

羽田スカイアーチの地盤と下部工における地震観測と地震応答解析

Observations and Analyses of Seismic Response on Ground and Substructure of Haneda Skyarch Bridge

田中祐人*、菅野高弘**、山口清一***、野上富治****

Sachito TANAKA, Takahiro SUGANO, Haruo FUJISAKI and Tomiharu NOGAMI

*工修 川崎製鉄㈱ 橋梁・鋼構造技術部課長 (元運輸省港湾技術研究所 構造部主任研究官、
〒263-0005 千葉県千葉市稲毛区長沼町 351)

**工博 運輸省港湾技術研究所 構造部構造振動研究室長 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

***運輸省第二港湾建設局 東京空港工事事務所長 (〒144-0041 東京都大田区羽田空港 3-3-1)

****運輸省第二港湾建設局 横浜調査設計事務所第二設計室長
(〒231-0003 神奈川県横浜市中区北仲通 5-57 横浜第二合同庁舎)

The Haneda Skyarch Bridge, which was constructed on a very soft ground, is a steel cable stayed bridge having the unique structure system. This bridge is supported on steel pipe piles, which are 50 to 60m long. A shape of the tower is similar to an arch bridge and the girders are perpendicular to the tower. In order to investigate the complicated dynamic behavior of this bridge and improve a method of seismic resistant design, observations of seismic response were started. With using observation data, seismic response analyses are conducted to make the seismic response characteristics clear.

Key Words: Cable Stayed Bridge, Pile Foundation, Observation of Seismic Response, Seismic Response Analysis, Dynamic Interaction

1. まえがき

東京国際空港の橋梁群を代表する羽田スカイアーチ¹⁾ (中央北・南連絡橋)は、我が国では例を見ないほどの超軟弱な埋立地盤上に建設されている。そのため、その支持層が深く、下部工には根入れ長さが 50~60m もある鋼管杭基礎が採用された。また、この上部工には世界に類を見ない斬新な形状の「主塔アーチ型」斜張橋が採用された。南北 2 本の主桁と主塔はケーブルで立体的に連結されており、高次の不静定構造になっている。

このように地盤条件が特殊であり、かつ構造形式がユニークな羽田スカイアーチの設計は、既往あるいは最新の技術を駆使して実施されている。しかし、その設計には十分なデータの蓄積がなかったり、明確になっていない技術的課題もあり、橋梁の安全性や設計の信頼性を向上させるためにも、これらのデータ蓄積や課題解決が必要である。

その課題の一つとして、橋梁の地震応答が挙げられる。これまでも実橋での地震観測とその観測波形を使った地震応答解析に関する論文は数例^{2), 3), 4)}あるが、軟弱地盤を対象にしたデータの蓄積、ならびに動的応答の再現性に関しては、未だ多数の課題を残している。そのため、

本橋では地震観測による実橋の動的挙動を把握しつつ、そのデータを蓄積・統計的処理を施すとともに、軟弱地盤における長尺杭基礎構造物の耐震性向上に関する基礎的な研究を継続している。

ここでは、まず羽田スカイアーチと地震観測システムについて概説し、杭基礎による地盤震動への影響について述べる。つぎに、軟弱地盤の観測値から地盤の周波数特性を述べ、地震応答解析による地盤応答の再現性と地盤物性について論じる。最後に、地盤のパネ定数の考え方を述べ、地盤パネ係数と減衰定数の組み合わせでどの程度下部工の観測値を再現できるかを明らかにする。

2. 羽田スカイアーチの概要

羽田スカイアーチの橋梁一般図を図-1 に、橋梁の概要を表-1 に示す。この橋梁は首都東京の空の玄関口である東京国際空港ターミナルの正面中央部に位置するため、シンボル性を強調した斬新な造形としており、1993 年 9 月に完成した。

(1) 地盤

首都高速道路・東京湾岸線は東京国際空港を縦貫するが、図-2 はこの湾岸線上における空港埋立地の地層断

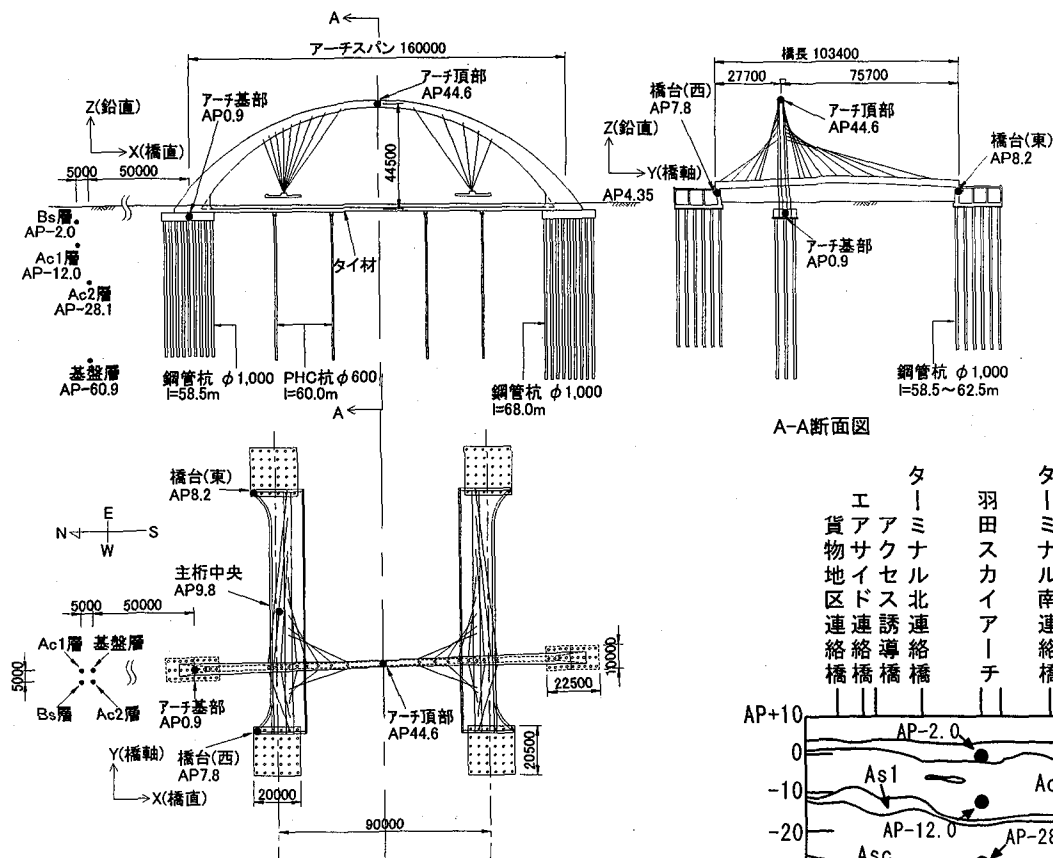


図-1 羽田スカイアーチと地震計の設置箇所

表-1 羽田スカイアーチの概要

上部工	
形式	主塔アーチ型並列斜張橋
アーチ	変断面円弧タイドアーチ アーチスパン:160.0m、アーチライズ:44.5m
主桁	単径間鋼床版箱桁 橋長:103.4m、支間長:101.4m 有効幅員:13.25m=車道5.25m+歩道5.00m+中央分離帯3.00m
主要鋼材	アーチ:約1,350t、主桁:約1,500t、ケーブル:約1,170m
設計震度	$K_h=0.30$
適用基準	道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、1980年5月
下部工	
橋台	箱式、鋼管杭36本: $\phi=1.0\text{m}$ 、 $l=58.5\sim60.5\text{m}$
アーチ	フーチング式、鋼管杭27本: $\phi=1.0\text{m}$ 、 $l=58.5\sim68.0\text{m}$
設計震度	$K_h=0.24$
適用基準	道路橋示方書・同解説 IV 下部工編、1978年1月

