周期範囲ではタイプⅡ地震動

表-2 5種類の橋脚に対する降伏耐力比 γ_y

橋脚	降伏水平震度 k_{hp}	A 橋	B 橋
1	0.36	2.36	2.19
2	0.52	1.63	1.52
3	0.61	1.39	1.30
4	0.70	1.21	1.13
5	0.81	1.05	0.98

においてⅡ種地盤の方がⅢ種地盤よりも大きな設計水平震度が与えられているためである。

以上のようにして求めた 5 種類の橋脚の降伏水平震度 k_{hp} と上部構造慣性力作用位置の水平変位の関係を図-4 に示した杭基礎の結果と合わせて示すと図-5 のようになる。橋脚の降伏水平震度 k_{hp} を変化させることにより、杭基礎の降伏耐力との関係がいろいろ変化するが、これを表すために、両者の降伏耐力比 γ_y を次式のように定義する。

$$\gamma_y = \frac{k_{hf}}{k_{hp}} \quad (10)$$

このようにすると、降伏耐力比 γ_y は表-2 のようになり、1.05 ~ 2.36 (A 橋の場合)、0.98 ~ 2.19 (B 橋の場合) となる。A 橋、B 橋では、杭基礎の降伏震度 k_{hf} が異なるため、同一の橋脚 1 ~ 5 であっても降伏耐力比 γ_y は異なる値となる。

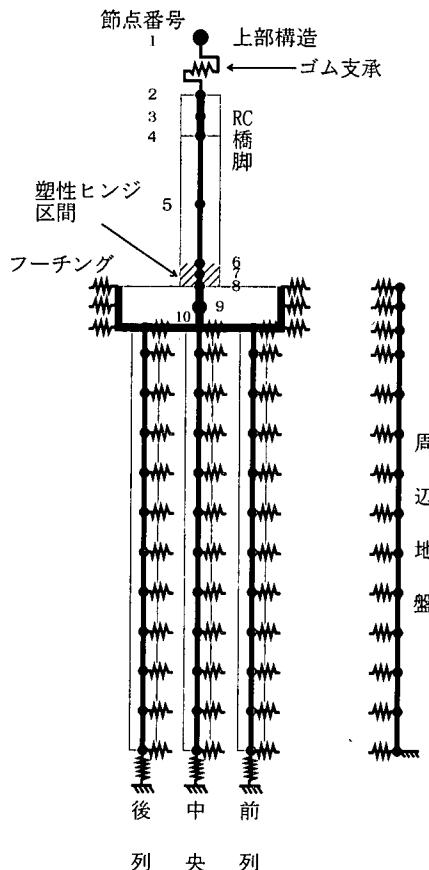


図-6 RC 橋脚-杭基礎-周辺地盤系の解析モデル

3. 解析モデル及び入力地震動

(1) モデル化の基本方針

図-1 に示した杭-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。解析モデルの詳細は、文献 3)に示されていいるため、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橋脚や杭に比較してはるかに大きいため 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。橋脚軸体は、橋脚基部から式(7)によって与えられる塑性ヒンジ区間 ($L_p = 1.1\text{ m}$) の間は非線形回転バネで、また、これ以外の区間は線形梁要素でそれぞれモデル化した。ただし、橋脚軸体のうち、横梁部は剛体とした。フーチングも剛体とし、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。

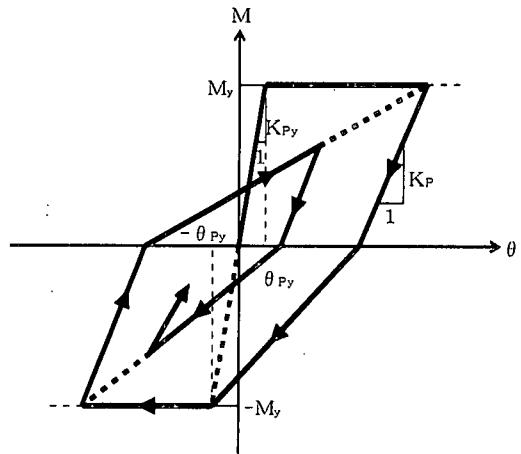


図-7 橋脚の塑性ヒンジ区間における曲げモーメントと回転角

杭は各列ごとに、橋軸直角方向に存在する 3 本の杭をまとめることとし、各列の杭の剛性および質量は杭 1 本当たりの値の 3 倍とした。また、杭は、非線形梁要素としてモデル化し、杭の質量には杭に囲まれた範囲の地盤の質量を附加質量として見込んだ。基礎と地盤間には鉛直方向のせん断力は作用しないと仮定し、杭周面の摩擦と杭先端地盤の影響は、既往の鉛直載荷試験結果に基づいて杭の軸方向剛性を補正する形で考慮した⁴⁾。地盤は、基礎の影響を受けない自然地盤として 1 次元の非線形せん断バネモデルによって表した。3 列の杭と地盤間の拘束は、非線形せん断型バネによって表した。

(2) 橋脚及び杭のモデル化

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、図-7 に示すようにひびわれ点を無視した剛性低下型の Takeda モデルで表した⁴⁾。ここで、ひびわれ点を無視したのは、地震動が作用し始めて一度クラックが生じてしまえば、その後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からである。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、木村らの研究⁵⁾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、ここでは図-8 に示すように、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無視した剛性低下型の Takeda モデルによって表した。

(3) 杭～地盤間バネのモデル化

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

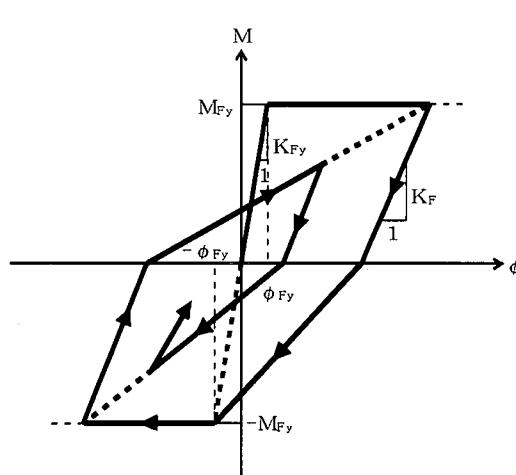


図-8 杭の曲げモーメントと曲率

支持地盤を結ぶ上下方向バネを考える。フーチング前面～地盤間の水平力 P_F ～水平変位 δ_F の履歴は、図-9 に示すようにフーチングと周辺地盤の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、大型土槽内に作成した砂地盤と壁体模型を用いた大変形載荷実験結果⁹⁾に基づいて受働土圧 P_{Fy} を上限値とする。

杭先端～支持地盤間の鉛直力 P_v ～鉛直変位 δ_v の履歴は、実地盤中に設置された試験杭の鉛直方向繰り返し載荷実験結果⁷⁾に基づいて、図-10 に示すように完全弾塑性型のバイリニアモデルで表した。杭先端～支持地盤間の鉛直方向の履歴は、杭が押込みとな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、杭が引抜きとなるときには杭の軸引張耐力 P_{vyT} をそれぞれ上限値とした。杭～地盤間の水平力 P_H ～水平変位 δ_H の履歴は、大型土槽内に作成した砂地盤中の杭の繰り返し載荷実験結果⁸⁾に基づいて、図-11 に示すように完全弾塑性型のバイリニアモデルで表した。杭基礎に対する大変形載荷実験結果によれば、前列の杭に対してその背面に位置する杭では、剛性も支持力も低いことが報告されている^{9), 10), 11), 12), 13), 14), 15)}。前列杭の背面に位置する杭の剛性や極限支持力の値は各種実験によっていろいろ変化するが、ここでは既往の大変形載荷実験結果^{9), 10), 11), 12)}を参考に、図-6 に示す前列と後列に位置する杭を地盤と結ぶ水平方向バネには、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

