橋梁の動的な性能照査のための立体解析モデルの確立に関する研究

メタデータ	言語: Japanese
	出版者:
	公開日: 2017-10-05
	キーワード (Ja):
	キーワード (En):
	作成者: 深田, 宰史
	メールアドレス:
	所属:
URL	http://hdl.handle.net/2297/30591

橋梁の動的な性能照査のための
立体解析モデルの確立に関する研究

深田 宰史

平成１１年１月

橋梁の動的な性能照査のための
立体解析モデルの確立に関する研究

深田 宰史

平成１１年１月

博士論文

橋梁の動的な性能照査のための
立体解析モデルの確立に関する研究

金沢大学大学院自然科学研究科

システム科学専攻

学籍番号　96－2241

氏　　名　深田　宰史

主任指導教官名　梶川　康男

目次

第１章　序論

１．１　本研究の目的　1

１．２　本論文の構成　2

参考文献　4

第２章　動的な性能照査を行うための数値解析

２．１　本解析の流れ　7

２．２　有限要素法を用いた数値解析　9

２．２．１　解析上の定義　9

２．２．２　剛性マトリックス　10

２．２．３　質量マトリックス　12

２．２．４　減衰マトリックス　14

２．３　動的な外力による応答解析　16

２．３．１　車両走行による外力　16

２．３．２　路面凹凸シミュレーション　24

２．３．３　歩行外力　26

２．３．４　Newmark β 法の解法　27

参考文献　29

第３章　歩道橋の実態調査と振動解析

３．１　概説　31

３．２　歩道橋における振動実験　32

３．２．１　測点配置　33

３．２．２　衝撃加振実験　34

３．２．３　定点加振実験　36

３．２．４　共振歩行・走行実験　36

３．３　振動解析　39

３．４　鋼歩道橋の応答特性　42

３．５　歩道橋の振動使用性　46

３．６　結語　48

参考文献　48

第４章　弾性支承を用いた既設高架橋の交通振動特性

４．１　概説　51

４．２　対象橋梁と実験概要　52

4．2．1　連結桁　52
4．2．2　単純桁　54
4．3　解析概要　55
4．4　支承交換前後の相違　59
4．4．1　支承部の挙動　59
4．4．2　橋脚部の挙動　61
4．5　静的特性　62
4．5．1　T型，門型橋脚を有する単純桁　62
4．5．2　連結桁　64
4．6　固有振動数特性　67
4．7　車両走行時の振動特性　69
4．7．1　橋脚の振動特性　69
4．7．2　上部構造の振動特性　73
4．8　結語　75
参考文献　75

第5章　車両走行による鋼ラーメン橋の立体解析
5．1　概説　79
5．1．1　連続立体ラーメン免震橋　79
5．1．2　中央方杖支持式連続箱桁ラーメン橋　79
5．2　連続立体ラーメン免震橋　81
5．2．1　橋梁概要　81
5．2．2　実験概要　81
5．2．3　解析モデル　84
5．2．4　静的特性　86
5．2．5　主桁・橋脚の振動特性　88
5．3　中央方杖支持式連続箱桁ラーメン橋　97
5．3．1　橋梁概要　97
5．3．2　実験概要　98
5．3．3　解析モデル　98
5．3．4　固有振動特性　101
5．3．5　減衰特性　103
5．3．6　車両走行時の振動特性　105
5．4　結語　108
参考文献　109

第6章　上路式PC吊床版橋の振動特性
6．1　概説　111
6．2　橋梁概要　112
6．2．1　速日峰橋　112
6．2．2　潮騒橋　113
6．3　実験概要　114
6．3．1　速日峰橋　114
6．3．2　潮騒橋　114
6．4　振動解析　116
6．5　剛性の評価　118
6．6　固有振動特性　119
6．7　動的外力による振動特性　122
6．7．1　速日峰橋　122
6．7．2　潮騒橋　126
6．8　結語　132
参考文献　132

第7章　2径間連続PC斜張橋の動的応答
7．1　概説　135
7．2　振動実験の概要　135
7．3　解析概要　138
7．4　静的特性　140
7．5　動的特性　140
7．5．1　固有振動特性　140
7．5．2　減衰特性　144
7．6　車両走行時の実効振幅　145
7．6．1　実効振幅の評価　145
7．6．2　単独走行時の実効振幅　147
7．6．3　連行走行時の実効振幅　148
7．7　動的増幅率　148
7．7．1　動的増幅率の評価　148
7．7．2　PC斜張橋の設計における衝撃係数　149
7．7．3　単独走行時の動的増幅率　150
7．7．4　連行走行時の動的増幅率　150
7．8　結語　153
参考文献　153

第8章　結論　157

謝辞　163

第１章　序論

１．１　本研究の目的

人間には，それぞれの個人が持つ性格がある．橋梁においても，人間と同様に固有の性質，すなわち卓越振動数，それに伴った振動モードや減衰等の振動特性を有している．それらは，全体構造からなるものと部材単位からなるものとがお互いに影響し合い現象を複雑にしている．近年では，載荷実験，振動実験等により，これらの橋梁の特性を観測し，得られた特性の変化から，外乱が作用した時の使用性，耐風性，耐震性などの性能を予測する[1]，また，それらをシミュレーションする“現象の予測”が必要となってきている[2]．それらの性能について評価するためには，その橋梁の有する特性を表現できる解析モデルを構築しなければならない．

今までの研究においても，それぞれの性能を評価するために，各橋梁の特性を表現できる解析モデルが用いられてきた．たわみ，ひずみ，応力や曲げモーメントに着目して，桁橋や斜張橋を対象として動的係数や動的増幅率等の設計衝撃係数の解析を行った研究[3)-8)]，また，車両走行による外力を確率論として扱った不規則振動解析を用いた研究[9)-11)]，歩道橋の固有振動数や振動振幅に着目して使用性について解析した研究[12)-14)]等がある．

その後，コンピュータ計算機器の高速化，大容量化および有限要素法の進歩と共に，橋梁の長大化，高架化，構造形式の複雑化により，橋梁の解析モデルは，より自由度の大きな離散化モデルによる３次元的な解析が行われるようになった[15)]．特に，振動モードの推定においては，面外振動にまで着目しているため，立体解析モデルを用いないと表現できない場合もある[16)-22)]．また，アーチ橋の部材に働く応力に着目して，車両走行による立体的な挙動をシミュレーションし，疲労損傷解析を行なった研究[23)]，振動数モードや振動レベルに着目して，高架橋周辺の地盤振動を扱った環境振動問題の研究[24)-26)]など，より厳密な解析モデルが用いられてきた．一方，道路橋だけでなく，歩道橋においても，吊形式橋梁特有の立体的な挙動に対して振動使用性[27)]や振動制御[28)]を検討した研究などもある．

また，橋梁の解析モデルだけでなく，外力としての車両においても立体モデル化され，ローリングの影響を考慮したより厳密な応答解析が行われるようになってきた[29)-32)]．

このように，それぞれの性能を評価するための解析モデルは，単純な桁橋から立体構造へ発展し，立体解析が必要とされてきている．本研究では，歩行者による歩行外力や車両走行による外力等，様々な外力が作用したときの吊形式橋梁，免震支承を有した高架橋および公園のシンボル的なデザイン設計を優先させた橋梁など，立体解析を必要とする複雑な構造を有した鋼橋やＰＣ橋に対する振動特性について，実験と解析を比較しながら，どのような形式にも対応できる立体解析モデル，動的解析の確立を目指した．

また，解析モデルの確立とともに，動的な解析方法を確立しておくことは，次のステップとなる，性能照査，すなわち，地盤振動による環境振動シミュレーション，歩行者に不快感を与えるような現象が生じた場合にその使用性を改善するための振動制御解析等の使用性

照査，疲労損傷解析等の疲労安全性照査，耐風性照査に用いることができる．

1．2　本論文の構成

本論文は，序論を含めて全８章から成り，論文全体を大きく分けると，図―1.1に示すような構成となっている．

第２章では，橋梁の動的な性能照査を行うための有限要素法を用いた数値解析について，解析上の定義からはじまり，運動方程式を解く上で必要な剛性，質量，減衰の各マトリックスと外力ベクトルの作成方法について述べた．特に，外力項に関する部分では，歩行によるものと車両走行によるものに分けて，それぞれの設定方法について詳しく述べた．さらに，運動方程式を解くために本解析で用いた数値積分法について言及している．

第３章では，構造の複雑な歩道橋に対しても実験と解析の両面から予測の精度を高めることができるように，実験として，様々な形式の歩道橋を対象として実態調査を行い，それらの結果を，統計的にまとめ，振動使用性について述べた．また，解析では，雪吊橋を対象として，歩行者が歩行および走行したときの振動特性について，実験と解析で比較することで，歩行シミュレーションによる予測が可能であることを示した．

第４章では，阪神大震災を教訓として，地震力を低減させるために免震機能を有する弾性支承に交換した，Ｔ型，門型橋脚を有する単純桁高架橋，および落橋防止，騒音や交通振動を低減させるために桁連結化した連結桁高架橋を対象として，車両走行による振動実験を行い，それらの振動特性についてまとめた．これらの実験は，震災の復旧期間中に行ったため，橋梁上や路下に一般車両の影響が全くないデータである．したがって，これらのデータを基にして静的特性や振動特性について，実験と解析の両面から考察し，解析モデルの構築を行った．

第５章では，立体解析を必要とする複雑な構造を有する鋼ラーメン橋である，連続立体ラーメン免震橋と中央方杖支持式ラーメン橋の２橋を対象として，車両走行時の振動特性について，立体解析モデルと立体車両モデルを用いて，実験値と解析値の比較をした．

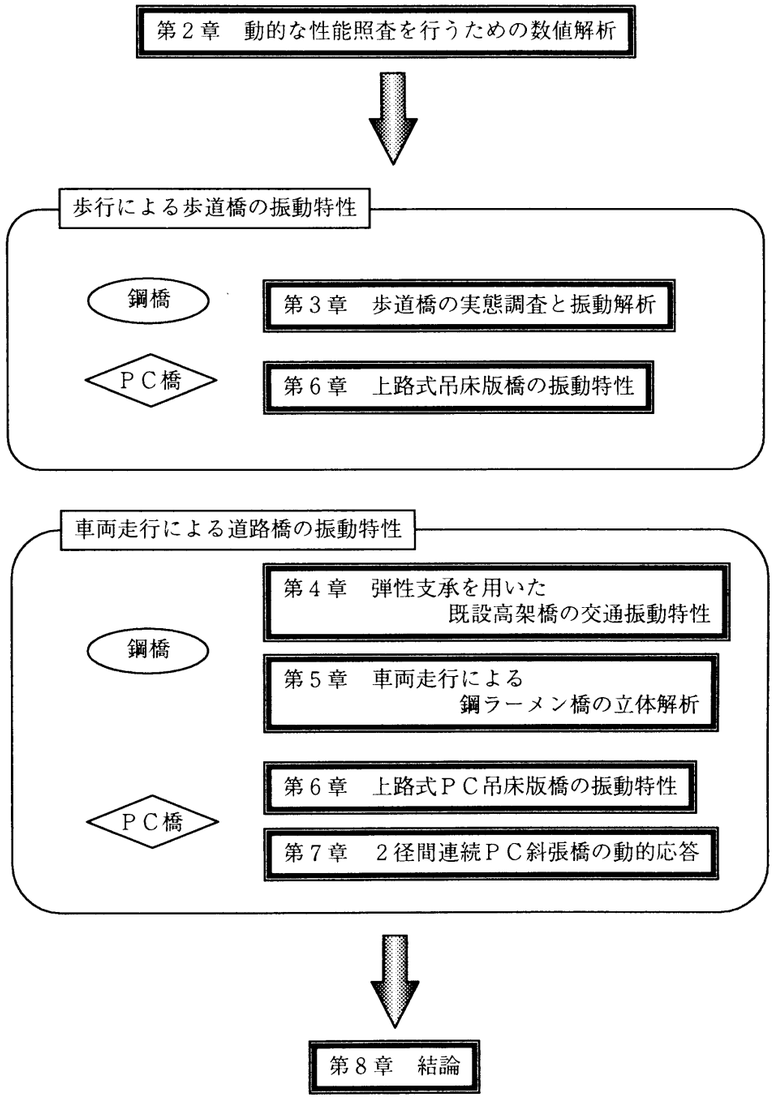
第６章では，近年，建設が盛んになってきたＰＣ吊床版橋のうち，特に，吊床版上に鉛直材を立て，その鉛直材上に上床版を架設した上路式ＰＣ吊床版橋を対象とした．上路式ＰＣ吊床版橋は，現在日本において，道路橋として２橋（湯の花橋，速日峰橋），歩道橋として４径間連続となったものが１橋（潮騒橋）架設されている．これらのうち速日峰橋と潮騒橋の２橋に対して，車両走行や歩行による振動実験を行い，それぞれの振動特性を把握した．また，解析モデルを作成し，実験値と比較検討した．

第７章では，一般の桁橋に比べてフレキシブルであり，かつ，多くの部材から構成され振動性状が複雑となる斜張橋，その中でも特に，主桁自重がＰＣ桁橋の場合に比べて，60～80％となり，車両走行による動的な影響を大きく受ける中径間規模のＰＣ斜張橋を対象とした．このＰＣ斜張橋では，鋼斜張橋に比べて，設計における衝撃係数の基礎データとなる車両走行による振動特性について系統的な実験や解析が少ないの現状である．そこで，２径間連続ＰＣ斜張橋である甑大明神橋を対象として，車両走行による振動実験を実施して，車両走行

時の振動性状について把握した．さらに，シミュレーション解析と比較し，解析方法の妥当性，各種走行状態に対する実効振幅や動的増幅率の特性について検討した．

上記の第３章～第７章までは，図―1.1に示すように大きく分けて歩行外力を受ける歩道橋と車両走行による外力を受ける道路橋に分けられる．さらに，その中でも鋼橋とＰＣ橋に分けられ，それぞれの橋梁の振動特性について実験値と解析値の比較をしている．

第８章では，第３章から第７章までを総括した．



図―1.1　本論文の構成

参考文献

1) 枚本正信：モニタリング技術，橋梁振動コロキウム‘97論文集，pp.35－44，1997.

2) 藤原稔：橋の技術の切り口考，橋梁と基礎，Vol.29，No.2，pp.2－5，1995.

3) 山田善一，小堀為雄：活荷重に対する道路橋の動的応答－衝撃係数－に関する考察，土木学会論文集，No.148，pp.40－51，1967.

4) 小松定夫，中井博，事口寿男：曲線桁橋の自動車による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，No.192，pp.55－68，1971.

5) 小松定夫，川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，No.275，pp.13－28，1978.

6) 成田信之，桂樹正隆，江本勝：路面凹凸を考慮した橋梁の衝撃係数，土木技術資料，Vol.20，No.3，pp.27－32，1978.

7) 本田秀行，小堀為雄：走行自動車による3径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数，土木学会論文報告集，No.313，pp.13－22，1981.

8) 横山功一，井上純三，藤城隆，永原隆：道路橋の衝撃係数に関する実橋実験とシミュレーション解析，土木技術資料，Vol.28，No.5，pp.15－20，1986.

9) 岡林隆敏：単一走行車両による道路橋の二乗平均応答解析，土木学会論文報告集，No.286，pp.15－27，1979.

10) 彦坂熙，吉村虎蔵，内谷保：連行自動車荷重による単純桁橋の非定常ランダム応答と衝撃係数，土木学会論文報告集，No.290，pp.31－41，1979.

11) 梶川康男：振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察，土木学会論文報告集，No.304，pp.47－58，1980.

12) 田中信治，加藤雅史：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討，構造工学論文集，Vol.36A，pp.671－678，1990.

13) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，No.325，pp.23－33，1982.

14) 小幡卓司，林川俊郎，佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究，土木学会論文集，No.537/I－35，pp.217－231，1996.

15) 前田研一，米田昌弘，西土隆幸，磯光夫：車両走行による立体骨組構造物の動的応答解析法と留意点，川田技報，Vol.6，pp.115－119，1987.

16) 中村克己，野村敏彦，松野吉光，田中努：弓の橋（鋼中路式ニールセンアーチ橋）の振動実験，橋梁と基礎，Vol.21，No.2，pp.1－6，1987.

17) 梶川康男，斉藤良算，卜部剛，中村一樹：吊床版橋の振動実験，橋梁と基礎，Vol.24，No.4，pp.35－40，1990.

18) 和田克哉，高野晴夫，林寛之，小山次郎，津村直宜：横浜ベイブリッジの振動実験，橋梁と基礎，Vol.26，No.2，pp.15－18，1992.

19) 江原武，森喜仁，植田利夫，南条正洋：天保山大橋の振動実験，橋梁と基礎，Vol.27，No.1，pp.36－39，1993.

20) 堀松正芳，小松郁夫，枚本正信，西星匡博：新浜寺大橋の実橋振動実験，橋梁と基礎，Vol.28，No.7，pp.13－18，1994.

21) 鈴木昭男，渡邊信幸，和田直隆，鈴木勲，菅沼信夫，久米計生：菊川橋の設計，橋梁と基礎，Vol.28，No.11，pp.23－28，1994.

22) 斉藤芳行，丹羽康文，栗本隆，大場邦弘：高隆寺大橋の計画，設計および施工，橋梁と基礎，Vol.29，No.4，pp.11－16，1995.

23) 梶川康男，織田一郎，枚本正信：走行車両による鋼アーチ橋の疲労損傷照査に対する動的立体解析の適用，構造工学論文集，Vol.37A，pp.1089－1096，1991.

24) 梶川康男，沖野真，吉川実，枚本正信：高架橋と周辺地盤の交通振動予測と制振効果，構造工学論文集，Vol.35A，pp.597－605，1989.

25) 梶川康男，新開正英，讃岐康博，村田幸一：都市内ＰＣ高架橋の環境振動軽減対策とアセスメント手法の適用，構造工学論文集，Vol.41A，pp.691－700，1995.

26) 徳永法夫，早川清，西村昂：多径間連続曲線箱桁橋の振動特性に関する一考察，構造工学論文集，Vol.43A，pp.773－780，1997.

27) 梶川康男，津村直宜，角本周：ＰＣ吊床版歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.36A，pp.685－695，1990.

28) 岡林隆敏，馬渡あかね，加賀敏明：ＭＡＴＬＡＢソフトウエアによる吊床版歩道橋の歩行者励起振動の解析と制御設計，構造工学論文集，Vol.43A，pp.693－702，1997.

29) 川谷充郎，山田靖則，嶽下裕一：三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析，土木学会論文集，No.584/I－42，pp.79－86，1998.

30) Kou, J.W. and DeWolf, J.T.: Vibrational behavior of continuous span highway bridge-influencing variables, *Journal of Structural Engineering*, pp.333-344, 1997.

31) Mulcahy, N.L.: Bridge response with Tractor-Trailer vehicle loading, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.11, pp.649-665, 1983.

32) Kim, S.H., Kim, J.H. and Yoon, S.H.: Probabilistic investigation on dynamic amplification factors of highway bridges, *Proceedings of Colloquium on Bridge Vibration*, pp.329-336, 1997.

第２章　動的な性能照査を行うための数値解析

２．１　本解析の流れ

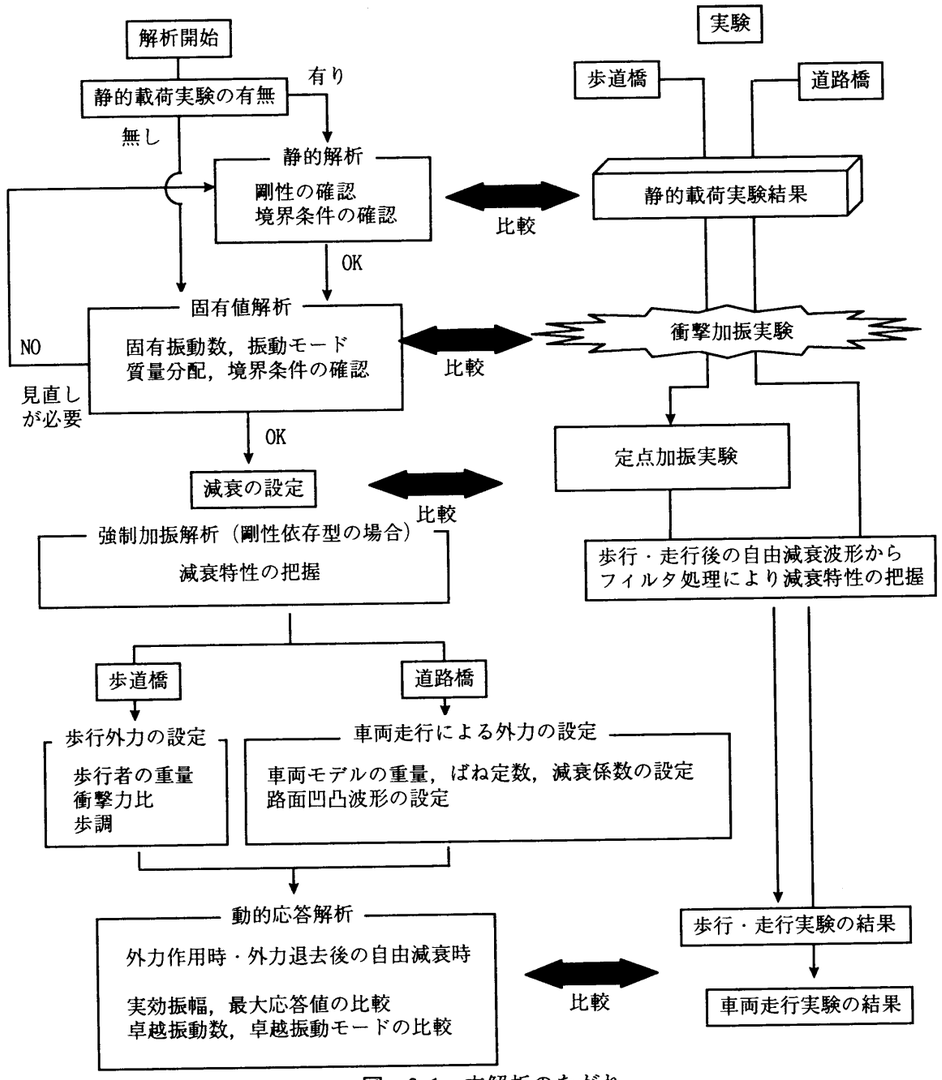
本研究では，各橋梁の動的な性能を照査するための解析モデルを構築するため，様々な形式の橋梁に対して振動実験を行い，実橋と解析モデルの静的および動的な挙動の比較を行うことにした．そこで本章では，動的な性能照査を行うための有限要素法を用いた直接積分法による本解析の一連の流れ（図ー2.1 参照）について説明する．ここで，“動的な性能”とは，橋梁に外力が作用している時，または，橋梁が自由振動している時の変位，速度，加速度の各振動振幅，卓越振動数，卓越振動モードおよび減衰定数等の動的特性値などから得られる振動使用性，耐風性，耐震性，疲労安全性等をいう．

まず，実橋の剛性を確認するため，静的な変位を実験では計測する必要があるといえる．その際に，重要な変位の測定ポイントとしては，主桁のたわみ，支承等の境界条件に関係する場所の変位量である．この支承の境界条件は，微小振幅の橋梁振動を扱う場合には，かなり重要な要因といえる[1]．また，近年では，支承に弾性支承を用いている場合がある．それらをばね要素にモデル化[2]する場合に支承部の変位量を計測してあると，パラメトリックな静的解析により，このばね定数の設定に非常に役立つ．この段階で剛性の妥当性が確認できた場合，剛性マトリックスは確定したことなる．しかしながら，実験現場の状況に応じて静的載荷実験ができない場合には，固有値解析から始める．

複雑な橋梁形式や面外方向の振動挙動にも着目している場合，実験での数少ない測点から得られるデータのみで振動モードを確定することは困難である．そのため，それらを予め推定するために，立体の橋梁モデルを作成して固有値解析をしている例[3)－10)]が数多くある．この固有値解析では，固有振動数や振動モードを対象として，実験で得られた卓越振動数および振動モードと比較することで，質量分配や境界条件の確認をすることができる．この段階で，固有振動数や振動モードが，実験値と似た傾向が得られた場合，質量マトリックス，境界条件が確定されることになる．実験可能な範囲での静的載荷実験であるため，静的解析で実験値と類似した結果となっても，境界条件の僅かな差で固有値が異なる場合がある．その場合には，剛性の見直しが必要である．また，固有値解析から始めた場合には，剛性と質量の比率で固有振動数が実験値に近くなっていることもあるため，注意を要する．

次に，動的応答解析を行うため，減衰マトリックスを作成する．モード重ね合わせ法の場合，モード減衰定数を直接入力できるため，ここで述べる強制加振解析は行う必要がない．本解析では，直接積分法を用いた解析であるため，特に，剛性依存型の減衰マトリックスを仮定した場合には，高次モードについても，モード減衰定数を把握しておく必要があるため強制加振解析を行った．この解析は，実験による定点加振実験と同様に，任意の点で強制加振をし，加振後の自由減衰波形からモード減衰定数を算定するものである．これにより，実験で得られた減衰特性が似た傾向にあれば，この段階で減衰マトリックスも確定する．この際に，比較する実験データとしては，歩道橋であれば定点加振により得られた各モード減衰

を用いる．また，その他にも，歩行者や車両が橋上から退去した後の自由減衰波形からフィルタ処理等により減衰特性を把握して比較データとする．



図―2.1　本解析のながれ

最後に，動的応答解析を行うが，この段階までで剛性，質量，減衰の各マトリックスが確定したことになる．そのため，あとは外力の設定だけとなる．歩行外力の場合には，歩行および走行する人数分の質量，それらの衝撃力比および歩調の設定を行う．また，車両走行の場合には，実験時に用いた車両諸元（車両重量，ばね定数，減衰係数）や実験時の路面凹凸を設定することが必要となる．路面凹凸においては，実際の橋梁上の路面凹凸を計測することが困難な場合があるため，実測の路面凹凸がない場合には，乱数の発生を用いたシミュレーションにより路面凹凸波形を求める．

動的応答解析により得られた結果と実験値との比較においては，次のような項目が考えられる．車両走行や歩行による外力が作用している場合には，卓越振動数，振動モードの比較，変位，速度，加速度の各波形形状や最大振幅量の比較，実効振幅の比較等が考えられる．また，車両や歩行者が橋梁上から退去した後の自由減衰時では，卓越振動数，振動モードの比較，減衰定数の比較等が考えられる．特に，本解析では，橋梁のモデル化について着目したため，本文での実験と解析波形の比較では，橋梁が固有振動する自由減衰時まで載せている．以下では，上述した流れに沿って，本解析方法の詳細な説明を行う．

2．2　有限要素法を用いた数値解析

2．2．1　解析上の定義[11]

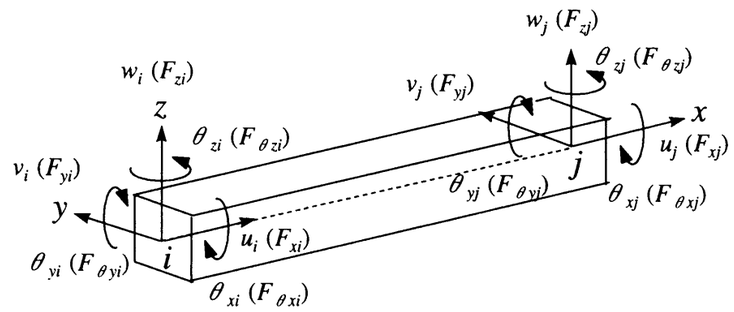
解析上の定義として，本解析で仮定した座標系について述べる．本解析では，立体の解析モデルを構築するため，各要素部材の座標系を図―2.2に示すように定める．部材軸方向に部材座標系の x 軸を定め，これに右手系をなすように y，z 軸を決める．ここで，y，z 軸は，節点 i を通り断面の主軸にとる．この要素の2つの節点 i，j の変位，節点力を部材座標系に関して以下のように表す．

＜変位＞

u_i，u_j　：節点 i，j の部材軸方向への変位
v_i，v_j　：節点 i，j の y 方向への変位
w_i，w_j　：節点 i，j の z 方向への変位
θ_{xi}，θ_{xj}　：ねじれ角
θ_{yi}，θ_{yj}　：y 軸まわりの回転角
θ_{zi}，θ_{zj}　：z 軸まわりの回転角

＜節点力＞

F_{xi}，F_{xj}　：軸方向の軸力
F_{yi}，F_{yj}　：y 方向のせん断力
F_{zi}，F_{zj}　：z 方向のせん断力
$F_{\theta xi}$，$F_{\theta xj}$　：ねじれモーメント
$F_{\theta yi}$，$F_{\theta yj}$　：y 軸まわりの曲げモーメント
$F_{\theta zi}$，$F_{\theta zj}$　：z 軸まわりの曲げモーメント



図―2.2　要素部材の節点変位と節点力

2．2．2　剛性マトリックス

（1）梁部材の剛性マトリックス[12]

部材座標系の梁要素剛性マトリックスは，軸力，せん断力とせん断力による曲げモーメントおよびねじれの各剛性マトリックスを合成して式(2.1)のように表される．

ここに，A は要素断面積，E は弾性係数，L は要素部材長，I_y および I_z はそれぞれ部材座標系の y および z 軸回りの断面２次モーメント，G はせん断弾性係数，J は Saint-Venant のねじり定数である．

$$\boldsymbol{F} = \boldsymbol{K}\Lambda \tag{2.1}$$

ここに，

$$\boldsymbol{F} = \left\{F_{xi} \quad F_{yi} \quad F_{zi} \quad F_{\theta xi} \quad F_{\theta yi} \quad F_{\theta zi} \quad F_{xj} \quad F_{yj} \quad F_{zj} \quad F_{\theta xj} \quad F_{\theta yj} \quad F_{\theta zj}\right\}^T$$

$$\Lambda = \left\{u_i \quad v_i \quad w_i \quad \theta_{xi} \quad \theta_{yi} \quad \theta_{zi} \quad u_j \quad v_j \quad w_j \quad \theta_{xj} \quad \theta_{yj} \quad \theta_{zj}\right\}^T$$

$$\boldsymbol{K} = \begin{bmatrix}
\frac{EA}{L} & & & & & & & & & & & \\
0 & \frac{12EI_z}{L^3} & & & & & & & \textit{symmetry} & & & \\
0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & & & & & & & & & \\
0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & & & & & & & & \\
0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & & & & & & & \\
0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} & & & & & & \\
-\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & & & & & \\
0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & & & & \\
0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & & & \\
0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & & \\
0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & \\
0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L}
\end{bmatrix}$$

（2）幾何剛性を考慮した弦剛性マトリックス[13]

ケーブル部材などの幾何剛性を考慮した弦剛性マトリックスを式(2.2)に示す．ここに，T は張力である．ここでは，梁のせん断ひずみによる弾性剛性の項は，弦剛性に比べて微小であるため考慮していない．

$$\begin{Bmatrix} F_{xi} \\ F_{yi} \\ F_{zi} \\ F_{xj} \\ F_{yj} \\ F_{zj} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix}
\frac{EA}{L} & & & & & \\
0 & \frac{T}{L} & & & \textit{symmetry} & \\
0 & 0 & \frac{T}{L} & & & \\
-\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & & \\
0 & -\frac{T}{L} & 0 & 0 & \frac{T}{L} & \\
0 & 0 & -\frac{T}{L} & 0 & 0 & \frac{T}{L}
\end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \\ u_j \\ v_j \\ w_j \end{Bmatrix} \tag{2.2}$$

（3）ばね部材の剛性マトリックス

一般的に，ばね部材の剛性マトリックスは，式(2.3)のように表される．ここに，k は任意のばね定数を表し，右下の添え字は各自由度ごとの値を区別している．

$$\boldsymbol{K} = \begin{bmatrix}
k_x & & & & & & & & & & & \\
0 & k_y & & & & & & & \textit{symmetry} & & & \\
0 & 0 & k_z & & & & & & & & & \\
0 & 0 & 0 & k_{\theta x} & & & & & & & & \\
0 & 0 & 0 & 0 & k_{\theta y} & & & & & & & \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{\theta z} & & & & & & \\
-k_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_x & & & & & \\
0 & -k_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_y & & & & \\
0 & 0 & -k_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_z & & & \\
0 & 0 & 0 & -k_{\theta x} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{\theta x} & & \\
0 & 0 & 0 & 0 & -k_{\theta y} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{\theta y} & \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{\theta z} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{\theta z}
\end{bmatrix} \tag{2.3}$$

以上の各要素剛性マトリックスを全体座標系に座標変換した後，各要素ごと重ね合わせることにより，構造全体の全体剛性マトリックスを作成することが出来る．これを用いて，静的解析を行い，実験で得られた各変位量と比較して，剛性の評価について検討する．

2．2．3　質量マトリックス[14), 15)]

質量マトリックスには，大きく分けて分布質量系と離散質量系の２つがある．さらに，分布質量系は連続質量法に，離散質量系は，集中質量法と整合質量法に分けられる．本解析では，集中質量法と整合質量法を用いて解析した．よって，ここではこの２つの質量マトリックスを示す．

（1）集中質量マトリックス

この方法は，任意の構造物の質量特性を求める最も簡単な方法で，全体の質量が移動変位をするいくつかの点に集中していると仮定するものである．各節点位置に置く集中質量を定める通常の方法は，構造物がいくつかの要素に切り離されていて，節点はそれらを連結する役目をしていると仮定する．それぞれの要素の質量は，点質量として各節点ごとに集中していると仮定しており，各要素質量のこれらの点への割り振りは力の釣合によって定められる．したがって，構造物全体としてみたとき，任意の節点に集中しているその節点の全質量は，その節点に接続しているすべての要素からきているものの総和である．また，項の数は自由度の数に等しく，任意の質点の加速度はその点だけに慣性力を生じるので，このマトリックスの非対角項は０となる．

ある節点で１つ以上の移動自由度を考える場合には，それぞれの自由度に関与する点質量は同一である．一方，質量は１点に集中していて回転慣性を持たないという仮定によって，回転自由度に関する質量は基本的には０である．しかし，もちろん回転自由度に関して有限な回転慣性をもつ剛体質量を考える場合には，そのような自由度に対する対角上の質量は，その質量の回転慣性を入れる．従って，一般に集中質量マトリックスは回転自由度に対しては０の対角要素を含む対角マトリックスである．

さらに，このマトリックスは，対角成分のみを有する対角マトリックスとなるためにコンピュータにより計算する際には１次元配列の形で記憶させることができる上に，逆マトリックスを作成するのに便利である．

$$M=\frac{\gamma AL}{2g}\begin{bmatrix}1 & & & & & & & & & & & \\ 0 & 1 & & & & & & & symmetry & & & \\ 0 & 0 & 1 & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{I_\theta}{A} & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{I_\theta}{A} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{2.4}$$

本解析で用いた，各要素の集中質量マトリックスを式(2.4)に示す．上述したように，基本的には，回転項はゼロとしたが，全体座標系の橋軸方向部材において，ねじれの振動モードの影響をみるために，ねじれの項のみを考慮した．ここに，A は要素断面積，L は要素部材長，γ は単位体積重量，g は重力加速度，I_θ は極断面２次モーメントを表し，$I_\theta=I_y+I_z$ である．

（2）整合質量マトリックス

次に，整合質量法についての説明をする．ここで，”整合”とは剛性マトリックスの誘導の際に用いた形状関数（補間関数）と同じ関数を用いてその質量マトリックスを誘導することからこのように呼ばれている．よって，梁要素剛性マトリックスを作成するのと同様に，軸方向，せん断方向，せん断による各軸回りの方向，およびねじれ方向に関するマトリックスを合成して，部材座標系の梁要素質量マトリックスは式(2.5)のように表される．

ここに，A は要素断面積，L は要素部材長，γ は単位体積重量，g は重力加速度，I_θ は極断面２次モーメントを表し，$I_\theta=I_y+I_z$ である．

$$M=\frac{\gamma AL}{420g}\begin{bmatrix}140 & & & & & & & & & & & \\ 0 & 156 & & & & & & & symmetry & & & \\ 0 & 0 & 156 & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{140I_\theta}{A} & & & & & & & & \\ 0 & 0 & -22L & 0 & 4L^2 & & & & & & & \\ 0 & 22L & 0 & 0 & 0 & 4L^2 & & & & & & \\ 70 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 140 & & & & & \\ 0 & 54 & 0 & 0 & 0 & 13L & 0 & 156 & & & & \\ 0 & 0 & 54 & 0 & -13L & 0 & 0 & 0 & 156 & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{70I_\theta}{A} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{140I_\theta}{A} & & \\ 0 & 0 & 13L & 0 & -3L^2 & 0 & 0 & 0 & 22L & 0 & 4L^2 & \\ 0 & -13L & 0 & 0 & 0 & -3L^2 & 0 & -22L & 0 & 0 & 0 & 4L^2 \end{bmatrix} \tag{2.5}$$

以上，２つのマトリックスについて説明したが，どちらのマトリックスを用いるべきかという問題に関しては，一般に，集中質量法により求められた平面骨組構造物の固有値の場合，厳密解に対して下界値を，整合質量法による解は上界値を与え，さらに同じ要素分割数での固有値は集中質量法よりも整合質量法を用いる方がかなり精度が良いとされている[16)]．

しかし，集中質量法を用いた場合でも分割数を無限に細かくしていけば厳密解に収束するため，整合質量法にこだわる必要がない[15)]．また，高次モードへの影響として，集中質量法に比較して整合質量法による結果は，大略５～10％程度高い固有振動数を与え，実際問題への応用においては，数値計算上の有利さゆえに集中質量法が用いられることが多く，特別な場合以外は精度においても特に問題ないと考えられる[17)]．いずれにしても，この問題に対しては明快な結論を下すことは困難である．

ここまでに，剛性および質量の各マトリックスが作成されたため，固有値解析を行うことができる．この固有値解析による結果と実験による卓越振動数および振動モードを比較することで質量分配や境界条件の評価を検討する．

2．2．4　減衰マトリックス[15),18),19)]

一般的に，直接積分法でよく用いられる減衰マトリックスは次の３つがある．各次の固有振動数に逆比例すると考えた質量に依存する式(2.6)，各次の固有振動数に比例すると考えた剛性に依存する式(2.7)，それらの質量と剛性の１次結合で表される式(2.8)である．最後に述べたものは，Rayleigh 減衰という．ただし，これらのパラメータ α，η は定数であり実験等により定められることが多い．また，これらの減衰を用いる場合には，各次のモードは直交することが前提条件とされており，これにより運動方程式は非連成化されている[18)]．

質量依存型減衰　：　$C = \eta M$　(2.6)

剛性依存型減衰　：　$C = \alpha K$　(2.7)

Rayleigh 減衰　：　$C = \alpha K + \eta M$　(2.8)

ここで，以下に示す固有モードの直交性（式(2.9)～式(2.14)参照）を用いると，上で示した３式の各パラメータ α，η は式(2.15)～式(2.18)のように表せる．ここに，ω は第 n 次モードの固有円振動数である．

$$\{\phi_k\}^T[M]\{\phi_i\} = 0 \qquad (k \neq i) \tag{2.9}$$

$$\{\phi_k\}^T[K]\{\phi_i\} = 0 \qquad (k \neq i) \tag{2.10}$$

$$\{\phi_k\}^T[M]\{\phi_i\} = 1 \qquad (k = i) \tag{2.11}$$

$$\{\phi_k\}^T[K]\{\phi_i\} = \omega^2 \qquad (k = i) \tag{2.12}$$

さらに，これらと類似した直交条件が減衰マトリックスにも成立すると仮定する．

$$\{\phi_k\}^T[C]\{\phi_i\} = 0 \qquad (k \neq i) \tag{2.13}$$

また，比例減衰を仮定して，構造の全体的減衰が個々のモードの減衰の和で与えられるとして，モードごとの減衰定数を h_i とすると，

$$\{\phi_k\}^T[C]\{\phi_i\} = 2h_i\,\omega_i \quad (k = i) \tag{2.14}$$

これらを用いると，以下のようになる．ここに，f は振動数，h は減衰定数を表す．

質量依存型減衰　：　$\eta = 4\pi f_i h_i$　(2.15)

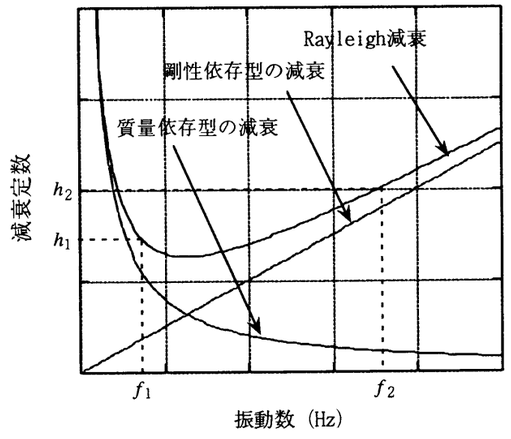
剛性依存型減衰　：　$\alpha = \dfrac{h_i}{\pi f_i}$　(2.16)

Rayleigh 減衰　：　$\alpha = \dfrac{h_1 f_1 - h_2 f_2}{\pi (f_1^2 - f_2^2)}$　(2.17)

$\eta = 4\pi f_2 (h_2 - \pi f_2 \alpha)$　(2.18)

また，これらの各減衰マトリックスについての振動数と減衰定数の関係[15)]を図―2.3 に示す．この図に示したように，α，η のいずれか一方のみを考える場合には，特定の１つのモードでの減衰定数と振動数が実験値から与えられれば，減衰マトリックスが決定できる．また，α，η の両方を考慮する場合には，２つのモードの減衰定数と振動数が実験値から与えられれば定数 α，η を決定することができ減衰マトリックスが求められる．

文献[17)]によると，各種の橋梁での減衰定数の実測値に基づいて，減衰定数が振動数に比例する場合の係数である α は，$\alpha = 3\times10^{-3} \sim 5\times10^{-4}$ の範囲にあり，これに対して，振動数に逆比例する係数 η は，$\eta = 1.0 \sim 0.01$ の範囲の値をとると述べている．



図―2.3　減衰定数と振動数との関係

2．3　動的な外力による応答解析

動的応答解析法には，事前に計算した固有振動数と固有振動モードを用いるモーダル解析法と運動方程式を直接積分していく直接積分法の２つがある[14]．直接積分法は，モーダル解析法に比べて，考慮するモード次数に対する配慮が必要ないため，高次モードまで解析できるが，減衰マトリックスの設定上の不明確さや離散化した節点数が増加した大規模な橋梁を対象とする場合，マトリックスの項数が大きくなり，計算機の記憶容量や膨大な時間を要する．それゆえ，今までは，モーダル解析法を用いることが多かった[20]が，近年の電子計算機器の発達により自由度の大きなマトリックスにおいても容易に計算できるようになり，直接積分法による解法も見直されてきている．

本論文での動的解析は，直接積分法を用いているため，ここではこの解析方法について説明することにする．

前節までに，橋梁の全体質量マトリックス$[M]$，全体減衰マトリックス$[C]$，全体剛性マトリックス$[K]$の作成について述べてきた．これらを用いて，橋梁系の各節点の変位ベクトルを$\{Z\}$とすると，車両－橋梁系の運動方程式は，ダランベールの原理に基づいて式(2.19)のように表される．

$$[M]\{\ddot{Z}\}+[C]\{\dot{Z}\}+[K]\{Z\}=\{F\} \tag{2.19}$$

ここに，$\{F\}$は車両および歩行者が橋梁に与える外力ベクトルである．本論文において用いた外力項は，車両走行による外力と歩行による外力の２つに分けられる．以下では，これらの２種類の外力について述べる．

2．3．1　車両走行による外力

車両走行による動的応答解析は，衝撃係数[21)－24)]の問題に多く用いられ，橋梁上部構造の全体振動に着目し，さらに支間長が車両の軸間距離に比べて長いことから，１自由度や２自由度系の車両モデルを用いることが一般的であった．それに対して，疲労[25)]や環境振動[26)－30)]などの多くの動的な問題を検討する機会が増え，伸縮継手部上の段差により生じる局所的な衝撃力の影響などを解析する場合など，実際の車両の動特性が表現できるようにモデル化することが必要になってきた．

そこで，車両による振動を忠実に表すために，車両の基本的な構造として，懸架系ばねの上に支えられている車体や積載質量を含むばね上質量と，懸架ばね系，懸架ばね系とタイヤ間の車輪やタイヤ質量などのばね下質量の２つに分離している．

一般に，車両による振動が橋梁に及ぼす影響として支配的なものは，上下振動，ピッチング振動およびローリング振動とされており，現在では車両のローリング振動が橋梁に与える影響は小さいとした平面の車両モデル[14]と，左右の車輪位置での路面凹凸の違いにより，車両がローリング振動する挙動を表現できるようにモデル化した立体の車両[31]モデルの２つが提案されている．

動的応答解析で用いた平面車両モデルは，前・後輪を考慮し，ばね上，ばね下まで含めた２軸車の車両モデル（図－2.4）と３軸車の車両モデル（図－2.5）の２つである．また，橋梁の立体的な挙動をより現実に近いかたちで表現できるように，３軸車の車両モデル（図－2.6）と４軸車の車両モデル（図－2.7）の立体車両モデルも用いた．

車両系の運動方程式を式(2.20)に示す．ここに，$[M_V]$，$[C_V]$および$[K_V]$はそれぞれ車両系の質量マトリックス，減衰マトリックスおよび全体剛性マトリックスである．$\{W\}$は車両系の変位ベクトル，$\{F_V\}$は車両に与える外力ベクトルである．車両が走行した際の橋梁に与える外力は，各車両モデルにより異なるため，次頁では，本論文で用いた各車両モデルと式(2.20)の運動方程式の各マトリックスを示す．

$$[M_V]\{\ddot{W}\}+[C_V]\{\dot{W}\}+[K_V]\{W\}=\{F_V\} \tag{2.20}$$

なお，$[C_V]$は，以下で説明する車両系の剛性マトリックス$[K_V]$のKをCに変換することにより得られる．図中に示す記号は次の通りである．

M_Sはばね上質量，M_{Ti}はｉ軸目のばね下質量，M_θは回転慣性モーメントを表す．K_{si}およびC_{si}はｉ軸目のばね上ばね定数およびばね上減衰係数を，K_{Ti}およびC_{Ti}はｉ軸目のばね下ばね定数およびばね下減衰係数をそれぞれ示す．θはそれぞれの軸の回転角を示しており，同図に示している各座標系に従って，θ_Xはローリングをθ_Yはピッチング角を示す．ｒは各軸間の距離，W_{Ti}は車両のばね下部の鉛直変位，Z_iは各車軸位置における橋梁の鉛直変位，Δ_iは各車軸位置における路面の凹凸を表し，$\delta=Z+\Delta$の関係がある．$\psi(t)$は車両の各軸重が載荷している要素の両節点に比例配分する係数ベクトルを表す．なお，各車両モデルに用いた諸元は，各章ごと示している．

（1） 4自由度車両モデル

式(2.20)において，各項は以下のように表される．

$$\{W\} = \left\{ W_S \quad W_{T1} \quad W_{T2} \quad \theta \right\}^T \tag{2.21}$$

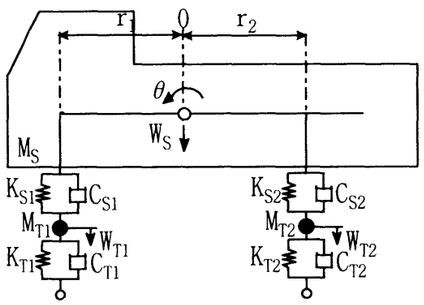
$$[M_V] = \begin{bmatrix} M_S & & & symmetry \\ 0 & M_{T1} & & \\ 0 & 0 & M_{T2} & \\ 0 & 0 & 0 & M_\theta \end{bmatrix} \tag{2.22}$$

$$[K_V] = \begin{bmatrix} K_{S1}+K_{S2} & & & symmetry \\ -K_{S1} & K_{S1}+K_{T1} & & \\ -K_{S2} & 0 & K_{S2}+K_{T2} & \\ r_1K_{S1}-r_2K_{S2} & -r_1K_{S1} & r_2K_{S2} & r_1^2K_{S1}+r_2^2K_{S2} \end{bmatrix} \tag{2.23}$$

$$\{F_V\} = \left\{ 0 \quad C_{T1}\dot{\delta}+K_{T1}\delta \quad C_{T2}\dot{\delta}+K_{T2}\delta \quad 0 \right\}^T \tag{2.24}$$

また，車両が橋梁に与える外力ベクトルは，任意の時間t，車両走行速度Vにおいて式(2.25)のようになる．ここに，鉛直上向きを正とし，$m_i g$は各軸の軸重である．

$$\{F\} = \sum_{i=1}^{2} \left\{ -m_i g + C_{Ti}(\dot{W}_{Ti}(t) - \dot{Z}_i(t) - \dot{\Delta}_i(Vt) + K_{Ti}(W_{Ti}(t) - Z_i(t) - \Delta_i(Vt)) \right\} \psi(t) \tag{2.25}$$



図－2.4　4自由度車両モデル

（2） 5自由度車両モデル

式(2.20)において，各項は以下のように表される．

$$\{W\} = \left\{ W_S \quad W_{T1} \quad W_{T2} \quad W_{T3} \quad \theta \right\}^T \tag{2.26}$$

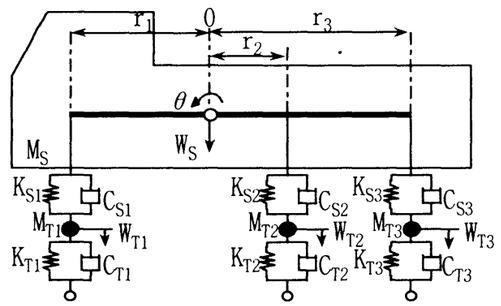
$$[M_V] = \begin{bmatrix} M_S & & & & symmetry \\ 0 & M_{T1} & & & \\ 0 & 0 & M_{T2} & & \\ 0 & 0 & 0 & M_{T3} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_\theta \end{bmatrix} \tag{2.27}$$

$$[K_V] = \begin{bmatrix} K_{S1}+K_{S2}+K_{S3} & & & & symmetry \\ -K_{S1} & K_{S1}+K_{T1} & & & \\ -K_{S2} & 0 & K_{S2}+K_{T2} & & \\ -K_{S3} & 0 & 0 & K_{S3}+K_{T3} & \\ r_1K_{S1}-r_2K_{S2}-r_2K_{S3} & -r_1K_{S1} & r_2K_{S2} & r_2K_{S3} & r_1^2K_{S1}+r_2^2K_{S2}+r_2^2K_{S3} \end{bmatrix} \tag{2.28}$$

$$\{F_V\} = \left\{ 0 \quad C_{T1}\dot{\delta}+K_{T1}\delta \quad C_{T2}\dot{\delta}+K_{T2}\delta \quad C_{T3}\dot{\delta}+K_{T3}\delta \quad 0 \right\}^T \tag{2.29}$$

また，車両が橋梁に与える外力ベクトルは，任意の時間t，車両走行速度Vにおいて式(2.30)のようになる．ここに，鉛直上向きを正とし，$m_i g$は各軸の軸重である．

$$\{F\} = \sum_{i=1}^{3} \left\{ -m_i g + C_{Ti}(\dot{W}_{Ti}(t) - \dot{Z}_i(t) - \dot{\Delta}_i(Vt) + K_{Ti}(W_{Ti}(t) - Z_i(t) - \Delta_i(Vt)) \right\} \psi(t) \tag{2.30}$$



図－2.5　5自由度車両モデル

（3） 8自由度立体車両モデル

式(2.20)において，各項は以下のように表される．

$$\{W\}=\left\{W_S \quad W_{T1} \quad W_{T2} \quad \theta_{XS} \quad \theta_{XT1} \quad \theta_{XT2} \quad \theta_{YS} \quad \theta_{YT}\right\}^T \tag{2.31}$$

$$[M_V]=\begin{bmatrix} M_S & & & & & & & \\ 0 & M_{T1} & & & & symmetry & & \\ 0 & 0 & M_{T2} & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & M_{\theta XS} & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_{\theta XT1} & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{\theta XT2} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{\theta YS} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{\theta YT} \end{bmatrix} \tag{2.32}$$

$$[K_V]=\begin{bmatrix} K_{11} & & & & & & & \\ K_{21} & K_{22} & & & & symmetry & & \\ K_{31} & 0 & K_{33} & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & K_{44} & & & & \\ 0 & 0 & 0 & r_4^2K_{21} & K_{55} & & & \\ 0 & 0 & 0 & r_4^2K_{31} & 0 & K_{66} & & \\ r_2K_{31}-r_1K_{21} & r_1K_{21} & -r_2K_{31} & 0 & 0 & 0 & K_{77} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{88} \end{bmatrix} \tag{2.33}$$

ここに，

$$K_{11}=K_{S11}+K_{S12}+K_{S21}+K_{S22},\quad K_{21}=-K_{S11}-K_{S12},\quad K_{31}=-K_{S21}-K_{S22}$$

$$K_{22}=K_{S11}+K_{S12}+K_{T11}+K_{T12},\quad K_{33}=K_{S21}+K_{S22}+K_{T21}+K_{T22}+K_{T31}+K_{T32}$$

$$K_{44}=r_4^2K_{11},\quad K_{55}=r_4^2K_{22},\quad K_{66}=r_4^2K_{33}$$

$$K_{77}=r_1^2(K_{S11}+K_{S12})+r_2^2(K_{S21}+K_{S22}),\quad K_{88}=r_3^2(K_{T21}+K_{T22}+K_{T31}+K_{T32})$$

$$\{F_V\}=\left\{0 \quad F_2 \quad F_3 \quad 0 \quad F_5 \quad F_6 \quad 0 \quad F_8\right\}^T \tag{2.34}$$

ここに，

$$F_2=C_{T11}\dot{\delta}_{11}+C_{T12}\dot{\delta}_{12}+K_{T11}\delta_{11}+K_{T12}\delta_{12}$$

$$F_3=C_{T21}\dot{\delta}_{21}+C_{T31}\dot{\delta}_{31}+C_{T22}\dot{\delta}_{22}+C_{T32}\dot{\delta}_{32}+K_{T21}\delta_{21}+K_{T31}\delta_{31}+K_{T22}\delta_{22}+K_{T32}\delta_{32}$$

$$F_5=r_4(C_{T12}\dot{\delta}_{12}-C_{T11}\dot{\delta}_{11}+K_{T12}\delta_{12}-K_{T11}\delta_{11})$$

$$F_6=r_4(C_{T22}\dot{\delta}_{22}-C_{T21}\dot{\delta}_{21}+C_{T32}\dot{\delta}_{32}-C_{T31}\dot{\delta}_{31}+K_{T22}\delta_{22}-K_{T21}\delta_{21}+K_{T32}\delta_{32}-K_{T31}\delta_{31})$$

$$F_8=r_3(C_{T21}\dot{\delta}_{21}+C_{T22}\dot{\delta}_{22}-C_{T31}\dot{\delta}_{31}-C_{T32}\dot{\delta}_{32}+K_{T21}\delta_{21}+K_{T22}\delta_{22}-K_{T31}\delta_{31}-K_{T32}\delta_{32})$$

また，車両が橋梁に与える外力ベクトルは，任意の時間t，車両走行速度Vにおいて式(2.35)のようになる．ここに，鉛直上向きを正とし，$m_{ij}g$は各軸の軸重である．

$$\{F\}=\sum_{i=1}^{3}\sum_{j=1}^{2}\left\{-m_{ij}g+p_{ij}\right\}\psi(t) \tag{2.35}$$

