

土木研究所資料

剛体基礎で支持される道路橋橋脚の 地下逸散減衰の評価

平成元年4月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright ©1989 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

剛体基礎で支持される道路橋橋脚の 地下逸散減衰の評価

耐震研究室 室長 川 島 一 彦
部外研究員 若 原 敏 裕

要 旨

本研究は、道路橋の減衰特性に最も大きく寄与する地下逸散減衰について解析的な検討を行ったものであり、波動逸散の影響を徹密に考慮するため、弾性波動論による基礎・地盤系の動的複素剛性を考慮した複素応答解析法を用いた。

解析の対象は、剛体基礎（直接基礎、ケーソン基礎）で支持される一般道路橋の橋脚とし、通常の設計で考えられる範囲の橋脚断面、橋桁重量、基礎形状および地盤条件を考慮した540ケースの橋脚・基礎系に対する解析モデルについて数値解析を実施した。

橋脚・基礎系の地下逸散減衰を基本固有周期に対応する等価モード減衰として評価するため、数値解析により求められた540ケースの橋脚・基礎系に対する固有周期およびその等価モード減衰定数について検討し、これに基づいて実務耐震設計で利用できる簡便な地下逸散減衰による等価モード減衰定数の算定式を提案した。

キーワード：耐震設計、減衰、地下逸散

目 次

1. 研究の概要	1
2. 地下逸散減衰の理論的背景	5
2.1 地下逸散減衰の概念	5
2.2 基礎と地盤の動的相互作用	5
2.3 橋脚・基礎系の地震応答	9
3. 地下逸散減衰の解析方法	13
3.1 基礎・地盤系の複素剛性	13
3.2 橋脚・基礎系の解析モデル	17
3.3 解析ケース	22
3.4 地下逸散減衰定数 h_r	24
4. 数値解析結果に対する検討	28
4.1 橋脚・基礎系の固有振動特性	28
4.2 地下逸散減衰の定性的特性	31
5. 地下逸散減衰の定量的把握	36
5.1 回帰分析	36
5.2 耐震設計用の簡易算定式の提案	40
6. 結 論	43
7. 参 考 文 献	45

1. 研究の概要

橋梁の減衰特性は、地震時の橋梁の最大応答値に大きく影響を及ぼすものであり、その評価に関する検討は、橋梁の耐震設計を行う上で常に重要な検討項目に挙げられる。

耐震設計において、最も望ましい減衰特性の評価手法は、対象とする橋梁の上下部構造形式や構造材料あるいは基礎形式や地盤条件等が確定されれば、その橋梁の減衰特性が、これらの条件のもとに一義的かつ定量的に評価されることである。

しかし、橋梁に限らず構造物の減衰特性に関しては未解明な点が多く、一般性のある定量的評価法と言ったものは、未だに確立されていないのが現状である。

この原因としては、橋梁の減衰特性には、構造材料、支持形式、接合方法、橋梁の規模、基礎形式あるいは地盤条件等の多くの要因が、複雑に関係していることが挙げられる。

橋梁の振動に減衰を生じさせる要因は、通常、以下のように大別されている¹⁾。

- ・ 構造材料の減衰特性 ①
- ・ 構造系の減衰特性 — { 構造系内部でのエネルギー消散 ②
 構造系外部へのエネルギー逸散 ③

ここで、①の構造材料の減衰特性とは、材料自身の内部摩擦や粘性に伴う減衰あるいは材料の履歴特性に伴う減衰等であり、また、構造系の減衰特性の内、②の構造系内部でのエネルギー消散に関しては、部材の接合部や支承部における固体摩擦に起因する減衰等、さらに、③の構造系外部へのエネルギー逸散に関するものとしては、地盤への波動エネルギーの逸散に伴う減衰の他、空気抵抗による減衰等が挙げられる¹⁾。

橋梁の弾性挙動に着目した場合、これらの減衰特性の取扱いは、材料自身の減衰として、鋼材については減衰定数 $h = 0.04\% \sim 0.15\%$ 、微小塑性ひずみによる寄与を考慮しても高々 0.25% 程度とされている。コンクリートの減衰特性は亀裂の有無によって異なるが、亀裂の生じない範囲では低応力時の鋼材の減衰と比較して、亀裂が生じた場合では高応力時の鋼材の減衰と比較して、それぞれオーダーが1つ上の減衰定数を示すと言われている。鉄筋コンクリートの場合においても無筋コンクリートの場合とほぼ同等の減衰特性を示し、プレストレスコンクリートの場合では、亀裂のない場合で $h = 0.5 \sim 1.0\%$ 、亀裂の生じた場合でまだ弾性挙動をしめす範囲において $h = 1.0 \sim 2.0\%$ であるとされている。

構造系内部でのエネルギー消散に起因する減衰では、接合部や支承部の固体摩擦に伴う減衰に対して、取扱いや計算の繁雑さから計算上無視されるか、あるいは、上記の構造材料の減衰特性等を含めた形で等価な粘性減衰定数として、通常、 $h = 2.0 \sim 5.0\%$ 程度の値が工学的判断をもって設定されているにすぎない。

一方、構造系外部へのエネルギー逸散に起因する減衰においては、橋脚や基礎を通して周辺地盤に逸散される減衰、すなわち一般に地下逸散減衰と称される減衰は、通常 $h = 10 \sim 30\%$ 程度、基礎形式や地盤条件によっては、それ以上の値までに達するとされている。

現行の橋梁の耐震設計法における減衰の取扱いは、動的解析に用いられる減衰定数に対して規定されており、橋梁の各構造単位別に、表1-1に示すような慣用値がまとめられている³⁾。表1-1において、橋桁や橋脚については、構造材料の減衰特性あるいは接合部や支承部の摩擦による減衰特性を考慮し数パーセント程度の減衰定数が与えられており、また、基礎部については、地下逸散減衰の影響を考慮し数十パーセントの減衰定数が設定されていることがわかる。

	鋼 構 造	R C 構 造
橋 桁	2 ～ 3 %	3 ～ 5 %
橋 脚	3 ～ 5 %	5 ～ 10 %
基 礎	10 ～ 30 %	

表1-1 橋梁の各部における減衰定数の慣用値³⁾

ところで、耐震設計で用いられる動的解析法の中で、最も一般的な解析手法に応答スペクトル法が挙げられるが、この応答スペクトル法において用いられる減衰定数は、橋梁の固有振動モードごとに設定されるものであり、橋梁の各構造単位別に与えられるものではない。

したがって、橋梁の各構造単位別に与えられる減衰定数から、橋梁の固有振動モードに対応する等価なモード減衰定数を算定する必要がある。

しかし、各々の構造単位別の減衰特性は異なった物理的特性を示すばかりでなく、橋梁の振動状態に応じて相互に関連しているため、個々の要因に対する定量的な考察が可能であったとしても、橋梁のモード減衰定数を把握することは、一般にかなり難解な問題とされている。このため、モード減衰については振動実験等の実測データから定められることが多い。

図1-1は、我国における42ケースの橋梁の振動実験結果から、耐震設計上重要とされる水平方向の減衰定数についてまとめたものである⁴⁾。この図では、一般橋(Aグループ)と高橋脚橋(Bグループ；橋脚高さ25m以上)の分類がなされている。

この図によれば、Aグループの減衰定数 h は、基本固有周期 T との間に次式の関係があることがわかる。

$$h = 0.02/T \quad (1-1)$$

これに対して、Bグループでは、 h は T に無関係にはほぼ一定値をとり、 $h=0.013$ であることがわかる。このように、一般橋と高橋脚橋とでは、明確な減衰特性の差異が見られることは、注目に値するが、この原因として、Aグループの橋梁では基礎から地盤への地下逸散減衰が支配的であるのに対して、Bグループの橋梁では構造材料の履歴減衰や摩擦減衰等の構造減衰が支配的であるためと推定されている⁴⁾。

図1-1の結果より、一般橋の減衰特性は、地下逸散減衰に大きく支配され、また、橋梁の

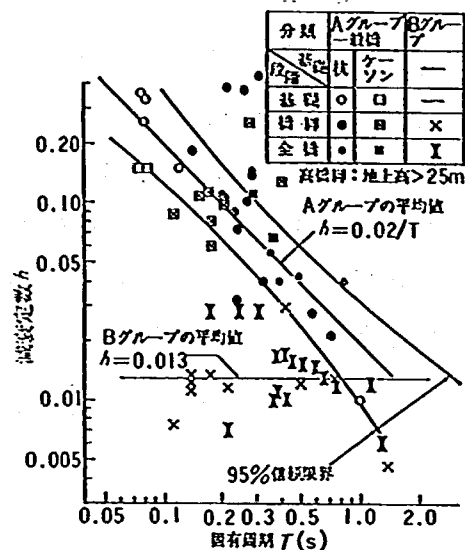


図1-1 橋梁の固有周期と減衰定数の関係⁴⁾

基本固有周期との間にはほぼ逆比例の関係があることは注目すべき点であると考えられる。

本研究は、これらの事実を捉え、弾性時の一般道路橋の減衰特性に最も大きく寄与するとされる地下逸散減衰について解析的な検討を行ったものであり、地下逸散減衰による橋梁の減衰特性を基本固有周期に対する等価なモード減衰として評価したものである。

地下逸散減衰は、表1-1に示されるように、橋梁の基礎構造部分に与えられる減衰特性であると考えられるが、このような橋梁の構造単位別に与えられる減衰特性から等価なモード減衰を解析的に算定するには、通常、以下に示す2つの手法が一般的とされている。

- 1) 加重モード減衰による算定法⁵⁾⁶⁾；非減衰時の振動モードから求められる運動エネルギーあるいはひずみエネルギーによる重みづけを行い、近似的に等価モード減衰定数を算定する方法。
- 2) 複素固有値解析による算定法⁷⁾⁸⁾；各構造単位別あるいは構造部材別に構造系全体の減衰行列を作成した後、減衰項を考慮した複素固有値解析を行い、複素固有値からモード減衰定数を算定する方法。

しかし、1)の手法は、非減衰時の振動モードを用いるという近似的な取扱いを行うため、構造各部の減衰特性に大きな不均一性がある場合は、求められた結果の信頼性を欠く点が指摘される。また、2)の手法は理論的に厳密な手法であるが、基礎部分に与えられるばね定数や減衰係数は強い振動数依存性を示すため、どの振動数領域における値を採用するか問題点が残される。

本研究における解析方法としては、橋梁の減衰特性に及ぼす波動逸散の影響を厳密に考慮するため、弾性波動論による基礎・地盤系の動的複素剛性⁹⁾¹⁰⁾を考慮した複素応答解析法を採用し、地下逸散減衰による橋脚の等価モード減衰定数を基礎部分の入力地震動に対する橋脚天端

の周波数伝達関数から求めることにした¹¹⁾¹²⁾。

解析の対象は、剛体基礎(直接基礎、ケーソン基礎)で支持される一般道路橋の橋脚とし、通常の設計で考えられる範囲の橋脚断面、橋桁重量、基礎形状および地盤条件を考慮した540ケースの橋脚・基礎系に対する解析モデルについて数値解析を実施した。

橋脚・基礎系の地下逸散減衰を基本固有周期に対応する等価モード減衰として評価するため、まず、数値解析により求められた540ケースの橋脚・基礎系に対する固有周期およびその等価モード減衰定数について定性的な考察を行った。さらに、この540ケースの解析結果に対して回帰分析を行い、地下逸散減衰による等価モード減衰定数について、実務耐震設計で利用できる程度の簡便な算定式を提案した。

2. 地下逸散減衰の理論的背景

2. 1 地下逸散減衰の概念

無限媒体中の物体の振動エネルギーの一部は、媒体中への波動逸散という形で消費され、物体の振動は減衰する。すなわち、物体の振動に対して見掛け上の減衰作用が働いたことになる。この物体から無限媒体への波動逸散に伴う減衰作用のことを、一般に、逸散減衰あるいは放射減衰と称している。

地震時の構造物の振動を考えても、地盤が無限に広がった振動媒体と考えられる以上、全く同様な考察が可能である。

実際の構造物と地盤の振動を考えた場合、各種構造物において実施された地震観測結果から、構造物周辺の地盤は、構造物から十分離れた位置にある自然地盤の振動とは異なった振動を強いられることが言われている¹³⁾¹⁴⁾。

いま、この事実を否定し、構造物周辺の地盤も構造物から十分離れた自然地盤も全く同じ振動をする状態を考える。この状況における構造物と地盤の境界部は、自然地盤の振動に対して相対的な振動を生じないため、構造物内の弾性波動の伝播に対しては完全固定状態の境界条件を持つ。このため、構造物に生じた弾性波動は、図2-1(a)に示すように、構造物の天端(自由端)と地盤との境界部(固定端)の間で反射を繰返し、いつまでも構造物内部に留まることになる。言い換えれば、地震動に伴う振動エネルギーは構造物内に入射されるのみであり、もし仮に、構造物自身の減衰が全く期待できない状態を考えるならば、構造物内部の振動エネルギーは、構造物の振動にのみ費やされることとなり、一度生じた構造物の振動は永久に続くことになる。

しかし、現実には、図2-1(b)に示すように、構造物と地盤の境界部は弾性固定状態に近く、構造物に生じた慣性力は構造物周辺の地盤を振動させ、構造物内の弾性波動はその振動に伴い地盤中に放射される。このため、構造物周辺の地盤振動は、地盤へ放射される振動成分と構造物内に入射される成分、さらには構造物の存在により散乱された振動成分とが合成された状態となっており、構造物から十分離れた自然地盤とでは、全く異なった振動状態になる。

この構造物から地盤へ放射される波動は、前述の無限媒体への波動逸散として評価されるものであり、この現象によって構造物に生じた見掛け上の付加減衰のことを、通常、「地下逸散減衰」と呼んでいる。

2. 2 基礎と地盤の動的相互作用

地下逸散減衰とは波動逸散に伴う減衰効果のことを言い、一般に構造物と地盤の動的相互作用による効果の一つとして考えられている。したがって、地下逸散減衰を理論的に取扱うためには、この構造物と地盤の動的相互作用を厳密に考える必要がある。

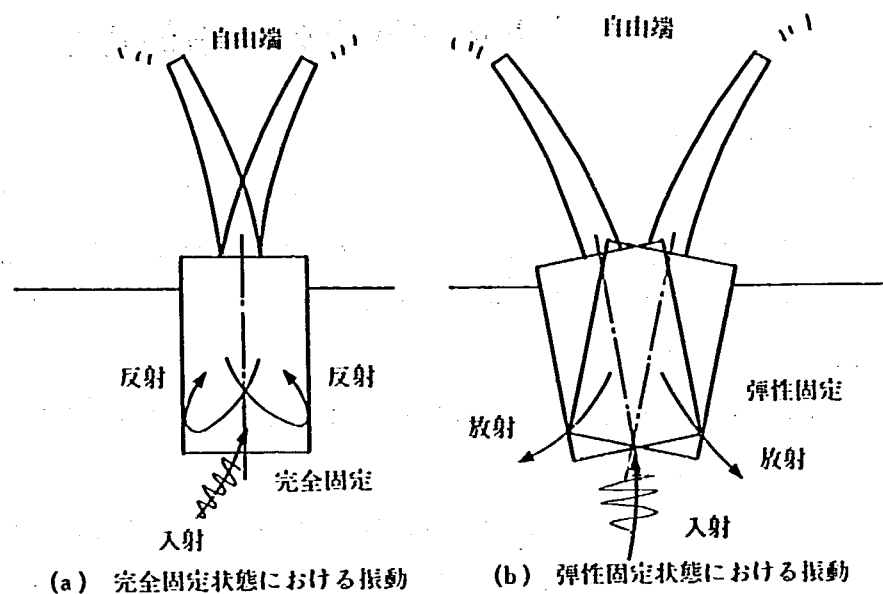


図 2-1 地下逸散減衰の概念図

まず、地震時の構造物と地盤の動的相互作用を把握するため、剛体基礎を対象とし波動論に基づく考察を行った¹⁵⁾¹⁶⁾。

地震時の剛体基礎の周辺地盤の波動 u は、図 2-2 に示されるように、基礎が存在しない自然地盤の状態における波動 u^n と基礎の存在により散乱された波動 u^s さらに基礎から地盤に逸散される波動 u^r の線形和として、以下のように定義できる。

$$u = u^n + u^s + u^r \quad (2-1)$$

上式中の波動は、基礎と地盤の変位の連続条件、あるいは、地表面における境界条件等を満足する波動方程式の解として求めることができる。

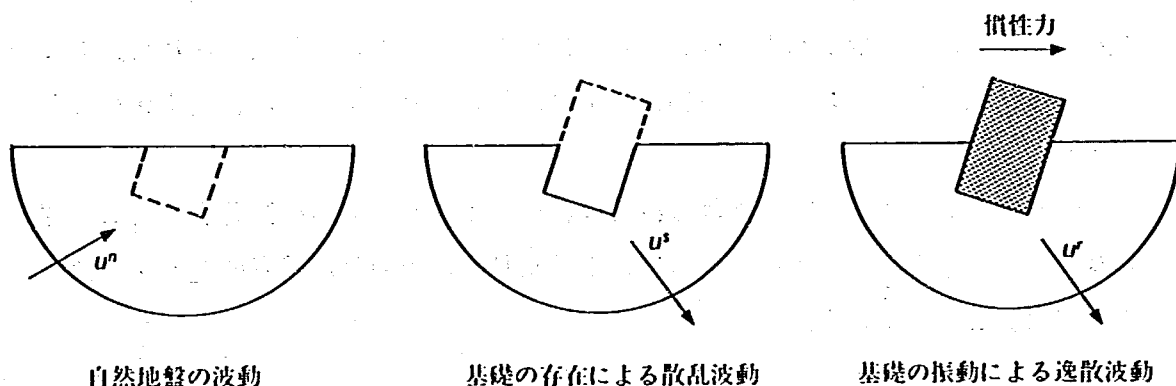


図 2-2 基礎の周辺地盤における地震波動の分離

一般に、構造物と地盤の動的相互作用を考える場合、自然地盤の波動 u^n に基礎の存在に

よる散乱波動 u^s の影響を加えた波動 $u^n + u^s$ に関する相互作用と基礎から地盤に逸散される波動 u^r に関する相互作用とに区別される。前者は構造物への入力地震動に関する相互作用 (Kinematic Interaction) を意味し、後者は構造物に生じた慣性力による相互作用 (Inertial Interaction) を意味している。

