

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

矢部正明¹・川島一彦²

¹正会員 東京工業大学 博士後期課程 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)

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。本研究では、杭基礎で支持されたRC橋脚を有する橋梁構造物を対象として、橋脚および杭基礎ともに非線形領域に入る場合に、橋脚から杭基礎に作用する地震力特性を明らかにした。そして、地震時保有水平耐力法に基づく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を提案した。

Key Words : seismic design, ductility design, pile foundation, push-over analysis

1. まえがき

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¹⁾が、これは静的なつりあいに基づいたものであり、橋脚-基礎構造物系の動的応答を見込んだ検討はまだ行われてい

ない。

基礎構造を取り入れて橋脚躯体の弾塑性応答を検討した研究としては、Ciampoliら³⁾⁴⁾、笹田ら⁵⁾、永田ら⁶⁾、鈴木らの研究⁷⁾がある。これらの研究は、基礎-地盤系の非線形性をフーチング底面に配置した水平バネと回転バネによって表現し、基礎や地盤の剛性や逸散減衰が橋脚躯体の応答塑性率、橋脚と基礎の履歴吸収エネルギーに与える影響を検討している。これらの研究では、いずれも橋脚の非線形応答の解明に解析の中心があり、基礎構造は簡単なばねによってしかモデル化されていない。このように、地中部における杭の変形や断面力などを上部構造系の非線形応答とともに検討した研究はほとんど行われていない。

以上のような背景のもとに、本研究では、杭基礎で支持されたRC橋脚を有する橋梁構造物を対象として、橋脚および杭基礎ともに非線形領域に入る場合に、橋脚から杭基礎に作用する地震力特性を明らかにし、動的応答を考慮したプッシュオーバーアナリシスに基づく耐震設計法を提案するものである。

2. 解析対象橋梁と地震時保有水平耐力法による耐震設計

(1) 解析対象橋

解析対象橋脚および杭基礎を周辺地盤条件とともに図-1に示す。これは積層ゴム支承を水平地震力分散支承と

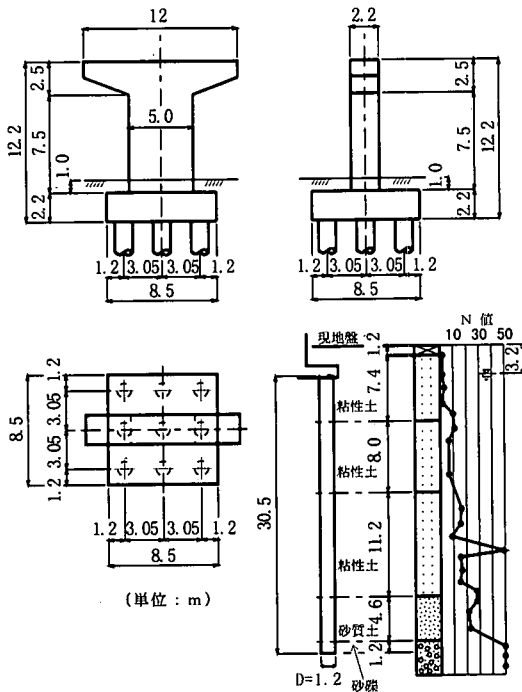


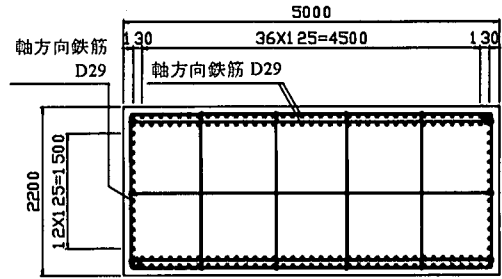
図-1 対象とした橋脚・杭基礎と地盤条件

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。この橋は、平成8年の道路橋示方書に基づいて震度法と地震時保有水平耐力法によって耐震設計されたものである。設計法の詳細は道路橋示方書¹⁾およびこれに関連した図書²⁾に示されているが、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。

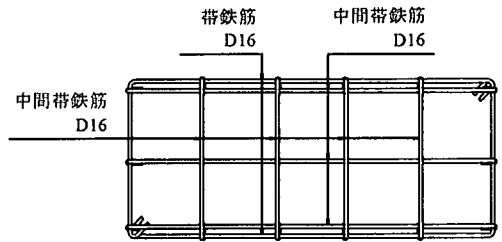
地表面下30mにある砂質層上面を耐震設計上の基礎面とみなすと、微小ひずみ時のせん断剛性を用いた表層地盤の固有周期は1.17秒程度であり、耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤と判定される。本研究では、図-1に示した橋脚・杭基礎系だけを取り出し、橋軸方向に地震動が作用した場合に着目して解析を行う。

(2) 橋脚

図-2は、橋脚断面を示したものである。軸方向鉄筋として、橋軸方向の各面にD29 (SD295) が2段でそれぞれ78本、橋軸直角方向の各面にD29 (SD295) が1段でそれぞれ13本配置されており、軸方向鉄筋比は1.06%である。軸方向鉄筋の段落しはされていない。帯鉄筋としては、1段めと2段めの軸方向鉄筋に沿わせてD16 (SD295) を150mm間隔に配置すると同時に、同径、同材質の中間帯鉄筋を橋軸直角方向に1本、橋軸方向に4本配置している。帯鉄筋、中間帯鉄筋にはともに、135度に曲げた $8d$ (d は鉄筋径)のフックを設けている。帯鉄筋の体積比 ρ_s は0.53%である。



(a) 躯体基部の断面



(b) 帯鉄筋の配置

図-2 橋脚躯体の配筋図

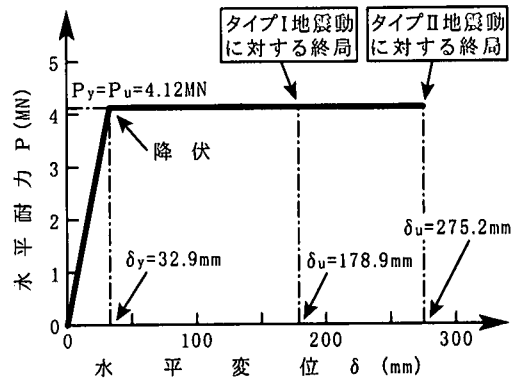


図-3 橋脚の水平力-水平変位関係

図-3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。図では道路橋示方書に基づいて海洋型大規模地震に相当するタイプⅠ地震動と兵庫県南部地震のような直下型地震に相当するタイプⅡ地震動では、異なる終局変位が定義されているが、これはコンクリートの終局ひずみとしてタイプⅠとタイプⅡでは異なった値が与えられているためである。

表-1に示したように、本橋脚ではせん断耐力 P_s が7.58MNと終局水平曲げ耐力 P_u (=地震時保有耐力)の4.12MNを上回っており、この橋脚は曲げ破壊先行型と

表-1 鉄筋コンクリート橋脚躯体基部の耐震設計結果
(橋軸方向)

(a) 震度法による耐震設計 (設計水平震度 0.3)

応力度 の照査	コンクリートの圧縮応力	$6.2 < 10.3 \text{MP}_a$
	コンクリートのせん断応力	$0.29 < 0.32 \text{MP}_a$
	鉄筋の引張応力	$125.3 < 264.8 \text{MP}_a$

(b) 地震時保有水平耐力法による耐震設計

せん断耐力 P_s	7.58MN	
終局水平耐力 P_u (地震時保有水平耐力 P_a)	4.12MN	
破壊形態	曲げ破壊先行	
地震動のタイプ	タイプ I	タイプ II
設計水平震度 k_{hc}	1.0	1.5
等価水平震度 k_{he}	0.50	0.46
慣性力 $k_{he} \cdot W$	3.95MN	3.64MN

判定される。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、このため、次式による等価水平震度 k_{he} はそれぞれ 0.50, 0.46 となる。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (1)$$

ここで、 k_{hc} は地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度であり、本橋ではタイプ I、タイプ II 地震動に対して、それぞれ 1.0, 1.5 となる。曲げ破壊先行型となる橋脚の等価重量 W は、桁重量 W_U と橋脚躯体の重量 W_p から式 (2) で求められる。

$$W = W_U + 0.5 \cdot W_p \quad (2)$$

式 (1) による等価水平震度 k_{he} と式 (2) による等価重量 W に相当する慣性力 $k_{he}W$ が橋脚の地震時保有水平耐力 P_a (=終局水平耐力 P_u) 以下となるように設計した断面が、前出の図-2 である。なお、道路橋示方書によればさらに残留変位の照査が必要であるが、図-2 に示した断面はこれを満足する。

(3) 杭基礎

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-4(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-4(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-4(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

