

ハイブリッド吊橋を用いた超長大吊橋の耐風安定性
と実用性の確保に関する基礎的研究

平成19年2月

麓 興一郎

目次

第1章	序論	1
1.1	概説	1
1.2	研究目的	3
1.3	論文構成	4
第2章	既往の研究とそれを踏まえた提案	6
2.1	概説	6
2.2	初期における長大橋の耐風問題	6
2.3	明石海峡大橋の耐風性確保	10
2.4	中央支間 3000m 級の超長大橋の挑戦	14
2.5	まとめ	17
第3章	ハイブリッド吊橋の構造特性	19
3.1	概説	19
3.2	ハイブリッド吊橋の構造諸元	19
3.3	解析モデル	20
3.4	斜張橋区間の選定	25
3.5	ケーブル吊橋構造形式による耐風安定性の比較	28
3.6	主塔形式の比較	31
3.7	まとめ	34
第4章	ハイブリッド吊橋の補剛桁の耐風安定性	35
4.1	概説	35
4.2	補剛桁断面について	35
4.3	フェアリング形状の比較	37
4.4	桁下面耐風対策物の大きさの検討	38
4.5	まとめ	46
第5章	フラッタ解析	48
5.1	概説	48
5.2	二次元非定常空気力	49
5.3	フラッタ解析手法	55
5.4	三次元フラッタ解析モデル	57
5.5	三次元変形解析	65
5.6	三次元フラッタ解析結果	71
5.7	まとめ	81
第6章	全橋模型による耐風安定性の検討	82
6.1	概説	82
6.2	全橋模型の概要	83
6.3	全橋模型の構造特性	93
6.4	静的載荷試験	95
6.5	一様流中耐風応答試験	119
6.6	乱流中耐風応答試験	126
6.7	まとめ	128

第7章 実験値と解析値の評価.....	130
7.1 概説.....	130
7.2 変形解析の比較.....	130
7.3 フラッタ解析の比較.....	134
7.4 非定常空気力計測解析法の改良.....	137
7.5 三次元フラッタ再解析結果.....	151
7.6 まとめ.....	156
第8章 実橋への適用.....	157
8.1 概説.....	157
8.2 ハンガーと建築限界.....	157
8.3 ハイブリッド吊橋の架設検討.....	158
8.4 架設計算.....	163
8.5 まとめ.....	171
第9章 結論.....	172
図表一覧	174
謝辞	181

第1章 序論

1.1 概説

現在、我国においては海峡横断プロジェクトをはじめとする大型の公共投資は抑制されているが、一度海外に目を転じてみれば、中国における西候大橋や潤陽長江公路大橋などの長大橋の建設ラッシュ¹⁾やイタリアメッシナ橋の如き超長大橋の建設計画が盛んに押し進められている。このような超長大橋を実現するためには、橋梁が経済的に優れた構造であることが必要ではあるが、何と云っても耐風安定性の確保が最も重要な課題のひとつになっている。

平成10年3月に閣議決定された第5次全国総合開発計画「21世紀のグランドデザイン」においては、多軸型国土構造の形成について記述されており、それに関連して国内各地では図1.1.1に示すような海峡を横断する道路が構想されている²⁾。これらの中には図1.1.2及び図1.1.3の豊予海峡架橋計画案²⁾のように中央径間が3000mの超長大橋も計画されている。

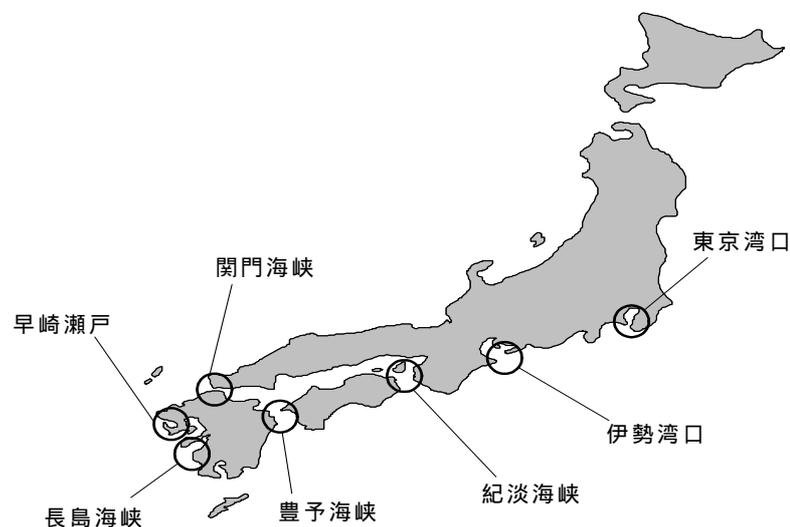


図 1.1.1 海峡横断道路プロジェクト²⁾

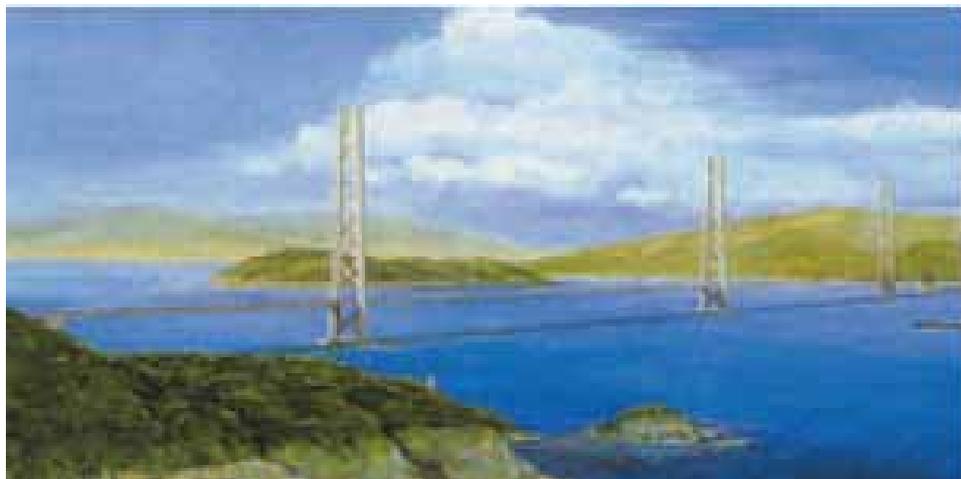


図 1.1.2 豊予海峡架橋計画案³⁾

大分県側

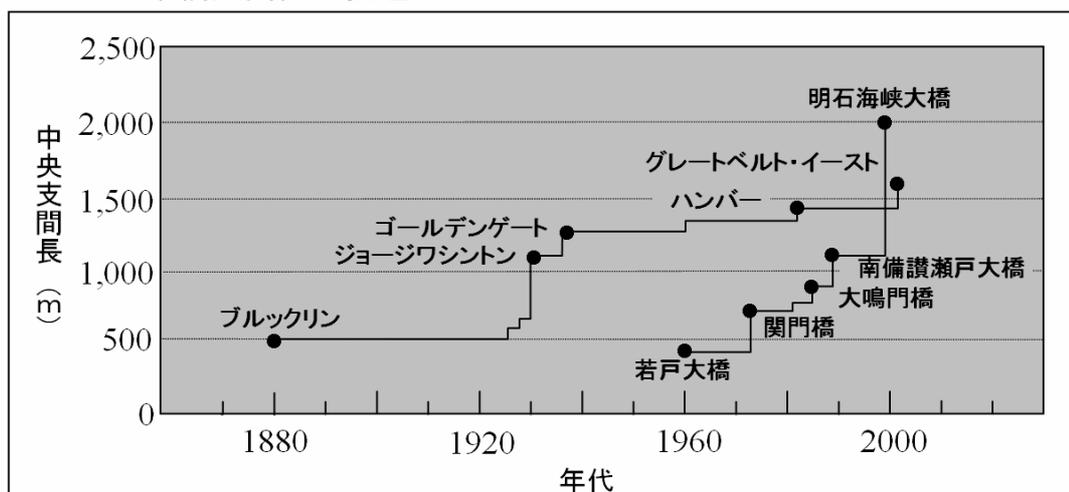
愛媛県側



図 1.1.3 豊予海峡架橋計画案一般図³⁾

これまでの長大吊橋の建設の歴史を図 1.1.4 に示したが、大規模な吊橋といえるものとしては、海外では 1880 年に架設されたブルックリン橋があり、わが国では 1960 年に建設された若戸大橋が最初である。これら吊橋の最大支間長は高々 500m であったが、当時の耐風性の感覚では立派な長大橋であった。しかし、その後 40 年をかけてわが国の吊橋建設技術は本四架橋とともに発展を続け、ついに世界最大支間長を有する明石海峡大橋が 1999 年に完成することとなった。明石海峡大橋は我が国における吊橋建設のなかで中央支間長が 2 倍に伸びた画期的な橋梁であることが図 1.1.4 から読み取れる。

● 吊橋支間長の変遷



出所) 建設省中部地方建設局「世界の長大橋」等より作成

図 1.1.4 長大吊橋の支間長の変遷

今後については、国内では海峡横断道路プロジェクトでの 3000m 級超長大吊橋が、海外でも超長大吊橋の建設計画が進められている。図 1.1.5 はイタリア本土とシシリー島を結ぶメッシナ架橋計画における中央支間長 3300m の超長大吊橋である³⁾。海峡部を避け、陸上部に主塔を配置したことにより中央径間は 3300m となり、耐風性を確保するために補剛桁は下部が滑らかな楕円形をした箱桁で大きな開口部を有する特異な構造形式となった。また、開口部以外にも外側の点検通路をグレーチング構造とするとともに、耐風安定性を確保するために遮風スクリーンと 3 枚のフラップを外側高欄部分に配置している。ただし、これらの成果はいずれも二次元風洞試験によってのみ確認されたものであり、実現性については今後のさらなる検討が必要である。



図 1.1.5 イタリア南部に計画されているメッシナ橋⁴⁾

1.2 研究目的

本研究は中央支間 3000m 級の吊橋の可能性について最も大切である耐風性に着目して検討する。中央支間 3000m 級の超長大橋の実現には、必然的にたわみやすくするため動的耐風設計が技術面で最も重要なテーマとなり、特に低風速域で発生するねじれフラッタや高風速域における連成フラッタなどの発散振動を防止することが安全性評価の上で極めて重要な課題となる⁵⁾。

後述するように、トラス補剛桁形式を用いた明石海峡大橋（中央支間長 1991m）では、あらゆる耐風対策を施した上でようやくフラッタ発生風速が照査風速を僅かに越えるところまで高めることに成功した⁶⁾。また、従来型の箱桁形式を採用した場合の検討結果からは、実現の可能性のある箱桁では桁高 6m の重量の大きなものとなり、これを支えるケーブルも太くなる結果となった。またケーブル張力が増加した結果、新たにケーブル新材料の開発が必要となった⁷⁾。このように、明石海峡大橋（中央支間 1991m）に代表される 2000m 級吊橋においても、トラス桁や、従来からの箱桁などの既往の補剛桁形式を用いて実現させることは限界であるとの結論が得られている⁵⁾。

一方、超長大橋では高風速域では風荷重による横たわみ変形により相対的な迎角が、これまで経験し得なかったほど大きい値となることが予想され、二次元模型を用いたバネ支持試験による応答観測をこのような大迎角で行うことには技術的に限界がある⁸⁾。また、このような状態では予兆しない現象もおこりうるものが考えられるため、従来のように非定常空気力の測定値を用いたフラッタ解析手法についてもその適用が妥当か疑問である。

そのため、超長大橋における発散振動発生の有無を確認するためには、相似則に従って出来る限り忠実に再現した大型の全橋模型を用いた風洞実験を実施することが不可欠となる。無論、大

型風洞試験施設による全橋模型試験とともに、二次元模型を用いたバネ支持試験や非定常空気力測定試験、あるいは三分力測定試験を併せて実施し、実験値や解析手法自体の妥当性を検討する必要があることは言うまでもないことである。

本論文では、特に以下のことについて詳細に検討を加える。

- 1) 新しい構造形式の構造緒元と桁断面形式の検討と全橋模型への反映
- 2) 新しい構造形式を対象としたフラッタ解析手法の開発

1.3 論文構成

本論文では、既往の研究成果を踏まえ、プロジェクトが求める中央径間 3000m級の超長大橋を実現するために、これまでの吊橋に代わる新たな吊構造形式を検討し、合理的な吊形式として一箱二箱桁併用の斜張吊橋であるハイブリッド吊橋を提案する。また同時に、最も重要な耐風性について提案した新形式の耐風設計方法や検証方法を提案する。ここでいうハイブリッド吊橋とは、ケーブルシステムにおいては吊橋を基本として主塔近傍に斜張橋形式を採用したものである。補剛桁については、中央支間中央部に耐風性に優れた二箱を配置し吊橋形式とし、主塔付近に桁幅が狭く軽量な一箱桁を配置して斜張橋形式としたものである。特徴としては、見かけの支間長を斜張橋形式の吊構造を配置することで軽減し、かつねじれ剛性を向上させている。また、支間長 3000m 級の超長大橋の耐風安定性を向上させるために、本論文ではケーブルシステムの検討や補剛桁断面の耐風性の確認も実施している。

本論文の第2章では、これまでの超長大橋への取組の歴史を紹介するとともに、耐風性の面で何が課題となり、どう克服されてきたかについて整理するとともに、今後これ以上長い橋についての問題をまとめている。我が国では、若戸大橋の長大吊橋の耐風性検討からはじまる関門橋、大鳴門橋、備讃瀬戸大橋を経て明石海峡大橋に至る耐風工学の長い歴史がある。いずれの橋梁でも当時の英知を結集し、多くの検討が重ねられてきたが支間長 2000m を大幅に超える超長大橋の耐風安定性を確保しようとするとき、これまでの延長線上での改善では課題を解決することは極めて難しい状況であることを述べる。そこで 3000m 級吊橋の実現では従来の吊橋とは異なる新形式吊橋を提案する。

第3章では、既存の吊橋でない新しい橋梁として、吊橋を基本とし、塔付近を斜張形式とした橋の具体的な構造詳細を検討した。具体的には、塔形式や桁の吊位置（桁の内側または外側どちらから吊るのか）やケーブルシステムについて最適化区間の決定を構造特性のうち耐風性に大きな影響を及ぼすねじりの振動数に着目し、超長大橋の特性を反映した解析モデルを作成し解析により検討する。

第4章では、第2章の提案に基づき、新しい橋梁の補剛桁の断面形状を二次元風洞実験により選定することを試みる。具体的には中央径間中央に配置する耐風性のよい二箱桁基本とし、フェアリング形状の最適化を図るとともに、下面に設置した耐風対策物の大きさを検討し、二次元風洞試験として最適の二箱桁形状を検討する。

第5章では第3, 4章で提案したハイブリッド吊橋について既往の手法である二次元非定常空気力を用いる三次元フラッタ解析を行い、耐風性を検討する。フラッタ解析に使用する非定常空

気力のうち抗力方向成分については、準定常抗力を使用せずに、抗力方向の非定常空気力を直接測定し解析に反映する。また、風荷重による大規模な横たわみ変形下でのフラッタ解析を実施する。

第6章では、第5章の解析結果をうけて、その手法の妥当性と、ハイブリッド吊橋の耐風安定性について実橋の1/125縮尺3次元全橋模型を設計・製作し、土木研究所にある大型風洞にて風洞実験を実施する。本章ではハイブリッド吊橋の全橋模型試験が過去例にないことから全橋模型の設計についても、特に振動数に影響を及ぼす剛性棒の設計方法について二箱桁部ならびに1箱・2箱接合部について取り上げて検討している。

第7章では、6章をうけ、発現したフラッタについて実験結果と解析値を比較する。解析結果が異なった原因について追及し、解析モデルや非定常空気力の計測についても検討する。特に非定常空気力計測については変位と空気力の位相差などに着目し改良すべき点がないか検討する。

第8章では、ハイブリッド吊橋を実橋に適用するに際し、ハイブリッド吊橋ゆえの特徴でおこる問題に対し課題を示し検討する。具体的には複雑なケーブルシステムゆえのハンガーと建築限界の問題や、架設に関して取り上げている。

<参考文献>

- 1) 井上 学・越後 滋・斉藤 豪・宗 華文・藤井義法・森園康之：最近の中国における長大橋梁，橋梁と基礎，Vol.39，No.9，pp.34-41，2005.9
- 2) 21世紀の国土のグランドデザイン、国土庁計画・調整局編 1998.3
- 3) 豊予海峡道路技術検討委員会資料 2003.10
- 4) メッシナ公団パンフレット
- 5) 海峡横断道路プロジェクト技術報告、土木研究所資料 1996.3
- 6) 明石海峡大橋補剛桁基本設計その3 風洞試験報告書、本四公団、1998.3
- 7) Miyata Toshio : Comprehensive Discussion on Aero-Elastic-Coupled Flutter Control for Very Long Span Suspension Bridge , pp.181~200 , Long-Span Bridges and Aerodynamics,1997
- 8) Miyata Toshio : Comprehensive Discussion on Aero-Elastic-Coupled Flutter Control for Very Long Span Suspension Bridge ,pp.181~200 , Long-Span Bridges and Aerodynamics,1997

第2章．既往の研究とそれを踏まえた提案

2.1 概説

本章では、我国における長大橋への挑戦の歴史を、対象となった長大吊橋を中心に紹介する。具体的には、我が国初の本格的な吊橋である若戸大橋や我国独自の技術で架橋した関門橋を取り上げるとともに、本州四国連絡橋のプロジェクトがスタートし、耐風分野の研究で大きな飛躍があった大鳴門橋や備讃瀬戸大橋における検討の概要を2.2で紹介する。

2.3では明石海峡大橋の研究成果を記述する。明石海峡大橋は支間長がこれまでの最大1100mから約2倍の1990mに伸び、文字どおり超長大吊橋として架橋計画された。明石海峡大橋では計画段階から、それまでに蓄積された耐風工学の知識を駆使して耐風安定化のための検討が加えられた。当初、二次元模型を用いた風洞試験が実施され、満艦飾の耐風対策を施して二次元風洞試験による耐風性が確保された。その後明石海峡大橋の三次元全橋模型実験が可能である大型風洞が土木研究所構内によく完成し、最終的な安全性の確認試験がなされた。その結果、フラッタ発生時の振動挙動が備讃瀬戸大橋等の三次元模型実験とは大幅に異なることが明らかとなった。新たな知見としては、高風速域で風荷重の作用による静的横たわみ変形が極めて大きくなること、回転中心が橋軸方向に一定ではなく変化すること、あるいは、フラッタ発生時の振動モードが無風時の固有振動モードとは異なっていたことなどである。また、特筆すべきは、フラッタ解析に際して抗力方向の非定常空気力成分を考慮しないと、フラッタ解析結果が試験結果とまったく反対の結果を生むことが明らかとなったことである。これは、従来のフラッタ解析が揚力とモーメント方向の空気力成分だけを考慮した航空工学の翼理論に基づくものであり、明石海峡大橋のように横たわみ変形が大きく、水平横たわみ振動が連成するフラッタに対しては、抗力方向の非定常空気力成分を無視するわけにはいかないことを示している。

明石海峡大橋をスパン長ではるかに凌駕する次世代の超長大橋では、明石海峡大橋で検討された多くのことがらを生かしても、なお新しい構造形式や斬新な耐風対策が求められるのは当然のことであろう。2.4では著者自身が中心的な役割をになって参加し、その後検討された2500m級及び2800m級超長大橋の研究の一端を記述するが、従来型構造形式に基づくこれらの研究成果では、信頼にたる十分な耐風性は確保されたとは言い難い。

2.2 初期における長大橋の耐風問題

わが国における長大吊形式橋梁への耐風工学分野での取り組みは、昭和31年から始まった若戸大橋の補剛桁の風洞実験に代表されよう¹⁾。当時、1940年(昭和15年)に米国のタコマ橋(Tacoma Narrows Bridge)がわずか19m/sの風によって捩れフラッタを生じ落橋したのを受けて、東京大学工学部の平井教授は昭和16年から吊橋の耐風安定性に関する風洞試験を実施していた。若戸大橋の建設計画が始まると、わが国初の本格的な長径間吊橋ということもあり、補剛桁の三分力試験やバネ支持試験、あるいは小型全橋模型を用いた各種の風洞実験が実施された¹⁾。

昭和 45 年に建設された関門橋は中央径間長が 712m となり、一気に支間長を倍増させた。この意味で、関門橋からわが国の本格的な長大吊橋への挑戦が始まったともいえよう。本橋における補剛桁と主塔の風洞実験は、建設省土木研究所の風洞を使用して実施された²⁾。補剛桁にはトラスが採用され、風洞実験はトラス高さ 6m の第一次設計案から始められた。この設計案ではフラッタの発生風速が設計風速に比べても大幅に低かったために、桁高さを 9m とし、ねじれ剛性の増加と空力特性の改善を図った第二次設計案が検討された。第二次設計案では合計 11 断面についての風洞試験が実施され、最も耐風性に優れた断面について第三次の設計検討がなされ、その結果から最終設計案が決定された。図 2.1.1 がその最終設計案である。

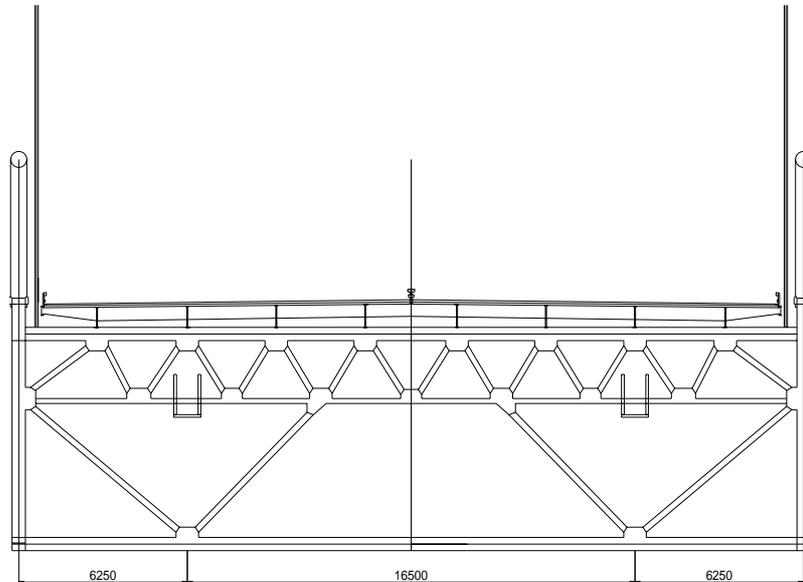


図 2.2.1 関門橋桁一般図

最終案では、耐風対策として床版位置を床版上弦材の背後になる高さに置くとともに、中央分離帯部と両路側端部にグレーチングを配置した。また、最終設計案についてはバネ支持実験における回転中心の取り扱いについて検討がなされた。これは、回転中心を桁のせん断中心位置とするか、重心位置とすべきかについて明確な判断が出来なかったことによる。トラス補剛桁では床版があることにより、重心はせん断中心より上方に位置する。そこで回転中心をせん断中心の上方 1.3m、2.08m、2.83m の位置と変化させた実験を実施した。この結果、回転中心をせん断中心より上方に離すほど耐風性は悪化することが明らかとなった。

大鳴門橋における耐風上の問題点は、同橋が関門橋に比べ最大支間長で 150m と 2 割程度の増加であるのに対して、台風の直撃を受ける地域であることから、フラッタの照査風速が迎角 $\pm 3^\circ$ の範囲で 64m/s から 87.6m/s へと一気に 4 割近くも増えたことにある。また、動的照査風速を設計風速の 1.2 倍と、明確に定義したのも同橋の耐風性検討においてである³⁾。昭和 52 年度から実施された耐風性に関する研究では、土木研究所と民間 4 社との実験値の整合性、鉄道床組の影響、スタビライザーの形状、自転車歩道の配置影響などが調査の対象とされた。この結果、5 機関における風洞実験の結果はおおむね同様の傾向を示すことが確認された。一方、フラッタ風速を大幅に高める対策として、若戸大橋で用いられた中央分離帯部と路側端のグレーチングのほかに、スタビライザーを採用することで耐風性の確保を図ったが、その形状についての検討結果からは、

鉛直スタビライザーが最も効果的であり、特に迎角 0° 及び $+3^\circ$ において著しい耐風性の改善が認められた。

詳細設計最終断面についての風洞試験では、完成系として6車線最終完成系（鉄道桁あり）と6車線暫定完成系（鉄道桁なし）及び4車線暫定完成系の3状態が対象とされた。いずれの状態に対しても鉛直スタビライザーは十分な効果を発揮したが、このうち図 2.2.2 には4車線暫定完成系（現在の供用状態）の応答図を示す。迎角 $+3^\circ$ ではハードフラッタが生じているが発振風速 90m/s と高い。 0° 及び -3° では、振動の発生は 100m/s となる。架設時の耐風性検討では、鋼床版の中央径間での配置についての実験と数値シミュレーションがなされている。最終的に鉛直スタビライザーを中央径間にのみ配置ということで、本橋の耐風性は確保された⁴⁾。

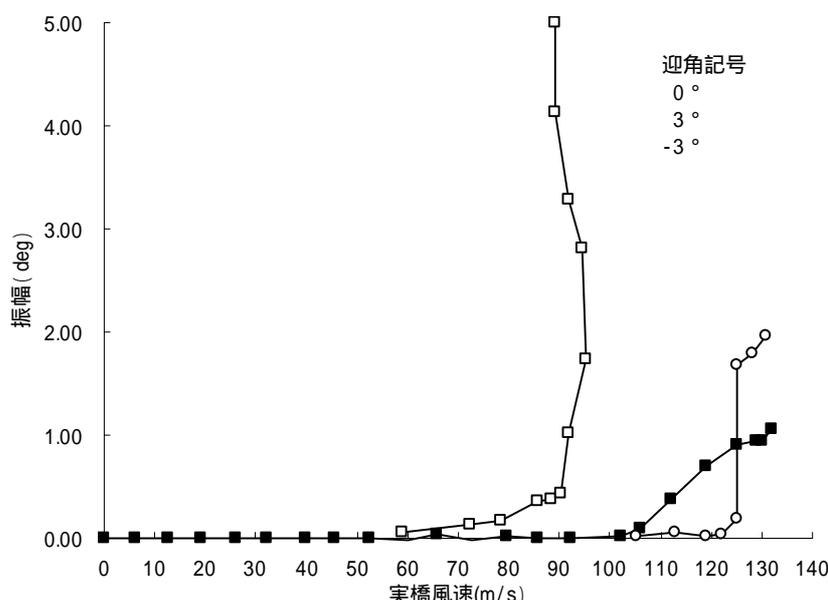


図 2.2.2 車線暫定完成系 V-A 図

本州四国連絡橋の建設が佳境を迎え、吊橋の支間長も南備讃瀬戸大橋では 1100m となった。当然のことながら、支間長の増大に伴う固有振動数の低下で耐風安定性は急激に低下することとなり、従来の耐風対策だけでは安全性の確保が困難となった。南、北備讃瀬戸大橋に対する耐風性の照査は、昭和 47 年度の予備調査（主構幅 32m 、道路床幅 25m ）から開始されたが、昭和 49 年度からは主構幅に対する床版幅の比が耐風性に及ばず影響を見極めようとする試みが、九州工業大学の久保教授によってなされた⁵⁾。北備讃瀬戸大橋の補剛トラス桁を対象とし、図 2.2.3 のような床版と上弦材及び上横構をモデル化した簡易模型を用いた風洞試験結果を図 2.2.4 に示す。ここでは、二次元模型の剛性は端版の四隅に金属棒を配置し大きなトラスを組むことで確保されている。迎角 $+4^\circ$ における 1 自由度のフラッタ試験結果からは、床版幅 26.2m に対して主構幅が 30m の場合が最も耐風性が向上しており、主構幅がこの値以上でも以下でも耐風性は悪化している。

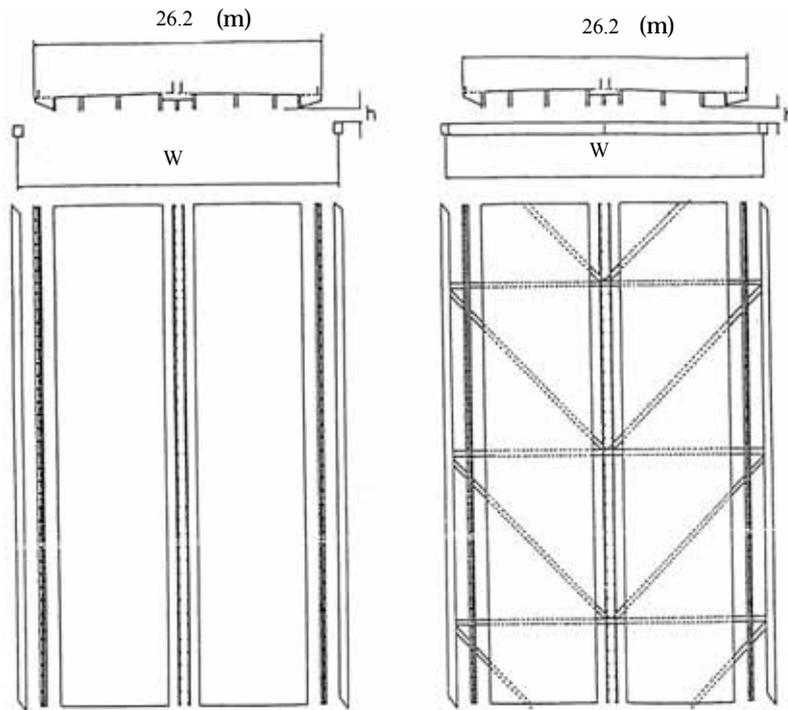


図 2.2.3 床版と上弦材及び上横構をモデル化⁵⁾

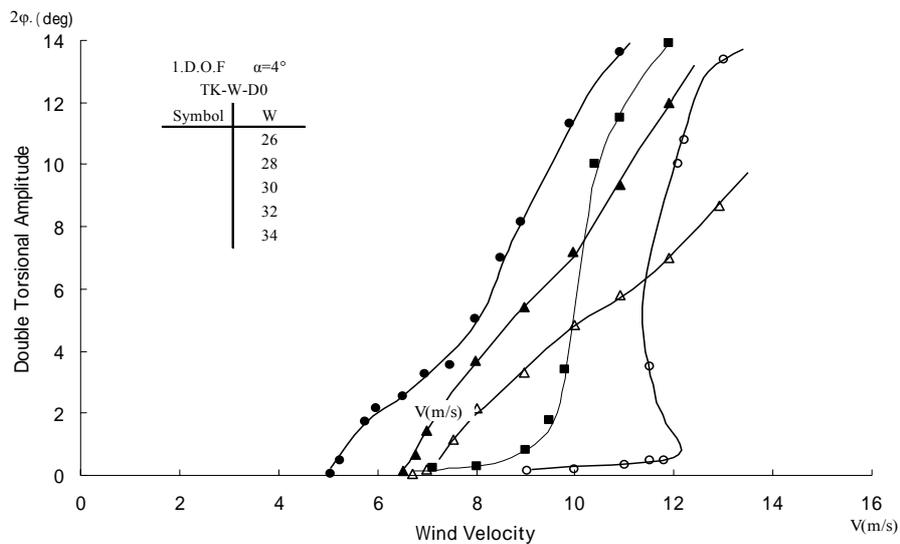


図 2.2.4 V - A 図⁵⁾

すなわち最適な主構幅が存在することをおがかわせる結果を示している。迎角 $+4^\circ$ 及び $+6^\circ$ のフラッタ発現風速を比較したところ、床版幅と主構幅の比の値が 0.873 の場合に耐風性が最も良好となることが確認され、実橋に適用された。

2.3 明石海峡大橋の耐風性確保

支間長が一気に 1990m と備讃瀬戸大橋の 2 倍となった明石海峡大橋では、その基本設計を進めるにあたり計画段階での各種の検討がなされた。当初における固有値解析の結果、明石海峡大橋ではねじれの固有振動数が 0.15Hz 程度となり、備讃瀬戸大橋の 0.35Hz にくらべ大幅に低下することが明らかとなった⁶⁾。結果を図 2.3.1 に示す。これは、瀬戸大橋と同一断面の補剛桁に用いた場合、フラッタ発現風速が一気に 50%低下することを示している。即ち、比較的低い風速域では支間長 1000m 級の備讃瀬戸大橋にみられたねじれ 1 自由度型のフラッタが、照査風速域の高風速では曲げとねじれの連成した、いわゆる連成フラッタが発現するものと予想された。そこで、明石海峡大橋では耐風性を大幅に向上させるために、これまで蓄積してきた様々な耐風対策を施した。具体的には、前節の補剛トラス桁のトラス幅に対する床版幅の最適値が二次元風洞試験で検討された。結果を図 2.3.2 に示す⁷⁾。

結果からも明らかなように床版幅 30m に対して、主構幅は 35.5m のケースが最も耐風性に優れており、主構がそれ以上でも以下でも耐風性は悪化している。この床版幅に対する最適主構幅の比の値は $b/w=0.85$ であり、備讃瀬戸大橋の最適値 $b/w=0.87$ とほぼ同じであることは興味深い。周知のように、備讃瀬戸大橋で対象とされた空力不安定現象は捩れ 1 自由度型のフラッタであり、明石海峡大橋で問題となったのは連成フラッタである。これら異なるメカニズムの振動に対しても、トラス補剛桁の最適床版主構幅比は存在すると言えよう。

明石海峡大橋二次元風洞試験では、この最適値をもってしても、なお迎角 -3° において十分な耐風性の確保は困難であった。そこで図 2.3.3 に示すように、

- (1) 中央グレーチングのほかに、路側端の非常駐車帯に幅の広いグレーチングを配置
- (2) 鉛直スタビライザーを中央防護柵直下に配置
- (3) 上弦材の寸法、床版と上横構とのクリアランスを風洞実験で決定、
- (4) 上路管理路の形状と取り付け位置、公共添加物の配置位置を風洞実験で決定

などの、ありとあらゆる耐風対策を施した後に、ようやく 78m/s の限界風速をクリアすることができた⁸⁾。

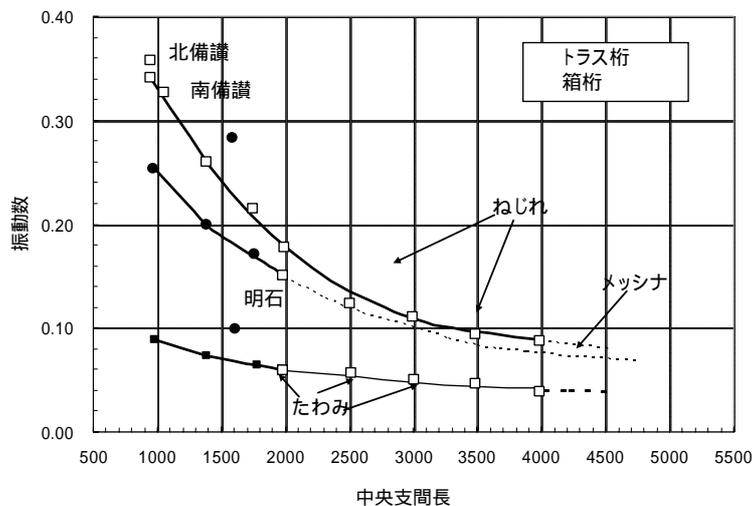


図 2.3.1 中央支間長による最低次ねじれ固有振動数の変化⁶⁾

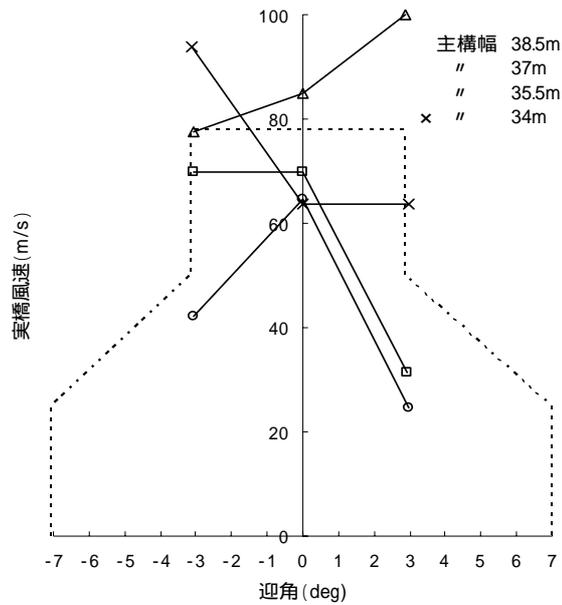


図 2.3.2 明石海峡大橋における主構幅の検討⁷⁾

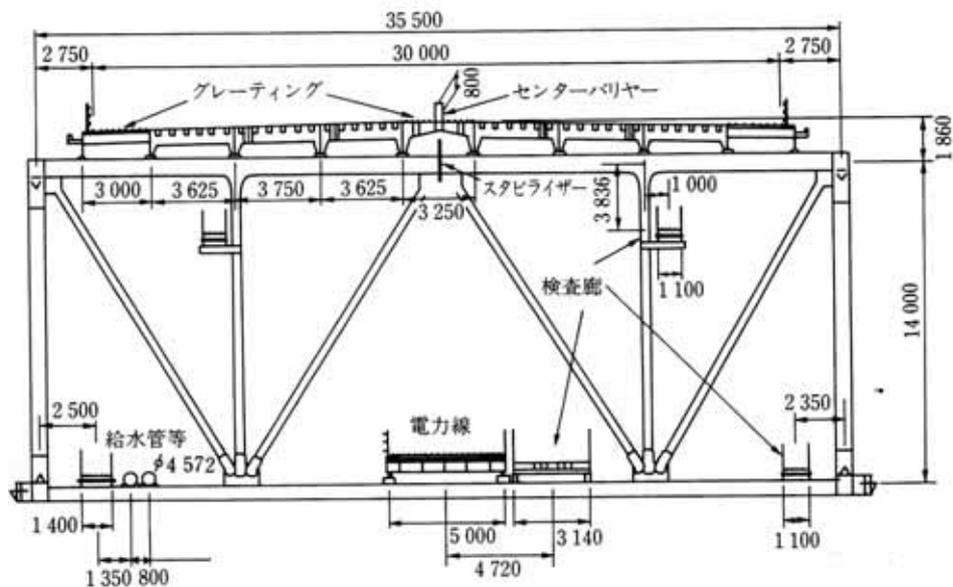


図 2.3.3 明石海峡大橋最終断面⁸⁾

明石海峡大橋の全橋模型による風洞実験は土木研究所構内の大型風洞を用いて平成 4 年から実施された。その成果は平成 8 年 3 月の土木研究所資料第 3479 号に集約されているが、フラッタ照査の結果からいくつかの重要な知見が得られた⁹⁾。