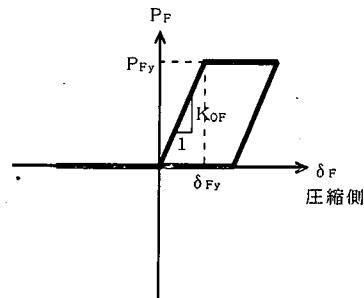


図-9 フーチング前面の水平方向バネ

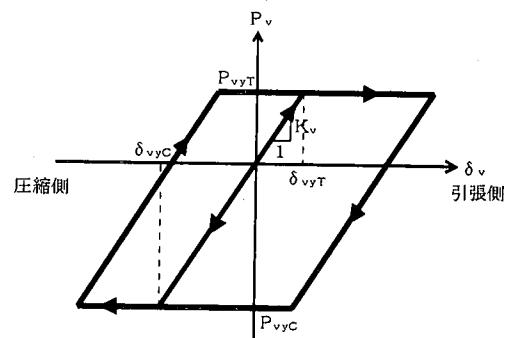


図-10 杭先端～地盤間の鉛直方向バネ

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。中央列の杭は、常に前列と後列の杭の背面に位置することになるため、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、中央列の杭と地盤を結ぶ水平方向バネは、受働土圧 P_{Hy} の 1/2 を上限値とした。

(4) 地盤のモデル化

周辺地盤の応答は 1 次元せん断振動モデルによって計算することとし、地盤のせん断応力 τ ～せん断ひずみ γ の履歴は、図-12 に示す Hardin-Dmervich 型の双曲線モデル¹⁰⁾によって表した。規準ひずみ γ_r 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^{11), 12)}を参考に、A 橋の砂質土では 0.1～0.3%，粘性土では 0.8～1.0%，B 橋の粘性土では 0.6～2.0%，砂質土では 0.4%とした。

(5) 減衰のモデル化

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

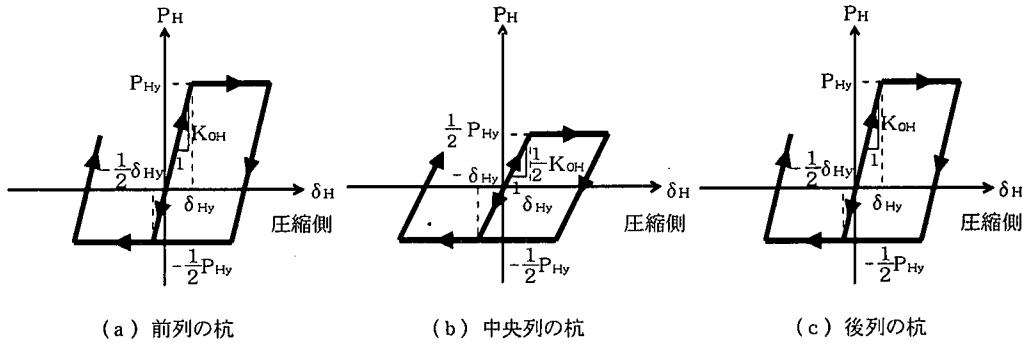


図-11 基礎～地盤間の水平方向バネ

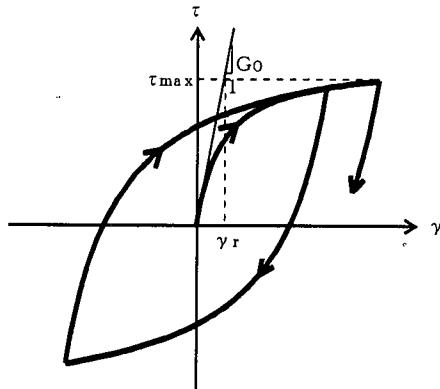


図-12 地盤の復元力特性

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モデル化しているため、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、橋脚や基礎の地震応答に大きな影響を与えると考えられる振動モードを低次から2つ選択して定めた。A橋では上部構造の橋軸方向振動が卓越する1次($h_1 = 3\%$)と基礎の回転が卓越する3次振動モード($h_3 = 6\%$)、B橋では上部構造の橋軸方向振動が卓越する1次($h_1 = 5\%$)と橋脚軸体や杭体の曲げ変形が卓越する4次振動モード($h_4 = 13\%$)に着目して定めた。

(6) 入力地震動

入力地震動としては、道路橋示方書のタイプII地震動の標準加速度応答スペクトルに応答スペクトル特性を適合させた標準波形¹⁹⁾を用いることとし、A橋に対してはII種地盤用の標準波形(II-II-1)を、またB橋に対してはIII種地盤用の標準波形(II-III-1)を作用させた。

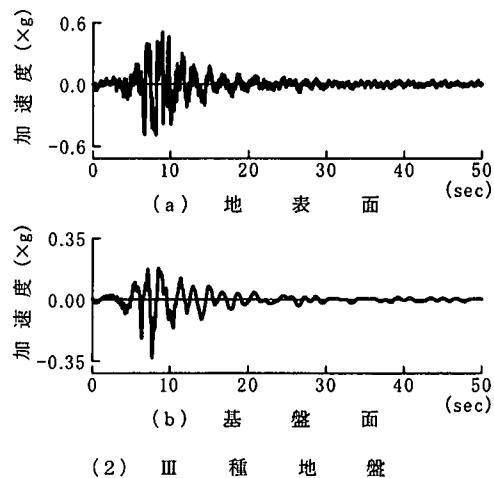
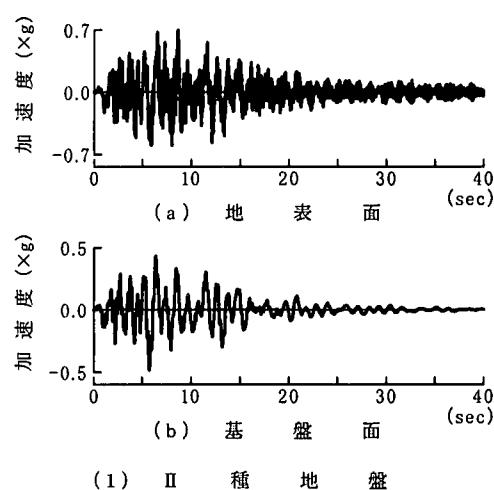


