

12. 地震時保有耐力法による杭基礎の耐震設計

12.1 はじめに

平成7年の兵庫県南部地震による橋梁の激甚な被害を経験した後、平成8年の道路橋示方書では、地震の影響が大きい全ての構造部材は震度法と同時に地震時保有水平耐力法により耐震設計されるようになった。これは、震度法に基づく弾性設計法が長く用いられてきた我国では画期的な変化と考えられる。道路橋示方書では、橋脚躯体や支承、基礎を含む橋全体系の耐震設計を地震時保有水平耐力法で行うと規定されたが、1980年代以後、載荷実験や振動台加震実験も含めていろいろな形で検討が進められてきた鉄筋コンクリート橋脚系の構造部材に比較すると、基礎構造に対する動的耐力や変形性能の評価、さらには地震時保有水平耐力法に基づく基礎構造の耐震設計法の開発にはまだいろいろな検討課題が残されている。

耐震設計の本来のねらいからすれば、損傷の発見や復旧の困難な基礎構造には損傷を生じさせず、塑性変形は橋脚に生じさせることが好ましいが、兵庫県南部地震のように極めて大きな地震動が作用した場合には、橋脚だけでなく基礎構造にも塑性変形が進展することはやむを得ないと考えられる。橋脚と基礎構造の両者に非線形化が生じる場合の耐震計算法として、道路橋示方書では、橋脚の降伏曲げ耐力に相当する水平力を地震の作用とみなして基礎構造を耐震設計する方法が示されている。本章では、道路橋示方書V耐震設計編に基づいて地震時保有耐力法（プッシュオーバーアナリシス）による杭基礎の耐震設計を行う際に、フーチング底面に作用させる水平力と曲げモーメントの与え方について解説した。さらに、橋脚の降伏水平耐力と杭基礎の降伏耐力の比に応じて、杭基礎に生じる塑性化の度合いがどのように変化するかを明らかにし、杭基礎に生じる損傷を許容される範囲にとどめるために必要な橋脚と杭基礎の降伏耐力の比を例示する。

12.2 地震時保有耐力法による杭基礎の耐震設計法

地震時保有耐力法では、図12.1(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（桁の重量 W_U 、橋脚重量 W_p 、フーチング重量 W_F 、土被り重量 W_G ）を初期荷重として作用させた状態で、図12.1(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12.1(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、式(12.1)で定義するフーチングの併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 δ_F を求める。なお、杭体の慣性力と地盤の変形は考慮されていない。

$$\delta_F = \delta_f + \theta_f \cdot H \quad (12.1)$$

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_f ：基礎の水平変位、 θ_f ：基礎の回転角、 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。

杭は図12.2に示すように、地盤ばねを介して地盤に支持されているとしてモデル化されている。図には、杭基礎を構成する杭体、フーチングと前面地盤を結ぶばね、杭と地盤を結ぶばね、杭先端と支持地盤を結ぶばねの非線形特性も示してある。水平力がフーチングに作用した場合に、圧縮側となる杭列を前列、引張側となる杭列を後列、両者の中央にある杭列を中央と以下

呼ぶことにすると、図 12.1(c) に示した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} の荷重を受けた場合に、前列、中央、後列の杭では作用する軸力が異なり、したがって杭体の曲げモーメントと曲率関係も異なってくる。道路橋示方書においては、フーチング底面より上に存在する全死荷重に相当する鉛直力を全ての杭が均等に分担するとした場合の軸力を前列の杭では見込み、中央および後列の杭では、この死荷重は作用しないものとして、それぞれ杭体の曲げモーメントと曲率関係を求めることとされている。終局曲げモーメント M_u は、フーチング底面より上に存在する全死荷重に相当する

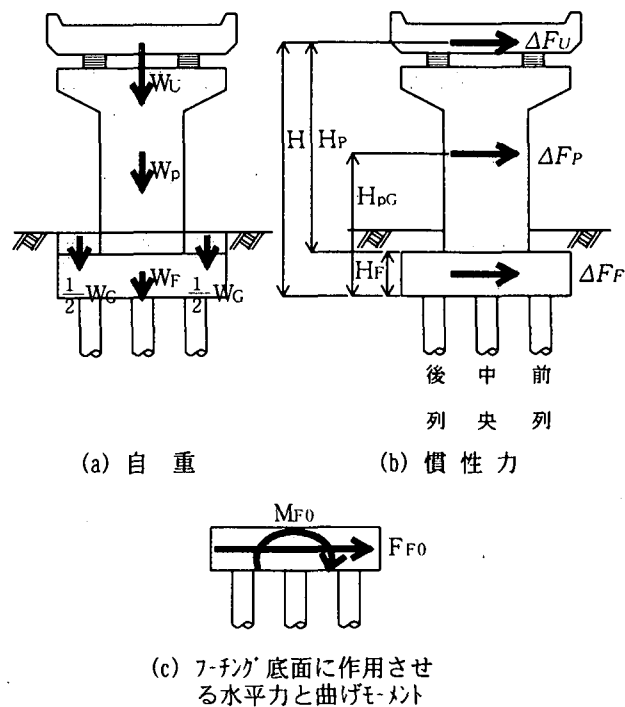


図 12.1 杭基礎の水平力-水平変位関係を求めるために作用させる自重と慣性力

鉛直力を全ての杭が均等に分担するとした場合の軸力を見込んだ前列杭の方が、この死荷重は作用しないものとして軸力を 0 とした中央および後列杭よりも大きくなる。

杭と地盤を結ぶ水平方向ばねの剛性や極限支持力は、杭位置によって同一ではない^{1), 2), 3), 4)}。道路橋示方書では、このうち杭位置による地盤支持力の違いだけを砂地盤に対して見込み、圧縮側に変形する場合には前列の杭では極限支持力 P_{Hy} で、また、中央および後列の杭では $1/2 \cdot P_{Hy}$ で、それぞれ地盤ばねが降伏すると規定されている。ここで、極限支持力 P_{Hy} は、次式で与えられている。

$$P_{Hy} = \eta_p \cdot \alpha_p \cdot P_u \cdot D \cdot \Delta \ell \quad (12.2)$$

ここで、 η_p : 群杭効果を考慮した極限支持力の補正係数、 α_p : 単杭における極限支持力の補正係数、 P_u : クーロンの受働土圧強度、 D : 杭径、 $\Delta \ell$: 地盤ばねの間隔である。式(12.2)に示した極限支持力 P_{Hy} は、群杭効果によっても変化することが報告されており^{1), 2), 3), 4)}、道路橋示方書では、粘性土地盤の場合 $\eta_p \cdot \alpha_p = 1.5$ 、砂質土地盤の場合 $\eta_p \cdot \alpha_p = [\text{荷重載荷直角方向の杭中心間隔}] / \text{杭径}$ (ただし、 $\eta_p \cdot \alpha_p \leq 3.0$) と与えられている。上述したように、前列の杭に比較して、中央や後列の杭の極限支持力が $1/2 P_{Hy}$ とされているのは、これらの杭ではその前面に存在する杭の影響により地盤支持力が低下するためである⁵⁾。ただし、道路橋示方書では、粘性土地盤に対しては、前列杭に比較してその背面に存在する杭の地盤ばねの降伏点を下

げようには規定されていない、これはもともと粘性土地盤では $\eta_p \cdot \alpha_p$ が小さめに評価されているためといわれている。

地盤ばねの剛性（完全弾塑性型モデルの初期剛性） K_0 は、杭位置によらず次式で与えられている。

$$K_0 = \eta_k \cdot \alpha_k \cdot D \cdot \Delta \ell \cdot k_h \quad (12.3)$$

ここで、 η_k ：群杭効果を考慮した地盤反力係数の補正係数、 α_k ：単杭における地盤反力係数の補正係数、 k_h ：地盤反力係数である。極限支持力 P_{Hy} と同様に、式(12.3)に示した剛性 K_0 も、群杭効果によって変化することが報告されており^{1), 2), 3), 4)}、道路橋示方書では、 $\eta_k = 2/3$ 、 $\alpha_k = 1.5$ と与えられている。

杭先端と地盤を結ぶ鉛直方向ばねの剛性 K_V 、押し込み耐力 P_{yC} 、引抜き耐力 P_{yT} は、完全弾塑性型モデルで表されている。剛性 K_V 、押し込み耐力 P_{yC} 、引抜き耐力 P_{yT} は次式のように与えられている。

$$K_V = a \frac{EA}{L} \quad (12.4)$$

$$P_{yC} = \min\{N_{pC}, P_C\} \quad (12.5)$$

$$P_{yT} = \min\{N_{pT}, P_T\} \quad (12.6)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} \text{打ち込み鋼管杭} a &= 0.014L/D + 0.78 \\ \text{打ち込みPHC杭} a &= 0.013L/D + 0.61 \\ \text{場所打ち杭} a &= 0.031L/D - 0.15 \\ \text{中堀り鋼管杭} a &= 0.009L/D + 0.39 \\ \text{中堀りPHC杭} a &= 0.011L/D + 0.36 \end{aligned} \right\} \quad (12.7)$$

$$P_C = q_d \cdot A + U \cdot \sum L_i \cdot f_i \quad (12.8)$$

$$P_T = U \cdot \sum L_i \cdot f_i \quad (12.9)$$

ここで、 a ：鉛直載荷試験より得られる杭の変換係数、 EA/L ：杭の軸方向剛性、 N_{pC} ：杭の軸圧縮耐力、 P_C ：地盤から決まる杭の極限支持力、 $q_d A$ ：杭先端における極限支持力、 $U \cdot \sum L_i f_i$ ：周面摩擦力、 N_{pT} ：杭の軸引張耐力、 P_T ：地盤から決まる杭の極限引抜き力である。

鉛直載荷試験より得られる杭の変換係数 a は、各杭種、各施工法毎に20~40数例の鉛直載荷試験に対する逆解析より求めたものである。杭頭荷重~杭頭沈下量曲線における鉛直方向挙動の可逆性が概ね保証される点（降伏点）と原点を結ぶ割線勾配を実測された K_V とし、その値を式(12.4)の左辺に代入し杭の変換係数 a を求め、最小2乗法により杭の変換係数 a と杭の根入れ比 L/D に関する関係を式(12.7)に示すように求めたものである。図12.2に示すように道路橋示方書では、杭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、式(12.4)、式(12.7)に示すように、杭の軸方向剛性を補正する形で考慮している。

フーチングと地盤を結ぶばねは、完全弾塑性型モデルで表わされており、地盤ばねの剛性 K_{0F} は式 (12.3) において杭径 D のかわりにフーチングの前面幅 B_e を用い、 $\alpha_k = 1.0$ として求められている。極限支持力 P_{yF} は、式 (12.2) において、群杭効果を表す係数 η_p を 1.0 とし、 α_p を次式による α_{pF} によって置きかえて求められている。

$$\alpha_{pF} = 1.0 + 0.5 \cdot \frac{z}{B_e} \leq 3.0 \quad (12.10)$$

ここで、 z : 地盤面からの深さである。

図 12.1(c)に示した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} の荷重を受けると、杭は前列もしくは後列から順次降伏していくが、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し込み支持力の上限値に達する時を杭基礎としての降伏と定義されている。これは、杭体の降伏による曲げ剛性の低下や杭先端に作用する軸力が押し込み支持力の上限値に達することによる杭基礎の回転変形の増加に伴い、式(12.1)に示した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 が急増し始める杭基礎が多いことによる。ここで、杭体の降伏とは、杭体の最外縁の軸方向鉄筋が最初に降伏する時（初降伏）を指している。杭基礎が降伏に達する時の震度を降伏震度 k_{hf} と呼ぶ。これに対して、RC 橋脚の終局耐力 P_u は降伏耐力 P_y に等しく、これを等価重量 W で除すことにより、RC 橋脚の降伏水平震度 k_{hp} は次式のように求められる。