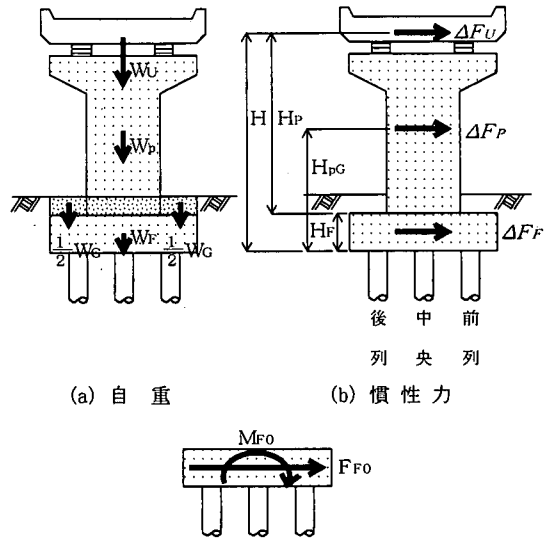


図-4 基礎の水平力-水平変位関係を求めるために作用させる自重と慣性力

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と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⁸⁾、本研究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。

$$\Delta F_U = \frac{k_{hc} \cdot W_U}{N}; \Delta F_P = \frac{k_{hc} \cdot W_p}{N}; \Delta F_F = \frac{k_{hG} \cdot W_F}{N} \quad (3)$$

この増分水平力によって第 n 回目の荷重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。

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

$$M_{F0} = \frac{n \cdot k_{hc}}{N} (W_U \cdot H + W_p \cdot H_{pG} + \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot W_F \cdot H_f) \quad (4)$$

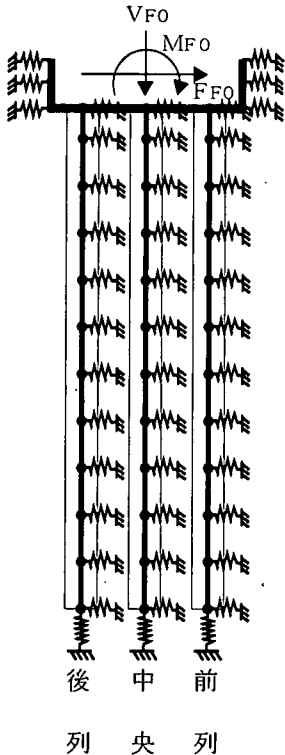


図-5 地震時保有水平耐力法に用いる杭基礎の解析モデル

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(4)では、杭体の慣性力は考慮されていない。

杭は図-5に示すように、地盤バネを介して地盤に支持されているとしてモデル化する。基礎～地盤間バネは、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鉛直方向バネに分けられる。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。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。

式(4)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值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-6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

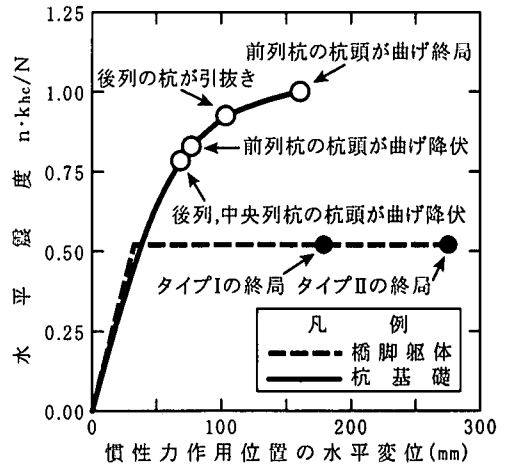


図-6 プッシュオーバーアナリシスから求めた杭基礎と橋脚の水平震度-水平変位関係

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(4)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-3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(2)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-6に示している。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。

3. 解析モデル及び入力地震動

(1) モデル化の基本方針

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-7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と見做すこととし、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

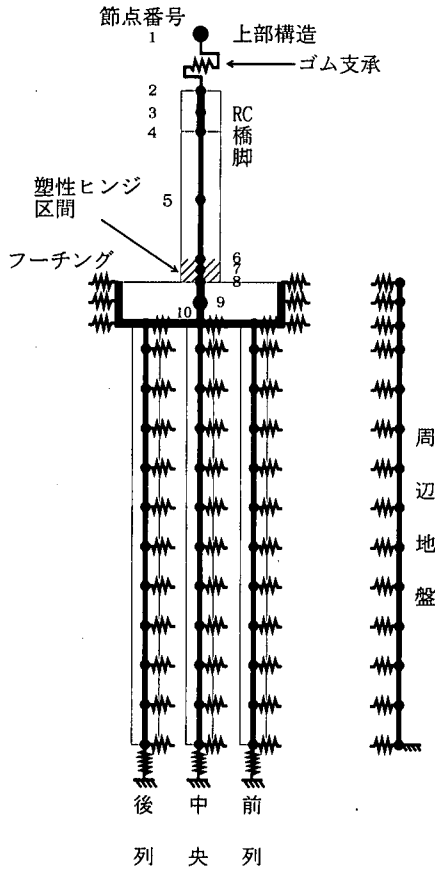


図-7 RC橋脚-杭基礎-周辺地盤系の解析モデル

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¹⁾。

地盤は、基礎の影響を受けない自然地盤として1次元非線形せん断パネ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パネによって表した。

(2) 橋脚及び杭のモデル化

橋脚の塑性ヒンジ区間は、図-8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⁹⁾。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

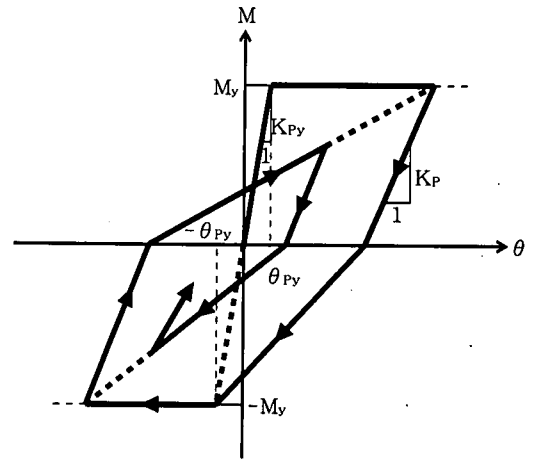


図-8 橋脚の塑性ヒンジ区間における曲げモーメントと回転角の復元力特性

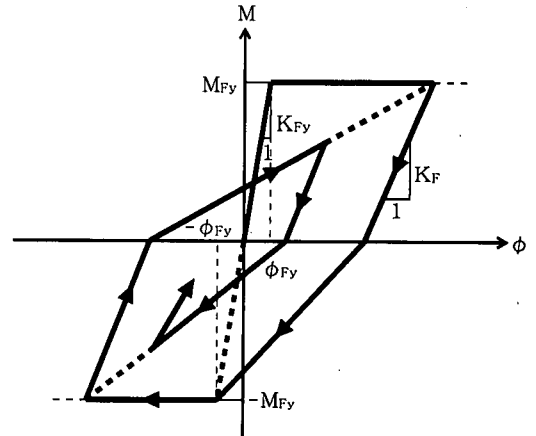


図-9 杭の曲げモーメントと曲率の復元力特性

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。降伏回転角 θ_{py} および除荷剛性 K_p は次式により与えた。

$$\theta_{py} = \frac{\delta_y}{H_p - L_p/2} \quad (5)$$

$$K_p = \frac{M_y}{\theta_{py}} \left| \frac{\theta_p}{\theta_{py}} \right|^{-\alpha} \quad (6)$$

ここで、

$$M_y = P_y \cdot (H_p - L_p/2) \quad (7)$$

ここで、 δ_y ：橋脚の上部構造慣性力作用位置の降伏水平変位、 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、 θ_p ：橋脚基部の塑性ヒンジに生じる塑性回転角、 α ：除荷剛性の低下度を表す係数、 P_y ：橋脚の上部構造慣性力作用位置の降伏水平

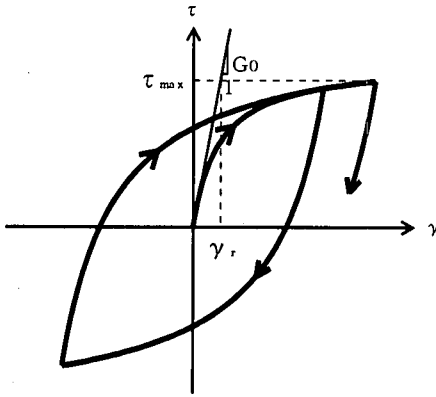


図-10 地盤の復元力特性

耐力である。除荷剛性の低下度を表す係数 α は、載荷実験結果に基づき、以下の解析では $\alpha = 0.5$ とした。

場所打ち杭の耐力や変形特性に関する研究は少ないが、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-9に示すように橋脚と同様にひびわれ点を無視した剛性低下型のTakedaモデルによって表わすこととした。ここで、杭の降伏曲げモーメント M_{Fy} 、降伏曲率 ϕ_{Fy} は次式によって求めた。

$$M_{Fy} = M_{Fu} ; \phi_{Fy} = \phi_{Fy0} \times \frac{M_{Fu}}{M_{Fy0}} \quad (8)$$