ひとつはフラッタ解析に関する重要な発見であり、従来のフラッタ解析、すなわち揚力とモーメントの空気力成分を用いた翼理論に基づくフラッタ解析結果が、全橋模型による風洞実験結果を説明できなかったことである。図 2.3.4 に示すように三次元風洞試験では風洞風速が 8m/s を越えた付近でフラッタが生じているが、二次元非定常空気力を用いた解析結果ではフラッタは発生しておらず、両者の耐風特性はまったく異なっているように見受けられる。これは風荷重による横たわみ変形が大きく、水平方向の振動成分が連成したフラッタであることに起因するもので、

結局、抗力方向の非定常空気力を準定常的方法で算出し解析に取り入れることにより解決することが出来た。ふたつ目は、横たわみ変形に伴う補剛桁のねじれ角が極めて大きくなることである。フラッタが発生する風速付近ではその値が -5° 程度となった。また、見掛けの回転中心位置が橋軸方向に変化していることが実験時に観測されたが、これは従来予想していないことであった。さらに、フラッタ発生時の鉛直たわみ振動モードの形状が、無風時の固有振動モードのいかなる振動モードとも一致しないことが明らかとなった。これらの結果が示すところは、二次元実験結果から三次元結果を予測することがいかに困難なことであることを示している¹⁰⁾。

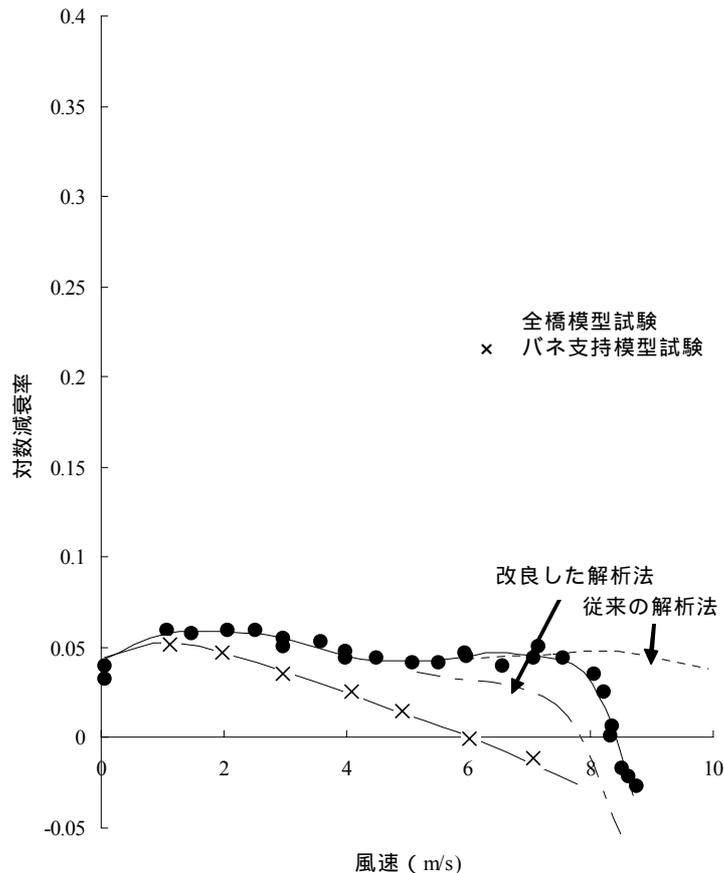


図 2.3.4 風速と減衰の関係 (改良フラッタ解析)

一方、明石海峡大橋の補剛桁に関しては、トラス桁以外に箱桁形式についても耐風性が検討された⁶⁾。図 2.3.5 にその代表的な検討例を示す。(a)の二箱桁は中央に開口を設けると共に、センターバリアを開口部に配置したものである。(b)のフェアリング付トラス桁は、トラス部の桁高さを低く押さえると共に、トラスの主構の外側全面に渡ってフェアリングを配置している。(c)の複合剛性配置桁では、中央径間中央部及び側径間中央部分に耐風性に優れた桁高の極めて低い箱桁を配置すると共に、主塔近傍の 1/4 径間には捩れ剛性の大きな桁高の高い箱桁を配置して吊橋全体としての耐風性を向上させようとしている。これらの耐風性を示したものが図 2.3.6 である。図中には二次元風洞実験値とフラッタ解析結果 (変形を考慮しない) をそれぞれ示している。照査風速 78m/s をクリアしたもののうち、トラス補剛桁よりも死荷重強度が小さいものは、複合剛性配

置桁のみである。二箱桁は死荷重強度の面で問題があり、フェアリング付トラス桁についても耐風性には十分とは言えない面がある。桁の死荷重と耐風性を考慮する場合には、トラス補剛桁形式が最適であると言えよう。

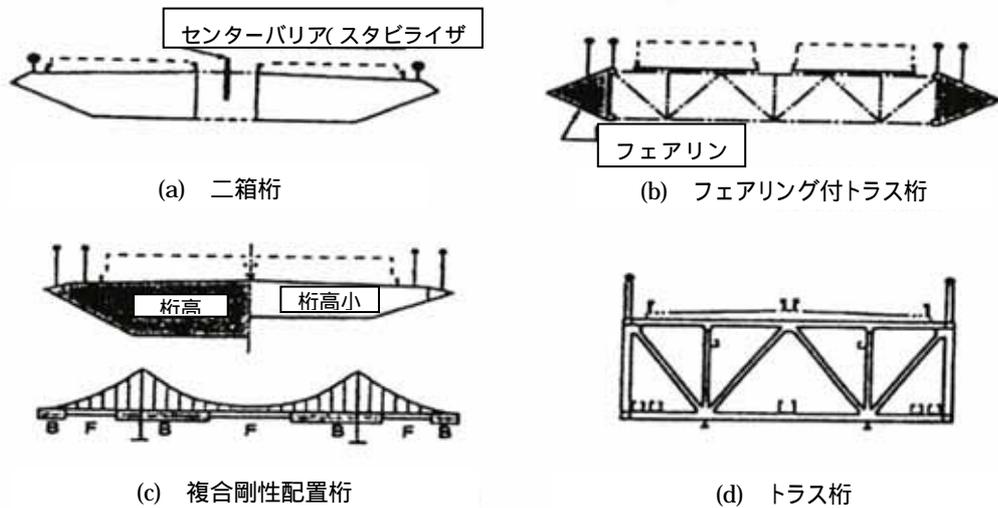


図 2.3.5 明石海峡大橋における箱桁の検討⁶⁾

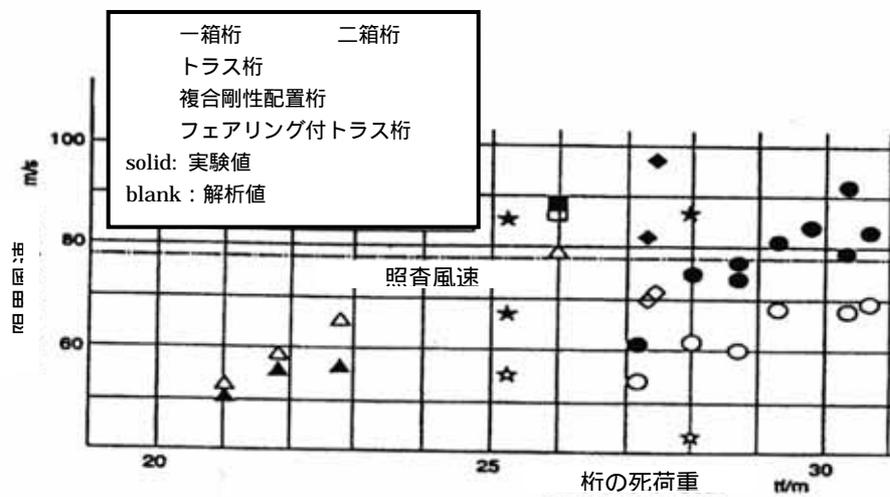


図 2.3.6 箱桁を補剛桁とした場合の耐風性 (明石海峡大橋)⁶⁾

2.4 3000m級の超長大橋への挑戦

明石海峡大橋以降、海峡横断道路プロジェクトでは橋長 5000m、中央径間 2800m 級の吊橋を想定した研究が続けられた¹¹⁾。補剛桁には風荷重の影響が少なくなり、より経済的な設計が可能となる箱桁形式が採用された。図 2.4.1 に一般図を図 2.4.2 に断面図をそれぞれ示す。桁断面は耐風性に優れた中央部に大きな開口を有する二箱桁とし、追い越し車線となる部分をグレーチング構造としたほか、センターバリアとガイドベーンを耐風対策として配置している。

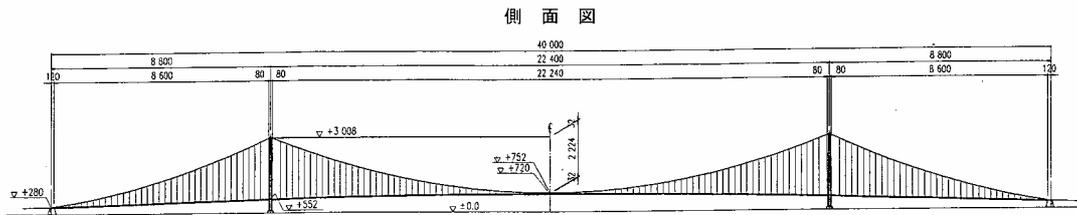


図 2.4.1 超長大橋一般図（海峡横断道路プロジェクト）

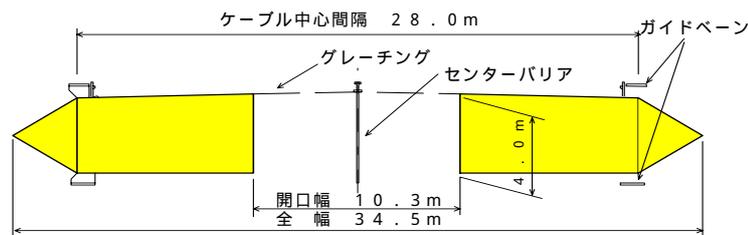


図 2.4.2 二箱桁断面

表 2.4.1 には本橋のモデル化に際して得られた構造諸元を、また表 2.5.2 には固有振動数をそれぞれ示す。

表 2.4.1 全橋模型の諸元

	想定橋梁	縮率	所要値(a)	実測値(b)	b/a	
桁幅	B	34.5 m	1/125	0.276 m	0.276 m	1.00
桁高	D	4.0 m	1/125	0.032 m	0.032 m	1.00
質量	m	28.41 t/m	1/125 ²	1.818 kg/m	2.100 kg/m	1.156
極慣性モーメント	I _p	388 t ² /m	1/125 ²	0.00159 kgm ² /m	0.00246 kgm ² /m	1.547
断面積	A	0.529 m ²	1/125 ³ *(E _p /E _m)	0.813 mm ²	23.6 mm ²	29.03
鉛直曲げ剛度	I _V	1.35 m ⁴ /box	1/125 ⁵ *(E _p /E _m)	133 mm ⁴ /box	174 mm ⁴ /box	1.31
水平曲げ剛度	I _H	7.04 m ⁴ /box	1/125 ⁵ *(E _p /E _m)	692 mm ⁴ /box	174 mm ⁴ /box	0.25
純ねじり剛度	J	2.65 m ⁴ /box	1/125 ⁵ *(G _p /G _m)	261 mm ⁴ /box	259 mm ⁴ /box	0.99

表 2.4.2 全橋模型の固有振動数

動的解析		想定橋梁	設計値
鉛直	対称	0.694Hz	0.689Hz
	逆対称	0.682Hz	0.685Hz
水平	対称	0.353Hz	0.352Hz
	逆対称	0.615Hz	0.502Hz
ねじれ	対称	1.406Hz	1.445Hz
	逆対称	1.693Hz	1.629Hz

風洞試験結果ではフラッタはおおよそ 8.8m/s 付近から生じているが、表 2.4.1 に示すように極慣性モーメントが約 60%も所要値を上回った値であり、所要の値では 70m/s を下回る風速となる。図 2.4.3 にフラッタ解析結果を示す。フラッタ解析では純ねじれ剛度を所要値の 2 倍にして固有振動数を求め、実験値と解析値はほぼ一致したとしている¹²⁾。これらの結果を見る限り、この構造形式で 2800m 級の吊橋を実現することはきわめて難しいと言わざるを得ない。また、耐風性確保のために片側 3 車線の二箱桁形式補剛桁の追い越し車線をグレーチング構造とせざるを得ないことも、安全性の面からはマイナス要素である。

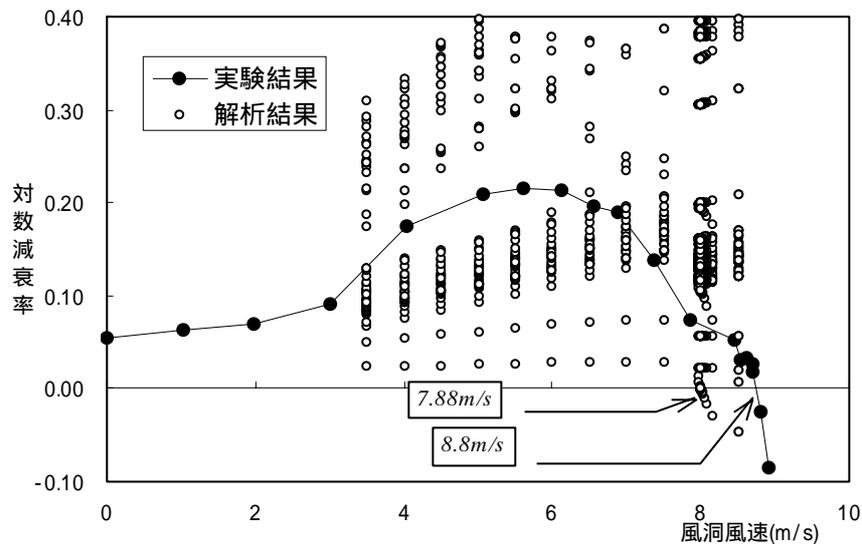


図 2.4.3 フラッタ解析結果¹²⁾

3000m級の超長大橋として実現の可能性のある吊構造形式としては以下にあげる 2 つの形式が考えられる。ひとつは図 2.4.4 に示すように、耐風性に大きく影響する中央径間の補剛桁部分を耐風性に優れた二箱桁形式としたスピンドルタイプの吊橋であり、横浜国立大学の宮田名誉教授が提唱したものである⁶⁾。また、吊橋支間長を見かけ上小さくするための工夫として、図 2.4.5. に示すローリング設計によるニューヨークブルックリン橋の如き斜張吊橋構造が考えられる。同橋では架設時の問題から主塔から斜めケーブルを用いた張り出し架設を行い、このケーブルを完成後も吊構造として残ただけで、斜張吊橋といった概念はなかったのであるが、結果として、この吊構造形式により 1883 年当時の吊橋としての径間長記録を塗り替えた(488m)ことは賞賛に値することである。

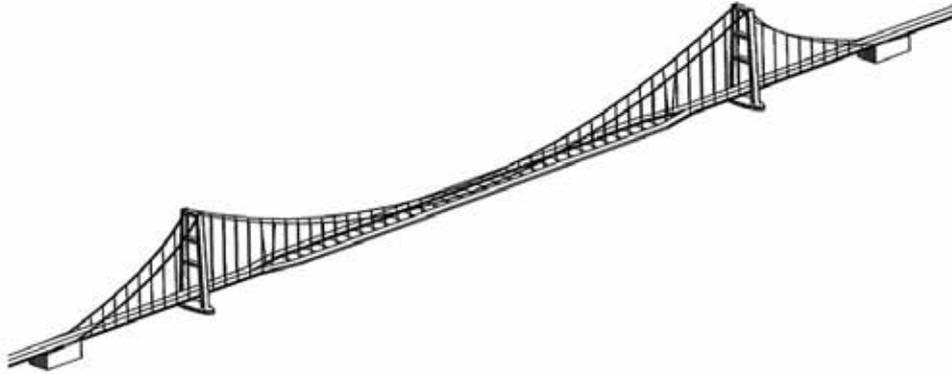


図 2.4.4 スピンドルタイプ吊橋のイメージ⁶⁾



図 2.4.5 ブルックリン橋¹³⁾

これらふたつの吊構造を融合した形式としての斜張吊橋はわが国でも小川、下土居らによって検討された中央径間長 2500m の内吊形式一箱・二箱併用斜張吊橋¹⁴⁾があるが、この場合は二次元モデルによる実験結果を用いたフラッタ解析を実施したのみであり、静的、動的な各種構造検討はなされていない。従って、これまでにない新しい複雑な吊構造形式に対する検討としては 1 章で述べたように必ずしも十分とは言えない。

一方、3000m 級の超長大吊橋に対する経済性の要請から、車線数が 6 車線から 4 車線に削減され、桁幅も大幅に小さくなった。この結果、耐風性は大幅に悪化することになり、耐風性向上のためには更に一段の大きな飛躍が期待されることとなった¹⁵⁾。

そこで著者は従来の吊橋の延長ではなく吊形式の変更と二箱桁に着目し 3000m の超長大吊橋の可能性について検討した。

具体的には構造諸元の検討と、より耐風性のよい二箱桁断面の形状を検討しハイブリッド吊橋を提案¹⁶⁾するとともに、三次元風洞試験を実施して耐風性を確認し、解析手法による耐風設計方法の検証方法を提案することを考えた。

2.5 まとめ

本章では、わが国における長大吊橋の耐風性に関する研究の歴史を、若戸大橋から明石海峡大橋までを振り返り、研究上の成果と問題点を明らかにした。特に明石海峡大橋に対する耐風安定性に関しては、二次元実験と三次元実験の比較から、抗力方向の非定常空気力の評価が三次元フラッタ解析には不可欠であることや、全橋模型風洞実験で観測された補剛桁の回転中心が橋軸方向へ非一様に分布すること、フラッタ発生時の振動モードが無風時の振動モードとは異なること、風荷重の作用で生じた横たわみ変形の結果、無視できない大きな負迎角がつくことなどが明らかとなった。また、備讃瀬戸大橋に代表されるこれまでの吊橋の補剛桁で検討された耐風対策を考慮し、ありとあらゆる対策を施してようやくフラッタ照査風速 78m/s をクリアさせたことから、トラス補剛桁形式の従来型吊橋としての最大支間長では明石海峡大橋の 2000m が限界であることも判明した。

これら既往の研究成果は、大きな横たわみ変形のもとでフラッタ現象を精度よく評価するためには、全橋模型による三次元風洞試験が不可欠であることを示している。一方、明石海峡大橋を最大支間長で大幅に越える 3000m 級の超長大橋に関しては、国内外にみても必ずしも十分な耐風性に関する検討はなされていない。

そこで、著者は将来へ向けて耐風技術の継承を図るとともに、超長大橋建設に向けてひとつの新たな可能性をつけるために、新しい吊構造形式であるハイブリッド吊橋を提案し、耐風性を検証する必要があると考えた。

<参考文献>

- 1) 若戸大橋風洞試験報告書、東京大学工学部橋梁研究室、1958.3
- 2) 関門橋風洞試験報告書、土木研究所、1970.3
- 3) 本州四国連絡橋耐風設計基準・同解説(2001)、本州四国連絡橋公団、2001.8
- 4) 大鳴門橋風洞試験報告書
- 5) Kubo Yoshinobu, Kato Kusuo, Shigehiro Masaharu, Miyata Toshio and Ito Masanobu: Aerodynamic Characteristics of Truss-stiffened Suspension Bridges by the Arrangement of Structural Members. 九州工業大学研究報告(工学), 第39号, pp.13-21, 1979
- 6) Miyata Toshio: Comprehensive Discussion on Aero-Elastic-Coupled Flutter Control for Very Long Span Suspension Bridge., pp.181~200, Long-Span Bridges and Aerodynamics, 1997
- 7) 本州四国連絡橋公団第1建設局: 明石海峡大橋補剛桁(計画設計)風洞試験報告書, 1988.3
- 8) 明石海峡大橋補剛桁基本設計(その3)風洞試験報告書、本州四国連絡橋公団、1998.3
- 9) 海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会報告書、土木研究所資料 No.3479、1996.3
- 10) 村越潤、麓興一郎、吉岡勉、丹羽量久、田中克弘、徳橋亮治: 超長大吊橋の対風応答解析の精度向上に関する一考察、構造工学論文集、土木学会、Vol.50A, pp.937-942, 2004.3
- 11) 経済性を考慮した超長大橋の耐風設計法に関する共同研究報告書(その1)、土木研究所共同研究報告書 第264号, 2001.3

- 1 2) 佐藤弘史、楠原栄樹、大儀健一、北川 信、伊藤進一郎、大廻 聡：超長大橋の一様流中における耐風性、第 16 回風工学シンポジウム論文集、日本風工学会、pp.351-356 ,2000.11
- 1 3) 近代吊橋の歴史：建設図書 2002.11 川田忠樹
- 1 4) 小川一志、下土居秀樹、野上千秋、尾立圭巳：2 箱桁 / 1 箱桁を併用した超長大橋の耐風性、第15回風工学シンポジウム論文集、日本風工学会、PP.425 - 430,1998.12
- 1 5) Koichiro Fumoto, Shigeki Kusahara, Tamami Ory, Masato Suzawa, Fumitaka : Large-Scale Wind Tunnel Test of Super Long Suspension Bridge with Slotted One-Box Girder、6 t h APCWE KOREA 20005.9
- 1 6) 麓興一郎、村越潤、秦建作、須澤正人、白井秀治、斉藤義昭、下土居秀樹：新形式長大橋の耐風性に着目した研究：風工学シンポジウム論文集第 18 号 PP.584 - 2004.12
- 1 7) 岡内功、伊藤学、宮田利雄：耐風構造、丸善、1976.5
- 1 8) 日本鋼構造協会編：構造物の耐風工学、東京電機大学出版局、1997.11

第3章 ハイブリッド吊橋の構造特性

3.1 概説

第2章で提案が必要と考えたハイブリッド吊橋について、本章ではハイブリッド吊橋の吊構造形式などが構造特性に及ぼす影響について検討し、構造特性が優れた緒元や橋形状を検討する。具体的には斜張橋形式とする区間の選定、主ケーブルの内吊、外吊形式の比較、主塔の形状についての比較を行う。なお、本論文中で取り扱うハイブリッド吊橋とは、

- (1) ケーブルシステムにおいては、吊橋を基本として主塔近傍に斜張橋形式を配置。
- (2) 補剛桁については、中央径間中央部に空力特性の優れた二箱桁を、斜張橋形式区間には桁幅が狭く、捩れ剛性の高い一箱桁を配置。
- (3) 斜張橋形式を吊橋形式に取り込むことにより見かけの支間長を軽減し、ねじれ剛性を向上させようとした構造形式を特徴とする新しい吊形式橋梁である。

ハイブリッド吊橋の耐風安定性を考慮する時、構造特性で最も重要なパラメーターはねじれの固有振動数である。そこで、固有振動数に着目してこれら吊構造形式を比較検討した。

3.2 ハイブリッド吊橋の構造諸元

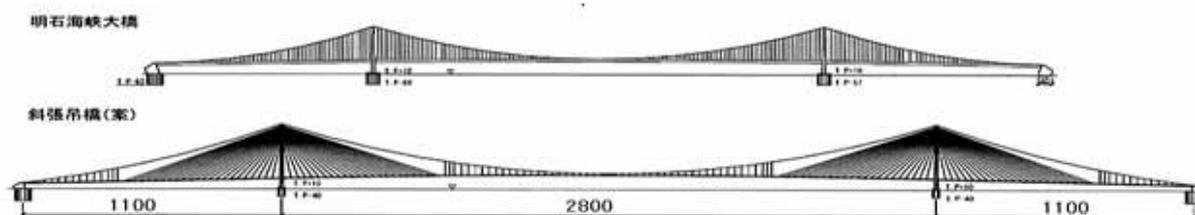


図 3.2.1 明石海峡大橋とハイブリッド吊橋

本論文では、図 3.2.1 に示すハイブリッド吊橋を取り上げる。この吊橋は、橋長 5,000m、中央径間長 2,800m、主ケーブルのサグ比 1/10 の海峡横断道路プロジェクト¹⁾等で対象とした超長大吊橋を基本型として、ハイブリッド吊橋としたものである。主塔から中央径間側及び側径間側にそれぞれ斜張橋構造を配置している。主構造諸元を表 2.1.1 に示す²⁾。斜張橋のケーブルは桁の外側に斜ケーブルを配した 2 面吊り構造である。

表 3.2.1 構造諸元

		実橋値
二箱桁部	断面積 : A	0.60 m ² /box
	鉛直剛性 : I _v	0.88 m ⁴ /box
	水平剛性 : I _h	11.22 m ⁴ /box
	ねじり剛性 : J	1.90 m ⁴ /box
	質量 : m	17.60 t/m
	極慣性 : I	2026.29 t·m ² /m
一箱桁部	断面積 : A	2.48 m ²
	鉛直剛性 : I _v	3.13 m ⁴
	水平剛性 : I _h	237.16 m ⁴
	ねじり剛性 : J	7.96 m ⁴
	質量 : m	21.72 t/m
	極慣性 : I	1437.01 t·m ² /m
主ケーブル	断面積 : A _C	0.428 m ²
ハンガー	断面積 : A _h	0.007 m ²
		0.017 m ²
斜ケーブル	断面積 : A _S	0.015 m ²
		0.010 m ²
		0.010 m ²

吊橋区間には、耐風性に優れた二箱桁を、斜張橋区間には構造力学的に優れた一箱桁を配置した。これらの箱桁の遷移区間を写真 3.2.1 に示す。ハンガーの取り付け位置を考慮して、遷移区間は斜張橋形式として斜ケーブルを配している。



写真 3.2.1 一箱桁と二箱桁の遷移区間

3.3 解析モデル

固有値解析及びフラッタ解析に用いた解析モデルは立体骨組みモデルである。図 3.3.1 に示すように、主桁、横桁、及び主塔を BEAM 要素³⁾で、また主ケーブル、斜張ケーブル、及びハンガーを軸力のみが作用する ROD 要素³⁾でモデル化した。二箱桁区間の主桁 BEAM 要素は各々の桁断面のせん断中心位置にそれぞれ配置し、桁に作用する静的及び動的空気力は 2 つの箱桁を連結する横桁の中央に節点を設け、そこに作用させた。主塔、ケーブル、ハンガー、及び補剛桁の初期応力は、格点座標の上げ越し計算後に自重と釣り合わせた。

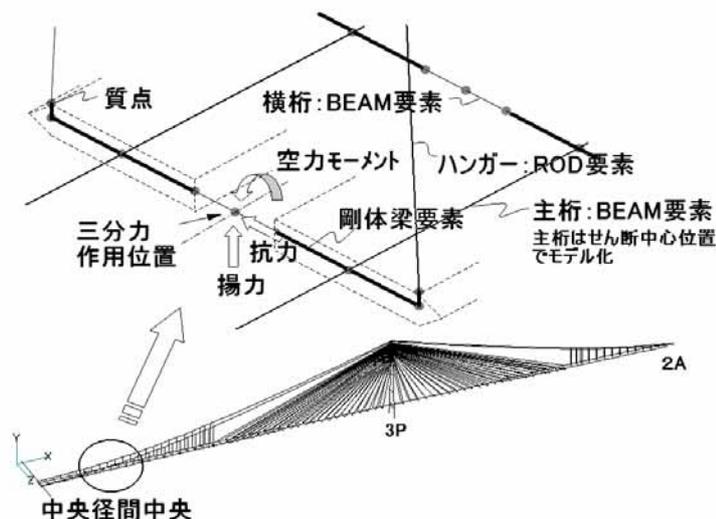
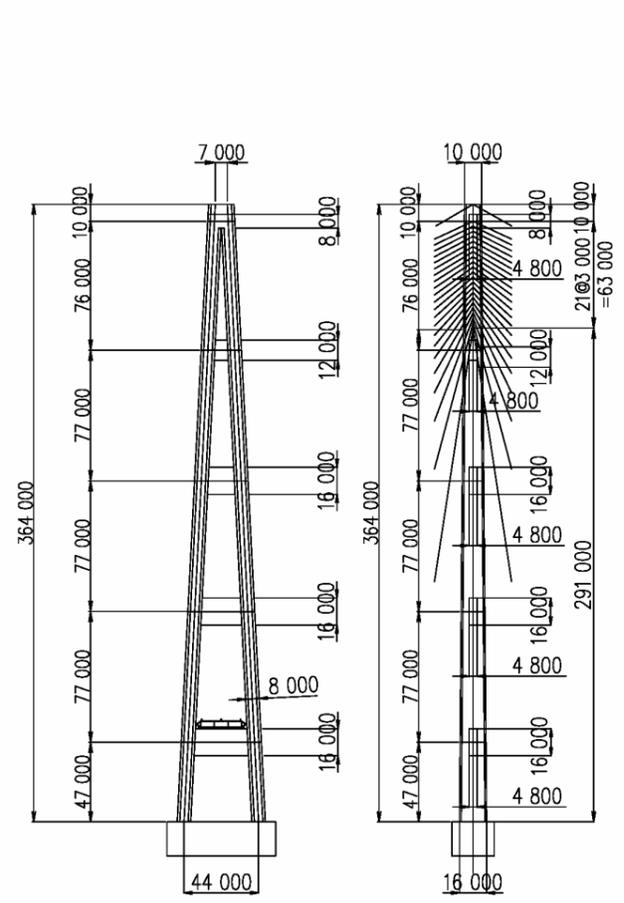
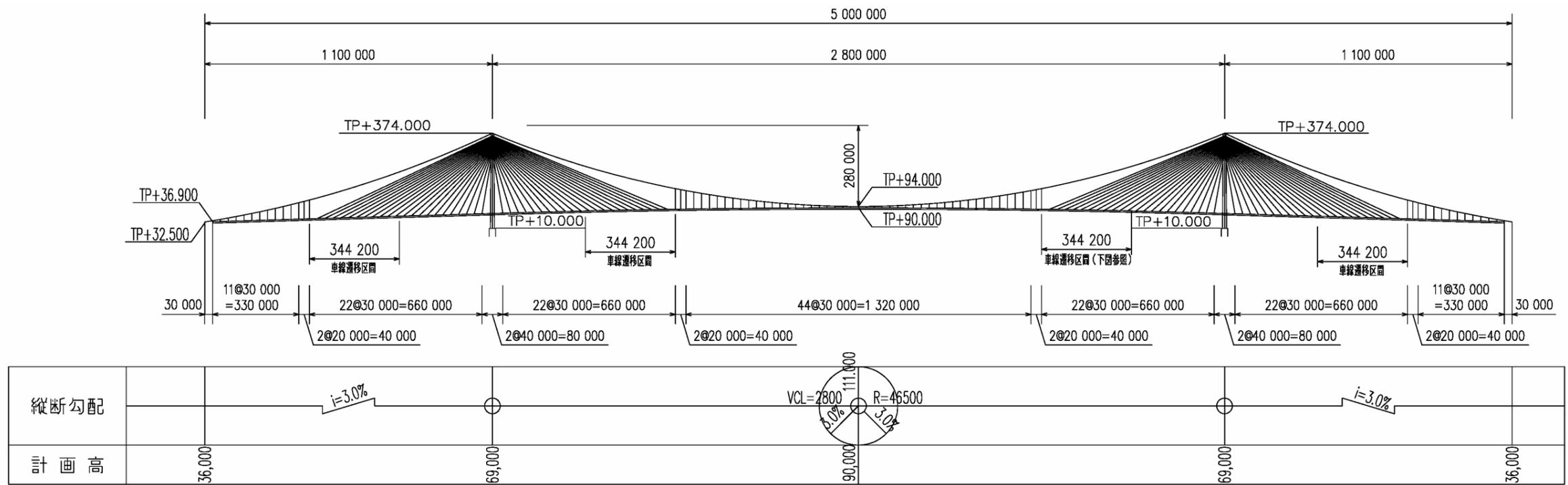
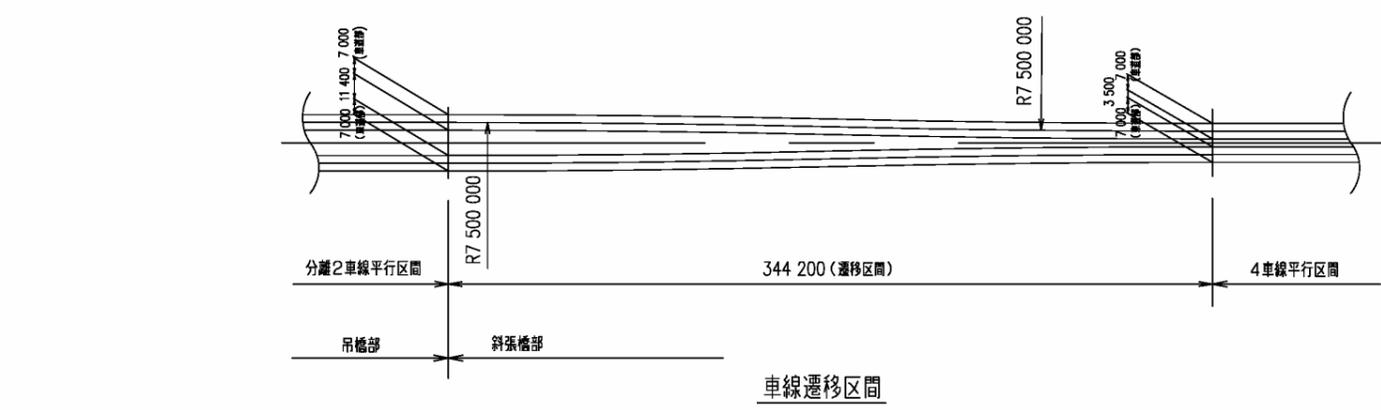


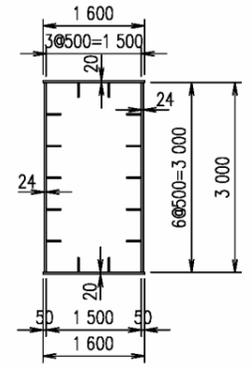
図 3.3.1 解析モデル（外吊形式の例）



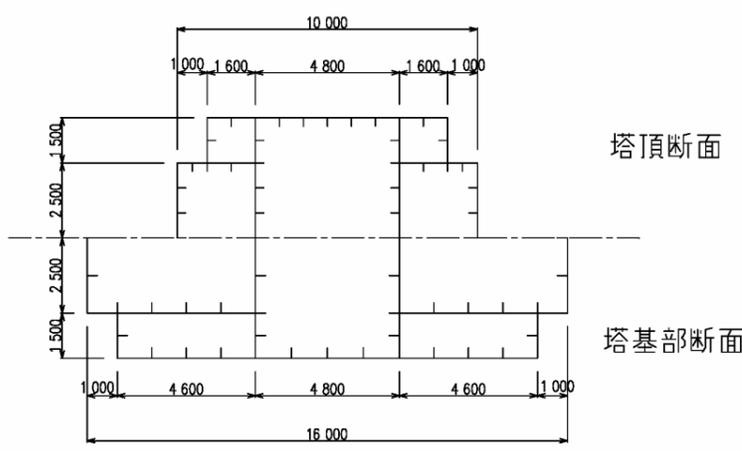
主塔



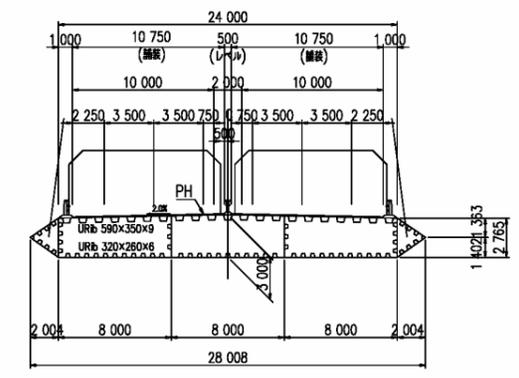
車線遷移区間



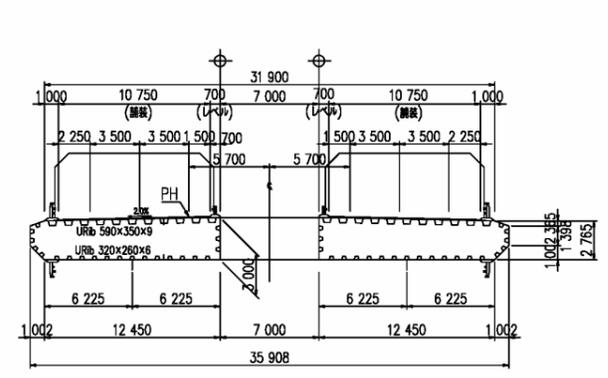
吊橋部横梁断面



塔断面図



斜張橋部桁断面



吊橋部桁断面

図 3.3.2 基本案 全体一般図 (サグ比: 1/10, 桁高: 3.0m, 斜張区間: 700m)