面図である。この図から、この埋立地盤は厚い粘性土と薄い砂質土が互層になっており、その層厚が北側から南側にかけて厚くなり、Dg層やDs層などの工学的基盤層も深くなるのがわかる。

地盤用地震計設置の際に実施した地盤ボーリングとPS検層など、地盤調査結果の概略を表-2に示す。この地盤は大きく5層(上からBs層、Ac1層、Ac2層、Dc1層、Dg層)に分類することができる。表層の埋立土Bs層の直下は、「羽田マヨネーズ層」と呼ばれるほど軟弱な沖積粘土層(Ac1層、Ac2層)であり、それぞれの層厚は約15m、18mもある。これらの層の初期せん断波速度は、Bs層よりも若干堅い $V_{s0}=100\sim150\text{m/sec}$ 程度である。また、工学的な基盤である洪積礫層(Dg層)はAP-

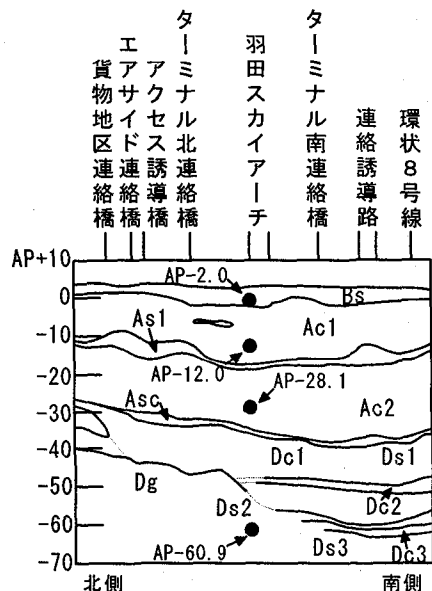


図-2 地層断面図と地震計設置深度

57.8(GL-62.2)から存在し、大変深いことがわかる。

この地盤の固有周期を道示Vの式(3.6.1)で求めると、初期せん断剛性では $T_{G0}=1.82\text{sec}$ となり、Ⅲ種地盤に相当する。表-2には、後述のShake⁵⁾による地震応答解析で求めた収束解を併記しているが、その収束せん断剛性を用いると地盤の軟化により周期が約15%ほどのび、 $T_G=2.08\text{sec}$ となる。

(2) 橋梁上部工

図-1や表-1に示すとおり、この橋梁の上部工の構造形式は、世界でも類を見ない鋼製アーチ併用斜張橋であり、その主塔アーチの形式は変断面円弧タイドアーチである。このアーチの面内は南北方向を向いており、スパンとライズはそれぞれ160m、44.5mである。北側、南側の2主桁は主塔と直交しており、その形式は並列単径間鋼床版箱桁である。橋長と支間長はそれぞれ104m、102mである。

このアーチでは、その基礎からの水平力でAc1層やAc2層が側方にクリープ変形するのを避けるため、水平力が伝達しない構造としている。このため、左右のケーブルからアーチに働く面外方向の水平力はバランスする

表-2 地盤条件

土層 No.	土質 名	標高 AP(m)	γ (tf/m ³)	初 期				収 束				土層の 分割数
				G0 (tf/m ²)	h0	Vs0 (m/s)	TG0 (sec)	G (tf/m ²)	h	Vs (m/s)	TG (sec)	
1	Bs	4.4 ~-3.0	1.48	1,510	0.05	100	1.82	991 ~1,294	0.05 0.06	81 93	2.08	5
2	Ac1 Aso As1	-3.0 ~-18.8	1.54 1.66	1,570 3,320	0.05	100 140	1.52	1,042 2,625	0.05 0.06	81 124	1.74	8
3	Ac2 Asc	-18.8 ~-36.5	1.49 1.52	2,190 3,470	0.05	120 150	1.02	1,430 2,939	0.05 0.06	97 138	1.15	9
4	Dc1 Ds1	-36.5 ~-57.8	1.65 1.80	3,790 8,890	0.05	150 220	0.48	2,893 7,593	0.05 0.06	131 203	0.52	10
5	Dg (基盤)	-57.8 ~-72.0	1.80	35,600	0.05	440	-	Σ 分割数= 32				

備 考 ・固有周期は各土層上面。
・GL=AP-4.35 (m)

表-3 過去最大の観測記録(1995年7月3日)

発 生 地 震	震央地名 相模湾	北 緯 35°09'	東 経 139°34'	深 さ 122km	Magnitude 5.6
地震計設置位置					
地 盤	Bs層	-2.0	0.840	0.202	0.242
	Ac1層	-12.0	0.559	0.215	0.175
	Ac2層	-28.1	0.574	0.263	0.146
	基 盤	-60.9	0.465	0.129	0.084
アーチ	頂 部	44.6	1.314	0.803	0.851
	基 部	0.9	0.773	0.246	0.104
橋 梁	橋台(東)	8.2	0.379	0.163	0.201
	主 桁	9.8	1.317	0.226	1.042
	橋台(西)	7.8	0.583	0.142	0.253

備 考: AP=GL+4.35 (m), 単位: 加速度(m/sec²)

ようにケーブルの軸力を調整している。また、主桁荷重によるアーチを押し広げる方向に作用する力に対しては、アーチの地中部にタイ材を取り付け、これにプレストレスを導入することで対応している。

(3) 橋梁下部工

図-1 や表-1 に示すとおり、下部工の構造形式は、主桁の橋台が箱式で、アーチの基部はフーチング式である。主桁が南北2橋あるため、橋台は4基設置されており、その基礎はφ=1.0m、l=58.5m(西側)~60.5m(東側)の鋼管杭 36 本で構成されている。同様に、アーチ基部は南北に2基設置されており、その基礎はφ=1.0m、l=58.5m(北側)~68.0m(南側)の鋼管杭 27 本で構成されている。アーチのタイ材は4個所でφ=0.6m、l=60.0mのPHC杭に支持されている。これらの杭は、いずれも深度AP-60~-40のDg層を支持層としているため、根入れ長さが約60mもあり、長尺な杭基礎となっている。