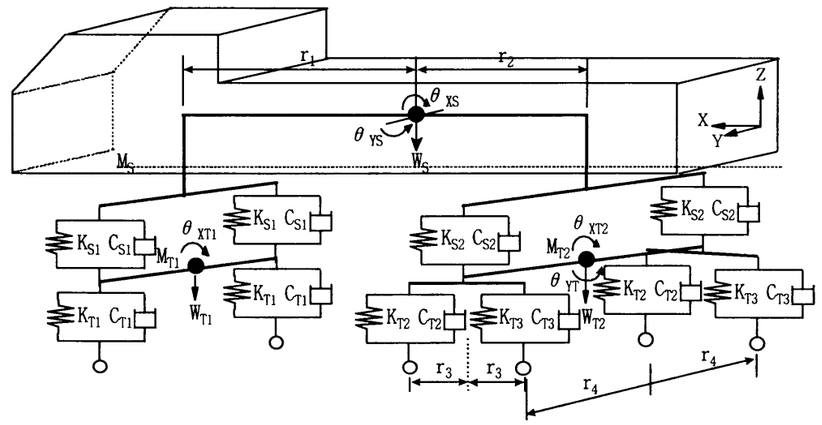
ここに，

i=1の前輪について，

$$p_{ij}=C_{Tij}\{\dot{Z}_{T1}+(-1)^j r_4\dot{\theta}_{XT1}-\dot{\delta}_{ij}\}+K_{Tij}\{Z_{T1}+(-1)^j r_4\theta_{XT1}-\delta_{ij}\} \tag{2.36}$$

i=2～3までの後輪部2軸について，

$$p_{ij}=C_{Tij}\{\dot{Z}_{T2}+(-1)^i r_3\dot{\theta}_{YT}+(-1)^j r_4\dot{\theta}_{XT2}-\dot{\delta}_{ij}\}+K_{Tij}\{Z_{T2}+(-1)^i r_3\theta_{YT}+(-1)^j r_4\theta_{XT2}-\delta_{ij}\} \tag{2.37}$$



図―2.6　8自由度車両モデル

（4） 9自由度立体車両モデル

式(2.20)において，各項は以下のように表される．

$$\{W\}=\left\{W_S \quad W_{T1} \quad W_{T2} \quad \theta_{XS} \quad \theta_{XT1} \quad \theta_{XT2} \quad \theta_{YS} \quad \theta_{YT1} \quad \theta_{YT2}\right\}^T \tag{2.38}$$

$$[M_V]=\begin{bmatrix} M_S & & & & & & & & \\ 0 & M_{T1} & & & & & symmetry & & \\ 0 & 0 & M_{T2} & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & M_{\theta XS} & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_{\theta XT1} & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{\theta XT2} & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{\theta YS} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{\theta YT1} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_{\theta YT2} \end{bmatrix} \tag{2.39}$$

$$[K_V]=\begin{bmatrix} K_{11} & & & & & & & & \\ K_{21} & K_{22} & & & & & symmetry & & \\ K_{31} & 0 & K_{33} & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & K_{44} & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & r_4^2K_{21} & K_{55} & & & & \\ 0 & 0 & 0 & r_4^2K_{31} & 0 & K_{66} & & & \\ r_1K_{21}-r_2K_{31} & r_1K_{21} & r_2K_{31} & 0 & 0 & 0 & K_{77} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{88} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{99} \end{bmatrix} \tag{2.40}$$

ここに，

$$K_{11}=K_{S11}+K_{S12}+K_{S21}+K_{S22},\quad K_{21}=-K_{S11}-K_{S12},\quad K_{31}=-K_{S21}-K_{S22}$$

$$K_{22}=K_{S11}+K_{S12}+K_{T11}+K_{T12}+K_{T21}+K_{T22},\quad K_{33}=K_{S21}+K_{S22}+K_{T31}+K_{T32}+K_{T41}+K_{T42}$$

$$K_{44}=r_4^2K_{11},\quad K_{55}=r_4^2K_{22},\quad K_{66}=r_4^2K_{33}$$

$$K_{77}=r_1^2(K_{S11}+K_{S12})+r_2^2(K_{S21}+K_{S22}),\quad K_{88}=r_3^2(K_{T11}+K_{T12}+K_{T21}+K_{T22})$$

$$K_{99}=r_3^2(K_{T31}+K_{T32}+K_{T41}+K_{T42})$$

$$\{F_V\}=\left\{0 \quad F_2 \quad F_3 \quad 0 \quad F_5 \quad F_6 \quad 0 \quad F_8 \quad F_9\right\}^T \tag{2.41}$$

ここに，

$$F_2=C_{T11}\dot{\delta}_{11}+C_{T12}\dot{\delta}_{12}+C_{T21}\dot{\delta}_{21}+C_{T22}\dot{\delta}_{22}+K_{T11}\delta_{11}+K_{T12}\delta_{12}+K_{T21}\delta_{21}+K_{T22}\delta_{22}$$

$$F_3=C_{T31}\dot{\delta}_{31}+C_{T41}\dot{\delta}_{41}+C_{T32}\dot{\delta}_{32}+C_{T42}\dot{\delta}_{42}+K_{T31}\delta_{31}+K_{T41}\delta_{41}+K_{T32}\delta_{32}+K_{T42}\delta_{42}$$

$$F_5=r_4(C_{T12}\dot{\delta}_{12}-C_{T11}\dot{\delta}_{11}+C_{T22}\dot{\delta}_{22}-C_{T21}\dot{\delta}_{21}+K_{T12}\delta_{12}-K_{T11}\delta_{11}+K_{T22}\delta_{22}-K_{T21}\delta_{21})$$

$$F_6=r_4(C_{T32}\dot{\delta}_{32}-C_{T31}\dot{\delta}_{31}+C_{T42}\dot{\delta}_{42}-C_{T41}\dot{\delta}_{41}+K_{T32}\delta_{32}-K_{T31}\delta_{31}+K_{T42}\delta_{42}-K_{T41}\delta_{41})$$

$$F_8=r_3(C_{T11}\dot{\delta}_{11}+C_{T12}\dot{\delta}_{12}-C_{T21}\dot{\delta}_{21}-C_{T22}\dot{\delta}_{22}+K_{T11}\delta_{11}+K_{T12}\delta_{12}-K_{T21}\delta_{21}-K_{T22}\delta_{22})$$

$$F_9=r_3(C_{T31}\dot{\delta}_{31}+C_{T32}\dot{\delta}_{32}-C_{T41}\dot{\delta}_{41}-C_{T42}\dot{\delta}_{42}+K_{T31}\delta_{31}+K_{T32}\delta_{32}-K_{T41}\delta_{41}-K_{T42}\delta_{42})$$

また，車両が橋梁に与える外力ベクトルは，任意の時間t，車両走行速度Vにおいて式(2.42)のようになる．ここに，鉛直上向きを正とし，$m_{ij}g$は各軸の軸重である．

$$\{F\}=\sum_{i=1}^{4}\sum_{j=1}^{2}\left\{-m_{ij}g+p_{ij}\right\}\psi(t) \tag{2.42}$$

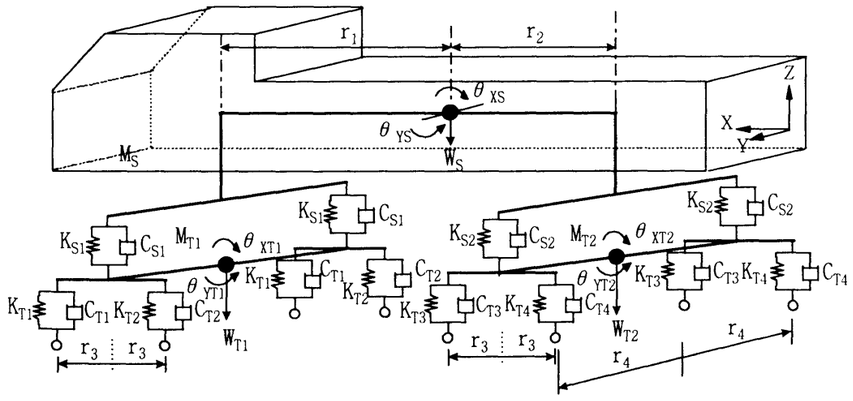
ここに，

i=1～2までの前輪部2軸について，

$$p_{ij}=C_{Tij}\{\dot{Z}_{T1}+(-1)^{i+1}r_3\dot{\theta}_{YT1}+(-1)^j r_4\dot{\theta}_{XT1}-\dot{\delta}_{ij}\}+K_{Tij}\{Z_{T1}+(-1)^{i+1}r_3\theta_{YT1}+(-1)^j r_4\theta_{XT1}-\delta_{ij}\} \tag{2.43}$$

i=3～4までの後輪部2軸について，

$$p_{ij}=C_{Tij}\{\dot{Z}_{T2}+(-1)^{i-1}r_3\dot{\theta}_{YT2}+(-1)^j r_4\dot{\theta}_{XT2}-\dot{\delta}_{ij}\}+K_{Tij}\{Z_{T2}+(-1)^{i-1}r_3\theta_{YT2}+(-1)^j r_4\theta_{XT2}-\delta_{ij}\} \tag{2.44}$$



図－2.7　9自由度車両モデル

2．3．2　路面凹凸シミュレーション

道路橋の振動は，車両が路面の凹凸を有した橋面上を走行することにより発生する．その路面凹凸性状は，道路橋の動的応答に大きく影響を及ぼすとされ動的な問題を検討する際の重要な因子とされている[32]．一般に，動的応答解析に用いる路面の凹凸は大きく分けて 2 通りある[14]．

① 直接法 ･････････････　実際に対象とする橋梁において路面の凹凸を測定し，路面凹凸の生データを車両モデルのタイヤ部に直接入力する方法

② スペクトルモデル法 ･･　路面凹凸のパワースペクトル密度を利用する間接的な方法

①による方法は，実際に対象とする橋梁の路面の凹凸を入力するために最良といえるが，対象としている橋梁の交通事情により路面凹凸の測定ができない場合がある．そこで，路面凹凸を測定できなかった対象橋梁については，②の方法を用いて，路面凹凸波形をシミュレーションにより作成することにした．

一般に，路面凹凸のパワースペクトル密度 $S_r(\Omega)$は，式(2.45)に示した路面凹凸周波数Ωの指数関数に近似される事が確認されている[33]．

$$S_r(\Omega)=a/\Omega^n \tag{2.45}$$

上式においては，路面凹凸周波数Ωが 0 に近づくとき $S_r(\Omega)$は無限大に発散する．また，Ωが大きくなれば $S_r(\Omega)$は急激に減少するため，ある路面凹凸周波数を越える高い周波数成分は車両－橋梁系にほとんど影響を及ぼさないと考えられる．このことから，従来の研究では，路面凹凸周波数のある下限値Ω_Lと上限値Ω_Uを定め，それらの周波数範囲の中で図－2.8 に示すような 3 つのスペクトル形状を定義した方法が一般に用いられている．

(A) Ω_LとΩ_Uの範囲内を単純な指数関数とするスペクトル

$$S_r(\Omega)=a/\Omega^n \qquad \Omega_L \le \Omega \le \Omega_U \tag{2.46}$$

ここに，a は平坦性を表す平滑度パラメータ，Ωは路面周波数，n は周波数によるパワー分布を示す指数である．

(B) カットオフを導入するスペクトル

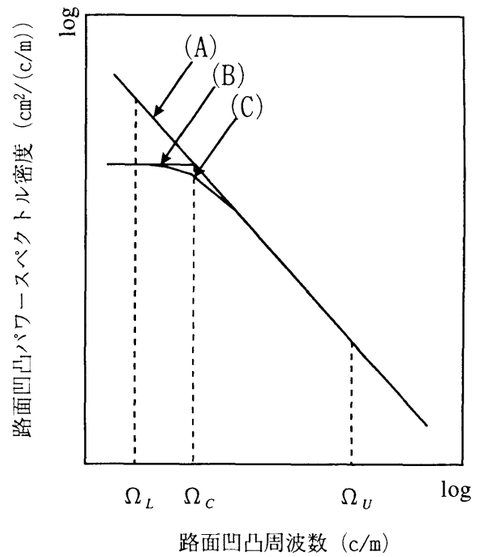
$$S_r(\Omega)=\begin{cases} a_1/\Omega^{n_1} & \Omega_L \le \Omega \le \Omega_c \\ a_2/\Omega^{n_2} & \Omega_c \le \Omega \le \Omega_U \end{cases} \tag{2.47}$$

ここに，Ω_cは路面凹凸周波数Ωが 0 に近づくときに $S_r(\Omega)$が発散しないために，Ω_c以下の $S_r(\Omega)$を平坦スペクトルとする変数である．

(C) 形状パラメータΞを導入するスペクトル

$$S_r(\Omega)=a/(\Omega^n+\Xi^n) \qquad \Omega_L \le \Omega \le \Omega_U \tag{2.48}$$

ここに，形状パラメータΞは，$S_r(\Omega)$が発散しないためにスペクトルの分布形状を考慮した変数である．



図－2.8　路面凹凸パワースペクトル密度の近似関数モデル

本論文では，(B) による方法を採用して，解析に用いる路面凹凸データを以下に示すシミュレーションにより数ケース作成して解析による路面凹凸波形とした．

ここでのシミュレーションは，路面凹凸を平均値 0 の定常ランダムなガウス過程とみなし，式(2.49)に示すような三角級数モデルとして路面凹凸高を算出した[14]．

$$\Delta(x)=\sum_{k=1}^{n}\Psi_k \cos(\omega_k x+\Theta_k) \tag{2.49}$$

ここに，Ψ_kは，平均値 0，標準偏差σ_kのガウス確率変数で，その分散は式(2.50)で表される．また，ω_kは路面凹凸の空間円振動数，Θ_kは 0～2πの間の一様乱数である．

$$\sigma_k^{\ 2} = 4S_r(\omega_k)\Delta\omega \tag{2.50}$$

ここに，

$$\Delta\omega = (\omega_U - \omega_L)/N \tag{2.51}$$

$$\omega_k = \omega_L + (k - 1/2)\Delta\omega \tag{2.52}$$

ここに，N は十分大きな正の整数で，ω_U，ω_L はそれぞれ路面凹凸の空間周波数Ω軸の上限値，下限値である．また，Ωと ω との関係は式(2.53)で表される．

$$\omega = 2\pi\Omega \tag{2.53}$$

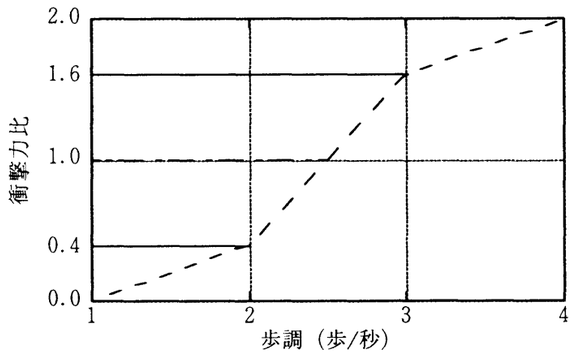
$S_r(\Omega)$は，路面凹凸のパワースペクトル密度で式(2.47)で表される．本論文では，Ω_Cとして，0.05c/m を用いた[12]．また，その他の式中のパラメータ値は，各橋梁上の路面凹凸性状にあわせて各章ごと設定した[14]．

2．3．3　歩行外力

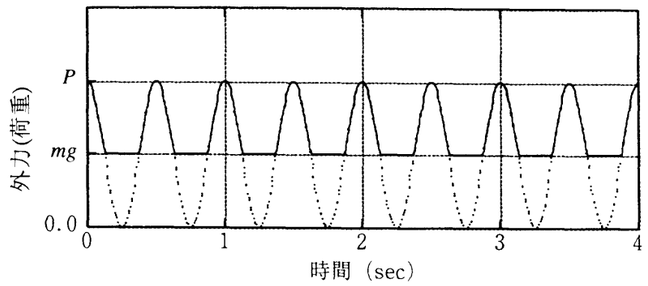
本論文では，直接積分法を用いているため，モーダル解析法[34]とは外力の設定が異なり，歩行外力では歩行者の自重分を考慮した式(2.54)を用いた．

$$\{F\} = P\,\psi(t) = \{mg + mg\,\zeta\,\cos(2\pi ft)\}\,\psi(t) \tag{2.54}$$

ここに，mg は歩行者の体重，f は歩調，$\psi(t)$は歩行者が載荷している要素の両節点に比例配分する係数ベクトル，ζ は衝撃力比で一般的には，図―2.9[35),36)]から決定するが，実験での歩行，走行外力は，力強く踏み込んで加振しているため，歩行時には，一律に $\zeta = 1.0$ を用いている．また，本論文における歩行外力では，梶川らが提案した余弦波を用いる方法を若干改良した図―2.10 に示す半余弦波を用いる方法[37]を採用した．



図―2.9　歩行外力で用いる衝撃力比



図―2.10　歩行外力として用いた半余弦波（2Hz 歩行の場合）

2．3．4　Newmark β法の解法[18),38),39)]

式(2.19)および式(2.20)の運動方程式を解くために，本論文では，Newmark β法を用いた．ここでは，Newmark β法による解法について説明する．Newmark 法による積分スキームは，線形加速度法の一拡張として理解でき，次式の仮定を採用する．

ここで，U は，式(2.19)の Z および式(2.20)の W を表す．

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + [(1-\delta_e)\ddot{U}_t + \delta_e\ddot{U}_{t+\Delta t}]\Delta t \tag{2.55}$$

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \dot{U}_t\Delta t + [(\frac{1}{2} - \beta)\ddot{U}_t + \beta\ddot{U}_{t+\Delta t}]\Delta t \tag{2.56}$$

ここで，β と δ_e は，積分精度と安定性が得られるように決めるパラメータである．$\delta_e = 1/2$ かつ $\beta = 1/6$ のときには，式(2.55)と式(2.56)の関係式は線形加速度法に対応する．もともと，Newmark は無条件安定のスキームとして，一定平均加速度法を提案したのであり，それは $\delta_e = 1/2$ かつ $\beta = 1/4$ の場合である．

時刻 $t+\Delta t$ における変位，速度および加速度を求めるには式(2.55)と式(2.56)の他に，時刻 $t+\Delta t$ における式(2.57)の平衡方程式も考える．

$$M\ddot{U}_{t+\Delta t} + C\dot{U}_{t+\Delta t} + KU_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \tag{2.57}$$

$\ddot{U}_{t+\Delta t}$ について式(2.56)を解いて $U_{t+\Delta t}$ で表し，次に式(2.55)の $\ddot{U}_{t+\Delta t}$ に代入すれば，$\ddot{U}_{t+\Delta t}$ および $\dot{U}_{t+\Delta t}$ に関する方程式を得るが，いずれも未知変位 $U_{t+\Delta t}$ のみで表示されている．$\ddot{U}_{t+\Delta t}$ および $\dot{U}_{t+\Delta t}$ に対するこれらの 2 つの関係式を式(2.57)に代入して $U_{t+\Delta t}$ について解き，その後で式(2.55)と式(2.56)を用いれば，$\ddot{U}_{t+\Delta t}$ および $\dot{U}_{t+\Delta t}$ も計算できる．

以下に，Newmark β法による積分スキームを用いたアルゴリズムを示す．

① 剛性マトリックスK，質量マトリックスM，減衰マトリックスCを作成する．

② U_0，$\dot{U}_0$および$\ddot{U}_0$に初期値を与える．

③ 時間ステップΔt，パラメータδ_eとβを選び，次の積分用定数を計算する．

$$\delta_e \geq 0.5, \quad \beta \geq 0.25\ (0.5+\delta_e)^2$$

$$q_0 = \frac{1}{\beta \Delta t^2}, \quad q_1 = \frac{\delta_e}{\beta \Delta t}, \quad q_2 = \frac{1}{\beta \Delta t}, \quad q_3 = \frac{1}{2\beta} - 1$$

$$q_4 = \frac{\delta_e}{\beta} - 1, \quad q_5 = \frac{\Delta t}{2}\left(\frac{\delta_e}{\beta} - 2\right), \quad q_6 = \Delta t(1-\delta_e), \quad q_7 = \delta_e \Delta t$$

④ 実効剛性マトリックス$\hat{K}$の作成

$$\hat{K} = K + q_0 M + q_1 C \tag{2.58}$$

⑤ 実効剛性マトリックス$\hat{K}$の三角化

$$\hat{K} = LDL^T \tag{2.59}$$

⑥ 各時間ステップでの計算

（Ⅰ）時刻$t+\Delta t$の実効荷重の計算

$$\hat{F}_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} + M(q_0 U_t + q_2 \dot{U}_t + q_3 \ddot{U}_t) + C(q_1 U_t + q_4 \dot{U}_t + q_5 \ddot{U}_t) \tag{2.60}$$

（Ⅱ）時刻$t+\Delta t$の変位について解く

$$LDL^T U_{t+\Delta t} = \hat{F}_{t+\Delta t} \tag{2.61}$$

（Ⅲ）時刻$t+\Delta t$の加速度，速度を計算する

$$\ddot{U}_{t+\Delta t} = q_0(U_{t+\Delta t} - U_t) - q_2 \dot{U}_t - q_5 \ddot{U}_t \tag{2.62}$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + q_6 \ddot{U}_t + q_7 \ddot{U}_{t+\Delta t} \tag{2.63}$$

以上のアルゴリズムにより方程式を解いていくが，この収束計算をしない直接解法では，時間ステップが重要となる．本論文では，時間ステップΔtを0.01秒とし，パラメータβとδ_eは，δ_e=1/2，β=1/4として解析している．

参考文献

1) 田中信治，加藤雅史：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討，構造工学論文集，Vol.36A，pp.671－678，1990.

2) 梶川康男，深田宰史，林秀侃，川北司郎，浜博和：連続立体ラーメン免震橋の車両走行時の振動特性，構造工学論文集，Vol.44A，pp.801－810，1998.

3) 梶川康男，小間井孝吉，河鼻良秀，沢田寛幸：斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動実験，橋梁と基礎，Vol.20，No.9，pp.8－14，1986.

4) 中村克己，野村敏彦，松野吉光，田中努：弓の橋（鋼中路式ニールセンアーチ橋）の振動実験，橋梁と基礎，Vol.21，No.2，pp.1－6，1987.

5) 梶川康男，斉藤良算，卜部剛，中村一樹：吊床版橋の振動実験，橋梁と基礎，Vol.24，No.4，pp.35－40，1990.

6) 和田克哉，高野晴夫，林寛之，小山次郎，津村直宜：横浜ベイブリッジの振動実験，橋梁と基礎，Vol.26，No.2，pp.15－18，1992.

7) 江原武，森喜仁，植田利夫，南条正洋：天保山大橋の振動実験，橋梁と基礎，Vol.27，No.1，pp.36－39，1993.

8) 堀松正芳，小松郁夫，枚本正信，西星匡博：新浜寺大橋の実橋振動実験，橋梁と基礎，Vol.28，No.7，pp.13－18，1994.

9) 鈴木昭男，渡邊信幸，和田直隆，鈴木勲，菅沼信夫，久米計生：菊川橋の設計，橋梁と基礎，Vol.28，No.11，pp.23－28，1994.

10) 斉藤芳行，丹羽康文，栗本隆，大場邦弘：高隆寺大橋の計画，設計および施工，橋梁と基礎，Vol.29，No.4，pp.11－16，1995.

11) 小堀為雄，吉田博：有限要素法による構造解析プログラム，丸善，1980.

12) 鷲津久一郎，宮本博，山田嘉昭，山本善之，川井忠彦 共編：有限要素法ハンドブック，I 基礎編，培風館，1981.

13) 鷲津久一郎，宮本博，山田嘉昭，山本善之，川井忠彦 共編：有限要素法ハンドブック，II 応用編，培風館，1981.

14) 橋梁振動研究会 編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.

15) Ray W. Clough and Joseph Penzien，大崎順彦，渡部丹，片山恒雄 訳：構造物の動的解析，科学技術出版社，1978.

16) 林川俊郎，渡辺昇：平面骨組構造物の固有振動数とその精度について，第2回橋梁振動に関するコロキウム論文報告集，pp.1－4，1989.

17) 土岐憲三：新体系土木工学11 構造物の耐震解析，技報堂出版，1991.

18) Bathe, K.J. and Wilson, E.L.，菊池文雄 訳：有限要素法の数値計算，科学技術出版社，1979.

19) 山田善一，河野健二：動的応答解析に及ぼす減衰マトリックスの影響に関する研究，土木学会論文報告集，No.334，pp.43－51，1983.

20) 前田研一，米田昌弘，西土隆幸，磯光夫：走行車両による立体骨組構造物の動的応答解析法と留意点，川田技報，Vol.6/JAN.，pp.115－119，1987.

21) 本田秀行，小堀為雄：走行自動車による３径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数，土木学会論文報告集，No.313，pp.13－22，1981.
22) 本田秀行，小堀為雄，山田善一：多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察，土木学会論文報告集，No.331，pp.65－73，1983.
23) 小松定夫，川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，No.275，pp.13－28，1978.
24) 川谷充郎，本田義人：斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について，構造工学論文集，Vol.36A，pp.697－704，1990.
25) 川谷充郎，嶋田玲志，田邊裕之：桁橋の走行車両による不規則応答に基づく衝撃係数の評価法，構造工学論文集，Vol.35A，pp.741－748，1989.
26) 梶川康男，織田一郎，枚本正信：走行荷重による鋼アーチ橋の疲労損傷照査に対する動的立体解析の適用，構造工学論文集，Vol.37A，pp.1089－1096，1991.
27) 梶川康男，大嶋信太郎：周辺環境への影響を考慮した高架橋の防振効果に関する解析法，土木学会論文報告集，No.341，pp.79－86，1984.
28) 梶川康男，沖野真，吉川実，枚本正信：高架橋と周辺地盤の交通振動予測と制振効果，構造工学論文集，Vol.35A，pp.597－605，1989.
29) 梶川康男，上中勝，服部幸雄：高架橋の振動制御と橋梁環境問題，振動制御コロキウム講演論文集 PART B，pp.1－7，1991.
30) 梶川康男，新開正英，讃岐康博，村田幸一：都内ＰＣ高架橋の環境振動軽減対策とアセスメント手法の適用，構造工学論文集，Vol.41A，pp.691－700，1995.
31) 山田靖則，川谷充郎：桁端補強工法による橋梁交通振動軽減の解析的研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp.737－746，1997.
32) Kou, J.W. and DeWolf, J.T.: Vibrational behavior of continuous span highway bridge-influencing variables, *Journal of Structural Engineering*, pp.333-344, 1997.
33) 本田秀行，城戸隆良，梶川康男，小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査，土木学会論文報告集，No.315，pp.149－155，1981.
34) 田中信治，加藤雅史：設計における歩道橋の振動使用性照査法，土木学会論文集，No.471/I－24，pp.77－84，1993.
35) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，No.325，pp.23－33，1982.
36) 梶川康男，津村直宜，角本周：ＰＣ吊床版歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.36A，pp.685－695，1990.
37) 小幡卓司，亀井与志，伊藤公彦，林川俊郎，佐藤浩一：歩道橋の実態調査に基づいた応答特性と歩行外力の同定について，橋梁振動コロキウム‘97 論文集，pp.293－299，1997.
38) 中島章典，津村直宜：車両・橋梁系振動問題のためのシミュレーション法についての一考察，構造工学論文集，Vol.38A，pp.781-788，1992.
39) 戸川隼人：有限要素法による振動解析，サイエンス社，1976.

第３章　歩道橋の実態調査と振動解析[1),2)]

３．１　概説

歩道橋はその利用目的から，次のように分類されている[3)]．

① 増加する自動車交通に対して，歩行者が安全に道路を横断するための横断歩道橋．このような横断歩道橋は，すでに全国で約１万橋ほど建設されており，最近は，その新設は少なくなった．

② 河川に架かる古い道路橋は，車道部の幅員が狭く，さらに歩道部がないため，歩行者を安全に通行させるための歩道橋を設置していることが多い．この種の歩道橋は，側道橋と呼ばれ，道路橋に支間長を合わせるため，一般の歩道橋としては支間長が大きくなり，設計荷重との関係から非常にスレンダーな構造となっている．

③ 河川，鉄道，高速道路などによって分断されている地域のコミュニケーションを図るため，また学童や生徒の通学路を短くするための歩行者専用の歩道橋で一般に人道橋と呼ばれている．

④ 公園，団地，広場，ゴルフ場などやサイクリングロードの一環として設けられる，シンボル的要素を含んだ遊歩道的な歩道橋．

以上に示した歩道橋は，既設の道路橋の支間長に合わせたり，橋下空間の条件を満足させたりするために，長支間の橋が多くなってきている．そして，構造的にも複雑な形式や新しい形式ならびに新素材を用いた橋も増えている．様々な理由が重なり，多くの卓越振動数が低い振動数領域に存在し，ときどき歩行者の通行中に歩調と共振して，比較的容易に大きな振動が発生することがある．

このような歩行者に対する歩道橋の振動使用性については，1970 年頃から論議され始め[4)]，その後，新しく建設された橋に対して，多くの実験や解析が行われ，振動使用性について照査されてきた[5)－11)]．これらに用いられてきた振動使用性の照査は，大別して，たわみ制限や卓越振動数を歩調範囲から離すものが一般的であった．

前者は，スレンダーな歩道橋の場合には，振動が容易に発生することから，振動が大きくならない程度の剛性があるように活荷重による主桁の最大たわみを制限するものである．また後者は，揺れない歩道橋とするために，歩調範囲（2Hz 前後，立体横断施設技術基準[12)]の解説では 1.5～2.3Hz となっている）に橋梁の卓越振動数が存在しないようにするものである．

しかしながら，これらの照査項目は，歩行者の不快感を議論している振動使用性に直接反映されたものではなく，歩道橋の設計自由度を制約してしまう場合がある[13)，14)]．例えば，卓越振動数が歩調範囲に存在したとしても，すべての人が同じ歩調で歩くわけではなく，また，減衰が小さい歩道橋の場合，共振すると非常に大きく揺れるが，わずかに歩調が違うときはほとんど揺れないことがある．

このようなことから，共振時の振動加速度や振動速度などの振幅をじょ限度以下とする照

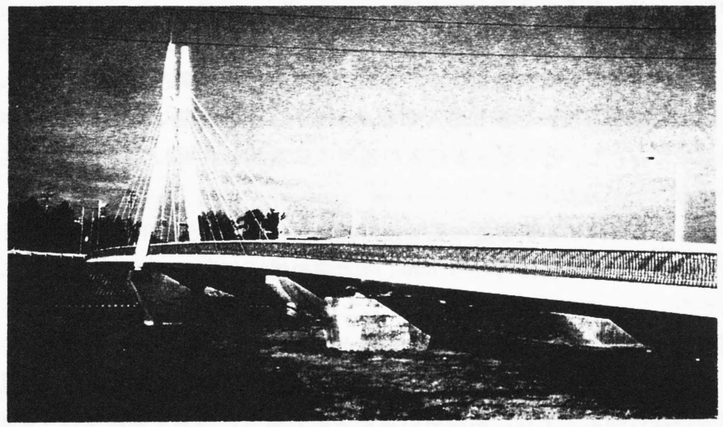
査方法[13]が見直され，近年では，コンピュータの処理機能が向上したこともあり，歩行者が歩行した際の歩道橋の応答値を容易にシミュレーション[7),15),16)]できるようになってきている．

しかし，解析による予測値と完成後の実測との差異，すなわち支点条件の把握[17]や正確な剛性や減衰の評価が微小な振幅範囲でどの程度可能なのかということである．従来からよくある形式であればその差異の予測も可能であるが，構造が複雑になると予想も難しく，実験と解析の両面から予測精度を高めていくことが必要と考えられる．

まず，実験からの予測精度を高めるために，今までに得られた実験データを総合的にまとめ，比較しようとした．しかし，実験条件や解析条件が明確でないために，使えないデータが多く，比較できないことが多い．そのために「揺れる」橋がどの程度あり，それらの振動特性がどのようなものであるかなどは知られていない．

そこで本章では，支間長の大きい，各地にある様々な形式の歩道橋に赴き，統一的な方法で振動実験[18]を行い，それらの実測データを収集して，各橋梁の卓越振動数，減衰定数，振動振幅等の振動特性をまとめることにした．

また，解析からの予測精度を高めるために，解析モデルを作成して固有値解析や歩行，走行による動的応答解析を行い，実験値と比較することにした．ここでの解析は，石川県に架設されている３径間連続鋼斜張橋の雪吊橋[6]（**写真－3.1** 参照）を対象とした．



写真－3.1　雪吊橋

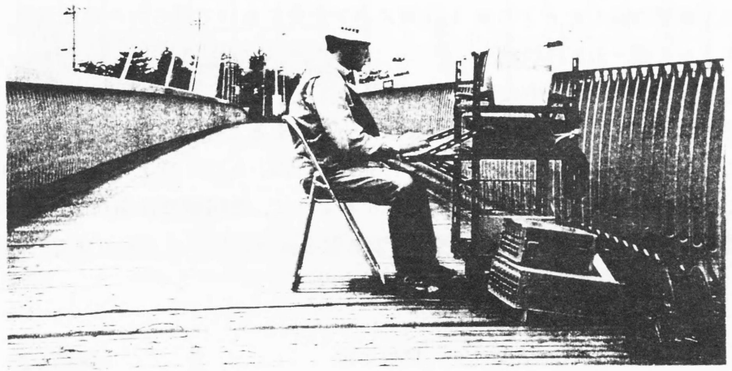
3．2　歩道橋における振動実験

歩道橋の振動特性のうち，卓越振動数については比較的容易に観測できるが，振動モード，減衰定数および振動振幅に着目する場合は，様々な要因で測定波形が乱れ，判断が難しいことが多いため，測定計器，加振方法，データ処理方法などが統一されていることが望しい．

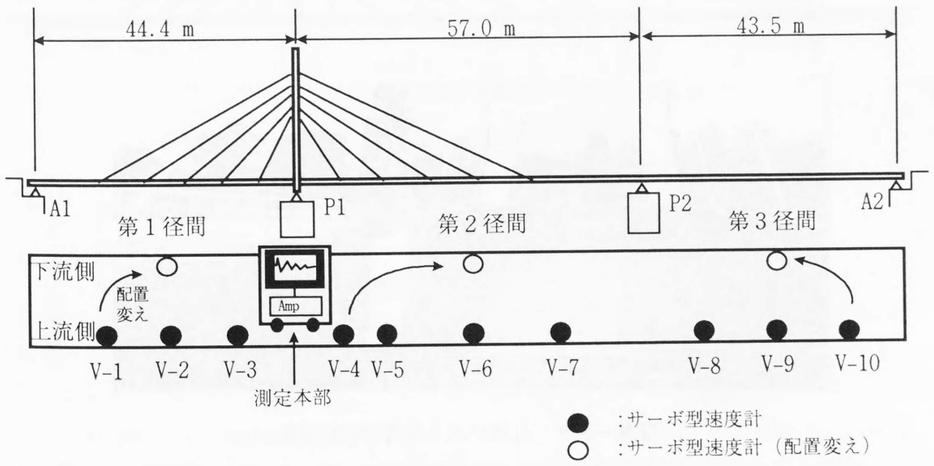
そこで本節では，振動実験の概要について，雪吊橋を例にして説明する．

3．2．1　測点配置

まず，測定計器と測定本部（キャスター付手押車にアンプとコンピュータを積載，**写真－3.2** 参照）の配置場所を確認する．次に，サーボ型速度計（東京測振（株）製・VSE－15，計測周波数 0.1～70 Hz，最大測点数 10 点）を各径間の測点に配置する．さらに，必要なコード類を配線して，増幅アンプに接続し，ＡＤ変換機能を持つデータ処理用コンピュータを起動させて測定開始となる．雪吊橋での測点配置を**図－3.1** に示す．ここで，ねじれ振動も計測できるようにするため，同図に示すような測点の配置変えも行っている．なお，測定するデータは，主に振動速度としたが，増幅アンプ内での積分回路，微分回路を通して，コンピューター内には振動変位，振動加速度の値も同時に測定した．



写真－3.2　現場における測定本部



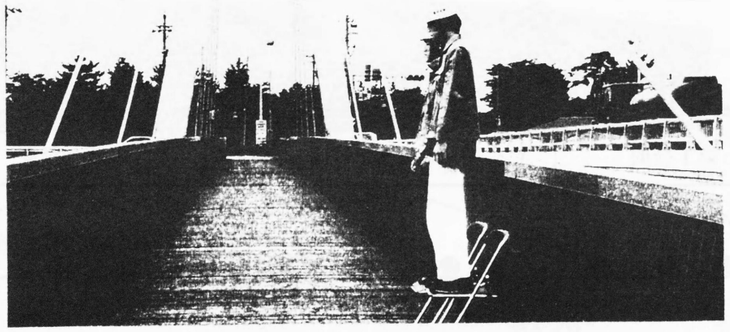
図－3.1　振動測定計器配置図（雪吊橋）

3．2．2　衝撃加振実験[19]

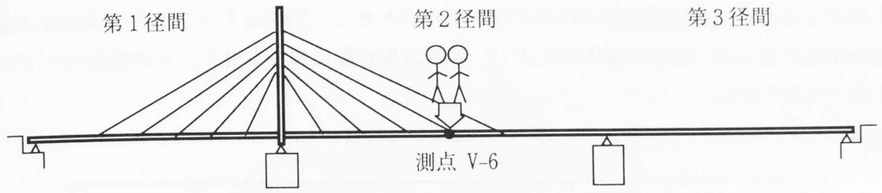
一般の通行者がいない時に，各径間の 1/4, 1/2, 3/4 点において，2 人が椅子（高さ約 40cm）から同時に飛び下りることによって，人力による衝撃加振実験（写真－3.3 参照）を行った．なお，この実験では，ねじれ振動モードの励起を確認するため，幅員中央と下流側の 2 個所で行った．得られたそれぞれの観測波形に対して，その場で即座に FFT によるスペクトル解析を行い，卓越する振動数と振動モードを求めた．ここで，振動モードは，任意の 2 つの測点で測定した振動波形に対して，クロススペクトルを求め，スペクトルのピークとなっている振動数に対応した測点間の位相を参考にして求めた[20]．なお，データ処理は，基本的には振動速度波形を用いたが，場合によっては変位波形，加速度波形も参考にした．

雪吊橋の第 2 径間スパン中央において衝撃加振したときの第 2 径間スパン中央において得られた速度波形（V-6）とそのスペクトルを図－3.2 に示す．また，同様に，第 3 径間スパン中央において衝撃加振したときの第 3 径間スパン中央において得られた速度波形（V-9）とそのスペクトルを図－3.3 に示す．

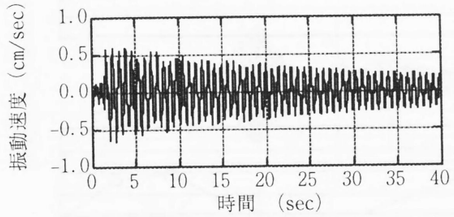
これより，第 2 径間スパン中央において衝撃加振した場合には，最低次の 1.3Hz が大きく卓越し，斜張橋部の逆対称振動が主体の振動モードであると考えられる．また，第 3 径間スパン中央において衝撃加振した場合には，1.3Hz，2.5Hz，3.0Hz の 3 つの卓越振動数が確認された．この 2 つのスペクトルから見てもわかるように，雪吊橋では 3.0Hz 付近までに 3 つの卓越振動数が存在していた．



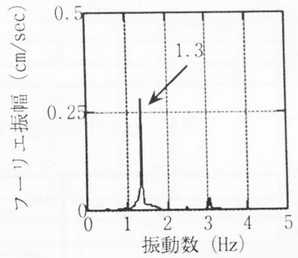
写真－3.3　人力による衝撃加振実験



(a) 加振および測点の場所

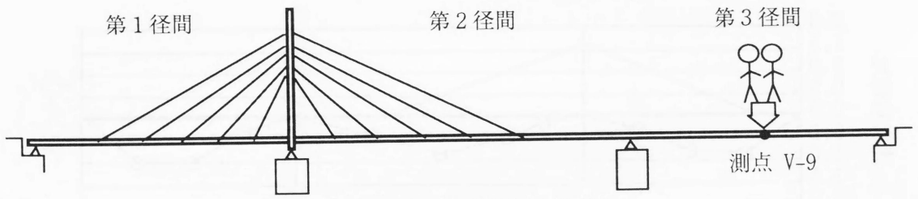


(b) 速度波形

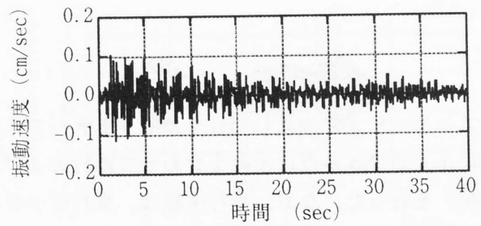


(c) スペクトル

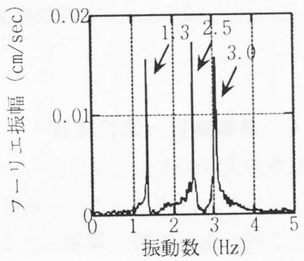
図－3.2　衝撃加振により得られた応答波形（加振，測点：第 2 径間スパン中央）



(a) 加振および測点の場所



(b) 速度波形

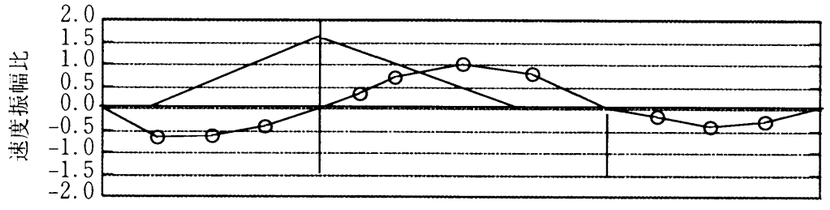


(c) スペクトル

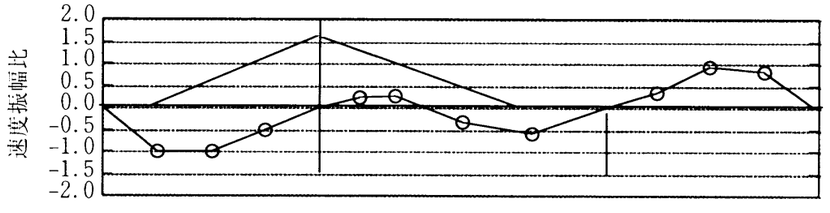
図－3.3　衝撃加振により得られた応答波形（加振，測点：第 3 径間スパン中央）

3．2．3　定点加振実験

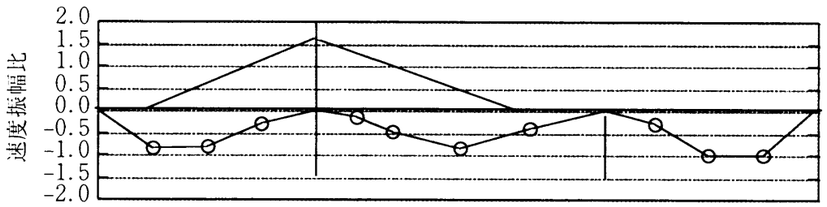
衝撃加振により得られた卓越振動数，振動モードをもとにして，振動モード形状や減衰定数を確認するため，卓越振動数前後のピッチ音に合わせて，屈伸およびジャンプ加振する定点加振実験を行った．定点加振実験により，各卓越振動数に共振させたときの振動モード形状を図－3.4 に示す．



(a) 1 次振動モード　(実測：1.3Hz)



(b) 2 次振動モード　(実測：2.5Hz)

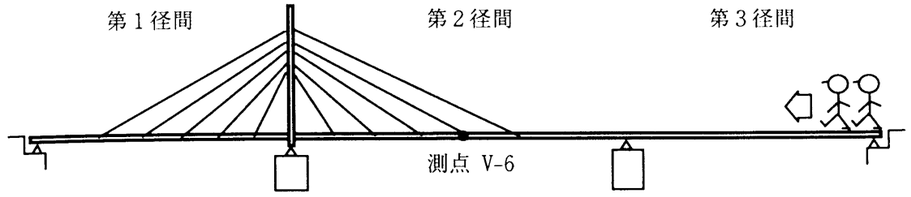


(c) 3 次振動モード　(実測：3.0Hz)

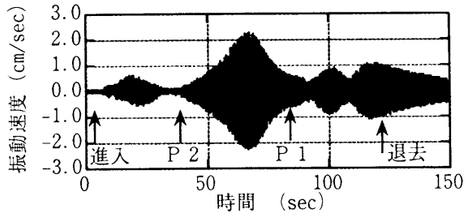
図－3.4　定点加振実験により得られた振動モード図

3．2．4　共振歩行・走行実験

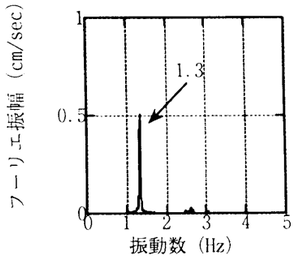
卓越振動数の前後のピッチ音（前もってコンピュータで作成した音をカセットテープに録音）を聞きながら歩行時に 2 人が，走行時に 1 人ができるだけ歩調を合わせて歩行および走行する共振歩行，走行実験（写真－3.4 参照）を行った．なお，歩行実験は，歩行ピッチの関係から卓越振動数が 2.5Hz 以下のときに実施し，走行実験は，走行ピッチの関係から 2.6Hz 以上，3.1Hz 以下のときに実施した．



(a) 歩行方向および測点の場所

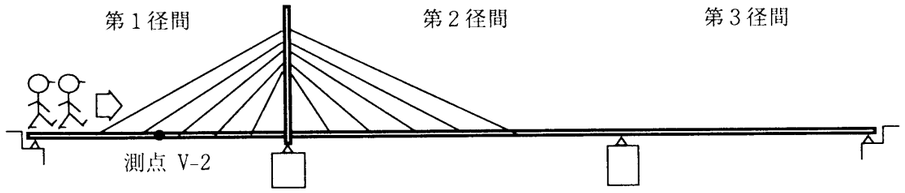


(b) 速度波形

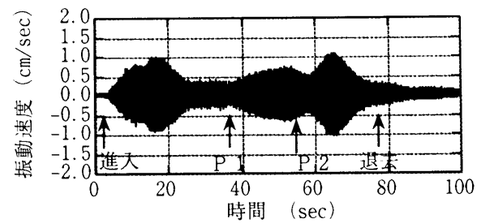


(c) スペクトル

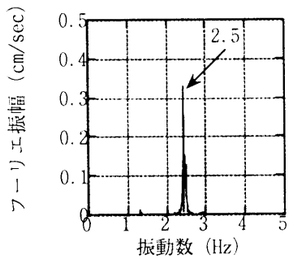
図－3.5　共振歩行加振（1.3Hz）により得られた応答波形（測点：第 2 径間スパン中央）



(a) 歩行方向および測点の場所



(b) 速度波形



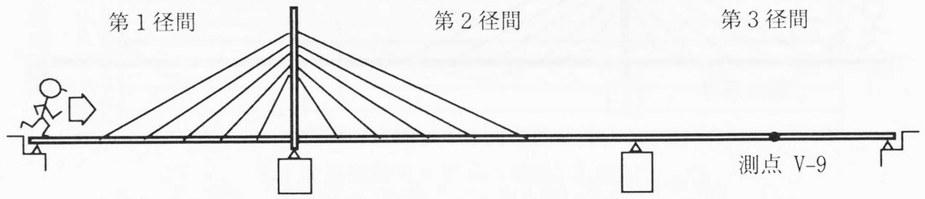
(c) スペクトル

図－3.6　共振歩行加振（2.5Hz）により得られた応答波形（測点：第 1 径間スパン中央）

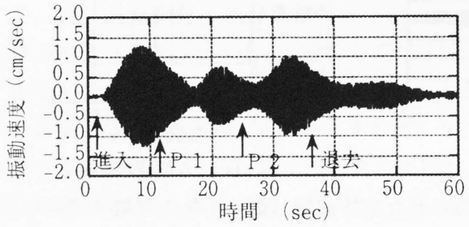
写真－3.4　共振歩行実験

歩調範囲に比較的近い１次および２次振動数（図－3.4 参照）に共振させるために，２人が共振歩行したときの各径間で最も大きな値を示していた応答値を示す．１次振動数に共振させるために 1.3Hz で共振歩行したときの第２径間スパン中央で得られた速度波形とそのスペクトルを図－3.5 に示す．また，２次振動数に共振させるために 2.5Hz で共振歩行したときの第１径間スパン中央で得られた速度波形とそのスペクトルを図－3.6 に示す．

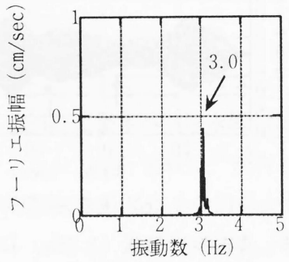
さらに，３次振動数に共振させるために 3.0Hz で１人が共振走行したときの第３径間スパン中央で得られた速度波形とそのスペクトルを図－3.7 に示す．



(a) 走行方向および測点の場所



(b) 速度波形



(c) スペクトル

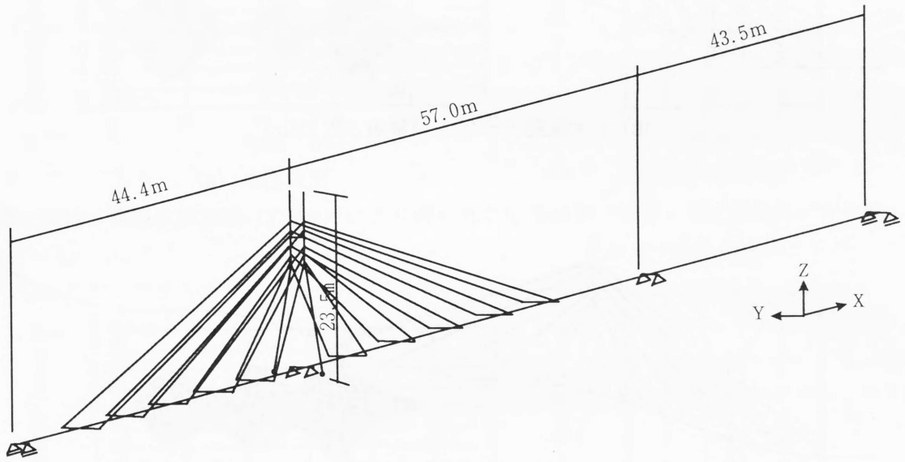
図－3.7　共振走行加振（3.0Hz）により得られた応答波形（測点：第３径間スパン中央）

3．3　振動解析

解析による予測精度を高めるために，実験で得られた応答値と解析上でシミュレーションした結果を比較する．ます，雪吊橋を図－3.8 に示すように，立体構造にモデル化した．主桁，主塔は梁部材とし，ケーブルは軸力のみを考慮したトラス部材としてモデル化した．ここで，微小振幅範囲での端支点（A1，A2）の拘束条件として，橋軸方向可動（Case1）とピン（Case2）の２ケースで解析を行った．また，質量は整合質量マトリックスを用いた．

表－3.1 に各ケースの固有振動数の結果と実験により得られた卓越振動数の比較を示す．これより，端支点部の拘束条件による固有振動数に大きな相違はなかったが，微小振動範囲ではピンと仮定した方が，実測に近いといえる．

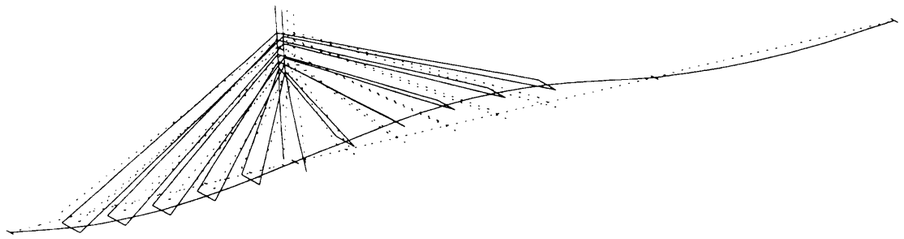
図－3.9 に固有値解析により求めた Case2 の固有振動モード図を示す．定点加振実験により求めた振動モード図と比較すると，解析で得られた固有振動モードは，実橋の卓越振動モードに近い結果となっている．雪吊橋では，静的載荷実験を行うことができなかったが，固有振動数および振動モード図から，概ね解析モデルの妥当性が示された．



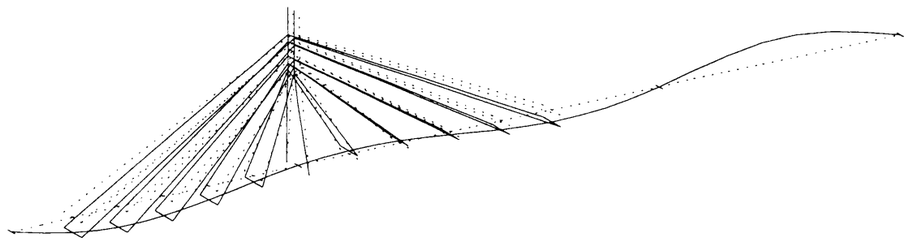
図－3.8　解析モデル図

表－3.1　固有振動数の比較

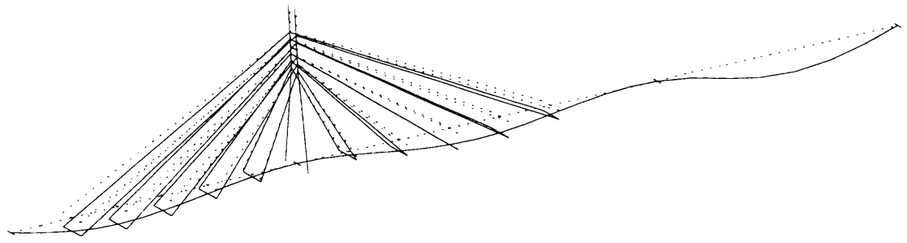
次数	実験値 (Hz)	解析値（Hz）	
		Case1（可動）	Case2（ピン）
１次	1.3	1.19	1.20
２次	2.5	2.20	2.21
３次	3.0	2.73	2.73



(a) 1次振動モード　(解析：1.20Hz)



(b) 2次振動モード　(解析：2.21Hz)



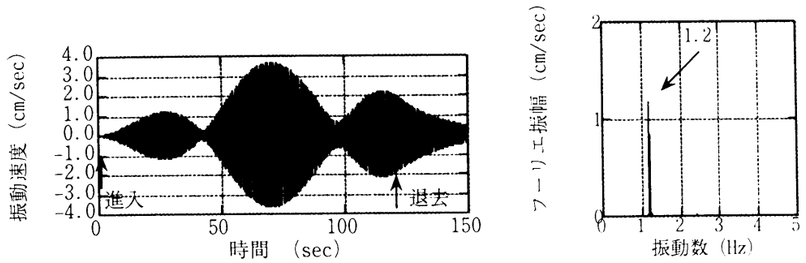
(c) 3次振動モード　(解析：2.73Hz)

図－3.9　解析による振動モード図

次に，図－3.5～図－3.7 に対応させて，歩行および走行による動的応答解析の結果を示す．解析での歩行および走行による外力は，半余弦波[21]を用い，歩行時では衝撃力比 1.0，走行時では図－2.9 による衝撃力比[22]を用いて解析した．減衰については，一律に全部材に対して，1次で 0.7%，3次で 1.1%を仮定した Rayleigh 減衰[23]を用いた．