$$k_{hp} = \frac{P_y}{W} \quad (12.11)$$

$$W = W_U + 0.5W_p \quad (12.12)$$

道路橋示方書では、杭基礎に対しては、式(12.12)を満足するように耐震設計することが規定されている。

$$k_{hf} \geq 1.1k_{hp} \quad (12.13)$$

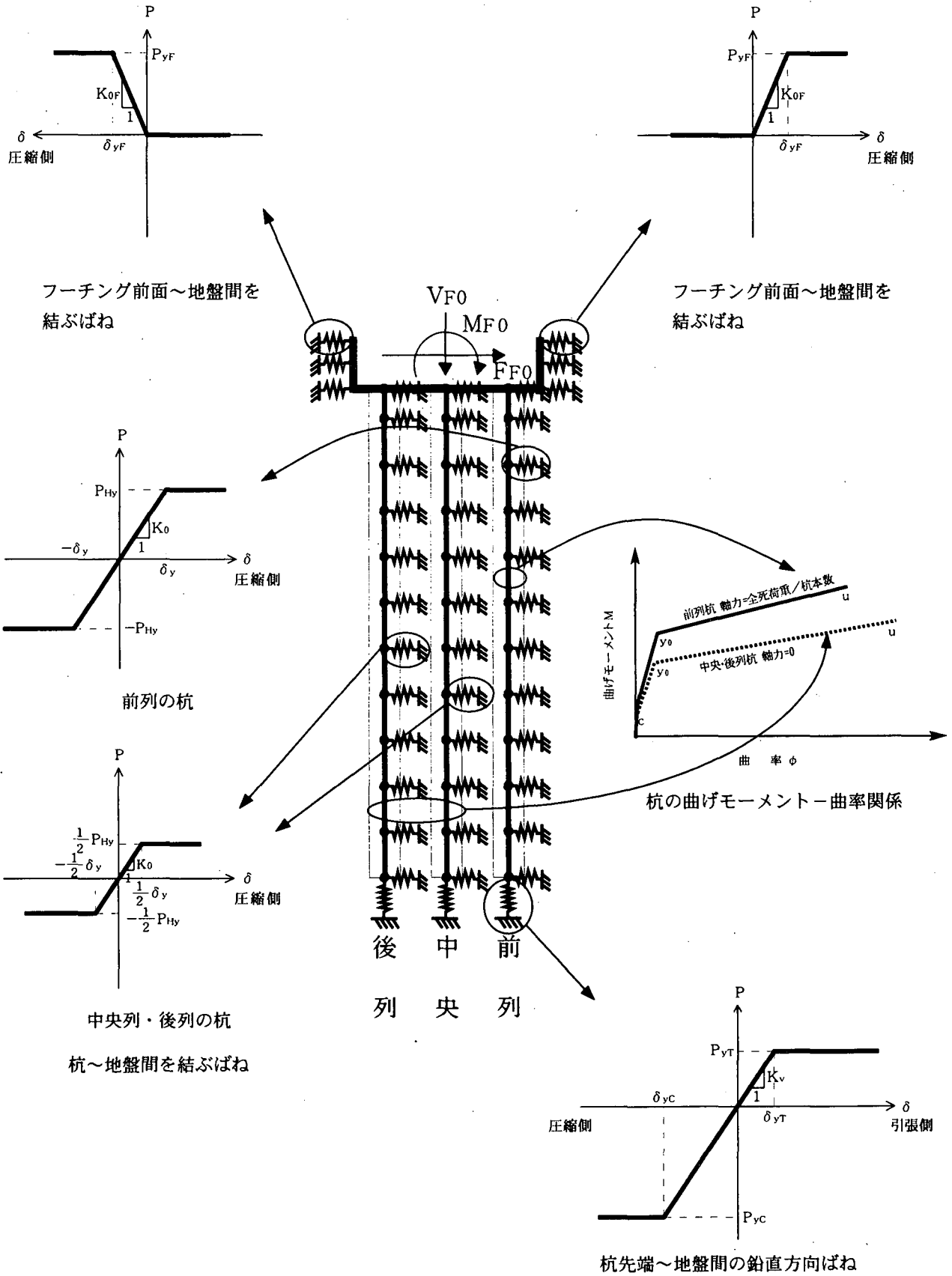


図 12.2 地震時保有耐力法による杭基礎の耐震設計モデル

12.3 杭基礎に作用する地震力特性とプッシュオーバーアナリシスに基づく耐震設計法¹⁴⁾

(1) 解析対象橋梁

解析対象橋脚および杭基礎を周辺地盤条件とともに図 12.3 に示す. これは積層ゴム支承を水平地震力分散支承として用いた 5 径間連続鋼 I げた橋の一部を取り出したものである. 地表面下 30m にある砂礫層上面を耐震設計上の基盤面とみなすと, 微小ひずみ時のせん断剛性を用いた表層地盤の固有周期は 1.17 秒程度であり, 耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤と判定される. ここでは, 図 12.3 に示した橋脚・杭基礎系だけを取り出し, 橋軸方向に地震動が作用した場合に着目して解析を行う.

図 12.4 は, 地震時保有水平耐力法に用いる上部構造慣性力作用位置における水平力と水平変位の関係を示している. 終局水平曲げ耐力 P_u (=地震時保有耐力) は 4.12MN, 許容塑性率 μ_a は, タイプⅠ, タイプⅡ地震動に対してそれぞれ 2.48, 5.91 と求められる.

杭基礎は径 1.2m, 長さ 30.5m の現場打ち杭 3 列@3 本=9 本から構成されている. 地震時保有水平耐力法では, 図 12.1(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 12.1 (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 12.1 (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, フーチングの併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 δ_F

を求める. 地震時保有水平耐力法により桁および橋脚に作用させる水平震度を k_{hc} , フーチングに作用させる震度を k_{hG} とすると, 本橋では, Ⅲ種地盤のタイプⅡ地震動を考慮すると, $k_{hc} = 1.5$, $k_{hG} = 0.6$ となる. ここでは, この比率を保持したまま, 桁および橋脚, フーチング

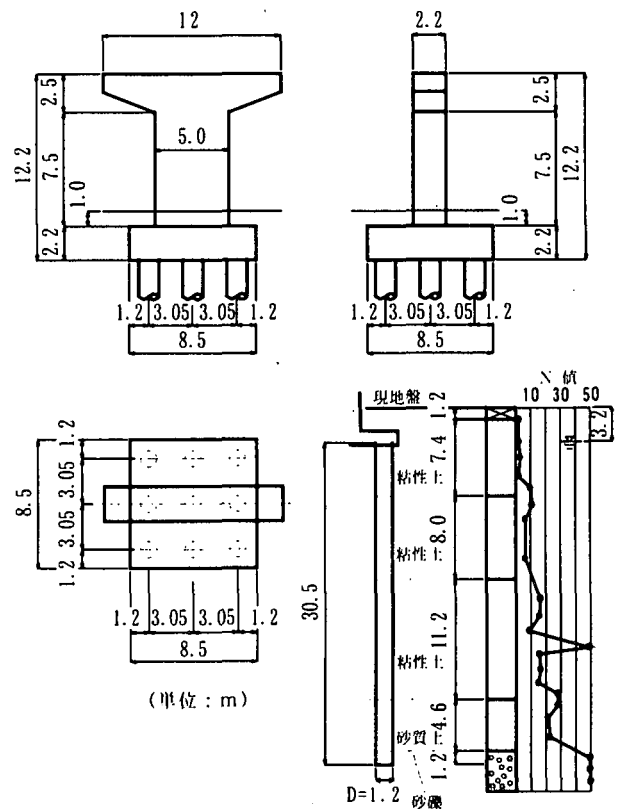


図 12.3 対象とした橋脚・杭基礎と地盤条件

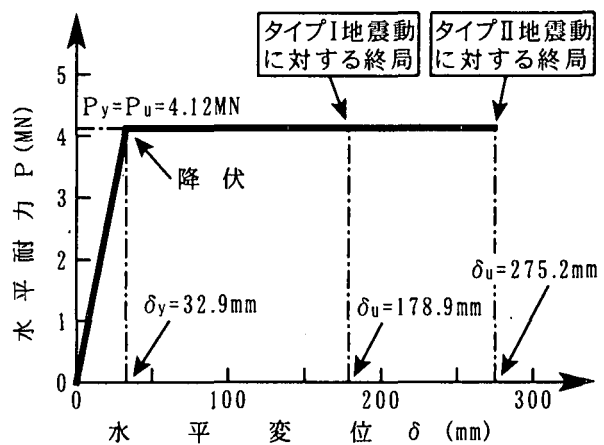


図 12.4 RC 橋脚の水平力-水平変位関係

底面の水平力を荷重漸増法により与えるものと仮定する。米国等では、耐震設計への適用を目的にした非線形系に対する荷重漸増法をプッシュオーバーアナリシス (Push-over Analysis) と呼んでおり¹¹⁾、ここでもこの名称を使うことにする。荷重の分割数を N とすると、桁、橋脚、フーチングに作用させる増分水平力 ΔF_U 、 ΔF_p 、 ΔF_F は、それぞれ以下のように与えられる。

$$\Delta F_U = \frac{k_{hc} \cdot W_U}{N}; \Delta F_p = \frac{k_{hc} \cdot W_p}{N}; \Delta F_F = \frac{k_{hG} \cdot W_F}{N} \quad (12.14)$$

この増分水平力によって第 n 回目の载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。

$$F_{F0} = \frac{n \cdot k_{hc}}{N} (W_U + W_p + \beta \cdot W_F) \quad (12.15)$$

$$M_{F0} = \frac{n \cdot k_{hc}}{N} (W_U \cdot H + W_p \cdot H_{pG} + \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot W_F \cdot H_F)$$

ここで、 $\beta = k_{hG}/k_{hc}$ 、 H_{pG} はフーチング底面から橋脚躯体の重心位置までの距離、 H_F はフーチングの高さである。なお、式 (12.15) では、杭体の慣性力は考慮されていない。

杭は図 12.2 に示すように、地盤ばねを介して地盤に支持されているとしてモデル化する。杭の分割数は、杭の配筋や周辺地盤の地層構成に応じて変化するが、杭に生じる曲げモーメントが大きくなる区間や杭の曲げモーメントが急変する区間では、分割を細かくする必要がある。

式 (12.15) の荷重を受けると、杭は前列もしくは後列から順次降伏していくが、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に達する時を杭基礎としての降伏と定義されている。ここで、杭体の降伏とは、杭体の最外縁の軸方向鉄筋が最初に降伏する時 (初降伏) を指している。

図 12.5 は、本解析で対象とする橋脚と杭基礎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と水平変位の関係を示している。この基礎では、まず式 (12.15) に示す $nk_{hc}/N = 0.78$ で後列の杭が最初に杭頭で降伏し、これとほぼ同時に中央の杭も杭頭で降伏する。さらに $nk_{hc}/N = 0.83$ で前列の杭も杭頭で降伏して、杭基礎としての降伏に達する。したがって、道路橋示方書の定義に従えば、この杭基礎の降伏水平震度は 0.83 と求められることになる。これに対して、図 12.4 に示したように、橋脚の終局耐力 P_u は $4.12MN$ であり、これを式 (12.12) による等価重量 $W = 7.91MN$ で除すことにより、橋脚の降伏水平震度 k_{hp} は 0.52 と求められる。この関係も、図 12.5 に示してい

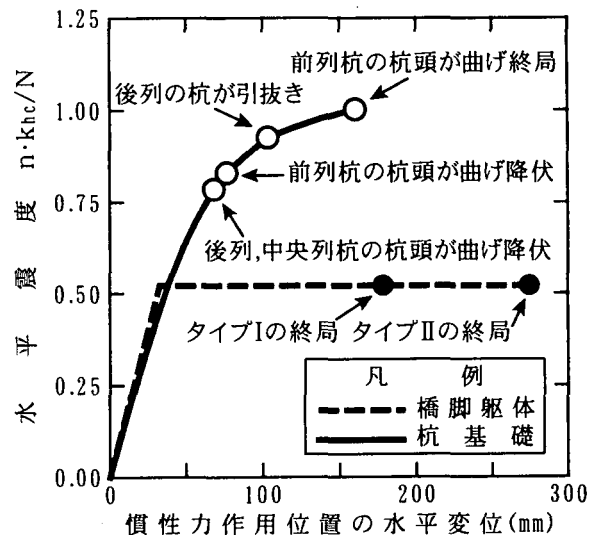


図 12.5 プッシュオーバーアナリシスから求めた杭基礎と RC 橋脚の水平震度－水平変位関係

る。これより、基礎の降伏水平震度は橋脚の降伏水平震度よりも大きく、道路橋示方書の定義に従えば、本基礎は耐震性があると判定されることになる。

(2) 解析モデル及び入力地震動

このような桁－橋脚－杭基礎系からなる構造系を解析するために、これを図 12.6 に示すようにモデル化した。上部構造の軸方向剛性は橋脚や杭の曲げ剛性に比較して大きいので 1 質点で表すこととし、積層ゴム支承は線形せん断ばねによってモデル化した。橋脚躯体については、橋脚基部から 1.1m の塑性ヒンジ区間は非線形回転ばねで、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。ただし橋脚躯体のうち、横梁部は剛体とした。さらに、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。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、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、非線形梁要素でモデル化し、杭の質量には杭に囲まれた範囲の地盤の質量を付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。地盤は、基礎の影響を受けない自然地盤として 1 次元非線形せん断ばねモデルによって表した。3 列の杭と地盤間の水平方向の拘束は後述するように非線形せん断型ばねによって表した。