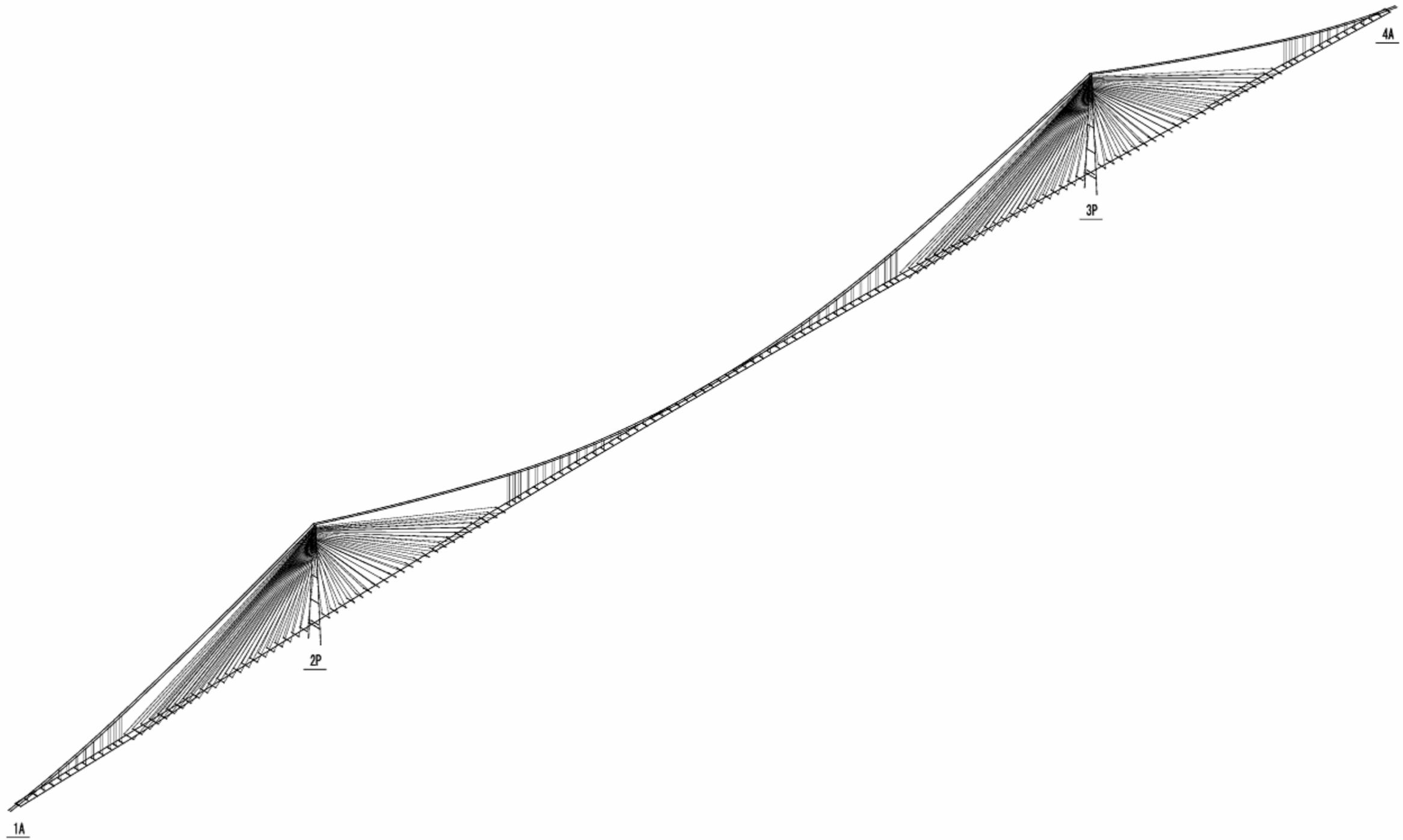


図 3.3.3 斜張吊橋 立体骨組モデル図 (その1: 橋梁全景)

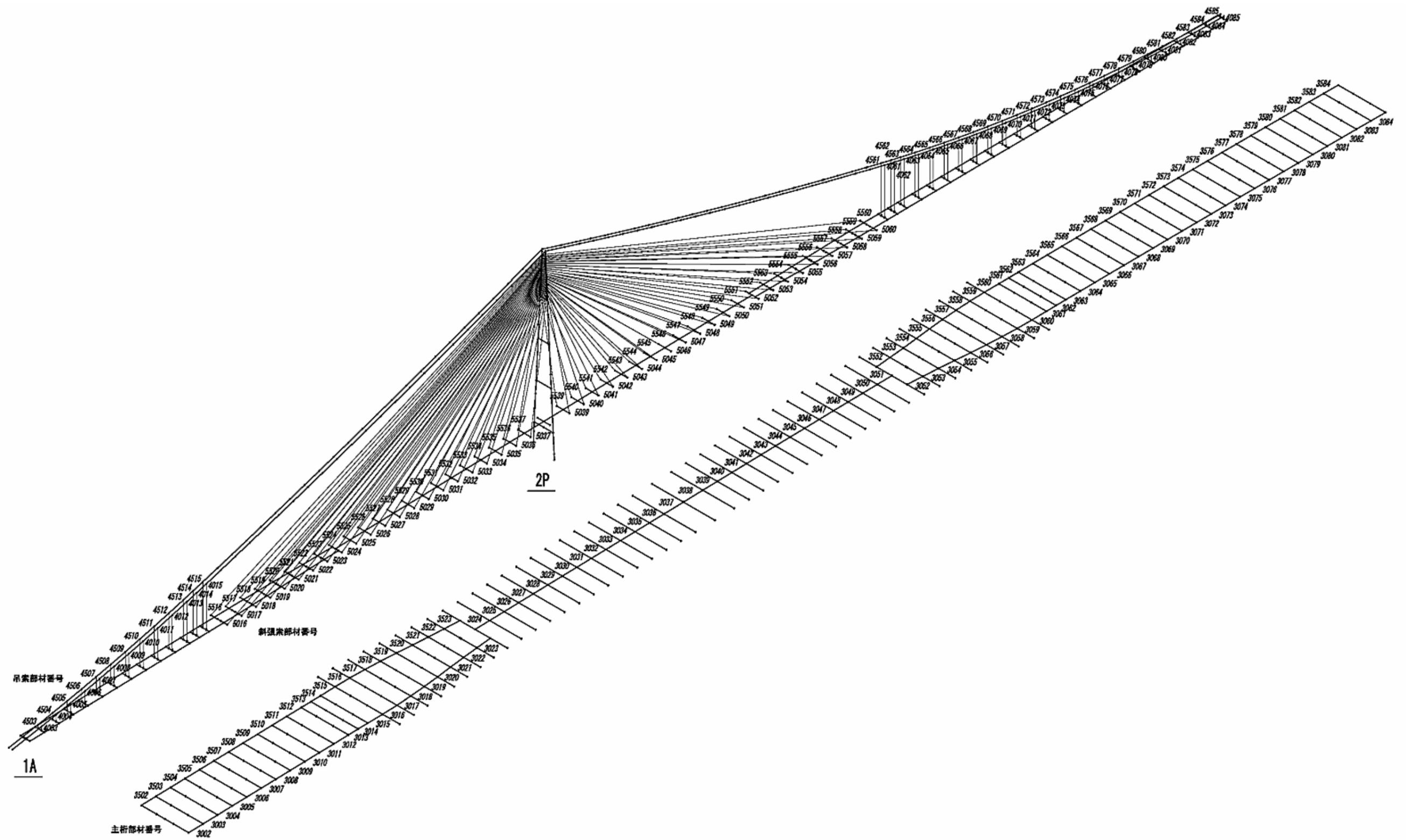


図 3.3.4 立体骨組モデル図 (1A ~ 桁中央部 部材番号)

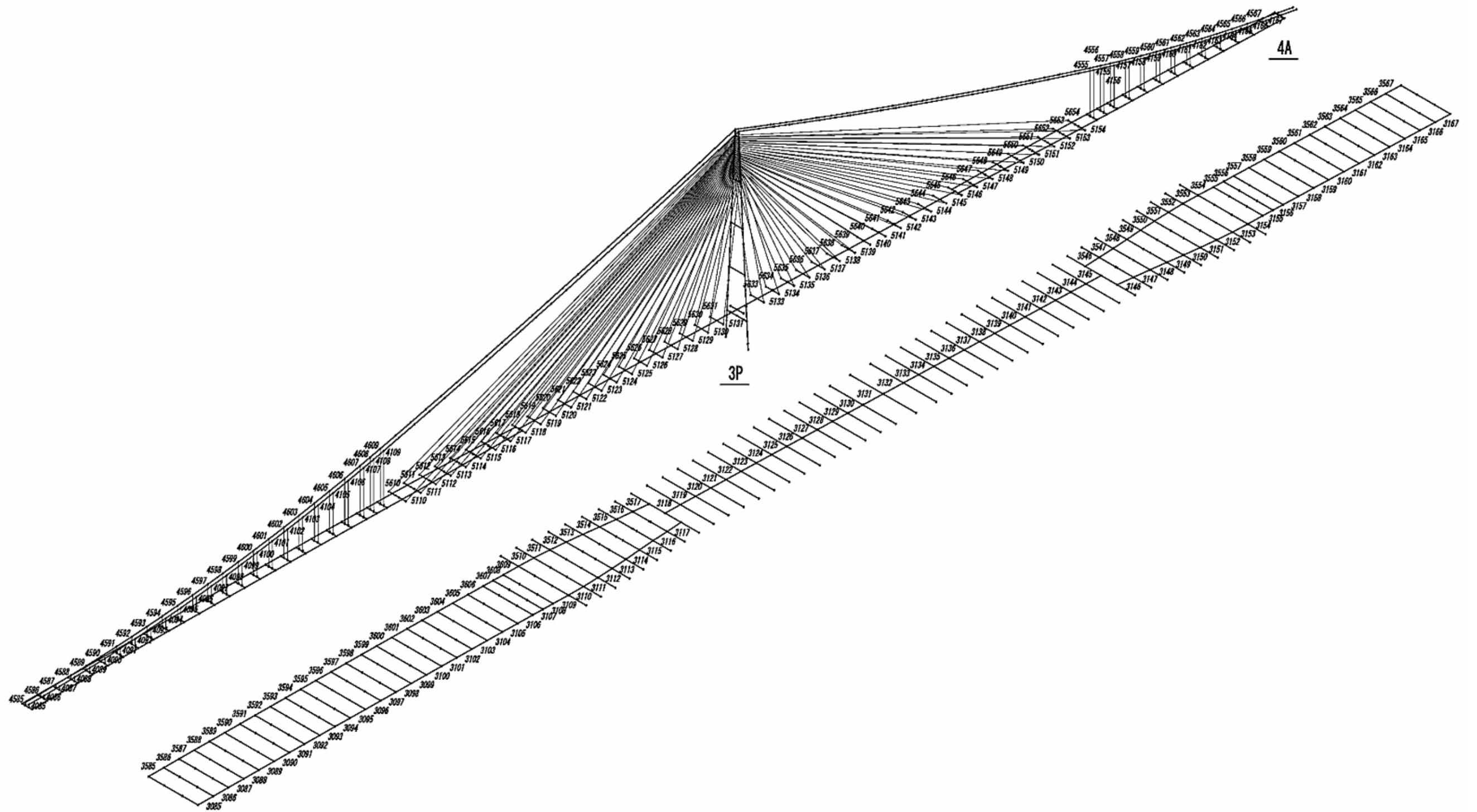
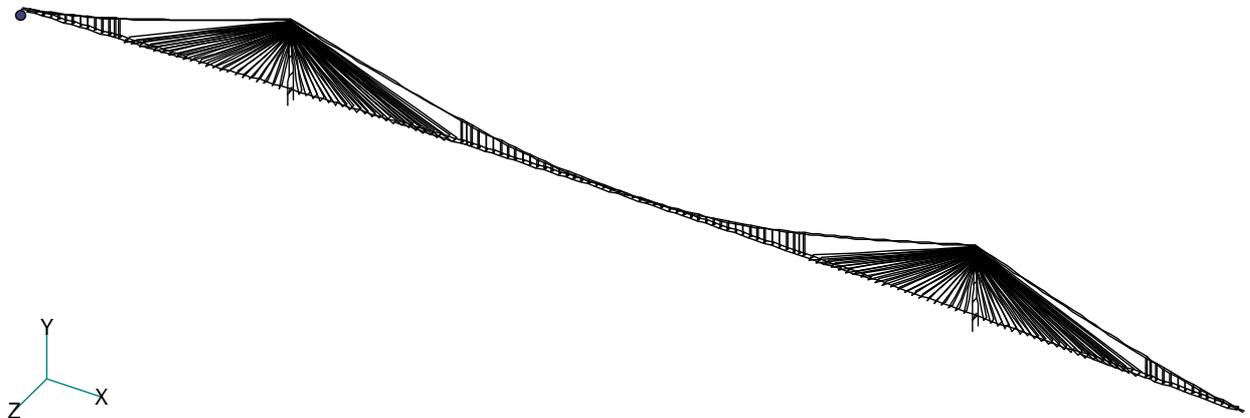


図 3.3.5 立体骨組モデル図 (桁中央部 ~ 4 A 部材番号)

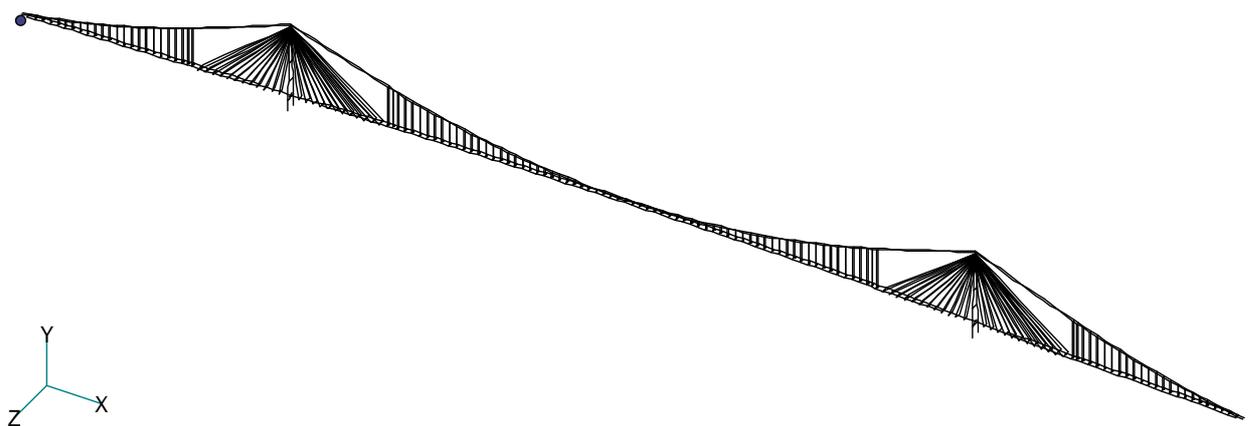
3.4 斜張橋区間の選定

中央径間長が長くなるにつれて、フラッタ特性に影響を与えるねじれ固有振動数が著しく低下する⁴⁾とともに、風荷重の作用で生じた補剛桁の横たわみ変形に伴う負迎角が大きくなる。そこで、横たわみ変形を拘束し、ねじれ固有振動数を高めるために、斜張橋形式の区間を主塔から各径間中央へ向かって配置する。斜張橋区間を長く設定した場合、ねじれ振動モードに対する見かけの吊橋径間長を短くする効果があるが、その反面、桁の軸力が大きくなる。この桁軸力を軽減させるために主塔を高くすることで軸力をケーブルに負担させたり、桁の断面積を増やす等の対策をとると、かえって斜張橋としての長所を活かせなくなる恐れがある。ここでは、図 3.4.1 に示すように塔高（サグ比 1/10 として設定）を変えずに、斜張橋区間を主塔から中央径間側 1/4 支間(1/4 案)および 1/8 支間(1/8 案)とする 2 案について、耐風安定性の観点から比較検討を行った。

これは、多々羅大橋クラスの斜張橋と、その 50% 増しの径間長の斜張橋を想定したものである。



(a) 斜張区間 1/4 案



(b) 斜張区間 1/8 案

図 3.4.1 解析モデル

表 3.4.1 に固有振動数の比較結果を示す。この表から、斜張橋区間を長くすると鉛直対称 1 次の固有振動数を変化させることなく、ねじれ対称 1 次の固有振動数を高めることができることがわかる。本論文では、この結果から斜張橋区間 1/4 案を採用することとした。この 1/4 案は 1/8 案に比べて、連成フラッタ性能に影響を及ぼす鉛直とねじれの振動数比が 10%以上高くなるため、優れた耐風性能を有することが期待される。

この時のモード図を図 3.4.2～図 3.4.7 に示す。モード図を見ると、鉛直対称 1 次の振動モードに、1/8 案と 1/4 案で大きな差は認められないが、ねじれ対称 1 次の振動モードでは斜張橋区間と側径間の挙動に差が見られ、斜張橋区間 1/4 案の方がねじれ振動に寄与していることが認められる。これはねじれ逆対称 1 次の振動モードにも同様に認められ、斜張橋区間の増大が中央径間中央部の補剛桁と主ケーブル及びハンガーの振動モードを抑制した結果であると言えよう。

表3.4.1 固有振動数の比較

振動モード形状	斜張区間 1/8案	斜張区間 1/4案	
鉛直対称1次	0.0649Hz	0.0668Hz	(1.03)
ねじれ対称1次	0.1191Hz	0.1353Hz	(1.14)
振動数比 /	1.834	2.024	(1.10)
鉛直逆対称1次	0.0657Hz	0.0589Hz	(0.90)
ねじれ逆対称1次	0.1974Hz	0.2394Hz	(1.21)

() 内は比率((1/4案)/(1/8案))を示す

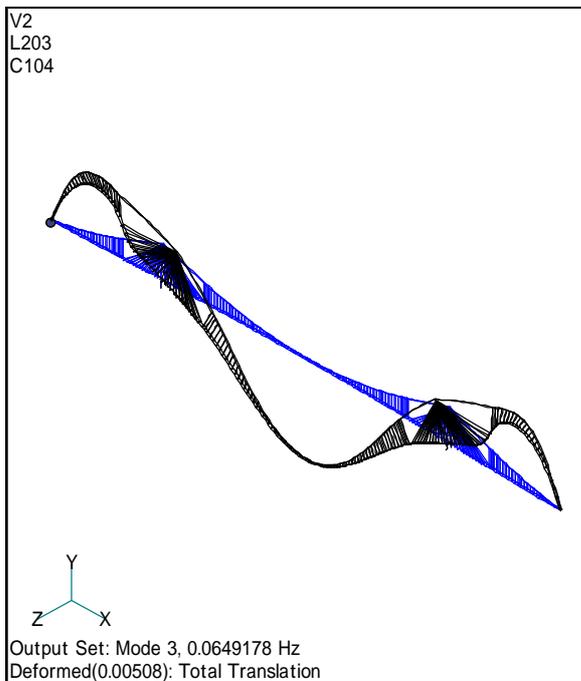


図 3.4.2 1/8 案 鉛直対称 1 次

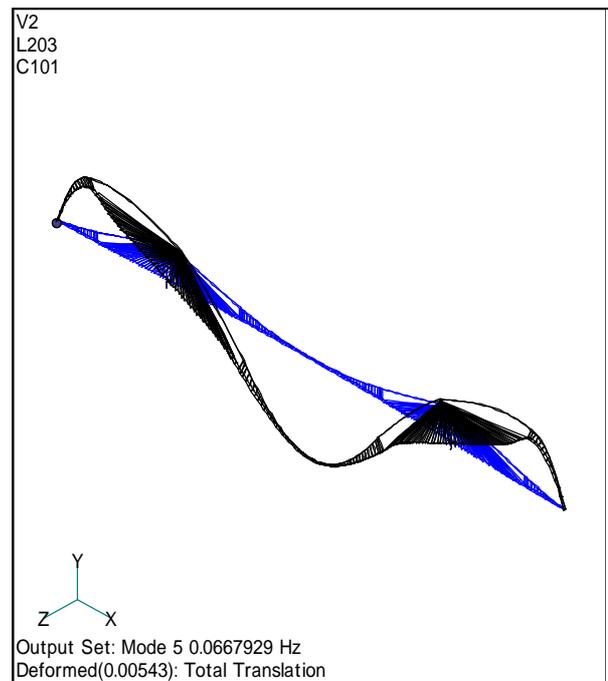


図 3.4.3 1/4 案 鉛直対称 1 次

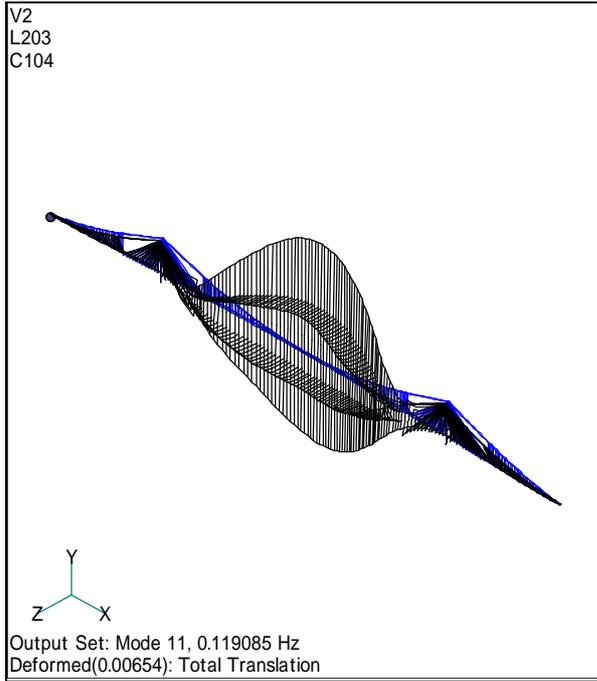


図 3.4.4 1/8 案 ねじれ対称 1 次

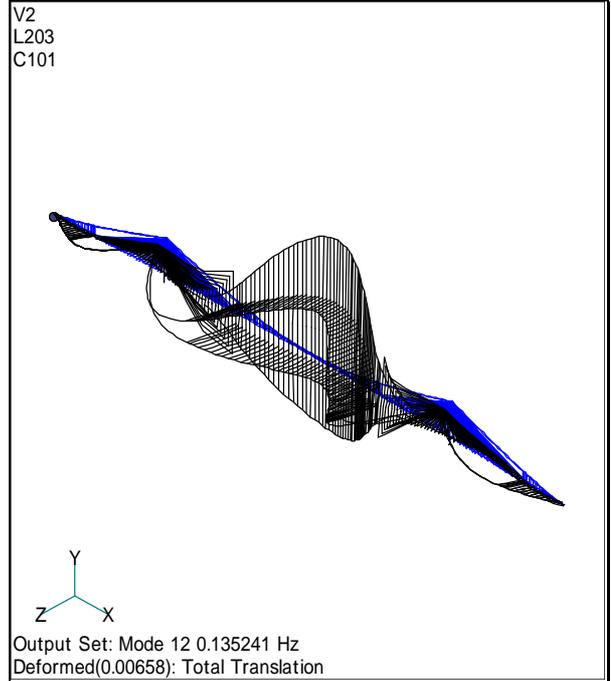


図 3.4.5 1/4 案 ねじれ対称 1 次

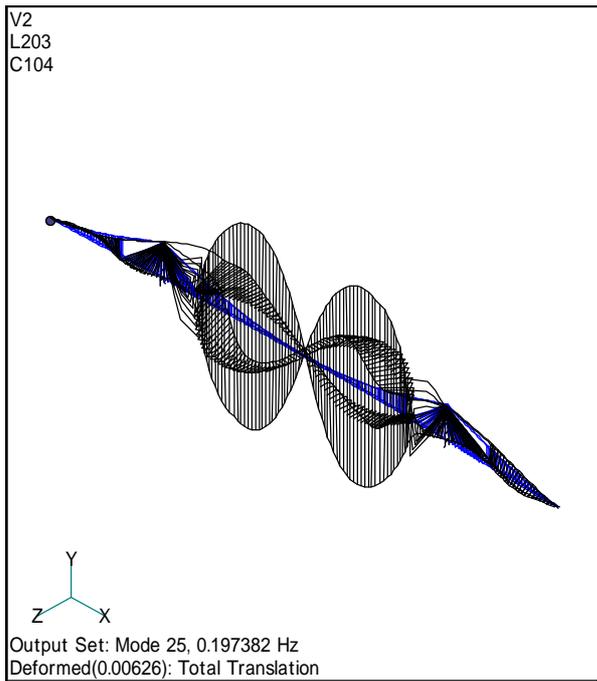


図 3.4.6 1/8 案 ねじれ逆対称 1 次

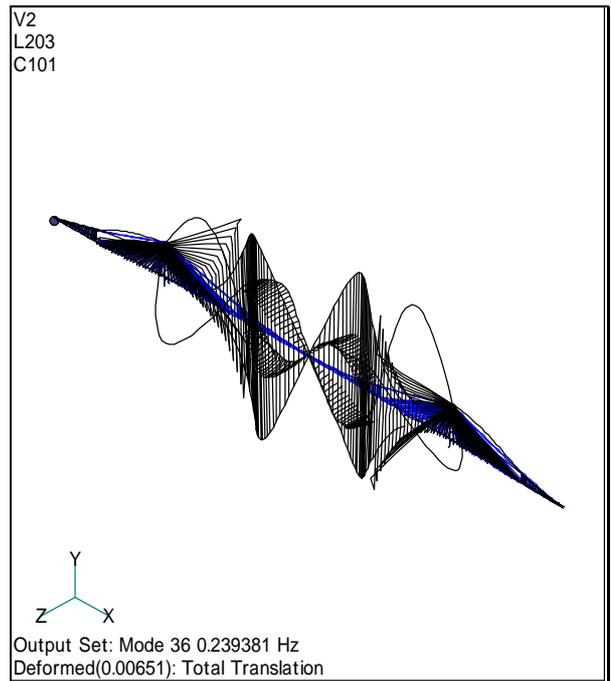


図 3.4.7 1/4 案 ねじれ逆対称 1 次

3.5 ケーブル吊構造形式による耐風安定性の比較

超長大橋では、支間長の長大化にともない、暴風時の中央径間部補剛桁の横たわみ変形量が問題となる。また、箱桁形式の補剛桁では、揚力や空力モーメントによるねじれ変形が、ダイバージェンスなどの静的不安定現象を引き起こす可能性がある。そこで、有風時の補剛桁のねじれ変形を抑制するために、主ケーブルの平面吊形式に着目し、その耐風安定性を検討する。

A型の主塔とした場合に考え得るケーブルの吊り構造形式は、図3.5.1に示す二箱桁の開口部内側で並行に吊る内吊形式と、中央径間吊橋区間のみを二箱桁の外側で吊る外吊形式の2通りである。これらについて固有値解析を実施し、その固有振動数を比較した。

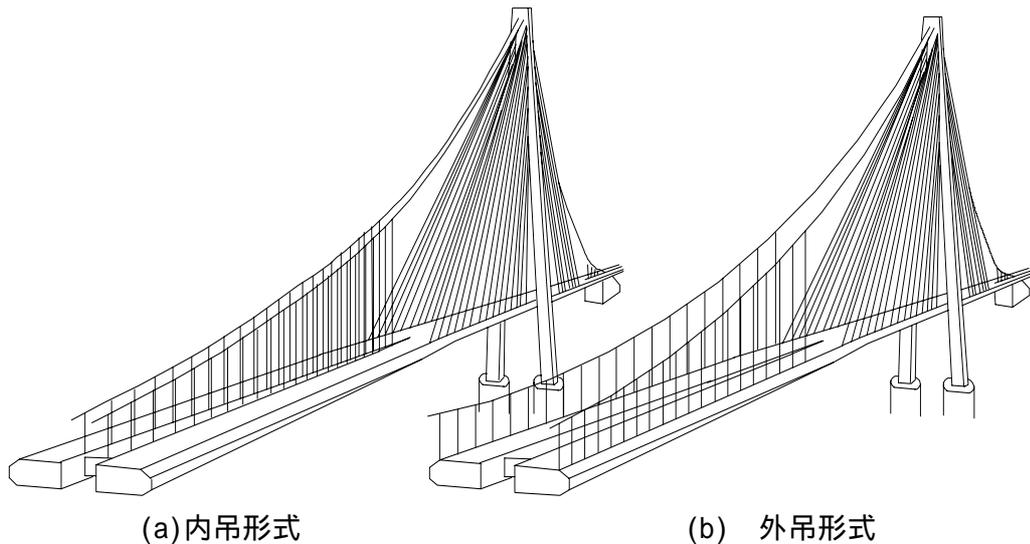


図 3.5.1 ケーブルシステムの比較

図 3.5.2 ~ 図 3.5.7 に内吊形式及び外吊形式の水平たわみ、鉛直たわみ、及びねじれの各振動モードの最低次振動モードをそれぞれ示す。

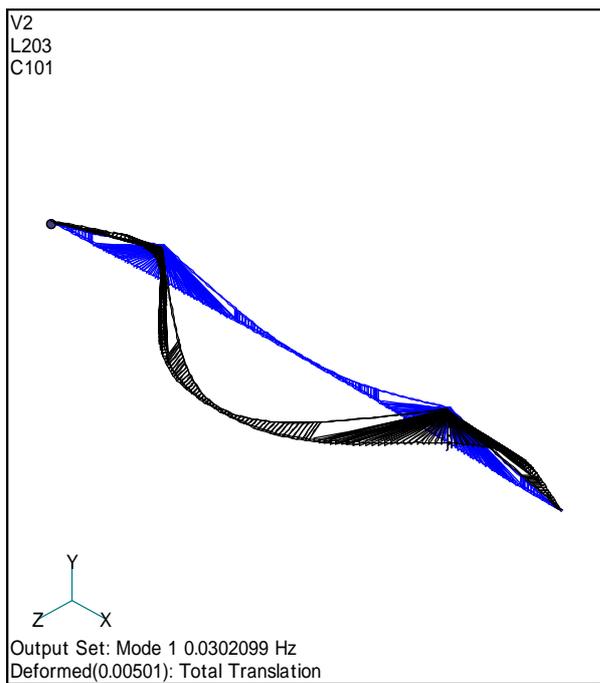


図 3.5.2 内吊形式 水平たわみ対称1次

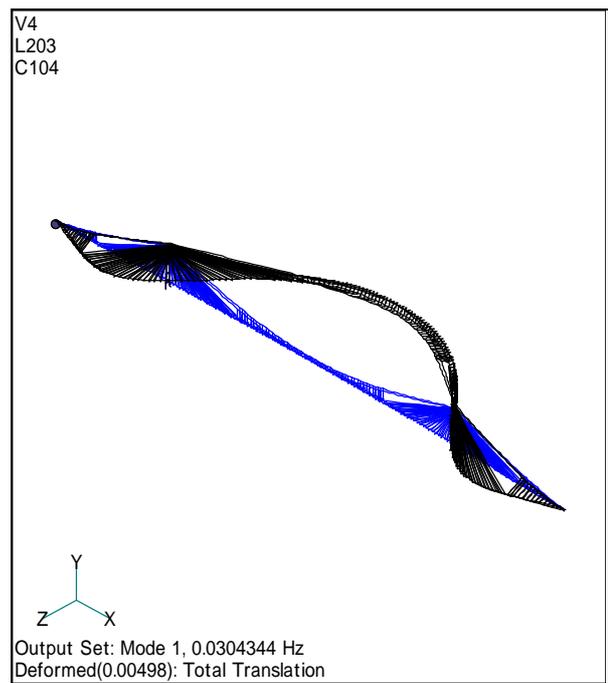


図 3.5.3 外吊形式 水平たわみ対称1次

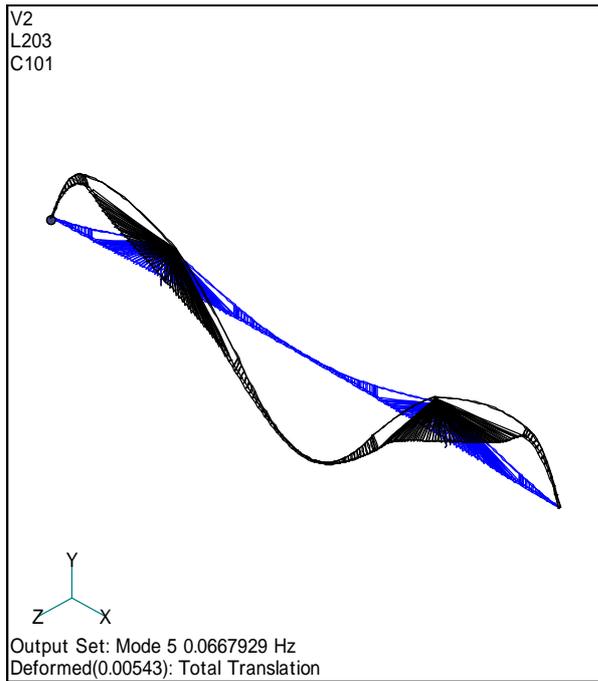


図 3.5.4 内吊形式 鉛直たわみ対称 1 次

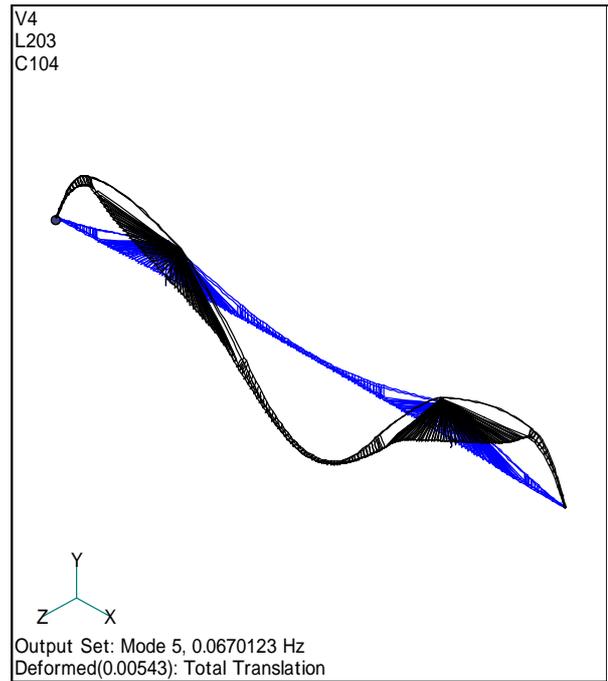


図 3.5.5 外吊形式 鉛直たわみ対称 1 次

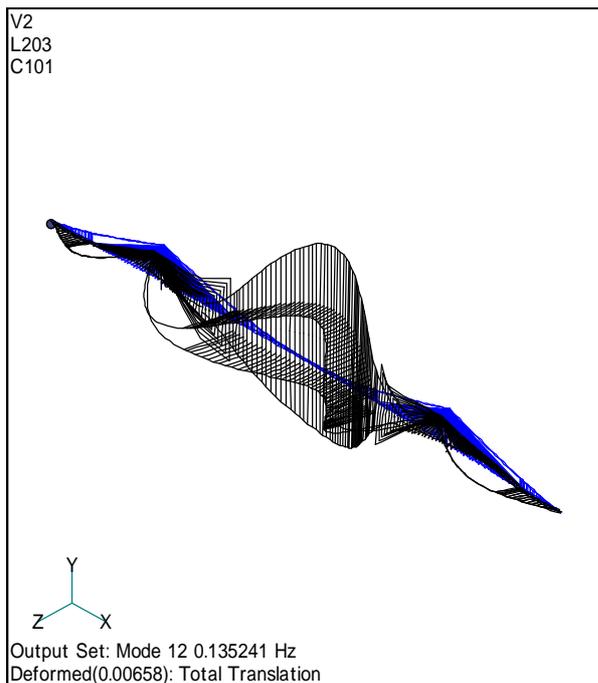


図 3.5.6 内吊形式 ねじれ対称 1 次

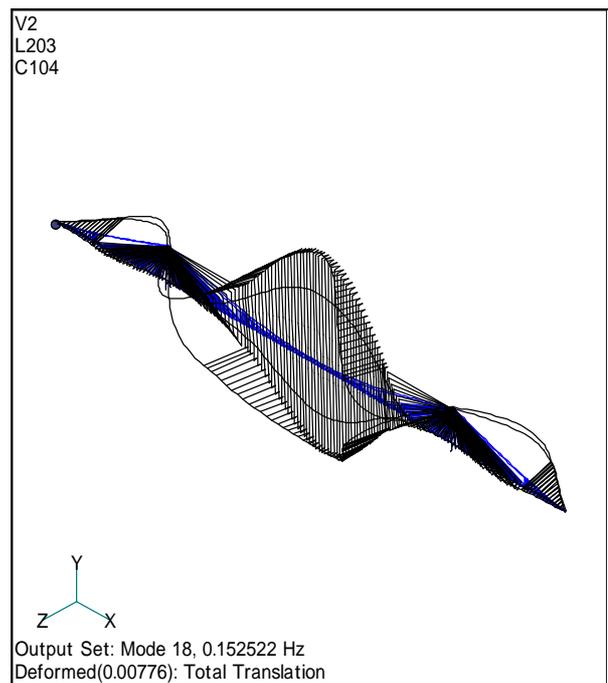


図 3.5.7 外吊形式 ねじれ対称 1 次

図 3.5.2 および図 3.5.3 の水平たわみ対称 1 次の固有振動モードでは、固有振動数に差はほとんど認められないものの、側径間の吊橋部の挙動に差が生じており、外吊り形式ではこの区間の振動が大きくなっている。これに対して鉛直たわみ対称 1 次の振動モードを比較した図 3.5.4 及び図 3.5.5 では固有振動数、固有振動モード共に両者に差は認められない。

一方、図 3.5.6 と図 3.5.7 に示すねじれ対称 1 次の固有振動モードでは、内吊形式の場合に水平方向成分とねじれ成分が連成していることがわかる。また、ねじれの固有振動数は外吊形式の方が約 13% 高くなっている。

表-3.5.1 はケーブル吊構造形式の相違が振動特性に及ぼす影響を数値として示したものである。鉛直たわみ振動モードとねじれ対称 1 次振動モードについて、固有振動数、等価質量、等価極慣性モーメントをそれぞれ比較すると共に、たわみとねじれの振動数比及びこれら各値を用いて求められる Selberg 式によるフラッタ発現風速を求めた。外吊形式による効果は、ねじれの固有振動数の向上による振動数比の増加と、主ケーブルが外側に配置されたことによる回転慣性への寄与、即ち等価極慣性モーメントの増加として現れており、これらの値が向上したことにより 10m/s 以上フラッタ発現風速が上昇する結果を生んでいる。

表 3.5.1 振動特性の比較

振動形状		内吊形式	外吊形式
鉛直対称1次	振動数	0.0668Hz	0.0670Hz
	等価質量	26.93t/m/Br	27.31t/m/Br
ねじれ対称1次	振動数	0.1352Hz	0.1525Hz
	等価質量	2932tm/Br	5125tm/Br
振動数比		2.02	2.28
フラッタ発現風速 (Selberg式)		34.8m/s	46.8m/s

両吊形式に対する有風時の変形状況を把握するために有限変位解析を実施した。図 3.5.8 に中央径間中央部における横たわみ変形時の桁の静的ねじれ角を示す。外吊形式では、内吊形式に比べてねじれ変形が大幅に抑制され、照査風速の 80m/s の時でも迎角が -6° 程度であることが見てとれよう。これに対して内吊形式では静的ねじれ角は -10° 以上となる。