ここで、 M_{Fu} は杭の終局曲げモーメント、 M_{Fy0} は杭の初降伏曲げモーメント、 ϕ_{Fy0} は初降伏時の曲率である。また、杭の除荷剛性 K_F は、次式のように与えた。

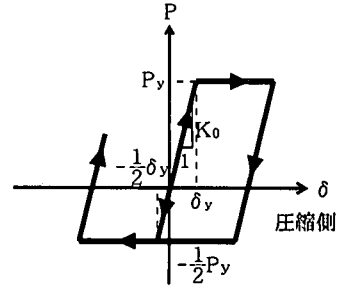
$$K_F = \frac{M_{Fy}}{\phi_{Fy}} \left| \frac{\phi}{\phi_{Fy}} \right|^{-\alpha} \quad (9)$$

ここでは、 α は橋脚と同様に0.5とした。

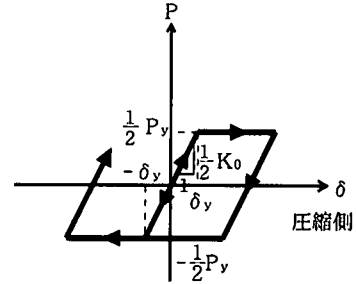
地震時には、フーチングの回転運動により前列と後列の杭に作用する軸力は時間的に変化するため、杭体の曲げモーメント-曲率関係も変化する。しかし、ここでは解析を簡単にするために、フーチング底面より上に存在する全死荷重に相当する鉛直力を均等に杭が分担するとした場合の軸力が作用するとして杭体の曲げモーメント-曲率関係を求めることとした。

(3) 地盤のモデル化

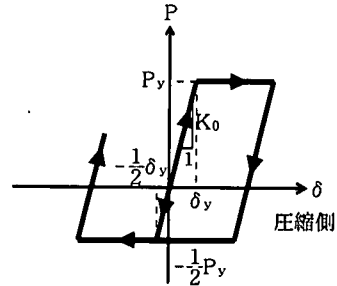
周辺地盤の応答は1次元せん断振動モデルによって計算することとし、復元力は、図-10に示すHardin-Dreivich型の双曲線モデル¹⁰⁾によって表した。規準ひずみ γ_r は、豊浦標準砂および沖積粘性土に対するせん断剛性-せん断ひずみの実験値^{11), 12)}を参考に、粘性土では0.6~2.0%、砂質土では0.4%とした。



(a) 前列の杭



(b) 中央列の杭



(c) 後列の杭

図-11 基礎~地盤間を結ぶ水平方向バネの復元力特性

(4) 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-7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。この理由は、基礎~地盤間の相互作用バネの振動数依存性は、高振動数域で顕著となるのに対して、杭基礎の地震応答を支配するのは低振動数域の振動モードであり、周辺地盤が大きな非線形性を示すような場合は、この傾向がより顕著となるためである。

杭と地盤を結ぶバネの極限支持力 P_y は、次式で与えられている¹⁾。

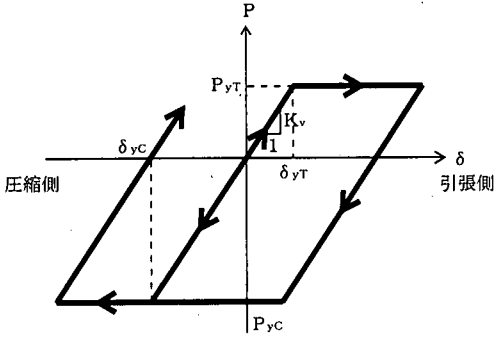


図-12 杭先端～地盤間を結ぶ鉛直方向バネの復元力特性

$$P_y = \eta_p \cdot \alpha_p \cdot P_u \quad (10)$$

ここで、 η_p は群杭効果を考慮した極限支持力の補正係数、 α_p は単杭における極限支持力の補正係数、 P_u は受働土圧強度であり、 $\eta_p \cdot \alpha_p = 1.5$ (粘性土地盤の場合)、 2.54 (砂質地盤の場合) である。

地盤バネの剛性 (バイリニアモデルの初期剛性) K_0 は、杭位置によらず次式で与えられている¹⁾。

$$K_0 = \eta_k \cdot \alpha_k \cdot D \cdot \Delta l \cdot k_h \quad (11)$$

ここで、 η_k は群杭効果を考慮した地盤反力係数の補正係数、 α_k は単杭における地盤反力係数の補正係数、 D は杭径、 Δl は地盤バネの間隔、 k_h は地盤反力係数である。ここでは、道路橋示方書に基づいて、 η_k は $2/3$ とする¹⁾。動的解析では、式 (11) により地盤反力係数 k_h から、地盤バネの剛性 K_0 を求める際には、 N 値ではなく地盤のせん断弾性波速度から求め、さらに地盤反力の補正係数を $\alpha_k = 1.0$ とした。

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^{13)・14)・15)}、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¹⁶⁾。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、ここで既往の大変形載荷実験結果^{13)・14)・15)}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式 (10)、式 (11) によって与えられる極限支持力 P_y 、地盤バネの剛性 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 、地盤バネは 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バネの剛性は $K_0/2$ であるが、前

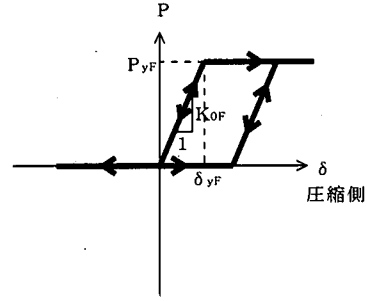


図-13 フーチング前面～地盤間を結ぶ水平方向バネの復元力特性

列および後列杭では応答の方向によって地盤バネが 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図-11に示すように前列および後列杭の地盤バネはいずれの方向に対しても K_0 とすることとした。

次に、杭先端の押し込みおよび引抜きは、図-12に示すように完全弾塑性型バイリニアモデルで表し、上下方向の剛性 K_v 、押し込み耐力 P_{yC} 、引抜き耐力 P_{yT} は、以下のように与えた¹⁾。

$$K_v = a \frac{EA}{L} \quad (12)$$

$$P_{yC} = \min\{N_{pC}, P_C\}; P_{yT} = \min\{N_{pT}, P_T\} \quad (13)$$

ここで、

$$a = 0.031 \frac{L}{D} - 0.15; P_C = q_d \cdot A + U \cdot \sum L_i \cdot f_i;$$

$$P_T = U \cdot \sum L_i \cdot f_i \quad (14)$$

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。

フーチングと地盤を結ぶバネは、図-13に示すように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し、地盤バネの剛性 K_{0F} は式 (11) 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、 $\alpha_k = 1.0$ として求めた¹⁾。極限支持力 P_{yF} は、式 (10) 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た¹⁾。

$$\alpha_{pF} = 1.0 + 0.5 \cdot \frac{z}{B_e} \leq 3.0 \quad (15)$$

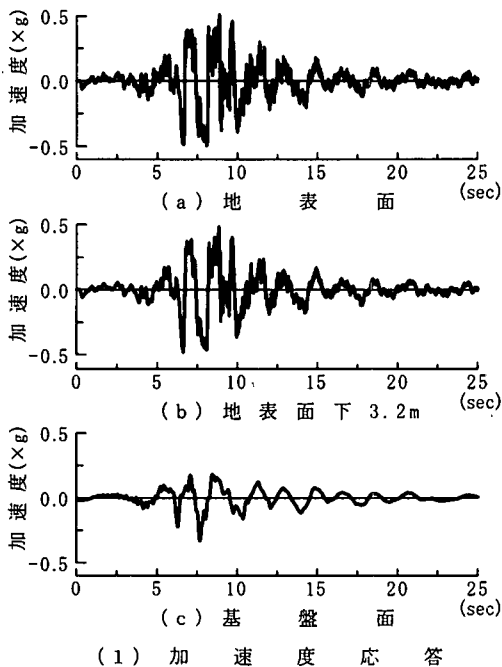


図-14 地盤の地震応答

ここで、 z は地盤面からの深さである。

(5) 減衰のモデル化

減衰定数は、ゴム支承では2%、橋脚では2%、杭では2%、基礎～地盤間バネ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