図-13 地盤の地震応答

耐震設計上の基盤面において入力地震動を与るために、これらの波形が図-1(b), (c)に示した地盤の地表面上で観

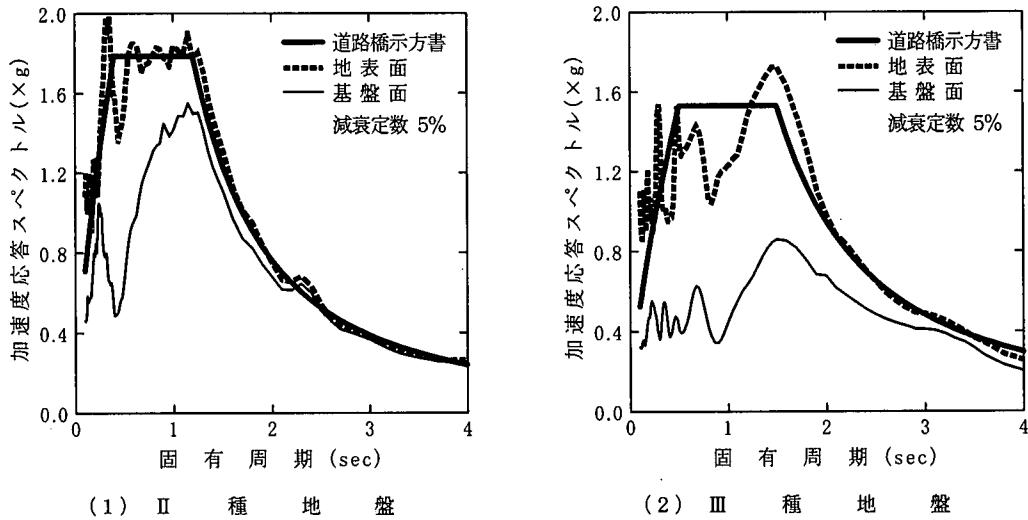


図-14 入力地震動の加速度応答スペクトル

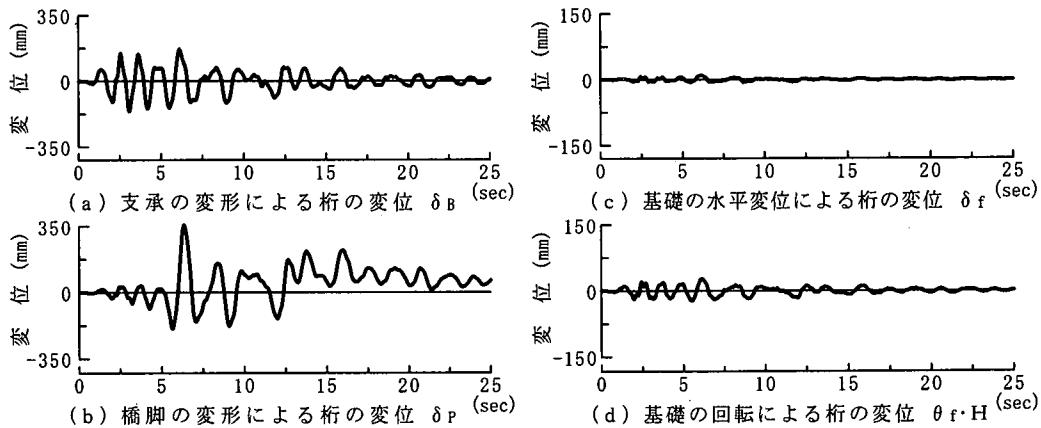


図-15 上部構造慣性力作用位置における水平変位 (A 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y = 2.36$ の場合)

測されたものとしてみなして, SHAKE²⁰⁾によりそれぞれの地盤における基盤地震動に変換した。地盤のせん断剛性, 減衰定数のせん断ひずみ依存性は, 前述した地盤のモデル化と同様に豊浦標準砂と沖積粘性土に対する実験値^{17), 18)}を用いた。図-13は, このようにして求めた基盤地震動と,これを用いて上述した地盤の非線形モデルにより計算した地表面の地震動を, また, 図-14はこれらの加速度応答スペクトル(減衰定数5%)の比較を示したものである。

図-14中には参考のために, 道路橋示方書に規定されるII種地盤とIII種地盤上の加速度応答スペクトルも示している。計算により求めた地表面の地震動は, A橋では道路橋示方書の加速度応答スペクトルとそれ程変化していないが, B橋ではこの基盤地震動を計算する際の等価線形化法と基盤地震動から地盤の応答を計算する際の Hardin-

Dmievich モデルの違いにより, 固有周期1秒以下では道路橋示方書のスペクトルよりも小さく, 固有周期1.5秒付近では, この1.15倍程度の値となっている。

4. 橋脚と基礎の非線形応答

(1) A橋の非線形応答

図-15は式(4), 式(5)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2.36の場合について示したものである。降伏耐力比 γ_y が大きいため, 桁の変位は主として橋脚の変形に伴って生じており δ_P の最大値は356mmとなっている。これに対して, フーチングの水平変位や回転に伴って桁に生じる変位

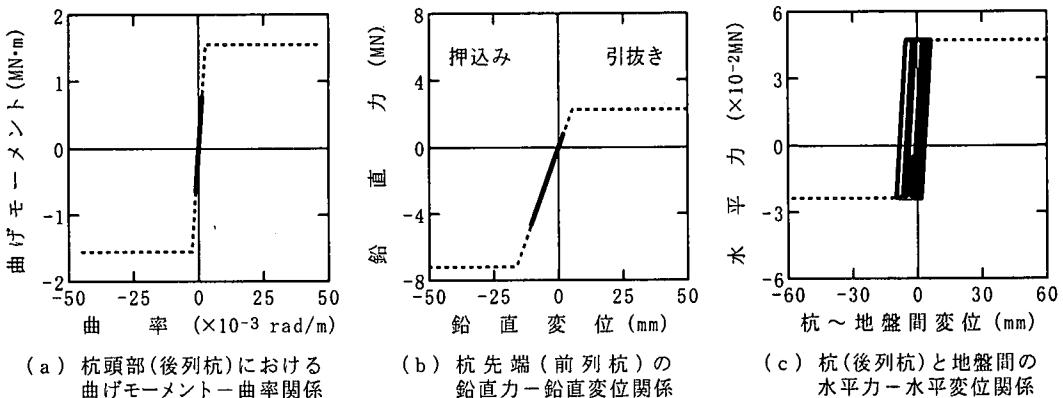


図-16 桁の応答履歴 (A橋, 降伏耐力比 $\gamma_y = 2.36$ の場合)

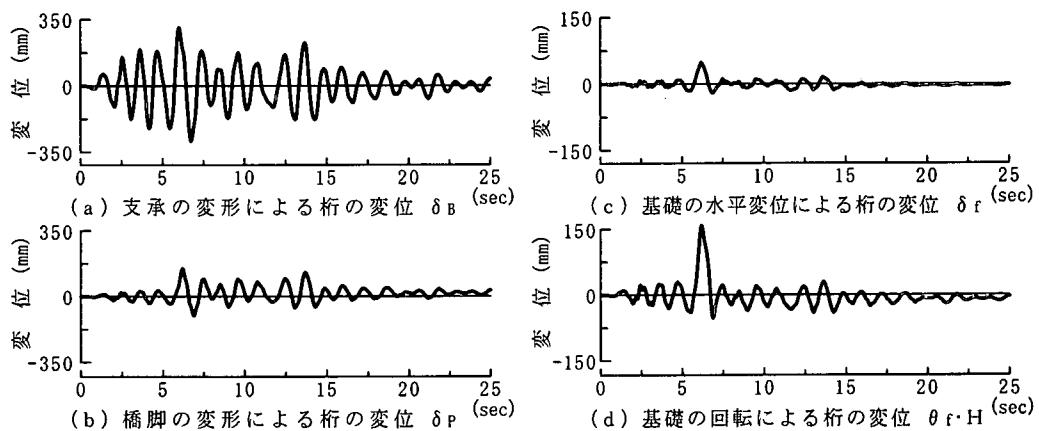


図-17 上部構造慣性力作用位置における水平変位 (A橋, 降伏耐力比 $\gamma_y = 1.05$ の場合)