橋脚の塑性ヒンジ区間と場所打ち杭は、ひびわれ点を無視した剛性低下型の Takeda モデルで表した⁶⁾。ここで、ひびわれ点を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。

周辺地盤の復元力は、Hardin-Drnevich 型の双曲線モデル⁷⁾によって表した。

杭基礎は、ばねを介して 1 次元地盤モデルに支持されているとモデル化している。このようなモデル化では、基礎～地盤間の動的相互作用を正確に表すことはできないが、基礎が大規模でない場合には、図 12.6 のようなモデルでも実用的な精度で解を得ることができる。道路橋示方書では、砂地盤に対する極限支持力に対してしか杭位置依存性が考慮されていない。しかし、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^{1), 2), 3)}、このような傾向は粘性土地盤中の杭にも存在することが指摘されている⁵⁾。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^{1), 2), 3)}を参考に、砂質地盤中の杭と同様に粘性土地盤中の杭の場合にも前列杭では極限支持力 P_y 、地盤ばねの剛性 K_0 を、中央および後列杭ではこれらのそれぞれ 1/2 に低減することとした。地震力の向きが反転した場合には、後列杭の極限支持力は P_y 、地盤ばねは K_0 となり、中央および前列杭ではこれらの 1/2 になる。したがって、中央杭ではいずれの方向に応答しても地盤ばねの剛性は $K_0/2$ であるが、前列および後列杭では応答の方向によって地盤ばねが K_0 、 $K_0/2$ と変化することになる。しかし、ここでは、解析を簡単にするために前列および後列杭の地盤ばねはいずれの方向に対しても K_0 とすることとした。杭先端の押し込みおよび引抜きも、完全弾塑性型バイリニアモデルで表す。フーチングと地盤を結ぶばねは、フーチングと周辺地盤ばね間に生じる剥離を考慮したスリップ型

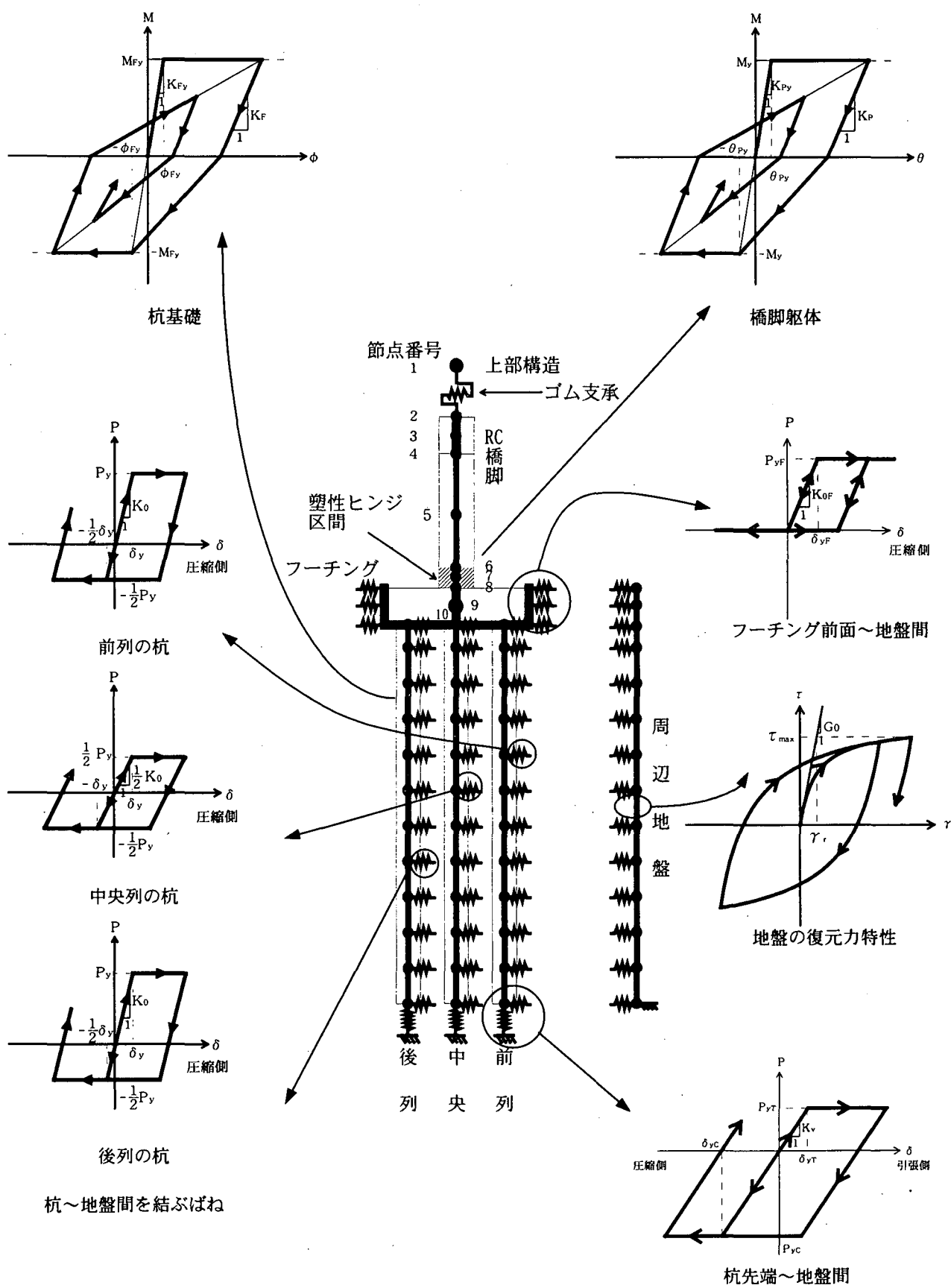


図 12.6 RC 橋脚－杭基礎－周辺地盤系の解析モデル

のバイリニアモデルで表す。

減衰定数は、ゴム支承では2%、橋脚では2%、杭では2%、基礎～地盤間ばねでは逸散減衰を見込んで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、フーチングは剛体振動するため、それぞれ、減衰定数を0とした。これより、ひずみエネルギー比例減衰法によりモード減衰定数 h_i を求め、上部構造の橋軸方向振動が卓越する1次振動モード($h_1 = 4.8\%$)と橋脚躯体や杭体の曲げ変形が卓越する4次振動モード($h_4 = 13.4\%$)に着目して、レイリー減衰により減衰力をモデル化した。

入力地震動は耐震設計上の基盤面において与えることとし、道路橋示方書のタイプII地震動によるIII種地盤上での標準波形(II-III-1)から、SHAKE[®]により基盤面の地震動を求め、これを基盤地震動として地盤モデルに作用させて地盤の応答を求めた。図12.7は、このようにして求めた地盤の応答を基盤地震動とともに示したものである。また、図12.8は地表面の地震動と基盤地震動を減衰定数5%の加速度応答スペクトルで比較したものである。図中には参考のために、道路橋示方書に規定される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、本地点の地盤の特性を反映して、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いが、固有周期1.5秒付近では、道路橋示方書に規定されるスペクトルの1.15倍程度の値となっている。

(3) 橋脚と杭基礎の非線形応答

図12.6の解析モデルに、図12.7の基盤地震動を作用させた場合の橋脚の塑性ヒンジ区間中央に生じる曲げモーメントを橋脚天端(上部構造慣性力作用位置)までの距離 $H_p - L_p/2 = 9.45\text{m}$ で

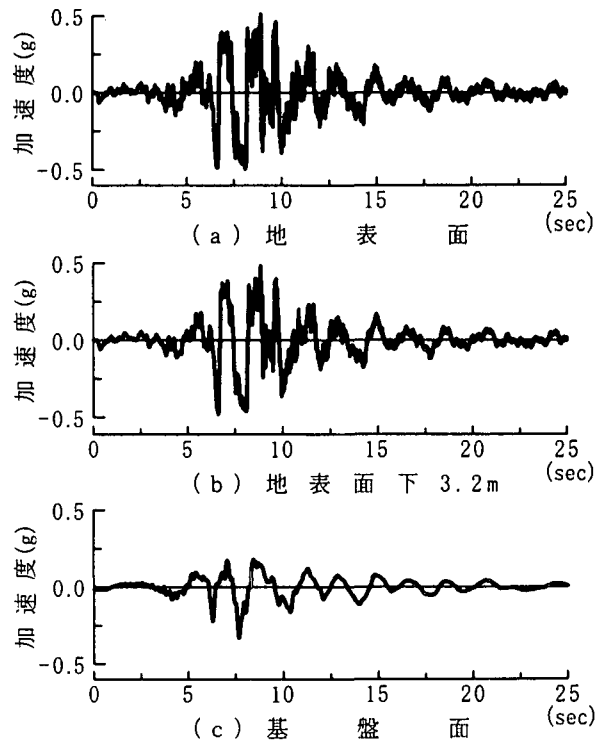


図12.7 地盤の加速度応答

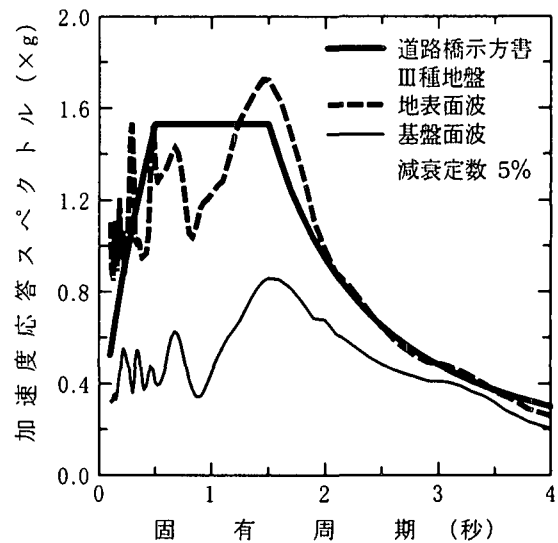


図12.8 入力地震動の加速度応答スペクトル

除して求めた橋脚天端における水平力と橋脚の水平変位 δ_p の応答履歴を図 12.9 に示す。図中に示した①, ②, ⑦の3つは、橋脚が降伏するときの時刻である。橋脚の最大変位応答は 255mm であり、降伏変位は 32.9mm であるから、変位応答塑性率は 7.8 となる。

図 12.10 は、杭頭部に生じる曲げモーメントと曲率の応答履歴である。前列の杭、中央、後列の各杭とも降伏曲率 ϕ_{Fy} を上回る変形が生じており、最大曲率応答を降伏曲率で除して得られる曲率応答塑性率は、前列、中央、後列の杭でそれぞれ 4.4, 2.4, 2.9 である。いずれの杭列も、橋脚が前列の杭方向に変位し橋脚が2回目に降伏（図 12.9 の②）した直後に最初に降伏しており、さらに後列の杭は、橋脚が3回目の降伏に達する（⑦）と同時に再度降伏している。

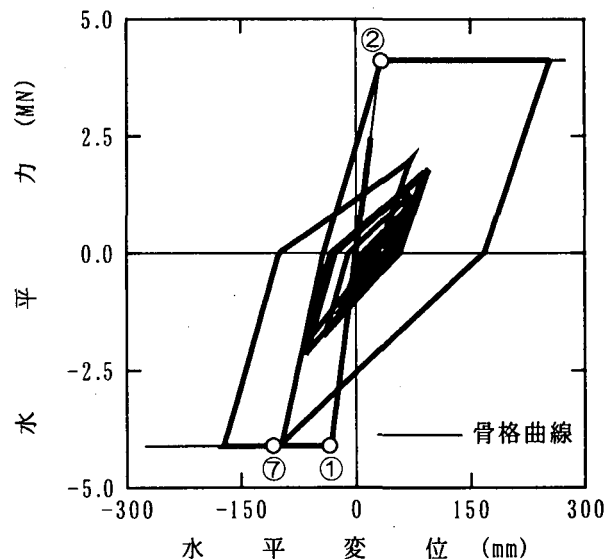


図 12.9 RC 橋脚天端位置における水平力-水平変位の関係

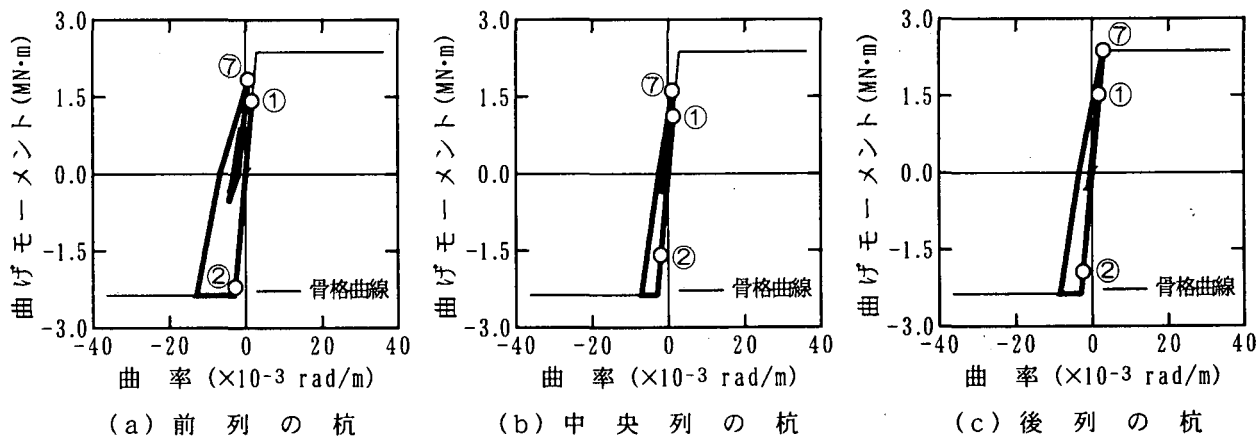


図 12.10 杭頭部における曲げモーメント-曲率関係

なお、いずれの杭列においても、杭の作用力は押し込み耐力、引抜き耐力の範囲に収まっており、鉛直力と鉛直変位の関係は線形域に留まっている。ただし、対称構造であるから、中央の杭には、地震の作用によって押し込みも引き抜けも生じないため、鉛直力と鉛直変位の関係は、死荷重によって生じた押し込み量から変化していない。鉛直方向の杭の変位は、他の応答と同様に橋脚が2回目の降伏に達した付近（②）で最大となっており、このとき引張り状態になる後列の杭では、降伏変位の約 90%に相当する 6.8mm の変位が生じている。