いま、波動 $u^n + u^s$ に関する動的相互作用について考えると、この波動場における剛体基礎の振動は、図 2-3 (a) に示すように、無質量の剛体基礎の地震応答を表すことになり、「基礎の有効地震動」と称されるものに相当する。

また、波動 u^r に関する相互作用について考えると、剛体基礎の振動は、図 2-3 (b) に示すように、剛体基礎の慣性力のみによる付加的な地震応答を表しており、対象とする構造系の「地下逸散減衰」は、逸散波動 u^r に相当する地震応答を考えることにより求めることができる。

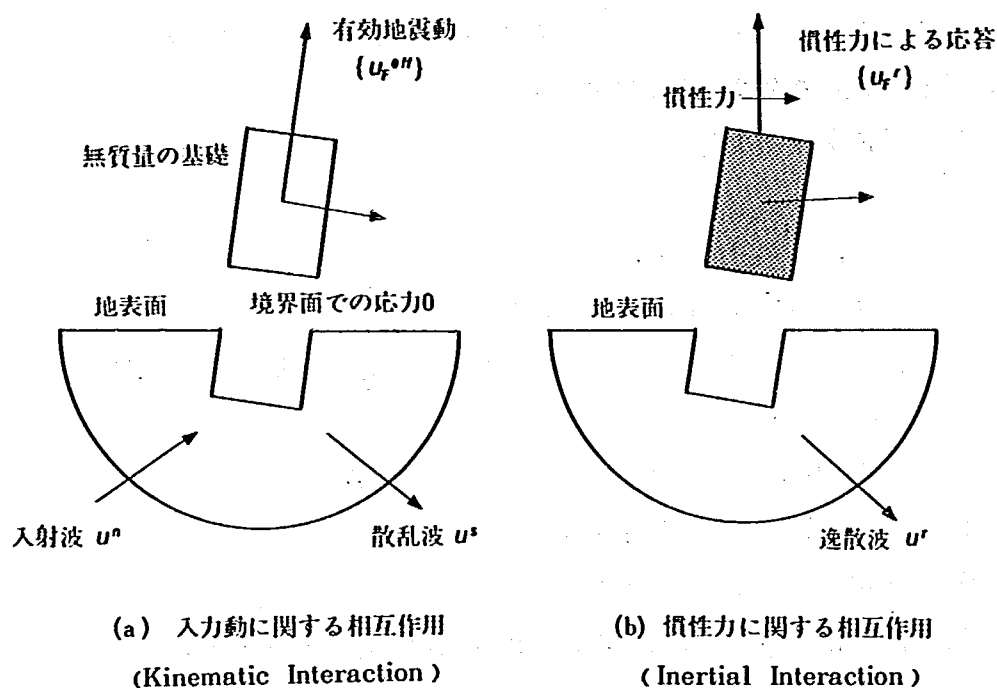


図 2-3 地盤と基礎構造物の動的相互作用の概念図

すなわち、地下逸散減衰に関する理論的な検討を行うことは、現象的には構造系の慣性力による相互作用を考えることであり、解析的には慣性力による相互作用に基づく振動成分を剛体基礎の地震応答から分離することが不可欠な条件とされる。

ここで、剛体基礎と地盤の振動を、剛体の重心位置において考えることにする。いま、剛体基礎の重心の自由度に応じた変位ベクトルを $\{u_f\}$ とすれば、剛体表面に接する地盤の変位ベクトル $\{u\}$ は、剛体表面と重心の幾何学的条件および剛体基礎と地盤の変位の連続条件から、以下のように表すことができる。

$$\{u\} = \{u^n\} + \{u^s\} + \{u^r\} = [\alpha] \{u_f\} \quad (2-2)$$

ここに、 $[\alpha]$ は剛体基礎の重心から剛体表面までの変換行列である。また、周辺地盤内の

波動伝播に伴う地盤応力 σ についても、(2-1)式と同様に

$$\sigma = \sigma^n + \sigma^s + \sigma^r \quad (2-3)$$

と表すことができ、これより周辺地盤の振動による剛体基礎への作用力ベクトル $\{F\}$ は、剛体基礎の重心で評価すれば、次式のように表せる。

$$\{F\} = \int_A [\alpha]^T (\{\sigma^n\} + \{\sigma^s\} + \{\sigma^r\})_A dA \quad (2-4)$$

なお、(2-3)式と(2-4)式中の添字 n 、 s 、 r は、それぞれ(2-1)式の表現に対応しており、また、(2-4)式中の添字 A は、剛体基礎と地盤が接する領域を意味するものである。

ここで、剛体基礎重心の変位ベクトル $\{u_F\}$ を、基礎の慣性力による変位ベクトル $\{u_F^i\}$ と基礎の有効地震動ベクトル $\{u_F^{eff}\}$ とに分離して考えると、

$$\{u_F\} = \{u_F^i\} + \{u_F^{eff}\} \quad (2-5)$$

と表される。また、(2-4)式の剛体基礎重心における作用力ベクトル $\{F\}$ についても、上式に対応する形で次式のように分離する。

$$\{F\} = \{F^i\} + \{F^s\} \quad (2-6)$$

ここに、

$$\{F^i\} = \int_A [\alpha]^T \{\sigma^r\}_A dA \quad (2-7)$$

$$\{F^s\} = \int_A [\alpha]^T (\{\sigma^n\} + \{\sigma^s\})_A dA \quad (2-8)$$

であり、 $\{F^i\}$ は剛体基礎の慣性力に対する地盤反力を表し、 $\{F^s\}$ は地震動により剛体基礎重心に作用する外力を意味する。

ところで、波動場 $u^n + u^s$ において、(2-2)式の関係から、 $\{u_F^{eff}\}$ と $\{u^n\} + \{u^s\}$ の間には、次式の変位の連続条件が成り立つ。

$$\{u^n\} + \{u^s\} = [\alpha] \{u_F^{eff}\} \quad (2-9)$$

また、無質量の剛体基礎を考えれば、自由表面の条件を考慮して、

$$\{F^s\} = \int_A [\alpha]^T (\{\sigma^n\} + \{\sigma^s\})_A dA = 0 \quad (2-10)$$

という境界条件式が得られる。したがって、(2-9)式の連続条件と(2-10)式の境界条件から、剛体基礎の有効地震動 $\{u_F^{eff}\}$ を決定することができる。

一方、逸散波動 u^r についても、 $\{u_F^i\}$ と $\{u^r\}$ の間に(2-9)式と同様な関係式が成り立ち、

$$\{u^r\} = [\alpha] \{u_F^i\} \quad (2-11)$$

と表すことができる。

ここで、剛体基礎と接する地盤の応力 $\{\sigma^r\}$ は行列 $[k]$ を用いて以下のように表すことができる。

$$\{\sigma^r\} = [k] \{u^r\} \quad (2-12)$$

上式における行列 $[k]$ は、剛体基礎重心の自由度に応じた単位変位加振状態における剛体表面の応力-ひずみ関係および地盤と剛体表面の変位の連続条件から求めることができ、各

要素の物理的意味は、剛体重心の自由度に対応する地盤反力係数と考えることができる。

(2-11)式および(2-12)式を考慮することにより、(2-7)式は、

$$\{F'\} = \int_A [\alpha]^T [k] [\alpha] \{u_F'\} dA \quad (2-13)$$

となり、剛体基礎の重心における作用力と変位の関係を表す。上式中の $\int_A [\alpha]^T [k] [\alpha] dA$ は言うまでもなく剛体基礎・地盤系の「複素剛性」を表しており、したがって(2-13)式を改め、

$$\{F'\} = [K^*_F] \{u_F'\} \quad (2-14)$$

と表すことにする。ここに、 $[K^*_F]$ は剛体基礎・地盤系の複素剛性行列であり、一般には振動数の関数として表される。

ところで、剛体基礎に生じる慣性力 $-[M_F] \{\ddot{u}_F\}$ は、(2-4)式で表される周辺地盤からの作用力ベクトル $\{F\}$ と釣り合う。したがって、

$$[M_F] \{\ddot{u}_F\} + \int_A [\alpha]^T (\{\sigma^n\} + \{\sigma^s\} + \{\sigma^r\})_A dA = 0 \quad (2-15)$$

と書ける。ここに、 $[M_F]$ は剛体基礎の質量行列である。上式において、(2-5)式および(2-6)式の関係により $\{u_F\}$ を分離し、

$$[M_F] (\{\ddot{u}_F'\} + \{\ddot{u}_F^{eff}\}) + \int_A [\alpha]^T \{\sigma^r\}_A dA + \int_A [\alpha]^T (\{\sigma^n\} + \{\sigma^s\})_A dA = 0$$

さらに、上式の左辺第2項に(2-14)式の関係を考慮し、また、左辺第3項は(2-10)式の条件より0であることから、次式のように表すことができる。

$$[M_F] (\{\ddot{u}_F'\} + \{\ddot{u}_F^{eff}\}) + [K^*_F] \{u_F'\} = 0 \quad (2-16)$$

通常、 $[K^*_F]$ は振動数の関数として定義され、その実数部は等価剛性行列 $[K_F]$ を表し、また虚数部は $i\omega [C_F]$ として等価減衰行列を表す。これより、 $[K^*_F]$ は、

$$[K^*_F] = [K_F] + i\omega [C_F] \quad (2-17)$$

と表される。ここに i は虚数単位であり、 $i = \sqrt{-1}$ である。これを(2-16)式に代入すると、剛体基礎・地盤系の $\{u_F'\}$ に関する振動方程式は、

$$[M_F] \{\ddot{u}_F'\} + [C_F] \{\dot{u}_F'\} + [K_F] \{u_F'\} = -[M_F] \{\ddot{u}_F^{eff}\} \quad (2-18)$$

と表される。これより、上式は、 $[M_F]$ 、 $[C_F]$ および $[K_F]$ で構成される構造系に入力地震動 $\{\ddot{u}_F^{eff}\}$ が作用する場合の振動方程式であり、慣性力による剛体基礎と地盤の動的相互作用の支配方程式を意味している。

2. 3 橋脚・基礎系の地震応答

前節では、剛体基礎・地盤系の動的相互作用に関する波動論的な考察を行ったが、本節においては、剛体基礎に支持される道路橋橋脚を対象とし、図2-4に示すような構造系の地震応答を考えることにする¹⁷⁾。

図2-4における剛体基礎・地盤系の振動方程式は、3. 1節の(2-18)式で表される振動方程式に橋脚からの断面力を考慮することによって、以下のように表すことができる。

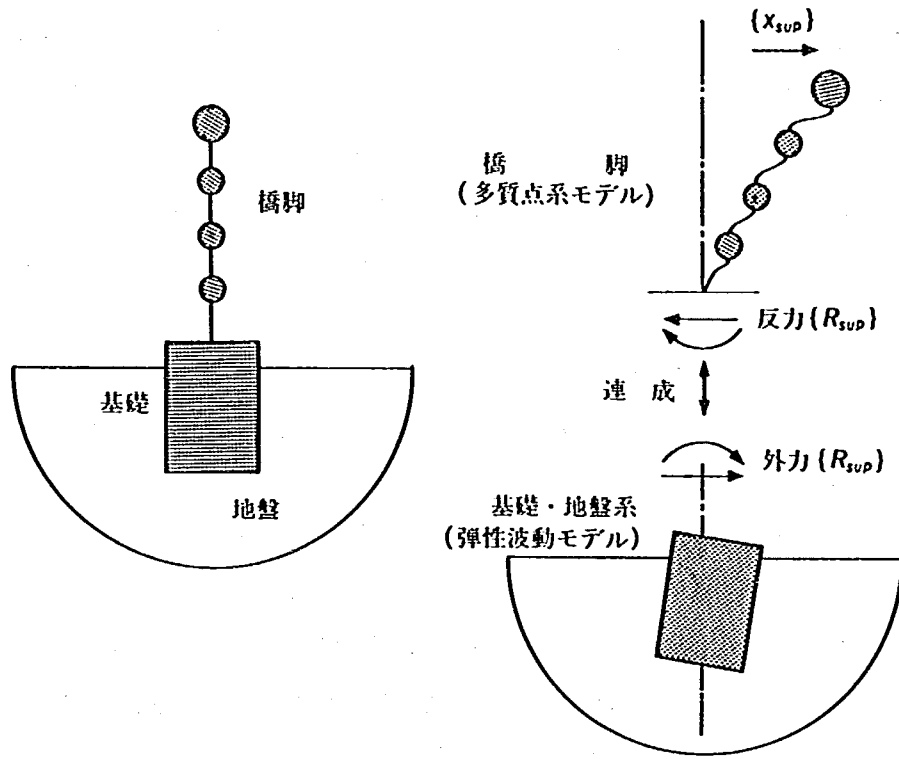


図2-4 橋脚・基礎・地盤系のモデル図

$$[M_F] \{\ddot{u}_F'\} + [C_F] \{\dot{u}_F'\} + [K_F] \{u_F'\} = -[M_F] \{u_F^{eff}\} + [\beta]^T \{R_{svp}\} \quad (2-19)$$

ここに、 $\{u_F'\}$ は有効地震動 $\{u_F^{eff}\}$ に対する剛体基礎重心の相対変位ベクトルであり、 $\{R_{svp}\}$ は橋脚下端の断面力、 $[\beta]$ は剛体基礎の天端から重心への変換行列である。また、 $[M_F]$ は剛体基礎・地盤系の質量行列であり、 $[K_F]$ および $[C_F]$ は、剛体基礎・地盤系の等価剛性行列と等価減衰行列である。この $[K_F]$ と $[C_F]$ の両者は、慣性力による相互作用を規定する物理量であり、構造系全体の固有振動特性は $[K_F]$ に支配され、構造系の地下逸散減衰は $[C_F]$ の特性に大きく影響される。

剛体基礎に支持される橋脚の振動方程式は、基礎固定状態を考えれば、

$$[M_{svp}] \{\ddot{x}_{svp}\} + [C_{svp}] \{\dot{x}_{svp}\} + [K_{svp}] \{x_{svp}\} = 0 \quad (2-20)$$

ここに、 $\{x_{svp}\}$ は橋脚の絶対変位ベクトルであり、 $\{u_{svp}\}$ は剛体基礎天端の変位に対する橋脚の相対変位ベクトルである。また、 $[M_{svp}]$ 、 $[C_{svp}]$ および $[K_{svp}]$ は、橋脚の質量、減衰および剛性行列である。

橋脚の絶対変位ベクトルと剛体基礎の変位ベクトルの間には、次式で表される関係がある。

$$\{x_{svp}\} = \{u_{svp}\} + [\gamma] (\{u_F'\} + \{u_F^{eff}\}) \quad (2-21)$$

上式中の $[\gamma]$ は、剛体基礎重心の変位ベクトル $\{u_F'\} + \{u_F^{eff}\}$ による橋脚への変位影響行列である。いま、(2-21)式を(2-20)式に代入し、

$$[M_{svp}] \{\ddot{x}_{svp}\} + [C_{svp}] \{\dot{x}_{svp}\} + [K_{svp}] \{x_{svp}\} = -[M_{svp}] [\gamma] (\{\ddot{u}_F'\} + \{\ddot{u}_F^{eff}\}) \quad (2-22)$$

となる。

また、基礎重心に作用する橋脚からの外力は橋脚に作用する慣性力と等しいことから、

$$\begin{aligned} [\beta]^T \{R_{sp}\} &= -[\gamma]^T [M_{sp}] \{\ddot{x}_{sp}\} \\ &= -[\gamma]^T [M_{sp}] \{\ddot{u}_{sp}\} \\ &\quad + [\gamma]^T [M_{sp}] [\gamma] (\{\ddot{u}_F\} + \{\ddot{u}_F^{eff}\}) \end{aligned} \quad (2-23)$$

で示される関係式が得られる。

(2-23)式を(2-19)式に代入し、

$$\begin{aligned} ([M_F] + [\gamma]^T [M_{sp}] [\gamma]) \{\ddot{u}_F\} + [C_F] \{\dot{u}_F\} + [K_F] \{u_F\} \\ = -[\gamma]^T [M_{sp}] \{\ddot{u}_{sp}\} - ([M_F] + [\gamma]^T [M_{sp}] [\gamma]) \{\ddot{u}_F^{eff}\} \end{aligned} \quad (2-24)$$

と表される。(2-22)式と(2-24)式を整理すると、

$$[M_i] \{\ddot{u}_i\} + [C_i] \{\dot{u}_i\} + [K_i] \{u_i\} = -[M_i] \{\ddot{u}_i^{eff}\} \quad (2-25)$$

となり、ここに、

$$\begin{aligned} [M_i] &= \begin{bmatrix} [M_{sp}] & [M_{sp}] [\gamma] \\ [\gamma]^T [M_{sp}] & [M_F] + [\gamma]^T [M_{sp}] [\gamma] \end{bmatrix} \\ [C_i] &= \begin{bmatrix} [C_{sp}] & \\ & [C_F] \end{bmatrix} \\ [K_i] &= \begin{bmatrix} [K_{sp}] & \\ & [K_F] \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (2-26)$$

であり、また、

$$\{u_i\} = \begin{Bmatrix} \{u_{sp}\} \\ \{u_F\} \end{Bmatrix}, \quad \{u_i^{eff}\} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{u_F^{eff}\} \end{Bmatrix} \quad (2-27)$$

である。

橋脚・基礎系の地震応答は、(2-25)式を解くことにより求められるが、この場合の橋脚の地震応答 $\{u_{sp}\}$ は、剛体基礎天端の変位に対する相対変位で定義されている。橋脚・基礎系の地下逸散減衰について検討するためには、構造系の慣性力によって生じる地震応答を検討の対象とする必要があり、この場合、基礎の有効地震動 $\{u_F^{eff}\}$ に対する地震応答 $\{u_{sp}^r\}$ を求めなければならない。したがって、(2-21)式における変位影響行列 $[\gamma]$ を用いて $\{u_{sp}^r\}$ は、

$$\{u_{sp}^r\} = \{u_{sp}\} + [\gamma] \{u_F\} \quad (2-28)$$

と求められる。

この地震応答 $\{u_{sp}^r\}$ に含まれる減衰特性は、橋脚の減衰特性として与えられた $[C_{sp}]$ と剛体基礎・地盤系の複素剛性の虚数部 $i\omega [C_F]$ から定まる等価減衰行列である。すなわち、橋脚・基礎系の地震応答 $\{u_{sp}^r\}$ は、橋脚の内部減衰と基礎の地下逸散減衰に支配されていることが言える。