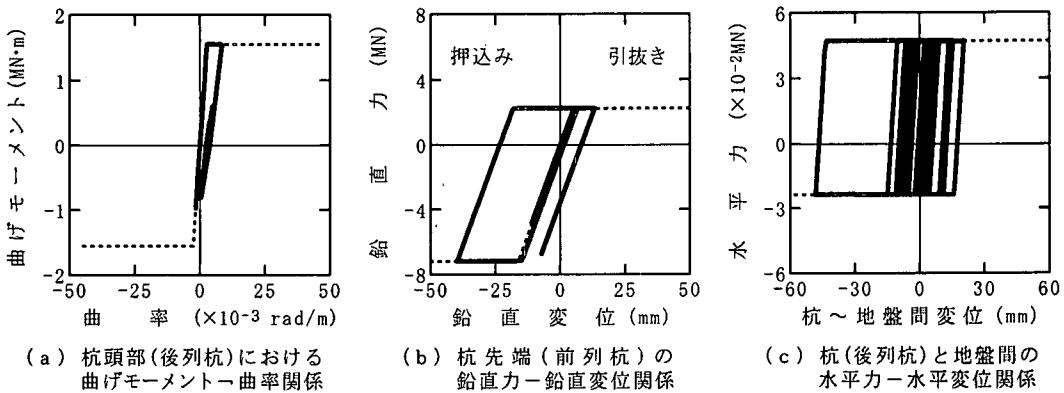


図-18 桁の応答履歴 (A橋, 降伏耐力比 $\gamma_y = 1.05$ の場合)

$\delta_f, \theta_f \cdot H$ はそれぞれ 10mm, 27mm に過ぎない。図-16 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。地盤～杭間がわずかに非線形化している

他は、杭には非線形応答は生じていない。

これに対して、降伏耐力比 γ_y を 1.05 にすると上述した降伏耐力比 $\gamma_y = 2.36$ の場合に比較して杭の非線形性は大

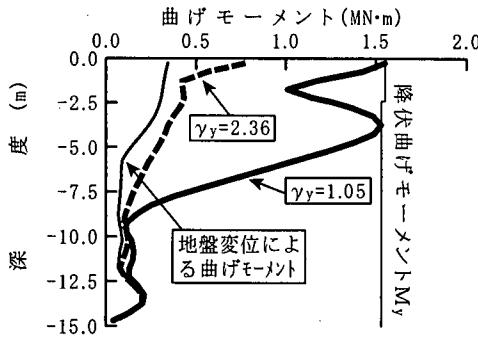


図-19 桁に生じる曲げモーメント分布 (A 橋, 後列杭)

きく増大する。図-17 は図-15 と同じスタイルで橋の各部の変形が桁の変位に寄与する度合いを示したものである。上述した降伏耐力比 $\gamma_y = 2.36$ の場合に比較して、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 $10\text{mm} \rightarrow 48\text{mm}$, $27\text{mm} \rightarrow 159\text{mm}$ に増加し、反対に橋脚の変形による桁の変位 δ_p は $356\text{mm} \rightarrow 148\text{mm}$ に減少している。図-18 は図-16 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 $\gamma_y = 2.36$ の場合には降伏していないかった杭が杭頭で塑性化するとともに、杭先端においては、押込み、引抜けとともに非線形域に達している。引抜けは 13mm 程度であるのに対して、押込みは 40mm に達している。

静的なつり合いに基づけば、降伏耐力比 γ_y が 1.0 を上まわれば杭には塑性化が生じないはずであるが、 $\gamma_y = 1.05$ においてもこのようにかなりの塑性化が生じる理由として、1) 地盤変形の影響、2) 減衰力の影響の2つがあることが指摘されている³⁾。このうち、2) については後述することとし、1) について杭に生じる曲げモーメントの分布を示した結果が図-19 (後列杭) である。ここで、地盤変位による杭の曲げモーメントとは、図-6 に示した解析モデルにおいて、桁、橋脚、フーチング、杭から構成される構造物の質量がすべて 0 であるという仮定の下に非線形動的解析を行なって求めた杭の曲げモーメントのことである¹⁾。曲げモーメントが最大となる杭頭に着目すれば、地盤変形の影響によって生じる曲げモーメントは $0.34\text{MN} \cdot \text{m}$ であるのに対して、上述した慣性力の影響と地盤変形の影響をともに考慮した解析によって得られる曲げモーメントは降伏耐力比 γ_y を 2.36 とした場合には $0.77\text{MN} \cdot \text{m}$ 、降伏耐力比 γ_y を 1.05 とした場合には降伏曲げモーメント $1.55\text{MN} \cdot \text{m}$ に達する値となっている。したがって、地盤変形の影響によって杭頭に生じる曲げモーメントは、最大値の 44% (降伏耐力比 $\gamma_y = 2.36$ の場合), 22% ($\gamma_y = 1.05$ の場合) となり、橋脚基部の降伏水平耐力に相当する慣性力によって生じる水平力と曲げモーメント

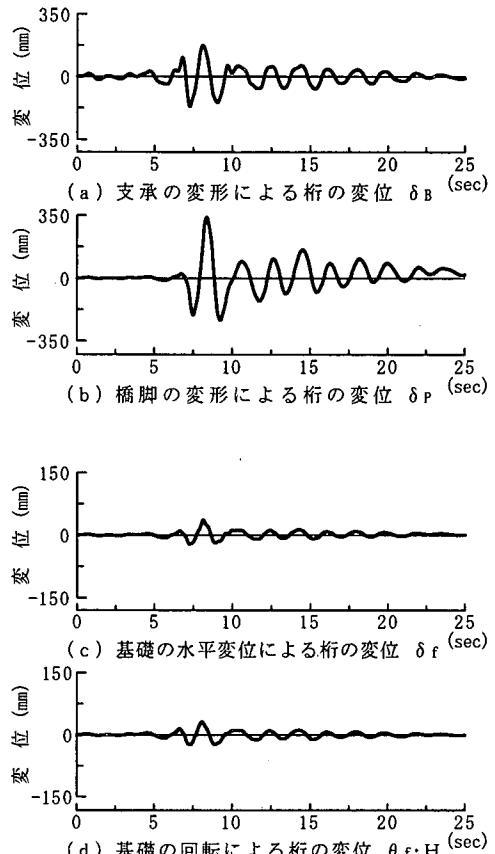


図-20 上部構造慣性力作用位置における水平変位
(B 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y = 2.19$ の場合)

