

強震観測から推定される井筒基礎橋脚の動特性

齋藤二郎
菊地敏男

Dynamic Properties of Pier with Well Foundation Estimated from Earthquake Records

Jiro Saito
Toshio Kikuchi

Abstract

Based on strong motion earthquake records, an existing bridge-pier structure was idealized as a lumped mass model. In these studies, special attention was paid to the following two points. (1) Dynamic properties of the ground-pier system which shows non-linear behavior during strong motion. (2) The indexes other than maximum acceleration to evaluate the effects of strong earthquake motion examined as parameters to evaluate intensity of ground motion. As a consequence of these studies the following results are obtained. (1) Stiffness of the spring, damping factor and response are quantitatively related to earthquake intensity. (2) Non-linear phenomena appear most distinctly using the total power as the earthquake intensity index. (3) The degrading of Stiffness of the model is closely related to duration time. (4) Static spring constants obtained in accordance with design standards are 7 to 10 times greater than dynamic spring constants obtained in these studies.

概要

耐震設計において現在特に注目され、かつ説明が必要と考えられる次の2点について実存橋脚の地震観測結果をもとに、質点系モデルにより解析をおこない検討した。(1) 非線形領域にまで及ぶ地盤～橋脚系の動特性の問題。(2) 最大加速度以外の特性値(全パワー、平均パワー、絶対全加速度、絶対平均加速度)による地震動の強さの評価に関する問題。その結果、入力地震波の大きさとバネ定数、減衰定数、応答変位の関係が把握され、地盤～橋脚系の非線形特性が明らかになった。また、(1) 特性値の中で全パワーを用いた方が非線形の現象が明確にあらわれること。(2) 周辺地盤の剛性低下は継続時間に関係すること。(3) 設計指針から求めた静的なバネ定数の方がこの研究の解析から求めたバネ定数より、7～10倍大きいこと。などが明らかになった。

1. まえがき

強震時の動特性を明らかにしようという目的から、実構造物の強震計による観測が実施されている。この場合、地震時における構造物の挙動は、地盤との連成系として考える必要があり、また地盤の非線形性を抜きにしては考えられない。しかし現状においては、得られた記録の大部分が地震動の強さが小さい場合のものであり、また構造物あるいは近傍地盤のせいぜい2、3ヶ所で得られたものが多い。このため、これらの記録から周辺地盤の非線形性の影響を考慮した構造物の地震時挙動を把握することは難かしく、観測結果から得られた情報が設計に

ほとんど反映されていないのが現状であろう。本研究はこの様な観点にたち、井筒基礎橋脚とその近傍地盤に設置された2台の強震計による観測システムから、得られた十数回の強震記録をもとに質点系のモデル化に際して必要なばね及び減衰の値が地震動の大きさあるいは継続時間によりどの様な変化をするか明らかにしようとするものである。地震動の大きさを表わす指標としては、ふつう最大加速度を用いることが多い。しかし目的に応じてそれ以外の指標が適切な場合もある。そこでこの研究では六つの特性値(全パワー、平均パワー、絶対全加速度、絶対平均加速度、最大加速度)を考え、地震波の特性とモデルによる応答波形の再現性を評価、検討した。

対象とした構造物は、松代群発地震の際、数多くの記録が得られている落合橋である。

2. 落合橋の概要と近傍地盤の土質性状

強震観測のおこなわれた落合橋は、松代の北東約7 km にあり、長野市と若穂町間の千曲川、犀川の合流付近にある。橋の概要は、幅員6 m、全長1 kmの道路橋でカンチレバー桁12連と単純桁10連から成り、21基の橋脚のうち、15基がRC井筒基礎、他は杭基礎である。強震計が設置されたのは、カンチレバー桁の固定支承をのせた井筒基礎の11号橋脚天端と約40 m離れた地表面の2ヶ所でSMAC型の直交3成分加速度計が用いられている。この研究では橋軸方向の同時記録に注目した。