ここで、橋脚自身の減衰特性を無視し、したがって、

$$[C_{ij}] = 0 \quad (2-29)$$

の条件を考えた場合、この状態で求まる地震応答 $\{u_{ij}\}$ の減衰特性は、地下逸散減衰だけによるものとなる。

本研究では、地下逸散減衰だけによる橋脚・基礎系の減衰特性について検討するため、(2-29)式で示される条件を採用し、構造系の慣性力によって支配される地震応答 $\{u_{ij}\}$ に対して考察することにする。

3. 地下逸散減衰の解析方法

3. 1 基礎・地盤系の複素剛性⁹⁾

本研究において採用した基礎・地盤系の解析モデルは、原田らの定式化による弾性波動モデルとし、弾性波動論による厳密解によって与えられる剛体基礎・地盤系の複素剛性 $[K^*]$ を採用した⁹⁾。弾性波動論に基づく解析モデルを用いる利点は、基礎の振動エネルギーが周辺地盤へ伝播する状態を厳密に解析できる点にある。しかし、対象とされる基礎が比較的簡単な形状をもち、地盤構成も特定の場合に限定されるという点で、ある程度の制約を受けることが考えられる。したがって、現実の基礎構造物に適用する場合には、解析上の仮定を設ける必要がある。

図3-1に示すように地中に埋設された円筒剛体基礎の水平振動と回転振動の連成を考えることにすると、この場合、原田らが採用した複素剛性 $[K^*]$ に関する解析上の仮定は、以下に示す①～④である⁹⁾。

- ① 基礎は円筒剛体である。
- ② 基礎と周辺地盤は完全に付着している。
- ③ 基礎側面に作用する地盤反力は、基礎底面以深の地盤変形を仮定した別の表層地盤から求める。
- ④ 基礎底面に作用する地盤反力には、基礎底面の接する地盤を地表面とみなした時の反力を用いる。

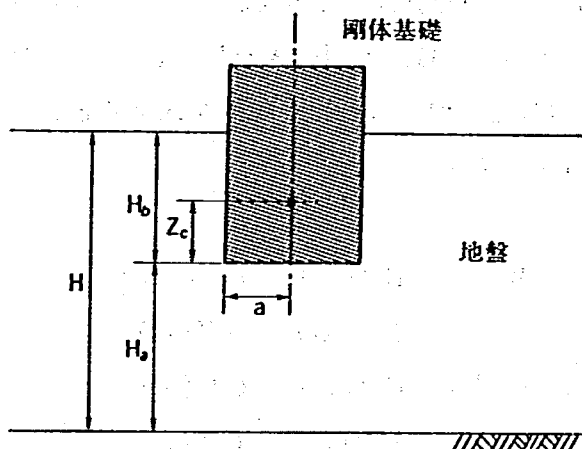


図3-1 剛体基礎・地盤系モデル

仮定①～③から、剛体基礎側面に作用する単位深さ当たりの複素ばね係数を解析的に求めることができ、水平と回転に対するものを、それぞれ、 k_h 、 k_r とすると、

$$\left. \begin{aligned} k_h &= G_s(s_{r1} + i s_{r2}) \\ k_r &= G_s a^2 (s_{r1} + i s_{r2}) \\ G_s &= \rho_s V_{s1}^2, \quad \rho_s = \gamma_s / g, \quad g = 9.8(\text{m/sec}^2) \end{aligned} \right\} \quad (3-1)$$

と表される。ここに、 $i = \sqrt{-1}$ であり、 g は重力加速度である。また、上式において、 a は基礎の半径、 G_s 、 V_s 、 γ_s は、それぞれ基礎側面に接する地盤のせん断弾性率、せん断波速度および単位体積重量を表し、 s_{jk} は基礎側面の無次元複素ばね係数を表している。

また、仮定①、②および④より、剛体基礎底面における地盤反力は複素ばね係数を用いて表すと、

$$\left. \begin{aligned} k_s &= G a (c_{s1} + i c_{s2}) \\ k_{rs} &= G a^3 (c_{r1} + i c_{r2}) \\ G &= \rho V_s^2, \quad \rho = \gamma / g \end{aligned} \right\} \quad (3-2)$$

であり、上式の G 、 V_s 、 ρ は、それぞれ基礎底面に接する地盤のせん断弾性率、せん断波速度および単位体積重量を表し、また、 c_{jk} は基礎底面における無次元複素ばね係数である。

(3-1) 式および (3-2) 式中の無次元複素ばね係数 s_{jk} 、 c_{jk} ($j = u, r, k = 1, 2$) は、

<基礎側面の地盤>

$$s_{jk} = s_{jk}(a/H_b, \nu_s, \omega/\omega_s, D_s) \quad (3-3)$$

<基礎底面の地盤>

$$c_{jk} = c_{jk}(a/H_b, \nu, \omega a/V_s) \quad (3-4)$$

と表され⁹⁾、ここに、 ν_s 、 ν は、それぞれ表層地盤および支持地盤のポアソン比であり、 D_s は表層地盤の減衰定数を表す。また、 H_b は基礎の埋設深さを表し、 H_s は基礎底面から剛な基盤までの深さであり、 ω は加振円振動数、 ω_s は地盤の固有円振動数を表す。なお、 s_{jk} 、 c_{jk} ($j = u, r, k = 1, 2$) の詳細は、参考文献(9)に譲るものとする。

いま、(2-13) 式および (2-14) 式の関係式を用い、(3-1) 式と (3-2) 式中の k_s 、 k_{rs} および k_s 、 k_{rs} から、剛体基礎・地盤系の複素剛性を求めると、

$$[K_F^*] = [K_F] + i \omega [C_F] \quad (3-5)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \text{等価剛性行列} ; [K_F] &= \begin{bmatrix} K^{xx}(\omega) & K^{xr}(\omega) \\ K^{rx}(\omega) & K^{rr}(\omega) \end{bmatrix} \\ \text{等価減衰行列} ; [C_F] &= \begin{bmatrix} C^{xx}(\omega) & C^{xr}(\omega) \\ C^{rx}(\omega) & C^{rr}(\omega) \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (3-6)$$

であり、等価剛性行列 $[K_F]$ と等価減衰行列 $[C_F]$ の各要素は、剛体基礎の各振動成分に対する動的ばね係数および動的減衰係数として以下のように表すことができる。

<動的ばね係数>

$$K^{xx}(\omega) = G a \left[c_{s1} + \left(\frac{G_s}{G} \right) \delta s_{s1} \right]$$

$$K^{xr}(\omega) = K^{rx}(\omega) = -G a^3 \left[\left(\frac{Z_c}{a} \right) c_{s1} + \left(\frac{G_s}{G} \right) \delta \left\{ \left(\frac{Z_c}{a} \right) - \left(\frac{\delta}{2} \right) \right\} s_{s1} \right]$$

$$K''(\omega) = G a^3 \left[c_{r1} + \left(\frac{Z_c}{a} \right)^2 c_{s1} + \left(\frac{G_s}{G} \right) \delta s_{r1} \right. \\ \left. + \left(\frac{G_s}{G} \right) \delta \left\{ \frac{\delta^2}{3} + \left(\frac{Z_c}{a} \right)^2 - \delta \left(\frac{Z_c}{a} \right) s_{s1} \right\} \right] \quad (3-7)$$

<動的減衰係数>

$$C^{xx}(\omega) = \frac{G a}{\omega} \left[c_{s2} + \left(\frac{G_s}{G} \right) \delta s_{s2} \right] \\ C^{xr}(\omega) = C^{rx}(\omega) = - \frac{G a^2}{\omega} \left[\left(\frac{Z_c}{a} \right) c_{s2} + \left(\frac{G_s}{G} \right) \delta \left\{ \left(\frac{Z_c}{a} \right) - \left(\frac{\delta}{2} \right) \right\} s_{s2} \right] \\ C''(\omega) = \frac{G a^3}{\omega} \left[c_{r2} + \left(\frac{Z_c}{a} \right)^2 c_{s2} + \left(\frac{G_s}{G} \right) \delta s_{r2} \right. \\ \left. + \left(\frac{G_s}{G} \right) \delta \left\{ \frac{\delta^2}{3} + \left(\frac{Z_c}{a} \right)^2 - \delta \left(\frac{Z_c}{a} \right) \right\} s_{s2} \right] \quad (3-8)$$

である。(3-7)式および(3-8)式において、 $\delta = H_b/a$ であり、また、 Z_c は基礎底面から回転中心までの距離を表す。

一般に、基礎・地盤系の複素剛性は振動数依存性を示すことが知られている。いま、(3-5)式で表される複素剛性 $[K^*_{rr}]$ の実数部および虚数部の振動数特性を調べるため、 $[K^*_{rr}]$ の各要素を基礎・地盤系の静的ばね係数 $K^{st}_{rr}(x=x, r, r=x, r)$ による規準化を行い、次式のように表すことにした。

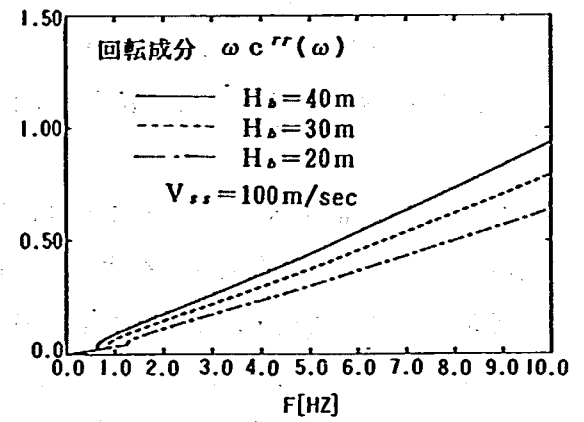
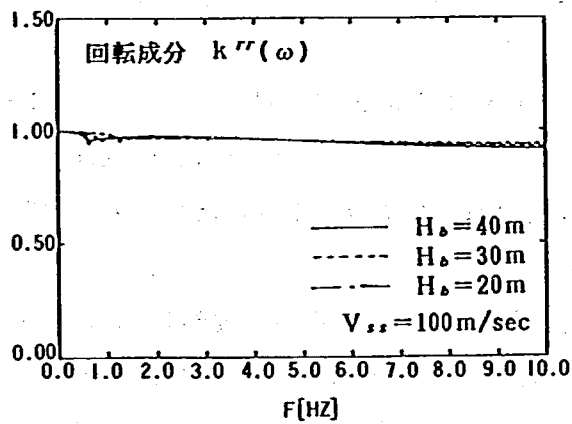
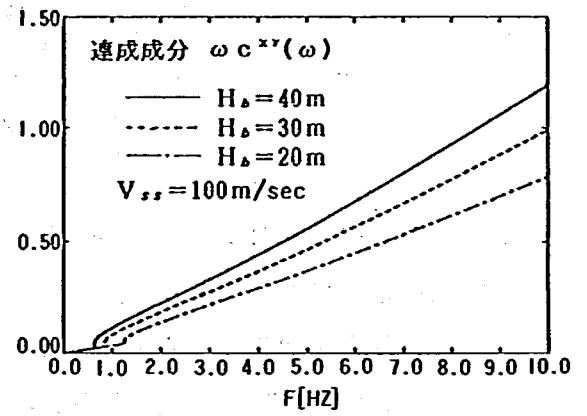
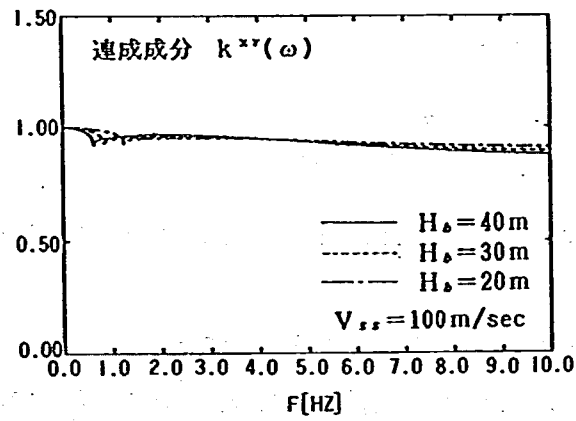
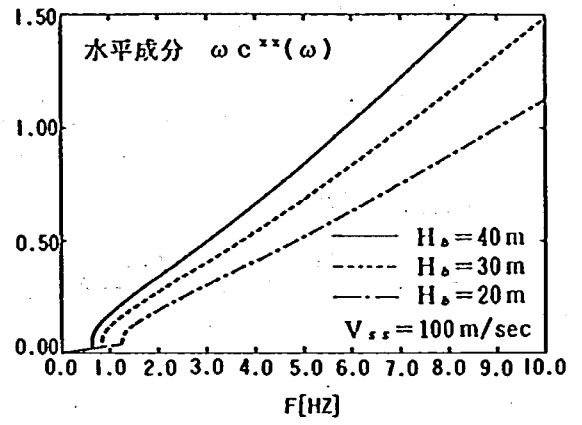
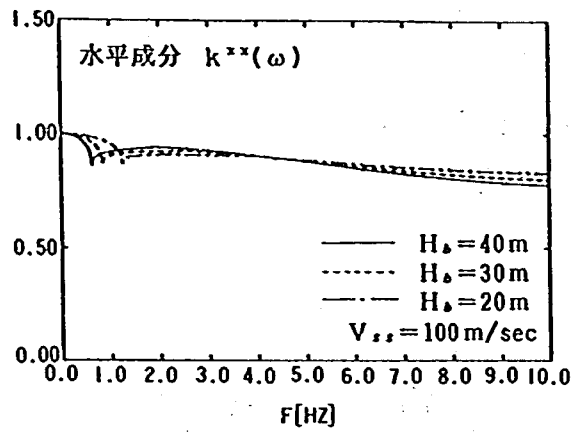
$$K^{xx}(\omega) + i \omega C^{xx}(\omega) = K^{st}_{rr} \{ k^{xx}(\omega) + i \omega c^{xx}(\omega) \} \quad (3-9) \\ (x=x, r, r=x, r)$$

ここに、 $K^{st}_{rr} = K^{xx}(\omega=0)$ であり、静的ばね係数で規準化された基礎・地盤系の複素剛性のことを無次元複素剛性と称することにする。

図3-2は、基礎・地盤系の無次元複素剛性に関して、その実数部 $k^{xx}(\omega)$ 、 $k^{xr}(\omega)$ 、 $k^{rr}(\omega)$ および虚数部 $\omega c^{xx}(\omega)$ 、 $\omega c^{xr}(\omega)$ 、 $\omega c^{rr}(\omega)$ について具体的な数値解析結果を示したものである。通常、無次元複素剛性の振動数特性に及ぼす地盤のポアソン比や内部減衰定数の影響は小さいものとされており⁹⁾、ここでは、基礎の形状効果についてのみ検討している。

図中の数値解析結果は、基礎半径 $a=5\text{m}$ 、埋設深さ $H_b=40\text{m}$ (実線)、 $H_b=30\text{m}$ (破線)、 $H_b=20\text{m}$ (鎖線)について表したものであり、解析条件として、剛体基礎の回転中心を地表面と同一レベルに設定し、基礎底面の地盤は、せん断波速度 $V_s=500\text{m/sec}$ 、ポアソン比 $\nu=0.30$ 、単位体積重量 $\gamma=2.5\text{tf/m}^3$ の支持地盤とし、基礎側面は、せん断波速度 $V_{ss}=100\text{m/sec}$ 、ポアソン比 $\nu_s=0.45$ 、単位体積重量 $\gamma_s=1.3\text{tf/m}^3$ の地盤を考えた。

図3-2の解析結果から分かるように、無次元複素剛性の実数部は、地盤の固有振動数で極小値をとり振動数の増加に伴い漸減するものの、ほぼ一定値と考えることができる。一方、



(a) 無次元複素剛性の実数部

(b) 無次元複素剛性の虚数部

図3-2 基礎・地盤系の無次元複素剛性

その虚数部は、地盤の固有振動数を境にその前後で振動数特性が大きく異なり、地盤の固有振動数以下の範囲で小さくほぼ一定値をとり、地盤の固有振動数以上の範囲で振動数に比例し著しく増加する。一般に、これらの傾向は、基礎の埋設深さが深いほど顕著であり、また、各振動自由度について比較すれば、水平成分に対する $k^{\pi}(\omega)$ および $\omega c^{\pi}(\omega)$ がその他の振動成分と比較して最も顕著な振動数特性を示している。

3. 2 橋脚・基礎系の解析モデル

一般道路橋の橋脚・基礎系の地下逸散減衰を定量的に求めるため、図3-3に示すような橋脚について水平1自由度、基礎について水平・回転の2自由度を有する合計3自由度の解析モデルを考えることにした。