3. 地震観測

(1) 地震観測システム

本システムでは地震計を表-3の地震計の設置位置に示すとおり、地盤中に4個所、アーチ部2個所、橋梁部

に3個所の合計9個所に設置している。地震計の設置個所を図-1の黒丸に、地盤用の地震計と地層の関係を図-2の黒丸に示す。

地盤中の地震計は、本橋の杭基礎の影響を受けず、自由地盤の震動を計測できるように、北側のアーチ基部から50mほど北側に離して設置した。基盤に入射した地震波がどのように伝播するかを明らかにするため、同時刻での鉛直アレー観測ができるようにしている。設置した層は、基盤のDg層(AP-60.9)、Ac1層とAc2層(AP-12.0, AP-28.1)、ならびに地表に近いBs層(AP-2.0)である。

橋梁には北側主桁の中央(AP9.8)とその橋台の東西(AP7.8, AP8.2)、アーチには北側の基部(AP0.9)と頂部(AP44.6)に設置した。

この地震観測システムで使用する地震計は、最大±1.0m/sec²、分解能0.001m/sec²、測定振動数0.05~35Hzまで計測できる速度帰還型加速度計であり、水平2成分(橋軸直角: X方向、橋軸: Y方向)と鉛直成分(Z方向)の加速度を観測することができる。

観測した波形は、光ケーブルを利用して東京空港工事事務所内の地震観測室に送られ、ここで観測した波形のモニタリングと波形の記録・蓄積を行う。港湾技術研究所では、ここに記録・蓄積された波形を公衆回線で収集することができる。

(2) 地震観測記録

1993年2月の観測開始以来、記録した波形は70波弱になった。これまでの観測記録の中で、1995年7月3日に相模湾を震源とした地震による応答加速度が最も大きく(気象庁震度階でV弱)、その震源位置と最大加速度を表-3に示す。このときの基盤の加速度波形を用いて、後述のShakeによる等価線形法の1次元成層地盤の地震応答解析を実施すると、地盤に生ずるせん断ひずみは最大でも $\gamma_{max} < 1000 \mu$ 程度であり、地盤の非線形性が地震応答に影響するような大きな地震は発生していない。

(3) 杭基礎による地盤震動への影響

自由地盤の震動を観測するためには、できるだけ地中

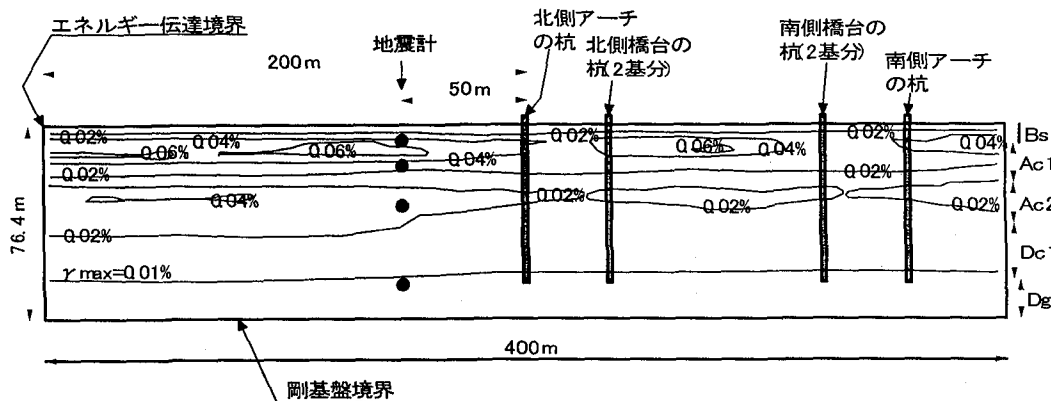


図-3 Flushで解析した地盤と最大せん断ひずみ分布

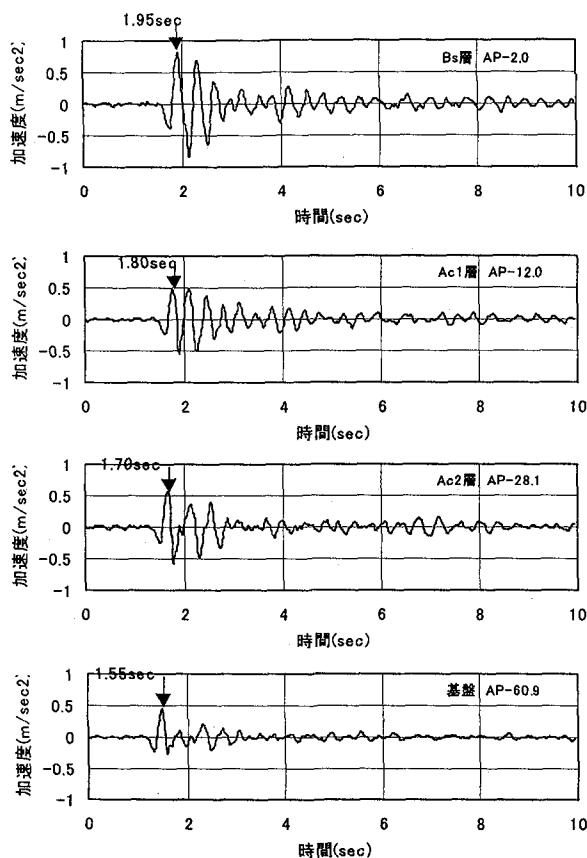


図-4 地盤の観測加速度(橋軸直角方向)

構造物から離れた位置に地震計を設置するのがよい。本観測システムでは、最も近い北側アーチ基部の杭基礎から地震計を50m離しているが、この間隔が地盤震動にどのような影響を与えるかを明らかにするため、Flush[®]による等価線形法の2次元地盤の地震応答解析を実施した。

図-3に解析の対象にした地盤を示すが、北側アーチ基礎を中央にして南側アーチ基礎まで包括できるように、地盤幅を400mとした。したがって、この解析地盤は地盤用地震計と南北のアーチ基礎をつなぐ線上の断面となる。また、後述するShakeと同様に、地盤深さを地盤ボーリングの最下点である76.4mとし、各地層は水平成層

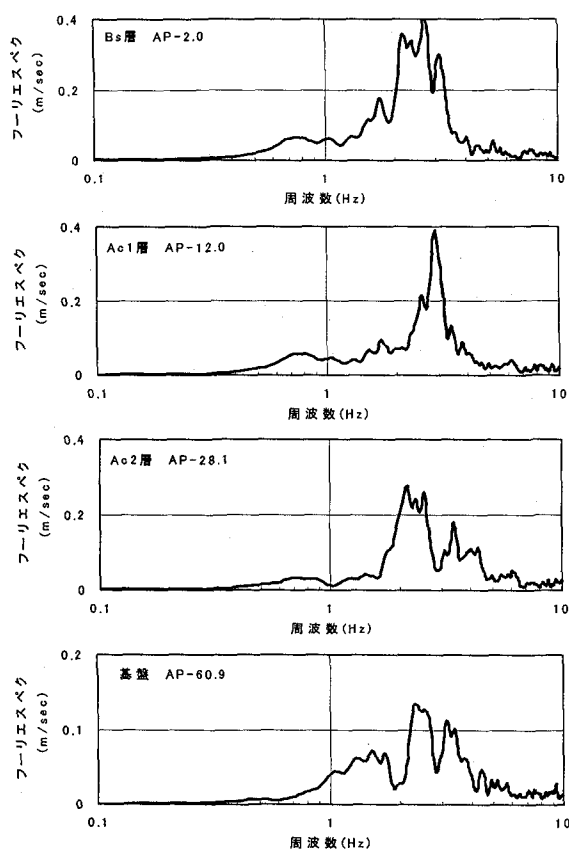


図-5 地盤観測加速度のフーリエスペクトル

とした。底面と側面の境界条件は、それぞれ剛基盤、エネルギー伝達境界とした。

杭の曲げ剛性には、実物通りアーチ基礎には $9 \times 3 = 27$ 本、橋台基礎には $6 \times 6 \times$ 奥行き2基=72本分の剛性を用いた。この曲げ剛性の設定方法では、3次元を2次元に置き換える時の曲げ剛性低下を考慮していないので、実際の杭による影響度は解析値よりも小さくなる。