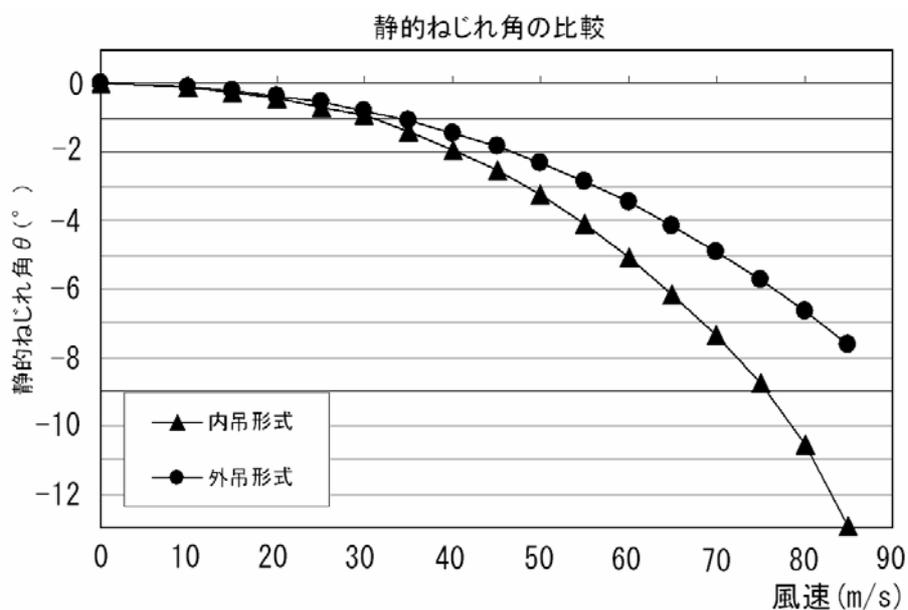


図 3.5.8 静的変形解析結果

3.6 主塔の形式の比較

ここでは、主塔の形式の相違が固有振動数に及ぼす影響について検討する。吊橋の主塔形式として一般的なH型形式は、ケーブルが離れて配置されることにより、横変形に対する拘束力や捩れ対称1次の固有振動数に対して有利と考えられる。一方、ハイブリット吊橋では、主ケーブルの配置と経済性を考慮すると主塔形式はA型であることが望ましい。ここでは図3.6.1に示す両主塔形式を耐風性の面から比較する。

A型主塔とH型主塔について斜張吊橋全体系の固有値解析を実施し、補剛桁の固有振動数、固有振動モードに着目し、鉛直たわみ及びねじれの各対称1次モードについて表3.6.1に比較して示した。また等価質量、等価極慣性モーメントについても併せて示している。

鉛直たわみ対称1次の振動数はほぼ同等であるが、ねじれ対称1次の振動数ではA型主塔の方が10%高い。このことより、耐風性に影響のあるねじれ固有振動数でみると、A型主塔が耐風性の面で有利であることがわかる。事実、たわみとねじれの振動数比は14%高くなり、等価極慣性モーメントもA型主塔の方が10%増となったことから、Selberg式によるフラッタ発現風速はA型主塔とした方が10m/s程度向上することが明らかになった。

表 3.6.1 塔形式の構造比較

振動形状		H型	A型
鉛直対称1次	振動数	0.0666Hz	0.0670Hz
	等価質量	27.40t/m/Br	27.31t/m/Br
ねじれ対称1次	振動数	0.1316Hz	0.1525Hz
	等価極慣性モーメント	4532tm/Br	5125tm/Br
振動数比		1.98	2.28
フラッタ発現風速 (Selberg式)		37.2m/s	46.8m/s

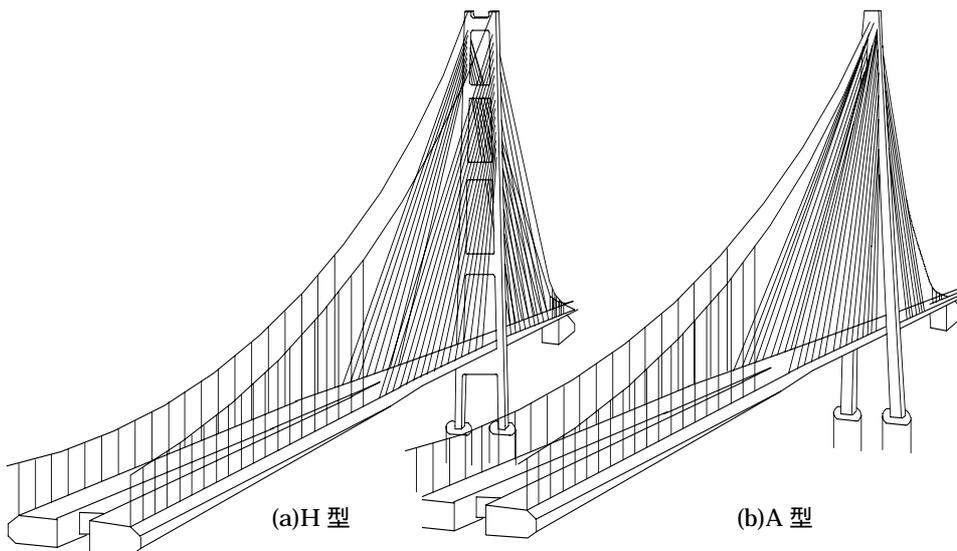
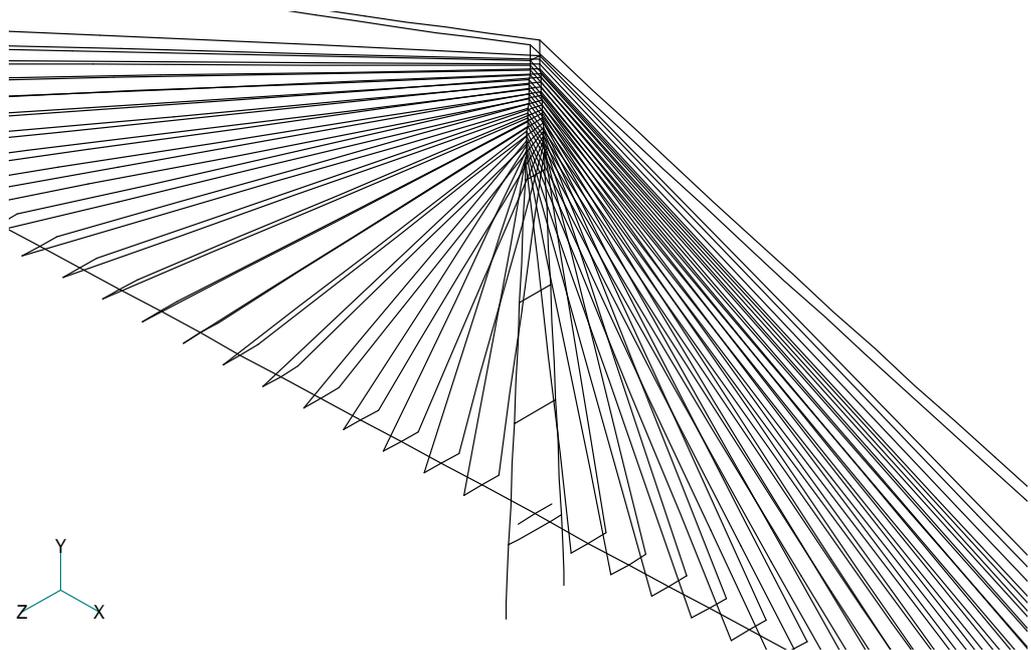
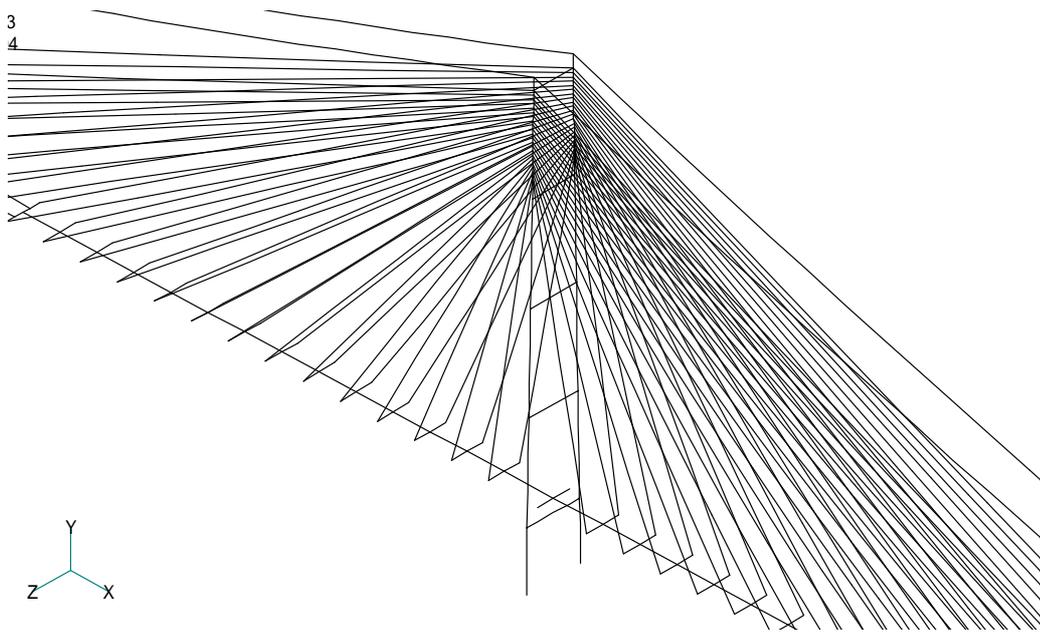


図 3.6.1 比較検討した主塔形式



(a) A型



(b) H型

図 3.6.2 解析モデル図 (主塔付近)

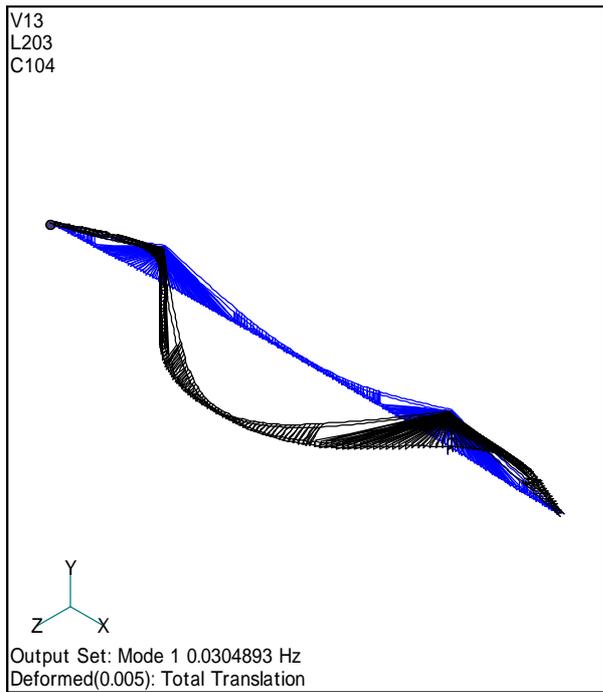


图 3.6.3 外吊形式H型主塔 水平对称 1次

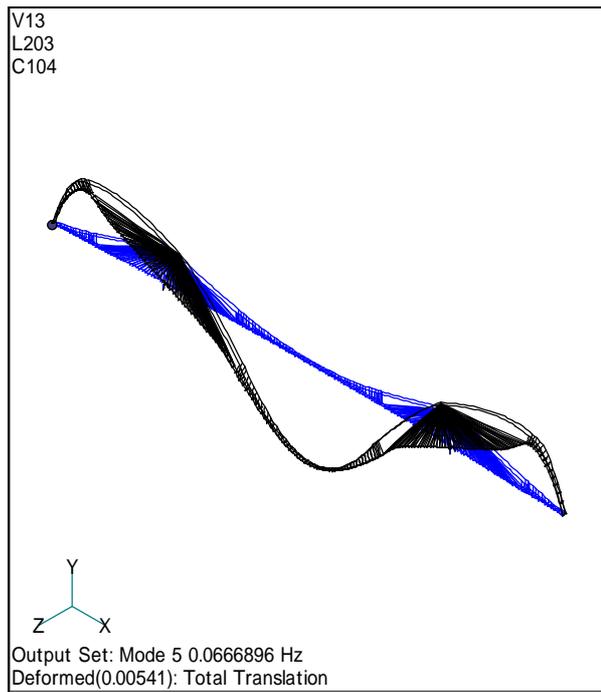


图 3.6.4 外吊形式H型主塔 铅直对称 1次

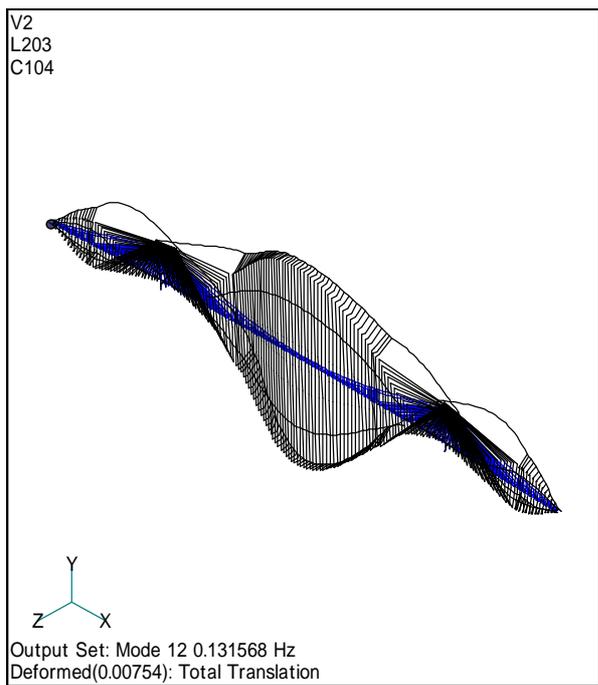


图 3.6.5 外吊形式H型主塔 ねじれ对称 1次

3.7 まとめ

本章では、まずハイブリッド吊橋としての定義を明確にするとともに、斜張橋とする区間を固有振動数解析結果をもとに決定した。また、主ケーブルを中央径間中央部で内吊形式とした場合と外吊形式とした場合、主塔形式をH型とA型とした場合、それぞれが構造特性に及ぼす影響を評価した。対象とした超長大橋の規模としては、海峡横断道路プロジェクトで取り扱われた橋長が5000m、中央径間長が2800mの吊橋とした。

構造解析モデルを用いて斜張橋の区間長の影響を検討したところ、固有振動数の比較から対象径間の1/4とする方が耐風性は向上するとの結果が得られた。また、ケーブルシステムとしては主ケーブルを外吊方式にした方がねじれ振動の固有振動数が向上するとともに等価極慣性モーメントが大きくなって耐風性上きわめて有利になる。主塔形式の比較ではH型とA型の主塔形式について比較したが、ねじれ振動に対する等価極慣性モーメントは当初の予想に反してむしろA型主塔の方が大きくなり、Selberg式によるフッタ風速もH型主塔に比べて10%向上するという結果が得られた。これらの検討結果をもとにして、ケーブルシステムは1/4区間を斜張吊形式を用い、主塔はA型、桁の吊り形式は外側を吊る形式とした上部構造のハイブリッド吊橋を提案することにした。

<参考文献>

- 1) 国土庁計画・調整局編：21世紀の国土のグランドデザイン，1998.3
- 2) 麓興一郎，村越潤，秦健作，須澤雅人，白井秀治，斉藤義昭，下土居秀樹：新形式長大橋（斜張吊橋）の耐風性に着目した研究，第18回風工学シンポジウム論文集，日本風工学会，pp.485-491，2004.12.
- 3) 村越潤，麓興一郎，吉岡勉，丹羽量久，田中克弘，徳橋亮治：超長大吊橋の対風応答解析の精度向上に関する一考察，構造工学論文集，土木学会，Vol.50A，pp.937-942，2004.3
- 4) Miyata Toshio：Comprehensive Discussion on Aero-Elastic-Coupled Flutter Control for Very Long Span Suspension Bridge.，pp.181～200，Long-Span Bridges and Aerodynamics,1997

第4章 ハイブリッド吊橋の補剛桁の耐風安定性

4.1 概説

前章では、ハイブリッド吊橋の構造について検討を耐風安定性の面から加えたが、超長大吊橋で最も問題になるフラッタ振動に対する耐風安定性は、補剛桁の幾何学的形状に依存する割合が大きいと言わざるを得ない^{1),2)}。本章では、補剛桁の耐風安定性について検討を加えるが、特に中央径間に配置する二箱桁は耐風安定性に優れた断面である必要がある。耐風対策としてはフェアリング形状と桁下面に配置した耐風対策物及び防護柵の高さについて、二次元バネ支持風洞試験により検討を加えた。

ハイブリッド吊橋の吊橋区間には、経済性および耐風安定性に優れた桁構造である桁中央に開口部を有する二箱桁断面³⁾を配置した。一般的な箱桁の耐風対策⁴⁾としては、フェアリングやフラップ、デфлекター等が考えられるが、ここでは経済性や利便性を考慮して、構造主要部材として活かせるフェアリングと簡易な剥離制御用の対策⁵⁾（耐風対策物と呼ぶ）を桁下面に配置することで耐風安定性を確保しようとした。

ただし、二箱断面では一箱断面に比べて有風時の変形が大きくなることが予想される⁶⁾⁷⁾⁸⁾ことから、フェアリング形状、桁下面耐風対策物の大きさに着目し、二次元バネ支持試験により耐風安定性を確認する。試験では、できるだけ大きな迎角まで行うこととし、0°から-6°まで1°ピッチで応答振幅を観測した。

4.2 実験設備

補剛桁の二箱桁の耐風性を評価するための二次元バネ支持風洞試験は、独立行政法人土木研究所耐風工学実験施設内の非定常空気力風洞を用いて実施した。実験に使用した風洞設備を図4.2.1及び写真4.2.1に示す。非定常空気力風洞の主要諸元は表4.2.1に示す通りである。実験方法は、「本州四国連絡橋風洞試験要領（2001）」⁹⁾に準拠した。

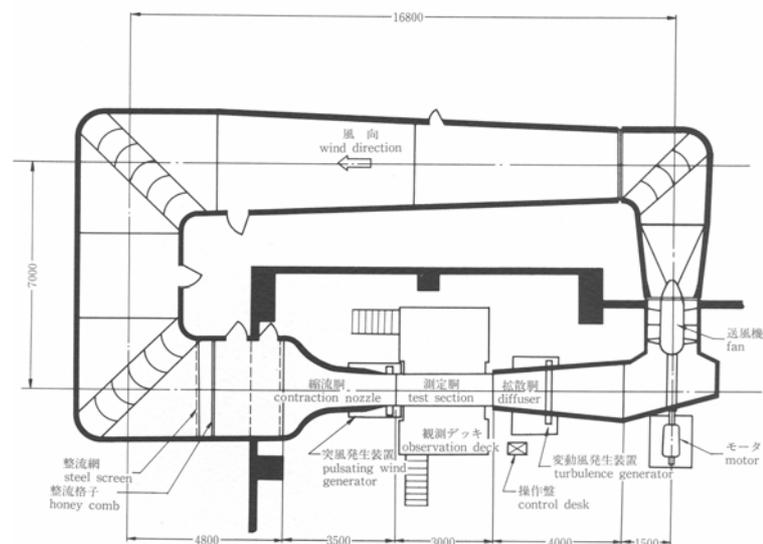


図 4.2.1 非定常空気力風洞設備

表 4.2.1 非定常空気力風洞諸元

風洞名 Wind Tunnel	非定常空気力風洞 Low Speed Wind Tunnel-B	
風洞形式 Type	ゲッチンゲン型 Göttingen Type	
測定胴 Test Section	幅 Width	1,000mm
	高 Height	2,000mm
	長 Length	3,000mm
風路全長 Total Path Length		55m
送風機 Fan	動翼直径 Diameter	1,530mm
	有効全圧 Pressure Rise	40.0mmAq
	風量 Wind Volume	70.0m ³ /sec
	回転数 Rotation	1250.0rpm
	容量 Power	50.0KW
気流 Flow	風速 Wind Speed	1.0~25.0m/sec
	乱れ率 Turbulence Intensity	0.5%



写真 4.2.1 非定常空気力風洞のバネ支持試験設備外観

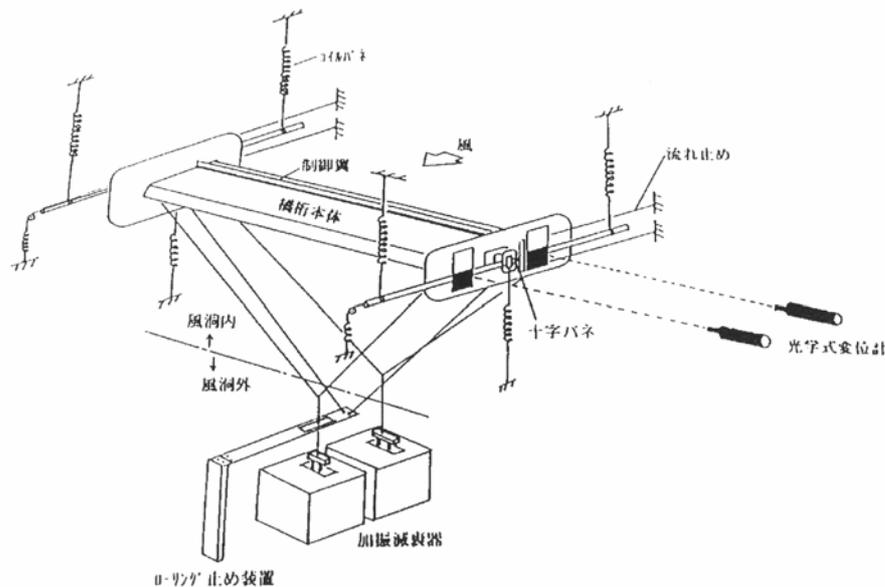


図 4.2.2 バネ支持試験装置概念図

試験模型は、縮尺 1/80 の 2 次元剛体模型を用い、上 4 本、下 2 本（模型の片側で、上 2 本、下 1 本ずつ）の計 6 本のコイルバネにより風洞内に支持した。バネ支持試験装置の概念図を図 4.2.2 に示す。二次元バネ支持試験ではハイブリッド吊橋の全橋固有値解析で求められた固有振動数のうち、鉛直たわみとねじれの各対称 1 次振動モードの振動数比を、この 6 本のコイルバネを用いて相似した。ねじれ振動数は上に 2 本ずつあるバネの間隔を変えることにより調整した。等価質量および等価極慣性モーメントは、模型支持具のロットに付加質量を添加して相似した。

模型の応答は、2 台の非接触光学式変位計（ヤーマン製オプトフォロー）（写真 4.2.3）により測定し、それぞれの出力を加減算し鉛直たわみ及びねじれの変位量に換算して求めた。



写真 4.2.2 風洞風路内に支持された試験模型



写真 4.2.3 光学式変位計

4.3 フェアリング形状の比較

ハイブリッド吊橋では主塔近傍の斜張橋区間に剛性が大きく経済的な一箱桁断面を、径間中央の吊橋区間には耐風性に優れた二箱桁を配置しているが、二箱桁についての耐風性向上対策としては、箱桁形状と配置、開口部の大きさ、耐風安定化部材配置などが検討対象となる。箱桁の幾何学的形状としてはイタリアのメッシナ橋の如き流線型断面¹⁰⁾が最近の流行ではあるが、レイノルズ数の影響を考慮すると剥離点が固定したフェアリング等を用いた方が信頼性は高いと言える。ここではフェアリング形状として、三角形、台形及び非対称台形を選択し二次元バネ支持試験を実施してその優劣を評価した。図 4.3.1 にバネ支持試験の応答観測結果を示す。

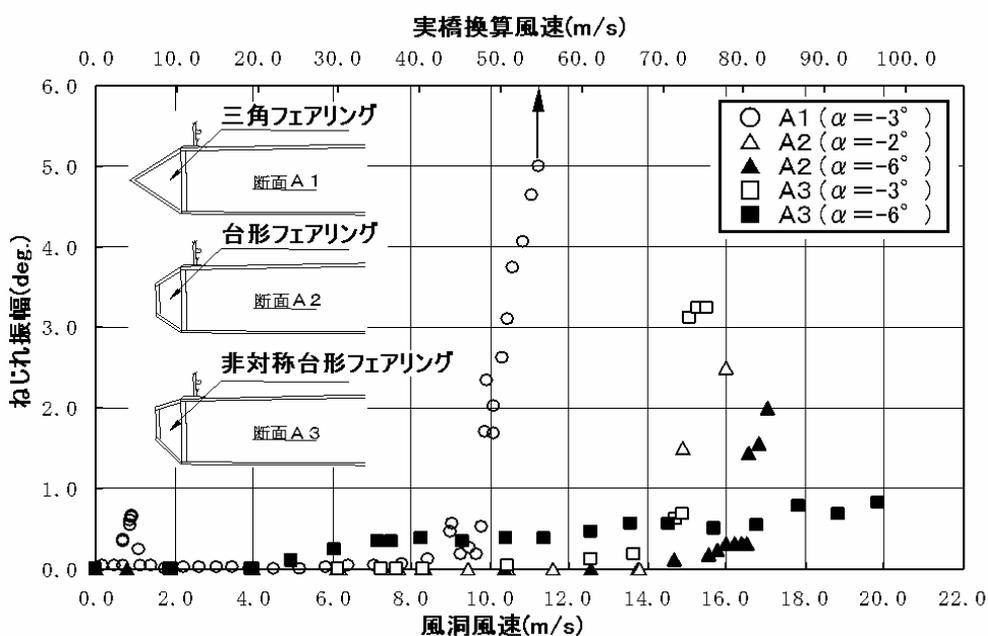


図 4.3.1 フェアリング形状による耐風性評価

既の実験した二箱桁を有する超長大吊橋（追い越し車線をグレーティング使用）検討⁹⁾から、ハイブリッド吊橋の中央径間中央部分の二箱桁でも風の作用により負迎角がつくと考えられることから、負迎角の大きさと耐風性を加味した迎角範囲を設定した。三角フェアリングを有する断面

では風洞風速 1 m/s 程度で小振幅の渦励振が認められるが、耐風性の評価の観点からは高風速で発生する連成フラッタが問題となる。全般的な傾向として、いずれのフェアリング形状でも高風速領域では連成フラッタが発生しているが、発生風速の高低を評価基準とすれば、三角フェアリングが迎角-3°実橋換算風速=50.0m/s 付近でフラッタが発生しており、耐風安定性は最も悪いと言えよう。また、台形フェアリングと非対称台形フェアリングの比較では、迎角-3°で非対称台形フェアリング断面では実橋換算風速=75.0m/s 付近からフラッタが発生しているが、迎角-6°ではフラッタは発生していないとみなすことができる。台形フェアリングは迎角-2°及び-6°でいずれも実橋換算風速=75.0m/s 付近からフラッタが発生している。予測される全橋模型での相対負迎角がかなり大きいことを考慮して、ここでは負迎角が大きな範囲でフラッタの発生が抑制された非対称逆台形フェアリングが耐風性に最も優れている形状であるとした。

4.4 桁下面耐風対策物の大きさの検討

前節 4.3 では、耐風性に優れたフェアリング形状を検討したが、非対称逆台形フェアリングでは負迎角が小さい範囲でフラッタが発生しており、このフラッタを制御する必要がある。本節では箱桁下面前縁側に防護柵を簡易化させた形状の耐風対策物を配置することでフラッタの発生を抑制することを考えた。具体的には、耐風対策物の形状と高さを変化させるとともに、道路面に配置した防護柵のうち外側防護柵と内側防護柵の高さとの兼ね合いも検討した。また、ばね支持試験での応答観測ではフラッタ発生風速の評価とともに、全橋模型試験で中央径間中央部の相対迎角がどの程度となるかを予測するために、累積負迎角量についても計測の対象とした。通常、二次元バネ支持試験では模型の設定迎角を常に一定に保って試験を実施する。風速の増加につれ抗力、揚力、ピッチングモーメントの静的空気力（三分力）の作用により、風路内に支持された模型の迎角は正また負に大きくなるが、試験では常に迎角を制御して常に設定迎角値に一致させる。本模型では負迎角が増大するが、試験ではこの制御した迎角の累積値を知ることが出来る。

図 4.4.1 に耐風性を評価するために実施した感度試験で使用した耐風対策物を示す。フェアリング形状については、非対称台形フェアリングがもっとも耐風性に優れていたが、比較のために 1 ケースのみ台形フェアリングについても試験を実施した。耐風対策物の大きさとしては通常の路側端道路防護柵高さ H (=1,200mm) の 2.0 倍、1.5 倍及び 1.0 倍の 3 ケースとした。二箱桁の内側に配置する防護柵については通常の標準高さ H 、その 1.5 倍、2.0 倍とした。また外側の道路防護柵については標準高さ、その 1.2 倍及び 1.5 倍の 3 種類を対象とした試験を実施した。箱桁下面に設置した耐風対策物の形状については橋軸方向の部材の大きさや配置を簡素化した形状について試験を実施した。

図 4.4.2 はフェアリング形状に関する耐風性を下面耐風対策物 2.0H の場合について比較したものである。迎角 $\alpha = -2^\circ$ のねじれ振動の応答曲線からは、どちらの形状でも実橋換算風速 75m/s 付近でハードフラッタが生じているが-6°では非対称台形ではフラッタが生じておらず耐風性は良好である。迎角調整量（各風速毎の変形した量（角度）の累積値；その風速でどの程度変形するかを目安量）はいずれの迎角でも非対称台形フェアリングの方が小さな値となっているが全般的には大きな値であり、全橋模型における相対迎角がかなり大きくなることが予想される。

感度試験パラメータ一覧

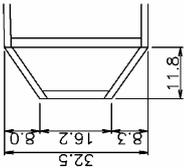
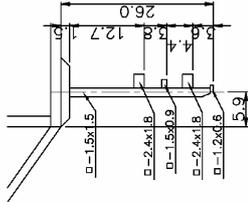
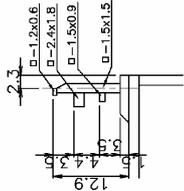
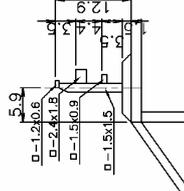
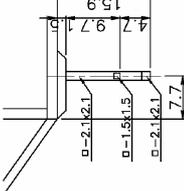
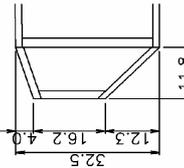
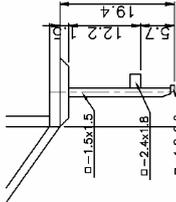
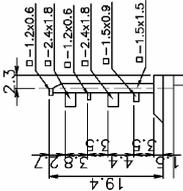
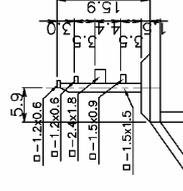
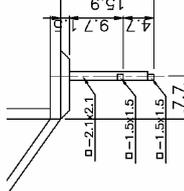
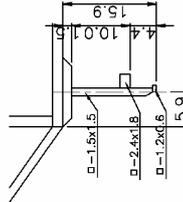
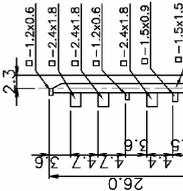
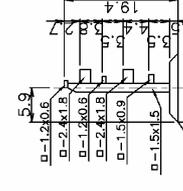
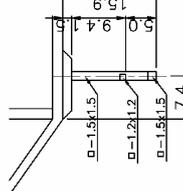
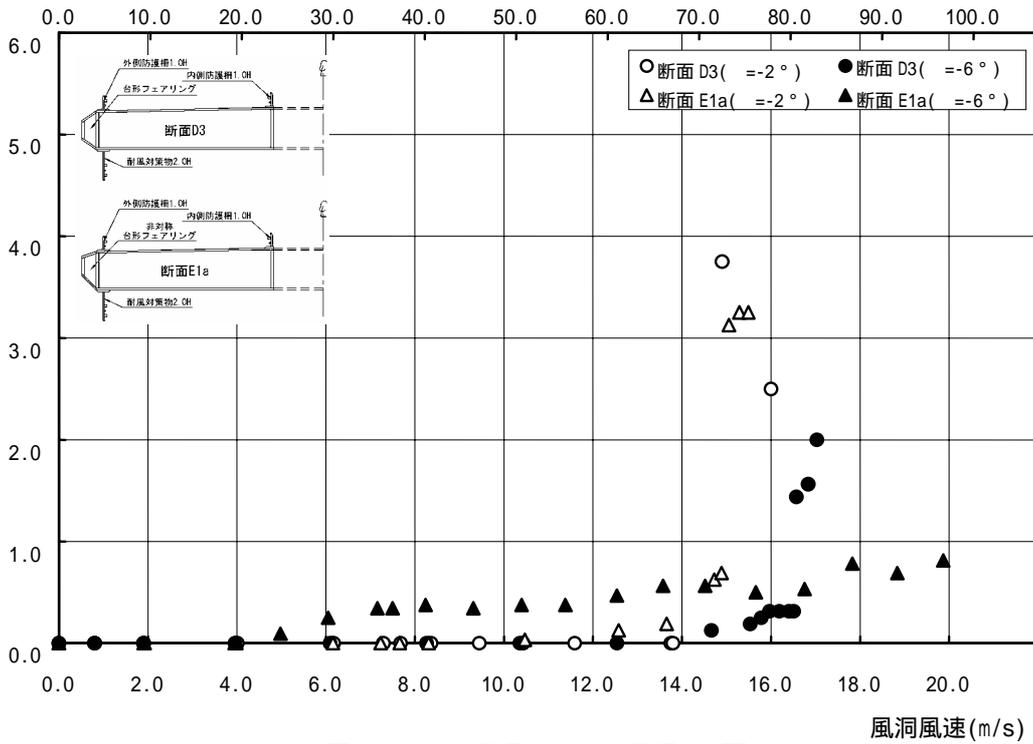
フェアリング形状	耐風対策物高さ	内側防護柵高さ	外側防護柵高さ	耐風対策物形状
台形フェアリング 	耐風対策物2.0H 耐風対策物1.0H 	内側防護柵1.0H 	外側防護柵1.0H 外側防護柵1.0H 	耐風対策物1.2Hra 
非対称台形フェアリング 	耐風対策物1.5H 	内側防護柵1.5H 	外側防護柵1.2H 	耐風対策物1.2Hrb 
	耐風対策物1.2H 	内側防護柵2.0H 	外側防護柵1.5H 	耐風対策物1.2Hrc 

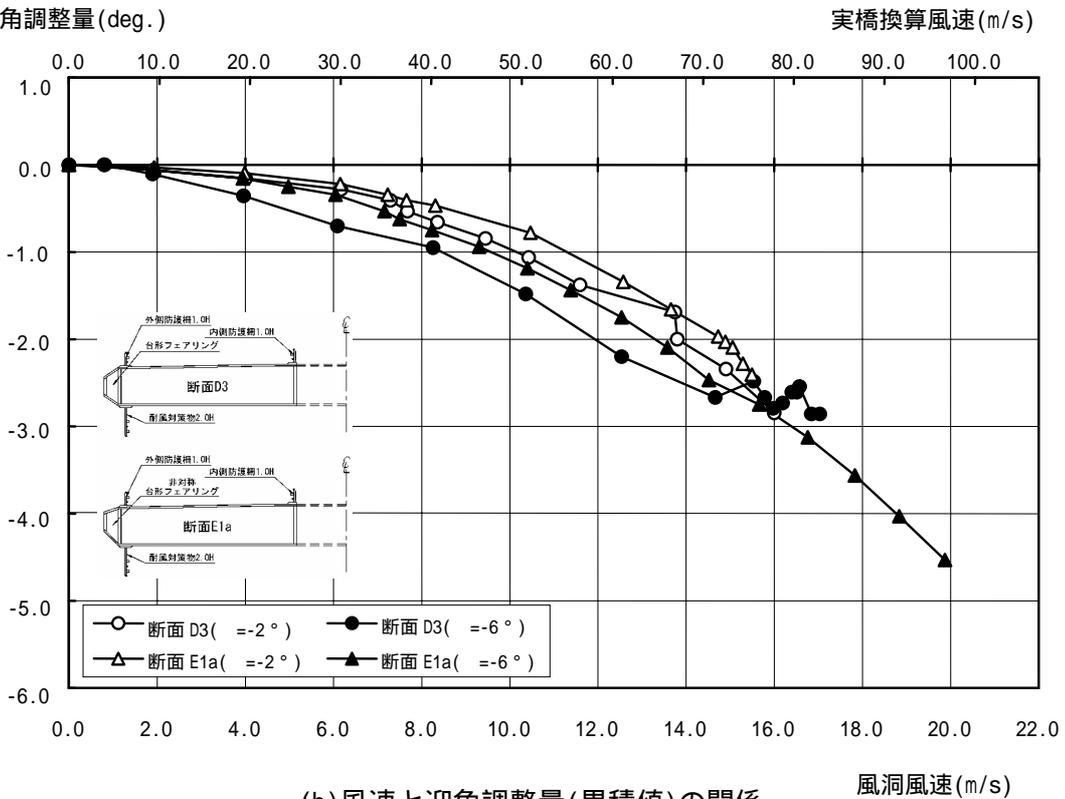
図 4.4.1 耐風対策物感度パラメータ

ねじれ振幅(deg.)



(a)風速と応答振幅(ねじれ振幅)の関係

迎角調整量(deg.)