橋脚付近の土質は、比較的大粒の砂礫からなるかなり良好な地盤で、ボーリング調査によると、GL-8 m以下はN値50以上の玉石混りの砂礫層が続いている。図-1に橋脚の構造一般図、土質柱状図、N値、せん断波速度を示す。

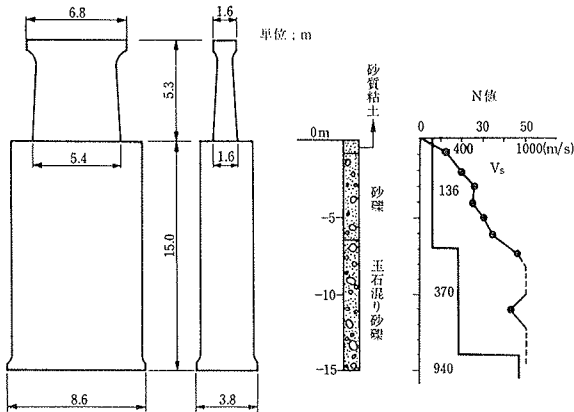


図-1 橋脚の概要と土質柱状図

3. 強震加速度記録

この解析に用いた記録は、昭和40年12月から41年6月までの間に得られた記録のうちデジタル化されているもので、地盤上で得られた記録25ケース、橋脚上で得られた記録13ケースである。このうち、13組は地盤上、橋脚上の同時記録である。解析に用いた記録の最大加速度を

NO.	最大加速度(gal)		倍率
	地盤上	橋脚上	
8	27.9	41.4	1.48
10	38.5	31.4	0.82
11	33.7	61.4	1.82
13	51.2	54.0	1.05
15	36.2	46.0	1.27
16	14.5	25.4	1.75
17	73.2	39.4	0.54
44	94.3	50.0	0.53
47	230.0	121.0	0.53
61	206.0	189.0	0.92
62	28.9	51.8	1.79
144	73.5	99.3	1.35
197	95.7	99.9	1.04
93	311.0		
129	88.1		
181	294.0		
263	179.0		
364	115.0		

表-1 最大加速度

示したものが表-1であり、それをプロットしたものが図-2である。図中には解析に用いた記録(●印)の他に、デジタル化されてなく、最大加速度だけが示されている記録(○印)も示した。図からわかる様に、地盤上での最大加速度は2.5~300 galに分布している。しかし最大加速度が増加しても橋脚上の最大加速度は、それ程増加しない傾向がみられる。

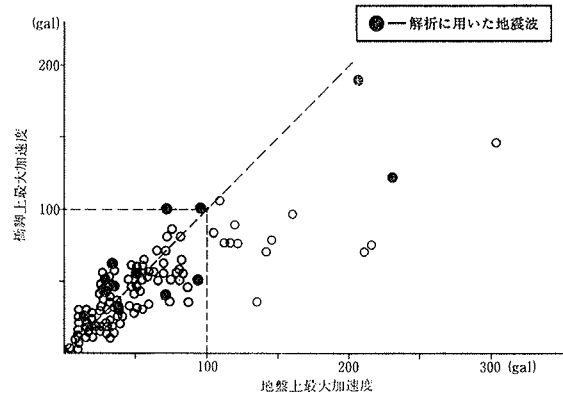


図-2 地盤上最大加速度と橋脚上最大加速度

4. 地震動の強さを示す指標

地震波の特性と応答波形の再現性を評価するために、最大加速度以外の指標として、表-2に示した様な特性値を定義した。

名称	記号	内容	備考
継続時間		td (Sec)	y(t); 加速度
最大加速度	Amax	y(t) max (gal)	
全パワー	P	$\int_0^{td} (y(t))^2 dt$ (cm ² /sec ³)	
平均パワー	Pave	$\frac{1}{td} \int_0^{td} (y(t))^2 dt$ (cm ² /sec ²)	
絶対全加速度	A	$\int_0^{td} y(t) dt$ (cm/sec)	
絶対平均加速度	Aave	$\frac{1}{td} \int_0^{td} y(t) dt$ (cm/sec ²)	