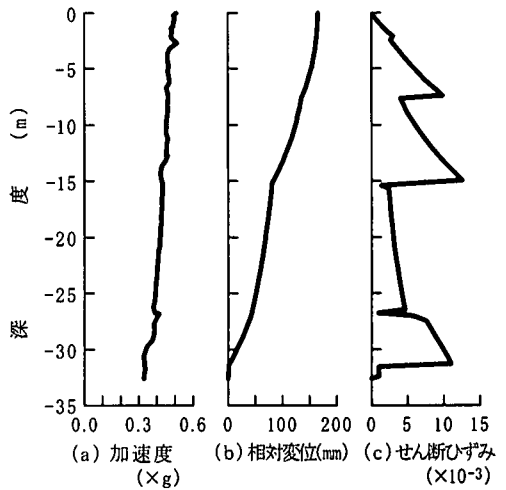


図-15 地盤の最大応答分布

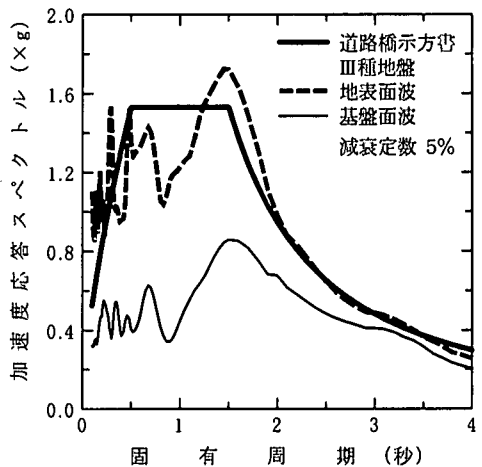


図-16 入力地震動の加速度応答スペクトル

により減衰力をモデル化した。

(6) 入力地震動

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、SHAKE¹⁷⁾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-14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。地盤内の最大応答の分布は図-15のとおりであり、地表面の最大加速度は0.5g (g :重力加速度)、地表面の最大変位は166mmである。地盤の最大

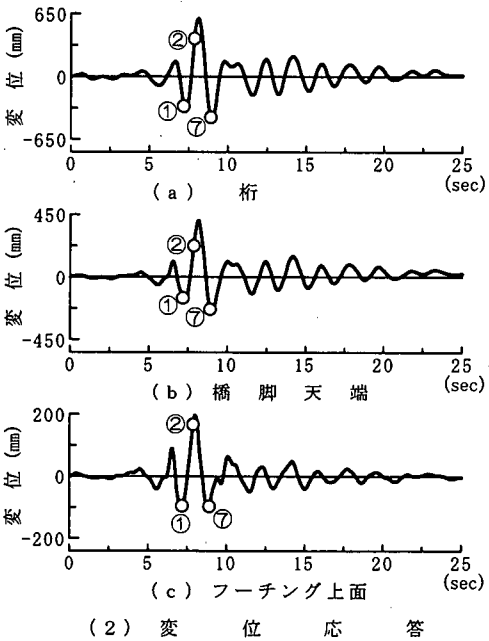
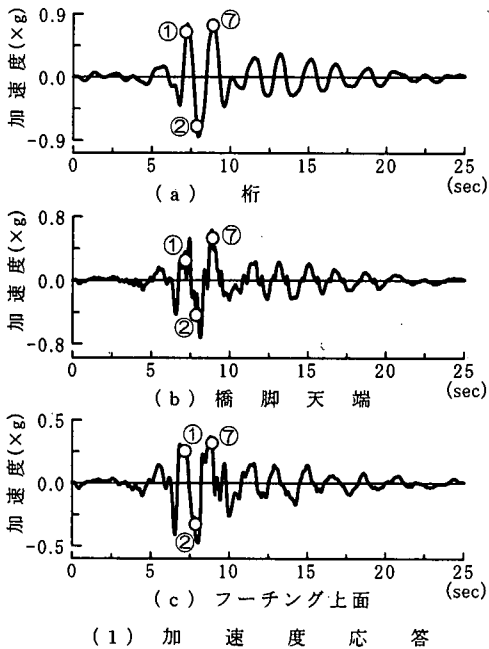


図-17 橋脚躯体および桁の応答

ん断ひずみは地表面下15m付近では1.3%に達する。このような大きなせん断ひずみに相当する地盤の剛性や減衰の評価にはまだいろいろな問題が残されているが、それについてはここには示さない。同様の解析結果は他にもいろいろ報告されている¹⁸⁾。また、図-16は地表面の地震動と基礎地震動を減衰定数5%の加速度応答スペクト

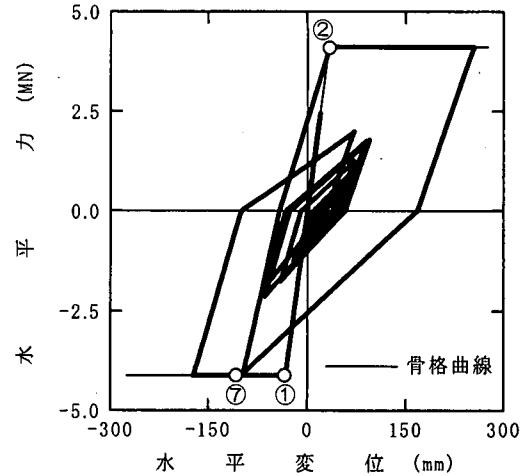


図-18 橋脚天端位置における水平力-水平変位の関係

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。

4. 橋脚と基礎の非線形応答

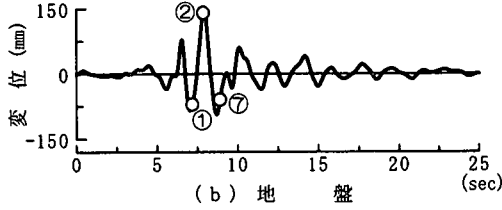
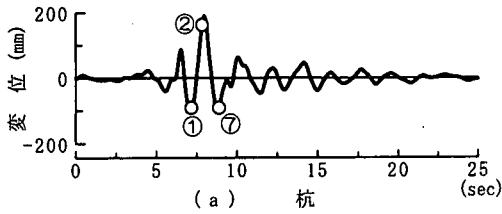
(1) 橋脚-桁系の応答

図-7の解析モデルに、図-14の基礎地震動を作用させた場合の橋脚及び桁の応答変位及び応答加速度を図-17に示す。ここでは、図-4において、橋脚が前列の杭方向に向かって変位する場合を変位応答の正としている。図中には、後述するように橋脚や杭、地盤パネの降伏の順番を表す番号を示している。①、②、⑦は、いずれも橋脚基部が降伏する時刻を示したものである。

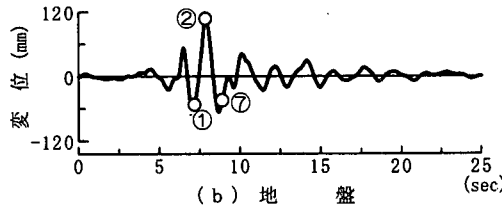
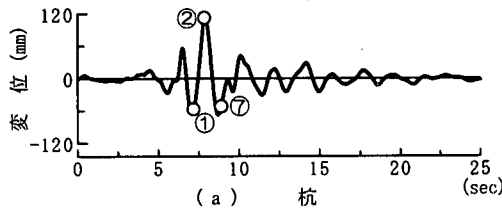
図-17によれば、加速度応答には、7.27秒、7.96秒、8.93秒と3つの大きなピークがあり、最大加速度は桁および橋脚天端では0.85g、0.72g、フーチング上面では0.47gである。図-6に示したように、橋脚の降伏震度 k_{hp} は0.52であるから、桁の応答加速度はこれを約1.63倍上回っている。本来、減衰がゼロの1質点系の応答では降伏加速度以上の応答加速度は生じないはずであるが、減衰力が存在する結果、降伏震度以上の応答加速度が桁に生じている。これについては、6章に示す。

最大変位応答は、桁および橋脚天端では603mm、408mm、フーチング上面では196mmとなっている。

図-18は、橋脚の塑性ヒンジ区間中央に生じる曲げモー



(1) 杭頭（フーチング底面）



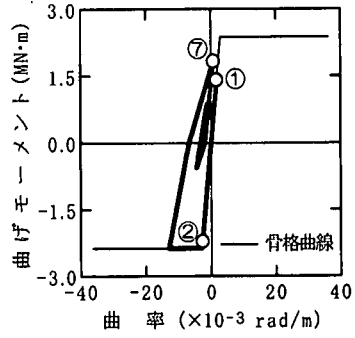
(2) フーチング底面から7.0mの位置

図-19 杭と地盤の変位応答の比較（前列の杭）

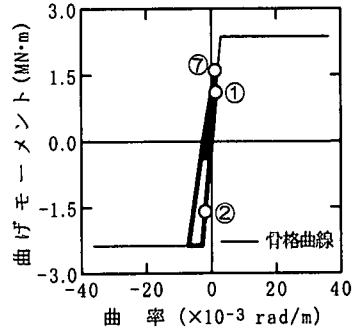
メントを橋脚天端（上部構造慣性力作用位置）までの距離 $H_p - L_p/2 = 9.45\text{m}$ で除して求めた橋脚天端における水平力と橋脚の水平変位 δ_p の履歴である。図-17に示した①、②、⑦の3つは、図-18から求めた橋脚が降伏するときの時刻である。橋脚の最大変位応答は255mmであり、降伏変位は32.9mmであるから、変位応答塑性率は7.8となる。

