

鋼少数主桁橋および波形鋼板ウェブPC橋の  
構造特性と耐風性に関する研究

2007年4月

宮内秀敏

## 目 次

第1章 序 論 .....	1
1.1 高速道路における橋梁技術の変遷と動向 .....	1
1.1.1 橋梁技術の変遷 .....	1
1.1.2 今後の展望 .....	15
1.2 本研究の目的 .....	17
1.3 本論文の概要 .....	21
第2章 鋼少数主桁橋の構造特性 .....	27
2.1 振動試験による調査 .....	27
2.1.1 振動試験内容 .....	27
2.1.2 試験結果と考察 .....	32
2.2 鋼少数主桁橋の固有振動数 .....	56
2.3 鋼少数主桁橋の構造減衰 .....	59
2.4 まとめ .....	63
第3章 鋼少数主桁橋の空力特性 .....	68
3.1 概説 .....	68
3.2 風洞試験内容 .....	69
3.3 動的空力特性 .....	72
3.3.1 基本応答特性 .....	72
3.3.2 風の乱れの効果 .....	74
3.3.3 構造減衰の効果 .....	76
3.3.4 遮音壁の影響 .....	78
3.3.5 たわみとねじれの干渉 .....	84
3.3.6 非定常空気力およびフラッター特性 .....	88
3.4 静的空力特性 .....	106
3.4.1 計測概要 .....	106
3.4.2 計測結果 .....	108

3.4.3	鋼少数主桁橋の抗力係数	112
3.5	まとめ	114
第4章	鋼少数主桁橋の耐風設計	119
4.1	振動特性の推定	121
4.1.1	固有振動数の推定	121
4.1.2	構造減衰の推定	122
4.2	空力振動特性の推定	122
4.2.1	フラッター発現風速	123
4.2.2	ギャロッピング発現風速	125
4.2.3	たわみ渦励振	127
4.2.4	ねじれ渦励振	130
4.3	許容振幅の設定	133
4.4	まとめ	135
第5章	波形鋼板ウェブPC橋の振動特性	140
5.1	実橋による振動試験	142
5.1.1	山陽自動車道 小犬丸川橋	142
5.1.2	東九州自動車道 小河内川橋	144
5.2	波形鋼板ウェブPC橋の振動特性	148
5.2.1	波形鋼板ウェブPC橋の固有振動数	149
5.2.2	波形鋼板ウェブPC橋の構造減衰	151
5.3	まとめ	153
第6章	波形鋼板ウェブPC橋の耐風性	156
6.1	概説	156
6.2	風洞試験内容	156
6.3	箱桁断面の応答特性	162
6.3.1	鉛直たわみ振動	163
6.3.2	ねじれ振動	164

6.3.3	風の乱れの効果	164
6.3.4	構造減衰の効果	165
6.4	2主桁断面の応答特性	168
6.4.1	橋軸直角方向の風による応答	168
6.4.2	水平偏角を持った風による応答	171
6.4.3	静的空気力	174
6.5	まとめ	177
第7章	結論	180
7.1	鋼少数主桁橋の構造特性	180
7.2	鋼少数主桁橋の耐風性	181
7.3	鋼少数主桁橋の耐風設計	182
7.4	波形鋼板ウェブ PC 橋の構造特性	183
7.5	波形鋼板ウェブ PC 橋の耐風性	183
謝辞		185

## 第1章 序 論

### 1.1 高速道路における橋梁技術の変遷と動向

高速道路等における橋梁に関する技術開発およびその発展は、昨今めざましいものがある。特に少子高齢化や経済のグローバル化に代表される社会経済情勢の変化により予想される技術者不足や、公共事業に求められているコスト縮減に対応すべく技術開発が急ピッチで進んでいる。その代表的存在が、鋼少数主桁橋と波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋である。鋼少数主桁橋は、従来3m程度としていた主桁間隔を、PC床版を採用することで6m～10m程度に広げ、主桁本数を大幅に減らした構造であり、コスト縮減と耐久性の向上を達成している。一方、波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋は、従来のコンクリートウェブに替え波形鋼板をウェブに採用した橋梁形式であり、死荷重の減少、プレストレス導入の効率化、施工の省力化を図ることができる橋梁形式として近年注目され、中・長スパン領域において建設事例が増加している。

さて、我国の高速道路は、1963年の名神高速道路 栗東～尼崎間71.1kmの開通以来、2006年末には供用延長が7,422kmに達し、およそ1,300km、14,000橋におよぶさまざまな形式の橋梁が建設されているが、これらはその当時の最新の技術を駆使して設計・施工されたものである。

以下に、我国の高速道路における橋梁形式の変遷と動向について述べる。

#### 1.1.1 橋梁技術の変遷

##### ① RC橋

名神高速道路建設時代に標準高架橋として、RC中空床版橋が開発された。この形式は、名神高速道路の初期から、スパン15～17mで2橋脚を固定とし、その他の橋脚を可動とした5径間連続形式を標準として多く採用されてきた。その後走行性や耐震性の観点から研究が加えられ、1977年には北陸自動車道・金沢高架橋において、両端橋脚を除く全橋脚を固定とした10径間連

続中空床版橋が施工された。この橋梁では、温度変化に対しては基礎の変位や回転により対応可能なことが実証され、その後の多径間連続化のさきがけとなった。中空床版はその後、PC構造やPRC構造にも適用され中・小スパンの代表的形式となっている。

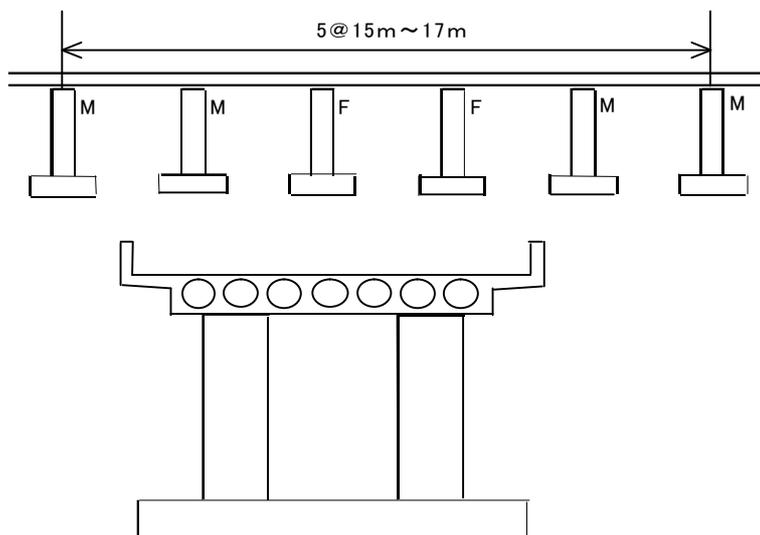


図 1.1.1 RC 中空床版橋

1980年代には、山陽自動車道・栂坂高架橋（9径間連続、1987年）を初めとする充腹式アーチ橋が施工された。充腹式アーチ橋は、アーチリブ両端に側壁を設け、その中に土砂を充填することにより橋台部以外の伸縮装置を排除した走行性、維持管理の容易性などに優れた閉腹式アーチ橋であり、25m前後のスパンで採用されている。



写真 1.1.1 栂坂高架橋（RC 充腹アーチ）

また、架橋地点が急峻な溪谷で、斜面に橋脚をおくことが困難な場合などにはRCアーチ橋が有利となる。代表的な橋梁としては、ピロン・メラン工法で施工した中国自動車道・帝釈橋（1978年）、宇佐川橋（1982年）、トラス式張出し架設工法にメラン工法を併用した九州横断自動車道・別府明礬橋（1989年）などがある。



写真 1.1.2 別府明礬橋（RCアーチ）

## ② PC橋

RC橋に比べてスパンの長い橋梁に採用される構造がPC橋であり、名神建設時に意欲的に技術開発が行われ、連続桁として初めて水無川橋（1962年）や支間中央にヒンジを有する釈迦が池橋（1963年）などが施工されている。その後、張出し架設などの架設工法の発達により適用スパンが拡大され、浦戸大橋（1972年、スパン 230m）、浜名大橋（1976年、スパン 240m）など完成当時世界最大のスパンを誇るほど長大化が進んだ。これらの形式は有ヒンジ連続ラーメン箱桁であるが、その後はヒンジ部の走行性や維持管理上の問題からヒンジ部や支承をなくした連続ラーメン橋へと発展した。

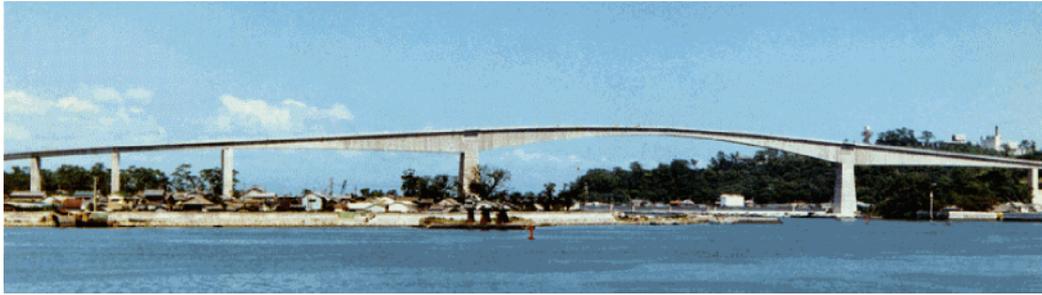


写真 1.1.3 浦戸大橋 (PC 有ヒンジラーメン箱桁)

長大PC橋を代表するもうひとつの形式がPC斜張橋である。1970年代から世界各国で目覚ましい発展を遂げてきたが、高速道路では東名高速道路改築で施工された東名足柄橋(1991年、スパン185m)、上信越道・碓氷橋(1993年、スパン111m)などがある。

また、斜張橋と桁橋の中間領域を埋める形式として、エクストラロード橋が開発された。この形式は、外ケーブルの偏心量を桁高より大きく取った桁橋の発展形であり、斜張橋に比べ主塔高が低く抑えられ、斜材は活荷重による応力変動が小さく桁内のケーブルと同様の安全率とすることができるため、経済的にも優れた構造形式である。西湘バイパス・小田原ブルーウェイブリッジ(1995年、スパン122m)で初めて採用され、山陽自動車道・つくはら橋(1998年、スパン180m)などで施工されている。



写真 1.1.4 東名足柄橋 (PC 斜張橋)



写真 1.1.5 つくはら橋(PCエクストラドーズド橋)

一方、1970年代頃から施工の機械化・省力化に関する研究開発が進み、連続高架橋における移動支保工による施工法が開発され現在に至っている。また、品質の向上、工期の短縮あるいは経済性などからプレキャストセグメント工法

も松山自動車道・重信川橋（1996年）に初めて本格的に導入され、その後第二東名高速道路や第二名神高速道路の建設にも多く採用されている。



写真 1.1.6 プレキャストセグメント工法概要

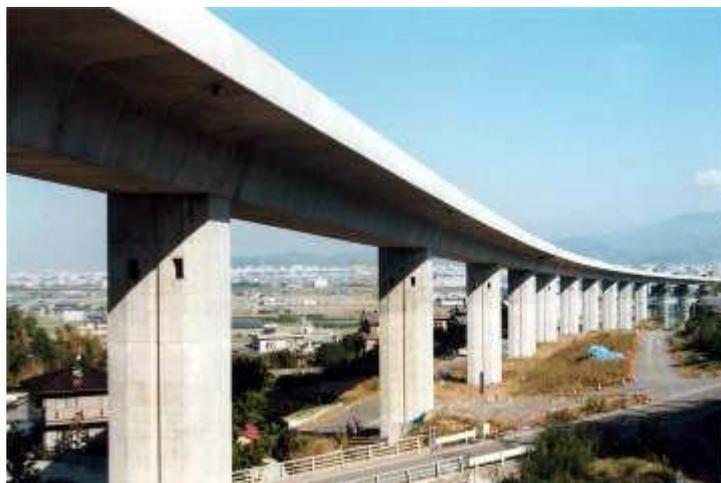


写真 1.1.7 重信川橋（プレキャストセグメント）

また、近年 PRC 構造を積極的に採用している。この形式は、従来の PC と RC の両者の特徴を生かすことできるため、合理的でかつ経済的な設計が可能

となる。P R C の概念を最初に取り入れたのは東名高速道路・小牧高架橋（1968 年）のプレキャスト中空円柱橋脚である。上部構造に本格的に P R C を導入したのが舞鶴自動車道・観音寺高架橋（1991 年）であり、P R C 橋は、現在では設計法も確立され、高速道路の標準的な形式となっている。

### ③ 鋼 橋

高速道路における鋼橋の技術の発展を振り返るとき、二極化した流れにより発展してきたと考えることができる。すなわち、海峡部の長大橋ともうひとつは一般的な中・小スパンの橋梁である。

前者としては、1955 年に完成した固定アーチ形式の西海橋（スパン 216m）に始まり、本州四国架橋へと技術開発が繋がっていく吊橋として、若戸大橋（1962 年，スパン 367m）や関門橋（1973 年，スパン 712m）が建設された。また、天草五橋・天門橋、大島大橋などの連続トラス橋、我国初の鋼斜張橋の尾道大橋（1968 年，スパン 215m）や架橋当時世界一のスパンを有した名港西大橋（1985 年，スパン 405m）<sup>9)</sup>などの長大橋が次々に建設され、その後の長大橋技術に大きな影響を与えた。1998 年には 3 橋の長大斜張橋が連なる名港トリトン（名港西大橋，名港中央大橋，名港東大橋）<sup>10)</sup>が建設されている。



写真 1.1.8 若戸大橋



写真 1.1.9 名港西大橋（1期線）

後者すなわち中・小スパン橋では、名神高速道路・猪名川橋(1961年)を初めとして連続合成桁が数多く建設された。この頃は橋梁全体を弓なりにジャッキアップし床版コンクリート打設後に元に戻す工法が取られていたが、施工の煩雑さや維持管理上の問題からその後が開発された切断合成桁とともに姿を消し、合成桁は単純桁だけに用いられるようになった。

名神高速道路建設時以来、鋼桁の設計は鋼重をいかに軽くするか、即ち鋼重ミニマムを目指してきたが、鋼材価格および労務費の変動などもあり、1990年代半ばから、加工工数を考慮して部材数を減らした合理化設計が一般的となっている。その代表的な形式が鋼少数主桁橋である。鋼少数主桁橋は、PC床版を使用することにより主桁間隔を6m～10m程度に広げ、主桁本数を減らした構造である。なお、現場打ち床版を有する鋼少数主桁橋において、施工段階に対応した逐次合成設計による連続合成桁を開発し、舞鶴自動車道・大津呂川橋（2002年、スパン50m）など2003年度末で約20橋が施工され、すでに高速道路の標準形式となってきている。現在は、施工の効率化を図るためプレキャスト床版を有する少数主桁橋を対象に合成桁化の開発を積極的に行っ

ている。



写真 1.1.10 大津呂川橋（鋼少数主桁橋）

また、トラス橋における合理化構造としては、角型鋼管を用いて製作コストを低減させた道東自動車道・滝下橋（1999 年）や圏央道・多摩川橋（2001 年）などが建設されている。箱桁では合理化された開断面を有する千歳 J C T 橋（1999 年）や第二名神高速道路・信楽第一橋（2005 年）がある。著者が設計に携わった信楽第一橋のように、製作部材数を約 6 割減らすことができ施工性を大幅に向上することができた例もある。

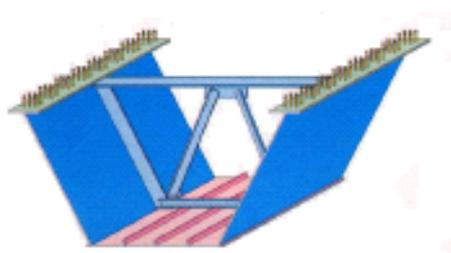


図 1.1.2 開断面箱桁橋 断面図

#### ④ 複合構造

橋梁の材料として代表的なものは、鋼材とコンクリートである。従来は、橋梁形式は鋼橋とコンクリート橋に大別され、それぞれが独自に発展してきた。しかし近年では、特にコスト縮減の必要性から橋梁形式について抜本的に検討が加えられ、鋼材とコンクリートの持つ特性を最大限引き出し得る形式として、いわゆる複合構造の橋梁が急速に開発されてきている。第二名神高速道路の木曾川橋・揖斐川橋（2002年）では、スパン中央部に鋼桁を使用したPC複合橋が施工され、スパンを飛躍的に伸ばした。



写真 1.1.11 木曾川・揖斐川橋（複合エクストラドーズド橋）

また、PC箱桁橋のウェブを波形鋼板に置換えた波形鋼板ウェブPC橋は、橋軸方向に剛性の小さい波形鋼板を用いることによりプレストレスが効率よく導入できるとともに、桁重量の軽量化が図れることから従来の箱桁橋の領域において使用され、東海北陸自動車道・本谷橋（1999年）を初めとして第二東名高速道路や第二名神高速道路などで多数建設されている。さらに最近では波形鋼板ウェブを採用したエクストラドーズド橋（第二名神高速道路・栗東橋な

ど) や斜張橋 (第二東名高速道路・矢作川橋) が開発され、施工されている。

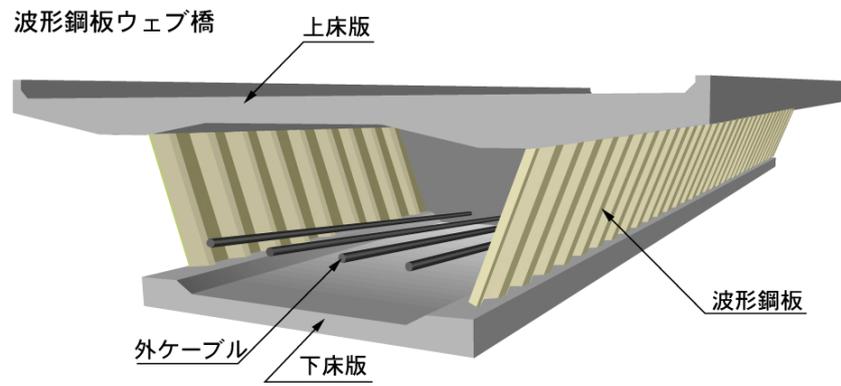


図 1.1.3 波形鋼板ウェブ橋概要図



写真 1.1.12 本谷橋(波形鋼板ウェブ連続ラーメン橋)



写真 1.1.13 栗東橋（波形鋼板ウェブエクストラドーズド橋）



写真 1.1.14 矢作川橋（波形鋼板ウェブ斜張橋）

一方、第二東名高速道路・猿田川橋（2006年）、巴川橋（2006年）ではウェブを鋼トラスとした複合構造形式が開発され、採用されている。

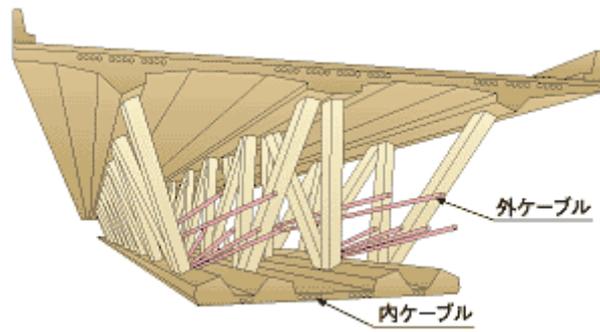


図 1.1.4 鋼トラスウェブ複合橋概要図



写真 1.1.15 猿田川橋（鋼トラスウェブ複合橋）

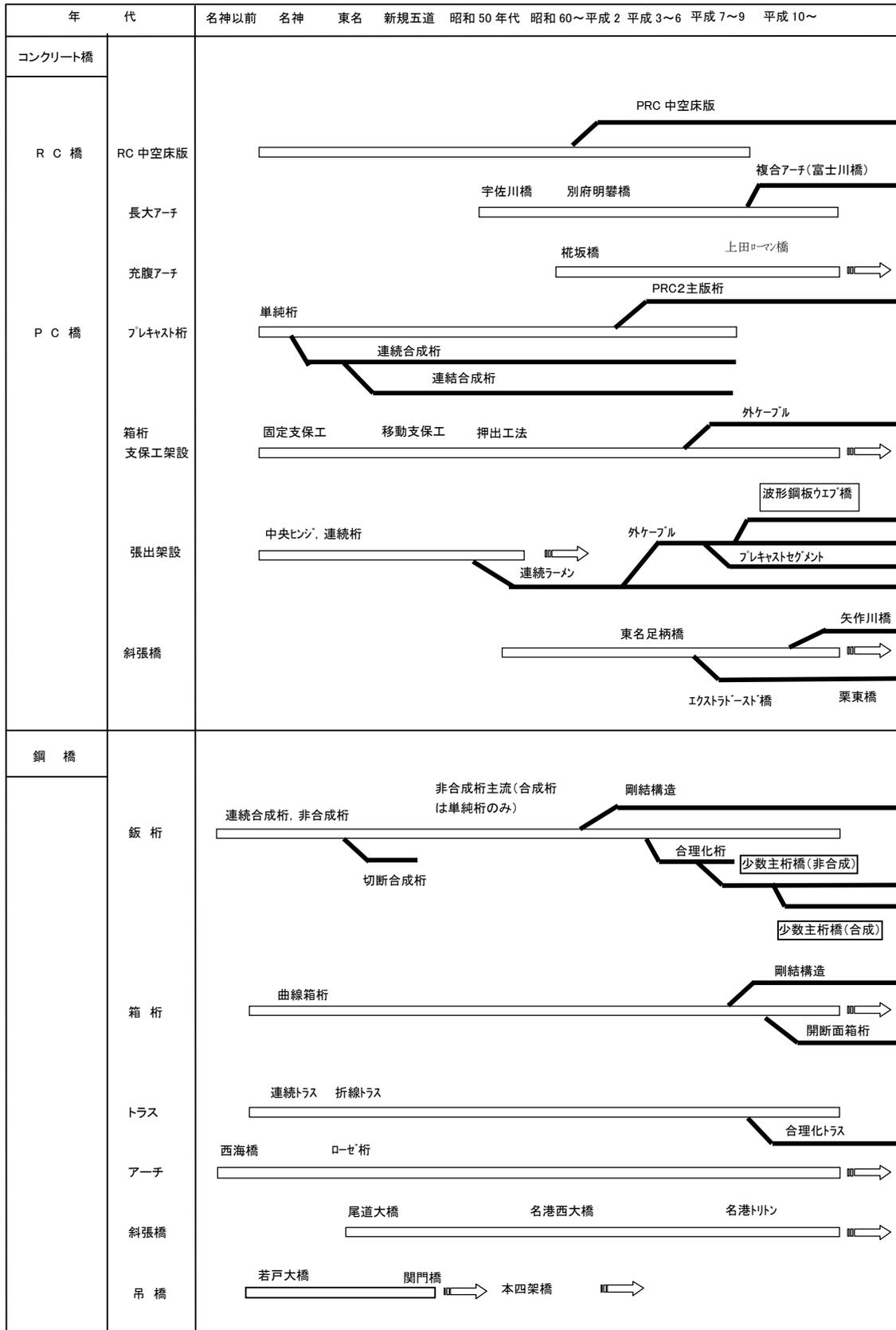


表 1.1.1 我が国の高速道路における橋梁技術の変遷

### 1.1.2 今後の展望

以上、我国における高速道路の橋梁建設技術の変遷を、主に橋梁形式の面から述べた。この約 50 年間の技術開発を振り返るとき、特に活発に技術開発が行われ、多くの新技術が芽生えたのは、高速道路の黎明期である名神建設時代と、もうひとつは公共事業予算が減少しコスト縮減が橋梁建設に求められている現在ではないかと考えている。いかに早く大量の仕事をこなすかということに力点がおかれ、いわゆるマニュアル化が進んだ高度成長期はむしろ技術開発の停滞期であったのではとの感さえある。

今後の展望を論ずるとき、橋梁技術に求められるものは何か、技術開発はどうあるべきかということになるが、橋梁に求められるのは、一言で表せば、「建設工事費が安くて耐久性があり、メンテナンスが容易であること」である。この命題を可能とするために必要な技術は、下記の三点に集約されると思っている。

#### ① 設計の高精度化

現在の橋梁の設計は、主に弾性理論に基づく梁理論や格子解析理論などの手法を用いて行われている。しかしこれらの解析理論を用いた設計は厳密な方法が実用的でなく、精度は落ちても容易な近似解法が求められた時代におけるものであり、安全サイドの断面力で設計することで構造物の安全を保障してきた。しかし、近年さまざまな新技術が開発され、あるいは構造物が大型化する状況においては、これら従来の設計では高コスト化をもたらすとともに、特にコンクリート構造物においては、過剰に配置された鉄筋などにより、コンクリートの施工性を悪化させ、初期欠陥などの不具合を発生させ、結果的に構造物の耐久性を損なう場合があることが指摘されている。

近年のコンピュータなどの急速な進歩により、実挙動をほぼ正確に把握することが可能となっていることから、材料の非線形領域までを考慮した FEM 解析の適用など、設計手法の高精度化による構造の合理化が可能である。これが橋梁の高品質化とコスト縮減につながることとなり、今後の構造物設計の進む

べき方向であると考えている。著者らの研究では、たとえば、PRC2 主版桁では従来の設計法による場合に比べ、PC 鋼材を 20～30%低減できることが確認されている。

## ② 複合構造の追及

近年まで橋梁は、鋼橋とコンクリート橋に大別され、それぞれ独自の進歩をしてきたが、近年鋼とコンクリートを巧みに組み合わせた複合構造の橋梁が建設されるようになってきている。即ち、軽量で強度の高い「鋼」と重量があり圧縮に強い「コンクリート」を適材適所に使用することにより、それらを単一材料で用いる場合よりも設計の自由度が大幅に拡大し、建設コストや維持管理費の縮減を可能にする構造である。

前述したように、すでに波形鋼板ウェブ PC 橋や鋼トラスウェブ PC 橋などが開発されているが、他の橋梁形式においても複合構造の採用を積極的に進めるべきであると考えている。今後は、鋼橋もしくはコンクリート橋などの分類が意味をなさない時代が来るのでは、と感じている。

## ③ 省力化

少子高齢化に伴い、熟練労働者の減少傾向は確実に進行する。今後は、プレキャスト製品や工場製作の適用を拡大するなど施工方法の合理化を進めて行くことがますます重要である。たとえば、非合成少数主桁橋にのみ使用されているプレキャスト床版を合成桁へ適用するための技術開発や、規格を統一した鋼桁モジュールを現場で組み立てる、いわゆる“assemble bridge”（松本らにて研究中）の開発等が挙げられる。これらは、省力化とともに品質の向上や工期短縮あるいは環境面からも優れていることから積極的に技術開発を進めなければならない。

## 1.2 本研究の目的

20世紀初頭に Leon S. Moisseiff により「撓み理論 (The Deflection Theory)」が開発されたことにより、吊橋の近代化、長スパン化が飛躍的に進むこととなった。しかし、人類が初めてスパン 1000m を超えたジョージワシントン橋の成功がもたらしたものは、単に長スパン化することだけにとどまらなかった。それは、おのずと死荷重が大きくなるものとなる長スパン吊橋において、補剛トラスを不要となし得ることを実証したことにある。この理論によれば、吊橋の桁の剛度を著しく低減することが可能となり、その結果、補剛桁としてプレートガーダーの採用が可能となった。プレートガーダーで補剛された吊橋は経済性ばかりでなく、景観上も非常に軽快で優雅なものとなり、“近代技術の粋”と世の賞賛を浴びることとなる。

1939年、プレートガーダーを補剛桁とした、スパン 701m のブロンクスホワイトストーン橋が完成し、翌 1940年には、同形式のタコマ橋が誕生することとなる。この吊橋は、非常にスレンダーで、センタースパン 853m に対し桁高 2.44m、桁高比 1/350 であった。この当時世界第3位の規模を誇ったタコマ橋が、わずか 19m/s という風により完成 4ヶ月後の 1940年 11月、激しいねじれ振動を生じ、ついには落橋するという事故が起こり、世界中の橋梁関係者に大きな衝撃を与えた。このタコマ橋は、テイ橋の風による落橋事故(1879年)に学び、925kg/m(風速換算で 60m/s)という風荷重に耐え得る安全な設計であったはずであった。

当時観測された記録によれば、落橋の直接の原因は、激しいねじれ振動であることは間違いなく、その空力振動の原因は、桁断面がプレートガーダーという形式で、極めて空力的に不安定な断面形状であったためといえる。松本らは、タコマ橋の落橋当時の空力挙動を、2次元剛体風洞実験で再現し、それらをファルカーセンやカルマン等による一連の風洞実験結果と比較するなど検討を加えている。<sup>12)、13)、41)</sup> それによると、風速、風向、構造減衰などいくつかの明確でない点はあるものの、風速 16m 程度で鉛直たわみ渦励振とねじれフラッター間の強い空力干渉が生じ、最終的にねじれフラッターにより落橋したとの推論を導いている。タコマ橋の落橋は、吊橋等の長大橋に対する十分な耐風

安全性の照査の重要性を知らせてだけでなく、その後の **Bluff Body Aerodynamics** に関する研究の発展に大きく寄与したといえよう。<sup>11)・12)・13)</sup> タコマ橋に見られた空力干渉問題は、2次元剛体実験を実施する際の、対象とするモードの組み合わせに問題を提起している。

前項で紹介したように、鋼少数主桁橋および波形鋼板ウェブ PC 橋は、新しい橋梁の形態として近年注目されている橋梁形式であり、その施工例が増えつつある。

鋼少数主桁橋は、PC 床版の採用と同時に主桁間隔を広げることで鋼主桁の数を減らし、構造の簡素化による製作工数や現場作業の効率化を総合的に図った橋梁形式である。(図 1.2.1 に支間 50m 程度の鋼少数主桁と従来の鋼板桁の標準的な断面を比較して表す。) 適用支間長は、当初 50m 程度の橋梁を中心に適用されていたが、一部ではさらに長い支間長の橋梁にも適用されている例もあり<sup>14)・15)・16)</sup>、従来の多主桁橋では問題とされなかった耐風安定性の確保には十分留意すべきとの指摘もなされている。<sup>17)</sup>

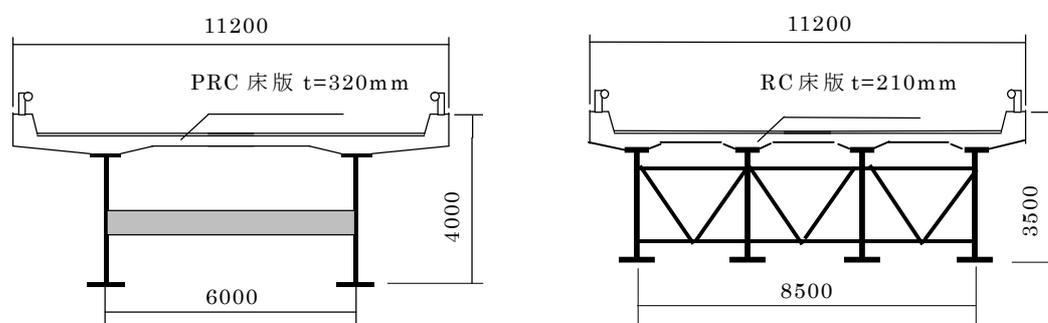


図 1.2.1 少数主桁と従来板桁の形状比較

構造物の耐風性に関わる構造上の因子については、構造物の振動特性と各構造要素の断面形状を挙げることができる。このうち構造物の振動特性は、空力応答特性に大きく関わる因子であり、フラッタや渦励振などの風による振動現象に大きく影響を及ぼすだけでなく、静的風荷重に対しても影響を与えることが分かっている。

構造物の振動特性は、振動モード、固有振動数、構造減衰などで表される。固

有振動数は、質量と剛性という2つの物理量から決定されるが、空力応答のうち連成フラッタについては、その限界風速に対してねじれとたわみの固有振動数比 ( $f_{\theta}/f_h$ ) が大きく関わるということが知られている。図 1.2.2 に振動数比の変化に伴う連成フラッタの限界風速を概念的に示すが、その限界風速は振動数比の減少に伴い低下し、 $f_{\theta}/f_h=1.1$  近傍で最小となる。しかし、振動数比がそれ以下の範囲では逆に、振動数比の減少に伴って急激に限界風速が大きくなり、 $f_{\theta}/f_h=1.0$  でダイバージェンスの限界風速と一致することとなる。また、連成フラッタの限界風速は質量やねじれ剛性によっても変化し、それぞれの増加とともに限界風速は高くなるということが知られている。

一般的な鋼板桁の場合、ねじれとたわみの固有振動比はおよそ 1.3~2.0 程度であるが、鋼少数主桁の構造的な特徴として、主桁間を結ぶ横構・対傾構が省略される傾向にあるため、相対的にねじれ剛性が低下する。これに伴い、ねじれ固有振動数が低下することとなり、鋼少数主桁の固有振動数比は 1.1 程度であることが、著者らの研究で明らかになっていることから、連成フラッタ限界風速が一般の鋼板桁に比べ低くなる可能性がある。さらに、鋼少数主桁は主桁本数が少なく、対傾構も省略されていることから部材数が少ない構造となっており、構造減衰も従来の多主桁に比べ小さいことが予想される。ギャロッピングの発生メカニズムについては、準定常理論により説明が可能であるが、それによれば、ギャロッピングの限界風速は、振動系の減衰に比例して大きくなることになるため鋼少数主桁の限界風速を調査する必要がある。

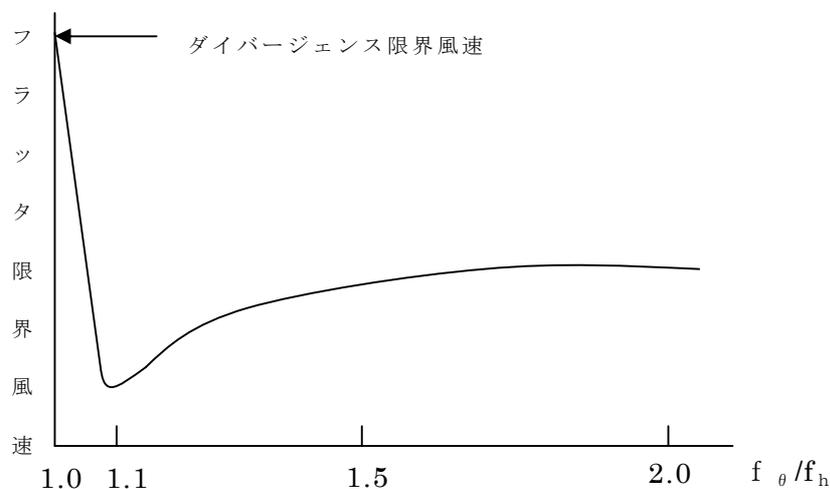


図 1.2.2 たわみとねじれの振動数比と連成フラッタ限界風速の関係

一方、渦励振について考えると、渦励振はその発生メカニズムによって、断面背後に周期的に放出されるカルマン渦による励振と、断面の運動に伴う前縁部からの剥離渦の断面側面への形成によるものに分類される。このうち、前者に関しては、カルマン渦の放出周波数と構造物の固有振動数との関係により、その発生風速は決定される。これに対し、後者の発生風速は、前縁からの剥離渦が側面に沿って流下する速度と、構造物の固有振動数との関係によって決定されることになる。このため、両タイプの渦励振の発生風速は、前者ではカルマン渦の放出周波数が風速の増加に伴って高くなること、後者では、前縁部から後縁部に至る渦の流下時間が風速の増加に伴って短くなることから、いずれの場合も固有振動数に比例して発生風速は上昇することになる。したがって、ねじれの固有振動数が従来の鋼板桁に比べ小さい鋼少数主桁については、ねじれの渦励振の発生が同形式の耐風設計上大きな影響を与える可能性がある。

また、構造物の断面形状は振動特性と同様、構造物の空力的な特性を支配する重要な因子である。空力特性を決定する形状パラメータとして、幅員と桁高の比 ( $B/D$ ) が重要な意味を持つ。一般に桁高は鋼板桁、鋼箱桁、トラス桁などといった橋梁形式ごとに設計荷重条件が同一であれば支間長によってほぼ定まった値となる。しかし実際の橋梁では、同じ幅員・桁高比を持つ断面であっても、床版の張り出し長や主桁本数、あるいはその形状によってさまざまな橋梁断面形状が存在しており、それぞれが異なった空力特性を示すこととなる。すなわち、橋梁断面を構成する形状的な要素が空力特性に与える影響についても、振動特性と同様、考慮が必要となる。

鋼少数主桁を見ると、従来の鋼板桁と比較して  $B/D$  が小さくなり、よりブラフな断面形状となっており、さらに床版の張り出し長が大きくなる傾向にあることから耐風安定上、従来の鋼板桁に比べ、より多様な空力振動を生じさせる可能性がある。

このような少数主桁橋の耐風性に関しては、その普及とあわせて研究<sup>14)~35)</sup>が報告されつつあるものの、その知見の蓄積はまだ十分なものとはいえない状況にある。

また、PC箱桁橋については、その構造特性から揺れにくい橋梁形式と考えられ、ほとんどの場合、耐風安定性の照査は行われていない。しかし、波形鋼

板ウェブ PC 橋は、PC 箱桁橋のコンクリートウェブを波形鋼板に置き換えた構造であるため、ねじり剛性が従来のコンクリート橋に比べ小さいことや桁重量も小さくなることから、少数主桁橋同様に耐風安定性について留意する必要があると考えられる。また、波形鋼板ウェブ PC 橋の発展形として、開断面の波形鋼板ウェブ橋、すなわち鋼少数主桁橋の桁を波形鋼板に置き換えた新しい橋梁形式（以下、波形鋼板ウェブ少数主桁橋という）についても今後採用される可能性がある。この橋梁形式の構造特性は、基本的に平面ウェブ少数主桁橋とさほど大きな相違はないものの、耐風安定性についてはほとんど調査が行われていないため、少数主桁橋同様、耐風性について把握する必要がある。

これらの耐風設計は、従来から風洞試験を利用した方法が主流となっているが、これには多大な費用と時間が必要となっている。そこでこれまでの風洞試験や実橋での観測データなどの成果をもとに動的耐風設計の必要性などの判定指標を示したのが、道路橋耐風設計便覧<sup>1)</sup>である。この便覧では、支間長 200 m 以下の吊橋、斜張橋および鋼桁橋の動的耐風設計が適用範囲とされているところである。

しかし、本研究で対象としている鋼少数主桁橋および波形鋼板ウェブ PC 橋は新しい構造形式であり、その構造特性からも便覧をそのまま適用することができるのか検討する必要がある。

本研究は、両形式の橋梁についてその構造特性を調査したうえで、主に風洞実験により空力特性を明らかにするとともに、その知見をもとに特に鋼少数主桁橋の耐風設計法を検討し、提案することを目的としている。

### 1.3 本論文の概要

第 1 章では、我が国の高速道路における橋梁技術開発の変遷と動向について述べ、近年標準形式となりつつある鋼少数主桁橋および波形鋼板ウェブ PC 橋の耐風設計上の課題を明らかにし、本論文に示す研究を進めることになった背景を述べている。

第 2 章では、鋼少数主桁橋の構造特性（固有振動数、構造減衰）を振動試験等により調査する。まず、最大支間長 50 m を有する実橋を用い、FEM によ

る固有値解析および複数の加振方法による振動試験を実施し、それらを比較し解析する。次に現在までに行われた他の同形式橋梁での試験結果等も併せて調査し鋼少数主桁橋の固有振動数と構造減衰について、その特性を調べる。

第3章では、鋼少数主桁橋の動的空力特性および静的空力特性を風洞試験により調査する。ここでは、第2章で対象とした橋梁について、2次元部分模型による風洞試験を実施し、基本応答特性の他、風の乱れの効果、構造減衰の影響、遮音壁の影響を明らかにする。さらに本形式は、たわみとねじれの振動数が近いことが指摘されていることから、たわみとねじれの干渉問題についても調査分析を行う。

第4章では、前章までで明らかにした構造特性および空力特性をもとに、道路橋耐風設計便覧をベースに、鋼少数主桁橋についての耐風設計の指標を提案する。

第5章では、波形鋼板ウェブPC橋の構造特性（固有振動数、構造減衰）を振動試験等により調査する。まず、著者らが行った振動試験および既存のデータから、波形鋼板ウェブPC橋の構造特性を調査する。さらに、従来のPC箱桁形式の構造特性と比較し考察している。

第6章では、波形鋼板ウェブPC橋の耐風性について風洞試験により調査する。まず、箱桁断面を対象に2次元部分模型による風洞試験により耐風性を調査する。次に鋼2主板桁のウェブを波形鋼板に置き換えた桁断面を用いた風洞試験を実施し、同断面の耐風性を調査する。さらに、波形鋼板の形状（凹凸）に着目して、ウェブ形状が耐風性に及ぼす影響を平面ウェブ鋼少数主桁と比較することにより明らかにする。

第7章では、本論文で得られた知見をまとめて結論を述べる。

本論文は、鋼少数主桁橋および波型鋼板ウェブPC橋の構造特性に注目し、両形式を単に従来の鋼板桁橋あるいはPC箱桁橋として分類することに対する疑問から、その構造特性を固有値解析や振動試験により調査し、さらに空力特性を風洞試験により明らかにしたものである。さらに鋼少数主桁橋については、これらのデータを用い時間的、費用的に大きな負担となる風洞試験を行わないで、簡易な方法により対象となる橋梁の耐風安定性が判断できないかを研

究したものである。ただし、この研究に利用できたサンプル数は、まだまだ少ないことから、今後、耐風設計の信頼性を高め、経済的な設計を行うためには、より合理的、総合的な研究が必要であり、要望されているものと考えている。

## 第1章 参考文献

- 1 (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991/7
- 2 (社)日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通偏・Ⅱ鋼橋偏）同解説，2002/3
- 3 (社)日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通偏・Ⅲコンクリート橋偏）同解説，2002/3
- 4 橋と風編集グループ：橋と風，1990/8
- 5 日本道路公団技術部：過去に学ぶ，PP96-119
- 6 日本道路公団試験研究所：日本道路公団技術情報最終号，PP35-50，2005/8
- 7 角谷、多久和、紫桃：橋梁建設技術の変遷と今後の展望，日本道路公団技術情報，PP18-27，1999/12
- 8 日本道路公団：JHこの10年の歩み，PP232-241 1996/12
- 9 日本道路公団名古屋建設局：名港西大橋工事誌，1986/3
- 10 日本道路公団名古屋建設局：伊勢湾岸道路工事誌，1998/3
- 11 Matsumoto: Recent Study on Bluff Body Aerodynamics and its Mechanism, ICWE, 1999
- 12 Matsumoto: Aeroelasticity and Bridge Aerodynamics, Text for Course, Genova, 2000
- 13 Matsumoto, et al: Bluff body aerodynamic interference based on Tacoma Narrows Bridge case
- 14 今泉，兼重，青木他：鋼2主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の耐風安定性に関する検討，鋼構造年次論文報告集，PP325-332，2001/11
- 15 中村ほか：利別第一橋（PC床版連続合成2主桁橋）の実橋振動実験，第55回年次学術講演会講演概要集，第1部B PP216-217，2000/9
- 16 望月ほか：耐風安定照査に関する一考察－松山自動車道宿茂高架橋－，日本道路公団業務研究発表会論文集，2001/6
- 17 山田，台原，上島，澤田他：少数主桁橋梁の耐風生，橋梁と基礎 Vol.36, N.o2, 2002/2
- 18 中村，宮越，後藤：PC床版鋼主桁橋の耐風検討について，日本道路

- 公団業務研究発表会論文集，平成12年6月
- 19 植田，山口，猪原：合理化構造形式2主桁橋梁の空力振動特性，第55回土木学会年次学術講演会論文集 I-B61，2000/9
  - 20 宮越，高倉，木下：利別川第二橋におけるPC床版広2主桁橋の耐風検討について，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成13年6月
  - 21 高速道路技術センター：第二東名高速道路PC床版I桁橋における耐風対策検討（その2）報告書，2002/3
  - 22 中村，宮越：鋼2主桁橋の空力特性について，日本道路公団業務研究発表会論文集，2002/6
  - 23 東田，中村，本田，所：PC床版鋼2主桁断面の空力特性について，土木学会第57回年次学術講演会 I-480，平成14年9月
  - 24 木村，永島，久保，加藤：2主桁断面と溝型， $\pi$ 型断面の空力応答特性，第17回風工学シンポジウム論文集 PP415-420，2002
  - 25 中村，宮越：鋼2主桁橋の空力特性，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成14年6月
  - 26 宮越，中村：鋼2主桁における耐風設計手法(案)について，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成14年6月
  - 27 花田，望月，江口：広幅員2主桁橋における耐風検討，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成14年6月
  - 28 渡辺，黒田，三浦：鋼2主桁の耐風検討，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成14年6月
  - 29 安部，岡，大杉：少数主桁橋の桁端ダンパによる減衰性能向上，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成15年6月
  - 30 村越，麓，芦塚他：鋼少数主桁橋の耐風安定性と振動特性に関する実験的検討，橋梁振動コロキウム，2003/9
  - 31 荻野，佐久間，南條他：鋼2主桁橋（穴内川橋）の耐風性検討，土木学会第58回年次学術講演会，I-093，2003/9
  - 32 鋼橋技術研究会：耐風・制振設計研究部会報告書，平成15年10月
  - 33 松本，宮内，白土，八木，阿南：少数主桁橋の耐風性に関する実験的研究，構造工学論文集，PP595-603，Vol. 50A，2004/3

- 34 木場，望月，細見，和崎：陣ノ谷川橋（PC床版二主桁橋）の耐風性検討，土木学会第59回年次学術講演会 I-670，平成16年9月
- 35 村越ほか：並列少数主桁橋の耐風性検討，土木学会第59回年次学術講演会 I-654，平成16年9月
- 36 川田忠樹：近代吊橋の歴史，(株)近代図書，2002/11
- 37 細見雅生：箱桁の空力振動に及ぼす桁高変化，風向角の影響および制振対策に関する研究，立命館大学博士学位論文，1995/9
- 38 北沢雅彦：東神戸大橋の構造計画・設計と技術開発，東京大学博士学位論文，平成6年3月
- 39 M. Matsumoto：On flutter stabilization, “Long-Span Bridges and Aerodynamics”, Springer, Edt, by Miyata, Fujisawa and Yamada, 1999
- 40 M. Matsumoto et al: Torsional Flutter of bluff bodies, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1997
- 41 松本：タコマ橋の落橋に学び長大橋の耐風安定化を目指して，片山技法 22，2003
- 42 米田，菅根，中村：旧タコマナローズ橋の構造減衰特性に関する一考察，土木学会第59回年次学術講演会 I-417，平成16年9月
- 43 松本，折原，小林：構造基本断面のフラッター発生機構に関する研究，構造工学論文集 Vol.40A，1994年3月

## 第2章 鋼少数主桁橋の構造特性

鋼少数主桁橋は、構造が簡略化されており、従来から用いられてきた鋼板桁とはその構造特性が違うことが予想される。形状的には、主桁数の減少とともに桁高が増加する傾向にあり、また構造的にも主桁間を結ぶ対傾構・横構が省略されていることから、相対的にねじれ剛性が低下するものと考えられる。これらの特徴は、その耐風性に大きくかかわることから、同形式の振動特性を明らかにすることがきわめて重要となる。

著者は、建設中の近畿自動車道大津呂川橋において動的載荷試験を実施し<sup>9)</sup>、<sup>11)</sup>、あるいは過去に実施された研究<sup>10)</sup>、<sup>12)</sup>～<sup>16)</sup>、<sup>18)</sup>を分析して、同形式の振動特性を明らかにする。

### 2.1 実橋振動試験による調査

#### 2.1.1 振動試験内容

対象とした大津呂川橋は、図 2.1.1 に示すように標準的な最大スパン 50 m の 8 径間連続鋼少数主桁橋である。

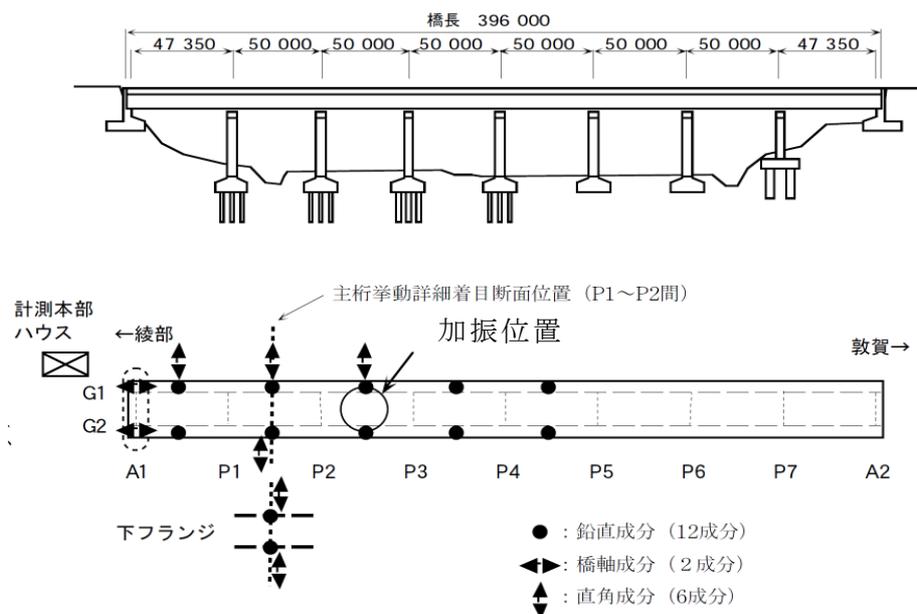


図 2.1.1 大津呂川橋一般図および振動試験概要図

動的載荷試験は、「①クレーン試験車両の車輪を段差から落下させる衝撃試験、②クレーンで吊り上げた重錘を断続的に降下・停止させることによる加振および③加振機を用いて加振」の3種類の加振方法により固有振動数、振動モード、減衰定数を把握する。自由振動時の上部構造の応答は、図 2.1.1 に示すように、路面端部に設置した加速度計により振動加速度を測定する。

なお、上部構造全体の振動モードが同定できるデータを得るために A 1 ～ P 5 の 5 径間に加速度計を設置する。また、G 1、G 2 両主桁の挙動を把握するために 1 断面のみ下フランジにも加速度計を設置し、鉛直および橋軸直角成分を測定する。さらに支承変位の影響を考察するために、上下支承間の相対変位も計測する。

#### ① 段差落下試験

加振は、総重量 372 kN のラフタークレーンを用い、200mm の段差から落下させることにより行う。この時の車輪落下重量は 186 kN である。段差落下による加振は衝撃的な入力となることから、周波数の帯域が広がる。したがって比較的高次までの分析が可能となるため、たわみ、ねじれそれぞれ 3 次程度までを分析の対象とする。加振は、幅員中央あるいは主桁上とし、加振要領を図 2.1.2 に示す。

[段差落下加振要領]

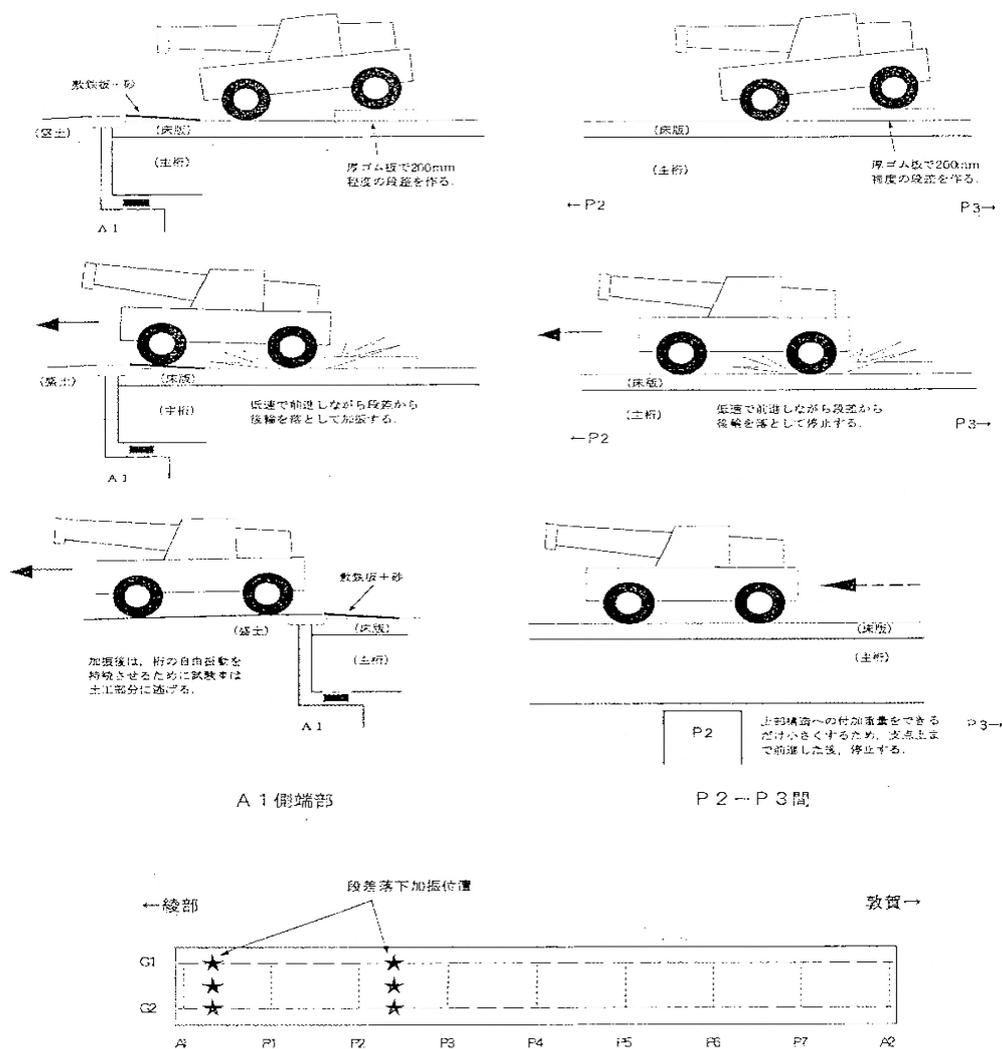


図 2.1.2 段差落下加振要領

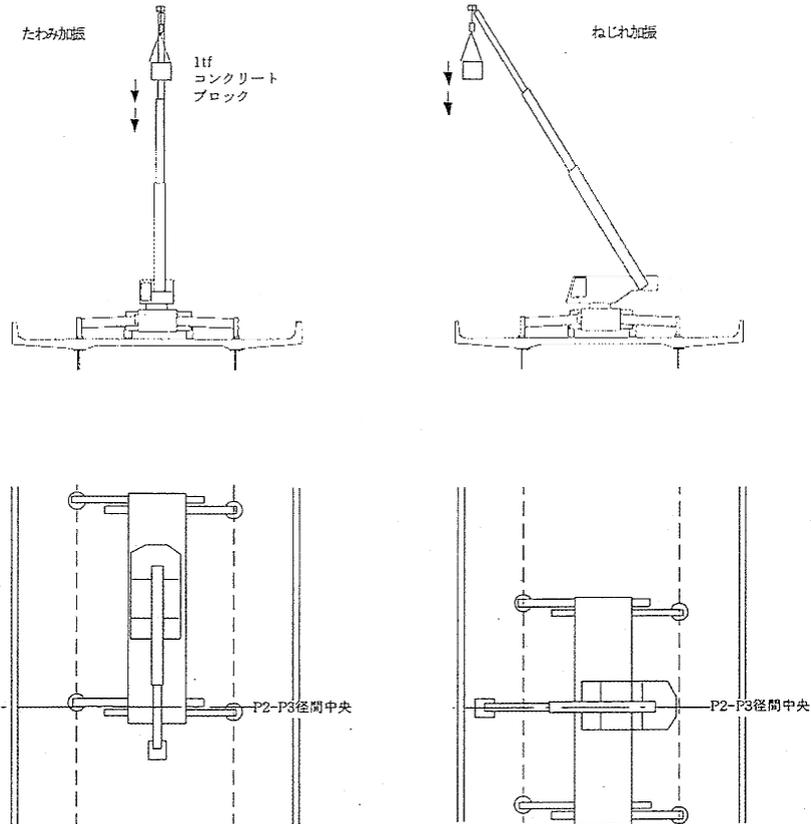
② 重錘降下による試験

これは、クレーンに吊るした重錘(9.81 k N)を、降下・停止させることにより加振する方法である。重錘による加振では、段差落下加振よりも大きな応答を得ることができる。加振ケースは、たわみ 1 次モードを想定した幅員中央加振とねじれ 1 次モードを想定した幅員端部加振とする。

加振は、重錘の降下から停止までの時間を上部構造の固有周期と一致させれ

ば効率の良い加振となるが現実的には困難であるため、2周期に1回同期させることとする。加振要領を図 2.1.3 に示す。

[重錘降下加振要領]



重錘を幅員中央で降下・停止させればたわみ加振となり、  
張り出し側へ偏心させて降下・停止させればねじれ加振となる。

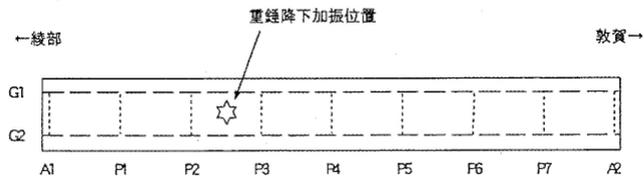


図 2.1.3 重錘降下加振状況

### ③ 起振機による試験

起振機を用いた加振では共振状態の試験が可能となるため、大振幅を発生させて大振幅から小振幅に至る間の減衰特性の変化、すなわち振幅依存性を把握することができる。加振点は、段差落下加振、重錘加振と同じ P2～P3 間とすることで加振方法の違いによる振動応答の比較を容易にする。