(4) 橋脚と杭とのインターアクション

図 12.11 は慣性力作用位置で表した橋脚からフーチングに対する作用力であり、図 12.12、図 12.13 はそれぞれ杭頭部の曲げモーメント、杭先端の鉛直力を示したものである。これらは、ともに、応答が最大となる4秒間について示した結果である。ここでは、今まで示してきた橋脚が降伏するときの時刻①、②、⑦以外に、次の状態に達したときの時刻を示している。

- ①橋脚が後列方向に変位し、最初に降伏 (7.18 秒)
- ②橋脚が前列方向に変位して2回目の降伏 (7.85 秒)
- ③前列の杭頭部が降伏 (7.87 秒)
- ④後列の杭頭部が降伏 (7.90 秒)
- ⑤中央列の杭頭部が降伏 (7.93 秒)
- ⑥後列の杭頭部が2回目の降伏 (8.85 秒)
- ⑦橋脚が後列方向に変位し、3回目の降伏 (8.89 秒)

これによれば、橋脚が2回目の降伏に達した(②)あとの0.08秒間に前列、後列、中央と相次いで杭が降伏し、また、後列の杭が2回目に降伏(⑥)する0.04秒後に橋脚が3回目の降伏に達することがわかる。減衰力の影響で、橋脚と杭の降伏が生じる時間は完全には同一ではないが、時間差はごくわずかであり、実務的には降伏を越える大きな応答が橋脚に生じると、杭は橋脚と同時に降伏すると考えても差し支えない。

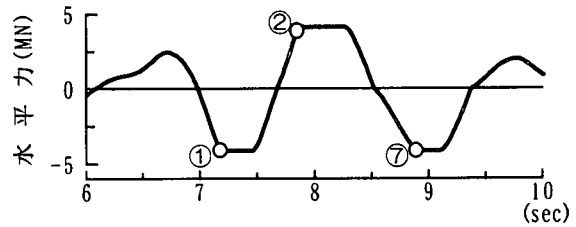


図 12.11 慣性力作用位置で示した橋脚の作用力

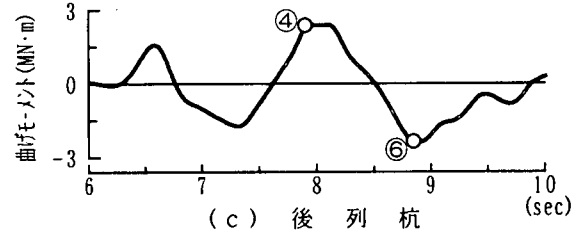
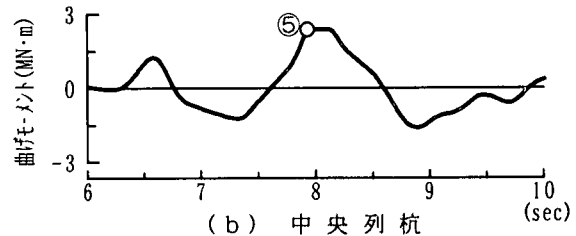
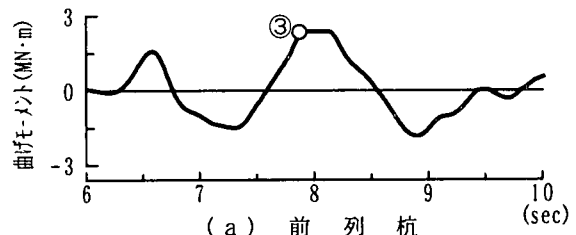


図 12.12 杭の頭部に生じる曲げモーメント

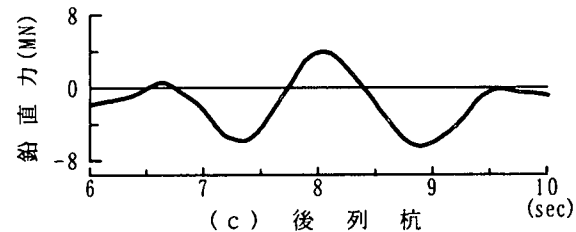
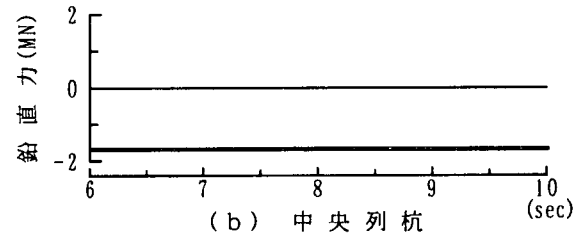
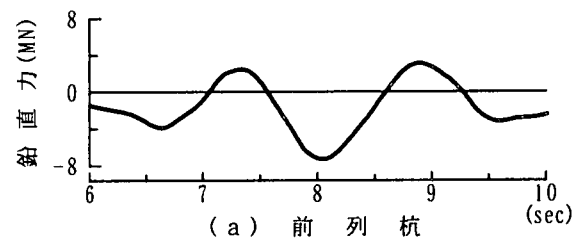


図 12.13 杭の先端に生じる鉛直力

(5) プッシュオーバーアナリシスによる解析

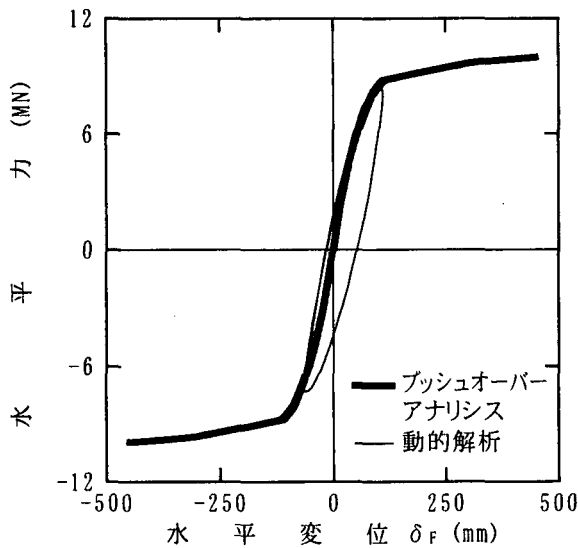
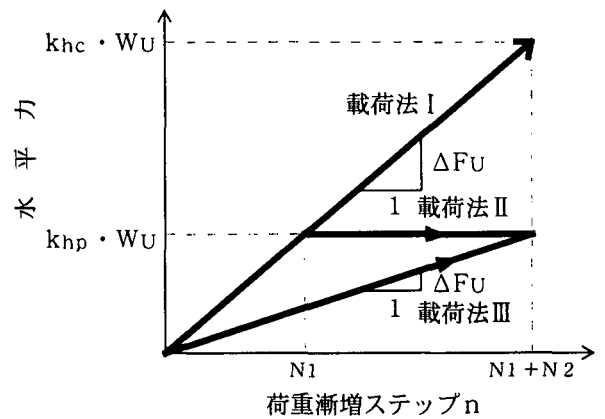


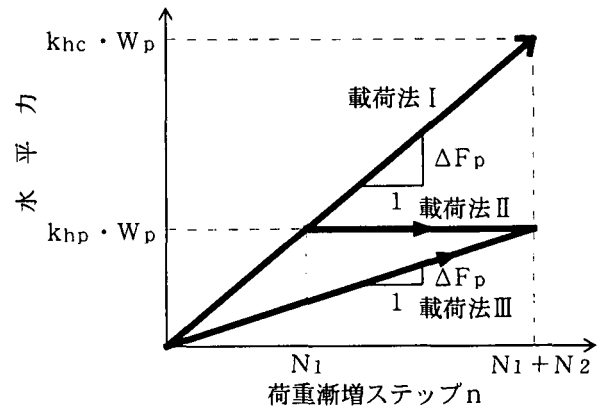
図 12.14 フーチング底面の水平力および慣性力作用位置の水平変位 (載荷法 I)

以上に示した非線形動的解析による結果が、図 12.5 に示した耐震設計結果とどのような関係にあるかを検討する。ただし、地震時保有水平耐力法による耐震設計とは異なり動的解析では、杭の曲げ履歴をトリリニアモデルからバイリニア型の Takeda モデルに変化させたこと、中央列の杭の初期剛性を K_0 から $1/2K_0$ に変化させたこと、地盤ばねの剛性を求める際に、地盤の N 値ではなく地盤のせん断弾性波速度から地盤反力係数を求めたことの 3 点が異なっている。このため、以下では動的解析に用いた条件で地震時保有水平耐力法により計算し直した結果と動的解析結果との関連を比較する。

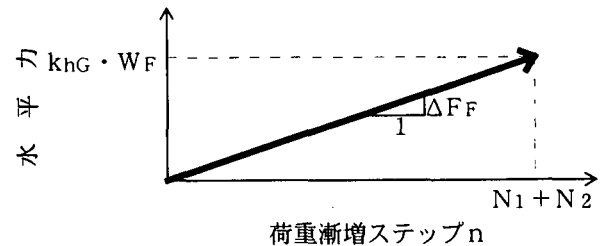
両者の比較で最も重要な点は、橋脚からフーチング底面に作用する水平力および曲げモーメントがどの程度であるかである。このため、これを(1)に示したプッシュオーバーアナリシスと動的解析法とを比較した結果が、図 12.14 である。これによれば、(1)に示したプッシュオーバーアナリシスは明らかに、フーチング底面に作用する水平力と杭基礎の変形によって上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位を過大評価する。これは、式 (12.14)、式 (12.15) では、橋脚が曲げ降伏すると、これ以上の水平力や曲げモーメントが橋脚からフーチングには作用しないことが考慮されていないためである。



(a) 桁による水平力の増分



(b) 橋脚による水平力の増分



(c) フーチングによる水平力の増分

図 12.15 フーチング底面に作用させるプッシュオーバーアナリシスによる増分水平力

橋脚の曲げ降伏の影響を見込んでプッシュオーバーアナリシスを行うためには、桁、橋脚、フーチングに対してどのような経路と順番で地震力を加えるかが重要である。このために、ここでは、次の2種類の方法を提案する。(1)に示した道路橋示方書の方法(以下、これを載荷法Ⅰと呼ぶ)と区別するために、これらを載荷法Ⅱ、Ⅲと呼ぶこととする。

a) 載荷法Ⅱ

フーチングより上に存在する構造部分の自重を作用させた状態で、桁、橋脚、フーチングに分けて水平力を荷重漸増法で与える点は、載荷法Ⅰと同じである。しかし、図12.15に示すように、橋脚が $P_y (= P_u)$ で曲げ降伏した後は、これ以上の慣性力が桁および橋脚からフーチングには作用しないため、橋脚が降伏するまでの区間と橋脚が降伏した後の区間に分けて、増分荷重を評価しようというものである。ただし、フーチングに作用させる地震力は橋脚の降伏の影響を受けないため、載荷法Ⅰと同じとする。