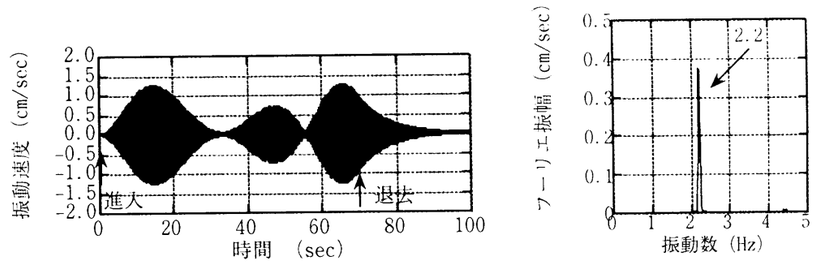
1次振動数に共振させるために 1.3Hz で共振歩行したときの第2径間スパン中央で得られた速度波形とそのスペクトルを図－3.10(a)，(b)にそれぞれ示す．また，2次振動数に共振

させるために 2.5Hz で共振歩行したときの第1径間スパン中央で得られた速度波形とそのスペクトルを図－3.11(a)，(b)にそれぞれ示す．



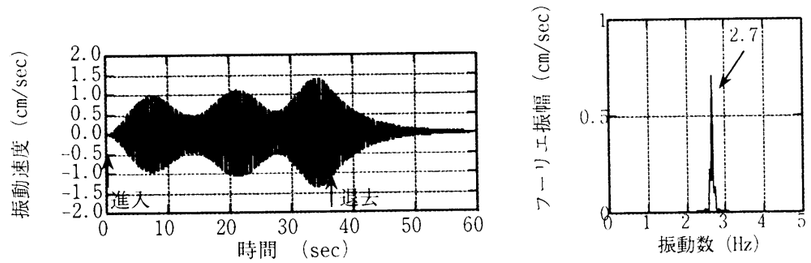
(a) 速度波形　(b) スペクトル

図－3.10　共振歩行加振（1.2Hz）により得られた応答波形（測点：第2径間スパン中央）



(a) 速度波形　(b) スペクトル

図－3.11　共振歩行加振（2.2Hz）により得られた応答波形（測点：第1径間スパン中央）



(a) 速度波形　(b) スペクトル

図－3.12　共振走行加振（2.7Hz）により得られた応答波形（測点：第3径間スパン中央）

さらに，3次振動数に共振させるために 2.7Hz で共振走行したときの第3径間スパン中央で得られた速度波形とそのスペクトルを図－3.12(a)，(b)にそれぞれ示す．

以上から，歩行によるシミュレーション結果と実験値を比較してみると，各振動モードに対する波形形状，振幅量および卓越振動数は実験値と類似している．よって，本方法を用いることで，ある程度の応答値の予測が可能であると考えられる．

3．4　鋼歩道橋の応答特性

測定した歩道橋は，**表－3.2** に示した北陸地方の河川に架かる鋼桁形式の比較的大規模な側道橋 12 橋，さらに，北陸・東海・関西の鋼構造を主構造とする歩道橋のうちから，著者らが文献[6)，10)，24)－27)] などで知り得る範囲で選択した，**表－3.3** に示す 10 橋である．なお，これらの表に，卓越振動数，減衰定数，歩行・走行時に測定された最大振幅，および振動モード図を付記した．

減衰定数については，衝撃加振時と歩行時の 2 通りで示した．これは，2 人の飛び降りによる衝撃加振による衝撃力は比較的小さく，卓越振動モードの励起が小さい小振幅範囲の実験結果であったため，減衰に振幅依存性があったからである．そこで，歩行，走行実験において，歩行者が橋から退去した後の自由振動波形からも減衰定数を求めた．減衰定数の算出については，振動モードを参考にして大きく振動している測点でのスペクトル値に対して，卓越振動数付近のバンドパスフィルタを用いて，不要な成分を除去し，フーリエ逆変換によって得られる自由減衰振動波形の振幅を読み取る方法を用いた．多くの卓越振動モードがある場合には，モーダル円適合による解析方法[19)] もあるが，今回の調査橋梁では卓越振動数がそれほど近接していないことから，それぞれの卓越する振動モードについて独立に求めた．

振動振幅については，歩行，走行実験において，各測点のうちで最大の振動速度振幅値を求めた．今回の実験は，移動外力との共振時の波形であり，ほぼ正弦波に近く，実効値とピーク値の関係が容易に求められることから最大値とした．

卓越振動数については，文献[17)] に示されている人道橋と横断歩道橋（支間長 20～50m，図中の○印）を加えて，**図－3.13** に示した．2 次振動数については，連続桁や斜張橋，吊橋，アーチ橋などの形式を含めているので，大きくばらついているが，最低次（1 次）の卓越振動数と最大支間長の関係は比較的ばらつきが小さく，式(3.1)でよく近似できる．今回の調査は，最大支間長が 30m を越え，90m までであるが，式(3.1)の実線で示した近似式（相関係数 0.91）で表される．支間長以外の要因の橋梁形式，幅員，床構造なども影響すると考えられるが，それらを最大支間長のみである程度は近似できる．破線で示した式(3.2)は，文献[17)] で示されている短スパン 27 橋分の近似式であるが，式(3.1)と類似した式となっている．

$$f_1 = 83.9 / L + 0.185 \qquad (3.1)$$

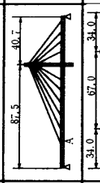
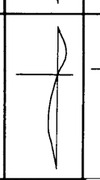
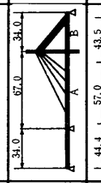
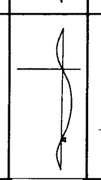
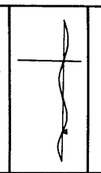
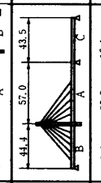
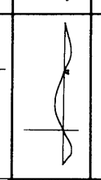
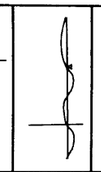
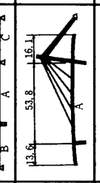
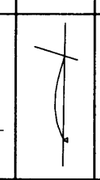
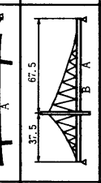
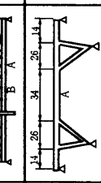
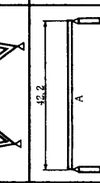
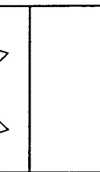
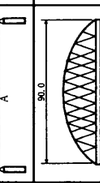
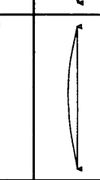
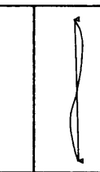
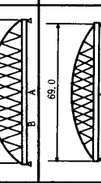
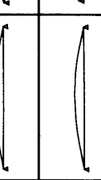
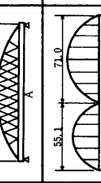
$$f_2 = 87.3 / L + 0.158 \qquad (3.2)$$

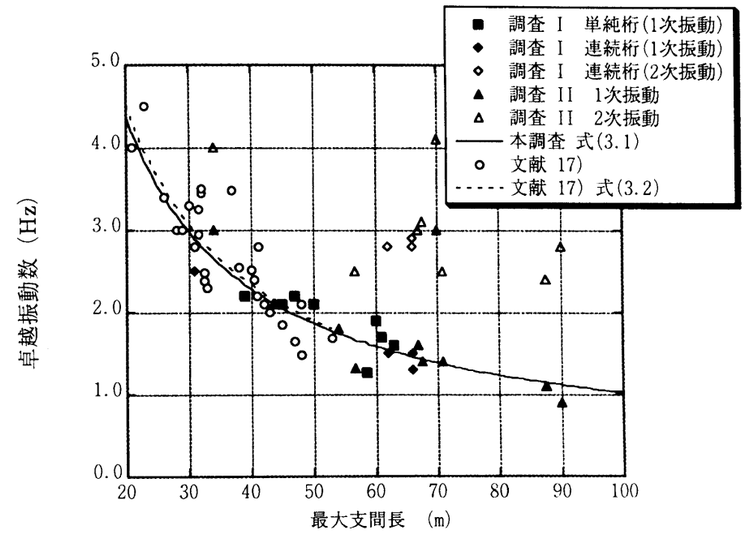
次に，最大支間長と減衰定数についての関係を**図－3.14** に示す．減衰については，振幅依存性があったため，加振エネルギーが小さく，小振幅範囲の衝撃加振実験の結果と比較的大振幅の歩行，走行実験結果を分けて示した．なお，文献[28)] は歩行，走行実験の結果である．

表－3.2　調査対象とした鋼歩道橋（調査Ⅰ，側道橋）の動的特性

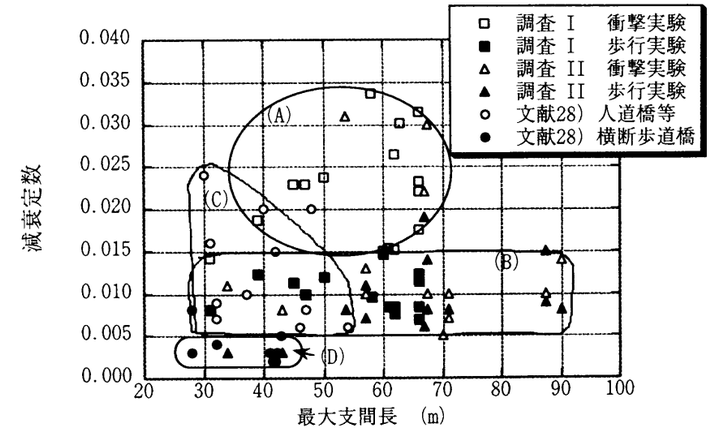
歩道橋名	所在地	主桁形式 (床版形式)	支間長 (m)	卓越振動数 (Hz)	減衰定数 (衝撃実験)	減衰定数 (歩行実験)	最大振幅 (cm/sec)
常願寺川橋	富山	単純鋼箱桁橋 (鋼床版)	60	1次　1.9	0.0150	0.0147	0.542(歩行)
大日橋	富山	3径間連続鋼箱桁橋 (鋼床版)	62+62+62	1次 1.5 2次 2.8	0.0264 0.0151	0.0075 0.0086	1.054(歩行) 5.780(走行)
落合橋	富山	3径間連続鋼箱桁橋 (鋼床版)	52+66+52	1次 1.5 2次 2.9	0.0314 0.0232	0.0122 0.0069	1.722(歩行) 1.557(走行)
雄神橋	富山	単純鋼箱桁橋 (鋼床版)	61	1次 1.7	0.0153	0.0085	0.972(歩行)
高岡大橋	富山	単純鋼Ⅰ桁橋 (RC床版)	63	1次 1.6	0.0301	-	0.612(歩行)
手取橋	石川	単純鋼箱桁橋 (鋼床版)	50	1次 2.1	0.0237	0.0120	1.836(歩行)
小松大橋	石川	3径間連続鋼Ⅰ桁橋 (RC床版)	24+31+24	1次 2.5	0.0142	0.0080	11.16(歩行)
鳴鹿橋	福井	2径間連続鋼箱桁橋 (鋼床版)	66+66	1次 1.3 2次 1.9	0.0221 0.0175	0.0085 0.0115	1.781(歩行) 2.550(走行)
五松橋	福井	単純鋼Ⅰ桁橋 (RC床版)	39	1次 2.2	0.0187	0.0123	1.444(歩行) 3.072(走行)
木田橋	福井	単純鋼箱桁橋 (鋼床版)	45	1次 2.1	0.0228	0.0112	1.938(歩行) 6.177(走行)
明治橋	福井	単純鋼Ⅰ桁橋 (RC床版)	47	1次 2.2	0.0229	0.0099	1.152(歩行) 2.049(走行)
九頭竜橋	福井	単純箱桁橋 (鋼床版)	58	1次 1.3	0.0337	0.0096	0.772(歩行)

表－3.3　調査対象とした鋼歩道橋（調査 II）の動的特性

歩道橋名	所在地	形式	支間長(m)	卓越振動数 (Hz)	減衰定数 (衝撃)	減衰定数 (歩行)	最大振幅 (cm/sec)	一般図	モード1次	モード2次
川崎橋	大阪	2径間連続斜張橋	87.5+40.65	1次 1.1 2次 2.4 3次 3.8	0.034 0.010	0.015 0.014	1.455(歩行時A点)			
折鶴橋	大阪	3径間連続斜張橋	34.0+67.0+34.0	1次 1.6 2次 3.0 3次 3.6	0.016 0.006	0.019 0.006	0.894(歩行時A点) 0.630(走行時B点)			
雪吊橋	石川	3径間連続斜張橋	44.0+57.0+43.5	1次 1.3 2次 2.5 3次 3.0	0.013 0.007 0.010	0.007 0.007 0.011	2.293(歩行時A点) 1.782(走行時B点) 1.313(走行時C点)			
セントラルブリッジ	愛知	3径間連続斜張橋	13.6+53.8+16.0	1次 1.8 2次 3.9 3次 6.6	0.031	0.008	2.415(歩行時A点)			
熱田記念橋	愛知	斜吊り材吊橋	37.5+67.5	1次 1.4 2次 3.1 3次 3.7	0.030 0.010	0.014 0.008	1.260(歩行時A点) 1.653(走行時B点)			
白川側道橋	滋賀	Vﾚｯｸﾞﾗｰﾒﾝ橋	14.0+26.0+34.0+26.0+14.0	1次 3.0 2次 4.0	0.011	0.003	13.23(走行時A点)			
T駅前歩道橋	愛知	単純桁橋	43.2	1次 2.1	0.008	0.003	17.835(歩行時A点)			
澪つくし橋	静岡	ﾆｰﾙｾﾝﾛｰﾍﾞ橋	90.0	1次 0.9 2次 2.8 3次 3.8	0.010 0.014	- 0.008	0.774(歩行時A点) 2.415(走行時A点)			
ふれあい橋	静岡	ﾆｰﾙｾﾝﾛｰﾍﾞ橋	70.0	1次 3.0 2次 4.1 3次 5.4	0.005	-	1.047(走行時A点)			
大星橋	愛知	2径間連続ﾛｰﾍﾞ橋	55.1+71.0	1次 1.4 2次 2.5	0.007 0.010	- 0.008	1.547(走行時A点)			



図－3.13　最大支間長と卓越振動数



図－3.14　最大支間長と減衰定数

これらの結果は，概略，A～Dの４つのグループに分けられる．

調査Ⅰ（鋼桁形式側道橋）の衝撃加振時の減衰は（A）グループ，調査Ⅱ（斜張橋，アーチ橋など）の衝撃加振時の減衰は（B）グループ，文献[28]の人道橋（ほとんどが鋼桁橋）の歩行時の減衰は（C）グループ，ほとんどの横断歩道橋の歩行時の減衰は（D）グループ，著者らが調査した歩道橋の歩行時と走行時の減衰は（B）グループとなっている．

ここで，（D）グループは，横断歩道橋がほとんどで支間長も 30～40m であり，減衰定数が0.2～0.5%となっている．（B）グループは，今回，著者らが調査した歩道橋の歩行，走

行実験時の自由減衰振動から求めたものであるが，すべての支間長範囲で 0.5～1.5%（平均1%程度）である．

BSに採用されている鋼構造の歩道橋は，減衰定数として0.5%（合成構造0.6%，コンクリート構造0.8%）が与えられている[29]が，本調査結果から考えると，支間長の大きい範囲では，実測値の下限値を与えているようである．しかし，支間長が30～45mの小さい範囲で，構造が単純な横断歩道橋での下限値は0.3%程度と見なす方が望ましい．今後，最大支間長が100mを越えるような吊橋や斜張橋形式の鋼歩道橋も出現するであろうが，減衰はさらに小さくなることも予測され，この範囲で値を求めておくことは今後の課題である．

3．5　歩道橋の振動使用性

歩道橋に対する振動使用性が必ずしも，歩行者の振動感覚のみから議論されるものではないが，振動に対する心理的な影響から見た振動じょ限度は，次の3つのじょ限度にまとめられてきた．

① Blanchard らが提案[29]し，BS5400に採用されているじょ限度

従来，イギリスでの歩道橋振動については，TRRL の Leonard の実験データが参考にされてきた．また，文献[29]の共著者 Smith の実験データは，実は Leonard の実験データの5倍ほど大きなところにじょ限度があり，両者の勾配はよく似ているが，大きく離れている．しかし，図―3.15のように提案されているじょ限度（$0.5\times f^{1/2}$ m/s^2）は，下限としての Leonard の実験データと上限としての Smith の実験データの真ん中をほぼ結んだ形となっている．

② Ontario Code [30] の振動じょ限度

建築物の床振動に対する人の反応データをも参考にしたようであるが，図―3.15に示したように，最大加速度が 1Hz で 0.25m/s^2，10Hz で 1.5m/s^2 となるように両対数軸上で結んだものを許容限度としている．

③ Wheeler [31] が推薦するじょ限度

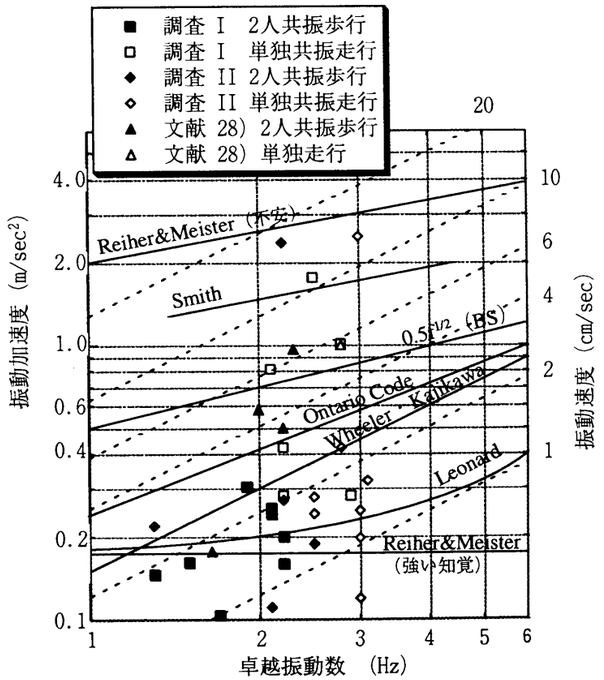
振動感覚実験のデータ[32]を参考にして Wheeler が推薦するじょ限度（最大振動速度が2.4cm/s）は「不快」あるいは「少し歩きにくい」と感ずる人が50%となる振動である．振動速度で整理すると振動数に依存せずに表現できるが，加速度で表現しようとすると図―3.15のように振動数に依存した右上がりの形となる．

このような形に歩道橋の振動じょ限度がまとまってきているのに対して，歩道橋の利用時の最大の振動振幅はどの程度であろうか．通常，よく経験するところではそんなに多くの歩行者が橋の卓越振動数に合わせて歩行，走行しないため，それらの値はわからない．したがって，数人の歩行者あるいは単独で走る人が卓越振動数に合わせて移動したときの振動を対象とすれば十分であると考えられる．共振歩行，走行により得られた最大加速度および速度値を図―3.15 に示した．なお，この図の縦軸は加速度値で表現されているので，速度座標は右上がりで表している．

2人が共振振動を起こすような歩調で歩行したときには，振動速度値で 1～2cm/s の範囲で「大いに気になる」程度の振動[33]となっている．しかし，ほとんどがカナダの Ontario Code

や Wheeler・Kajikawa の提案値（最大速度で 2.4cm/s）以内にある．「横断歩道橋」がよく揺れており，最大振動速度値で 17.8cm/s にも達しているものもある．これらの歩道橋は，いわゆる立体横断施設技術基準が設定される以前の「標準設計」タイプの単純鋼床版Ⅰ桁橋で支間長は40～45m程度で，幅員も1.5mと狭く，橋体の総重量が軽く30～32tfである．減衰定数も 0.3～0.5%程度と低く揺れやすい条件の揃った歩道橋であり，「この橋，大丈夫かな？」と大いに不安に思うほどであり，何らかの制振対策が必要であると考えられる．

一方，走行実験時にも多くの橋で振幅が大きく，BS，Ontario Code や Wheeler・Kajikawa の提案値を大きく超えており，やや不安になるほどの揺れである．しかし，自転車や走って渡る人はいるが歩く人の少ない河川に架かる歩道橋であることもあって，特に振動に対する苦情は出ていない．しかし，歩行者が多く利用するときは，必ず不安になると考えられる．



図―3.15　最大加速度・速度振幅値と各提案値

3．6　結語

大規模な歩道橋が建設される理由は，いろいろあるが，ますます長支間化の傾向にあり，デザイン優先の設計を強いられることも増えると考えられる．それに伴い，さまざまな問題が生じてくると考えられるが，その中に振動問題が入ることのないようにしたいものである．このような歩道橋の振動の実態がどの程度のものであるのか，調査の必要性を痛感していた．今回，測定方法と解析方法を統一して，整合性のとれた調査ができ，それらの結果を報告した．振動数，減衰，振幅，振動使用性に対して，それぞれ次のような重要な傾向を見いだすことができた．

(1)　最大支間長が 100m までの範囲で 1 次の卓越振動数と最大支間長の関係は，双曲線 $f_1 = 83.9 / L + 0.185$ で近似できる．

(2)　今回の調査した鋼歩道橋の歩行あるいは走行実験時の自由減衰振動から求めた減衰定数は，0.2～1.5％の範囲である．特に，支間長が 30～45m の小さい範囲で，構造が単純な横断歩道橋では，小さい減衰値を示す橋もある．

(3)　振動速度振幅によって振動使用性を評価してみると，BS5400，Ontario Code，Wheeler・Kajikawa の提案値を越える歩道橋が数橋あり，これらの橋梁については詳細な検討によって，何らかの制振対策が必要と考えられる．

(4)　歩行シミュレーションでは，歩行者が歩行，走行したときの最大振動振幅や卓越振動モードにおいて実験値に近い結果が得られた．したがって，本章で行った歩行シミュレーションにより，ある程度の応答の予測が可能である．

参考文献

1)　吉川裕晃，深田宰史，梶川康男：歩道橋の動的特性と振動使用性の測定と解析，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.191－197，1995.

2)　深田宰史，吉川裕晃，梶川康男：鋼歩道橋の動的特性と振動使用性の実態調査，構造工学論文集，Vol.43A，pp.765－772，1997.

3)　梶川康男，加藤雅史：歩道橋の振動と使用性設計，振動制御コロキウム講演論文集 PART B，pp.9－14，1991.

4)　松本嘉司，佐藤秀一，西岡隆，塩尻弘雄：歩行者の特性を考慮した歩道橋の動的設計に関する研究，土木学会論文報告集，No.205，pp.63－70，1972.

5)　梶川康男，中平進夫，薄井王尚：斜め吊材を有する自碇式吊橋形式歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.40A，pp.703－712，1994.

6)　梶川康男，小間井孝吉，河畠良秀，沢田寛幸：斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動実験，橋梁と基礎，Vol.20，No.9，pp.8-14，1986.

7)　米田昌弘，柳沢則文，町田文孝，鴨野一夫：Ｓ字曲線トラス歩道橋（あやとりはし）の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.39A，pp.801－810，1993.

8)　勝俣徹，三田周平：新陽カントリー倶楽部歩道橋の載荷試験および使用性試験，橋梁と基礎，Vol.24，No.6，pp.39－43，1990.

9)　田中信治，加藤雅史，鈴木森晶：支間 40m を超える歩道橋の実振動特性，構造工学論文集，Vol.38A，pp.773－780，1992.

10)　梶川康男，多田浩彦，坂野俊一，坂井良行：白川側道橋の設計，施工，調査，橋梁と基礎，Vol.12，No.4，pp.28－33，1978.

11)　村瀬勝美，早川高明，奥嶋猛，小澤一誠，加藤雅彦：熱田記念橋の振動試験，土木学会第 45 回年次学術講演会講演概要集，I－363，pp.756－757，1990.

12)　日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979.

13)　梶川康男：たわみと振動感覚，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A，pp.47－54，1995.

14)　日本鋼構造協会：これからの歩道橋，技報堂出版，pp.120－123，1998.

15)　角本周，前田研一，梶川康男，黒野雅利：近接固有振動数を有する吊床版歩道橋の振動使用性に関する検討，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.207－214，1995.

16)　小幡卓司，林川俊郎，佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究，土木学会論文集，No.537/I－35，pp.217－231，1996.

17)　田中信治，加藤雅史：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討，構造工学論文集，Vol.36A，pp.671－678，1990.

18)　梶川康男，深田宰史，吉川裕晃：単径間ＰＣ吊床版歩道橋の振動特性，構造工学論文集，Vol.44A，pp.811－817，1998.

19)　岡林隆敏，原忠彦，沖野真，川村昭宣：衝撃加振試験法による道路橋の振動計測，橋梁と基礎，Vol.22，No.11，pp.39－43，1988.

20)　橋梁振動研究会 編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.

21)　小幡卓司，亀井与志，伊藤公彦，林川俊郎，佐藤浩一：歩道橋の実態調査に基づいた応答特性と歩行外力の同定について，橋梁振動コロキウム‘97 論文集，pp.293－299，1997.

22)　梶川康男，津村直宜，角本周：ＰＣ吊床版歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.36A，pp.685－695，1990.

23)　Ray W.Clough and Joseph Penzien 著，大崎順彦，渡部丹，片山恒雄 訳：構造物の動的解析，科学技術出版社，1978.

24)　二宮敏明，加藤隆夫，日種俊哉，松村博：川崎橋（自転車歩行者専用斜張橋）の設計，土木学会誌，Vol.64，No.2，pp.2－9，1979.

25)　渡辺義方，日種俊哉，石田貢，木本栄一，南條正洋：南港歩行者専用道橋（3 径間連続斜張橋）の設計，橋梁と基礎，Vol.15，No.1，pp.1－8，1981.

26)　磯部節彦，武市清，長崎弘，栗本隆：セントラルブリッジの設計と施工，橋梁と基礎，Vol.17，No.3，pp.8－14，1983.

27)　別府康行，西村孝美，早川高明，岡本恒和，小澤一誠：シンボルブリッジ（仮称）上部工の設計，橋梁と基礎，Vol.23，No.4，pp.11－17，1989.

28) 鈴木森晶，加藤雅史：歩道橋の減衰特性と歩行時振動振幅の検討，構造工学論文集，Vol.39A，pp.811－818，1993.
29) Blanchard, J., Davis, B.L. and Smith, J.W.: Design criteria and analysis for dynamic loading of foot-bridges, *Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges*, Supplementary Report 275, UK TRRL, pp.90-106, 1977.
30) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準 1983 年版（共通編・鋼橋編），2－6，限界状態照査規準，2－6．2 使用限界状態，pp.40－45，1985.
31) Wheeler, J.E.: Prediction and control of pedestrian-induced vibration in footbridges, *Proc. of ASCE*, No.ST9, pp.2045-2065, 1982.
32) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，No.325，pp.23－33，1982.
33) 小幡卓司，林川俊郎，桑島正樹：歩道橋の振動使用性に関する一考察，構造工学論文集，Vol.39A，pp.793－799，1993.

第４章　弾性支承を用いた既設高架橋の交通振動特性[1～3]

４．１　概説

交通振動は，路面凹凸のある橋梁上を車両が走行した場合に，上部構造と下部構造が各々の卓越振動数で振動することにより，地盤へと伝播されていく．この交通振動の軽減対策として大きく分類すると，①振動源での対策，②伝播経路での対策，③受振側での対策，④交通振動制御の４つに分類される[4]．

そのうち，振動源での対策として，近年，交通振動や騒音の低減，車両走行性の向上，維持補修の省力化などを目的として既設単純桁高架橋の連結化が増加している．単純桁を連結して連続構造にした場合，桁端部の温度変化による伸縮量が集中して下部構造に影響を及ぼすとともに，連結部では二次応力が働くために，既設の鋼製支承に換わりゴム系の支承が用いられる．ゴム系の支承では地震時の上部構造の慣性力の分散も可能となるが，下部構造の剛性に大きな差があると，分散される慣性力の比率に差が生じて一部の下部構造に負担をかけることになる．また，ゴム系の支承は水平剛性が小さいために地震時の変位が増大し，桁端部の遊間がそれに対応できなくなる場合がある．このような問題を解決するために，現在ではゴム系の支承として減衰性能の大きい免震および分散支承（以後，弾性支承と称する）が多く用いられている[5)－9)]．さらに，弾性支承は，連続構造とした場合だけでなく，地震力を低減させるために，既設の単純桁の支承としても積極的に用いられている[10)，11)]．

このような弾性支承を用いた場合，および連続構造とした場合の交通振動の発生メカニズムに直接関係する，高架橋の振動特性の違いについて，過去において実験や解析[12)－18)]がなされてきたが十分とはいえない．したがって，車両走行による振動特性を把握して，上部構造や橋脚を含めた全体構造系のモデル化を検討しておくことは，今後の環境振動アセスメントなどに役立つといえる．

そこで本章では，まず，単純桁高架橋の鋼製支承（高力黄銅支承板(BP)支承）を天然ゴム系の積層ゴム支承に交換した場合の車両走行時の応答特性の違いについて考察する．

次に，上述した単純径間を含む５径間分を桁連結により連続化し，支承に免震支承を用いた連結桁と免震支承を有する単純桁を対象として，それぞれの橋梁において行った車両走行による振動実験の結果を用いて，弾性支承や橋脚の挙動を把握し，さらに実測値と解析値を比較して，橋脚まで含めた全体構造系の解析モデルを検討した．

なお，実際の高架橋では，他の車両の影響が複雑に関係してくるために，十分なデータを得ることが困難であるが，免震支承を有する連結桁と単純桁の実験は，震災後の復旧期間に行い，高架橋上や路下においても他の車両の影響が全くない状態であるため，得られたデータは試験車１台だけの影響であり，環境振動問題解明のデータとして，また解析モデルの構築のためのデータとして，さらには震災復旧後の初期データとして，貴重な資料になると言える．

4．2　対象橋梁と実験概要

本章において対象とした橋梁の概要と実験内容[19]について述べる．実験では，総重量196kN（20tf）の3軸ダンプトラックを試験車両として用いた．実験項目は，以下の2つを行った．なお，桁連結前の単純桁橋を対象としたときの実験は，震災前の供用時に行ったために，車両走行実験のみとなっている．

①準静的載荷実験

総重量約196kN（約20tf）の試験車が，対象橋梁上の各車線（走行，追越，外桁上）を走行速度10km/hで徐行した際の各測点での準静的な変位性状を把握する．

②車両走行実験

上述した試験車が，対象橋梁上の各車線（走行，追越）を各走行速度（40，60，80km/h）で走行した際の各測点での動的な応答性状（変位，加速度）を把握する．

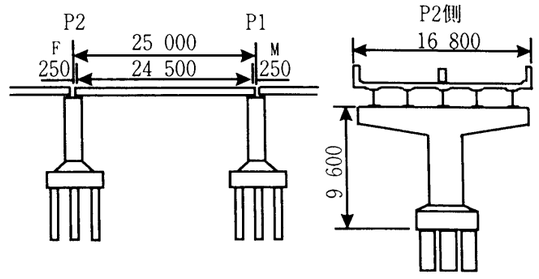
4．2．1　連結桁

連結桁の場合には，以下に述べるように構造変更の過程に伴って3度振動実験を行った．1度目は，鋼製支承（高力黄銅支承板(BP)支承）を有する，2度目は，その鋼製支承を天然ゴム系の積層ゴム支承に交換した，橋長25mの5本主桁を有する鋼単純I桁橋とその両端のT型RC橋脚を対象とした．さらに，3度目は，その単純径間の主桁腹板間を連結板により5径間連結し，支承として免震支承（高減衰積層ゴム支承）を用いた，連続桁橋を対象とした．なお，この連結桁橋は2度目の実験以降に震災に遭遇し，P1，P2，P3の各橋脚のRC張り出し梁を鋼製梁に，橋脚柱においてはRCと鋼板による巻き立てを施した．連結桁橋の一般図を図−4.1に示す．

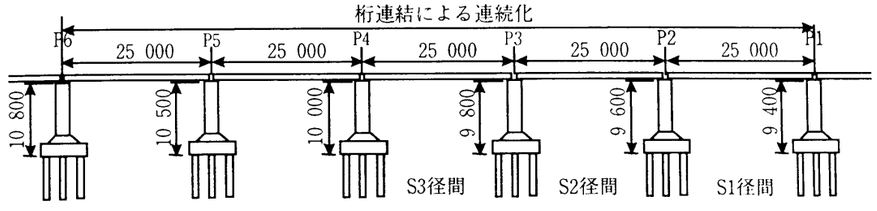
測定項目としては，支承部の変位挙動および上部構造と橋脚を合わせた全体構造での振動特性を把握するために，各実験で概ね統一している．

1度目と2度目の実験では，図−4.2(a)に示すように，車両がP2からP1方向の上り線を走行しており，支承（3方向）および橋脚（橋軸，鉛直）の変位挙動と，主桁スパン中央（鉛直），支承上の主桁（鉛直）および支承下の橋脚天端（3方向）の加速度をサーボ型加速度計と振動レベル計により測定した．

また，3度目の実験では，図−4.2(b)に示すように，車両がP1からP6方向の下り線を走行しており，支承（3方向），橋脚（橋軸，鉛直）および主桁スパン中央（鉛直），支承上の主桁および支承下の橋脚天端（3方向）の加速度を上述した計測器により測定した．

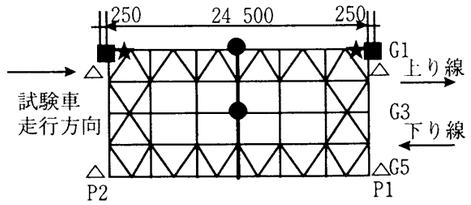


(a)　連結前の単純桁橋

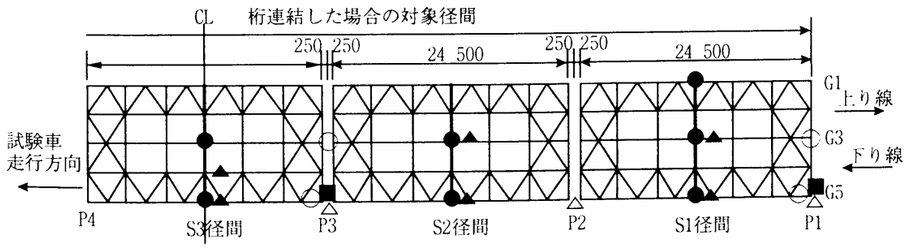


(b)　連続化した連結桁橋

図−4.1　連結桁橋の一般図



(a)　単純桁における測点配置



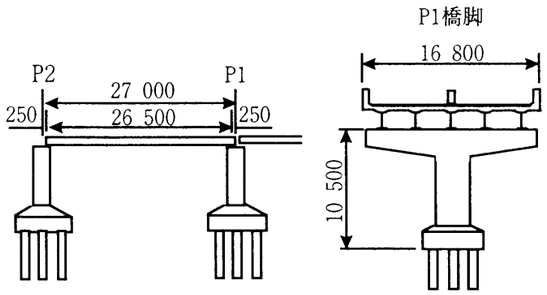
(b)　連結桁における測点配置

図−4.2　連結桁橋の測点配置図

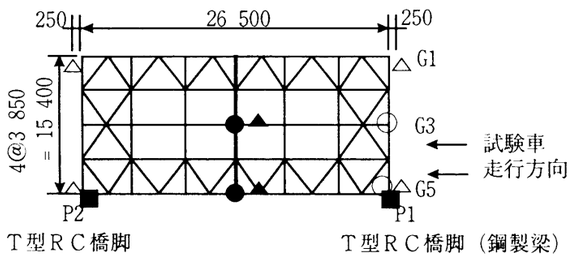
4．2．2　単純桁

（1）　T型橋脚を有する高架橋

単純桁橋として，T型橋脚を有する橋長 27m（5 本主桁，RC床版）の単純桁高架橋を図－4.3 に示す．この橋梁では，HDR（高減衰ゴム支承）を用いている．なお，P1 橋脚の横梁は震災により，鋼製梁になっている．また，両橋脚の脚柱においては，RCと鋼板による巻き立てを施している．測点配置図を図－4.4 に示す．



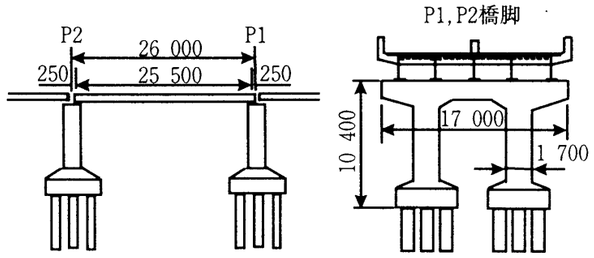
図－4.3　T型橋脚を有する単純桁橋の一般図



図－4.4　T型橋脚を有する単純桁橋の測点配置図

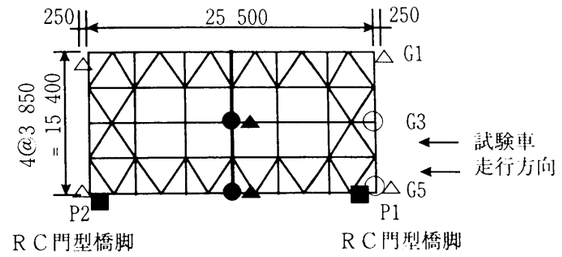
（2）　門型橋脚を有する高架橋

T型橋脚を有する単純桁橋の比較として，門型橋脚を有する橋長 26m（5 本主桁，鋼床版）の単純桁高架橋を図－4.5 に示す．この橋梁では，HDR（高減衰ゴム支承）を用いている．なお，門型橋脚はRC構造となっており，脚柱はRCと鋼板による巻き立てを施している．

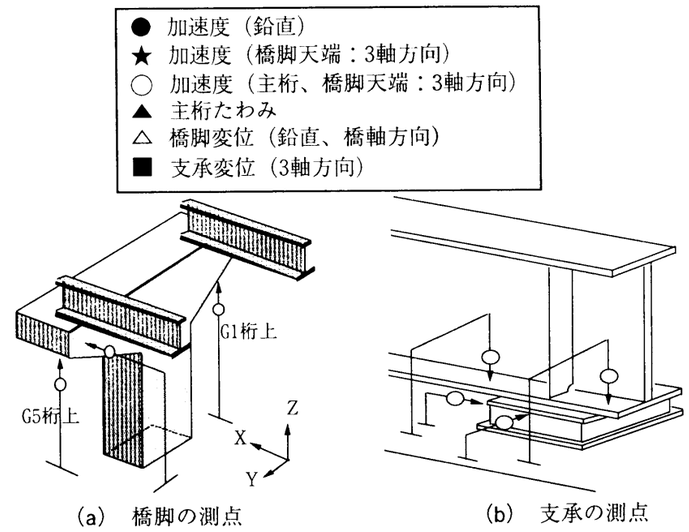


図－4.5　門型橋脚を有する単純桁橋の一般図

門型橋脚を有する単純桁橋の測点配置図を図－4.6 に示す．なお，上述した測点配置図の記号とそれらの詳細図を図－4.7 に示す．橋脚変位（図－4.7(a)参照）は地盤を不動点とし，支承変位（図－4.7(b)参照）は橋脚天端との相対変位とした．



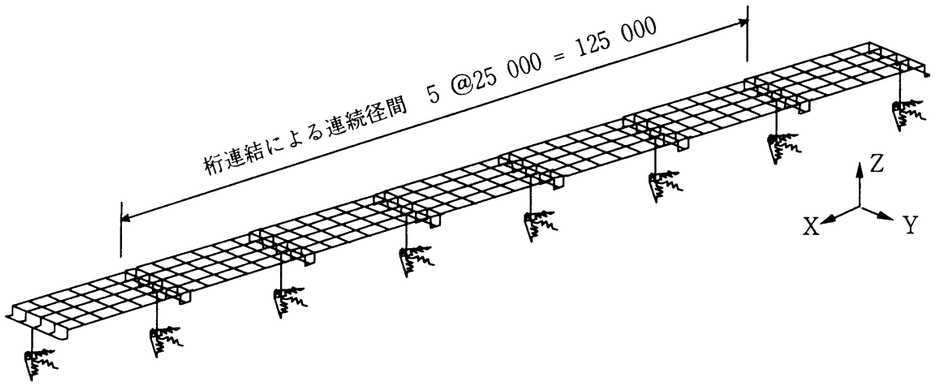
図－4.6　門型橋脚を有する単純桁橋の測点配置図



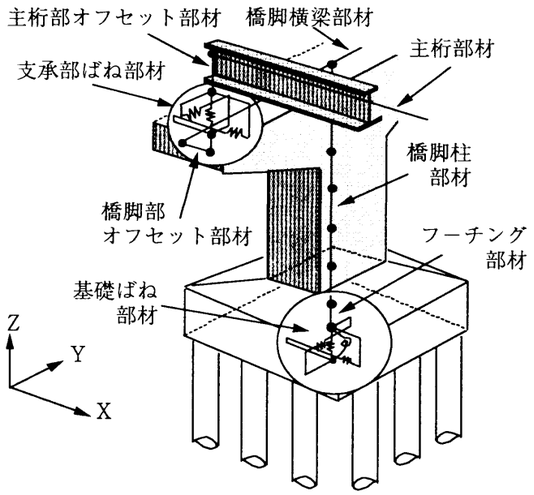
図－4.7　測点配置の記号と詳細図

4．3　解析概要

解析では，桁連結により連結化された 5 径間の単純径間を対象とした．解析モデルは，立体骨組構造とし，主桁のモデル化については，床版や地覆剛性を含め，質量については主桁質量に地覆や舗装の質量も考慮した．なお，図－4.8 に全体構造系の解析モデルを示すとともに，支承，橋脚部のモデル化の詳細図を図－4.9 に示す．解析モデルでは，主桁や橋脚の主部材は中立軸の位置を表わしており，主桁と橋脚との中立軸のくい違いをオフセット部材を用いて考慮した[18]．実際には対象径間の両端部の橋脚上に前後の径間の上部構造重量が載荷されているため，解析モデルでは，対象径間前後の径間も考慮している[20]．



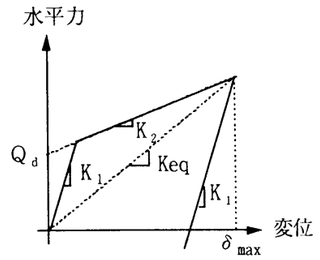
図－4.8　桁連結高架橋の解析モデル



図－4.9　解析モデルの詳細図

本章の解析では，**表－4.1** に示すような解析ケースを設けてパラメータ解析をした．パラメータとなる各項目としては，①壁高欄および中央分離帯の剛性を主桁の剛性として考慮するか，②橋脚下端の境界条件として地盤ばねを考慮するか[21]．ここで，地盤ばね定数は，道路橋示方書Ⅳ（下部構造編）より算出した値のうち，車両走行による振幅レベルを考慮して，橋軸および橋軸直角回りの回転ばねのみを用いることにした[22),23]．③免震支承である高減衰積層ゴム支承を線形ばねでモデル化し，ばね定数として，車両走行などの常時のばね定数が不明であるため，**図－4.10** に示す免震支承単体の水平方向バイリニアモデルの 1 次勾配のばね定数およびそれらの倍数（10，20，30 倍）を有するばね定数を用いることにした．④主桁の連結部材のモデル化として，剛性の評価が困難な部材であるため，それらの剛性として，主桁端部の剛性と同等な棒部材とするか，主桁剛性の何％（10，20，30％）と

するか．なお，連結桁と前後径間とを結ぶ非連結部材は，車両が走行するための継手部の連続性を保たせるために，連結部材に比べて剛性の小さい棒部材を用いることにした．



図－4.10　免震支承のばね定数

表－4.1　解析ケース

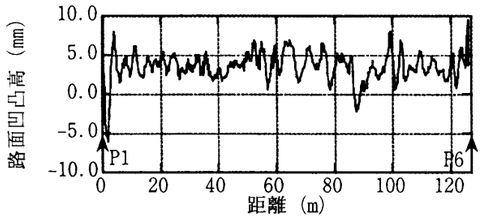
		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12
壁高欄・中央分離帯の剛性	考慮	○	○	○	○						○		○
	非考慮					○	○	○	○	○		○	
地盤ばね	考慮	○		○		○		○				○	○
	非考慮		○		○		○		○	○	○		
弾性支承のばね定数	1 次勾配	○	○			○	○						
	1 次の 20 倍			○	○			○	○				
	最適値									○	○	○	○
連結部の剛性	主桁の 30%	○	○	○	○	○	○	○	○				
	変数(最適)									○	○	○	○

以上の解析ケースを用いて，はじめに静的解析を行い，実験において試験車が橋上を速度約 10km/h 以下で徐行した時に得られた弾性支承，橋脚，およびスパン中央のたわみの各変位挙動と比較することにより，解析における剛性を確認した．

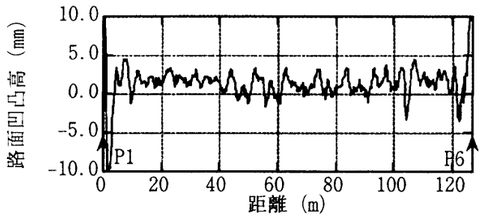
次に，サブスペース法による固有値解析を行い[24]，実験で得られた上部構造の振動モードと比較検討した．さらに，車両走行による動的応答解析では，**図－2.6** に示すような前軸，後軸のばね上，ばね下を考慮した 3 軸の立体車両モデルを用いて，実測の路面凹凸を考慮して直接積分法の Newmark β 法（$\beta=1/4$，時間間隔 0.01sec）により，車両－橋梁系の運動方程式を逐次積分して応答値を求めた[25)-27]．なお，解析に用いた各部材の減衰定数は，実験データをもとにして，上部構造の鋼構造部では h=2%，下部構造部では h=4%，さらに弾性支承部では h=4%とした．**表－4.2** に解析に用いた立体車両モデルの諸元を示す．また，その車両が走行した実測の右車輪，左車輪位置での路面凹凸波形を**図－4.11** に，その路面凹凸波形の MEM 法によるパワースペクトル密度を**図－4.12** に示す．なお，同図には ISO の評価基準として分類されたカテゴリの中から“良好”程度のスペクトル密度を示した[26]．

表－4.2　車両モデルの諸元

総重量(kN)	196
ばね上ばね定数前軸 K_{S1} (kN/m)	1366/2
後軸 K_{S2} (kN/m)	5464/2
ばね上減衰係数前軸 C_{S1} (kNs/m)	5.6/2
後軸 C_{S2} (kNs/m)	22.4/2
ばね下ばね定数前軸 K_{T1} (kN/m)	1579/2
後軸 K_{T2}, K_{T3}(kN/m)	3158/2
ばね下減衰係数前軸 C_{T1} (kNs/m)	5.0/2
後軸 C_{T2}, C_{T3}(kNs/m)	10.0/2

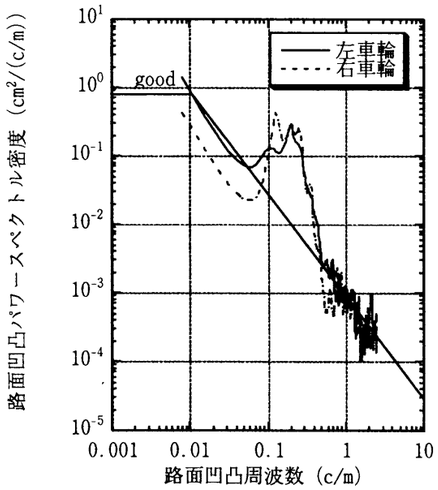


(a) 左車輪



(b) 右車輪

図－4.11　路面凹凸波形



図－4.12　路面凹凸パワースペクトル密度

4．4　支承交換前後の相違

単純桁高架橋において，鋼製支承の換わりに弾性支承（天然ゴム系の積層ゴム支承）を用いた場合の支承部と橋脚部の応答特性の違いについて述べる．

4．4．1　支承部の挙動

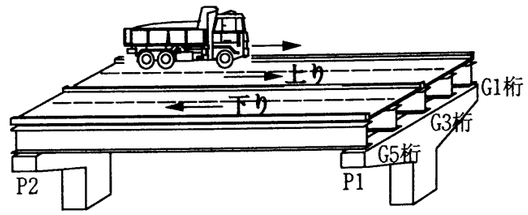
総重量 196kN（20tf）の試験車が，走行車線を約 40km/h で走行したときの P1 橋脚上（図－4.13 参照）G1 桁の可動支承における橋軸および橋軸直角方向の実測での変位波形に 5Hz のローパスフィルタを施した波形をそれぞれ図－4.14(a)，(b)にそれぞれ示す．

これより，鋼製支承時には可動支承部における橋軸方向の変位がほとんど生じていない．ゆえに，約 20 年の供用年数を経た高力黄銅支承板（BP）支承の場合には，通常の車両走行状態では可動支承が橋軸方向に変位していないものと考えられる[28]．

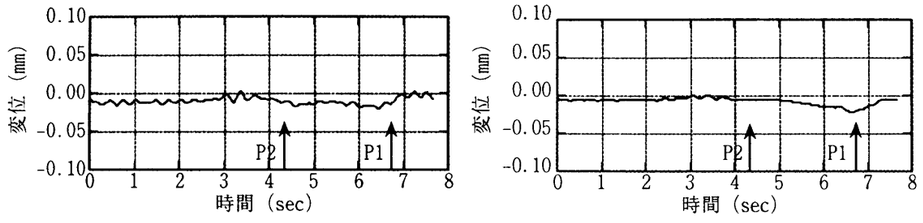
一方，鋼製支承時に対応して弾性支承時の橋軸および橋軸直角方向の支承部上側と下側の相対変位（図－4.7(b)参照）をそれぞれ図－4.15(a)，(b)にそれぞれ示す．なお，これらの図の符号については，図－4.16(a)，(b)に示す．図－4.15(a)より，まずはじめに試験車が P2 橋脚上に接近した際には桁自身に押されることにより，P1 側の支承はマイナス方向（図－4.16(a)参照）に変位しはじめる．次に，車両がスパン中央まで進んだ際には，（下フランジ下面から中立軸までの距離）×（たわみ角）の距離だけマイナス方向に変位し[29]，さらに P1 橋脚上に車両が載荷するとプラス方向に変位している．

また，図－4.14(b)より鋼製支承時の場合の橋軸直角方向の支承部上側と下側の相対変位は，当然のことながら変位がほとんど見られないのに対して，弾性支承時には橋軸方向の約半分程度の振幅量が見られる．この変位挙動は，図－4.16(b)に示すように，車両が橋脚上に載荷された場合，橋脚の張り出し梁（車両載荷側）はたわむが，一方の主桁は橋脚の倒れに追従せずに変位しない．よって，支承部上側と下側の相対変位では，あたかもマイナス方向に変位したかのようになっている．

さらに鉛直方向では，鋼製支承時は約 0.01～0.03mm 程度変位していたものが，弾性支承時の場合には約0.15mm程度となっている．これは，鋼製支承と弾性支承との鉛直方向の剛性の違いにより差が生じたものと考えられる．以上の，鉛直と橋軸方向の変位挙動から橋軸直角回りの回転変位については，鋼製支承時には支承は鉛直方向にほとんど変位せずに回転支点となっているが，弾性支承時には，図－4.16(a)に示すようにゴムの圧縮変位によって桁全体が沈み込んで回転している．

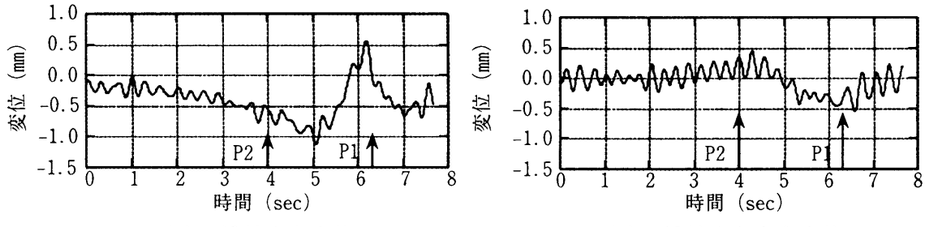


図－4.13　車両走行状況



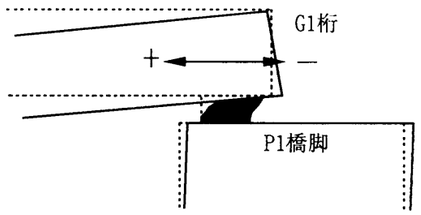
(a)　橋軸方向変位　　(b)　橋軸直角方向変位

図－4.14　鋼製支承の変位挙動（実測）

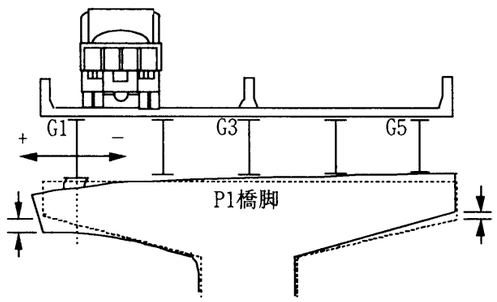


(a)　橋軸方向変位　　(b)　橋軸直角方向変位

図－4.15　弾性支承の変位挙動（実測）



(a)　橋軸方向の支承変位



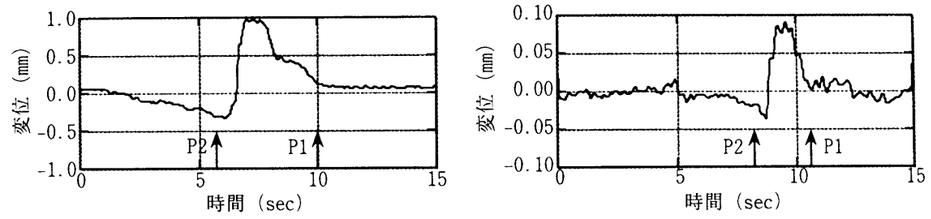
(b)　橋軸直角方向の支承変位

図－4.16　変位挙動の概略図

4．4．2　橋脚部の挙動

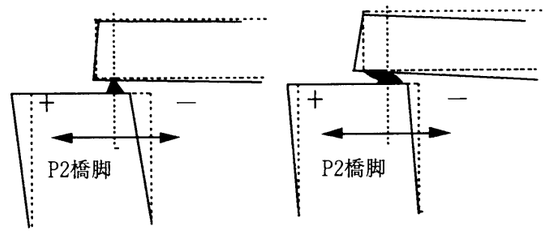
試験車が走行車線を鋼製支承時に 20km/h，弾性支承時に 40km/h で走行したときの鋼製支承時と弾性支承時の P2 橋脚（図－4.13 参照）の橋軸方向の変位波形を図－4.17(a)，(b)に示す．これを見ると，図－4.17(a)に示した鋼製支承時には，先に述べたように鋼製の可動支承が橋軸方向に変位していないために，その反力を受けて，この橋脚が代わりに橋軸方向に変位している．一方，図－4.17(b)に示した弾性支承の場合には，変位量が小さくなっていることから，図－4.18 に示すように弾性支承により主桁が橋軸方向に可動しやすくなったことで橋脚の負担が小さくなった．

試験車が走行車線を約 60km/h で走行した際の，鋼製支承時と弾性支承時の P2 橋脚天端における橋軸直角方向の加速度波形のスペクトルを図－4.19(a)，(b)に示す．これより，鋼製支承時，弾性支承時ともに 3.5～3.6Hz に大きな卓越振動成分が見られるが，これは橋軸直角方向に橋脚がロッキング振動しているためと考えられる．