試験に使用した起振機は、油圧アクチュエーターによってウエイトを移動させ、その慣性力により加振力を発生させる方式のものを使用する。加振周波数は制御盤によって 0 Hz から 10 Hz の範囲で任意に設定することが可能である。

試験では、まず試験対象モードの固有振動数付近で振動数をスイープし、橋体応答が大きくなる振動数を求める。次にこの振動数で橋体を加振し応答が定常になった時点で起振機を急停止させて橋体の自由減衰振動を計測する。この時の加振振幅は発生応力を考慮して固有値解析の結果から 10mm 程度を目標とする。

駆動方式	電気・油圧式
加振出力	100 tonf・cm
最大加速力	3 tonf
加振方向	鉛直・水平
ウエイト重量	5 tonf
最大ストローク	±20 cm
加振周波数	0～10 Hz
加振波形	正弦波、任意不規則波
本体重量	約 6 tonf
概略寸法	2300×1200×2800 mm
必要電源	90KVA

表 2.1.1 加振機の性能

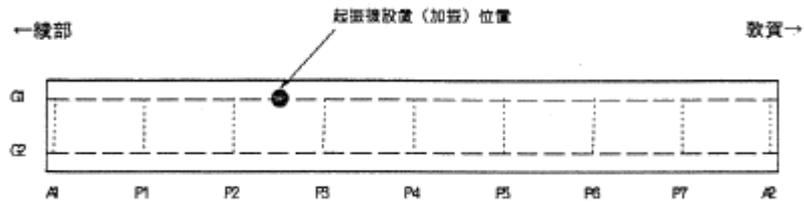


図 2.1.4 起振機の設置位置図

## 2.1.2 試験結果と考察

### ① 固有振動数

#### a) 段差落下加振による固有振動数

段差落下加振により得られた固有振動数を表 2.1.2 に示す。

この試験では、落下時の鉛直衝撃加速度は、50 から 100Gal 程度であり、振動持続時間は 20~30 秒であった。このときの振動振幅は 3~6mm である。

モード次数	段差落下		
	実測値(Hz)	解析値(Hz)	解析/実測
たわみ 1 次	2.15	2.115	0.98
たわみ 2 次	2.30	2.209	0.96
ねじれ 1 次	2.43	2.321	0.95
ねじれ 2 次	2.53	2.383	0.94
ねじれ 3 次	2.73	2.616	0.96

表 2.1.2 段差落下加振による固有振動数

#### b) 重錘降下加振による固有振動数

重錘降下加振により得られた固有振動数を表 2.1.3 に示す。この試験では、

降下時の鉛直加速度は、1回加振のケースで30～70Gal程度であり、段差落下加振の場合より小さ目となっている。振動持続時間は段差落下加振同様、20～30秒程度である。また、連続加振のケースでは、クレーン操作の制約から2周期に1回の降下としたものであるが、鉛直加速度は30Gal程度となっている。この重錘降下加振による振動振幅は2～4mmである。

モード次数	重錘降下		
	実測値(Hz)	解析値(Hz)	解析/実測
たわみ1次	2.13	2.099	0.99
たわみ2次	2.29	2.189	0.96
ねじれ1次	2.45	2.301	0.94
ねじれ2次	2.54	2.377	0.94
ねじれ3次	2.75	2.609	0.95

表 2.1.3 重錘降下加振による固有振動数

#### c)起振機加振による固有振動数

正弦波加振により得られた共振曲線および位相曲線の計測結果を図 2.1.5 に示す。また、応答曲線の一部を図 2.1.6 に示している。この図の左側は、振幅応答曲線を表しており、単位加振力当たりの桁の加速度応答値で整理している。また、図の右側には振幅応答と位相差を同時に極座標で表したモーダル円を表示している。

いずれのモードとも共振点をよく捉えており、固有振動数が精度良く得られている。また、図 2.1.7 にはモードの共振点における各計測点の振幅比率から求めたモード図の一例を計算値と対比して示す。このように、計算値と試験値は精度良く一致している。

また、起振機加振により得られた固有振動数を表 2.1.4 に示す。

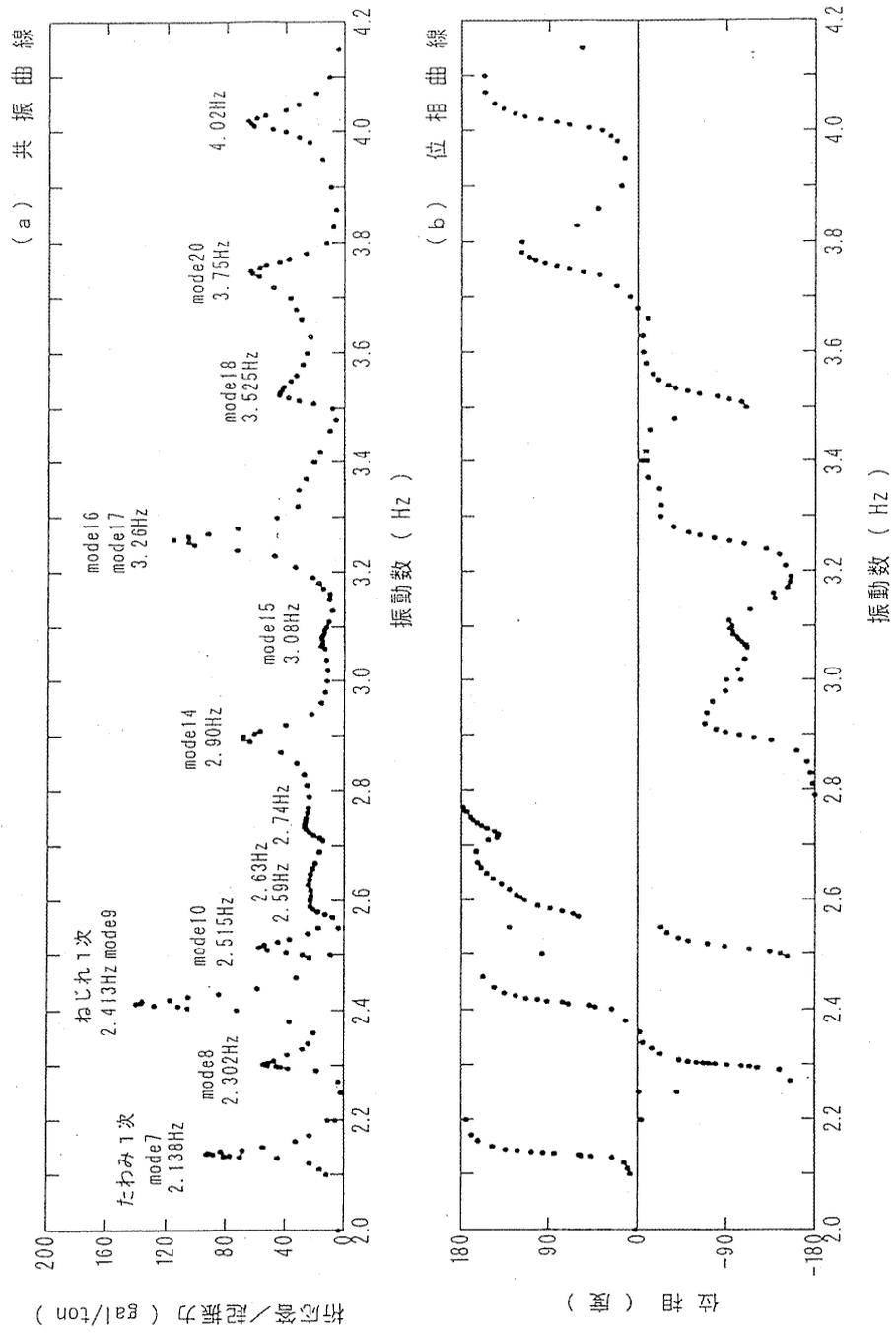
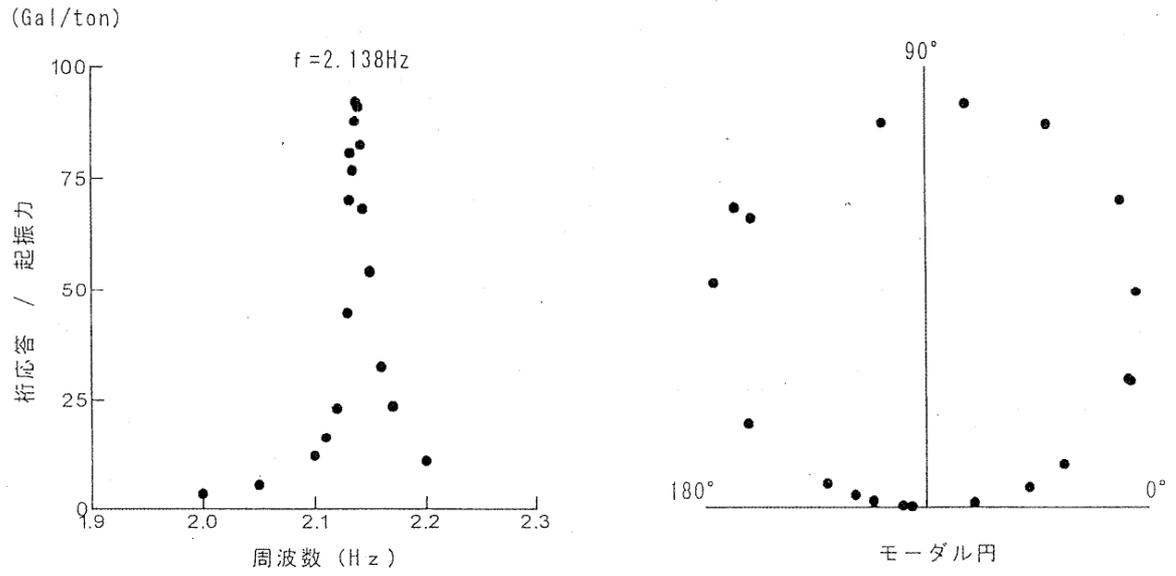
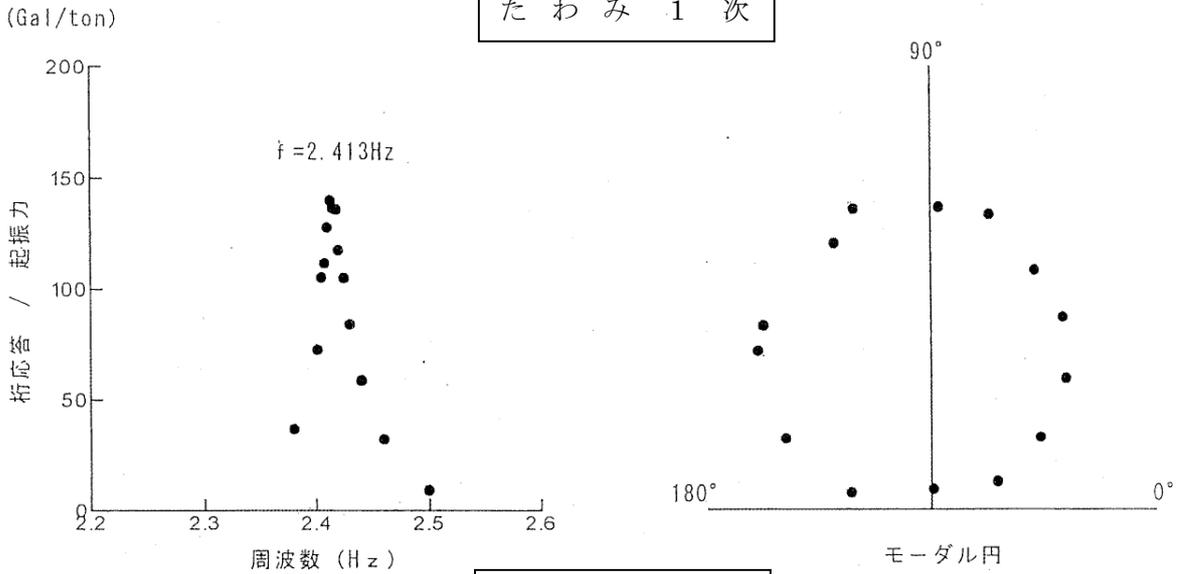


図 2.1.5 共振曲線および位相曲線



たわみ 1 次



ねじれ 1 次

図 2.1.6 応答曲線

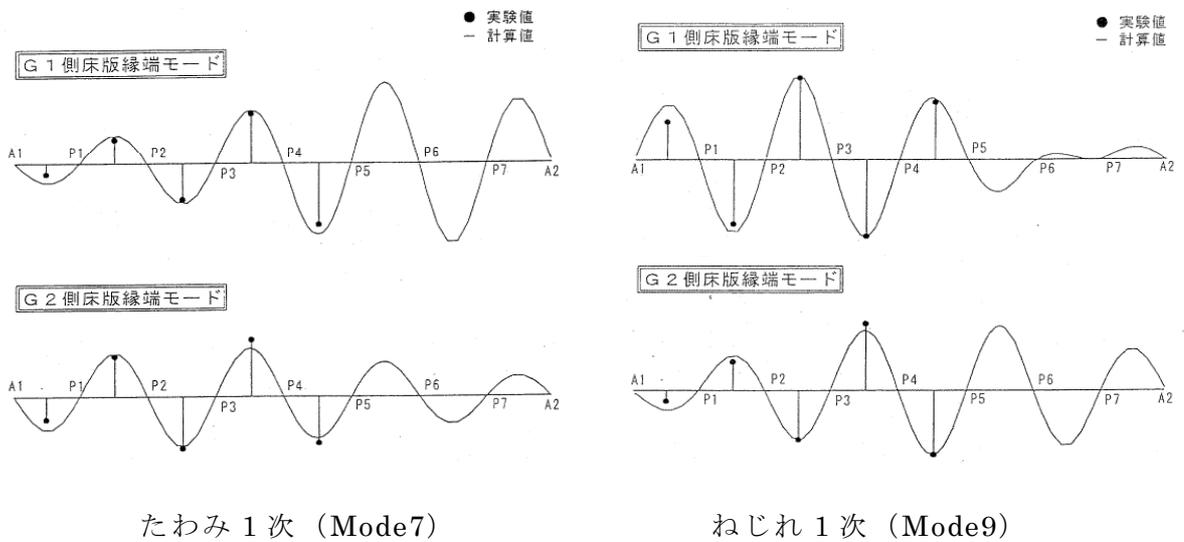


図 2.1.7 振動モードの例

モード次数	加振機自由減衰, ( ) : 正弦波加振		
	実測値(Hz)	解析値(Hz)	解析/実測(自由減衰)
たわみ 1 次	2.110(2.138)	2.113	1.00
たわみ 2 次	2.275(2.302)	2.208	0.97
ねじれ 1 次	2.381(2.413)	2.316	0.97
ねじれ 2 次	2.501(2.515)	2.381	0.95

表 2.1.4 加振機加振による固有振動数

d) 各試験結果の比較

大津呂川橋では、複数の加振方法による試験を行うことにより、試験方法や解析法の違いが、得られる固有振動数にどのように影響するのかを把握している。表 2.1.5 に示すように、段差落下法、重錘降下法および加振機法ともほぼ同等の値が得られており、各方法間のバラツキはほとんどなく、2%以下である。このことから、費用および所要時間で有利な段差落下法で、鋼少数主桁橋については精度良く固有振動数の把握ができることが分かる。

モード次数	実測値(Hz)			a : b : c
	a 段差落下	b 重錘降下	c 加振機	
たわみ 1 次	2.15	2.13	2.11	1:0.991:0.981
たわみ 2 次	2.30	2.29	2.28	1:0.996:0.991
ねじれ 1 次	2.43	2.45	2.38	1:1.008:0.979
ねじれ 2 次	2.53	2.54	2.50	1:1.004:0.988

表 2.1.5 加振方法の違いによる固有振動数実測値の比較

また、FEMによる固有値解析値と実測値の比較を行った結果、表 2.1.2、表 2.1.3 および表 2.1.4 に示すように各方法とも両者はほぼ一致しており、たわみ、ねじれとも 3 次までの低次数域では解析／実測で 1.00～0.95 の範囲となっている。このことから、FEM解析によってほぼ妥当な固有振動数の推定値が得られるといえる。

e) まとめ

- i) 計測された固有振動数は、たわみ 1 次で 2.11 Hz～2.15 Hz、ねじれ 1 次で 2.38 Hz～2.45 Hz である。
- ii) 最低次数の振動数比（ねじれ／たわみ）は、およそ 1.13～1.15 である。
- iii) 加振方法間のバラツキはほとんどなく、2%以下である。
- iv) このことから、費用および所要時間で有利な段差落下法で、鋼少数主桁橋については精度良く固有振動数の把握ができることが分かる。

v) たわみ、ねじれとも 3 次までの低次数域では解析／実測で 1.00～0.94 の範囲となっている。

vi) このことから、FEMによる固有値解析によっても妥当な固有振動数の推定値が得られることが分かる。

## ② 構造減衰

段差落下および重錘降下加振時の応答加速度データより、モーダル解析、ハーフパワー法および常時微動 RD 法を用いて各モードの対数減衰率を求める。さらに、起振機加振による自由減衰波形により対数減衰率を推定するとともに、これらの手法で得られた構造減衰率を比較し検討を加えるものとする。

### a) モーダル解析による対数減衰率

モーダル解析とは、周波数領域で構造物モデルにおける未知パラメータ（振動数、減衰定数、振動モード）の推定を行う手法のひとつである。実測により得られた構造物のある点における速度応答のラプラス変換を加振力のラプラス変換で除したものが変位応答の伝達関数であり、この複素関数を実数部と虚数部をそれぞれの軸にとって平面上に表したのがナイキスト線図である。このナイキスト線図 FFT より求めた離散的な伝達関数データよりモーダル円を最小二乗法によって算定し、構造系のパラメータである振動数、減衰定数および振動モードを推定するものである。

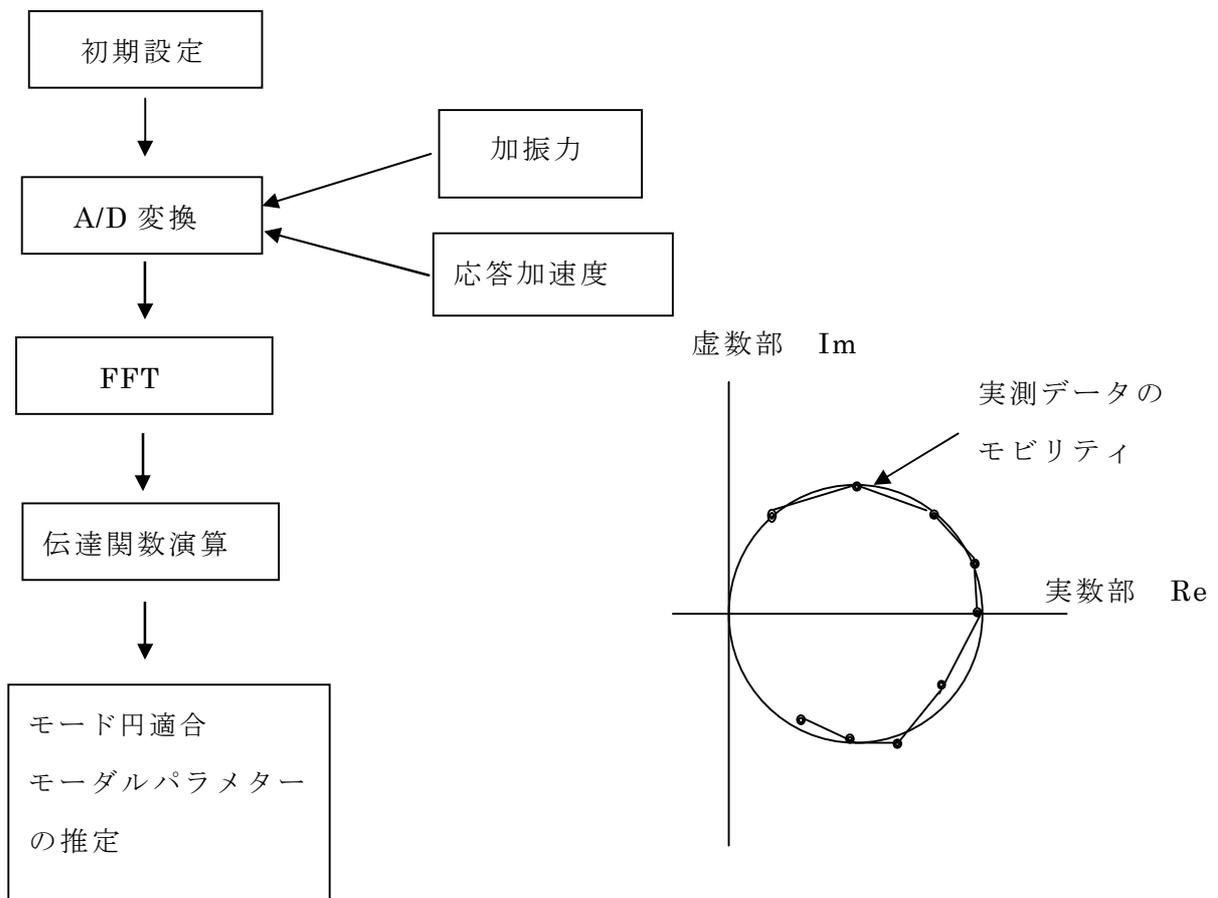


図 2.1.8 モーダル解析の概念

b) ハーフパワー法

ハーフパワー法とは、パワースペクトル曲線において、ピーク値の 1/2 となる点  $\omega_a$ 、 $\omega_b$  を読み取り次式の関係から減衰定数  $h$  および対数減衰率  $\delta$  を求めるものである。

$$h = (\omega_a - \omega_b) / 2 \omega_d$$

$$\delta = 2 \pi h$$

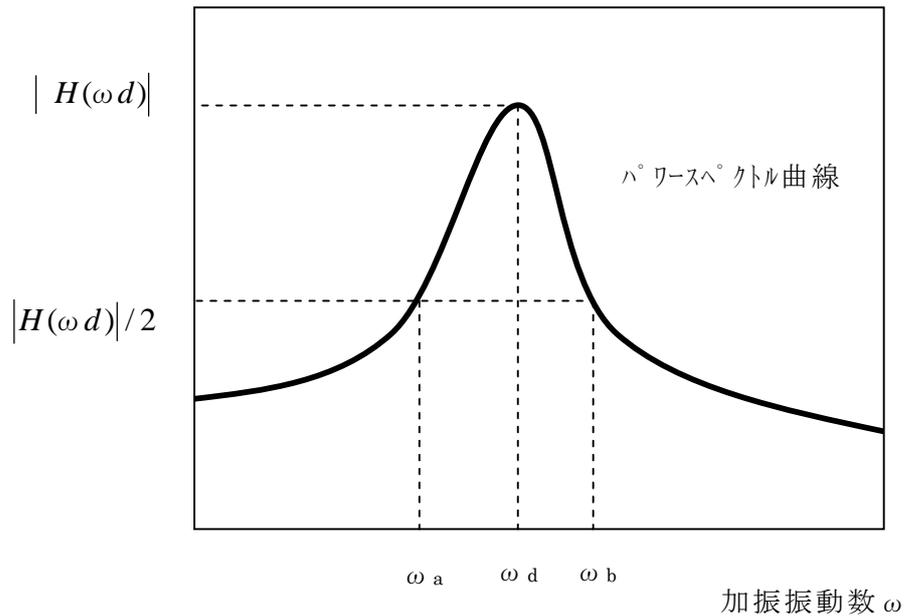


図 2.1.9 ハーフパワー法 の 概念

c) 常時微動 (RD 法) による対数減衰率

モーダル解析およびハーフパワー法は、段差落下や重錘降下による衝撃力を外力として入力した時の応答から減衰特性を求めているが、ここでは常時微動データから RD 法に基づいて減衰特性を推定する。常時微動とは、特別な外力を必要とせず自然界の風や地盤振動などによる対象構造物の微小な応答をいう。この自然界の外力が期待値ゼロのランダム確率であると仮定して、データを重ね合わせるにより外力成分を相殺して自然減衰成分を取り出そうとするのが RD 法である。図 2.1.10 に示すように、着目する時系列サンプルを複数採取し  $t=0$  で極大値を取るように並べ重ね合わせると、強制振動成分はゼロに近づき自由振動成分のみが残り、ランダムな極大値の和  $\Sigma P$  を初期振幅とする自由振動形となる。

分析に使用したデータは、サンプリング周波数 100Hz、約 1,300 秒間の加速度波形を用い、各モードのピークのみを含むようにバンドパスフィルター処理を行った。重ね合わせたサンプル数はピークを順次ずらして採取した時間平均で 2,800~5,300 個である。

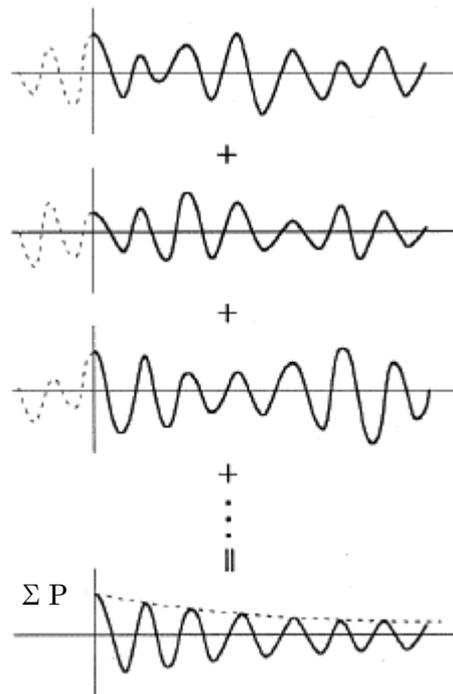


図 2.1.10 RD法の概念

d) 起振機による対数減衰率

共振状態で起振機を急停止した後の自由減衰波形の例を図 2.1.11 に示す。この中で、Mode 7(たわみ 1 次)および Mode 9(ねじれ 1 次)を除き自由減衰波形にうねりが認められるが、これは近接モードとの連成により生じているものと考えられる。

さらに、自由減衰波形における振幅減衰状況を片対数グラフにした結果をたわみ、ねじれ 1 次について示している。(図 2.1.12, 図 2.1.13) なお、応答振幅を変化させて試験を実施したところ、対数減衰率に異なる傾向、すなわち振幅依存性が見られている。

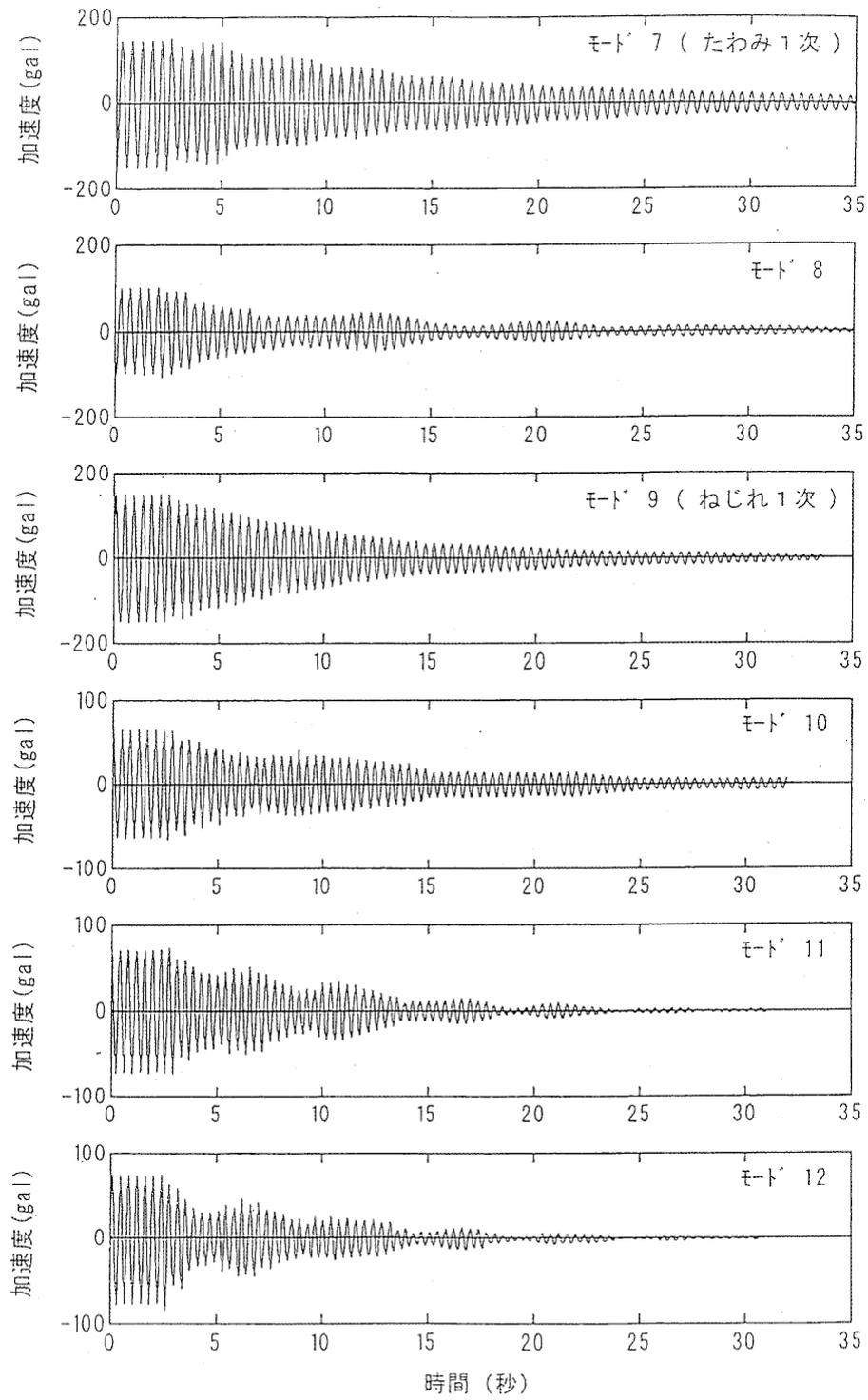


図 2.1.11 自由減衰の計測波形の例

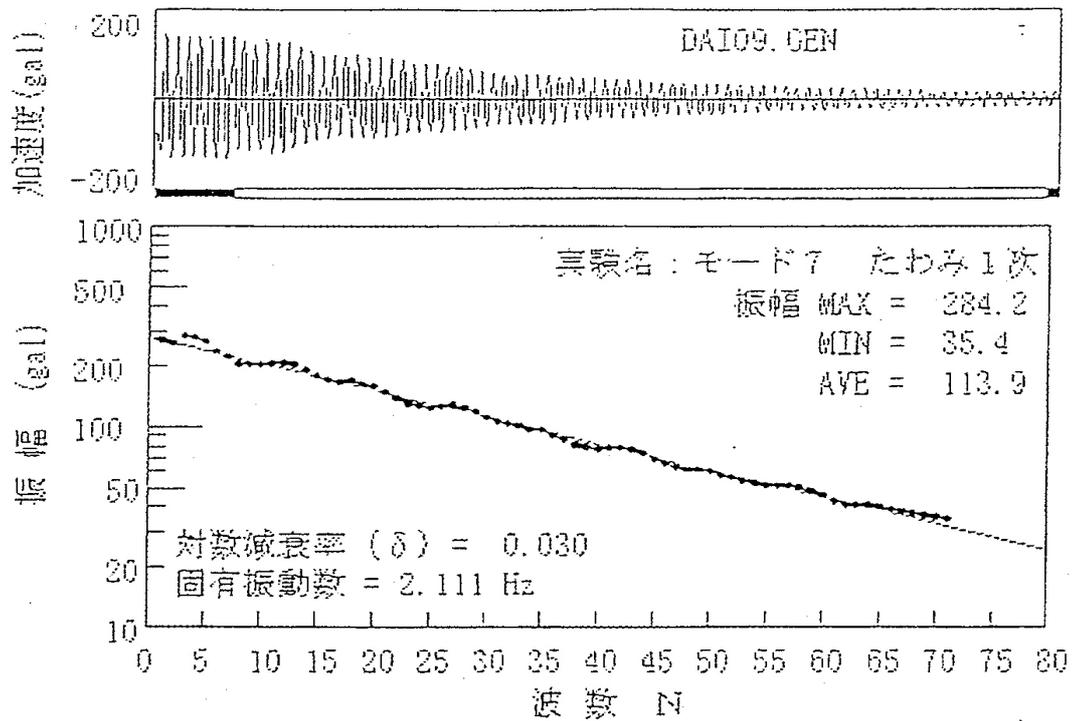


図 2.1.12 減衰試験結果 たわみ1次(Mode7)

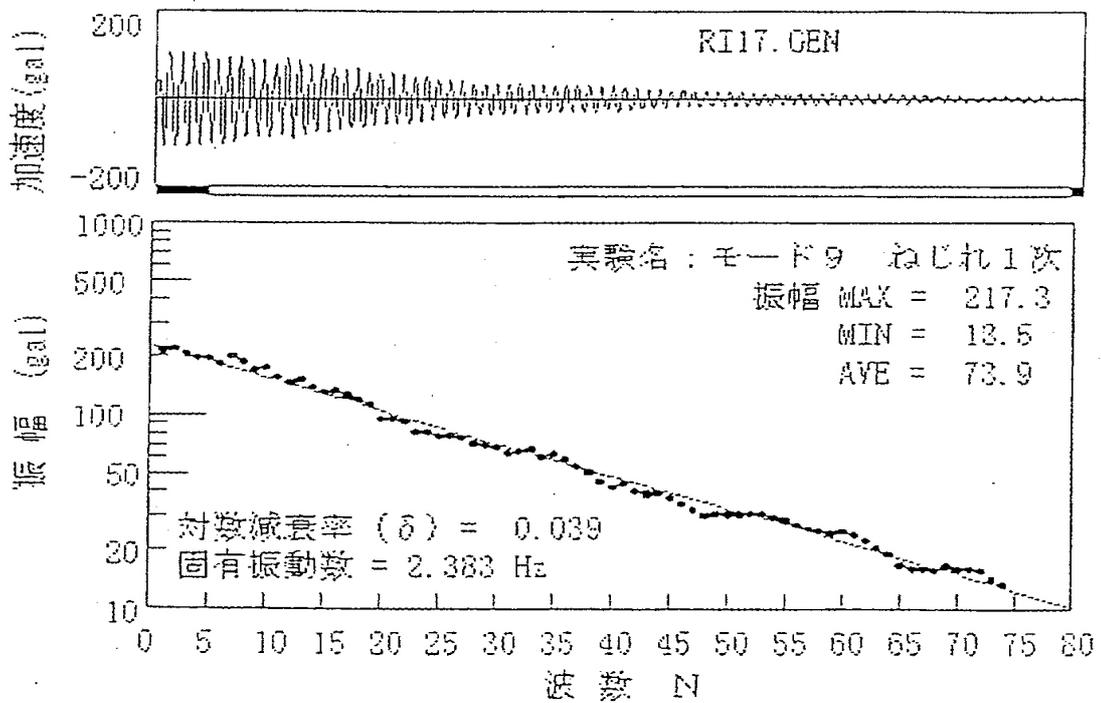


図 2.1.13 減衰試験結果 ねじれ1次(Mode9)

#### e) 対数減衰率の比較

起振機による自由減衰、モーダル解析、ハーフパワー法 RD 法のそれぞれの手法により推定した対数減衰率を比較したものを表 2.1.6 に示す。各卓越振動数の対数減衰率は、低次モードにおいては自由減衰の大振幅時を除き各手法ともほぼ同程度の値となっており、高次モードではモーダル解析とハーフパワー法が自由減衰よりわずかに大きく、RD 法ではさらに大きい傾向がうかがえる。ただし、自由減衰の場合、1 次、3 次、10 次(11 次)以外は近接するモードとの連成による beating (うねり) が生じたため、その影響が含まれている。

自由減衰波形から求めた対数減衰率は、他の 2 方法と比較してモード間のばらつきが小さく、全体的にはほぼ 0.03 程度となっている。更に、他の 2 方法では出現しにくいモード (例えばねじれ 2 次、ねじれ 5 次など) も強制的に発生させている。また、たわみ 1 次およびねじれ 1 次については、大振幅時として起振機停止直後の振幅から 90% に減少するまでのデータを用いて対数減衰率を推定している。たわみ 1 次、ねじれ 1 次ともに 0.041 と、平均振幅より大きな値となっており、振幅依存性があることが明らかとなった。

さらに常時微動 (RD 法) から求めた対数減衰率は、やや大きめの値になっているモードが多い。この常時微動データについては振動加速度振幅が 1~2 Gal 程度と非常に小さい領域であることを考慮する必要がある。

参考値として東海北陸自動車道 日計平高架橋における 441kN ラフタークレーンを用いた段差落下試験<sup>18)</sup>によると、高次モードでも 0.05 程度、低次モードで 0.065 程度あるいはそれ以上の対数減衰率であるのに対し、大津呂川橋では低次モードでは 0.03 程度と比較的小さい。この違いの原因としては、両橋ともゴム支承で、支間長、床版厚、主桁高などはほぼ同程度で、径間数において 4 径間と 8 径間の違いがあるのみであるが、試験時の橋梁の状態として、日計平橋では橋面上に仮舗装が舗設されており、大津呂川橋ではコンクリート床版のみであったため舗装アスファルトの材料減衰が大きく影響している可能性が考えられる。

次にこの試験では、A1 端支点支承相対変位は、起振機停止直後から振動収束まで多少の唸りを伴いながらも対数的に減少する結果が得られている。本橋のゴム支承は免振支承ではなく積層ゴム支承であることから、せん断変形に対

するヒステリシス（非線形性）も今回の試験程度の支承変位領域では振幅に依存して変化するものではないと思われる。このことは、ゴム支承は、上部構造全体の減衰を構成する一要素であることは間違いないが、振幅依存性などのような減衰の特性を左右するほどの影響はないものと考えてよいと思われる。

出現順序	モード次数	起振機加振			段差落下加振					重錘降下加振				常時微動 RD法	
		振動数	自由減衰(平均振幅)	自由減衰(大振幅)	振動数	モーダル解析		ハーフパワー法		振動数	モーダル解析		ハーフパワー法		
			G1桁上加振	幅員中央加振		G1桁上加振	幅員中央加振	G1桁上加振	たわみ加振		ねじり加振	たわみ加振	ねじり加振		
1	たわみ1次	2.110Hz	0.030(0.028~0.032)	0.041(0.038~0.044)	2.15Hz	0.03	0.043	0.027	0.027	2.13Hz	0.032	0.028	0.018	0.021	0.032
2	たわみ2次	2.275Hz	0.030(0.026~0.032)		2.30Hz	0.05	0.028	0.033	0.033	2.29Hz	0.028	0.029	0.025	0.025	0.041
3	ねじれ1次	2.381Hz	0.039(0.037~0.042)	0.041(0.039~0.043)	2.44Hz	0.027	0.016	0.056	0.031	2.45Hz	0.037	0.025	0.016	0.02	0.027
4	ねじれ2次	2.501Hz	0.032(0.031~0.033)												
8	たわみ4次	2.891Hz	0.125(0.121~0.128)		2.93Hz	0.073	0.055	0.073		2.92Hz	0.033	0.025	0.036	0.031	0.06
10	たわみ5次	3.248Hz	0.033(0.031~0.034)		3.27Hz	0.066	0.022	0.053	0.035	3.33Hz	0.040	0.042	0.012	0.023	0.053
12	ねじれ4次	3.518Hz	0.031(0.031)		3.55Hz			0.055	0.044	3.56Hz	0.029	0.025	0.027	0.032	0.058
14	ねじれ5次	3.727Hz	0.030(0.024~0.033)												
18	たわみ9次	3.998Hz	0.029(0.029~0.030)		4.21Hz	0.024	0.026	0.027	0.027	4.19Hz	0.024	0.024	0.032	0.025	0.035

表 2.1.6 加振方法の違いによる構造減衰率の比較

#### f) 減衰データの振幅依存性

振幅依存性の検討は、波数と振幅の関係を多項式に近似し、この近似曲線より対数減衰率を求める方法で行っている。この区分多項式では、重み係数を変化することにより計測値を忠実に回帰したり、計測値全体として最も近い滑らかな曲線に回帰したりすることができる。

図 2.1.14a～図 2.1.15d に示すように重み係数を大きくした場合は、重み係数を小さくして計測点を忠実に回帰した結果を平滑化したものと見なすことができる。したがって、減衰波形全体の大きな傾向を知るためには、区分多項式の重み係数を大きくした場合が有効である。

##### i) たわみ 1 次 (モード 7)

たわみ 1 次の減衰は振幅によって変わり、対数減衰率は振幅が大きくなると増加する傾向を示している。計測された桁振幅が最大振幅から最大振幅の 90% までの対数減衰率の平均値は、 $\delta_{90} = 0.041$  で、全体平均対数減衰率 0.030 より約 37% 大きくなっている。

##### ii) ねじれ 1 次 (モード 9)

ねじれ 1 次の減衰は、振幅約 2.3 mm より大きくなると緩やかな減少傾向を示し、振幅 5 mm 程度からほぼ一定となる傾向にある。

桁振幅が最大から 90% 区間での対数減衰率の平均は、

$\delta_{90} = 0.041$  で、全体平均対数減衰率 0.039 とほぼ同じ結果となっている。

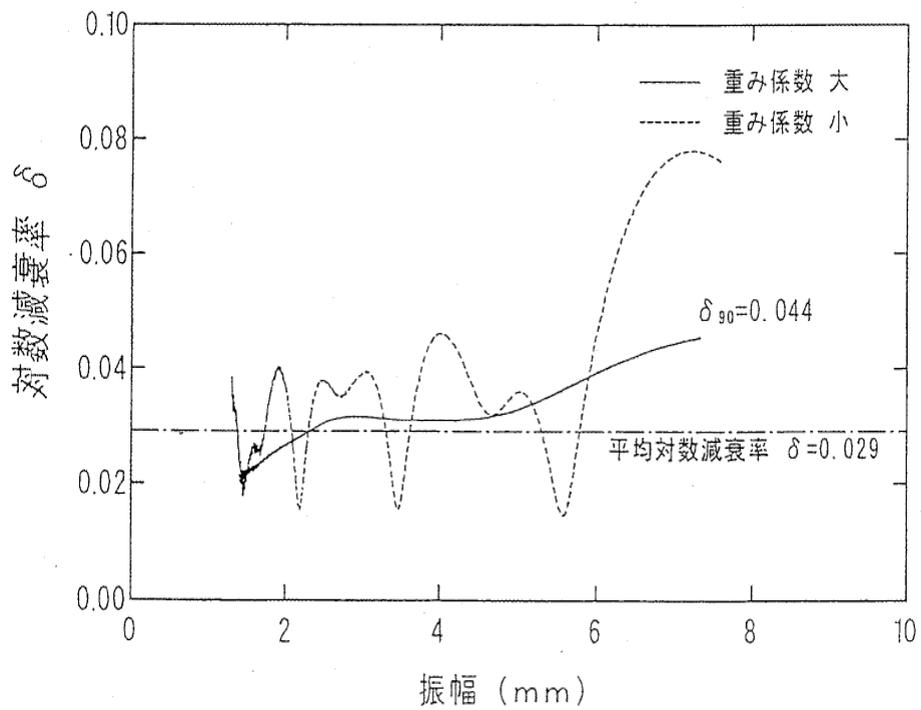
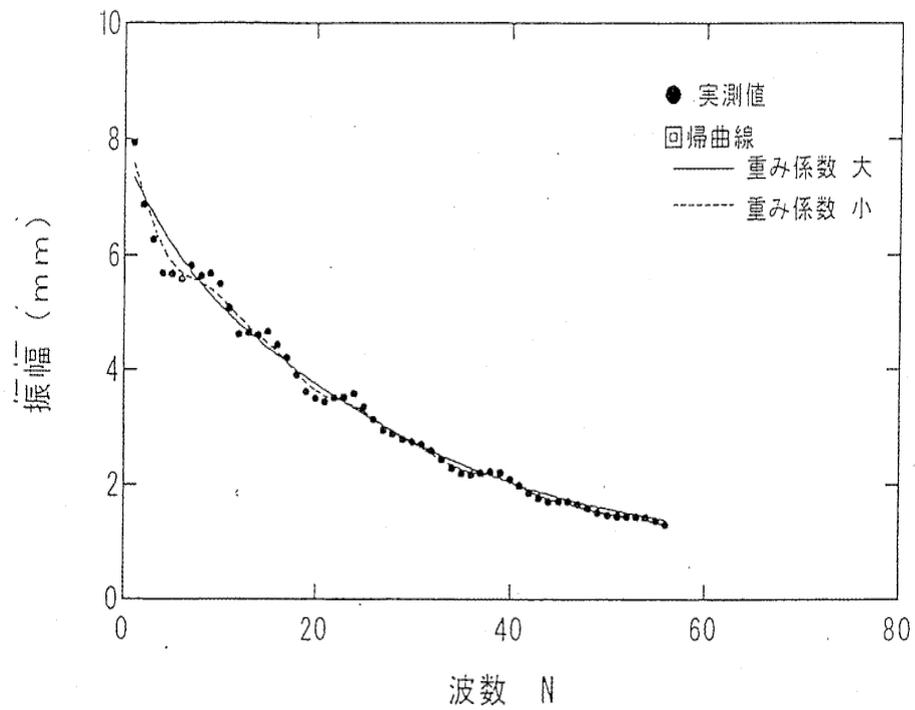


図 2.1.14a 対数減衰率の振幅依存性検討結果 (たわみ 1 次 : 1 回目)

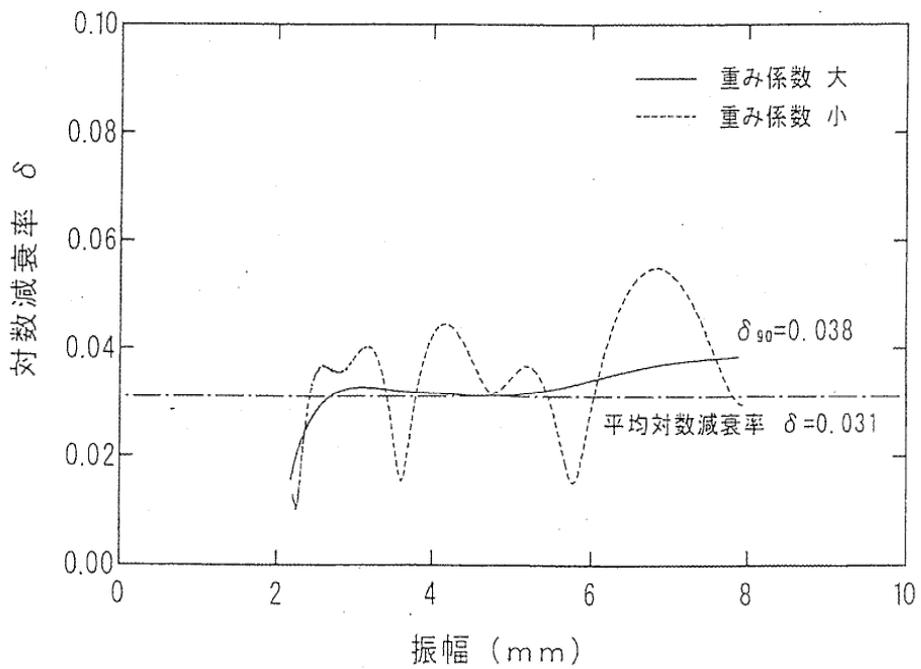
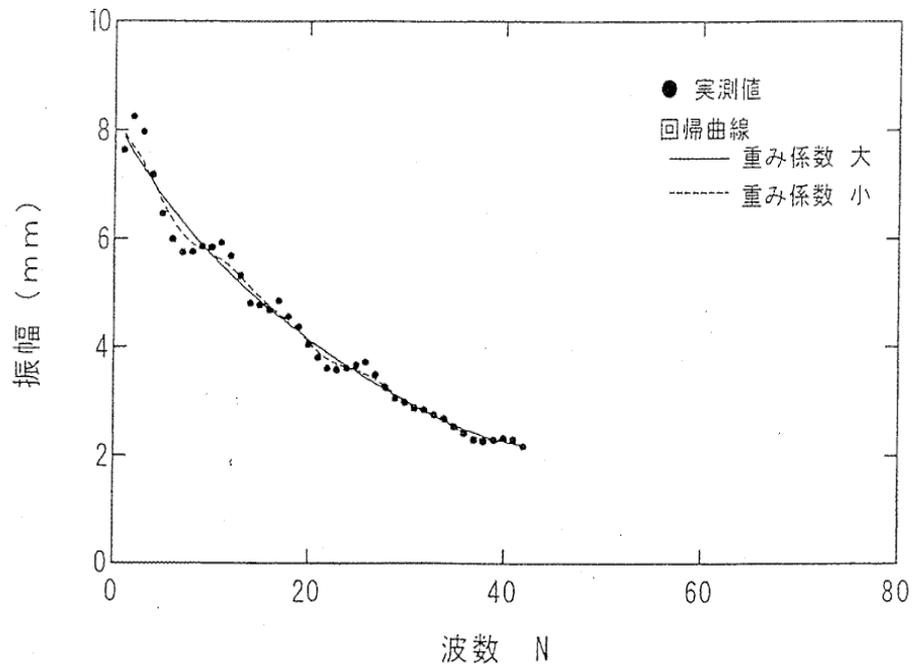


図 2.1.14b 対数減衰率の振幅依存性検討結果(たわみ 1 次 : 2 回目)

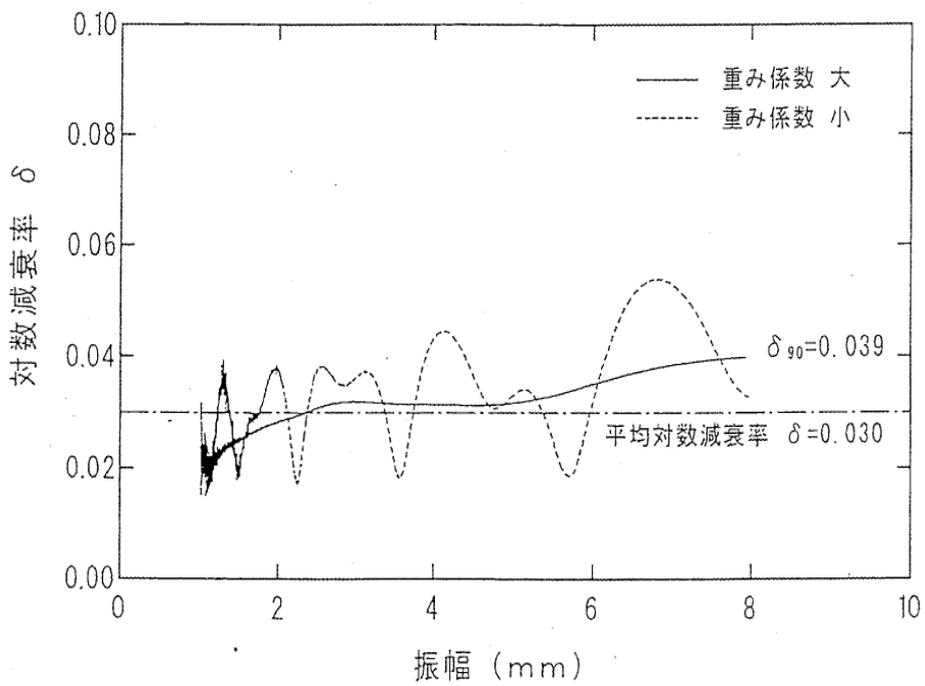
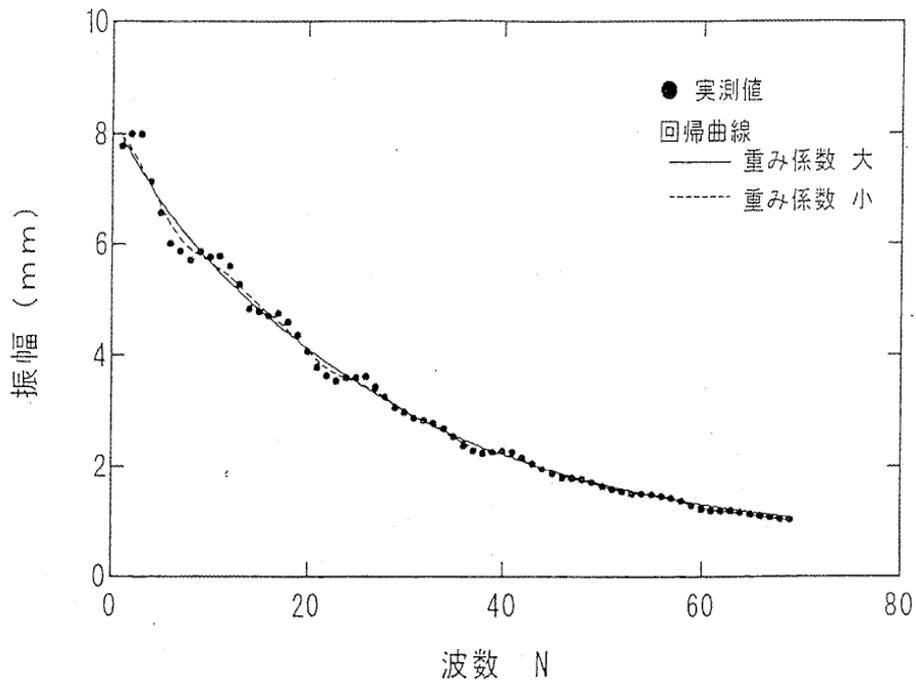


図 2.1.14c 対数減衰率の振幅依存性検討結果 (たわみ 1 次 : 3 回目)

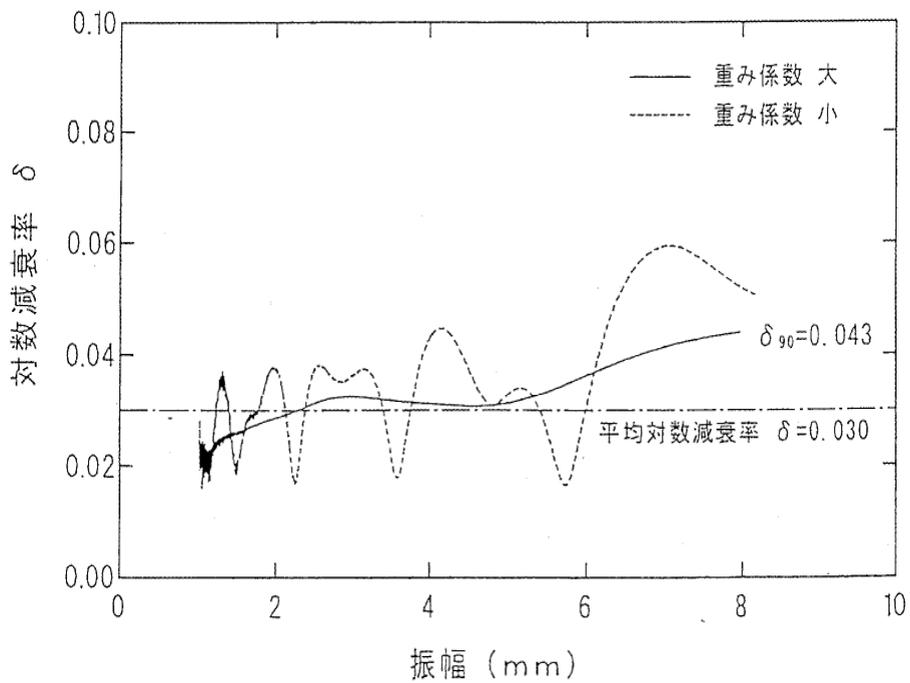
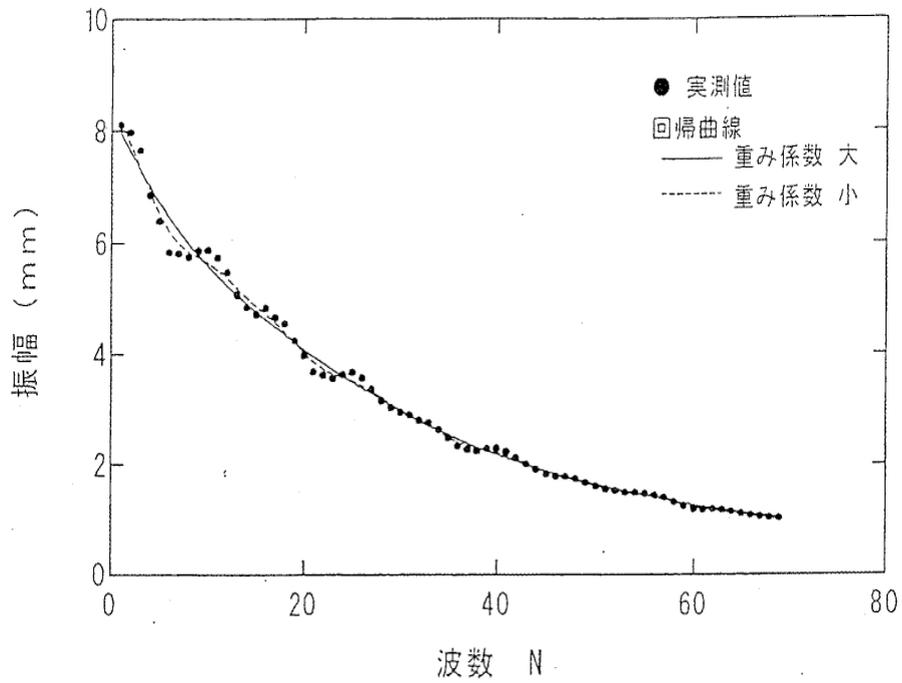