いま、橋脚が降伏するまでの区間を N_1 分割、橋脚が降伏した後の区間を N_2 分割すると、第 n 回めの載荷ステップにおいて、フーチングに作用させる増分水平力 ΔF_F は、式(12.14)と同様に次式のように与えられる。

$$\Delta F_F = \frac{k_{hG} \cdot W_F}{N_1 + N_2} \quad (12.16)$$

一方、桁および橋脚に作用させる第 n 回めの増分水平力 ΔF_U および ΔF_p は、

$$\Delta F_U = \begin{cases} \frac{k_{hp} \cdot W_U}{N_1} & 1 \leq n \leq N_1 \\ 0 & N_1 + 1 \leq n \leq N_1 + N_2 \end{cases} \quad (12.17)$$

$$\Delta F_p = \begin{cases} \frac{k_{hp} \cdot W_p}{N_1} & 1 \leq n \leq N_1 \\ 0 & N_1 + 1 \leq n \leq N_1 + N_2 \end{cases} \quad (12.18)$$

ここで、 k_{hp} は橋脚の降伏震度であり、式(2.12)より、

$$k_{hp} = \frac{P_u}{W} \quad (12.19)$$

したがって、この増分水平力によって第 n 回め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。

$$F_{F0} = \begin{cases} \frac{n \cdot k_{hp}}{N_1} (W_U + W_p) + \frac{n \cdot k_{hG}}{N_1 + N_2} \cdot W_F & 1 \leq n \leq N_1 \\ k_{hp} (W_U + W_p) + \frac{n \cdot k_{hG}}{N_1 + N_2} \cdot W_F & N_1 + 1 \leq n \leq N_1 + N_2 \end{cases} \quad (12.20-1)$$

$$M_{F0} = \begin{cases} \frac{n \cdot k_{hp}}{N_1} (W_U \cdot H + W_p \cdot H_{pG}) \\ + \frac{n \cdot k_{hG}}{N_1 + N_2} \cdot \frac{H_F}{2} \cdot W_F \\ 1 \leq n \leq N_1 \\ k_{hp} (W_U \cdot H + W_p \cdot H_{pG}) \\ + \frac{n \cdot k_{hG}}{N_1 + N_2} \cdot \frac{H_F}{2} \cdot W_F \\ N_1 + 1 \leq n \leq N_1 + N_2 \end{cases} \quad (12.20-2)$$

b) 載荷法Ⅲ

載荷法Ⅱでは、橋脚が降伏する前と降伏した後に分けて増分荷重を与えるが、全区間を同じ荷重増分で解析しようという方法が載荷法Ⅲである。いま、 $N_1 + N_2 = N$ とおき、全区間を N 分割するとすれば、桁、橋脚、フーチングに作用させる増分水平力は、

$$\Delta F_U = \frac{k_{hp} \cdot W_U}{N}; \Delta F_p = \frac{k_{hp} \cdot W_p}{N}; \Delta F_F = \frac{k_{hG} \cdot W_F}{N} \quad (12.21)$$

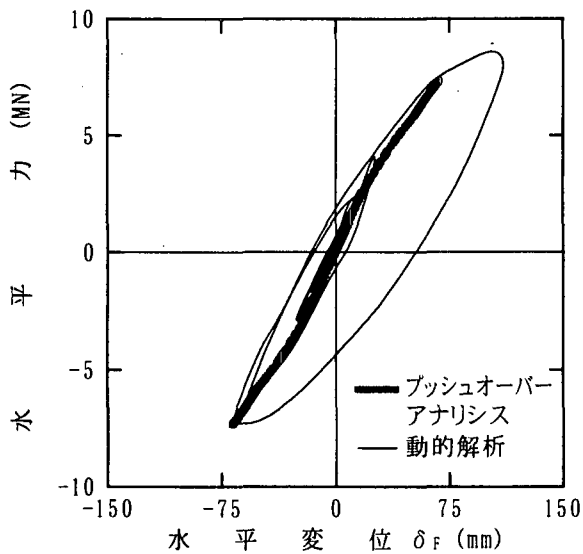
この増分水平力によって、第 n 回目の載荷によりフーチング底面に作用する水平力 F_{F0} およびモーメント M_{F0} は、

$$F_{F0} = \frac{n \cdot k_{hp}}{N} (W_U + W_p + \gamma \cdot W_F) \quad (12.22)$$

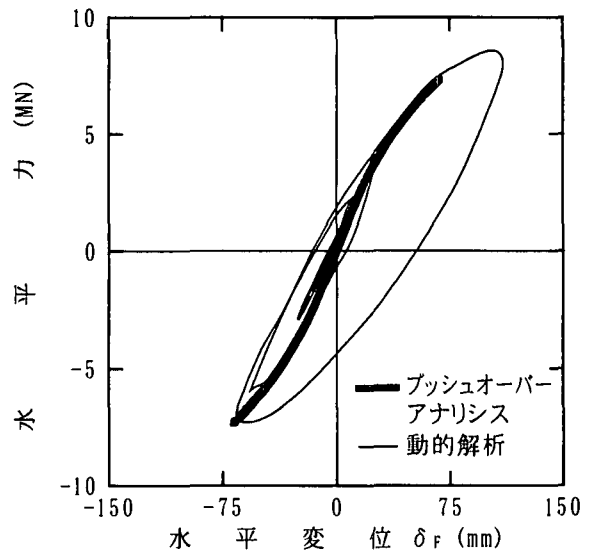
$$M_{F0} = \frac{n \cdot k_{hp}}{N} (W_U \cdot H + W_p \cdot H_{pG} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot W_F \cdot H_F)$$

ここで、 $\gamma = k_{hG}/k_{hp}$ である。

載荷法Ⅱ、Ⅲによりフーチング底面の $F_{F0} \sim \delta_F$ の関係を求め、これを非線形動的解析結果と比較した結果が図12.16である。載荷法Ⅱ、Ⅲにおける載荷経路はそれ程大きく解析結果に影響しないことがわかる。しかし、図12.11に示した橋脚の作用力からわかるように、橋脚が降伏するまでの区間と橋脚が降伏した後の区間に分けて、増分荷重を評価する載荷法Ⅱの方が、載荷経路としては動的解析結果との一致度は高い。しかし、載荷法Ⅱを用いても、なおフーチング底面に生じる水平力と曲げモーメントは動的解析結果よりも小さくなっている。この原因としては、プッシュオーバーアナリシスでは、橋脚の降伏耐力 $P_y (= P_u)$ 以上の水平力は橋脚からフーチングに作用しないと考えているが、実際には、これに加えて減衰力の寄与がある^{9), 10)}。今、これを検討するために、図12.6のモデルを用い、フーチング底面に作用する水平力 F_F および曲げモーメント M_F を次のように求めることにした。



(a) 載荷法 II



(b) 載荷法 III

図 12.16 フーチング底面の水平力および慣性力作用位置の水平変位

$$\left. \begin{aligned} F_F(t) &= \sum_{i=1}^{n_F} m_i \{ \ddot{u}_i(t) + \ddot{z}_g(t) \} \\ M_F(t) &= \sum_{i=1}^{n_F} m_i \{ \ddot{u}_i(t) + \ddot{z}_g(t) \} h_i \end{aligned} \right\} \quad (12.23)$$

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、 h_i はフーチング底面から節点 i までの距離である。 n_F はフーチング底面の節点番号で、図 12.6 のモデルでは、 $n_F = 10$ である。このようにして、 $F_F(t)$ 、 $M_F(t)$ の最大値 $F_{F \max}$ 、 $M_{F \max}$ を求めると 8.64 MN 、 $78.34 \text{ MN} \cdot \text{m}$ となる。橋脚の降伏耐力 P_y とフーチングの慣性力 $k_{hG} \cdot W_F$ によってフーチング底面に生じる水平力 F_{F0} と曲げモーメント M_{F0} は、式 (12.20) で与えられるため、実際にフーチング底面に作用する水平力 F_F と曲げモーメント M_F との比を次式のように定義すると、

$$\alpha_F = \frac{F_{F \max}}{F_{F0}} = \frac{8.64 \text{ MN}}{7.33 \text{ MN}} = 1.18 \quad (12.24)$$

$$\alpha_M = \frac{M_{F \max}}{M_{F0}} = \frac{78.34 \text{ MN} \cdot \text{m}}{56.13 \text{ MN} \cdot \text{m}} = 1.40 \quad (12.25)$$

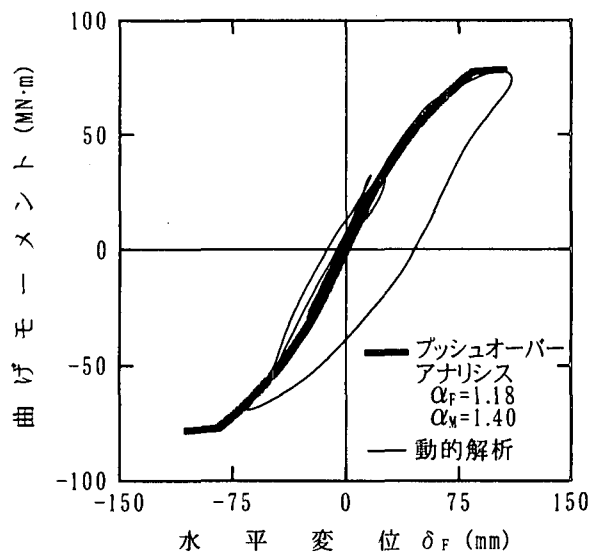


図 12.17 フーチング底面の水平力～慣性力作用位置の水平変位の関係 ($\alpha_F = 1.18$ 、 $\alpha_M = 1.40$)

となる。したがって、18%、40%の増加がフーチング底面に作用するそれぞれ水平力、曲げモーメントに対する減衰力の寄与ということになる。

式 (12.24)、式 (12.25) による割り増し係数 α_F, α_M を考慮して、載荷法 II によりフーチング底面の水平力～上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位 δ_F の関係を求めた結果が図 12.17 である。図 12.16 に比較して、プッシュオーバーアナリシスと動的解析結果との一致度は大幅に向上している。ただし、フーチングの変形による上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ_F が負の場合には、プッシュオーバーアナリシスは動的解析結果よりも大きな応答を与える。これは、動的解析の最大応答変位が正側には110mmであるのに対して負側には 67mm と小さいが、これは(4)に示したように、入力地震動と構造系の特性の両者から決まったものであり、入力地震動の位相を反転させて、同じ解析を行えば、上記とは反対に負側の方が正側よりも大きくなる。したがって、プッシュオーバーアナリシスでは、動的解析のうち、最大応答をいかに正確に表わせるかが重要であり、

こうした観点からみると図 12.17 では、プッシュオーバーアナリシスの精度は高いと言えることができる。

プッシュオーバーアナリシスによって求めた杭に生じる曲げモーメントと動的解析結果との比較を前列杭に対して示した結果が図 12.18 である。図 12.3 に示すように周辺地盤が軟らかいため、本橋では地盤変形の影響は無視できないため、ここでは、動的解析より得られた地盤の最大変位を杭～地盤間のばねを介して杭に作用させた後、プッシュオーバーアナリシスを行った。なお、杭基礎の地震時保有水平耐力法に用いる周辺地盤の変位を求めるための実用的な方法の開発は、今後詳細に検討していかなければならない。プッシュオーバーアナリシスの結果は、全体として動的解析結果を良く表していると言えることができる。また、(4)に示した①～⑦の主要な

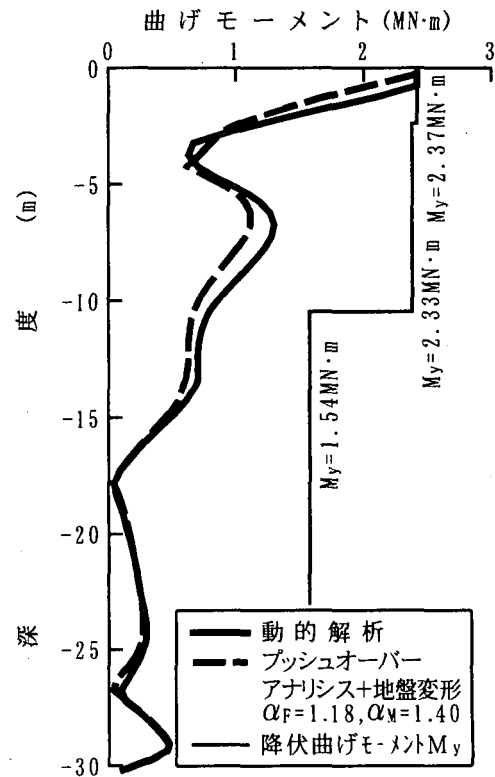


図 12.18 杭（前列）に生じる曲げモーメント分布

表 12.1 動的解析とプッシュオーバーアナリシスによる慣性力作用位置における水平変位の比較

杭の状態	動的解析	プッシュオーバーアナリシス	
		$\alpha_F=1.18$ $\alpha_M=1.40$	$\alpha_F=1.30$ $\alpha_M=1.30$
③前列の杭の頭部が降伏	57.0mm	64.3mm	62.0mm
④後列の杭の頭部が降伏	66.0mm	70.2mm	67.3mm
⑤中央列の杭の頭部が降伏	74.4mm	74.1mm	70.9mm