表-2 特性値の定義

継続時間(td)は、図-3に示すように、はじめてXgalを越えた時から、一番最後にXgalとなるまでの時間である。この研究ではXを10, 20, 30, 50 galとして検討した。

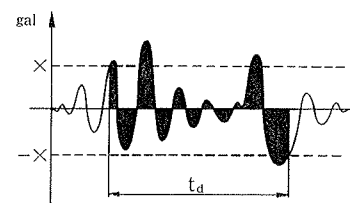


図-3 継続時間の定義

5. 地盤~橋脚系の固有振動数の推定

地盤~橋脚系の固有振動数を推定するのに次の三つの方法を用いた。①は地盤上、橋脚上のフーリエスペクトルから推定する方法。②はスペクトル比から推定する方

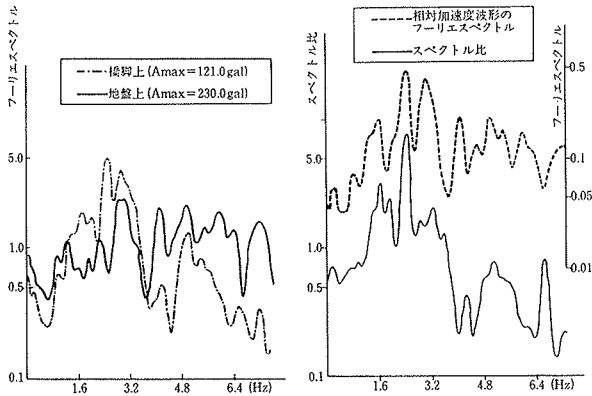


図-4 フーリエスペクトルとスペクトル比

法。③は橋脚上の加速度波形を地盤上の加速度波形で各時刻歴ごとに減算した波形（相対加速度波形）のフーリエスペクトルから推定する方法。

この方法を用いて、No. 47 の記録を適用した例が図-4である。数個のピークのうち、1次のピークは2.4 Hz、2次のピークは5.1 Hzにあることがわかる。同様の解析を他の地震波についても適用した。

6. 地盤～橋脚系の固有振動数と特性値

5.の方法から推定した固有振動数と特性値の関係を検討し、どの特性値が固有振動数の変動に著しい影響を与えるかを明らかにした。固有振動数の変化特性がよくあらわれた最大加速度、全パワーの場合を示したグラフが図-5、図-6である。固有振動数の変化特性は、最大加速度より全パワーおよび絶対全加速度で整理した方が明確にあらわれる。これに対し、平均パワー、絶対平均加速度の特性値は、Xが30 gal、50 galとなるに従ってばらつき、固有振動数とは無関係になる。固有振動数が低下する場合は、2次より1次の場合の方が著しいこと、地盤上より橋脚上の場合の方が著しいこと、などが明らかになった。

次に地盤上、橋脚上で得られた地震波の継続時間と固有振動数の関係をプロットしたグラフが図-7である。図より、最大加速度が50 gal以上でも継続時間の短い地震波では、固有振動数が1次で3.2 Hz、2次で5.4 Hz付近にあり高い。しかし最大加速度が50 gal以上で継続時間も長く(1 sec以上)になると、固有振動数は低下する傾向がみられる。このことより、固有振動数の低下(すなわち、橋脚周辺地盤の剛性低下)は、地震波の継続時間が大きく影響することがわかる。またこの傾向は、地盤上より橋脚上の場合の方が著しく、低下の度