(2) 杭の応答

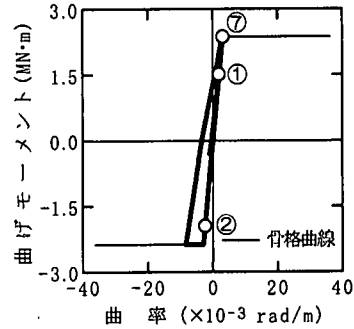
図-19は、杭頭位置と杭の曲げモーメントが最大となるフーチング底面から $\pi/2\beta = 7.0\text{m}$ の位置（ $1/\beta$ は杭の特性値の逆数）における杭と地盤の変位応答を示したものである。最大変位は、杭頭位置では杭が189mmであるのに対して地盤が147mm、 $\pi/2\beta$ の位置では杭が117mmであるのに対して地盤が110mmとなっている。ただし、杭と地盤の変位は最大となる時刻はわずかに異なっており、実際に両者間に生じる最大変位は、杭頭位置では74.5mm、 $\pi/2\beta$ の位置では10.6mmである。図-20は、杭



(a) 前列の杭



(b) 中央列の杭



(c) 後列の杭

図-20 杭頭部における曲げモーメント-曲率関係

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-18、図-20中の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。

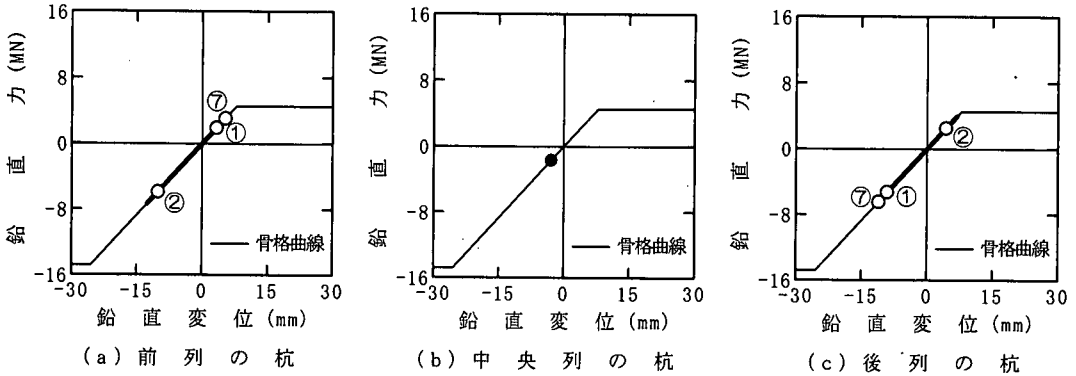
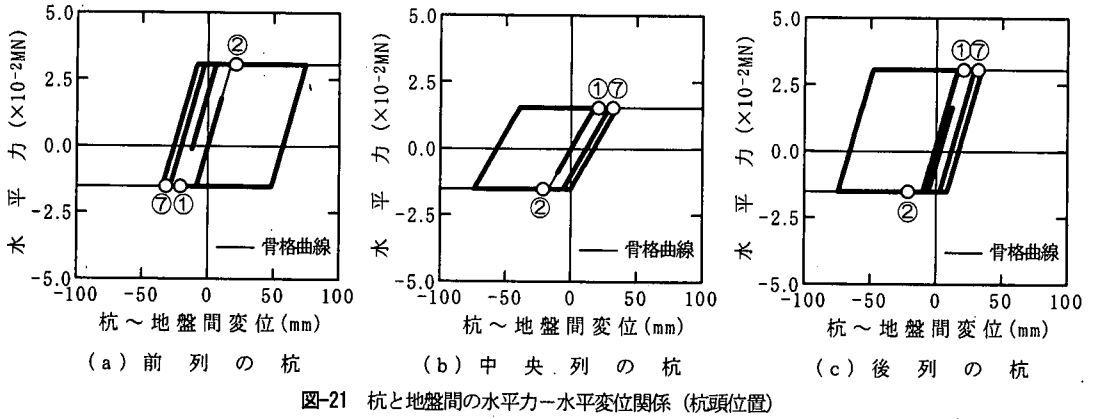


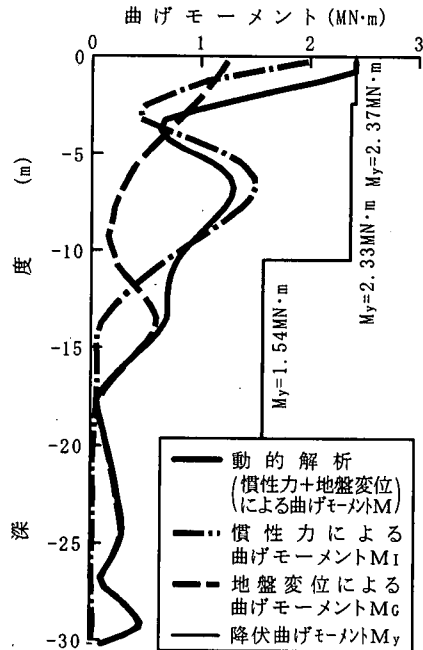
図-22 杭先端の鉛直力-鉛直変位関係

図-21は、杭頭位置における基礎～地盤間の水平バネに生じる履歴を示したものである。いずれの列においても、地盤バネは降伏しており、前述したように杭～地盤間には最大74.5mmの相対変位が生じている。

一方、図-22は、杭先端における杭～地盤間の上下方向バネの履歴を示したものである。鉛直力と鉛直変位はともに引抜きを正、押し込みを負と定義している。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。

(3) 杭に生じる曲げモーメントに対する地盤変形の影響

図-23は、杭に生じる最大曲げモーメントの分布を前列の杭を例に示したものである。杭に生じる曲げモー



ントには、慣性力の影響だけではなく周辺地盤の変形の影響があることはよく知られている。このため、杭に生じる曲げモーメントに対する慣性力の影響と周辺地盤の影響を分離するために、図-7に示した解析モデルにおいて構造物の質量を全て0として非線形動的解析を行い、これより得られる杭に生ずる曲げモーメント M_G を地盤の変位によって生じる曲げモーメントと定義する。また、これを上述した非線形動的解析によって求めた曲げモーメント M から差し引くことにより、構造系の慣性力によって生じる曲げモーメント M_I を次のように求める。

$$M_I = M - M_G \quad (16)$$

このようにして求めた慣性力による曲げモーメント M_I 、地盤変位による曲げモーメント M_G も図-23に示している。これによれば、フーチング底面から約13m（杭径の約11倍、 $1/\beta$ の約3倍）の範囲では、構造系の慣性力による影響が支配的であるが、それより深くなると地盤変位の影響が支配的となる。杭頭においては慣性力の影響が支配的とはいえ、地盤変位の影響を考慮しないと、 $M = 2.37 MN \cdot m$ の曲げモーメントを $M_I = 1.94 MN \cdot m$ と、18%程度過小評価することがわかる。同様な結果は、建築構造物の杭基礎を対象とした宮本らの研究においても指摘されている¹⁹⁾。

(4) 橋脚と杭とのインターアクション

図-24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-25、図-26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。ここには、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。