塑性化の進展状況の中から、橋脚の塑性化（①、②、⑦）と地震力の向きが反転し、後列杭が2回めに塑性化した場合（⑥）を除く③、④、⑤の段階で杭が塑性化した順番と、その時の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 を動的解析結果と比較した結果が表 12.1 である。これによれば、杭の塑性化が前列→後列→中央列と進展する順番や、その時の水平変位 δ_F もプッシュオーバーアナリシスによってよく解析できていることがわかる。

12.4 杭基礎に生じる損傷をおさえるために必要な橋脚と杭基礎の降伏耐力比¹⁵⁾

(1) 解析対象橋梁

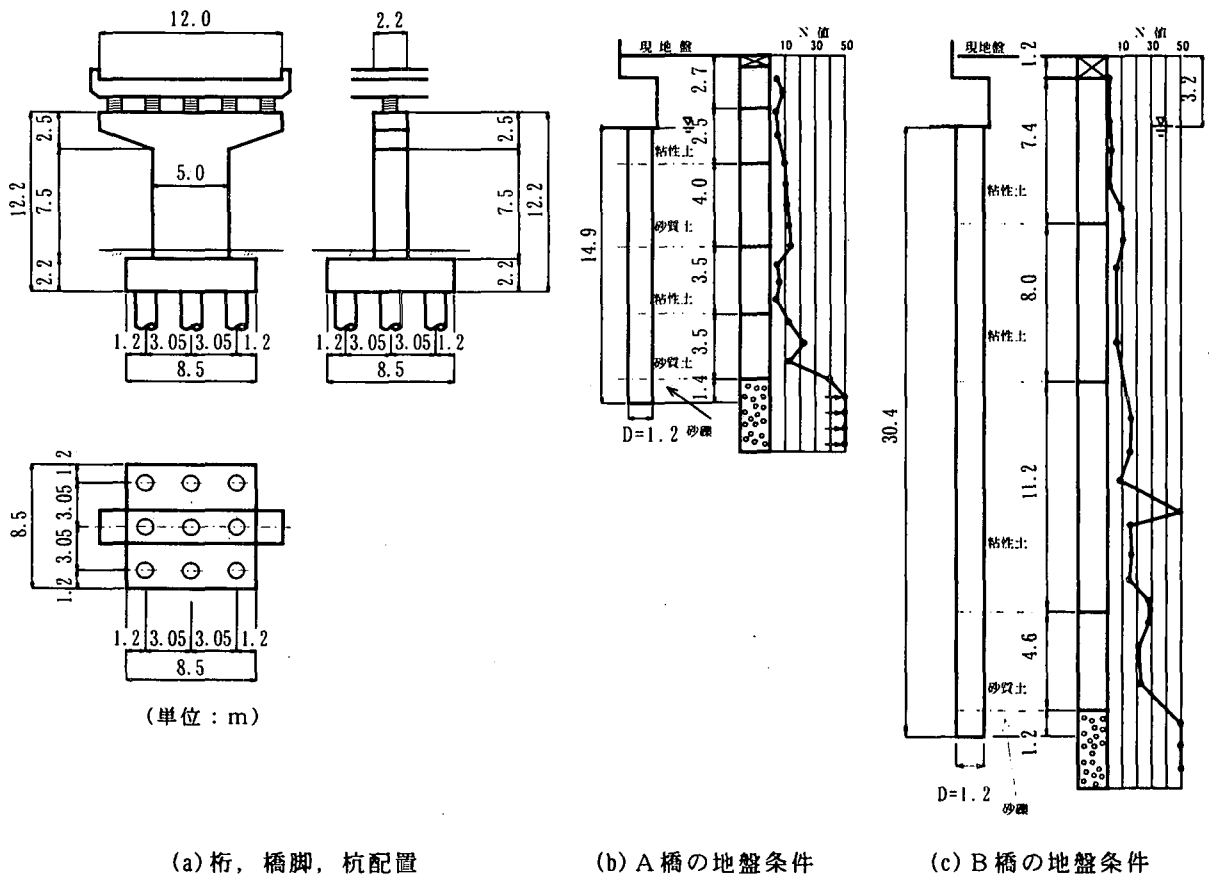


図 12.19 対象とした橋脚・杭基礎と地盤条件

解析対象橋を地盤条件とともに図 12.19 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。ここでも、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 げた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-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。

A 橋、B 橋ともに、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。

図 12.20 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 12.1 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 になると前列の杭（図 12.1 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 で前列の杭が、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、降伏震度 k_{hf} は、A 橋では 0.85、B 橋では 0.79 となる。

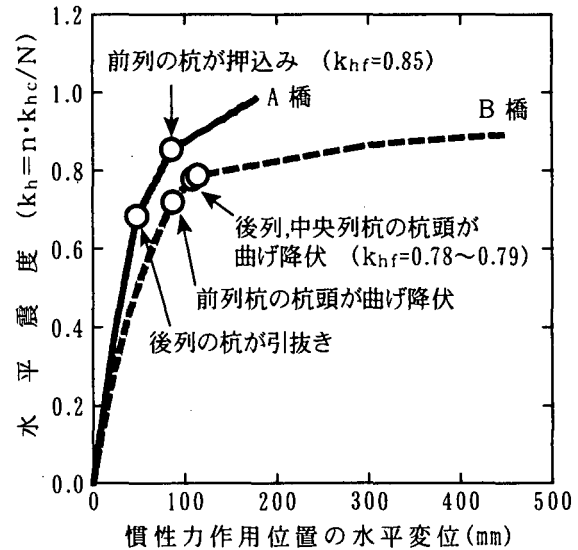


図 12.20 プッシュオーバーアナリシスにより求めた水平震度 k_h と水平変位の関係

(2) 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くることになる。このような点を検討するため、橋脚断面は図 12.19 を保ったまま表 12.2 に示すように軸方向鉄筋量や帯鉄筋量、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

表 12.2 RC 橋脚の水平耐力 (橋軸方向)

橋脚		1	2	3	4	5
軸方向鉄筋	橋軸方向	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
	側面	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 ρ_t		0.35%	0.58%	0.71%	0.71%	0.86%
帯鉄筋	橋軸方向	φ 19mm@ 6本	φ 16mm@ 6本	φ 16mm@ 6本	φ 16mm@ 6本	φ 16mm@ 6本
	帯鉄筋比 ρ_s	0.87%	0.60%	0.60%	0.60%	0.60%
鉄筋の降伏点強度		294.2 MP _a	294.2 MP _a	294.2 MP _a	343.2 MP _a	343.2 MP _a
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

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 20.6MPa 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－橋脚系の固有周期をほぼ同じにするためである。表 12.2 に示す橋脚では、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－橋脚－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} を変化させたことにより、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。

$$\gamma_y = \frac{k_{hf}}{k_{hp}} \quad (12.26)$$

このようにすると、降伏耐力比 γ_y は、A 橋では 1.05～2.36、B 橋では 0.98～2.19 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 は異なった値となる。

(3) 解析モデル及び入力地震動

図 12.19 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 12.6 に示すようにモデル化した。

入力地震動は、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。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、これらの波形が図 12.19(b), (c)に示した地盤の表面上で観測されたものとしてみなして、SHAKE[®]によりそれぞれの地盤における基盤地震動に変換した。

(4) 橋脚と基礎の非線形応答

a) A 橋の非線形応答

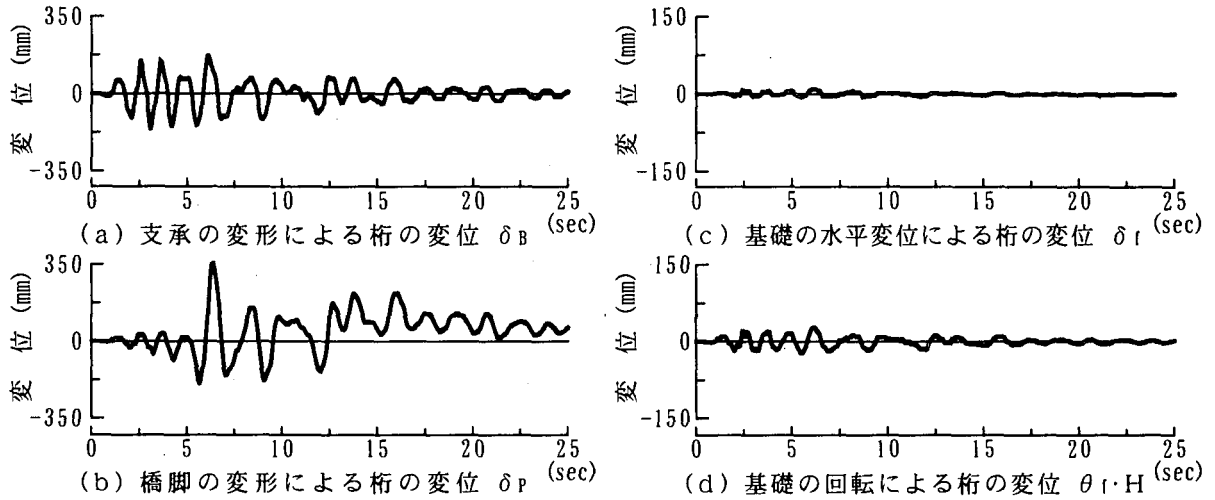


図 12.21 上部構造慣性力作用位置における水平変位 (A 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=2.36$ の場合)

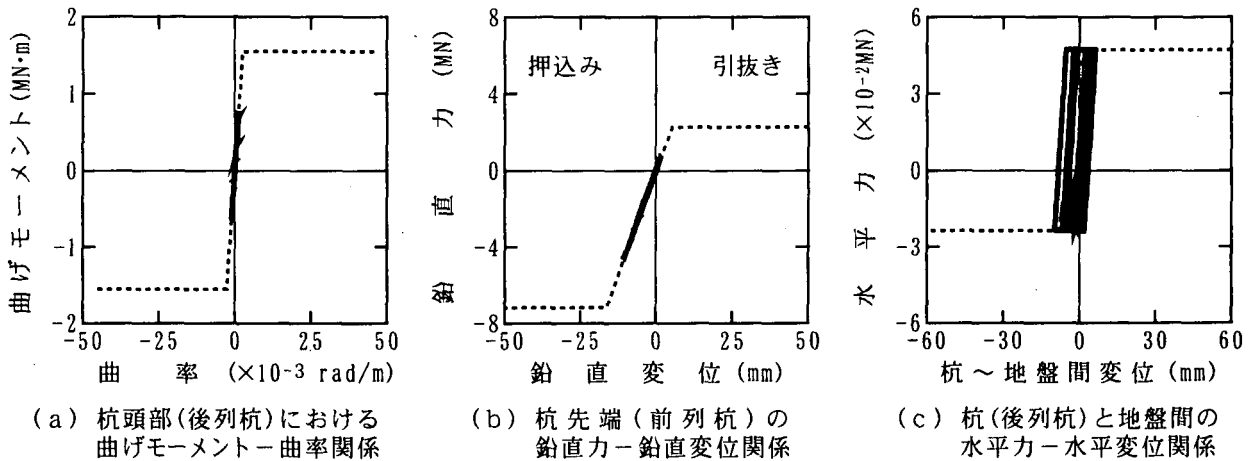


図 12.22 杭の応答履歴 (A 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=2.36$ の場合)

図 12.21 は、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 δ_f 、 $\theta_f \cdot H$ はそれぞれ 10mm、27mm に過ぎない。図 12.22 は杭頭部、杭先端、地盤と杭間を結ぶ地盤ばね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きく増大する。図 12.23 は図 12.21 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 10mm→48mm、27mm→159mm に増加し、