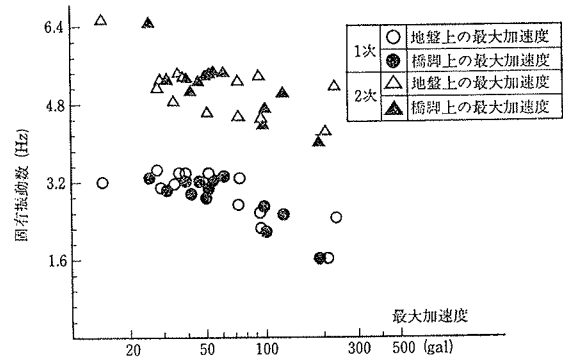


図-5 固有振動数と最大加速度

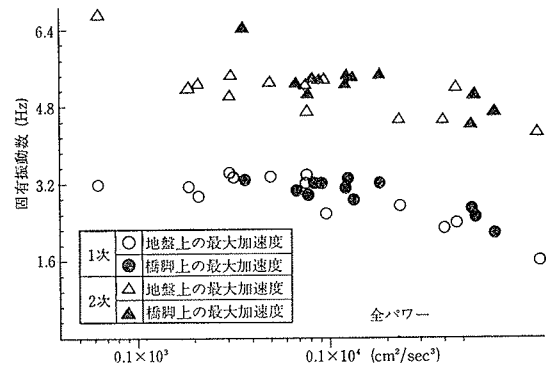


図-6 固有振動数と全パワー

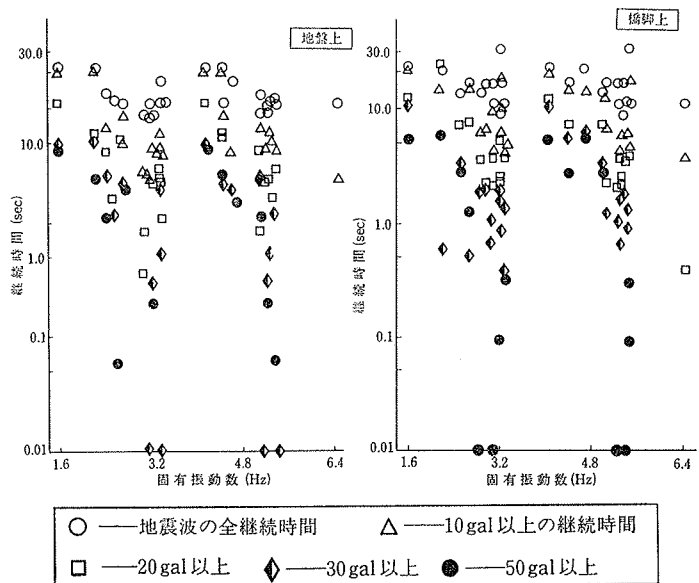


図-7 固有振動数と継続時間

合は、2次より1次の場合の方が大きい。

7. 解析方法

7.1. 解析モデル

図-1に示した地盤条件にある井筒基礎橋脚の振動は剛体のロッキング振動が支配的である。このような橋脚は質点系でモデル化すると、剛体が支持地盤のバネとダッ

シュボットをもって2自由度ロッキング振動系として扱うことができる。そこで本研究では、図-8に示すようなモデルを考えて解析をすすめた。またこの橋脚モデルは、橋軸方向に注目し、付加質量は無視した。

7.2. モデルの決定方法

モデルを決定するのに必要な作業およびその流れを図-9に示す。流れは3部分に大別できる。

その1は、5.で述べた様に地盤～橋脚の固有振数を推定することである。

その2は、固有振動数から地盤のパネ定数を求める。図-8に定義されたバネは、 K_1, K_2 の2個である。いま付加質量がないものとすれば、バネの値は1次、2次の固有振動数より求めることができる。また1次、2次の固有振動数は、図-4に示したいくつかのピークのうち、 K_1, K_2 の値が工学的に考えて極度におかしくない組合せからも検討した。

その3は、減衰定数決定の作業である。減衰定数は、地盤上で得られた地震波を入力とし、モーダルアナリシスを用いて求めた橋脚上の応答が、観測された波形の、①スペクトル比、②全パワー、③最大加速度と一致する様に、それぞれ試行錯誤して求めた。