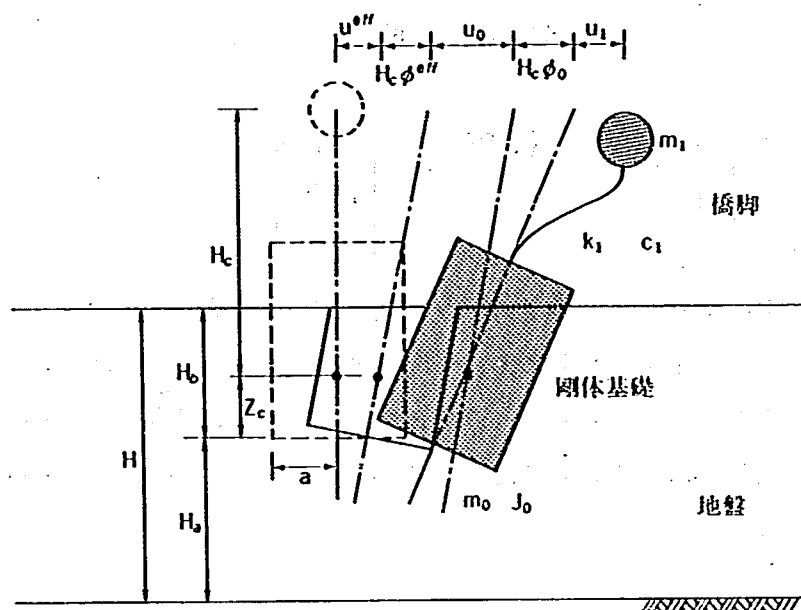


図3-3 解析モデルの地震応答

橋脚は、橋桁重量 W_s と橋脚重量 W_p を考慮した質量 m_1 の1質点の集中質量系にモデル化し、基礎重心位置から橋脚天端までの高さ H_c の位置に設けることにした。また、橋脚のばね係数 k_1 および減衰係数 c_1 は、基礎固定時の橋脚の基本固有周期 T_1 と内部粘性減衰定数 h_1 から、以下の算定式によって求めることにした。

$$\left. \begin{aligned} m_1 &= (W_s + W_p / 3) / g, \quad g = 9.8 \text{ m/sec}^2 \\ k_1 &= m_1 (2\pi / T_1)^2 \\ c_1 &= 2h_1 \sqrt{k_1 m_1} \end{aligned} \right\} \quad (3-10)$$

また、剛体基礎は、質量 m_0 および慣性モーメント J_0 の質点にモデル化し、剛体基礎・地盤系の動的ばね係数および減衰係数は、前節の(3-7)式と(3-8)式で求めた3次元弾性波動論により求まる $K^{\pi}(\omega)$ 、 $K^{\rho}(\omega)$ 、 $K^{\theta}(\omega)$ および $C^{\pi}(\omega)$ 、 $C^{\rho}(\omega)$ 、 $C^{\theta}(\omega)$ を用いている。

この場合、図3-3に示される構造系の振動方程式は、2.3節の(2-25)式から、

$$[M_i] \{\ddot{u}_i\} + [C_i] \{\dot{u}_i\} + [K_i] \{u_i\} = -[M_i] \{u_i^{eff}\} \quad (3-11)$$

と表される。ここに、

$$\begin{aligned} [M_i] &= \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & m_1 H_c \\ m_1 & m_1 + m_0 & m_1 H_c \\ m_1 H_c & m_1 H_c & J_0 + m_1 H_c^2 \end{bmatrix} \\ [C_i] &= \begin{bmatrix} c_1 & & \\ & C^{xx}(\omega) & C^{xr}(\omega) \\ & C^{rx}(\omega) & C^{rr}(\omega) \end{bmatrix} \\ [K_i] &= \begin{bmatrix} k_1 & & \\ & K^{xx}(\omega) & K^{xr}(\omega) \\ & K^{rx}(\omega) & K^{rr}(\omega) \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (3-12)$$

であり、また、

$$\{u_i\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_0 \\ \phi_0 \end{Bmatrix}, \quad \{u_i^{eff}\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ u^{eff} \\ \phi^{eff} \end{Bmatrix} \quad (3-13)$$

である。(3-13)式中の u^{eff} および ϕ^{eff} は、剛体基礎重心における有効地震動を表し、原田らにより、単位振幅の自然地盤応答に対して次式のように求められている¹⁰⁾。

$$\begin{Bmatrix} u^{eff} \\ \phi^{eff} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K^{xx}(\omega) + i\omega C^{xx}(\omega) & K^{xr}(\omega) + i\omega C^{xr}(\omega) \\ K^{rx}(\omega) + i\omega C^{rx}(\omega) & K^{rr}(\omega) + i\omega C^{rr}(\omega) \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} D^x(\omega) \\ D^r(\omega) \end{Bmatrix} e^{i\omega t} \quad (3-14)$$

ここに、

$$\begin{aligned} D^x(\omega) &= k_b H_b \frac{\sin k H_b}{k H_b} + k_s \frac{\sin 2ka}{2ka} \cos k H_b \\ D^r(\omega) &= -k_b Z_c H_b \frac{\sin k H_b}{k H_b} - k_b H_b^2 k_s \frac{\cos 2k H_b - 1}{(k H_b)^2} \\ &\quad - k_s Z_c \frac{\sin 2ka}{2ka} \cos k H_b \end{aligned} \quad (3-15)$$

$$k = \frac{\omega}{V_{ss} \sqrt{1 + i2D_s}}$$

である。 $2D_s$ は基礎側面に接する地盤の減衰定数であり、 V_{ss} はせん断波速度を表す。

いま、

$$\{u_i\} = \{U_i\} e^{i\omega t}, \quad \{u_i^{eff}\} = (\{U_i^{eff}\} + \{\Phi_i^{eff}\}) e^{i\omega t} \quad (3-16)$$

$$\begin{aligned} \{U_i\} &= \begin{Bmatrix} U_1(\omega) \\ U_0(\omega) \\ \Phi_0(\omega) \end{Bmatrix}, \quad \{U_i^{eff}\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ U^{eff}(\omega) \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad \{\Phi_i^{eff}\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \Phi^{eff}(\omega) \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (3-17)$$

として、(3-11)式に代入すれば、

$$\begin{aligned} & [-\omega^2 [M_i] + i\omega [C_i] + [K_i]] \{U_i\} \\ & = \omega^2 [M_i] (\{U_i^{eff}\} + \{\Phi_i^{eff}\}) \end{aligned} \quad (3-18)$$

と表される。ここで、上式を整理して、

$$\begin{aligned} & [-(\omega/\omega_1)^2 [m_i] + i(\omega/\omega_1) [c_i] + [k_i]] \{U_i\} \\ & = (\omega/\omega_1)^2 [m_i] (\{U_i^{eff}\} + \{\Phi_i^{eff}\}) \end{aligned} \quad (3-19)$$

と書き表すことができる。上式中において、

$$\begin{aligned} [m_i] &= \begin{bmatrix} 1 & 1 & H_c \\ 1 & 1 + (m_0/m_1) & H_c \\ H_c & H_c & H_c^2 + (J_0/m_1) \end{bmatrix} \\ [c_i] &= \begin{bmatrix} 2h_1 & & \\ & 2h^{xx}(\omega) & 2h^{xr}(\omega) \\ & 2h^{rx}(\omega) & 2h^{rr}(\omega) \end{bmatrix} \\ [k_i] &= \begin{bmatrix} 1 & & \\ & f^{xx} \cdot k^{xx}(\omega) & f^{xr} \cdot k^{xr}(\omega) \\ & f^{rx} \cdot k^{rx}(\omega) & f^{rr} \cdot k^{rr}(\omega) \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (3-20)$$

であり、また、上式の行列の各要素に対して、

$$\left. \begin{aligned} h^{xr}(\omega) &= \frac{1}{2} f^{xr} \cdot \omega_1 c^{xr}(\omega) \\ f^{xr} &= \frac{K^{xr}_{static}}{k_1}, \quad K^{xr}_{static} = K^{xr}(\omega=0) \\ k^{xr}(\omega) &= \frac{K^{xr}(\omega)}{K^{xr}_{static}}, \quad c^{xr}(\omega) = \frac{C^{xr}(\omega)}{K^{xr}_{static}} \end{aligned} \right\} \quad (3-21)$$

(x=x, r, r=x, r)

と表される。

ここで、2. 3節でも考察したように、上式の減衰特性は、橋脚の内部減衰と基礎部の地下逸散減衰の2種類から構成されていることになる。いま、求めようとするものは、地下逸散減衰の影響だけが含まれた構造系の慣性力による周波数応答 $\{U_i\}$ であることから、(2-29)式の条件を採用し、(3-19)式中の減衰行列 $[c_i]$ における橋脚の内部減衰定数 $h_1 = 0$ とする。

これより、上述の条件のもとに(3-19)式を円振動数 ω の領域について解けば、構造系の慣性力による周波数応答 $\{U_i\}$ を求めることができ、以下のように表される。

$$\{U_i\} = (\omega/\omega_1)^2 [D]^{-1} [m_i] (\{U_i^{eff}\} + \{\Phi_i^{eff}\}) \quad (3-22)$$

ここに、

$$[D] = -(\omega/\omega_1)^2 [m_i] + i(\omega/\omega_1) [c_i] + [k_i] \quad (3-23)$$

である。

この場合に求められる周波数応答 $\{U\}$ に含まれる減衰特性は、橋脚の内部減衰定数 $h_1 = 0$ としたことから、言うまでもなく地下逸散減衰の影響だけによるものであることが理解できる。

いま、(2-28)式で表される関係を考慮し、橋脚天端の周波数応答について有効地震動に対する周波数伝達関数を求める。ただし、剛体基礎の有効地震動は基礎の回転中心における水平、回転の2成分からなるため、ここでは、両者に対して独立な周波数伝達関数を考えることにする。いま、有効地震動の水平入力成分 $U^{eff}(\omega)$ が作用した場合の周波数応答を添字 ^{x} で表し、また、回転入力成分 $\Phi^{eff}(\omega)$ が作用した場合の周波数応答を添字 ^{r} で表すことにすると、それぞれの入力成分に対する橋脚天端の周波数伝達関数は、以下のよう示すことができる。

<水平成分入力>

$$H^x(i\omega) = \frac{U_1^x(\omega) + U_0^x(\omega) + H_c \Phi_0^x(\omega) + U^{eff}(\omega)}{U^{eff}(\omega)} \quad (3-24)$$

<回転成分入力>

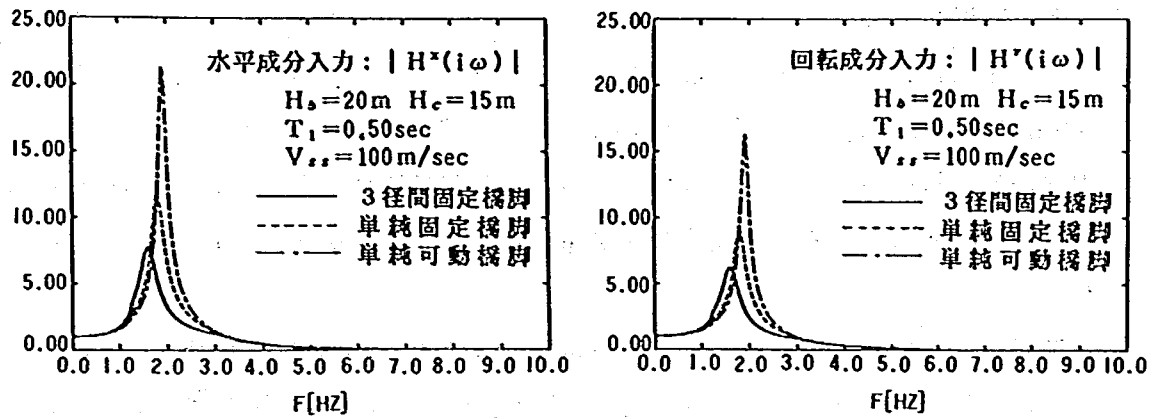
$$H^r(i\omega) = \frac{U_1^r(\omega) + U_0^r(\omega) + H_c \Phi_0^r(\omega) + H_c \Phi^{eff}(\omega)}{H_c \Phi^{eff}(\omega)} \quad (3-25)$$

これより、(3-24)式あるいは(3-25)式で求められる橋脚天端の地震応答に対する周波数伝達関数の振動数特性を検討することにより、構造系の地下逸散減衰を固有周期に対応する等価モード減衰定数として求めることができる。

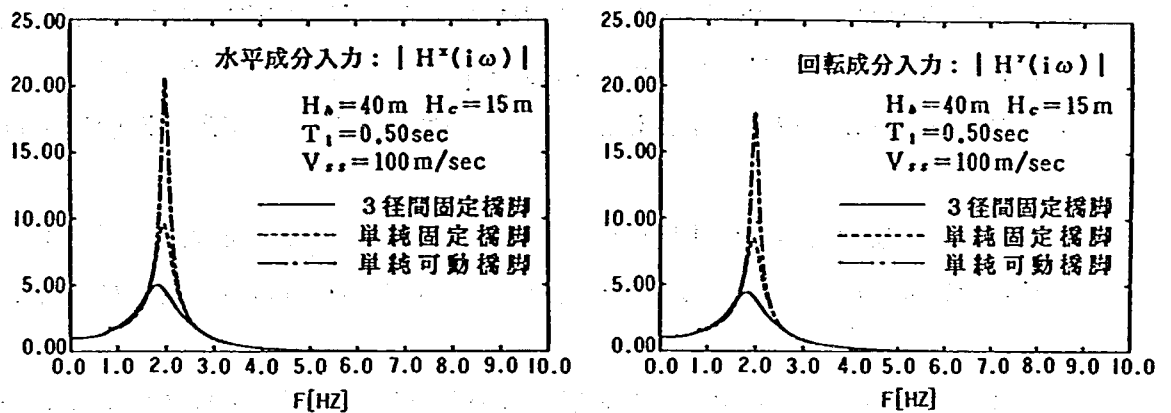
ここで、上述の2種類の周波数伝達関数に対して、両者の振動数特性の違いについて検討すると、図3-4に示すような結果となる。

図3-4は、せん断波速度 $V_s = 100\text{m/sec}$ の地盤条件のもとに、半径 $a = 5\text{m}$ 、 $H_b = 20\text{m}$ と $H_b = 40\text{m}$ の基礎とし、橋脚として $T_1 = 0.5\text{sec}$ 、 $H_c = 15\text{m}$ の3径間連続桁橋の固定支承を有する橋脚(実線)、単純桁橋の固定支承を有する橋脚(破線)および可動支承を有する橋脚(鎖線)を考えた場合の周波数伝達関数の絶対値 $|H^x(i\omega)|$ および $|H^r(i\omega)|$ を表したものである。なお、橋桁として、支間長30m、単位長さ当たりの橋桁重量10tf/mの鋼製橋桁を考えている(橋脚の解析データの詳細は、次節表3-3参照)。

いま、 $|H^x(i\omega)|$ と $|H^r(i\omega)|$ を比較すれば、いずれの解析条件の場合もほぼ同様な振動数特性を示し、水平成分入力による $|H^x(i\omega)|$ に比べ回転成分入力による $|H^r(i\omega)|$ の最大値の方が若干小さいことがわかる。構造系の減衰特性に関して、耐震設計上、安全側の検討を考えるならば、当然、最大値の大きい水平成分入力に対する周波数伝達関数の絶対値 $|H^x(i\omega)|$ について考えるべきであり、また、一般に有効地震動の水平成分が回転成分に対して卓越することを考慮すれば、構造系の地下逸散減衰の評価には、 $|H^x(i\omega)|$ を考えるだけで十分であることがわかる。したがって、次節以降、構造系の地下逸散減衰の評価には、



(a) 基礎の埋設深さ $H_b=20\text{m}$ の場合



(b) 基礎の埋設深さ $H_b=40\text{m}$ の場合

図3-4 周波数伝達関数 $|H^x(i\omega)|$ と $|H^r(i\omega)|$ の比較

(3-24)式で表される有効地震動の水平成分入力に対する周波数伝達関数 $H^x(i\omega)$ を用いることにする。

なお、これらの周波数伝達関数 $H^x(i\omega)$ の解析にあたっては、構造系の減衰特性に及ぼす地下逸散減衰の影響だけを厳密に解析するため、橋脚の内部減衰を無視するものとしたが、内部減衰定数 $h_1=0.0$ を用いる場合、数値解析の結果として得られる周波数伝達関数の極大値が無限大に発散する場合が考えられる。したがって、本研究の数値解析では地下逸散減衰の効果に影響を及ぼさない程度の極小さな値として、橋脚の内部減衰定数 $h_1=0.005(0.5\%)$ を用い、周波数伝達関数の最大値を入力地震動に対して約100倍程度に抑えることにした。また、周波数伝達関数の振動数範囲として、通常、構造物の耐震設計を考える上で考慮される $0\sim 10\text{Hz}$ 程度の範囲とし、振動数増分として $\Delta f=0.005$ を採用した。

3. 3 解析ケース

本研究において対象とした構造系は、一般道路橋(道路橋示方書で設計が取扱われる支間200m以内、橋脚高さ20m未満の橋梁)の橋脚・基礎構造系であり、また、橋脚の橋軸方向の水平振動を解析の対象として取扱っている。基礎は剛体基礎を考え、埋設深さが極浅い場合を直接基礎とし、ある程度埋設深さが深くなった場合はケーソン基礎として扱うことにした。

解析ケースは、表層地盤のせん断波速度 V_{s1} に関して4種類、基礎半径 a について3種類、基礎の埋設深さ H_b に関して5種類、橋脚の種類および高さに関して9種類の合計 $4 \times 3 \times 5 \times 9 = 540$ ケースである。その詳細は以下の通りである。

(1) 地盤のデータ

解析で対象とした地盤は、基礎が底着する支持地盤と表層地盤からなるものとした。表層地盤は沖積の粘性土層あるいは砂礫層を仮定し、せん断波速度 $V_{s1} = 50\text{m/sec}$ 、 100m/sec 、 150m/sec および 200m/sec の4種類の地盤とし、表層地盤厚 H は、直接基礎に対して5m、ケーソン基礎に対して10m、20m、30mおよび40mを考えた。また、支持地盤は十分な厚さを持った洪積の砂礫層もしくは土丹層を仮定し、せん断波速度 $V_{s2} = 500\text{m/sec}$ とした。

さらに、表層地盤の単位体積重量は 1.5tf/m^3 、ポアソン比0.45とし、支持地盤では単位体積重量 1.8tf/m^3 、ポアソン比0.3を用い、表層の地盤材料の減衰定数 D は無視することにした。

これらの条件より、対象とした表層地盤の固有周期 $T_s (= 4H/V_{s1})$ は、表3-1のようにまとめることができる。

表3-1 解析に用いた表層地盤の固有周期 T_s

V_{s1} \ H	直接基礎	ケーソン基礎				
	5 m	10 m	20 m	30 m	40 m	
50 m/sec	0.40 sec	0.80 sec	1.60 sec	2.40 sec	3.20 sec	
100 m/sec	0.20 sec	0.40 sec	0.80 sec	1.20 sec	1.60 sec	
150 m/sec	0.13 sec	0.27 sec	0.53 sec	0.80 sec	1.01 sec	
200 m/sec	0.10 sec	0.20 sec	0.40 sec	0.60 sec	0.80 sec	