(b)風速と迎角調整量(累積値)の関係

図 4.4.2 フェアリング形状の影響

図 4.4.3 は非対称台形フェアリングを有する二箱桁断面について、箱桁下面前縁部に設置した耐風対策物の大きさを变化させた場合の応答挙動を比較したものである。ねじれ振動の応答曲線にケースによる大きな差は認められないが、角度調整量には差が生じており、耐風対策物の高さを 1.2H とした場合に同一風速に対する迎角調整量は最も小さくなっている。図 4.4.4 に示す内側防護柵の高さの比較では、防護柵高さが高いほど耐風性は悪化しており角度調整量の値も大きくなっている。このことから、内側防護柵の高さは出来るだけ低く抑えることが必要である。これとは逆に、図 4.4.5 に示す外側防護柵の高さの比較では、耐風性は防護柵高さを 1.5H とした場合が最も良いようであり、外側防護柵の高さは高いほど耐風安定性は増加している。

ところで、下面耐風対策物の形状を検討するに際して上述した二次元バネ支持試験結果からは、非対称台形フェアリングを有し、外側防護柵を 1.5H、内側防護柵を 1.0H とし、さらに下面耐風対策物高さを 1.2H とする断面が最も耐風性に優れていることが明らかとなった。そこで、下面耐風対策物の幾何学的形状を決定するに当たり、耐風対策物の高さは 1.2H に絞って検討することとした。幾何学的形状としては、図 4.4.1 にも示したが、水平方向に配置した笠木や棧の断面寸法を变化させることとした。幾何学的形状の効果を比較した応答試験結果を図 4.4.6 に示すが、横棧を小さくしていくと実橋換算風速 20m/s 付近からねじれの渦励振振動発生し、最も疎な配置の 1.2 Hrc のケースではピークの最大振幅 2°にも達する。また迎角調整量は当然のことながら、部材寸法が大きくなるほど大きくなっている。

ねじれの渦励振振動については当然のことながら最終的な安全性の確認では検討対象となるが、ここではハイブリッド吊橋がフラッタ照査風速をクリアするかどうか最も重要な課題である。従って、渦励振の問題は先送りとし、迎角調整量が最も少ないモデル 1.2Hrc を耐風性に優れた断面形状として選定した。表 4.4.1 に検討したケースを一覧としてまとめた。

表 4.4.1 二箱桁断面の形状の検討ケース一覧

断面形状	フェアリング	耐風対策物高	外側防護柵高	内側防護柵高	耐風対策物形状
A1	三角形	なし	1.0H (標準)	1.0H (標準)	
A2	台形	なし	1.0H (標準)	1.0H (標準)	
A3	非対称台形	なし	1.0H (標準)	1.0H (標準)	
D3	台形	2.0H	1.0H (標準)	1.0H (標準)	
E1a	非対称台形	2.0H	1.0H (標準)	1.0H (標準)	
E2a	非対称台形	1.5H	1.0H (標準)	1.0H (標準)	
E2b	非対称台形	1.2H	1.0H (標準)	1.0H (標準)	
E3a	非対称台形	1.5H	1.5H	1.5H	
E3b	非対称台形	1.5H	2.0H	2.0H	
E4a	非対称台形	1.2H	1.2H	1.0H (標準)	
E4b	非対称台形	1.2H	1.5H	1.0H (標準)	
E5a	非対称台形	1.2H	1.5H	1.0H (標準)	ra
E5b	非対称台形	1.2H	1.5H	1.0H (標準)	rb
E5c	非対称台形	1.2H	1.5H	1.0H (標準)	rc

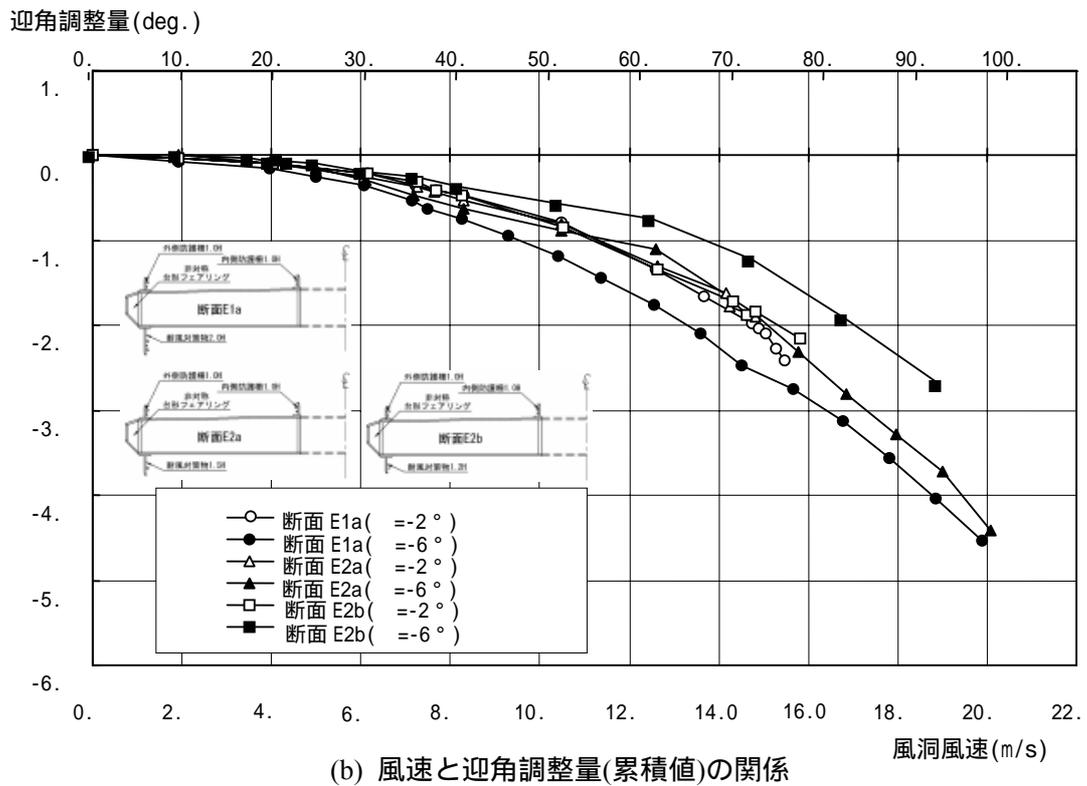
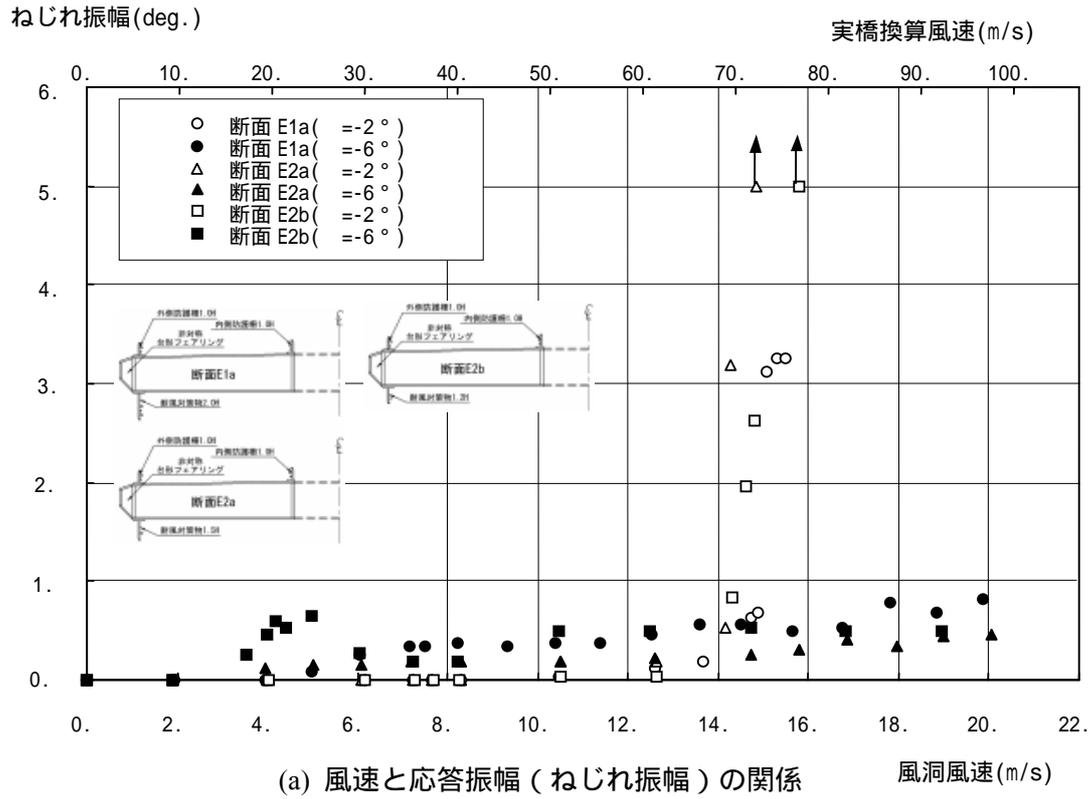
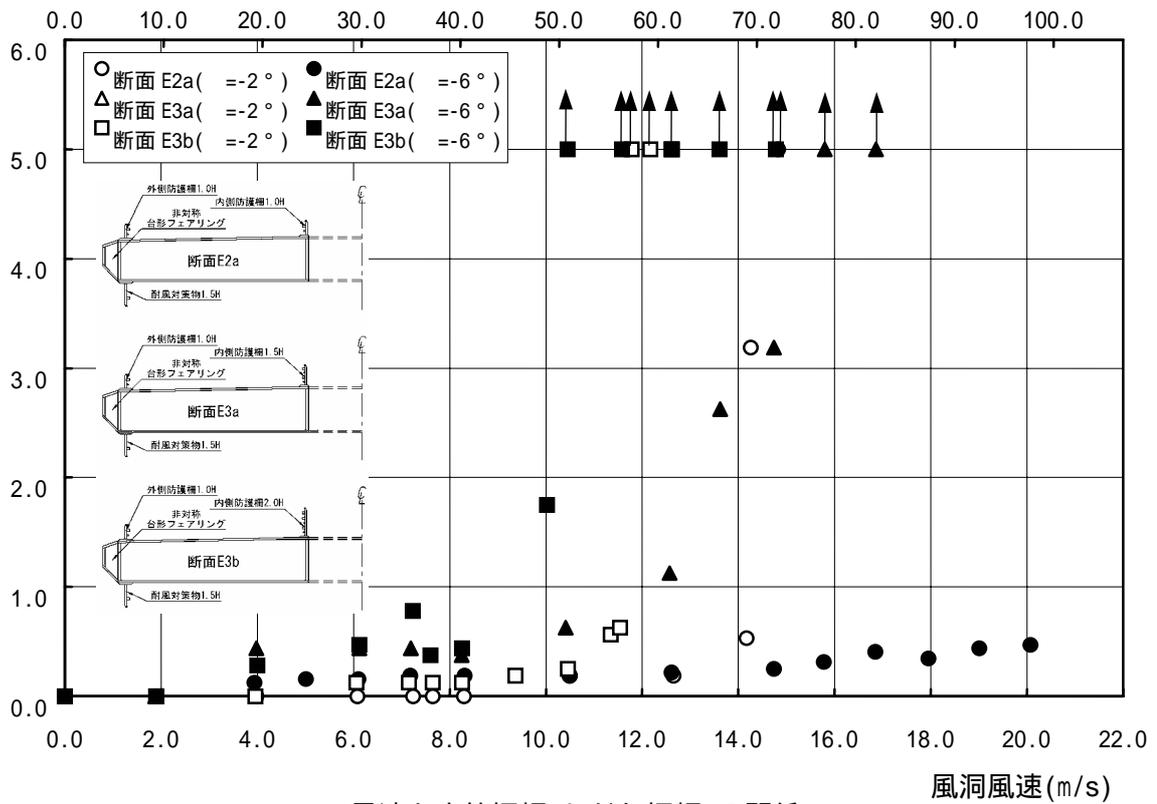


図 4.4.3 耐風対策物高さの影響

ねじれ振幅(deg.)

実橋換算風速(m/s)



迎角調整量(deg.)

実橋換算風速(m/s)

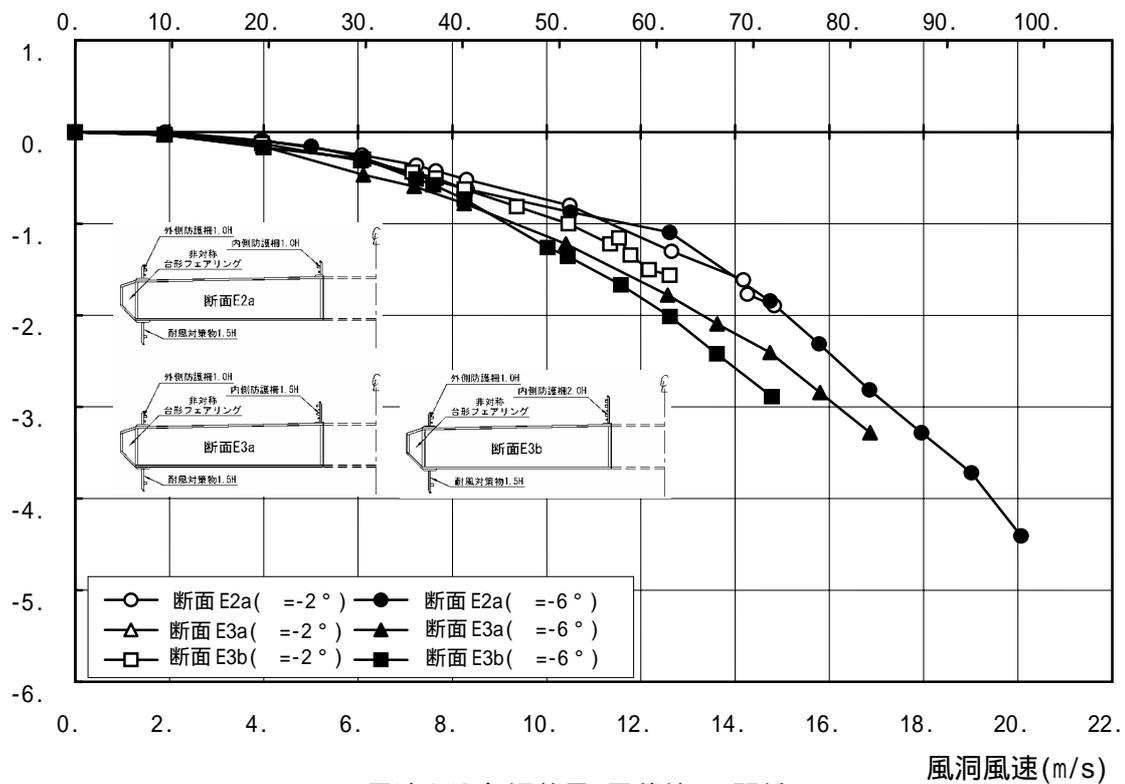
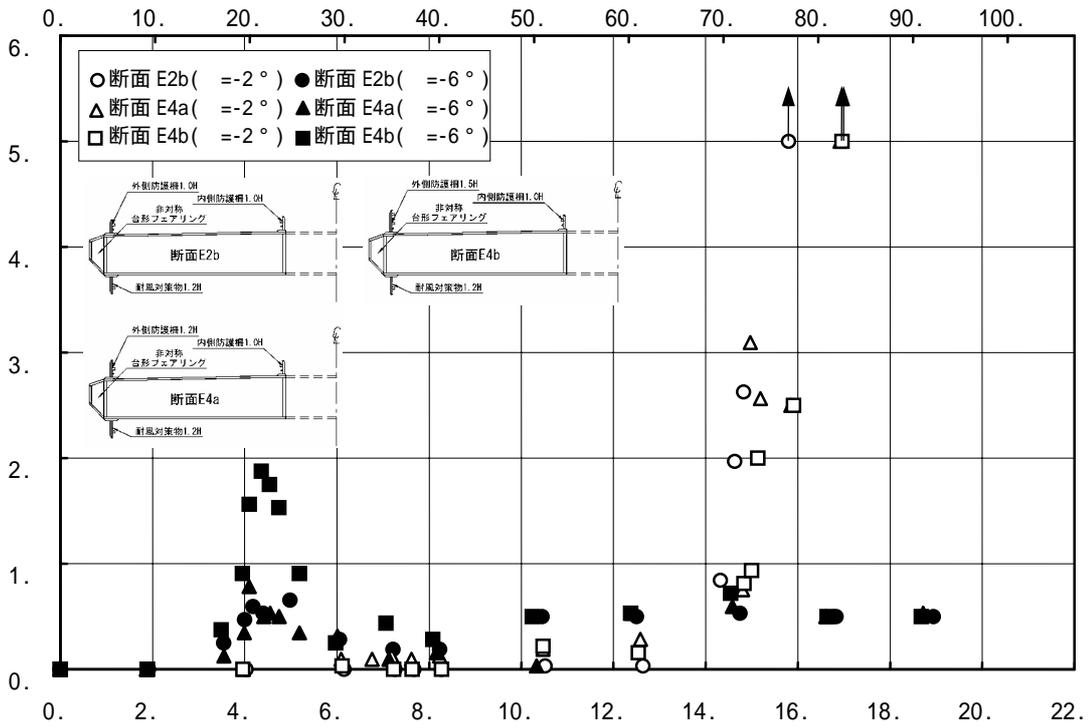


図 4.4.4 内側防護柵高さの影響

ねじれ振幅(deg.)

実橋換算風速(m/s)

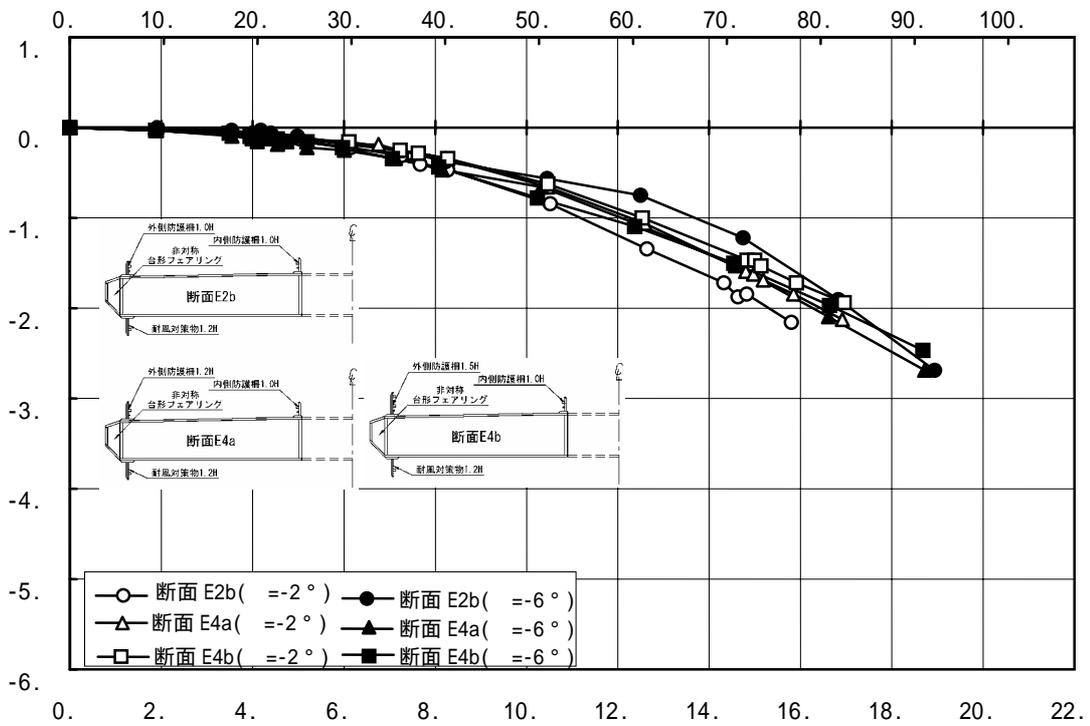


(a)風速と応答振幅(ねじれ振幅)の関係

風洞風速(m/s)

迎角調整量(deg.)

実橋換算風速(m/s)



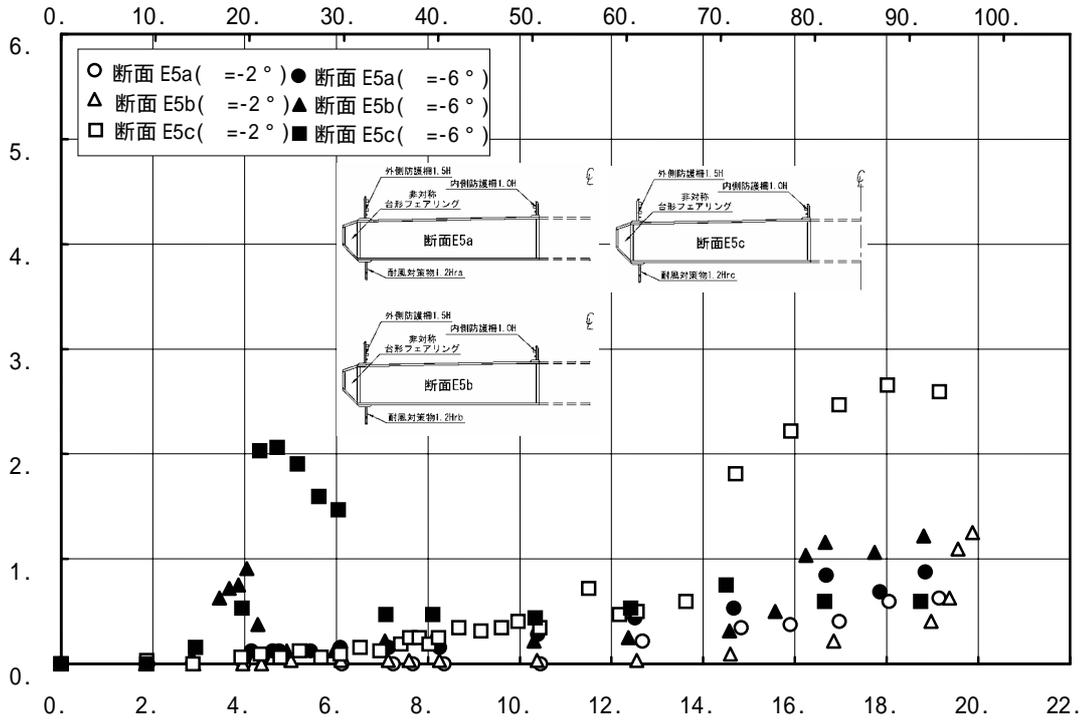
(b)風速と迎角調整量(累積値)の関係

風洞風速(m/s)

図 4.4.5 外側防護柵高さの影響

ねじれ振幅 (deg.)

実橋換算風速 (m/s)

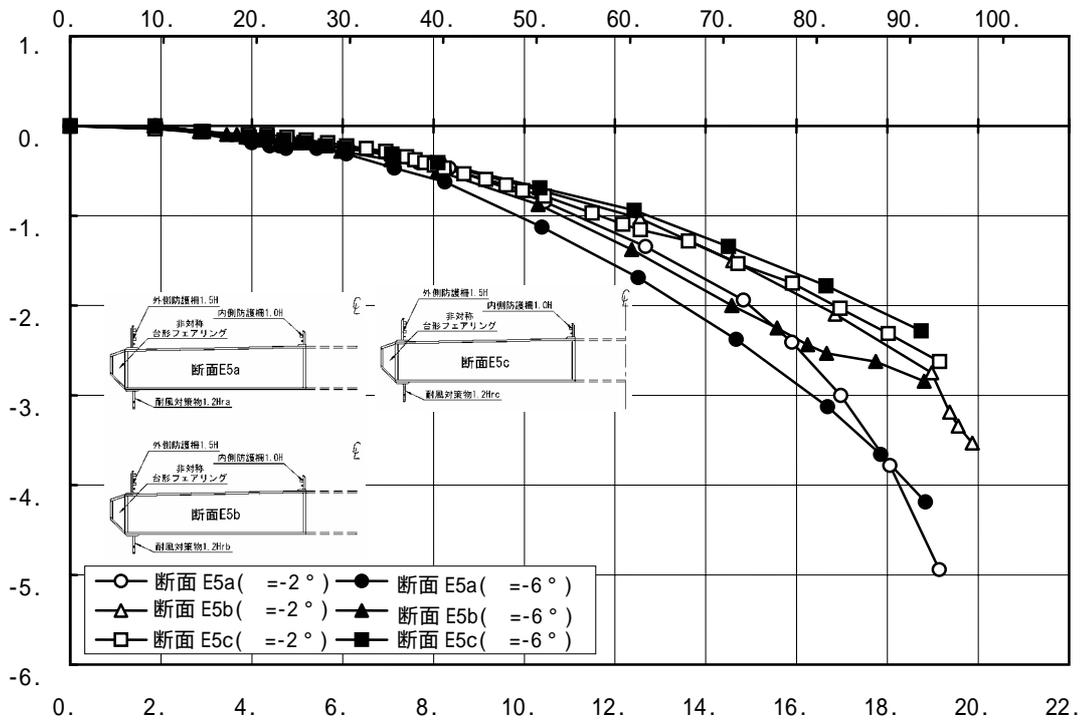


(a) 風速と応答振幅(ねじれ振幅)の関係

風洞風速 (m/s)

迎角調整量 (deg.)

実橋換算風速 (m/s)



(b) 風速と迎角調整量(累積値)の関係

風洞風速 (m/s)

図 4.4.6 耐風対策物形状の影響

以上の検討結果から、耐風安定性を考えて、全橋模型試験に使用する二箱桁断面としては図 4.4.7 に示すような形状を採用した。

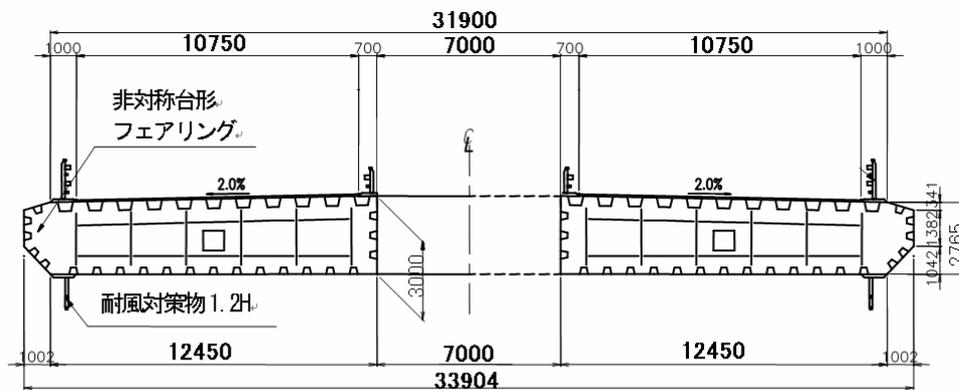


図 4.4.7 採用した二箱桁断面

4.5 まとめ

ハイブリッド吊橋の吊橋区間には、経済性および耐風安定性に優れた桁構造である桁中央に開口部を有する二箱桁断面が配置されている。一般的な箱桁の耐風対策としては、フェアリングやフラップ、デフレクター等が考えられるが、ここでは経済性や利便性を考慮して、構造主要部材として活かせるフェアリングと簡易な剥離制御用の対策（耐風対策物と呼ぶ）を桁下面に配置することで耐風安定性を確保しようとした。ただし、二箱断面では一箱断面に比べて有風時の変形が大きくなることが予想されることから、フェアリング形状、桁下面耐風対策物の大きさに着目し、2次元バネ支持試験により耐風安定性を確認した。

その結果、フェアリング形状としては非対称台形フェアリングが耐風性に最も優れていることが明らかとなったが、全橋模型実験で予想される大きな横たわみ変形に伴う相対負迎角を考慮すると、更なる対策が必要と判断された。箱桁下面に配置された耐風対策物の高さや幾何学的形状を、道路面に設置される外側及び内側防護柵の高さの組み合わせとして検討した結果、最終的には図 4.4.7 に示す断面を二箱桁最適断面として選定した。

耐風対策物の高さについては、標準防護柵の高さ H ($=1,200\text{mm}$) を基準として、 $2.0H$ 、 $1.5H$ 、 $1.2H$ と変化させたが、フラッタ特性の比較では、迎角調整量の変化が最も少ない $1.2H$ とした場合が、フラッタ発振風速も他のケースと遜色ないことから最適高さとなった。また、この高さでの幾何学的形状の比較からは、水平方向に配置した部材の寸法が最も小さな $1.2Hrc$ タイプを、全橋模型実験で極めて重要なファクターとなる迎角調整量が少ないことから、最も耐風性に優れていると判断した。このほか、バネ支持試験結果からは内側防護柵は出来るだけ低く抑えることが必要であり、外側防護柵は逆に高くした方が耐風安定性は増していることが明らかとなった。今後、二箱桁の耐風性向上のメカニズムを追求していく上で参考となるデータが得られたと思われる。

<参考文献>

- 1) 岡内功、伊藤学、宮田利雄：耐風構造、丸善、1976.5
- 2) 日本鋼構造協会編：構造物の耐風工学，東京電機大学出版局，1997.11
- 3) 麓興一郎、村越潤，秦建作，須澤正人，白井秀治，斉藤義昭，下土居秀樹：新形式長大橋の耐風性に着目した研究：風工学シンポジウム論文集第18号PP.584 - 2004.12
- 4) 久保喜延，本多健二，田崎賢治：剥離流干渉効果による PC 斜張橋開断面桁の耐風性能改善法，第 12 回風工学シンポジウム論文集，pp.399-404，日本風工学会，1992.12
- 5) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1990.3
- 6) 佐藤弘史、楠原栄樹、大儀健一、北川 信、伊藤進一郎、大廻 聡：超長大橋の一様流中における耐風性、第 16 回風工学シンポジウム論文集、日本風工学会、pp.351-356，2000.11
- 7) 村越潤，麓興一郎，吉岡勉，丹羽量久，田中克弘，徳橋亮治：超長大吊橋の対風応答解析の精度向上に関する一考察，構造工学論文集，土木学会，Vol.50A，pp.937-942，2004.3
- 8) 経済性を考慮した超長大橋の耐風設計法に関する共同研究報告書(その1)，土木研究所共同研究報告書 第264号，2001.3
- 9) 本州四国連絡橋耐風設計基準・同解説(2001)，本州四国連絡橋公団，2001.8
- 10) メッシナ公団パンフレット

第5章 フラッタ解析

5.1 概説

耐風安定性をより詳細に検討するため、補剛桁の二次元模型の風洞実験によって得られた抗力、揚力、空力モーメントの各三分力係数と非定常空気力係数を用いて直接法によるフラッタ解析¹⁾²⁾を実施した。

フラッタ解析の計算方法の理論的解説は5.3に示すが、フラッタ解析の実用化には解析精度の向上が重要であり¹⁾、風による変形量を求める変形解析の精度や非定常空気力の精度が非常に重要な要素となる。ここでは風洞試験結果を精度良く構造解析やフラッタ解析に入力する方法についても説明する。

フラッタ解析は三次元風洞試験と比較するため、三次元風洞模型を対象として以下の手順で行った。

- 1) フラッタ解析用構造モデルとして格点数を減らした立体骨組み構造モデルを作成する。
- 2) 風速毎の風荷重を三分力係数から計算し、立体骨組み構造モデルに静的荷重として入力し、変形解析を非線形構造解析ソフト（SUMISAP）で行う。
- 3) 変形解析で得られた格点の座標、風荷重、質量、極慣性モーメント等のデータからフラッタ解析用構造モデルを構築する。
- 4) フラッタ解析用構造モデルの補剛桁に非定常空気力を与えフラッタ解析を行う。この時変形解析を実施した設定風速と、目標とする解析モードの風速の結果が一致するように、換算振動数を調整しながら繰り返し計算を行う。

非定常空気力は独立行政法人土木研究所の回流風洞内に非定常空気力測定用の装置を設置して計測した。写真5.1.1に装置を下流側から見た写真を示す。

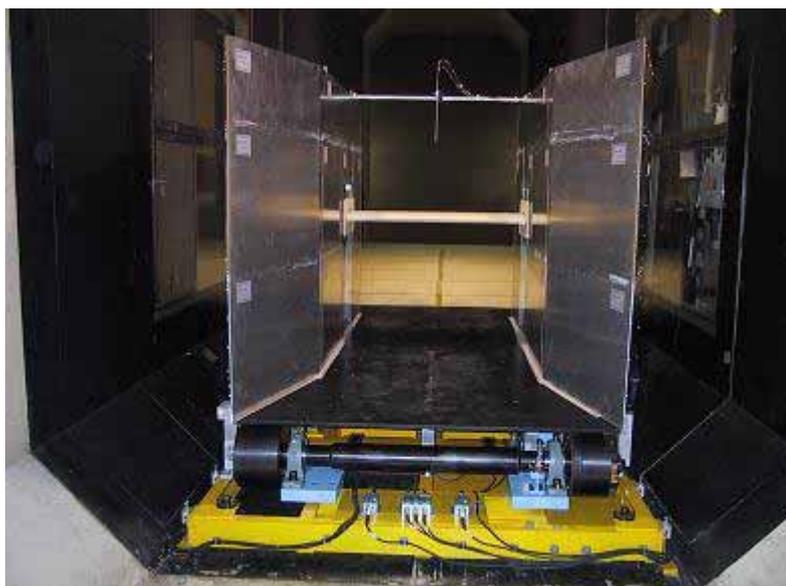


写真 5.1.1 非定常空気力測定装置

5.2 二次元非定常空気力

補剛桁に作用する非定常空気力は、桁の迎角により大きく変化することが予測される。一方、実際の橋梁では風荷重の作用により横たわみ変形が生じ負の迎角が予想される。そこで、非定常空気力の測定³⁾では、解析に用いる迎角を考慮し、試験迎角を 0° から -10° まで順次変化させ、非定常空気力の計測を実施した。 -10° は非定常空気力測定装置の能力上の限界である。

1) 非定常空気力の定義

ここでの非定常空気力係数は図 5.2.1 の座標軸の定義に従って式(5.2-1)、(5.2-2)、(5.2-3)により整理している。

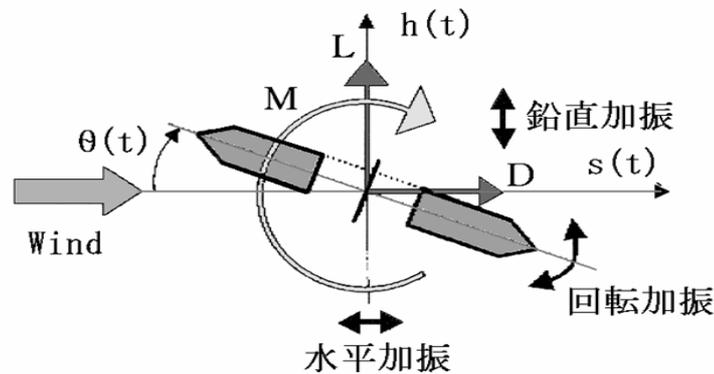


図 5.2.1 非定常空気力の座標軸

$$L = \pi\rho \left\{ B^2 [L_{HR}\omega^2 h + L_{HI}\omega h'] + B^3 [L_{\theta R}\omega^2 \theta + L_{\theta I}\omega \theta'] + B^2 [L_{SR}\omega^2 s + L_{SI}\omega s'] \right\} \quad (5.2-1)$$

$$M = \pi\rho \left\{ B^3 [M_{HR}\omega^2 h + M_{HI}\omega h'] + B^4 [M_{\theta R}\omega^2 \theta + M_{\theta I}\omega \theta'] + B^3 [M_{SR}\omega^2 s + M_{SI}\omega s'] \right\} \quad (5.2-2)$$

$$D = -\pi\rho d \left\{ B [D_{HR}\omega^2 h + D_{HI}\omega h'] + B^2 [D_{\theta R}\omega^2 \theta + D_{\theta I}\omega \theta'] + B [D_{SR}\omega^2 s + D_{SI}\omega s'] \right\} \quad (5.2-3)$$

ここに

L : 非定常揚力 (N)、 M : 非定常空力モーメント (N-m)、

D : 非定常抗力 (N)、 ρ : 空気密度 (kg/m^3)、

B : 桁幅 (m)、 h : 鉛直変位 (m)、

θ : ねじれ変位 (deg.)、 s : 水平変位 (m)、

ω : 応答円振動数 (1/sec)、 d : 投影面積 (m^2/m)、

非定常揚力係数 L , M , D の添字 :

H は鉛直加振、 θ は回転加振、 S は水平加振を示し、 R は実部、 I は虚部をそれぞれ示す。

2) 二次元模型の非定常空気力の計算方法

非定常空気力係数は二次元模型を強制加振して、その時に作用する空気力と加振変位とのクロススペクトル密度関数から以下の式を用いて求めた。

a) 鉛直たわみ加振

$$S_{Lh} = \pi\rho B^2 \omega^2 (L_{HR} + L_{HI} i) S_{hh} \quad (5.2-4)$$

$$L_{HR} = \operatorname{Re} \left[S_{Lh} / (\pi\rho B^2 \omega^2 S_{hh}) \right] \quad (5.2-5)$$

$$L_{HI} = \operatorname{Im} \left[S_{Lh} / (\pi\rho B^2 \omega^2 S_{hh}) \right] \quad (5.2-6)$$

$$S_{Mh} = \pi\rho B^3 \omega^2 (M_{HR} + M_{HI} i) S_{hh} \quad (5.2-7)$$

$$M_{HR} = \operatorname{Re} \left[S_{Mh} / (\pi\rho B^3 \omega^2 S_{hh}) \right] \quad (5.2-8)$$

$$M_{HI} = \operatorname{Im} \left[S_{Mh} / (\pi\rho B^3 \omega^2 S_{hh}) \right] \quad (5.2-9)$$

$$S_{Dh} = -\pi\rho B d \omega^2 (D_{DR} + D_{DI} i) S_{hh} \quad (5.2-10)$$

$$D_{DR} = -\operatorname{Re} \left[S_{Dh} / (\pi\rho B d \omega^2 S_{hh}) \right] \quad (5.2-11)$$

$$D_{DI} = -\operatorname{Im} \left[S_{Dh} / (\pi\rho B d \omega^2 S_{hh}) \right] \quad (5.2-12)$$

b) ねじれ加振

$$S_{L\theta} = \pi\rho B^3 \omega^2 (L_{\theta R} + L_{\theta I} i) S_{\theta\theta} \quad (5.2-13)$$

$$L_{\theta R} = \operatorname{Re} \left[S_{L\theta} / (\pi\rho B^3 \omega^2 S_{\theta\theta}) \right] \quad (5.2-14)$$

$$L_{\theta I} = \operatorname{Im} \left[S_{L\theta} / (\pi\rho B^3 \omega^2 S_{\theta\theta}) \right] \quad (5.2-15)$$

$$S_{M\theta} = \pi\rho B^4 \omega^2 (M_{\theta R} + M_{\theta I} i) S_{\theta\theta} \quad (5.2-16)$$

$$M_{\theta R} = \operatorname{Re} \left[S_{M\theta} / (\pi\rho B^4 \omega^2 S_{\theta\theta}) \right] \quad (5.2-17)$$

$$M_{\theta I} = \operatorname{Im} \left[S_{M\theta} / (\pi\rho B^4 \omega^2 S_{\theta\theta}) \right] \quad (5.2-18)$$

$$S_{D\theta} = -\pi\rho B^2 d \omega^2 (D_{\theta R} + D_{\theta I} i) S_{\theta\theta} \quad (5.2-19)$$

$$D_{\theta R} = -\operatorname{Re} \left[S_{D\theta} / (\pi\rho B^2 d \omega^2 S_{\theta\theta}) \right] \quad (5.2-20)$$

$$D_{\theta I} = -\operatorname{Im} \left[S_{D\theta} / (\pi\rho B^2 d \omega^2 S_{\theta\theta}) \right] \quad (5.2-21)$$

c) 水平たわみ加振

$$S_{LS} = \pi\rho B^2 \omega^2 (L_{SR} + L_{SI} i) S_{SS} \quad (5.2-22)$$

$$L_{SR} = \operatorname{Re} \left[S_{LS} / (\pi\rho B^2 \omega^2 S_{SS}) \right] \quad (5.2-23)$$

$$L_{SI} = \operatorname{Im} \left[S_{LS} / (\pi\rho B^2 \omega^2 S_{SS}) \right] \quad (5.2-24)$$

$$S_{MS} = \pi\rho B^3 \omega^2 (M_{SR} + M_{SI} i) S_{SS} \quad (5.2-25)$$

$$M_{SR} = \operatorname{Re} \left[S_{MS} / (\pi\rho B^3 \omega^2 S_{SS}) \right] \quad (5.2-26)$$

$$M_{SI} = \operatorname{Im} \left[S_{MS} / (\pi\rho B^3 \omega^2 S_{SS}) \right] \quad (5.2-27)$$

$$S_{DS} = -\pi\rho B d \omega^2 (D_{SR} + D_{SI} i) S_{SS} \quad (5.2-28)$$

$$D_{SR} = -\operatorname{Re} \left[S_{DS} / (\pi\rho B d \omega^2 S_{SS}) \right] \quad (5.2-29)$$

$$D_{SI} = -\operatorname{Im} \left[S_{DS} / (\pi\rho B d \omega^2 S_{SS}) \right] \quad (5.2-30)$$