の他に、地盤変形の影響を受けることになる。

(2) B 橋の非線形応答

降伏耐力比 γ_y が 2.19 と大きい場合を対象に、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-20 である。基礎の変形による桁の変位に比較して橋脚の変形による桁の変位が 340mm と大きいことは A 橋の場合と同じである。しかし、A 橋よりも B 橋の方が地盤が軟質であるため、フーチングの並進および回転によって桁に生じる変位 δ_f , $\theta_f \cdot H$ はそれぞれ 37mm (δ_f), 31mm ($\theta_f \cdot H$) と A 橋よりも大きい。また、A 橋ではフーチングの並進よりも回転によって桁に生じる変位の方が大きかったのに対して、B 橋ではこの反対となっている。これは、B 橋の方が軟質地盤の厚さが厚いため、フーチングの並進の方が回転よりも桁の応答変位に卓越するためである。

図-21 は杭頭部、杭先端、地盤と杭間を結ぶバネの履歴

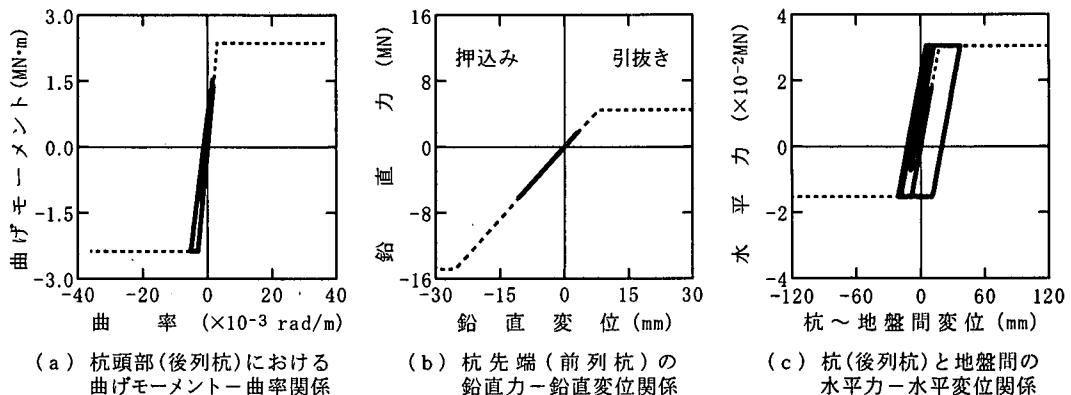


図-21 桁の応答履歴 (B 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y = 2.19$ の場合)

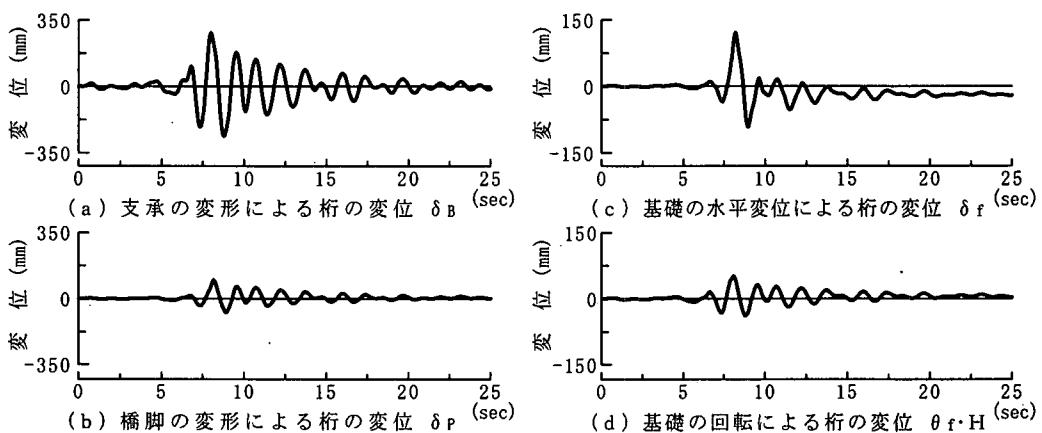


図-22 上部構造慣性力作用位置における水平変位 (B 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y = 0.98$ の場合)

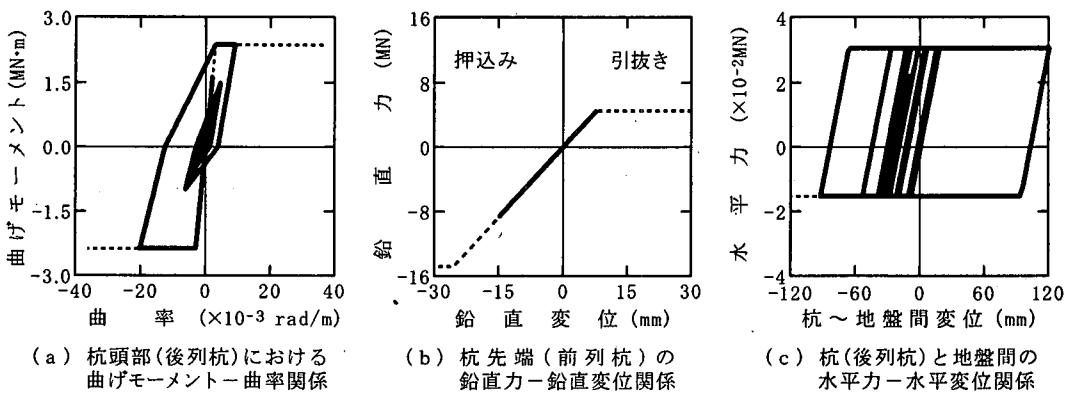


図-23 桁の応答履歴 (B 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y = 0.98$ の場合)

を示したものである。上述したように、降伏耐力比 γ_y が 2.19 と大きければ、静的な力のつり合いに基づけば、大

な塑性化は生じないはずであるにもかかわらず、杭頭にはわずかであるが塑性化が生じている。

一方、図-22 は降伏耐力比 γ_y を 0.98 とした場合の結果である。この場合には、基礎には図-23 に示すように大きな塑性化が生じ、結果として、図-22 に示したように橋脚の変形によるよりも大きな変位が基礎の並進や回転によって桁に生じている。

(3) 基礎に作用する地震力に及ぼす減衰力の影響

カンチレバー状の橋脚において、図-7 に示したような完全弾塑性型の履歴モデルを有する基部に塑性化が生じる場合を想定すると、静的な力のつり合いに基づく限りはフーチング上面には、橋脚の終局曲げモーメント M_u 以上の曲げモーメントや、降伏水平震度 k_{hp} に相当する水平力 $k_{hp}(W_u + W_p)$ 以上のせん断力は作用しないはずである。

しかし、非線形動的解析を行うとこれ以上の地震力が作用し、この原因が減衰力であることが既往の研究より報告されている^{3), 21), 22)}。そのため、ここでは、実際に非線形動的解析から求めた杭基礎（フーチング上面）に作用する水平力 F_{pym} を次のように求めることにした。

$$F_{pym}(t) = \sum_{i=1}^{n_F} m_i \{ \ddot{u}_i(t) + \ddot{z}_g(t) \} \quad (11)$$