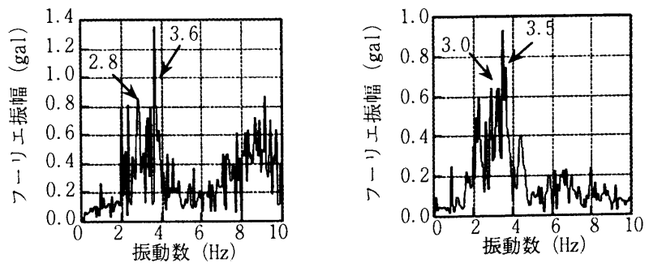
(a)　鋼製支承時　　(b)　弾性支承時

図－4.17　橋脚の橋軸方向の変位挙動（実測）



(a)　鋼製支承時　　(b)　弾性支承時

図－4.18　橋脚の変位挙動の概略図



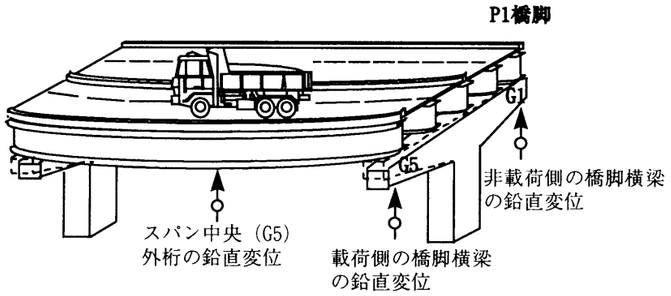
(a)　鋼製支承時　　(b)　弾性支承時

図－4.19　橋脚の橋軸直角方向の加速度スペクトル（実測）

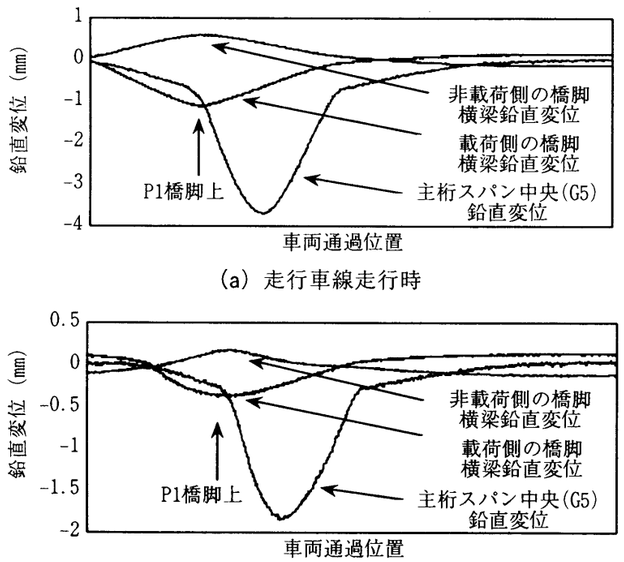
4．5　静的特性

4．5．1　T型，門型橋脚を有する単純桁

環境振動において，橋脚が周辺環境に影響を与える要因として，橋軸直角方向へ振動するロッキング振動が挙げられる．そこで，試験車が走行，追越の各車線上をゆっくりと徐行した場合のT型橋脚と門型橋脚の橋脚横梁（G5 桁下）の鉛直変位と主桁スパン中央（G5 桁）の鉛直変位を比較することにした．T型橋脚を有する単純桁（図―4.20 参照）の変形性状を図―4.21 に示す．また，門型橋脚を有する単純桁（図―4.22 参照）の変形性状を図―4.23 に示す．



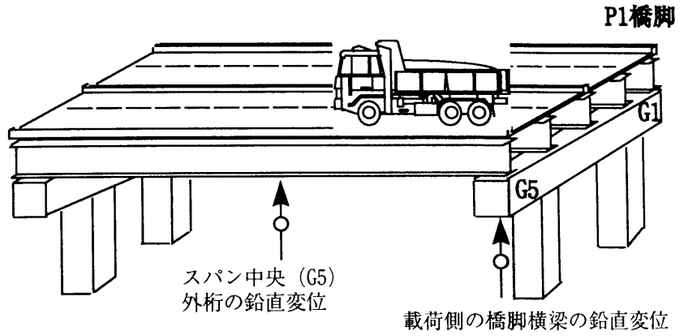
図―4.20　測点状況



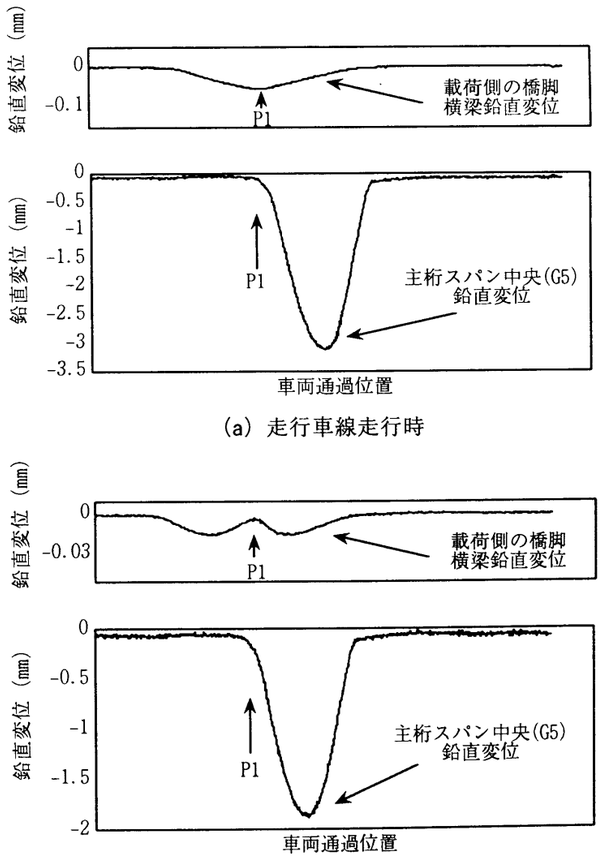
(a) 走行車線走行時

(b) 追越車線走行時

図―4.21　T型橋脚を有する単純桁の変位性状



図―4.22　測点状況



(a) 走行車線走行時

(b) 追越車線走行時

図―4.23　門型橋脚を有する単純桁の変位性状

図－4.21 では，主桁スパン中央（G5 桁）の鉛直変位とＴ型橋脚（P1）の載荷側と非載荷側の張出し梁の鉛直変位をそれぞれ示した．これより，Ｔ型橋脚の張出し梁においては，試験車が走行，追越の各車線を走行した場合に，走行車線走行時の載荷側で約 1mm 程度たわみ，非載荷側ではその半分程度浮き上がっていることがわかる．また，追越車線走行時では走行車線時の約半分程度それぞれ変形している．これらは，スパン中央のたわみでも確認でき，着目スパン中央では車両が手前の隣接スパン中央にさしかかった時点からたわみが生じはじめている．すなわち，車両が橋脚上を走行しているときに，橋脚鉛直変位と同程度の変位量がスパン中央においても生じていることから，橋脚とその前後の径間の上部構造が一体となって変形していることがわかる．

一方，図－4.23 に示した単純桁の門型橋脚では，走行車線を試験車が走行した場合には，橋脚柱により橋軸直角方向には変位しにくい状態となっているために，ほとんど変位していない．しかしながら，追越車線を走行した場合には，門型橋脚の横梁がたわむために走行車線時とは変位性状が異なっている．また，実際には横梁部の鉛直変位を計測していないが，スパン中央のたわみから推測しても，Ｔ型橋脚ほどのたわみ量がないことがわかる．

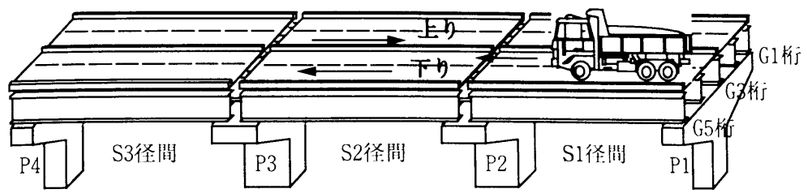
これより，Ｔ型橋脚と門型橋脚，連続桁と単純桁の変形性状の違いが明らかとなり，Ｔ型橋脚の方が橋軸直角方向へ大きく変形することがわかった．

4．5．2　連結桁

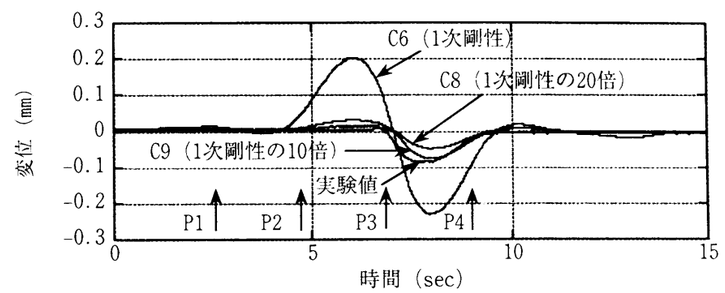
試験車が図－4.24 のように走行した時，Ｔ型橋脚を有する単純径間を５径間桁連結した高架橋の支承部，橋脚部，スパン中央のたわみの変形挙動について実測値と解析値を比較する．

まず，弾性支承の橋軸および橋軸直角方向の変位挙動に着目する．解析値として，地盤の影響を除き，連結部の剛性を主桁の 30％と仮定して，C6，C8 および C9 を用いた．C6，C8 の橋軸および橋軸直角方向の変位波形，さらに，弾性支承のばね定数の影響として，C9 において，橋軸方向で１次剛性の 10 倍，橋軸直角方向で１次剛性の 30 倍に変化させた解析結果を図－4.25(a)，(b)にそれぞれ示す．また，比較として，実験において，試験車が走行車線を約 40km/h で走行した際の P3 橋脚，S3 径間側の G5 桁（図－4.24 参照）の弾性支承の橋軸および橋軸直角方向の変位波形を同図にそれぞれ示す．なお，各波形の符号は，図－4.27(a)，(b)に示す．

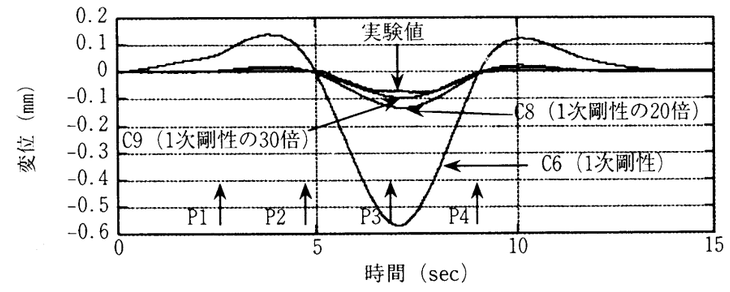
これより，実験値と解析値を比較すると，解析おける支承部の橋軸方向変位において，ばね定数として１次剛性を，連結部の剛性として主桁剛性を用いた場合，それらの挙動は，連続桁の支承に近い挙動を示しているが，実験時の波形と比較してみると，車両が S2 径間上から P3 橋脚にかけて走行し，支承をプラス方向（図－4.27(a)参照）に押している部分での変位挙動に相違がある．しかし，車両走行による振幅レベルでの弾性支承のばね定数が大きいと仮定すると，橋軸方向で１次剛性の 10 倍，橋軸直角方向で１次剛性の 30 倍とした場合が実験値に近い傾向を示していることがわかる．



図－4.24　車両走行状況

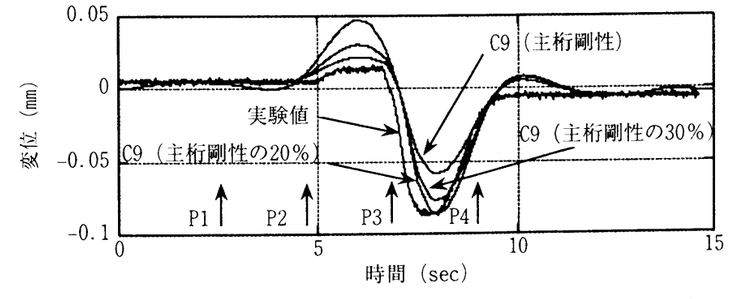


(a)　橋軸方向の変位

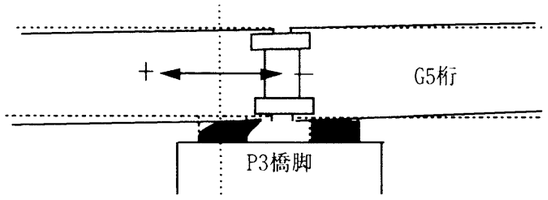


(b)　橋軸直角方向の変位

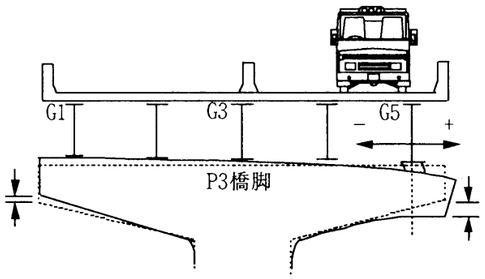
図－4.25　支承のばね定数を変化させたときの弾性支承の変位性状



図－4.26　連結部の剛性を変化させたときの弾性支承の橋軸方向変位



(a)　橋軸方向



(b)　橋軸直角方向

図−4.27　弾性支承の変位挙動の概略図

次に，連結部の曲げ剛性の影響として，C9 において，弾性支承のばね定数を橋軸方向で 1 次剛性の 10 倍，橋軸直角方向で 1 次剛性の 30 倍と仮定した場合，主桁の曲げ剛性の 10，20，30％と変化させたときの橋軸方向変位の解析結果を**図−4.26** に示す．過去の研究から，連結部のモデルの剛性として，既設の主桁の約 10％程度あればよいとされていた[7),30)]が，解析結果から連結部の剛性として，主桁の 20％および 30％としたものが実験値に近い．

次に，S1〜S3 径間（**図−4.24** 参照）スパン中央（G5 桁）の鉛直変位とＴ型橋脚（P1〜P3）載荷側の張出し梁（G5 桁下）の鉛直変位に着目する．

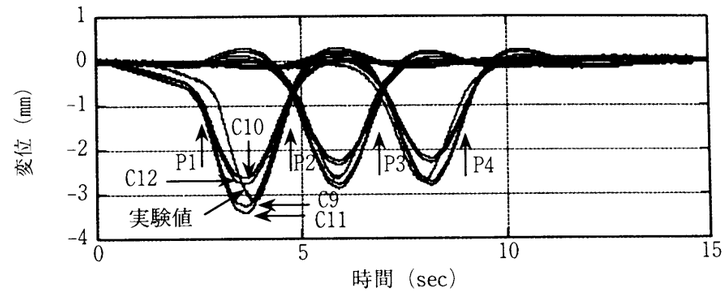
解析値としては，上述した結果から，連結部の曲げ剛性を主桁の 20％，弾性支承のばね定数を，橋軸方向で 1 次剛性の 10 倍，橋軸直角方向で 1 次剛性の 30 倍にしたときの地盤ばねや壁高欄，中央分離帯の剛性の影響を見るために，C9〜C12 の解析ケースを用いた．C9〜C12 の S1〜S3 径間スパン中央（G5 桁）の鉛直変位の解析結果を**図−4.28** に，Ｔ型橋脚（P1〜P3）載荷側の張出し梁（G5 桁下）の鉛直変位の解析結果を**図−4.29** にそれぞれ示す．また，比較として，実験において，試験車が走行車線を約 40km/h で走行した際の S1〜S3 径間スパン中央（G5 桁）の鉛直変位とＴ型橋脚（P1〜P3）載荷側の張出し梁（G5 桁下）の鉛直変位を同図にそれぞれ示す．

これより，S1〜S3 径間スパン中央（G5 桁）の鉛直変位では，地盤のばねの影響は小さく，C9，C11 と，C10，C12 間での壁高欄，中央分離帯の剛性の影響が大きくなっている．これら解析ケースから，実験値に似た傾向にあるものは，C9，C11 の壁高欄，中央分離帯の剛性を非考慮としたものである．

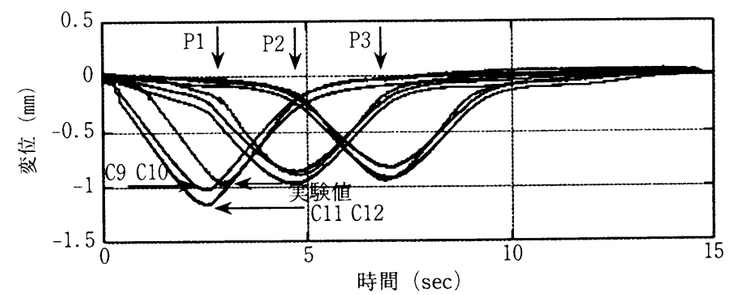
また，連結桁の場合の特徴としては，スパン中央のたわみにおいて，端部径間の S1 径間と中央径間側の S2，S3 径間を比較すると中央径間の変位量の方が若干小さくなっている．

これは，中央径間では両端の橋脚上で主桁が連結されているために，たわみ角が低減されたためであると考えられる．

Ｔ型橋脚（P1〜P3）載荷側の張出し梁（G5 桁下）の鉛直変位では，壁高欄，中央分離帯の剛性の影響は小さく，C9，C10 と，C11，C12 間での地盤のばねの影響が大きい．これら解析ケースから，実験値に似た傾向にあるものは，C9，C10 の地盤のばねを非考慮としたものである．また，スパン中央のたわみと同様に，連結桁の特徴として，端部の橋脚（P1）と中央付近の橋脚（P2，P3）の鉛直変位を比較すると中央付近では変位量が小さくなっていた．これは，上部構造が一体となっていることの影響と考えられる．



図−4.28　各径間スパン中央の鉛直変位



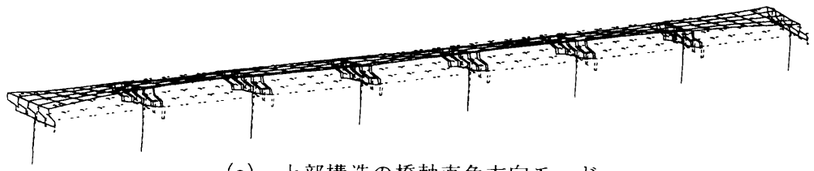
図−4.29　Ｔ型橋脚張り出し梁の鉛直変位

4．6　固有振動数特性

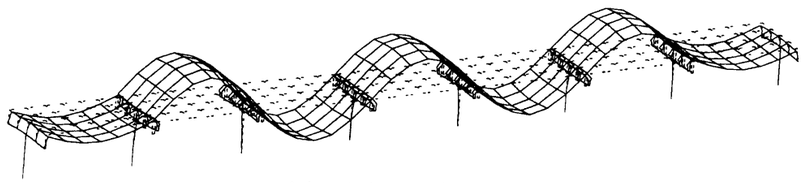
上述した静的解析から，剛性の評価や境界条件の確認として，壁高欄，中央分離帯の剛性，地盤ばねの有無，弾性支承および連結部の剛性の評価をしてきた．本節では，単純桁高架橋を 5 径間桁連結した連結桁を対象として，実験値と解析値の固有振動特性の比較をする．それらの結果として，**表−4.3** に固有振動数をまとめた．また，その表に対応したそれぞれの振動モード図を**図−4.30** に示す．なお，この振動モード図には連結径間前後の径間も考慮されている．

表－4.3　固有振動数の比較　（単位：Hz）

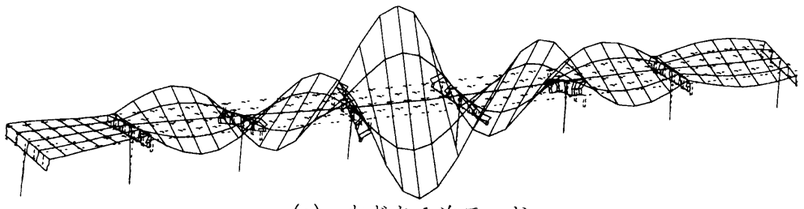
振動モード形状	軸直水平	たわみ1次	－	ねじれ1次
実験値	2.3～2.4	4.6～4.7	4.9～5.0	5.1～5.2
解析ケースC1	1.89	4.85		5.13
C2	2.30	4.86		5.16
C3		4.90		5.32
C4		5.03		5.36
C5	1.88	4.25		4.52
C6	2.30	4.25		4.45
C7		4.30		4.70
C8		4.43		4.75
C9		4.39		4.73
C10		4.90		5.36
C11		4.29		4.67
C12		4.87		5.31



(a)　上部構造の橋軸直角方向モード



(b)　たわみ1次モード



(c)　ねじれ1次モード

図－4.30　振動モード図

静的解析の結果から，C9が実橋を最も良く表現できていた．この表から，車両走行実験により得られた実験値は，C9と壁高欄，中央分離帯の剛性を考慮したC10の中間値となっている．また，C9に地盤ばねを考慮したC11は，実測に比べて小さく，剛支持とした場合が実測に近いといえる．地盤がかなりかたい場所であることを考慮すると，車両走行による微小振動領域では，地盤ばね定数は剛支持と扱ってもよいと考えられる．

実験では，桁連結により連続構造となったことで，4.9～5.0Hzにおいて，モード形状は明らかではないが，新たな振動成分が出現している．また，2.3～2.4Hz には，弾性支承に起因した振動数が橋脚上において励起していた．解析では，弾性支承のばね定数として，1次剛性を用いた場合には，その振動数に近い橋軸直角水平方向に振動するモードが励起した．

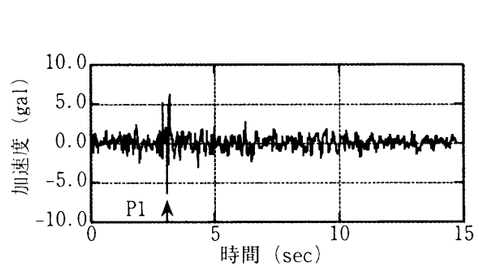
振動数に多少の差異があるが，動的応答解析ではC9を用いることにする．

4．7　車両走行時の振動特性

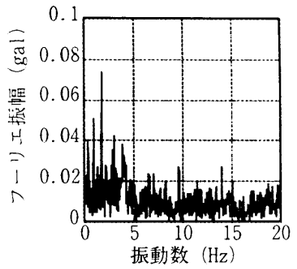
4．7．1　橋脚の振動特性

（1）単純桁

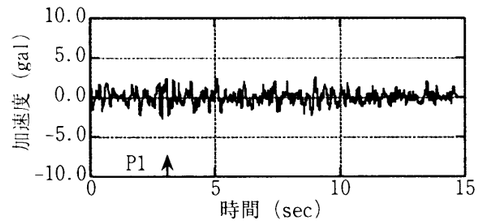
T型と門型橋脚を有する単純桁高架橋を対象として，試験車が約60km/hで走行車線を走行した場合の橋脚上（G5桁の位置）の3方向の加速度波形とそのスペクトルを示す．T型橋脚を図－4.31に，門型橋脚を図－4.32にそれぞれ示す．



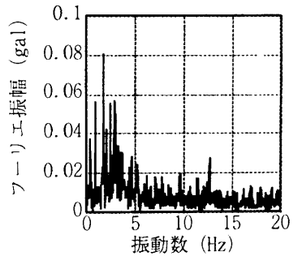
(a)　加速度波形（橋軸方向）



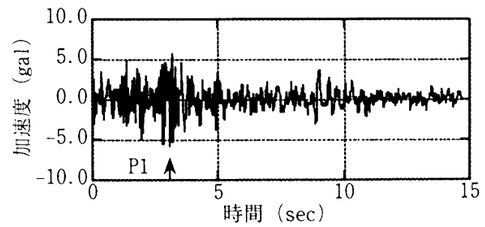
(b)　スペクトル



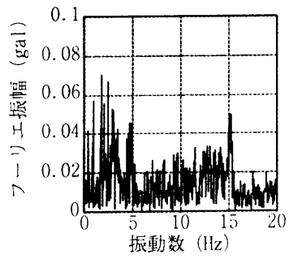
(c)　加速度波形（橋軸直角方向）



(d)　スペクトル

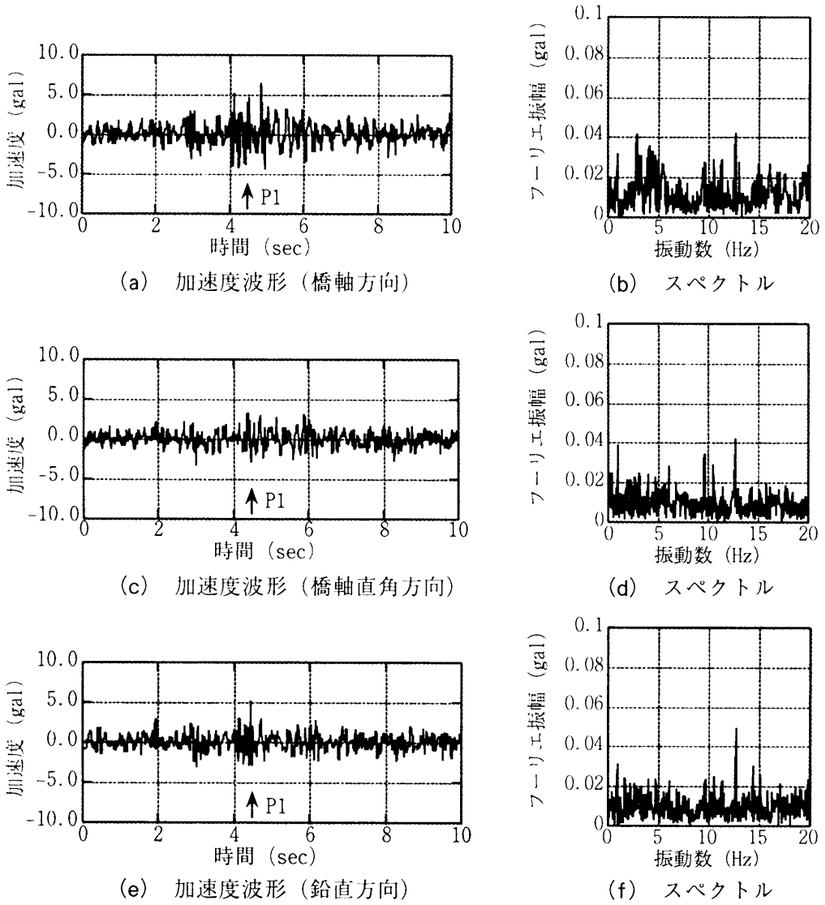


(e)　加速度波形（鉛直方向）



(f)　スペクトル

図－4.31　T型橋脚上（G5桁位置）の加速度波形とそのスペクトル



(a)　加速度波形（橋軸方向）　(b)　スペクトル

(c)　加速度波形（橋軸直角方向）　(d)　スペクトル

(e)　加速度波形（鉛直方向）　(f)　スペクトル

図―4.32　門型橋脚上（G5 桁位置）の加速度波形とそのスペクトル

T 型橋脚の場合，加速度波形から橋軸および鉛直方向において，車両が通過した際の衝撃波形がみられ，5gal 程度の振幅量となっている．橋軸直角および鉛直方向においては，ロッキング振動が約 3Hz 付近に卓越している，さらに橋軸方向では，たわみ 1 次の振動数(4.0Hz 付近）から励起すると考えられるスウェイ振動が卓越しており，3 方向ともに 5Hz 以下の振動数領域の卓越が大きい．

一方，門型橋脚の場合，T 型橋脚に比べて，加速度波形において橋軸方向に大きな衝撃波形がみられる．スペクトルでは，橋軸方向において，たわみ 1 次による卓越がみられるほか，T 型橋脚に比べて橋軸直角方向への剛性が大きいために，5Hz 以下の振動数領域に大きな卓越が見られなく，全体的にスペクトルエネルギーが小さい．

一般に，環境振動で対象としている振動数は約 10Hz 以下の振動数領域であるために，T 型と門型橋脚がそれぞれ有している固有の卓越振動数において，門型の方が振動数領域が高く，門型橋脚の方がT 型橋脚に比べて環境振動において有利であると考えられる．

（2）連結桁

桁連結後に試験車が，走行車線を約 60km/h で走行した際の P1 橋脚上の G3 桁（図―4.33 参照）支承上の主桁部と支承下の橋脚天端の加速度波形とそのスペクトルを図―4.34 と図―4.35 にそれぞれ示す．

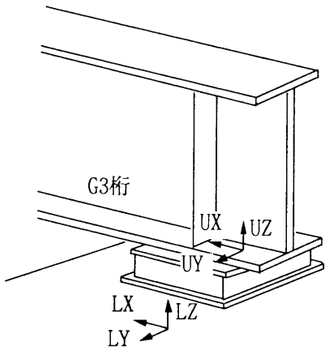
まず，橋軸方向では車両がジョイントに乗り上げた際の衝撃波が，支承下の方が増幅している．両方のスペクトルから，3.0Hz 付近の車両のばね上振動数，主桁のたわみ 1 次およびねじれ 1 次振動数がともに励起している．さらに，モードは確認できていないが，支承上の 6～10Hz付近に励起している振動数が支承下においては，その励起が小さくなっている．

次に，橋軸直角方向に着目して見ると，支承上下では振幅量にそれほど差がない．両方のスペクトルを比較して見ると，ともに 3.0Hz 付近の車両のばね上振動数と 2.3Hz の振動数が大きく励起している．また，支承上での 10Hz 以上の振動数領域が支承下においては，その励起が小さくなっている．橋軸直角方向の支承上，下の加速度波形や支承部の変位波形から，弾性支承に起因する 2.3Hz の振動数の減衰定数を算出してみた．それによると，弾性支承上，下ともに h=3～4%であった．よって，車両走行による弾性支承の振動振幅レベルでの減衰定数は地震時から比較するとかなり小さいといえる．

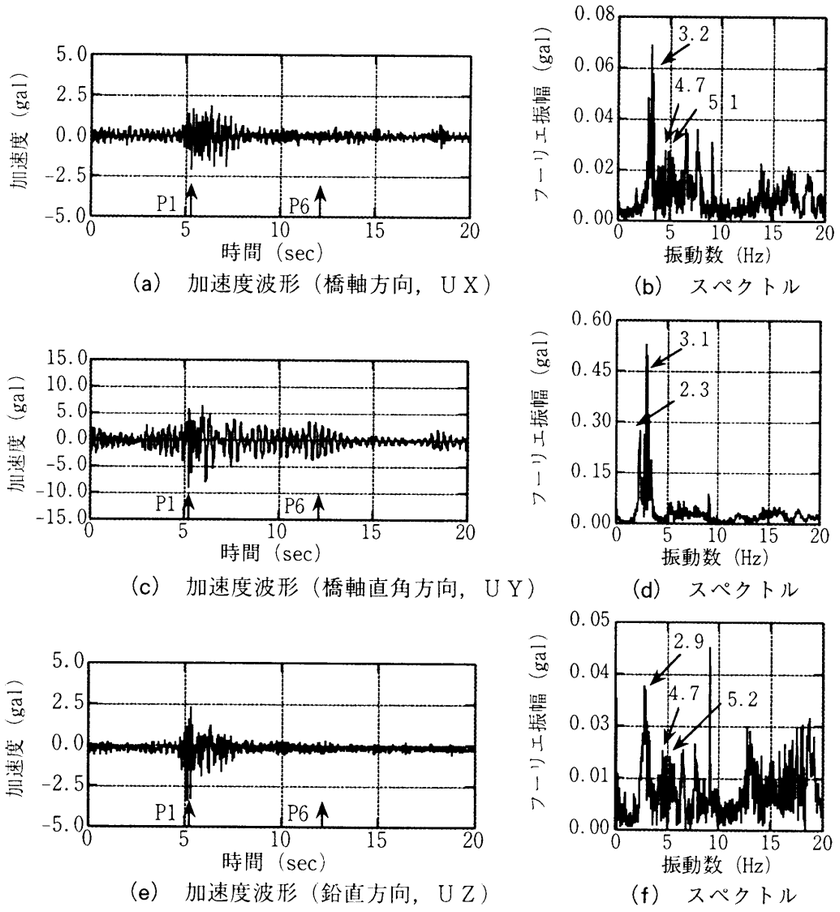
次に，鉛直方向に着目して見ると，車両がジョイントに乗り上げた際の衝撃波は，支承上下ともにほとんど差がないが，その後の減衰が支承下の方が大きい．また，両方のスペクトルを比較すると，支承上下ともに，3.0Hz 付近の車両のばね上振動数，主桁のたわみ 1 次およびねじれ 1 次振動数が主に励起しているが，支承下においては全体的にスペクトルエネルギーが小さくなっている．

以上から，支承下の橋脚天端上で得られた加速度波形では，支承上に比べて 3 軸方向ともに 10Hz 以上の高周波成分が低減している．しかしながら，橋軸および橋軸直角方向の水平面内において，約 5Hz 以下の振動成分については，波形の振幅やスペクトルエネルギーがほとんど低減していない．また，2.3Hz の振動数成分が励起するようになった要因としては，桁連結化による上部構造重量の増加や弾性支承化が考えられる．実際には，橋軸方向にもこのような振動数が卓越すると考えられるが，橋軸方向には連結径間の前後にも隣接径間が連続しているために，このような振動数は励起しにくいと考えられる．

T 型橋脚と門型橋脚において，橋脚上の加速度波形から，それぞれの特徴を述べたが，連結桁の場合には，T 型橋脚であっても中央径間の橋脚では端部の橋脚に比べて，5Hz 以下の振動数領域のスペクトルエネルギーが低減されており，特に鉛直方向では車両のばね下の影響といえる 10Hz 付近の振動領域ではかなり低減していた．



図－4.33　測点状況

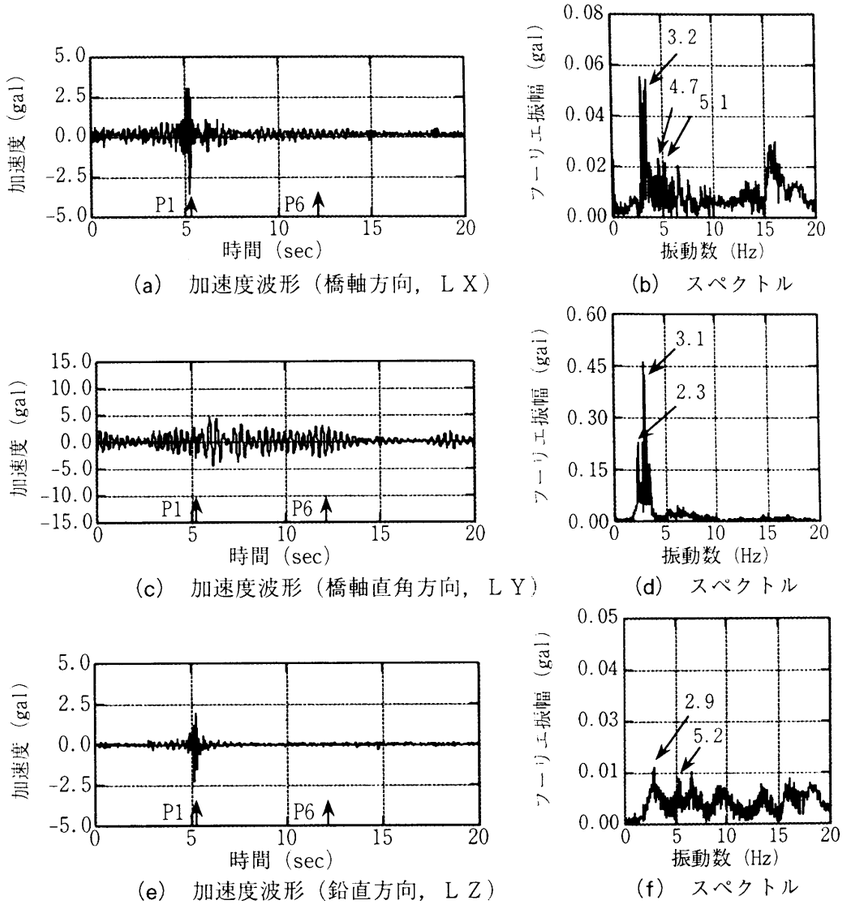


(a)　加速度波形（橋軸方向，ＵＸ）　(b)　スペクトル

(c)　加速度波形（橋軸直角方向，ＵＹ）　(d)　スペクトル

(e)　加速度波形（鉛直方向，ＵＺ）　(f)　スペクトル

図－4.34　支承上の加速度波形とそのスペクトル



(a)　加速度波形（橋軸方向，ＬＸ）　(b)　スペクトル

(c)　加速度波形（橋軸直角方向，ＬＹ）　(d)　スペクトル

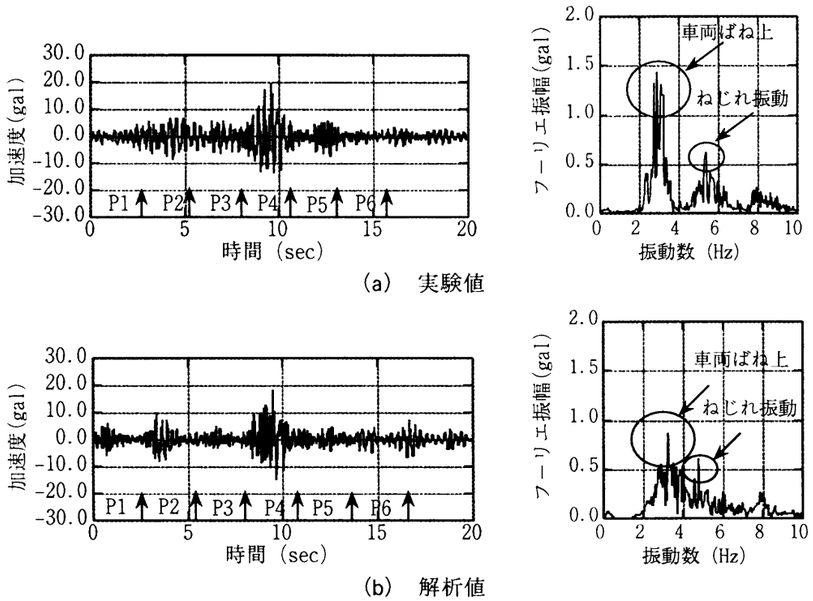
(e)　加速度波形（鉛直方向，ＬＺ）　(f)　スペクトル

図－4.35　橋脚上（支承下）の加速度波形とそのスペクトル

4．7．2　上部構造の振動特性

試験車が走行車線を 40km/h で走行した際（図－4.24 参照）の実測と解析における S3 および S2 径間中央の G5 桁鉛直方向の加速度波形とそのスペクトルを比較したものを図－4.36 および図－4.37 にそれぞれ示す．

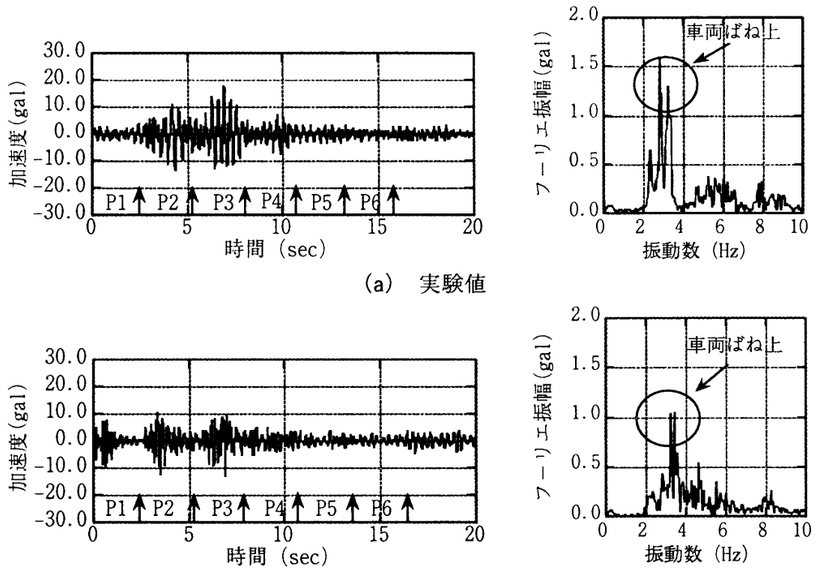
これより，継手部の段差を越える際の衝撃波形がかなり小さくなり，単純径間時の場合に比べて振動振幅も低減している．また，両者ともに約 3.0Hz 付近の車両のばね上の振動成分がかなり卓越しているが，卓越しているそれぞれの振動モードはよくシミュレートされているといえる．



(a) 実験値

(b) 解析値

図—4.36 連結後のS3径間中央の鉛直加速度波形とそのスペクトル



(a) 実験値

(b) 解析値

図—4.37 連結後のS2径間中央の鉛直加速度波形とそのスペクトル

4．8 結語

本章では，弾性支承化および桁連結構造を用いた既設高架橋を対象として，車両走行による振動実験を行い，スパン中央，支承および橋脚に着目してその振動挙動を把握した．また，シミュレーションにより求めた解析値と実験値を比較して全体系での解析モデルの検討を行った．本章で明らかになった事項は次の通りである．

(1) 準静的載荷実験により，T型橋脚と門型橋脚の変形性状の違いを明らかにし，T型橋脚は橋軸直角方向へ大きく変形していた．

(2) 実験から，鋼製支承から弾性支承に交換したことにより，鋼製支承時に比較して，主桁が橋軸方向に変位しやすくなり，橋脚の橋軸方向変位が小さくなった．

(3) 中立軸の食い違いを考慮するために，オフセット部材を用いたことで桁上に車両が載荷したときの弾性支承の橋軸および橋軸直角方向の変位挙動を表現できた．

(4) 弾性支承の変位挙動について実験値と各解析ケースを比較したところ，弾性支承のモデル化としては，車両走行時の振幅レベルを考慮すると，初期剛性よりも大きな剛性を有している．

(5) 実験や解析から，既設単純桁高架橋を連結化することで，中央径間付近では，スパン中央のたわみや中央径間側の橋脚張り出し梁の鉛直変位が小さくなった．

(6) 固有値解析において得られた固有振動数は，振動実験により得られた値と比較的よい一致を示しており，橋脚まで含めた全体系のモデル化について妥当性が確かめられた．

(7) 実験により，弾性支承を用いた場合，支承上の上部構造から支承下の下部構造へと振動が伝播する過程において，3軸方向ともに高周波の振動成分が低減していた．しかしながら，橋軸および橋軸直角方向の水平面内においての約5Hz以下の振動成分は，波形の振幅やスペクトルエネルギーがそれほど低減されていなかった．

(8) 連結桁の振動特性として，車両が走行した場合，橋脚上において，2.3～2.4Hz に弾性支承に起因した振動数の卓越が認められた．

参考文献

1) 梶川康男，深田宰史，林秀侃，吉川実，薄井王尚：弾性支承と桁連結構造を用いた既設高架橋の振動特性，構造工学論文集，Vol.43A，pp.747－756，1997.

2) 深田宰史，梶川康男，吉川実，林秀侃，薄井王尚：阪神高速道路の各種高架橋の振動特性の比較，橋梁振動コロキウム‘97講演論文集，pp.167－174，1997.

3) 薄井王尚，林秀侃，吉川実，梶川康男，深田宰史：桁連結高架橋の振動特性，橋梁振動コロキウム‘97講演論文集，pp.159－166，1997.

4) 杣本正信：橋梁交通振動の加振源対策，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A，pp.109－119，1995.

5) （財）土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992.

6) 山本悟司：既設橋梁の連続化，橋梁と基礎，Vol.28，No.8，pp.163－166，1994.

7) 久保雅邦，梶川康男，岩津守昭，関本宏：既設の鋼単純桁の連結化による交通振動軽減対策工法の開発，振動制御コロキウム講演論文集 PART B，pp.15－22，1991.
8) （財）道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案），1995.
9) 讃岐康博，梶川康男，新開正英，岩津守昭：ジョイントレス工法の防振対策工としての妥当性の検討，第2回振動制御コロキウム講演論文集 PART B，pp.151－158，1993.
10) 徳永法夫，吉川実，川北司郎，山本豊：高力黄銅支承板(BP)支承からゴム支承への取替えに対する有益性に関する一考察，土木学会論文集，No.581/VI-37，pp.17－25，1997.
11) 長尾彰洋，佐藤弘史，今野久志：ゴム支承による交通振動軽減対策試験について，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，I－508，pp.1016－1017，1995.
12) 梶川康男，沖野真，宇藤滋，松浦康夫，伊関治郎：動吸振器による高架橋の振動軽減対策，構造工学論文集，Vol.35A，pp.585－595，1989.
13) 梶川康男，沖野真，吉川実，枚本正信：高架橋と周辺地盤の交通振動予測と制振効果，構造工学論文集，Vol.35A，pp.597－605，1989.
14) 横山功一，井上純三，伊関英彦：高架道路の交通振動特性と振動軽減対策に関する実測調査，土木技術資料，Vol.30，pp.41－46，1988.
15) 吉川実，吉川正昭，冨田穣，森尾敏：立体ラーメン高架橋の振動特性（上），橋梁と基礎，Vol.20，No.10，pp.16－23，1986.
16) 吉川実，吉川正昭，冨田穣，森尾敏：立体ラーメン高架橋の振動特性（下），橋梁と基礎，Vol.20，No.11，pp.39－45，1986.
17) 梶川康男，新開正英，讃岐康博，村田幸一：都市内ＰＣ高架橋の環境振動軽減対策とアセスメント手法の適用，構造工学論文集，Vol.41A，pp.691－700，1995.
18) 梶川康男，大嶋信太郎：周辺環境への影響を考慮した高架橋の防振効果に関する一解析法，土木学会論文報告集，No.341，pp.79－86，1984.
19) 加藤雅史，島田静雄：橋梁の現地振動実験法，土木学会誌，Vol.66，No.2，pp.38－42，1981.
20) 小塚幹夫，横山功一，澤田憲文，金子学：高架橋の交通振動解析における境界条件の影響に関する検討，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，I－419，pp.876－877，1991.
21) 澤田憲文，横山功一，金子学，久保雅邦：高架橋の交通振動解析における橋脚下端の支持条件の影響，土木学会第45回年次学術講演会講演概要集，I－351，pp.732－733，1990.
22) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅳ下部構造編，1990.
23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，1990.
24) 林川俊郎，角田興史雄，松井義孝：3次元連続高架橋の基本固有周期の算定について，構造工学論文集，Vol.38A，pp.743－753，1992.
25) Bathe, K.J. and Wilson, E.L.，菊池文雄 訳：有限要素法の数値計算，科学技術出版社，1979.
26) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.

27) 中島章典，津村直宜：車両・橋梁系振動問題のためのシミュレーション法についての一考察，構造工学論文集，Vol.38A，pp.781－788，1992.
28) 徳田浩一，岩崎雅紀：支承の活荷重挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.41A，pp.935－944，1995.
29) 西岡敬治，新名勉，西星匡博，田中浩，坂野昌弘：ゴム支承の挙動特性調査，橋梁振動コロキウム‘97講演論文集，pp.189－195，1997.
30) 小堀為雄，久保雅邦：弾性節点・弾性支点を有する連続桁橋の汎用的な動的解析法，土木学会論文集，No.356/I-3，pp.395－403，1985.

第５章　車両走行による鋼ラーメン橋の立体解析[1),2)]

５．１　概説

上部構造から下部構造へ荷重を伝達する役割をもつ支承は，目的に応じて，その設置場所や種類を変えることにより，平面解析では表現できない立体的な挙動を示すようになる．

その振動特性を把握するためには，実橋での振動実験が必要となり，その振動挙動に応じた，センサーの配置，実験内容が重要となる．また，解析において，それらの固有振動特性を把握するためには，立体解析モデルが必要となり，さらには，車両が走行した時の振動挙動について把握するために，立体車両モデルを用いた動的応答解析が必要となる．

本章では，地震力の低減を目的として，橋脚柱基部に免震支承を設けた連続ラーメン橋と，デザインを重視して，ヒンジ支承を橋脚柱基部に設置した連続ラーメン橋の２橋を対象として，車両を用いた振動実験を行い，それらの振動特性を把握するとともに，立体車両および立体橋梁モデルを用いた動的応答解析を行い，解析モデルの構築に努めた．

５．１．１　連続立体ラーメン免震橋

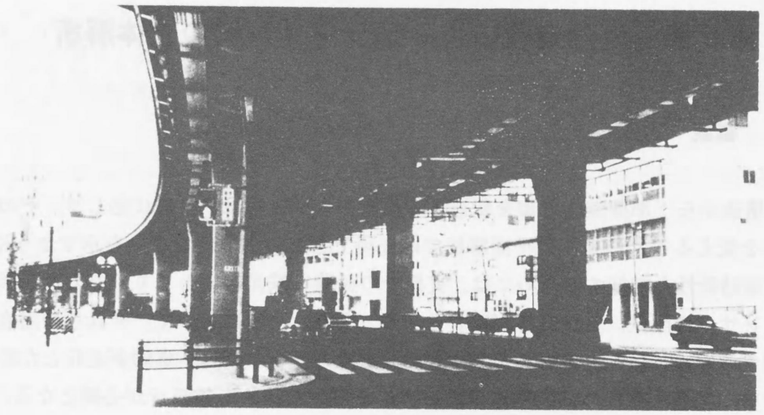
兵庫県南部地震[3)]によって大被害を被った阪神高速道路３号神戸線の弁天工区では，地震力の低減をはかるために橋脚基部に免震支承を設け，19 径間を連続とした道路橋としては世界ではじめての構造形式が採用された[4),5)]（**写真―5.1** 参照）．この橋梁においては，耐震性の確認や地盤振動としての周辺環境への影響を把握するために様々な振動実験が行われ，耐震性の確認については，急速解放ジャッキによりその免震効果を確認し，別途に報告されている[6)]．今までの研究から，伸縮継手がない連続形式や門型の橋脚においては，単純形式やＴ型の橋脚に比較して交通振動や騒音による周辺環境への影響が小さいと報告されている[7)－16)]．本形式橋梁の場合には，それらに加えて主桁と橋脚が剛結されているため，桁端補強による振動軽減対策[17),18)]に値するものと考えられ，さらに橋脚基部においては免震支承を設けており，これらすべての要因からみても，周辺環境に対して交通振動や騒音の低減，車両走行性の向上にも効果があると考えられる．

そこで本章では，橋脚基部に免震支承を設けた連続ラーメン橋を対象として，車両走行時の振動特性や周辺環境への地盤振動の影響について把握するため，車両を用いた振動実験を行った．さらに，実験により得られた結果と有限要素法を用いた解析とを比較することで，車両走行による上部構造や橋脚の振動特性について考察し，解析モデルの構築をした．

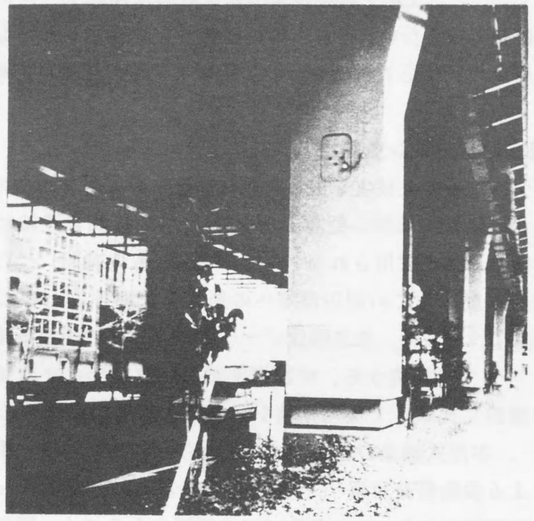
５．１．２　中央方杖支持式連続箱桁ラーメン橋

愛知県岡崎市郊外の丘陵地に，４方向の鋼製橋脚を全方向回転自由な１支点で支持した，中央方杖支持式連続箱桁ラーメン橋[19)]が架設された（**写真―5.2** 参照）．

上部構造の設計では，通常の橋梁では発生しない主桁の面外水平力の影響等を把握するため，まず，橋梁を主桁・鋼製橋脚・コンクリート橋脚からなる立体骨組構造にモデル化した．

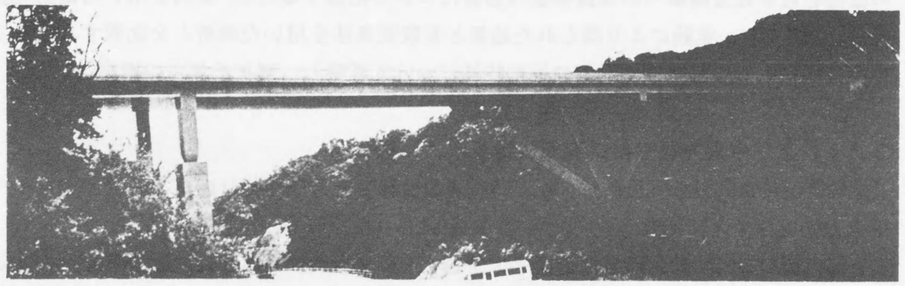


(a)　門型ラーメン橋脚



(b)　脚柱

写真－ 5.1　連続立体ラーメン免震橋



写真－ 5.2　中央方杖支持式連続箱桁ラーメン橋

そして，そのモデルを用いて微小変形理論に基づいた静的解析を行った．この橋梁は，従来の構造形式とは異なった新構造形式であるため，設計段階の動的解析において，橋軸および橋軸直角方向に振動するモードの卓越が予測された[19]．また，仮定した解析モデルが妥当なものか確認するために，振動特性を把握することが必要であると考えた．

そこで本章では，車両を用いた振動実験[20),21)]を行い[22)]，実験で得られたデータをもとにして，この橋梁の振動特性を表現できる解析モデルを構築した．また，その解析モデルを用いて車両走行による動的応答解析を行い，実験より得られた，振動モード，振動数および減衰定数などの振動特性と比較した．

5．2　連続立体ラーメン免震橋

5．2．1　橋梁概要

連続立体ラーメン免震橋は，阪神高速道路３号神戸線の弁天工区に架設された鋼連続ラーメン橋である．この橋梁は，地震力の低減をはかるために橋脚基部に免震支承を設け，19径間を連続とした道路橋としては世界ではじめての構造形式である[4),5)]．対象橋梁の一般図を図－5.1に示す．

5．2．2　実験概要

以下の目的により車両を用いた振動実験[20)]を行った．

① 橋脚と剛結構造となった上部構造の振動特性の把握

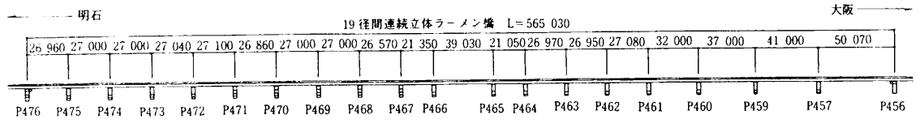
② 車両走行による免震支承の変形挙動の把握

③ 橋脚基部に免震支承を配置したことによる交通振動の伝播経路および周辺環境への地盤振動の把握

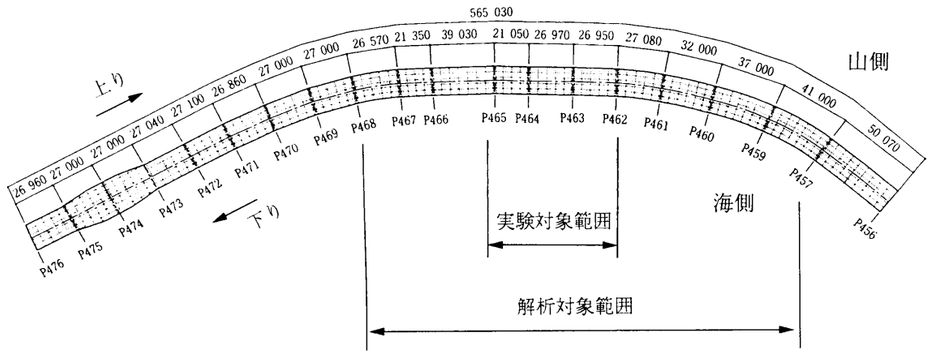
実験では，試験車として，図－5.2に示すような総重量約372kN（約38tf）の４軸トラッククレーン車を４台用いた．実験内容としては，準静的な変形挙動および動的な振動挙動を把握するため，上述した試験車両を用いて図－5.3に示すように，走行パターンや走行速度を変化させる車両走行実験を行った．