3) 非定常空気力係数の回帰計算方法

二次元模型による非定常空気力係数をフラッタ解析で使用する場合には、計測結果に対して 5.3.1 式に示す回帰係数を最小二乗法にて計算を行い、各非定常空気力係数に相当する A0～A5 の回帰係数を入力する。この時求めた回帰係数が計測値を良く近似していることが重要である。

$$y = A0 + A1x + A2x^2 + A3x^3 + A4x^4 + A5x^5 \quad (5.3.1)$$

y : 各非定常空気力係数

x : 無次元風速 (U/fB) または無次元振動数 (fB/U)

A0, A1, A2, A3, A4, A5 : 回帰係数

図 5.2.2 には、非定常空気力係数の回帰計算の一例として、4 章にて採用した二箱桁断面 (E 5 c) を対策断面とし、この断面を迎角 -4° に設定した時の回転加振時のモーメント成分を示す。上段には横軸を無次元振動数 (fB/U) とした場合、下段には横軸を無次元風速 (U/fB) とした場合を比較して示す。図中には計測点と 5 次の多項式近似による線を示す。

この図から、横軸に無次元振動数を採用した場合に近似した線に振動現象が見られ、尚且つフラッタ解析上重要な範囲である無次元振動数 0.05～0.15 の範囲の近似度が悪化している。実際には 0.15～0.45 の範囲のデータは使用頻度が低いにも関わらず、この範囲のデータの影響を受けた結果である。

横軸に無次元風速を採用した場合には、無次元風速=6.7～20.0 の範囲の近似度が改善されて、さらに低い無次元風速まで近似度は良好となっている。

従来、非定常空気力係数は横軸に無次元振動数を用いて作画しているが、回帰係数の近似度の問題や、より詳細に非定常空気力を見る場合には、無次元風速を基準として評価する必要があるであろう。

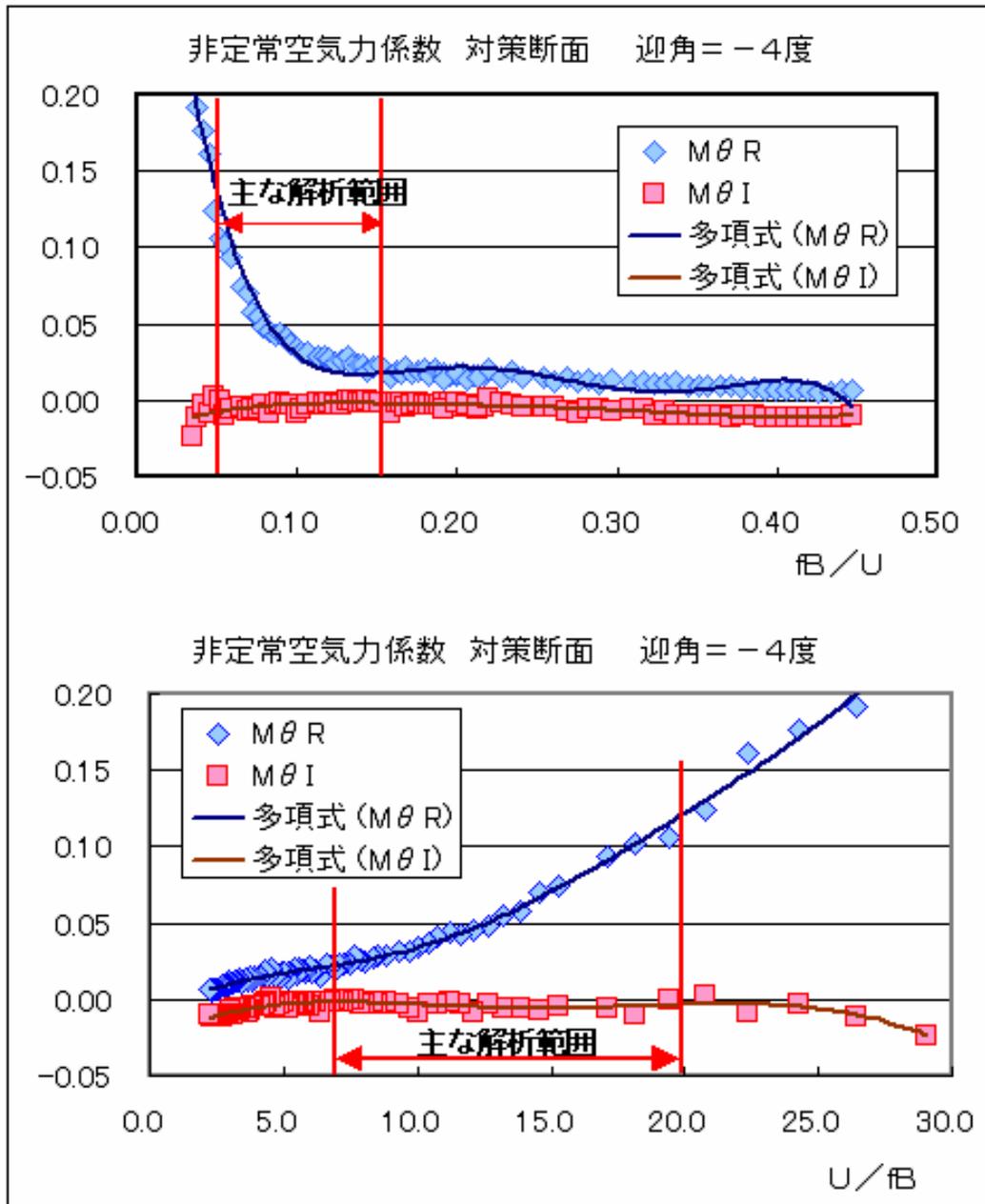


図 5.2.2 非定常空気力係数の回帰状態の比較

非定常空気力係数の回帰係数を求める場合のもう一つの問題は、計測データ点の偏りとばらつきである。例えば図 5.2.2 に示す様に、計測点が低い風速域で計測点数が多く、高風速域で点数が少ない場合には、おのずと低い風速域に重み付けがされた回帰係数が求まる。

この計測点の偏りと計測点のばらつきの問題を解決する目的で、図 5.2.3 に示すように非定常空気力係数のスプライン補間による平滑化計算を行い、無次元化風速ベースの等間隔で 1 次補間した値を求め、図 5.2.4 に示すようにこの 1 次補間値に対し回帰計算を行う方法を採用した。

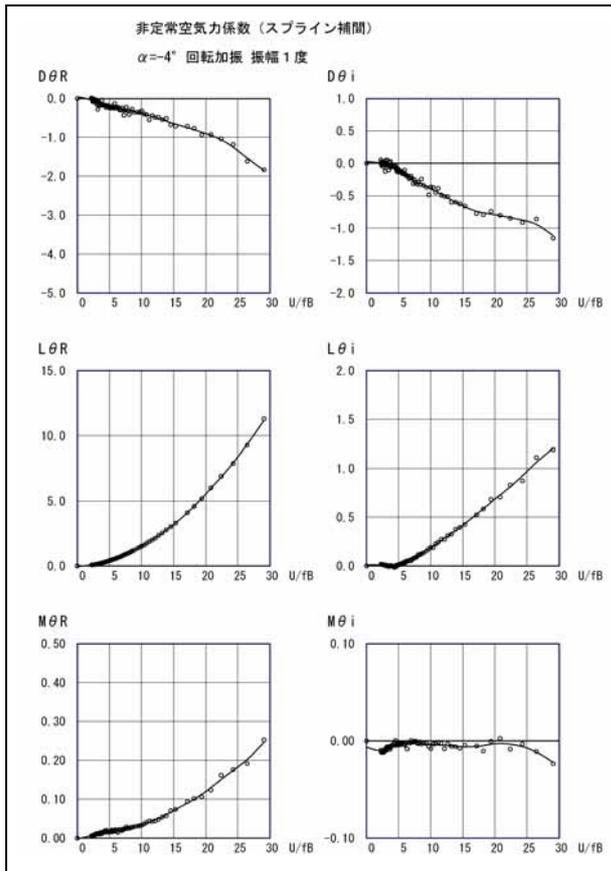


図 5.2.3 スプライン関数による平滑化
(○ : 計測生データ、線 : スプライン曲線)

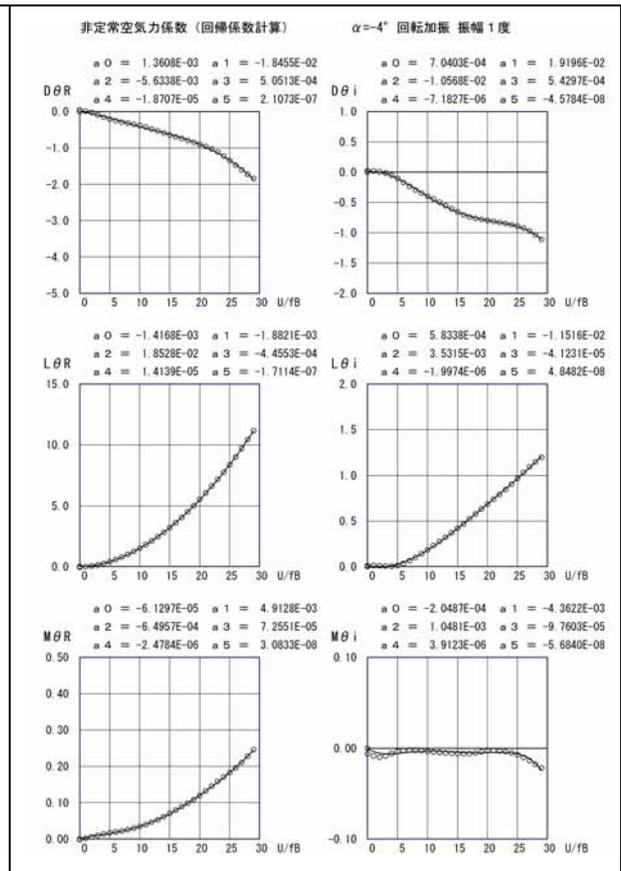


図 5.2.4 回帰計算結果
(○ : スプライン平滑化点 線 : 回帰計算式)

4章の表 4.4.1 に示す断面形状 A1 を基本断面、断面 E5C を対策断面として、この二種類の断面について、上記の方法を採用して求めた非常常空気力の 5 次の近似係数を用いて非常常空気力係数の比較を行った。

図 5.2.5 には二箱桁基本断面の鉛直加振時の設定迎角 0° から -8° の非常常空気力係数を比較した結果を、図 5.2.6 には回転加振時の各係数を比較した結果を示す。また図 5.2.7 に二箱桁対策断面の鉛直加振時の設定迎角 0° から -10° の非常常空気力係数を比較した結果を、図 5.2.8 には回転加振時の比較をそれぞれ示す。

フラッタに最も影響を及ぼす回転加振のモーメント係数に着目すると、二箱桁基本断面では迎角の変化により空気力が大きく変化していることが見て取れる。特に迎角 -4° と -6° では実部、虚部共に正となり、この迎角の範囲では補剛桁に加振力が働くことが推定出来る。二箱桁対策断面ではこの加振力は発生しておらず、対策の効果が期待出来る結果となっている。

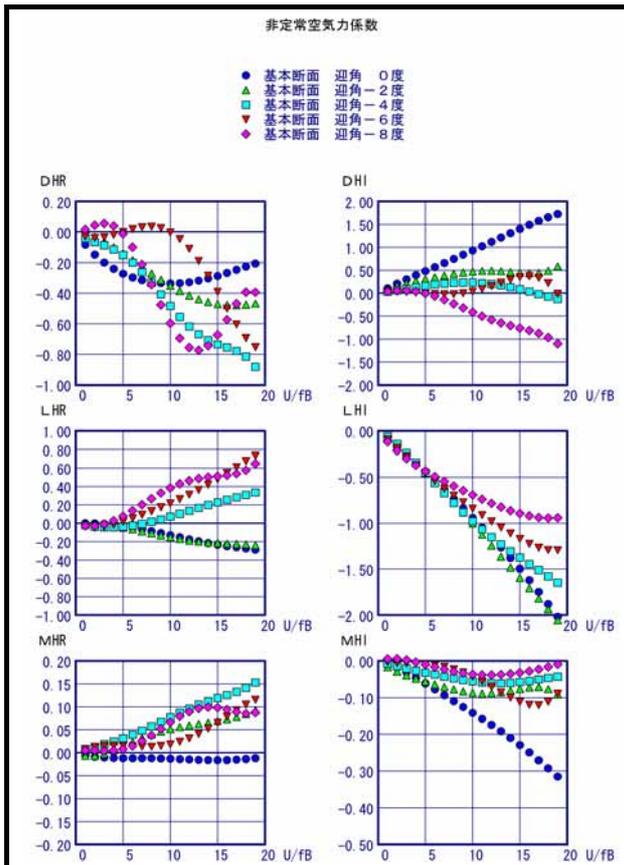


图 5.2.5 基本断面鉛直加振

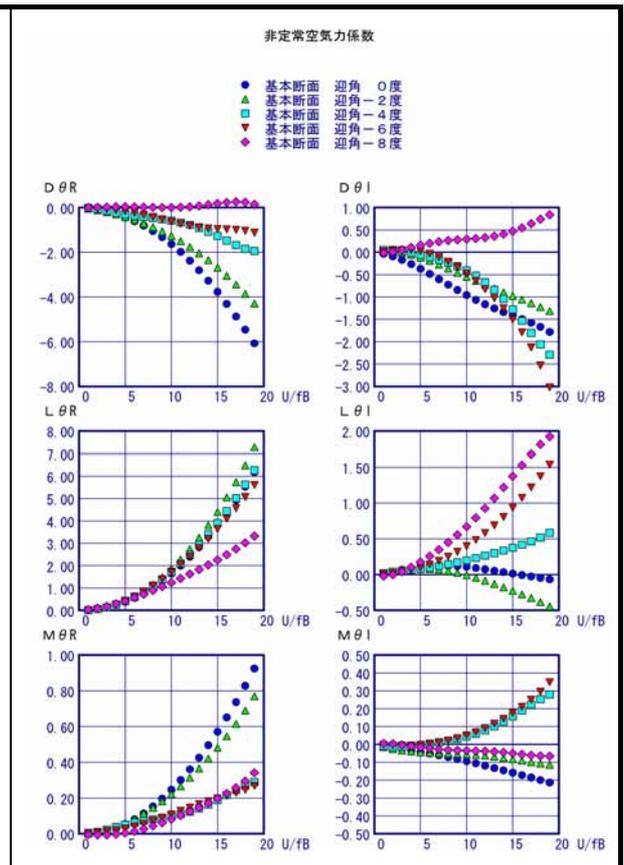


图 5.2.6 基本断面回転加振

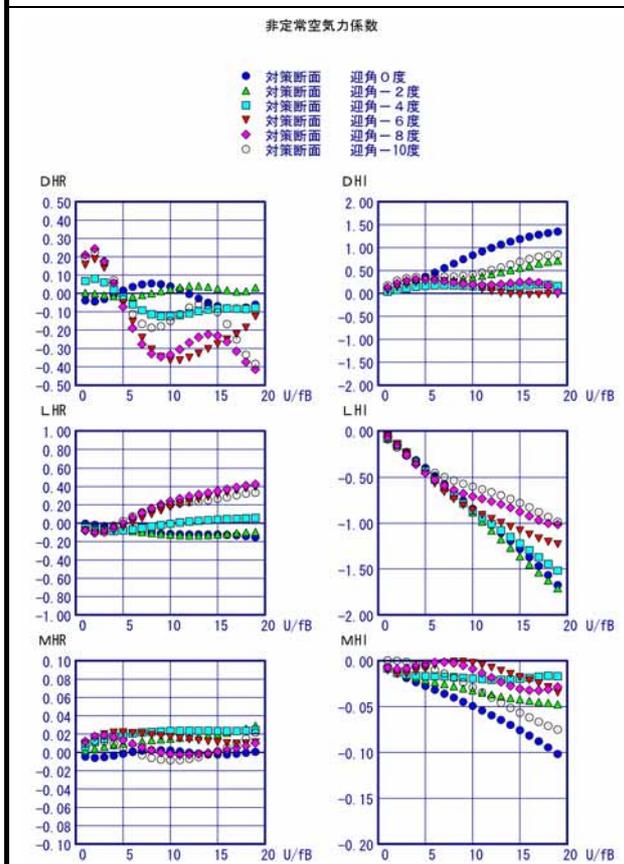


图 5.2.7 对策断面鉛直加振

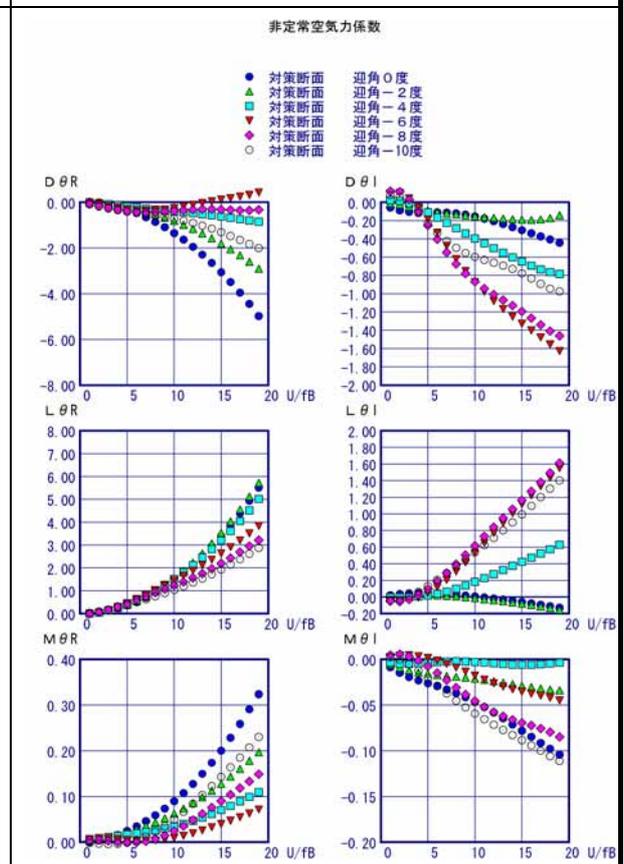


图 5.2.8 对策断面回転加振

5.3 フラッタ解析手法

フラッタ方程式の直接解法については、風間の方法²⁾によった。立体骨組モデルに対するフラッタ方程式は以下のように表すことができる。

$$[[M]]\ddot{u} + [[C]]\dot{u} + [[K]]u = [[F_A]]\ddot{u} + [[F_V]]\dot{u} + [[F_D]]u \quad (5.3-1)$$

ここで、

- [[M]] : 質量マトリックス、
- [[C]] : 減衰マトリックス、
- [[K]] : 剛性マトリックス、
- [[F_A]] : 自励空気力ベクトル (加速度比例項)、
- [[F_V]] : 自励空気力ベクトル (速度比例項)、
- [[F_D]] : 自励空気力ベクトル (変位比例項)

である。今、運動が調和振動的であると仮定でき、左辺側の速度比例成分の係数（構造減衰）の振動に及ぼす影響は小さいと仮定すると

$$u = \{\Phi\}e^{i\omega t} \quad (5.3-2)$$

より、

$$u = -\ddot{u} / \omega^2 \quad (5.3-3)$$

$$\dot{u} = i\ddot{u} / \omega \quad (5.3-4)$$

の関係から、運動方程式の右辺側の自励空気力ベクトルを加速度比例型にまとめると。

$$\begin{aligned} [[F]]\ddot{u} &= [[F_A]]\ddot{u} + [[F_V]]\dot{u} + [[F_D]]u \\ &= \left\{ [[F_A]] + \frac{i}{\omega} [[F_V]] - \frac{i}{\omega^2} [[F_D]] \right\} \ddot{u} \end{aligned} \quad (5.3-5)$$

と書くことができる。

さらに構造減衰の影響が小さいと仮定し省略すると運動方程式は

$$[[K]]^{-1} [[F - M]]\ddot{u} = u \quad (5.3-6)$$

と変形できる。

さらに $u = -\ddot{u} / \omega^2$ の関係から

$$[[K]]^{-1} [[M - F]]\ddot{u} = \frac{i}{\omega^2} \ddot{u} \quad (5.3-7)$$

と変形すると、固有値 ($1 / \omega^2$)、固有ベクトル u の複素固有値問題に持ち込むことができる。これから次式(5.3-8)に示す換算振動数 k を仮定した複素固有値解析からは、

$$k = (\omega_\phi b / U) \quad (5.3-8)$$

n 個の複素固有値 ω および複素モードベクトル Φ

$$\omega = \omega_R + i\omega_I \quad (5.3-9)$$

$$\Phi = \Phi_R + i\Phi_I \quad (5.3-10)$$

が得られる。

換算振動数 k を仮定していることから、同時に求められる個々の振動モード形 (j 次) に対応する風速 U_j はそれぞれ

$$U_j = \omega_{jR} b / k \quad (5.3-11)$$

それぞれのフラッタモード形（ j 次）に対する応答の空力減衰率 δ_j は

$$\delta_j = \frac{\omega_{jI}}{\sqrt{\omega_{JR}^2 + \omega_{jI}^2}} \quad (5.3-12)$$

で得られる。

解析条件を表 5.3.1 に示す。

表 5.3.1 フラッタ解析条件

項目	解析条件			
解析手法	フラッタ方程式の直接解法			
計測値	空気密度 0.123 kg/m^3 構造減衰 : 0.02			
非定常空気力係数	補剛桁			
		鉛直	ねじり	水平
	揚力	○	○	○
	モーメント	○	○	○
	抗力	○	○	○
○ : 非定常空気力試験結果を使用				

5.4 三次元フラッタ解析モデル

三次元フラッタ解析の直接法は、複素マトリックスを解く関係上、巨大なメモリ容量と計算時間を要する解析方法である。一方ハイブリッド斜張吊橋の構造モデルは非常に多くの格点数を持つ大型の構造モデルであり、そのままの構造モデルを用いて解析を行うことは適さない。そこでフラッタ解析に影響の無い範囲で、できるだけ格点数を減らした構造モデルに置き換えて計算を行った。

解析に用いた三次元フラッタ解析用モデルを図 5.4.1 に示す。このように中央径間の吊橋区間は詳細モデルのままとして、その他の区間を簡易構造としたフラッタ解析用構造モデルを新に構築し解析を行った⁴⁾。

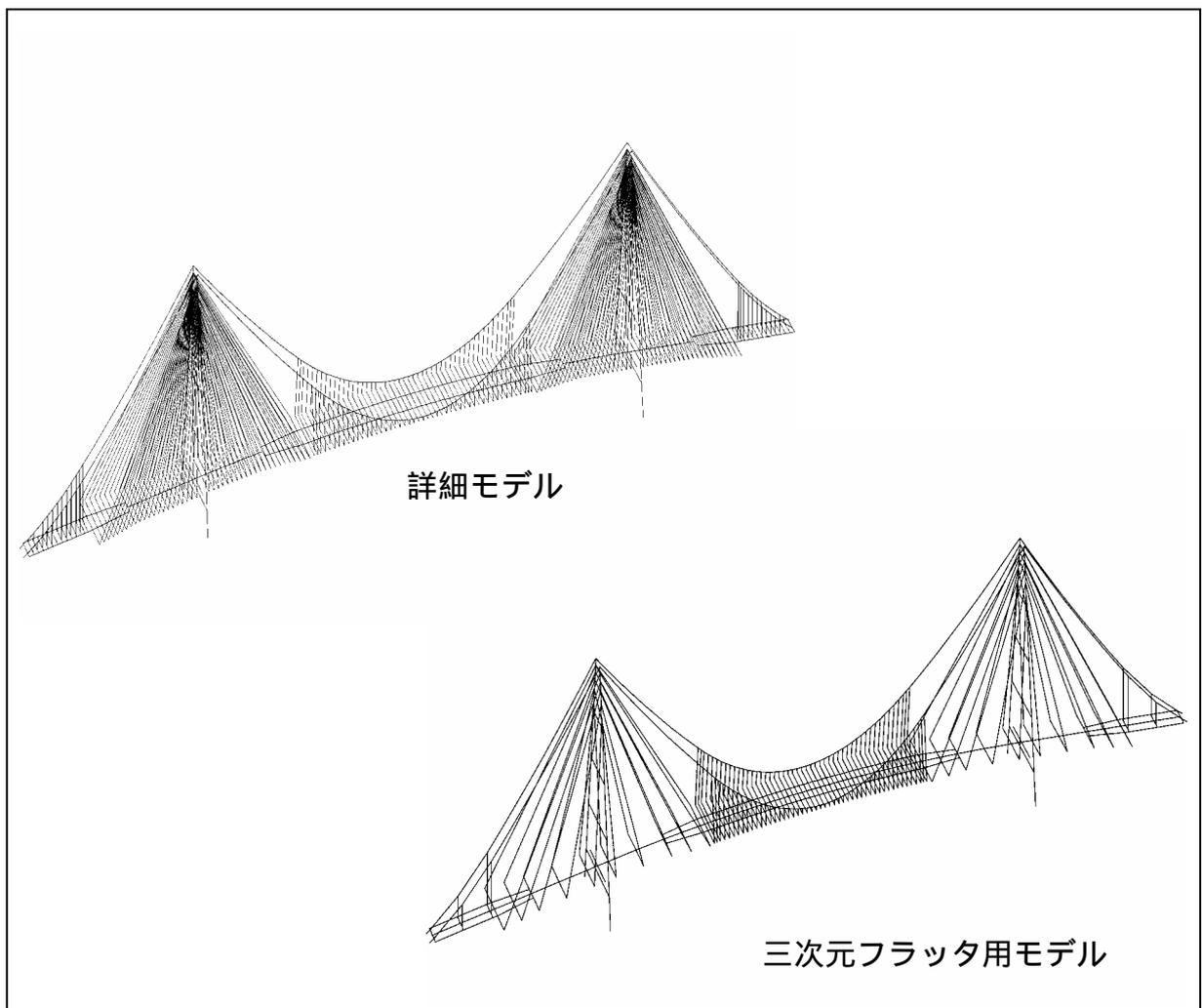


図 5.4.1 三次元フラッタ解析用構造モデル（幅方向は拡大表示）

三次元フラッタ解析用として構築した構造解析モデルの妥当性を評価する目的で、詳細モデルとの比較を行った。このモデルの固有振動数の比較を表 5.4.1 に示す。

ここでは、構造解析詳細モデルについて NASTRAN を用いて解析した結果と、フラッタ解析モデルについて非線形構造解析ソフト SUMISAP を用いて解いた場合、及びフラッタ解析プログラムにて非定常空気力にゼロを入力し解いた場合を比較した。

詳細構造モデル BEAM8⁵⁾とは、ハンガーケーブルを8分割し格点を加えた最も大型の構造モデルである。この結果、一部のモードでは誤差が5%を超えているが、全体としてはほぼ一致していると評価し、このモデルを用いて三次元フラッタ解析を行った。

表 5.4.1 固有振動数の比較

モード			NASTRAN BEAM8		構造解析 SUMISAP		三次元フラッタ	
			次数	固有振動数 (Hz)	次数	固有振動数 (Hz)	次数	固有振動数 (Hz)
水平	1次	対称	1	0.3506	1	0.3498 -0.2%	1	0.3386 -3.4%
		逆対称	2	0.5018	2	0.4632 -7.7%	2	0.4395 -12.4%
鉛直	1次	対称	5	0.7396	5	0.7485 1.2%	5	0.7420 0.3%
		逆対称	4	0.6709	4	0.6720 0.2%	4	0.6513 -2.9%
	2次	対称	11	1.3758	12	1.3923 1.2%	11	1.3848 0.7%
		逆対称	8	1.1733	8	1.1856 1.0%	9	1.1810 0.7%
捩れ	1次	対称①	15	1.6222	17	1.6525 1.9%	17	1.6430 1.3%
		対称②	17	1.6643	21	1.6821 1.1%	19	1.6757 0.7%
		対称③	21	1.7060	22	1.6989 -0.4%	23	1.6884 -1.0%
		対称④	22	1.8797	24	1.7711 -5.8%	24	1.7654 -6.1%
		逆対称①	24	1.9814	28	2.0045 1.2%	27	1.9987 0.9%
		逆対称②	36	2.6343	39	2.6607 1.0%	39	2.6589 0.9%

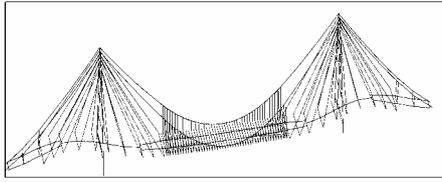
SUMISAPによるモード図を図5.4.2-1～図5.4.2-12に示し、三次元フラッタ解析によるモード図を図5.4.3-1～図5.4.3-12に示す。

三次元フラッタ解析では、ねじれ、鉛直、水平の各変位について実部と虚部の2種類出力されるが、ここでは非定常空気力をゼロとしているため虚部は全てゼロとなっている。

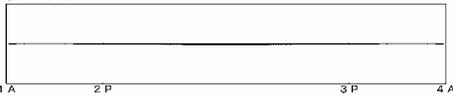
変位の実部と虚部の結果から、鉛直振動、水平振動、ねじれ振動の各振幅と各位相差を求めることで、橋梁全体の振動の状況を1周期のステップ毎に動きの様子を知ることが可能である。

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

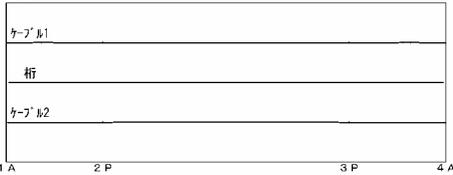
モード解析結果 モード番号=1 振動数=0.34984



桁ねじれモード



垂直モード



水平モード

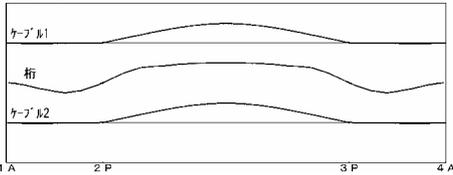


図 5.4.2-1 構造解析 水平対称 1次

ハイブリッド斜張吊橋 非常空気力=0

K=10

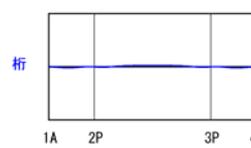
MODE=1

振動数(実部)=0.3386

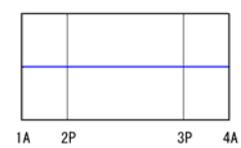
振動数(虚部)=0.0000

減衰率=0.0200

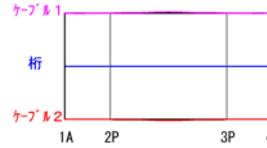
振れ実部



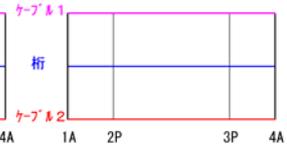
振れ虚部



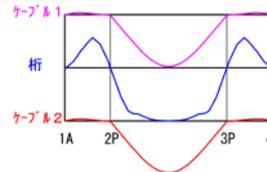
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



水平虚部

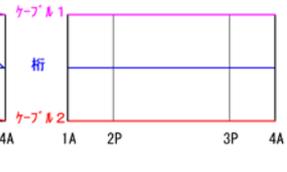
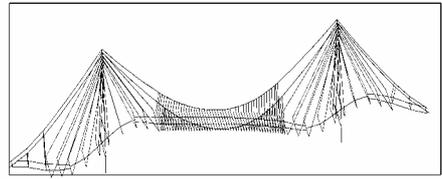


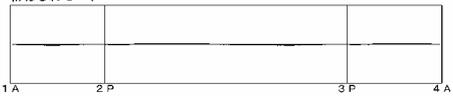
図 5.4.3-1 フラッタ解析 水平対称 1次

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

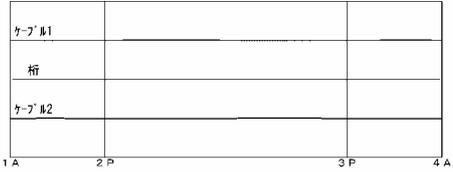
モード解析結果 モード番号=2 振動数=0.46323



桁ねじれモード



垂直モード



水平モード

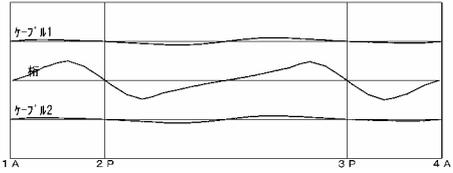


図 5.4.2-2 構造解析 水平逆対称 1次

ハイブリッド斜張吊橋 非常空気力=0

K=10

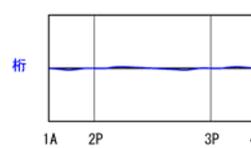
MODE=2

振動数(実部)=0.4395

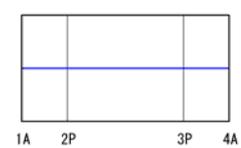
振動数(虚部)=0.0000

減衰率=0.0200

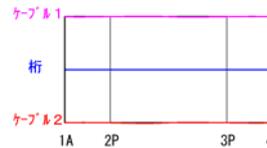
振れ実部



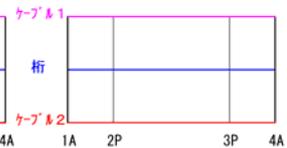
振れ虚部



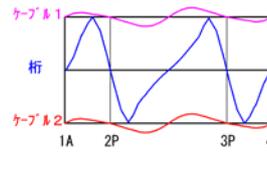
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



水平虚部

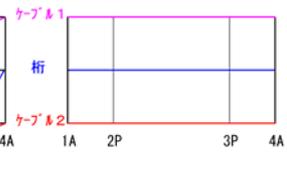
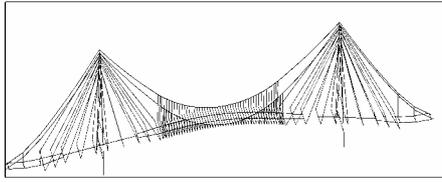


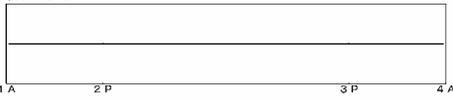
図 5.4.3-2 フラッタ解析 水平逆対称 1次

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

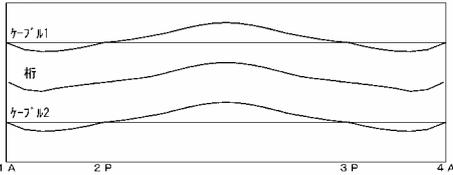
モード解析結果 モード番号=5 振動数=0.74852



桁ねじれモード



垂直モード



水平モード

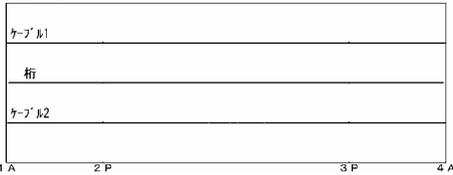


図 5.4.2-3 構造解析 鉛直対称 1次

ハイブリッド斜張吊橋 非定常空気力=0

K=10

MODE=5

振動数(実部)=0.7420

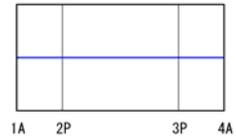
振動数(虚部)=0.0000

減衰率=0.0200

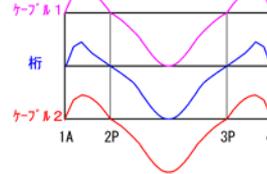
振れ実部



振れ虚部



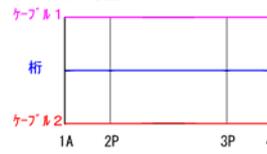
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



水平虚部

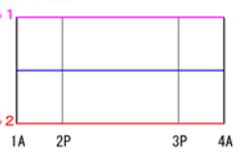
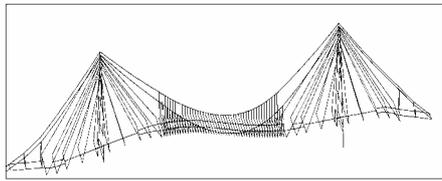