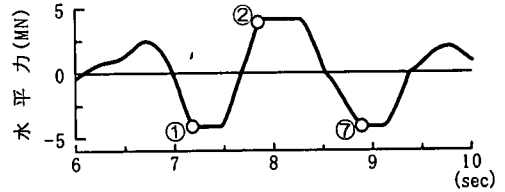


図-24 慣性力作用位置で示した橋脚の作用力

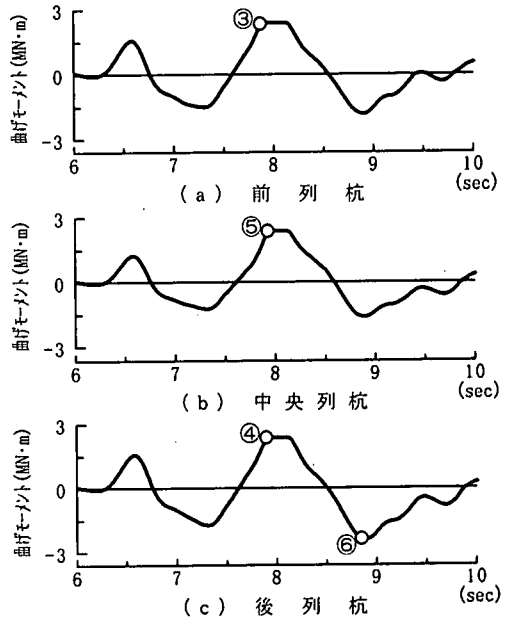


図-25 杭の頭部に生じる曲げモーメント

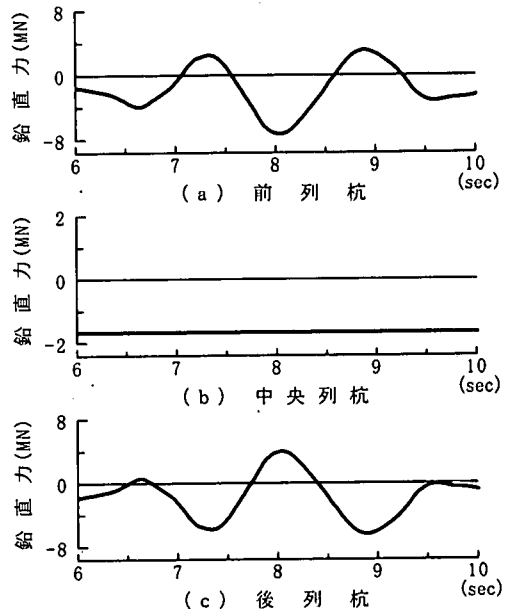


図-26 杭の先端に生じる鉛直力

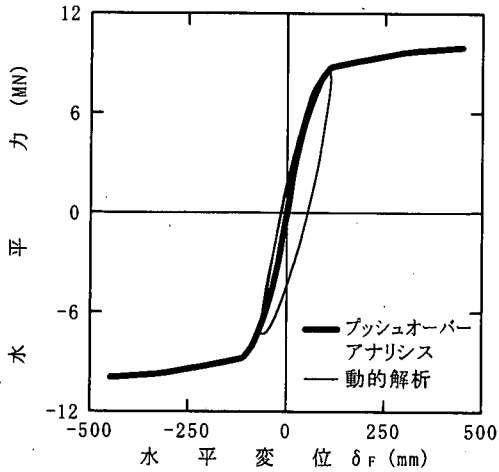


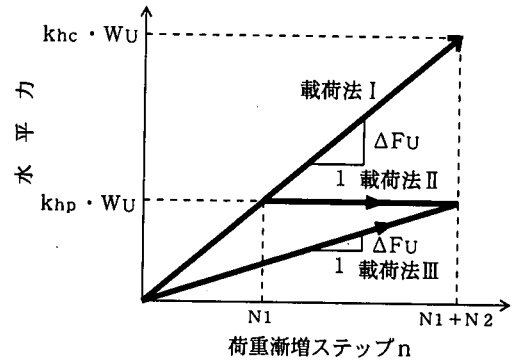
図-27 フーチング底面の水平力および慣性力作用位置の水平変位（載荷法 I）

5. プッシュオーバーアナリシスによる解析

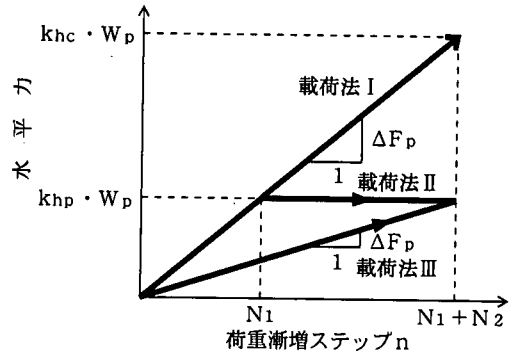
以上に示した非線形動的解析による結果が、2章に示した耐震設計結果とどのような関係にあるかを以下に検討することにする。ただし、地震時保有水平耐力法による耐震設計とは異なり3章に示したように動的解析では、杭の曲げ履歴をトリニアモデルからバイニア型のTakedaモデルに変化させたこと、図-11に示したように中央列の杭の初期剛性を K_0 から $1/2K_0$ に変化させたこと、地盤バネの剛性を式(11)で求める際に、地盤のN値ではなく地盤のせん断弾性波速度から k_h を求めたことの3点が異なっている。このため、以下では動的解析に用いた条件で地震時保有水平耐力法により計算し直した結果と動的解析結果との関連を比較することとする。

まず、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2章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-27である。これによれば、2(3)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(3)、式(4)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。

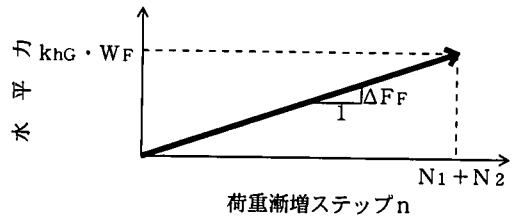
橋脚の曲げ降伏の影響を見込んでプッシュオーバーアナリシスを行うためには、桁、橋脚、フーチングに対し



(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-28 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

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。2(3)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。

(1) 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-28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 回目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 (3) と同様に次式のように与えられる。

$$\Delta F_F = \frac{k_{hG} \cdot W_F}{N_1 + N_2} \quad (17)$$

一方、桁および橋脚に作用させる第 n 回目の増分水平力 ΔF_U および ΔF_P は、

$$\Delta F_U = \begin{cases} \frac{k_{hp} \cdot W_U}{N_1} & 1 \leq n \leq N_1 \\ 0 & N_1 + 1 \leq n \leq N_1 + N_2 \end{cases} \quad (18)$$

$$\Delta F_P = \begin{cases} \frac{k_{hp} \cdot W_P}{N_1} & 1 \leq n \leq N_1 \\ 0 & N_1 + 1 \leq n \leq N_1 + N_2 \end{cases} \quad (19)$$

ここで、 k_{hp} は橋脚の降伏震度であり、式 (2) より、

$$k_{hp} = \frac{P_u}{W} \quad (20)$$

したがって、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。

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

$$M_{F0} = \begin{cases} \frac{n \cdot k_{hp}}{N_1} (W_U \cdot H + W_P \cdot H_{pG}) + \frac{n \cdot k_{hG}}{N_1 + N_2} \cdot \frac{H_F}{2} \cdot W_F & 1 \leq n \leq N_1 \\ k_{hp} (W_U \cdot H + W_P \cdot H_{pG}) + \frac{n \cdot k_{hG}}{N_1 + N_2} \cdot \frac{H_F}{2} \cdot W_F & N_1 + 1 \leq n \leq N_1 + N_2 \end{cases} \quad (21)$$

(2) 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、

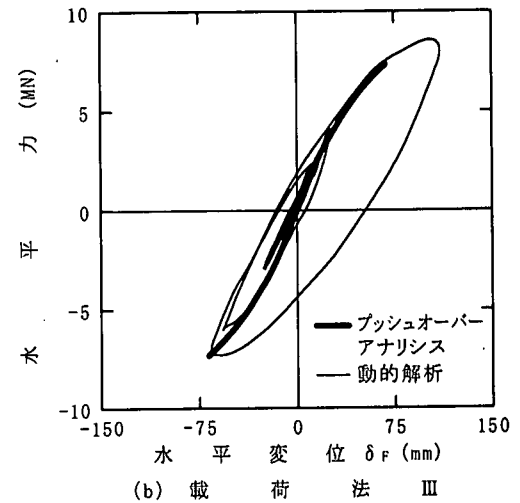
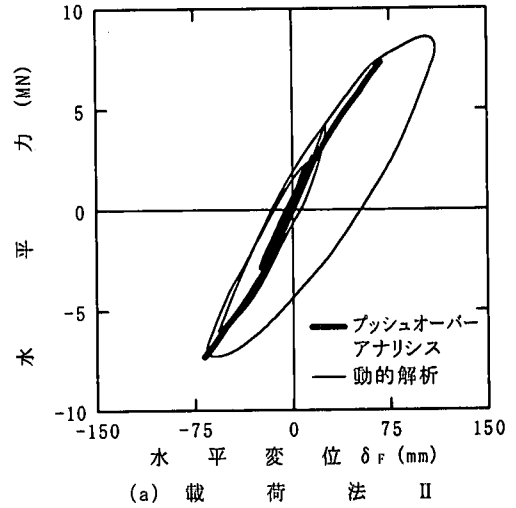


図-29 フーチング底面の水平力および慣性力作用位置の水平変位

$$\Delta F_U = \frac{k_{hp} \cdot W_U}{N}; \quad \Delta F_P = \frac{k_{hp} \cdot W_P}{N}; \quad \Delta F_F = \frac{k_{hG} \cdot W_F}{N} \quad (22)$$

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、

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

$$M_{F0} = \frac{n \cdot k_{hp}}{N} (W_U \cdot H + W_P \cdot H_{pG} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot W_F \cdot H_F) \quad (23)$$

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-29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-24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。今、これを検討するために、図-7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。

$$\left. \begin{aligned} F_F(t) &= \sum_{i=1}^{n_F} m_i \{ \ddot{u}_i(t) + \ddot{z}_g(t) \} \\ M_F(t) &= \sum_{i=1}^{n_F} m_i \{ \ddot{u}_i(t) + \ddot{z}_g(t) \} \cdot h_i \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

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-7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 $8.64 \text{ MN}, 78.34 \text{ MN} \cdot \text{m}$ 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 (21) 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、

$$\alpha_F = \frac{F_{F \max}}{F_{F0}} = \frac{8.64 \text{ MN}}{7.33 \text{ MN}} = 1.18 \quad (25)$$

$$\alpha_M = \frac{M_{F \max}}{M_{F0}} = \frac{78.34 \text{ MN} \cdot \text{m}}{56.13 \text{ MN} \cdot \text{m}} = 1.40 \quad (26)$$

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 (25)、式 (26) 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-30である。図-29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