解析には、過去最大である95年7月3日の基盤観測波を、地震計の設置深度に(E+F)として入射した。せん断剛性や減衰定数の地盤のせん断ひずみ依存特性は、後述するShakeと同様に図-7を用いた。

図-3には最大せん断ひずみ分布を併記しているが、

北側アーチ基礎から 50m 以上離れると、ひずみが水平方向一様に分布しており、杭の影響を全く受けていない。このことから、地震計は自由地盤の震動を計測していると考えられる。一方、杭に近づくと、特にアーチ基礎と橋台基礎の間の地盤は、杭の曲げ剛性により地盤が拘束されるため、最大せん断ひずみが低下している。ちなみに、入射波を 1995 年兵庫県南部地震の際にポートアイランドの基盤で観測された地震波(南北方向、 $A_{max}=5.36m/sec^2$)に変えて解析したが、50m 以上離れると自由地盤と同様の震動であった。

4. 地盤の観測記録と地震応答解析

(1) 地盤の観測記録

表-3 に示す過去最大の観測記録において、橋軸方向よりも大きな値であった橋軸直角方向の加速度波形を図-4 に示す。この図の最下段である基盤の加速度波形において、矢印に示すとおり、 $t=1.55sec$ に最大加速度が発生しているが、基盤から Ac2 層、Ac1 層、Bs 層へと、この最大振幅が浅い地層に伝播している。

図-5 に図-4 のフーリエスペクトルを示す。基盤入射波には 2.4Hz 近辺に卓越した周波数特性がある。基盤よりも浅い Ac2 層、Ac1 層、Bs 層においても、基盤と同様の 2.2~3.0Hz に卓越周波数帯があり、入射波の周波数がほぼそのままの特性で伝播しているように見える。この地盤の各層ごとの固有周期を表-2 の T_{G0} と T_G に示すが、その逆数である固有周波数は Bs 層上面において 0.48~0.55Hz となり、図-5 のフーリエスペクトルにはこの周波数帯における震動が明瞭になっていない。

しかし、図-6 のように入射波に対する各層でのスペクトル値の増幅率を求めてみると、どの層においても地盤の固有周期に近い 0.58~0.69Hz で震動が増幅しており、また増幅率が層が浅くなるにつれて増加している。この他、2Hz、または 3Hz 近辺で基盤入射波の増幅率が高いことがわかる。

(2) 地盤の解析方法

基盤の観測地震波を用いて、Shake による地盤の地震応答を解析する。この解析によって、各地層の収束物性値(せん断剛性 G_i と減衰定数 h_i)を求める。

地盤ボーリングの際、この解析に用いるせん断ひずみ依存特性曲線(せん断剛性比 G/G_0 、減衰定数 h)を求めるため、Bs 層、Ac1 層と Ac2 層の試料を採取し、繰り返し非排水三軸試験を実施した。その他の層の特性曲線は、既に発表されているデータ⁷⁾を参考にした。これらの結果を図-7 に示す。

なお、等価線形法における有効ひずみ γ_{eff} を求めるため、最大ひずみ γ_{max} の係数に通常の $\alpha=0.65$ を用いた。また、収束した地盤物性から求まるせん断波の透過可能周波数 f_i ($=V_{si}/4H_i$ 、ここで V_{si} : i 番目の地層の収束せん断波速度、 H_i : i 番目の地層厚)を求め、この周波数が

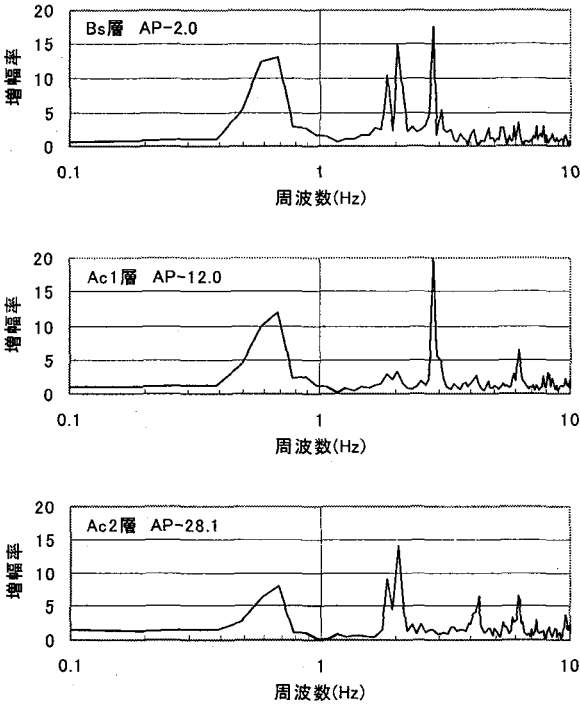


図-6 基盤加速度に対する増幅率

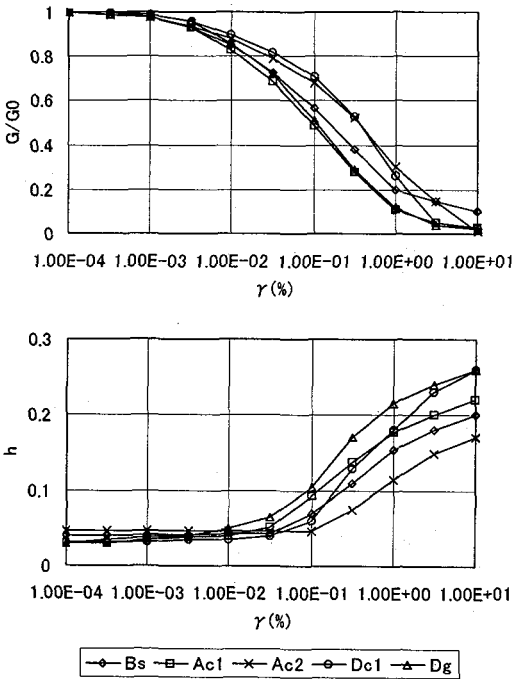


図-7 せん断ひずみ特性曲線

橋梁の応答に影響が大きい 5.0Hz を下回らないように土層を細分割した。その結果、基盤上面から地表面までを、表-2 の土層分割数の通り、32 層に細分割する必要がある。