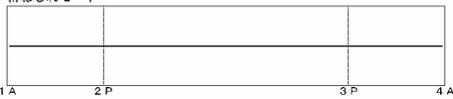
図 5.4.3-3 フラッタ解析 鉛直対称 1次

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

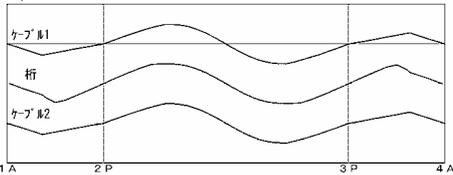
モード解析結果 モード番号=4 振動数=0.67198



桁ねじれモード



垂直モード



水平モード

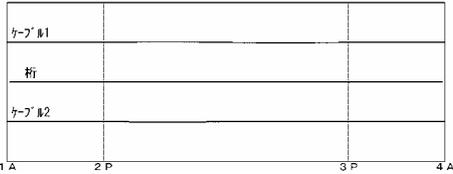


図 5.4.2-2 構造解析 鉛直逆対称 1次

ハイブリッド斜張吊橋 非定常空気力=0

K=10

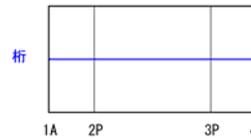
MODE=4

振動数(実部)=0.6513

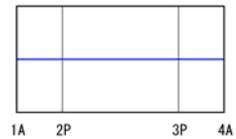
振動数(虚部)=0.0000

減衰率=0.0200

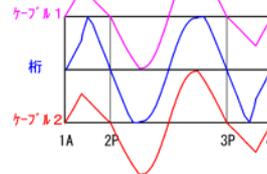
振れ実部



振れ虚部



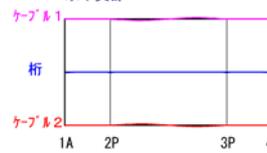
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



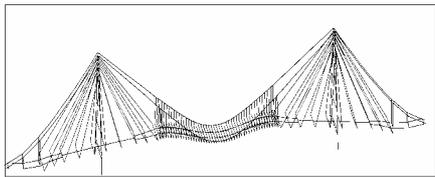
水平虚部



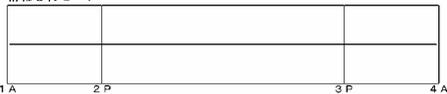
図 5.4.2-2 フラッタ解析 鉛直逆対称 1次

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

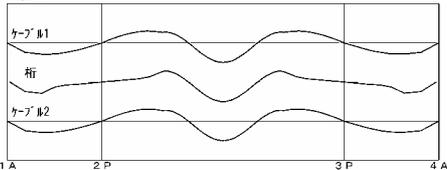
モード解析結果 モード番号=12 振動数=1.39231



桁ねじれモード



垂直モード



水平モード

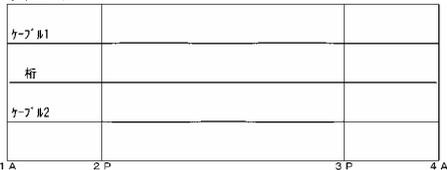


図 5.4.2-5 構造解析 鉛直対称 2次

ハイブリッド斜張吊橋 非定常空気力=0

K=10

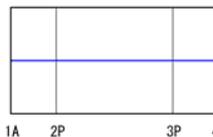
MODE=12

振動数(実部)=1.3848

振動数(虚部)=0.0000

減衰率=0.0200

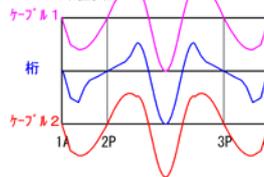
振れ実部



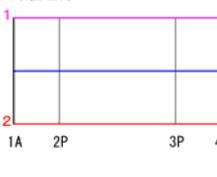
振れ虚部



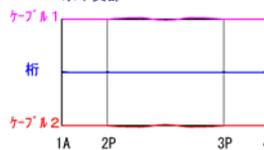
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



水平虚部

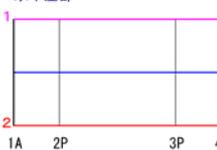
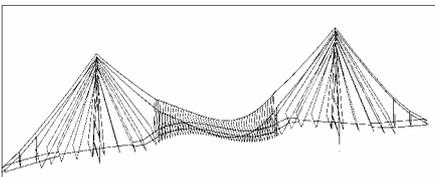


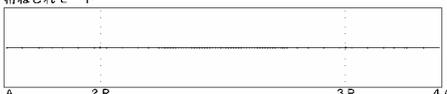
図 5.4.3-5 フラッタ解析 鉛直対称 2次

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

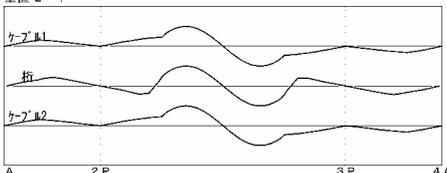
モード解析結果 モード番号=8 振動数=1.18567



桁ねじれモード



垂直モード



水平モード

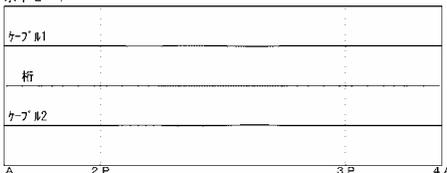


図 5.4.2-6 構造解析 鉛直逆対称 2次

ハイブリッド斜張吊橋 非定常空気力=0

K=10

MODE=9

振動数(実部)=1.1810

振動数(虚部)=0.0000

減衰率=0.0200

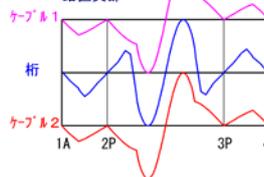
振れ実部



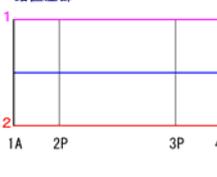
振れ虚部



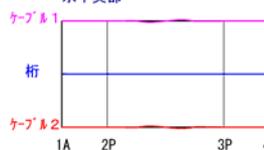
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



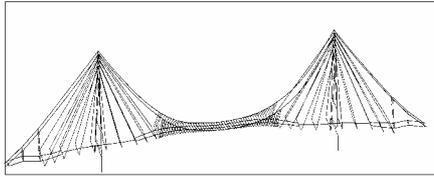
水平虚部



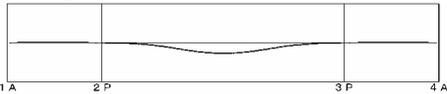
図 5.4.3-6 フラッタ解析 鉛直逆対称 2次

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

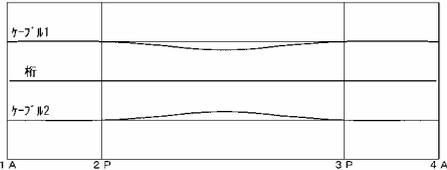
モード解析結果 モード番号=17 振動数=1.65253



桁ねじれモード



垂直モード



水平モード

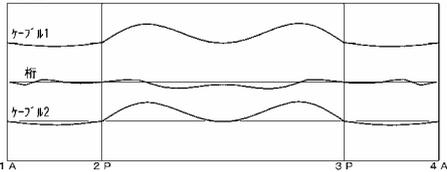
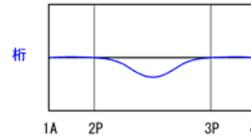


図 5.4.2-7 構造解析 ねじれ対称 1次①

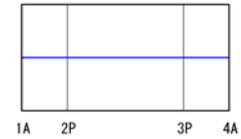
ハイブリッド斜張吊橋 非常空気力=0

K=10 MODE=17
振動数(実部)=1.6430 振動数(虚部)=0.0000
減衰率=0.0200

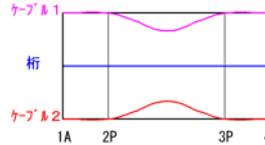
振れ実部



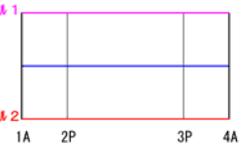
振れ虚部



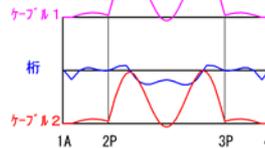
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



水平虚部

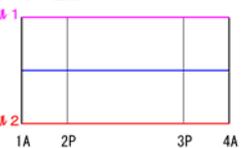
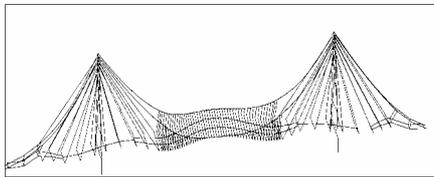


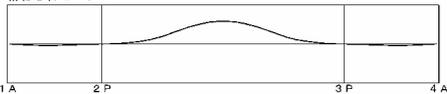
図 5.4.3-7 フラッタ解析 ねじれ対称 1次①

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

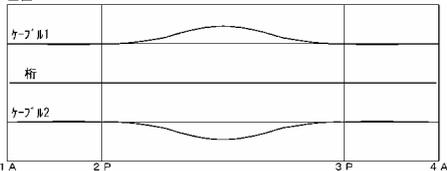
モード解析結果 モード番号=21 振動数=1.66212



桁ねじれモード



垂直モード



水平モード

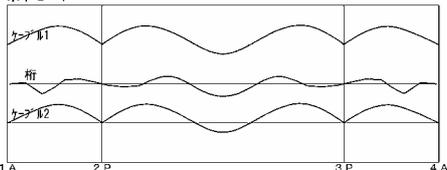
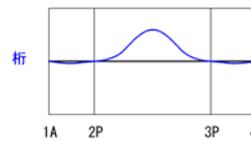


図 5.4.2-8 構造解析 ねじれ対称 1次②

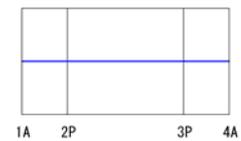
ハイブリッド斜張吊橋(HB707M) 対策 1 3

K=10 MODE=19
振動数(実部)=1.6757 振動数(虚部)=0.0000
減衰率=0.0200

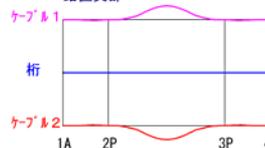
振れ実部



振れ虚部



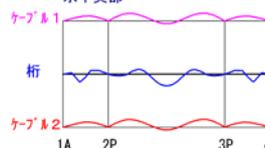
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



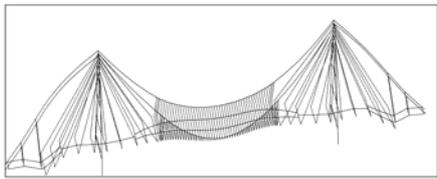
水平虚部



図 5.4.3-8 フラッタ解析 ねじれ対称 1次②

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

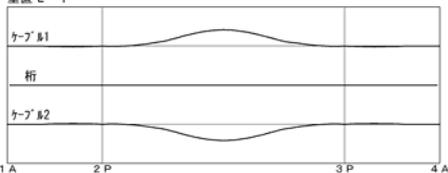
モード解析結果 モード番号=22 振動数=1.69888



桁ねじれモード



垂直モード



水平モード

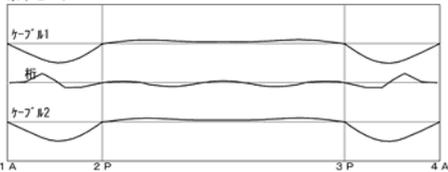


図 5.4.2-9 構造解析 ねじれ対称 1次③

ハイブリッド斜張吊橋 (HB707M) 対策 1 3

K=10

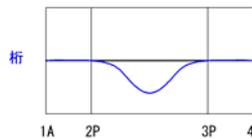
MODE=22

振動数(実部)=1.6884

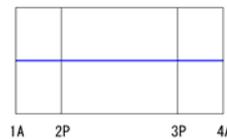
振動数(虚部)=0.0000

減衰率=0.0200

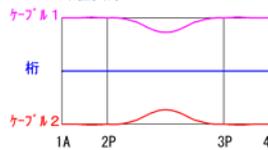
振れ実部



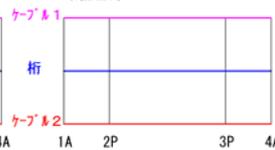
振れ虚部



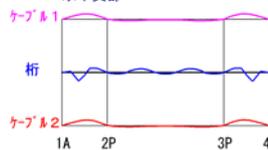
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



水平虚部

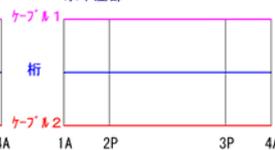
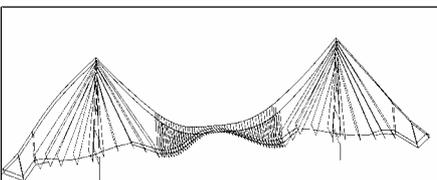


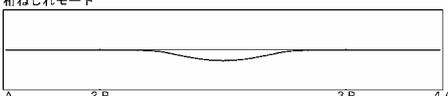
図 5.4.3-9 フラッタ解析 ねじれ対称 1次③

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

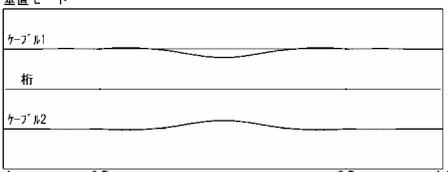
モード解析結果 モード番号=24 振動数=1.77112



桁ねじれモード



垂直モード



水平モード

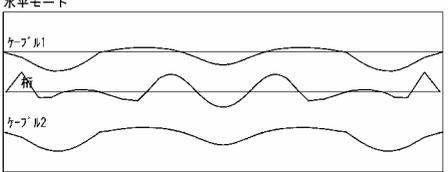


図 5.4.2-10 構造解析 ねじれ対称 1次④

ハイブリッド斜張吊橋 非常空気力=0

K=10

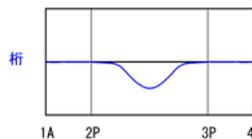
MODE=24

振動数(実部)=1.7654

振動数(虚部)=0.0000

減衰率=0.0200

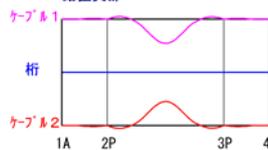
振れ実部



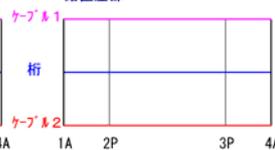
振れ虚部



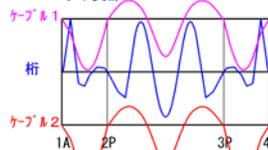
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



水平虚部

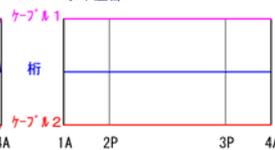
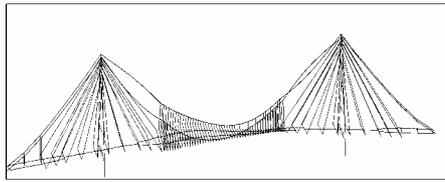


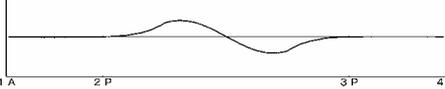
図 5.4.3-10 フラッタ解析 ねじれ対称 1次④

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

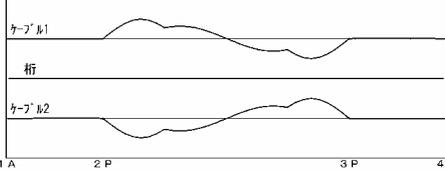
モード解析結果 モード番号=28 振動数=2.00453



ねじれモード



垂直モード



水平モード

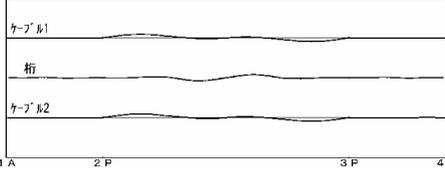


図 5.4.2-11 構造解析 ねじれ逆対称1次①

ハイブリッド斜張吊橋 非定常空気力=0

K=10

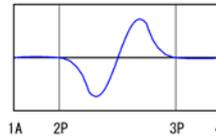
MODE=28

振動数(実部)=1.9987

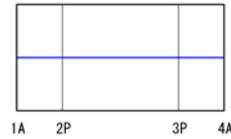
振動数(虚部)=0.0000

減衰率=0.0200

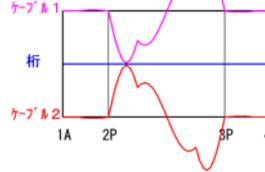
振れ実部



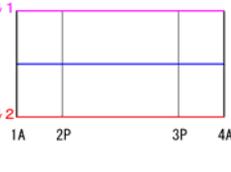
振れ虚部



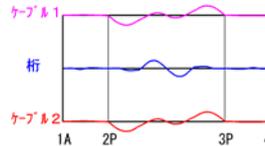
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



水平虚部

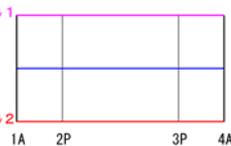
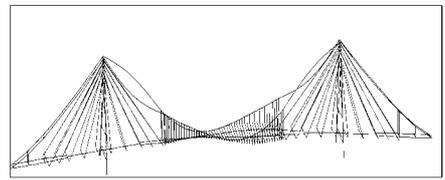


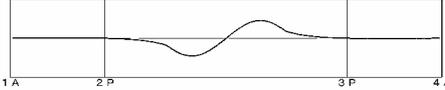
図 5.4.3-11 フラッタ解析 ねじれ逆対称1次①

ハイブリッド斜張吊橋 模型複合モデル (HB707M)

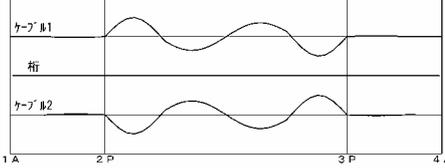
モード解析結果 モード番号=39 振動数=2.66071



ねじれモード



垂直モード



水平モード

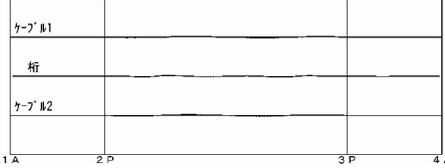


図 5.4.2-12 構造解析 ねじれ逆対称1次②

ハイブリッド斜張吊橋 非定常空気力=0

K=10

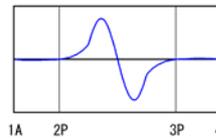
MODE=41

振動数(実部)=2.6589

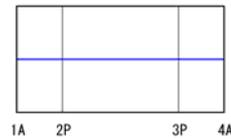
振動数(虚部)=0.0000

減衰率=0.0200

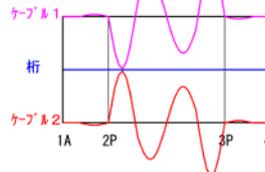
振れ実部



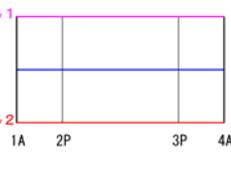
振れ虚部



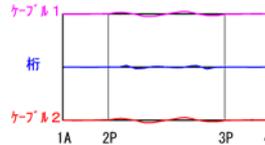
鉛直実部



鉛直虚部



水平実部



水平虚部

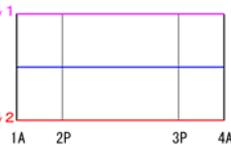


図 5.4.3-13 フラッタ解析 ねじれ逆対称1次②

5.5 三次元変形解析

1) 計算条件

前章で作成した構造モデルに二次元模型による三分力試験結果を入力し変形解析を実施した。この時使用した各断面の状況を図 5.5.1-1 に、断面の説明を表 5.5.1 に示す。各断面の三分力試験は独立行政法人土木研究所の回流風洞で計測を行った。図 5.5.1-2 に概念図を写真 5.5.1 に装置を示す⁶⁾。三分力の計測結果を図 5.5.3-1～図 5.5.3-6 に示す。図中の点は計測値を、実線は6次の回帰計算から求めた近似曲線を示す。ここで風洞試験は -15° ～ $+15^{\circ}$ の範囲で実施しているが、計測値と近似曲線の一致度を向上させるため、 -15° から $+5^{\circ}$ の範囲を使用した。

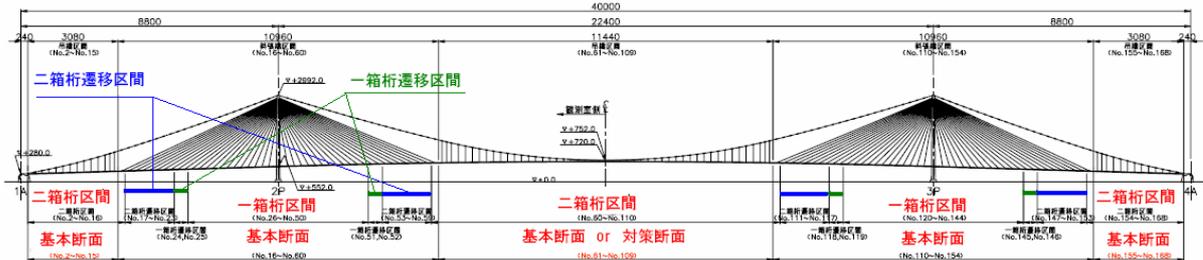


図 5.5.1-1 桁断面の設定状況

表 5.5.1 三分力試験を実施した断面

断面名称	断面説明
二箱桁基本断面	中央径間吊橋区間 二箱桁基本断面 (断面 A 1) 桁幅 = 35.9m (実橋)
一箱桁基本断面	斜張区間 一箱桁基本断面 桁幅 = 28m (断面 A 1 を一箱断面に適応)
一箱桁遷移区断面	遷移区間に対応させ一箱桁基本断面の幅を 29.9m に拡大
二箱桁遷移区断面	遷移区間に対応させ二箱桁基本断面の幅を 32.9m に縮小
二箱桁対策断面	中央径間吊橋区間 二箱桁対策断面 (断面 E 5 c) 桁幅 = 35.9m
二箱スプリッタ断面	二箱桁対策断面にスプリッタ板を設置した断面

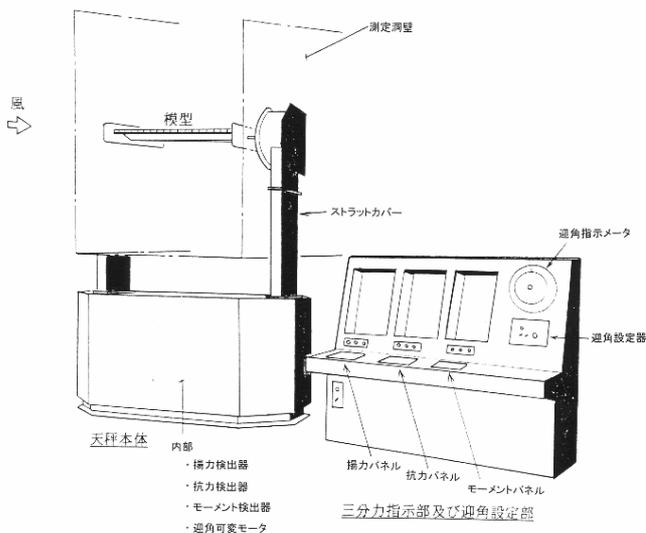


図 5.5.1-2 三分力装置の概念図



写真 5.5.1 三分力測定装置

三分力の各係数の定義は以下の通りとした。

$$\text{抗力係数} \quad : \quad C_D = \frac{D}{\frac{1}{2}\rho V^2 A_n}$$

$$\text{揚力係数} \quad : \quad C_L = \frac{L}{\frac{1}{2}\rho V^2 Bl}$$

$$\text{空力モーメント係数} \quad : \quad C_M = \frac{M}{\frac{1}{2}\rho V^2 B^2 l}$$

ここで、D : 抗力 (N)、

M : ピッチングモーメント (N・m)

V : 風速 (m/s)

B : 模型代表幅 (m)

L : 揚力 (N)、

ρ : 空気密度 (kg/m³)

A_n : 投影面積 (m²)

l : 模型代表長 (m)

三分力試験で得られた空気力係数に対し 5.5.1 式に示す A0~A6 の回帰係数を最小二乗法で計算し、この値を使用し変形解析を行った。

$$y = A_0 + A_1x + A_2x^2 + A_3x^3 + A_4x^4 + A_5x^5 + A_6x^6 \quad (5.5.1)$$

y : 各三分力係数

x : 迎角 (deg.)

A0, A1, A2, A3, A4, A5, A6 : 回帰係数

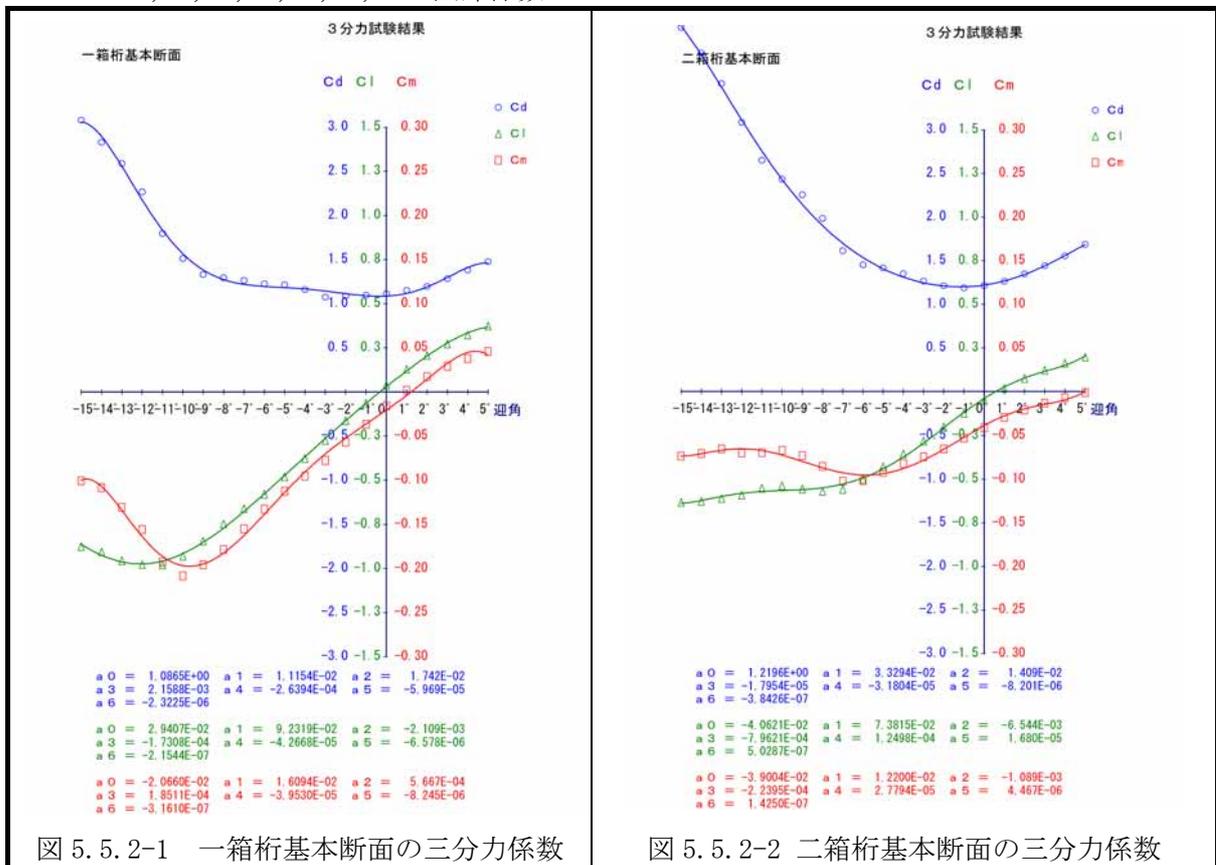


図 5.5.2-1 一箱桁基本断面の三分力係数

図 5.5.2-2 二箱桁基本断面の三分力係数

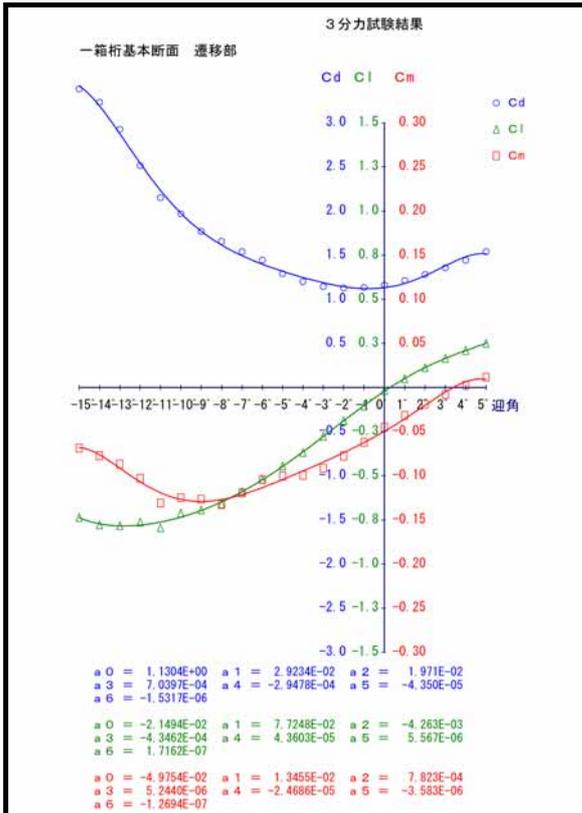


図 5.5.2-3 一箱桁遷移部 三分力係数

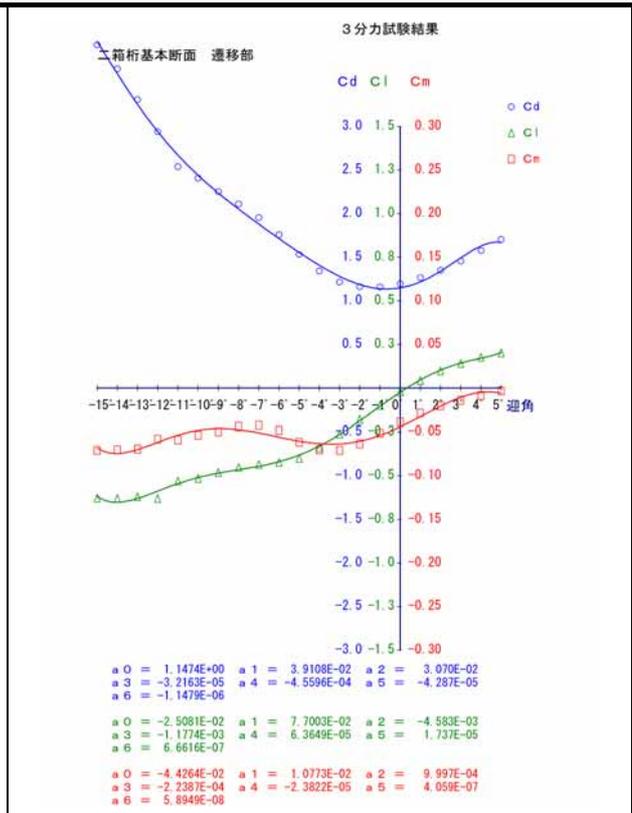


図 5.5.2-4 二箱桁遷移部の三分力係数

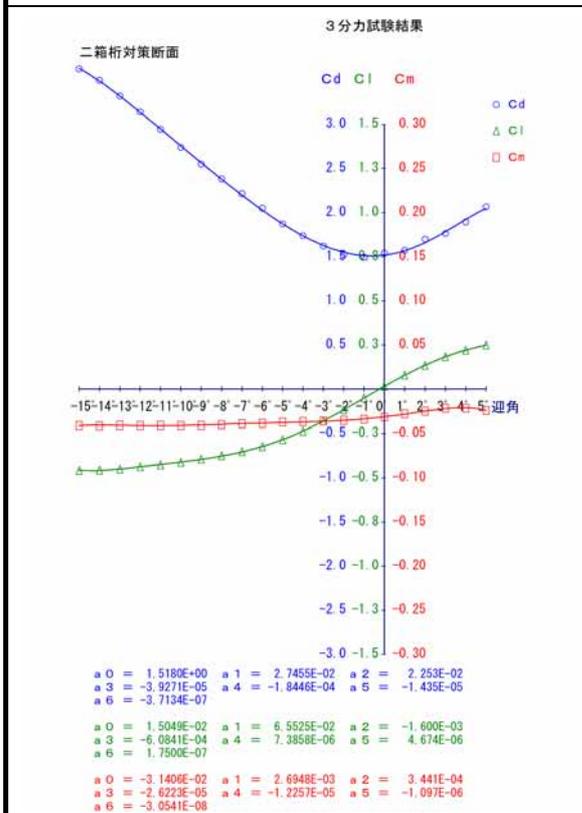


図 5.5.2-5 二箱桁対策断面の三分力係数

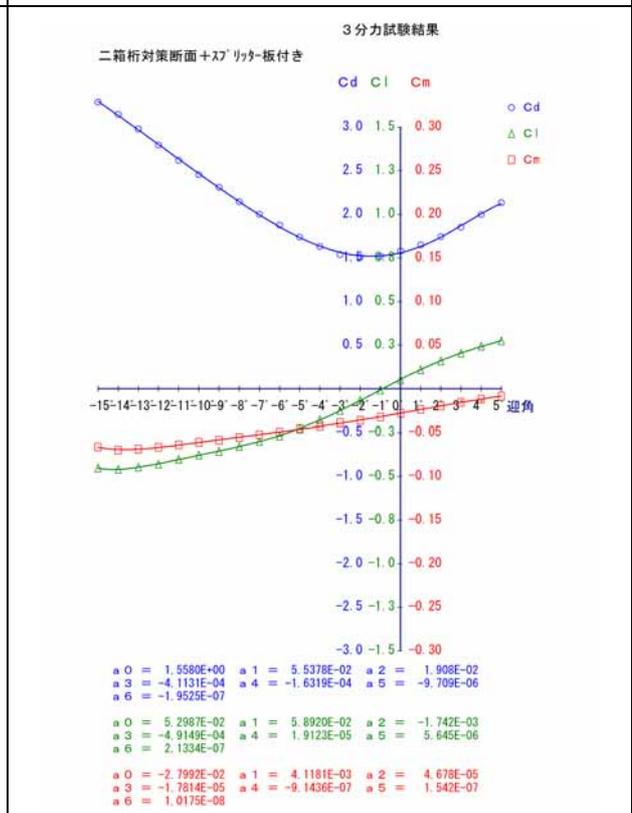


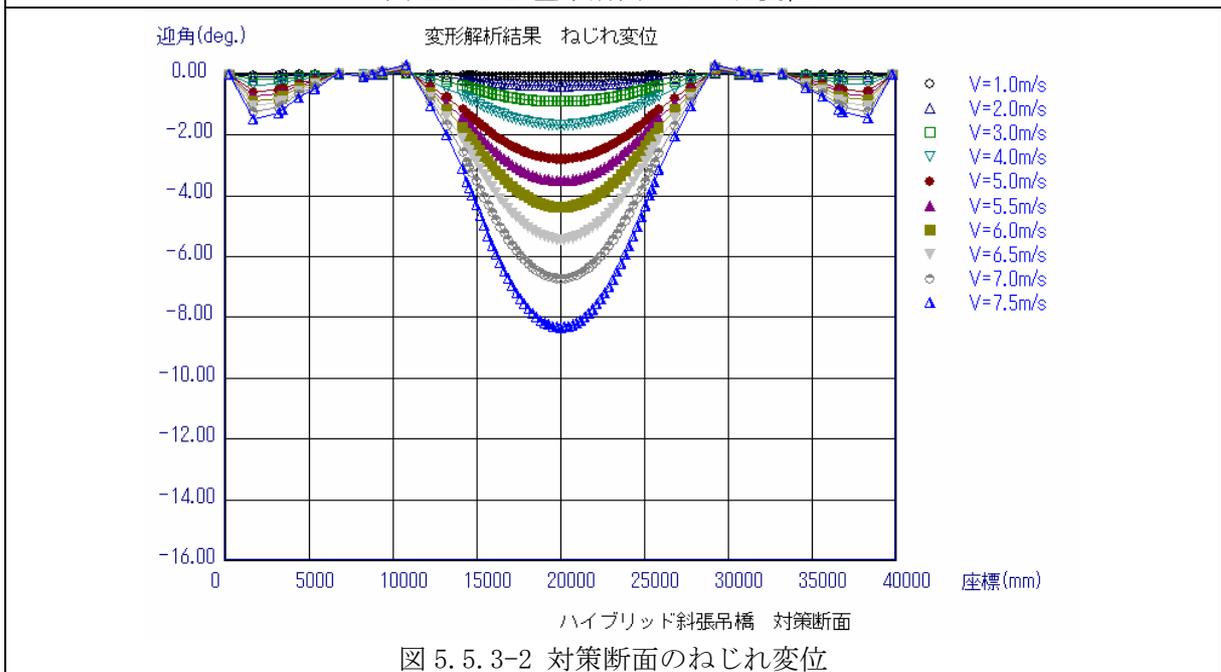
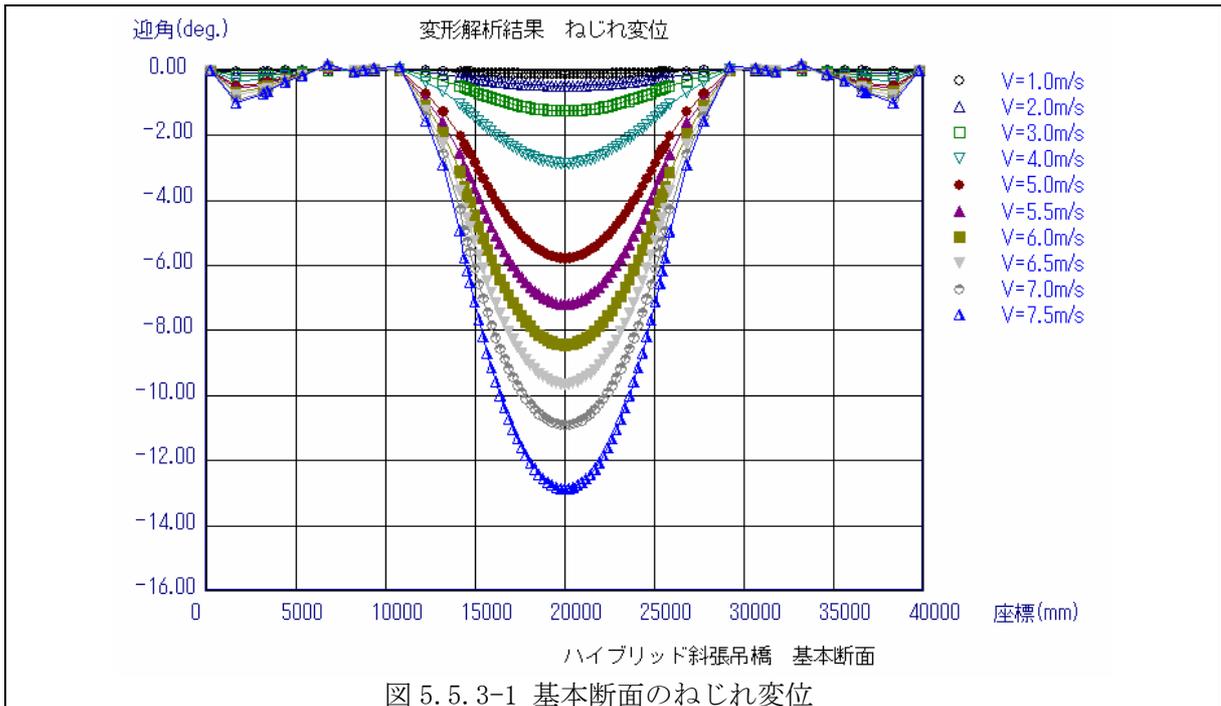
図 5.5.2-6 二箱桁スプリット断面の三分力係数