8. 解析結果

8.1. 応答波形

モデル化した橋脚の応答波形と、橋脚上で記録された波形を比較したグラフが図-10である。図中上部の波形は、No. 16の波形であり、下部はNo. 47の場合である。またこれらの波形は、スペクトル比から推定した減衰定数を用いている。図より、100 gal以下の地震波を入力した場合は、橋脚上実測加速度波形の位相と一致しない場合や位相は一致しても振幅が相違する場合も多い。しかし100 gal以上の場合は、位相、振幅等にかなりよい再現性があり、No. 47を例にとると最大振幅の3秒後付近まで位相の一致がみられる。入力レベルが大きくなると、桁の影響を含まない橋脚自身の振動が顕著になるため、このモデルでも比較的よい再現性があると思われる。

次に計算値と実測値の最大加速度を比較したグラフが図-11である。この図からも100 gal以上の地震波になると実測値との一致がよいことがわかる。またスペクトル比および全パワーから推定した減衰定数を用いて、応答計算した最大加速度の差は、小さいことがわかる。

8.2. バネ定数

地盤上最大加速度および全パワーと解析に用いたモデルのパネ定数(K_1, K_2)を示したグラフが図-12である。図中、井筒側面上部のバネ定数(K_1)は(○, ●印)で示し、

地盤のパネの定義

- k_1 : 側面地盤のパネ作用を表わすバネ定数 (t/m²)
- k_2 : 底面地盤におけるせん断バネ定数 (t/m)
- a : ケーソンの幅 (m)
- b : ケーソンの長さ (m)
- h_1 : ケーソンの根入れ (m)
- h_2 : ケーソン底面と重心までの距離 (m)
- k_1, k_2 を k_1, k_2 で示すと
- $K_1 = \frac{1}{2} k_1 a b$
- $K_2 = k_2 a b + \frac{1}{2} k_1 a b$