図 2.1.14d 対数減衰率の振幅依存性検討結果 (たわみ 1 次 : 4 回目)

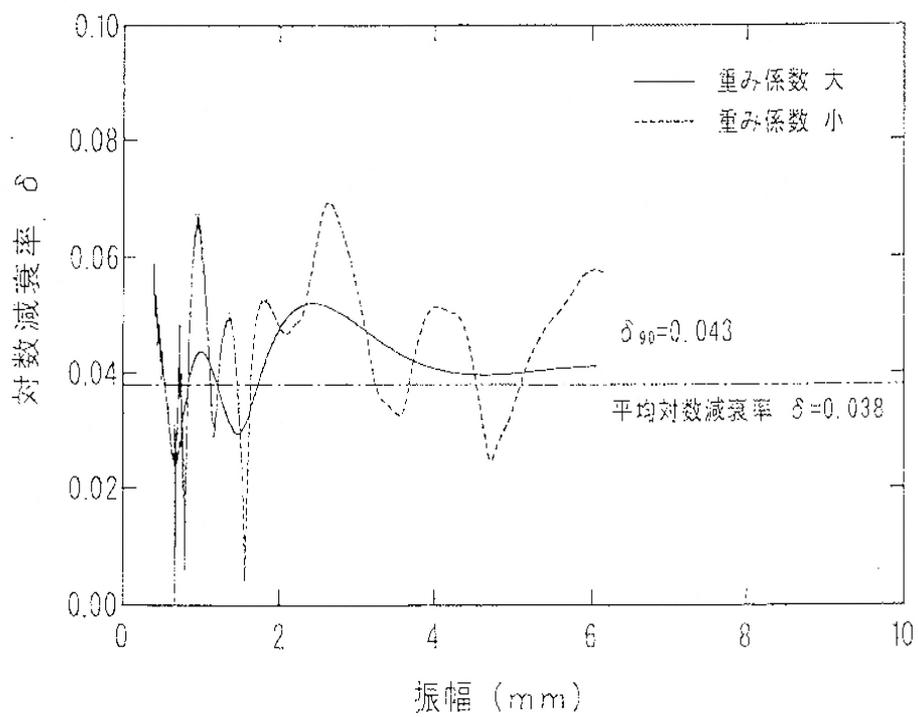
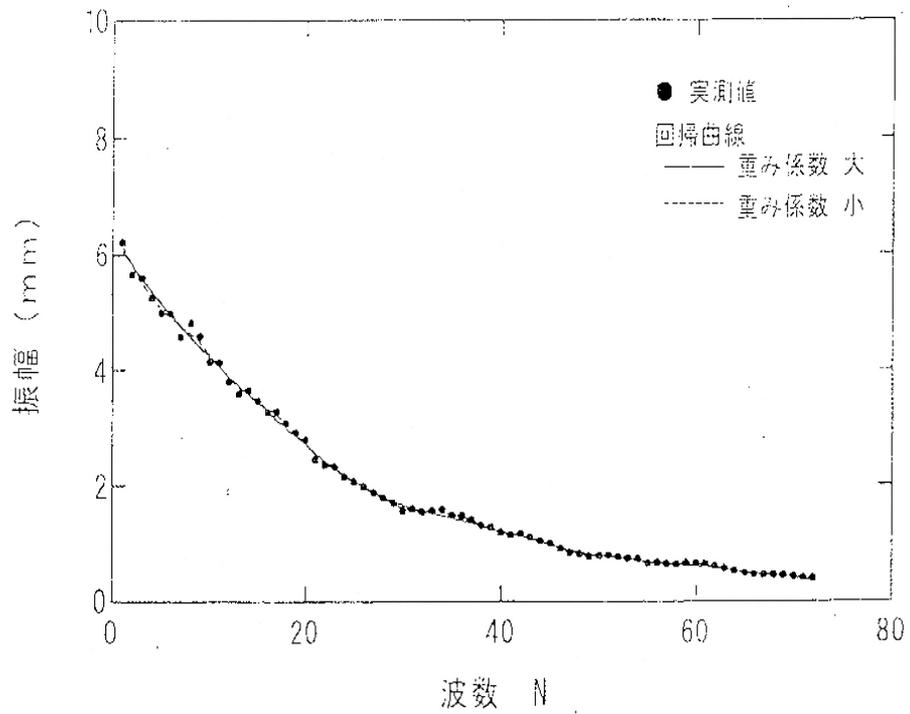


図 2.1.15a 対数減衰率の振幅依存性検討結果(ねじれ 1 次 : 1 回目)

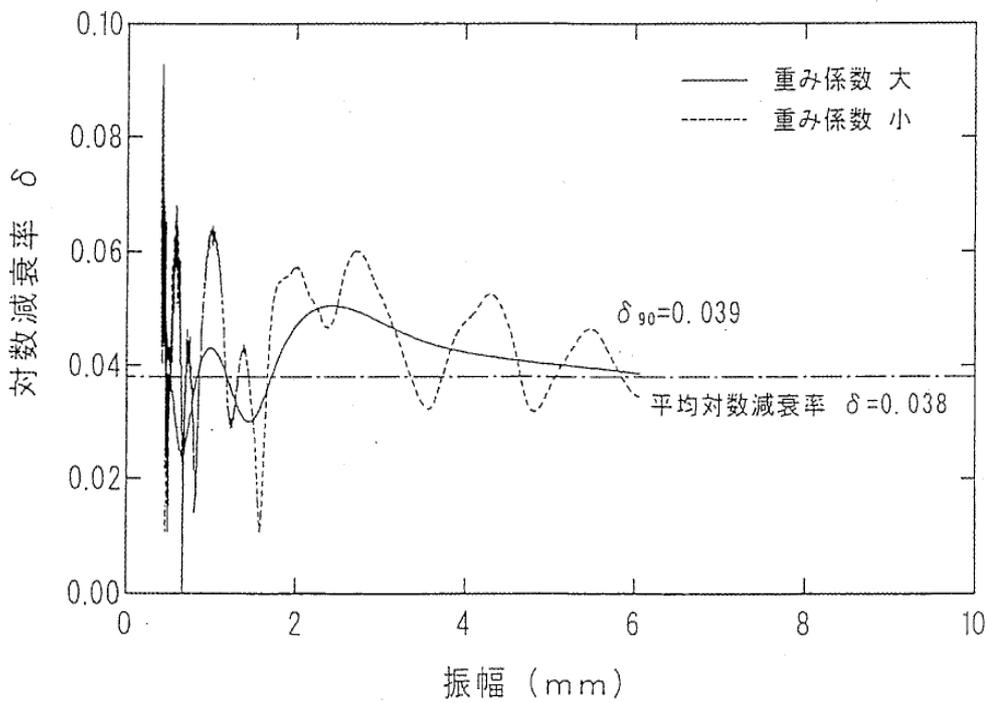
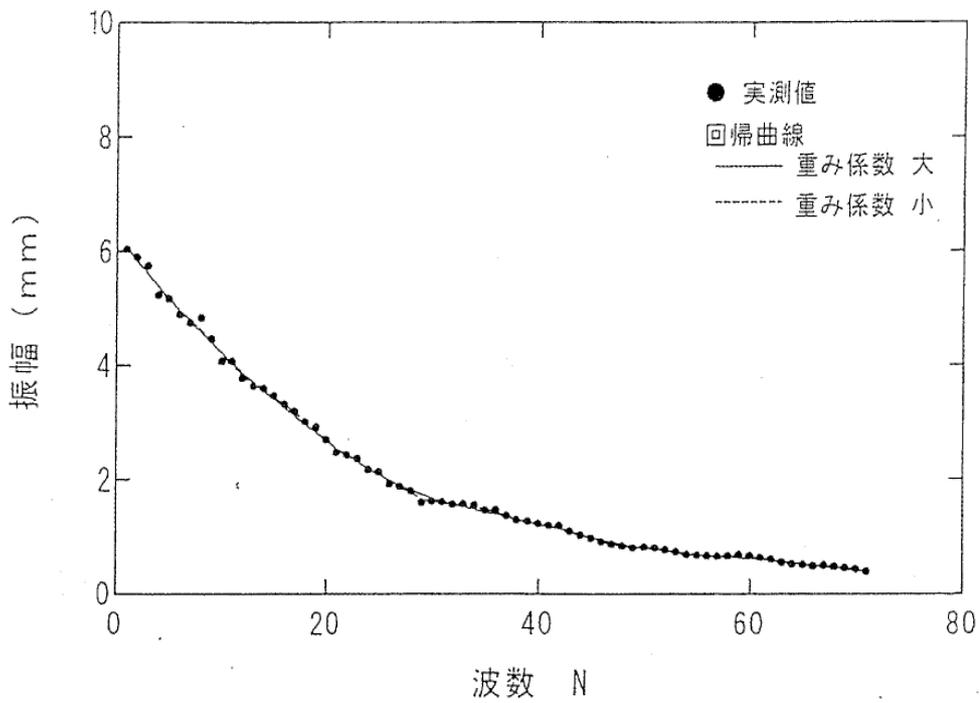


図 2.1.15b 対数減衰率の振幅依存性検討結果 (ねじれ 1 次 : 2 回目)

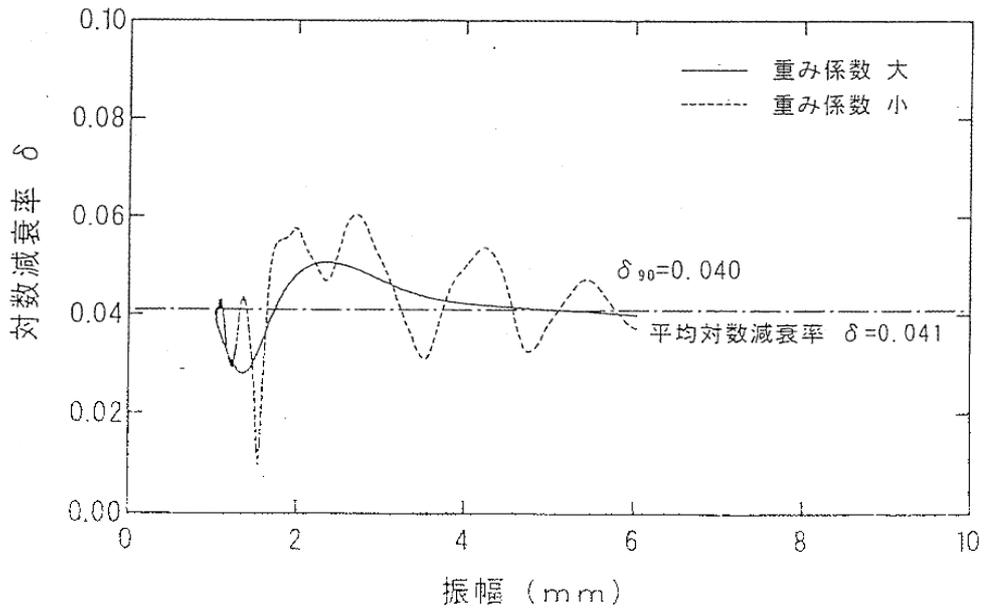
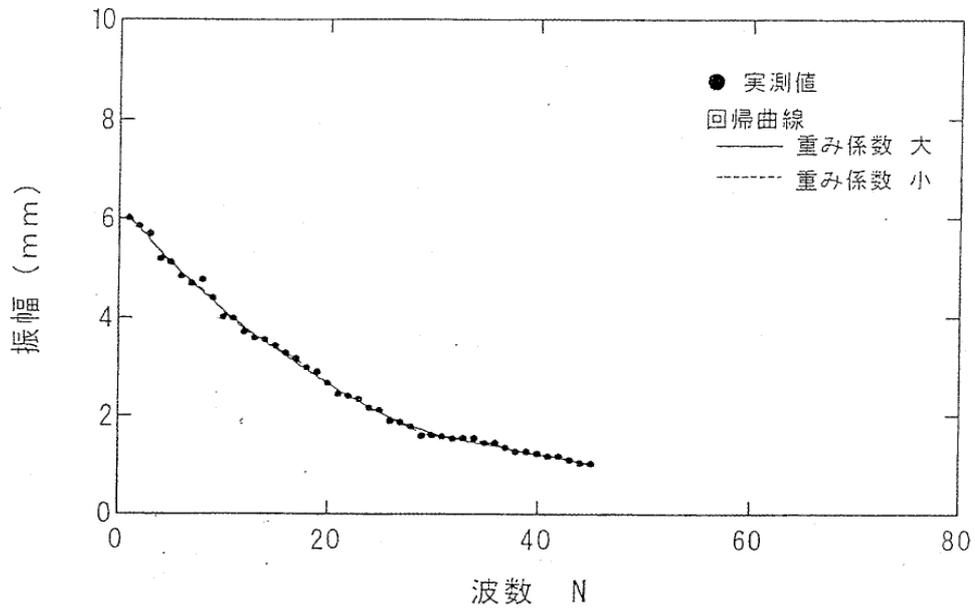


図 2.1.15c 対数減衰率の振幅依存性検討結果 (ねじれ 1 次 : 3 回目)

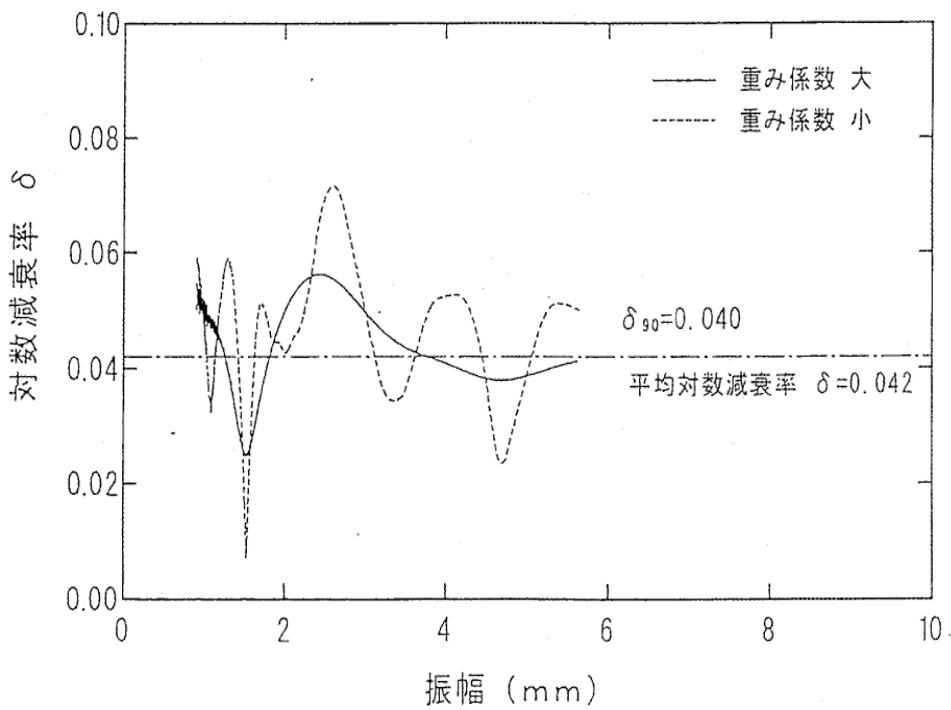
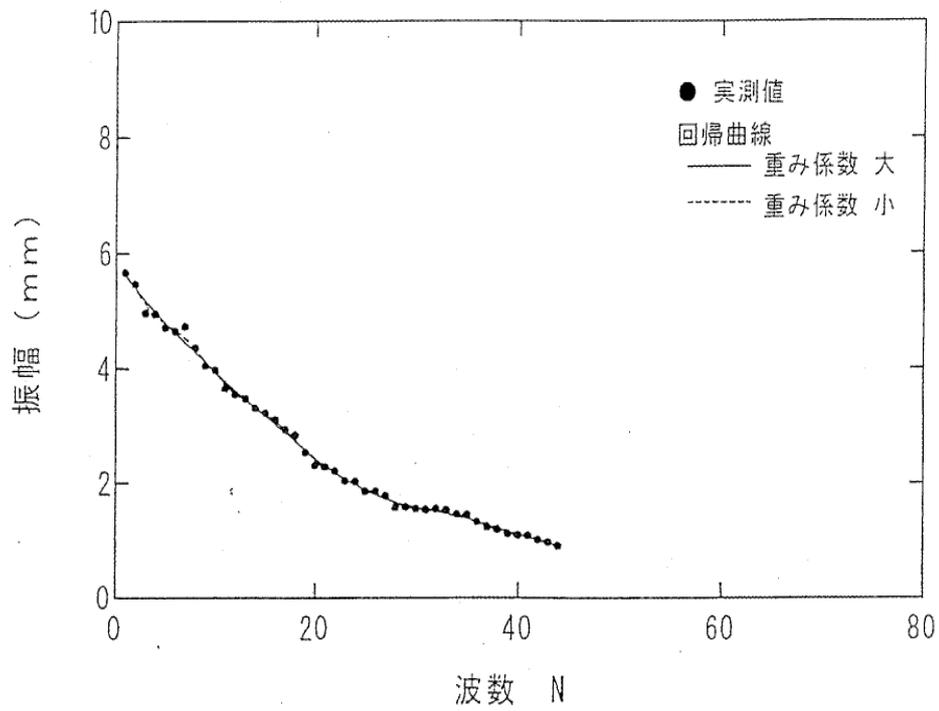


図 2.1.15d 対数減衰率の振幅依存性検討 (ねじれ 1 次 : 4 回目)

g) まとめ

動的載荷試験より以下のような知見が得られた。

- i) 段差落下加振および重錘降下加振より求められた対数減衰率は、たわみ1次で0.03程度、ねじれ1次で0.05程度である。
- ii) 起振機による加振から求めた対数減衰率は、たわみ1次(全振幅平均)で0.03程度、ねじれ1次(全振幅平均)で0.04程度である。
- iii) 起振機による試験では、たわみの対数減衰率に振幅依存性があることが認められる。大振幅(最大～90%)の対数減衰率はたわみ1次で0.041となり、全振幅平均より約37%大きい。一方、ねじれ1次では、大振幅と全振幅平均の対数減衰率にほとんど違いはない。

## 2.2 鋼少数主桁橋の固有振動数

前項では、著者らが振動試験を実施した大津呂川橋についての振動特性について述べた。ここでは過去に行われた同形式の橋梁についての研究データと併せて分析することにより、鋼少数主桁形式の固有振動数について考察を加える。

表 2.2.1 は、固有値解析あるいは実橋による振動試験により求めた鋼少数主桁の固有振動数について整理したものである。このデータをもとに最大支間長と固有振動数の相関性を調査した結果、たわみ振動については、道路橋耐風設計便覧における推定式  $f_h = 100/L$  を準用できるものと考えられる。これは、鋼少数主桁と他の橋梁形式とで鉛直たわみ方向の剛性に関して異なる要因が認められないことから、妥当な結果と考えられる。

一方、ねじれ振動数については、ねじれ剛性が相対的に小さいという本形式の構造特性を反映した結果となっている。(図 2.2.2)

データは道路橋耐風設計便覧の提案している推定式  $f_\theta = 2 f_h$  ( $f_\theta = 200/L$ )

と大きく異なり、ここでは図 2.2.2 に示すように  $f_0 = 1.1 f_h$  程度を設定するのが妥当であると考えられる。

なお、各橋梁のデータの使用にあたっては実橋振動試験データを優先し、試験データの無い橋梁については固有値解析値を採用している。

支承条件	橋名	最大支間長	たわみ1次 (Hz)	ねじれ1次 (Hz)	振動数比 (ねじれ/たわみ)
弾性 支承	利別第一橋	86.5m	1.191 1.245-1.257	1.323 1.318	1.111 1.049-1.059
	利別第二橋	84.0m	1.129 —	1.462 —	1.295 —
	陣ノ谷川橋	65.0m	1.361 —	1.588 —	1.167 —
	ホロナイ橋	53.0m	2.17 2.26-2.30	2.55 2.60-2.64	1.175 1.13-1.168
	千島の沢橋	53.0m	2.11 2.3	2.39 2.55	1.133 1.109
	番屋沢川橋	50.0m	2.133 —	2.595 —	1.217 —
	高島川橋	50.0m	2.062 —	2.507 —	1.216 —
	大津呂川橋	50.0m	2.113 2.11	2.316 2.381	1.096 1.128
	日計平高架橋	48.5m	2.628 2.39	2.738 2.59	1.042 1.084
	儀名川橋	48.5m	— 2.6	— 3.9	— 1.5
	切目川橋	60.0m	1.51 1.88	1.73 2.15	1.15 1.14
	脚 と 剛 結	宿茂高架橋	85.0m	1.95 1.7	2 2.1
今別府川橋		81.5m	1.85 —	2.45 —	1.32 —

【上段:FEM解析結果、下段:実橋振動試験結果】

表2.2.1 鋼少数主桁橋の固有振動数

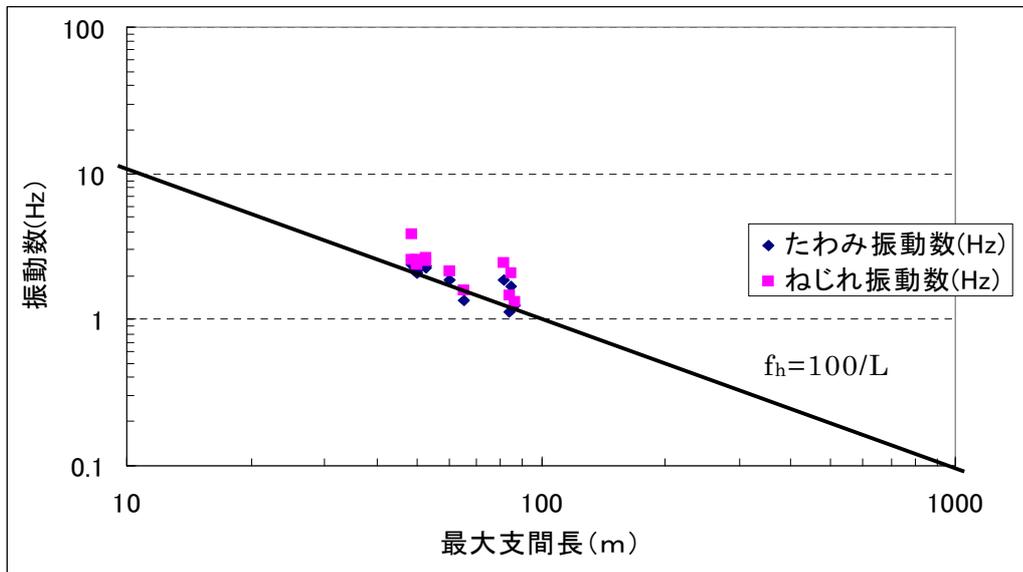


図 2.2.1 最大支間長と固有振動数の関係

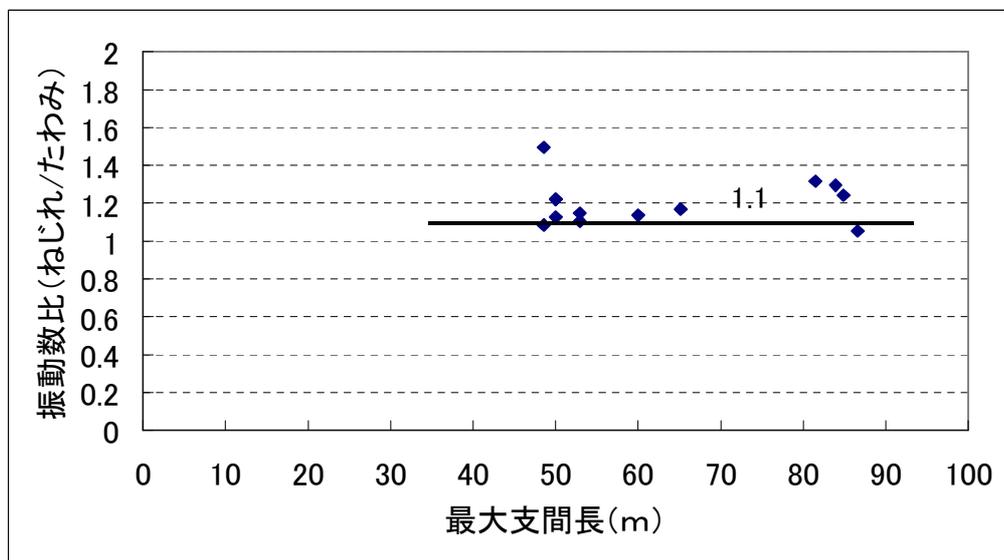


図 2.2.2 最大支間長と振動数比の関係

### 2.3 鋼少数主桁橋の構造減衰

構造物の構造減衰を正確に予測する理論的方法はなく、その評価は従来から実測に頼っている。そこで先ず、前述の大津呂川橋を含め、旧日本道路公団が実施した鋼少数主桁形式の橋梁の実橋振動試験データ（表 2.3.1）により、道路橋耐風設計便覧の評価手法に準じ、構造減衰率を最大支間長の関数として分析し考察する。一般的に構造減衰率は、加振方法によっても違った値を示すとの報告もあり、その評価は加振方法の影響を考慮する必要がある。しかし、著者らが実施した大津呂川橋の振動試験では、表 2.1.6 に示すように加振方法による構造減衰率のばらつきが比較的小さいことが確認されたことから、分析に当たってはその影響を加味していない。

支承条件	橋名	最大支間長	たわみ構造減衰率	ねじれ構造減衰率	加振方法
弾性支承	利別第一橋	86.5m	0.040~0.046 (0.043)	0.081~0.084 (0.082)	重錘降下
	ホロナイ橋	53.0m	0.045	0.040	車両段差落
	千鳥の沢橋	53.0m	0.064~0.067 (0.065)	0.064~0.085 (0.074)	重錘降下
	大津呂川橋	50.0m	0.028~0.032 (0.030)	0.037~0.042 (0.039)	起振機
			0.032	0.037	重錘降下
			0.030	0.027	車両段差落
	儀明川橋	48.5m	0.057	0.066	車両段差落
	日計平高架橋	48.5m	0.063~0.069 (0.066)	0.063~0.094 (0.078)	車両段差 落下
切目川橋	60.0m	0.044	0.049	起振機	
脚と剛結	宿茂高架橋	85.0m	0.032~0.061 (0.046)	0.033~0.044 (0.038)	車両段差 落下

表 2.3.1 既往の鋼少数主桁橋の振動試験結果

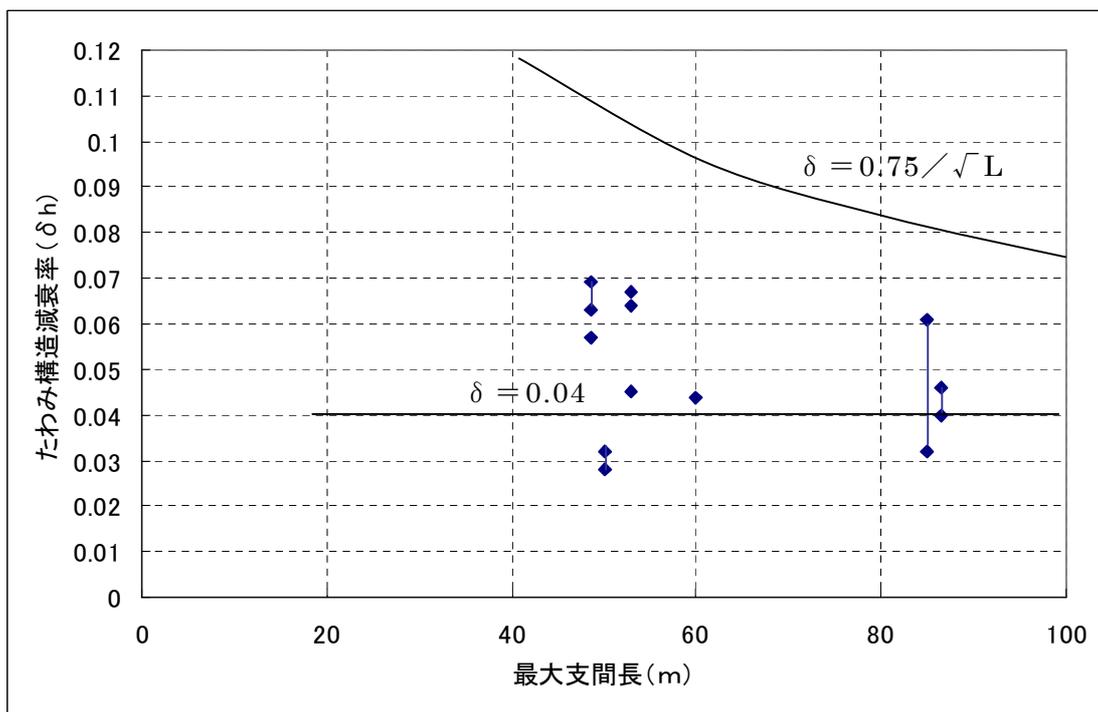


図 2.3.1 最大支間長とたわみ構造減衰 (対数減衰率)

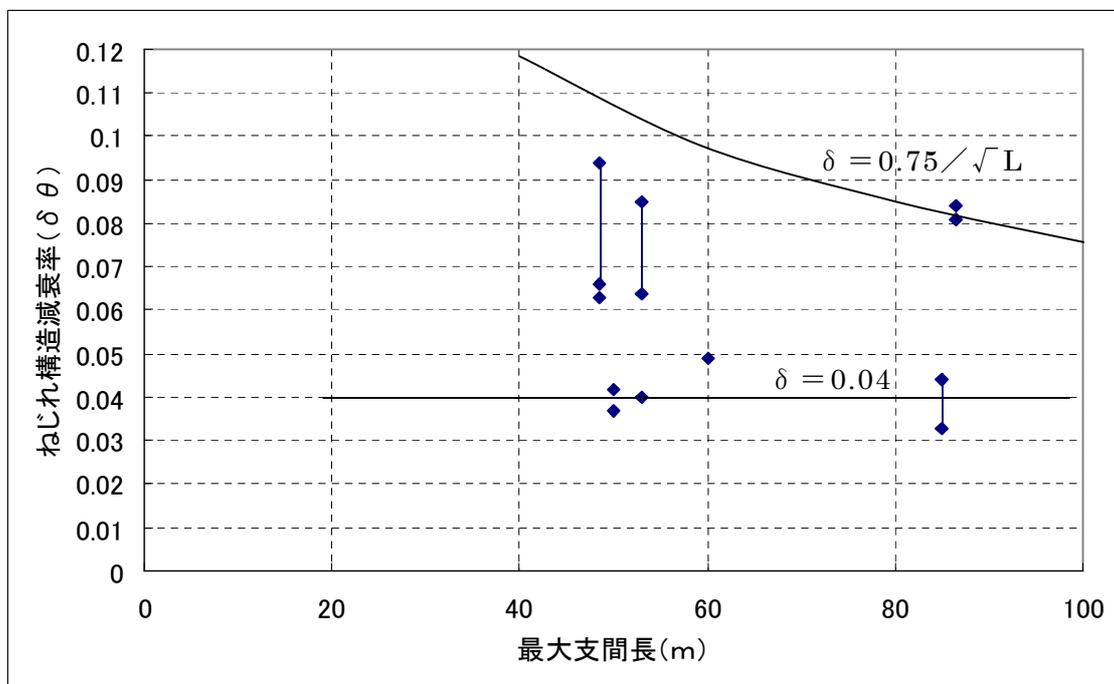


図 2.3.2 最大支間長とねじれ構造減衰 (対数減衰率)

表 2.3.1 のデータから、最大径間長とたわみ、ねじれ構造減衰の関係を表したのが、図 2.3.1 および図 2.3.2 である。図には便覧で提案している  $\delta = 0.75 / \sqrt{L}$ 、 $\delta \geq 0.04$  も併せて示している。

一方、田村らは、建築物の実測データから微小振幅のデータを抽出し、減衰定数と固有振動数との間に線形関係があることを見出し、減衰定数の推定式を提案している。<sup>25),26)</sup> これによると、280 棟あまりの建物を鉄骨造建物、鉄筋コンクリート造建物に分類し、それぞれについて推定式を提案しており、減衰定数と固有振動数の相関係数は前者で 0.65、後者で 0.89 としている。

そこで、鋼少数主桁においても構造減衰率と固有振動数の相関を分析する。分析結果を図 2.3.3 および図 2.3.4 に示す。

橋名	固有振動数 (Hz)		構造減衰率 ( $\delta$ )	
	たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ
利別第一橋	1.25	1.32	0.043	0.082
ホロナイ橋	2.28	2.64	0.045	0.040
千鳥の沢橋	2.30	2.55	0.065	0.074
大津呂川橋	2.11	2.38	0.030	0.039
儀名川橋	2.60	3.90	0.057	0.066
日計平高架橋	2.39	2.59	0.066	0.078
切目川橋	1.88	2.15	0.044	0.049
宿茂高架橋	1.70	2.10	0.046	0.038

表 2.3.2 鋼少数主桁橋の構造減衰率と固有振動数

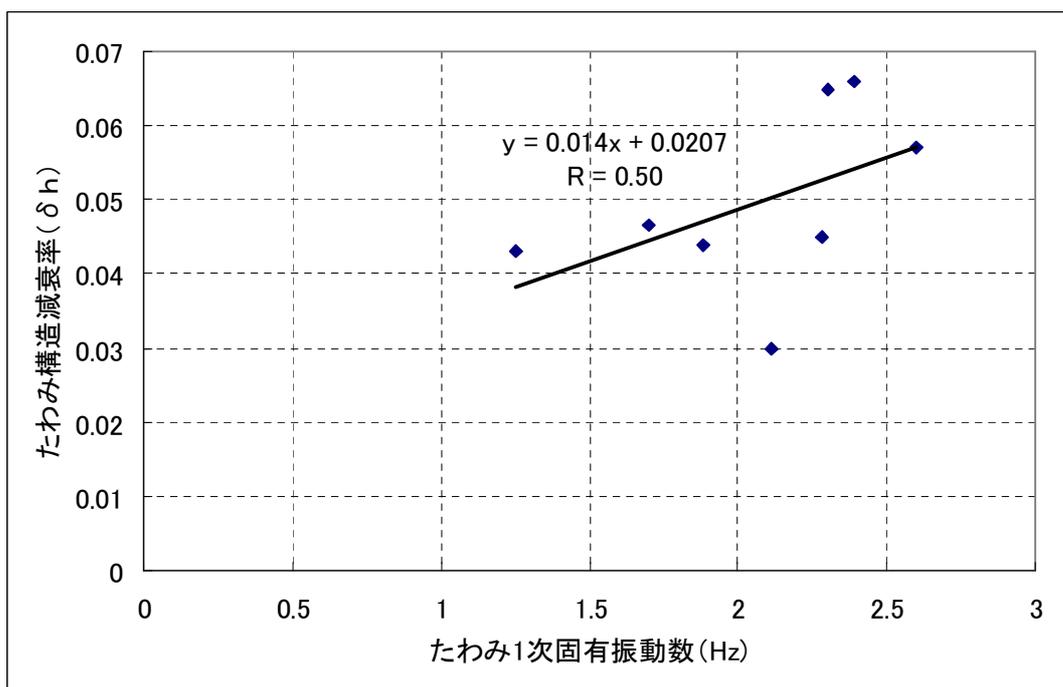


図 2.3.3 たわみの振動数と構造減衰 (対数減衰率)

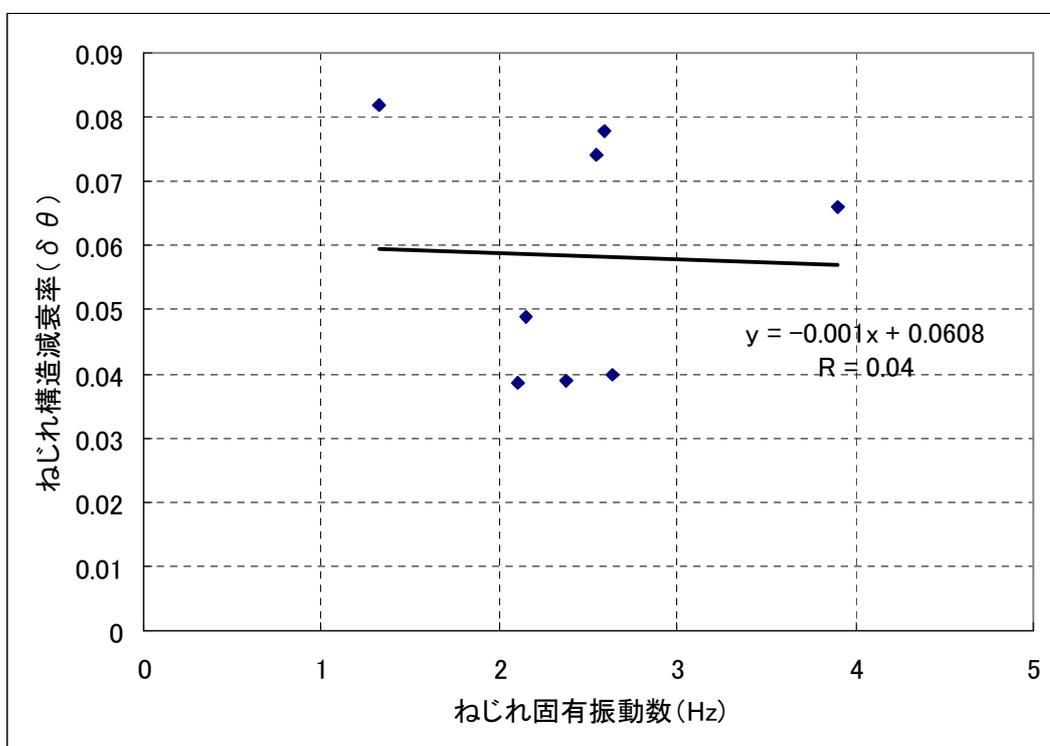


図 2.3.4 ねじれの振動数と構造減衰 (対数減衰率)

これら 2 種類の手法で構造減衰率の推定を試み、得られた結果を以下にまとめるとめる。

- i) 限られたデータ数ではあるが、たわみ、ねじれとも構造減衰率と最大支間長あるいは固有振動数との相関は小さい。
- ii) たわみ、ねじれとも便覧の提案値 ( $\delta = 0.75/\sqrt{L}$ ) よりも小さい傾向が認められる。
- iii) 最大支間長 48.5m～86.5m の橋梁 (8 橋) について調査した結果、たわみ 1 次で対数減衰率  $\delta$  がおよそ 0.03～0.07、ねじれ 1 次で 0.03～0.09 の範囲にある。

## 2.4 まとめ

鋼少数主桁橋の構造特性を明らかにするため、固有値解析および実橋を用いた振動試験を実施するとともに、既往のデータの分析を行った。ここでは、その結果より得られた同形式橋梁の構造特性について主要な点をまとめて記載する。

### 2.4.1 固有振動数

- i) 最大支間長 48.5m～86.5m の橋梁 (13 橋) について調査した結果、たわみ 1 次でおよそ 1.13Hz～2.39Hz、ねじれ 1 次で 1.32Hz～2.64Hz の範囲にある。
- ii) たわみ 1 次振動数は、道路橋耐風設計便覧の推定式 ( $f_n = 100/L$ ) を用いて表現することができる。
- iii) ねじれ／たわみの振動数比は、おおむね 1.1～1.3 である。現時点では耐風

設計にあたっては、1.1 とするのが妥当である。

- iv) 大津呂川橋（最大支間長 50m）では、たわみ 1 次で 2.11Hz～2.15Hz、ねじれ 1 次で 2.38Hz～2.45Hz を計測している。また、ねじれ／たわみの振動数比は、1.13～1.15 である。
- v) 大津呂川橋（最大支間長 50m）では、振動試験と FEM による固有値解析との違いは 3 次までの低次数の範囲では解析／試験で、1.00～0.94 の範囲であり、どちらを用いても精度上信頼できる。また、振動試験の加振方法間のバラツキはほとんどなく 2% 以下である。

#### 2.4.2 構造減衰率

- i) 最大支間長 48.5m～86.5m の橋梁（8 橋）について調査した結果、たわみ 1 次で対数減衰率  $\delta$  がおよそ 0.03～0.07、ねじれ 1 次で 0.03～0.09 の範囲にある。
- ii) たわみ、ねじれとも構造減衰率と最大支間長あるいは固有振動数との相関は小さく、また、道路橋耐風設計便覧の推定式 ( $\delta = 0.75 / \sqrt{L}$ ) で得られる値より小さい。
- iii) 耐風設計にあたり、振動試験等詳細な調査を行わない場合は、たわみ、ねじれとも構造減衰率を 0.03 程度と見込むのが望ましい。（現時点では、サンプル数が少ないこと等も考慮して、耐風設計上の安全側となるよう、実測値の最小値で評価することとする。）ただし、ねじれの構造減衰率については最大支間長が 60 m 程度までの一般的な橋梁では、0.04 とすることができると思う。
- iv) 大津呂川橋（最大支間長 50m）では、起振機による自由減衰波形から求め

た対数減衰率は、他の加振方法（段差、重錘）に比較してモード間のバラツキが小さく、たわみ 1 次（全振幅平均）で 0.03 程度、ねじれ 1 次（全振幅平均）で 0.04 程度である。なお、段差落下および重錘落下加振により求められた対数減衰率はたわみで 0.03、ねじれで 0.05 程度である。

v) 本形式の橋梁は、対数減衰率に振幅依存性が認められる。

大津呂川橋の試験では、大振幅（最大～90%）の対数減衰率は、たわみ 1 次で 0.04 程度となり、全振幅平均より 30～40%大きい。一方、ねじれ 1 次では振幅による対数減衰率への影響はほとんどない。

## 第2章 参考文献

- 1 (財)高速道路技術センター：第二東名高速道路鋼少数主桁の設計施工に関する調査研究報告書，1995/3
- 2 (財)高速道路技術センター：第二東名高速道路鋼少数主桁の設計施工に関する調査研究（その2）報告書，1996/3
- 3 (財)高速道路技術センター：第二東名高速道路鋼少数主桁の設計施工に関する調査研究（その3）報告書，1997/3
- 4 高橋，橋，三木他：少数主桁橋の横桁取付構造に関する実験検討，土木学会論文集 No. 570，I-40，1997/7
- 5 森山，藤田，山岡，木次：床版を有する鋼少数主桁橋のさらなる合理化省力化の検討，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成10年6月
- 6 水口，村山，高橋，森他：東海大府高架橋の実橋載荷実験における橋体の全体挙動，土木学会第53回年次学術講演会，I-A76，1998/10
- 7 小倉，安松，長谷，御園生：鋼2主桁橋の交通荷重振動特性について，土木学会第54回年次学術講演会，I-A304，1999/9
- 8 中藪，稲葉，大垣，長井，西村：合成少数主桁橋の腹板少補剛設計法に関する解析的研究，土木学会第55回年次学術講演会，I-A222，2000/9
- 9 日本道路公団関西支社舞鶴工事事務所：近畿自動車道敦賀線 大津呂川橋（鋼上部工）工事 詳細設計報告書（17/17），平成13年9月
- 10 小幡，佐々木，今泉，兼重：鋼2主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の実橋振動実験，土木学会第56回年次学術講演会，CS2-028，2001/10
- 11 宮内，稲葉：PC床版2主桁橋の振動特性－大津呂川橋の振動実験－，日本道路公団業務研究発表会論文集，2002/6
- 12 枝元，米田：鋼2主桁I桁橋の固有振動数算定法について，土木学会第57回年次学術講演会，I-481，平成14年9月
- 13 清水，安部，岡，大杉他：桁端ダンパによる橋梁の減衰性能向上，土木学会第57回年次学術講演会，I-597，2002/9
- 14 麓，新井，宮崎ほか：鋼少数主桁橋振動実験，土木学会第58回年次学術講演会，I-766，2003/9

- 15 麓ほか：起振機を用いた橋梁の現地振動試験，土木学会第59回年次学術講演会 I-673，平成16年9月
- 16 小森，大田，近藤，五郎丸：非合成2主桁橋の振動実験，土木学会第59回年次学術講演会 I-434，平成16年9月
- 17 (財)高速道路技術センター：第二東名高速道路 PC床版鋼 I桁橋における耐風対策検討(その2)，2002/3
- 18 水口，西星：PC床版連続合成2主桁橋(日計平高架橋)の実橋振動実験，第55回年次学術講演会第1部 B，平成12年9月
- 19 (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991/7
- 20 (社)日本道路協会：道路橋示方書(I 共通偏・II 鋼橋偏)同解説，2002/3
- 21 (財)高速道路技術センター：近畿自動車道(敦賀線)PC床版鋼2主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討(その1)報告書，1999/3
- 22 (財)高速道路技術センター：近畿自動車道(敦賀線)PC床版鋼2主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討(その2)報告書，2000/3
- 23 (財)高速道路技術センター：近畿自動車道(敦賀線)PC床版鋼2主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討(その3)報告書，2001/3
- 24 (財)高速道路技術センター：近畿自動車道(敦賀線)PC床版鋼2主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討(その4)報告書，2002/3
- 25 Yukio Tamura et al: Damping in Buildings and Estimation Techniques, APCWE- Sep.12-14,2005
- 26 須田、佐々木、田村：実測減衰データベースに基づく減衰評価提案式 - 諸外国の規準値・慣用値との対応 - ，日本建築学会大会学術講演概要集，2000/9
- 27 中川ほか：鋼2主桁橋の構造特性，神戸製鋼技報 Vol.49No.2 p20-22，1999/9
- 28 安川，稲葉，岩本：PC床版鋼連続合成2主桁橋(大津呂川橋)の振動モード同定について，土木学会第57回年次学術講演会，I-588，平成14年9月

## 第3章 鋼少数主桁橋の空力特性

### 3.1 概 説

鋼少数主桁橋は、合理化を図った鋼橋の新しい形態として近年注目されている橋梁形式である。その主たる特徴としては、従来のプレートガーダー橋に比べて、PC床版を採用し主桁間隔を広げることで鋼主桁の数を減らし、構造の簡素化による製作工数や現場作業の効率化を総合的に図ったことにある。適用支間長は、当初50m程度の橋梁を中心に適用されていたが、一部では80mを超えるようなさらに長い支間長の橋梁にも適用されている例がある。<sup>13)、16)、17)</sup>

この鋼少数主桁橋においては、その耐風性に大きく関わる特徴として、以下の二点が指摘されている。

第一点は、構造的な特徴として、主桁間を結ぶ横構・対傾構が省略される傾向にあるため、相対的にねじれ剛性が低下する点である。このとき、ねじれ固有振動数の低下とあわせて、ねじれ空力振動の発生風速が低下し、従来よりも振動が問題とされるケースが増える可能性がある。

もう一点は、形状的な特徴であり、主桁の小数化とともに、そのウェブ高さが増加する傾向にある。これは、橋桁断面の縦横比  $B/D$  ( $B$ :総幅,  $D$ :有効高さ)を減少させることとなるため、従来よりもブラフな断面形状となり、より多様な空力振動を生じさせる可能性がある。

このような鋼少数主桁橋の耐風性に関しては、その普及とあわせて研究が報告されつつあるもの<sup>8) ~29)、31) ~33)</sup>、その知見の蓄積はまだ十分なものとはいえない状況にある。

本章では、少数主桁橋の耐風性に関し、今後の普及に備えることを想定して、2主桁橋における基本的な耐風性の把握を主な目的とし風洞試験を行い、実験的に検討を加え、現象の発生メカニズムについて考察するものである。

### 3.2 風洞試験内容

風洞試験の対象として採用した桁断面を図 3.2.1 に示す。

この断面は、総幅  $B$  が 11.2m, 主桁高さ 2.9m, 高欄を除く有効高さ 4.0m を有する。高欄については、ポスト高欄を基本として設定したが、遮音壁が設置された場合など、後述のように形状を変化させている。仮に有効高さ  $D$  として高欄を除いた値 4.0m をとった場合、縦横比  $B/D$  は 2.8 となる。

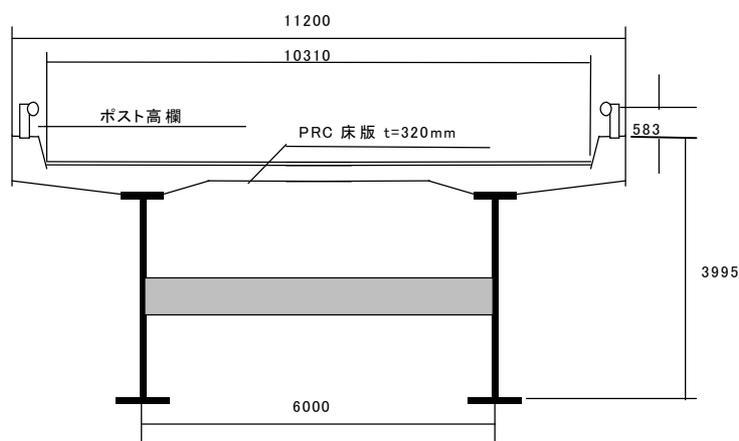


図 3.2.1 検討対象断面 (ポスト高欄のみの状態)

風洞試験に用いる振動特性としては、第 2 章で対象とした径間長約 50m を有する 8 径間連続桁橋 (近畿自動車道 大津呂川橋) の諸数値を用いる。表 3.2.1 に構造解析で求められた各モードの特性値を示す。この結果をもとに、等価質量、等価極慣性モーメントが最小で、振動数が低いモード、すなわち鉛直たわみ振動が卓越するモードとして 1 次を、ねじれ振動が卓越するモードとして 3 次を、それぞれ代表として抽出し検討を加える (図 3.2.2)。

なお、鋼少数主桁橋の構造減衰特性としてはまだデータ数も少なく、一般的に参照できる十分なデータとは言えない (試験時点までに旧 J H で実施した 6 例の実橋振動試験結果では、たわみの構造減衰率が  $\delta = 0.03 \sim 0.07$  に分布している) ため、安全側かつ現象の把握の観点から、対数減衰率  $\delta$  として 0.02 という値を仮定して研究を進めるが、一部ポスト高欄を有する基本断面について、対数減衰率  $\delta$  の値が振動応答に及ぼす影響についても調査する。

さらに、鋼少数主桁橋の静的空力特性についても調査し、従来桁と比較を行

っている。

次数	固有振 動数 (Hz)	等価質 量 (t/m)	等価極慣性 モーメント(t・m)
<u>1</u>	<u>1.85</u>	<u>16.4</u>	9244
2	2.01	19.8	790
<u>3</u>	<u>2.12</u>	92.8	<u>176</u>
4	2.24	45.7	224
5	2.31	24.8	416
6	2.50	213.8	157
7	2.65	17.4	2001
8	2.84	411.9	151
9	3.05	16.9	3387
10	3.23	443.8	151

表 3.2.1 振動モード一覧

a) 1次モード (鉛直たわみ卓越)



b) 3次モード (ねじれ卓越)



c) 2次モード



図 3.2.2 振動モード形状

前項に示した検討対象断面について、部分模型を用いた二次元風洞試験を実施する。

模型は、後述の風洞測定部寸法を考慮して縮尺 60 分の 1 としている。模型はヒノキ製であり、スパン長は 690mm、その両端には気流の 2 次元性を確保するための端板を設置している。

風洞は、京都大学社会基盤工学専攻に設置された、室内回流式エッフェル型風洞を使用している。測定部は、高さ 1.8m×幅員 1.0m×長さ 6.55m の大きさを有し、上記の模型を測定部壁面に設けた導流壁の内側に設置した。気流は、一様流のほか、2 種類の格子乱流（主流方向乱れ強さ 6.5% 及び 12.7%）を用いる。

空力振動の発生状況は、バネ支持自由振動試験を主体に調査するが、このバネ支持自由振動試験の試験条件の例を表 3.2.2 に示す。

また、静的空気力係数の計測においては、ロードセルを用いて三成分の空気力（抗力、揚力、ピッチングモーメント）を計測し、桁高  $D$  を用いた無次元化を施すことにより静的空気力係数を整理している。（今回の研究では、道路規格 1-3-B を対象としており、橋梁幅が一定となることから、桁高  $D$  による無次元化としている。） 静的空気力は、各断面の代表高さに基づく無次元化を行い、抗力係数  $C_D$ 、揚力係数  $C_L$ 、モーメント係数  $C_M$  をそれぞれ求める。

諸元		記号	実橋値	模型値 (縮尺1/60)
壁高欄	桁高	D	4.32 m	0.072 m
	桁幅	B	11.22 m	0.187 m
ポスト高欄	桁高	$D_p$	4.58 m	0.076 m
	桁幅	B	11.4 m	0.19 m
低速音壁	桁高	$D_l$	6.12 m	0.102 m
	桁幅	B	11.4 m	0.19 m
高速音壁	桁高	$D_h$	7.14 m	0.119 m
	桁幅	B	11.4 m	0.19 m
等価質量		m	16.39 t/m	4.553 kg/m
等価質量慣性モーメント		I	175.6 t <sup>2</sup> /m	0.01355 kg <sup>2</sup> /m
鉛直たわみ固有振動数		$f_n$	1.854 Hz	約5.2 Hz
ねじれ固有振動数		$f_\phi$	2.116 Hz	約6.0 Hz
鉛直たわみ対数減衰率		$\delta_n$	0.02	0.02
ねじれ対数減衰率		$\delta_\phi$	0.02	0.02

表 3.2.2 試験の条件

### 3.3 動的空力特性

#### 3.3.1 基本応答特性

最初に一様流中における基本特性について記す。なお振動応答は、少数主桁橋の基本特性把握のため、鉛直たわみあるいはねじれの1自由度での条件を最初に調査し、両者の連成の影響が考えられる高風速の応答は、非定常空気力とフラッター解析を主体として後から調査するスタイルで検討を進めることとする。

##### (1) 鉛直たわみ振動応答（1自由度）

ポスト高欄のみを有する基本断面の鉛直たわみ応答特性を図 3.3.1 に示す。迎角  $0^\circ$  では、実風速  $30\sim 43\text{m/s}$  付近と、 $60\sim 70\text{m/s}$  付近の2箇所に渦励振の発生が見られる。迎角を  $\pm 3^\circ$  に変化させた場合、吹上げ風時に振幅が大きくなる傾向がみられる。

この渦励振の振動発生風速は、無次元風速  $U/fD$  にして4付近である。この風速は、主桁の総幅  $B$  で無次元化した無次元風速  $U/fB$  でみれば、1.4程度に相当し、自己励起型渦励振の典型的な発振風速とされる1.67に近い。従って、この渦励振は自己励起型の性格を有している可能性があると考えられる。

また、高風速域において、ギャロッピングと思われる発散型振動の発生が確認されている。この発散型振動も渦励振と同様に、吹上げ風で顕著に発達するようになる。これは、一箱桁断面を有する桁橋でしばしばギャロッピングが問題とされる<sup>5)</sup>のと同様の現象であると考えられる。

##### (2) ねじれ振動応答（1自由度）

次に、同じポスト高欄のみを有する基本断面のねじれ応答を図 3.3.2 に示す。迎角  $0^\circ$  では、実風速  $50\sim 75\text{m/s}$  付近と、 $85\text{m/s}$  以上の2箇所で限定型の振動の発生が見られる。また、振動発現風速付近ではリミットサイクルを有し、初

期変位があった場合に振幅が発達する傾向を有している。迎角を $\pm 3^\circ$ に変化させても振動の発生状況に大きな変化は見られず、迎角の変化には敏感ではない。

この限定型振動のうち高風速側の振動は、松本らの研究<sup>6)</sup>により明らかにされている、H型断面を有する基本断面で見られた特性と類似している。振動発生風速は、無次元風速  $U/fD$  にして9付近であるが、 $U/fB$  では3.2となり、同一の縦横比  $B/D$  を有するH型断面の振動発生風速に近い。

一方低風速側の振動は、一般的に知られる自己励起型の渦励振の典型的な発振風速よりはやや高い領域で発生し、やや異なる特性を有していると考えられる。この違いは、断面周囲の流れの特性と関連づけ、振動発生に有効な断面辺長の取り方など、今後詳細について検討を重ねる必要があるものと考えられる。

また、これらの限定型の振動は、発生風速域で見れば、実風速 50m/s 以上の幅広い領域で発生し、かつ振幅もすぐに大きくなる可能性を有していることから、少数主桁橋の耐風設計上は重要な検討課題であると考えられる。

以上のように、今回の検討断面における1自由度の応答では、従来の一箱桁断面でみられた特性に加えて、H型断面に近い特性もみられており、両者の応答性状をあわせ持つことが大きな特徴であることが分かる。