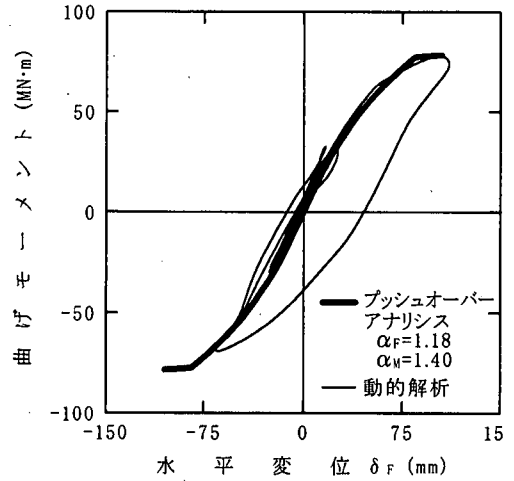


図-30 フーチング底面の水平力～慣性力作用位置の水平変位の関係 ($\alpha_F = 1.18, \alpha_M = 1.40$)

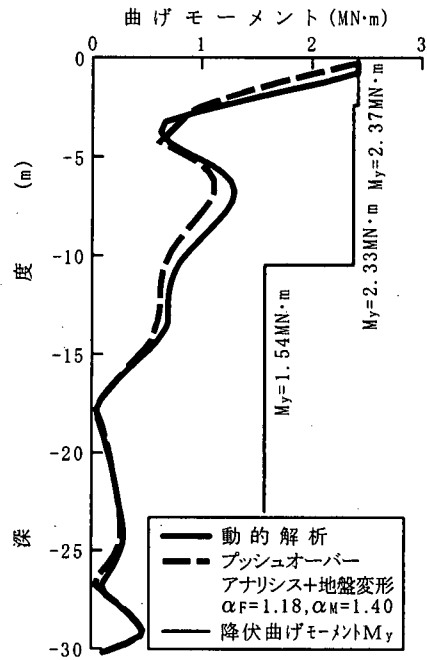


図-31 杭 (前列) に生じる曲げモーメント分布

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 (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

表-2 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

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-30では、プッシュオーバーアナリシスの精度は高いと言うことができる。

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-31である。図-24に示したように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～地盤間のバネ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うことができる。また、4(4)に示した①～⑦の主要な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-2である。ここには、後述する $\alpha_F = \alpha_M = 1.3$ とした場合の結果も示している。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。

6. 減衰力によるフーチング底面作用力の割り増しの評価

以上に示したように、式(25)、式(26)による α_F, α_M の割り増し係数を考慮すれば、プッシュオーバーアナリシスは非線形動的解析によって求めたフーチング底面の作用力や杭に生じる曲げモーメントを精度良く与えることができる。しかし、式(25)、

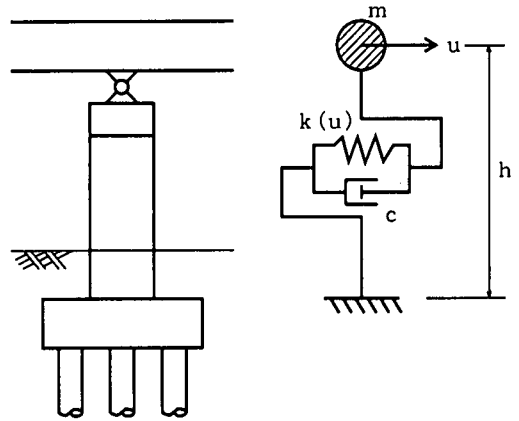


図-32 減衰力の影響を検討した解析モデル

式(26)により $F_F(t), M_F(t)$ を求めるためには、非線形動的解析を行わなければならない。地震時保有水平耐力法の枠組みの中でプッシュオーバーアナリシスを行うメリットが発揮されない。このため、式(26)、式(25)による $F_F(t), M_F(t)$ を推定することを目的として、ここでは図-32に示すようにTakeda型の剛性低下型モデルで支持された1自由度系にモデル化した橋の応答を解析する。ここで、道路橋示方書に従い質点の質量 m は、式(2)から求めた。

図-32のモデルでは、式(24)から橋脚基部に作用する水平力は、

$$F_F(t) = -c\dot{u}(t) - f_R(t) = m\{\ddot{u}(t) + \ddot{z}_g(t)\} \quad (27)$$

ここで、 $\dot{u}(t), \ddot{u}(t)$ は1自由度系の相対速度、相対加速度であり、 $\ddot{z}_g(t)$ は入力地震動加速度、 $f_R(t)$ はTakedaモデルによって表した橋脚の復元力、 c は減衰係数である。式(27)で与えられる F_F の最大値と橋脚の降伏耐力 P_y との比として、式(25)の α_F は次式によって与えられる。

$$\alpha_F = \frac{F_{F \max}}{P_y} = \frac{|m\{\ddot{u}(t) + \ddot{z}_g(t)\}|_{\max}}{P_y} \quad (28)$$

この α_F を高架構を対象として解析することとした。解析対象としたのは、橋脚高さ h を7, 11, 15mの3種類、支間長を30, 40, 50mの3種類に、変化させた合計9種類の単柱式RC橋脚で支持された高架構である。降伏剛性を用いた固有周期は、0.33~0.65秒となる。これらに対して、それぞれ、道路橋示方書のタイプI, IIの標準波形(I-1~III-1の6波形)²⁾、兵庫県南部地震で観測された神戸海洋気象台記録NS成分²⁰⁾、JR鷹取駅記録EW成分²¹⁾、東神戸大橋記録N12W成分、ノースリッ

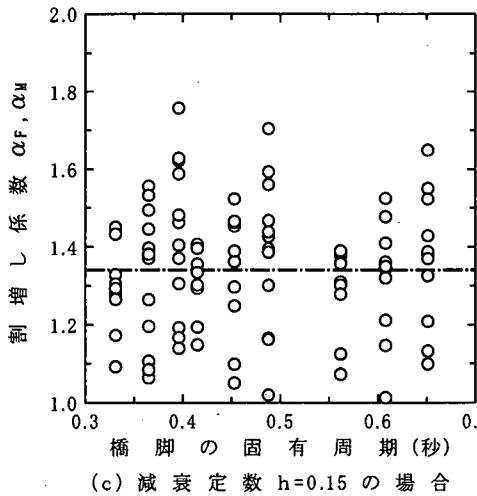
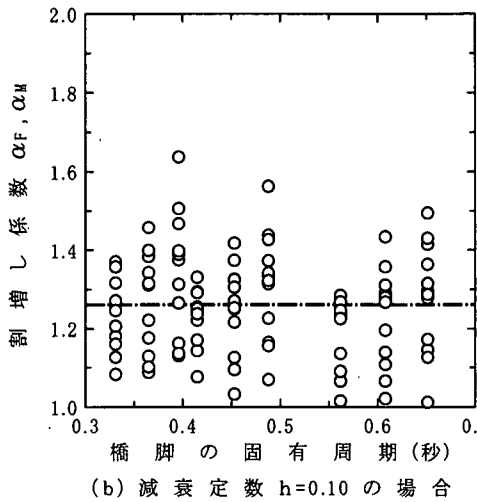
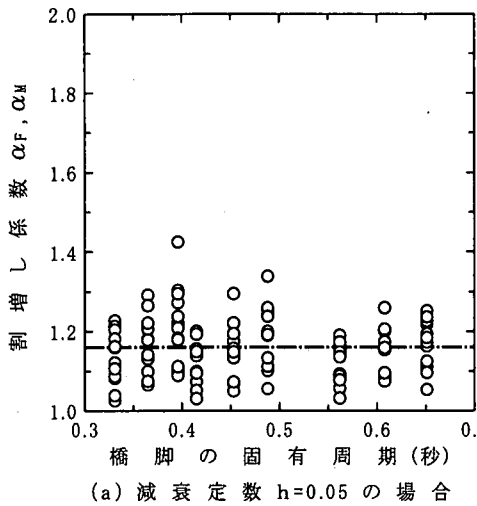


図-33 減衰力による割増し係数

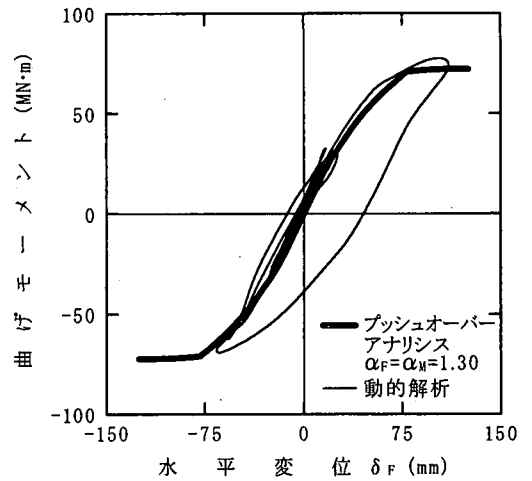


図-34 フーチング底面の水平力～慣性力作用位置の水平変位の関係 ($\alpha_F = \alpha_M = 1.30$)