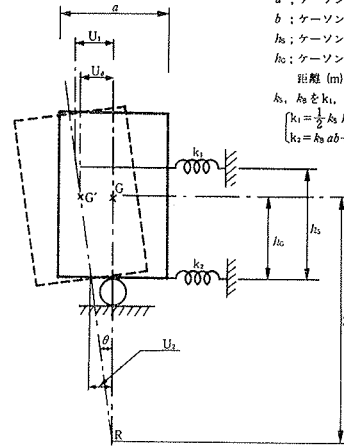


図-8 解析モデル

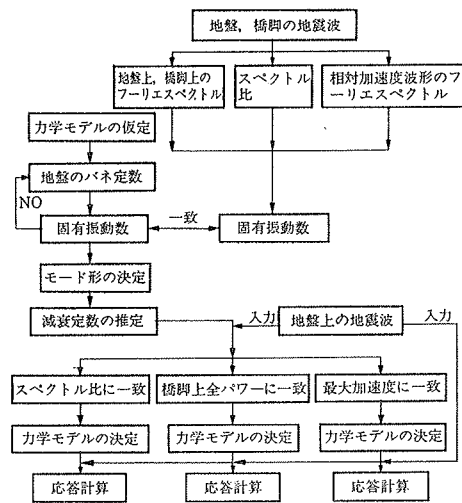


図-9 解析の流れ図

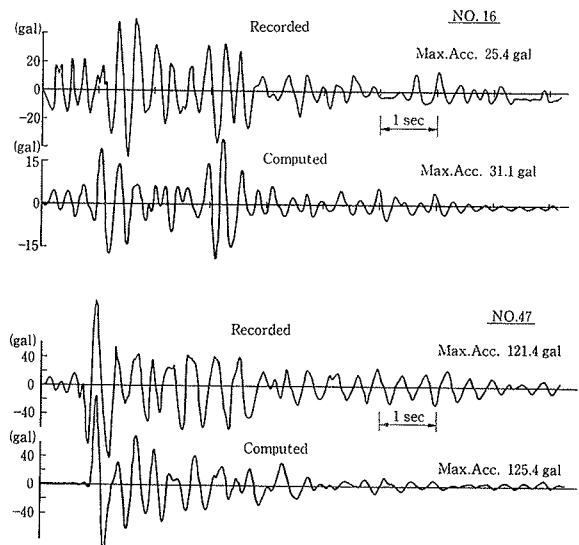


図-10 橋脚上加速度波形

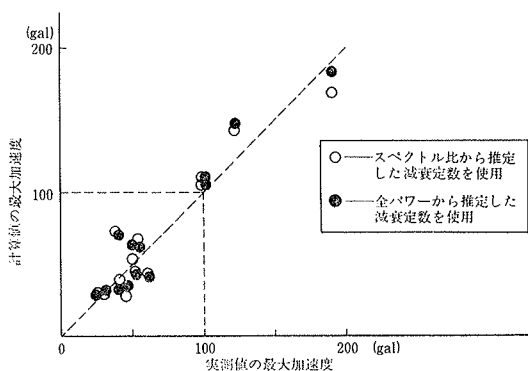


図-11 実測値と計算値の比較

井筒側面底部 (K_2) のバネ定数は (Δ , \blacktriangle 印) で示した。その結果、地盤上最大加速度 (又は全パワー) が増加すると、バネ定数は橋脚周辺地盤の剛性が低下するため、小さくなる。バネ定数 (K_1 , K_2) の低下する度合は、 K_1 の方が大きい。このことは、井筒側面底部より側面上部の地盤の方が、剛性低下の大きいことを示している。またバネ定数の低下は、最大加速度より全パワーで整理する方が顕著である。

8.3. 減衰定数

地盤上最大加速度および全パワーと減衰定数の関係を示したグラフが図-13である。減衰定数は7.2. 節で述べた様に三つの方法から推定したが、図-13にはスペクトル比から推定した場合の減衰定数を示した。図中、1次の減衰定数は、(\circ , \bullet 印) で示し、2次の減衰定数は、(Δ , \blacktriangle 印) で示した。その結果、スペクトル比からの減衰定数は、1次の場合0.1~0.3, 2次の場合0.25~0.4であった。この他に全パワーが一致する様に求めた減衰定数は、1次の場合0.1~0.35, 最大加速度が一致する様に求めた減衰定数は、1次の場合0.1~0.65と推定方法によって結果が異なってくる。特に最大加速度の場合、他の二つからの推定方法に比較して大きく相違する。減衰定数の増加は、2次より1次の場合の方が大きく、最大加速度より全パワーで整理した方が顕著である。

8.4. 最大応答変位

地盤上最大加速度および全パワーと応答計算した橋脚上の最大変位について示したグラフが図-14である。図中、スペクトル比からの減衰定数を用いた最大応答変位は、(\circ , \bullet 印) で示し、全パワーからの減衰定数を用いた最大応答変位は、(Δ , \blacktriangle 印) で示した。その結果、橋脚上の最大加速度は、地盤上の最大加速度が大きくなると徐々に頭打ちの傾向を示すが、橋脚上の最大応答変位は、2次曲線的に増加する傾向がみられる。このことは、橋脚周辺地盤