この橋梁は，19径間が連続しているために規模が大きい．したがって，実験の対象範囲として，上部構造の主桁に関しては，P463－P464径間を中心として，その前後１径間を，橋脚に関しては，P463 橋脚を対象とした．測定項目としては，支承，橋脚横梁および脚柱の変位挙動と，主桁スパン中央（鉛直），脚柱上部，脚柱基部および脚柱直下の地盤面の加速度（水平２方向）をサーボ型加速度計により測定した．さらに，脚柱基部と橋脚脇には振動レベル計を設置した．測点配置図を図－5.4に示す．

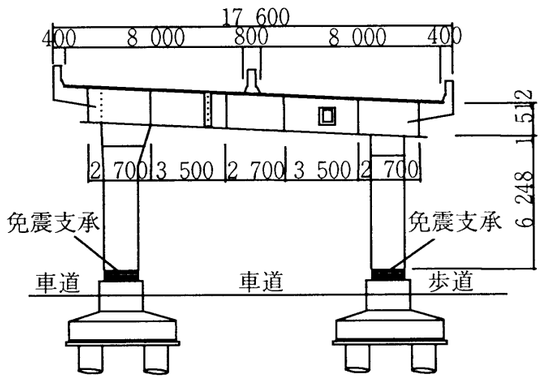
なお，本章では，準静的な載荷実験の結果として，門型橋脚が最大の荷重を受けるパターン５（４車線並列走行）を用いて，静的解析の結果と比較した．また，車両走行実験の結果として，車両が１台走行したときの影響をみるために，パターン１（単独走行）のケースを用いて，動的応答解析との比較をした．



(a) 側面図

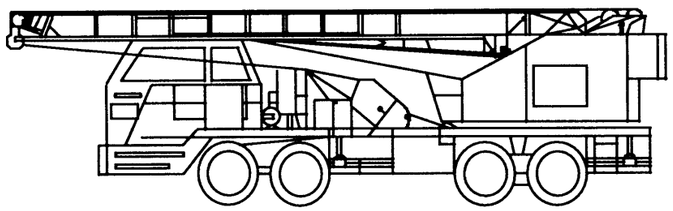


(b) 平面図

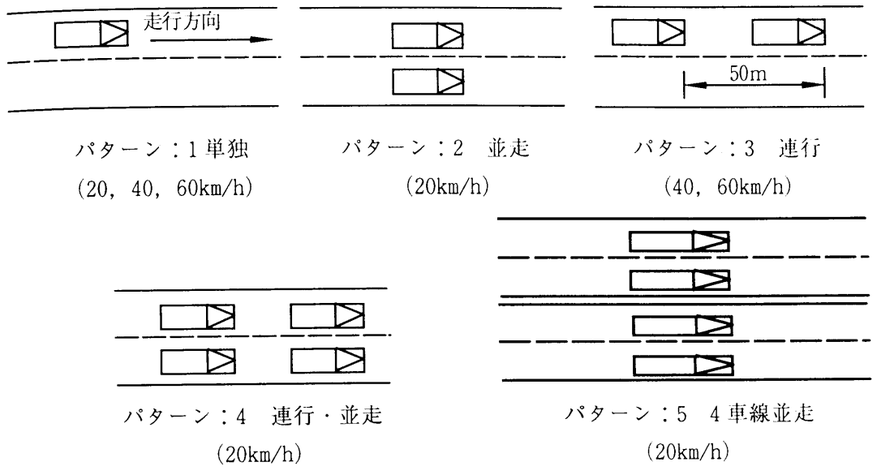


(c) 標準断面図

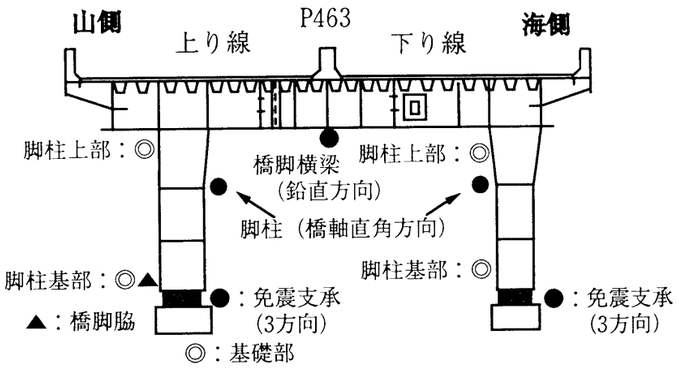
図－5.1 一般図



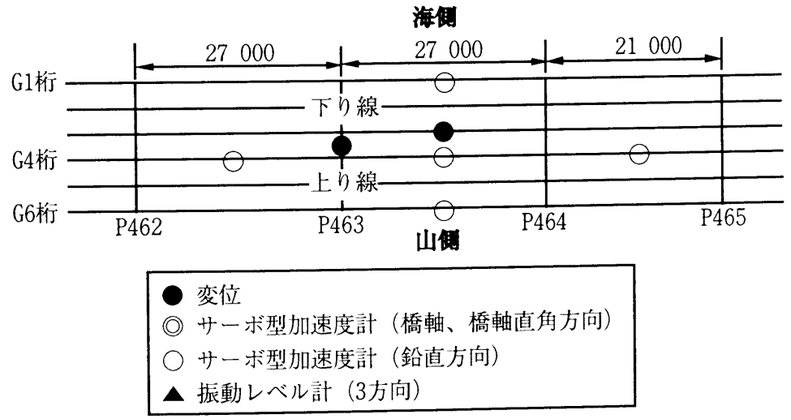
図－5.2 試験車両



図－5.3 走行パターンと走行ケース



(a) 断面方向



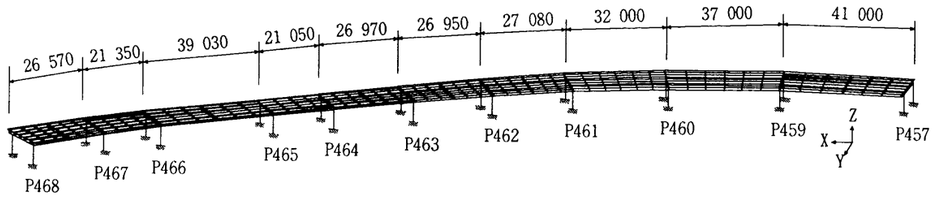
(b) 平面方向

図－5.4 測点配置図

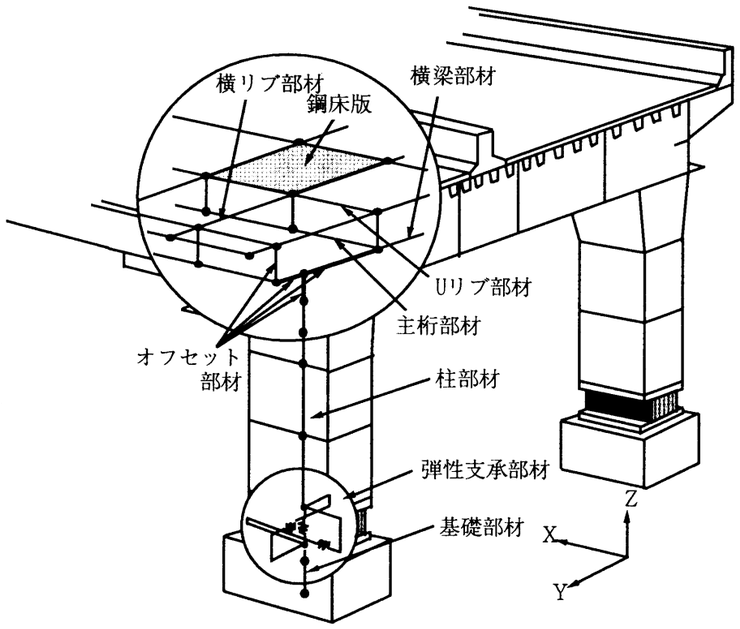
5．2．3　解析モデル

解析モデルは，実験時の対象橋梁を忠実にモデル化するために梁要素と板要素を組み合わせた立体構造とした．上部構造のモデル化については，鋼床版を4節点アイソパラメトリック要素による平板シェル要素として扱い，Uリブ，横リブについては梁部材として格子状にモデル化した．主桁，中間横桁，橋脚横梁および橋脚柱は梁部材として扱い，各要素部材における中立軸のくい違いをオフセット部材を用いて考慮した[23]．質量については，地覆，舗装および壁高欄も考慮した．なお，全体構造としてのモデル化については，実験結果からの影響範囲を考慮して着目橋脚の前後5径間（計10径間）をモデル化することにした．全体構造系の解析モデルを図―5.5に，任意の橋脚断面のモデル化の詳細図を図―5.6に示す．

なお，橋脚下端の境界条件は固定とし，免震支承のモデル化については，線形ばねでモデル化した．解析に用いた免震支承の各ばね定数については，鉛直方向ばねでは設計値を，水平方向ばねについては支承単体の10mmせん断試験結果を参考に静的解析により決定した．



図―5.5　解析モデル



図―5.6　解析モデルの詳細図

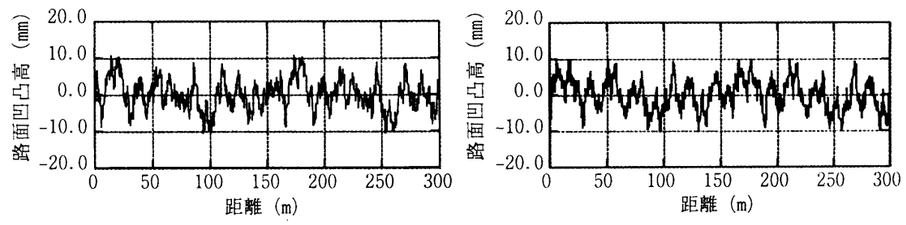
走行パターン5のケースにおいて，試験車4台が橋上で並列に速度約20km/hで徐行したときに得られた橋脚横梁，スパン中央のたわみおよび支承の変位波形と解析値を比較して，解析モデルの剛性を確認した．さらにサブスペース法により固有値解析を行った[24),25)]．

表―5.1　車両モデルの諸元

総重量(kN)	376.81
ばね上ばね定数前軸 K_{S1} (kN/m)	2256/2
後軸 K_{S2} (kN/m)	9025/2
ばね上減衰係数前軸 C_{S1} (kNs/m)	10.26/2
後軸 C_{S2} (kNs/m)	41.04/2
ばね下ばね定数前軸 K_{T1}, K_{T2} (kN/m)	1777/2
後軸 K_{T3}, K_{T4} (kN/m)	7106/2
ばね下減衰係数前軸 C_{T1}, C_{T2} (kNs/m)	3.02/2
後軸 C_{T3}, C_{T4} (kNs/m)	12.06/2

表―5.2　路面凹凸シミュレーションに用いた各パラメータ値

a_1	a_2	n_1	n_2	Ω_L (c/m)	Ω_C (c/m)	Ω_U (c/m)
1.67	0.005	0	1.94	0.0	0.05	2.5



(a)　左車輪　　(b)　右車輪

図―5.7　解析に用いた路面凹凸波形

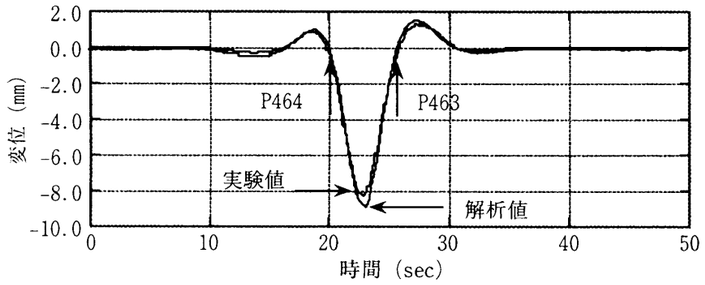
車両走行による動的応答解析では，上述した試験車両を図―2.7に示すように，前軸，後軸のばね上，ばね下を考慮した4軸の立体車両モデル[18)]にモデル化し，路面凹凸を考慮して，直接積分法のNewmark β法（$\beta=1/4$，時間間隔0.01sec）により，車両－橋梁系の運動方程式を逐次積分して応答値を求めた[21),25),26)]．減衰マトリックスは，剛性依存型を用いて，各部材の減衰定数は，上部構造では h=2%，免震支承および下部構造では h=5%とした[11)]．表―5.1に解析に用いた車両モデルの諸元を示す．

路面凹凸に関しては，実測値がないために解析により作成したものを用いた．解析では，立体車両モデルを用いているために，左右の車輪には異なった路面凹凸上を走行するようにした．ここで，モデル化した路面凹凸のパワースペクトル密度 $S_r(\Omega)$に対して，実験時には舗装完成直後であることを考慮して，文献[27)]を参考にして“良好”な路面状態に対する表―5.2に示したパラメータ値を用いることにした．図―5.7(a)，(b)に，車両モデルが走行する左右の車輪に用いた路面凹凸波形を示す．

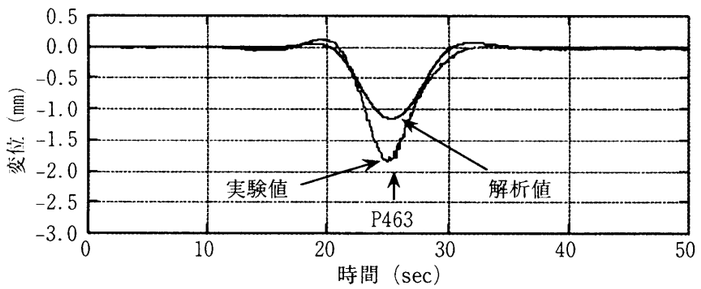
5．2．4　静的特性

試験車4台が，走行速度約20km/hで走行パターン5（図―5.3参照）の状態を保って上り方向に徐行したときのP463～P464径間のスパン中央G3桁の鉛直変位を図―5.8に，P463橋脚横梁中央の鉛直変位を図―5.9に，P463 橋脚山側脚柱の免震支承の鉛直変位を図―5.10にそれぞれ示す．また，比較として解析により得られた変位波形を同図に付記する．

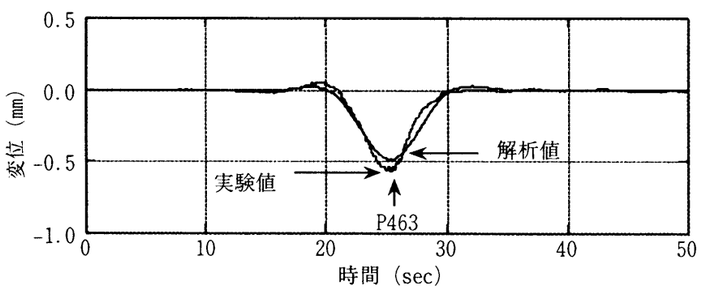
これより，橋脚横梁については差異があるものの，主桁スパン中央や免震支承部の鉛直変位においては，その剛性評価の妥当性が示された．これより，免震支承部の鉛直ばね剛性においては設計値をそのまま用いれば良いことがわかった．また，図―5.8のスパン中央の鉛直変位波形からは連続桁的な変位性状がみられ，車両が対象径間前後の径間を走行している際も実験値と解析値はほぼ一致していることがわかる．



図―5.8　P463～P464径間のスパン中央の鉛直変位



図―5.9　P463橋脚横梁中央の鉛直変位

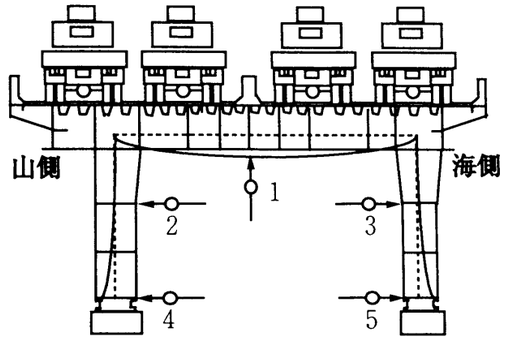


図―5.10　免震支承（P463山側脚柱）の鉛直変位

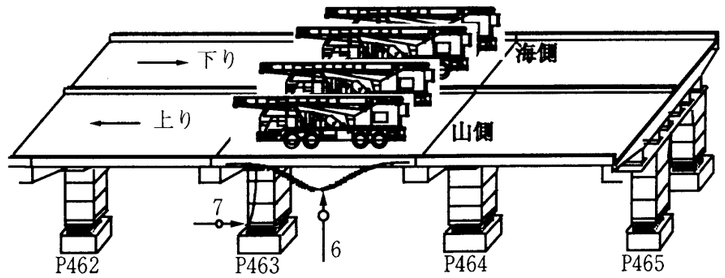
表―5.3　実験値と解析値の比較

測点	1	2	3	4	5	6	7
解析値	-1.16	0.16	0.10	0.25	0.29	-8.89	-1.62
実験値	-1.85	0.22	0.28	0.57	0.79	-8.82	-2.01

単位：mm，矢印方向：＋



(a)　断面でみた変形図



(b)　側面でみた変形図

図―5.11　免震支承部の変形性状

一般に，門型橋脚の場合には橋脚横梁に走行荷重が載荷されるために橋脚横梁では鉛直変位が生じる．この橋梁の場合，主桁と橋脚横梁が剛結されているため，総重量約372kN（約38tf）の試験車が4台並列載荷した時のたわみは実測値で1.8mm程度であった．免震支承の鉛直変位分(0.5mm)を差し引いた橋脚横梁のみのたわみは，実測値で1.3mm程度であり，その剛性が大きいことがわかる．よって，図―5.9で差異が生じた理由として，主桁と橋脚横梁との剛結部の評価に差異があったものと考えられる．

免震支承部にともなう変形特性として，上述した試験車4台が，徐行した時のP463橋脚の断面および側面でみた変位性状を図−5.11(a)，(b)に示す．また，それらの実験値と解析値の比較を表−5.3にそれぞれ示す．

図−5.11(a)をみてもわかるように橋脚横梁のたわみにともない，免震支承が橋軸直角方向に変位（矢印方向：＋）しており，門型橋脚の脚柱基部が外側に開いている様子がわかる．また，図−5.11(b)の側面からみた変形性状は，主桁と免震支承との中立軸の食い違いにより主桁がたわむことで，免震支承が橋軸方向に変位していることがわかる[11]．これらの傾向は，表−5.3に示した解析でもよく表れており，免震支承部の水平ばね剛性の評価においては，免震支承単体の10mmせん断試験から得られたばね剛性より5倍程度大きな値となった．実験，解析ともに山側，海側で値が異なる理由としては，脚柱の位置が非対称で，さらに横断勾配を有していることが挙げられる．

5．2．5　主桁・橋脚の振動特性

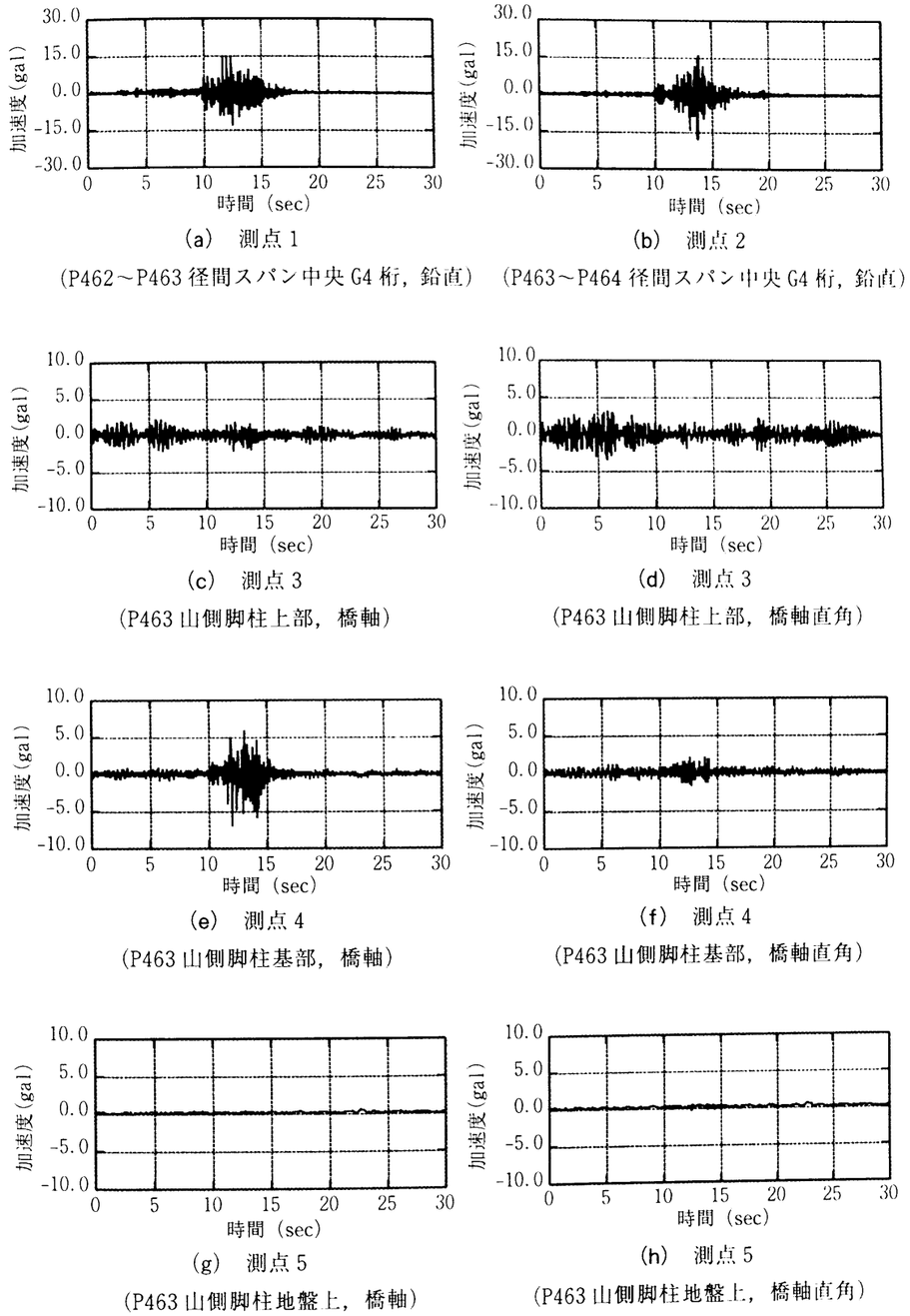
試験車1台が，上り線の走行車線を走行速度60km/hで逆走行した時のP463橋脚に着目して，前後径間のスパン中央の鉛直方向の加速度とその伝播経路としてP463山側脚柱上部，基部，地盤の橋軸および橋軸直角方向の加速度を図−5.12に，そのスペクトルを図−5.13にそれぞれ示す．さらに，追越車線を走行したときの上述した各測点のスペクトルを図−5.14に示す（図−5.15参照）．

この橋梁は，主桁と橋脚が剛結された連続桁となっているために，主桁上（測点1，2，図−5.15参照）における加速度波形では，伸縮継手を通過するときの衝撃的な波形がみられなく，車両走行による振動伝播の影響範囲は各測点の前後約3径間くらいとなっており，上部構造の剛性がかなり大きい．また，脚柱上部（測点3）の加速度波形においては，橋軸および橋軸直角方向の振動振幅はほぼ同じくらいになっており，平面線形がかなり影響しているものとみられる．また，脚柱基部（測点4）では橋軸方向で，脚柱上部よりも振動振幅が増幅している．

これは，前節で述べた主桁のたわみ分の橋軸方向変位が影響しているものとみられる．しかし，追越車線を走行しているときにはかなり振幅が小さくなっていた．一方，橋軸直角方向では，脚柱上部に比べて振幅は小さくなっている．さらに，地盤上（測点5）では橋軸および橋軸直角方向において，他の測点と比較してみるとかなり振動振幅が小さい．

実験値に対応して，試験車1台が上り線の走行車線を走行速度60km/hで逆走行した時の上述した各測点における解析上の加速度応答値とそのスペクトルを図−5.16と図−5.17にそれぞれ示す．なお，解析では地盤上での応答値を得ることができないために，地盤に最も近い免震支承下のコンクリート橋脚部に着目した．

各測点のスペクトルから，卓越している振動モードを調べることにした．この橋梁は，19径間連続となっているために，これらのスペクトルからモード形状を明らかにすることは困難であると判断し，解析上でこの対象径間において卓越している振動モードを推定することにした．固有値解析により得られた，実験の対象径間に影響していると考えられる振動モード図と解析における固有振動数を図−5.18に示す．



(a)　測点1
(P462～P463径間スパン中央G4桁，鉛直)

(b)　測点2
(P463～P464径間スパン中央G4桁，鉛直)

(c)　測点3
(P463山側脚柱上部，橋軸)

(d)　測点3
(P463山側脚柱上部，橋軸直角)

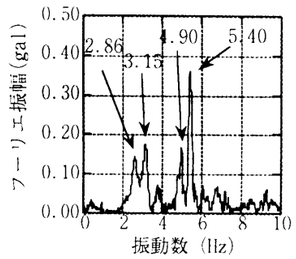
(e)　測点4
(P463山側脚柱基部，橋軸)

(f)　測点4
(P463山側脚柱基部，橋軸直角)

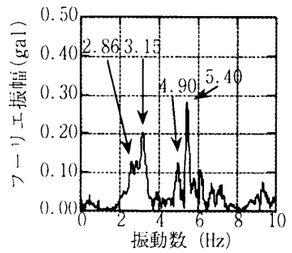
(g)　測点5
(P463山側脚柱地盤上，橋軸)

(h)　測点5
(P463山側脚柱地盤上，橋軸直角)

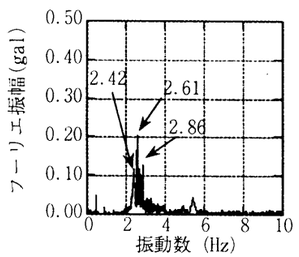
図−5.12　走行車線走行時の各測点における加速度波形（実験）



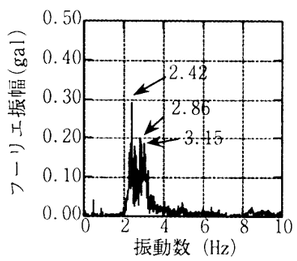
(a)　測点 1（鉛直）



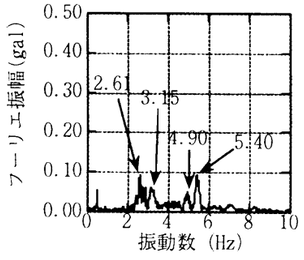
(b)　測点 2（鉛直）



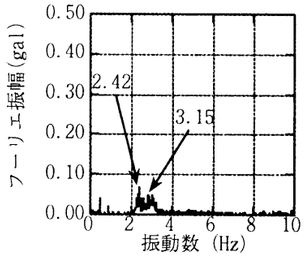
(c)　測点 3（橋軸）



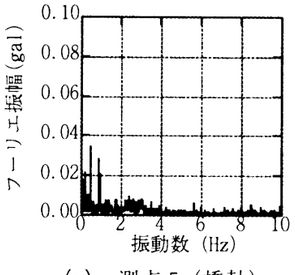
(d)　測点 3（橋軸直角）



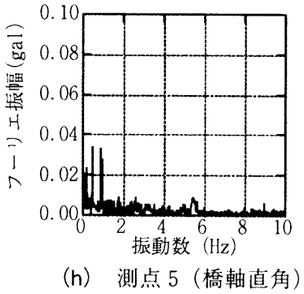
(e)　測点 4（橋軸）



(f)　測点 4（橋軸直角）

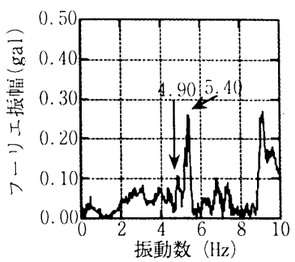


(g)　測点 5（橋軸）

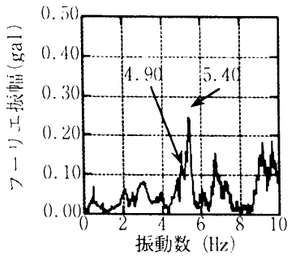


(h)　測点 5（橋軸直角）

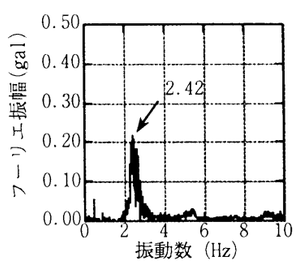
図－5.13　走行車線走行時の各測点におけるスペクトル（実験）



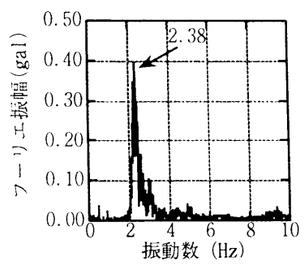
(a)　測点 1（鉛直）



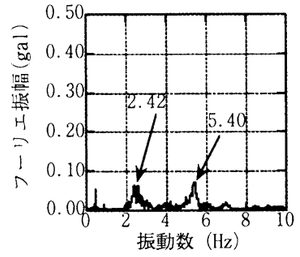
(b)　測点 2（鉛直）



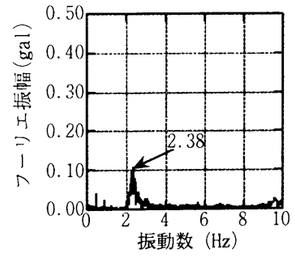
(c)　測点 3（橋軸）



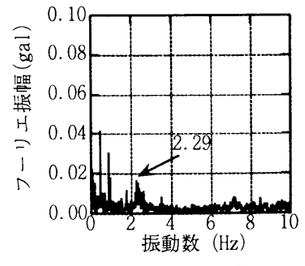
(d)　測点 3（橋軸直角）



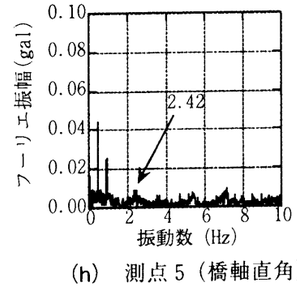
(e)　測点 4（橋軸）



(f)　測点 4（橋軸直角）

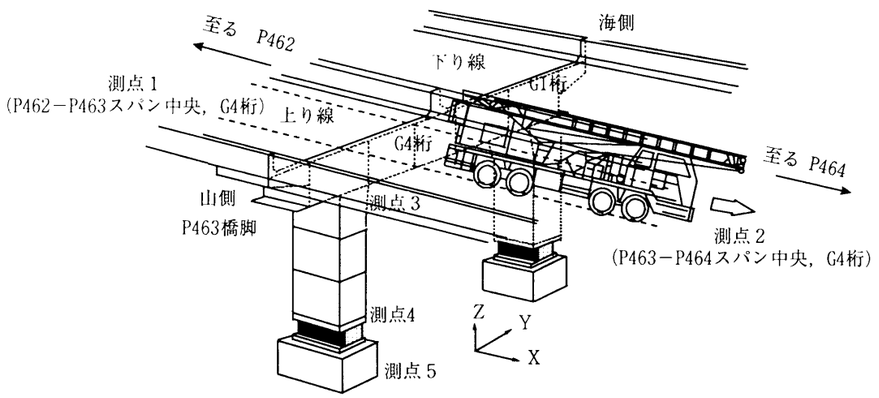


(g)　測点 5（橋軸）



(h)　測点 5（橋軸直角）

図－5.14　追越車線走行時の各測点におけるスペクトル（実験）

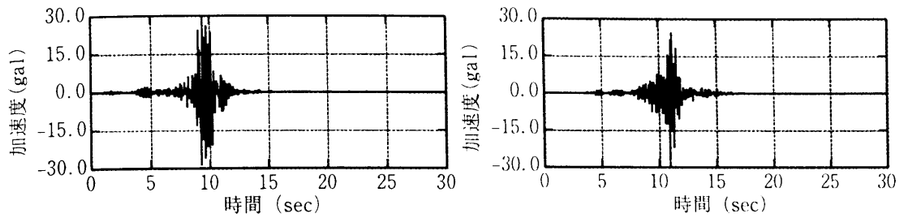


図−5.15　測点配置の状況

図−5.13(a)～(f)のスペクトルを見ると，試験車のばね上振動数（2.8Hz 付近）の卓越が大きく，試験車両からは観測されなかった 3.15Hz の振動数が励起している．この 3.15Hz の振動数は脚柱上部(測点 3)の橋軸直角方向においてもその励起がみられ，さらに図−5.14(a)，(b)に示した追越車線走行時にはその卓越がみられないことから，橋軸直角方向の振動モードと判明した．また，脚柱上部や基部の橋軸および橋軸直角方向のスペクトルでは，2.5Hz 前後に卓越振動数が大きく分布していることから，これらの振動モードも，橋軸方向および橋軸直角方向に振動するスウェイおよびロッキングの振動モードとみられる．スウェイ振動は，対象橋脚の前の径間上を車両が走行することで主桁のたわみにより，その橋脚を押し出すことで加振されて励起する．また，ロッキング振動は，横断勾配による影響により橋軸直角方向に加振されて励起したものと考えられ，平面線形によりこれら 2 つのモードが，互いに連成してスペクトルに表れているものとみられる．

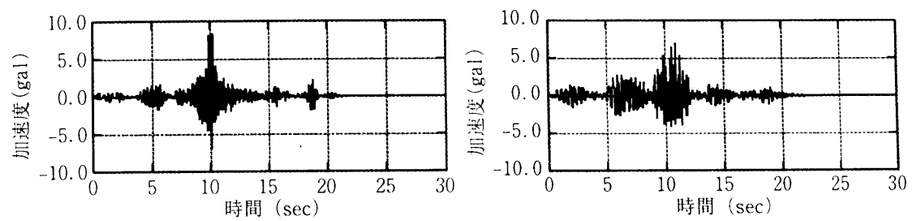
図−5.18 に示すように，固有値解析からは 2.69Hz～3.14Hz にかけて，上述したような振動モードが 3 つ存在しているが，この橋梁は，19 径間連続となっており，解析モデルはその一部を取り出したものであるため，全く同じモードが実際にも影響しているとはいえないが，これに近い振動モードが影響していると考えられる．

次に，上部構造主桁部の振動モードについて検討した．スペクトルから，4.9Hz と 5.4Hz に卓越がみられるが，これは図−5.18 に示した振動モード図から，たわみとねじれのモードが卓越したものと判明した．また，実測データからも 5.4Hz においては，ねじれを確認している．この橋梁では横断勾配があるため，その影響によりねじれモードのスペクトルエネルギーの方が大きく出たものと考えられる．



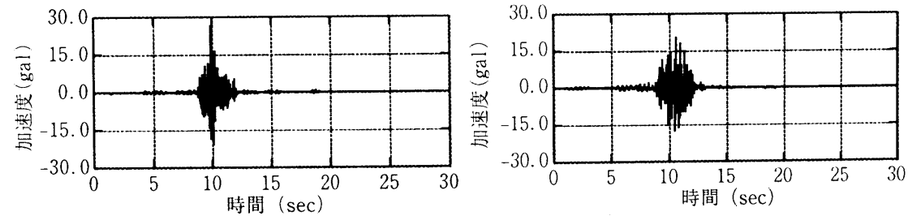
(a)　測点 1
(P462～P463 径間スパン中央 G4 桁，鉛直)

(b)　測点 2
(P463～P464 径間スパン中央 G4 桁，鉛直)



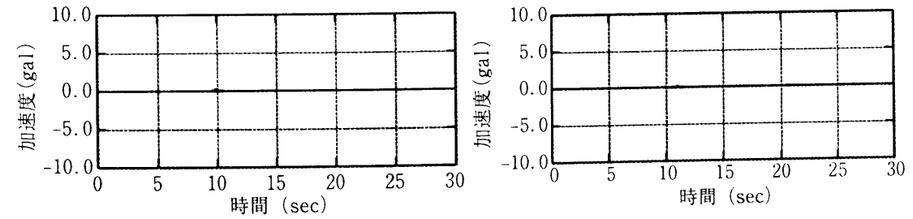
(c)　測点 3
(P463 山側脚柱上部，橋軸)

(d)　測点 3
(P463 山側脚柱上部，橋軸直角)



(e)　測点 4
(P463 山側脚柱基部，橋軸)

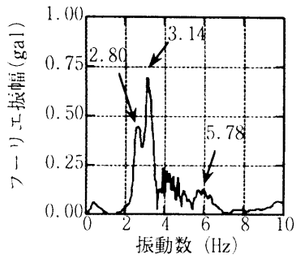
(f)　測点 4
(P463 山側脚柱基部，橋軸直角)



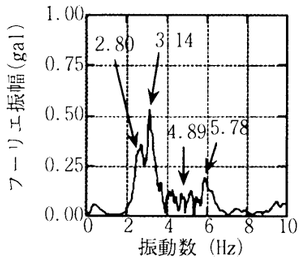
(g)　測点 5
(P463 山側脚柱コンクリート部，橋軸)

(h)　測点 5
(P463 山側脚柱コンクリート部，橋軸直角)

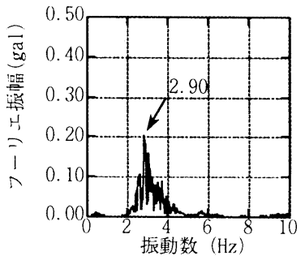
図−5.16　走行車線走行時の各測点における加速度波形（解析）



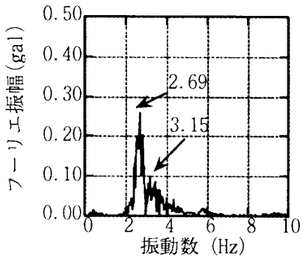
(a)　測点 1（鉛直）



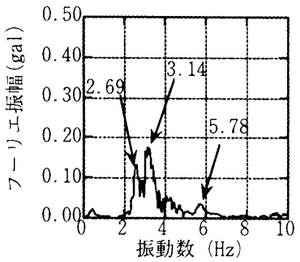
(b)　測点 2（鉛直）



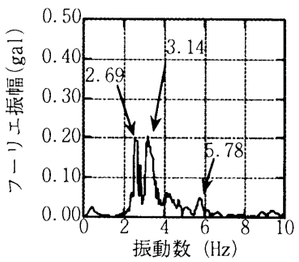
(c)　測点 3（橋軸）



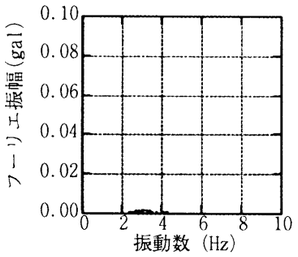
(d)　測点 3（橋軸直角）



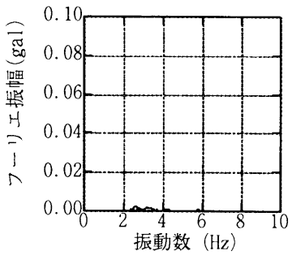
(e)　測点 4（橋軸）



(f)　測点 4（橋軸直角）

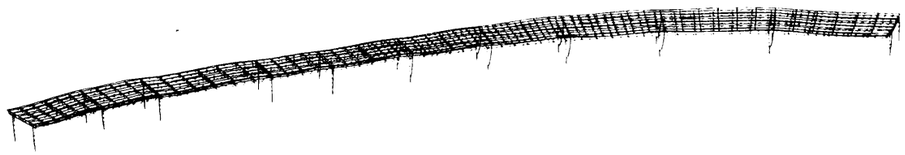


(g)　測点 5（橋軸）

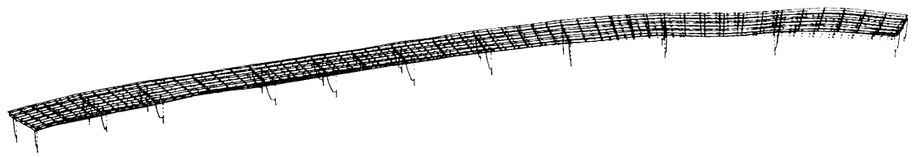


(h)　測点 5（橋軸直角）

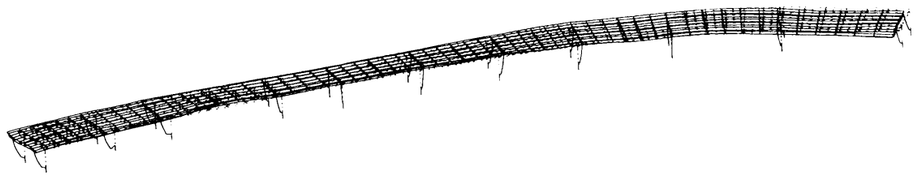
図－5.17　走行車線走行時の各測点におけるスペクトル（解析）



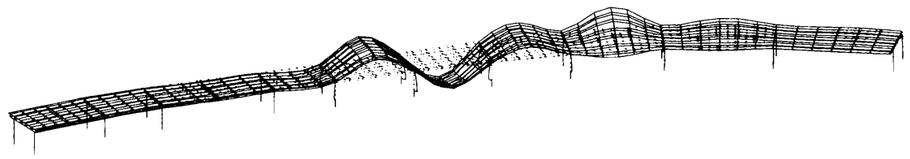
(a)　水平モード（2.69Hz）



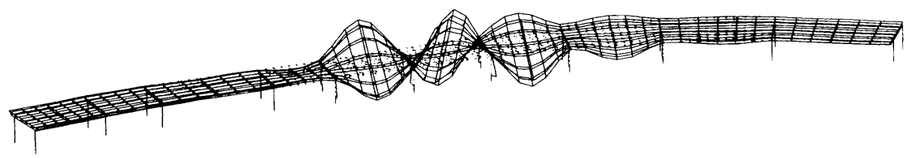
(b)　水平モード（2.90Hz）



(c)　水平モード（3.14Hz）

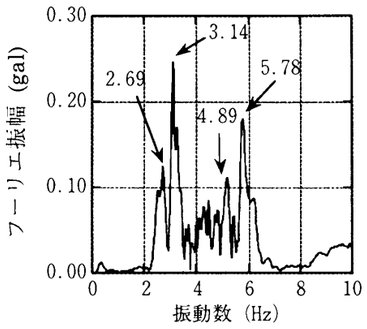


(d)　たわみモード（4.89Hz）



(e)　ねじれモード（5.78Hz）

図－5.18　振動モード図



図－5.19　測点2のG1外桁のスペクトル（解析）

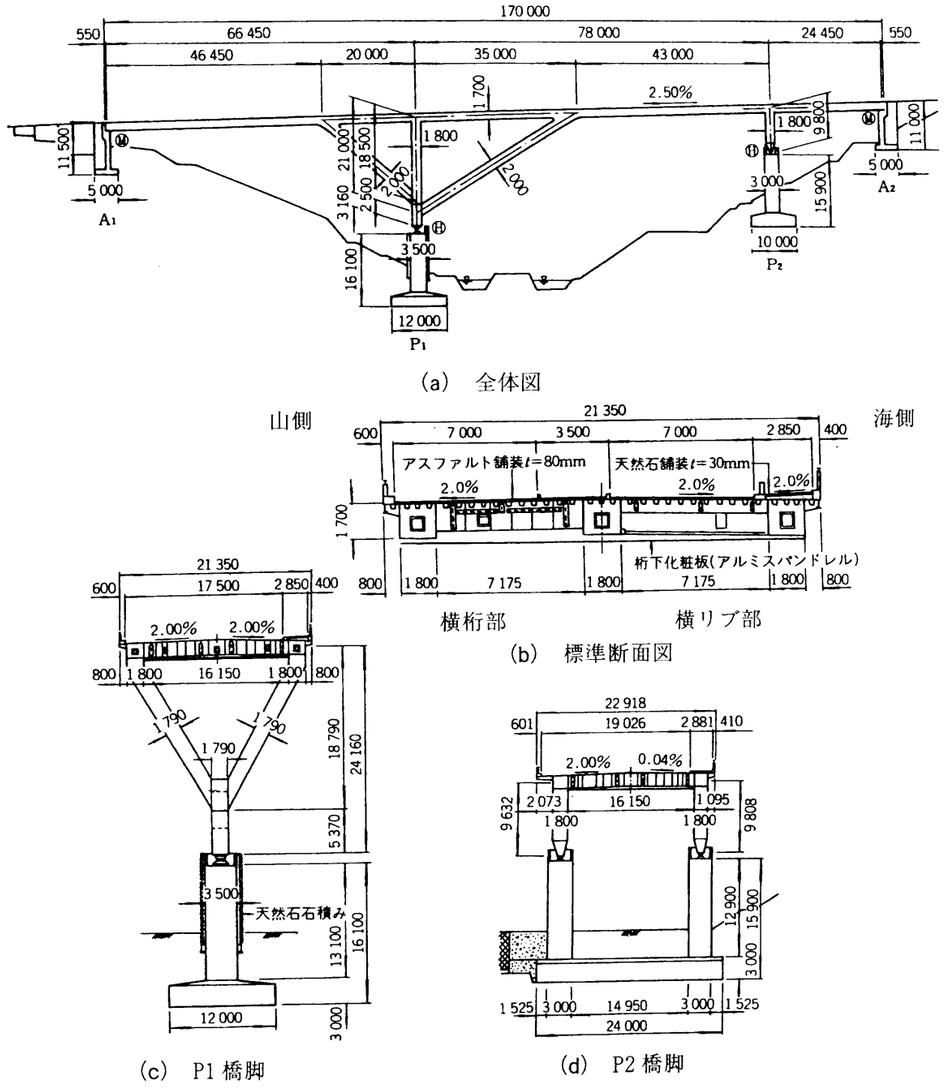
以上の解析結果から，解析における主桁スパン中央の加速度波形では車両ばね上振動数に影響されて，橋軸直角方向モードのスペクトルが大きくなっており，ねじれやたわみ振動数のスペクトルエネルギーは実験値に比べて小さめである．しかし，図－5.19に示した測点2の径間の外桁（G1桁）のスペクトルからは，車両の影響が小さく，ねじれとたわみモードが大きく励起しており，実験値に近い傾向を示している．また，脚柱基部の加速度においては脚柱上部に比べてかなり増幅しており，実測値に比べて大きめである．したがって，車両走行時の免震支承の減衰機構がどの程度のものなのかまだまだ検討の余地がある．

以上から，連続立体ラーメン免震橋の振動特性として，実験値，解析値ともに免震支承に起因して橋脚の橋軸および橋軸直角方向モードの卓越がみられたが，地盤面では実験値の加速度振幅も小さくなっており，その卓越がほとんどないことから，周辺環境への影響は少ないと思われる．

5．3　中央方杖支持式連続箱桁ラーメン橋

5．3．1　橋梁概要

中央方杖支持式ラーメン橋は，愛知県岡崎市郊外の丘陵地に架設された，橋長 170m（下部構造中心支間割り 66.45m＋78.0m＋24.45m），幅員 21.35m（片側に 2.85m の歩道を有する）の連続ラーメン橋である．この橋梁は，4方向の鋼製橋脚を全方向回転自由な1支点で支持した，中央方杖支持式の連続箱桁ラーメン橋[19]となっており，今までに前例のない構造形式である．一般図を図－5.20に示す．



図－5.20　中央方杖支持式ラーメン橋の一般図

5．3．2　実験概要

総重量約 196kN（約 20tf）の 3 軸ダンプトラックを 1 台用いて以下に示す振動実験を行った[22]．なお，以下に示す①，②の実験は 2 回ずつ行っている．

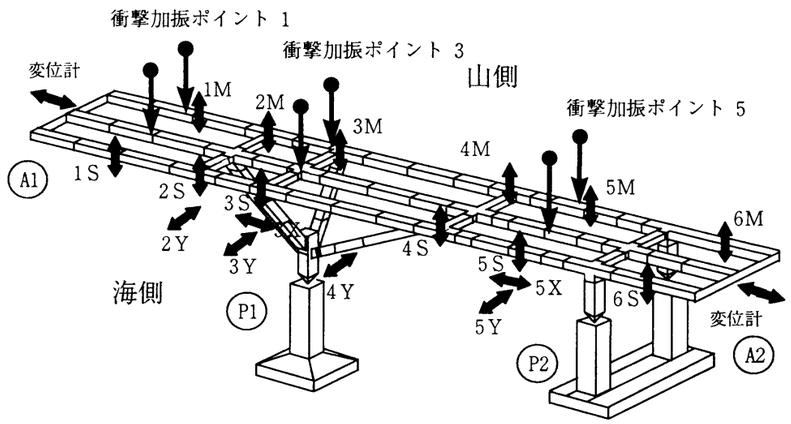
① 衝撃加振試験（車両踏台落下法）

ポイント 1，3，5（図―5.21 参照）の山側の外側車線および海側の内側車線（計 6 個所）において試験車の前軸を踏台から落下させる衝撃加振実験を行った．

② 車両走行試験

走行位置（山側，海側の各内側，外側車線）や走行速度（20，40，60km/h）を変化させて，各々の組み合わせ（計 12 ケース）により車両走行実験を行った．

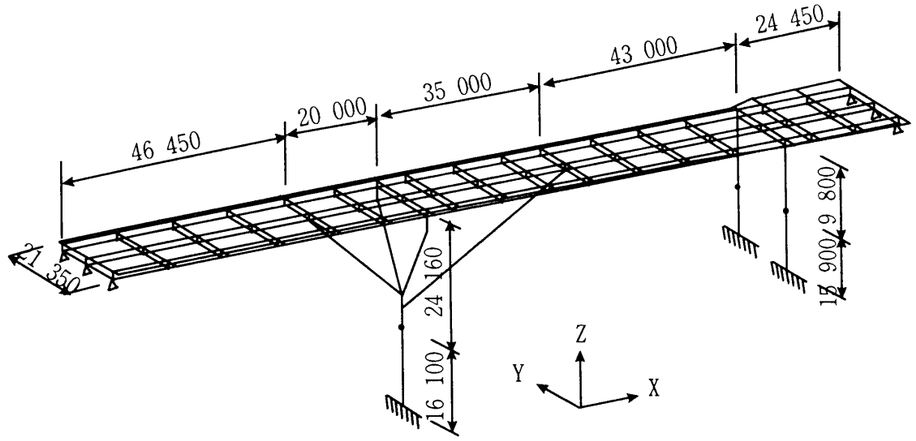
実験では，サーボ型速度計（加速度・速度変換可能）を 10 個，サーボ型加速度計を 8 個使用して振動速度および加速度を測定した．また，支承部では変位計を 2 個使用して両端部の橋軸方向変位を測定した．なお，実験時にねじれモードの励起が確認され，橋軸直角方向の振動性状を調べるために、鉛直方向だけでなく橋軸直角水平方向にも測点の配置変えをした．測点配置図と衝撃加振ポイントを図―5.21 に示す．



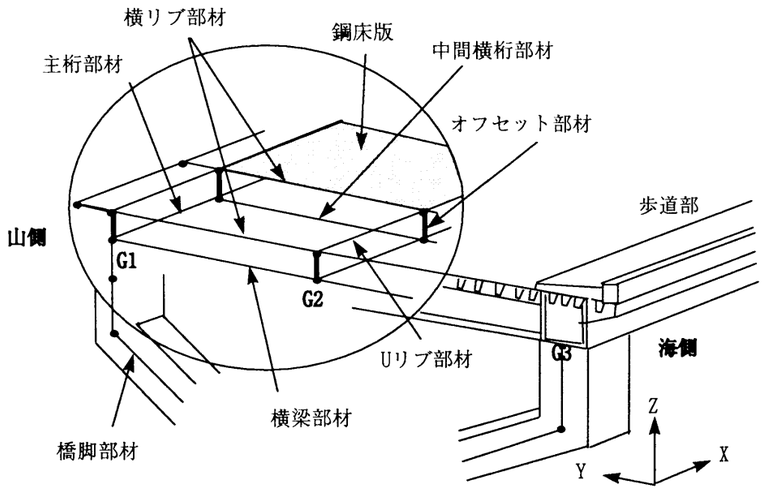
図―5.21　測点配置図と衝撃加振ポイント

5．3．3　解析モデル

解析モデルは，図―5.22 に示すように立体骨組構造とした．上部構造のモデル化については，鋼床版を平板要素として扱い，Uリブ，横リブを梁部材として格子状にモデル化した．主桁，中間横桁，橋脚横梁，脚柱については梁部材として扱い，各要素部材における中立軸のくい違いをオフセット部材を用いて考慮した[23]．なお、P1 橋脚部断面のモデル化の詳細図を図―5.23 に示す．質量については，地覆，舗装および片側に設けた歩道マウントアップ部の質量も考慮した．また，下部構造のモデル化については，コンクリート橋脚とフーチングを梁部材としてモデル化し，橋脚下端部の境界条件はフーチング下端で固定とした．



図―5.22　解析モデル



図―5.23　モデル化の詳細図

表―5.4　解析ケース

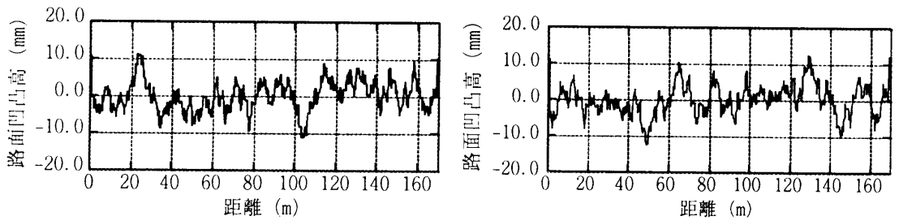
		C1	C2	C3	C4	C5	C6
端支点拘束条件	可動	○	○				
	ヒンジ			○	○	○	○
歩道・地覆の剛性	考慮	○		○			
	非考慮		○		○	○	○
歩道部の質量	G3 桁付加	○	○	○	○		
	均等配分					○	○
ヒンジ支承	ヒンジ	○	○	○	○	○	
	剛						○

解析ケースは，**表—5.4** に示すように，橋台部における端支点の拘束条件を可動とするか否か，片側に設けた歩道マウントアップ部や地覆の剛性を考慮するか否か，また，モード形状に及ぼす影響をみるために，歩道部の質量を幅員方向に均等に配分した場合と G3 桁に付加した場合（C4 と C5 で比較）および，ヒンジ支承部を剛な支承とした場合（C5 と C6 で比較）の計 6 ケースで解析した．

表—5.4 に示した解析ケースにより，端支点部の拘束条件や質量，剛性の影響を調べるために，サブスペース法を用いて固有値解析を行った[25]．車両走行による動的応答解析では，路面凹凸を考慮して直接積分法の Newmark β 法により，車両－橋梁系の運動方程式を逐次積分して応答値を求めた[21),25),26)]．なお，逐次積分においては，時間間隔 0.01 秒，$\beta=1/4$ とした．減衰の扱いについては，剛性依存型の減衰マトリックスを作成した．各部材の減衰定数は，後述する減衰特性の項で述べることにする．

表—5.5　車両モデルの諸元

総重量(kN)	196
ばね上ばね定数前軸 K_{S1} (kN/m)	1279/2
後軸 K_{S2} (kN/m)	5116/2
ばね上減衰係数前軸 C_{S1} (kNs/m)	4.07/2
後軸 C_{S2} (kNs/m)	16.3/2
ばね下ばね定数前軸 K_{T1} (kN/m)	3553/2
後軸 K_{T2}, K_{T3} (kN/m)	7106/2
ばね下減衰係数前軸 C_{T1} (kNs/m)	6.03/2
後軸 C_{T2}, C_{T3} (kNs/m)	12.06/2



(a) 左車輪　　(b) 右車輪

図—5.24　路面凹凸波形

また，解析に用いた車両モデルは，ねじれ振動などの立体的な振動挙動に対応させるために，前軸，後軸のばね上，ばね下を考慮した**図—2.6** に示すような 3 軸の立体車両モデル[18]を用いた．**表—5.5** に，車両モデルの各パラメータ値（片側車輪分）を付記する．

動的応答解析で用いる路面凹凸は，実測値がないために，シミュレーションにより乱数を発生させて作成した路面凹凸波形を用いた[21]．なお，実験時は，舗装完成直後であったことを考慮して，文献[21]を参考に，**表—5.6** に示すパラメータ値を用いて，“良好”な路面状態に対する路面凹凸波形を作成した．左右の車輪が走行する路面凹凸波形を**図—5.24**(a)，(b)にそれぞれ示す．