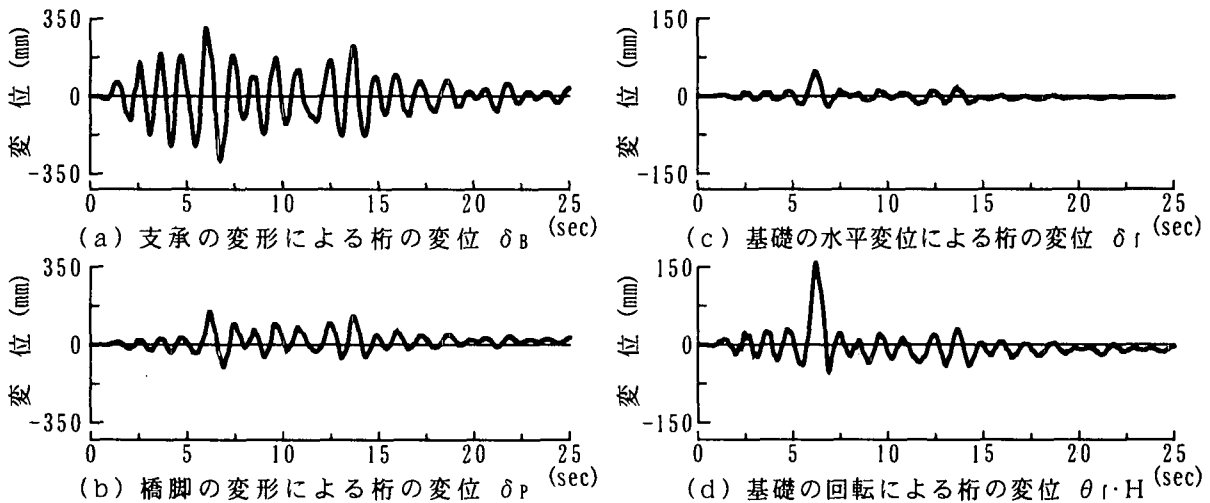


図 12.23 上部構造慣性力作用位置における水平変位 (A 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=1.05$ の場合)

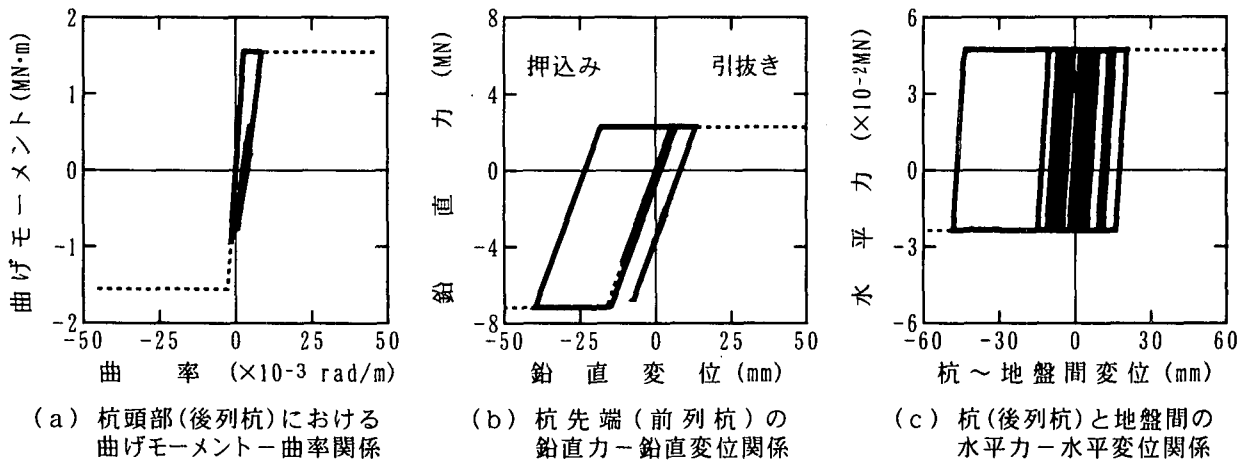


図 12.24 杭の応答履歴 (A 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=1.05$ の場合)

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 12.24 は図 12.22 と同じスタイルで杭頭部, 杭先端, 地盤と杭間を結ぶばね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, 押し込み, 引抜きともに非線形域に達している. 引抜きは 13mm 程度であるのに対して, 押し込みは 40mm に達している.

b) 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 12.25 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

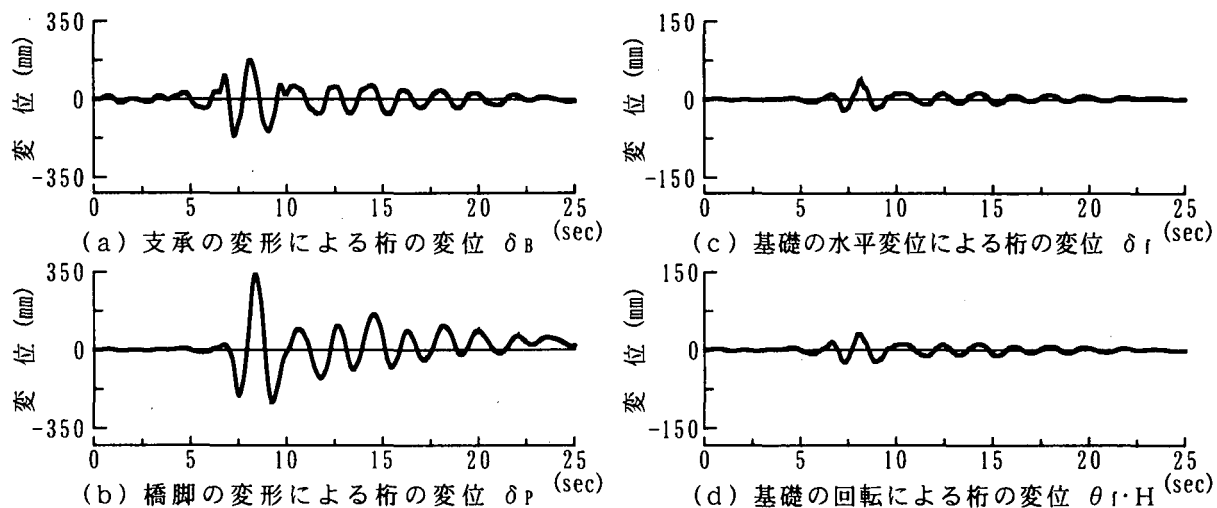


図 12.25 上部構造慣性力作用位置における水平変位 (B橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=2.19$ の場合)

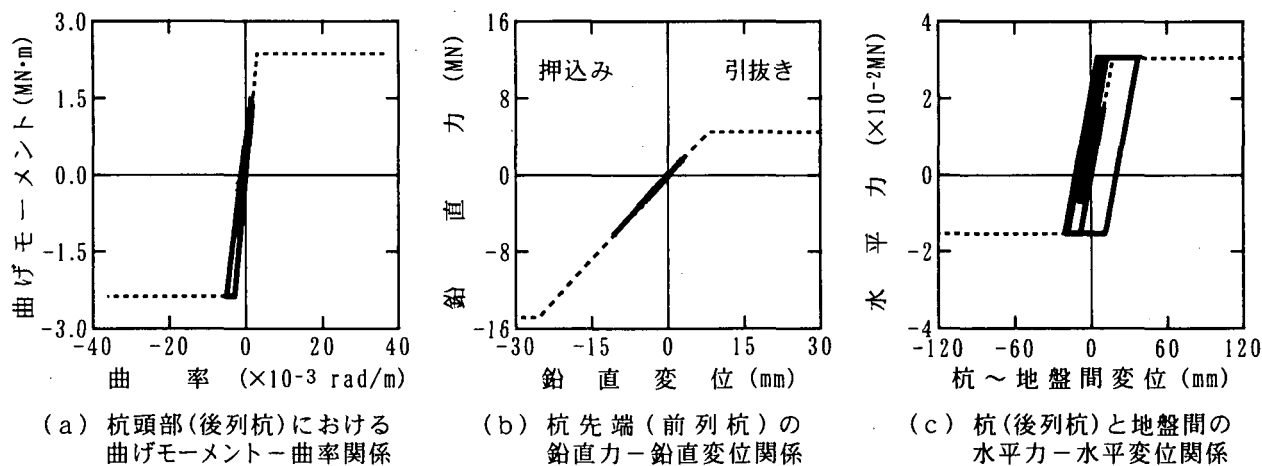


図 12.26 杭の応答履歴 (B橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=2.19$ の場合)

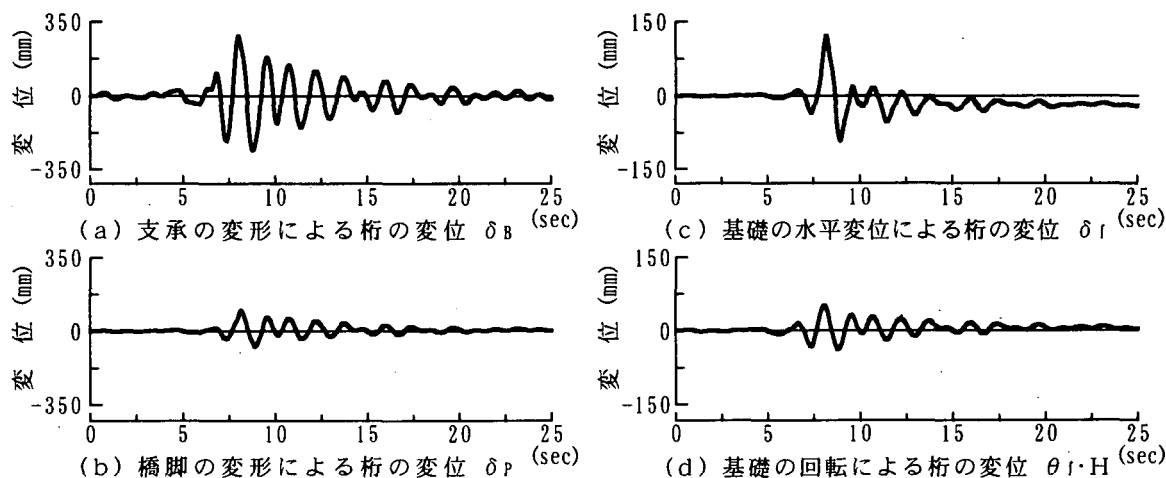


図 12.27 上部構造慣性力作用位置における水平変位 (B橋, 降伏耐力比 $\gamma_y=0.98$ の場合)

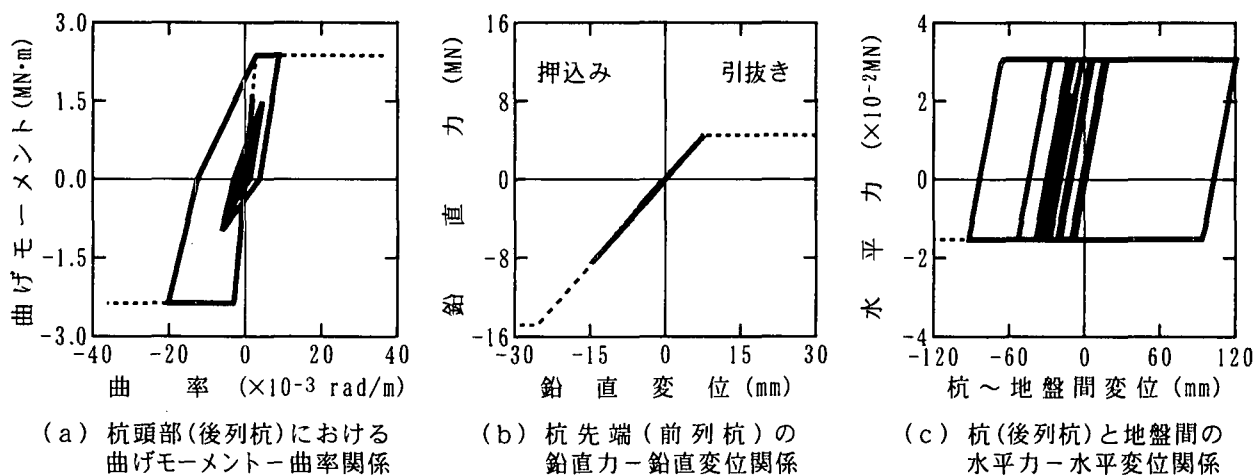


図 12.28 杭の応答履歴 (B 橋, 降伏耐力比 $\gamma_y = 0.98$ の場合)

一方, 図 12.27 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 12.28 に示すように大きな塑性化が生じ, 結果として, 図 12.27 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.