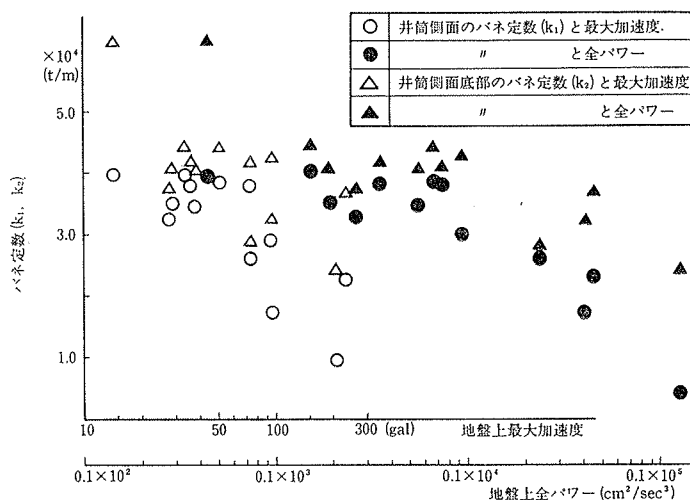


図-12 バネ定数

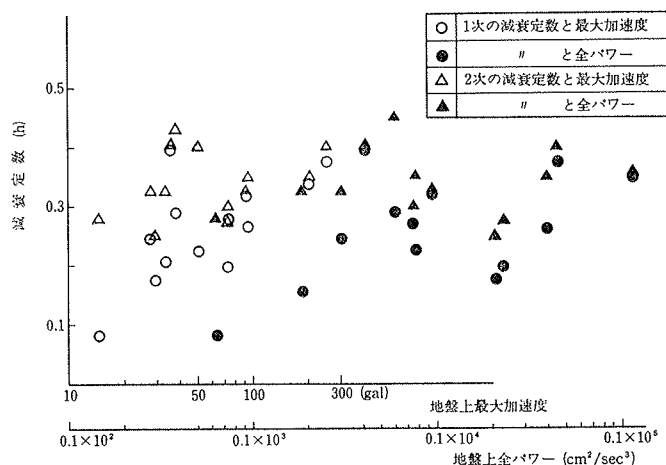


図-13 減衰定数

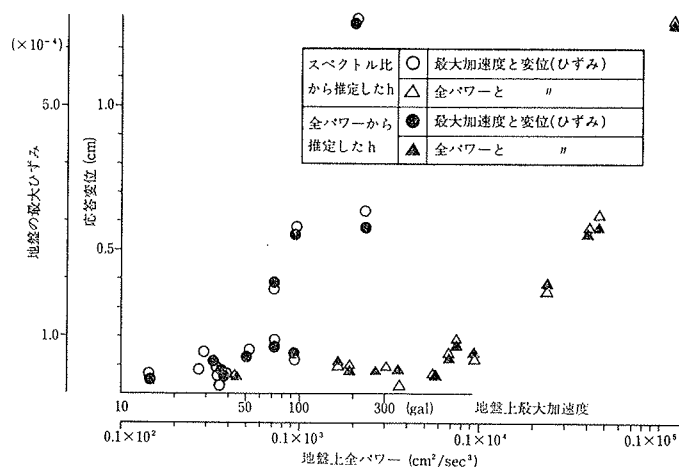


図-14 応答変位

の剛性が低下するため、橋脚上の加速度はそれ程大きくならなくとも、応答変位は大きくなることを示している。この時、最大応答変位を橋脚モデルの高さで除して求めた地盤の最大ひずみは、 4.0×10^{-5} から最大 6.0×10^{-4} と 2 次曲線的に増加する。最大変位（又は、最大ひずみ）が大きくなり始める変曲点は、最大加速度より全パワーで整理した方が明確にあらわれる。

8.5. 地盤条件から求めたバネ定数との比較

実地震記録から推定したバネ定数(k_s)が、地盤条件から求めたバネ定数(水平地盤反力係数)とどの程度相違するかを比較、検討した。対象とした設計指針は、(1)道路橋下部構造設計指針(昭和45年3月, 日本道路協会), (2)建造物設計標準解説(昭和49年6月, 日本国有鉄道編), (3)耐震設計指針(案)解説(昭和53年12月, 新幹線建設局構造物設計事務所)である。図には、それぞれ(1)を実線(—), (2)を点線(⋯⋯), (3)を一点鎖線(- -)で示し、解析から推定したバネ定数は(○, ●印)で示した。その結果、バネ定数は設計指針から求めた場合が一番大きく、解析から推定したバネ定数の7~10倍大きい。静的に求めたバネ定数と動的に求めたバネ定数を比較することは、性質を異にするため妥当ではないかもしれない。しかし指針から求めたバネ定数は入力レベルの大きさにかかわらず一定であり、解析からのバネ定数は低下することに注目すべきである。