(3) 地盤の観測値と解析値の比較

図-4 の基盤加速度を用いて Shake による地震応答解析を行った。この解析で得られた収束値を表-2 に、解析値と観測値の加速度波形の比較を図-8 に示す。この

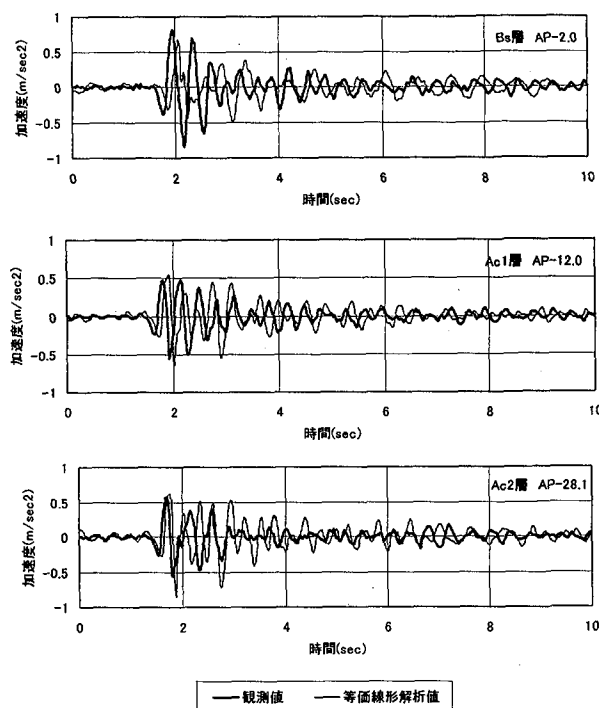


図-8 地盤加速度の観測値と等価線形解析値との比較

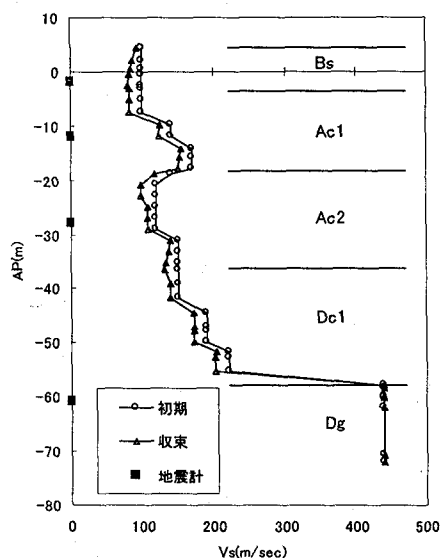


図-9 セン断波速度の初期値と収束値の比較

図から、各層とも解析値と観測値の最大値はほぼ一致しており、等価線形法で最大加速度を推定できることがわかる。しかし、図-4の矢印で示した最大加速度の発生時刻が、解析値では上層に震動が伝播するにつれて観測値から徐々に遅れており、位相のずれが生じている。これは、観測値に比べて解析値のせん断波速度が遅いためと考えられる。ちなみに、図-7のせん断ひずみ特性を用いるとせん断波速度は約20%低減する。初期と収束せん断波速度の比較を図-9に示す。

そこで、せん断剛性と減衰定数を表-2の初期値のまま一定にした線形解析をShakeで実施し、その解析値と

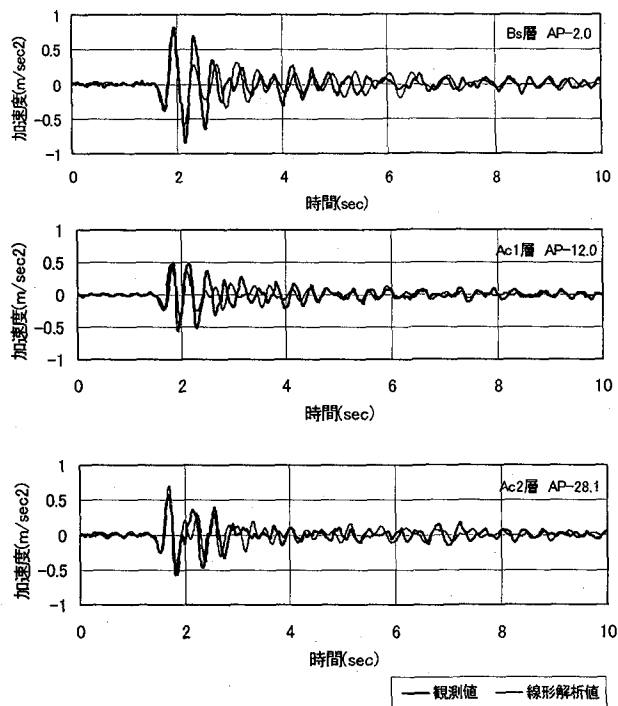


図-10 地盤加速度の観測値と線形解析値との比較

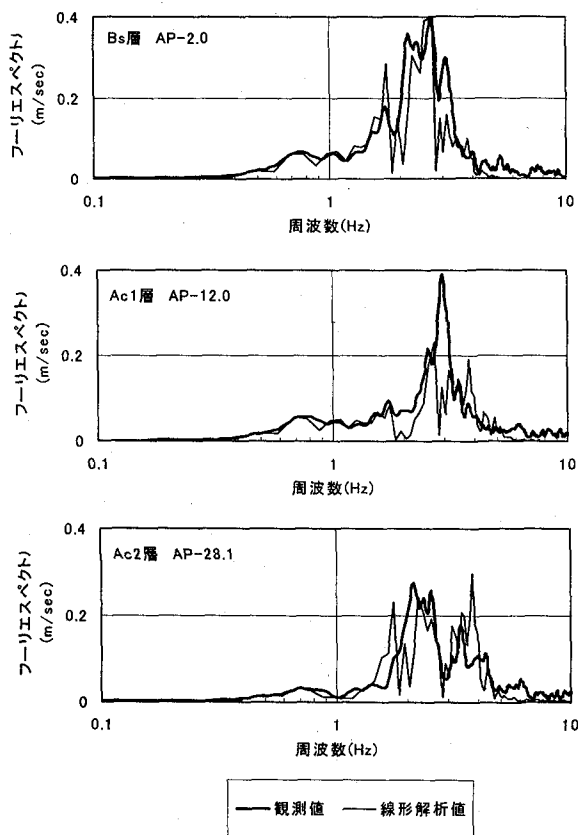


図-11 地盤加速度における線形解析値のフーリエスペクトル

観測値を図-10に比較する。この解析値は観測値の加速度振幅と位相をほぼ忠実に再現している。また、図-11に観測と解析加速度のフーリエスペクトルを示すが、Ac1層の卓越周波数3Hz近辺において解析値のスペクトル