(2) 基礎のデータ

基礎形式は、直接基礎とケーソン基礎とし、いずれも半径 $a = 4\text{m}$ 、 5m および 6m の円筒剛体とする。ただし、図3-5に示すように、直接基礎は中実断面であり、ケーソン基礎は中詰砂で充填された中空断面とした。基礎底面は支持地盤に接しており、基礎の埋設

深さ H_b は表層地盤厚 H と等しく、直接基礎に対して5m、ケーソン基礎に対して10m、20m、30mおよび40mとした。また、着目する基礎の回転中心は地表面と同一レベルに設定している。さらに、基礎の単位体積重量は 2.5tf/m^3 、ケーソン基礎の中詰砂の単位体積重量は 1.5tf/m^3 である。

これらの基礎に関するデータをまとめると、基礎の形状パラメーター $\delta = H_b/a$ について表3-2のように表される。

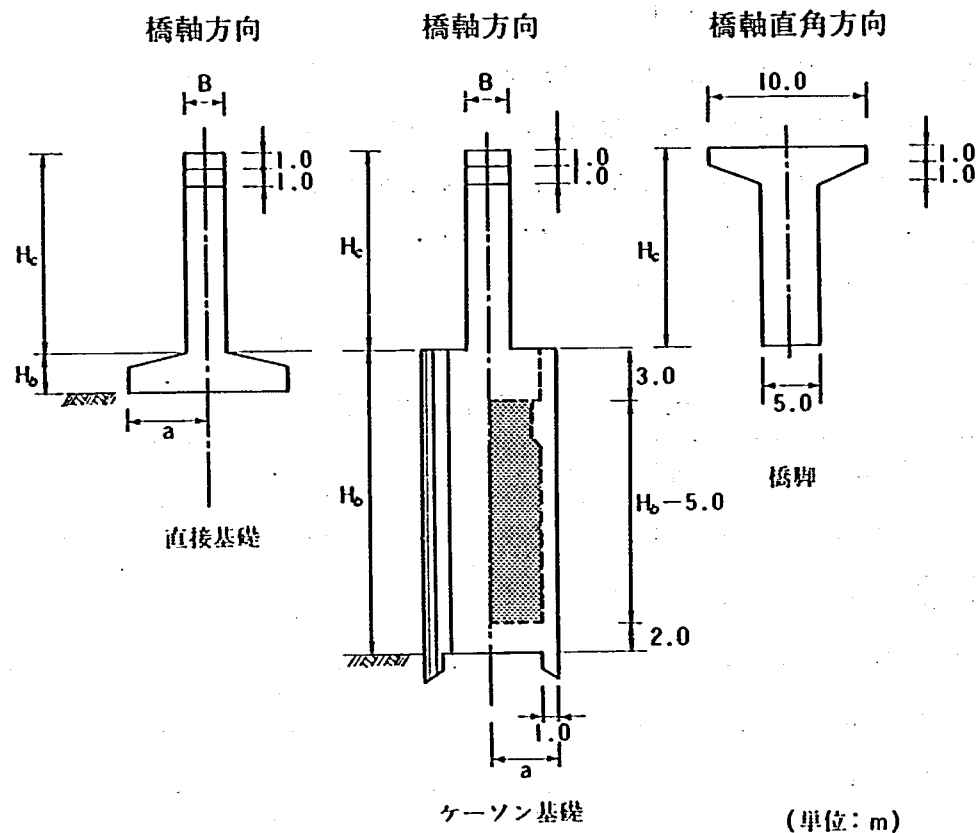


図3-5 解析に用いた橋脚と基礎の諸元

表3-2 解析に用いた剛体基礎の形状比 $\delta = H_b/a$

H_b a	直接基礎	ケーソン基礎				
	5 m	10 m	20 m	30 m	40 m	
4 m	1.250	2.500	5.000	7.500	10.000	
5 m	1.000	2.000	4.000	6.000	8.000	
6 m	0.833	1.667	3.333	5.000	6.667	

(3) 橋脚のデータ¹⁸⁾

解析の対象とした道路橋橋脚は、その橋桁として、支間長30m、幅員10m、単位長さ当たりの橋桁重量 10tf/m の鋼製橋桁を考え、また、橋桁を支持する橋脚としては、3径間連続桁橋の固定支承を有する橋脚(以後、3径間固定橋脚と称する)、単純桁橋の固定支承を有する橋脚(以後、単純固定橋脚と称する)、および単純桁橋の可動支承を有する橋脚

(以後、単純可動橋脚と称する)を考えた。この場合の各々の橋脚の高さは、10m、15m、および20mの3種類である。

これらの橋脚に対して、基礎固定時の固有周期 T_1 は、次式により求めた¹⁸⁾。

$$T_1 = 2.01 \sqrt{\delta_p} \quad (3-26)$$

ここに、

$$\delta_p = \frac{W_s H_c^3}{3EI} + \frac{0.8W_p H_c^3}{8EI} \quad (3-27)$$

であり、 W_s は橋桁重量、 W_p は地表面より上側の橋脚重量、 H_c は地表面から橋脚天端までの高さを表す。また、 EI は橋脚の橋軸方向の曲げ剛性である。橋脚は鉄筋コンクリート構造とし、単位体積重量 2.5tf/m^3 、ヤング率 $E=2.6 \times 10^6\text{tf/m}^2$ を考えた。

いま、橋脚の基礎固定時における固有周期 T_1 に関して橋脚の諸元をまとめると、表3-3のように表すことができる。

表3-3 基礎固定時の橋脚データ

橋脚種別	3径間固定橋脚			単純固定橋脚			単純可動橋脚		
橋脚高さ $H_c(\text{m})$	10.0	15.0	20.0	10.0	15.0	20.0	10.0	15.0	20.0
橋軸方向の橋脚幅 $B(\text{m})$	2.2	2.6	3.0	1.8	2.0	2.2	1.6	1.7	1.8
橋桁重量 $W_s(\text{tf})$	900.0	900.0	900.0	300.0	300.0	300.0	0.0	0.0	0.0
橋脚重量 $W_p(\text{tf})$	316.3	536.3	806.3	258.8	412.5	591.3	230.0	350.7	483.8
断面2次モーメント $I(\text{m}^4)$	4.44	7.32	11.25	2.43	3.33	4.44	1.71	2.05	2.43
変形量 $\delta_p(\text{m})$	0.0289	0.0625	0.1040	0.0201	0.0551	0.1099	0.0052	0.0220	0.0612
固有周期 $T_1(\text{sec})$	0.34	0.50	0.65	0.28	0.47	0.67	0.15	0.31	0.50

3.4 地下逸散減衰定数 h_s

3.2節における(3-24)式で表される周波数伝達関数 $H^*(i\omega)$ から、構造系の地下逸散減衰を固有周期に対応する等価モード減衰定数として定量的に求める方法について説明する。なお、周波数伝達関数 $H^*(i\omega)$ から求められる構造系の等価モード減衰定数のことを、これ以降、地下逸散減衰定数 h_s と称することにする。

いま、非減衰時の固有円振動数 ω_n 、減衰定数 h_n の1質点系の周波数伝達関数 $H_n(i\omega)$ を考えることにする。この場合の $H_n(i\omega)$ は、

$$H_n(i\omega) = \frac{1 + i2h_n(\omega/\omega_n)}{1 - (\omega/\omega_n)^2 + i2h_n(\omega/\omega_n)} \quad (3-28)$$

と表される。

ところで、この周波数伝達関数 $H_s(i\omega)$ の絶対値 $|H_s(i\omega)|$ は、

$$|H_s(i\omega)| = \sqrt{\frac{1 + 4h_s^2(\omega/\omega_n)^2}{\{1 - (\omega/\omega_n)^2\}^2 + 4h_s^2(\omega/\omega_n)^2}} \quad (3-29)$$

であり、その最大値は、共振振動数 $\omega = \omega_n \sqrt{1 - 2h_s^2}$ で与えられる。いま、 h_s が小さい場合を考えれば、 $\omega = \omega_n$ の場合に $|H_s(i\omega)|$ は最大となる。したがって、この関係を (3-29) 式に適用すれば、 $|H_s(i\omega)|$ の最大値 L_{max} は、

$$L_{max} = |H_s(i\omega)|_{max} = \sqrt{\frac{1 + 4h_s^2}{4h_s^2}} = \frac{1}{2h_s} \quad (3-30)$$

と求められる。

ここで、(3-24) 式で求められた周波数伝達関数 $H^x(i\omega)$ が対象とした振動数領域において唯一つの極大値をとる場合、すなわち、唯一つの固有振動成分が卓越する場合には、 $H^x(i\omega)$ を近似的に 1 質点系の周波数伝達関数とみなすことができる。いま、有効地震動の水平成分入力による周波数伝達関数の絶対値において、 $|H^x(i\omega)|_{max} = L_{max}$ とすると、上式の関係を考えることにより、地下逸散減衰定数 h_r は次式で与えられる。

$$h_r = \frac{1}{2 L_{max}} \quad (3-31)$$

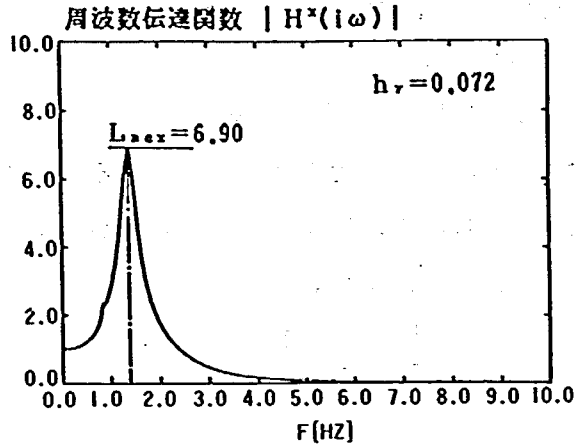
たとえば、図 3-6 (a) に示される周波数伝達関数の絶対値 $|H^x(i\omega)|$ を例にとって考えることにする。図 3-6 (a) の結果より $|H^x(i\omega)|$ の最大値 $L_{max} = 6.90$ が求められ、(3-31) 式の関係から、この構造系の地下逸散減衰定数 $h_r = 7.2\%$ を求めることができる。

しかし、本研究で採用した解析モデルは、橋脚天端の水平振動と基礎の回転中心における水平振動および回転振動の合計 3 自由度の振動モデルからなっており、与える解析条件によっては周波数伝達関数 $H^x(i\omega)$ に 2 つ以上の極大値が存在する可能性が考えられる。すなわち、橋脚の振動が卓越する固有振動成分と基礎・地盤系のロックング振動が卓越する固有振動成分の存在が予想される。

このことから、3. 3 節で示した総計 540 の解析データに対して、通常、耐震設計を行う場合に考えられる振動数範囲 0~10 Hz にある $|H^x(i\omega)|$ の卓越振動成分について調べてみることにした。その結果、以下に示すようなことが言える。

- i) 1 つの固有振動成分が卓越し、明確な極大値が 1 つだけ存在する場合
- ii) 2 つの固有振動成分が連成し、見掛け上 1 つの極大値と見なせる場合
- iii) 独立した 2 つの固有振動成分が卓越し、2 つの極大値が存在する場合

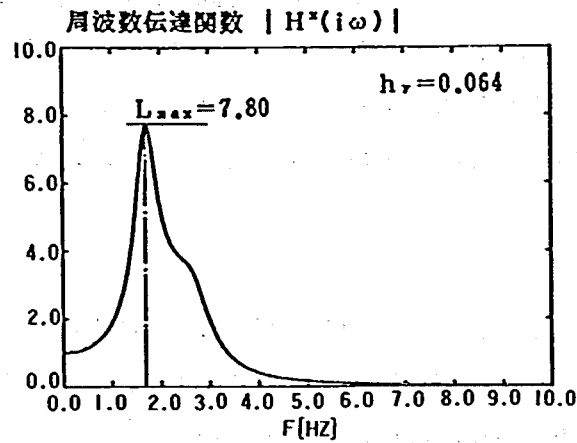
ただし、ii) と iii) の区別について、図 3-6 (c) に示すように、2 つの極大値 L^1_{max} と L^2_{max} との間にある変曲点 L^1 および L^2 が、それぞれ、 $L^n \leq L^n_{max} / \sqrt{2}$ ($n=1, 2$) の関係を満足した場合を iii) の独立した 2 つの固有振動成分が卓越する場合とし、それ以外を i) あるいは ii) の場合と考えた。



(a) 1つの固有振動成分が卓越し明確な極大値が1つだけ存在する場合

< 解析条件 >

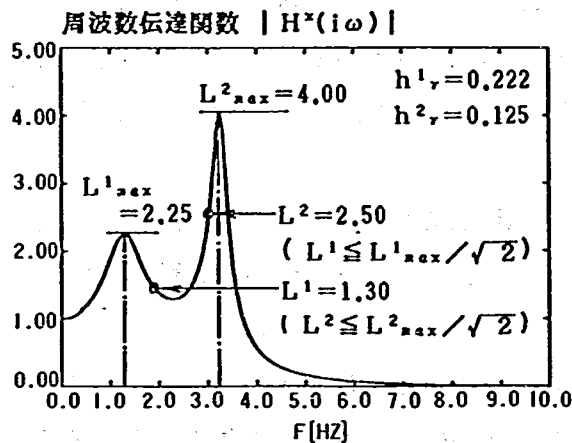
構材の種類	: 3 径円固定構材
構材の固有周期	: $T_1 = 0.65 \text{ sec}$
構材の高さ	: $H_c = 20 \text{ m}$
基礎の埋設深さ	: $H_b = 30 \text{ m}$
基礎の半径	: $a = 5 \text{ m}$
地盤のせん断波速度	: $V_{ss} = 100 \text{ m/sec}$



(b) 2つの固有振動成分が連成し見掛け上1つの極大値と見なされる場合

< 解析条件 >

構材の種類	: 単純固定構材
構材の固有周期	: $T_1 = 0.47 \text{ sec}$
構材の高さ	: $H_c = 15 \text{ m}$
基礎の埋設深さ	: $H_b = 20 \text{ m}$
基礎の半径	: $a = 5 \text{ m}$
地盤のせん断波速度	: $V_{ss} = 50 \text{ m/sec}$



(c) 独立な2つの固有振動成分が存在し2つの極大値が存在する場合

< 解析条件 >

構材の種類	: 3 径円固定構材
構材の固有周期	: $T_1 = 0.34 \text{ sec}$
構材の高さ	: $H_c = 10 \text{ m}$
基礎の埋設深さ	: $H_b = 30 \text{ m}$
基礎の半径	: $a = 5 \text{ m}$
地盤のせん断波速度	: $V_{ss} = 50 \text{ m/sec}$

図 3-6 地下逸散減衰定数 h_r の算定法

なお、図3-6(a)~(c)は、参考のため、上述のi)~iii)の各場合について、代表的な周波数伝達関数 $|H^*(i\omega)|$ の解析結果を示したものである。

地下逸散減衰定数 h_r の求め方としては、i)の場合には、卓越する固有振動成分が1つしか存在していないため、上述のように(3-31)式で示される関係をそのまま適用することができる。ii)の場合に対しては、独立した2つの極大値として取扱うことが困難なため、(3-31)式 of 関係を $|H^*(i\omega)|$ の最大値に対して適用し、2つの固有振動成分に対する減衰定数を1つの地下逸散減衰定数で代表させることにした。さらに、iii)の場合については、独立する2つの極大値に対して(3-31)式 of 関係を適用し、各々の極大値に相当する固有振動成分に対して2つの地下逸散減衰定数 h^1_r および h^2_r を定義することにした。

したがって、図3-6(a)~(c)の結果からも分かるように、i)の場合には $h_r=7.2\%$ が求められ、ii)の場合については $h_r=6.4\%$ が求められ、また、iii)の場合は $h^1_r=22.2\%$ および $h^2_r=12.5\%$ が求められる。

4. 数値解析結果に対する検討

4. 1 橋脚・基礎系の固有振動特性

橋脚・基礎系の地下逸散減衰を固有周期に対する等価なモード減衰定数、すなわち地下逸散減衰定数 h として評価するため、3. 3 節で示した総計540ケースの解析モデルについて、まず、その固有振動特性に対する検討を行った。

橋脚・基礎系の固有振動期特性を検討するため、3. 2 節の(3-11)式で示される振動方程式の減衰項を無視し、さらに、加振円振動数 $\omega = 0$ の状態における静的剛性行列を用いた橋脚・基礎系の自由振動の振動方程式

$$[M_t] \{\ddot{u}_t\} + [K_t]_{static} \{u_t\} = \{0\} \quad (4-1)$$

に対して固有値解析を行った。なお、上式の $[M_t]$ および $[K_t]_{static}$ は、次式で表される。

$$[M_t] = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & m_1 H_c \\ m_1 & m_1 + m_0 & m_1 H_c \\ m_1 H_c & m_1 H_c & J_0 + m_1 H_c^2 \end{bmatrix} \quad (4-2)$$

$$[K_t]_{static} = \begin{bmatrix} k_1 & & \\ & K_{xx}^{static} & K_{xy}^{static} \\ & K_{yx}^{static} & K_{yy}^{static} \end{bmatrix}$$

図4-1(a)～(c)は、全ての橋脚・基礎系の解析ケースに対する非減衰時の固有値解析結果を示したものであり、図4-1(a)は基礎半径 $a = 4$ m、図4-1(b)は基礎半径 $a = 5$ m および図4-1(c)は基礎半径 $a = 6$ m の場合の結果を表したものである。

図の縦軸は、固有値解析の結果から求められる橋脚・基礎系の固有周期 T^n ($n=1,2$) と基礎固定時の橋脚の固有周期 T_1 の比 T^n/T_1 ($n=1,2$) を表したものであり、また、図の横軸は、基礎固定時の橋脚の固有周期 T_1 と地盤の卓越周期 T_g の比 T_1/T_g を表し、それぞれ対数表示となっている。なお、地盤の卓越周期 T_g は次式によって表されるものとした。

$$T_g = \frac{4H}{V_{s,0}} \quad (\text{ただし、} H=H_b) \quad (4-3)$$

ここに、 H は、表層地盤の厚さを表し、本研究における解析ケースの場合においては、基礎の埋設深さ H_b と一致する。また、 $V_{s,0}$ は、表層地盤のせん断波速度である。