9. まとめ

この研究から得られた成果をまとめると次のようになる (1) 地盤~橋脚系の固有振動数は、最大加速度、全パワー、絶対全加速度の各特性値が大きくなると、図-5, 図-6に示すように低下する傾向がみられる。また固有振動数の変化は、全パワーを用いた方が明確にあらわれる。(2) 図-7が示すように、地震波の継続時間が長いと固有振動数の低下の割合も大きい。(3) 地震動の大きさに対するバネ定数の変化特性は、図-12に示すように最大加速度より全パワーを用いた方が顕著にあらわれる。またバネ定数が低下する度合は、井筒側面低部に対応するものより側面上部に対応するものの方が大きい。(4) 粘性減衰に代表させた地盤~橋脚系の減衰定数は、最大加速度を一致させる方法よりスペクトル比、橋脚上の全パワーに一致させる方法が値の妥当性から考えて適当と思われる。減衰定数は、図-13が示すように、

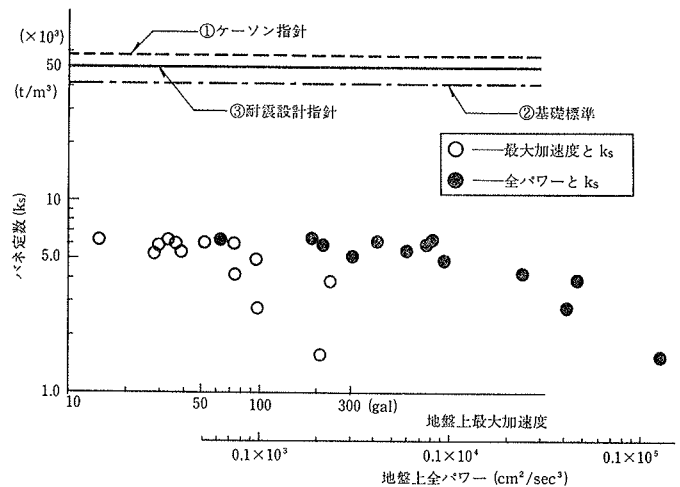


図-15 バネ定数の比較

入力レベルにもなって増加し、1次の場合0.1~0.3, 2次で0.25~0.4となる。(5)橋脚上の最大加速度は、図-2が示すように地盤上最大加速度が増加しても70~100 gal から頭打ちの傾向を示す。しかし最大変位は、図-14が示すように2次曲線的に増加する。(6) 井筒基礎の設計指針をもとに定めた水平地盤のバネ定数と本研究で求めたバネ定数値の間には、7~10倍の違いがある。(7) 本研究で用いた方法の信頼性を高めるためには、同種の井筒基礎で記録されている地震波を用いて解析する必要がある。

謝辞

研究をすすめるにあたり貴重な助言をいただいた東京都立大学工学部助教授、国井隆弘先生、ならびに地震記録を提供して下さった建設省土木研究所、栗林栄一氏、岩崎敏男氏にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 栗林, 岩崎: 地震記録のデジタル数値(その2), 建設省土木研究所資料, 第318号, (昭和43.3)
- 2) 栗林, 岩崎: 松代地震記録(第3報), 建設省土木研究所資料, 第254号, (昭和42.3)
- 3) 菊地, 他: 長野県落合橋脚付近の地盤の動的調査, 大林組技術研究所報告書, (昭和51)
- 4) 菊地, 国井: 強震記録から推定される井筒基礎橋脚の動特性(その3), 土木学会第31回年次学術講演会講演概要集, (昭和51.10)