ここで、 m_i 、 $\ddot{u}_i(t)$ は節点 i における質量および相対加速度、 $\ddot{z}_g(t)$ は入力地震動加速度である。 n_F は橋脚基部の節点番号で、図-6 のモデルでは、 $n_F = 8$ である。このようにして $F_{pym}(t)$ の最大値 F_{pym}^{\max} を求めると、橋脚の応答震度 k_{hp}^* （修正降伏震度と呼ぶ）は次式で、与えられる。

$$k_{hp}^* = \frac{F_{pym}^{\max}}{(W_u + W_p)} \quad (12)$$

式 (10) による降伏耐力比 γ_y に加えて、次式のように修正降伏耐力比 γ_{ym} を定義する。

$$\gamma_{ym} = \frac{k_{hf}}{k_{hp}^*} \quad (13)$$

以下、式 (13) で与えられる γ_{ym} を式 (10) で与えられる降伏耐力比 γ_y と区別するために修正降伏耐力比と呼ぶ。式 (13) によって修正降伏耐力比 γ_{ym} を求めると、表-3 のようになる。橋脚の降伏水平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 よりも最大で A 橋では 23%、B 橋では 37% 程度小さくなる。前述したように、本研究では構造減衰や逸散減衰の効果を初期剛性に比例するレイリー減衰を用いてモデル化している。このため、橋脚の降伏水平震度が小さい橋脚-杭基礎系ほど塑性化に起因して系としての固有周期が長くなるため、レイリー減衰による付加減衰力も大きくなり修正降伏震度が大きくなつたと考えられる。このように、表-3 は初

表-3 降伏耐力比 γ_y と修正降伏耐力比 γ_{ym} の関係

橋 梁	橋 脚			杭 基 礎		
	番 号	降伏水平震度		降伏震度 k_{hf}	降伏耐力比	
		k_{hp}	k_{hp}^*		γ_y	γ_{ym}
A 橋	1	0.36	0.47	0.85	2.36	1.82
	2	0.52	0.66		1.63	1.29
	3	0.61	0.75		1.39	1.13
	4	0.70	0.79		1.21	1.07
	5	0.81	0.84		1.05	1.01
B 橋	1	0.36	0.57	0.79	2.19	1.39
	2	0.52	0.72		1.52	1.10
	3	0.61	0.78		1.30	1.02
	4	0.70	0.81		1.13	0.97
	5	0.81	0.85		0.98	0.93

期剛性に比例するレイリー減衰を用いた場合に、橋脚から杭基礎に作用する慣性力への減衰度合いを表したものである。異なる減衰モデルを用いれば、修正降伏耐力比 γ_{ym} は表-3 とは異なった値となる。しかし、どのような減衰モデルを用いた場合でも、静的な力のつり合いによって求めた橋脚から杭基礎に作用する地震力に対する動的な効果例えれば減衰力や応答加速度分布の影響は、ここで提案した修正降伏耐力比 γ_{ym} によって表すことができる。

5. 修正降伏耐力比と杭基礎の塑性損傷度

(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。杭基礎の損傷度を評価するために、ここでは、塑性域の変形やエネルギー吸収、杭基礎としての安定性に着目して以下の 3 つの指標に着目することとする。

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 $\mu_{F\phi}$ を次のように定義する。

$$\mu_{F\phi} = \frac{\phi_{max}}{\phi_{Fy}} \quad (14)$$

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} と杭の軸引張耐力 P_{vyt} との比により杭体引張非線形度 γ_{vt} を、それぞれ以下のように定義する。

$$\gamma_{vc} = \frac{P_{vc}}{P_{vyc}} ; \gamma_{vt} = \frac{P_{vt}}{P_{vyt}} \quad (15)$$

c) 履歴吸収エネルギー

図-6 に示したように、本解析では杭基礎の塑性化を橋脚、杭(曲げ変形、軸方向変形)、杭～地盤間、フーチング前面～地盤間、杭先端～地盤間で見込んでいる。ここでは、これらによる履歴吸収エネルギーを以下のように求める。

$$E_P = \int M d\theta ; E_{pl} = \int M_F d\phi_F ; \quad (16)$$

$$E_H = \int P_H d\delta_H + \int P_F d\delta_F ; E_v = \int P_v d\delta_v$$

ここで、 E_P ：橋脚(塑性ヒンジ区間)の履歴吸収エネルギー、 E_{pl} ：杭の履歴吸収エネルギー、 E_H ：杭～地盤間およびフーチング前面～地盤間の水平方向バネの履歴吸収エネルギー、 E_v ：杭先端～地盤間の鉛直方向地盤バネの履歴吸収エネルギーである。ここで、 $M, \theta, M_F, \phi_F, P_H, \delta_H, P_v, \delta_v$ は、3章で定義した通りである。

このようにすると、橋脚～杭基礎系という系全体の履歴吸収エネルギー E は、

$$E = E_P + E_{pl} + E_H + E_v \quad (17)$$

各非線形要素の履歴吸収エネルギーが系全体の履歴吸収エネルギー E に占める割合(エネルギー吸収比)を、次式のように定義する。

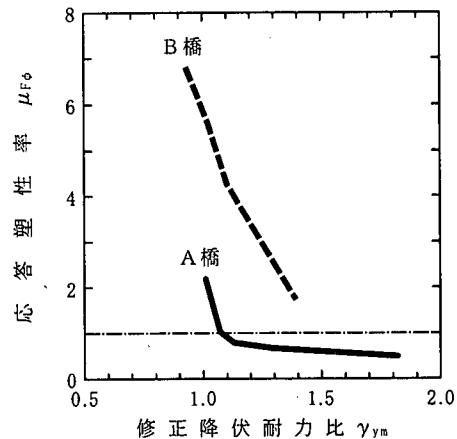
$$\gamma_P = \frac{E_P}{E} ; \gamma_{pl} = \frac{E_{pl}}{E} ; \gamma_H = \frac{E_H}{E} ; \gamma_v = \frac{E_v}{E} \quad (18)$$

また、杭基礎としての履歴吸収エネルギーが系全体の履歴吸収エネルギーに占める割合を定義するために、次式を定義する。

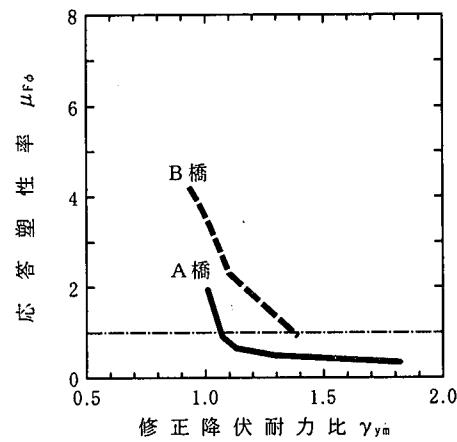
$$\gamma_F = \frac{E_{pl} + E_H + E_v}{E} \quad (19)$$

(2) 杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$

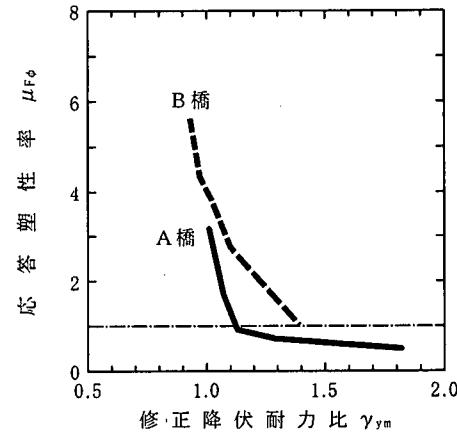
図-24 は杭頭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ が、修正降伏耐力比 γ_{ym} によってどのように変化するかを示したものである。A 橋、B 橋ともに、杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ は、修正降伏耐力比 γ_{ym} が大きくなるに従い小さくなる。耐震設計上は、修正降伏耐力比 γ_{ym} をどの程度大きくすれば、