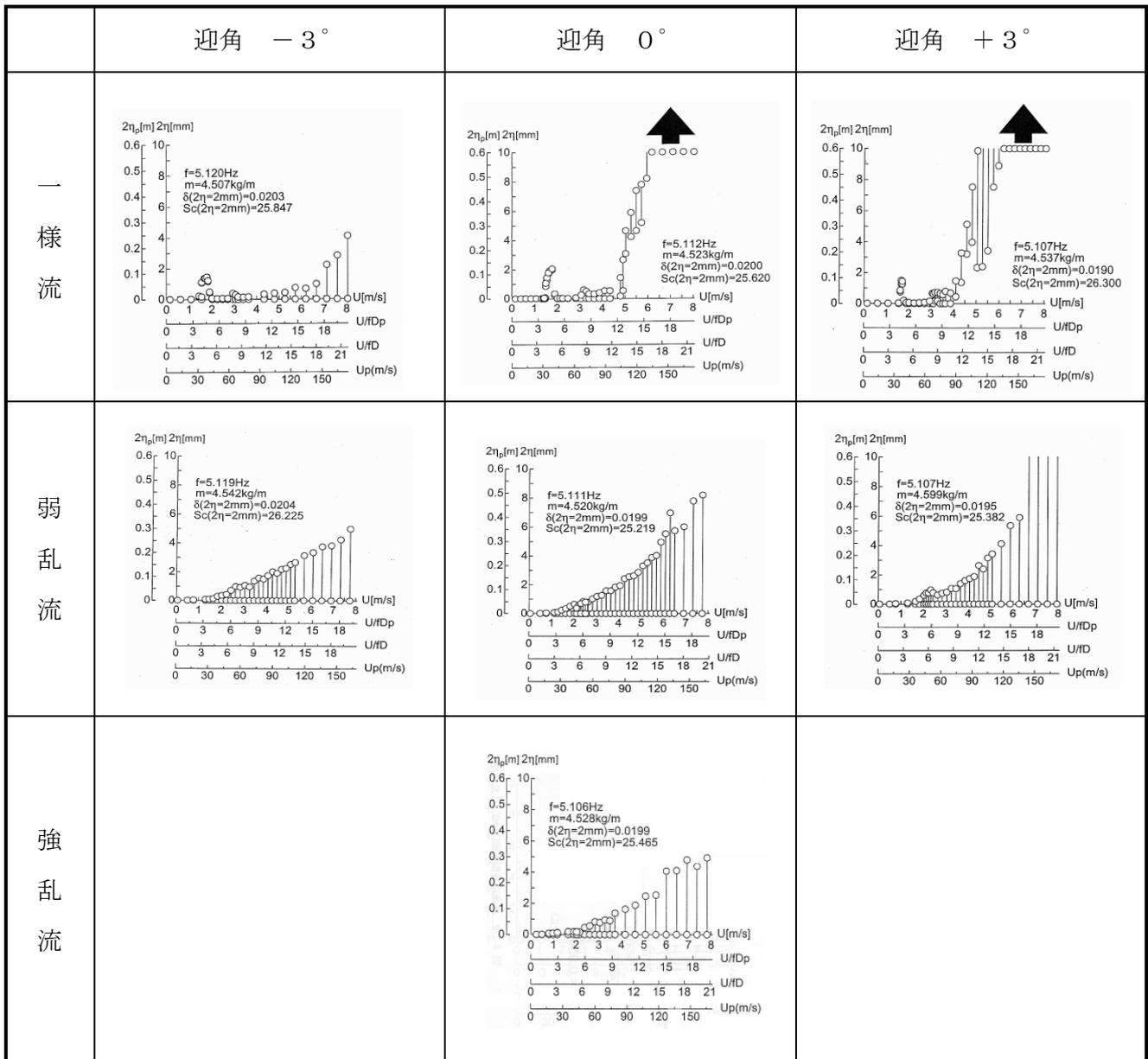


図 3.3.1 基本応答特性（ポスト高欄，たわみ 1 自由度）

### 3.3.2 風の乱れの効果

今回は、一様流に加えて主流方向乱れ強さ 6.5%（「弱乱流」と表記する）および 12.7%（「強乱流」）を有する 2 種類の格子乱流を用いて風の乱れの効果を検討する。

#### (1) 鉛直たわみ振動応答（1 自由度）

ポスト高欄のみを有する基本断面に対する乱流中の応答は、図 3.3.1 の下半分に併記している。乱流中では、渦励振の振幅が減少し、発散振動は振幅の不規則性を増してガスト応答の性質を兼ね備えるように変化する。全般的には、乱れ強さの増加とともに、特に発散振動は安定化する傾向にあることが分かる。

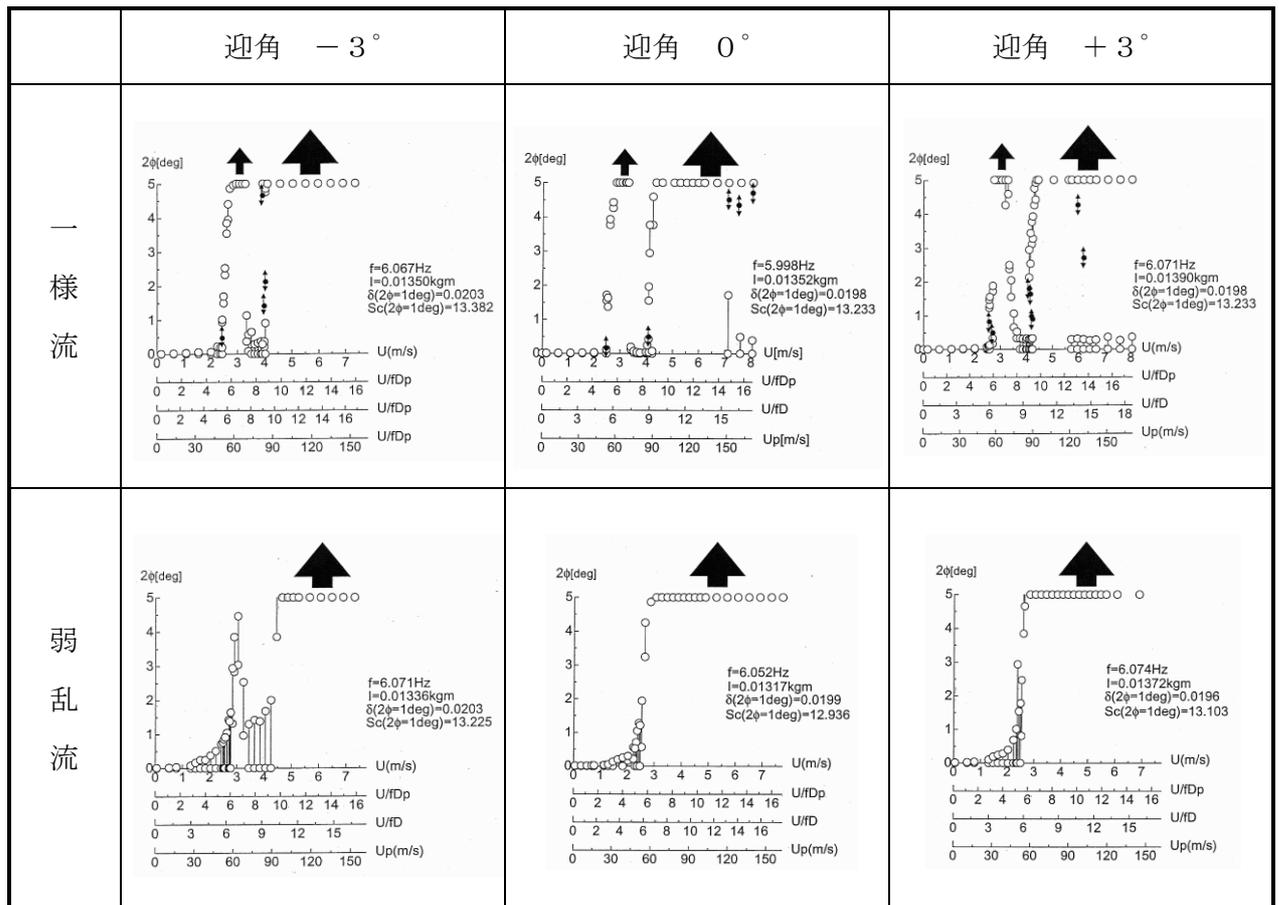


図 3.3.2 基本応答特性 (ポスト高欄, ねじれ1自由度)

(2) ねじれ振動応答 (1自由度)

同じく弱乱流中の応答は、図 3.3.2 の下半分に併記している。

乱流中では、不安定なリミットサイクルが消え、高速風域での振動が風速限定型から発散型となる大きな応答の変化が現れている。これは、乱れの存在により見かけ上のアフターボディが長くなり、断面辺長比  $B/D$  が増加するためと考えられる。H型断面においても、断面辺長比の増加により風速限定型から発散型の応答性状へ変化する特性が見出されており<sup>6)</sup>、本研究で対象とする断面とH型断面との空力的な類似性が見られる。なお、発散型ねじれフラッターの限界風速は、一様流中の応答特性と比較すれば、渦の影響を強く受けている可能性が考えられるが、詳細については今後の課題としたい。全般的には乱れの安定化効果はさほど期待できないと考えられる。また細かく見れば、振動発生風速が乱流中で多少低下するケースもみられている。

以上のように鉛直たわみとねじれ振動では、乱れの効果が異なることが鋼少数主桁橋の大きな特徴である。なお、H型断面においては、乱れが小さな場合にねじれ振動の不安定性を表す非定常空気力係数  $A_2^*$  が同じように不安定側に変化することが明らかとなっている。この点に関しても、鋼少数主桁橋の特性はH型断面の特性に類似していると考えられる。

### 3.3.3 構造減衰の効果

次に、対数構造減衰率  $\delta$  を細かく変化させ、スクルートン数 ( $Sc$ ) の違いによる渦励振最大振幅の変化を調べる。ここでは一様流、傾斜角  $\alpha = 0^\circ$  での実験結果を図 3.3.3a および図 3.3.3b に示している。図に示すように、たわみの渦励振は  $Sc=48$  以上で安定化しており、これは  $\delta = 0.04$  以上に相当する。また、ねじれ渦励振では  $Sc=45$  で最大倍振幅が  $1^\circ$  以下まで安定しており、このときの対数

構造減衰率は、 $\delta = 0.07$ である。

渦励振最大振幅

Sc(2 $\eta=2$ mm)	m[kg/m]	f $_{\phi}$ [Hz]	$\delta_{\eta}$ (2 $\eta=2$ mm)	V[m/s]	Vp[m/s]
12.141	4.536	5.110	0.0095	2.15	46.89
25.620	4.523	5.112	0.0200	1.78	38.78
37.821	4.516	5.107	0.0296	1.71	37.31
48.394	4.537	5.098	0.0377	1.74	37.88
55.569	4.538	5.096	0.0432	1.83	39.92
65.699	4.562	5.063	0.0509	1.78	38.78

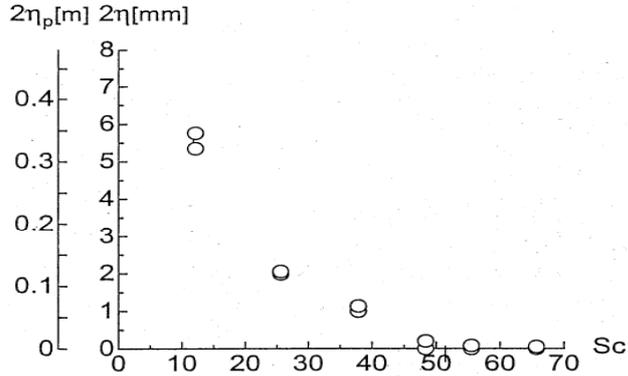


図 3.3.3a スクルートン数とたわみ渦励振最大振幅

渦励振最大振幅

Sc(2 $\phi=1^{\circ}$ )	I[kgm/m]	f $_{\phi}$ [Hz]	$\delta_{\phi}$ (2 $\phi=1^{\circ}$ )	V[m/s]	Vp[m/s]
13.233	0.01352	5.998	0.0198	3.18	67.21
24.382	0.01375	6.000	0.0360	3.13	66.21
30.532	0.01344	6.058	0.0462	3.22	67.53
35.954	0.01372	6.040	0.0532	3.24	68.21
40.758	0.01386	6.048	0.0597	3.27	68.60
43.913	0.01373	6.044	0.0649	3.41	71.58
46.351	0.01383	6.052	0.0676	3.48	72.94
45.036	0.01343	6.053	0.0681	3.52	73.91
48.778	0.01385	6.052	0.0715	3.52	73.92

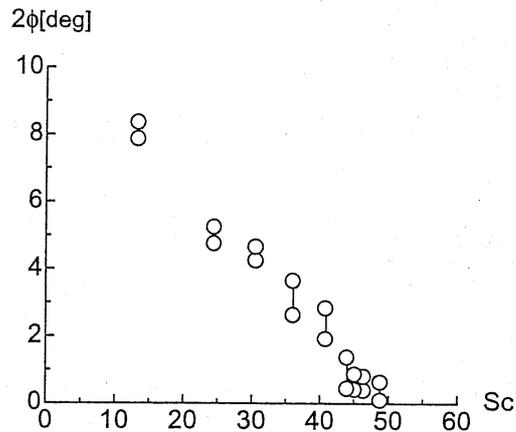


図 3.3.3b スクルートン数とねじれ渦励振最大振幅

### 3.3.4 遮音壁の影響

鋼少数主桁橋は都市地域内などの住宅地近辺に建設される状況も多いと考えられるが、その際にはしばしば遮音壁の設置が必要とされる。このとき遮音壁の設置により、見かけ上の有効高さが大幅に増加することで縦横比（ $B/D$ ）も大きく変わるため、耐風性の変化には十分な注意が必要である<sup>12)</sup>。

ここでは、2種類の高さの遮音壁が設置された場合を想定して、耐風性の変化を調査する。遮音壁設置高さは、設置頻度の高い、高さ 2085mm（「低遮音壁」と称する）あるいは高さ 3085mm（「高遮音壁」と称する）を想定する。図 3.3.4 には、低遮音壁が設置された場合の断面形状を示している。

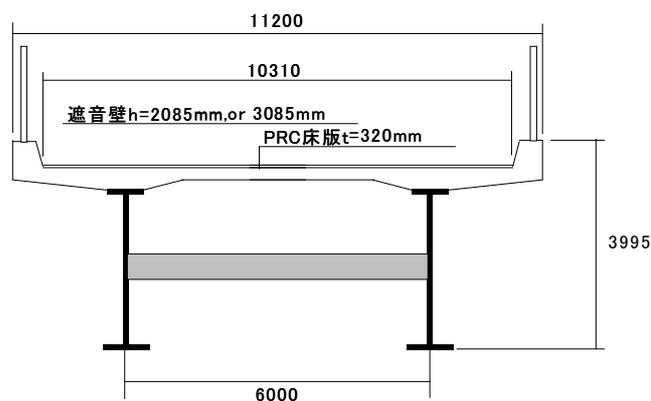


図 3.3.4 遮音壁設置時の検討対象断面

#### ① 鉛直たわみ振動応答（1自由度）

遮音壁設置時のたわみ振動応答を図 3.3.5 に示す。

一様流中では、ポスト高欄のみの断面と比較すると渦励振の振幅は小さくなり、発散振動も安定化する傾向にある。ただし、遮音壁

の高さの違いによる渦励振振幅への影響は明確には現れていない。発散振動については、遮音壁高さがより高いほど発現風速が上昇する傾向にあると考えられ、遮音壁高さが高いほど安定化するが認められる。

さらに乱れの効果については、遮音壁設置断面では、弱乱流であっても渦励振の発生がみられなくなる。発散振動に対しては、振動の不規則性が高まり、ガスト応答に類する振動性状を示すようになる。ただし、その最大振幅は発散振動発生時から比べて大きく減少するには至っておらず、構造的な影響には注意が必要であると考えられる。

## ② ねじれ振動応答（1自由度）

同じく遮音壁設置時のねじれ応答を、図 3.3.6 に示している。

一様流中ではポスト高欄付き断面に比べて、振動発生風速域はかなり狭くなる傾向にあり、限定振動のみを生じるようになる。

しかしながら、乱流中では一様流に比べ不安定化傾向が著しい。一様流中では限定振動であったものが、乱流中ではポスト高欄付き断面に類似した発散振動を発生するようになる。

以上のように、遮音壁設置に伴い振動発生状況は大きく変わる特性があり、鋼少数主桁橋では、遮音壁あるいはこれに類する壁構造の有無を十分に反映して耐風検討を実施する必要があることが分かる。さらに、遮音壁付き断面は、乱流中でのねじれ振動の不安定化が著しい場合があるのが特徴であり、架橋地点の風の特性に十分注意する必要があると思われる。

③ 振動発現風速域

表 3.3.1 および表 3.3.2 に一連の応答性について、振動の発現風速域をまとめて示す。ここでは、基本的空力性状を把握するため、たわみとねじれで共通の代表長を用い無次元風速を算出している。遮音壁付き断面の場合も、たわみ渦励振の発現開始無次元風速は、それぞれ遮音壁上端から主桁下フランジ下面までの鉛直距離を  $D$  とすれば、 $1.67 (B/D)$  におおよそ対応する値となっている。

なお、厳密には若干の差異が見られるが、前述のねじれ渦励振の場合と同様に、有効な断面辺長の取り方や、励振を支配する渦の流下パターンなどを詳細に調査する必要がある。

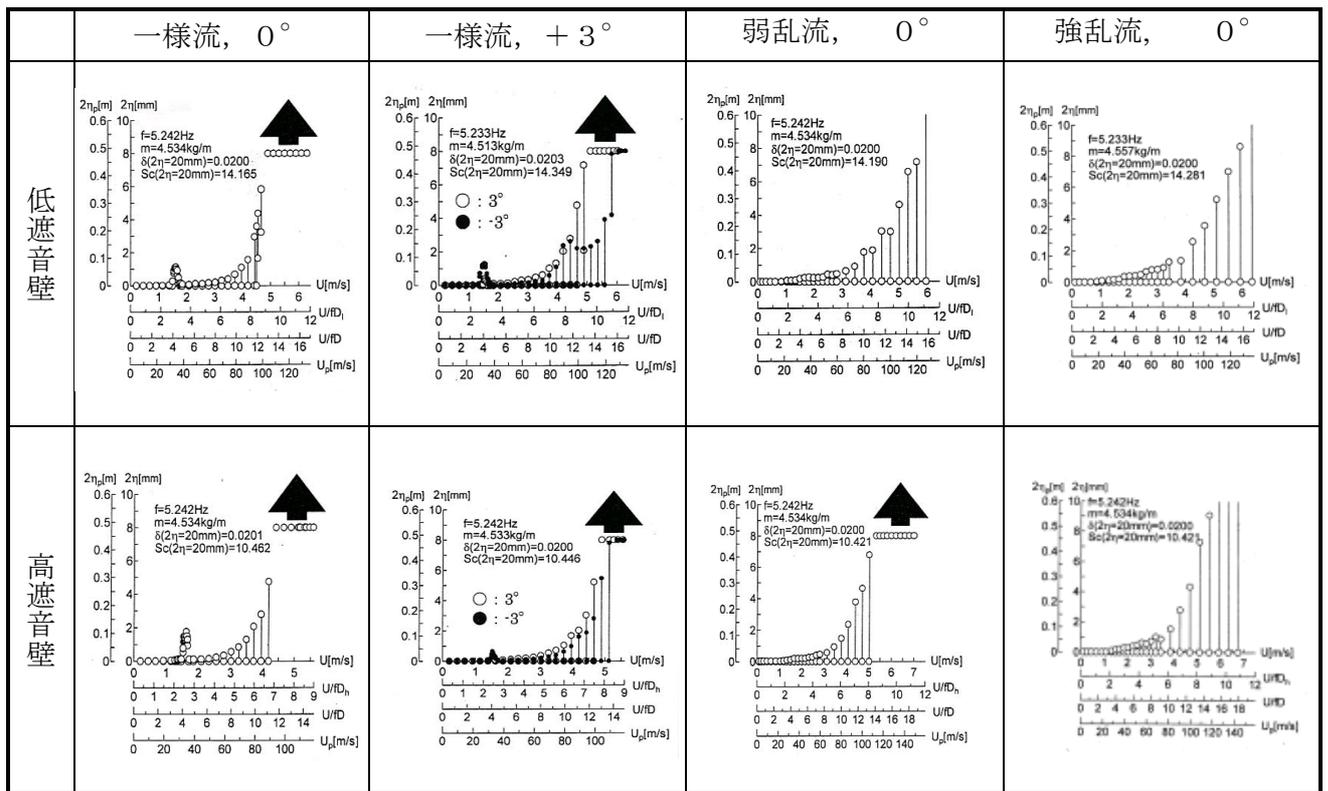


図 3.3.5 基本応答特性（低遮音壁，高遮音壁，鉛直たわみ 1 自由度）

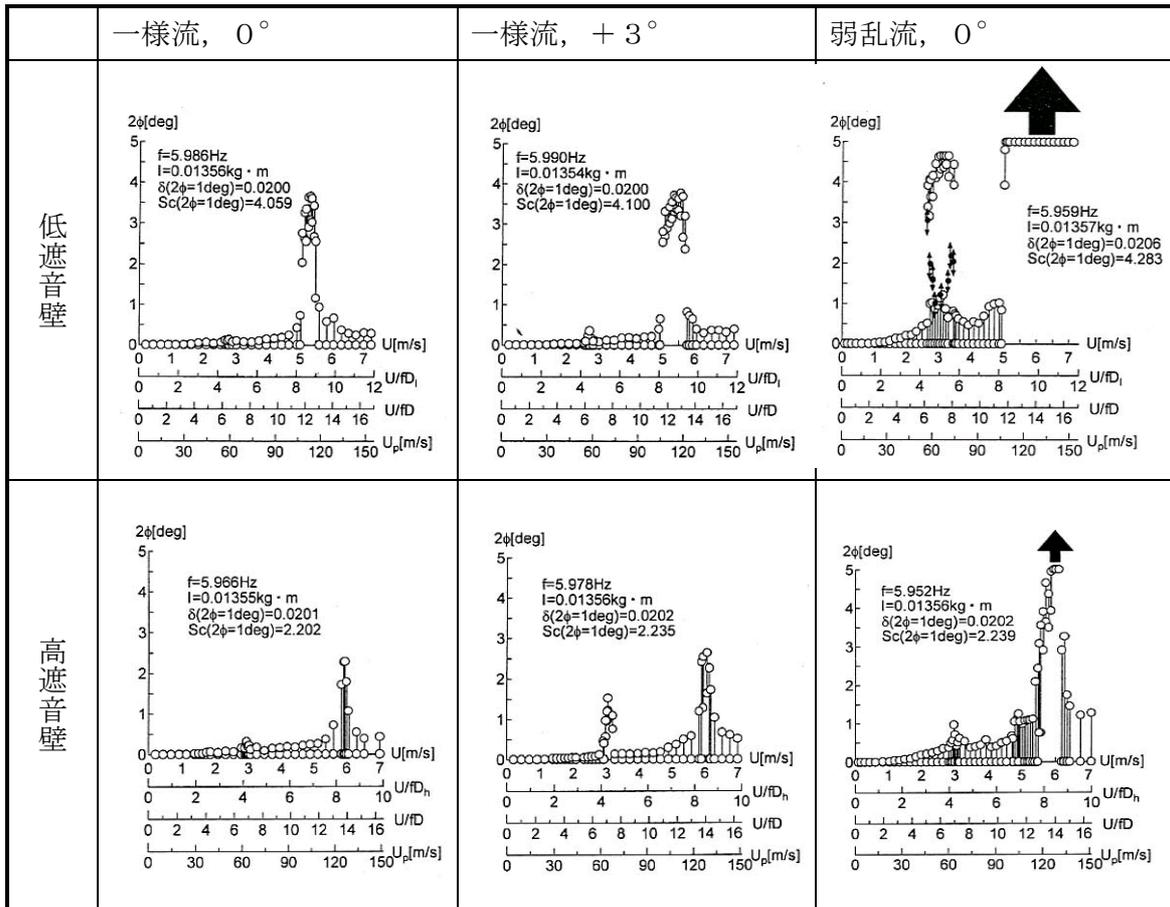


図 3.3.6 基本応答特性 (低遮音壁, 高遮音壁, ねじれ 1 自由度)

傾斜角	気流	高欄/遮音壁	渦励振	ギャロッピング	備考
-3°	一様流	ポスト高欄	U/fD <sub>p</sub> = 4.0~4.8 (U <sub>p</sub> = 33~40[m/s])	(U/fD <sub>p</sub> ) <sub>cr</sub> = 16.2 ((U <sub>p</sub> ) <sub>cr</sub> = 142[m/s])	
0°			3.8~5.0 (32~42)	12.0 (100)	
+3°			4.0~4.5 (32~38)	10.2 (85)	
-3°	弱乱流		6.3~* (53~*)		“バフエッテ イング
0°			6.3~* (53~*)		“バフエッテ イング
+3°			5.5~* (45~*)		“バフエッテ イング (振幅大)
-3°	一様流	低遮音壁	2.5~3.2 (28~36)	7.1 (81)	
		高遮音壁	2.3~2.6 (30~34)	6.2 (82)	
0°		低遮音壁	2.8~3.3 (32~37)	7.1 (81)	
		高遮音壁	2.4~2.7 (32~36)	5.2 (69)	
+3°		低遮音壁	2.8~3.1 (32~35)	6.8 (77)	
		高遮音壁	—	5.8 (73)	
0°	弱乱流	低遮音壁	5.9~* (67~*)		*バフエッテ イング
		高遮音壁	5.2~* (69~*)		*バフエッテ イングから ギャロッピングへ移行

注) 断面辺長比 (B/D) : ポスト高欄 B/D<sub>p</sub>=2.49, 低遮音壁 B/D<sub>l</sub>=1.86,  
高遮音壁 B/D<sub>h</sub>=1.60 (実橋倍振幅 50mm 以上の振動発現風速域)

表 3.3.1 発現風速 (たわみ振動)

傾斜角	気流	高欄/遮音壁	渦励振	ねじれフラッター	備考
-3°	一様流		U/fDp= 5.2~7.7 (Up= 52~75[m/s])	(U/fDp) <sub>cr</sub> = 8.6 ((Up) <sub>cr</sub> = 80[m/s])	
0°			5.0~7.0 (53~72)	8.3 (85)	U/fDp>14 で不安定リ ミットサイクルあり
+3°			5.5~8.0 (53~77)	8.9 (85)	U/fDp>12 で不安定リ ミットサイクルあり
-3°	弱乱流	ポスト高欄	4.8~* (46~*)		U/fDp=7.5~9.2 で振幅 低下 高風速では発散型
0°			5.0~* (47~*)		発散型
+3°			4.7~* (45~*)		発散型
0°	一様流	低遮音壁	4.4~4.6 (56~60)	8~10.2* (105~133)	*風速限定型
		高遮音壁	3.9~4.7 (60~72)	7.7~9.0* (118~135)	*風速限定型
+3°		低遮音壁	4.2~4.8 (55~63)	8.0~9.8* (105~128)	*風速限定型
		高遮音壁	4.1~4.5 (62~69)	7.5~10.0* (115~150)	*風速限定型
0°	弱乱流	低遮音壁	4.1~6.2 (53~111)	7.0* (91)	*発散型
		高遮音壁	3.9~4.8 (60~74)	6.25~* (95~)	*風速限定型

注) 断面辺長比 (B/D) : ポスト高欄 B/Dp=2.49, 低遮音壁 B/Dl=1.86, 高遮音壁/Dh=1.60  
(実橋倍振幅 0.5° 以上の振動発現風速域)

表 3.3.2 発現風速 (ねじれ振動)

### 3.3.5 たわみとねじれの干渉

前項までで述べた耐風性の評価は、たわみ、ねじれ各 1 自由度による風洞試験によるものである。しかし、実構造物においては、たわみ、ねじれ異次モードによる振動が同じ風速において発現する可能性がある。この場合、異種空力振動干渉により振動が抑制される可能性もあるが、逆に振動が励起される危険性が十分考えられる。このような異なる振動モード間の空力干渉現象を把握することは、実構造物の挙動を把握する上で重要な問題である。特に鋼少数主桁の場合は第 2 章で述べたように、その構造特性として、たわみ 1 次とねじれ 1 次の振動数が接近していることから、従来の桁橋では問題とならなかった「たわみとねじれの干渉」に留意する必要がある。

ここでは、たわみ、ねじれ 2 自由度系による風洞試験によりこの干渉問題を調査し、その結果を図 3.3.7, 図 3.3.8 および表 3.3.3 にまとめている。ただし、2 自由度系の風洞試験で使用したモデルは波形鋼板ウェブを有する 2 主桁断面であり、表 3.3.3 中の 1 自由度系は平面ウェブ 2 主桁断面での風洞試験結果である。両断面のモデルの形状寸法および動的構造諸元は同一としているため、両者の空力特性の差異は小さいと判断し、2 自由度系と 1 自由度系の応答を比較している。

表 3.3.3 に示すように、対数構造減衰率  $\delta$  がたわみ、ねじれ共に 0.02 とした測定では、風の迎角  $\alpha = 0^\circ$  ではねじれがたわみを抑制し、逆に  $\alpha = +3^\circ$  では、たわみがねじれを抑制するなど干渉の様子に変化する複雑な応答性状を示すことが明らかになった。

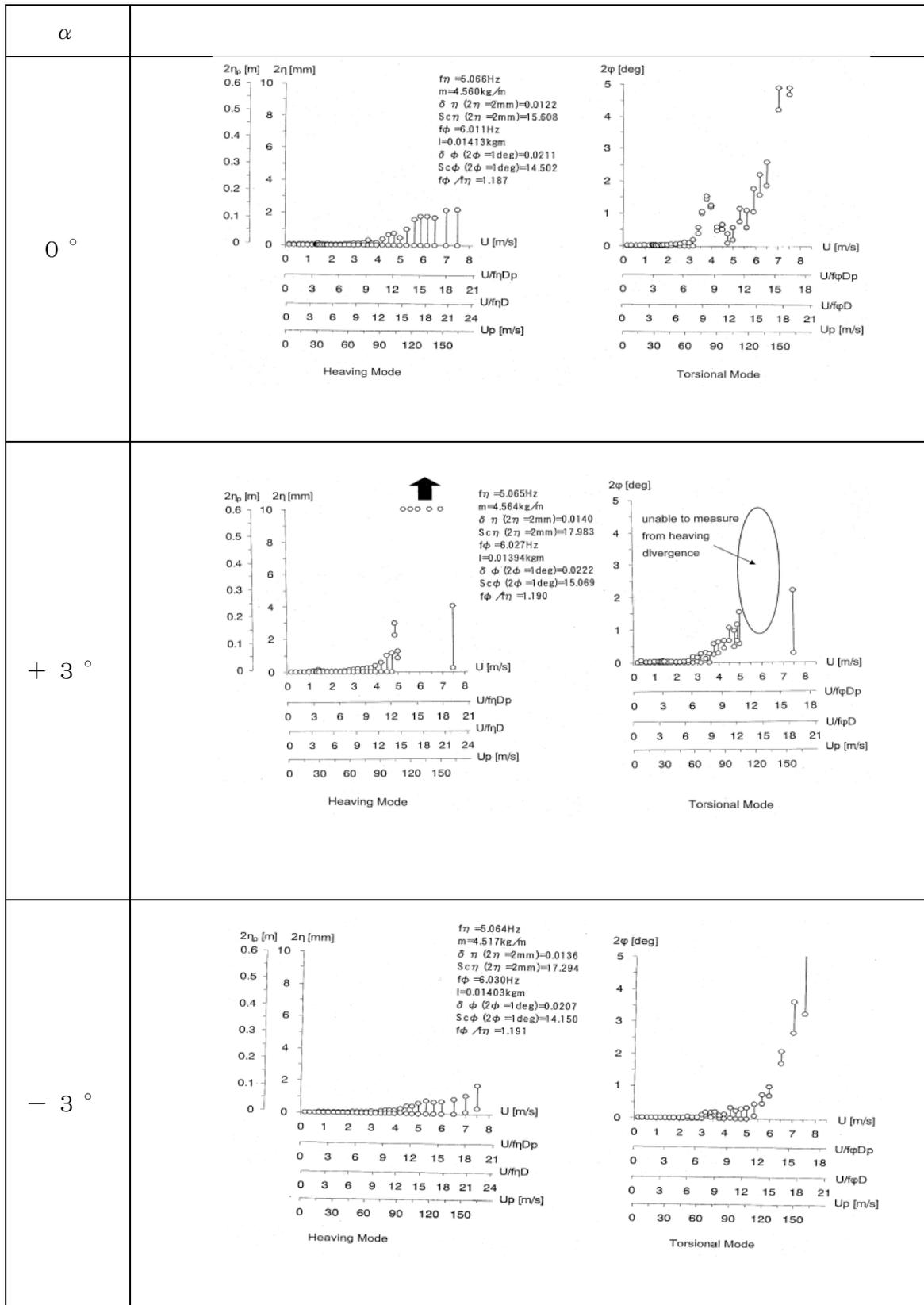


図 3.3.7 たわみ・ねじれ 2 自由度系振動応答図 (一様流)

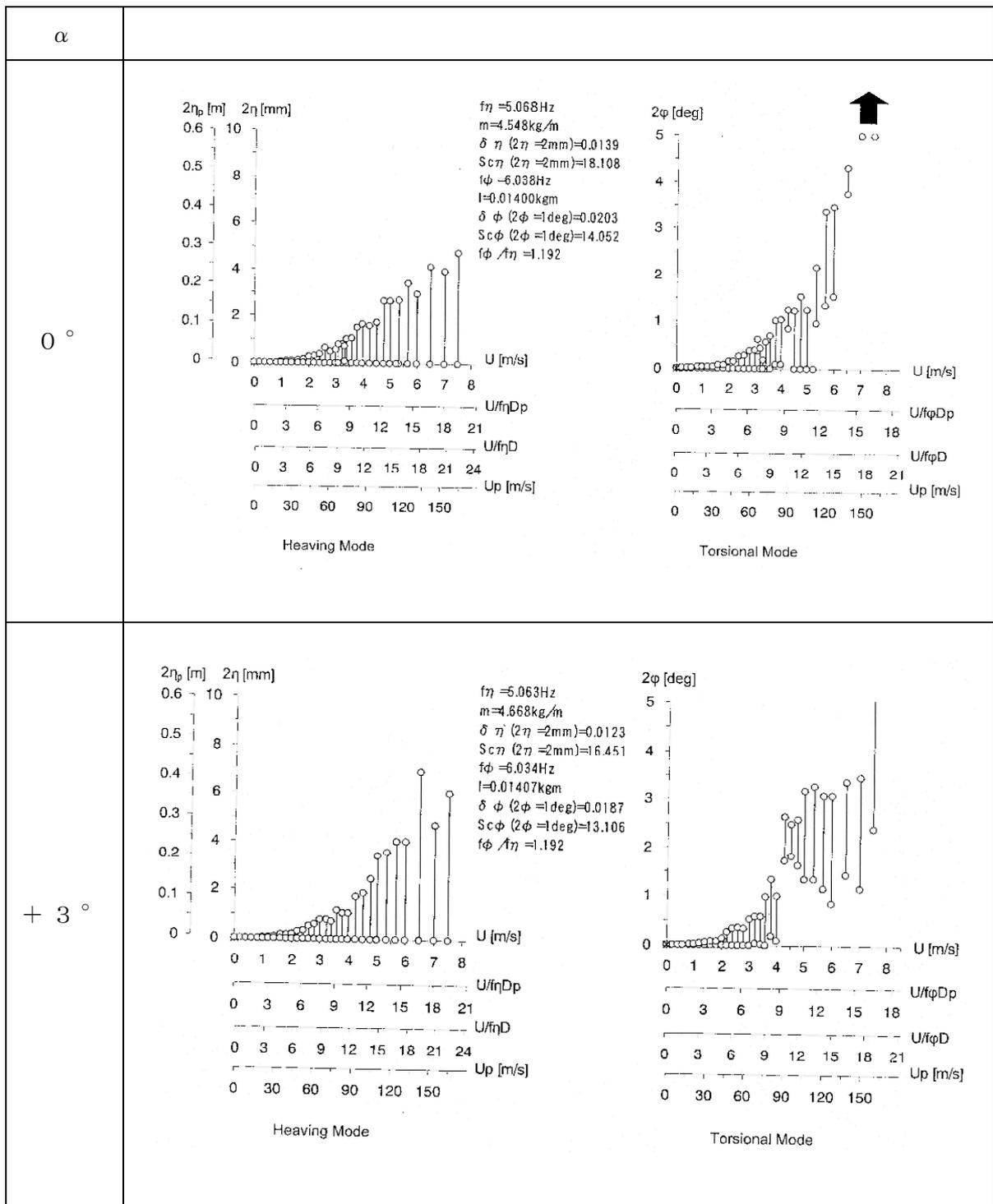


図 3.3.8 たわみ・ねじれ 2 自由度系振動応答図 (格子乱流  $I_u = 8\%$ )

$\alpha$	$\beta$	気流	たわみ・ねじれ2自由度系				たわみ・ねじれ1自由度系			
			たわみ		ねじれ		たわみ		ねじれ	
			渦励振	ギャロッピング	渦励振	フラッター	渦励振	ギャロッピング	渦励振	フラッター
0°	0°	一様流	－ (微小)	干渉のため抑制	発生	発生	発生	発生	発生	発生
+3°			－ (微小)	発生	干渉のため抑制		発生	発生	発生	発生
-3°			－	－	－ (微小)	発生	発生	－	発生	発生
0°	0°	乱流 ( $I_u=8\%$ )	－	－	ハフエッティング混在	発生	－	－	－	発生
+3°			－	－	－	発生	－	ハフエッティング混在	－	発生

対数減衰率  $\delta = 0.02$  , 渦励振の微小は最大倍振幅 1mm または  $0.5^\circ$  以下の応答

表 3.3.3 空力干渉一覧

### 3.3.6 非定常空気力およびフラッター特性

#### ① 非定常空気力の表現

フラッター現象を考える際には物体に作用する空気力を把握することが必要である。平板や薄翼には流れの剥離が見られないことから、ポテンシャル理論の適用が可能となり、航空工学の分野において作用する空気力について解析的な研究が行われてきた。一方、流線形状を持たない一般の橋梁断面においては、流れの剥離を伴うため、翼のようにポテンシャル理論を用いてその非定常空気力を解析的に求めることはできない。

橋梁桁断面が風から受ける非定常空気力について、Scanlanにより次のような定式化が提案されている。すなわち、たわみとねじれの連成振動をする橋梁桁断面に作用する非定常揚力  $L$ 、非定常モーメント  $M$  を 8 個の非定常空気力係数  $H_i^*$ 、 $A_i^*$  ( $i=1\sim 4$ ) を用いて次のように表した。

$$L = \frac{1}{2} \rho (2b) U^2 \left\{ \kappa H_1^* \frac{\dot{\eta}}{U} + \kappa H_2^* \frac{b\dot{\phi}}{U} + \kappa^2 H_3^* \phi + \kappa^2 H_4^* \frac{\eta}{b} \right\}$$

$$M = \frac{1}{2} \rho (2b^2) U^2 \left\{ \kappa A_1^* \frac{\dot{\eta}}{U} + \kappa A_2^* \frac{b\dot{\phi}}{U} + \kappa^2 A_3^* \phi + \kappa^2 A_4^* \frac{\eta}{b} \right\} \quad \text{式 (3.3.1)}$$

ただし、 $L$  : 単位スパン当たりの揚力 (下向き正),  
 $M$  : 単位スパン当たりのモーメント (頭上げ正、弦長中央点周り),  
 $\eta$  : たわみ変位 (下向き正、弦長中央点における変位),  
 $\phi$  : ねじれ変位 (頭上げ正),  
 $(\dot{\cdot})$  : 時間微分,  $U$  : 風速,  $\rho$  : 空気密度,  $b$  : 半弦長  
 $\kappa$  : 換算振動数 ( $= b\omega/U$ ),  $\omega$  : 円振動数

このうち、 $H_1^*, H_4^*, A_2^*, A_3^*$  は、力の作用方向の変位 (速度) に比例する空気力を表す項であり、非連成項と呼ばれる。一方、 $H_2^*, H_3^*, A_1^*, A_4^*$  は、力の作用方向以外の変位 (速度) に比例する空気力を表す項であり、連成項と呼ば

れる。

航空工学における解析的研究の代表例として、微小一定振幅のたわみ・ねじれ 2 自由度調和振動を行う 2 次元平板翼の非定常空気力が挙げられる。これは、ポテンシャル理論の適用により解析的に求められる数少ない例であり、**T.Theodorsen** によって求められた。これは、平板翼周りの流れを翼上下面のわき出し・吸い込みによる無循環流れと **Kutta** の条件を満足する循環流れの重ねあわせで表現し、それぞれの流れによる空気力を足しあわせることで非定常空気力を求めるというもので、次式のように与えられている。ただし、ねじれ変位の中心は、弦長中央点としており、たわみ変位も弦長中央点における変位としている。

$$\begin{aligned}
 L &= -\pi\rho b^2(U\dot{\phi} + \dot{\eta}) - 2\pi\rho bUC(\kappa)\left(U\phi + \eta + \frac{b\dot{\phi}}{2}\right) \\
 M &= -\pi\rho b^2\left(U\frac{b\dot{\phi}}{2} + \frac{b^2\ddot{\phi}}{8}\right) + \pi\rho b^2UC(\kappa)\left(U\phi + \eta + \frac{b\dot{\phi}}{2}\right) \quad \text{式 (3.3.2)}
 \end{aligned}$$

ここで  $C(\kappa)$  は、**Theodorsen** 関数と呼ばれる複素関数で、厳密な値は **Hankel** によって与えられる。

$$C(\kappa) = \frac{H_1^{(2)}(\kappa)}{H_1^{(2)}(\kappa) + iH_0^{(2)}(\kappa)} = F(\kappa) - iG(\kappa) \quad \text{式 (3.3.3)}$$

ただし、 $H_v^{(2)}(\kappa)$  は、第二種 **Hankel** 関数を表す。

本研究においては、 $C(\kappa)$  の値として、次に示す **R.T.Jones** の近似式を用いる。

$$C(\kappa) = F(\kappa) - iG(\kappa) = 1 - \frac{a\kappa^2}{b^2 + \kappa^2} - \frac{c\kappa^2}{d^2 + \kappa^2} - i\left(\frac{\kappa ab}{b^2 + \kappa^2} + \frac{\kappa cd}{d^2 + \kappa^2}\right) \quad \text{式 (3.3.4)}$$

ただし、 $a=0.165, b=0.0455, c=0.335, d=0.3$

式 (3.3.2) から、たわみ・ねじれの 2 自由度振動をする平板翼に作用する非定常空気力は、各振動変位・速度・加速度の関数として表され、しかも微小振動を仮定しているため線形関数となっていることが分かる。また、非定常空気力が連成項を持っていることも分かる。この連成項の存在が平板のフラッターにおいて重要な役割を果たしている。 $C(\kappa)$ は、準定常空気力と非定常空気力の比を表している。ここで、Theodorsen 関数が複素関数であることから、非定常空気力は準定常空気力より位相が遅れることになり、この位相の遅れが平板の連性フラッターに大きく影響している。

式 (3.3.1) と式 (3.3.2) より、慣性力を無視した場合には 2 次元平板の非定常空気力係数  $H_i^*$ 、 $A_i^*$  ( $i=1\sim 4$ )が次式で表される。

$$\begin{aligned}
 H_1^* &= -\frac{2\pi}{\kappa} F(\kappa) & A_1^* &= \frac{\pi}{\kappa} F(\kappa) \\
 H_2^* &= -\frac{2\pi}{\kappa} \left( \frac{1}{2} + \frac{F(\kappa)}{2} - \frac{G(\kappa)}{\kappa} \right) & A_2^* &= \frac{\pi}{\kappa} \left( -\frac{1}{2} + \frac{F(\kappa)}{2} - \frac{G(\kappa)}{2} \right) \\
 H_3^* &= -\frac{2\pi}{\kappa} \left( \frac{F(\kappa)}{\kappa} + \frac{G(\kappa)}{2} \right) & A_3^* &= \frac{\pi}{\kappa} \left( \frac{F(\kappa)}{\kappa} + \frac{G(\kappa)}{2} \right) \\
 H_4^* &= -\frac{2\pi}{\kappa} G(\kappa) & A_4^* &= \frac{\pi}{\kappa} G(\kappa) \quad \text{式 (3.3.5)}
 \end{aligned}$$

ここで、 $F(\kappa)$ 、 $G(\kappa)$  は、Theodorsen 関数の実部、虚部を表す関数である ( $C(\kappa) = F(\kappa) - iG(\kappa)$ )。式 (3.3.5) を見ると 2 次元平板の場合には、8 個の非定常空気力係数が全くの独立ではなく、Theodorsen 関数の実部  $F(\kappa)$  と虚部  $G(\kappa)$  の 2 つの実関数で相互に結びつけられていることが分かる。

## ② 非定常空気力の測定手法

非定常空気力の測定は、静的空気力の測定と同様に模型端部に取り付けたロードセルより、たわみ・ねじれ各 1 自由度強制加振時の揚力・モーメントを直接測定した。

模型の加振は、風洞に設置された強制振動実験用模型加振装置(図 3.3.9)により行った。加振機はリンク機構で構成されており、下部に取り付けられたモーターの回転を、平行に配置された軸にタイミングベルトを介して滑ることなく伝達し、リンク機構により模型のたわみ変位・ねじれ変位を作り出した。クランク下部の軸の中心と回転軸中心との距離を調節することにより、任意の振幅を作り出せる。最大振動数は約 3 Hz、最大たわみ振幅は、倍振幅で 50mm、最大ねじれ振幅は 5° である。

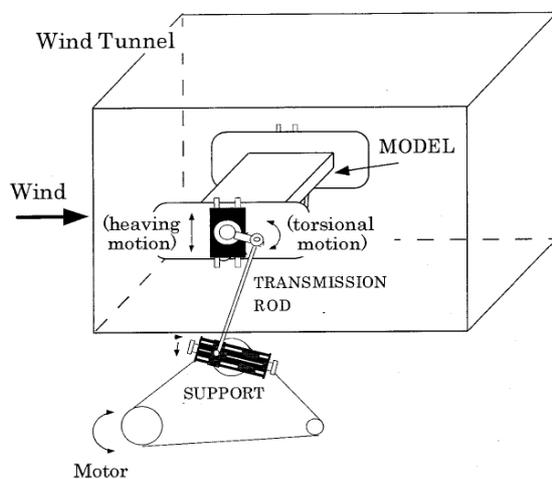


図 3.3.9 強制振動実験用模型加振装置

ロードセルにかかる揚力・モーメントに対応する電気信号を動歪計で検出し、加減演算機により模型両端の電気信号を加算した後、非定常圧力測定における変動圧力測定と同様の処理及び記録を行った。なお、たわみ変位は  $2\eta_0 = 20$  mm、ねじれ変位は  $2\phi_0 = 4.0^\circ$  で実験を行った。空気力による揚力・モーメントは、有風時から無風時の揚力・モーメントを差し引くことで評価できる。圧力測定実験では、たわみ 1 自由度強制加振実験及びねじれ 1 自由度強制加振実験によって得られた表面圧力を、断面周りで積分することにより 1 自由度振動時の非定常空気力を求めることができる。ロードセルを用いた実験では直接空気力を測定するために、有風時の空気力から無風時の空気力を差し引くことによって、風による影響のみを評価することができる。

ここで、たわみ 1 自由度振動時の揚力とモーメント、たわみ変位を次のようにおく。

$$\begin{aligned} L(t) &= L_{\eta_0} \cos(\omega t - \psi_{L\eta}) \\ M(t) &= M_{\eta_0} \cos(\omega t - \psi_{M\eta}) \\ \eta(t) &= \eta_0 \sin \omega t \end{aligned} \quad \text{式 (3.3.6)}$$

ただし、 $L_{\eta_0}$  : たわみ 1 自由度振動時の揚力の振幅

$M_{\eta_0}$  : たわみ 1 自由度振動時のモーメントの振幅

$\psi_{L\eta}$  : たわみ速度下向き最大から揚力下向き最大までの位相遅れ

$\psi_{M\eta}$  : たわみ速度下向き最大からモーメント頭上げ最大までの位相遅れ

$\eta_0$  : たわみの片振幅 ( $\eta_0 = 10 \text{ mm}$ )

たわみ 1 自由度振動の場合、式(3.3.1)は次のようになる。

$$\begin{aligned} L &= \frac{1}{2} \rho (2b) U^2 \left\{ \kappa H_1^* \frac{\dot{\eta}}{U} + \kappa^2 H_4^* \frac{\eta}{b} \right\} \\ M &= \frac{1}{2} \rho (2b^2) U^2 \left\{ \kappa A_1^* \frac{\dot{\eta}}{U} + \kappa^2 A_4^* \frac{\eta}{b} \right\} \end{aligned} \quad \text{式 (3.3.7)}$$

したがって、式(3.3.6)と式(3.3.7)から、たわみ 1 自由度振動時における非定常空気力係数は次のようになる。

$$\begin{aligned} H_1^* &= \frac{L_{\eta_0} \cos \psi_{L\eta}}{\rho b^2 \omega^2 \eta_0} & H_4^* &= \frac{L_{\eta_0} \sin \psi_{L\eta}}{\rho b^2 \omega^2 \eta_0} \\ A_1^* &= \frac{M_{\eta_0} \cos \psi_{M\eta}}{\rho b^3 \omega^2 \eta_0} & A_4^* &= \frac{M_{\eta_0} \sin \psi_{M\eta}}{\rho b^3 \omega^2 \eta_0} \end{aligned} \quad \text{式 (3.3.8)}$$

一方、ねじれ 1 自由度振動時における揚力とモーメント、ねじれ変位を次のようにおく。

$$\begin{aligned}
L(t) &= L_{\phi 0} \sin(\omega t - \Psi_{L\phi}) \\
M(t) &= M_{\phi 0} \sin(\omega t - \Psi_{M\phi}) \\
\phi(t) &= \phi_0 \sin \omega t
\end{aligned}
\tag{3.3.9}$$

ただし、 $L_{\phi 0}$  : ねじれ 1 自由度振動時の揚力の振幅

$M_{\phi 0}$  : ねじれ 1 自由度振動時のモーメントの振幅

$\Psi_{L\phi}$  : ねじれ変位頭上げ最大から揚力下向き最大までの位相遅れ

$\Psi_{M\phi}$  : ねじれ変位頭上げ最大からモーメント頭上げ最大までの位相遅れ

$\phi_0$  : ねじれの片振幅 ( $\phi_0 = 2.0^\circ$ )

同様にして、ねじれ 1 自由度の非定常空気力係数は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}
H_2^* &= -\frac{L_{\phi 0} \sin \Psi_{L\phi}}{\rho b^3 \omega^2 \eta_0} & H_3^* &= \frac{L_{\phi 0} \cos \Psi_{L\phi}}{\rho b^3 \omega^2 \eta_0} \\
A_2^* &= -\frac{M_{\phi 0} \sin \Psi_{M\phi}}{\rho b^4 \omega^2 \eta_0} & A_3^* &= \frac{M_{\phi 0} \cos \Psi_{M\phi}}{\rho b^4 \omega^2 \eta_0}
\end{aligned}
\tag{3.3.10}$$

### ③ フラッター解析手法

橋梁全体系のフラッター安定性を評価するために、強制加振実験より求められた非定常空気力係数を用いて複素固有値解析を行った。ここでは実験のたわみ対称基本モードとねじれ対称基本モードを考慮した 2 自由度系を考える。以下に、たわみ・ねじれ 2 自由度系におけるこの解析法の概要を述べる。たわみ・ねじれ 2 自由度系の運動方程式は式(3.3.1)を用いて次式のように表せる。

$$\begin{aligned}
m\ddot{\eta} + C_\eta \dot{\eta} + \kappa_\eta \eta &= \frac{1}{2} \rho (2b) U^2 \left\{ \kappa H_1^* \frac{\dot{\eta}}{U} + \kappa H_2^* \frac{b\dot{\phi}}{U} + \kappa^2 H_3^* \phi + \kappa^2 H_4^* \frac{\eta}{b} \right\} \\
I\ddot{\phi} + C_\phi \dot{\phi} + \kappa_\phi \phi &= \frac{1}{2} \rho (2b^2) U^2 \left\{ \kappa A_1^* \frac{\dot{\eta}}{U} + \kappa A_2^* \frac{b\dot{\phi}}{U} + \kappa^2 A_3^* \phi + \kappa^2 A_4^* \frac{\eta}{b} \right\}
\end{aligned}
\tag{3.3.11}$$

ただし、 $C_\eta (C_\phi)$  : 単位スパン長当たりのたわみ(ねじれ)粘性係数  
 $\kappa_\eta (\kappa_\phi)$  : 単位スパン長当たりのたわみばね定数  
 $m (I)$  : 単位スパン長当たりの質量(慣性モーメント)

式(3.3.11)を行列で表現する。

$$[M]\{\ddot{Z}\} + [C]\{\dot{Z}\} + [K]\{Z\} = [A]\{\dot{Z}\} + [B]\{Z\} \quad \text{式 (3.3.12)}$$

$$\text{ただし、} \quad [M] = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \quad [C] = \begin{bmatrix} C_\eta & 0 \\ 0 & C_\phi \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} \kappa_\eta & 0 \\ 0 & \kappa_\phi \end{bmatrix} \quad [Z] = \begin{bmatrix} \eta \\ \phi \end{bmatrix}$$

$$[A] = \begin{bmatrix} \rho b^2 \omega H_1^* & \rho b^3 \omega H_2^* \\ \rho b^3 \omega A_1^* & \rho b^4 \omega A_2^* \end{bmatrix} \quad [B] = \begin{bmatrix} \rho b^2 \omega^2 H_4^* & \rho b^3 \omega^2 H_3^* \\ \rho b^3 \omega^2 A_4^* & \rho b^4 \omega^2 A_3^* \end{bmatrix}$$

式 (3.3.12) に自由振動解  $\{Z\} = \begin{Bmatrix} \eta_0 \\ \phi_0 \end{Bmatrix} e^{\lambda t} = \{Z_0\} e^{\lambda t}$  を代入する。

ただし、 $\{Z_0\} = \{\eta_0, \phi_0\}^T$  であり、 $\eta_0, \phi_0$  は複素数定数

$$\lambda^2 [M]\{Z\} + ([C] - [A])\lambda\{Z\} + ([K] - [B])\{Z\} = \{0\} \quad \text{より、}$$

$$-([C] - [A])\lambda\{Z\} - ([K] - [B])\{Z\} = \lambda^2 [M]\{Z\} \quad \text{式 (3.3.13)}$$

個々で当然、 $\lambda[M]\{Z\} + [0]\{Z\} = \lambda[M]\{Z\}$  が成立する。 式 (3.3.14)

式 (3.3.13) と式 (3.3.14) を、 $[C^*] = [C] - [A]$ 、 $[K^*] = [K] - [B]$  としてまとめると、

$$\begin{bmatrix} -[C^*] & -[K^*] \\ [M] & [0] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda \{Z\} \\ \{Z\} \end{Bmatrix} = \lambda \begin{bmatrix} [M] & [0] \\ [0] & [M] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda \{Z\} \\ \{Z\} \end{Bmatrix} \quad \text{式 (3.3.15)}$$

すなわち、固有値問題  $[M]\{Y\} = \lambda[\mu]\{Y\}$  を得る。 式 (3.3.16)

ただし、 $[M] = \begin{bmatrix} -[C^*] & -[K^*] \\ [M] & [0] \end{bmatrix}$      $[\mu] = \begin{bmatrix} [M] & [0] \\ [0] & [M] \end{bmatrix}$      $\{Y\} = \begin{Bmatrix} \lambda & [Z] \\ & [Z] \end{Bmatrix}$  である。

$\{Y\} \neq \{0\}$  より、振動数方程式  $[[A] - \lambda[\mu]] = 0$  を得る。    式 (3.3.17)

この振動方程式を解くことで、2組の共役な複素固有値

$$\lambda_j = (\zeta_j \pm i)\omega_j \quad (j = 1, 2) \quad \text{が得られる。} \quad \text{式 (3.3.18)}$$

ただし、 $\zeta_j$  : モード  $j$  の粘性減衰比 ( $\delta_j$  : 対数減衰率 ( $\delta_j = -2\pi\zeta_j$ ))

$\omega_j$  : モード  $j$  の円振動数

系の安定、不安定の判定は、

あるモード  $j$  について、 $\delta_j \leq 0$  ( $\zeta_j \geq 0$ ) : 発散振動あるいは非減衰振動

全てのモードについて、 $\delta_j > 0$  ( $\zeta_j < 0$ ) : 減衰振動

となる。式 (3.3.18) を式 (3.3.16) に代入すると、複素固有ベクトル

$$\{Z_{0j}\} = \begin{Bmatrix} \eta_{0j} \\ \phi_{0j} \end{Bmatrix} \quad \text{式 (3.3.19)}$$

を得る。各モードの振幅比  $R_j$  とたわみ変位最大からねじれ変位最大までの位相遅れ  $\psi_j$  は、

$$C_{Rj} + iC_{Ij} = \frac{\eta_{0j}}{\phi_{0j}} \quad \text{式 (3.3.20)}$$

とすると、 $R_j = \frac{|\eta_{0j}|}{|\phi_{0j}|}$      $\psi_j = \tan^{-1} \frac{C_{Ij}}{C_{Rj}}$     式 (3.3.21)

となる。ただし、ここでの  $\psi_j = \tan^{-1}(b/a)$  においては、

$$\sin \psi_j = \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad \cos \psi_j = \frac{a}{\sqrt{a^2 + b^2}} \quad \text{式 (3.3.22)}$$

とする。

ここで、2自由度系複素固有値解析の簡単な流れについて述べる。

まず、適当な風速を選択し、次に振動数を仮定して換算振動数(無次元風速)を求める。仮定する振動数は最初のステップにおいては固有振動数を与え、それ以降のステップの風速においては前ステップにおいて得られた振動数を与える。この換算振動数を用いて非定常空気力係数を求め、固有値問題を解いて固有値を求める。これによって得られた振動数が、先に空気力を与える際に仮定した振動数と十分に近い値となるまで固有値問題を解く。振動数が収束したときに得られた固有値の実部から減衰を求めることにより、その風速における振動数と減衰を得ることができる。以上の収束計算を各分岐のモードごとに行う。各風速における振動数と減衰を同様の方法で求め、風速 - 対数減衰率曲線を得る。ある分岐のモードの減衰が負になる風速でフラッターが発生したものとみなす。なお、フラッター解析を行うにあたり、対象とする振動系の構造減衰を与えなければならないが、本研究における解析の構造減衰はすべて 0.02 としている。