表—5.6　路面凹凸シミュレーションに用いた各パラメータ値

a_1	a_2	n_1	n_2	Ω_L (c/m)	Ω_C (c/m)	Ω_U (c/m)
1.67	0.005	0	1.94	0.0	0.05	2.5

5．3．4　固有振動特性

実験から得られた卓越振動数と各解析ケースの固有振動数を**表—5.7** に示す．また，この表に対応して，解析で求めたモード図を**図—5.25** に示す．

1 次，2 次モードは，実験では確認されておらず，解析上では，端支点条件を可動にした場合，これら 2 つのモードが低次モードとして出現した．車両走行実験による振幅レベルの範囲では，支承は可動していないと考えられ，端支点条件は，ピン支承とした方が実測に近い．3 次モードは，実験において試験車が走行する車線に拘らず，第 2 径間（P1～P2）で観測された．解析では，端支点条件がピン支承とした場合，このモードが低次モードとして出現した．4 次モードは，第 2 径間（P1～P2）でねじれるモードであるために，ポイント 5（**図—5.21** 参照）において偏心の衝撃加振をしたときに励起した．5 次，6 次モードは，第 1（A1～P1）及び第 2 径間（P1～P2）で同位相または逆位相のねじれを生じる振動モードであり，さらに，2.0Hz と 2.1Hz で卓越振動数が近接していた．しかし，6 次の同位相のねじれモードは，励起が非常に小さかった．7 次，8 次モードは，A2 側から走行した場合（海側走行），それぞれのモードがよく励起していた．

以上より，この橋梁は，モード形状を見てもわかるように，第 1 径間（A1～P1）および第 2 径間（P1～P2）において，曲げ振動やねじれ振動が連成して，さらに振動数が近接しているために，かなり複雑な振動性状となっている．これらの理由として，以下の 3 つが考えられる．

①片側にのみ歩道があり質量分布が非対称である．

②主桁が，長柱脚，短柱脚それぞれ 1 点で支持されている．

③4 方向の橋脚を 1 点で接合した全方向回転自由なロッキングピアー方式となっている．

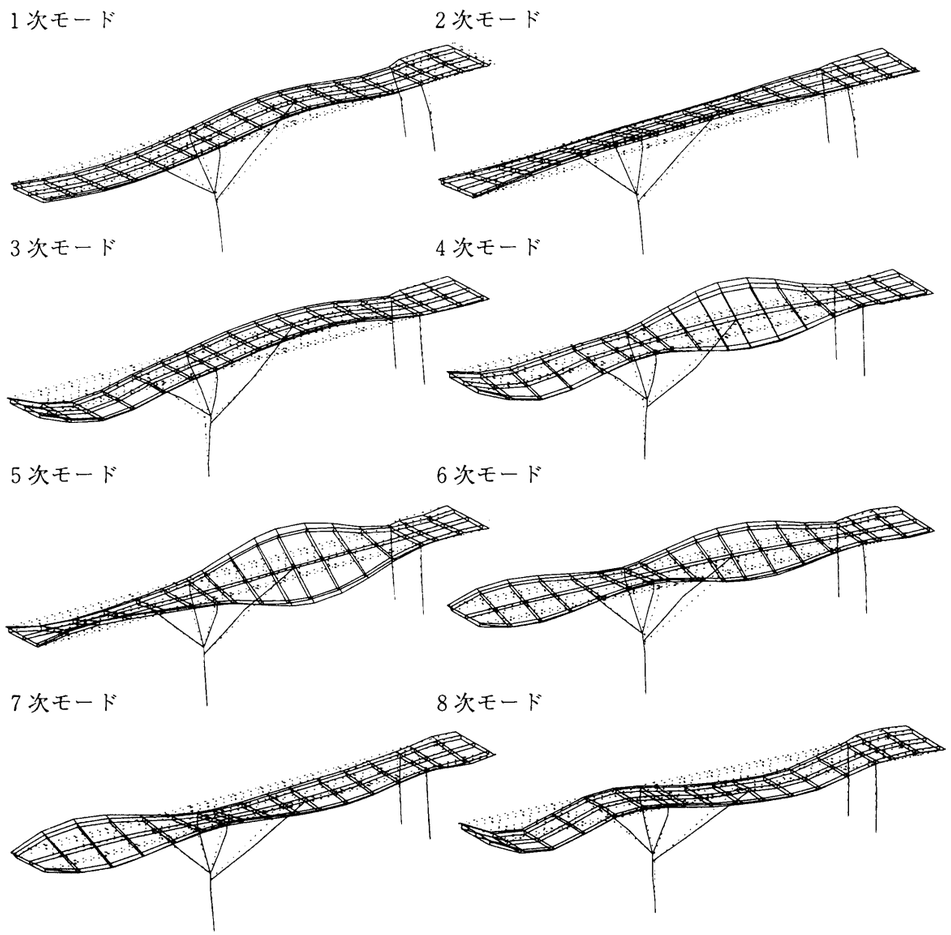
①に関して，歩道部の重量が振動モードに及ぼす影響を解析ケース 4 と 5 で比較した（**表—5.4**，**表—5.7** 参照）．解析ケース 4 では，G3 桁にマウントアップ部の歩道の質量を集中質量として加え，解析ケース 5 では，歩道の質量を幅員方向に均等に配分している．これより，ケース 5 では 4 次モードが出現しないが，他のケースで出現しなかった 6 次モードが出現している．

次に，②に関して，この橋梁の構造は，ケーブル部分において違いはあるが，逆Y型の主塔を有した 1 面吊りの斜張橋を上下逆にしたような構造といえる．すなわち，主桁を幅員中央において一点で支持しているために，主桁のねじれ剛性がかなり振動モードに影響していると考えられる．

③に関して，全方向回転自由なヒンジ支承がモード形状に及ぼす影響をみるために，ケース 5 と 6 を比較した．これより，ヒンジ支承を剛な支承としてもモード形状には影響せず，振動数が多少大きくなるだけである．よって，これらのねじれモードが励起する影響としては，ヒンジ支承が直接関係していないことがわかる．

表－5.7　固有振動数の比較（単位：Hz）

次数	実験値	C1	C2	C3	C4	C5	C6	振動モード
1		0.96	0.94	－	－	－	－	橋軸方向水平
2		1.44	1.32	－	－	－	－	P1 橋脚曲げによる面外
3	1.71	－	－	1.75	1.71	1.81	1.82	たわみ逆対称１次
4	1.90	1.93	1.88	1.92	1.88	－	－	第１径間たわみ，第２径間ねじれ
5	2.00	1.82	1.79	2.28	2.20	1.89	1.91	ねじれ逆対称１次
6	2.10	－	－	－	－	2.02	2.08	ねじれ対称１次
7	2.25	2.13	2.11	2.05	1.98	2.29	2.30	第１径間ねじれ，第２径間たわみ
8	2.44	2.50	2.47	2.48	2.44	2.37	2.38	たわみ対称１次
9	2.74～2.88	3.24	3.16	3.20	3.12	3.16	3.16	たわみ逆対称２次



図－5.25　モード図

次に，実測値と各解析ケースの振動数を比較をする．先に述べたように，実験からは，表－5.7に示した1，2次モードの励起が観測されなかったことから，端支点の拘束条件はピンに近かったと考えられる．また，地覆やマウントアップ部の歩道の剛性を考慮するか否かについては，車両による加振振幅量に依存する問題であるが，実験結果と比較すると，地覆や歩道の剛性を考慮した場合には，実測値より振動数が多少大きくなっており，考慮しないケースの方が実測値に近いことがわかる．歩道部の質量については，実験では6次モードの励起が小さかったために，G3桁に付加したケースが実測に近い挙動を示している．

これより，実験により得られた結果と解析値を比較すると，解析ケース4が実橋の振動挙動に近い傾向を示しており，以後の動的解析では解析ケース4を用いることにする．

5．3．5　減衰特性

車両が橋上から退去した後および衝撃加振した後の速度応答の自由減衰波形から得られた各モードの減衰定数を表－5.8に示す．6次モードについては，励起が小さかったために，減衰定数を同定できなかった．なお，この表に示した減衰定数は，フィルタ処理によって得られた波形を直接読む方法[21]で求めている．しかしながら，車両走行実験や衝撃加振実験では，起振機実験と異なり，各モードごとに分離した自由振動波形を得ることが困難な場合がある．

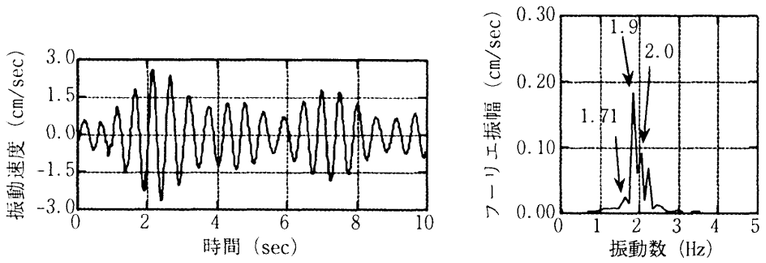
そのような近接した振動数成分をもつ場合には，実測波形よりバンドパスフィルタにて2つのモード成分をもつ振動速度波形ν_fを作成し，式(5.1)に示す関数Γを非線形最小二乗法を用いて曲線適合することで，各モードの減衰定数を算出した[28]．

ここに，$\xi_{j,k}$は適合させるj次およびk次の減衰自由振動波形の合成波である．

$$\Gamma = \sum_{i=1}^{m} \left\{ \nu_f(t_i) - \xi_{j,k}(t_i) \right\}^2 \tag{5.1}$$

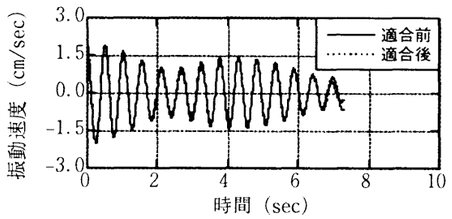
次に，曲線適合を適用した例を示す．衝撃加振試験において，試験車の前軸が加振ポイント1外側（図－5.21参照）の踏台から落下した時の測点4Mで観測された速度波形とそのスペクトルを図－5.26(a)，(b)にそれぞれ示す．さらに，4，5次の振動モード（1.9,2.0Hz）が含まれるようにバンドパスフィルタを施し，その波形に対して式(5.1)による曲線適合を行った波形を図－5.27に示す．

これより，適合後の波形は適合前の波形にほぼ一致していることから，仮定した4次および5次モードの減衰自由振動波形の各パラメータが同定されたことになる．



(a)　自由減衰波形（測点４Ｍ）　　(b)　スペクトル

図－5.26　衝撃加振後（加振ポイント１外側）の波形



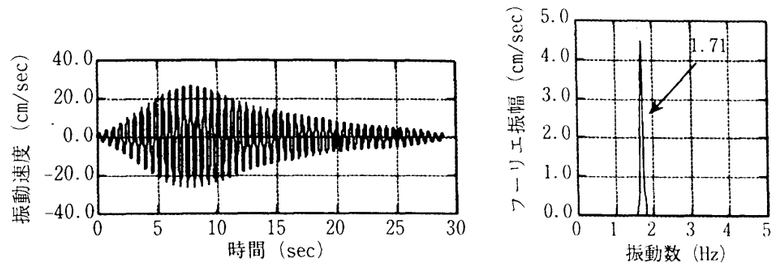
図－5.27　曲線適合した自由減衰波形

次に，動的応答解析における減衰の扱いについて述べる．一般的に，モーダル解析では各モード減衰をそのまま入力できる．しかし，この解析で用いた直接積分法において，式(2.7)のような剛性依存型の減衰マトリックスの場合，最低次の振動数と仮定した減衰定数により式(2.16)で係数αが一意に求まるため，他の次数のモード減衰を設定できない．また，材料特性が異なった部材は，モード寄与率が異なるために，係数αが異なる．本章における解析では，αは３次モード（実測値における低次モード）が実測値の範囲に入るように主桁，橋脚などの鋼構造部ではh=0.8%，下部構造のコンクリート部ではh=2.0%とした．

さらに，４次モード以降の減衰定数について確認するために，解析上で正弦波強制加振を行い各モードに共振させ，その後の自由減衰波形から解析モデルが有する減衰定数を求めた．

図－5.28(a)，(b)は，３次モード（**図－5.25** 参照）に対して強制加振を行い，加振後の速度応答の自由減衰波形とそのスペクトルを示したものである．なお，加振は 98kN の周期荷重を８秒間，第２径間（P1～P2）の中央の位置（幅員方向に均等配分）に与えた．また，その他のモードについての結果を**表－5.8** に付記する．解析の減衰定数は，得られた波形からフィルタ処理を施して，直接読みとる方法[21]により求めたが，２つのモードが連成した時は，上述した曲線適合により減衰定数を同定した．

これにより，解析モデルが有する減衰定数はほぼ実測で得られた範囲以内にあるといえる．よって，車両走行による動的応答解析では，主桁，橋脚などの鋼構造部ではh=0.8%，下部構造のコンクリート部ではh=2.0%とした，減衰マトリックスを用いることにする．



(a)　自由減衰波形（測点４Ｓ）　　(b)　スペクトル

図－5.28　３次モードの自由減衰波形（解析）

表－5.8　実橋と解析モデルの減衰定数

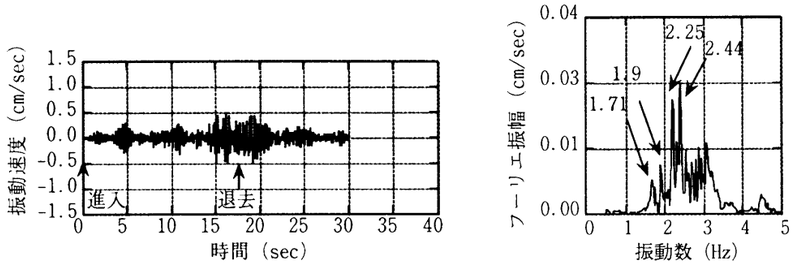
次数	振動モード	実験値	解析値
1	橋軸方向水平	－	－
2	P1 橋脚曲げによる面外	－	－
3	たわみ逆対称１次	0.7～1.1	1.0
4	第１径間たわみ，第２径間ねじれ	0.7～1.1	1.0
5	ねじれ逆対称１次	1.0～1.5	1.1
6	ねじれ対称１次	－	－
7	第１径間ねじれ，第２径間たわみ	0.9～1.4	1.1
8	たわみ対称１次	0.9～1.4	1.2
9	たわみ逆対称２次	1.7～2.3	1.6

（単位：%）

５．３．６　車両走行時の振動特性

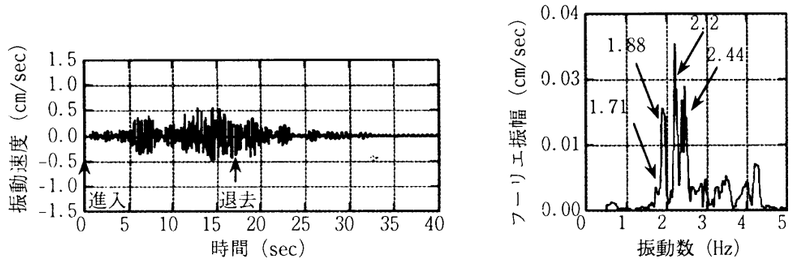
試験車が海側の外側車線を走行速度約 40km/h で走行した時の測点４Ｓ（**図－5.21** 参照）において得られた実験の速度応答波形とそのスペクトルを**図－5.29**(a)，(b)にそれぞれ示す．また，解析結果を**図－5.30**(a)，(b)にそれぞれ示す．さらに，**図－5.31**(a)，(b)に測点１Ｍで得られた実験の速度応答波形とそのスペクトルをそれぞれ示す．また，解析結果を**図－5.32**(a)，(b)にそれぞれ示す．なお，実験に用いた速度計は，0.5Hz 以下の低周波領域において，実際の揺れに対して位相差が生じるため，解析値との比較には，両者の速度波形に 0.5Hz のハイパスフィルタを施すことにした．

実験値と解析値の速度波形を比較すると，解析値は，実験値の応答速度の振幅量をほぼシミュレートできている．また，測点４Ｓのスペクトルでは，３次モード（たわみ逆対称１次）および４次モード（第１径間たわみ，第２径間ねじれ）が主に励起しており，ほぼ実験値と似た傾向にある．また，測点１Ｍにおいては，４Ｓとは異なり，外側車線走行により，ねじれのモードがそれぞれ励起している．



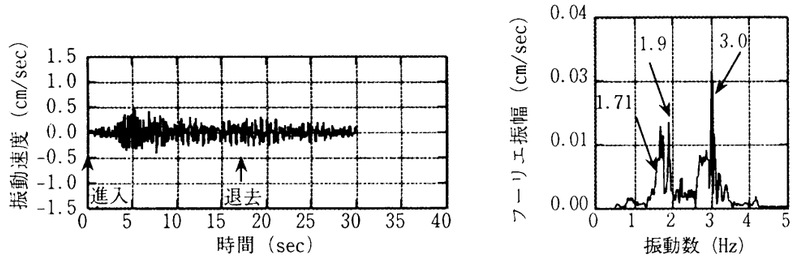
(a)　速度波形　　(b)　スペクトル

図－5.29　測点１Ｍの応答波形（海側外側車線，約 40km/h 走行，実験）



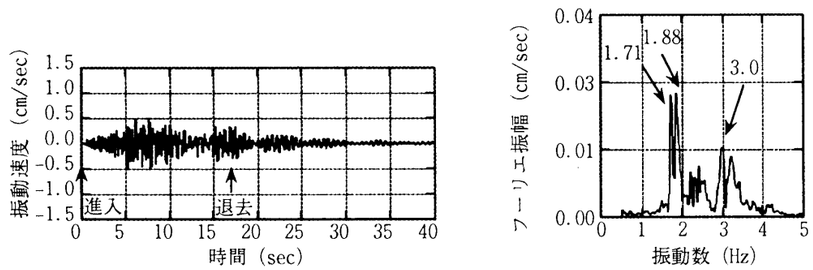
(a)　速度波形　　(b)　スペクトル

図－5.30　測点１Ｍの応答波形（海側外側車線，約 40km/h 走行，解析）



(a)　速度波形　　(b)　スペクトル

図－5.31　測点４Ｓの応答波形（海側外側車線，約 40km/h 走行，実験）



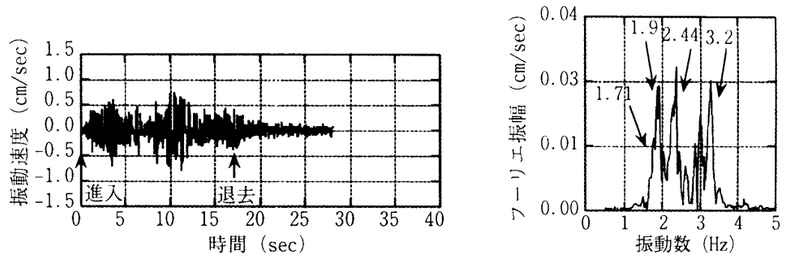
(a)　速度波形　　(b)　スペクトル

図－5.32　測点４Ｓの応答波形（海側外側車線，約 40km/h 走行，解析）

次に，試験車が山側の内側車線を走行速度約 40km/h で走行した時の測点４Ｍ（図－5.21 参照）において得られた実験と解析の速度応答波形を図－5.33(a)，(b)にそれぞれ示す．なお，速度波形には上述した 0.5Hz のハイパスフィルタをかけている．また，スペクトルを図－5.34(a)，(b)に示す．

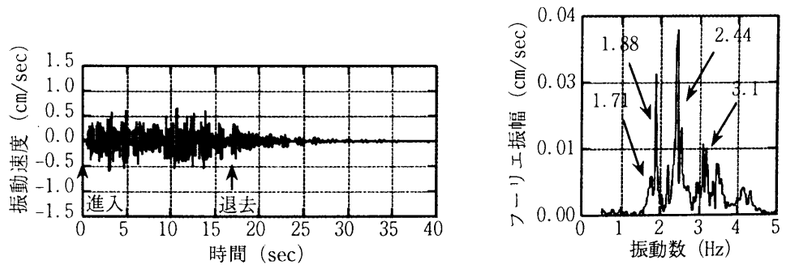
実験値と解析値の速度波形を比較すると，解析値は，実験値の応答速度の振幅量をほぼシミュレートできている．また，スペクトルにおいても，４次（第１径間たわみ，第２径間ねじれ），８次モード（たわみ対称１次）および車両のばね上振動数（約 3Hz）などが，大きく励起しており，ほぼ実験値と同じ振動モードが励起している．

以上から，車両走行時の振動特性として，第１径間（A1～P1）上の測点では，外側および内側の車線を車両が走行した時，ねじれおよびたわみ振動がそれぞれ励起していた．また，第２径間（P1～P2）上の測点では，各走行パターンに拘らず，３次および４次モードの励起が顕著に見られた．



(a)　速度波形　　(b)　スペクトル

図－5.33　測点４Ｍの応答波形（山側内側車線，約 40km/h 走行，実験）



(a)　速度波形　　(b)　スペクトル

図－5.34　測点４Ｍの応答波形（山側内側車線，約 40km/h 走行，解析）

5．4　結語

本章では，橋脚基部に免震支承を設けた連続立体ラーメン免震橋と中央方杖支持式ラーメン橋を対象として，車両走行による振動実験を行い，シミュレーションにより求めた解析値と実験値を比較することで，各橋梁の振動特性を把握した．

連続立体ラーメン免震橋の研究により明らかになった事項は次の通りである．

(1)　試験車が徐行したときの挙動と，静的解析により得られた結果を比較することで剛性の確認をし，さらに門型橋脚としての特性を把握した．

(2)　振動レベル計の計測値から，3方向のうちで脚柱基部においては橋軸方向が最も大きな値を示していたが，地盤上では鉛直方向が大きくなっていた．

(3)　連続立体ラーメン免震橋は，平面線形，縦断線形を有する特殊な橋梁であるため，主桁，橋脚を含めた立体骨組構造モデルを構築して，立体車両モデルによる動的応答解析を行った．その結果として，実験時の挙動に近い傾向を解析上で得ることができた．

(4)　実験，解析から2～3Hzに免震支承に起因した橋軸および橋軸直角方向モードが卓越していることがわかったが，地盤上ではそのエネルギーが小さくなっており，周辺環境に及ぼす影響は少ないことがわかった．

中央方杖支持式ラーメン橋の研究により明らかになった事項は次の通りである．

(5)　設計段階において予測された，橋軸および橋軸直角方向に振動するモード（1次および2次モード）は，主桁部の可動支承の境界条件により，通常の車両走行時には励起しなかった．

(6)　中央方杖支持式ラーメン橋の特徴的な卓越振動モードは，第1径間（A1～P1）および第2径間（P1～P2）において，曲げ振動モードとねじれ振動モードが連成し，振動数が近接している．

(7)　橋脚柱部のヒンジ支承を剛な支承として固有値解析（C5とC6の比較）した場合，振動モードのモード形状は変化しなかったことから，曲げやねじれが連成する振動モードは，長柱脚，短柱脚により主桁がそれぞれ1点で支持されている方杖支持形式に大きく依存していると考えられる．

(8)　衝撃加振および車両走行後の自由減衰振動から同定した8次振動までの減衰定数は，2%以下と小さかった．

(9)　固有値解析において得られた固有振動数は，振動実験により得られた値と比較的よい一致を示しており，方杖支持式橋脚まで含めた構造全体のモデル化について妥当性が確かめられた．

(10)　車両走行による動的応答解析では，実橋の車両走行時の挙動をほぼ再現できており，車両モデルや解析法の妥当性が，複雑な構造を持つ場合でも確かめられた．

参考文献

1)　梶川康男，深田宰史，林秀侃，川北司郎，浜博和：連続立体ラーメン免震橋の車両走行時の振動特性，構造工学論文集，Vol.44A，pp.801－810，1998.

2)　梶川康男，深田宰史，大場邦弘：車両走行による中央方杖支持式ラーメン橋の振動特性，鋼構造論文集，Vol.5，No.20，pp.75－83，1998.

3)　Kawashima, K. and Unjoh, S.: Impact of HANSHIN/AWAJI earthquake on seismic design and seismic strengthening of highway bridges, *Proc. of JSCE*, No.556/I-38, pp.1-30, 1997.

4)　林秀侃，川北司郎：阪神高速3号神戸線弁天工区の復旧事例，橋梁と基礎，Vol.30，No.8，pp.48－52，1996.

5)　林秀侃，川北司郎，林田充弘：弁天高架橋の設計施工概要，土木技術，Vol.52，No.2，pp.57－64，1997.

6)　林秀侃，川北司郎，中東剛彦，真田健司，浜博和：19径間連続立体免震橋の振動実験，第1回免震・制震コロキウム講演論文集，pp.63－70，1996.

7)　讃岐康博，梶川康男，新開正英，岩津守昭：ジョイントレス工法の防振対策工としての妥当性の検討，第2回振動制御コロキウム講演論文集 PART B，pp.151－158，1993.

8)　徳永法夫，西村昂，江上輝男，刑部清次：既設単純鈑桁の主桁連結工法による超多径間化に関する一考察，橋梁と基礎，Vol.31，No.4，pp.21－30，1997.

9)　横山功一，井上純三，伊関英彦：高架道路の交通振動特性と振動軽減対策に関する実測調査，土木技術資料，Vol.30，pp.41－46，1988.

10)　深田宰史，梶川康男，吉川実，林秀侃，薄井王尚：阪神高速道路の各種高架橋の振動特性の比較，橋梁振動コロキウム論文集，pp.167－174，1997.

11)　梶川康男，深田宰史，林秀侃，吉川実，薄井王尚：弾性支承と桁連結構造を用いた既設高架橋の振動特性，構造工学論文集，Vol.43A，pp.747－756，1997.

12)　山本悟司：既設橋梁の連続化，橋梁と基礎，Vol.28，No.8，pp.163－166，1994.

13)　久保雅邦，梶川康男，岩津守昭，関本宏：既設の鋼単純桁の連結化による交通振動軽減対策工法の開発，振動制御コロキウム講演論文集 PART B，pp.15－22，1991.

14)　枚本正信：橋梁交通振動の加振源対策，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A，pp.109－119，1995.

15)　吉川実，吉川正昭，冨田穣，森尾敏：立体ラーメン高架橋の振動特性（上），橋梁と基礎，Vol.20，No.10，pp.16－23，1986.

16)　吉川実，吉川正昭，冨田穣，森尾敏：立体ラーメン高架橋の振動特性（下），橋梁と基礎，Vol.20，No.11，pp.39－45，1986.

17)　佐藤弘史，澤田憲文，今野久志，長尾彰洋：高架橋の桁端部補強による道路交通振動の軽減対策，土木技術資料，Vol.37，pp.58－63，1995.

18)　山田靖則，川谷充郎：桁端補強工法による橋梁交通振動軽減の解析的研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp.737－746，1997.

19)　斎藤芳行，丹羽康文，栗本隆，大場邦弘：高隆寺大橋の計画，設計および施工，橋梁と基礎，Vol.29，No.4，pp.11－16，1995.

20) 加藤雅史，島田静雄：橋梁の現地振動実験法，土木学会誌，Vol.66，No.2，pp.38－42，1981.
21) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
22) 大場邦弘，田中信治，梶川康男：高隆寺大橋（中央方杖支持式ラーメン橋）の振動特性，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.167－174，1995.
23) 梶川康男，大嶋信太郎：周辺環境への影響を考慮した高架橋の防振効果に関する一解析法，土木学会論文報告集，No.341，pp.79－86，1984.
24) 林川俊郎，角田興史雄，松井義孝：3次元連続高架橋の基本固有周期の算定について，構造工学論文集，Vol.38A，pp.743－753，1992.
25) Bathe, K.J. and Wilson, E.L.，菊池文雄 訳：有限要素法の数値計算，科学技術出版社，1979.
26) 中島章典，津村直宜：車両・橋梁系振動問題のためのシミュレーション法についての一考察，構造工学論文集，Vol.38A，pp.781－788，1992.
27) 本田秀行，城戸隆良，梶川康男，小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査，土木学会論文報告集，No.315，pp.149－155，1981.
28) 岡林隆敏，山森和博，田丸康広，吉村徹：可搬型振動計測システムによる構造物の振動特性推定，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.327－337，1998.

第6章　上路式ＰＣ吊床版橋の振動特性[1),2)]

6．1　概説

吊橋は，一般的に，吊ケーブル，主塔，補剛桁，アンカーからなっており，ＰＣ吊床版橋は，その吊橋を構成する補剛桁と吊ケーブルを一体化させた橋梁[3)]である．近年，このＰＣ吊床版橋は，その構造のシンプル性からくる景観性，施工の簡便さ，経済性などから建設が盛んである．主に，この橋梁は，ゴルフ場，山間部，公園などの歩道橋として数多く架設されており，長支間化の傾向が見られ，最大支間長は150m近くに達している[4)]．また，最近では，2～3径間連続形式[5)－7)]や，3方向分岐式[8)]のものも架設されてきており，構造形式において多様化の傾向が見られる．

さらに，ＰＣ吊床版橋は，歩道橋だけでなく道路橋として，路面の平坦性を保たせるために，吊床版上に鉛直材を介して上床版を架設した上路式ＰＣ吊床版橋[9)－11)]が架設されている．一般的に，吊床版橋は，吊床版そのものが路面となる．そのために，サグが縦断線形に影響を及ぼし，車両走行性に問題が生じる．また，そのサグは振動特性にも大きな影響を与えるために，その設定に対する自由度は比較的小さい．それに対して，上路式ＰＣ吊床版橋は，一般の吊床版橋に比べて，吊床版部のサグ量を大きく設定できるため，張力を小さくすることができ，経済的である．その上，鉛直材を介した平坦な上床版を設けることで，車両走行性の問題を解消している．この橋梁形式は，吊構造からなるため，非常にフレキシブルであり，歩行者が歩行および走行した場合[12),13)]や，車両が走行した場合[14)]の動的な特性を十分に把握する必要がある．

そこで本章では，単径間の上路式ＰＣ吊床版橋，速日峰橋において車両走行による振動実験を行い，走行荷重による単径間の上路式ＰＣ吊床版橋の振動特性について把握した．

また，上床版と吊床版が橋脚と剛結されて4径間が連続した，4径間連続上路式ＰＣ吊床版歩道橋，潮騒橋を対象として，歩行者による歩行および走行実験と車両を用いた走行実験を行い，その動的な特性について把握した．

このように本章では，上路式ＰＣ吊床版橋を対象として，移動荷重による本形式橋梁の動的な特性について実験により把握した．さらに，そのデータをもとにして吊構造形式の解析モデルを構築し，移動荷重による動的な応答解析の結果と比較検討した．

この橋梁形式は，架設の際に桁下条件に左右されないため，今後，数多く架設されるものと考えられる．その際に，振動使用性の問題が生じ，それらを解決するために，斜材を挿入するなどの何らかの対策が必要になると考えられる．したがって，解析モデルの構築をしておくことは，その解析モデルを用いて結果を予測することができるため，非常に重要なことである．

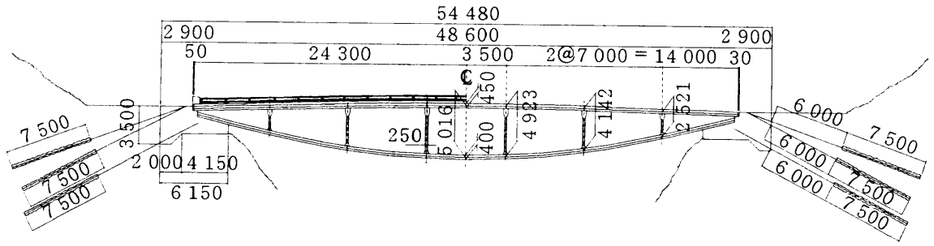
6．2　橋梁概要

6．2．1　速日峰橋[10)]

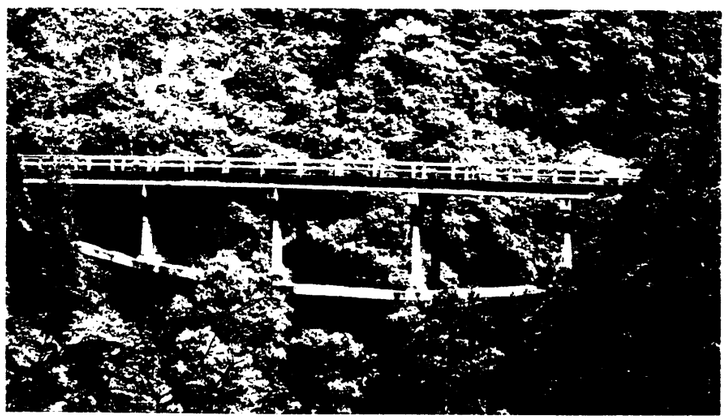
速日峰橋（図－6.1，写真－6.1）は，林業の盛んな宮崎県五ヶ瀬川の流域の町にあり，林業の発展と生活道路拡充のために昭和 52 年に建設された上路式ＰＣ吊床版道路橋である．橋長 54.48m，支間長 48.6m，上床版，下床版および鉛直材で構成されており，上床版は車道を兼ねている．この橋梁は，通常の吊床版橋に比べて下床版のサグをなるべく大きくし，サグ／スパン比を 1/10 とし，低下した吊床版の剛性は，その上に設けた上床版で補っている．

上床版は，プレテンションＩ形桁を使用した連続合成スラブからなっており，橋軸方向にはプレストレスを導入している．鉛直材は，門形ラーメン形式であり，上床版自重，橋面工荷重および活荷重を受けて，下床版に伝達している．下床版には，吊橋の大切な要素の１つであるケーブルが導入されており，その水平反力に対してはロックアンカーで受けている．

なお，支承部は上床版において，左岸側がローラー，右岸側がヒンジで，下床版では両岸とも固定になっている．



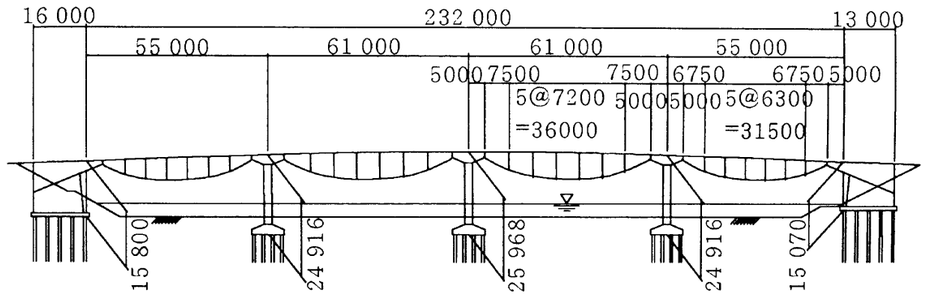
図－6.1　速日峰橋の一般図



写真－6.1　速日峰橋

6．2．2　潮騒橋[11)]

潮騒橋（図－6.2，写真－6.2）は，静岡県に架設された，橋長 232.0m，支間 55.0m＋61.0m＋61.0m＋55.0m を有する４径間連続上路式ＰＣ吊床版歩道橋であり，４径間連続形式は世界でも初めてである．上部構造は，吊床版，鉛直材および上床版から構成されている．また，橋台に作用する水平力をできるだけ小さくして，経済性を向上させるために，吊床版のサグ／スパン比が 1/10 に設定されている．また，耐風安定性および耐震性を向上させるために，吊床版および上床版を各橋脚と剛結構造とし，全体構造を連続ラーメン化して全体剛性が高められている．上床版は，プレテンション方式のホロー桁を横方向に並べた構造となっており，プレテン桁同士を接合し，連続ラーメン構造となってから，ポストテンション方式のプレストレスを与えている．鉛直材は，３分割されたプレキャスト柱であり，この接合部を一体化させるためにプレストレスを導入している．下部構造の橋台および橋脚の基礎形式は，ともに杭基礎であり，橋台は常時上部構造からの水平力を受けている．また，橋台における上床版端部の支持構造としては，鉛直ゴム支承とともに水平ゴム支承が設けられている．



図－6.2　潮騒橋の一般図

写真－6.2　潮騒橋

6．3　実験概要

6．3．1　速日峰橋

速日峰橋において行った振動実験内容を以下に示す．測定計器として，サーボ型速度計と加速度計を用いて，図－6.3に示すような測点配置とした．

① 衝撃加振実験[15]

衝撃加振実験として，衝撃加振点において試験車両(重量約 15.09kN (1.54tf) のワゴン車)の前軸タイヤを高さ 15.5cm の踏み台から落下させて橋梁に衝撃を与え，その時の動的応答をサーボ型速度計および加速度計で測定した．

② 定点加振実験

衝撃加振実験の結果から得られた卓越振動数に合わせて，各モードの腹の位置で 2 人が同時にジャンプして加振させ，十分揺れだしたことを確認してから，加振をやめ，その後の自由減衰波形を測定した．

③車両走行実験

上述した試験車を 40 km/h で橋上を走行させた際の各測点で得られた速度および加速度を測定した．

6．3．2　潮騒橋

潮騒橋において行った振動実験の内容を以下に示す[16)－18)]．また，歩行者による歩行，走行実験時の測点配置を図－6.4 に，車両を用いた静的載荷実験および車両走行実験時の測点配置を図－6.5 に示す．

① 衝撃加振実験[15]

2 人が椅子（高さ 40cm）から同時に飛び降りることによって人力による衝撃加振実験を行った．なお，衝撃加振は，各径間の 1/4，1/2，3/4 の幅員中央と偏心の各ポイントで行った．

② 定点加振実験

衝撃加振実験より得られた卓越振動数に合わせて 2 人が各モードの腹の位置でジャンプ加振をして，十分共振したところで，加振をやめて自由減衰波形を測定した．

③ 共振歩行・走行実験

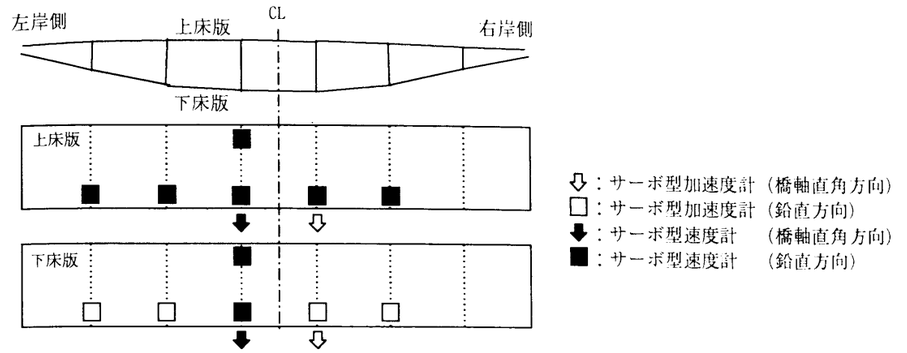
卓越振動数前後のピッチ音を聞きながら歩行時には 2 人が，走行時には 1 人が，できるだけ歩調を合わせて歩行，走行する実験を行った．

④ 静的載荷実験

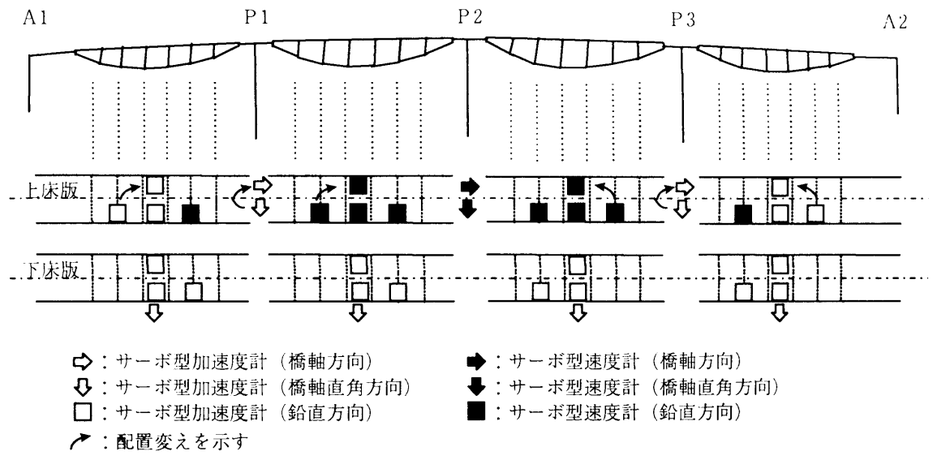
山砂を満載した総重量 72.72kN（7.42tf）の 2 軸ダンプトラック 1 台を載荷荷重として静的載荷実験を行った．

⑤ 車両走行実験

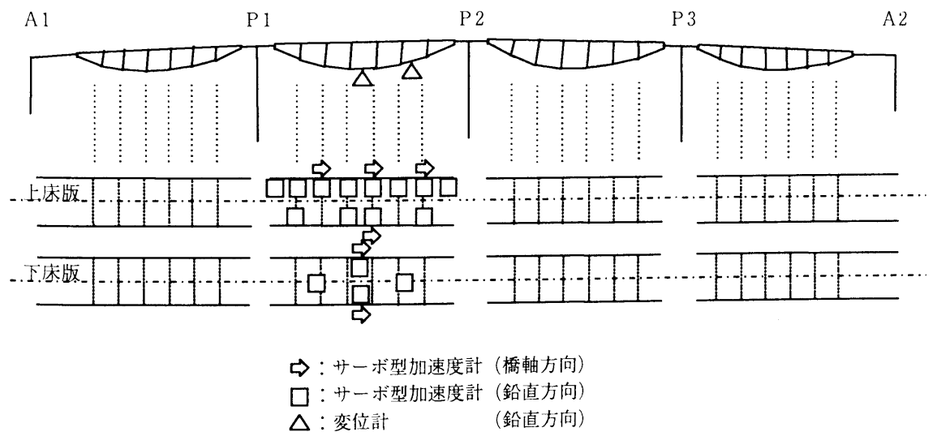
車両走行実験では，走行速度 10，20，30，40 km/h の各走行パターンで行った．なお，実験対象径間を第 2 径間としているため，車両は A 1 からスタートし，第 1 径間内で任意の走行速度まで加速して，第 2 径間上はその速度を保ったまま通過し，その後徐々に減速させ，車両停止による外力が加わらないように，静かにゆっくりと停止させている．



図－6.3　速日峰橋の測点配置図



図－6.4　測点配置図（衝撃，定点，歩行・走行実験時）



図－6.5　測点配置図（静的載荷，車両走行試験時）

6．4　振動解析

上路式ＰＣ吊橋は，主桁，吊床版，鉛直材の各部材から構成され，さらに吊構造であるため，面外や面内方向に複雑な振動モードを有していると考えられる．したがって，実験により，得られたデータからでは，卓越振動モードを推定することは困難である．

そこで，各対象橋梁を立体の骨組構造にモデル化して固有値解析を行うことで，卓越振動数および振動モードを推定することにした[19]．さらに，そのモデルを用いて動的応答解析を行い，動的な外力が作用したときの本形式橋梁の振動特性について，実験と解析の両面から考察することにした．

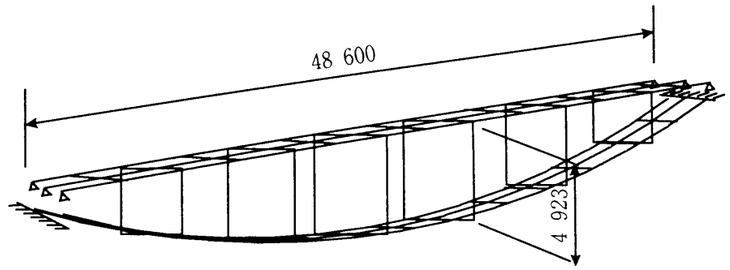
解析モデルは，上床版，下床版，鉛直材の各コンクリート部材を梁部材として扱い，下床版の吊床版部ではケーブル張力による幾何剛性を考慮した．潮騒橋は，高橋脚を有しているため，橋脚を梁部材としてモデル化し，今後，地震応答解析が行えるように，橋台部も剛な部材としてモデル化している．速日峰橋と潮騒橋の解析モデルを図-6.6(a)，(b)にそれぞれ示す．各解析モデルにおける境界条件として，速日峰橋では，吊床版部の両端は全自由度固定とし，上床版の端支点部の支承条件を一端可動，他端ピンおよび両端ピンの２通りで解析モデルを作成した．潮騒橋では，橋台における上床版端部ではゴム支承を用いているために，ばね部材としてモデル化した．下端での杭基礎および周辺地盤を地盤ばねとしてモデル化し，そのばね定数は，道路橋示方書Ｖ耐震編で得られた値の５倍を用いた．また，鉛直材と上，下床版との結合として，速日峰橋では鉛直材両端部を弾性支持しているが，解析モデルでは剛結[9]とした．潮騒橋では，A1－P1径間およびP3－A2径間の両端からそれぞれ２本の鉛直材はメナーゼヒンジとなっており，それ以外は，剛結である．したがって，解析においてもその条件を用いてモデル化した．

速日峰橋においては，サブスペース法による固有値解析を行い，実験で得られた卓越振動数および振動モードと比較検討した後，車両走行による動的応答解析を行った．

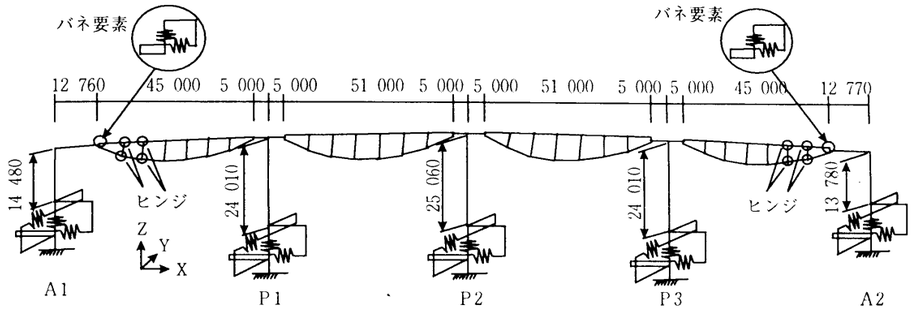
潮騒橋では，車両を用いた静的載荷実験を行っており，解析モデルの剛性評価を確認するために，まず静的解析を行った．次に，サブスペース法による固有値解析を行い，実験で得られた卓越振動数および振動モードと比較検討した後，歩行と車両走行による動的応答解析を行った．

動的応答解析では，路面の凹凸を考慮して直接積分法による Newmark β 法（$\beta=1/4$）を用いて，時間間隔 0.01sec で逐次積分して応答値を求めた．速日峰橋と潮騒橋の車両走行による動的解析に用いた車両モデルは，図－2.4 に示した２軸の４自由度モデルである．車両モデルの諸元を表－6.1 にまとめた．解析に用いた路面凹凸は，表－6.2 に示したパラメータ値を用いて，シミュレーション解析により“極良”程度の路面凹凸を算出した[19]．各橋梁で用いた路面凹凸波形を図－6.7 に示す．

また，歩行シミュレーションでは，歩行外力として半余弦波[20]を用い，衝撃力比[21]は実験で行った歩行加振力を考慮して 1.0 を用いて解析した．



(a) 速日峰橋



(b) 潮騒橋

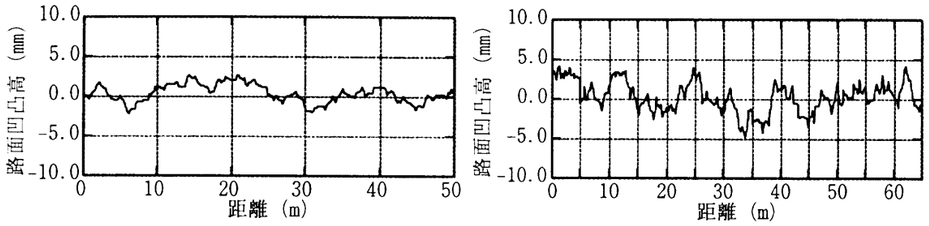
図－6.6　解析モデル図

表－6.1　車両モデルの諸元

		速日峰橋	潮騒橋
総重量(kN)		98.0	72.716
ばね上ばね定数	前軸 K_{S1} (kN/m)	1011	1352
	後軸 K_{S2} (kN/m)	4042	2705
ばね上減衰係数	前軸 C_{S1} (kNs/m)	3.22	4.31
	後軸 C_{S2} (kNs/m)	12.87	8.62
ばね下ばね定数	前軸 K_{T1} (kN/m)	3553	2960
	後軸 K_{T2} (kN/m)	14212	5919
ばね下減衰係数	前軸 C_{T1} (kNs/m)	6.03	6.27
	後軸 C_{T2} (kNs/m)	24.13	12.54

表－6.2　路面凹凸シミュレーションに用いた各パラメータ値

a_1	a_2	n_1	n_2	Ω_L (c/m)	Ω_C (c/m)	Ω_U (c/m)
0.5	0.0015	0	1.94	0.0	0.05	2.5



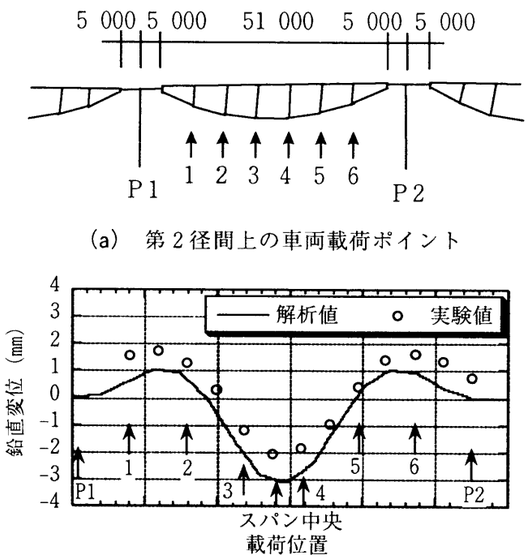
(a)　速日峰橋　　(b)　潮騒橋

図－6.7　路面凹凸波形

6．5　剛性の評価

潮騒橋では，静的載荷実験を行っているため，ここでは，その実験結果と静的解析の結果を比較して，解析モデルの剛性評価について検討する．総重量 72.72kN（7.42tf）の 2 軸ダンプトラックを用いて，図－6.8(a)の各ポイントに車両を載荷した時の第 2 径間スパン中央の吊床版部における実験と解析の鉛直変位を図－6.8(b)に示す[16]．

この図から，スパン中央における鉛直変位の変化は，実験値と解析値で概ね一致しており，実橋に対する解析モデルの剛性の評価がほぼ合っていると考えられる．また，実験，解析において，荷重をスパン 1/4 点および 3/4 点に載荷した場合，スパン中央の測点では，鉛直上方向（＋方向）に変位していることがわかる．



(a)　第 2 径間上の車両載荷ポイント

(b)　第 2 径間スパン中央吊床版部の鉛直変位

図－6.8　静的載荷実験の結果

6．6　固有振動特性

速日峰橋において，実験で得られた卓越振動数と解析から得られた固有振動数の比較を表－6.3 に，それに対応した振動モード図を図－6.9 に示す．また，同様に，潮騒橋の振動数の比較を表－6.4[16]に，振動モード図を図－6.10 に示す．

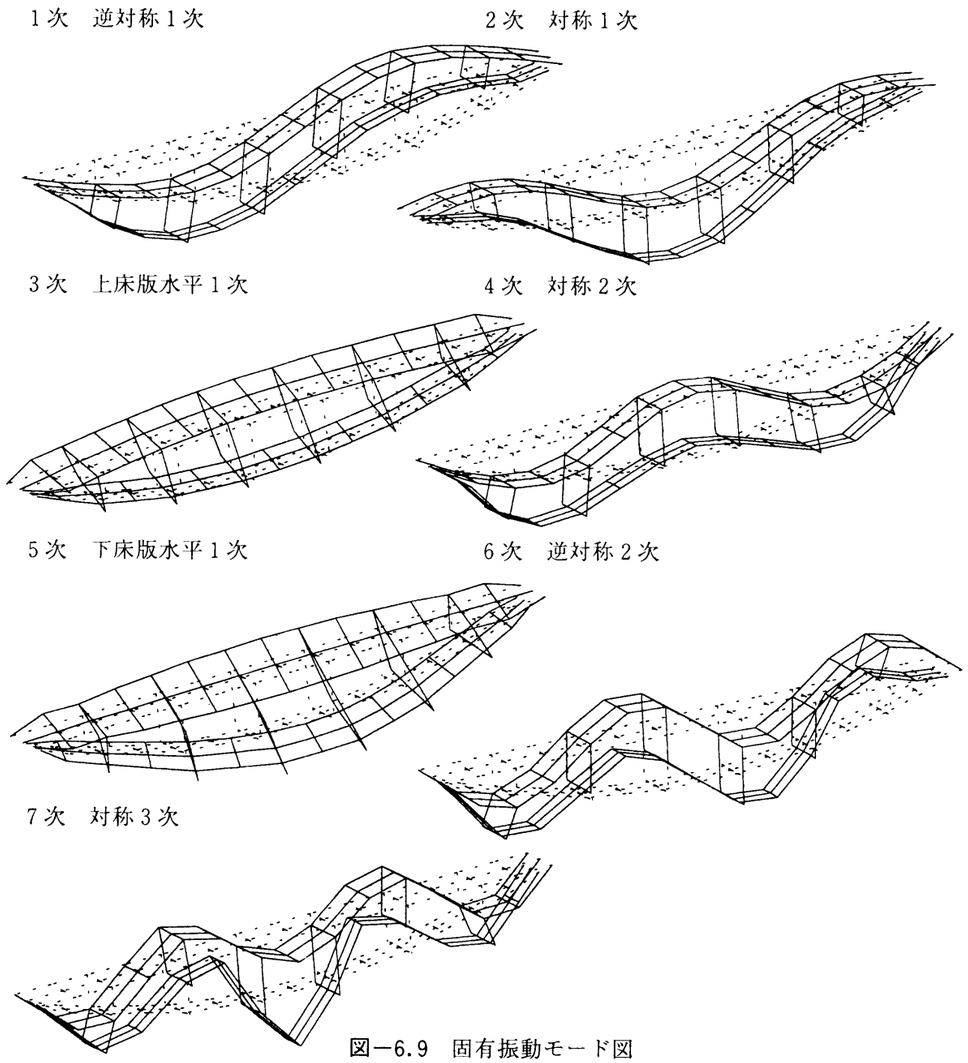
速日峰橋と潮騒橋を比較すると，単径間の速日峰橋に対して，潮騒橋の場合には 4 径間連続となっているため，全体構造としての質量が大きく，3Hz までに 10 個以上の振動モードが存在している．また，両方の橋梁ともに，サグの影響により，鉛直方向の最低次モードに逆対称モードが出現している．

速日峰橋の振動特性としては，3 次と 5 次に橋軸直角水平方向の振動モードが出現している．3 次モードは，上床版主体の水平モードであり，5 次モードは，吊床版橋特有のねじりと水平の連成振動[21]により卓越したものと考えられる．解析では，上床版の端支点拘束条件を一端可動としたものと，両端ピンとした 2 通りで示している．これより，一端可動としたことで，上床版水平モードにおいて振動数に多少の違いが生じているが，その他のモードについては，上床版の拘束条件には影響していない．車両走行による振幅レベルを考慮すると，端支点条件は両端ピンとした方が，実験値に近い傾向を示している．