(5) 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 12.6 に示す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

表 12.3 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

往の研究より報告されている^{9), 10)}. 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.

$$F_{pym}(t) = \sum_{i=1}^{n_F} m_i \{ \ddot{u}_i(t) + \ddot{z}_g(t) \} \quad (12.27)$$

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.

$$k_{hp}^* = \frac{F_{pym}^{\max}}{(W_U + W_p)} \quad (12.28)$$

式 (12.26) 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。

$$\gamma_{ym} = \frac{k_{hf}}{k_{hp}^*} \quad (12.29)$$

以下、式 (12.29) で与えられる γ_{ym} を式 (12.26) 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 (12.29) によって修正降伏耐力比 γ_{ym} を求めると、表 12.3 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 よりも最大で A 橋では 23%、B 橋では 37% 程度小さくなる。

(6) 修正降伏耐力比と杭基礎の塑性損傷度

a) 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。

i) 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。

$$\mu_{F\phi} = \frac{\phi_{\max}}{\phi_{Fy}} \quad (12.30)$$

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。

ii) 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。

$$\gamma_{vC} = \frac{P_{vC}}{P_{vyC}} ; \gamma_{vT} = \frac{P_{vT}}{P_{vyT}} \quad (12.31)$$

iii) 履歴吸収エネルギー

図 12.6 に示すように、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。

$$E_P = \int M d\theta ; E_{pl} = \int M_F d\phi_F ; \quad (12.32)$$

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

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～地盤間の水平方向ばね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ばね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，図12.6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，

$$E = E_P + E_{pl} + E_H + E_v \quad (12.33)$$

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。

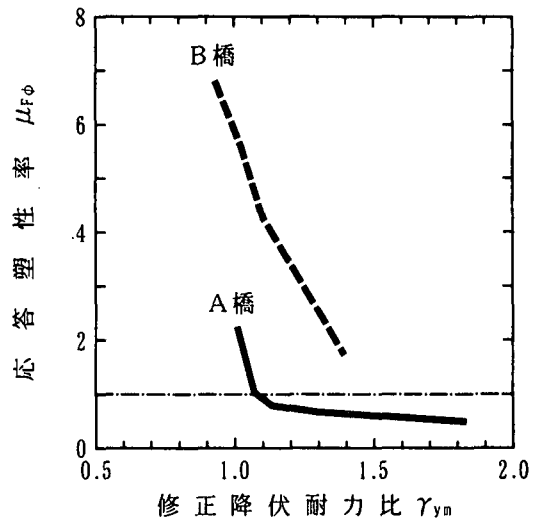
$$\gamma_P = \frac{E_P}{E} ; \gamma_{pl} = \frac{E_{pl}}{E} ; \gamma_H = \frac{E_H}{E} ; \gamma_v = \frac{E_v}{E} \quad (12.34)$$

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。

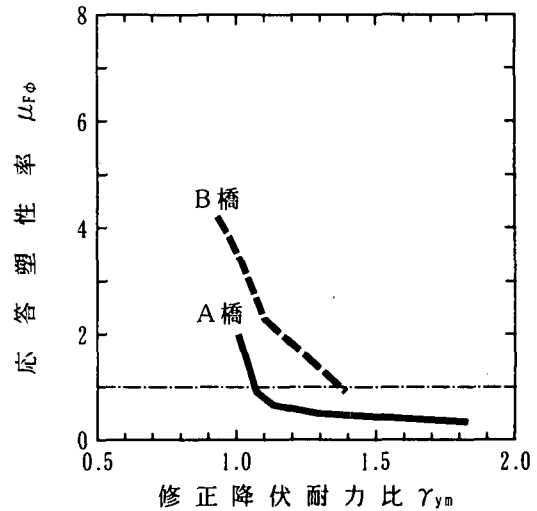
$$\gamma_F = \frac{E_{pl} + E_H + E_v}{E} \quad (12.35)$$

b) 杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$

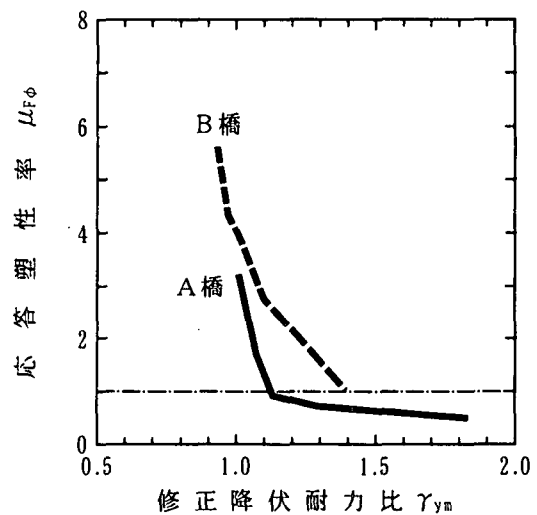
図12.29は杭頭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ が，修正降伏耐力比 γ_{ym} によってどのように変化するかを示したものである。A橋，B橋ともに，杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ は，修正降伏耐力比 γ_{ym} が大きくなるに従い小さくなる。耐震設計上は，修正降伏耐力比 γ_{ym} をどの程度大きくすれば，杭の塑性化を抑えられるかが重要である。杭の曲率応答塑性率 $\mu_{F\phi}$ が1.0以下になるのは，A橋における前列杭と中央列の杭では γ_{ym} を1.1以上，後列杭では γ_{ym} を1.3以上とした場合である。同様にB橋に



(a) 前列杭



(b) 中央列杭



(c) 後列杭

図12.29 修正降伏耐力比 γ_{ym} と杭の曲率応答塑性率

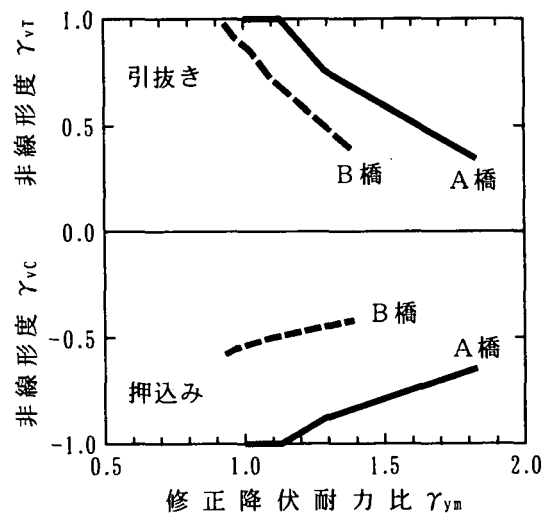
においては、A 橋よりももっと修正降伏耐力比 γ_{ym} を大きくしないと、杭の塑性化を抑えることができない。すなわち、曲率応答塑性率を 1.0 以下にするためには、中央列の杭では γ_{ym} を 1.4 以上としなければならないし、前列杭と後列杭では、 γ_{ym} を 1.4~1.5 以上としなければならない。

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。

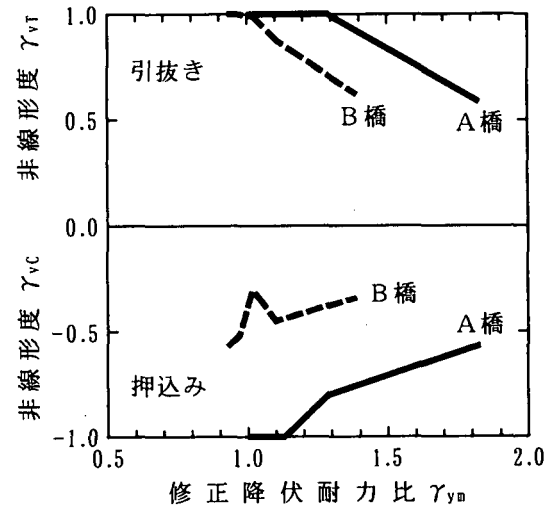
c) 杭先端押込み非線形度 γ_{vC} および杭体引張非線形度 γ_{vT}

図 12.30 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 よりも小さいと杭体軸引張非線形度が 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桁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。



(a) 前列杭

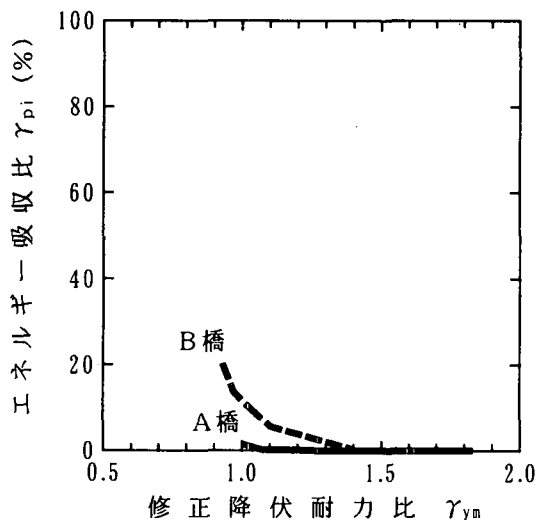


(b) 後列杭

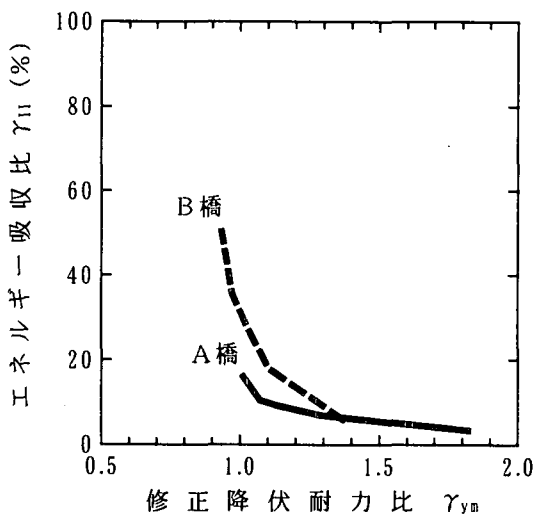
図 12.30 修正降伏耐力比 γ_{ym} と杭軸方向の非線形度

d) 履歴吸収エネルギー

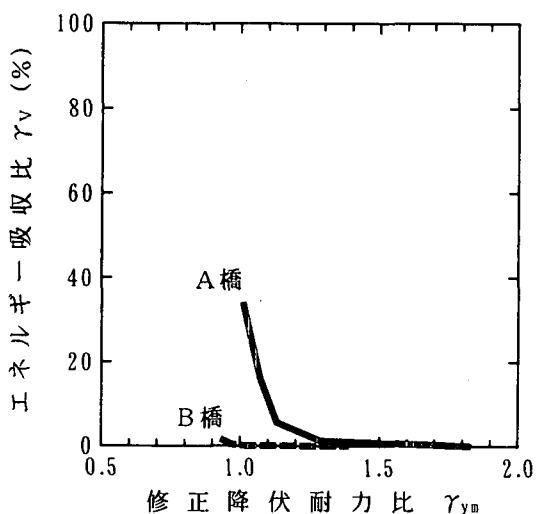
図 12.31 は式(12.34)による基礎に係わる履歴吸収エネルギーの割合 γ_{pl} 、 γ_H 、 γ_v が、修正降伏耐力比 γ_{ym} によってどのように変化するかを示したものである。いずれも修正降伏耐力比 γ_{ym} が



(1) 杭のエネルギー吸収比



(2) 杭～地盤間のエネルギー吸収比



(3) 杭先端～地盤間のエネルギー吸収比

図 12.31 修正降伏耐力比 γ_{ym} が橋脚と杭基礎のエネルギー吸収比に与える影響

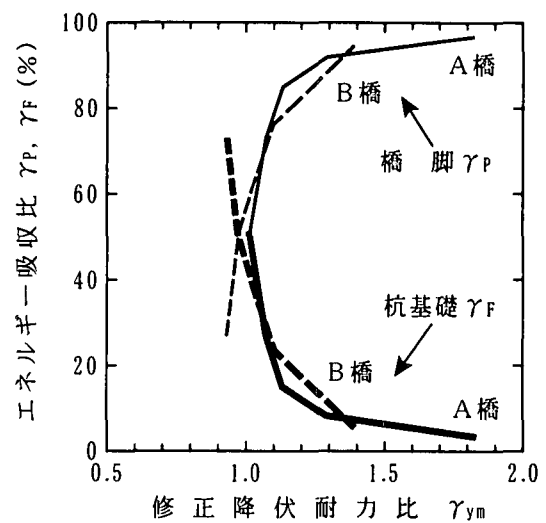


図 12.32 修正降伏耐力比 γ_{ym} が橋脚と杭基礎のエネルギー吸収比に与える影響

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、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～地盤間の水平方向ばね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(12.35)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 $\gamma_F (= \gamma_{pl} + \gamma_H + \gamma_v)$ を示すと図 12.32 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(12.34)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 12.32 において、修正降伏耐力比 γ_{ym} が増加すると、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。修正降伏耐力比を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える。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。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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, 土木学会, pp.1395-1408, Vol.39A, 1993.
- 4) 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.
- 5) 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.32-39, 1982.
- 6) 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.
- 7) Hardin, B.O., Drenevitch, V.P.: Shear Modules and Damping in Soils: Design Equation and Curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.98, SM7, pp.667-692, July.1972.
- 8) 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.
- 9) 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靱性架構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.
- 10) S.Soda: 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.
- 11) 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.)
- 12) 矢部正明, 川島一彦: 比較的良好な地盤中に建設される杭基礎に対するプッシュオーバーアナリシスの適用性, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.3091-3096, 1998.
- 13) 矢部正明, 川島一彦: 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, 構造工学論文集, 土木学会, pp.771-782, Vol.45A, 1999.
- 14) 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, No.619, pp.91-109, 1999.
- 15) 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, No.626, pp.51-68, 1999.

(執筆者: 矢部正明)