#### ④ 非定常空気力係数

##### i) ポスト高欄付き断面

図 3.3.10、図 3.3.11 にポスト高欄付き断面の非定常空気力係数  $H_i^*$ ,  $A_i^*$  ( $i=1,2,3,4$ ) を示す。 $H_1^*$  は一様流中  $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ 、 $-3^\circ$  いずれも高風速で正に転じ、鉛直 1 自由度の自励振動の発現の可能性を示している。一方、 $A_2^*$  は限られた風速域で正の値を示し、ねじれ 1 自由度ばね支持系で計測された風速限定型の振動と概ね対応する結果が得られた。図 3.3.12、図 3.3.13 には弱乱流中の結果を示す。一様流中に比べ  $H_1^*$  が正に転じる風速は高風速側へ移行する一方、 $A_2^*$  は、逆に限界風速が低下し、かつ広い風速域で正の値を示しており、乱れによる不安定化を反映した結果となっている。

#### ii) 低遮音壁付き断面

図 3.3.14、図 3.3.15 には低遮音壁付き断面の非定常空気力係数を示す。 $A_2^*$ が正の値を示す風速範囲がポスト高欄付き断面に比べて狭く、かつ絶対値も小さくなっており、遮音壁設置による安定化が確認された。図 3.3.16、図 3.3.17 には、同断面の弱乱流中の結果を示す。 $A_2^*$ より乱れによる不安定効果が確認される。

#### iii) 高遮音壁付き断面

図 3.3.18、図 3.3.19 には、高遮音壁付き断面の非定常空気力係数を示す。 $H_1^*$ は他の断面とほとんど同様の形状を示し、鉛直たわみ 1 自由度の自励振動に対する遮音壁の影響はあまり顕著ではないことが確認できる。 $A_2^*$ の関数係数より、ねじれ振動については低遮音壁付き断面より更に安定化の傾向がうかがえる。図 3.3.20、図 3.3.21 に示す弱乱流中の結果では、再び不安定化の傾向が現れている。

#### iv) 壁高欄付き断面

3.3.22～図 3.3.25 には壁高欄付き断面の非定常空気力係数（一様流中、弱乱流中）を示す。鉛直たわみ、ねじれ各 1 自由度の自励振動に対して不安定な特性であること、 $Iu=6.5\%$ の乱れの強さの元では鉛直たわみが正の傾斜角で不安定を示す特性が残るものの、その限界風速はやや高風速側へ移行すること、ねじれは、 $\alpha=0^\circ$ 、 $+3^\circ$ 、 $-3^\circ$  各傾斜角ともに不安定化することなどを考慮すれば、本研究で対象とした断面の中ではポスト高欄付き断面がこれに近い特性を示すことが明らかになった。

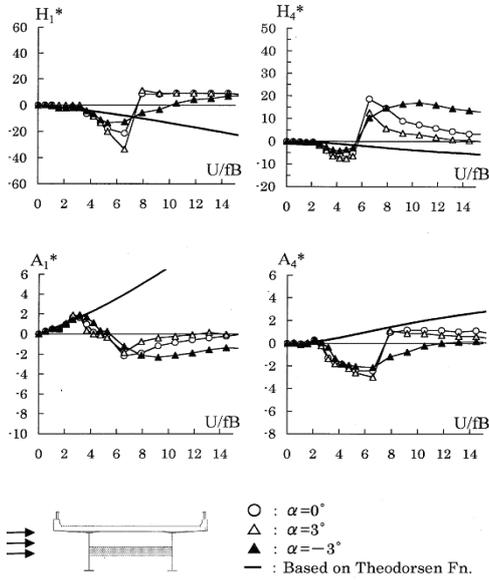


図 3.3.10 ポスト高欄付き桁断面の非定常空気力係数  
 (たわみ 1 DOF 一様流)

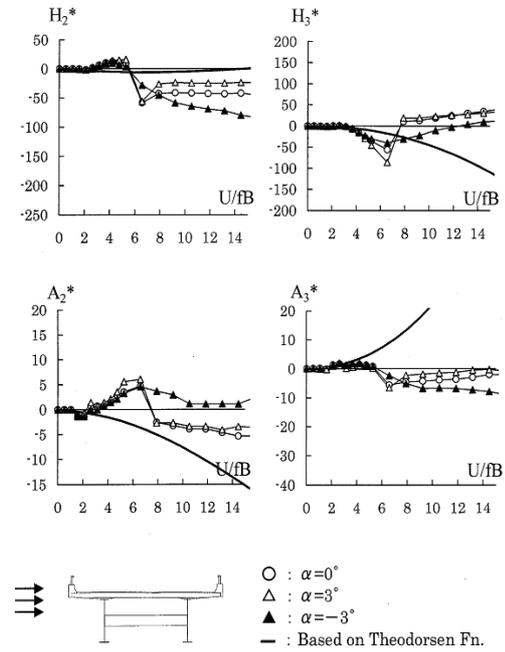


図 3.3.11 ポスト高欄付き桁断面の非定常空気力係数  
 (ねじれ 1 DOF 一様流)

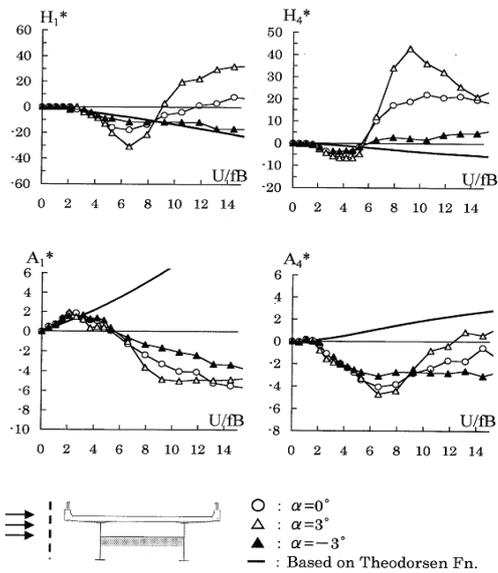


図 3.3.12 ポスト高欄付き桁断面の非定常空気力係数  
 (たわみ 1 DOF 弱乱流  $I_u=6.5\%$ )

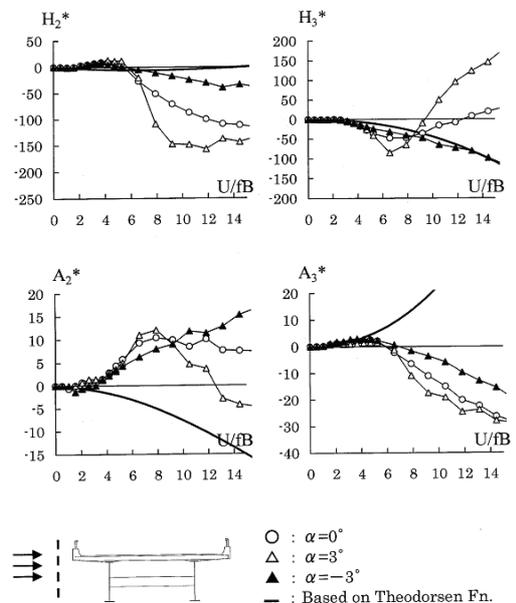


図 3.3.13 ポスト高欄付き桁断面の非定常空気力係数  
 (ねじれ 1 DOF 弱乱流  $I_u=6.5\%$ )

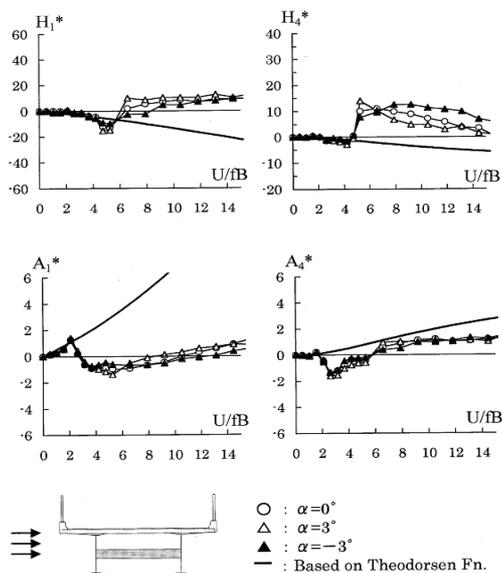


図 3.3.14 低遮音壁付き桁断面の非定常空気力係数  
(たわみ 1 DOF, 一様流)

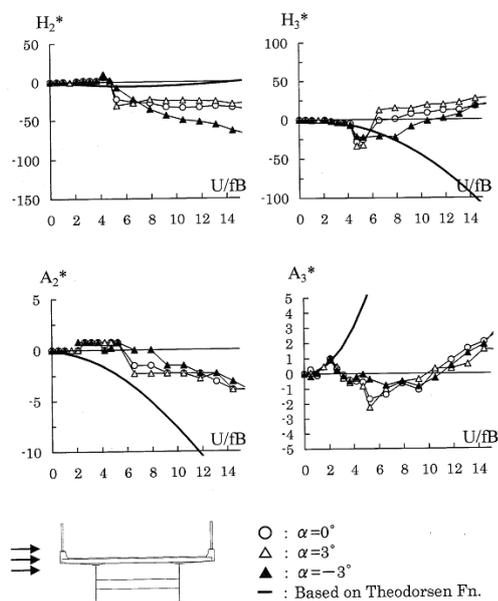


図 3.3.15 低遮音壁付き桁断面の非定常空気力係数  
(ねじれ 1 DOF, 一様流)

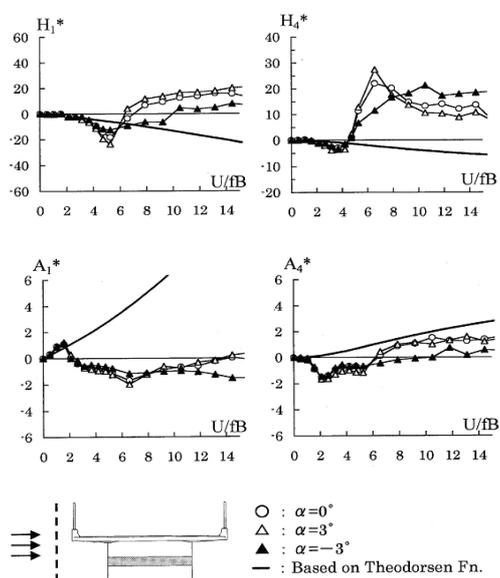


図 3.3.16 低遮音壁付き桁断面の非定常空気力係数  
(たわみ 1 DOF, 弱乱流  $I_u=6.5\%$ )

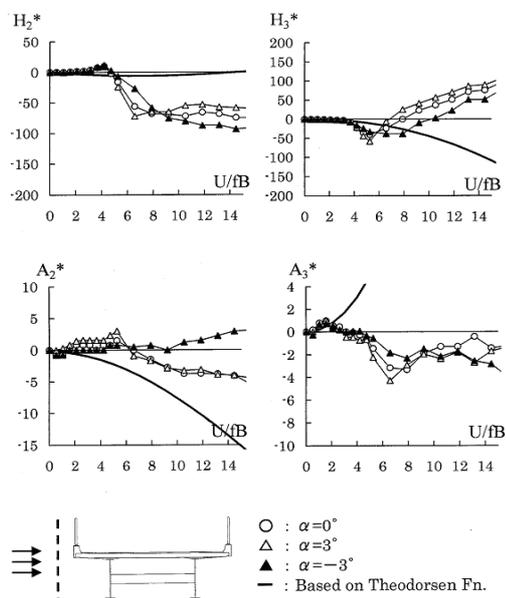


図 3.3.17 低遮音壁付き桁断面の非定常空気力係数  
(ねじれ 1 DOF, 弱乱流  $I_u=6.5\%$ )

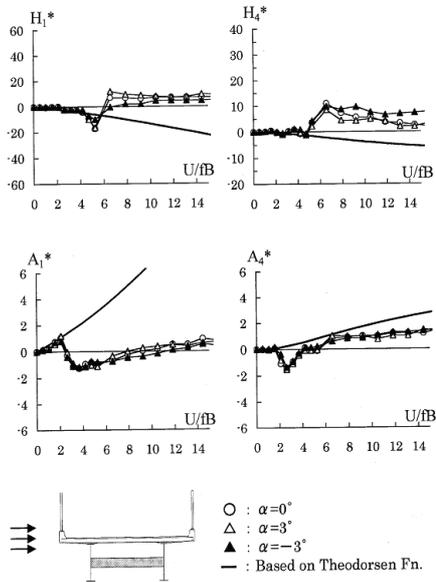


図 3.3.18 高遮音壁付き桁断面の非定常空気力係数  
 (たわみ 1 DOF, 一様流)

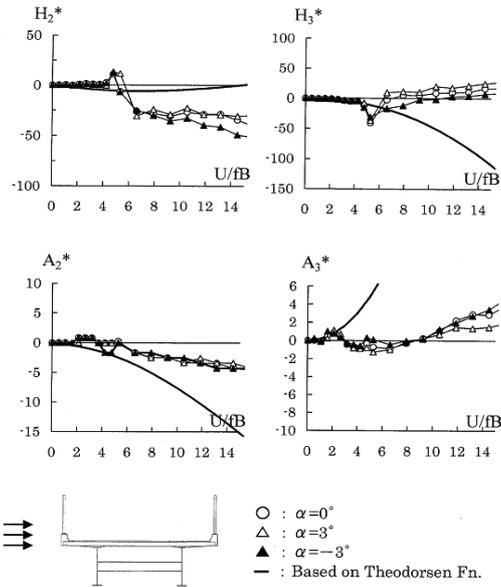


図 3.3.19 高遮音壁付き桁断面の非定常空気力係数  
 (ねじれ 1 DOF, 一様流)

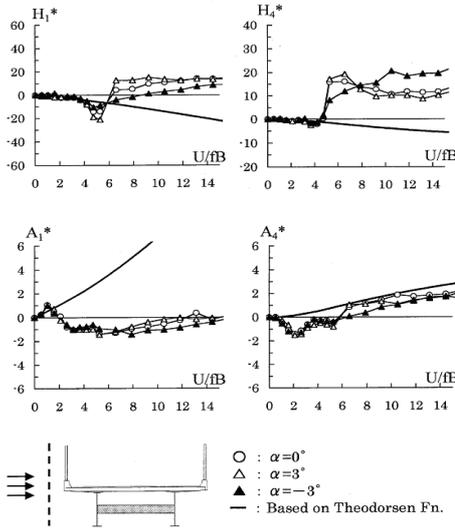


図 3.3.20 高遮音壁付き桁断面の非定常空気力係数  
 (たわみ 1 DOF, 弱乱流  $I_u=6.5\%$ )

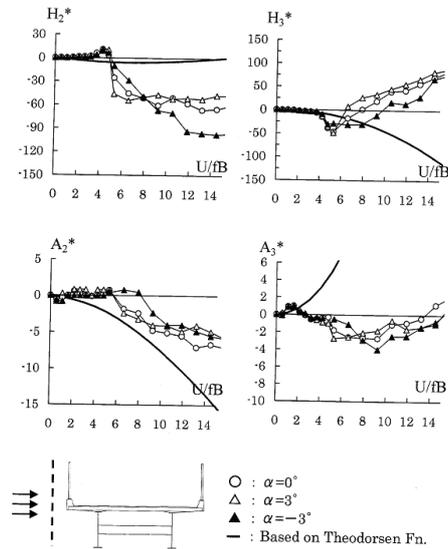


図 3.3.21 高遮音壁付き桁断面の非定常空気力係数  
 (ねじれ 1 DOF, 弱乱流  $I_u=6.5\%$ )

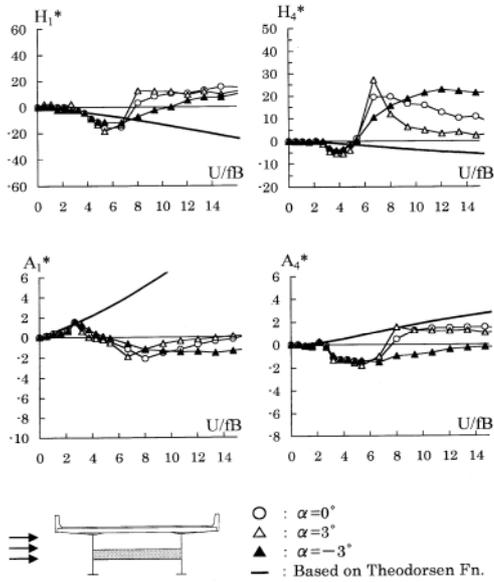


図 3.3.22 壁高欄付き桁断面の非定常空気力係数  
(たわみ 1DOF, 一様流)

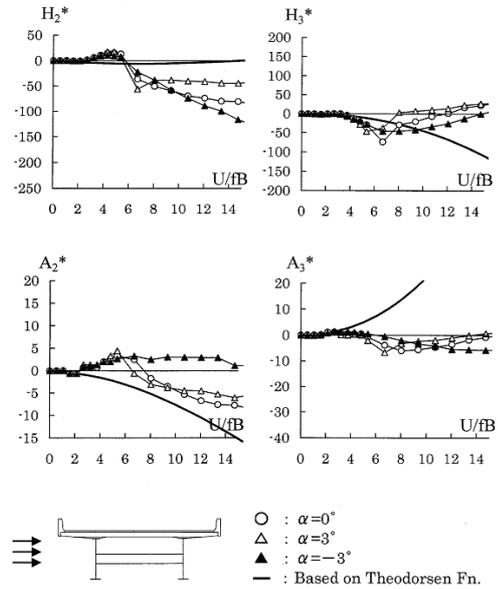


図 3.3.23 壁高欄付き桁断面の非定常空気力係数  
(ねじれ 1DOF, 一様流)

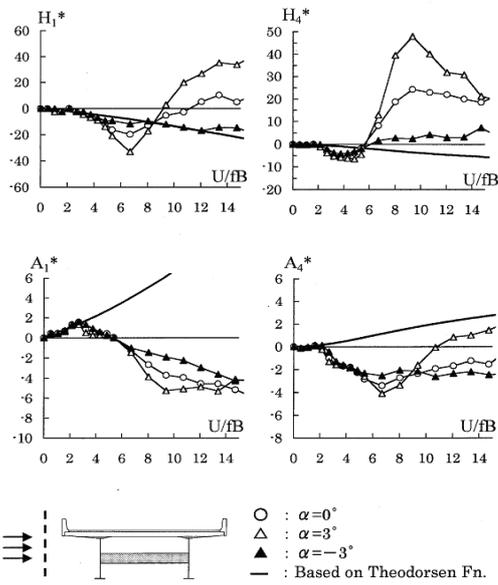


図 3.3.24 壁高欄付き桁断面の非定常空気力係数  
(たわみ 1DOF, 弱乱流  $I_u=6.5\%$ )

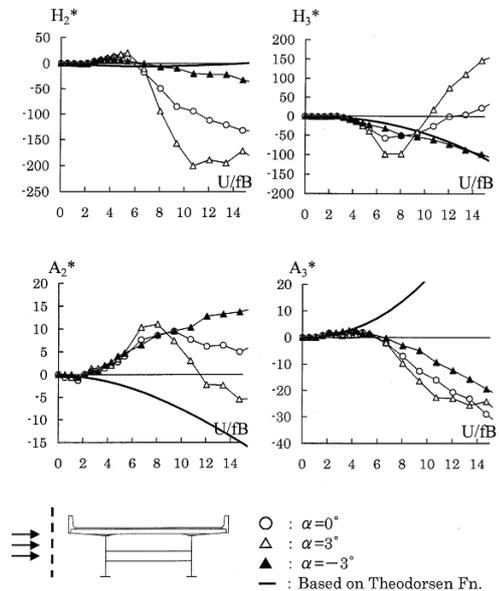


図 3.3.25 壁高欄付き桁断面の非定常空気力係数  
(ねじれ 1DOF, 弱乱流  $I_u=6.5\%$ )

## ⑤ フラッター応答特性

前項で得られた非定常空気力を用い、実橋諸元に基づく鉛直たわみ及びねじれ 2 自由度のフラッター解析を実施した。対象モードは自由振動応答測定実験と同様に鉛直たわみは全体系 1 次モード（鉛直たわみ対称 1 次）、ねじれは全体系 3 次モード（ねじれ対称 1 次）とした。構造減衰は対数減衰率で 0.02 とした。

### i) ポスト高欄付き断面

図 3.3.26、図 3.3.27 にポスト高欄付き断面の一樣流中、弱乱流中の応答結果を示す。2 自由度系では、ねじれの発散振動が全てのケースで発生し、弱乱流中のほうがやや限界風速が低く、 $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ 、 $-3^\circ$  でそれぞれ、実橋風速 70 m/s、55m/s および 80m/s との値が得られた。前節の図 3.3.2 に示すねじれ 1 自由度系の自由振動応答と比較すれば、高風速側の風速限定振動の限界風速と対応するものと判断される。

### ii) 低遮音壁付き断面

図 3.3.28、図 3.3.29 には、低遮音壁付き断面のフラッター解析結果を示す。一樣流中では実橋風速 60~90m/s 付近でねじれ分岐の減衰率が 0 付近に低下するものの、ポスト高欄付き断面に比べ空力的に安定化している。これに対し、弱乱流中では特に  $\alpha = +3^\circ$  における不安定化が著しく、ねじれ振動の限界風速は 46m/s を示し、ねじれ 1 自由度自由振動応答と対応する結果となっている。

### iii) 高遮音壁付き断面

図 3.3.30、図 3.3.31 には高遮音壁付き断面の解析結果を示す。総じて低遮音壁付き断面と同様の応答特性が得られているが、弱乱流中における不安定化は低遮音壁付断面に比べて顕著ではない。このような傾向は、ねじれ 1 自由度の自由振

動応答と同様であり、弱乱流中の応答を考慮すれば高遮音壁付き断面が最も空力的に安定であるものと判断される。

iv) 壁高欄付き断面

図 3.3.32、図 3.3.33 には壁高欄付き断面のフラッター解析結果を示すが、ポスト高欄付き断面と類似の応答を示している。

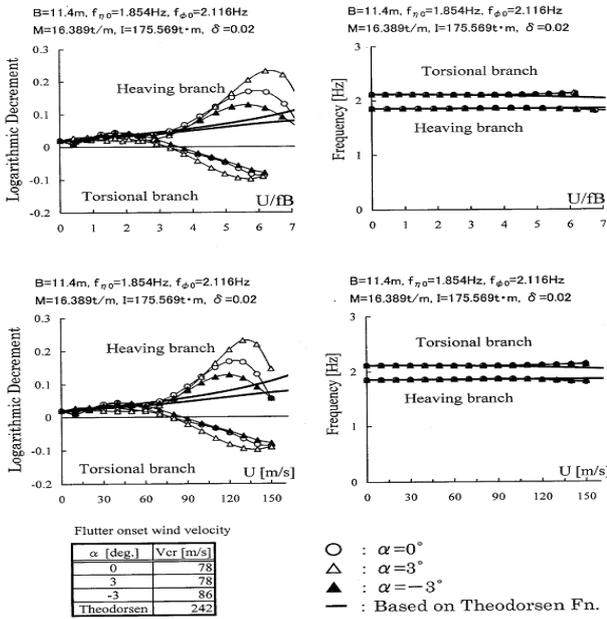


図 3.3.26 ポスト高欄付き桁断面の複素固有値解析結果

(一様流中)

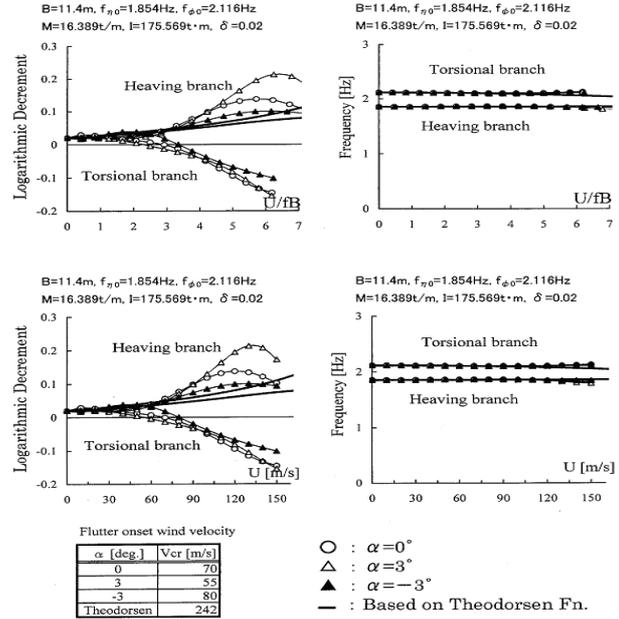


図 3.3.27 ポスト高欄付き桁断面の複素固有値解析結果

(弱乱流中  $I_u=6.5\%$ )

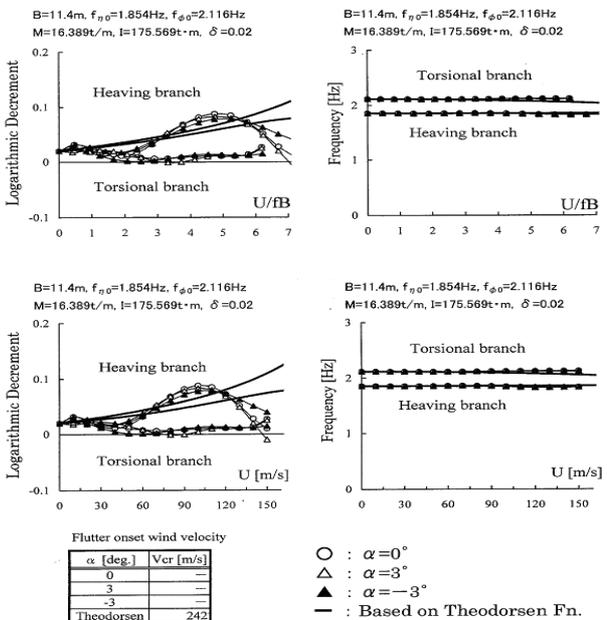


図 3.3.28 低遮音壁付き桁断面の複素固有値解析結果

(一様流中)

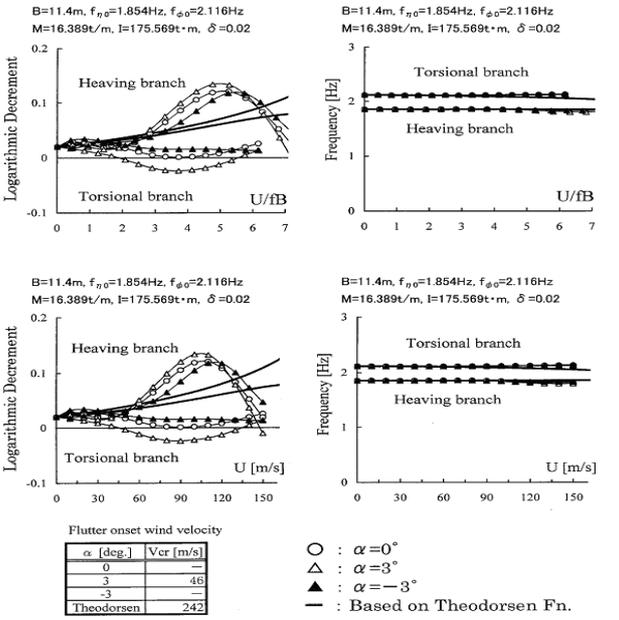


図 3.3.29 低遮音壁付き桁断面の複素固有値解析結果

(弱乱流中  $I_u=6.5\%$ )

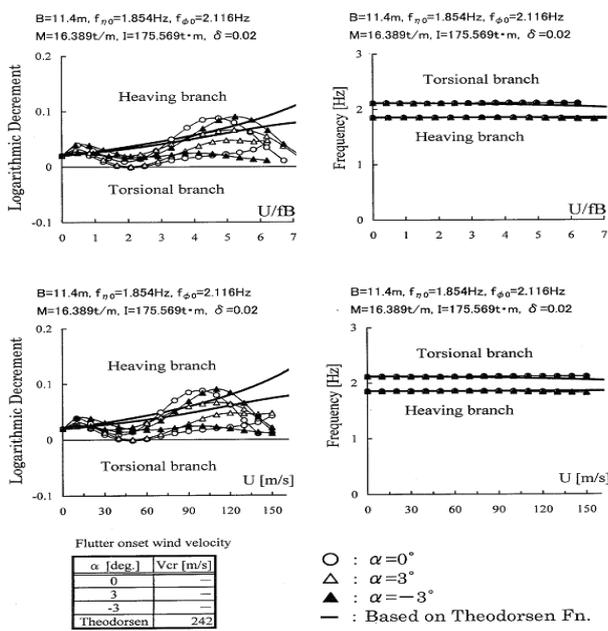


図 3.3.30 高遮音壁付き断面の複素固有値解析結果  
(一様流中)

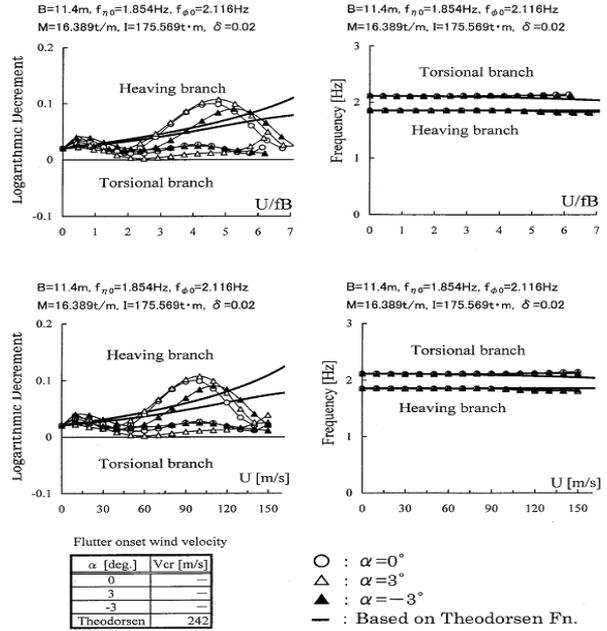


図 3.3.31 高遮音壁付き断面の複素固有値解析結果  
(弱乱流中  $I_u=6.5\%$ )

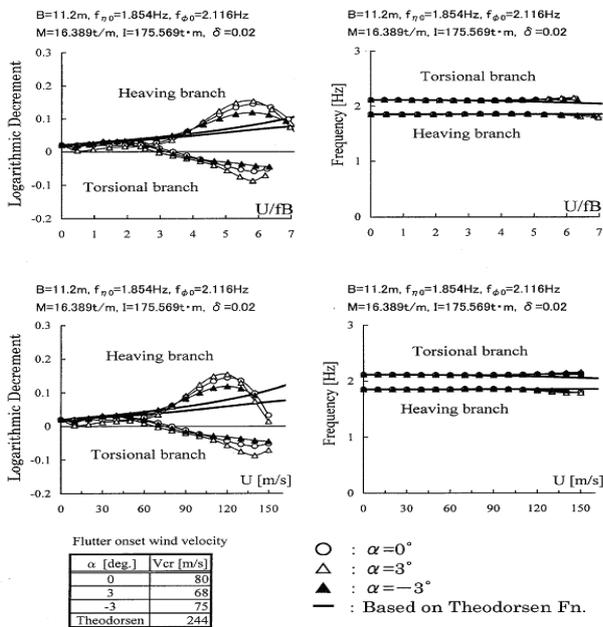


図 3.3.32 壁高欄付き断面の複素固有値解析結果  
(一様流中)

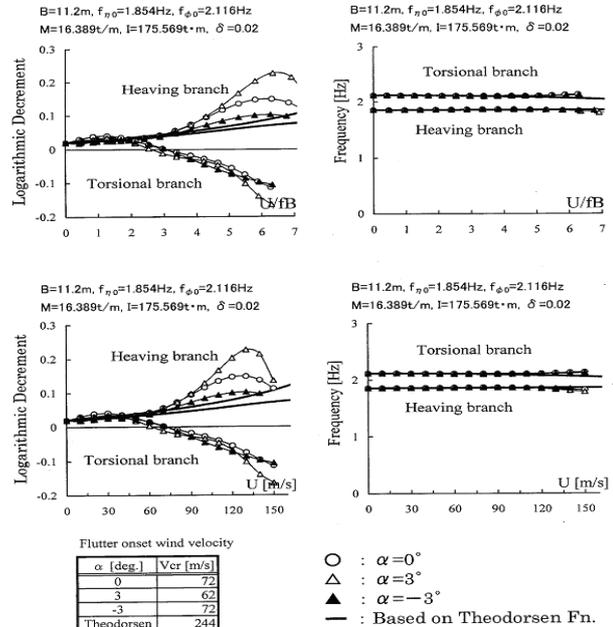


図 3.3.33 壁高欄付き断面の複素固有値解析結果  
(弱乱流中  $I_u=6.5\%$ )

### 3.4 静的空気力特性

#### 3.4.1 計測概要

鋼少数主桁橋の静的空気力特性を明らかにするため、揚力、抗力、ピッチングモーメントの三分力を測定する。測定は、模型に $-10^{\circ} \sim +10^{\circ}$ の迎角をつけて行い、測定された三分力は以下の式(式3.4.1)により揚力係数 $C_L$ 、抗力係数 $C_D$ 、ピッチングモーメント係数 $C_M$ の各静的空気力係数として整理している。

本研究では、図3.4.1に示すように基本断面であるポスト高欄付き断面のほか、壁高欄付き断面、遮音壁付き断面(2種類)それぞれについて調査する。

$$C_L = \frac{Lift}{\frac{1}{2}\rho U^2(2b)l} \quad C_D = \frac{Drag}{\frac{1}{2}\rho U^2 D l} \quad C_M = \frac{Moment}{\frac{1}{2}\rho U^2(2b)^2 l} \quad \text{式(3.4.1)}$$

ただし、*Lift* : 揚力(上向き正) [N]

*Drag* : 抗力(下流方向正) [N]

*Moment* : ピッチングモーメント(頭上げ正) [N m]

$\rho$  : 空気密度 [kg / m<sup>3</sup>]

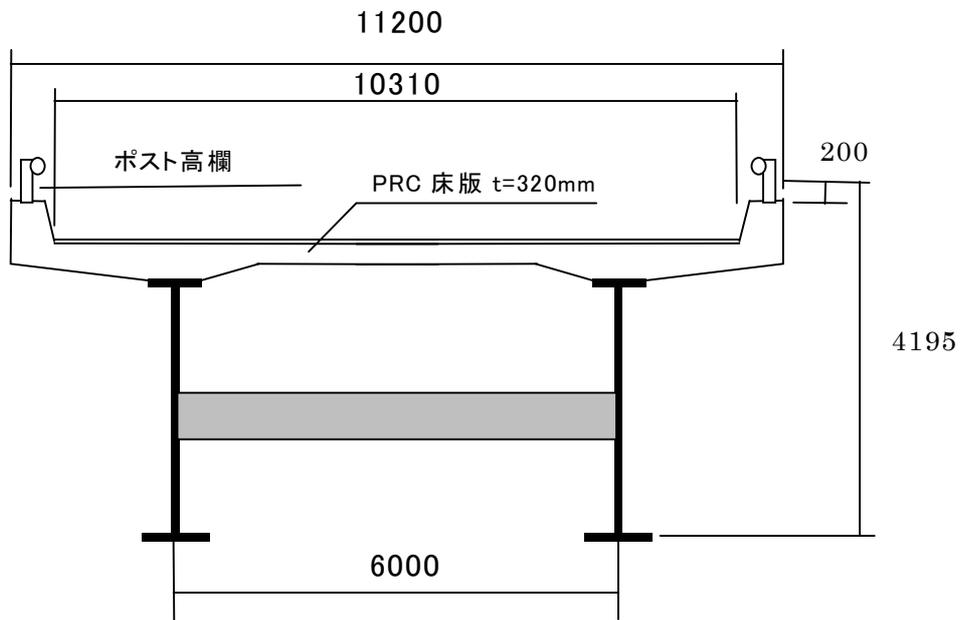
$U$  : 風速 [m / s]

$b$  : 半弦長 [m]

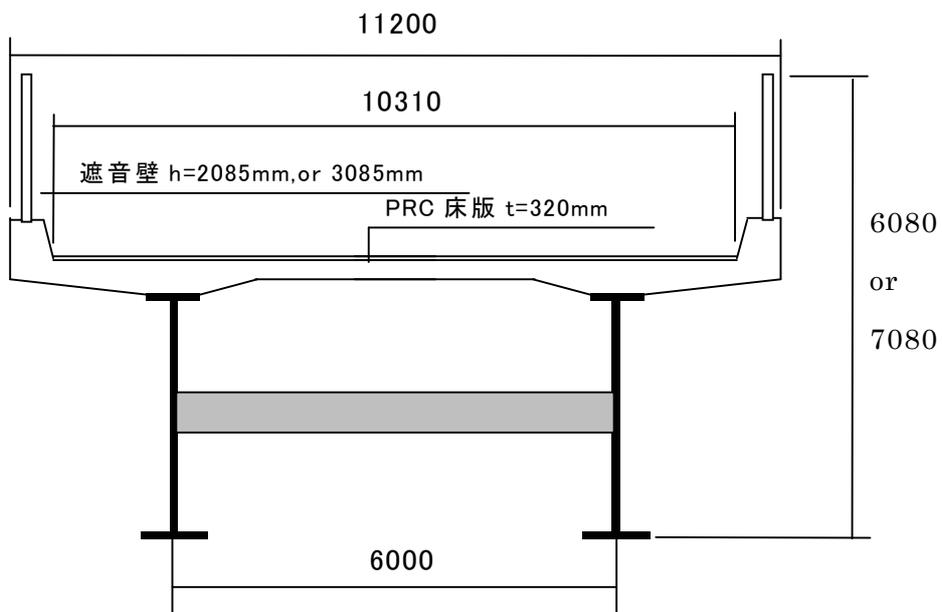
$D$  : 桁高 [m]

$l$  : 模型スパン長 [m]

なお、桁高 $D$ は、ポスト高欄付き断面の場合は下フランジ下面よりコンクリート天端+20cm間の鉛直距離、遮音壁付き断面の場合は遮音壁頂部より下フランジ下面間の鉛直距離を採った。



ポスト高欄付き断面



遮音壁付き断面

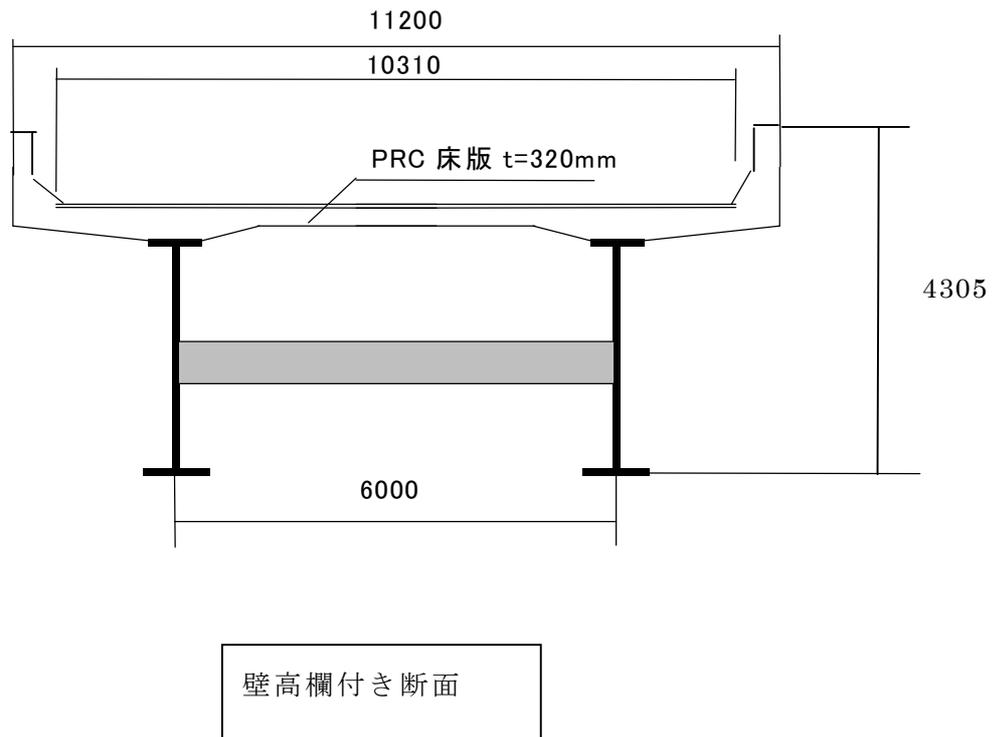


図 3.4.1 静的空気力特性検討断面

### 3.4.2 計測結果

図 3.4.2 および図 3.4.3 に、それぞれ一様流中または弱乱流中で計測した三分力をもとに整理した各断面の静的空気力係数  $C_D$ 、 $C_L$ 、 $C_M$  を示すとともに以下に鋼少数主桁橋の静的空気力特性について考察する。

#### ① ポスト高欄付き断面

一様流中で揚力係数  $C_L$  が迎角  $-6^\circ$  以上で負勾配を示し、ギャロッピング発現の可能性を有するものと判断できる。この傾向は  $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ 、 $-3^\circ$  における一様流中の発散振動の発現と対応するものである。

$\alpha = 0^\circ$  における抗力係数  $C_D$  については、一様流中で 1.4 程度の値を示し、弱乱流中でわずかに増加する傾向にある。

ピッチングモーメント係数  $C_M$  勾配は、一様流中、弱乱流中ともに  $-6^\circ$  以上の傾斜角でわずかに負勾配を示している。

## ② 遮音壁付き断面

実橋梁で遮音壁が設置される場合は動的耐風性とは別に、受風面積の増加により風荷重が増加する点が構造的にも影響を及ぼすことがある。ここでは、遮音壁付き断面の静的空気力係数について計測する。

一様流中の揚力係数 $C_L$ は $-6^\circ$ 以上の迎角で負勾配を示すが、その絶対値はポスト高欄付き断面に比べて小さくなっている。なお、一様流中における $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ 、 $-3^\circ$ で発散振動が発生している。弱乱流中では $-6^\circ$ 以上の迎角で負勾配を示し、その絶対値は一様流中よりも大きい。

抗力係数 $C_D$ は、 $\alpha = 0^\circ$ 一様流中でおおよそ1.6、弱乱流中でやや増加し、1.7程度を示した。ピッチングモーメント係数 $C_M$ の勾配は、一様流中でやや正、弱乱流中でわずかに負の結果が得られている。

$\alpha = -7^\circ$ 以下で風速依存性が見られるが、低遮音壁断面と同様の特性である。

$\alpha = 0^\circ$ における抗力係数 $C_D$ については、一様流中で1.7程度の値を示し、弱乱流中で1.8となった。また、ピッチングモーメント係数 $C_M$ については低遮音壁付き断面と同様の特性を示している。

## ③ 壁高欄付き断面

壁高欄付き断面では、全体的にポスト高欄付き断面と類似した特性を示すことが分かった。なお、 $\alpha = 0^\circ$ における抗力係数 $C_D$ については、ポスト高欄付き断面より少し大きめの1.6程度の値を示している。

また、揚力係数 $C_L$ はいずれの断面でも負勾配を有しており、潜在的な発散振動発生の可能性を有していることが分かる。なお、遮音壁設置に伴い、その勾配は緩やかに変化している。表3.4.1には、揚力係数勾配を示している。 $0^\circ$ 、 $\pm 3^\circ$ の各傾斜角でそれぞれ負勾配を示す点は、自由振動応答と対応するものの、その絶対値は負の傾斜角のほうが大きく、準定常理論からは負迎角の時ほどギャロッピングに対して空力的に不安定となる傾向を示し、実際の応答性状とは逆の結果となっている。

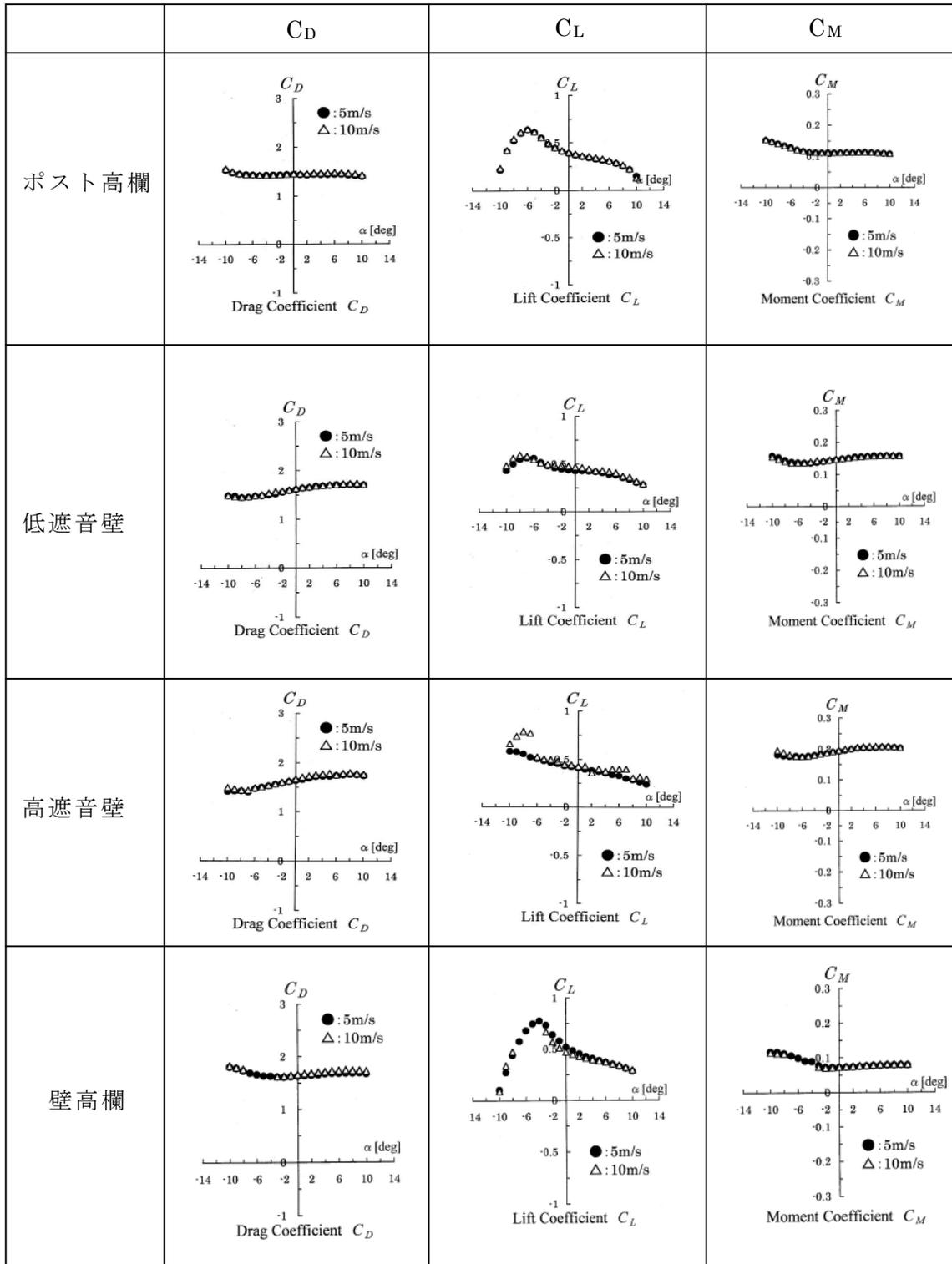


図 3.4.2 静的空気力係数（一樣流）

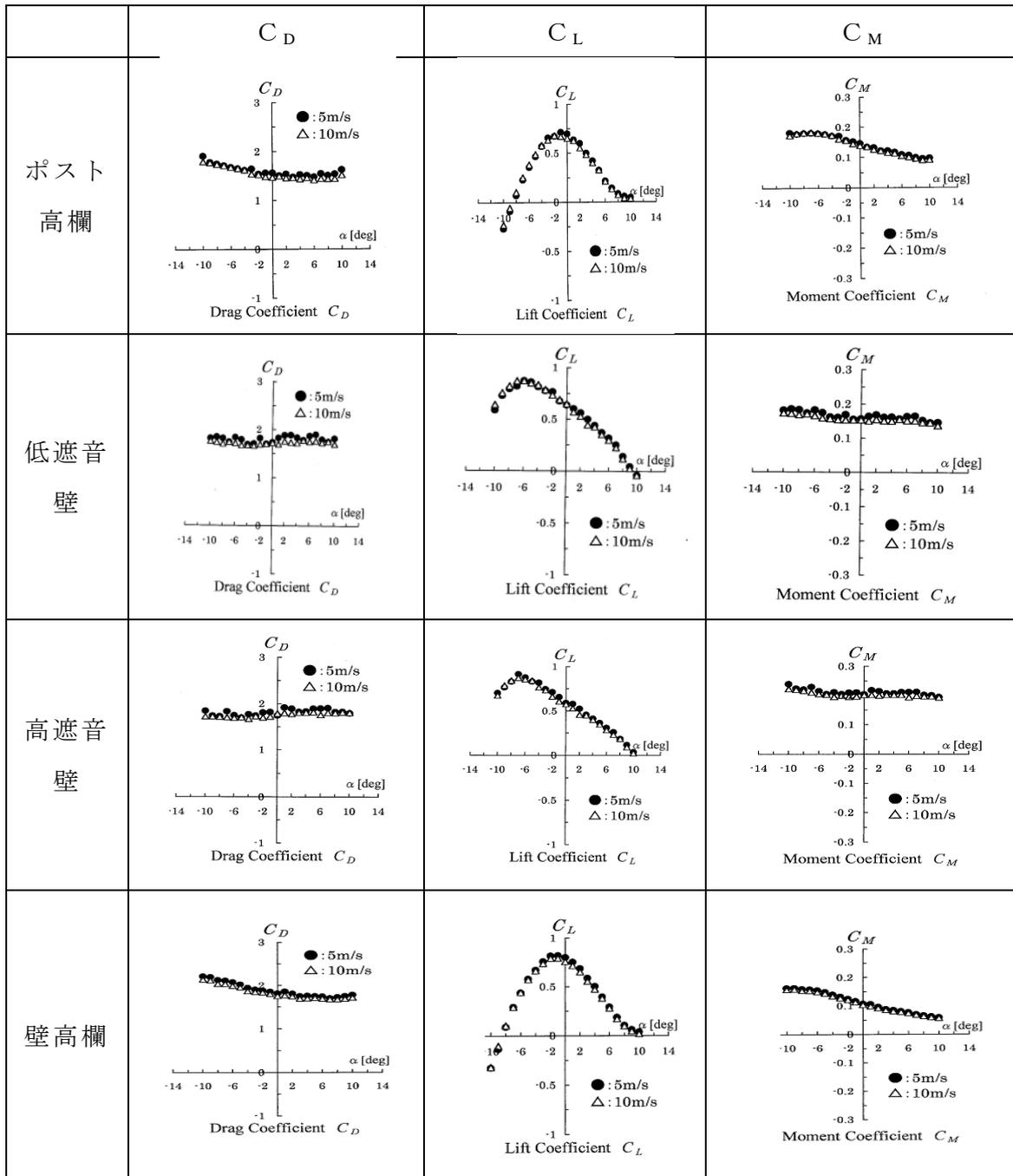


図 3.4.3 静の空気力係数 (弱乱流)

	迎角 $\alpha$ [deg]	ポスト高欄	低遮音壁	高遮音壁
$dC_F/d\alpha$ ( $V=5.0\text{m/s}$ )	-3	-0.04906	-0.01630	-0.01467
	0	-0.02829	-0.00584	-0.01174
	+3	-0.00594	-0.01058	-0.01458
$dC_F/d\alpha$ ( $V=10.0\text{m/s}$ )	-3	-0.04768	-0.01220	-0.02642
	0	-0.02681	-0.00440	-0.00070
	+3	-0.00542	-0.01253	-0.01105

表 3.4.1 揚力係数勾配

### 3.4.3 鋼少数主桁橋の抗力係数

前述したように、鋼少数主桁橋の抗力係数 ( $C_D$ ) は、ポスト高欄付き断面では 1.4 程度の値をとる。さらに、遮音壁付き断面および壁高欄付き断面では、これが 1.6~1.7 程度まで増加する。従って、遮音壁または壁高欄付き断面の風荷重は、抗力係数と受風面積の両方の増加が影響することに注意が必要である。

ここで、道路橋耐風設計便覧で提案されている抗力係数と比べてみる。便覧では、充腹の I 形断面、 $\pi$  形断面および箱形断面の主構造をもつ上部構造の抗力係数には、道路橋示方書<sup>2)</sup>で採用されている「プレートガーダー」の抗力係数を適用することとしている。それによると、縦横比  $B/D$  をもとに抗力係数を想定しており、次のように定められている。

$$C_d = 2.1 - 0.1(B/D) \dots\dots 1 \leq B/D < 8$$

$$C_d = 1.3 \dots\dots 8 \leq B/D$$

これは、図 3.4.4 に示すように風洞試験値を包含するように定められている。  
 図 3.4.5 に本研究で測定した抗力係数  $C_D$  を示すが、各断面とも便覧と同様な  
 値となり便覧の提案式を適用できることが分かる。

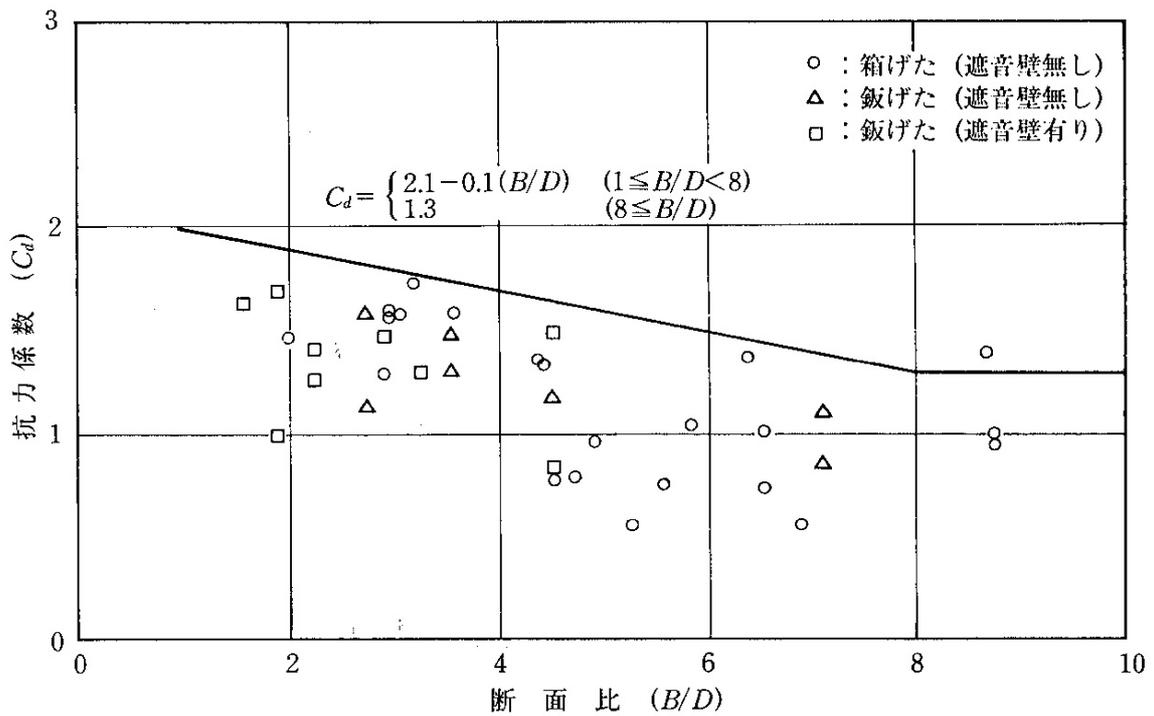


図 3.4.4 プレートガーダーの抗力係数 (便覧)