(a) 前列杭



(b) 中央列杭



(c) 後列杭

図-24 修正降伏耐力比 γ_{ym} と杭の曲率応答塑性率

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 橋における前列杭と中央列の杭では γ_{ym} を 1.1 以上、後列杭では γ_{ym} を 1.3 以上

とした場合である。同様にB橋においては、A橋よりももっと修正降伏耐力比 γ_{ym} を大きくしないと、杭の塑性化を抑えることができない。すなわち、曲率応答塑性率を1.0以下にするためには、中央列の杭では γ_{ym} を1.4以上としなければならないし、前列杭と後列杭では、 γ_{ym} を1.4~1.5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1.3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橋の方が大きな修正降伏耐力比が要求されるのは、A橋よりもB橋の方が軟質地盤が厚いため、地盤の変形の影響が大きいからである。

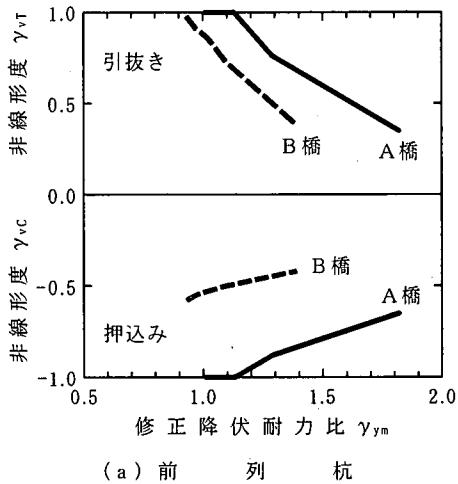
(3) 杭先端押込み非線形度 γ_{vc} および杭体引張非線形度 γ_{vt}

図-25は杭の軸方向の非線形度 γ_{vc} 、 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。中央列杭においては、回転による軸力の変動は生じないため、ここには示していない。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} は減少していく。

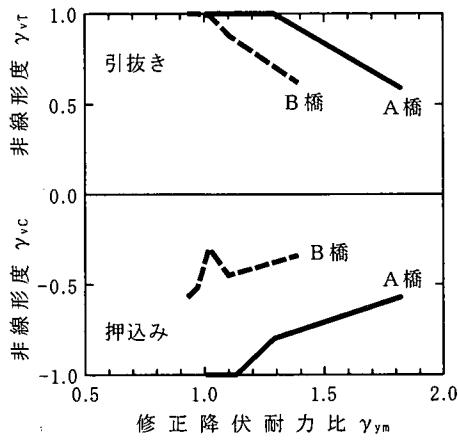
A橋の場合には、杭先端における押込みや杭体引張による非線形化を生じさせないためには、修正降伏耐力比 γ_{ym} を1.3程度以上としなければならない。B橋の場合には、修正降伏耐力比 γ_{ym} が0.97よりも小さいと杭軸引張非線形度が1.0に達する場合もあるが、A橋に比較すると杭先端押込み非線形度 γ_{vc} 、杭体引張非線形度 γ_{vt} ともに小さく、修正降伏耐力比が1.0以上であればこれらはいずれも1.0以下となっている。これは、前述したように、A橋ではフーチングの並進よりも回転によって杭に生じる変位が卓越するのに対して、軟質地盤の厚さが厚いB橋では基礎の水平変位によって杭に生じる変位が卓越するため、ロッキングに伴う杭の作用力が小さいためである。

(4) 履歴吸収エネルギー

図-26は式(18)による基礎に係わる履歴吸収エネルギーの割合 γ_{pl} 、 γ_H 、 γ_v 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。いずれも修正降伏耐力比 γ_{ym} が増大するにつれて小さくなるが、これは基礎に作用する地震力が低下するためである。興味深いのは、基礎のロッキングが卓越するA橋と並進が卓越するB橋では主としてエネルギー吸収が生じる箇所が異なっている点である。すなわち、A橋ではロッキングに伴い、



(a) 前列杭

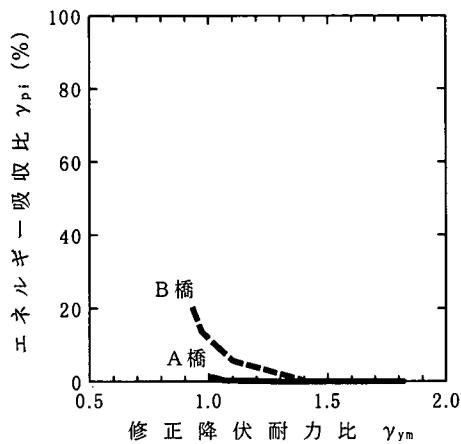


(b) 後列杭

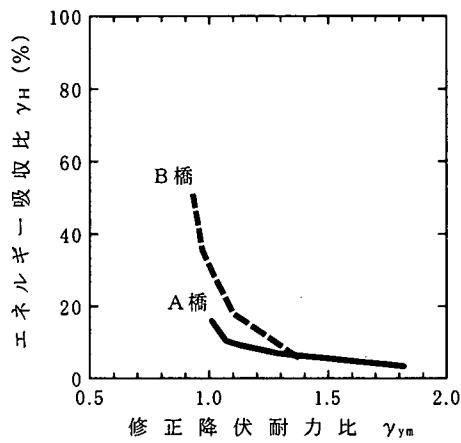
図-25 修正降伏耐力比 γ_{ym} と杭軸方向の非線形度

杭先端の押込みと引抜けが生じ、これによる塑性エネルギー吸収が一番大きいのに対して、B橋では並進運動に伴い杭～地盤間の水平方向バネの塑性化によるエネルギー吸収が一番大きくなっている。

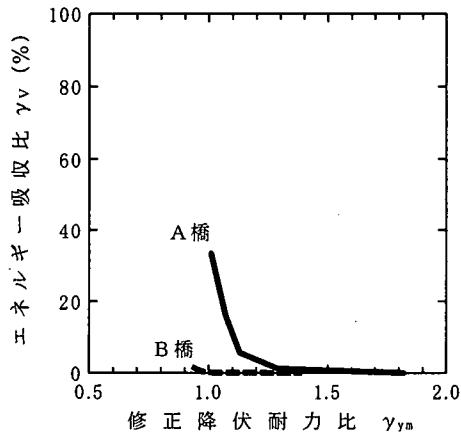
このように、A橋とB橋とでは、杭基礎の各箇所におけるエネルギー吸収の度合いが異なるが、式(19)で定義したように、これらを加え合わせた杭基礎全体としてのエネルギー吸収比 γ_F ($= \gamma_{pl} + \gamma_H + \gamma_v$) を示すと図-27のようになり、A橋、B橋ともにほぼ似た特徴を示す。この図には、式(18)による橋脚のエネルギー吸収比 γ_P も同時に示しているが、 γ_P もA橋、B橋の間で大きな違いはない。図-27において、修正降伏耐力比 γ_{ym} が増大すると、杭基礎のエネルギー吸収比 γ_F は減少するのに対して、橋脚のエネルギー吸収比 γ_P は増加し、両者が相互補完的になっているのは、4章に示した通りである。修正降伏耐力比を