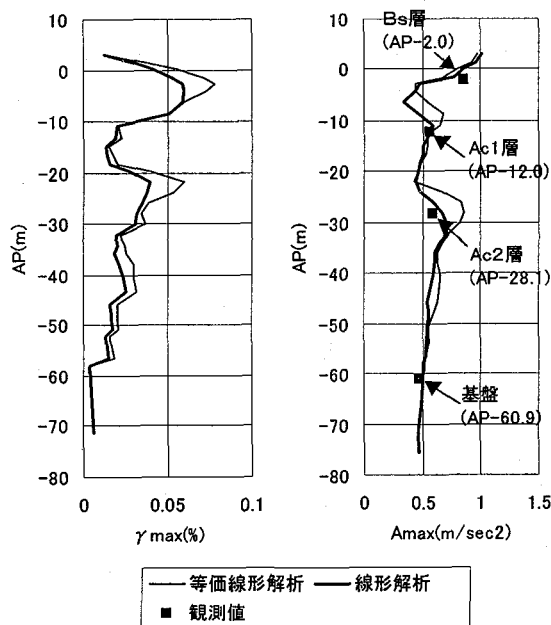


図-12 解析方法による最大せん断ひずみと最大加速度の比較

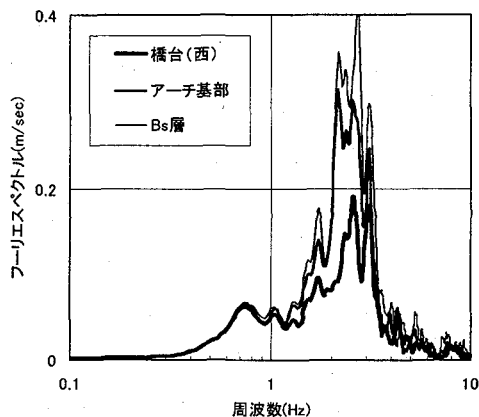


図-13 地盤表層と下部工における観測加速度のフーリエスペクトル

ル密度が観測値より小さくなっていることを除けば、解析値は観測値の周波数特性をほぼ再現していると言える。

等価線形解析と線形解析で求めた地盤に生ずる最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ と最大加速度 $A_{\max}$ を、図-12 に示す。最大加速度図には観測値も併せて掲載しているが、線形解析による最大加速度の方が等価線形解析値よりも観測値に近い結果になっている。また、深度方向の最大せん断ひずみは、等価線形解析では Bs 層と Ac1 層の境界付近 (AP-2.85) に $\gamma_{\max}=0.078\%$ が生じており、線形解析では Ac1 層中 (AP-4.15) に $\gamma_{\max}=0.060\%$ が生じている。どちらにしてもせん断ひずみが小さく、地盤はほぼ弾性応答していると考えられる。

以上より、95 年 7 月 3 日の地震で生じたせん断ひずみ ($\gamma_{\max}=0.060\sim0.078\%$) の範囲において、ここの地盤の物性は初期のせん断剛性と減衰定数が妥当であると考えられる。この初期せん断剛性と減衰定数は PS 検層から求

めているが、この調査方法は原位置試験であるためかなり測定精度が高いと言われている。このことから、等価線形による解析値の再現性が不十分な理由は、繰り返し非排水三軸試験用に採取した試料の乱れにより、せん断剛性比の低下率が大きすぎたものと思われる。そのため、実際に地盤が軟化する以上に収束せん断剛性が低下したと考えられる。

5. 橋梁下部工の地震観測と地震応答解析

(1) 橋梁下部工の観測記録

95 年 7 月 3 日の地震で観測した橋台(西)、アーチ基部の橋梁下部工と、表層地盤 Bs 層における橋軸直角方向加速度のフーリエスペクトルを図-13 に示す。この図から、これら 3 個所で観測された加速度は 2~3Hz に卓越周波数を有しており、その周波数特性が非常に類似していることがわかる。また、自由地盤である Bs 層に比べて、アーチ基部、橋台(西)の順にスペクトル密度が小さくなっている。このことは 3(3)節で Flush の解析結果を説明しているように、橋台やアーチ基部は自由地盤である Bs 層に追従して震動するが、橋台やアーチ基部を支持する杭基礎の曲げ剛性のため、地盤のせん断変形が拘束されて応答が小さくなると考えられる。

(2) 地盤バネの算定

杭基礎に支持された構造物の地震応答を解析する場合、地盤と基礎・構造物間の相互作用を考慮できるモデル化が重要となる。そのため、橋梁の上下部工全てを質点・梁とバネからなる骨組みモデルに置き換えて解析を行う。地盤も同様に、上述の Shake 解析結果を再現できるように骨組みモデルに置き換える。そのためには、図-14 の地盤モデル・杭モデルに示す地盤せん断バネ k_{si} と地盤バネ k_{hi} 、ならびに減衰定数 h_i を算出しなければならない。この地盤モデルでは、Shake と同様に、基盤より上の地層を 32 質点に細分割し、質点間を地盤せん断バネで連結する。

地盤せん断バネは次の考え方で求める。図-15 のように i 番目の地層に作用するせん断力を $S_i(tf)$ 、それが作用する平面の面積を $A(m^2)$ とすると、地層中のせん断応力は、

$$\tau_i = S_i / A \quad (1)$$

となる。また、せん断剛性と変形量を $G_i(tf/m^2)$ と $dx_i(m)$ 、地層厚を $H_i(m)$ とすると、

$$\tau_i = G_i \cdot dx_i / H_i \quad (2)$$

となる。 $k_{si} = S_i / dx_i(tf/m)$ であるから式(1)と(2)より、

$$k_{si} = G_i \cdot A / H_i \quad (3)$$

ここで、Shake による地盤の応答解析の結果を再現するためには、せん断力が作用する面積として $A=10^7 m^2$ が必要となった。

杭軸単位長さあたりの地盤バネ $k_{hi}(tf/m)$ を算出する際

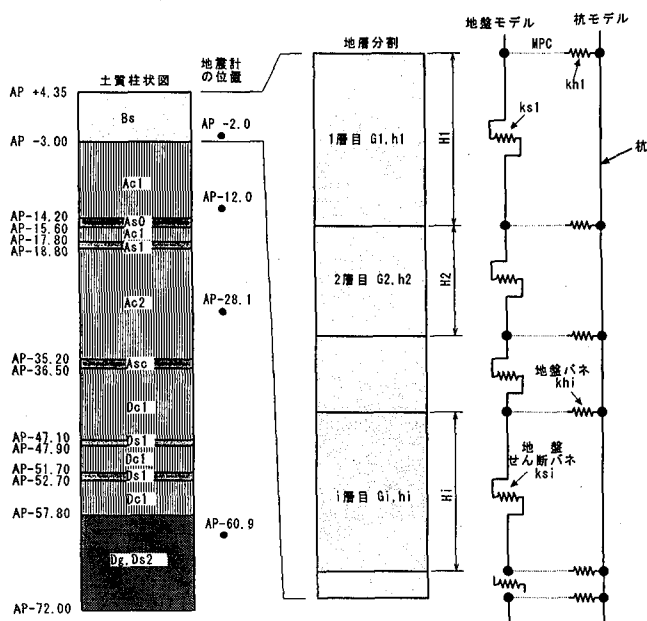


図-14 地盤バネの考え方

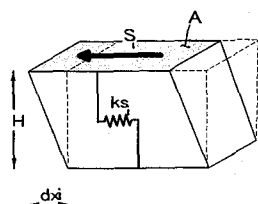


図-15 地盤せん断バネの算定

に、深礎杭に対する地盤バネの考え方⁸⁾を参考にした。つまり、道示・式(解 3.3.11)⁹⁾より地盤の動的変形係数 $E_s(\text{tf/m}^2)$ を、杭基礎設計便覧の式(5.2.4)⁸⁾により地盤反力係数 $k_s(\text{tf/m}^3)$ を求める。