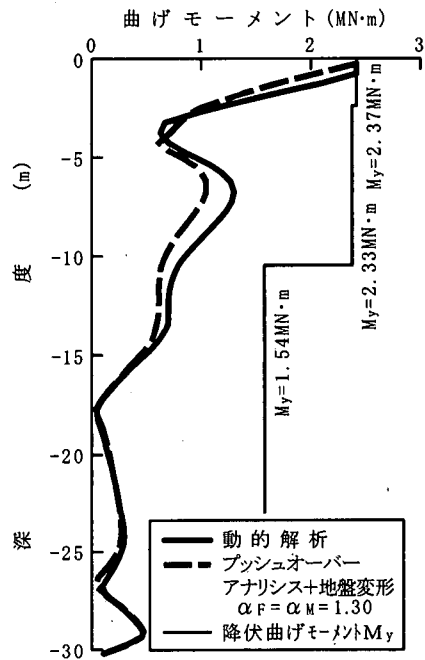


図-35 杭 (前列) に生じる曲げモーメント分布

ジ地震で観測されたSylmar駐車場記録EW成分²⁰⁾、釧路沖地震で観測された釧路気象台記録EW成分²¹⁾、今回の解析より求められた地表面の地震動 (図-14参照) の合計12波形を作用させた。また、フーチング底面に作用する地震力への減衰力の影響を検討する際に考慮しなければならない減衰効果としては、橋脚とゴム支承の減衰、基礎～地盤間の逸散減衰がある。3 (5) に示したように、図-7における解析モデルの主要な振動モードでは、

モード減衰定数が約0.05~0.13となっており、これらとともに、橋脚とゴム支承に与えた減衰定数よりも大きく、逸散減衰の寄与が大きいことがわかる。ここでは、図-32に示すように橋を1自由度系にモデル化したので、逸散減衰の効果を減衰力としてモデル化する必要がある。ここでは、橋全体系の減衰定数を0.05, 0.1, 0.15と3種類に変化させ、1自由度系であることから剛性比例型減衰により減衰力をモデル化した。合計 $9 \times 12 \times 3 = 324$ 種類の解析から求めた α_F を図-33に示す。同一の高架橋でも、入力地震動や減衰定数によって α_F は大きく異なり、例えば、減衰定数を0.1とした場合を例にとれば、固有周期が0.40秒の橋では、1.15~1.65の範囲で α_F が変化する。ここで解析対象とした範囲内では α_F は固有周期によって顕著に変化しないため、9橋 \times 12波形に対する α_F の平均値を求めると、減衰定数0.05, 0.10, 0.15の場合に、それぞれ1.16, 1.26, 1.34となる。一般に、固有周期が0.33~0.65秒の範囲にある高架橋では、減衰定数は0.1程度であることから、 $\alpha_F = \alpha_M = 1.30$ としてプッシュオーバーアナリシスによりフーチング底面における水平力~慣性力作用位置に生じる水平変位 δ_F の関係や杭に生じる曲げモーメントを求めた結果が図-34、図-35である。プッシュオーバーアナリシスの結果は、動的解析結果とよく一致しており、これは図-30や図-31に示した結果と比較してもそれ程遜色がない。また、前出の表-2には、 $\alpha_F = \alpha_M = 1.30$ とした場合に杭の塑性化が生じる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 も示している。プッシュオーバーアナリシスによる水平変位 δ_F は、動的解析による水平変位の $\pm 10\%$ 以内の誤差に収まっており、実務上十分な精度を有している。

7. 結論

RC橋脚で支持された基礎—橋脚—桁系を対象として、橋脚および杭基礎の非線形応答特性、橋脚から基礎に作用する地震力の特性を明らかにした。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) 杭に生ずる曲げモーメントを式(16)のように、フーチングから上の構造系の慣性力によって生じる曲げモーメント M_I と地盤の変形によって生じる曲げモーメント M_G に分離すると、 M_I 、 M_G は全曲げモーメントのそれぞれ82%、18%となる。地盤の変形の影響を無視することは杭基礎の設計上、曲げモーメントを過小評価することになる。

(2) プッシュオーバーアナリシスでは、荷重漸増させる経路や組み合わせが重要であり、式(4)による載荷法Iは明らかにフーチング底面に作用する地震力を過大

に与える。式(21)による載荷法IIと式(23)による載荷法IIIの違いは大きいものではないが、載荷法IIの方が動的解析結果との一致度が高い。

(3) 降伏耐力 P_y 、降伏曲げ耐力 M_y を有する橋脚で支持された構造系において、実際に橋脚からフーチングに伝達される水平力、曲げモーメントは P_y 、 M_y に式(25)、式(26)による係数 α_F 、 α_M を乗じた値であり、 P_y 、 M_y を橋脚からフーチングに作用する地震力とみなすことは、杭基礎に対する地震力を過小評価する。

(4) 式(25)、式(26)による係数 α_F 、 α_M を用いてフーチング底面に作用する水平力、曲げモーメントをプッシュオーバーアナリシスによって求めると、非線形動的解析の結果と良く一致する。また、地盤の変形を考慮すれば、プッシュオーバーアナリシスで求めた杭の曲げモーメントも非線形動的解析結果とよく一致する。

(5) フーチング底面に作用する地震力の割り増し係数 α_F を簡易に算定するため、図-32に示したモデルを提案した。これによれば典型的な高架橋では、入力地震動が固有周期、減衰定数によって $\alpha_F = 1.0 \sim 1.8$ と広範囲にばらつくが、本例では $\alpha_F = 1.3$ としてプッシュオーバーアナリシスにより解析したフーチング底面の水平力および曲げモーメントは、非線形動的解析結果と良く一致する。

(6) 以上より、減衰力によるフーチング底面に作用する地震力の割り増しと、地盤の変形を考慮し、載荷法IIに基づいてプッシュオーバーアナリシスによって解析すれば、杭全体の降伏耐力、終局耐力、これらの時の変位等、地震時保有水平耐力法に必要な特性を実用的に十分な精度で算定することができる。

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。
- (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997。
- Ciampoli, M. and Pinto, P.E.: Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.121, No.5, pp.806-814, May, 1995.
- Ciampoli, M. and Pinto, P.E.: Effects of Soil-Structure Interaction on the Inelastic Response of Structures, *Proc. of the 2nd International Workshop on the Seismic Design of Bridges*, Vol.1, pp.298-309, 1994.
- 笹田修司, 平尾潔, 沢田勉, 成行義文, 三上卓: 基礎との相互作用が強震時RC橋脚降伏強度比の所要に及ぼす影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.42A, pp.615-626, 1996.
- 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征: 基礎—構造物系の非線形

- 動的相互作用に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.42A, pp.593-602, 1996.
- 7) 鈴木基行, 浅井聡史, 砂金伸治, 武田篤史, 藤原稔: RC ラーメン高架橋の地震応答に及ぼす地盤特性の影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.42A, pp.603-614, 1996.
- 8) 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.)
- 9) 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.
- 10) Hardin, B.O. and 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.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 木村亮, 幸左賢二, 伊藤恭平, 坂本真徳: 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.
- 15) 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, Vol.39A, pp.1395-1408, 1993.
- 16) 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.
- 17) 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.
- 18) たとえば, 風間基樹, 柳沢栄司, 稲富隆昌, 菅野高弘, 稲垣紘史: アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.547, pp.171-182, 1996.
- 19) 宮本裕司, 酒向裕司, 喜多村英司, 三浦賢治: 非線形, 液状化地盤における杭基礎の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第471号, pp.41-50, 1995.
- 20) (財) 日本気象協会: 平成7年兵庫県南部地震の気象庁87型電磁式強震計の記録, 1995.
- 21) Yutaka, N.: Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake, *JR Earthquake Information*, No.23c, Railway Technical Research Institute, 1995.
- 22) CSMIP: Processed CSMIP Strong motion records from the Northridge, California Earthquake of January 17 1994, Release No.1, *Report No.OSMS94-06B*, 1994.
- 23) (財) 日本気象協会: 平成5年釧路沖地震の気象庁87型電磁式強震計の記録, 1993.
- 24) 矢部正明, 川島一彦: 地震時保有水平耐力法による杭基礎の耐震設計法に関する研究(その1), *Report No.TIT/EERG98-1*, 1998.

(1998.2.6 受付)

NONLINEAR SEISMIC RESPONSE OF A PILE FOUNDATION AND ITS PUSH-OVER ANALYSIS

Masaaki YABE and Kazuhiko KAWASHIMA

When a large earthquake occurs, plastic deformation is developed not only in the reinforced concrete piers but the pile foundation of a bridge. Since the nonlinear behavior of the pier and that of the pile foundation is interacted, it is required to evaluate the lateral load which should be applied to the pile foundation in the push over-analysis, considering the flexural strength of the pier. This paper describes a series of nonlinear analysis and the push-over analysis for a bridge. It is found from the analysis that the push-over analysis provides sufficient accuracy for evaluating the deformation of the piles if the contribution of damping force, in addition to the flexural strength of pier, is considered to evaluate the lateral load, and if the deformation of the surrounding soils is considered.