図中の ○ 印は、橋脚・基礎系の1次固有周期($n=1$ の場合)の値を表し、図中の × 印は橋脚・基礎系の2次固有周期($n=2$ の場合)の値を表したものである。

なお、図4-1において、橋脚・基礎系の固有周期 T^n ($n=1,2,3$) が0.1秒以下となる場合の高次振動モードに対応する固有周期は、図中の解析結果には含まないものとした。そのため、図4-1には3次固有周期に対する値は全く含まれておらず、また、2次の固有周期に対する場合でも、その値が、0.1秒以下の場合には省略された結果となっている。

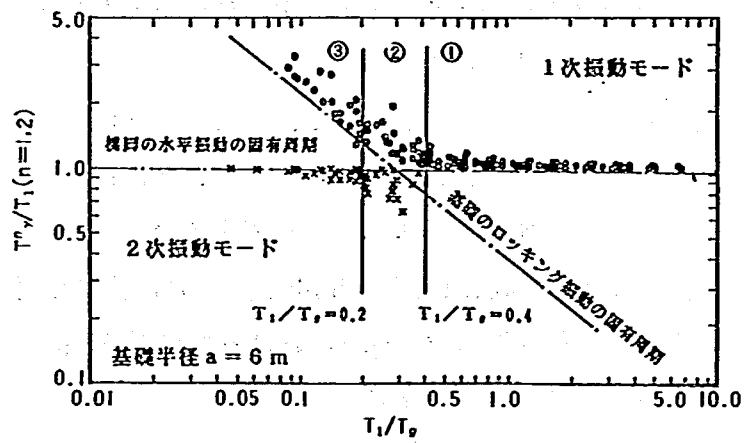
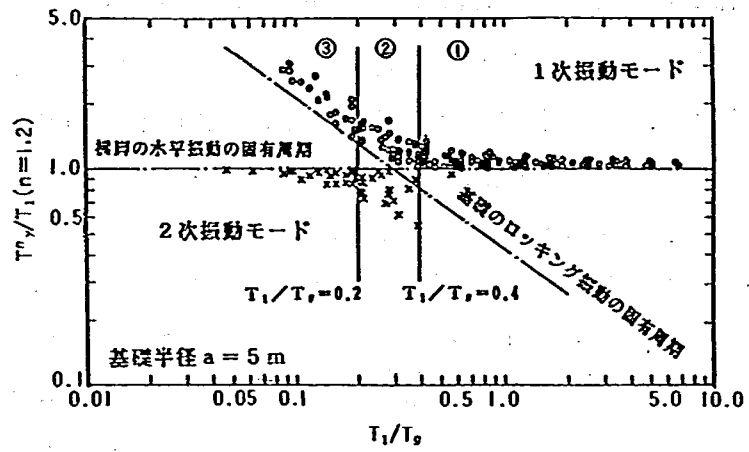
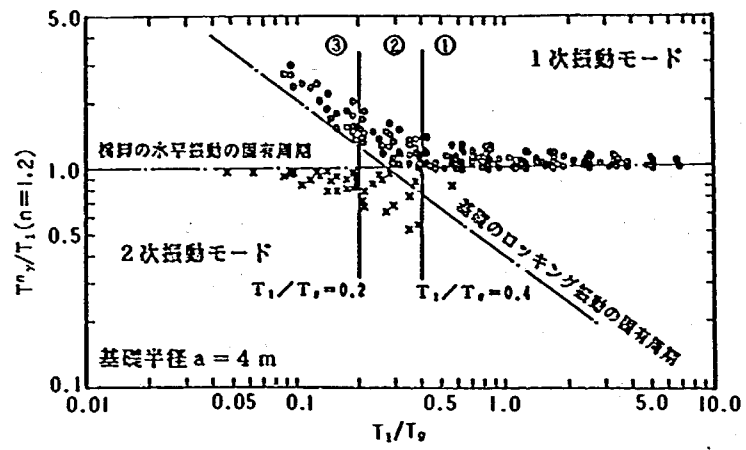


図4-1 T_1/T_0 と T_n/T_1 ($n=1,2$)の関係

さらに、図中の2本の鎖線は、橋脚・基礎系の固有周期が基礎固定状態における橋脚の固有周期と一致した場合と基礎自体のロックンク振動の固有周期に一致した場合を表したものである。

図4-1(a)~(c)の結果から、いずれの基礎半径の場合もほぼ同様な解析結果を表し、1次および2次の振動モードに対する T_n^*/T_1 ($n=1,2$)の値は、ほぼ双曲線状にプロットされる。図4-1において、 $T_1/T_2=0.3$ 付近で両者の振動モードは近接し、 $T_1/T_2=0.3$ を境に1次および2次の振動モードは互いに離れる傾向にあることがわかる。その場合、 $T_1/T_2>0.3$ の領域では1次振動モードが橋脚の水平振動が卓越する振動モードに対応し、 $T_2^*/T_1>0.1$ を満足する2次振動モードはほとんど存在しない。また、 $T_1/T_2<0.3$ の領域では、1次振動モードは基礎のロックンク振動が卓越する振動モードに対応し、2次振動モードが橋脚の振動が卓越する振動モードに対応することがわかる。

これらのことから、橋脚・基礎系の固有振動特性に関して、次のような考察が可能である。すなわち、橋脚・基礎系の固有振動特性は、 T_1/T_2 によって大きく影響され、基礎固定時の橋脚の固有周期 T_1 に対して地盤の卓越周期 T_2 が長周期化すると、橋脚・基礎系の1次固有周期 T_1^* および2次固有周期 T_2^* も長周期化し、1次固有周期の場合は、 $T_1/T_2=0.3$ を境に橋脚の水平振動が卓越する振動モードから基礎のロックンク振動が卓越する振動モードに推移する。また、2次固有周期の場合は、 $T_1/T_2=0.3$ を境に基礎のロックンク振動が卓越する振動モードから橋脚の水平振動が卓越する振動モードに推移することが言える¹⁹⁾。

いま、これらの傾向を T_1/T_2 の値に対して3つの領域で区別することにする。

- ① $T_1/T_2>0.4$; 橋脚・基礎系の1次振動モードが橋脚の振動が卓越する振動モードに対応し、 $T_2^*/T_1>0.1$ を満足する2次振動モードはほとんど存在しない場合
- ② $0.2<T_1/T_2\leq 0.4$; 橋脚・基礎系の1次振動モードと2次振動モードが互いに近接する場合
- ③ $T_1/T_2\leq 0.2$; 橋脚・基礎系の1次振動モードは基礎のロックンク振動が卓越する振動モードに対応し、2次振動モードが橋脚の振動が卓越する振動モードに対応する場合

この①~③の区別を、地下逸散減衰定数 h を求める際に検討の対象とした3.3節の(3-24)式で表される周波数伝達関数 $H^*(i\omega)$ における振動数範囲0~10Hzの周波数特性と比較して考えると、以下のことが考えられる。

すなわち、①の場合の周波数伝達関数 $H^*(i\omega)$ は、対象とする振動数範囲に唯1つの固有振動成分が卓越し、明確な極大値を1つだけ有する。また、②の場合では、2つの固有振動成分が存在するが互いに近接しているため、両者の振動成分が互いに連成し、周波数伝達関数 $H^*(i\omega)$ においては、見掛け上1つの極大値が存在するように見える。さらに、③の場合の周波数伝達関数 $H^*(i\omega)$ は、独立した2つの固有振動成分が卓越し、2つの極大値を有する。

これらのことは、地下逸散減衰定数の算定方法を述べた3. 3節のi)~iii)の分類に対応していると考えることができ、固有値解析結果から考えられる固有振動特性と複素応答解析による周波数伝達関数の周波数特性は、ほぼ定性的に対応関係にあることが言える。

また、橋脚・基礎系の地下逸散減衰を固有周期に対する等価なモード減衰定数、すなわち地下逸散減衰定数 h_n として評価するためには、橋脚・基礎系の固有振動特性を十分把握することが必要であることがわかる。特に、③の場合に相当する $T_1/T_n \leq 0.2$ の範囲では、橋脚・基礎系の2つの固有周期 T^n ($n=1, 2$)と地下逸散減衰定数 h^n ($n=1, 2$)の関係に留意する必要がある。

図4-2は、参考のために、③の $T_1/T_n \leq 0.2$ の場合における代表的な周波数伝達関数とその2つの固有振動成分に対するモード図を表したものである。

なお、図4-2の解析条件は、表層地盤のせん断波速度 $V_s = 50 \text{ m/sec}$ 、基礎半径 $a = 5 \text{ m}$ 、埋設深さ $H_b = 40 \text{ m}$ であり、基礎固定時の橋脚の固有周期 $T_1 = 0.34 \text{ sec}$ (図中実線)、 0.50 sec (図中破線)および 0.65 sec (図中鎖線)の3径間連続固定橋脚を解析の対象としている。この図4-2の結果から、1次振動モードは、基礎のロッキング振動が卓越する振動モードとなっており、橋脚の振動が卓越する振動モードが2次の振動モードに移行していることがわかる。また、2つの固有振動成分の区別は、 T_1/T_n の値が小さい場合ほど明確であることも理解できる。

4. 2 地下逸散減衰の定性的特性

橋脚・基礎系の地下逸散減衰は、地盤条件や地盤の物性値、あるいは、基礎の寸法や重量、さらには、橋脚の種別、剛性、重量など、数多くの要因によりその値が左右されるものであり、それぞれの要因に対して個々にその特性が論じられるべきものであるが、本研究では、橋脚・基礎系の地下逸散減衰を等価なモード減衰として評価することを前提に考えているため、ここでは、モード減衰と最も関係の深いパラメータとして、4. 1節の橋脚・基礎系に対する固有値解析によって求められた橋脚・基礎系の固有周期 T^n ($n=1, 2$)を考えることにした。

なお、4. 1節において橋脚・基礎系の固有値解析によって得られた固有周期 T^n ($n=1, 2$)から考察される橋脚・基礎系の固有振動特性と周波数領域で定義される基礎・地盤系の複素剛性を用いた橋脚・基礎系の複素応答解析から求められる周波数伝達関数 $H^*(i\omega)$ の周波数特性は、4. 1節における考察結果からはほぼ定性的に対応関係にあることがわかっている。

いま、橋脚・基礎系の固有周期に対する地下逸散減衰の定性的特性について検討するため、橋脚・基礎系の固有周期に対して、以下に示す2つの無次元周期パラメータを考えることにする。

- (1) T^n/T_1 ($n=1, 2$) ; 基礎固定時の橋脚の固有周期に対する橋脚・基礎系の固有周期の比

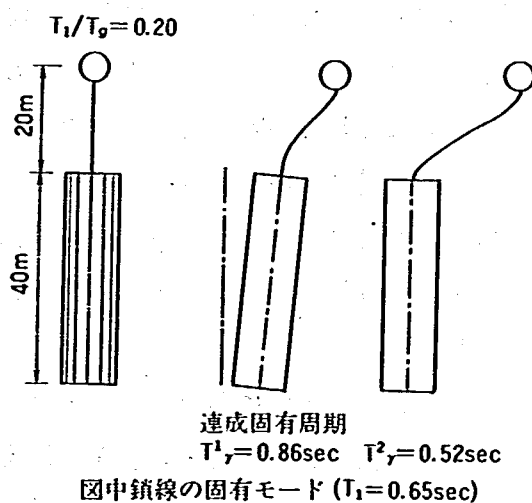
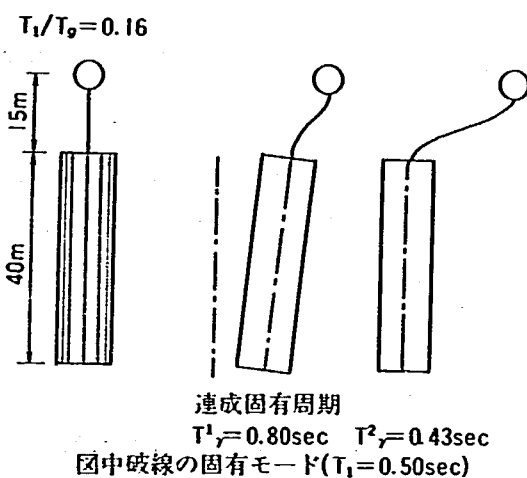
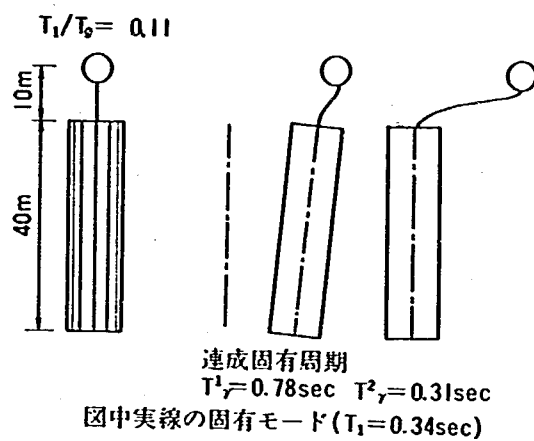
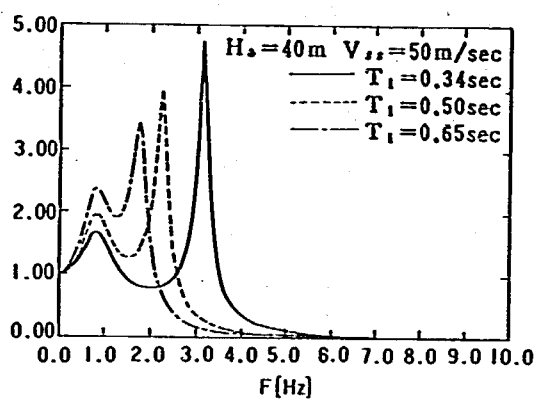


図4-2 $T_1/T_g \leq 0.2$ の場合の周波数伝達関数の $|H^x(i\omega)|$ とモード図

(2) T_1^n/T_2 ($n=1,2$) ; 地盤の卓越周期に対する橋脚・基礎系の固有周期の比
 ただし、橋脚・基礎系の固有振動特性は、基礎固定時の橋脚の固有周期 T_1 と地盤の卓越周期 T_2 の比 T_1/T_2 の値に大きく影響されることが図4-1の関係からわかっている。これより、本節においては、上記(1)(2)で定義される2つの無次元周期パラメータと地下逸散減衰定数 h^n の関係を考える場合に、 T_1/T_2 の値に対して、4.1節における① ; $T_1/T_2 > 0.4$ 、② ; $0.2 < T_1/T_2 \leq 0.4$ および ③ ; $T_1/T_2 \leq 0.2$ の3つの領域で区別した。

(1) h^n と T_1^n/T_1 の関係

図4-3は、地下逸散減衰定数 h^n ($n=1,2$) と無次元周期パラメータ T_1^n/T_1 ($n=1,2$) の関係を表したものである。図4-3(a)は1次固有周期に対するものであり、図4-3(b)は2次固有周期に対するものである。図中では、 T_1/T_2 の値に対して、◇印は、①の $T_1/T_2 > 0.4$ を満足する領域を表し、また、×印は、②の $0.2 < T_1/T_2 \leq 0.4$ であり、さらに、○印は、③の $T_1/T_2 \leq 0.2$ の領域を表している。

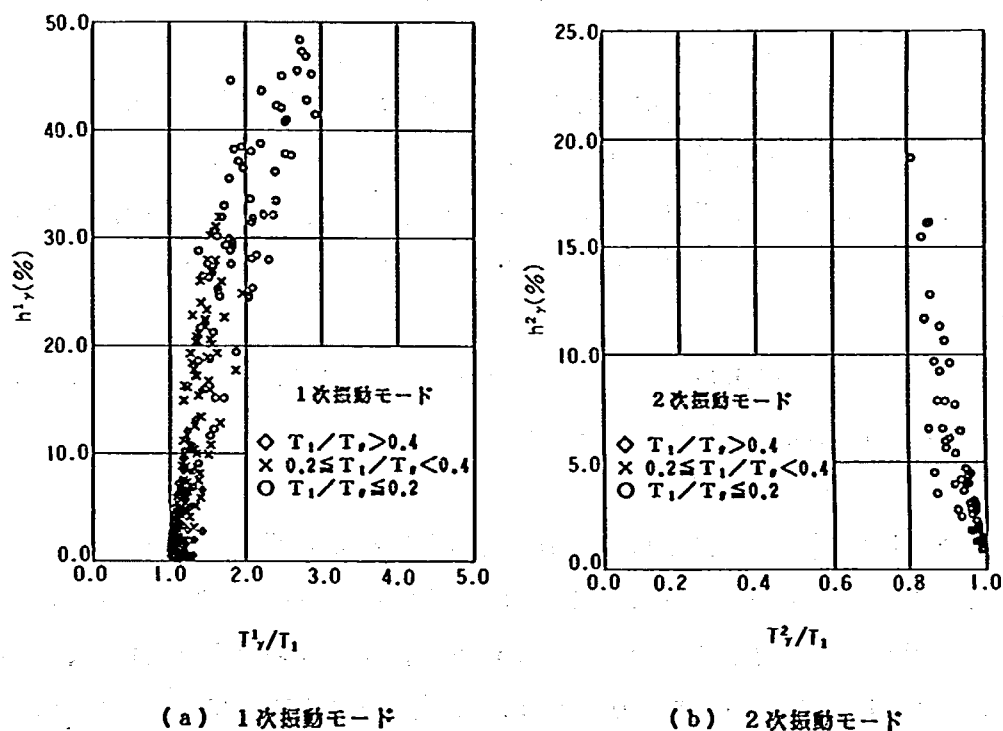


図4-3 地下逸散減衰定数 h^n と無次元周期パラメータ T_1^n/T_1 の関係

図4-3(a)に示される関係より、橋脚・基礎系の1次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^1 について考えることにする。この場合、1次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^1 は、基礎固定時の橋脚の固有周期に対する橋脚・基礎系の無次元周期パラメータ T_1^1/T_1 の増加に対して、 $T_1^1/T_1 = 1$ 、 $h^1 = 0$ を起点にはほぼ線形に増加することがわかる。