に、深礎杭に対する地盤バネの考え方⁸⁾を参考にした。つまり、道示・式(解 3.3.11)⁹⁾より地盤の動的変形係数 $E_s(\text{tf/m}^2)$ を、杭基礎設計便覧の式(5.2.4)⁸⁾により地盤反力係数 $k_s(\text{tf/m}^3)$ を求める。

$$E_i = 2(1 + \nu) \cdot G_i \quad (4)$$

$$k_i = E_i \cdot D^{-3/4} \quad (5)$$

次に、便覧の式(5.2.6)⁸⁾によると地盤バネ k_{hi} は、 k_i 、杭径 $D(m)$ 、および杭軸方向の負担長さ $L(m)$ の積で求めているが、ここでは内側の列の杭も独立して地盤反力を担うと考え、この積に杭本数 n (橋台 36 本、アーチ 27 本) をかけて地盤バネ k_{hi} とした。

$$k_{bi} = n \cdot k_i \cdot D \cdot L \quad (6)$$

(3) 橋梁の解析モデル

本解析で用いたモデルの全体図を図-16に示す。図-14に示したように、橋台やアーチの各杭には地盤バネをつけ、そのバネ端とモデル地盤間を、橋軸直角(X 軸)方向と橋軸(Y 軸)方向にそれぞれ多点拘束(MPC: Multi Points Constraint)することで、モデル地盤の応答が地盤バネを介して全ての杭に伝達する。この時、基盤の観測加速度波を地盤モデルの最下端に入射する。

地震時保有水平耐力法による杭基礎の耐震設計⁹⁾では、杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造としてモデル化することになっている。しかし、この橋梁では杭が

非常に長尺であるため、杭に作用する押し込み・引き抜き力よりも、曲げモーメントが動的挙動に対して支配的であると想定されるので、橋台の杭(36本)とアーチの杭(27本)をそれぞれ1本の杭に集約した。

ただし、重量のある橋台に関しては慣性モーメントの影響が大きいので、橋台のロッキング応答を再現できるように鉛直バネ k_v を十字形に配置した。この鉛直バネの係数には、地盤反力を無視して杭の軸方向バネ定数、道示式(解 10.6.1)¹⁰⁾を用いた。また、このバネの減衰定数は道示⁹⁾に述べられているとおり減衰効果が大きいため、上述の地盤バネよりも大きくし、道示・表一解 6.2.1⁹⁾の基礎構造の最大値である $h=0.3$ とした。

モデルの境界条件としては、主桁の固定および可動支承と橋台間、ならびにタイ材の PHC 杭を設定した。固定支承は橋軸直角の回転のみを許し、可動支承は橋軸直角の回転と橋軸の並進成分を許した。これらの支承の減衰定数は並進・回転とも $h=0.1$ とした。タイ材は沈下対策用の PHC 杭で支持されているので、鉛直の並進成分のみを拘束した。

(4) 橋梁下部工の地震応答解析

図-4 の基盤観測波を用いた解析では、橋梁は弾性応答範囲と考えられるので、市販の汎用プログラム TDAP III を用い Newmark β 法 ($\beta=0.25$) によるモード重ね合わせ法で解析した。したがって、橋梁上下部工は線形部材とし、モデル地盤には表-2 の初期せん断剛性と減衰定数を用いる。

下部工の観測値を再現するために、橋台の杭、アーチ基部の杭ともに、地盤バネのバネ係数と減衰定数をパラメータにして解析した。バネ係数は式(6)で求めた地盤バネ k_{hi} の 0.75 倍(深礎杭としての群杭効果による低減)、2 倍、5 倍の 3 通り、減衰定数も道示の表一解 6.2.1⁹⁾の基礎構造を参考にし、 $h=0.05$ (地盤のせん断バネと同じ)、0.10、0.30 の 3 通りとした。

この9通りの組み合わせの中で最も再現性の良かったのは、地盤バネが2倍、減衰定数は地盤のせん断バネよりも大きい $h=0.10$ であった。北側アーチ基部と北側橋台(西)における解析値と観測値の加速度波形の比較を図-17に、これらの加速度波形のフーリエスペクトルを図-18に示す。アーチの基部では、加速度波形の解析値は多少位相差があるが、フーリエスペクトルと共に観測値をよく再現している。しかし、橋台(西)の解析値は最大加速度が観測値の2倍以上であり、また位相差が生じている。そのため、フーリエスペクトルにおいても周波数特性は多少類似しているが、解析値のスペクトル密度は3倍以上になっている。

上述した最も再現性の良い地盤バネを用いて、固有値解析した結果の一部を表-4に示す。この表では、11次以降の有効質量比が小さい高次モードを割愛している。有効質量比の合計からも見て、橋軸直角や橋軸方向において杭の応答が支配的であり、この橋梁の動的挙動を