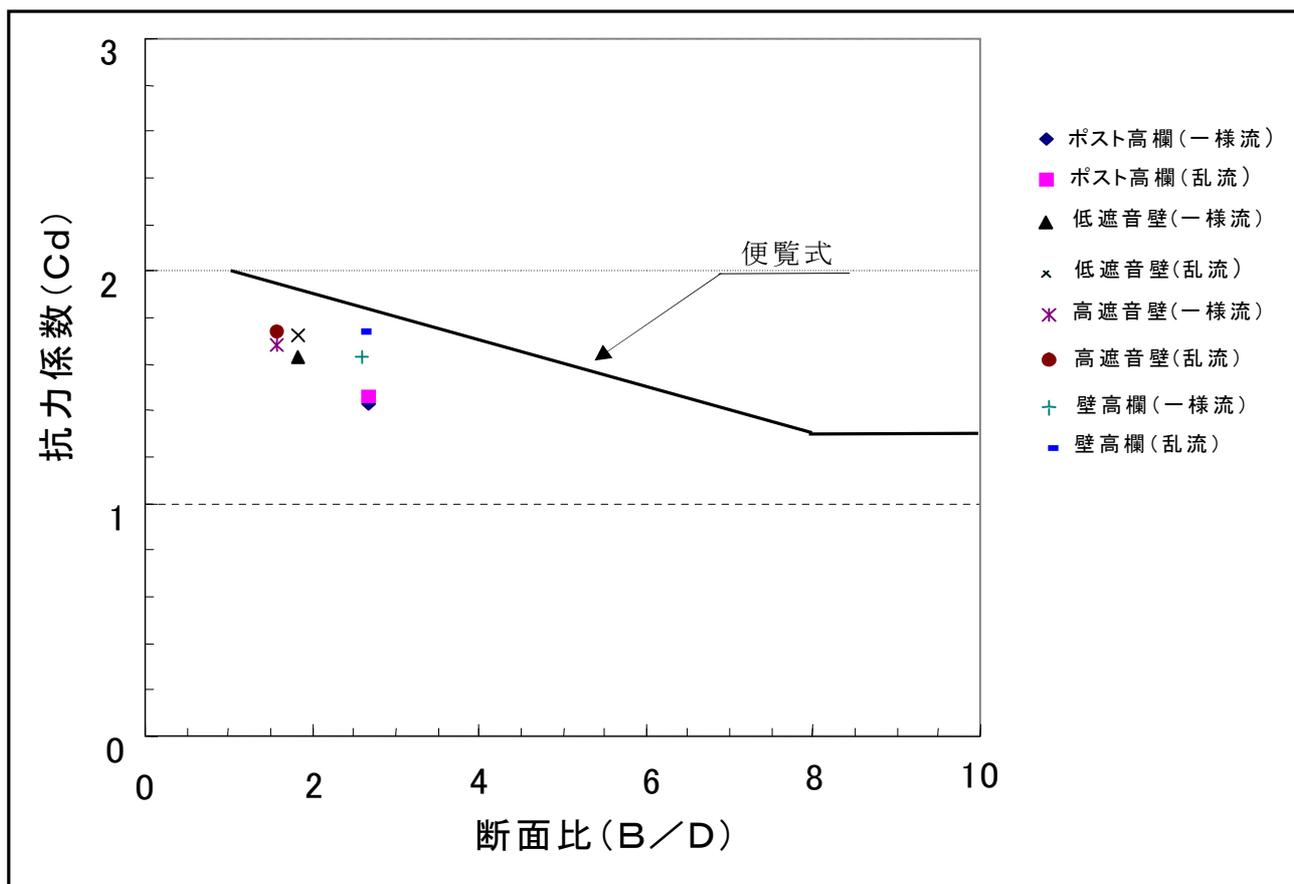


図 3.4.5 少数主桁橋の抗力係数

### 3.5 まとめ

本研究では、鋼少数主桁橋の耐風性を検討するため、典型的な形状として2主桁橋の断面について実験的に検討した。その主要な結果を以下に記す。

- i) 鋼少数主桁橋においては、鉛直たわみ・ねじれの各モードで空力不安定振動を発生する可能性がある。特に、ねじれモードでは、幅広い風速域で大振幅の振動を発生する可能性がある。また、鉛直たわみモードでも発散振動が発生する可能性があるため、耐風性の検討が重要である。
- ii) 上記の特性は、従来の一箱桁断面で見られた特性に加え、H型断面で見られる特性の両方を兼ね備えたものと考えられる。

- iii) ポスト高欄のみを有する基本断面においては、吹き上げ風に対して鉛直たわみ振動振幅が大きくなる傾向が見られる。
- iv) 風の乱れに関しては、特にねじれ振動への安定化効果が小さいと考えられ、場合によっては不安定化傾向も認められる。
- v) 本研究で調査した最大支間長が50 mの橋梁では、対数構造減衰率がおよそ $\delta = 0.04$ 以上であれば、たわみの渦励振は安定化する。また、 $\delta = 0.07$ 以上であれば、ねじれの渦励振は安定化する。
- vi) 遮音壁が設置された場合、断面の縦横比が大きく変化し、耐風性が大きく変わり得る。特に、遮音壁付き断面には風の乱れにより振動が大きく不安定化する場合があるため、耐風性検討には架橋地点の風の特性に注意を要する。
- vii) 抗力係数 $C_d$ については、今回調査した4断面とも道路橋耐風設計便覧に示されている「プレートガーダーの抗力係数」とほぼ同様な値を示しており、鋼少数主桁橋としての特異性はない。
- viii) たわみ、ねじれ2自由度の風洞試験を実施した結果、風の迎角により、ねじれがたわみを抑制し、あるいは、たわみがねじれを抑制するなど干渉の様子が変化する複雑な応答性状を示すことが明らかになった。

なお、今回取り上げた断面形状以外にも、合理化を図ることにより橋梁の形態のバリエーションはさらに増加していくことが想定され、これらについても形態の変化にあわせて検討を行う必要があると思われる。

### 第3章 参考文献

- 1 (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991/7
- 2 (社)日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通偏・Ⅱ鋼橋偏）同解説，2002/3
- 3 近藤ほか：少数主桁橋の長スパン化について，土木学会第59回年次学術講演会Ⅰ-653，平成16年9月
- 4 Scanlan.R.H,Belveyay.J.G,Budlong.K.S：Indicial Aerodynamic Functions for Bridge Decks, Journal of Eng.Mech.Division,Proc.of ASCE,Vol.100,EM4,1974
- 5 白石，松本：充腹構造断面の渦励振応答特性に関する研究，土木学会論文報告集 第322号，昭和57年
- 6 松本，白石，白土，平井他：H型断面柱のねじれフラッター特性に関する研究，第11回風工学シンポジウム論文集 PP251-256，1990
- 7 松本，白石，白土，南荘：都市域内における高速道路高架橋の風荷重特性，日本風工学会誌第55号 PP129-130，1993
- 8 京都大学大学院工学研究科：第二名神高速道路 少数桁の耐風安定性に関する検討報告書，2000/3
- 9 京都大学大学院工学研究科：第二名神高速道路 少数桁の耐風安定性に関する検討（その2）報告書，2001/3
- 10 京都大学大学院工学研究科：第二京阪道路 鋼Ⅰ桁橋の空力特性に関する検討報告書，2002/3
- 11 中村，宮越，後藤：PC床版鋼主桁橋の耐風検討について，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成12年6月
- 12 植田，山口，猪原：合理化構造形式2主桁橋梁の空力振動特性，第55回土木学会年次学術講演会論文集Ⅰ-B61，2000/9
- 13 宮越，高倉，木下：利別川第二橋におけるPC床版広2主桁橋の耐風検討について，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成13年6月
- 14 (財)高速道路技術センター：近畿自動車道(敦賀線)PC床版鋼2主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討（その3）報告書，2001/3
- 15 (財)高速道路技術センター：近畿自動車道(敦賀線)PC床版鋼2主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討（その4）報告書，2002/3

- 16 今泉，兼重，青木他：鋼 2 主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の耐風安定性に関する検討，鋼構造年次論文報告集，PP325-332，2001/11
- 17 望月ほか：耐風安定照査に関する一考察—松山自動車道宿茂高架橋—，日本道路公団業務研究発表会論文集，2001/6
- 18 山田，台原，上島，澤田他：少数主桁橋梁の耐風生，橋梁と基礎 Vol.36,N.o2，2002/2
- 19 高速道路技術センター：第二東名高速道路 PC床版 I 桁橋における耐風対策検討（その 2）報告書，2002/3
- 20 中村，宮越：鋼 2 主桁橋の空力特性について，日本道路公団業務研究発表会論文集，2002/6
- 21 東田，中村，本田，所：PC 床版鋼 2 主桁断面の空力特性について，土木学会第 57 回年次学術講演会 I-480，平成 14 年 9 月
- 22 木村，永島，久保，加藤：2 主桁断面と溝型  $\pi$  型断面の空力応答特性，第 17 回風工学シンポジウム論文集 PP415-420，2002
- 23 中村，宮越：鋼 2 主桁橋の空力特性，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成 14 年 6 月
- 24 宮越，中村：鋼 2 主桁における耐風設計手法(案)について，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成 14 年 6 月
- 25 花田，望月，江口：広幅員 2 主桁橋における耐風検討，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成 14 年 6 月
- 26 渡辺，黒田，三浦：鋼 2 主桁の耐風検討，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成 14 年 6 月
- 27 安部，岡，大杉：少数主桁橋の桁端ダンパによる減衰性能向上，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成 15 年 6 月
- 28 村越，麓，芦塚他：鋼少数主桁橋の耐風安定性と振動特性に関する実験的検討，橋梁振動コロキウム，2003/9
- 29 荻野，佐久間，南條他：鋼 2 主桁橋（穴内川橋）の耐風性検討，土木学会第 58 回年次学術講演会，I-093，2003/9
- 30 鋼橋技術研究会：耐風・制振設計研究部会報告書，平成 15 年 10 月

- 31 松本，宮内，白土，八木，阿南：少数主桁橋の耐風性に関する実験的研究，構造工学論文集，PP595-603，Vol. 50A，2004/3
- 32 木場，望月，細見，和崎：陣ノ谷川橋（PC床版二主桁橋）の耐風性検討，土木学会第59回年次学術講演会I-670，平成16年9月
- 33 村越ほか：並列少数主桁橋の耐風性検討，土木学会第59回年次学術講演会I-654，平成16年9月
- 34 松本，新原，小林：構造基本断面のフラッター発生機構に関する研究，構造工学論文集 Vol.40A，1994/3

## 第4章 鋼少数主桁橋の耐風設計

この章では、前章までで述べた風洞試験、振動試験その他により明らかとなった振動特性および空力特性をもとに、鋼少数主桁橋についての耐風設計手法を提案する。この提案の基礎データを収集した橋梁は、最大径間長48m～86m、総幅員11m、鋼桁高2.5m～3.2m程度の2主桁橋である。なお、設計手法の提案にあたっては、道路橋耐風設計便覧をベースにして、安全性の確保を基本としつつ、同便覧の適用により過度のオーバーデザインとなる事項については見直すというやり方で修正を加えたものである。

図4に耐風設計検討の全体手順を示す。

なお、便覧では、橋梁の形式ごとに動的耐風設計の対象となる現象を表4のとおり示している。

橋種		現象	発散振動		渦励振	
			たわみ	ねじれ	たわみ	ねじれ
吊橋	トラス		×	○	×	×
	斜張橋	鋼製	○	○	○	○
充腹けた コンクリート製		×	○	○	○	
鋼けた橋	プレートガーダー・箱げた		○	×	○	×

表4 動的耐風設計の対象となる可能性のある振動現象（便覧）

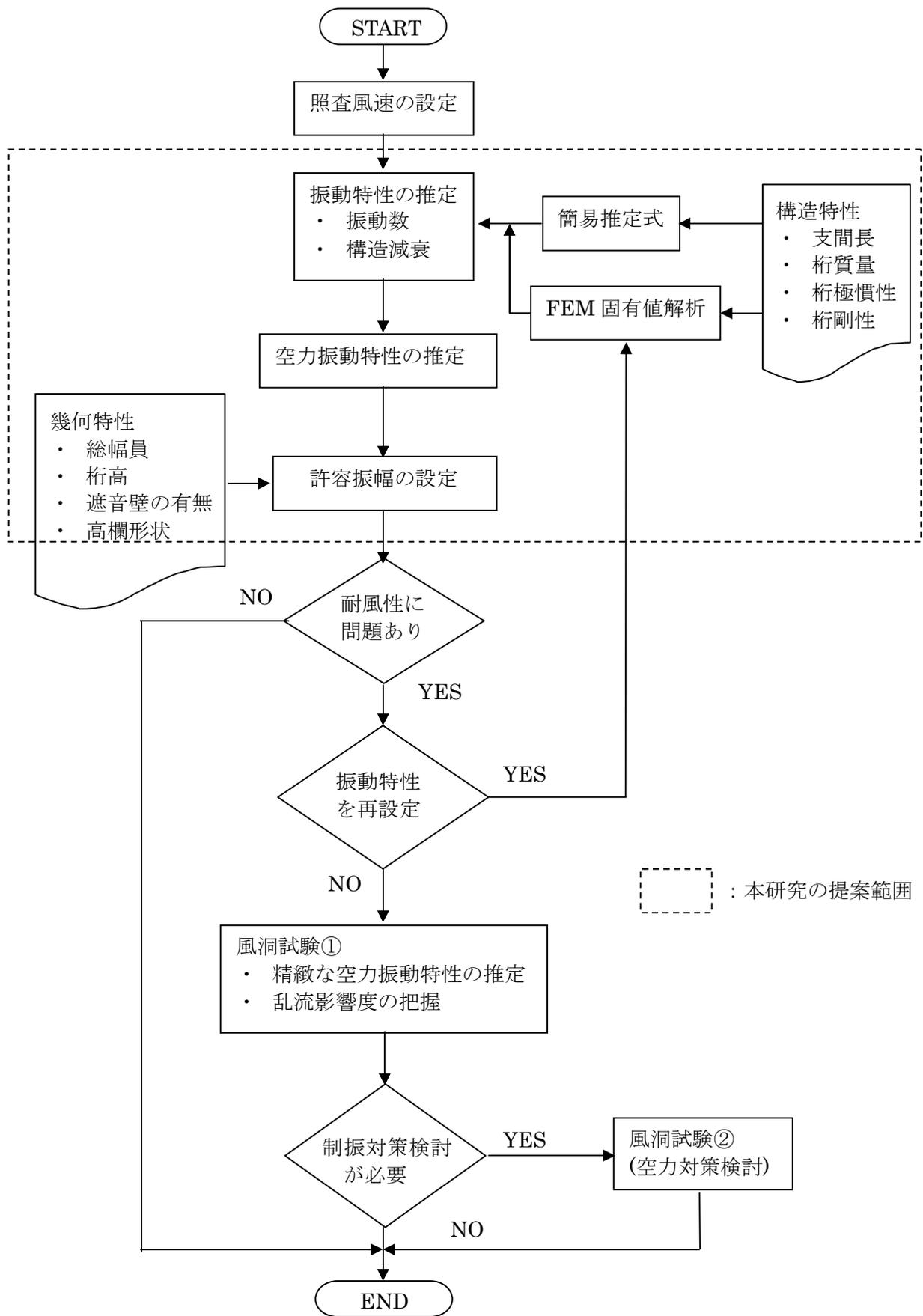


図4 耐風設計の手順

## 4.1 振動特性の推定

### 4.1.1 固有振動数の推定

#### ① 最大支間長による簡易推定手法

最大支間長により簡易的に推定する場合は、下記の推定式を提案する。

$$f_h = 1.00 / L \quad \text{式 (4.1.1)}$$

$f_h$  : たわみ振動数

$L$  : 最大支間長

$$f_\theta = 1.1 f_h \quad \text{式 (4.1.2)}$$

$f_\theta$  : ねじれ振動数

ここで、たわみ振動数 ( $f_h$ ) については、道路橋耐風設計便覧で提案している推定式のとおりとする。これは、「第2章 2.2 鋼少数主桁の固有振動数」で述べたとおり大津呂川橋などの振動試験データを解析した結果からも道路橋耐風設計便覧で提案している推定式と整合性があること、および鋼少数主桁形式と他の橋梁形式とで鉛直たわみ方向の桁剛性に関しては理論上違いが認められないためである。

また、ねじれ振動数 ( $f_\theta$ ) に関しては、ねじれ／たわみ振動数比が小さい同形式橋梁について振動試験や固有値解析などにより分析した結果（第2章 図 2.2.1, 2.2.2 参照）をもとに、式 (4.1.2) を提案する。

#### ② 固有値解析による手法

詳細に固有振動数を推定する必要がある場合については、FEMにより解析

する。

従来の多主桁橋であれば、梁モデルによる簡易的解析でも推定は可能であるが、少数主桁橋の場合は適切なねじれ剛性の入力が困難であるため、FEMによる解析が望ましい。なお、FEMによる解析は、精度良く固有振動数が推定できることを既存橋梁の振動試験とFEM解析結果の比較により確認している。(第2章 表2.1.2～表2.1.4 参照)

#### 4.1.2 構造減衰の推定

鋼少数主桁橋の構造減衰率の推定については、第2章2.3 鋼少数主桁の構造減衰で述べたように、最大支間長がおおよそ48m～86mまでの同形式の橋梁を対象に行われた振動試験結果より推定する。

この結果からは、道路橋耐風設計便覧の推定式で示されているような最大支間長をパラメータとする推定式は導けないことと、データ数も少ないことから、現時点では、ある程度安全側の設定をすることが妥当と考え以下の提案をする。

ただし、今後振動試験等のデータの蓄積を行い見直す必要がある。

$$\text{たわみ構造減衰率 } \delta_h = 0.03$$

$$\text{ねじれ構造減衰率 } \delta_\theta = 0.04 \quad (L \leq 60\text{m})$$

$$\delta_\theta = 0.03 \quad (60\text{m} < L \leq 80\text{m})$$

L:最大支間長

#### 4.2 空力振動特性の推定

ここでは、過去に実施された風洞試験データを分析して種々の空力振動特性を推定する。

#### 4.2.1 フラッター発現風速

ねじれモードの発散振動であるフラッターについて、一様流中での部分模型風洞試験結果を迎角 $\pm 3^\circ$ の範囲で整理したものを表 4.2.1 および図 4.2.1 に示す。なお、これらの試験結果は、構造減衰 $\delta = 0.02$ での値である。構造減衰を増加させた場合、フラッター限界風速は若干上昇するが、その度合いは気流の迎角や高欄形状により異なるため $\delta = 0.02$ の設定が過大に安全側過ぎるとは言えない。

ここでは、まだまだデータの蓄積が少なく、精度的には高いとはいえないため、試験結果を包括できる最も安全な値を与える次の推定式(式(4.2.1))を提案する。

道路橋耐風設計便覧では、表 4 に示すように桁橋についてはフラッターに対する照査は不要としているが、鋼少数主桁の場合、風洞試験等による調査によりフラッターについても照査の必要があることが明らかになったことから、下記の推定式を提案する。これは吊橋や斜張橋などの柔構造に対する推定式 $U_{c.f} = 2.5 f_\theta \cdot B$ よりやや高いフラッター限界風速が得られることとなる。

$$U_{c.f} = 3.2 f_\theta \cdot B \quad \text{式 (4.2.1)}$$

$U_{c.f}$  : 推定されるフラッターの発現風速 (m/s)

$f_\theta$  : ねじれの一時振動数 (Hz)

$B$  : 総幅員 (m)

橋名	B/D	最大径間長 (m)	発現風速 (U/fB)	迎角 $\alpha$	高欄形状
利別第一橋①	2.41	86.5	3.85	0°	壁高欄
			3.87	+3°	〃
			3.74	-3°	〃
利別第一橋②	2.05	86.5	4.26	0°	壁高欄
			4.15	+3°	〃
			4.18	-3°	〃
利別第二橋	3.14	84.0	3.67	0°	鋼製高欄
			3.27	+3°	〃
			3.94	-3°	〃
モデル橋 (桁高 2.5m)	3.64	50.0	>3.38	0°	鋼製高欄
			>3.38	+3°	〃
			>3.38	-3°	〃
モデル橋 (桁高 2.8m)	3.32	50.0	>3.50	0°	鋼製高欄
			-	+3°	〃
			>3.50	-3°	〃
折木川橋	2.67	64.7	3.74	0°	ホスト高欄
			3.75	+3°	〃
			3.67	-3°	〃
大津呂川橋	2.80	50.0	3.59	0°	ホスト高欄
			3.59	+3°	〃
			3.38	-3°	〃
	1.84		4.43	0°	遮音壁 (2m)
			4.43	+3°	〃
			-	-3°	〃
	1.58		4.98	0°	遮音壁 (3m)
			4.85	+3°	〃
			-	-3°	〃

D : 鋼製高欄 = 地覆天端 ~ 下フランジ下面, ホスト高欄 = 半壁天端 ~ 下フランジ下面

発現風速は、片振幅 1° を超える風速を示す。

表 4.2.1 フラッター発現風速一覧

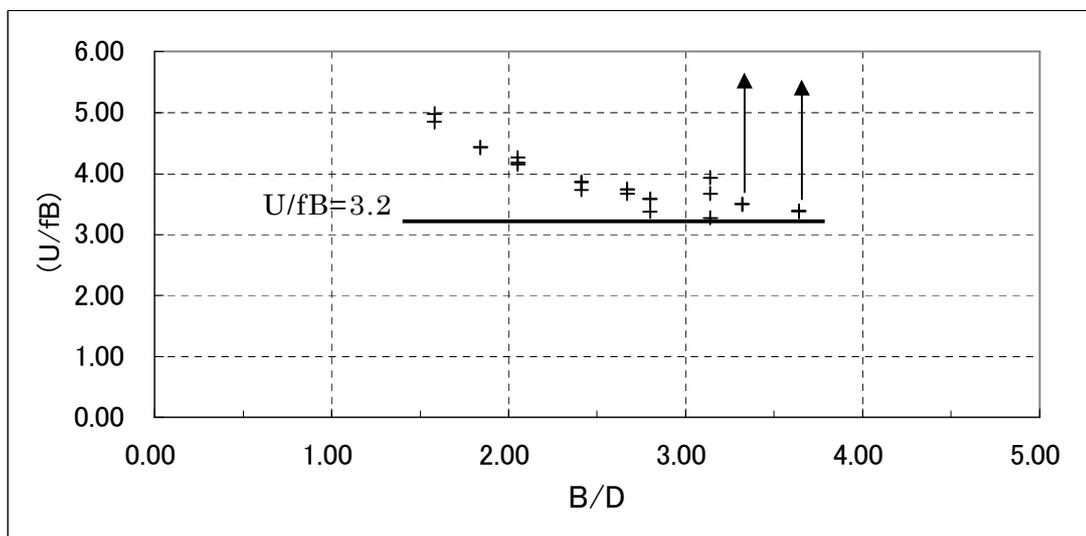


図 4.2.1 フラッター発現無次元風速

#### 4.2.2 ギャロッピング発現風速

フラッターの場合と同様に、風洞試験から得られたギャロッピング発現風速を無次元化した値 ( $U/fB$ ) を断面辺長比 ( $B/D$ ) に対して整理した結果を表 4.2.2 および図 4.2.2 に示す。また、構造減衰などの試験条件はフラッターの場合と同一である。なお、ギャロッピングに関しては、過去の試験結果から、フラッターに比較してさらに構造減衰の影響を受けにくい傾向が認められることから、 $\delta = 0.02$  における風洞試験値により、フラッターの場合と同様に最も低い発現風速から次の推定式 (式 (4.2.2)) を提案する。

なお、便覧では地形条件によりほぼ水平の風が吹く場合として  $U_{cg} = 8.0 \cdot f_h \cdot B$ 、吹き上げの風が吹く場合として  $U_{cg} = 4.0 \cdot f_h \cdot B$  としている。

$$U_{cg} = 3.0 \cdot f_h \cdot B \quad \text{式 (4.2.2)}$$

$U_{cg}$  : ギャロッピング発現風速 (m/s)

$f_h$  : 鉛直たわみ一次固有振動数 (Hz)

$B$  : 総幅員 (m)

道路橋耐風設	B/D	最大径間長 (m)	発現風速 (U/fB)	迎角 $\alpha$	高欄形状
利別第一橋①	2.41	86.5	3.92	0°	壁高欄
	2.41		3.86	+3°	〃
	2.41		>3.75	-3°	〃
利別第一橋②	2.05	86.5	4.04	0°	壁高欄
	2.05		3.81	+3°	〃
	2.05		4.02	-3°	〃
利別第二橋	3.14	84.0	>4.14	0°	鋼製高欄
	3.14		3.64	+3°	〃
	3.14		>4.26	-3°	〃
モデル橋 (桁高 2.5m)	3.64	50.0	>3.38	0°	鋼製高欄
	3.64		>3.38	+3°	〃
	3.64		>3.38	-3°	〃
モデル橋 (桁高 2.8m)	3.32	50.0	>3.50	0°	鋼製高欄
	3.32		>3.50	+3°	〃
	3.32		>3.50	-3°	〃
折木川橋	2.67	64.7	4.49	0°	ホスト高欄 (半壁)
	2.67		3.87	+3°	〃
	2.67		>5.31	-3°	〃
大津呂川橋	2.80	50.0	4.22	0°	ホスト高欄 (半壁)
	2.80		3.59	+3°	〃
	2.80		5.99	-3°	〃
	1.84		3.42	0°	遮音壁 (2m)
	1.84		3.25	+3°	〃
	1.84		3.42	-3°	〃
	1.58		2.91	0°	遮音壁 (3m)
	1.58		3.08	+3°	〃
	1.58		3.46	-3°	〃

D: 鋼製高欄 = 地覆天端～下フランジ下面, ホスト高欄 = 半壁天端～下フランジ下面

表 4.2.2 ギャロッピング発現風速一覧

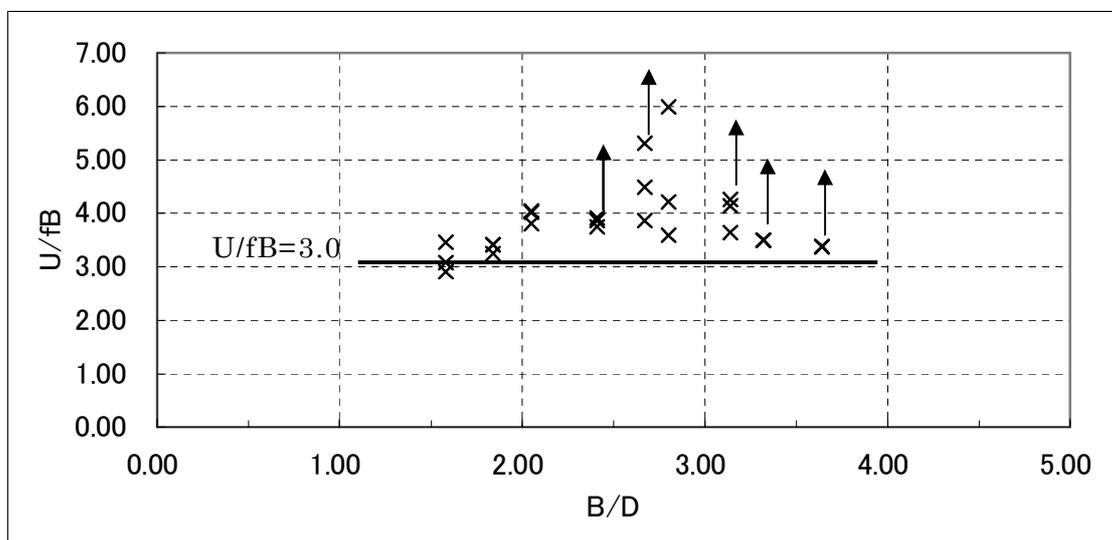


図 4.2.2 ギャロッピング発現無次元風速

#### 4.2.3 たわみ渦励振

##### (a) 発生風速の推定

たわみ渦励振開始風速については、過去に実施された二次元部分模型を用いた一様流中における風洞試験結果 ( $\delta = 0.02$ ) を分析することにより推定式を提案する。

風洞試験から得られたたわみ渦励振開始風速を、無次元化した値 ( $U/fB$ ) を断面辺長比 ( $B/D$ ) に対して整理した結果を図 4.2.3 に示す。風洞試験結果を見ると、断面辺長比が 1.6 ~ 2.5 付近では、開始無次元風速が 1.4 程度となっており、辺長比の増加とともに開始風速も大きくなる傾向が認められるが、ここでは下記の推定式(式 (4.2.3))を提案する。

$$U_{vh} = 1.4 f_h \cdot B \quad \text{式(4.2.3)}$$

$U_{vh}$  : たわみ渦励振開始風速 (m/s)

$f_h$  : たわみ固有振動数 (Hz)

$B$  : 桁の総幅 (m)

なお、これまでの研究<sup>5)</sup>により、気流中の物体の振動によって発生する剥離渦に起因する自己励起型渦励振は、その開始風速が断面辺長比 ( $B/D$ ) に比例することが明らかにされている。これによれば、

$U/fD = 1.67 (B/D)$  および  $U/fD = 0.83 (B/D)$  としている。

また、道路橋耐風設計便覧では、旧阪神高速道路公団の推定式設定の経緯を参考にして、 $U = 2.0 f \cdot B$  を照査式として提案している。

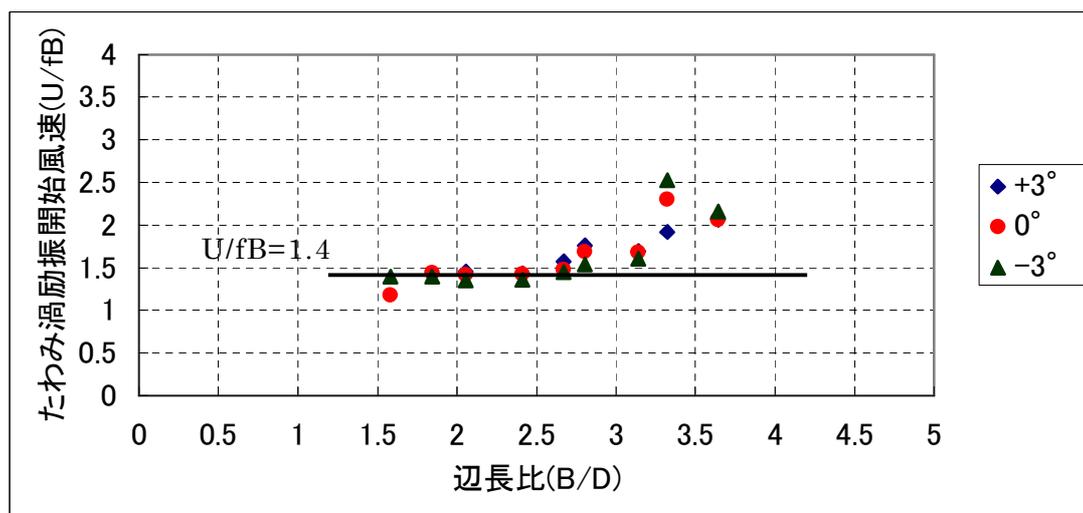


図 4.2.3 たわみ渦励振開始無次元風速

(b) 発生振幅の推定

たわみ渦励振の発生振幅の推定式を、過去に実施された風洞試験から提案する。風洞試験（二次元部分模型、一様流中）の発生振幅データを構造減衰率  $\delta_h=0.03$  の振幅値に補正し、桁質量、総幅員などで無次元化した無次元振幅値で表現したものを、断面辺長比（ $B/D$ ）との関係として整理し、推定式（式（4.2.4））を提案するものとする。（図 4.2.4 参照）

$$h_c = E_{ms} \frac{0.07(B/D)^{-1}}{m_r \delta_h} \cdot B \quad \text{式 (4.2.4)}$$

ここに  $h_c$  : たわみ渦励振振幅（片振幅 m）

$E_{ms}$  : モード形状補正係数（1.3 を標準とする）

$m_r$  : 無次元質量（ $m_{eq}$  は単位長あたりの質量）

$$= \frac{m_{eq}}{\rho B^2}$$

$B$  : 総幅員（m）

$D$  : 有効桁高（m）

$\delta_h$  : たわみ構造減衰（対数減衰率）

構造減衰率  $\delta_h=0.03$  の振幅値への補正にあたっては、細かく構造減衰率を変化させた風洞試験を実施した大津呂川橋のデータをもとに振幅値を対数線形補間によって求める。

なお、ここで求めた「たわみ無次元振幅値」は、いずれも部分模型による風洞試験における測定値であるため、実橋振幅の評価に当たってはモード最大点における振幅値に補正する必要がある。モード形状が既知の場合には、道路橋耐風設計便覧に準じて、下式によりモード形状補正係数を算出すればよいが、未知の場合は、1.3 を用いる。

$$E_{ms} = \frac{\int_x \phi_h^2(x) dx}{\int_x |\phi_h(x)| \phi_h^2(x) dx}$$

ただし、 $\phi_h(x)$  : たわみ振動のモード関数

$x$  : 橋軸方向座標

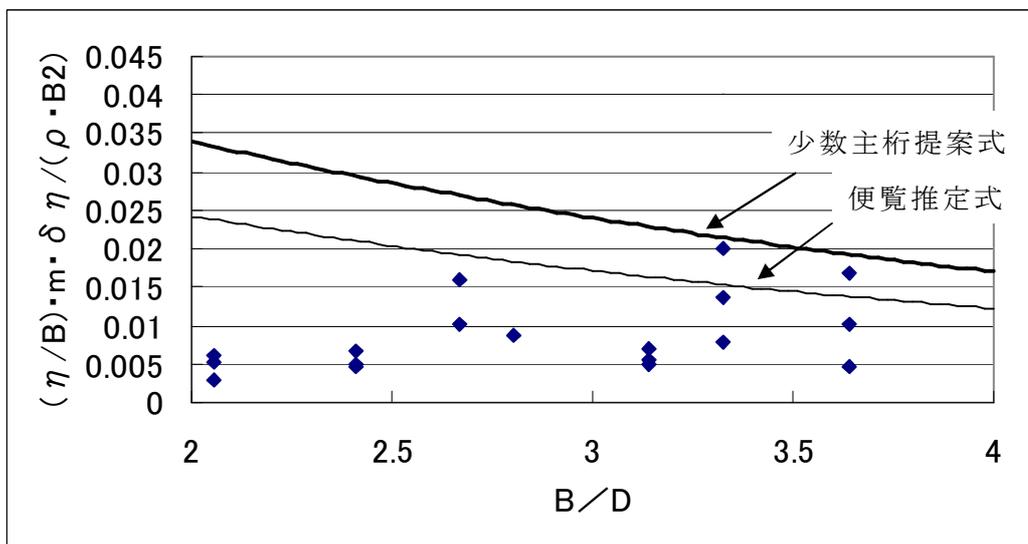


図 4.2.4 断面辺長比とたわみ無次元振幅との関係

#### 4.2.4 ねじれ渦励振

##### a) 発生風速の推定

道路橋耐風設計便覧では、桁橋のねじれ渦励振の照査については対象外としている。しかし、鋼少数主桁橋の場合はその構造特性（たわみとねじれの固有振動数が前述のように接近している）を考慮し、風洞試験を実施した結果、ねじれ渦励振が発生することを確認している。

ここでは、ねじれ渦励振開始風速について、過去に実施された二次元部分模

型を用いた一様流中における風洞試験結果（ $\delta = 0.02$ ）を分析することにより推定式を提案する。

風洞試験から得られたねじれ渦励振開始風速を、無次元化した値（ $U/fB$ ）を断面辺長比（ $B/D$ ）に対して整理した結果を図 4.2.5 に示している。風洞試験結果を見ると、開始無次元風速が 1.8～2.6 程度となっており、辺長比との相関は小さい。

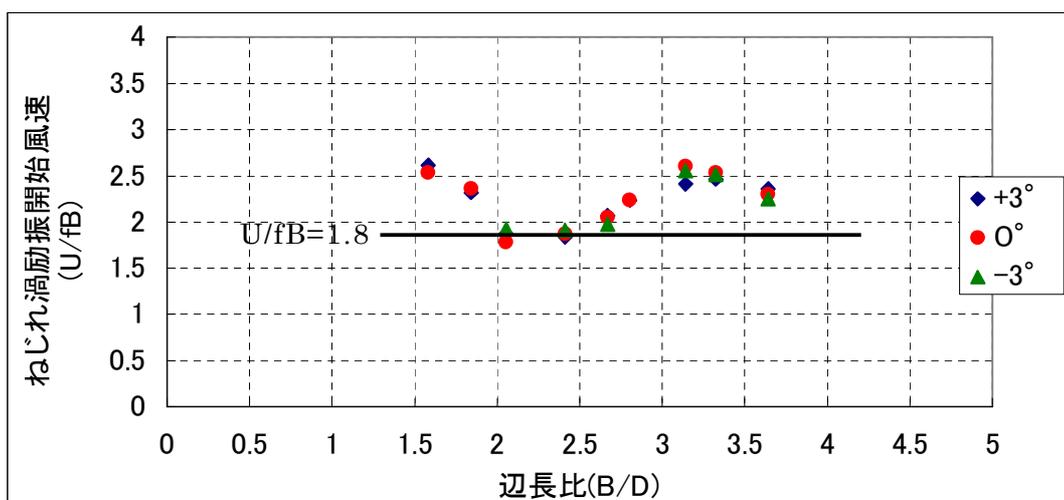


図 4.2.5 ねじれ渦励振開始無次元風速

そこで、推定式の設定にあたっては、まだデータ数も少ないことから、最も低い開始無次元風速をもとに下式（式（4.2.5））を提案する。

$$U_{v\theta} = 1.8 f_{\theta} \cdot B \quad \text{式 (4.2.5)}$$

$U_{v\theta}$  : ねじれ渦励振開始風速 (m/s)

$f_{\theta}$  : ねじれ固有振動数 (Hz)

$B$  : 桁の総幅 (m)

b) 発生振幅の推定

ねじれ渦励振の発生振幅の推定式を、過去に実施された風洞試験をもとに提案する。風洞試験（二次元部分模型、一様流中）の発生振幅データを構造減衰率  $\delta_{\theta} = 0.04$  の振幅値に補正し、極慣性モーメント、総幅員などで無次元化した無次元振幅値で表現したものを、断面辺長比 (B/D) との関係として整理し、推定式(式(4.2.6))を提案するものとする。(図 4.2.6 参照)

$$\theta_e = E_{ms} \frac{19.8(B/D)^{-3}}{I_{pr} \delta_{\theta}} \quad \text{式 (4.2.6)}$$

ここに  $\theta_e$  : ねじれ渦励振振幅 (片振幅°)

$E_{ms}$  : モード形状補正係数 (1.3 を標準とする)

$I_{pr}$  : 無次元極慣性モーメント ( $I_{peq}$  は単位長あたりの極慣性モーメント)

$$= \frac{I_{peq}}{\rho B^4}$$

$B$  : 総幅員 (m)

$D$  : 有効桁高 (m)

$\delta_{\theta}$  : ねじれ構造減衰率 (対数減衰率)

構造減衰率  $\delta_h = 0.04$  の振幅値への補正にあたっては、たわみ同様、細かく構造減衰率を変化させた風洞試験を実施した大津呂川橋のデータをもとに振幅値を対数線形補間によって求めている。

なお、ここで求めた「たわみ無次元振幅値」は、いずれも部分模型による風洞試験における測定値であるため、実橋振幅の評価に当たってはモード最大点における振幅値に補正する必要がある。モード形状が既知の場合には、道路橋耐風設計便覧に準じて、下式によりモード形状補正係数を算出すればよいが、未知の場合は、1.3 を用いる。

$$E_{ms} = \frac{\int_x \phi_\theta^2(x) dx}{\int_x |\phi_\theta(x)| \phi_\theta^2(x) dx}$$

ただし、 $\phi_\theta(x)$  : ねじれ振動のモード関数  
 $x$  : 橋軸方向座標

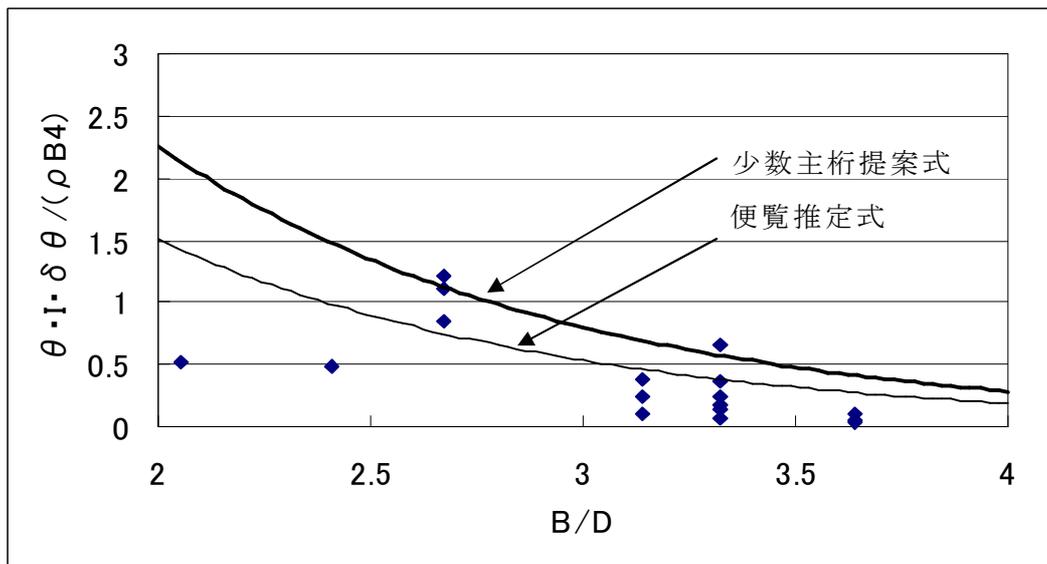


図 4.2.6 断面辺長比とねじれ無次元振幅値との関係

#### 4.3 許容振幅の設定

前述の簡易推定式により算出された振幅値に対し、対象となる構造物の安全性および使用性に着目し、以下に著者の許容振幅設定の考え方の例を示す。

##### ① 空力振動の発生風速が 2.5 m/S 以上の場合

たわみ・ねじれの各着目モードの変形に対して、床版および主桁の発生応力を算出し、以下の条件に対応する振幅の小さい値をそれぞれの橋梁の許容振幅として設定することを提案する。

床版：鋼材腐食に対する許容ひび割れが発生する状態

主桁：下フランジに降伏点に相当する応力が発生する状態

ここでは、設計基準風速に近い比較的高風速域で発生する空力振動（渦励振）を対象として許容振幅の設定方法を提案している。このような風速が橋梁の耐用年数内に発生する頻度は大きくないと考えられることから、橋梁部材の損傷を限定的な範囲に抑制し、橋梁全体としての安全性の確保に留意したものである。なお、対象とする空力振動の発生風速を  $25\text{ m/S}$  以上としたのは、この風速を超えると一般的に通行止めなどの交通規制が実施されるため、橋梁の使用性は考慮しなくてよいと判断したためである。

## ② 空力振動の発生風速が $25\text{ m/S}$ 未満の場合

前述の、空力振動の発生風速が  $25\text{ m/S}$  以上の場合は、橋梁構造体の安全性に着目したものであるが、振動の発生風速が低く、使用性および疲労上の問題があると判断されるような場合は、道路橋耐風設計便覧に準拠し、下式（式（4.3.1）、式（4.3.2））によりたわみ、ねじれそれぞれの許容振幅を算出する。

同便覧では、既往の橋梁の事例から振動加速度  $100\text{gal}$  程度を境界に、振動に対する対策の有無が分かれていることに注目して検討を加え、許容振幅を設定しており、 $100\text{gal}$  程度までであれば疲労破壊に対して危険と判断される繰り返し回数と発生応力の組み合わせには至らないであろうと推定している。

また、通行車両等に対する使用性についても一般的に McConnell の知覚限界以下であれば問題にならないとされている。McConnell の知覚限界は、重力加速度を  $g$  として、 $0.124g$  ( $122\text{gal}$ ) で定義される加速度レベルであることから、 $100\text{gal}$  程度を考慮すれば使用性についても満足できるものと考えられる。

$$\cdot \text{たわみ許容振幅 (m)} = 0.04 / f_h \quad \text{式 (4.3.1)}$$

$$\cdot \text{ねじれ許容振幅 (m)} = 2.28 / (b \cdot f_\theta) \quad \text{式 (4.3.2)}$$

ここに、 $f_h$  : たわみ振動数

$f_\theta$  : ねじれ振動数

$b$  : 桁外側に最も近い歩道部あるいは車線の中央までの桁中央からの距離

#### 4.4 まとめ

第 4 章では鋼少数主桁橋の耐風設計法について、道路橋耐風設計便覧の桁橋に対応させる形で第 3 章までで得られた知見をもとに提案している。本研究で取り扱っているのは図 4 に示すように、振動特性の推定～空力振動特性の推定～許容振幅の設定の範囲であり、これにより耐風性に問題ありと判定された場合、再設計あるいは風洞試験等による詳細な耐風性の調査を実施することとなる。なお、同形式の耐風性についてはまだまだデータの蓄積も少ないことから新たな知見により見直しを行っていくことが重要である。

ここで、鋼少数主桁橋について主な耐風性能を便覧と比較してまとめると、以下のとおりとなる。

- i) 本研究では、便覧で動的耐風設計の照査が不要としているねじれの発散振動（フラッター）および渦励振について、新たに発現風速、振動振幅の推定式を提案した。（式(4.2.1), 式 (4.2.5), 式 (4.2.6)）
- ii) たわみの発散振動（ギャロッピング）についてはほぼ水平の風が吹く場合の便覧の推定式を下回る発現風速となることが明らかになった。
- iii) たわみ渦励振についても便覧の推定式を下回る発現風速となり、振動振幅

はやや大きくなることが明らかになった。

なお、鋼少数主桁には本研究で対象とした総幅員 11 m 程度、主桁間隔 6 m 前後のタイプの他、第二東名・名神高速道路のように総幅員 20 m 程度で、主桁間隔をさらに広げ 11 m 程度としたタイプや主桁間隔は広げずに 3 主桁としたタイプなどがある。これらのタイプの耐風性については本研究の対象としていないため、今後さらに研究を進め明らかにする必要がある。

#### 第4章 参考文献

- 1 (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991/7
- 2 (社)日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通偏・Ⅱ鋼橋偏）同解説，2002/3
- 3 近藤ほか：少数主桁橋の長スパン化について，土木学会第59回年次学術講演会Ⅰ-653，平成16年9月
- 4 Scanlan.R.H,Belvey.J.G,Budlong.K.S : Indicial Aerodynamic Functions for Bridge Decks, Journal of Eng.Mech.Division,Proc.of ASCE,Vol.100,EM4,1974
- 5 白石，松本：充腹構造断面の渦励振応答特性に関する研究，土木学会論文報告集 第322号，昭和57年
- 6 松本，白石，白土，平井他：H型断面柱のねじれフラッター特性に関する研究，第11回風工学シンポジウム論文集 PP251-256，1990
- 7 松本，白石，白土，南荘：都市域内における高速道路高架橋の風荷重特性，日本風工学会誌第55号 PP129-130，1993
- 8 京都大学大学院工学研究科：第二名神高速道路 少数桁の耐風安定性に関する検討報告書，2000/3
- 9 京都大学大学院工学研究科：第二名神高速道路 少数桁の耐風安定性に関する検討（その2）報告書，2001/3
- 10 京都大学大学院工学研究科：第二京阪道路 鋼Ⅰ桁橋の空力特性に関する検討報告書，2002/3
- 11 中村，宮越，後藤：PC床版鋼主桁橋の耐風検討について，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成12年6月
- 12 植田，山口，猪原：合理化構造形式2主桁橋梁の空力振動特性，第55回土木学会年次学術講演会論文集Ⅰ-B61，2000/9
- 13 宮越，高倉，木下：利別川第二橋におけるPC床版広2主桁橋の耐風検討について，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成13年6月
- 14 (財)高速道路技術センター：近畿自動車道(敦賀線)PC床版鋼2主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討（その3）報告書，2001/3
- 15 (財)高速道路技術センター：近畿自動車道(敦賀線)PC床版鋼2主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討（その4）報告書，2002/3

- 16 今泉，兼重，青木他：鋼 2 主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」の耐風安定性に関する検討，鋼構造年次論文報告集，PP325-332，2001/11
- 17 望月ほか：耐風安定照査に関する一考察—松山自動車道宿茂高架橋—，日本道路公団業務研究発表会論文集，2001/6
- 18 山田，台原，上島，澤田他：少数主桁橋梁の耐風生，橋梁と基礎 Vol.36,N.o2，2002/2
- 19 高速道路技術センター：第二東名高速道路 PC床版 I 桁橋における耐風対策検討（その 2）報告書，2002/3
- 20 中村，宮越：鋼 2 主桁橋の空力特性について，日本道路公団業務研究発表会論文集，2002/6
- 21 東田，中村，本田，所：PC 床版鋼 2 主桁断面の空力特性について，土木学会第 57 回年次学術講演会 I-480，平成 14 年 9 月
- 22 木村，永島，久保，加藤：2 主桁断面と溝型， $\pi$  型断面の空力応答特性，第 17 回風工学シンポジウム論文集 PP415-420，2002
- 23 中村，宮越：鋼 2 主桁橋の空力特性，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成 14 年 6 月
- 24 宮越，中村：鋼 2 主桁における耐風設計手法(案)について，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成 14 年 6 月
- 25 花田，望月，江口：広幅員 2 主桁橋における耐風検討，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成 14 年 6 月
- 26 渡辺，黒田，三浦：鋼 2 主桁の耐風検討，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成 14 年 6 月
- 27 安部，岡，大杉：少数主桁橋の桁端ダンパによる減衰性能向上，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成 15 年 6 月
- 28 村越，麓，芦塚他：鋼少数主桁橋の耐風安定性と振動特性に関する実験的検討，橋梁振動コロキウム，2003/9
- 29 荻野，佐久間，南條他：鋼 2 主桁橋（穴内川橋）の耐風性検討，土木学会第 58 回年次学術講演会，I-093，2003/9
- 30 鋼橋技術研究会：耐風・制振設計研究部会報告書，平成 15 年 10 月

- 31 松本，宮内，白土，八木，阿南：少数主桁橋の耐風性に関する実験的研究，構造工学論文集，PP595-603，Vol. 50A，2004/3
- 32 木場，望月，細見，和崎：陣ノ谷川橋（PC床版二主桁橋）の耐風性検討，土木学会第59回年次学術講演会I-670，平成16年9月
- 33 村越ほか：並列少数主桁橋の耐風性検討，土木学会第59回年次学術講演会I-654，平成16年9月
- 34 松本，新原，小林：構造基本断面のフラッター発生機構に関する研究，構造工学論文集 Vol.40A，1994/3

## 第5章 波形鋼板ウェブ PC 橋の振動特性

波形鋼板ウェブ PC 橋はコンクリート床版へのプレストレス導入の効率がよいこと、波形鋼板のせん断座屈耐力が高いことのほか、死荷重の軽減や施工の省力化などが図れることから、合理的な橋梁形式として高速道路を中心に採用実績が近年増加してきている。特にここ数年では、エクストラード橋や斜張橋へも適用されるなど、適用範囲が拡大されてきている。(表 5.1.1)

この形式はウェブのせん断剛性が従来のコンクリートウェブに比べ小さく、ねじり剛性も小さくなるため(コンクリートウェブ橋の  $1/4 \sim 1/2$ )、固有振動数や減衰性能などの構造特性が従来のコンクリートウェブ橋と異なることが予想される。

一般的にコンクリート橋の場合、その耐風安定性が問題とされることは少ない。しかし波形鋼板ウェブ形式は、鋼橋とコンクリート橋のいわば中間的な形式であると考えられることから、その振動特性が耐風性能にどのように影響するのか明らかにすることは、耐風設計上きわめて重要となるが、ほとんど研究されていないのが現状である。

ここでは、実橋の振動試験を行うとともに、過去に実施された振動試験のデータもあわせて分析し、同形式の振動特性を明らかにする。

	番号	橋梁名	形式	橋長 (m)	最大支間長 (m)
海外	1	コニャック橋 (フランス)	3 径間連続橋	106.75	43.00
	2	モープレ橋(フランス)	7 径間連続橋	325.00	53.55
	3	ドール橋 (フランス)	7 径間連続橋	497.00	80.00
	4	アルトゥィツァーゲルト橋(ドイツ)	3 径間連続橋	278.00	115.00
国内	5	新開橋	単純橋	31.00	30.00
	6	銀山御幸橋	5 径間連続橋	210.00	45.50
	7	本谷橋	3 径間連続ラーメン橋	198.30	97.20
	8	鍋田高架橋	3 径間連続橋	187.50	91.50
	9	中子沢橋	2 径間連続橋	97.00	47.80
	10	中野高架橋	4 径間連続橋	253.80	83.90
	11	前谷橋	2 径間連続ラーメン橋	160.00	83.30
	12	大内山川第二橋	7 径間連続ラーメン橋	437.00	120.00
	13	鍋田西高架橋	3 径間連続ラーメン橋	245.00	125.00
	14	勝手川橋	3 径間連続ラーメン橋	227.00	96.50
	15	興津川橋	4 径間連続ラーメン橋	456.00	142.00
	16	小犬丸川橋	6 径間連続ラーメン橋	429.90	81.00
	17	小河内川橋	2 径間連続ラーメン橋	157.00	78.50
	18	白沢橋	単純橋	51.60	50.00
	19	谷川橋	単純橋	51.00	49.70
	20	下田橋	4 径間連続ラーメン橋	269.50	136.50
	21	日見橋	3 径間連続エクストラースト橋	365.00	180.00
	22	黒部川B橋	6 径間連続橋	344.00	72.00
	23	栗谷川橋	4 径間連続ラーメン橋	280.00	95.00
	24	栗東橋	4 径間連続エクストラースト橋	495.00	170.00
	25	矢作川橋	4 径間連続斜張橋	820.00	235.00
	26	第二上品野橋	5 径間連続橋	343.20	81.00
	27	白岩橋	3 径間連続橋	183.00	86.00
	28	温海川橋	4 径間連続橋	218.00	62.30
	29	安家4号橋	2 径間連続橋	113.50	55.80
	30	遊楽部川橋	3 径間連続ラーメン橋	236.37	102.51
	31	門崎橋	4 径間連続ラーメン橋	184.00	50.00
	32	鶴巻橋	4 径間連続ラーメン橋	168.00	47.00
	33	長井ダム1号橋	3 径間連続ラーメン橋	165.20	72.00
	34	長谷川橋	5 径間連続ラーメン橋	395.50	92.00
	35	信楽第7橋	5 径間連続ラーメン橋	384.00	89.00
	36	津久見橋	5 径間連続ラーメン橋	295.00	75.00
	37	千代川橋	2 径間連続橋	233.50	115.25
	38	豊田東JCT.Cランプ橋	3 径間連続ラーメン橋	244.40	94.00
	39	広内第二橋	5 径間連続橋	292.50	85.00
	40	前田川橋	9 径間連続橋	546.00	82.00
	41	杉谷川橋	6 径間連続ラーメン橋	453.00	87.00
	42	芦川第二橋	5 径間連続橋	356.40	84.00
	43	芦川第一橋	4 径間連続ラーメン橋	280.00	85.00
	44	鳥崎川橋	1 1 径間連続橋	554.00	56.00
	45	池山高架橋	1 0 径間連続ラーメン橋	941.00	114.00
	46	桂島橋	4 径間連続橋 (ストラット付)	216.00	54.00
	47	鬼怒川橋	16径間連続橋	1005.00	71.90

表 5.1.1 波形鋼板ウェブ PC 橋の実績

## 5.1 実橋による振動試験

### 5.1.1 山陽自動車道 小犬丸川橋

山陽自動車道小犬丸川橋（図 5.1.1）において重量車両を用いた動的載荷試験<sup>6)</sup> および常時微動測定により固有振動数と減衰定数を求める。

本橋は、6 径間連続ラーメン箱桁橋であり、8 1 m の最大支間長を有する。

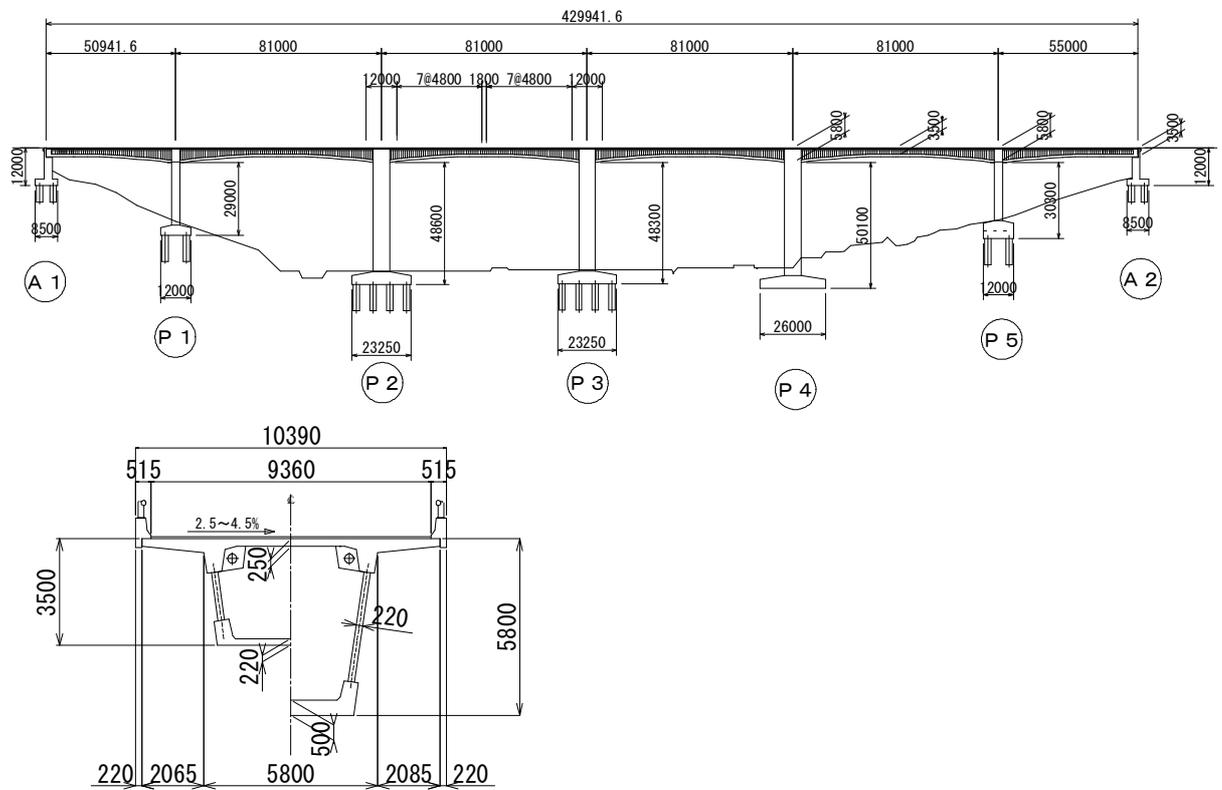


図 5.1.1 小犬丸川橋一般図

#### ① 試験概要

重量車両による試験は、総重量 196 k N のダンプトラックの後輪を 1 0 c m の段差から落下させた時の加速度応答を計測することにより行う。 載荷位置は図 5.1.2 に示すように、P2 橋脚から A2 橋台までの 4 径間の径間中央と 1/4