また、1次固有周期 T_1^1 が、橋脚の水平振動が卓越する $T_1/T_2 > 0.4$ の領域(図中 ◇ 印)

にある場合では、地下逸散減衰定数 h^1 , はほぼ10%以下の値をとり、1次固有周期 T^1 , が、橋脚の水平振動が卓越する振動モードから基礎のロックンク振動が卓越する振動モードに移行する $0.2 < T_1/T_s \leq 0.4$ の領域(図中 × 印)にある場合では、地下逸散減衰定数 h^1 , は約10%~30%の値となる。さらに、1次固有周期 T^1 , が、基礎のロックンク振動が卓越する $T_1/T_s \leq 0.2$ の領域(図中 ○ 印)にある場合では、地下逸散減衰定数 h^1 , は30%以上の値をとり、 T^1 , / T_1 が3程度の値になると地下逸散減衰定数 h^1 , はほぼ50%に達する。

これらのことから、基礎固定時の橋脚の固有周期 T_1 に対して橋脚・基礎系の1次固有周期 T^1 , が長周期化し、橋脚の水平振動が卓越する振動モードから基礎のロックンク振動が卓越する振動モードに推移する過程で、地下逸散減衰定数 h^1 , は増加することがわかる。

次に、図4-3(b)に示される関係から、橋脚・基礎系の2次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^2 , について考察する。2次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^2 , の場合は、2次固有周期 T^2 , が、橋脚の水平振動が卓越する $T_1/T_s \leq 0.2$ の領域(図中 ○ 印)にある場合のみに限定され、基礎固定時の橋脚の固有周期に対する橋脚・基礎系の無次元周期パラメータ T^2 , / T_1 の減少に対して、地下逸散減衰定数 h^2 , は、 T^2 , / $T_1 = 1$ 、 h^2 , = 0 を起点にはば線形に増加することがわかる。

これより、橋脚・基礎系の2次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^2 , の場合は、1次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^1 , の場合に反して、基礎固定時の橋脚の固有周期 T_1 に対して橋脚・基礎系の2次固有周期 T^2 , が短周期化し、橋脚の水平振動が卓越する振動モードから基礎のロックンク振動が卓越する振動モードに推移する過程で、地下逸散減衰定数 h^2 , は増加する。

すなわち、橋脚・基礎系の地下逸散減衰定数 h^n , ($n=1,2$) は、基礎のロックンク振動の影響が大きい場合ほど増加することが言える。

(2) h^n , と T^n , / T_s の関係

図4-4は、地下逸散減衰定数 h^n , ($n=1,2$) と無次元周期パラメータ T^n , / T_s ($n=1,2$) の関係を表したものである。図4-4(a)は1次固有周期に対するものであり、図4-4(b)は2次固有周期に対するものを表している。図4-3の場合と同様に、図4-4中の◇印は、①の $T_1/T_s > 0.4$ であり、×印は、②の $0.2 < T_1/T_s \leq 0.4$ を表し、また、○印は、③の $T_1/T_s \leq 0.2$ の領域を表している。

まず、1次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^1 , に対して考察する。図4-4(a)より、1次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^1 , は、地盤の卓越周期に対する橋脚・基礎系の無次元周期パラメータ T^1 , / T_s の増加に対して著しく減少する傾向にあり、また、 T^1 , / T_s の値に対して、その値が1を越えると、ほとんど0%の状態となることがわかる。

基礎と地盤の動的相互作用による効果は、地盤の卓越周期 T_s より長周期側では、基礎に対する質量効果(付加質量)として評価され、地盤の卓越周期 T_s より短周期側では、基礎の振動に対する減衰効果(逸散減衰)として考えられており²⁰⁾、 T^1 , / $T_s \geq 1$ の領域で、地下

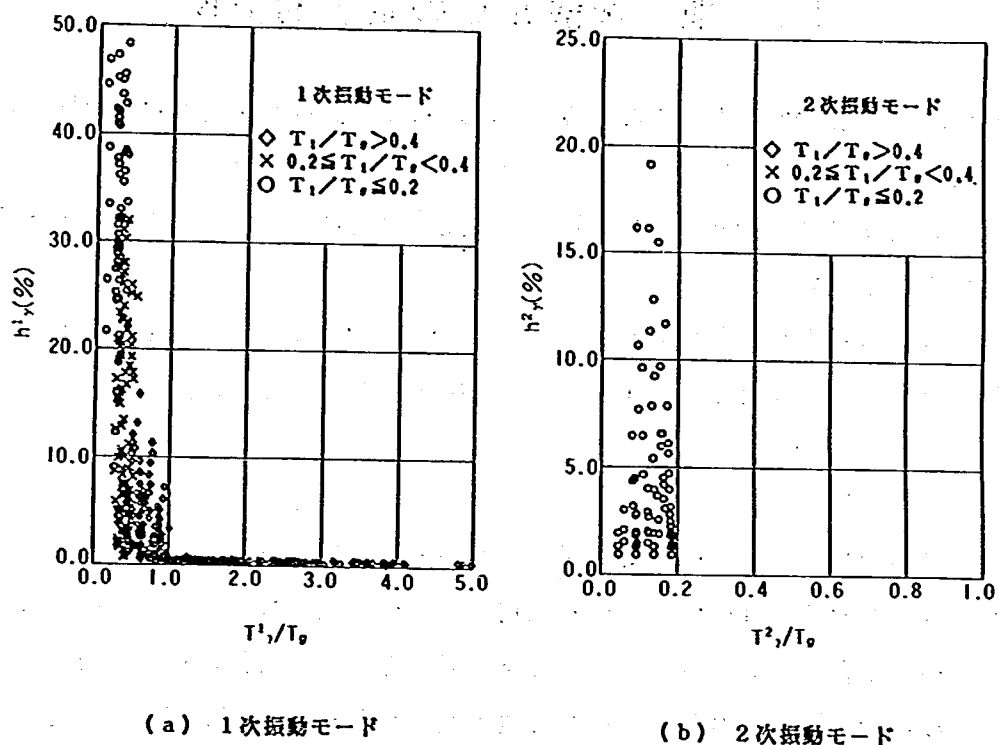


図4-4 地下逸散減衰定数 h^n と無次元周期パラメータ T^n/T_g の関係

逸散減衰定数 $h^1 \approx 0\%$ となることは、橋脚・基礎系の1次固有周期 T^1 が地盤の卓越周期 T_g より長周期側にある場合は、波動の地下逸散による減衰効果が期待できないことを意味している。

このことから、5章の「地下逸散減衰の定量的評価」における回帰分析では、地下逸散による減衰効果の期待できない $T^1/T_g \geq 1$ の領域にある地下逸散減衰定数 h^1 は除くこととした。

一方、2次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^2 の場合では、図4-4(b)の関係から、2次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^2 が、地盤の卓越周期に対する橋脚・基礎系の無次元周期パラメータ T^2/T_g に関して、 $0.0 \leq T^2/T_g \leq 0.2$ の範囲に分布するが、 T^2/T_g に対して明確な相関が見られないことがわかる。

5. 地下逸散減衰の定量的把握

本研究の目的は、地下逸散減衰による橋脚・基礎系の減衰特性を基本固有周期に対応する等価モード減衰として評価することであり、この等価モード減衰定数、すなわち、3. 4 節で定義した地下逸散減衰定数 h^n , ($n=1,2$) に対して、実務耐震設計で用いることのできる簡便な算定式を提案することにある。

本章では、数値解析を行った総計540ケースの橋脚・基礎系に対する地下逸散減衰定数について回帰分析を行い、耐震設計用の簡易算定式に関する検討を行った。

5. 1 回 帰 分 析

地下逸散減衰定数の数値解析結果に対して回帰分析を行う際に、実務耐震設計への応用を考え、回帰式はできるだけ簡便なものを採用し、その目的変数に対する説明変数も唯一つに限定するものとした。なお、本章では、混乱を避けるため、数値解析から求められる橋脚・基礎系の周波数伝達関数に対して定義した地下逸散減衰定数を $h^{n,(act)}$ ($n=1,2$) とし、また、回帰分析の結果から求められる回帰式により推定される地下逸散減衰定数を $h^{n,(est)}$ ($n=1,2$) と表し、両者の区別を行った。

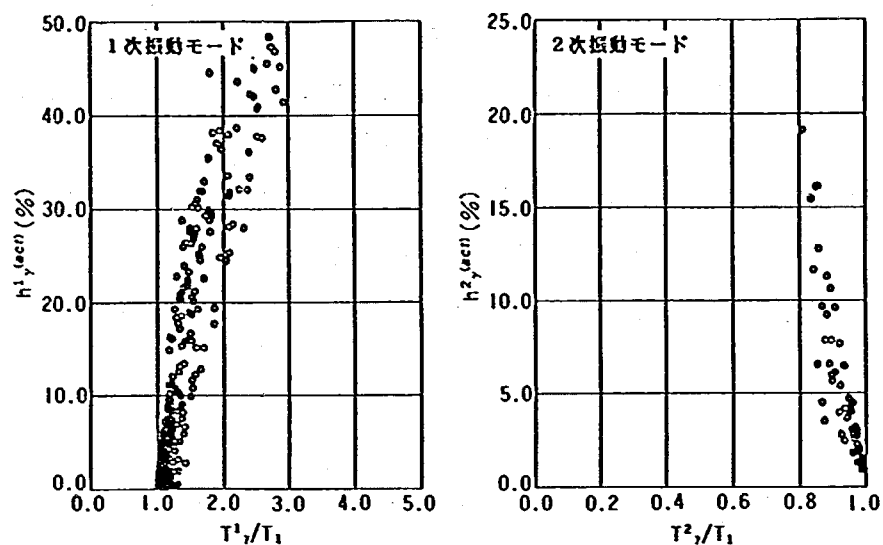
まず、地下逸散減衰に対する説明変数について検討する。本来、橋脚・基礎系の地下逸散減衰は、橋脚や基礎および基礎周辺の地盤条件等、多くの要因が互いに影響し、その結果として評価されるものである。しかし、それぞれの要因に対して説明変数を仮定し重回帰分析を行ったところで、得られる回帰式は難解で複雑なものとなるだけであり、実用上の観点から考えても適当であるとは言えない。

本研究では、橋脚や基礎および基礎周辺の地盤条件等を包括的に表現し、なおかつ、等価モード減衰として求められた地下逸散減衰定数 $h^{n,(act)}$ ($n=1,2$) と最も関係の深い橋脚・基礎系の固有周期 T^n , ($n=1,2$) を説明変数の基本として考え、4. 2 節で定義した2つの無次元パラメータ T^n/T_1 ($n=1,2$) および T^n/T_2 ($n=1,2$) のから選択するものと限定した。

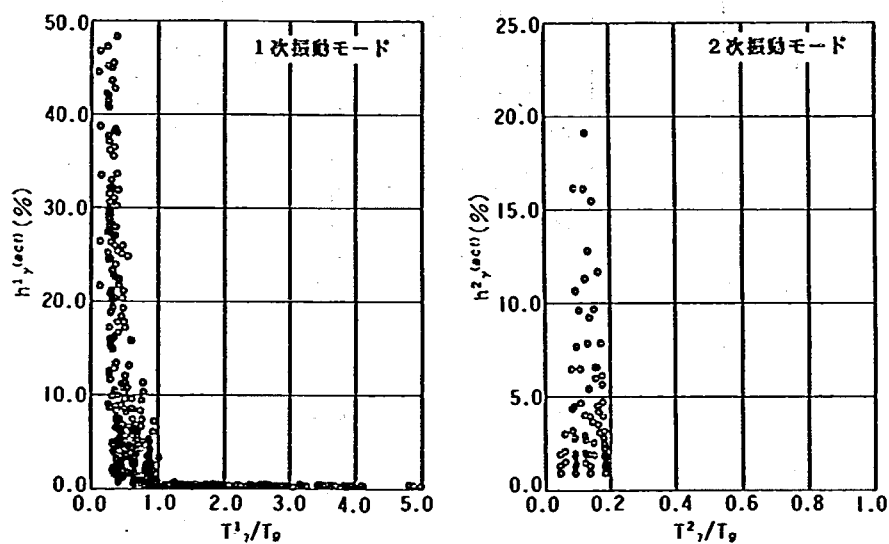
なお、これらの無次元周期パラメータと地下逸散減衰定数の関係は、4章における4. 2 節「地下逸散減衰の定性的特性」で既に示されているが、ここでは、再度、図5-1(a)および(b)に表すことにした。

図5-1(a)に示される $h^{n,(act)}$ ($n=1,2$) と T^n/T_1 ($n=1,2$) の関係および図5-1(b)に示される $h^{n,(act)}$ ($n=1,2$) と T^n/T_2 ($n=1,2$) の関係を参考に、いずれのパラメータを地下逸散減衰定数に対する説明変数として採用するかについて検討すると、表5-1に示される結果のようにまとめることができる。

すなわち、 T^n/T_1 ($n=1,2$) の場合は、1次振動モードおよび2次振動モードの両方において、説明変数としてはばり妥当な相関を示しているが、 T^n/T_2 ($n=1,2$) の場合は、2次振動モードに対する $h^{2,(act)}$ と T^2/T_2 の間に明確な相関が見られない。



(a) $h^n_{y^{accn}}(n=1,2) \sim T^n/T_1(n=1,2)$



(b) $h^n_{y^{accn}}(n=1,2) \sim T^n/T_0(n=1,2)$

図5-1 説明変数に対する検討

表5-1 説明変数に関する選択

	1次振動モード	2次振動モード
T^n_r / T_1	○	○
T^n_r / T_r	○	×

備考 ○; 相関が良い
×; 相関が悪い

したがって、地下逸散減衰定数に対する説明変数としては、基礎固定時の橋脚の固有周期に対する橋脚・基礎系の固有周期の比で表される T^n_r/T_1 ($n=1,2$) を考えることにした。

次に、回帰式について検討する。いま、説明変数として選択した T^n_r/T_1 ($n=1,2$) と地下逸散減衰定数 $h^{n,(act)}$ ($n=1,2$) の関係は、図5-2に示されるような結果となる。図中の○印は1次振動モードに対する関係を表し、×印は、2次振動モードに対する関係を表している。ただし、4.2節の図4-4の考察結果から、図5-2には、1次振動モードに関して、地下逸散減衰の効果が期待できない $T^1_r/T_1 \geq 1$ の範囲にある $h^{1,(act)}$ の値は除かれている。

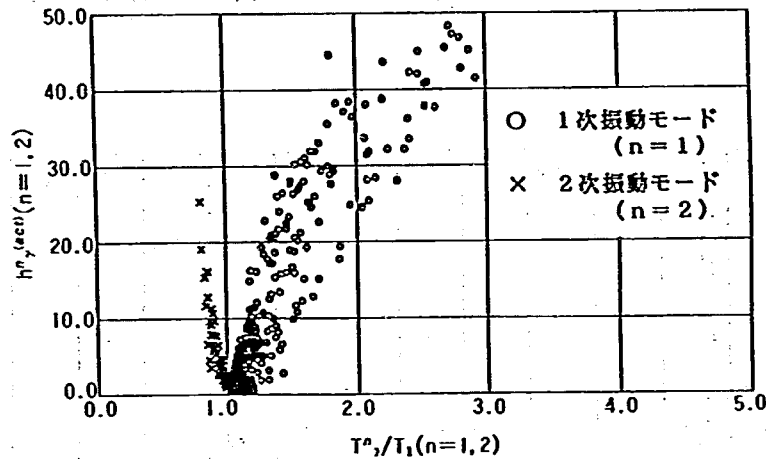


図5-2 地下逸散減衰定数 $h^{n,(act)}$ ($n=1,2$) と説明変数 T^n_r/T_1 ($n=1,2$) の関係

図5-2に示される関係から、1次振動モードでは、地下逸散減衰定数 $h^{1,(act)}$ は、 $T^1_r/T_1 = 1$ を境に T^1_r/T_1 の増加に伴い単調に増加し、2次振動モードの地下逸散減衰定数 $h^{2,(act)}$ の場合は、 $T^2_r/T_1 = 1$ を境に T^2_r/T_1 の減少に伴い単調に増加する。したがって、図5-2に示される関係を考慮し、以下に示す回帰式を考えた。

① 1次振動モードの場合 ($n=1$)

$$h^{1,(act)} = c_1 \left(\frac{T^1_r}{T_1} - 1 \right)^{e_1} \quad (1.0 < T^1_r/T_1 < 3.0) \quad (5-1)$$

② 2次振動モードの場合 ($n=2$)

$$h^{2,(act)} = c_2 \left(1 - \frac{T^2_r}{T_1} \right)^{e_2} \quad (0.8 < T^2_r/T_1 < 1.0) \quad (5-2)$$

ただし、図5-2で示した $h^{n,(act)}$ と T^n_r/T_1 ($n=1,2$) の関係における無次元周期パラメータ T^n_r/T_1 の範囲は、1次振動モードにおいては $1.0 < T^1_r/T_1 < 3.0$ であり、2次振動モードにおいては $0.8 < T^2_r/T_1 < 1.0$ である。

ここで、(5-1)式および(5-2)式において、

$$\Delta^n_r = \begin{cases} \frac{T^1_r}{T_1} - 1 & (n=1; 0.0 < \Delta^1_r < 2.0) \\ 1 - \frac{T^2_r}{T_1} & (n=2; 0.0 < \Delta^2_r < 0.2) \end{cases} \quad (5-3)$$

とすると、(5-3)式を(5-1)式および(5-2)式に代入して、

$$h^{n,(est)} = c_n \Delta^n_r e_n \quad (n=1,2) \quad (5-4)$$

と表される。いま、上式において両辺の対数をとると、

$$\log_{10} h^{n,(est)} = \log_{10} c_n + e_n \cdot \log_{10} \Delta^n_r \quad (n=1,2) \quad (5-5)$$