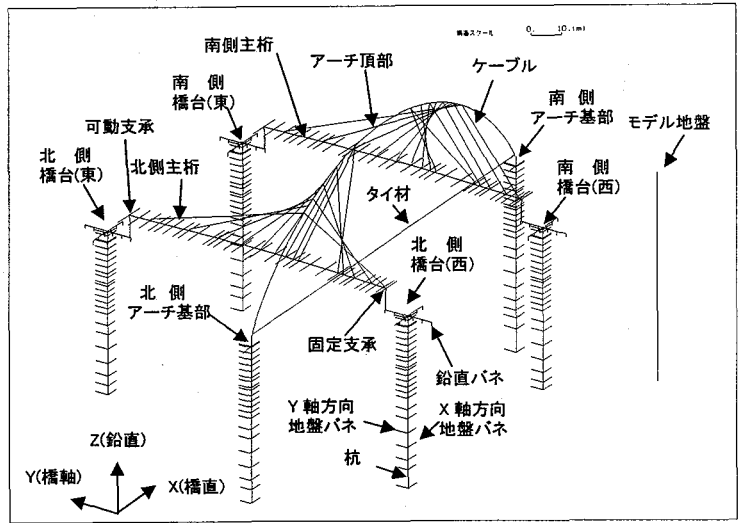


図-16 橋梁の解析モデル

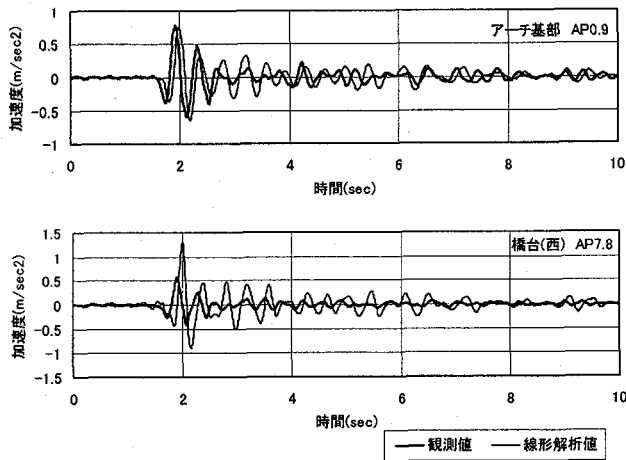


図-17 下部工加速度の観測値と解析値の比較

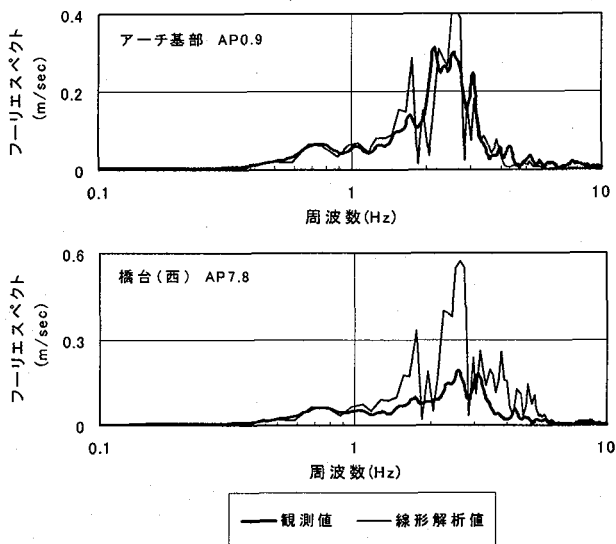


図-18 下部工加速度における解析値のフーリエスペクトル

決定づけている。橋軸直角方向の杭の固有振動数は、2次が 1.87Hz、3次が 2.73Hz、4次が 3.87Hzであり、図-18における解析値の卓越周波数になっている。アーチ

表-4 固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比(%)			振動モード		
			Tx 橋直	Ty 橋軸	Tz 鉛直	主桁	アーチ	杭
1	0.63	1.59	0.00	57.4	0.00			橋軸1次たわみ
2	0.66	1.52	58.5	0.00	0.00			橋直1次たわみ
3	0.84	1.20	0.00	0.00	0.11	両主桁逆位相1次たわみ		
4	0.91	1.10	0.00	0.00	2.09	両主桁同位相1次たわみ		
5	1.50	0.67	0.00	0.00	1.50		面外1次たわみ	
6	1.68	0.60	0.00	0.00	0.00	両主桁逆位相2次たわみ		
7	1.76	0.57	0.00	0.00	1.25	両主桁同位相2次たわみ		
8	1.77	0.57	0.00	13.5	0.00			橋軸2次たわみ
9	1.87	0.53	13.5	0.00	0.00			橋直2次たわみ
10	2.09	0.48	0.00	0.00	0.00	両主桁同位相1次水平・ねじり		
15	2.55	0.39	0.00	5.25	0.00			橋軸3次たわみ
17	2.73	0.37	5.01	0.00	0.00			橋直3次たわみ
21	3.40	0.29	0.00	0.00	0.24		面内1次たわみ	
23	3.66	0.27	0.00	6.32	0.00			橋軸4次たわみ
24	3.87	0.26	6.28	0.00	0.00			橋直4次たわみ
有効質量比合計			83.4	82.4	5.20			

基部では、解析値と観測値がほぼ一致していることから、杭の固有モードで実際に振動していると考えられる。橋台(西)の観測値においては、アーチ基部ほどスペクトル密度が大きくはなく、明瞭ではないが、同様に杭の固有モードで振動していることがわかる。

ここで用いた杭は杭径 $D=1.0\text{m}$ 、杭間隔 $P_1=P_2=3.5\text{m}$ であるため、深礎杭では群杭として 75%ほど地盤バネを低減する⁸⁾ことになる。しかし、このバネ係数を用いた解析値と観測波形を比較すると、解析値の振幅が大きくなり、地盤バネを2倍にしたときよりもさらに位相遅れが大きくなった。

この解析では最大の観測記録を用いても地盤や橋梁の応答が弾性応答内であったが、L2 レベルの地震動に対する地盤バネと減衰定数の評価手法は今後の重要課題である。

6. まとめ

(1)観測記録中の最大加速度を用いても、地盤の最大せん断ひずみが 1000μ 以下であり、70 波の全観測記録において地盤は弾性応答していると考えられる。

(2)杭基礎から 50m 離して設置した地盤用の地震計は、自由地盤の震動を観測できる。

(3)観測記録中の最大加速度を用いた地盤の地震応答解析によると、PS 検層から求めたせん断剛性と減衰定数を用いた解析結果が観測値をよく再現している。

(4) 観測記録中の最大加速度を用いた橋梁の地震応答解析によると、式(6)で求めたバネ係数よりも 2 倍程度堅く、減衰定数 $h=0.10$ 程度の地盤バネを用いた解析値が、下部工の観測値をもっともよく再現していた。

7. あとがき

現在までのところ、橋梁の強震観測の歴史が浅く、実橋における地震時挙動に関するデータは十分とは言えない。特に、軟弱地盤での観測例は非常に少ない。そのため、地震動特性を適切に推定し、橋梁の耐震設計に反映させるには種々の未解明な点が残されている。橋梁の動的特性を把握することは、地震に対する安全性の確保、および日常の維持・管理において非常に重要である。

羽田スカイアーチでの強震観測でのデータ蓄積、ならびに本橋の地震応答特性を解明するための実証的な研究が、これらの課題解決に貢献できるものと思う。最後に、地震観測波形のデータ整理に関し、科学技術振興事業団重点研究支援協力員の亀井優子氏に協力をいただき、深く感謝いたします。

参考文献

- 1)八尋明彦、波多野匠、勝海務、高木幸夫：東京国際空港中央連絡橋の設計と施工、橋梁と基礎、Vol.27, No.1, pp.7-14, 1993。
 - 2)岩崎敏男、川島一彦、高木義和：強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析、土木学会論文報告集、No.293, pp.35-47、1980。
 - 3)岩崎敏男、川島一彦、高木義和、相沢興：開北橋における地盤とケーソン橋脚の動的相互作用の解析、土木学会論文報告集、No.322, pp.15-24、1982。
 - 4)大平彰、田蔵隆、中桧新、清水勝美：軟弱地盤中の基礎杭の地震時挙動特性に関する研究、土木学会論文集、No.362/I-4, pp.112-121、1985。
 - 5)Schnabel P. B. et al.: SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 72-12, 1972。
 - 6)Lysmer J. et al.: FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 75-30, 1975。
 - 7)岩崎、常田、吉田：沖積粘性土の動的変形、建設省土木研究所資料、第 1504 号、1979。
 - 8)日本道路協会：杭基礎設計便覧、pp.219-220、1986。
 - 9)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996。
 - 10)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、1996。
- (1999 年 9 月 17 日 受付)