径間位置とする。なお、径間中央部の载荷は、ねじりモードにも着目して幅員方向に2ヶ所（中央および路肩）選定している。

また、常時微動測定では長周期成分が卓越しやすいため、加速度応答ではなく変位応答を測定する。

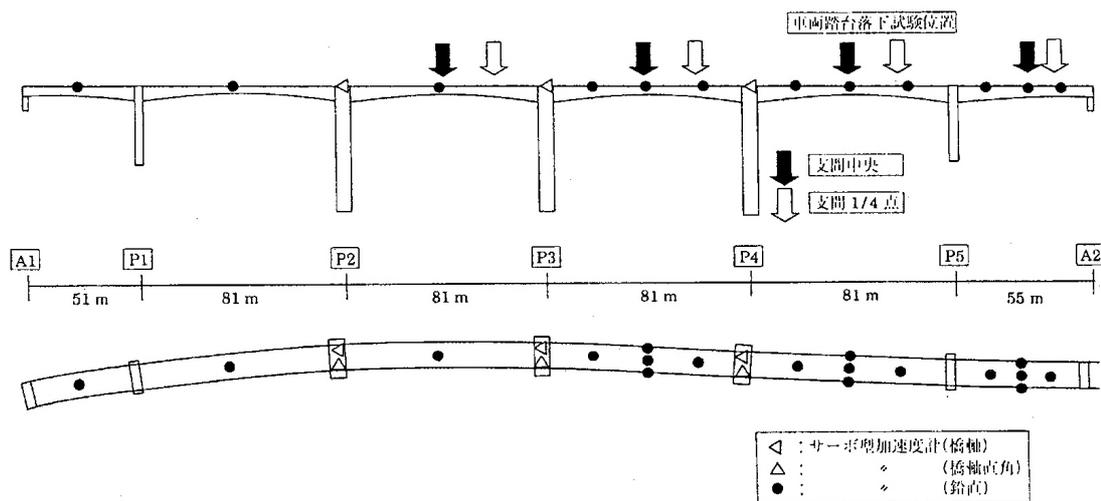


図 5.1.2 車両段差落下位置と加速度計設置位置

表 5.1.2 に小犬丸川橋の試験結果の一覧を示す。

モード	モード 次数	固有 振動数 解析値 (Hz)	車両段差落下			常時微動		
			固有振動数 (Hz)		減衰定数		固有振動数 (Hz)	減衰定数
			実験値	解析値	ハーフパワー法	自由減衰法		
たわみ	7(たわみ1次)	2.191	2.49	0.0117	0.0093	-	-	
	8(たわみ2次)	2.274	2.56	0.0076	0.0074	2.59	0.0072	
	10(たわみ3次)	2.709	2.96	0.0079	0.0108	3.01	0.0081	
	12	2.868	3.27	0.0243	0.0138	3.31	0.0098	
	15	3.718	4.17	0.0161	0.0172	4.21	-	
	17	3.991	4.47	-	0.021	4.64	-	
	20	5.093	6.25	-	0.0079	-	-	
24	6.495	6.62	-	0.0115	-	-		
ねじれ	29	7.561	7.45	-	-	-	-	

表 5.1.2 小犬丸川橋振動実験結果

## ② 小犬丸川橋の振動特性

- i) 固有振動数については、車両段差落下試験と常時微動測定による結果がよく一致しており、たわみ1次～3次（解析モード7次～10次）で2.49～3.01 Hzの値を示した。道路橋耐風設計便覧に提案されている最低次数のたわみ振動数を求める近似式（ $f_h = 100/L$ ）による計算結果である $f_h = 1.23$ に比べ、約2倍の値を示している。
- ii) 振動数比（ねじれ1次／たわみ1次）は、3.0程度となった。この数値は道路橋耐風設計便覧において提案されている、閉断面充腹桁の場合の3とほぼ一致している。
- iii) 減衰定数については、たわみ1次で0.0093～0.0117（対数減衰率換算で0.058～0.073）を示した。土木学会の振動便覧では、減衰定数 $h$ と支間長の関係式として式(5.1)を提案している。

$$h = 0.12 / L^{1/2} \quad \text{式 (5.1)}$$

ここに、 $L$ ：支間長

この式により本橋の減衰定数を求めると、 $h = 0.0133$ となり、試験で得られた減衰定数が約30%～12%小さい値を示している。

### 5.1.2 東九州自動車道 小河内川橋

東九州自動車道 小河内川橋は、全長274.0mの橋梁で、そのうちの157mの部分が波形鋼板ウェブを有する2径間連続ラーメン橋となっている。

この橋梁では、起振機を用いた振動試験を行い固有振動数および減衰定数を調査している。<sup>4)</sup> この振動試験では、小振幅から大振幅の加振を行い、減衰定数の振幅依存性の調査も行っている。

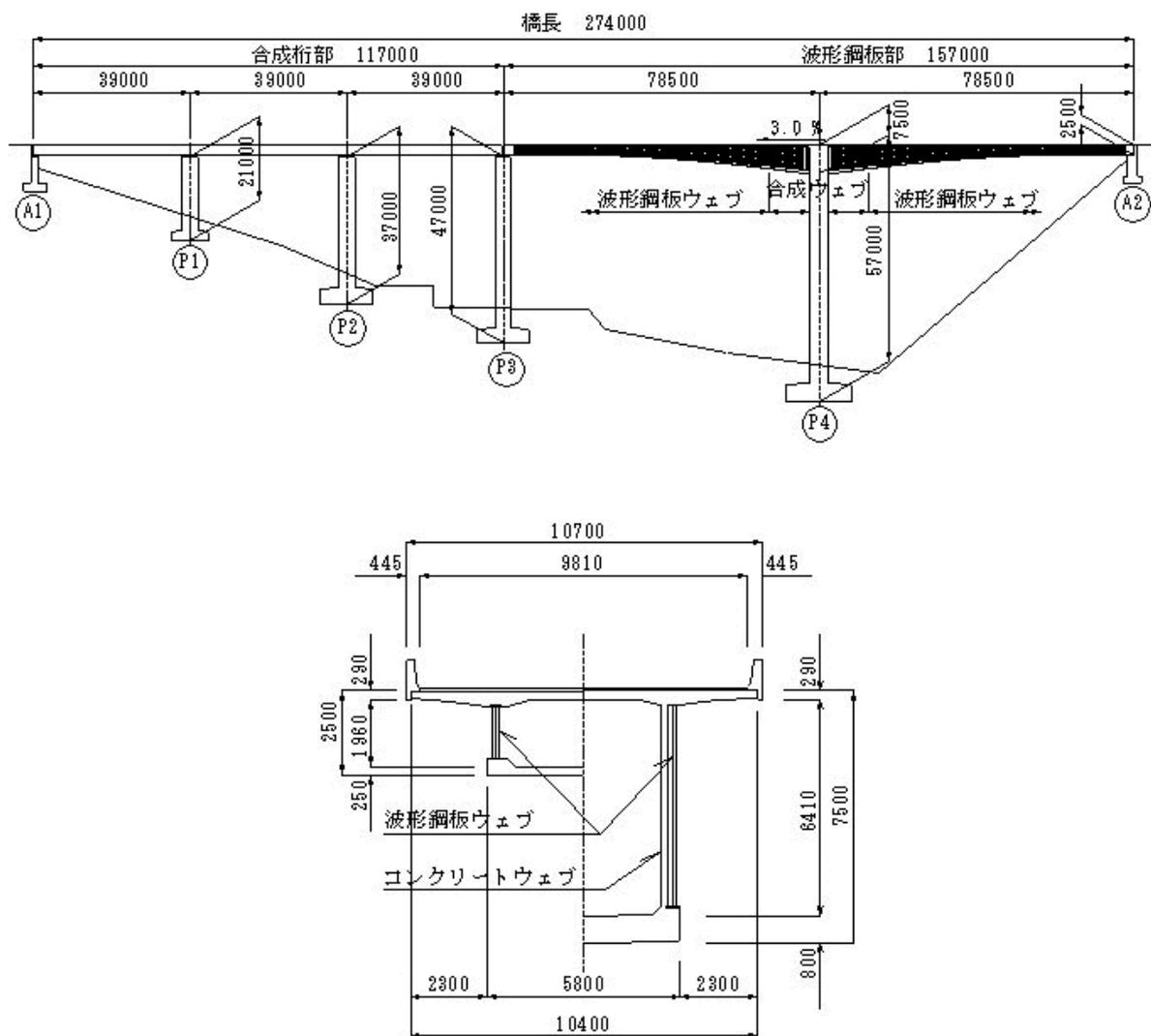


図 5.1.3 小河内川橋一般図

① 試験概要

起振機による加振は、図 5.1.4 に示すように、起振機を桁断面中央に設置した曲げ加振とウェブ上に配置したねじり加振を行った。

試験は先ず、正弦波加振により共振曲線を求めることにより、固有振動数を特定する。

次に、正弦波加振試験により特定された固有振動数で加振を行い、起振機を

急停止し、自由減衰波形を測定することにより各モードの減衰定数を特定する。

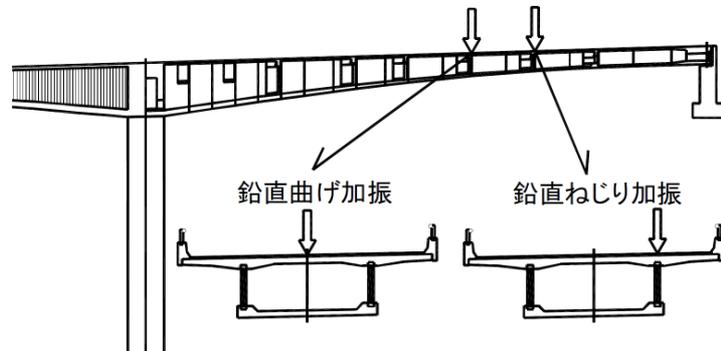


図 5.1.4 起振機加振位置

試験で得られた共振曲線の一例を図 5.1.5 に示す。この振動試験では 4 つの曲げモードと 2 つのねじりモードが確認できている。

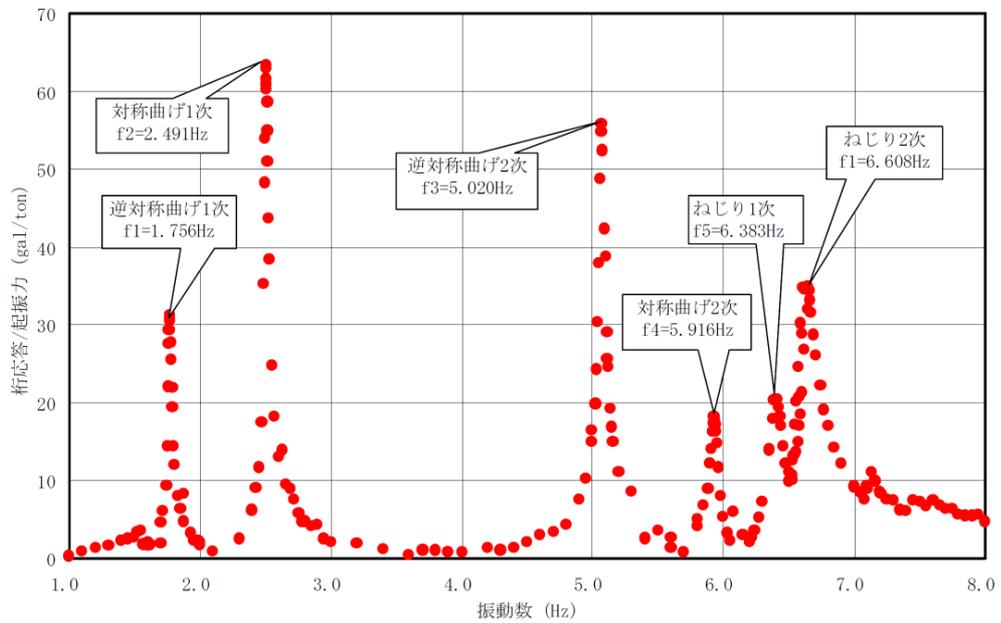


図 5.1.5 共振曲線

次に、試験で得られた固有振動数および減衰定数の一覧を表 5.1.3 に示す。

振動モード	固有振動数 (Hz)	減衰定数		最大変位 (mm)	最大加速度 (gal)
		平均振幅	大振幅		
逆対称曲げ 1 次	1.756	0.0073	0.0072	5.2	63
対称曲げ 1 次	2.491	0.0065	0.0062	3.3	80
逆対称曲げ 2 次	5.020	0.0056	0.0059	0.8	80
対称曲げ 2 次	5.916	0.0051	0.0049	0.4	57
ねじり 1 次	6.383	0.0097	0.0107	0.3	52
ねじり 2 次	6.608	0.0080	0.0103	0.3	50

表 5.1.3 小河内川橋の試験結果

② 小河内川橋の振動特性

i) 最低次数の固有振動数は 1.756 Hz で、道路橋耐風設計便覧の推定式  $f_n = 100/L$  の計算値 1.274 Hz に比べて約 37% 大きな値となった。

ii) 振動数比 (ねじれ 1 次 / たわみ 1 次) は、3.6 程度となった。この数値は道路橋耐風設計便覧において提案されている、閉断面充腹桁の場合の 3 とほぼ一致している。

iii) 減衰定数は、たわみ 1 次で 0.007 程度、ねじれ 1 次で 0.01 程度を示した。(対数減衰率換算ではそれぞれ、0.044 および 0.063) これは、振動便覧の推定式  $h = 0.12/\sqrt{L}$  の計算値 0.0135 に比べ約

48%小さな値となった。

iv) 表 5.1.3 に示すように、減衰定数の振幅依存性はほとんどない。

## 5.2 波形鋼板ウェブ PC 橋の振動特性

前項では、著者らが行った振動試験の結果を述べたが、ここでは、過去に振動試験が行われた波形鋼板ウェブ PC 橋や従来の PC 橋の試験結果との比較を行うことにより、波形鋼板ウェブ PC 橋の振動特性を明らかにする。対象とした橋梁は表 5.2.1 のとおりである。

橋種	橋名	橋梁形式 最大支間長 (m)	振動特性	面内曲げ				
				1次	2次	3次	4次	5次
PC箱桁橋	天ヶ瀬橋	3 径間連続ラーメン橋 118	固有振動数	1.760	2.200	2.800		
			減衰定数	0.0089				
	日川橋	3 径間連続ラーメン橋(ヒンジ) 130	固有振動数		1.100	1.260	1.660	1.780
			減衰定数	0.019	0.01	0.01	0.01	0.01
	浜名大橋	3 径間連続ラーメン橋(ヒンジ) 240	固有振動数	0.920	1.160	1.510	1.960	
			減衰定数		0.009	0.01	0.04	
	浦戸大橋	5 径間連続ラーメン橋(ヒンジ) 230	固有振動数	0.970	1.300			
			減衰定数	0.029	0.027			
	由比港橋	3 径間連続橋 70	固有振動数	1.700				
			減衰定数	0.005				
天草3号橋	3 径間連続橋 160	固有振動数	1.000	1.600				
		減衰定数		0.015				
天草4号橋	5 径間連続橋 146	固有振動数	1.200	1.300				
		減衰定数	0.04	0.026				
PCエクストラ トレスト橋	第2マクタン橋	3 径間連続ラーメン橋 175	固有振動数	0.590	0.830	1.070	1.270	1.530
			減衰定数	0.0067	0.0083	0.0065	0.012	0.011
	土狩大橋	5 径間連続橋 140	固有振動数	0.594	0.830	1.124	1.477	1.666
			減衰定数	0.0081	0.008	0.0133	0.0137	0.0106
またきな大橋	5 径間連続ラーメン橋 110	固有振動数	1.230		1.810	2.910	3.860	
		減衰定数	0.012					
波形鋼板ウェブPC橋	新開橋	単純箱桁橋 30.9	固有振動数	3.950	5.400			
			減衰定数	0.032				
	银山御幸橋	5 径間連続箱桁橋 45.5	固有振動数	2.778	3.167	3.710	4.240	
			減衰定数	0.007	0.0084	0.0095	0.01	
	本谷橋	5 径間連続ラーメン箱桁橋 97.2	固有振動数	1.648	1.831	3.255		
			減衰定数	0.032	0.021			
	勝手川橋	3 径間連続ラーメン箱桁橋 96.5	固有振動数	1.840	2.695	3.220	4.846	
			減衰定数	0.0118	0.0092	0.0094	0.0146	
	小河内川橋	2 径間連続ラーメン箱桁橋 78.5	固有振動数	1.756	2.491	5.020	5.916	
			減衰定数	0.0073	0.0065	0.0056	0.0051	
	小犬丸川橋	6 径間連続ラーメン箱桁橋 81	固有振動数	2.49	2.56	2.96	3.27	
			減衰定数	0.0093	0.0074	0.0108	0.0138	
日見橋	3 径間連続エクストラトレスト橋 180	固有振動数	0.73	1.48	1.69	1.83	3.12	
		減衰定数	0.007	0.004	0.005	0.006	0.008	
鍋田高架橋	連続箱桁橋 91.5	固有振動数	1.31					
		減衰定数	0.005					
白沢橋	単純桁 50.0	固有振動数	2.20					
		減衰定数	0.009					

表 5.2.1 PC 橋および波形鋼板ウェブ PC 橋の振動試験の例

### 5.2.1 波形鋼板ウェブ PC 橋の固有振動数

橋梁の固有振動数は、支間長と強い相関があるとされており、道路橋耐風設

計便覧にはたわみ振動に対して式(5.2.1)に示す簡易な固有振動数の推定式が提案されている。

$$f_h = 100 / L \quad \text{式 (5.2.1)}$$

ここで、 $L$ ：最大支間長（m）

図 5.2.1 に、前述の小犬丸川橋、小河内川橋のほか既往の実橋振動試験結果をもとに、波形鋼板ウェブ PC 橋の最低次数の鉛直たわみ固有振動数と最大支間長の関係をプロットしたものを示す。また、図 5.2.2 には比較のため、他のコンクリート系の橋梁形式（PC 橋、エクストラードーズド橋、波形鋼板ウェブ PC 橋）を併せて示している。

今回対象とした波形鋼板ウェブ PC 橋は、上記推定式とほぼ合っており、同推定式により最大支間長の関数で表すことができることが分かった。また、橋梁形式の違い（PC 橋、エクストラードーズド橋および波形鋼板ウェブ PC 橋）による固有振動数への影響は認められない。

また、振動数比（ねじれ 1 次／たわみ 1 次）は、道路橋耐風設計便覧において提案されている、閉断面充腹桁の場合の 3 とほぼ一致している。

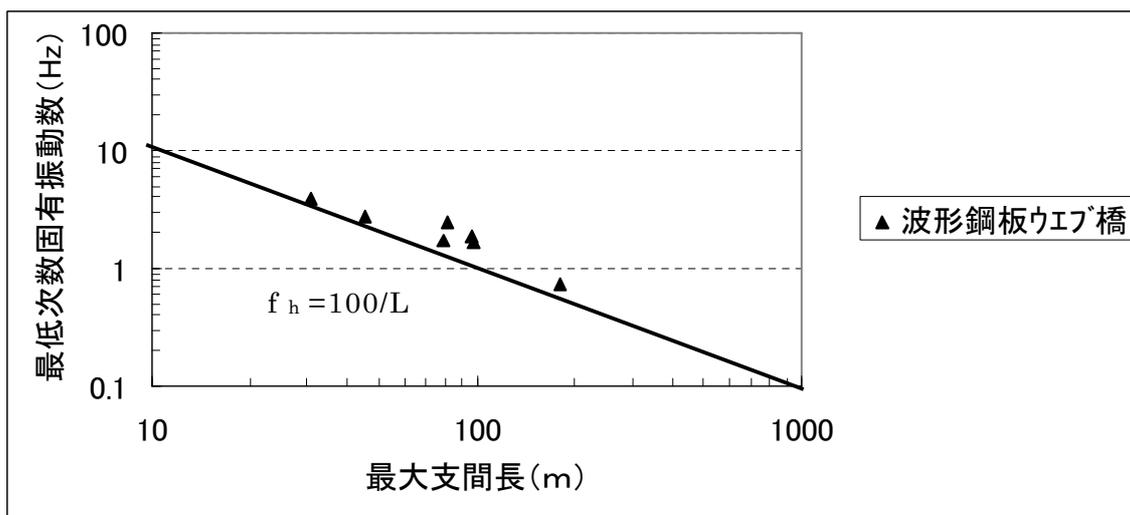


図 5.2.1 波形鋼板ウェブ PC 橋の最大支間長と固有振動数

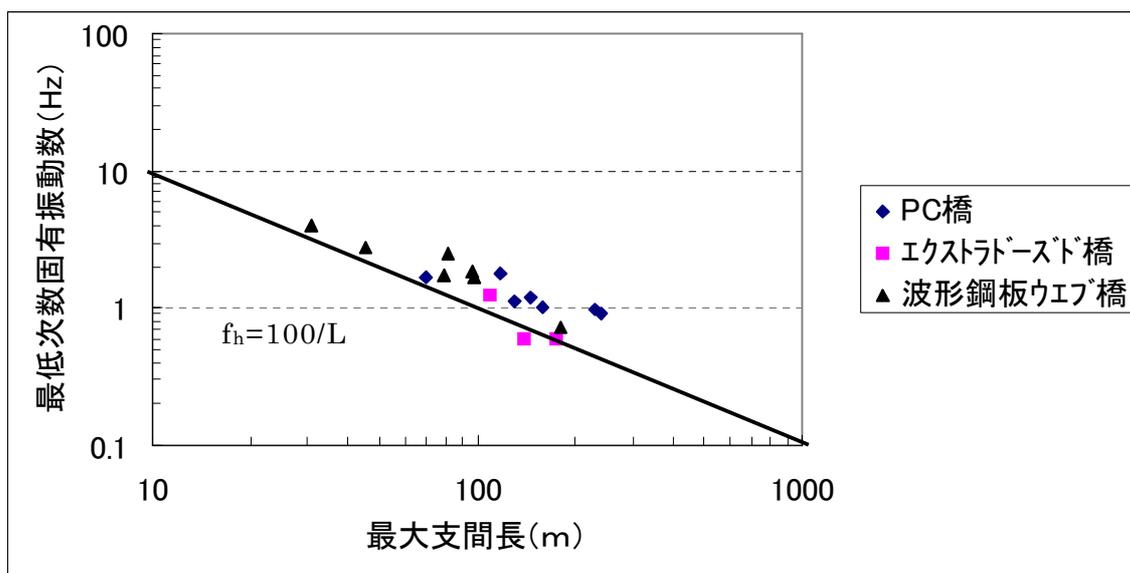


図 5.2.2 コンクリート系橋梁の固有振動数

### 5.2.2 波形鋼板ウェブ PC 橋の構造減衰

図 5.2.3 は、固有振動数と同様に橋梁形式別に、減衰定数と最大支間長の関係をプロットしたものであるが、図には併せて道路橋耐風設計便覧の推定式

$$\delta = 0.75 / L^{1/2} \text{ を減衰定数に換算した式 } h = 0.12 / \sqrt{L} \text{ も示してある。}$$

減衰定数は、加振方法の違いやその解析方法による差異が大きく、また支承条件や橋脚高など支間長以外の要因による影響が大きいといわれている。

今回の検討でも減衰定数と最大支間長との相関は小さい結果となっている。ただ、傾向的には PC 橋は推定式と比較してやや大きめの値、波形鋼板ウェブ PC 橋はやや小さめの値を示している。

さらに、波形鋼板ウェブ PC 橋の減衰定数と固有振動数の相関を見てみると、図 5.2.4 に示すように、鋼少数主桁と同様に相関は小さい結果となった。

このことから、現時点で波形鋼板ウェブ PC 橋の耐風性を検討する上では、減衰定数  $h$  は最大支間長や固有振動数に関係なく  $h = 0.007$  (対数減衰率  $\delta = 0.044$ ) 程度と見込むことが妥当と考えられる。(図 5.2.5 参照)

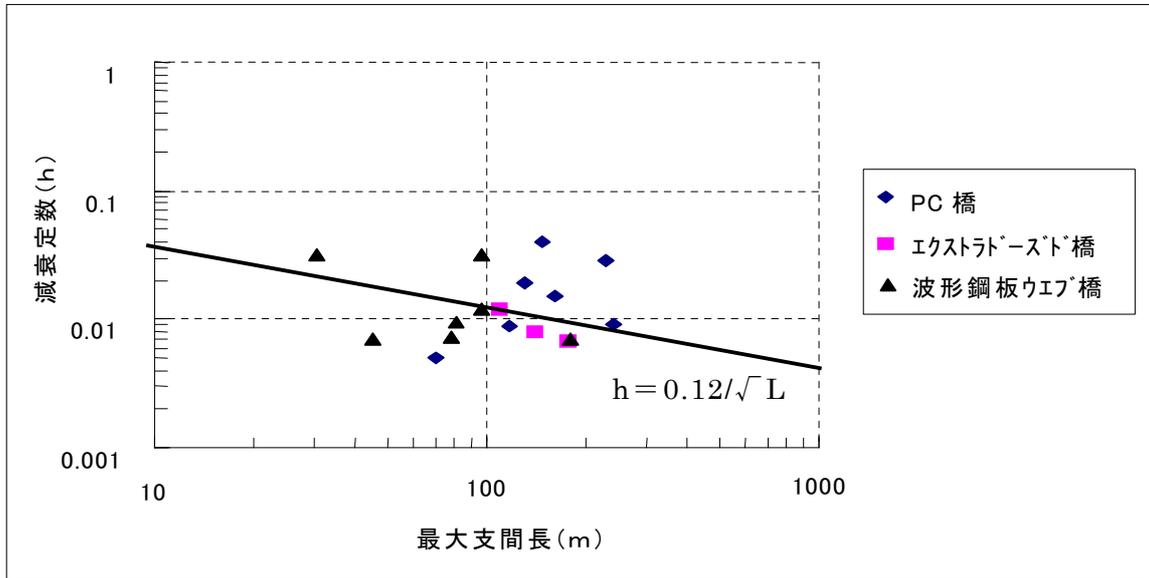


図 5.2.3 コンクリート系橋梁の減衰定数

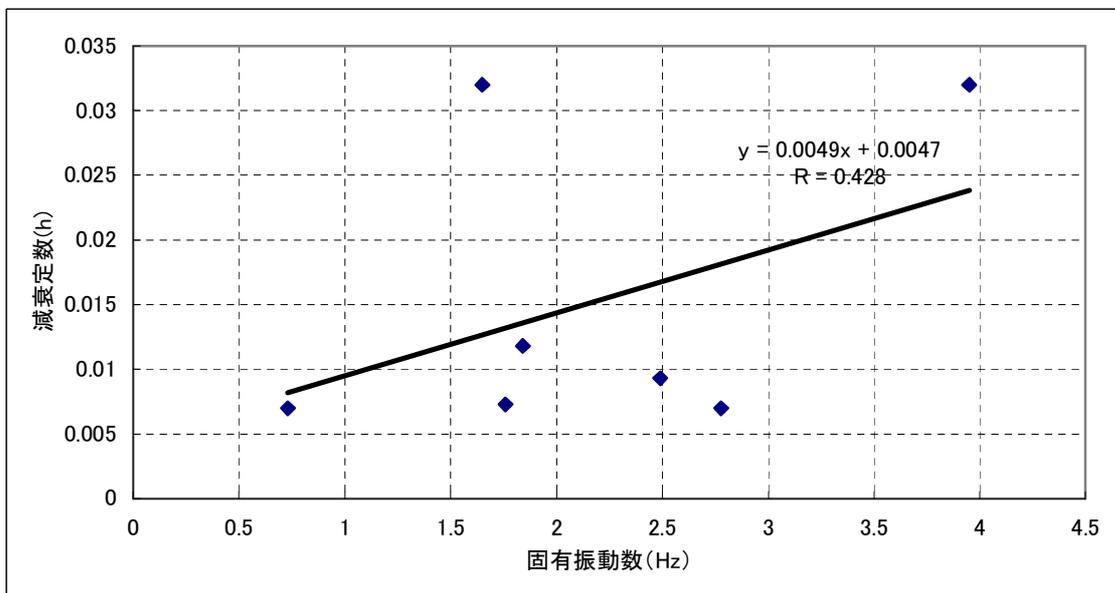


図 5.2.4 波形鋼板ウェブ PC 橋の減衰定数と固有振動数の関係

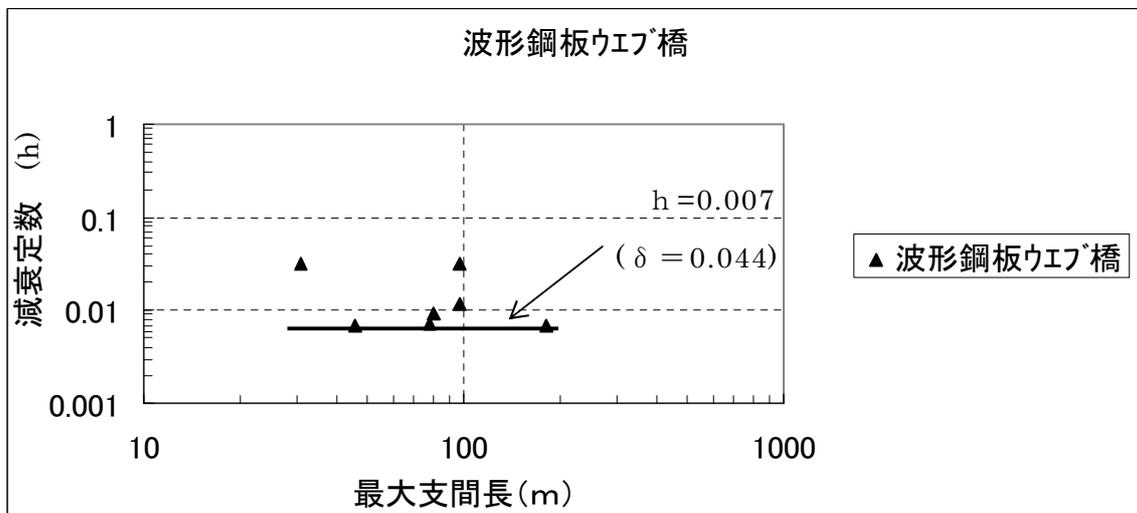


図 5.2.5 波形鋼板ウェブ PC 橋の構造減衰

### 5.3 まとめ

- i) 波形鋼板ウェブ PC 橋の固有振動数は、PC 橋とほぼ同様の特性を示し、道路橋耐風設計便覧の推定式 ( $f_h = 100/L$ ) により最大支間長の関数で表すことができる。
- ii) たわみとねじれの振動数比は、同便覧において提案されている閉断面充腹桁の場合の、ねじれ 1 次/たわみ 1 次 = 3 とほぼ一致している。
- iii) 構造減衰は、今回の検討範囲では最大支間長および固有振動数との相関は小さい。また、同便覧の推定式と比較してやや小さめの値を示した。たわみの対数減衰率として  $\delta = 0.04 \sim 0.06$  程度である。
- iv) 構造減衰の振幅依存性は認められない。

## 第5章 参考文献

- 1 (社)日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通偏・Ⅲコンクリート橋偏）同解説，2002/3
- 2 角谷：「魔法のいた」波形鋼板，橋梁と基礎，P111，2002/8
- 3 水口，芦塚：JHにおける波形鋼板ウェブPC箱桁橋，橋梁と基礎 P75～79，2002年8月
- 4 前田，今泉，上平ほか：波形鋼板ウェブPC箱桁橋（東九州自動車道：小河内川橋）の振動特性，土木学会第57回年次学術講演会 V-616，平成14年9月
- 5 前田，今泉，小川ほか：波形鋼板ウェブPC箱桁橋（東九州自動車道：小河内川橋）の固有値解析，土木学会第57回年次学術講演会 V-615，平成14年9月
- 6 永田，安川，梅津，永元：波形鋼板ウェブ橋の実橋載荷実験 山陽自動車道小犬丸橋，プレストレストコンクリート，2003/1 p105-114
- 7 角谷，青木他：波形鋼板ウェブ橋の振動特性その1 振動実験，プレストレストコンクリート，2003/3，p90-99
- 8 角谷，青木他：波形鋼板ウェブ橋の振動特性その2 振動解析，プレストレストコンクリート，2003/5，p35-43
- 9 平磯，下村，西野，桑原：栗谷橋（波形鋼板ウェブPC箱桁橋）の施工，プレストレストコンクリート技術協会第12回シンポジウム論文集，2003年10月
- 10 宮内，安川，中藪，森，張：第二名神高速道路栗東橋の計画と設計，橋梁と基礎，2003/12
- 11 村尾，田中，宮内，佐川：信楽第七強，津久見川橋の設計と施工，橋梁と基礎，2004/2
- 12 佐川ほか：波形鋼板ウェブエクストラード橋の施工と振動実験，プレストレストコンクリート Vol.46.No.5,sep.2004
- 13 前川，角谷，菅野，堤，狩野：PC橋設計へのFEM解析の適用に関する研究，プレストレストコンクリート，2004
- 14 高木，藤田，益子，飯島：波形鋼板ウェブエクストラードPC箱桁

- 橋の振動特性，土木学会第59回年次学術講演会 I-440，平成16年9月
- 15 青木，木水ほか：勝手川橋(波形鋼板ウェブ PC 橋)の振動実験について(面内振動)，土木学会第57回年次学術講演会 I-578，平成14年9月
  - 16 青木，吉川ほか：勝手川橋(波形鋼板ウェブ PC 橋)の振動実験について(面外振動)，土木学会第57回年次学術講演会 I-579，平成14年9月
  - 17 安川，宮内ほか：PLAN AND DESIGN OF RITTOH BRIDGE，  
Proceedings of 1<sup>st</sup> fib Congress， 2002/10
  - 18 宮内，安川ほか：第二名神高速道路 栗東橋の計画と設計－波形鋼板ウェブ PC エキストラード橋，橋梁と基礎 Vol.37 No.12，2003/12
  - 19 福原，宇佐美：波形鋼板ウェブ PC エキストラード橋の載荷実験と計測結果－第二名神高速道路 栗東橋－，EXTEC No.70，2004/9
  - 20 木村：波形鋼板ウェブ橋の振動実験による主桁剛性評価について，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成15年6月

## 第6章 波形鋼板ウェブ PC 橋の耐風性

### 6.1 概説

波形鋼板ウェブを有する PC 箱桁橋は、従来のコンクリートウェブに替え、波形鋼板をウェブに採用した新しい橋梁形式であり、死荷重の減少、プレストレス導入の効率化、施工の効率化を図ることができる橋梁形式として近年注目され、中・長スパン領域において建設事例が増加している。形式的にも、桁橋に始まり、近年ではエクストラードード橋、さらには斜張橋の主桁にも採用されている。一般的に、PC 橋は同規模の鋼橋に比較して単位長さあたりの質量が大きいため、耐風安定性が問題となることは少ないと考えられる。しかしながら、波形鋼板ウェブ PC 橋は PC 箱桁橋に比べ、15%～20%ほど単位長さあたりの質量が小さいことやねじり剛性が小さいこと、さらにはウェブに200mm程度の凹凸が付いており、ウェブとフランジエッジの距離も凹凸により変化するという特異な形状となっていることから、空力特性が従来の橋梁形式と違うことが懸念される。しかし、同橋梁形式についての耐風性の検討例は少なく、その耐風性を明らかにすることが急務となっている。著者は、高速道路で採用されたエクストラードード橋について風洞試験による調査を行い、道路橋耐風設計便覧との比較を通じて同形式の耐風性を検討している。また、鋼少数主桁橋のウェブを波形鋼板に置き換えた2主桁断面を用いた風洞試験を行い、同形式の形状的特徴であるウェブ形状の耐風性への影響を明らかにする。

### 6.2 風洞試験内容

本研究では、波形鋼板ウェブ PC 橋の典型的な断面として箱桁を代表断面として取り上げた風洞試験を行っている。調査対象断面は3車線の高速道路の実橋（第二名神高速道路 栗東橋上り線）を用いる。対象とした栗東橋は、図 6.2.2 に示すような4径間連続エクストラードード橋である。

その形状は図 6.2.1 のとおり、総幅19.7m、高欄を除く有効高さ5.2

mを有する橋梁である。高欄形状はポスト高欄とした。構造高Dとして高欄を除いた値をとった場合、縦横比B/Dは、3.75となる。

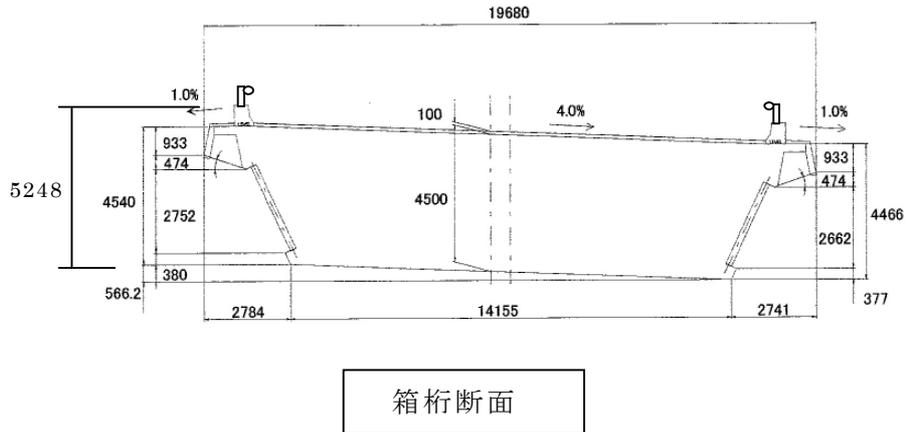


図 6.2.1 試験対象断面

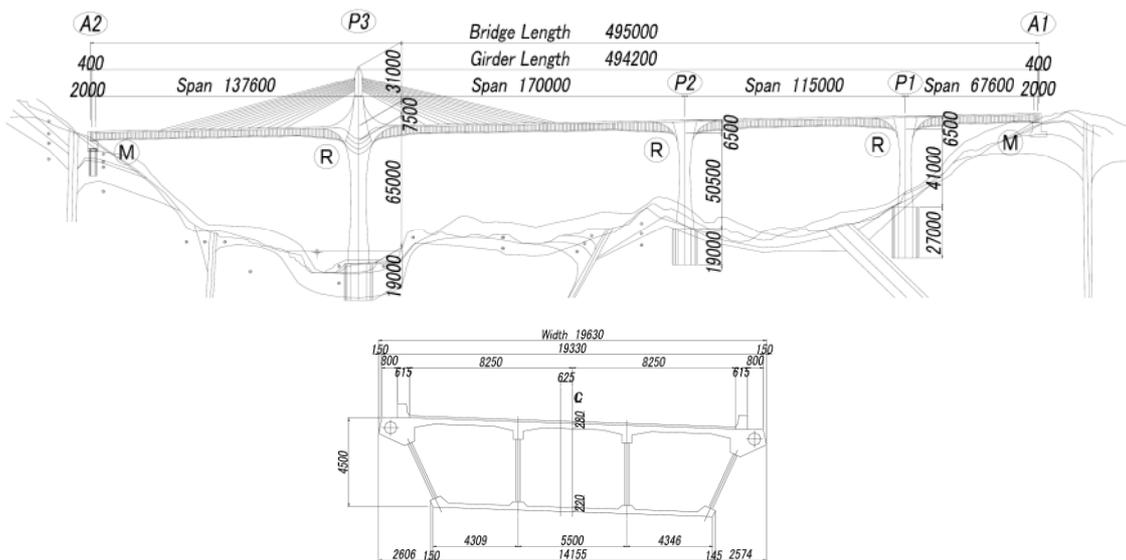
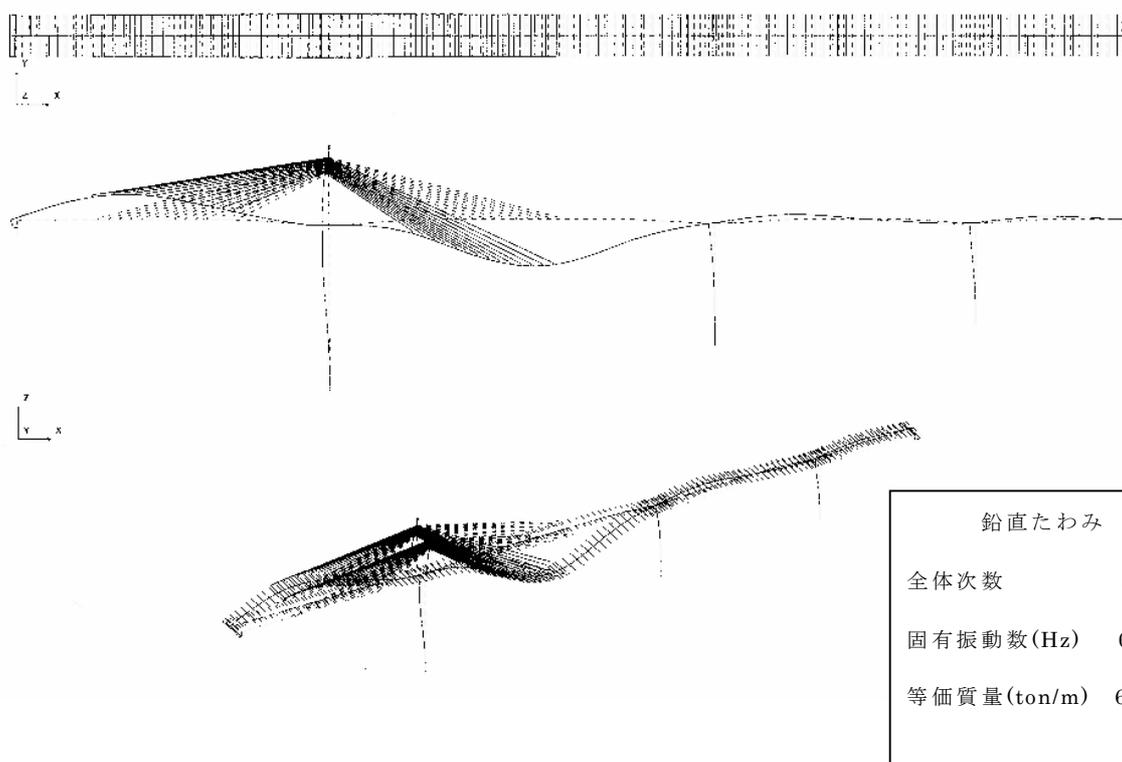


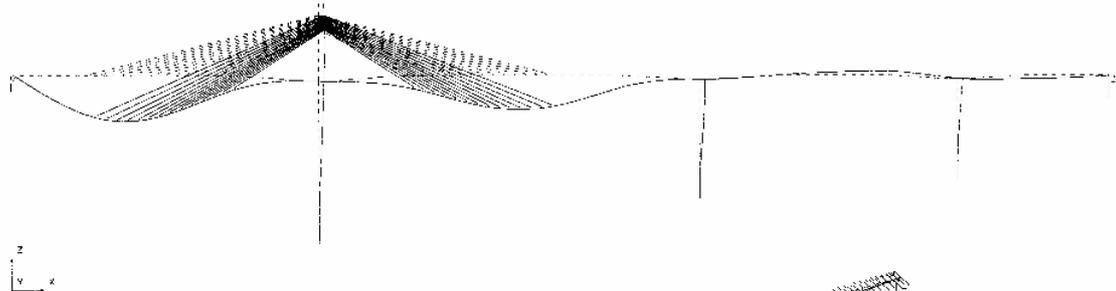
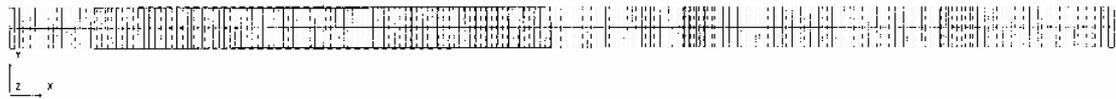
図 6.2.2 栗東橋上り線一般図

風洞試験に先立ち、固有値解析により振動特性を把握する。風洞試験には、得られたモードのうち振動数が小さく、上下方向振動が卓越するモードを抽出して行う。

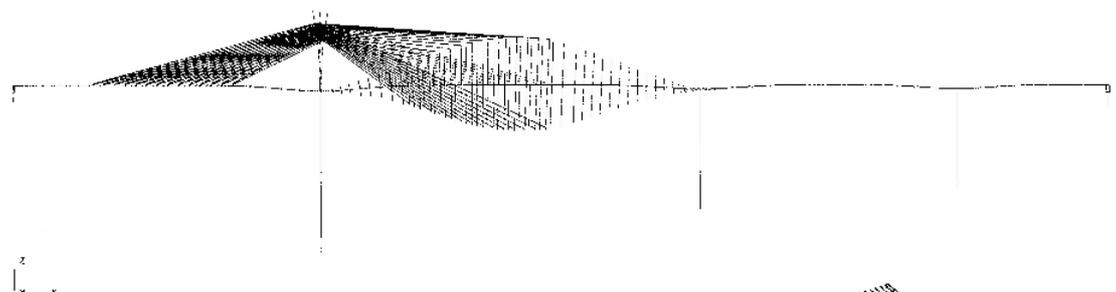
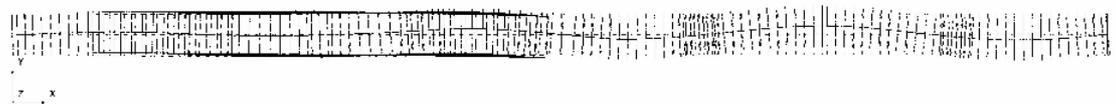
モード	次数 等価質量	振動数	形態
たわみ	3次 60.1 t/m	0.902 Hz	主塔をはさんで逆相
	5次 56.9 t/m	0.993 Hz	主塔をはさんで同相
ねじれ	17次 1632 t/m	3.475 Hz	

表 6.2.1 栗東橋の振動モード





鉛直たわみ	
全体次数	5 次
固有振動数(Hz)	0.993
等価質量(ton/m)	56.88



ねじれ	
全体次数	1 7 次
固有振動数(Hz)	3.475
等価質量慣性 M	
(ton.m <sup>2</sup> /m)	1631.60

図 6.2.3 固有値解析結果

試験は、部分模型を用いた二次元風洞試験とし、風洞は三菱重工業株式会社長崎研究所の耐風拡散汎用風洞を用い、模型は風洞測定部寸法を考慮し、縮尺35分の1としている。気流は一様流のほか、翼列・ダンパー乱流発生装置による2種類の乱流（主方向乱れ強さ9%および12%）とし、迎角は $-3^{\circ}$ ～ $+5^{\circ}$ で変化させている。また、構造減衰は対数減衰率 $\delta = 0.03$ を基本とし、一部のケースで0.045、0.060についても設定している。なお、模型は、たわみ・ねじれ2自由度支持とした。

また、波形鋼板ウェブ2主桁断面は、比較を容易にする目的で、平面ウェブを有する少数主桁橋である大津呂川橋と形状および動的構造諸元を合わせている。

研究の対象とした橋梁は、図6.2.4に示すように、第3章で対象とした大津呂川橋のウェブを波形鋼板に置き換えたものであり、構造諸元は同橋に合わせている。

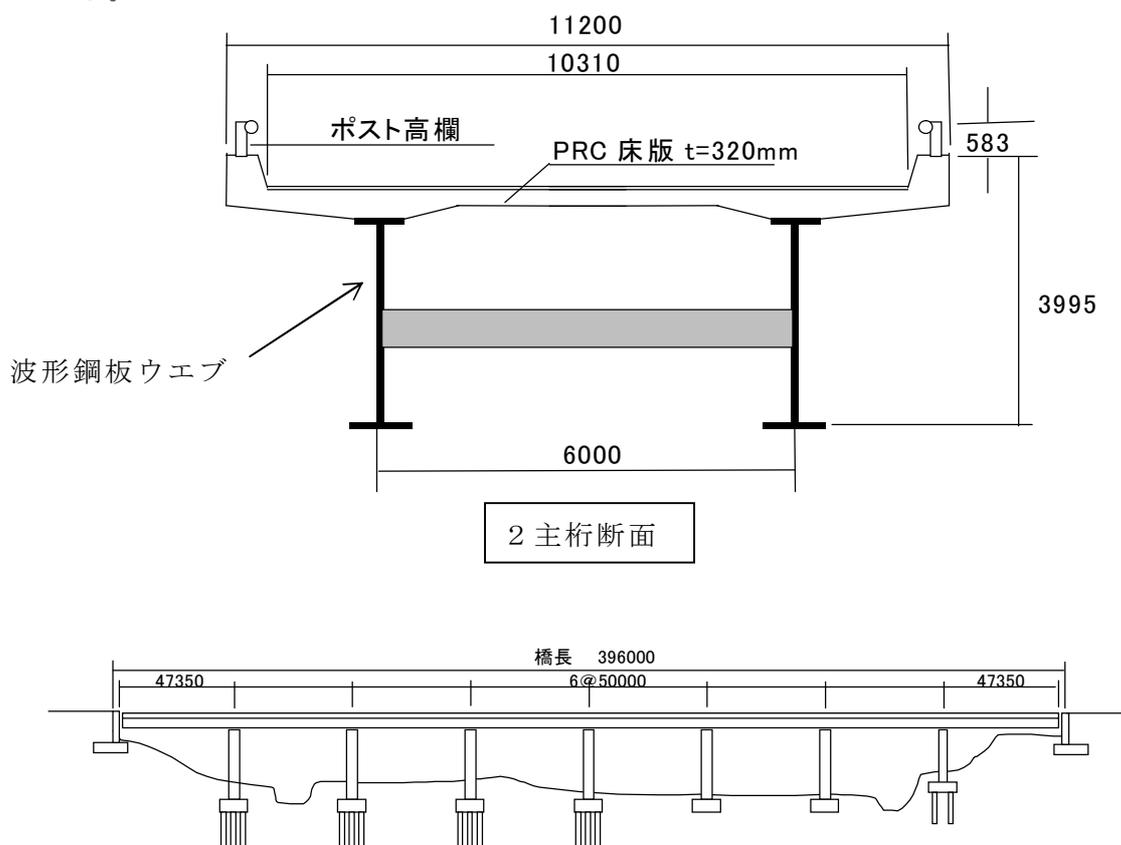
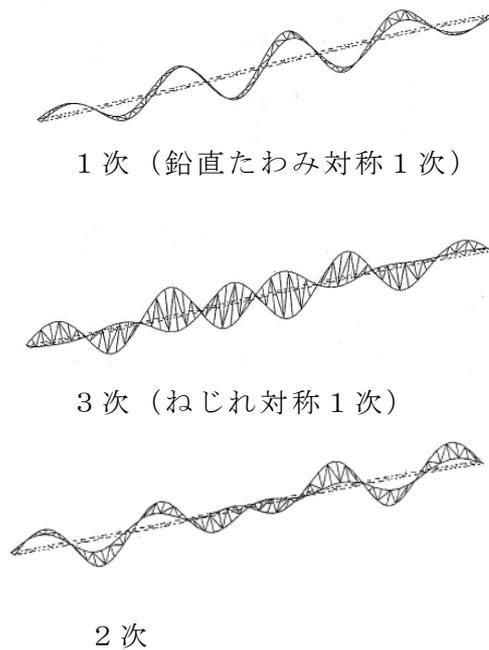


図 6.2.4 対象橋梁一般図



次数	固有振動数 (Hz)	等価質量 (t/m)	等価極慣性モーメント (t・m)
<u>1</u>	<u>1.85</u>	<u>16.4</u>	9244
2	2.01	19.8	790
<u>3</u>	<u>2.12</u>	92.8	<u>176</u>
4	2.24	45.7	224
5	2.31	24.8	416
6	2.50	213.8	157
7	2.65	17.4	2001
8	2.84	411.9	151
9	3.05	16.9	3387
10	3.23	443.8	151

図 6.2.5 振動モード形状

表 6.2.2 振動モード一覧

風洞試験は、部分模型を用いた二次元風洞試験とし、模型の支持はたわみ、ねじれ2自由度としている。風洞は、鋼少数主桁橋である大津呂川橋の試験で使ったのと同じ京都大学の室内回流式エッフェル型風洞である。模型の縮尺も、大津呂川橋の試験と合わせ60分の1としている。また、この試験では、水平偏角 $\beta$ を持った風（斜風）に対する応答を計測するために、模型をターンテーブル上に設置し回転可能な機構としている。試験の条件を表6.2.6に示す。気流は一様流のほか、乱流（主方向乱れ強さ8%）とし、迎角は $-3^\circ \sim +3^\circ$ で変化させた。また、水平偏角 $\beta$ は、 $0^\circ$ 、 $5^\circ$ 、 $7.5^\circ$ および $10^\circ$ と変化させている。

さらに、静的空気力係数の計測においては、一様流を用い、水平偏角は上記のばね支持自由振動試験と同じ $0^\circ$ 、 $5^\circ$ 、 $7.5^\circ$ および $10^\circ$ としている。

	記号	実橋値	実験所要値 (縮尺 1/60)	実験値
桁高	$D_p$	4.58 m	0.076 m	0.076 m
桁幅	B	11.4 m	0.19 m	0.19 m
等価質量	m	16.39 t/m	4.553 kg/m	4.517~4.668
等価質量慣性モーメント	I	175.6 tm	0.01355 kgm	0.0122~0.0150 kgm
たわみ 固有振動数	$f_\eta$	1.854 Hz	—	5.061~5.071 Hz
ねじれ 固有振動数	$f_\phi$	2.116 Hz	—	5.970~6.050 Hz
たわみ 対数減衰率	$\delta_\eta$	約0.03	約0.03	0.0122~0.0150
ねじれ 対数減衰率	$\delta_\phi$	約0.03	約0.03	0.0187~0.0222

表 6.2.6 試験所要値

平面ウェブを有する 2 主桁断面では、第 3 章で述べたように、たわみおよびねじれの渦励振のほかにギャロッピング、ねじれフラッターの発現が認められている。これらはたわみ、ねじれ各 1 自由度振動系で測定されたものである。ここでは、たわみ、ねじれ 2 自由度系を再現し、空力振動現象間の干渉も含めた応答を把握し、波形ウェブを有する 2 主桁断面の空力特性の把握、平面ウェブ断面との比較ならびに斜風の影響について試験結果をもとに検討を加える。

### 6.3 箱桁断面の応答特性

まず、基本的な応答特性を把握する目的で風洞試験を実施した結果を図 6.3.1 に示す。試験条件は図中に記載している。

たわみ振動では、実橋風速 34 m/s ~ 40 m/s 付近で片振幅 24 cm 程度の渦励振が測定された。発散振動は、風速 100 m/s までの試験範囲では発生していない。

一方、ねじれ振動では、風速 120 m/s 付近で片振幅 0.9° 程度の渦励振が測定された。発散振動は、185 m/s までの範囲で発生していない。

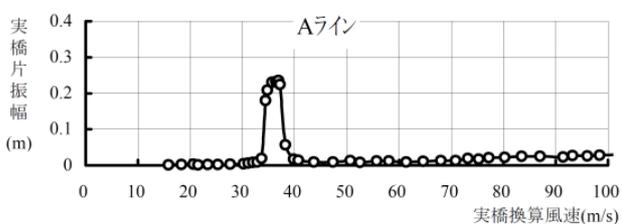
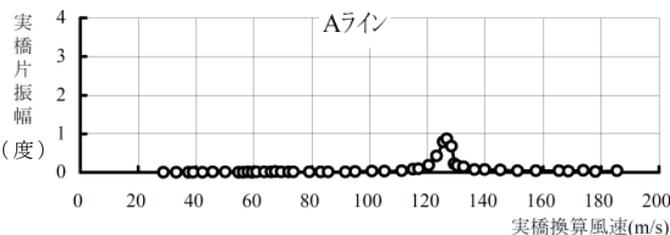
振動モード	限定振動		発散振動	風速-振幅曲線 試験条件 (気流: 一様流, 迎角: 0°, 構造減衰 $\delta = 0.03$ )
	共振風速 (開始風速) (m/s)	片振幅	発振風速 (m/s)	
たわみ	37.0 (33.7)	0.236m	>100	振動数 $f_0=0.993\text{Hz}$ 
ねじれ	126.7 (117.0)	0.86°	>185	振動数 $f_0=3.475\text{Hz}$ 

図 6.3.1 たわみ・ねじれの基本振動応答

### 6.3.1 鉛直たわみ振動

たわみ振動応答を図 6.3.2 に示している。迎角  $0^\circ$  では、実橋風速  $33 \text{ m/s} \sim 40 \text{ m/s}$  付近に渦励振の発生が見られる。迎角を変化させた試験 ( $+5^\circ$ ,  $-3^\circ$ ) では、吹き上げ ( $+5^\circ$ )、吹き降ろし ( $-3^\circ$ ) とともに振動発現風速および振動振幅は  $0^\circ$  とほとんど同様となっている。この渦励振の発現風速は、無次元風速  $U/fB$  にして 1.7 程度であり、自己励起型渦励振の典型的な発振風速とされる 1.67 に近い。したがってこの渦励振は自己励起型の性格を有している可能性がある。また、発散型振動は、実橋風速で  $100 \text{ m/s}$  までの範囲では確認されない。