(1) 桁のエネルギー吸収比



(2) 桁～地盤間のエネルギー吸収比



(3) 桁先端～地盤間のエネルギー吸収比

図-26 降伏修正耐力比 γ_{ym} が橋脚と杭基礎のエネルギー吸収比に与える影響

どの程度にすれば杭基礎のエネルギー吸収比 γ_F を抑え

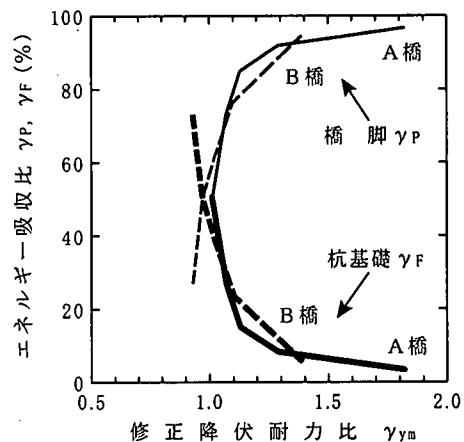


図-27 降伏修正耐力比 γ_{ym} が橋脚と杭基礎のエネルギー吸収比に与える影響

られるかを検討するために、仮に $\gamma_F=50\%$ ($\gamma_P=50\%$) のレベルを考えてみると、A 橋、B 橋ともに修正降伏耐力比をほぼ 1.0 にすればよい。 γ_{ym} を 1.5 程度にすると、 $\gamma_F=5\%$ 程度 ($\gamma_P=95\%$) となり、この程度であれば、杭基礎の塑性化はほとんど抑えられているということができる。前述したように、修正降伏耐力比を 1.5 以上とすれば杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ や、さらに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} も 1.0 以下にすることができる。

以上の結果はあくまでも各種の仮定に依った非線形動的解析から求められたものであるが、本解析に用いた仮定の多くは現在の道路橋示方書に規定され、現実の耐震設計に用いられている仮定であることから、修正降伏耐力比に基づいて基礎の塑性損傷度を推定するためには設計上有効な情報を与えると考えられる。

6. 結 論

桁-RC 橋脚-杭基礎系を対象として、橋脚と杭基礎の降伏耐力比を変化させながら非線形動的解析を行い、橋脚の塑性化の度合いが杭基礎の非線形応答に与える影響や、橋脚と杭基礎の降伏耐力比と杭基礎の塑性損傷度の関係について明らかにした。対象とした杭基礎は、中程度の地盤（II種地盤）中に設置される A 橋と、軟質な地盤（III種地盤）中に設置される B 橋の 2 種類である。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) 動的解析においては、橋脚の降伏水平耐力に相当する水平力以上のせん断力がフーチング上面に作用する。こ

のため、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を水平震度として表した値と杭基礎の降伏水平震度の比として式(13)により修正降伏耐力比を定義すれば、橋脚や杭の各部に生じる塑性化やエネルギー吸収の度合いをよく表すことができる。

(2) 杭基礎のロッキングが卓越する A 橋では、杭先端における地盤の押込みと引抜きに伴いエネルギー吸収が大きいのに対して、軟質な地盤が厚いために杭基礎の並進が卓越する B 橋では、地盤と杭を結ぶ水平方向バネのエネルギー吸収が大きい。

(3) 橋脚の履歴吸収エネルギーと基礎の履歴吸収エネルギーの間には相互補完的な関係があり、これを橋脚および基礎のエネルギー吸収比 γ_P , γ_F として表すと A 橋, B 橋とも図-27 のようによく似た特徴を示す。

(4) 修正降伏耐力比を 1.0 程度にすれば、式(19)により与えられる杭基礎のエネルギー吸収比 γ_F は 50% 程度となり、橋脚と杭基礎には、ほぼ同程度のエネルギー吸収が生じる。修正降伏耐力比を 1.5 程度に引き上げると、杭基礎のエネルギー吸収比 γ_F を 5% 程度 ($\gamma_P = 95\%$) に抑えることができ、杭基礎の塑性化をほとんど抑えることができる。

参考文献

- (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.
- 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.)
- 矢部正明, 川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とブ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, No.619, pp.91-109, 1999.
- Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.M. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.
- 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, 土木学会, Vol.44A, pp.1597-1606, 1998.
- 福井次郎, 木村嘉富, 七澤利明, 秋田直樹：柱状体基礎の静的安定計算法の提案, 土木技術資料, Vol.39, No.12, pp.20-25, 1997.
- 八尾眞太郎, 小林恒一：群杭基礎の動的な鉛直復元力特性について－杭基礎の動的挙動に関する研究－, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 407 号, pp.87-95, 1990.
- 福井次郎, 木村嘉富, 大越盛幸, 阪野彰：砂地盤中の単杭の復元力特性に関する水平載荷試験, 土木研究所資料, 第 3552 号, 1998.
- 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, 土木学会, Vol.39A, pp.1371-1384, 1993.
- 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, 土木学会, Vol.39A, pp.1385-1394, 1993.
- 斎藤亮, 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, 土木学会, pp.1395-1408, Vol.39A, 1993.
- 幸左賢二, 鈴木直人, 木村亮, 木村嘉富, 森田悠紀雄：終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集, No.596, pp.249-260, 1998.
- 富永晃司, 山肩邦男：地盤およびくい体の弾塑性特性を考慮した单ぐいの水平抵抗機構に関する理論的考察, 日本建築学会論文報告集, 第 290 号, pp.13-22, 1980.
- 富永晃司, 山肩邦男：地盤の塑性状態を考慮した群ぐいの水平抵抗理論－その 1 塑性地盤反力について－, 日本建築学会論文報告集, 第 317 号, pp.32-40, 1982.
- 富永晃司, 山肩邦男：地盤の塑性状態を考慮した群ぐいの水平抵抗理論－その 2 理論および実験結果との比較検討－, 日本建築学会論文報告集, 第 321 号, pp.89-96, 1982.
- Hardin, B.O. and Drenetich, V.P. : Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equation and Curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.98, SM7, pp.667-692, 1972.
- 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.
- 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.
- (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 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 at Berkeley, 1972.
- 滝澤春男, 関弘義：塑性履歴域で異なる粘性減衰性が梁崩壊型耐性構架の激震応答挙動に及ぼす影響, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.33B, pp.103-110, 1987.
- Soda, S. : Role of viscous damping in nonlinear vibration of buildings exposed to intense ground motion, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.59, pp.247-264, 1996.
- 長瀧慶明, 青島一樹, 森田耕次：水平力を受ける杭支持建物の破壊性状に関する実験的研究－その 1 変動軸力を考慮し

- ない解析結果との比較一, 日本建築学会構造系論文集, 第
487号, pp.103-112, 1996.
- 24) 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,
ReportNo.TII/EERG98-4, 1998.
- 25) 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, *ReportNo.TII/EERG98-10*, 1998.
(1998.7.9受付)

EFFECT OF THE YIELD STRENGTH RATIO BETWEEN THE COLUMN AND PILE FOUNDATION ON THE PLASTIC DEFORMATION OF PILE FOUNDATION

Masaaki YABE and Kazuhiko KAWASHIMA

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 column. 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 column 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 a series of nonlinear dynamic response analysis of two bridge-column-pile foundation systems to clarify the relation between the plastic deformation of the pile foundation and the modified yield strength ratio which is defined as a ratio of yield strength of the foundation to that of the column.