一方，潮騒橋においては，橋軸直角水平方向の振動モードとして，ねじれモードは 3Hz までに出現していない．これは，潮騒橋の場合には高い橋脚を有しているために，桁自身のねじれモードが卓越する前に水平 1 次や 2 次の橋脚自体の水平方向の倒れに伴う振動モードが現れるためと考えられる．また，10 次までの卓越振動数のうち，3，4 次，6，7 次および 9，10 次振動においては，モード形状が逆対称と対称の組みで振動数が近接している．表中の車両走行による実験結果の欄においては，測点の配置が第 2 径間のみとなっていたために，3，4 次と 9，10 次の振動モードが分離できなかった．しかし，共振歩行・走行実験において 3，4 次の振動数の位相を調べたところ，逆対称モードと対称モードが励起していることがわかった．なお，車両走行時の実験値と歩行および走行実験で得られた振動数に差異が生じている理由は，車両走行時の実験時では，地覆や高欄を取り付けていない状態であったためと考えられる．

表－6.3　速日峰橋の固有振動数

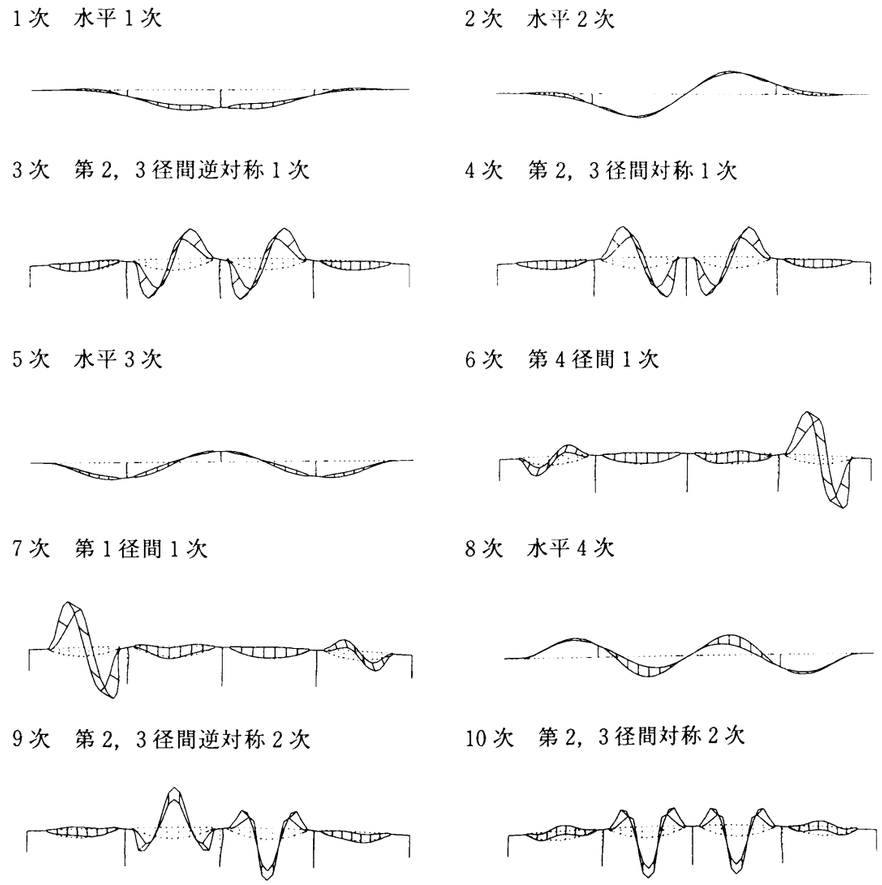
次数	振動モード	実験値（Hz）	解析値（Hz）	
			一端可動	両端ピン
1	逆対称１次	2.49	2.26	2.26
2	対称１次	3.66	3.32	3.32
3	上床版水平１次	4.98～5.08	4.39	4.51
4	対称２次	5.13	4.59	4.59
5	下床版水平１次	5.42～5.47	5.36	5.36
6	逆対称２次	7.28～7.32	6.67	6.67
7	対称３次	10.50～10.60	9.62	9.62



図－6.9　固有振動モード図

表－6.4　潮騒橋の固有振動数　（単位：Hz）

次数	振動モード	実験値（車両）	実験値（歩行）	解析値
1	水平１次	1.64	1.60	1.68
2	水平２次	1.73	1.73	1.74
3	第２，３径間逆対称１次	1.90	1.95	1.80
4	第２，３径間対称１次		1.98	1.83
5	水平３次	-	2.05	2.16
6	第４径間１次	-	2.34	2.375
7	第１径間１次	2.27	2.32	2.376
8	水平４次	2.14	2.36	2.37
9	第２，３径間逆対称２次	2.83	3.08	2.78
10	第２，３径間対称２次			2.83



図－6.10　固有振動モード図

6．7　動的外力による振動特性

上路式吊橋に動的外力が作用したときに，どのような卓越振動数および振動モードが励起するのかを調べるため，歩行および車両走行による振動実験を行った．

6．7．1　速日峰橋

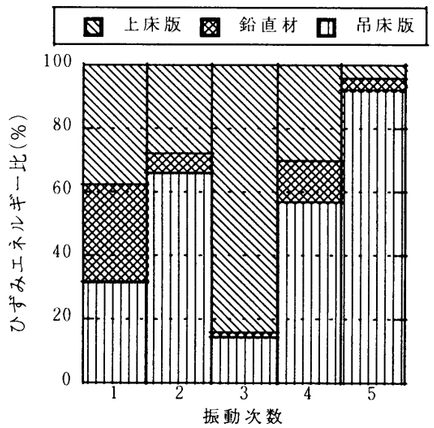
速日峰橋において行った車両走行実験で得られた結果と解析値とを比較するため，車両走行による動的応答解析を行った．実験では，重量約 15.09kN（1.54tf）のワゴン車を用いたが，解析では，車両が走行した場合の卓越振動数および振動モードの励起に着目するため，重量 98.0kN（10.0tf）の車両を 4 自由度系にモデル化して用いた．

定点加振実験および車両走行後の自由減衰波形から求めた減衰定数を**表－6.5** に示す．なお，同表には文献[9]において，スペクトルから 1/2 法により求めた値を付記した．また，**図－6.11** には，各振動モードにおける上床版，鉛直材，吊床版のひずみエネルギー比[6),22)]を示した．

表－6.5 より，実験により得られた値と文献[9]の値は，同様な傾向を示しており，1 次の逆対称 1 次モードより，2 次の対称 1 次モードの方が，減衰定数が小さい．また，水平方向の減衰特性として，上床版主体の振動モードと下床版主体の振動モードでは，下床版である吊床版が水平方向に振動するモードの方が減衰が小さい結果となっている．

表－6.5　速日峰橋の減衰特性

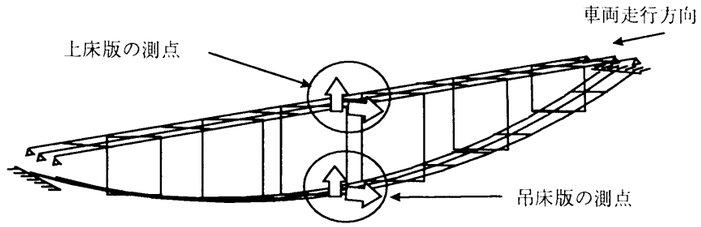
次数	振動モード	実験値（%）	文献[9]（%）
1	逆対称 1 次	1.4～1.6	1.5
2	対称 1 次	0.8～1.0	0.8
3	上床版水平 1 次	1.8～2.2	－
4	対称 2 次	0.6～0.9	1.0
5	吊床版水平 1 次	0.6～0.8	－



図－6.11　ひずみエネルギー比

次に，ひずみエネルギー比の観点から，上床版，鉛直材，吊床版の各要素が振動モードにどれだけ寄与しているかを考察する．**図－6.11** から，対称 2 次と対称 3 次の振動モードにおいては，吊床版のひずみエネルギーに依存している割合が大きいことがわかる．吊床版橋は，一般的に減衰定数が小さいことが知られており，その吊床版の寄与率が大きい振動モードほど減衰定数が小さいものと考えられる．同様に，水平方向の振動モードにおいて，上床版主体の水平モードは上床版の寄与率が大きく，減衰定数も大きい．それに対して，吊床版主体の水平モードは吊床版が 90%以上を締めており，減衰定数はかなり小さい．

以上の減衰特性を考慮して，解析に用いた減衰マトリックスは，この 1 次，2 次モードの減衰定数を参考にして，1 次で 1.4%，2 次で 1.0%とした Rayleigh 減衰[23)]を仮定した．



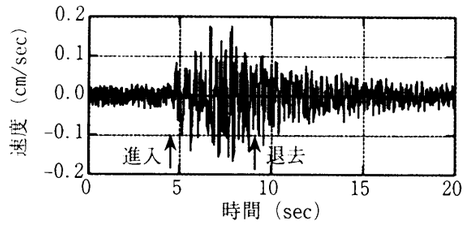
図－6.12　車両走行方向と測点

次に，車両が走行した際の振動特性について，実験値と解析値の比較をする．実験において，**図－6.12** に示すように，試験車が速度 40km/h で幅員中央を走行したときのスパン中央付近における上床版と吊床版の鉛直および水平方向の速度波形とそのスペクトルを**図－6.13** にそれぞれ示す．なお，実験に用いた速度計の位相特性により実験と解析の速度波形に対して，0.5Hz のハイパスフィルタをかけている．

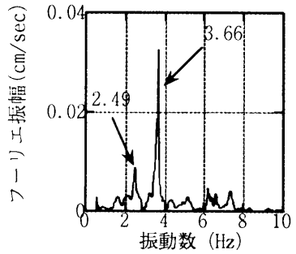
鉛直方向の上床版と吊床版を比較すると，振幅の大きさや卓越振動数においては，ともにそれほど大差はなく，1 次および 2 次振動が励起し，減衰定数の関係から 2 次振動数の方が卓越エネルギーが大きい．また，水平方向での上床版と吊床版を比較すると，スペクトルにおいて，その卓越が異なっており，上床版主体の水平モードと，吊床版主体のねじれ・水平連成モードが互いに影響していることがわかる．

解析においては，重量 98kN(10tf)の 2 軸車が速度 20km/h で，解析モデルの中央桁と外桁との間を走行したときのスパン中央付近における上床版と吊床版の鉛直および水平方向の速度波形とそのスペクトルを**図－6.14** にそれぞれ示す．解析では，上床版と吊床版の鉛直方向の速度波形を比較すると，実験値と同様に，振幅の大きさや卓越振動数においては，ともにそれほど大差はなく，1 次および 2 次振動が大きく励起している．また，水平方向のスペクトルを比較してみると，上床版では，上床版主体の水平方向モードが大きく卓越している．吊床版では，その上床版水平モードと吊床版の水平モードとがともに影響している．

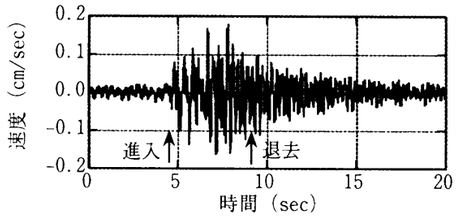
これより，実験値と解析値では，車両走行位置，車両重量および路面凹凸に違いがあるため，それぞれの振幅には差異があるが，車両が走行した際の卓越振動数や振動モードは，実験値に近い傾向を解析においても表現できたといえる．



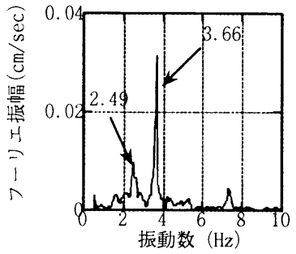
(a) 加速度波形（上床版 1/2 付近，鉛直）



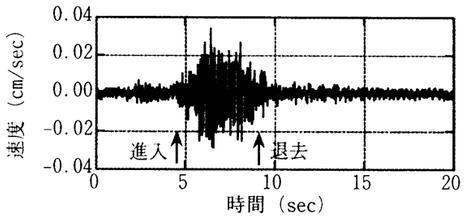
(b) スペクトル（上床版 1/2 付近，鉛直）



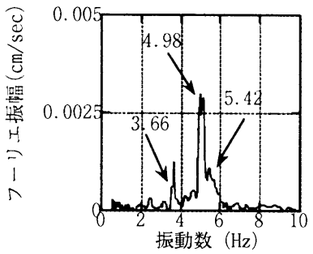
(c) 加速度波形（吊床版 1/2 付近，鉛直）



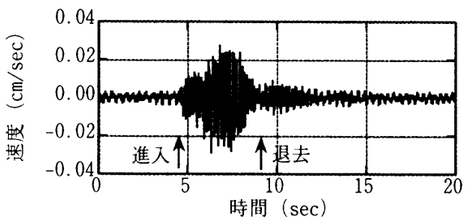
(d) スペクトル（吊床版 1/2 付近，鉛直）



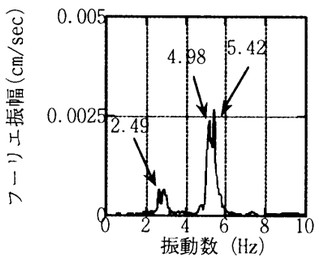
(e) 加速度波形（上床版 1/2 付近，水平）



(f) スペクトル（上床版 1/2 付近，水平）

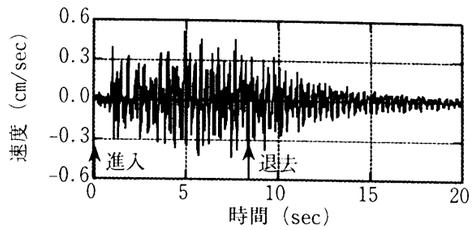


(g) 加速度波形（吊床版 1/2 付近，水平）

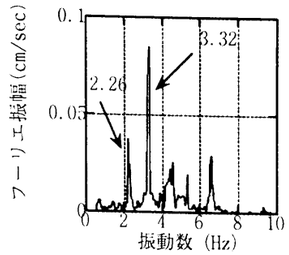


(h) スペクトル（吊床版 1/2 付近，水平）

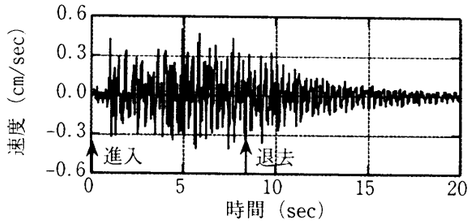
図－6.13 各測点における速度波形とスペクトル（実験）



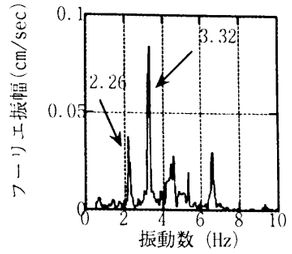
(a) 加速度波形（上床版 1/2 付近，鉛直）



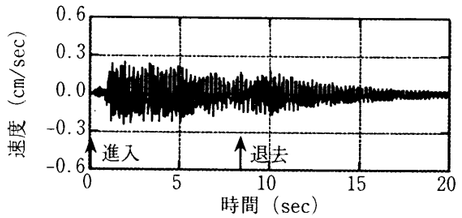
(b) スペクトル（上床版 1/2 付近，鉛直）



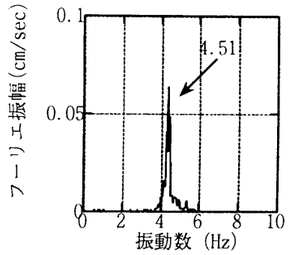
(c) 加速度波形（吊床版 1/2 付近，鉛直）



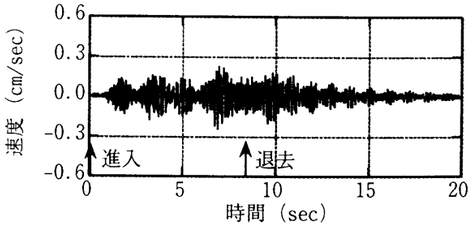
(d) スペクトル（吊床版 1/2 付近，鉛直）



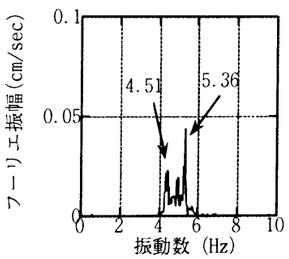
(e) 加速度波形（上床版 1/2 付近，水平）



(f) スペクトル（上床版 1/2 付近，水平）



(g) 加速度波形（吊床版 1/2 付近，水平）



(h) スペクトル（吊床版 1/2 付近，水平）

図－6.14 各測点における速度波形とスペクトル（解析）

6．7．2　潮騒橋

潮騒橋は歩道橋であるため，まず歩行者が歩行および走行した際の実験と解析により得られた振動数，振動モード，各応答値を比較する．次に，潮騒橋では車両走行実験を行っているため，車両が走行した際の動的応答特性について実験と解析で比較を行った．

実験により得られた鉛直方向モードの減衰定数を**表－6.6** に示す．なお，この減衰定数は，定点加振および共振歩行，走行後の自由減衰波形から求めた．これより，鉛直方向の振動モードの減衰定数は，0.6～0.7%を有していることがわかる．これを参考にして，解析に用いた減衰マトリックスは，対象としている振動モードが，2Hz～3Hz と振動数領域が小さいため，鉛直方向1次の第2径間逆対称1次モードの減衰定数を用いた剛性依存型の減衰を仮定した．

表－6.6　潮騒橋の減衰特性

次数	振動モード	減衰定数（%）
3	第2，3径間逆対称1次（逆対称）	0.6～0.7
4	第2，3径間逆対称1次（対称）	0.5～0.7
6	第4径間1次	0.7
7	第1径間1次	0.7
9	第2，3径間対称1次（逆対称）	0.6
10	第2，3径間対称1次（対称）	

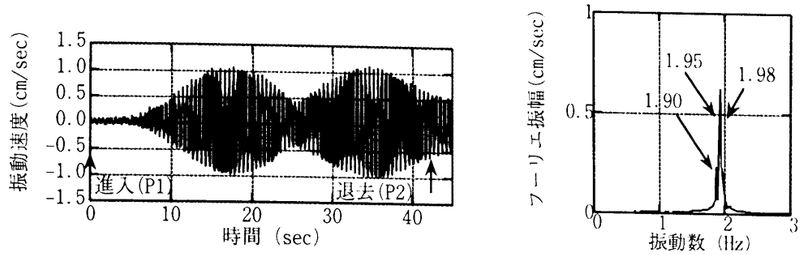
（1）歩行外力

潮騒橋は歩道橋であり，歩調範囲内に多くの振動モードが存在していたために，歩行者が歩行，走行したときの振動特性について実験と解析の両面から調べた．

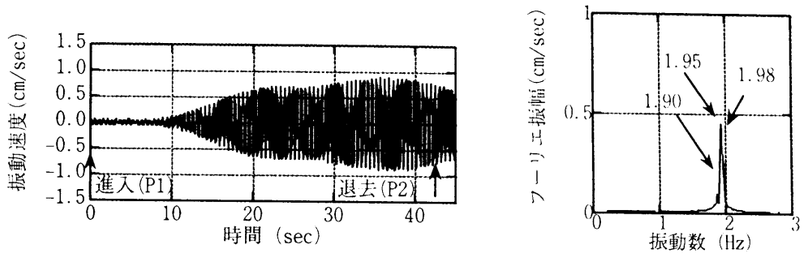
まず，3，4次モード（**表－6.4** 参照）に共振させるために，2人（計 120kgf）が実験時 1.9Hz で A1 から A2 まで，解析時 1.8Hz で第2径間上のみを共振歩行した時に得られた第2および第3径間の 1/4 点上床版で得られた速度波形とそのスペクトルを**図－6.15** に示す．また，それらに対応した解析の速度波形とそのスペクトルを**図－6.16** に示す．

次に，6次モードに共振させるために2人が実験時 2.3Hz で A1 から A2 まで，解析時 2.37Hz で第4径間上のみを共振歩行した時に得られた第4径間 1/4 点上床版で得られた速度波形とそのスペクトルを**図－6.17** に，それに対応した解析の速度波形とそのスペクトルを**図－6.18** に示す．

これより，解析においても実験値と同様に各振動数に共振していることがスペクトルからわかる．固有値解析の結果から 3，4 次振動では振動数がかなり近接していたが，実験において 3，4 次の振動数に共振歩行した場合には，**図－6.15** の実測のスペクトルからもわかるように 1.9Hz，1.95Hz および 1.98Hz の 3 つの卓越振動数が確認できた．この内 1.9Hz は，この時の歩行振動数であるために，その影響が現れたとみられる．残りの2つの卓越振動数については，各波形の位相を調べたところ，逆対称と対称モードが励起していることがわかった．これより，固有値解析で得られていた2つの近接モードが実験で確認されたことになる．

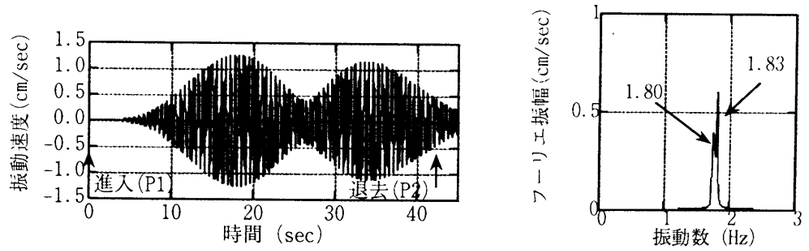


(a) 加速度波形（第2径間上床版 1/4）　(b) スペクトル（第2径間上床版 1/4）

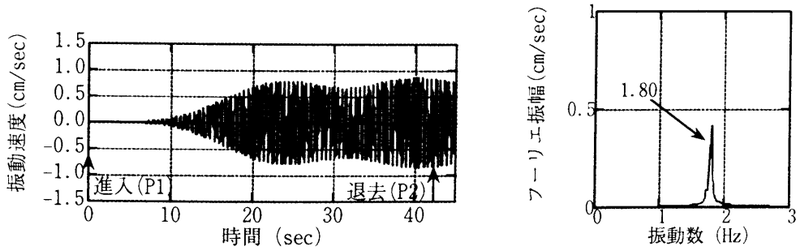


(c) 加速度波形（第3径間上床版 1/4）　(d) スペクトル（第3径間上床版 1/4）

図－6.15　人間が第2径間を 1.9Hz で歩行したときの各測点の応答値（実験）

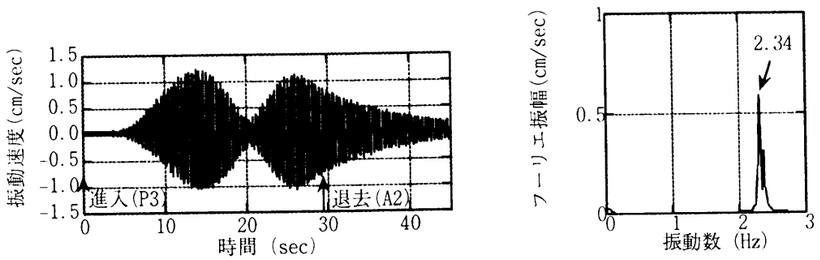


(a) 加速度波形（第2径間上床版 1/4）　(b) スペクトル（第2径間上床版 1/4）



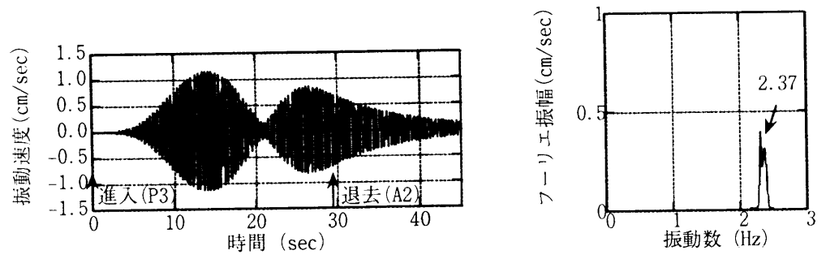
(c) 加速度波形（第3径間上床版 1/4）　(d) スペクトル（第3径間上床版 1/4）

図－6.16　人間が第2径間を 1.8Hz で歩行したときの各測点の応答値（解析）



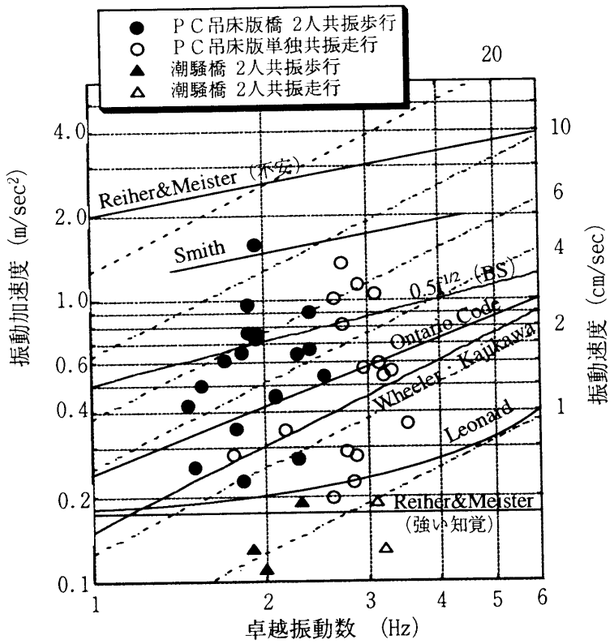
(a) 加速度波形（第4径間上床版 1/4）　(b) スペクトル（第4径間上床版 1/4）

図—6.17　人間が第4径間を 2.3Hz で歩行したときの各測点の応答値（実験）



(a) 加速度波形（第4径間上床版 1/4）　(b) スペクトル（第4径間上床版 1/4）

図—6.18　人間が第4径間を 2.37Hz で歩行したときの各測点の応答値（解析）



図—6.19　振動じょ限度と最大加速度値

一方，解析においても，第2径間では逆対称と対称振動がそれぞれ励起しており，実験に近い結果が得られた．

潮騒橋においては歩調範囲内に多くの卓越振動数が確認されたため，歩行者に対する振動使用性を検討した．振動使用性についての提案値[24)-27)]を参考にし，共振歩行および走行実験より求まった最大加速度および速度値と卓越振動数の関係を図—6.19 に示す．また，比較のために，以前に実験した単径間の吊床版橋の共振歩行および走行実験の結果[18)]を同図に付記する．なお，これらの値は十分に共振させた場合の結果である．

この図より，以前に測定された吊床版橋の最大速度値，Ontario Code および Wheeler・Kajikawa の提案値と比較しても，潮騒橋で得られた結果は歩行，走行時の振動使用性に問題はないと思われる．この理由としては，潮騒橋は単径間吊床版とは違い，吊床版と上床版が橋脚と剛結され，4径間が連続となっているため，構造全体としての質量が大きいことが挙げられる．

（2）車両走行による外力

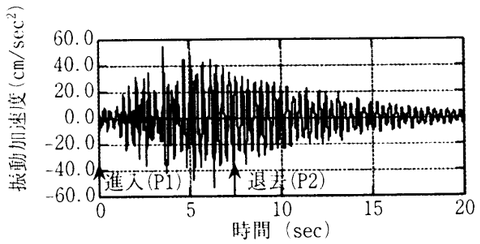
潮騒橋は歩道橋であるが，緊急自動車を走行させる場合など，将来的にこの形式の橋梁において，車両を走行させる傾向にある．そこで，車両走行による振動実験を行い，車両が走行した場合の動的な特性について実験と解析から考察した．

上述した車両が第2径間上を走行速度 30km/h で走行した時の第2径間の上床版と吊床版におけるスパン中央と 1/4 点の実測での鉛直方向の加速度波形とそのスペクトルを図—6.20 に示す．また，それらに対応した解析値を図—6.21 に示す．

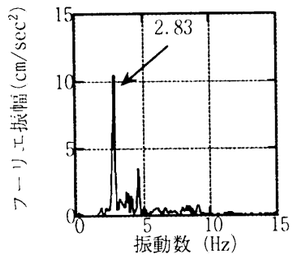
実験により得られた上床版と吊床版の加速度振幅の大きさを比較すると，両者ともに同程度の振幅量を有しており，スパン中央で最大加速度振幅は約 60cm/sec^2，スパン 1/4 点で約 40cm/sec^2 程度となっている．スパン中央と 1/4 点での加速度振幅の大きさを比較すると，スパン中央では9次振動の第2，3径間逆対称2次モードである 2.83Hz が大きく励起し，3次振動の第2，3径間逆対称1次モードである 1.9Hz が励起しているスパン 1/4 に比べて大きい振幅となっている．

次に，実験値と解析値で比較すると，スパン中央で得られた両者のスペクトルからは，実験結果と同様に9次振動の第2，3径間逆対称2次モードの 2.78Hz と車両のばね上振動数である 4.0Hz が励起しているが，9次振動のスペクトルエネルギーの大きさに相違がある．また，両者のスパン中央の波形を見てもわかるように，車両が退去した後の自由減衰部分に相違がある．しかし，1/4 点で得られた解析の波形からは振幅量も実験値に近く，スペクトルにおいても 1.80Hz の第2，3径間逆対称1次や車両のバネ上振動数である 4.0Hz が励起しており実験値と似た傾向にある．スパン中央において実験と解析で相違が生じた理由としては，9次振動のモード減衰に差があったためと考えられ，解析で仮定した減衰機構に検討の余地があるといえる．

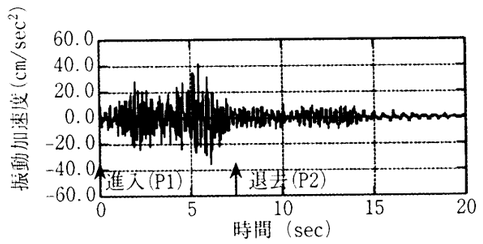
また，車両走行による実験および解析からは3次や9次振動の近接している2つの振動モードの内の逆対称振動のみの励起となっており，歩行者による歩行，走行時とは違う挙動を示していることがわかる．これは，加振している車両および歩行者と橋梁との重量比に影響しているものと考えられる．



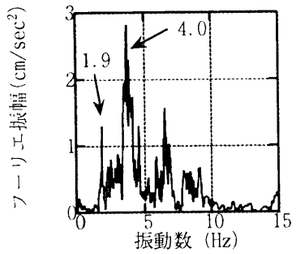
(a) 加速度波形（上床版スパン 1/2）



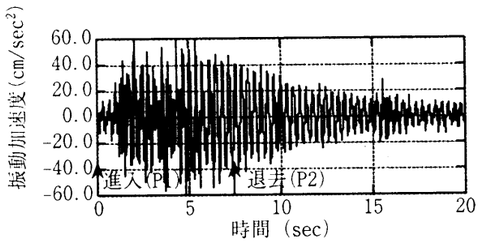
(b) スペクトル（上床版スパン 1/2）



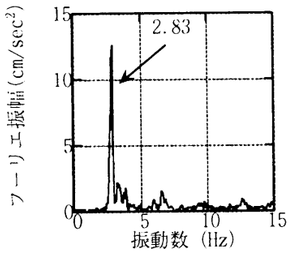
(c) 加速度波形（上床版スパン 1/4）



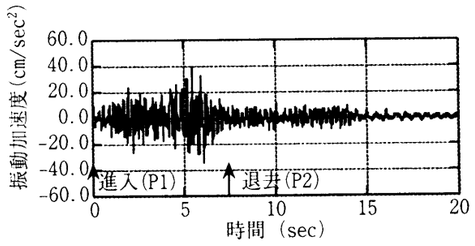
(d) スペクトル（上床版スパン 1/4）



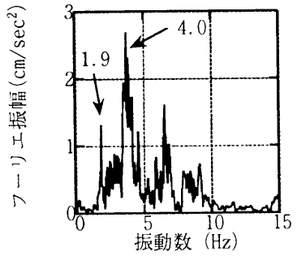
(e) 加速度波形（吊床版スパン 1/2）



(f) スペクトル（吊床版スパン 1/2）

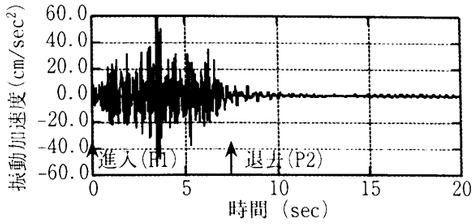


(g) 加速度波形（吊床版スパン 1/4）

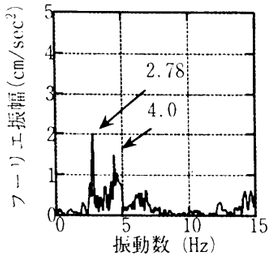


(h) スペクトル（吊床版スパン 1/4）

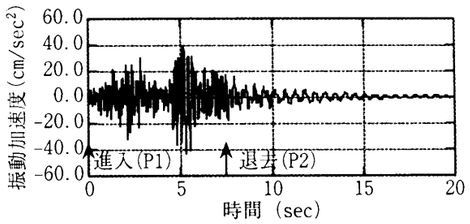
図－6.20　車両が第２径間を走行したときの各測点の応答値（実験）



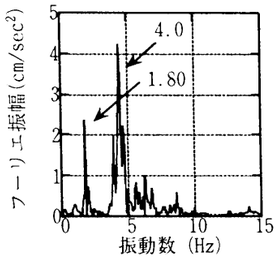
(a) 加速度波形（上床版スパン 1/2）



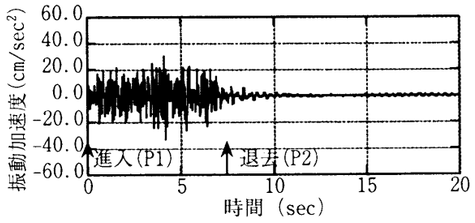
(b) スペクトル（上床版スパン 1/2）



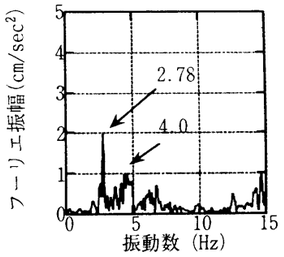
(c) 加速度波形（上床版スパン 1/4）



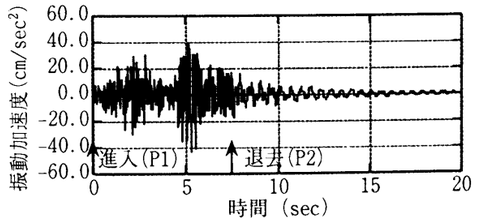
(d) スペクトル（上床版スパン 1/4）



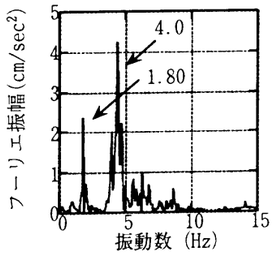
(e) 加速度波形（吊床版スパン 1/2）



(f) スペクトル（吊床版スパン 1/2）



(g) 加速度波形（吊床版スパン 1/4）



(h) スペクトル（吊床版スパン 1/4）

図－6.21　車両が第２径間を走行したときの各測点の応答値（解析）

6．8　結語

本章では，上路式ＰＣ吊床版橋を対象として，単径間の速日峰橋と４径間連続の潮騒橋に対して，歩行者の歩行，走行および車両走行による動的な外力が作用したときの振動特性について実験および解析から考察し，解析モデルの構築をした．

本章で明らかとなった事項は次の通りである．

(1)　単径間の上路式ＰＣ吊床版橋である速日峰橋では，３次振動に上床版主体の水平モードを，５次振動に吊床版主体のねじれ，水平連成モードの出現が確かめられた．

(2)　４径間連続の潮騒橋では，固有値解析により近接した振動モードの存在が認められ，実験によりそのモードの確認をした．

(3)　単径間の上路式ＰＣ吊床版橋である速日峰橋の振動特性とは異なり，４径間連続の潮騒橋では，約 3Hz 以下の振動数範囲において，桁自身のねじれモードが出現しなかった．これは，潮騒橋では高い橋脚を有しているために，桁自身のねじれモードが卓越する前に橋脚自体の倒れに伴う水平モードが現れるためと考えられる．

(4)　潮騒橋における歩行者の歩行および走行時の振動使用性は，以前に測定した吊床版橋の最大速度値や，Ontario Code，Wheeler・Kajikawa の提案値と比較しても，問題はない値であった．

(5)　静的解析の結果および固有値解析により得られた固有振動数は，両橋の振動実験により得られた値と比較的よい一致を示しており，両橋のモデル化について妥当性が確かめられた．

(6)　実験や解析において，速日峰橋における車両走行時の振動特性として，車両が走行した場合，上床版と吊床版の水平方向の振動モードが互いに影響し合っていた．

(7)　４径間連続の潮騒橋のように規模の大きな橋梁においても，歩行および走行実験の結果や車両走行実験の結果を，解析によってある程度再現できることがわかった．

参考文献

1)　唐下善文，深田宰史，梶川康男：走行荷重による上路式ＰＣ吊床版橋の振動特性，橋梁振動コロキウム‘97 論文集，pp.139－146，1997.

2)　梶川康男，唐下善文，深田宰史，松元香保里：４径間連続上路式吊床版橋の振動実験と解析，構造工学論文集，Vol.44A，pp.835－842，1998.

3)　新井英雄，錦英樹：吊床版橋，コンクリート工学，Vol.30，No.3，pp.42－52，1992.

4)　塩形幸雄，小野賢二，伊藤賢：備中の水がめ・八田原ダム芦田湖にかかる“夢吊橋”，橋梁，Vol.32，No.5，pp.31－42，1996.

5)　Strasky, J.: Precast stress ribbon pedestrian bridges in Czechoslovakia, *PIC Journal* / May-June, pp.52-73, 1987.

6)　角本周，前田研一，梶川康男，黒野雅利：近接固有値を有する吊床版歩道橋の振動使用性に関する検討，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.207－214，1995.

7)　藤田稔，吉川正行，相良謙治，児山祐樹：宇多津歩道橋について，プレストレストコンクリート技術協会 第２回シンポジウム論文集，pp.161－164，1991.

8)　新井英雄，錦英樹，中村収志，永井篤：亀甲橋の設計，プレストレストコンクリート，Vol.34，No.2，pp.7－17，1992.

9)　烏野清，成富勝，日笠山徹巳，小坪清真：上路式ＰＣ吊橋の動特性とその改善，構造工学論文集，Vol.32A，pp.691－698，1986.

10)　徳光善治，松下博通，別府英生，佐藤素啓，佐藤雅則，渡辺実：速日峰橋の設計と施工－上路式ＰＣ吊橋－，橋梁と基礎，Vol.12，No.7，pp.1－7，1978.

11)　鈴木昭男，鈴木勲，渡邊信幸，菅沼信夫，和田直隆，久米計生：菊川橋の設計，橋梁と基礎，Vol.28，No.11，pp.23－28，1994.

12)　梶川康男，斉藤良算，卜部剛，中村一樹：吊床版橋の振動実験，橋梁と基礎，Vol.24，No.4，pp.35－40，1990.

13)　中沢隆雄，今井富士夫，前田文男，高橋司：ＰＣ吊床版橋「うさぎ橋」の静的および動的力学特性，プレストレストコンクリート，Vol.36，No1，pp.61－68，1994.

14)　徳山清治，上迫田和人，石原元，矢野一正：吊床版橋の動的挙動について－車両走行試験と風洞実験－，プレストレストコンクリート技術協会 第３回シンポジウム論文集，pp.201－206，1992.

15)　岡林隆敏，原忠彦，沖野真，川村昭宣：衝撃加振試験法による道路橋の振動計測，橋梁と基礎，Vol.22，No.11，pp.39－43，1988.

16)　松元香保理，小田切隆幸，中井祐司：上路式吊床版橋の振動解析について，住友建設技術研究所所報，pp.19－28，1996.

17)　深田宰史，吉川裕晃，梶川康男：鋼歩道橋の動的特性と振動使用性の実態調査，構造工学論文集，Vol.43A，pp.765－772，1997.

18)　梶川康男，深田宰史，吉川裕晃：単径間ＰＣ吊床版歩道橋の振動特性，構造工学論文集，Vol.44A，pp.811－817，1998.

19)　橋梁振動研究会 編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.

20)　小幡卓司，亀井与志，伊藤公彦，林川俊郎，佐藤浩一：歩道橋の実態調査に基づいた応答特性と歩行外力の同定について，橋梁振動コロキウム‘97 論文集，pp.293－299，1997.

21)　梶川康男，津村直宜，角本周：ＰＣ吊床版歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.36A，pp.685－695，1990.

22)　山口宏樹，高野晴夫，小笠原政文，下里哲弘，加藤真志，加藤久人：斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用，土木学会論文集，No.543/I-36，pp.217-227，1996.

23)　Ray W.Clough and Joseph Penzien，大崎順彦，渡部丹，片山恒雄 訳：構造物の動的解析，科学技術出版社，1978.

24)　Blanchard, J., Davis, B.L. and Smith, J.W.: Design criteria and analysis for dynamic loading of foot-bridges, *Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges*, Supplementary Report 275, UK TRRL, pp.90-106, 1977.

25) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準 1983 年版（共通編・鋼橋編），2－6，限界状態照査規準，2－6．2 使用限界状態，pp.40－45，1985.
26) Wheeler, J.E.: Prediction and control of pedestrian-induced vibration in footbridges, *Proc. of ASCE*, No.ST9, pp.2045-2065, 1982.
27) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，No.325，pp.23－33，1982.

第７章　２径間連続ＰＣ斜張橋の動的応答[1),2)]

７．１　概説

斜張橋は，主桁，主塔，橋脚および斜張ケーブル（以下，ケーブル）から構造が成り立っており，各部材の剛性比率，それらの結合条件および使用材料等により，組み合わせは多種多様であり，設計における自由度が極めて高い橋梁形式である．その中でも，ＰＣ斜張橋は，主桁と主塔に圧縮に強いコンクリートを用いて，さらにその主桁にプレストレスを導入し，その主桁を引張に強い高強度のＰＣ鋼材で吊るという，それぞれの材料特性を生かした合理的な橋梁といえる[3)]．近年，その合理的な構造特性や優美な景観から幅広く採用されており，道路橋としても 1995 年度末で 50 数橋の実績にのぼり，そのうち約 70%が最大支間 50～200m の中径間規模の橋梁となっている[4)]．

一方，斜張橋は，吊構造であることから，一般の桁橋に比べてフレキシブルであり，かつ，多くの部材から構成され振動性状が複雑なものとなることから，動的外力に対する挙動に留意する必要がある．特に，ＰＣ斜張橋の場合，中径間規模でも主桁自重がＰＣ桁橋の 60～80%程度となり，活荷重強度に対する死荷重重量が小さくなることから，車両走行時の動的応答がＰＣ桁橋に比べて大きくなる可能性がある．したがって，ＰＣ斜張橋の車両走行による動的影響に関して，設計法を含めた包括的な検討を行う必要がある．

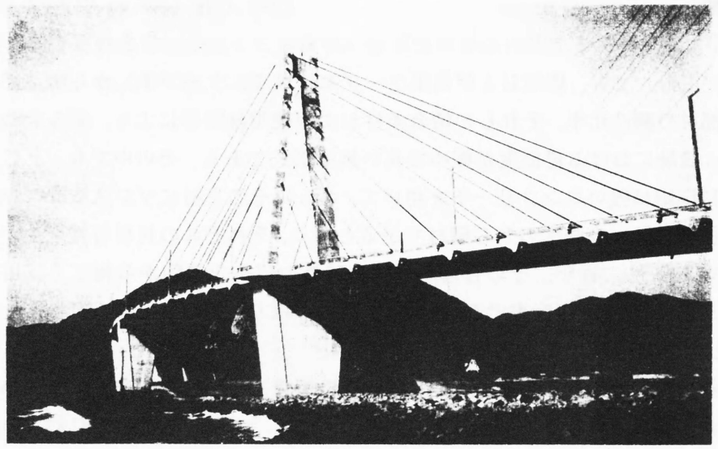
また，ＰＣ斜張橋の固有振動特性や耐震性，耐風安定性に関しては，既に多くの実験，研究が行われている[5),6)]が，設計における衝撃係数設定の基礎データとなる車両走行による振動性状に関しては，鋼斜張橋のような系統的な研究[7)－9)]が成されておらず，数例の実測値があるのみである[10)]．既往のＰＣ斜張橋においては，車両走行による動的影響としての衝撃係数を，影響線形状を考慮して，桁橋と同様に支点間距離を用いて算出しているケースが一般的となっている[4),11)]．しかしながら，斜張橋は，全体剛性における主桁剛性と主桁を弾性支持するケーブル剛性との比率を自由に設定できるため，衝撃係数と支間長との関係にも不明な点が多く，道路橋示方書においても衝撃係数算定に用いる支間長の取り方を明確には規定していない[12)]．

そこで本章では，上述したような問題を解明するために，２径間連続ＰＣ斜張橋において車両走行による振動実験を実施し，車両走行時の振動性状を把握した[13)]．さらに，シミュレーション解析と比較し，解析方法の妥当性，各種走行状態に対する実効振幅や動的増幅率の特性について検討した．

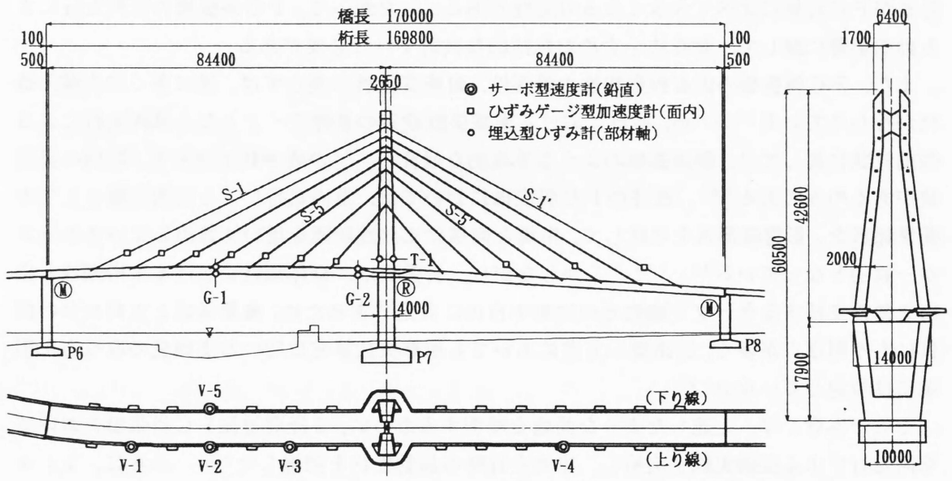
７．２　振動実験の概要

本章で対象とした橋梁は，鹿児島県甑島列島内のヘタノ串海峡に架設された甑大明神橋の主橋梁部で，**図－7.1** に示す橋長 170m，支間 84.4m の２径間連続ＰＣ斜張橋（**写真－7.1** 参照）である．この橋梁では，レインバイブレーション対策[14)]として粘性せん断型ダンパー

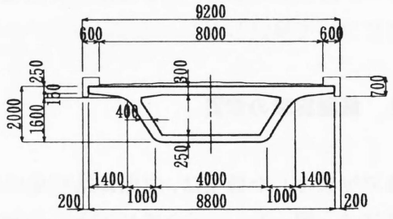
を上５段（実験時４段）のケーブルに設置していることから，ダンパーの全体系減衰に与える効果も含めて検討するために，その設置前後において実験を実施した．実験内容を表－7.1に示す[15]．



写真－7.1　２径間連続ＰＣ斜張橋（甑大明神橋）



主桁形式：逆台形１室箱桁ＰＣ構造
主塔形式：Ａ形ＲＣ構造
ケーブル：ファン型２面吊り７段
主桁・主塔の結合：剛結構造

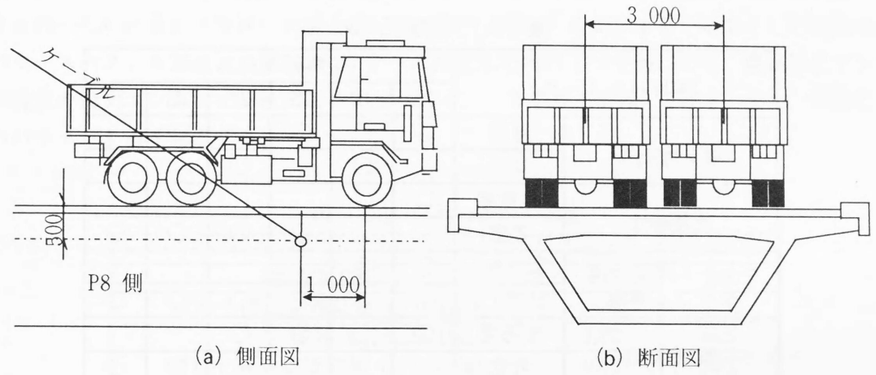


図－7.1　対象橋梁一般図および測点配置

表－7.1　実験内容

実験種類	着目項目	ダンパー設置	
		前	後
静的載荷実験	静的荷重による変形性状	－	○
車両走行実験	全体系の固有振動特性 車両走行による振動性状 システムダンピング	○	○
衝撃加振実験	全体系の固有振動特性 システムダンピング	○	○
常時微動実験	全体系の固有振動特性	○	○
ケーブル加振実験	ケーブル系の固有振動特性	○	○
車両振動実験	試験車両の動特性	－	○

静的載荷実験では，図－7.2に示すように試験車両を２台並列に並べ，P6橋脚側から順次各ケーブル定着ブロック前端位置に前軸を合わせて計測した．



図－7.2　静的載荷実験の概要図

車両走行実験においては，車両重量，車両台数，車頭間隔および走行速度をパラメータとして実験ケースを設定した．車両重量については，その重量が動的増幅率に与える影響を検討するために，196kN（ダンパー設置前実験時）および245kN（ダンパー設置後実験時）の２ケースを設定した．なお，試験車はダンパー設置前後で同一のダンプトラック車を用い，車両重量を積載砂利量により調整した．

車頭間隔は，たわみ１次振動モードの固有振動数fおよび試験車の基準走行速度Vから，式(7.1)[7]により算出される共振車頭間隔 L_e に基づき設定した．ここで，基準走行速度を40km/h，たわみ１次振動数を設計モデルに対する固有振動解析結果0.77Hzとすると，L_e=14mとなるが，連行走行時の安全性上，その２倍および３倍を実験時の車頭間隔とした．

$$L_e = \frac{V}{f} \tag{7.1}$$

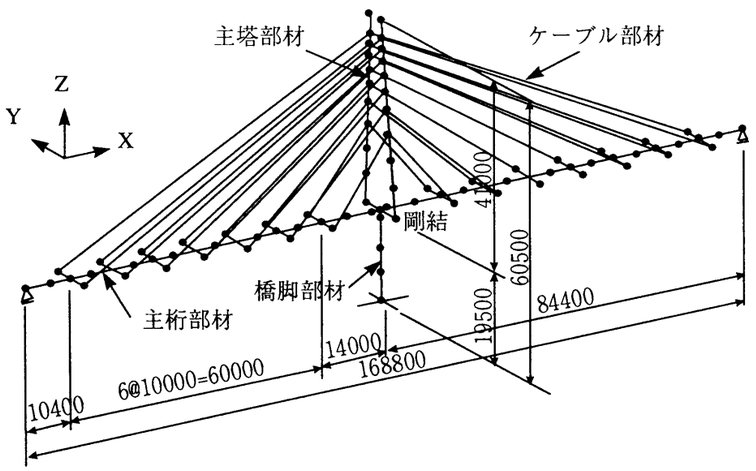
衝撃加振実験では，試験車両の前輪を段差（高さ 20cm）より落下させて橋梁に衝撃力を与え，その後の自由減衰波形を測定した．なお，加振位置は，S-4 および S-6 ケーブル定着点の下り線中央位置とした．

7．3　解析概要

静的解析および固有値解析においては，静的変形および固有振動特性に影響を与えると考えられるパラメータを組合せ，解析ケースを設定した．**表—7.2** に，各解析ケースのパラメータの組合せを示す．パラメータとしては，①主桁の端支点として用いているすべりゴム支承の車両走行時の可動状態として，可動とするかピンとするか，②地覆を主桁の有効断面として考慮するか，③プレハブケーブルの円形形状を保持するためのスペーサ鋼線をケーブルの有効断面として考慮するか，④最大 6%の主桁の縦断線形を考慮するかを選定した．このうち，ケース 1S が設計における組合せである．

表—7.2　解析ケース

解析パラメータ		解析ケース					
		1S	1P	2S	2P	3S	3P
端支点条件	可動	○		○		○	
	ピン		○		○		○
地覆剛性	非考慮	○	○				
	考慮			○	○	○	○
S-1, S-1', S-2, S-2' ケーブル構成	22T15.2	○	○				
	31T15.2			○	○	○	○
縦断線形	非考慮	○	○	○	○		
	考慮					○	○



図—7.3　解析モデル

解析モデルは，固有振動特性において，ねじれの振動モードの励起を確認するために，**図—7.3** に示すような 3 次元骨組構造とした．また，車両走行実験では，上り線および下り線を適時走行したが，動的応答解析ではその平均的応答と比較するために，車両モデルは主桁中央を走行するものとした．

車両走行による動的応答解析では，路面凹凸を考慮した車両－橋梁系の運動方程式を，第 2 章で述べた Newmark β 法により直接積分して応答値を求めた．なお，逐次積分においては，時間間隔 0.01 秒，β=1/4 とした[16),17)]．橋梁系の減衰項には，実測されたモード減衰から同定した各構造要素の減衰定数を用いて，剛性比例型の減衰マトリックスを設定した．また，車両モデルは，**図—2.5** に示す前，後輪のばね上およびばね下を考慮した 3 軸車の 5 自由度系モデルを使用した．なお，**表—7.3** に示した車両モデルの各パラメータ値は，試験車両の実測動特性より決定した．

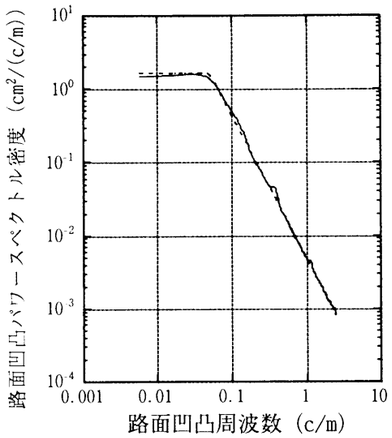
解析に用いる路面凹凸データは，第 2 章で述べた式(2.47)でモデル化した路面凹凸のパワースペクトル密度 $S_r(\Omega)$に対し，シミュレーション法により作成した 20 ケースのサンプル関数を使用した．ここで，実験時が舗装直後であることを考慮して，「良好」な路面状態に対する**表—7.4** に示すパラメータ値を設定した[18)]．**図—7.4** に，本章で基準とした路面凹凸パワースペクトル密度（点線）と 20 ケース作成した内の 1 つを例にとり，路面凹凸サンプル関数の最大エントロピー法によるパワースペクトル密度（実線）を示す．また，同図にそのパラメータ値を付記する．

表—7.3　車両モデルの諸元

	196kN車	245kN車
総重量(kN)	190	247
ばね上ばね定数前軸 K_{S1}(kN/m)	1496	1763
後軸 K_{S2}, K_{S3}(kN/m)	2992	3527
ばね上減衰係数前軸 C_{S1}(kNs/m)	10.1	12.7
後軸 C_{S2}, C_{S3}(kNs/m)	20.2	25.3
ばね下ばね定数前軸 K_{T1}(kN/m)	3553	3553
後軸 K_{T2}, K_{T3}(kN/m)	7106	7106
ばね下減衰係数前軸 C_{T1}(kNs/m)	7.5	7.5
後軸 C_{T2}, C_{T3}(kNs/m)	15.1	15.1