### 6.3.2 ねじれ振動

事前の固有値解析で、ねじれ振動数が高い値を示していることから(表 6.2.1 参照)、ねじれ振動の発生風速は十分高いと推定される。道路橋耐風設計便覧の推定式で試算すると、以下のように高い風速となる。

$$\begin{aligned}\text{ねじれ渦励振発生風速} &= 1.33 \cdot f_{\theta} \cdot B \\ &= 1.33 \times 3.475 \times 19.68 \\ &= 91.0 \text{ m/s}\end{aligned}$$

風洞試験の結果では、ねじれ渦励振が実橋風速 117 m/s 付近で発生しているが、発散振動は風洞試験の風速域である 185 m/s まででは発生していない。

このことから、ねじれ振動については空力的に十分な安定性を有していることと判断し、ねじれ振動に関しては照査を対象外とした。

### 6.3.3 風の乱れの効果

今回は、一様流に加えて主流方向乱れ強さ 9% (乱流①と表記する) および 12% (乱流②) の乱流を用いて、風の乱れの効果を検討した。風洞試験結果を図 6.2.4 に示す。

乱流中では渦励振の振幅が小さくなるが、風の乱れ強さが増加した場合(乱流②)さらに振幅が小さくなる。振幅は、迎角により差があるものの、乱流①の場合で一様流の 48%~67%、乱流②では 30%~46% ほどの値を示している。

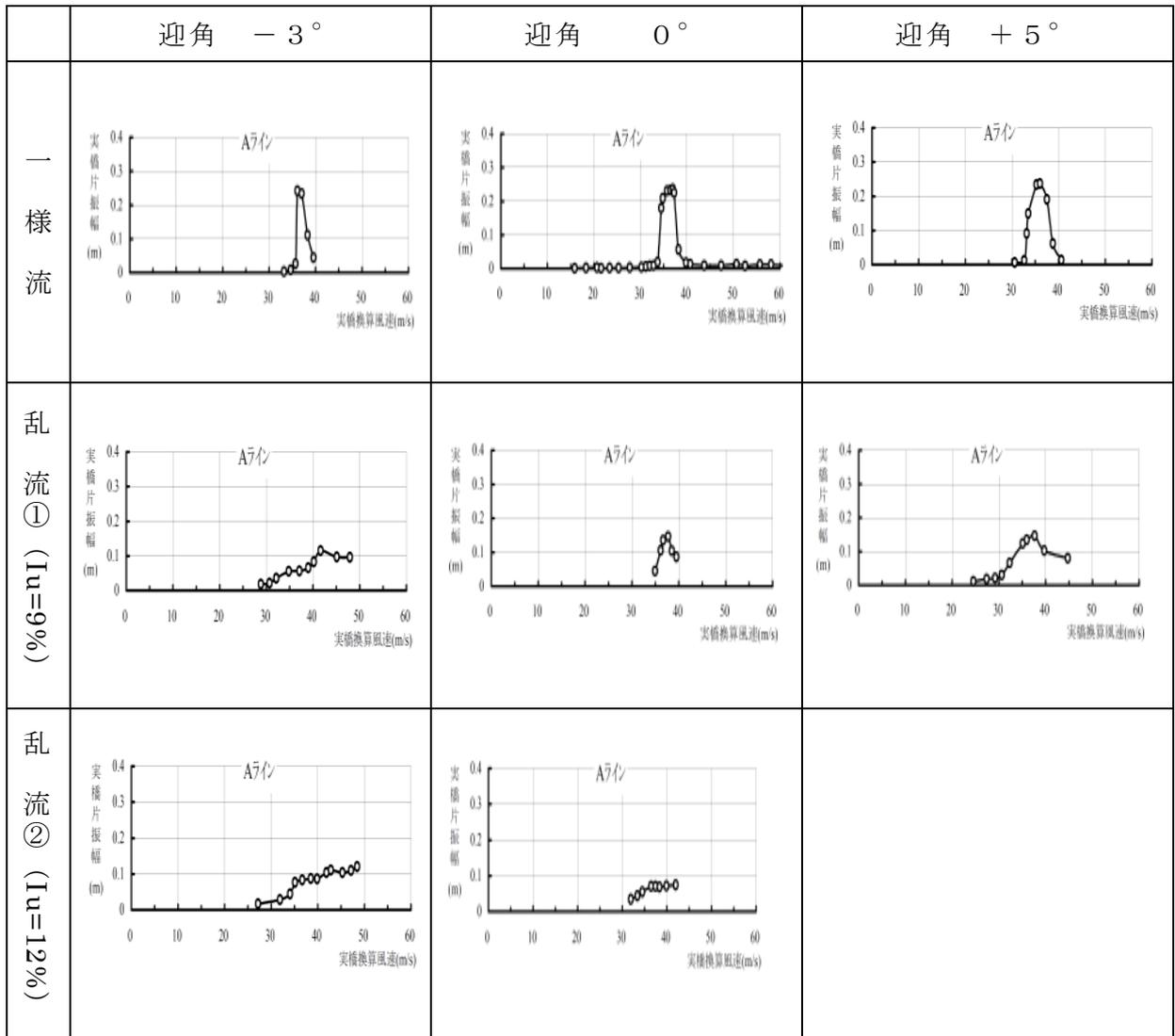


図 6.3.2 たわみ振動応答

#### 6.3.4 構造減衰の効果

栗東橋の風洞試験では、構造減衰の振動振幅への影響を明らかにするために、対数構造減衰率  $\delta$  を変化させている。試験は乱流① ( $I_u=9\%$ ) で行い、風の迎角は  $-3^\circ$  としている。

図 6.2.5 に実橋換算の VA 図を示す。これを、振動振幅と構造減衰率の関係に表し、さらに道路橋耐風設計便覧の推定式

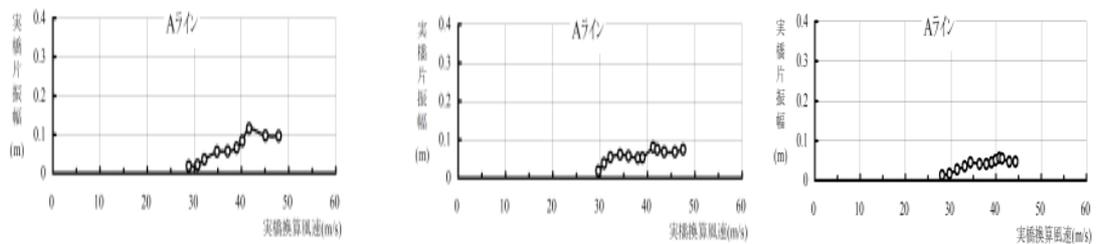
$$h = \frac{\beta_{ds} 0.05 (B/d)^{-1}}{m_r \delta_h} \cdot B$$

を併せて比較すると図 6.3.4 のように表すことができる。

図のように便覧の推定値よりやや小さい振幅を示すものの、構造減衰率  $\delta$  の増加とともに振幅が反比例するように減少している。図 6.3.5 には日見橋（波形鋼板ウェブエクストラード橋、最大支間長 180m、 $B/D=2.94$ ）における構造減衰率と振幅の関係を示す。日見橋の場合は便覧の推定値よりやや大きい振幅となっているが、栗東橋と同様な性状を示している。また、この両橋の試験値の中間的な値を便覧の推定式が与えている。

	構造減衰率 $\delta$		
	0.03	0.045	0.06
乱流① ( $I_u=9\%$ , $\alpha=-3^\circ$ )			

図 6.3.3 構造減衰と振動応答



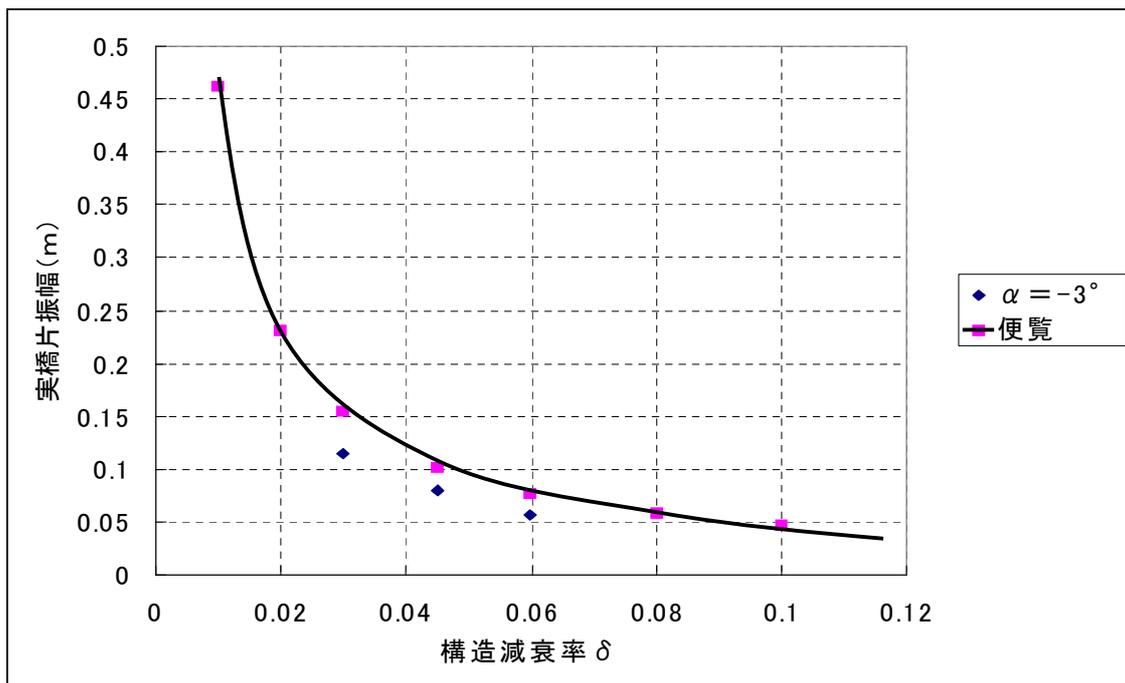


図 6.3.4 栗東橋の構造減衰と振動振幅の関係

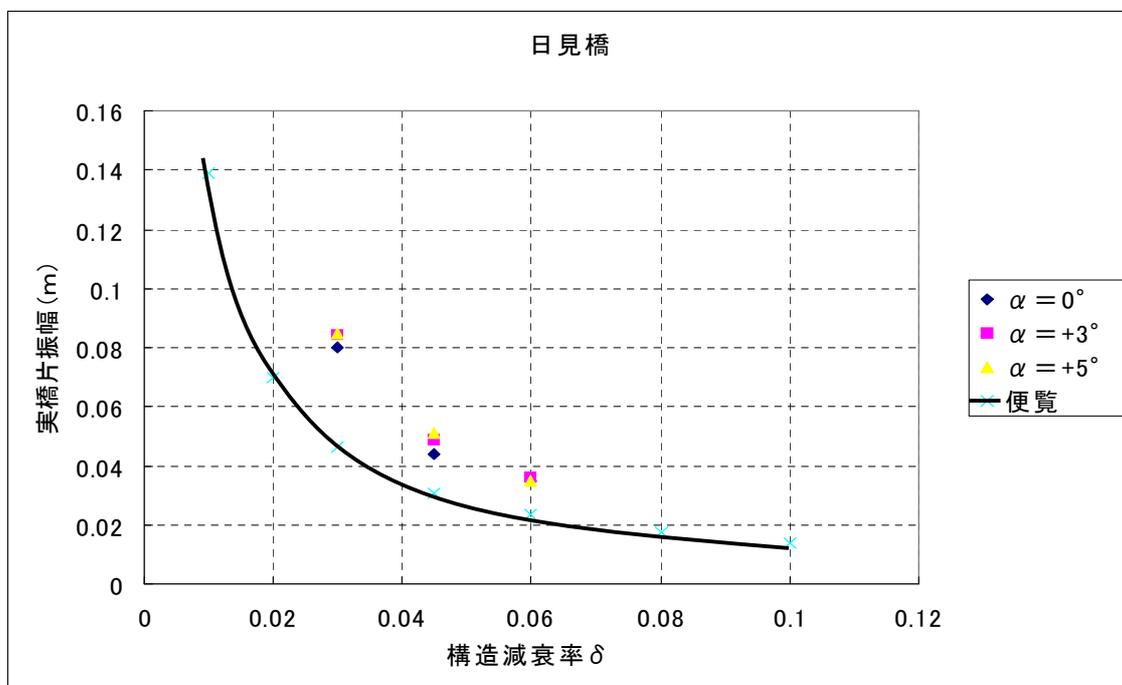


図 6.3.5 日見橋の構造減衰と振動振幅の関係

## 6.4 2主桁断面の応答特性

### 6.4.1 橋軸直角方向の風による振動応答

#### ① 一様流中の応答

迎角を  $\alpha = 0^\circ$ 、 $+3^\circ$ 、 $-3^\circ$  に変化させた場合の応答を図 6.4.1 に示す。

$\alpha = 0^\circ$  ではたわみの渦励振やギャロッピングは発生せず、ねじれ渦励振が実橋風速  $60 \text{ m/s}$  付近から発生し、ねじれフラッターが  $100 \text{ m/s}$  以上の高風速で発生している。また、たわみ振動応答は平面ウェブを有する2主桁で発生した渦励振およびギャロッピングなど、優位な振動は計測されていない。

$\alpha = +3^\circ$  では、逆にギャロッピングが実橋風速  $100 \text{ m/s}$  付近より発生し、ねじれフラッターを抑えている応答となっている。また、たわみ振動応答が  $\alpha = 0^\circ$  に比べて不安定化する傾向が認められる。これは、平面ウェブを有する2主桁の応答と同様である。

$\alpha = -3^\circ$  では、 $\alpha = 0^\circ$  のケースと同様な傾向を示し、たわみ渦励振およびギャロッピングは発生せず、ねじれフラッターが発生している。なお、ねじれの応答振幅や発現風速は  $\alpha = 0^\circ$  に比べ安定化傾向が認められるが、これも、平面ウェブを有する2主桁の応答と同様である。

全体を通じて、平面ウェブ2主桁橋に比べて渦励振が安定化し、ギャロッピングやねじれフラッターの発現風速も高風速側に移行する傾向が認められるが、気流や模型のばね支持機構が異なるなど風洞試験状況が完全に同一ではないことから、この結果を持って波形鋼板ウェブを有する2主桁橋が、平面ウェブに比べて安定であると結論付けるには、今後の継続的な検討が必要である。

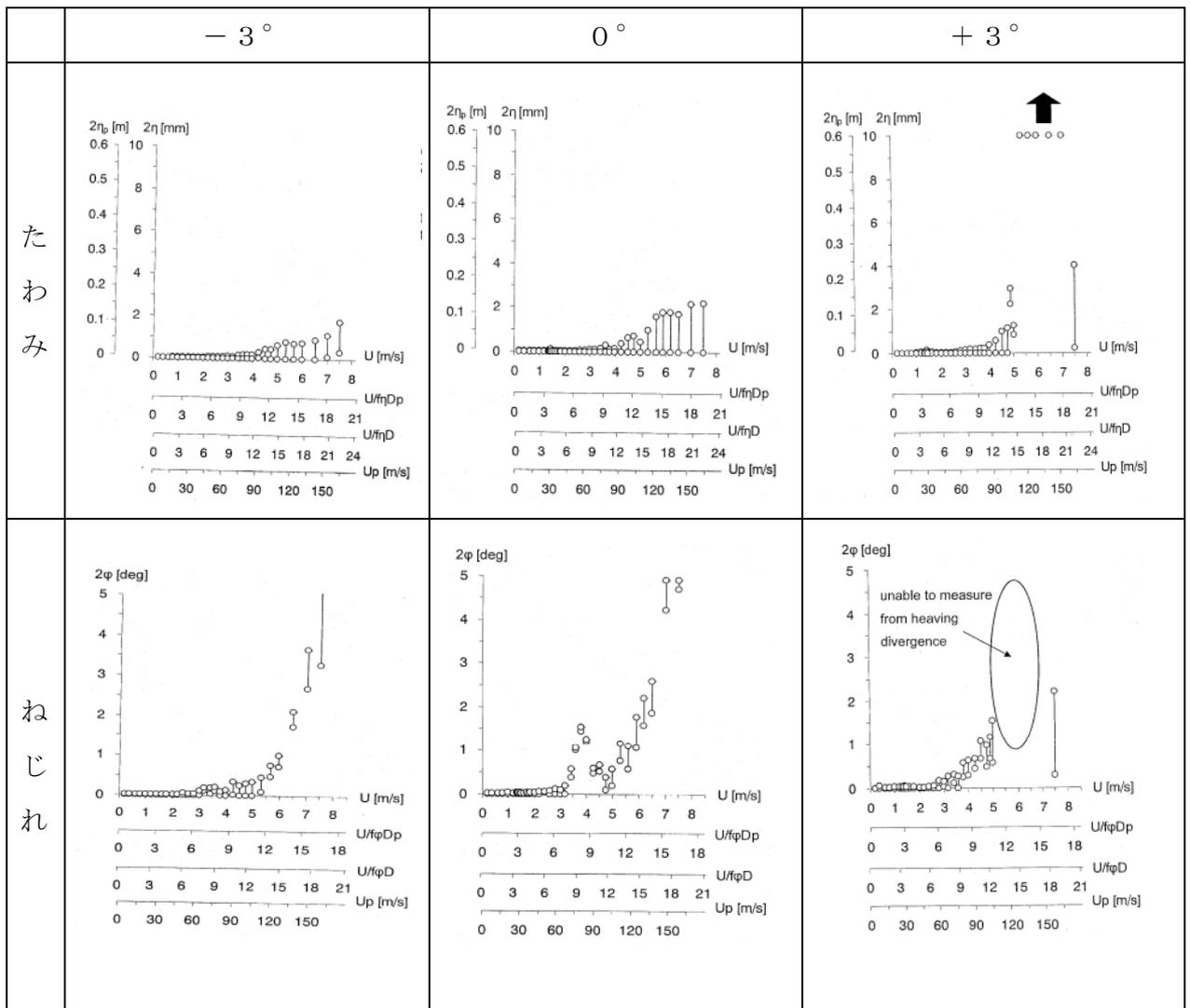


図 6.4.1 たわみ・ねじれ 2 自由度系振動応答（一様流、 $\beta = 0^\circ$ ）

② 風の乱れの影響

図 6.4.2 に格子乱流中（ $I_u = 8\%$ ）の応答を示す。

$\alpha = 0^\circ$  では、バフエッティングが卓越し、図 6.4.1 に示した一様流中の応答に比べて中・低風速域（ $60\text{ m/s}$  以下）で応答振幅が大きくなっている。また、一様流中で発現したねじれの渦励振とねじれフラッターの境界も応答振幅からは判別が困難となるような応答を示す。たわみ・ねじれ共に平面ウェブ橋の乱流中（ $I_u = 12\%$ ）の応答とほぼ同様な応答を示している。

$\alpha = +3^\circ$  の応答は  $\alpha = 0^\circ$  と類似しており、たわみ振動ではバフエッティングが卓越し、ねじれ振動では実橋風速  $90 \text{ m/s}$  以上の高風速でねじれフラッターと思われる振動が発現している。前述の一様流中での応答とは大きく特性が異なっており、乱れによるギャロッピングの安定化が、ねじれフラッターを顕在化させているのではないかと考えられる。

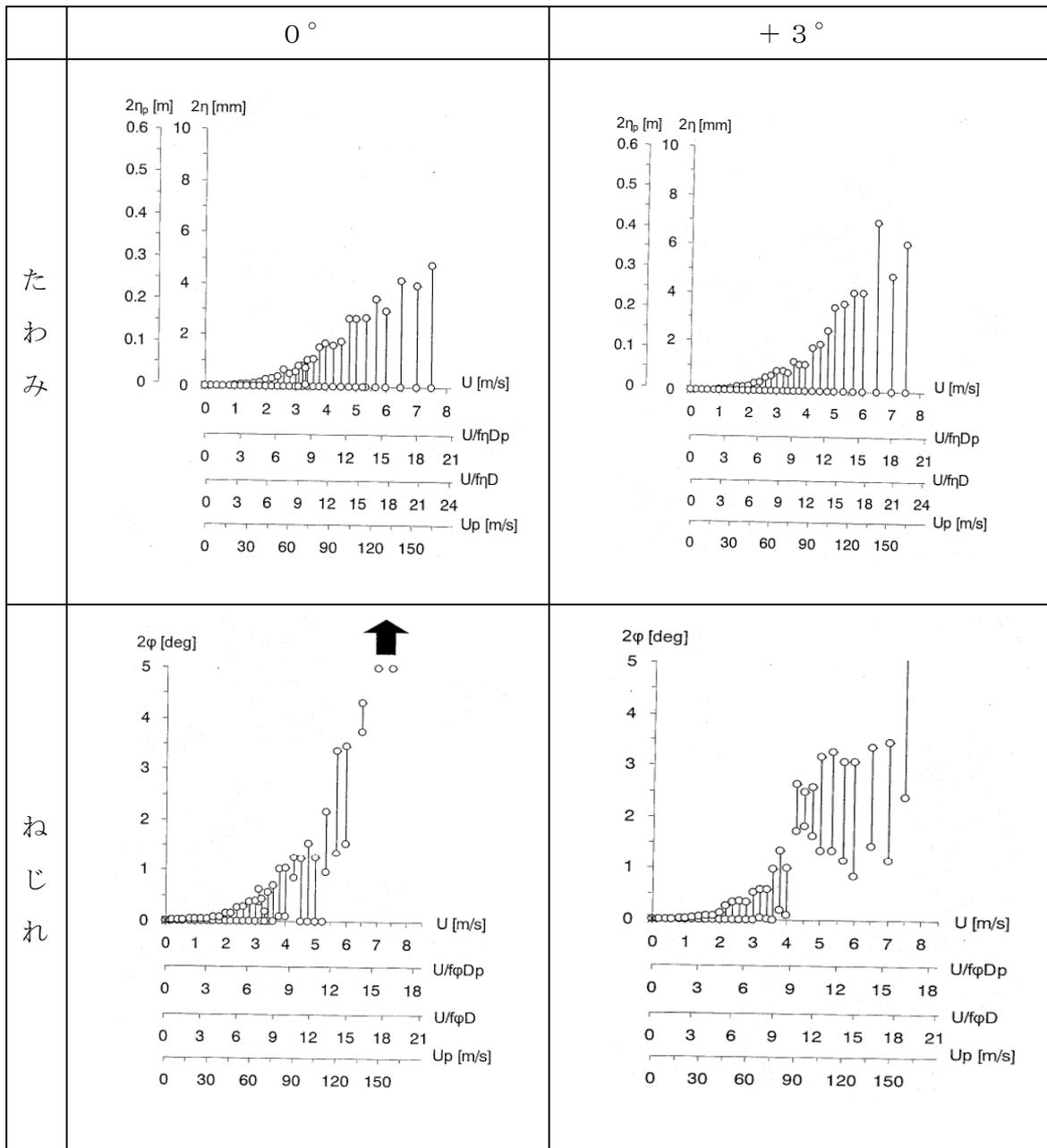


図 6.4.2 たわみねじれ 2 自由度系振動応答 ( $I_u = 8\%$ ,  $\beta = 0^\circ$ )

#### 6.4.2 水平偏角を持った風による振動応答

迎角  $\alpha$  は  $0^\circ$  で固定し、水平偏角  $\beta$  を変化させて、橋軸に対して斜め方向からの風（以下、斜風という）に対する応答の変化を風洞試験により調査した。図 6.4.3 および図 6.4.4 に応答図を示す。

$\beta = 0^\circ$ （橋軸直角方向）のたわみ応答のうち、実橋風速  $60 \sim 95 \text{ m/s}$  ではねじれの渦励振が発生し、最大倍振幅は  $4.7^\circ$  である。この風速域ではたわみの応答成分にねじれの固有振動数の信号を検出したため、図中\*印で区別している。また、実橋風速  $95 \text{ m/s}$  以上では、たわみのたわみの初期加振を与えた直後はギャロッピングが発生するものの、時間の経過とともに振幅は小さくなり、代わってねじれフラッターが発生し、最終的にはねじれフラッターが続く応答となっている。また、ねじれの初期加振を与えた場合はそのままねじれフラッターが続いた。このように、たわみ振動はねじれの干渉により振幅の検出が困難となったため、たわみの応答図には振幅値をプロットしていない。ねじれの応答は、 $\beta = 5^\circ$  では、 $\beta = 0^\circ$  とほぼ同様の応答特性を示すが、ねじれ渦励振の最大倍振幅は若干小さくなり、 $4.3^\circ$  であった。たわみとの干渉も  $\beta = 0^\circ$  と同様である。

$\beta = 7.5^\circ$  および  $10^\circ$  の場合も応答特性に大きな変化は見られず、ねじれ渦励振の最大倍振幅は、 $4.7^\circ$  と  $3.5^\circ$  であった。

以上のことより、波形鋼板ウェブを有する 2 主桁橋は、水平偏角が  $7.5^\circ$  までは斜風による影響による顕著な差が見られず、また、 $10^\circ$  においても、ねじれの渦励振最大振幅がやや小さくなる程度の影響しか認められない。したがって、斜風を受けた場合においても平面ウェブ橋と同様な応答であると判断される。

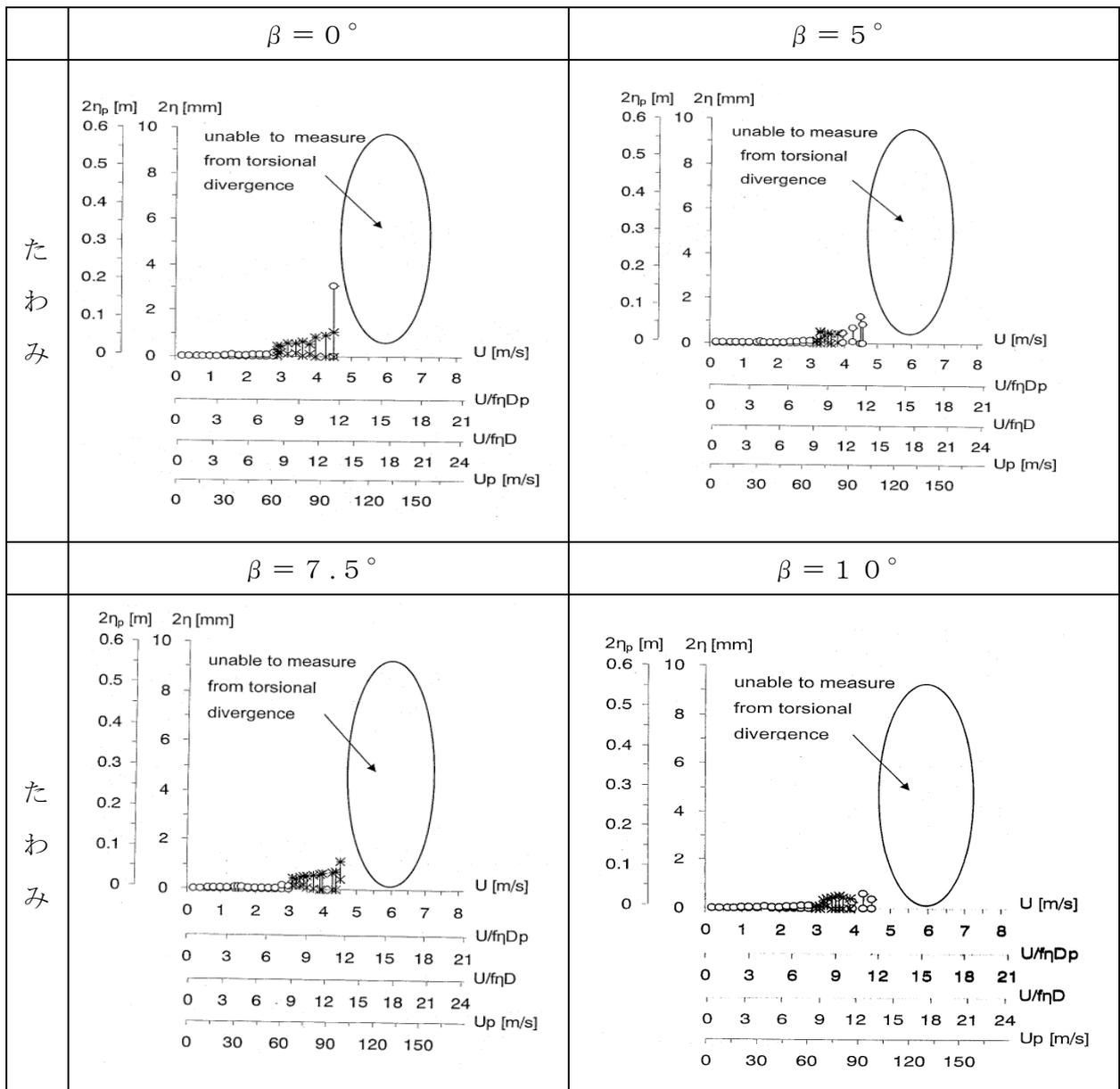


図 6.4.3 斜風によるたわみ振動応答（一様流， $\alpha = 0^\circ$ ）

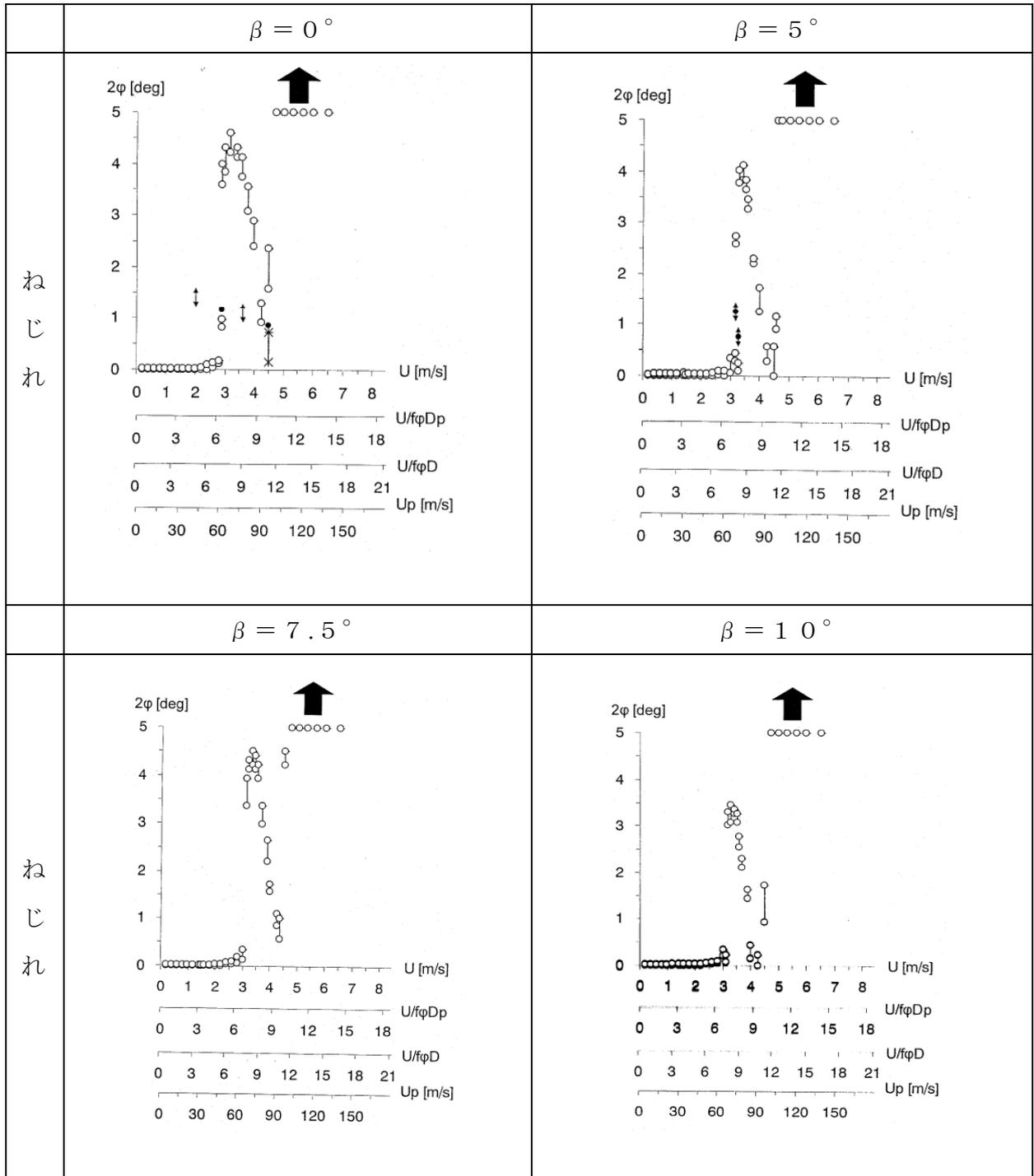


図 6.4.4 斜風によるねじれ振動応答 (一様流,  $\alpha = 0^\circ$ )

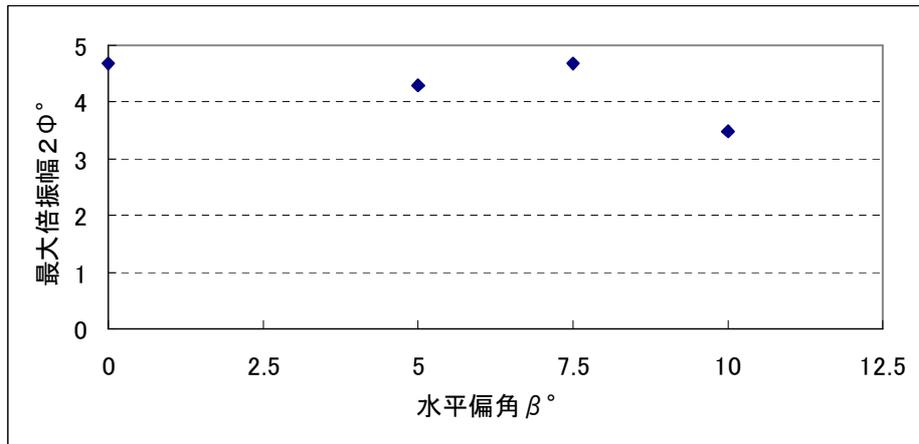


図 6.4.5 水平偏角とねじれ振幅

### 6.4.3 静的空気力

静的空気力の測定は、橋軸直角方向（ $\beta = 0^\circ$ ）で迎角（ $\alpha$ ）を変化させ揚力、抗力、ピッチングモーメントを計測する。また、斜風の影響を明らかにする目的で、水平偏角（ $\beta$ ）を変化させて、抗力と横力も測定している。

測定された各空気力成分は、下記の式により横力係数  $C_s$ 、揚力係数  $C_L$ 、抗力係数  $C_D$ 、ピッチングモーメント係数  $C_M$  の各静的空気力係数として整理する。

$$C_s = \frac{SideForce}{\frac{1}{2}\rho U^2 D l} \quad C_L = \frac{Lift}{\frac{1}{2}\rho U^2 (2b) l} \quad C_D = \frac{Drag}{\frac{1}{2}\rho U^2 D l} \quad C_M = \frac{Moment}{\frac{1}{2}\rho U^2 (2b)^2 l}$$

ただし、*SideForce*：横力（風下側を押し方向を正）[N]

*Lift*：揚力（上向き正）[N]

*Drag*：抗力（下流方向正）[N]

*Moment*：ピッチングモーメント(頭上げ正)[N m]

$\rho$ ：空気密度[kg/m<sup>3</sup>]

$U$ ：風速[m/s]

$b$ ：半弦長[m]

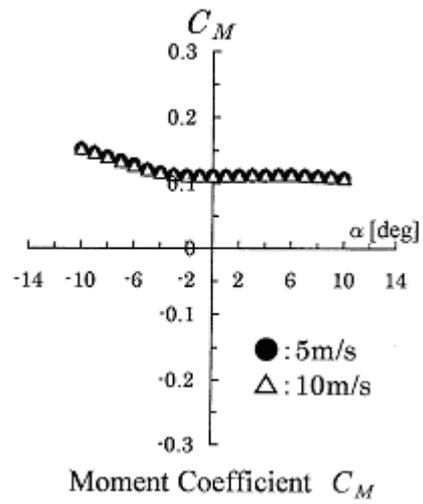
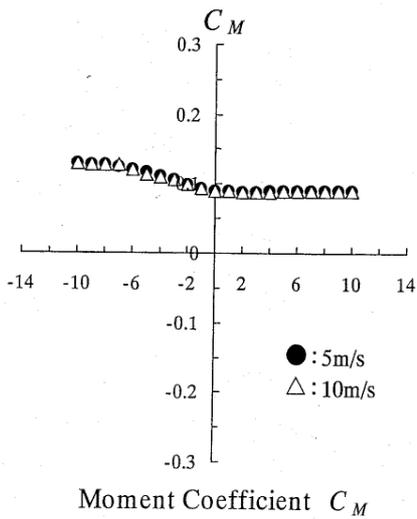
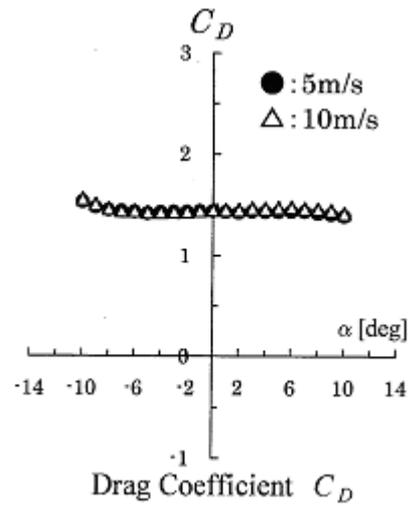
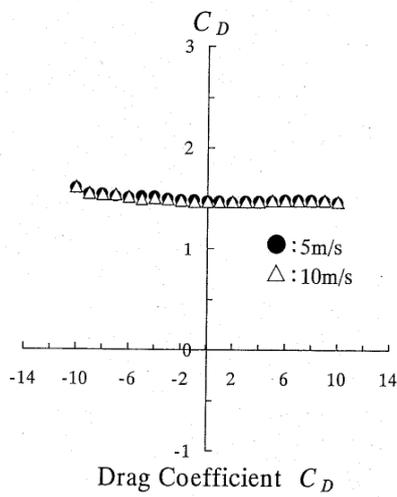
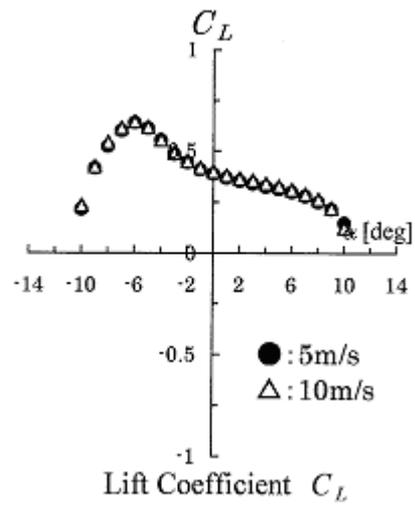
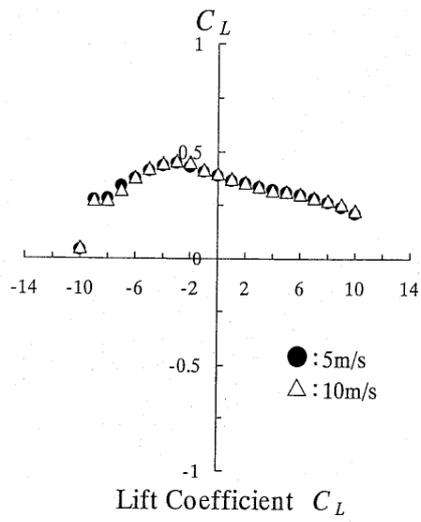
$D$  : 桁高[m] (下フランジ下面よりポスト高欄天端間)

$l$  : 模型スパン長 [m]

図 6.4.6 に波形ウエブと平面ウエブの試験結果を比較して示す。波形ウエブの場合、揚力係数  $C_L$  は  $\alpha \geq -3^\circ$  で負勾配となっており、準定常的にはギャロッピングに対する不安定性を示し前述の自由振動応答とも対応している。抗力係数  $C_D$  は、迎角に対してほとんど変化がない。ピッチングモーメント係数  $C_M$  は  $-6^\circ \leq \alpha \leq 0^\circ$  の範囲（吹き降ろし）で若干負勾配となり、他の傾斜角では勾配は、ほぼ 0 である。

以上の特性を平面ウエブと比較すれば、 $C_D$  および  $C_M$  では両者の間にほとんど差は認められず、 $C_L$  について  $-10^\circ \leq \alpha \leq -3^\circ$  で平面ウエブが大きい値を示す結果となっている。

水平偏角 ( $\beta$ ) による横力係数  $C_S$  と抗力係数  $C_D$  の変化については、図 6.4.7 に示すように両断面で有意な差は認められない。どちらの断面も、 $C_D$  は  $\beta$  の増加に伴い  $\beta = 10^\circ$  までは、 $\beta = 0^\circ$  における値よりも若干増える傾向を示し、 $\beta \geq 10^\circ$  では減少する。一方、 $C_S$  については両断面とも  $\beta$  の増加に伴い増加する傾向となっているが、今回の計測範囲で最も大きい  $\beta = 45^\circ$  で、 $C_D$  値の  $1/8 \sim 1/9$  である。



波形ウエブ

平面ウエブ

図 6.4.6 静的 3 分力係数 (一様流、 $\beta = 0^\circ$  , 構造軸まわり)

	波形ウエブ / 平面ウエブ ( $\alpha = 0^\circ$ )
$C_L$	0.38 / 0.38 = 1.00
$C_D$	1.45 / 1.40 = 1.03
$C_M$	0.09 / 0.11 = 0.83

表 6.4.1 分力係数の比較

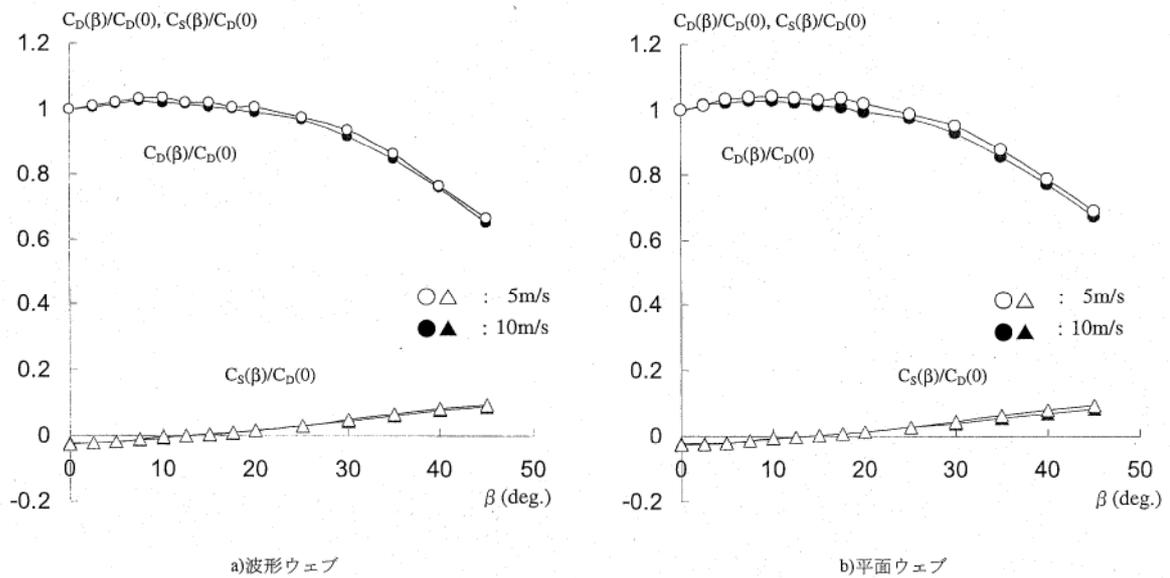


図 6.4.7 偏角変化に対する  $C_D$  および  $C_S$  (一様流、構造軸まわり)

## 6.5 まとめ

### 6.5.1 箱桁断面

- i) 無次元風速 ( $U/fB$ ) 1.7 程度でたわみ渦励振が発生している。この渦励振は、自己励起型の性格を有しているものと考えられる。
- ii) ねじれ振動発生風速は十分に高く、空力的に安定性が高い。

iii) 風の乱れの増加に伴い、たわみの振幅が減少し、安定化傾向にある。

iv) たわみ渦励振の振幅は、構造減衰率  $\delta$  の増加に反比例する。

### 6.5.2 2主桁断面

i) たわみ振動応答については、平面ウェブを有する鋼少数主桁橋と同様に吹き上げ風に対して不安定化する傾向が認められる。

ii) ねじれ振動応答についても、平面ウェブを有する鋼少数主桁橋と同様に、 $\alpha = -3^\circ$  が  $\alpha = 0^\circ$  に比較して安定化する傾向がある。

iii) 平面ウェブを有する鋼少数主桁橋に比較して渦励振が安定化し、ギャロッピングやねじれフラッターの発現風速も高風速側に移行する傾向が認められる。しかし、気流や模型のばね支持機構が異なるなど風洞試験状況が完全に同一ではないことから、この結果を持って波形鋼板ウェブを有する2主桁橋が、平面ウェブに比べて安定であると結論付けるには、今後の継続的な検討が必要である。

なお、本研究では著者が耐風性を検討した栗東橋など限られた橋梁についてまとめたものであり、まだまだ研究データが少ないことから、波形鋼板ウェブ PC 橋全体の耐風性の評価をするには更なるデータの蓄積と研究が必要である。

## 第6章 参考文献

- 1 京都大学大学院工学研究科：第二名神高速道路 波形ウェブ橋の空力特性に関する検討報告書，2003/3
- 2 京都大学大学院工学研究科：第二名神高速道路 波形ウェブ橋の耐風性に関する検討報告書，2004/3
- 3 (財)高速道路技術センター：平成14年度第二名神高速道路栗東橋に関する技術検討，2003/3
- 4 (財)高速道路技術センター：平成15年度第二名神高速道路栗東橋に関する技術検討，2004/3
- 5 栗東橋(PC上部工)工事共同企業体：第二名神高速道路 栗東橋(波形鋼板ウェブを有するエクストラースト橋)動的耐風安定性の検討報告書，平成16年6月
- 6 (財)高速道路技術センター：平成15年度第二東名高速道路矢作川橋の設計・施工に関する技術検討，2004/3
- 7 林田，上東，忽那，山本：第二東名矢作川橋における耐風安定性検討，土木学会第59回年次学術講演会I-672，平成16年9月
- 8 久保，木村，林田，垂水ほか：遮音壁の形状による耐風性向上対策検討～矢作川橋を対象として～，土木学会第59回年次学術講演会I-658，平成16年9月
- 9 三菱重工株式会社：長崎自動車道 日見橋(PC上部工)工事 風洞試験報告書，平成14年8月
- 10 宮内：波形鋼板ウェブを有する少数主桁断面の耐風性の検討，第54回理論応用力学講演会論文，2005/1
- 11 木水，黒田，西川：波形鋼板ウェブ橋の振動特性，日本道路公団業務研究発表会論文集，平成14年6月

## 第7章 結 論

本研究は、近年主に高速道路において急速に施工例が増えてきている鋼少数主桁橋と波形鋼板ウェブ PC 橋について、その構造特性および耐風性を実験的方法により総合的に検討したものである。この研究で得られた結論と今後の課題は以下のとおりである。

### 7.1 鋼少数主桁橋の構造特性

- i) 最低次数の固有振動数は、最も標準的な最大支間長 50 m 程度の橋梁では、たわみで 2.1 Hz、ねじれで 2.3 Hz 程度であり、その振動数比（ねじれ／たわみ）はおよそ 1.1 である。また、最大支間長 48.5 m～86.5 m の橋梁データの分析により、道路橋耐風設計便覧の推定式  $f_h = 100 / L$  は鋼少数主桁形式にも準用できることが明らかとなった。すなわち固有振動数は、最大支間長の関数で表現できる。
- ii) また、固有振動数については、FEM による固有値解析結果と実橋を用いた振動試験との違いは 0%～6% 程度であり、どちらによっても精度上信頼できる。なお、振動試験の加振方法（段差落下、重錘降下、起振機）の違いによる差は 2% 程度であり、目的や経済性によりどの方法を採用かを判断すれば良い。
- iii) 構造減衰率については、本研究で著者が実施した最大支間長 50 m の橋梁の振動試験では、たわみ最低次数の構造減衰率が 0.03 程度、ねじれ最低次数で 0.04 程度を得た。また、過去に振動試験が実施された橋梁のデータとも併せると、たわみで 0.03～0.07、ねじれで 0.03～0.09 程度の範囲にあるが、いずれの場合も、たわみ、ねじれとも最大支間長との相関は小さく、また、便覧の推定式  $\delta = 0.75 / \sqrt{L}$  で得られる値よりも小さいことが分かった。

iv) 耐風設計にあたり、振動試験等詳細な調査を行わない場合は、たわみ、ねじれとも構造減衰率を0.03程度と見込むのが望ましい。(現時点では、サンプル数が少ないこと等も考慮して、耐風設計上の安全側となるよう、実測値の最小値で評価することとする。)ただし、ねじれの構造減衰率については最大支間長が60m程度までの一般的な橋梁では、0.04を目安としてよい。

v) また、起振機による自由振動試験により構造減衰率の振幅依存性について調査した結果、たわみでは振幅依存性が認められ、大振幅で30~40%大きい値を示した。一方、ねじれでは、振幅依存性は認められない。

## 7.2 鋼少数主桁橋の耐風性

i) 少数主桁橋においては、鉛直たわみ・ねじれの各モードで空力不安定振動を発生する可能性がある。特に、ねじれモードでは、幅広い風速域で大振幅の振動を発生する可能性がある。また、鉛直たわみモードでも発散振動を発生する可能性があるため、耐風性の検討が重要である。この特性は、従来の一箱桁断面で見られた特性に加え、H型断面で見られる特性の両方を兼ね備えたものと考えられる。

ii) ポスト高欄のみを有する基本断面においては、吹き上げ風に対して鉛直たわみ振動振幅が大きくなる傾向が見られる。

iii) 風の乱れに関しては、特にねじれ振動への安定化効果が小さいと考えられ、場合によっては不安定化傾向も認められるので注意を要する。

iv) 本研究で調査した最大支間長50mの橋梁においては、対数構造減衰率がおよそ $\delta = 0.04$ 以上であれば、たわみの渦励振は安定化する。また、 $\delta = 0.07$ 以上であれば、ねじれの渦励振は安定化する。

- v) 遮音壁が設置された場合、断面の縦横比が大きく変化し、耐風性が大きく変わりうる。特に、遮音壁付き断面には風の乱れにより振動が大きく不安定化する場合があるため、耐風性検討には架橋地点の風の特性に注意を要する。
- vi) 抗力係数  $C_D$  については、今回調査した4断面とも道路橋耐風設計便覧に示されている「プレートガーダーの抗力係数」とほぼ同様な値を示しており、鋼少数主桁橋に由来する特異性はない。
- vii) たわみ、ねじれ2自由度の風洞試験を実施した結果、風の迎角により、ねじれがたわみを抑制し、あるいは、たわみがねじれを抑制するなど干渉の様子が変化する複雑な応答性状を示すことが明らかになった。

### 7.3 鋼少数主桁橋の耐風設計

第4章には、鋼少数主桁橋の耐風設計について提案している。これは、道路橋耐風設計便覧に示されている空力振動特性の簡易推定式をもとに、本研究で得られた知見により同形式橋梁の耐風設計を提案したものである。以下にその概要をまとめる。

- i) 発散振動であるフラッターについては、便覧の推定式で得られる値よりやや高い発現風速が設定できる。一方ギャロッピングについては、便覧よりもやや低めの発現風速となる推定式を提案している。
- ii) たわみ渦励振については、本研究により便覧の推定式では危険側を示すことが明らかになった。(開始風速は便覧推定式の70%、発生振幅は140%程度となる。)
- iii) 便覧では照査を省略できるとしている、ねじれ渦励振が発生することが明らかになったため、ねじれ渦励振について簡易推定式を提案している。

#### 7.4 波形鋼板ウェブ PC 橋の構造特性

- i) 波形鋼板ウェブ箱桁橋の固有振動数は、PC 橋とほぼ同様の特性を示し、道路橋耐風設計便覧同様  $f_b=100/L$  により最大支間長の関数で表すことができる。また、たわみとねじれの振動数比は、同便覧において提案されている閉断面充腹桁の場合の、ねじれ 1 次/たわみ 1 次 = 3 とほぼ一致している。
- ii) 構造減衰は、今回の検討範囲では最大支間長との相関は小さい。また、同便覧の推定式と比較してやや小さめの値を示した。たわみの対数減衰率として  $\delta = 0.04 \sim 0.06$  程度である。また、構造減衰の振幅依存性は認められない。

#### 7.5 波形鋼板ウェブ PC 橋の耐風性

- i) 箱桁断面では、無次元風速 ( $U/fB$ ) 1.7 程度でたわみ渦励振が発生している。この渦励振は、自己励起型の性格を有しているものと考えられる。
- ii) 箱桁断面のねじれ振動発生風速は十分に高く、空力的に安定性が高い。
- iii) 箱桁断面では、風の乱れの増加に伴い、たわみの振幅が減少し、安定化傾向にある。
- iv) 2 主桁断面のたわみ振動応答については、鋼少数主桁橋と同様に  $\alpha = +3^\circ$  が  $\alpha = 0^\circ$  に比較して不安定化する傾向が認められる。
- v) 2 主桁断面のねじれ振動応答についても、鋼少数主桁橋と同様に、 $\alpha = -3^\circ$  が  $\alpha = 0^\circ$  に比較して安定化する傾向がある。
- vi) 2 主桁断面の空力特性は全体を通じて、鋼少数主桁橋に比較して渦励振が

安定化し、ギャロッピングやねじれフラッターの発現風速も高風速側に移行する傾向が認められる。しかし、気流や模型のばね支持機構が異なるなど風洞試験状況が完全に同一ではないことから、この結果を持って波形鋼板ウェブを有する2主桁橋が、平面ウェブに比べて安定であると結論付けるには、今後の継続的な検討が必要である。

著者が日ごろ高速道路の橋梁の設計にかかわる業務の中で、近年は特に社会経済情勢の変化に伴う大きな変革期を迎えていると感じている。すなわち、公共事業の効率化の観点から、橋梁についてもコスト縮減や耐久性などの品質の向上が以前に増して我々橋梁技術者に求められてきている。

そのため技術開発が盛んに行われた結果、著者が研究テーマとした鋼少数主桁や波型鋼板ウェブPC橋をはじめとした新形式の橋梁が登場し、建設数も大きく増加している。この両形式の橋梁は新しい形式であるため、耐風設計上不明な点が多く、特に鋼少数主桁橋に関しては中小スパンにもかかわらずその都度風洞試験により耐風安定性を照査しているのが現状である。

著者は効率的な橋梁設計を行うためにも、同形式の耐風設計法を早急に整備する必要を痛感し研究内容として選択したものである。

本研究では同形式橋梁の構造特性を明らかにし、更には空力特性を調査して効率的で合理的な耐風設計法の基本的な部分を提案できたものとする。しかし、まだまだデータも少ないことから耐風設計の精度を向上させるためには更にスパンや幅員など諸元の違う橋梁のデータの蓄積が重要となる。また、実際の耐風設計にあたっては、架橋地点の地形的条件や風の特性について十分調査しなければならないことは言うまでもない。

## 謝 辞

本研究の遂行と論文をまとめるにあたり、終始懇切なご指導をいただきました京都大学 松本勝教授に心より感謝の意を表します。

京都大学 宮川豊章教授ならびに白土博通准教授には、本論文をまとめるにあたり貴重なご助言をいただき、深く感謝いたします。

京都大学 杉浦邦征教授ならびに田村武教授には貴重なご指導をいただき、深く感謝いたします。

本論文は、著者が旧日本道路公団関西支社構造技術課において設計および建設に携わった舞鶴若狭自動車道、第二名神高速道路他の橋梁についての研究成果をまとめたものです。この間、鋼少数主桁橋について技術検討委員会でご指導をいただきました、東京大学 伊藤学名誉教授、東京大学 藤野陽三教授、大阪大学 松井繁之教授、大阪工業大学 栗田章光教授、早稲田大学 依田照彦教授、長岡技術科学大学 長井正嗣教授ならびに同 丸山久一教授に深く感謝の意を表します。

また、波形鋼板ウェブPC橋に関し栗東橋の技術検討委員会でご指導をいただきました、横浜国立大学 池田尚治教授、京都大学 渡邊英一教授、日本大学 山崎淳教授、京都大学 松本勝教授ならびに同 宮川豊章教授に深く感謝の意を表します。

元日本道路公団関西支社建設第二部長 角谷務氏には、橋梁工学のご指導とご教示をいただき深く感謝いたします。

大津呂川橋の振動試験でご協力をいただきました、(株)フジエンジアリング 杵本正信氏に深く感謝の意を表します。

栗東橋の風洞試験等でご協力をいただきました、三菱重工業(株)長崎研究所 本田明弘氏ならびに平井滋登氏に深く感謝の意を表します。

最後に、本論文をまとめるにあたり応援してくれた家族に感謝します。

宮 内 秀 敏