と表すことができ、この(5-5)式に対して回帰分析を行い1次および2次の振動モードについて回帰係数 c_n 、 e_n を求めることにする。

回帰分析の結果から求められる回帰係数 c_n 、 e_n ($n=1,2$) および相関係数 r は、表5-2のよりにまとめることができる。また、図5-3は、(5-3)式で表される無次元パラメータ Δ^n_r と地下逸散減衰定数 h^n_r の関係を表したものであり、図中の実線が、回帰式で求められる無次元パラメータ Δ^n_r と地下逸散減衰定数 $h^{n,(est)}_r$ の関係を表したものである。

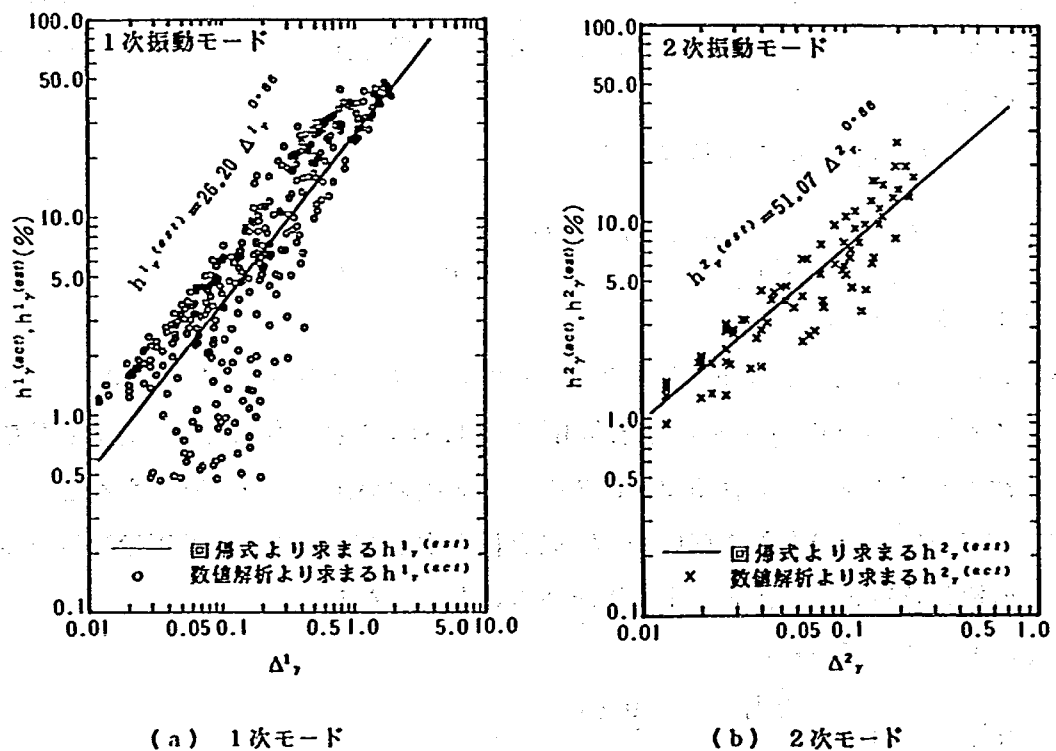


図5-3 $h^{n,(act)}_r$ と Δ^n_r の関係およびその回帰式

回帰分析から得られた地下逸散減衰の算定式は、次式に示されるとおりである。

< 1 次振動モードの場合 >

$$h_{1,r}^{1,(est)} = 26.20 \left(\frac{T_{1,r}^1}{T_1} - 1 \right)^{0.86} \quad (1.0 < T_{1,r}^1 / T_1 < 3.0, T_{1,r}^1 < T_r) \quad (5-6)$$

< 2 次振動モードの場合 >

$$h_{1,r}^{2,(est)} = 51.07 \left(1 - \frac{T_{1,r}^2}{T_1} \right)^{0.86} \quad (0.8 < T_{1,r}^2 / T_1 < 1.0, T_{1,r}^2 < T_r) \quad (5-7)$$

5. 2 耐震設計用の簡易算定式の提案

本節では、5. 1 節の「回帰分析」において求められた地下逸散減衰定数の回帰式から耐震設計用の簡易算定式を提案することにした。

図 5-4 は、橋脚・基礎系の周波数伝達関数から求められる地下逸散減衰定数の厳密値 $h_{1,r}^{n,(act)}$ ($n=1,2$) と回帰式より求められる地下逸散減衰定数を $h_{1,r}^{n,(est)}$ ($n=1,2$) の関係を表したものである。図中の ○ 印は、回帰推定値 $h_{1,r}^{n,(est)}$ ($n=1,2$) に対する厳密値 $h_{1,r}^{n,(act)}$ ($n=1,2$) のばらつきを示しており、図中の実線 ① が $h_{1,r}^{n,(act)} = h_{1,r}^{n,(est)}$ ($n=1,2$) の関係を表している。また、図の右端には、厳密値 $h_{1,r}^{n,(act)}$ ($n=1,2$) に対する推定値 $h_{1,r}^{n,(est)}$ ($n=1,2$) の誤差の正規分布が示されている。

ここでは、地下逸散減衰定数の耐震設計用の簡易算定式が、原点を通り、実線 ① に対して $h_{1,r}^{n,(est)} = h_{1,r}^{n,(max)}$ ($n=1,2$) において誤差の標準偏差 σ_n だけ安全側の関係を満足する関係式を考えることにした。すなわち、図中の実線 ② の関係を満足する地下逸散減衰定数の算定式を提案することにした。

これより、耐震設計用の簡易算定式は、

$$h_{1,r,0}^n = \left(1 - \frac{\sigma_n}{h_{1,r}^{n,(max)}} \right) \cdot h_{1,r}^{n,(est)} \quad (n=1,2) \quad (5-8)$$

を満足するものとなる。

いま、(5-8)式における $h_{1,r}^{n,(max)}$ ($n=1,2$) として、1 次モードで $h_{1,r}^{1,(max)} = 50\%$ 、2 次モードで $h_{1,r}^{2,(max)} = 25\%$ を考え、厳密値 $h_{1,r}^{n,(act)}$ に対する推定値 $h_{1,r}^{n,(est)}$ 誤差の標準偏差として、1 次モードにおいて $\sigma_1 = 5.208$ 、2 次モードにおいて $\sigma_2 = 2.955$ とすると、(5-8)式に 5. 1 節の(5-6)式および(5-7)式を代入することにより、地下逸散減衰定数の耐震設計用の簡易算定式は、次式のように求めることができる。

< 1 次振動モードの場合 >

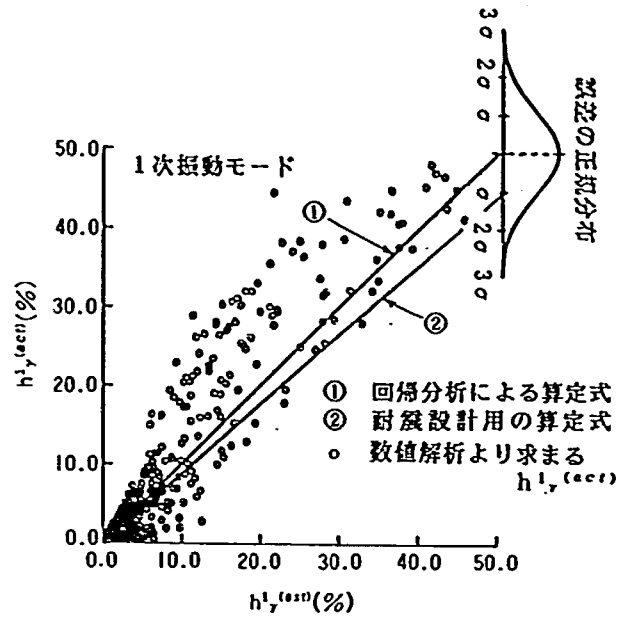
$$h_{1,r,0}^1 = 23.0 \left(\frac{T_{1,r}^1}{T_1} - 1 \right)^{0.86} \quad (1.0 < T_{1,r}^1 / T_1 < 3.0, T_{1,r}^1 < T_r) \quad (5-9)$$

< 2 次振動モードの場合 >

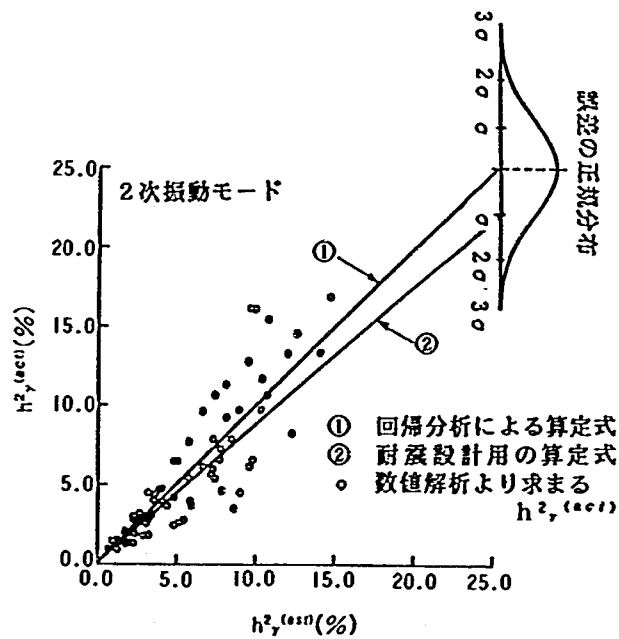
$$h_{1,r,0}^2 = 45.0 \left(1 - \frac{T_{1,r}^2}{T_1} \right)^{0.86} \quad (0.8 < T_{1,r}^2 / T_1 < 1.0, T_{1,r}^2 < T_r) \quad (5-10)$$

表5-2 回帰分析結果

	回帰係数 c_n	回帰係数 e_n	相関係数 r
1次モード	26.20	0.86	0.837
2次モード	51.70	0.86	0.929



(a) 1次振動モード



(b) 2次振動モード

図5-4 $h^n_r(act)$ ($n=1,2$) と $h^n_r(est)$ ($n=1,2$) の関係

ただし、(5-9)式および(5-10)式の適用範囲として、橋脚・基礎系の連成固有周期と基礎固定時の橋脚の固有周期の比が、1次モードに対して、 $1.0 < T_1^*/T_1 < 3.0$ の範囲内の場合であり、また、2次モードに対して、 $0.8 < T_2^*/T_1 < 1.0$ である。さらに、適用条件として、橋脚・基礎系の連成固有周期 T_n^* ($n=1, 2$)が、地盤の卓越周期 T_g より短周期側にある場合限り、(5-9)式および(5-10)式の適用が認められるものとした。

6. 結 論

本研究は、道路橋橋脚の減衰特性に大きく影響を及ぼす地下逸散減衰の評価について検討を行ったものである。

地下逸散減衰による橋脚・基礎系の減衰特性を基本固有周期に対応する等価モード減衰として評価するため、橋脚・基礎系の固有振動特性および地下逸散減衰に関する定性的特性に対して考察し、地下逸散減衰による橋脚・基礎系の等価モード減衰定数の耐震設計用算定式を提案した。

本研究の結論として、以下のことが挙げられる。

- (1) 橋脚・基礎系の固有振動特性は、基礎固定時の橋脚の固有周期 T_1 と地盤の卓越周期 T_g の比 T_1/T_g によって大きく影響され、基礎固定時の橋脚の固有周期 T_1 に対して地盤の卓越周期 T_g が長周期化すると、橋脚・基礎系の1次固有周期 T^1 、および2次固有周期 T^2 も長周期化し、1次固有周期の場合は、 $T_1/T_g=0.3$ を境に橋脚の水平振動が卓越する振動モードから基礎のロッキング振動が卓越する振動モードに推移する。また、2次固有周期の場合は、 $T_1/T_g=0.3$ を境に基礎のロッキング振動が卓越する振動モードから橋脚の水平振動が卓越する振動モードに推移することが言える。
- (2) 基礎固定時の橋脚の固有周期 T_1 に対して橋脚・基礎系の1次固有周期 T^1 が長周期化し、橋脚の水平振動が卓越する振動モードから基礎のロッキング振動が卓越する振動モードに推移する過程で、地下逸散減衰定数 h^1 は増加する。また、橋脚・基礎系の2次固有周期に対する地下逸散減衰定数 h^2 の場合は、基礎固定時の橋脚の固有周期 T_1 に対して橋脚・基礎系の2次固有周期 T^2 が短周期化し、橋脚の水平振動が卓越する振動モードから基礎のロッキング振動が卓越する振動モードに推移する過程で、地下逸散減衰定数 h^2 は増加する。すなわち、橋脚・基礎系の地下逸散減衰定数 h^n ($n=1,2$)は、基礎のロッキング振動の影響が大きい場合ほど増加することが言える。
- (3) 橋脚・基礎系の1次固有周期 T^1 が地盤の卓越周期 T_g より長周期側にある場合は、波動の地下逸散による減衰効果が期待できず、 $T^1/T_g \geq 1$ の領域で、地下逸散減衰定数 $h^1 = 0\%$ となる。
- (4) 地下逸散減衰定数の耐震設計用の簡易算定式を次式のように提案した。

＜1次振動モードの場合＞

$$h^1_{r,0} = 23.0 \left(\frac{T^1_r}{T_1} - 1 \right)^{0.86} \quad (1.0 < T^1_r/T_1 < 3.0, T^1_r < T_g)$$

＜2次振動モードの場合＞

$$h^2_{r,0} = 45.0 \left(1 - \frac{T^2_r}{T_1} \right)^{0.86} \quad (0.8 < T^2_r/T_1 < 1.0, T^2_r < T_g)$$

ここに、

T^1_r ; 橋脚・基礎系の連成 1 次固有周期 (sec)

$h^{1,0}_r$; 橋脚・基礎系の 1 次振動モードに対する地下逸散減衰定数 (%)

T^2_r ; 橋脚・基礎系の連成 2 次固有周期 (sec)

$h^{2,0}_r$; 橋脚・基礎系の 2 次振動モードに対する地下逸散減衰定数 (%)

T_1 ; 基礎固定時の橋脚の固有周期 (sec)

T_g ; 地盤の卓越周期 (sec)

7. 参 考 文 献

- (1) 伊藤 学、片山恒雄：橋梁の振動減衰、土木学会論文報告集 No.177、1965年。
- (2) 加藤雅史、島田静雄：橋梁実測減衰特性の統計解析、土木学会論文報告集 No.311、1981年。
- (3) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、改定案、1989年。
- (4) 栗林栄一、岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究 (III)、土木研究所報告 No.139、1971年。
- (5) Novak, M., El Hifnawy, L. : Effect of Soil-Structure Interaction on Damping of Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 1、1983.
- (6) Rosset, J.M., Whitman, R.V., Dobry, R. : Modal Analysis for Structures with Foundation Interaction, Journal of the Structural Division, A S C E, Vol.99, No.ST3, Proc. Paper 9603, Mar.1973.
- (7) Foss, K.A. : Co-Ordinates Which Uncouple the Equations of Damping Linear Dynamic Systems, Journal of Applied Mechanics, Sep.1958.
- (8) 武藤 清、小林俊夫：各部別減衰振動系のモーダルアナリシス法、日本建築学会論文報告集 No.204、1973年。
- (9) 原田隆典、久保慶三郎、片山恒雄、廣瀬利光：地中円筒剛体基礎の動的ばね係数と減衰係数、土木学会論文報告集 No.339、1983年。
- (10) 原田隆典、久保慶三郎、片山恒雄：有効地震動の計算式とその実測例による検討、土木学会論文報告集 No.362/I-4、1985年。
- (11) Jennings, P.C., Bielak, J. : Dynamics of building-interaction, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol.63 No.1, Feb.1973.
- (12) Veletsos, A.S., Meek, J.W. : Dynamic Behaviour of Building-Foundation Systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol.3, 1974.
- (13) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析、土木学会論文報告集 No.273、1978年。
- (14) Tazoh, T., Shimizu, K., Wakahara, T. : Seismic Observations and Analysis of Grouped Piles, Proc. of Symposium on Dynamic Response of Pile Foundation, A S C E, Geotechnical Special Publication, No.11, Apr.1987.
- (15) Thau, S.A. : Radiation and Scattering From a Rigid Inclusion in an Elastic Medium, Journal of Applied Mechanics, A S M E, Vol.34, 1967.
- (16) 原田隆典、久保慶三郎、片山恒雄：地中埋設剛体構造物の地震応答解析モデルの考え方、土木学会論文報告集 No.334、1983年。
- (17) 竹宮宏和：地盤-基礎-上部構造物系の地震応答解析 -動的サブストラクチャー法の適

用一、土と基礎、Vol.29、No.9、Sep.No.284、1981年.

- (18) 岩崎敏男、萩原良二、小山達彦、吉田武史：ケーソン基礎に支持された橋の地震応答特性、土木研究所資料、第1857号、1982年.
- (19) 山田善一、後藤洋三：長大つり橋主塔橋脚の振動特性と地震応答解析に関する諸考察、土木学会論文報告集 No.207、1972年.
- (20) 土岐憲三：橋梁基礎の地震応答解析と耐震設計、京都大学防災研究所年報、Vol.21A、1978年.

剛体基礎で支持される道路橋
橋脚の地下逸散減衰の評価

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8
土木研究所資料第 2778 号
平成元年 4 月
耐震研究室 川島一彦
若原敏裕

キーワード：耐震設計，減衰，地下逸散

要 旨

本研究は、道路橋の減衰特性に最も大きく寄与する地下逸散減衰について解析的な検討を行ったものであり、波動逸散の影響を厳密に考慮するため、弾性波動論による基礎・地盤系の動的複素剛性を考慮した複素応答解析法を用いた。
解析の対象は、剛体基礎（直接基礎、ケーソン基礎）で支持される一般道路橋の橋脚とし、通常の設計で考えられる範囲の橋脚断面、橋桁重量、基礎形状および地盤条件を考慮した：540 ケースの橋脚・基礎系に対する解析モデルについて数値解析を実施した。
橋脚・基礎系の地下逸散減衰を基本固有周期に対応する等価モード減衰として評価するため、数値解析により求められた540 ケースの橋脚・基礎系に対する固有周期およびその等価モード減衰定数について検討し、これに基づいて実務耐震設計で利用できる簡便な地下逸散減衰による等価モード減衰定数の算定式を提案した。

郵便はがき



3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
耐震研究室 行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 189

No. 189

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2778号

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印