表—7.4　路面凹凸シミュレーションに用いた各パラメータ値

a_1	a_2	n_1	n_2	Ω_L (c/m)	Ω_C (c/m)	Ω_U (c/m)
1.67	0.005	0	1.94	0.0	0.05	2.5



図—7.4　路面凹凸パワースペクトル密度

7．4　静的特性

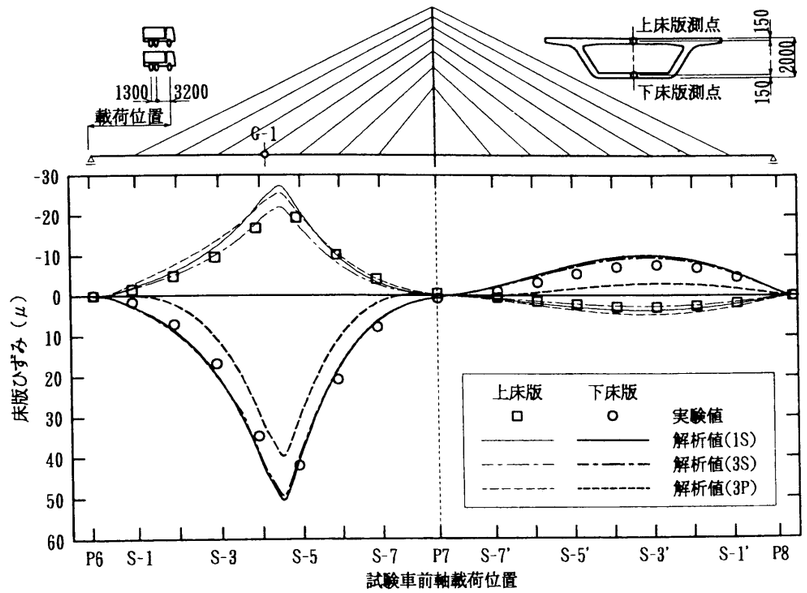
静的載荷実験の結果として，車両重量 245kN の試験車を 2 台並列に載荷した場合の，支間中央（測点 G-1）での上下床版のひずみを図—7.5 に示す．また，図中にケース 1S，3S および 3P に対する解析結果を付記する．実験値は，地覆およびケーブルのスペーサ鋼線を剛性として考慮したケース 3S の解析値とほぼ一致した結果となった．また，端支点をピン状態としたケース 3P は，ケース 3S と比較して解析値と実験値との差が大きいことから，この荷重レベルの静的載荷に対しては，端支点が可動状態に近い挙動を示していると考えられる．

7．5　動的特性

7．5．1　固有振動特性

実験値として，車両走行，衝撃加振，常時微動実験から求めた全体系の固有振動数を，解析値として，ケース 1S，2S，3S および 3P に対する固有振動数を表—7.5 に示す．また，ケーブル振動実験と解析から求めたケーブル系の固有振動数を表—7.6 に示す．さらに，固有振動数の解析値が実験値とほぼ一致する，ケース 3S および 3P に対する固有振動モードを図—7.6(a)，(b)にそれぞれ示す．

たわみ逆対称 1 次モードは，車両走行，衝撃加振，常時微動実験から得られた順に固有振動数が高くなっている．これは，この順に実験時の振幅レベルが小さくなることから，固有振動数に影響を与える端支点の拘束条件が可動からピン状態へ移行するためと考えられる．



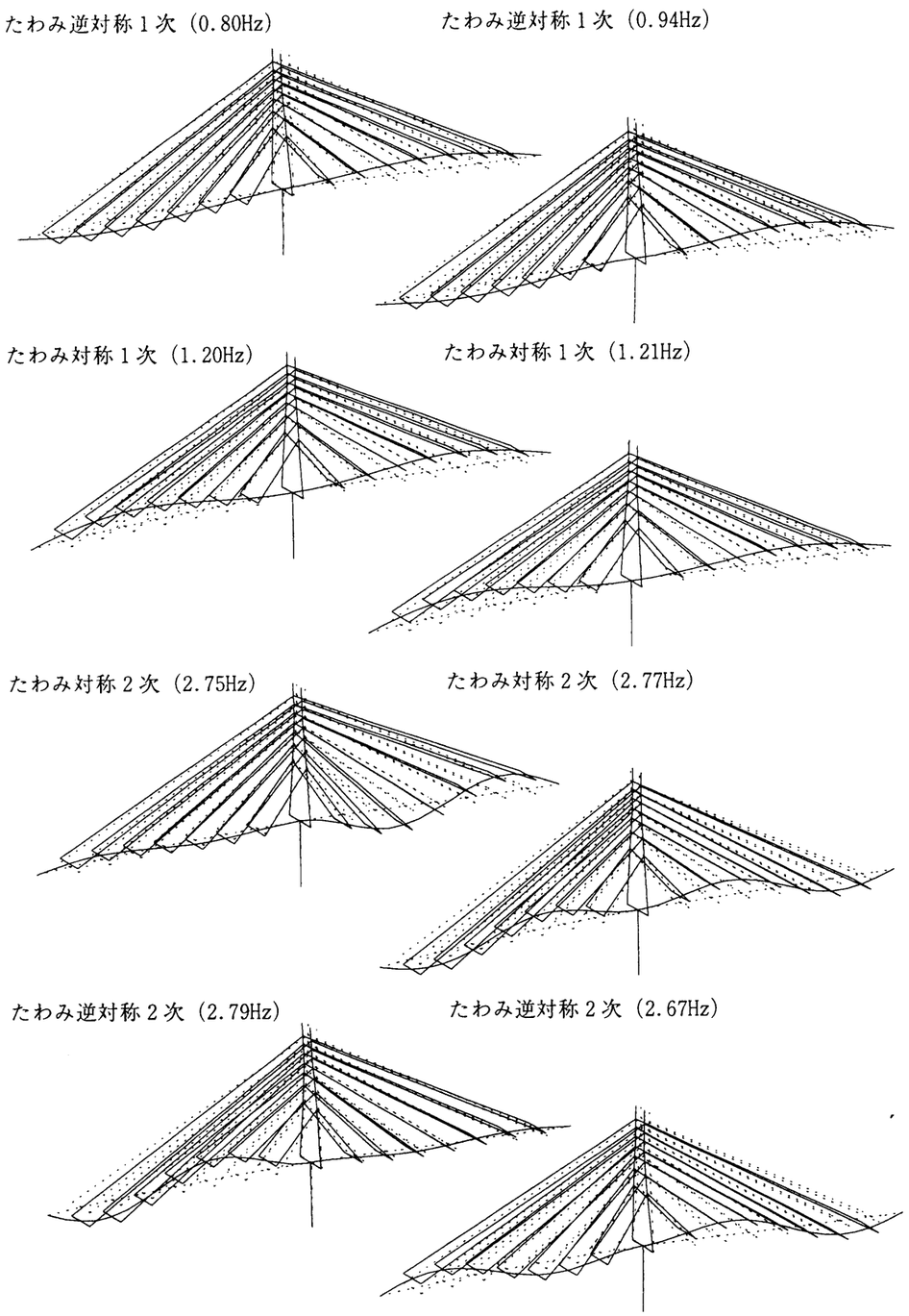
図—7.5　静的載荷実験の結果

表—7.5　全体系の固有振動数

	実験値 (Hz)			解析値 (Hz)			
固有振動モード	車両走行	衝撃加振	常時微動	1S	2S	3S	3P
たわみ逆対称 1 次	0.86～0.93	0.90～0.92	0.93～0.94	0.77	0.80	0.80	0.94
たわみ対称　1 次	1.21～1.26	1.25～1.27	1.26～1.28	1.15	1.19	1.20	1.21
たわみ対称　2 次	2.63～2.76	—	2.61～2.70	2.64	2.78	2.75	2.77
たわみ逆対称 2 次	2.83～2.88	2.81～2.87	2.89～2.92	2.66	2.78	2.79	2.67
ねじれ逆対称 1 次	—	—	4.52	4.55	4.56	4.57	4.57
ねじれ対称　1 次	4.79	4.72	4.79	4.67	4.68	4.68	4.70

表—7.6　ケーブル系の固有振動数

固有振動モード	実験値 (Hz)	解析値 (Hz)
S-1 ケーブル　1 次	1.35	1.37
S-2 ケーブル　1 次	1.55	1.54
S-3 ケーブル　1 次	2.10	2.07
S-4 ケーブル　1 次	2.43	2.42
S-1 ケーブル　2 次	2.69	2.74
S-5 ケーブル　1 次	2.89	2.92

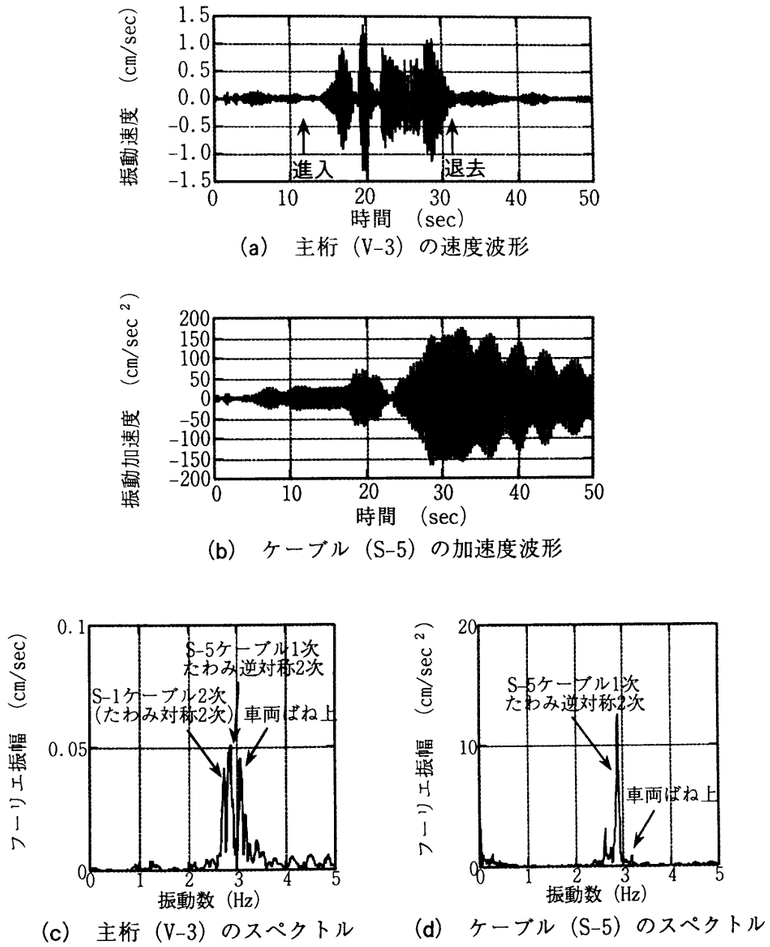


(a) 解析ケース　3S　　(b) 解析ケース　3P

図―7.6　固有振動モード図

たわみ逆対称２次モードとたわみ対称２次モードは，近接した固有振動数を有し，さらに，端支点の拘束条件により振動モードに大きな差異が生じている．端支点の拘束条件は，前述のように，振幅に依存して変化すると考えられることから，実験波形から振動モードを明確に同定できない場合が生じた．

ケーブル系の固有振動数のうち，S-1 ケーブルの２次モードおよび S-5 ケーブルの１次モードは，全体系のたわみ逆対称２次モードと近接し，さらに，試験車のばね上振動数（実測値：245kN 車 3.1Hz）とも近接している．これにより，車両走行時に，全体系の振動エネルギーが減衰性の劣るケーブル系の振動エネルギーに移行する，**図―7.7** に示すような挙動を示した．



(a)　主桁（V-3）の速度波形

(b)　ケーブル（S-5）の加速度波形

(c)　主桁（V-3）のスペクトル　　(d)　ケーブル（S-5）のスペクトル

図―7.7　車両走行時の全体系，ケーブル系の振動状況

7．5．2　減衰特性

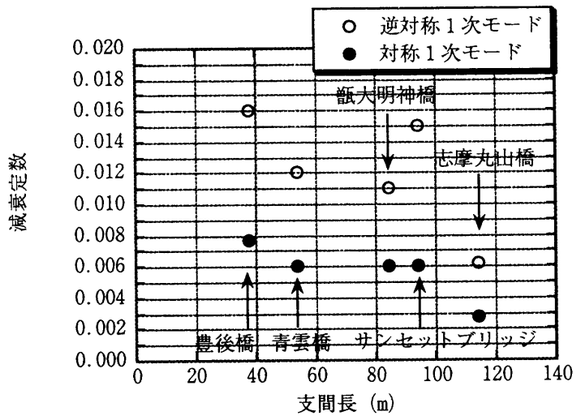
各モードの減衰定数は，車両走行後および衝撃加振後の自由振動波形から算出した．なお，車両走行実験や衝撃加振実験では，起振機実験と異なり，各モード毎に分離した自由振動波形を得るのは困難である．そこで，実測波形よりバンドパスフィルタにて２つのモード成分をもつ振動速度波形ν_fを作成し，式(7.2)に示す関数Γを非線形最小二乗法を用いて曲線適合して，各モードの減衰定数を算出した[19]．

$$\Gamma = \sum_{i=1}^{m} \left\{ \nu_f(t_i) - \xi_{j,k}(t_i) \right\}^2 \qquad (7.2)$$

ここで，$\xi_{j,k}$は適合させるj次およびk次の自由振動波形の合成波である．

算出した各モードの減衰定数を**表―7.7**に示す．なお，たわみ対称２次モードは，自由振動時の振幅レベルが小さく，また，振動数が逆対称２次モードと非常に近接しているため，減衰定数を同定し得なかった．

各モードの減衰定数を比較すると，たわみ逆対称１次モードは，対称１次モードに比べて減衰定数が２倍程度大きくなっている．これは，たわみ逆対称１次モードは主桁と主塔とが連成し，かつ，摩擦等によりエネルギー吸収が大きいと考えられる端支点の移動が生じるためと考えられ，他の斜張橋と同様な減衰特性となった[20)－24)]．**図―7.8**に振動実験を行った他のＰＣ斜張橋の支間長とたわみ逆対称１次モードおよび対称１次モードの減衰定数との関係を示す．



図―7.8　支間長と減衰定数との関係

ダンパー設置前後で比較すると，たわみ逆対称１次モードおよび対称１次モードとも，ダンパー設置により減衰定数が増加している．しかしながら，ダンパーによる付加減衰がケーブルの曲げ振動に対しても 0.5～1.5%程度であることから，全体系のモード減衰に与える影響は僅かなものとなった．

次に，動的応答解析に用いる減衰特性の設定のため，主桁部材，主塔・橋脚部材およびケーブル部材の減衰定数をパラメータとしてモード減衰定数を算出し，実験値と比較した[25)]．

解析により，各部材の減衰定数をパラメータとして逆解析結果を**表―7.8**に示す．モード減衰定数は，車両走行解析における橋梁から車両モデルが退去した後の自由振動波形から，実験値と同様の手法により求めた．なお，たわみ逆対称２次モードは解析においても振幅レベルが小さく，減衰定数を算出できなかった．

たわみ逆対称１次モードでは主桁および主塔・橋脚部材の減衰定数が，対称１次モードでは主桁およびケーブル部材の減衰定数がモード減衰の変化に寄与している．各部材の減衰定数の組合せのうち，主桁部材を 1.0%，主塔・橋脚部材を 5.0%，ケーブル部材を 0.1%とした場合のモード減衰が実験値と良く一致していることから，動的応答解析では，この部材減衰定数をもとに減衰マトリックスを設定した．

表―7.7　実験によるモード減衰定数

振動モード	ダンパー設置前	ダンパー設置後
たわみ逆対称１次	1.0～1.1%	1.1～1.5%
たわみ対称１次	0.5～0.6%	0.7%
たわみ逆対称２次	1.3～1.5%	1.3～1.5%

表―7.8　各部材減衰定数の逆解析結果

主桁部材	1.0%				1.5%			
主塔・橋脚部材	1.0%		5.0%		1.0%		5.0%	
ケーブル部材	1.0%	0.1%	1.0%	0.1%	1.0%	0.1%	1.0%	0.1%
たわみ逆対称１次	0.53%	0.50%	1.17%	1.13%	0.81%	0.77%	1.44%	1.41%
たわみ対称　１次	0.73%	0.55%	0.75%	0.56%	1.07%	0.89%	1.09%	0.91%
たわみ逆対称２次	1.39%	1.34%	1.63%	1.59%	1.42%	1.39%	1.66%	1.62%

7．6　車両走行時の実効振幅

7．6．1　実効振幅の評価

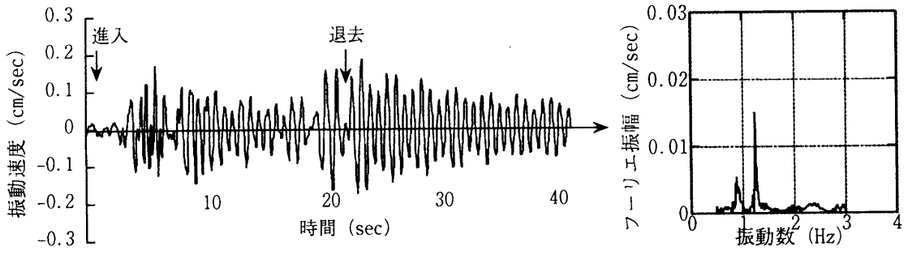
車両走行による橋梁の動的応答の影響は，例えば限界状態設計法においては，①終局限界状態や疲労限界状態の照査における衝撃の特性値，②使用限界状態の照査における振動使用性等に関連するが，それぞれに対する動的応答の評価方法は異なるものとなる[26)]．

ここでは，振動使用性の評価に用いられる車両走行時の速度応答の実効振幅[27)]を指標とし，試験車の各種走行状態に対する振動特性を実験値および解析値から検討した．なお，解析における橋梁モデルには，静的および固有振動特性が実験値と最も一致したケース 3S のモデルを用いた．

196kN の試験車が 30km/h で走行した場合の支間中央（測点：V-2）の速度波形とそのフーリエスペクトルについて，実験と解析の波形を図―7.9，図―7.10 にそれぞれ示す．ここで，実験に用いた速度計が 0.5Hz 以下の低周波領域に位相特性があるため，また，車両重量が動的応答に与える影響に着目し，試験車の固有振動特性の違いによる影響（試験車のバネ上振動数，実測値：196kN 車 3.3Hz，245kN 車 3.1Hz）を除去するため，実験値および解析値の速度波形は 0.5～3.0Hz のバンドパスフィルタで処理している．

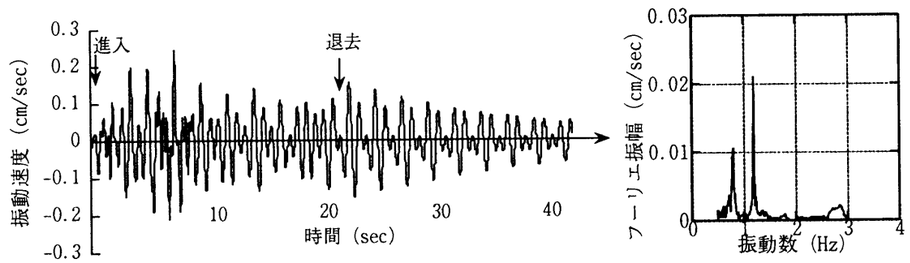
実効振幅 $\bar{v}$ は，任意時刻の速度応答値 $v(t_i)$，車両が橋梁上を走行している間のデータ数 n から，式(7.3)により算出した．なお，解析値は，20 ケースの路面凹凸を用いて応答計算した結果の平均値回り±σ（標準偏差）と±2σで示す[28]．

$$\bar{v} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} v(t_i)^2} \qquad (7.3)$$



(a)　速度波形　　(b)　スペクトル

図―7.9　車両走行時の速度応答波形（実験値，V-2）



(a)　速度波形　　(b)　スペクトル

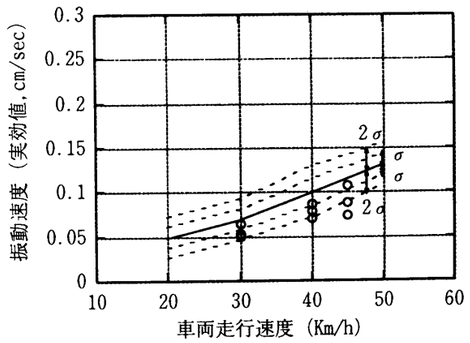
図―7.10　車両走行時の速度応答波形（解析値，V-2）

7．6．2　単独走行時の実効振幅

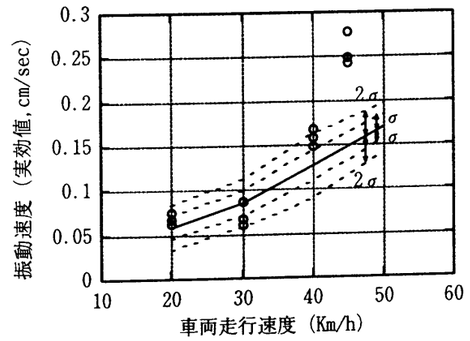
196kN または 245kN の試験車 1 台が走行した場合の応答速度の実効振幅を，走行速度をパラメータとして，それぞれ図―7.11，図―7.12 に示す．

実効振幅の実験値は，ほぼ解析値の平均値回り±2σの帯内にあり，対象とした走行速度の範囲内においては，走行速度が増加するのに伴い実験値および解析値とも増加する傾向にある．しかしながら，走行速度の増加に対する実験値の増加度は，196kN 試験車に比べて 245kN 試験車を用いた場合の方が大きく，両者の解析値の増加度はその中間程度となっている．よって，同一走行速度で 196kN 試験車と 245kN 試験車に対する実効振幅を比較すると，解析値は車両重量比とほぼ同じ 1.25 倍程度となっているが，実験値は走行速度 40km/h で約 2 倍，45km/h では約 2.5 倍となっている．また，245kN 車が 45km/h で走行した場合に実験値と解析値との差異が特に大きくなっているが，これは，この橋梁が最大 6%の縦断勾配を有していることから，走行速度が速く車両重量が重いほど速度制御が実験的に困難であり，実験値には速度制御に伴う制動力の影響が顕著に現れたためと考えられる．

以上，単独走行時の実効振幅の実験値は，車両重量が 196kN から 245kN に増加することで重量比以上に増加する結果となったが，245kN 試験車を用いた場合においても，使用性において歩行者が「少し歩きにくい」と感じる実効振幅 1.7cm／sec を十分下回っている[27]．



図―7.11　196kN 試験車単独走行時の実効振幅

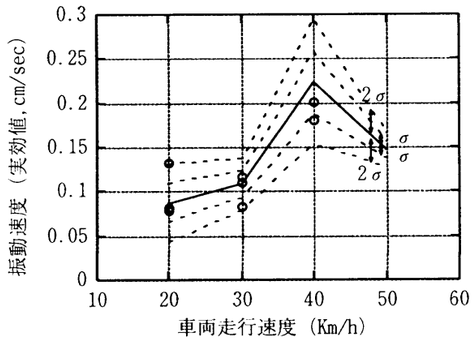


図―7.12　245kN 試験車単独走行時の実効振幅

7．6．3　連行走行時の実効振幅

245kN の試験車が 2 台，28m の車頭間隔を保ちながら走行した場合の応答速度の実効振幅を，走行速度をパラメータとして図―7.13 に示す．この走行状態における車頭間隔 28m は，基準走行速度 40km/h をもとに算出した共振車頭間隔の 2 倍である．よって，実効振幅の実験値および解析値とも，他の走行速度の場合に比べて走行速度 40km/h の場合の応答値が大きくなっている．

しかしながら，単独走行において車両重量が増加すると，その重量比以上に実効振幅が増加したのに対して，単独走行から 2 台の連行走行になっても，実効振幅は 30～60%程度しか増加していない．すなわち，車頭間隔を共振車頭間隔に基づいて設定しても，走行台数の増加比以上に実効振幅は増加しない結果となった．



図―7.13　245kN 試験車連行走行時の実効振幅

7．7　動的増幅率

7．7．1　動的増幅率の評価

設計に用いられる衝撃係数は，活荷重満載時の影響線載荷による活荷重に乗じられるため，車両が単独および連行走行したときに得られた動的増幅率と等価ではない．しかし，動的増幅率は車両走行による橋梁の動的応答を評価する指標の 1 つであるため，本章では動的増幅率を用いて衝撃係数を評価する．

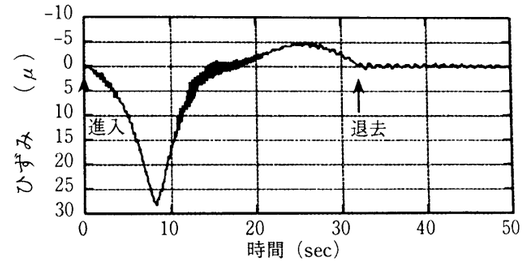
その評価方法は，不規則振動解析に基づく確率論的方法および応答値を直接用いる確定論的方法があるが，ここでは実験値と比較するために，後者の方法によるものとし，解析値は 20 ケースの路面凹凸に対する解析結果の平均値回り±σ（標準偏差）と±2σで示した[28]．

動的増幅率の算出は，通常，たわみ応答に基づいて行われる場合が多い．しかしながら，対応する衝撃係数が強度設計における活荷重の動的効果を表していることから，本章ではひずみ応答に基づき算出するものとし，支間中央（測点：G-1）の下床版ひずみを着目点とした．なお，動的増幅率には各種の定義と算出法があるが，本章では，式(7.4)に示す *DIF* により評価した．

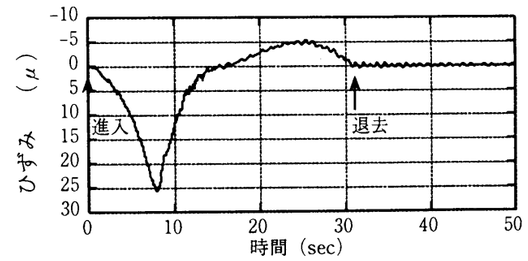
ここで，$\varepsilon_{st.max}$ は静的応答成分の最大値，$\varepsilon_{I,dy.max}$ は $\varepsilon_{st.max}$ を含む 1 サイクル中の動的応答成分の最大値である[18]．

$$DIF = 1 + \frac{\varepsilon_{I,dy.max}}{\varepsilon_{st.max}} \tag{7.4}$$

図―7.14 に，245kN の試験車が 20km/h で走行した場合の着目点のひずみ波形を示す．



(a) 実験値



(b) 解析値

図―7.14　支間中央（G-1）の主桁下床版のひずみ波形

7．7．2　ＰＣ斜張橋の設計における衝撃係数

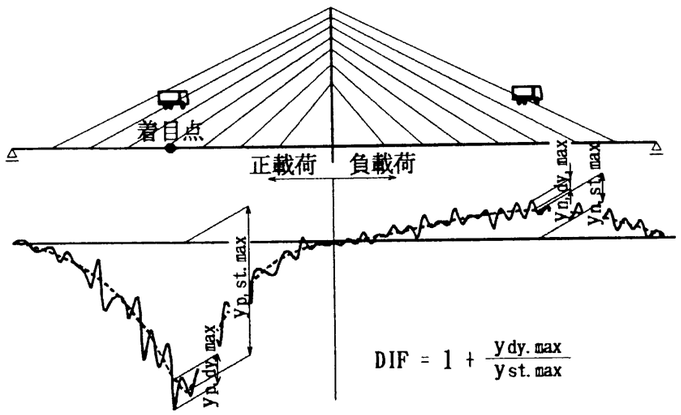
設計衝撃係数 i は，道路橋示方書[12] に基づき，式(7.5)を用いて算出している．

$$i = \frac{10}{25 + L} \tag{7.5}$$

ここで，L は支間長 84.4 m を用い，衝撃係数 0.091 を一律に全部材の設計に用いている．

一方，ＰＣ橋の設計では，活荷重作用時にある程度の引張応力を許容しているが，耐久性上，主桁の断面上縁に引張応力を生じさせるのは望ましくないとされている．そのため，主桁の断面上縁が引張となる載荷状態が，構造形式や断面形状によってはクリティカルとなる場合がある．

そこで，図―7.15 に示すように，着目点の断面下縁が引張となるような載荷状態（正載荷）と，着目点の断面上縁が引張となるような載荷状態（負載荷）とに分けて動的増幅率を評価することにした．



図―7.15　正載荷状態と負載荷状態

7．7．3　単独走行時の動的増幅率

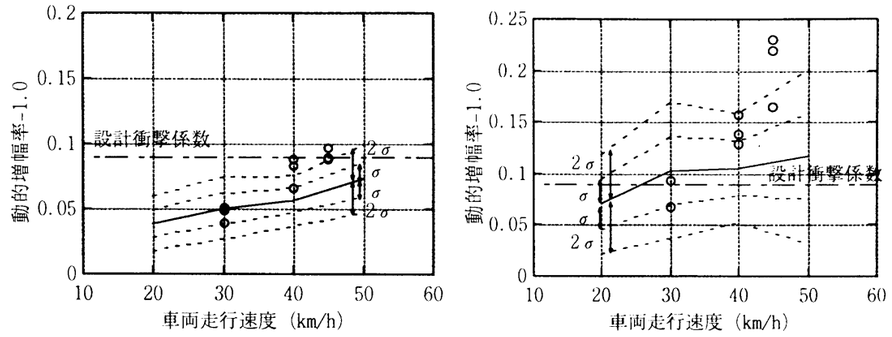
196kN の試験車 1 台が走行した場合の正載荷および負載荷状態に対する動的増幅率を，走行速度をパラメータとして図―7.16 に示す．また，245kN の試験車 1 台が走行した場合も同様に図―7.17 に示す．

動的増幅率の実験値は，ほぼ解析値の平均値回り±2 σの帯内にあり，対象とした走行速度の範囲内においては，走行速度が増加するのに伴い実験値および解析値とも増加する傾向にある．また，動的増幅率は，正載荷および負載荷状態各々において，196kN 試験車の場合と 245kN 試験車の場合とで優位な差がみられず，車両重量が増加しても動的増幅率は増加しない結果となった．つまり，最大応答値付近の動的応答は，静的応答と同様に車両重量に比例して増加する結果となった．

正載荷状態と負載荷状態とを比較すると，正載荷状態の動的増幅率は設計衝撃係数を上限としているが，負載荷状態の動的増幅率は正載荷状態の動的増幅率に比べて大きく，走行速度が 40km/h を越えると，設計衝撃係数の 1.5 倍～2.0 倍となっている．なお，負載荷状態の 45km/h 走行の場合には，実験値と解析値との差異が大きいが，これは実効振幅と同様に速度制御に伴う制動力の影響で，特に負載荷状態は正載荷状態より静的成分が小さいことから動的成分が顕著に現れたためと考えられる．

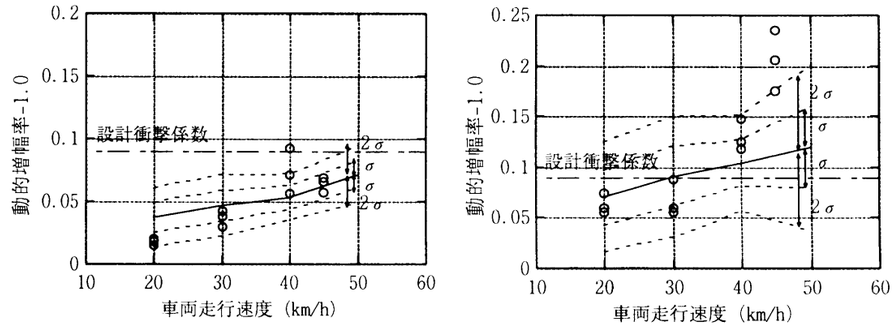
7．7．4　連行走行時の動的増幅率

245kN の試験車が 2 台，28m の車頭間隔を保ちながら走行した場合の正載荷および負載荷状態に対する動的増幅率を，走行速度をパラメータとして図―7.18 に示す．



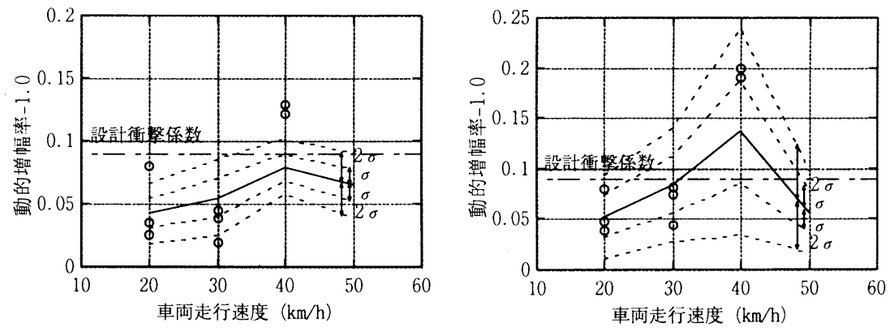
(a) 正載荷状態　　(b) 負載荷状態

図―7.16　196kN 試験車単独走行時の動的増幅率



(a) 正載荷状態　　(b) 負載荷状態

図―7.17　245kN 試験車単独走行時の動的増幅率



(a) 正載荷状態　　(b) 負載荷状態

図―7.18　245kN 試験車連行走行時の動的増幅率

動的増幅率の実験値は，単独走行時の場合と同様に，解析値とほぼ一致した傾向を示している．ここで，走行速度 40km/h の場合は，車頭間隔が共振車頭間隔の 2 倍となる走行速度であることからも，正載荷および負載荷状態ともに，他の走行速度に比べて動的増幅率が 2～3 倍程度大きくなっている．

各走行速度で連行走行時と単独走行時とを比較すると，速度 40km/h では連行走行時の方が 1.5 倍程度大きくなっているが，その他の速度では，単独走行時とほぼ同程度の動的増幅率となっている．

すなわち，車頭間隔によっては，最大応答値付近の動的応答は車両台数の増加比以上に大きくなり，橋梁上に車両が存在する全区間で動的応答を平滑化した実効振幅とは異なる結果となった．

7．8　結語

本章では，2 径間連続ＰＣ斜張橋に対して車両走行実験およびシミュレーション解析を行い，解析方法の妥当性，車両走行時の振動性状，各種走行状態に対する実効振幅や動的増幅率の特性について検討した．その結果をまとめると，次のとおりである．

(1)　静的載荷に対するひずみの実測値は，端支点を可動状態とした解析ケースとほぼ一致した．また，固有振動数の実測値は，端支点を可動状態とした解析ケースとピン状態とした解析ケースの中間的な値となった．

(2)　モード減衰定数の実測値は，部材の減衰定数を主桁 1.0%，主塔・橋脚 5.0%，ケーブル 0.1%として算出したモード減衰定数と良く一致した．そこで，動的応答解析における減衰マトリックスは，この部材減衰定数に基づき設定した．

(3)　各種走行状態に対する実効振幅や動的増幅率の特性は，シミュレーション解析結果と実験結果とで，一部の走行ケースを除き，比較的よく一致しており，解析方法の妥当性が確認された．

(4)　振動使用性の評価に用いる応答速度の実効振幅は，単独走行時の車両重量が 196kN から 245kN に増加することで，重量比以上に増加する結果となった．一方，走行台数が増加しても，車頭間隔に拘らず走行台数の増加比以上に実効振幅は増加しない結果となった．

(5)　衝撃係数に対応する動的増幅率は，単独走行時の車両重量が 196kN から 245kN に増加しても，ほぼ同一の値となった．連行走行時でも単独走行時と同程度の動的増幅率となったが，車頭間隔が共振車頭間隔の 2 倍となる走行速度では，単独走行時の 1.5 倍程度動的増幅率が大きくなった．

(6)　支間中央の断面に対して，正の曲げモーメントが生じる載荷状態に対する動的増幅率は，設計衝撃係数がほぼ上限値となっている．一方，負の曲げモーメントが生じる載荷状態に対する動的増幅率は，設計衝撃係数の 2～2.5 倍となるケースがある．

参考文献

1)　深田宰史，梶川康男，加藤雅史，角本周：走行荷重によるＰＣ斜張橋・甑大明神橋の動的特性，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.175－181，1995.

2)　深田宰史，梶川康男，角本周：2 径間連続ＰＣ斜張橋の車両走行時の振動特性と動的増幅率，土木学会論文集，No.605/I-45，pp.37－47，1998.

3)　田島二郎，成田信，鈴木素彦：ＰＣ斜張橋の設計法，橋梁，Vol.17，No.12，pp.3－19，1981.

4)　(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：ＰＣ斜張橋資料，1995.

5)　稲富隆昌，竹田哲夫，大保直人，山野辺真一：地震観測に基づくＰＣ斜張橋「青森ベイブリッジ」の地震応答特性について，構造工学論文集，Vol.40A，pp.967-978，1994.

6)　白石成人：ＰＣ斜張橋（新丹波大橋）の風洞実験，プレストレストコンクリート，Vol.27，No.1，pp.29-38，1985.

7) 小松定夫，川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，No.275，pp.13－28，1978.
8) 川谷充郎，本田義人：斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について，構造工学論文集，Vol.36A，pp.697－704，1990.
9) 川谷充郎，難波宗行，大松正成，亀井正博，中出收：斜張橋の走行荷重による動的応答実験と理論解析，構造工学論文集，Vol.37A，pp.937－944，1991.
10) 富田价彦，石原重孝，竹田哲夫：三保ダム松ケ山橋の設計・施工および諸実験について，橋梁，Vol.17，No.12，pp.20－26，1981.
11) (財)海洋架橋調査会：ＰＣ斜張橋に関する調査研究報告書，pp.16-18，1981.
12) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ｉ共通編，pp.26-31，1996.
13) 上木原松郎，小深田信昭，田中正裕，角本周：甑大明神橋の車両走行実験，第４回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.63－68，1994.
14) 樋上琇一：斜張橋ケーブルの Rain Vibration，日本風工学会誌，第 27 号，pp.17－28，1986.
15) 加藤雅史，島田静雄：橋梁の現地振動実験法，土木学会誌，Vol.66，No.2，pp.38－42，1981.
16) Bathe, K.J. and Wilson, E.L.，菊池文雄 訳：有限要素法の数値計算，科学技術出版社，1979.
17) 中島章典，津村直宜：車両・橋梁系振動問題のためのシミュレーション法についての一考察，構造工学論文集，Vol.38A，pp.781-788，1992.
18) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
19) 岡林隆敏，山森和博，田丸康広，吉村徹：可搬型振動計測システムによる構造物の振動特性推定，土木学会論文集，No.591/Ｉ-43，pp.327-337，1998.
20) 山口宏樹：ケーブル構造のモード減衰性状と減衰理論，鋼構造論文集，Vol.1，No.3，pp.129-138，1994.
21) 加藤光徳，佐伯光昭，川崎厳：志摩丸山橋の振動試験に基づく動的解析，プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.285－288，1990.
22) 麻生稔彦，烏野清，北川正一，船迫隼雄，村岡公範：ＰＣ斜張橋（サンセットブリッジ）の動特性とレインバイブレーション，構造工学論文集，Vol.41A，pp.771-778，1995.
23) 小坪清真，烏野清，高西照彦，園田敏矢，小深田信昭：ＰＣ斜張橋の振動特性の実測と理論的考察，土木学会第 39 回年次学術講演会講演概要集，Ｉ-259，pp.517-518，1984.
24) 林川俊郎，桑原秦之，小幡卓司，佐藤浩一：遊歩道斜張橋のモード減衰解析について，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，Ｉ-B81，pp.162-163，1996.
25) 川島一彦，吾田洋一，運上茂樹：強震記録に基づく斜張橋の減衰特性の解析，橋梁と基礎，Vol.23，No.11，pp.19-24，1989.
26) 前田研一：限界状態設計法における橋梁交通振動の解析と計測，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A，pp.33-45，1995.
27) 梶川康男：振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察，土木学会論文報告集，No.304，pp.47-58，1980.

28) 本田秀行，山崎憲人：新設計活荷重に基づく道路橋の動的影響評価と衝撃係数，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.265-272，1995.

第8章　結論

本研究では，歩道橋，道路橋の様々な形式の橋梁に対して，振動実験を行い，それらの橋梁の振動特性を把握することで，橋梁の動的な性能を照査するための解析モデルを構築した．さらに，有限要素法を用いた動的解析を行い，各橋梁の振動特性について，実験値との比較を行なった．

以下に本研究により得られた結果を総括して本論文の結論とした．

第2章では，橋梁の動的な性能を照査するために，本研究で用いた数値解析として，運動方程式を解くために必要な各マトリックスや外力ベクトルについて詳しく述べた．

第3章では，長支間化し，デザイン優先の設計により，構造が複雑化していく近年の歩道橋に対して，実験と解析の両面から振動特性の予測の精度を高め，振動使用性について検討した．そのために，支間長の大きい，各地にある様々な形式の歩道橋に赴き，統一的な方法で振動実験を行い，それらの実測データを収集して，各橋梁の卓越振動数，減衰定数，振動振幅等の振動特性や振動使用性について統計的にまとめた．

それらの実験による結果として以下のような知見が得られた．

(1)　最大支間長が 100m までの範囲で 1 次の卓越振動数と最大支間長の関係は，双曲線 $f_1 = 83.9/L + 0.185$ で近似できる．

(2)　今回の調査した鋼歩道橋の歩行あるいは走行実験時の減衰自由振動から求めた減衰定数は，0.2～1.5%の範囲である．特に，支間長が 30～45m の小さい範囲で，構造が単純な横断歩道橋では，小さい減衰値を示す橋もある．

(3)　振動速度振幅によって振動使用性を評価してみると，BS5400，Ontario Code，Wheeler・Kajikawa の提案値を越える歩道橋が数橋あり，これらの橋梁については詳細な検討によって，何らかの制振対策が必要と考えられる．

また，解析からの予測精度を高めるために，雪吊橋を対象として，立体解析モデルを作成し，歩行者が歩行および走行したときの振動特性について，実験と解析で比較した．

解析による結果として以下のような知見が得られた．

(4)　歩行シミュレーションでは，歩行者が歩行，走行したときの最大振動振幅や卓越振動モードにおいて実験値に近い結果が得られた．したがって，本章で行った歩行シミュレーションにより，ある程度の応答の予測が可能である．

第4章では，阪神大震災を教訓として，地震力を低減させるために免震機能を有する弾性支承に交換した，T型，門型橋脚を有する単純桁高架橋，および落橋防止，騒音や交通振動を低減させるために桁連結化した連結桁高架橋を対象として，車両走行による振動実験を行い，スパン中央，支承および橋脚に着目してその振動挙動を把握した．

振動実験により得られた結果は以下に示す通りである．

(1)　準静的載荷実験により，T型橋脚と門型橋脚の変形性状の違いを明らかにし，T型橋脚は橋軸直角方向へ大きく変形していた．

(2) 実験から，鋼製支承から弾性支承に交換したことにより，鋼製支承時に比較して，主桁が橋軸方向に変位しやすくなり，橋脚の橋軸方向変位が小さくなった．

(3) 実験により，弾性支承を用いた場合，支承上の上部構造から支承下の下部構造へと振動が伝播する過程において，3軸方向ともに高周波の振動成分が低減していた．しかしながら，橋軸および橋軸直角方向の水平面内においての約5Hz以下の振動成分は，波形の振幅やスペクトルエネルギーがそれほど低減されていなかった．

(4) 連結桁の振動特性として，車両が走行した場合，橋脚上において，2.3～2.4Hz に弾性支承に起因した振動数の卓越が認められた．

また，実験から得られたデータを基にして，支承条件，地盤での境界条件等をパラメトリックに扱い，構造全体系の解析モデルの検討を行った．さらに，その解析モデルを用いて車両走行による動的応答解析を行い，解析値と実験値との比較をした．

解析により得られた結果は以下の通りである．

(5) 中立軸の食い違いを考慮するために，オフセット部材を用いたことで桁上に車両が載荷したときの弾性支承の橋軸および橋軸直角方向の変位挙動を表現できた．

(6) 弾性支承の変位挙動について実験値と各解析ケースを比較したところ，解析モデルの弾性支承のばね定数は，車両走行時の振幅レベルにおいて，初期剛性よりも大きな剛性を有している．

(7) 固有値解析において得られた固有振動数は，振動実験により得られた値と比較的よい一致を示しており，橋脚まで含めた全体系のモデル化について妥当性が確かめられた．

(8) 実験や解析から，既設単純桁高架橋を連結化することで，中央径間付近では，スパン中央のたわみや中央径間側の橋脚張り出し梁の鉛直変位が小さくなった．

第5章では，立体解析を必要とする複雑な構造を有する鋼ラーメン橋である，橋脚基部に免震支承を設けた連続立体ラーメン免震橋と中央方杖支持式ラーメン橋の 2 橋を対象として，車両走行による振動実験を行い，立体解析モデルと立体車両モデルを用いたシミュレーションにより求めた解析値と実験値を比較することで，各橋梁の振動特性を把握した．

連続立体ラーメン免震橋に対する実験および解析により明らかになった事項は次の通りである．

(1) 試験車が徐行したときの挙動と，静的解析により得られた結果を比較することで剛性の確認をし，さらに連続立体ラーメン免震橋の門型橋脚としての特性を把握した．

(2) 振動レベル計の計測値から，3方向のうちで脚柱基部においては橋軸方向が最も大きな値を示していたが，地盤上では鉛直方向が大きくなっていた．

(3) 連続立体ラーメン免震橋は，平面線形，縦断線形を有する特殊な橋梁であるため，主桁，橋脚を含めた立体骨組構造モデルを構築して，立体車両モデルによる動的応答解析を行った．その結果として，実験時の挙動に近い傾向を解析上で得ることができた．

(4) 実験，解析から 2～3Hz に免震支承に起因した橋軸および橋軸直角方向モードが卓越していることがわかったが，地盤上ではそのエネルギーが小さくなっており，周辺環境に及ぼす影響は少ないことがわかった．

中央方杖支持式ラーメン橋の実験および解析により明らかになった事項は次の通りである．

(5) 設計段階において予測された，橋軸および橋軸直角方向に振動するモード（1次および2次モード）は，主桁部の可動支承の境界条件により，通常の車両走行時には励起しなかった．

(6) 中央方杖支持式ラーメン橋の特徴的な卓越振動モードは，第1径間（A1～P1）および第2径間（P1～P2）において，曲げ振動モードとねじれ振動モードが連成し，振動数が近接している．

(7) 橋脚柱部のヒンジ支承を剛な支承として固有値解析（C5とC6の比較）した場合，振動モードのモード形状は変化しなかったことから，曲げやねじれが連成する振動モードは，長柱脚，短柱脚により主桁がそれぞれ1点で支持されている方杖支持形式に大きく依存していると考えられる．

(8) 衝撃加振および車両走行後の自由減衰振動から同定した8次振動までの減衰定数は，2%以下と小さかった．

(9) 固有値解析において得られた固有振動数は，振動実験により得られた値と比較的よい一致を示しており，方杖支持式橋脚まで含めた構造全体のモデル化について妥当性が確かめられた．

(10) 車両走行による動的応答解析では，実橋の車両走行時の挙動をほぼ再現できており，車両モデルや解析法の妥当性が，複雑な構造を持つ場合でも確かめられた．

第6章では，上路式ＰＣ吊床版橋を対象として，単径間の速日峰橋と4径間連続の潮騒橋に対して，歩行者の歩行，走行および車両走行による動的な外力が作用したときの振動特性について実験および解析から考察し，解析モデルの構築をした．

振動実験による結果として以下のような知見が得られた．

(1) 単径間の上路式ＰＣ吊床版橋である速日峰橋の振動特性とは異なり，4径間連続の潮騒橋では，約3Hz以下の振動数範囲において，桁自身のねじれモードが出現しなかった．これは，潮騒橋では高い橋脚を有しているために，桁自身のねじれモードが卓越する前に橋脚自体の倒れに伴う水平モードが現れるためと考えられる．

(2) 潮騒橋における歩行者の歩行および走行時の振動使用性は，以前に測定した吊床版橋の最大速度値や，Ontario Code，Wheeler・Kajikawa の提案値と比較しても，問題はない値であった．

また，解析により以下の知見が得られた．

(3) 単径間の上路式ＰＣ吊床版橋である速日峰橋では，3次振動に上床版主体の水平モードを，5次振動に吊床版主体のねじれ，水平連成モードの出現が確かめられた．

(4) 静的解析の結果および固有値解析により得られた固有振動数は，両橋の振動実験により得られた値と比較的よい一致を示しており，両橋のモデル化について妥当性が確かめられた．

(5) 4径間連続の潮騒橋のように規模の大きな橋梁においても，歩行および走行実験の結果や車両走行実験の結果を解析によってある程度再現できることがわかった．

さらに，実験および解析から以下の知見が得られた．

(6)　4径間連続の潮騒橋では，固有値解析により近接した振動モードの存在が認められ，実験によりそのモードの確認をした．

(7)　実験や解析において，速日峰橋における車両走行時の振動特性として，車両が走行した場合，上床版と吊床版の水平方向の振動モードが互いに影響し合っていた．

第7章では，車両走行により動的な影響を大きく受ける中径間規模の2径間連続ＰＣ斜張橋，甑大明神橋を対象として，車両走行実験およびシミュレーション解析を行い，解析方法の妥当性，設計における衝撃係数の基礎データとなる車両走行時の振動性状，各種走行状態に対する実効振幅や動的増幅率の特性について検討した．

実験による結果として以下のような知見が得られた．

(1)　各種走行状態に対する実効振幅や動的増幅率の特性は，シミュレーション解析結果と実験結果とで，一部の走行ケースを除き，比較的よく一致しており，解析方法の妥当性が確認された．

(2)　振動使用性の評価に用いる応答速度の実効振幅は，単独走行時の車両重量が 196kN から 245kN に増加することで，重量比以上に増加する結果となった．一方，走行台数が増加しても，車頭間隔に拘らず走行台数の増加比以上に実効振幅は増加しない結果となった．

(3)　衝撃係数に対応する動的増幅率は，単独走行時の車両重量が 196kN から 245kN に増加しても，ほぼ同一の値となった．連行走行時でも単独走行時と同程度の動的増幅率となったが，車頭間隔が共振車頭間隔の 2 倍となる走行速度では，単独走行時の 1.5 倍程度動的増幅率が大きくなった．

(4)　支間中央の断面に対して，正の曲げモーメントが生じる載荷状態に対する動的増幅率は，設計衝撃係数がほぼ上限値となっている．一方，負の曲げモーメントが生じる載荷状態に対する動的増幅率は，設計衝撃係数の 2～2.5 倍となるケースがある．

また，解析により明らかになった事項は次の通りである．

(5)　静的載荷に対するひずみの実測値は，端支点を可動状態とした解析ケースとほぼ一致した．また，固有振動数の実測値は，端支点を可動状態とした解析ケースとピン状態とした解析ケースの中間的な値となった．

(6)　モード減衰定数の実測値は，部材の減衰定数を主桁 1.0%，主塔・橋脚 5.0%，ケーブル 0.1%として算出したモード減衰定数と良く一致した．そこで，動的応答解析における減衰マトリックスは，この部材減衰定数に基づき設定した．

次に，本論文を通して明らかになった事項を述べる．

本研究では，様々な形式の橋梁を対象として，人間や車両を用いた振動実験を行い，実験値との比較から，現橋をよく表現できる解析モデル，動的解析の確立を目指してきた．
その結果，本論文で対象とした吊構造系を含めた複雑な構造を有する橋梁においては，実験だけでは把握できなかった振動特性について，解析モデルを作成し，解析を行ったことで把握することができた．特に，振動モードを判定する材料として，6章の上路式ＰＣ吊床版橋の上床版主体の振動モードと吊床版主体の振動モードの存在，4径間連続の潮騒橋の近接した固有振動数の存在，5章の鋼ラーメン橋の振動モードの推定，7章のＰＣ斜張橋の縦断勾配に伴う振動モードの非対称性と逆対称2次，対称2次の近接した固有振動数等，実験データだけでは振動モードの判別ができなく，解析モデルの必要性を痛感した．

これらの解析モデルを確立するためには，**図―2.1**で示した流れに従い，解析することが最良といえる．その中でも，運動方程式の剛性マトリックスを確定させるために，実験により静的特性を把握し，解析モデルの剛性の評価を静的解析により確認することが，解析モデルを作成する上で重要であり，次のステップとなる固有値解析での負担が軽減された．

また，解析モデルを作成する上で大切なことは，オフセット部材による中立軸の食い違いの考慮，弾性支承のばね定数の影響など支承の境界条件，地覆剛性の考慮であった．これらの要因により，静的な挙動，固有振動数，振動モードが大きく異なっていた．特に，4章の弾性支承を用いた高架橋の場合では，オフセット部材の考慮により，支承部の挙動を表現することができた．

したがって，解析では，考えられる要因を幾つかのケースに分けて，パラメトリックに解析し，予測値にある程度の幅を持たせることにより，静的特性および固有振動特性についてある程度の予測が可能と考えられる．

動的解析において，歩行シミュレーションの結果は，かなり実測値に近い結果を得ることができ，橋梁の解析モデルを確立させればある程度の応答値の予測が可能である．一方，車両走行によるシミュレーションでは，固有振動特性が実測と似た傾向となっていても，車両の諸元，路面凹凸の違いにより橋梁の応答は全く違うものとなる．そのため，実測以外の路面凹凸，車両の諸元を動的解析で用いる場合には，幾つかのケースを用いて応答解析を行い，実験の応答結果に似た傾向が得られるケースを用いることが必要である．

今までの研究では，外力（歩行，車両走行）が橋梁に作用している間の応答に着目されているものが多かった．しかし，本研究では，これらの外力が橋梁上から退去した後の自由減衰振動まで実験値と解析値の比較を行い，減衰マトリックスの評価を行なうことができた．

最後に，これからの展望について述べる．今後は，本研究に基づき作成した解析モデルを用いて，使用性に関しては，歩道橋の振動使用性問題，また，それらを制御する振動制御問題，地盤振動や低周波空気振動などの環境振動問題，疲労安全性に関しては，疲労損傷問題，その他，衝撃係数の評価のための解析等，様々な目的に応用していきたいと考えている．

また，日常の使用レベルの振動問題だけでなく，降伏域まで達しない中規模程度の地震に対する耐震性について，本研究で用いた解析方法を利用して，簡単な振動実験を行うことにより把握できるようにしたい．これらの問題は，実物を破壊することができないため，かなり難しい問題ではあるが，実験可能な範囲の振動実験から得られた結果と解析を結ぶ方法を確立していかなければならないと考えている．さらに，終局まで考慮しなければならない，大振幅を受ける振動問題についても，3次元の非線形地震応答解析が行えるように本研究を拡張したいと考えている．

今後も，データの蓄積が望まれるため，さらに実測との比較を積み重ねることにより，さらなる予測精度の向上，線形および非線形動的解析の確立に努めたい．

謝辞

著者が，博士課程に入学して3年の月日が経ち，ようやくここに一つの論文をまとめることができました．本論文をまとめるにあたり，御指導と御鞭撻を賜った梶川康男教授には，心から感謝の意を表します．

また，本論文の遂行にあたり，貴重な御教示ならびに御助言を賜りました，岡島厚教授，佐藤秀紀教授に深く感謝致します．また，前川幸次教授，近田康夫助教授，桝谷浩助教授には，終始熱心な御指導をいただくとともに，貴重なご助言を賜り深く感謝致します．

I.H.P. Mamaghani 助手，井原朋美技官には，本研究の遂行にあたり，多大なる御協力をいただきました．ここに，深く感謝致します．

金沢工業大学 本田秀行教授，長崎大学 岡林隆敏教授には，本研究のみならず，橋梁振動全般に関する御指導を賜り，心から感謝致します．

㈱フジエンジニアリング常務 枚本正信氏におきましては，著者の勉学の場を与えてくださり，さらに，公私にわたり大変お世話になりました．心から御礼申し上げます．

オリエンタル建設㈱ 角本周氏には，論文遂行にあたり，貴重な御助言をいただきました．ここに，深く感謝致します．

本研究の遂行にあたり，実験の場を提供していただいた関係各位に厚く御礼申し上げます．

また，大学院1年生からお互いに切磋琢磨してきた Zardoum Hamadi 氏に感謝致します．

最後に，9年間という長い大学生活を影で支えてくれた両親に心から感謝致します．