図中の○、△、□は測定点を示し、線は回帰係数から求めた近似曲線を示す。

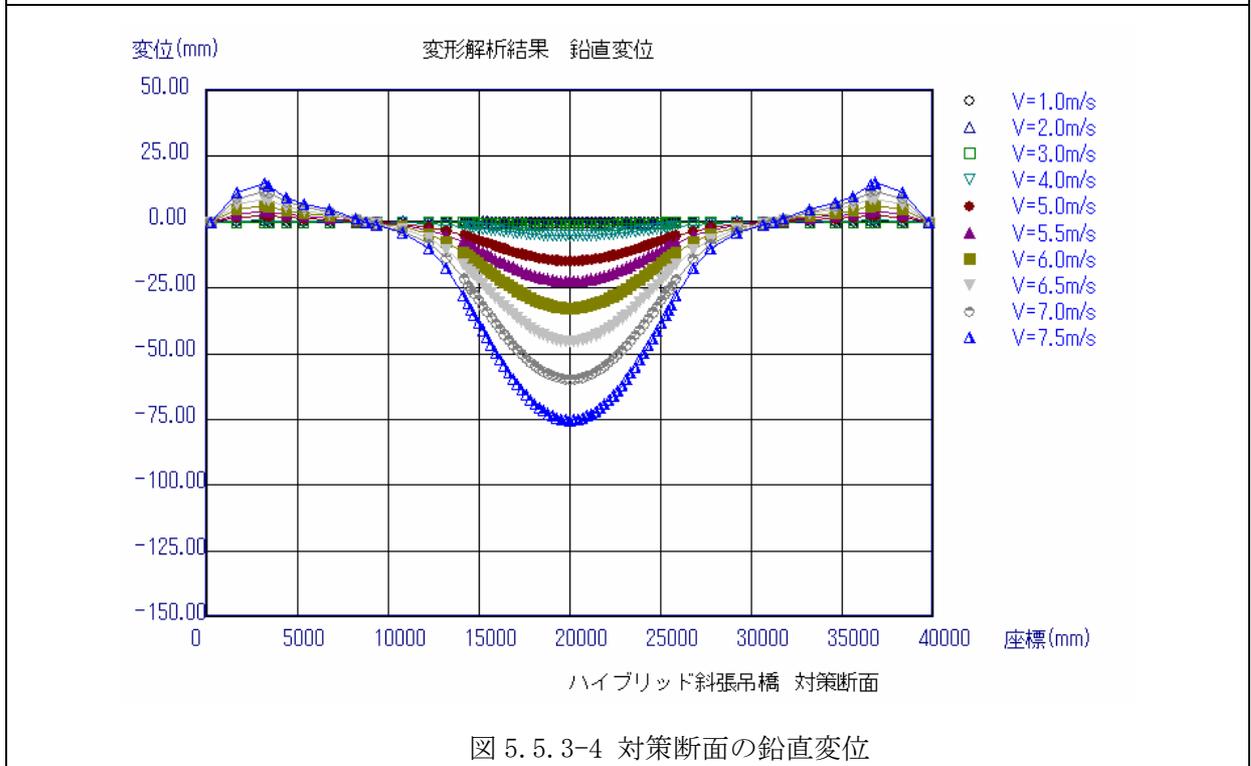
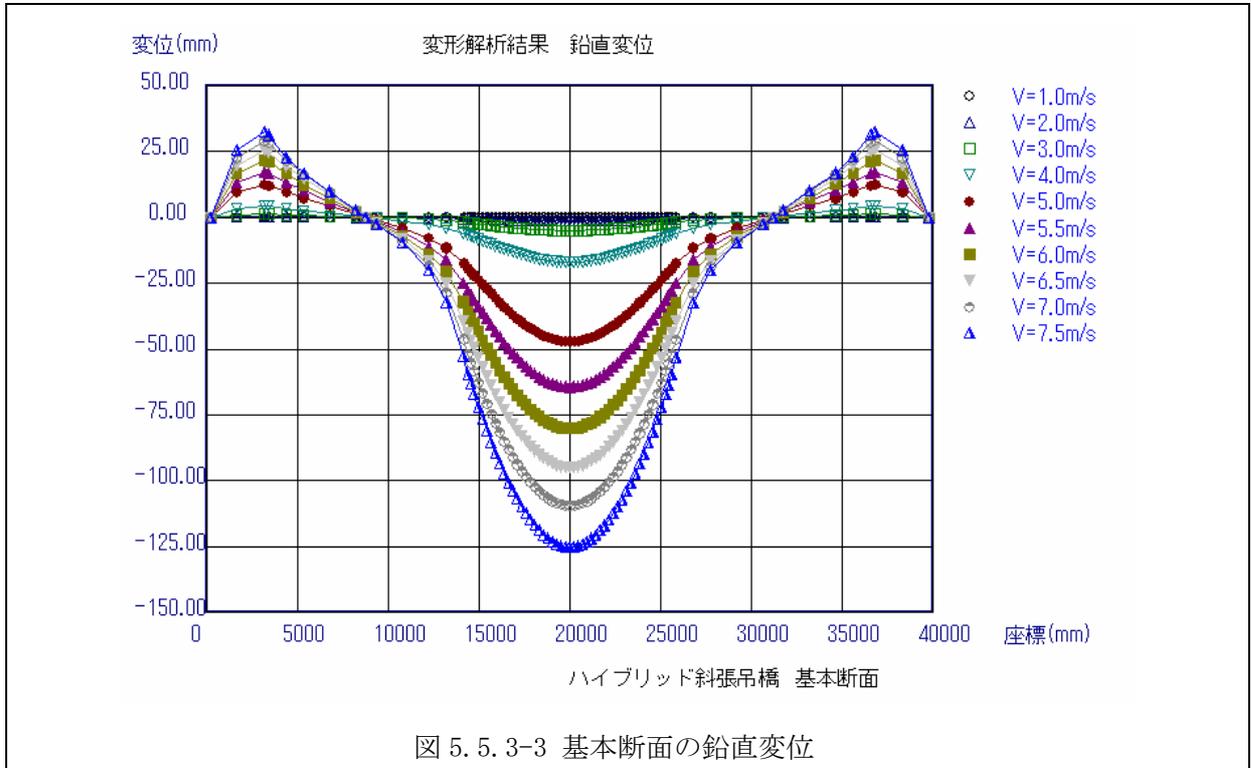
2) 変形解析結果

基本断面と対策断面のねじれ変位の変形解析結果を図 5.5.3-1 と図 5.5.3-2 に示す。対策断面は基本断面に比べ、ねじれ変位が小さい。これは三分力のモーメント係数が基本断面に比べ対策断面では約半分程度の値にまでに低減されている効果が現れたと見て取れる。

また図 5.2-6 の基本断面の非定常空気力から桁の迎角 $-4^{\circ} \sim -6^{\circ}$ 付近にモーメントの加振力が働くことが示されているが、図 5.5.3-1 の基本断面のねじれ変位からは風速 4.5~5.0m/s が相当し、この付近でのフラッタの発生が推定出来る。



基本断面と対策断面の鉛直変位の変形解析結果を図 5.5.3-3 と図 5.5.3-4 に示す。対策断面は基本断面に比べ、図 5.5.2-5 に示すように揚力係数が全体的に小さいことと、揚力係数のカーブが左下がりの傾向にあることから桁のねじれ変位が小さくなり、結果として鉛直変位が小さくなっている。



基本断面と対策断面の水平変位の変形解析結果を図 5.5.3-5 と図 5.5.3-6 に示す。この結果も鉛直変位と同様に、基本断面に比べ対策断面の変形量が少ないことが際立っている。桁の迎角 0° の抗力係数は基本断面より対策断面の方が大きな値を示しているが、桁のねじれ変形が小さいことが、全体としての水平変形量を減少させる効果として現れていると考えられる。

基本断面と対策断面の比較から、桁のねじれ変形を抑えることが、水平方向や鉛直方向の変形を小さくすることにつながり、斜張橋区間の斜ケーブル張力の軽減に効果があると期待出来る。

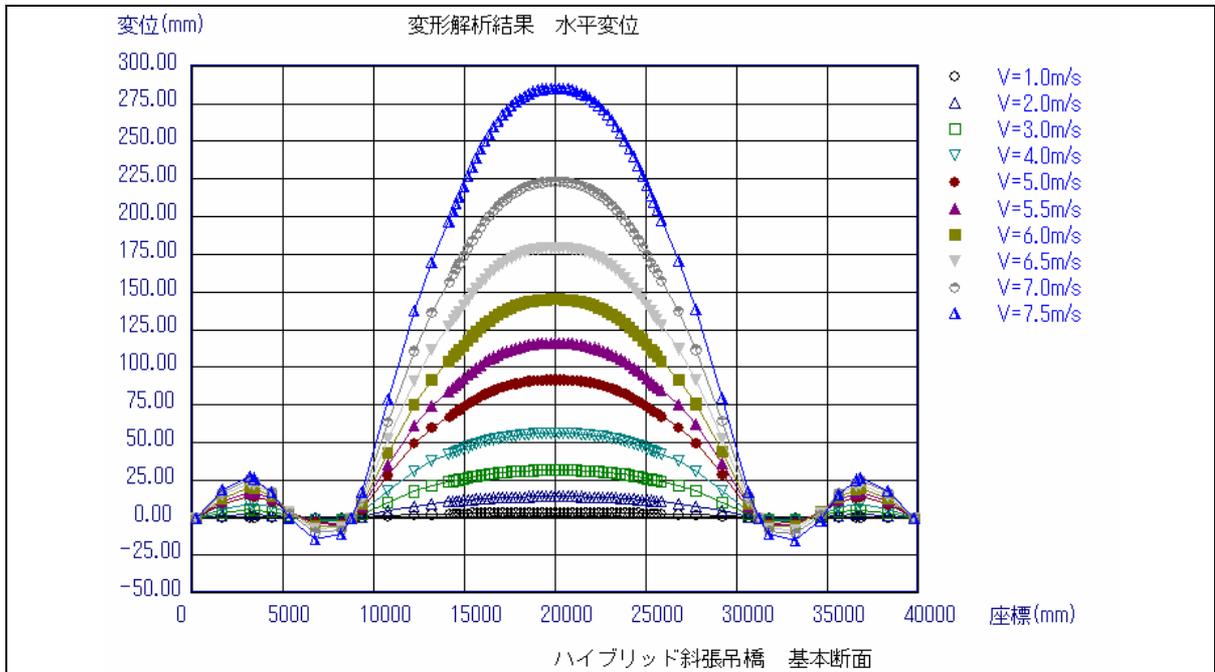


図 5.5.3-5 基本断面の水平変位

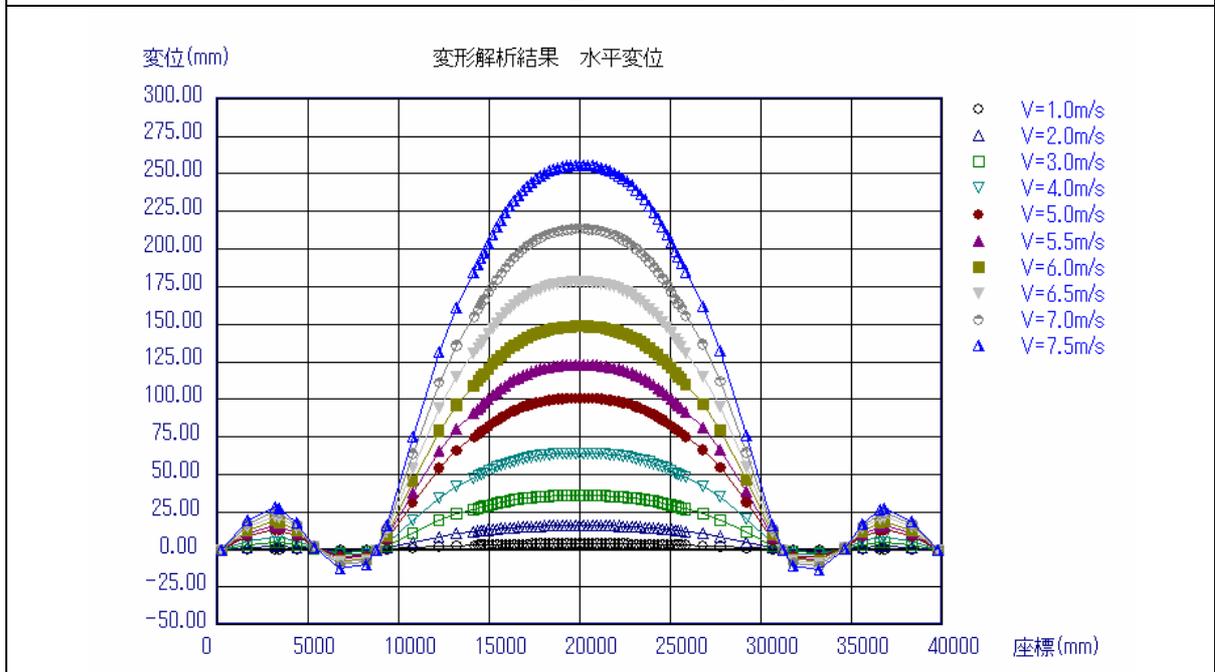


図 5.5.3-6 対策断面の水平変位

5.6 三次元フラッタ解析結果

基本断面と対策断面について三次元フラッタ解析を実施した。風速と減衰率、風速と振動数の解析結果をまとめて図 5.6.1 に示す。また、各風速における各振動モード形を図 5.6.2～図 5.6.9 にそれぞれ示す。補剛桁のねじれ対称 1 次の振動モードに着目して各風速における振動モードを眺めてみると、基本断面には 1 つのモードだけが見受けられるが、対策断面では 3 つの振動モードが認められた。このうち、補剛桁のねじれ振動が卓越する振動をモード A と呼ぶことにする。この振動モードでは高風速域において補剛桁のねじれ振動に補剛桁及び主ケーブルの鉛直たわみ振動が連成している。対策断面の残りの 2 つの振動モードのうち、モード A と同様に補剛桁のねじれ振動が卓越するが、主ケーブルと補剛桁の鉛直成分と水平成分の高次モードが連成した振動モードをモード B と、また、主ケーブルと補剛桁の鉛直成分と水平成分がほぼ同じ次数で連成しているように見えるモードをモード C とする。

風速と減衰率の関係を示した図 5.6.1 で基本断面のねじれ対称 1 次モード A については、減衰率の値は風速の増加とともに上昇し、風洞風速 4.0m/s 付近で急激に減少してフラッタが生じている。これは非定常空気力係数の傾向からも予測された結果である。一方、対策断面については 3 つのモード A, B, C のいずれの場合にも、風速の増加とともに減衰率はわずかに上昇するものの、その後値が急激に下降することはなく、ほぼ一定の正值となっており、対策断面ではフラッタは発生しないと推定出来る。風速と振動数の関係を見ると、基本断面、対策断面ともねじれ対称 1 次モード A が風速の増加とともに応答振動数は低下する傾向にある。基本断面では、フラッタが発生する直前までは応答振動数は低下していくが、フラッタ発生後はほぼ一定の値となっていることが特徴である。一方、モード B 及びモード C では、逆に応答振動数が上昇する傾向となっている。対策断面におけるこれらねじれ対称 1 次の 3 つのモードでは、各応答振動数がクロスする複雑な現象を呈しているが、これはハイブリッド吊橋が吊橋構造と斜張橋構造とを併せ持つ、複雑な構造系であることによるものと考えられる。

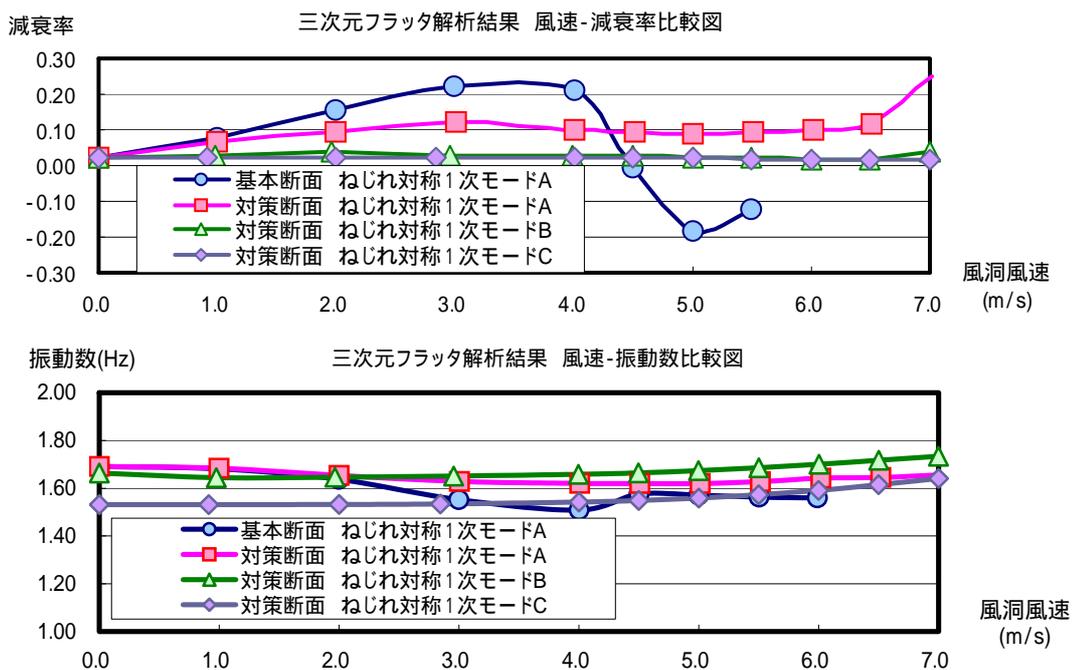


図 5.6.1 三次元フラッタ解析結果の比較図

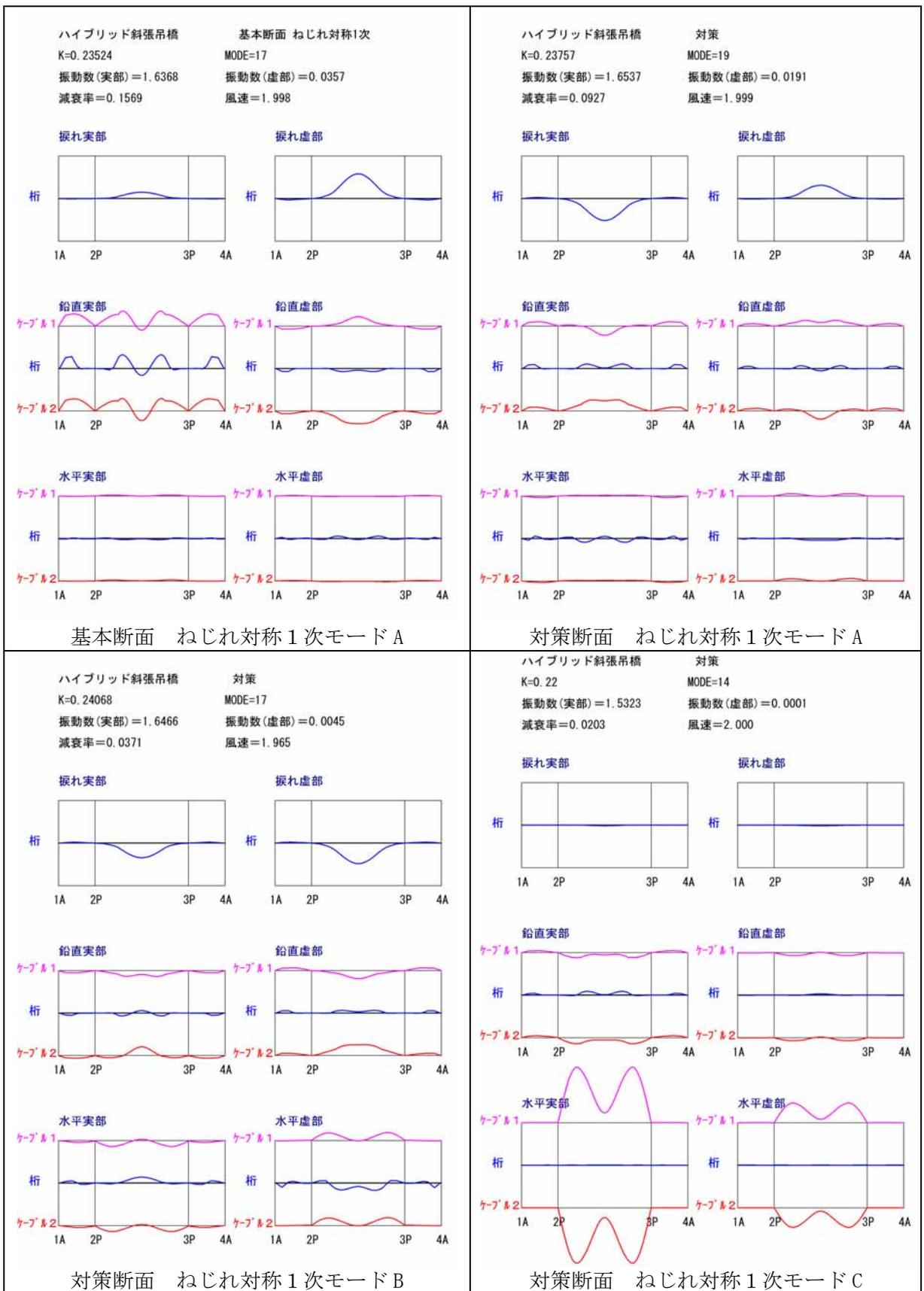


図 5.6.2-1 三次元フラッタ解析結果 風洞風速 2.0m/s

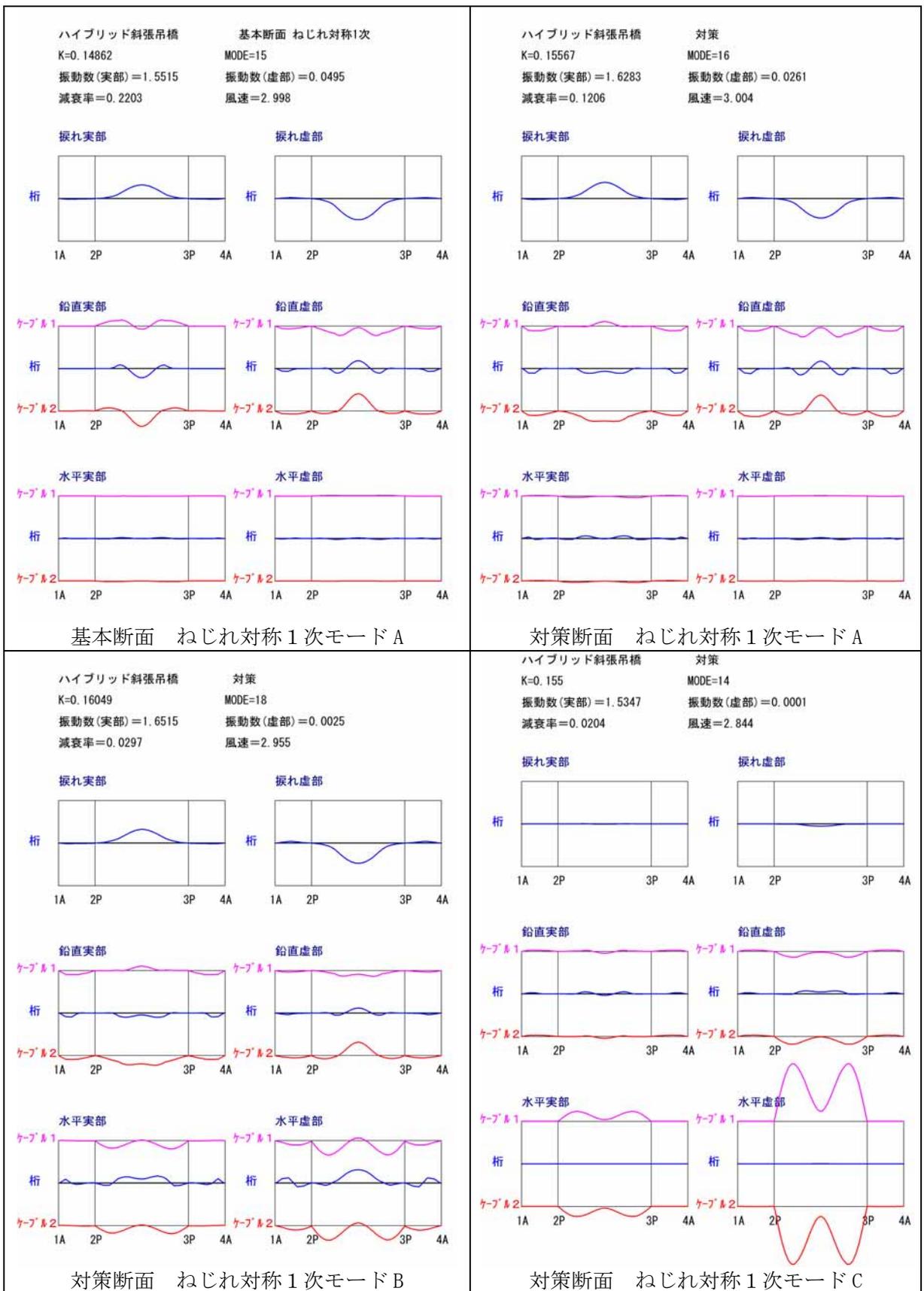


図 5. 6. 2-2 三次元フラッタ解析結果 風洞風速 3. 0m/s

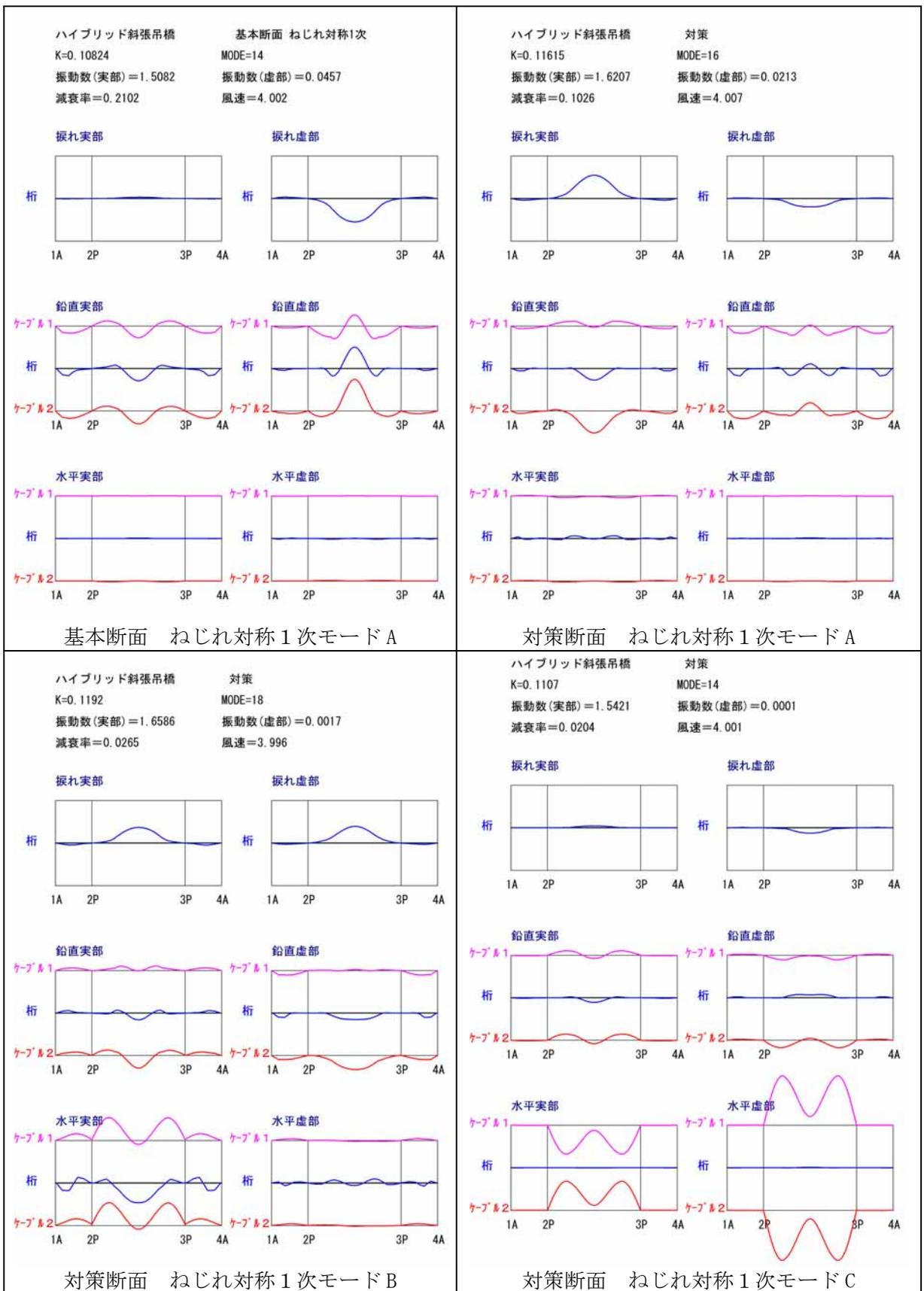


図 5.6.2-3 三次元フラッタ解析結果 風洞風速 4.0m/s

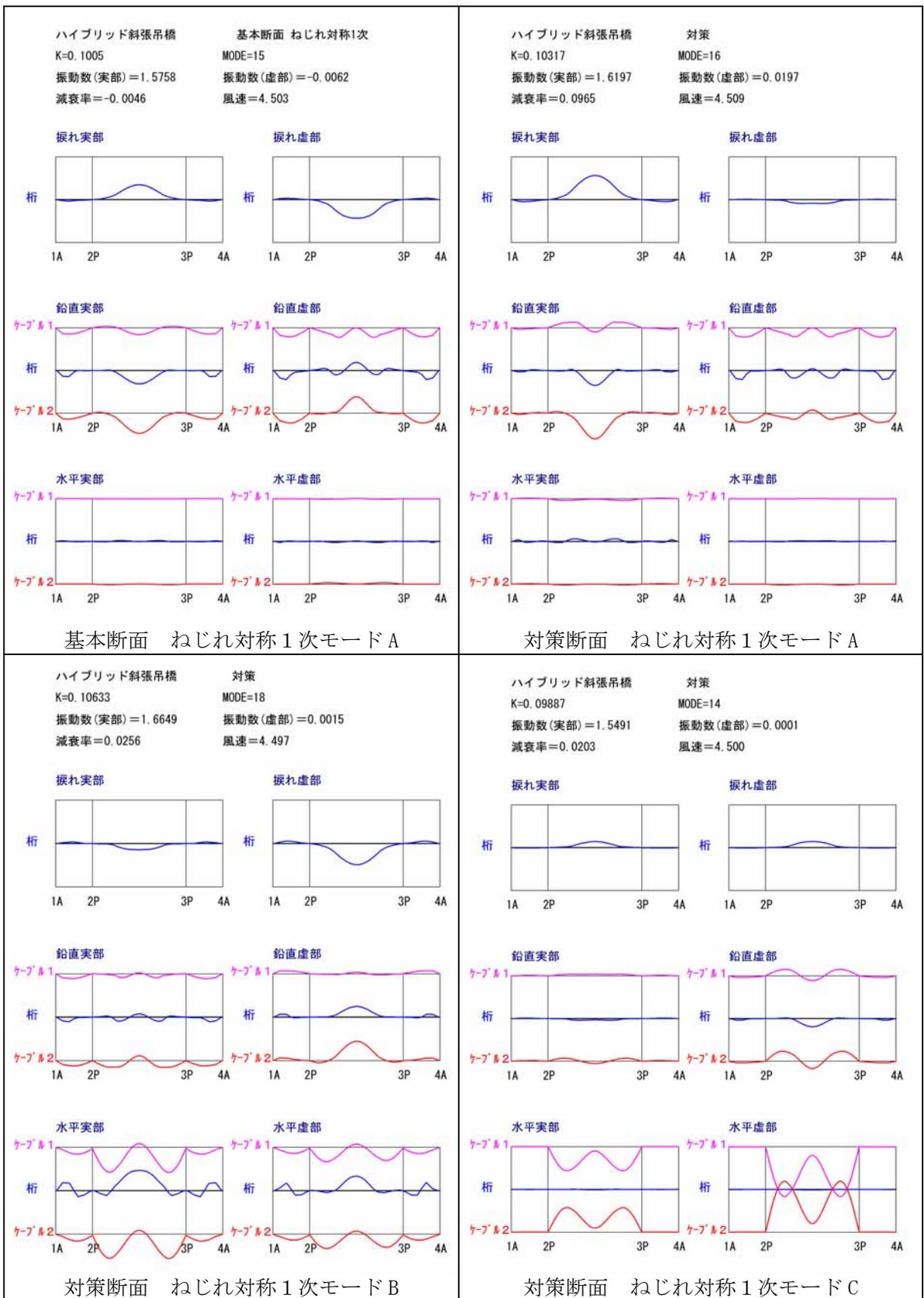


図 5.6.2-4 三次元フラッタ解析結果 風洞風速 4.5m/s

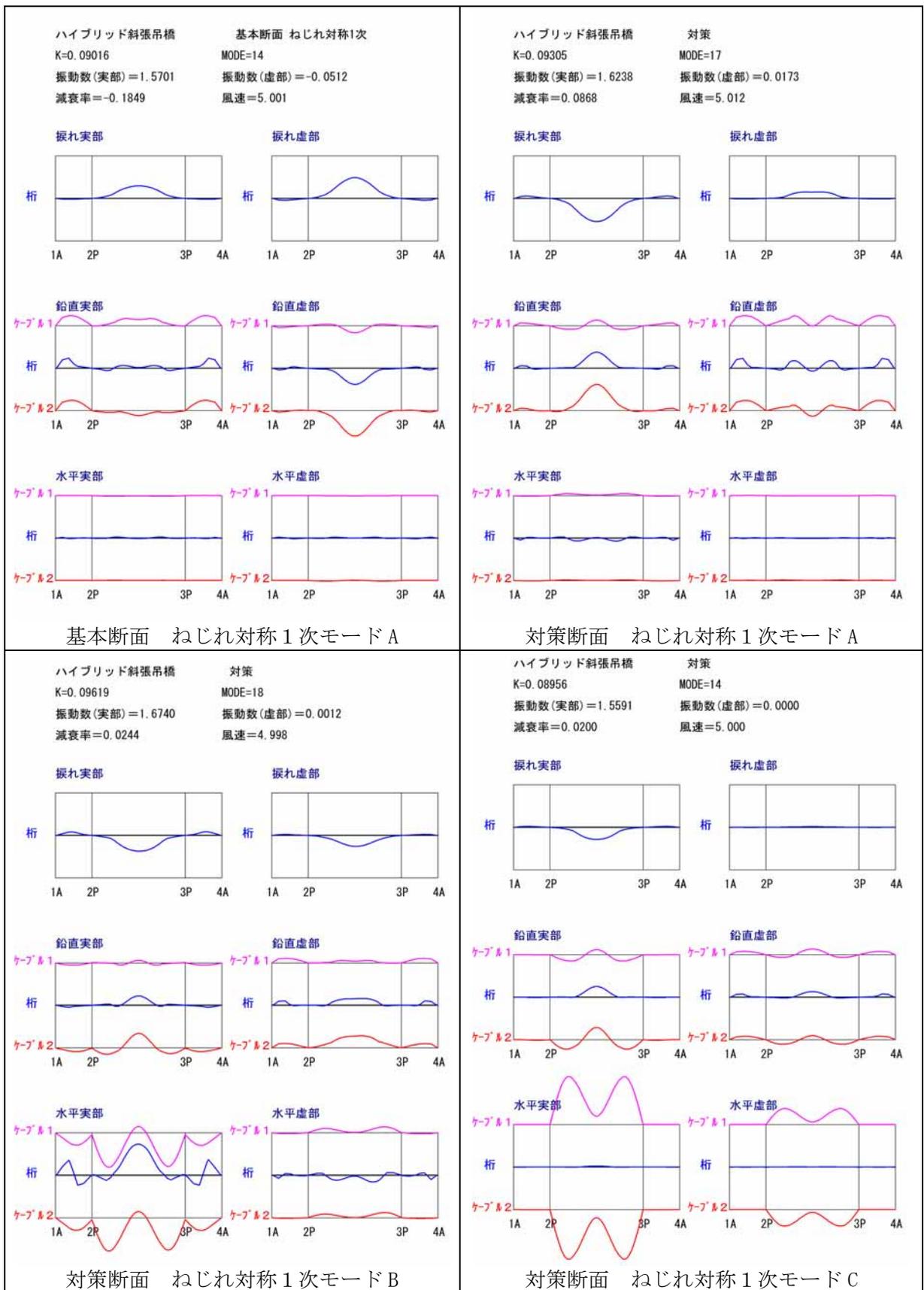


図 5.6.2-5 三次元フラッタ解析結果 風洞風速 5.0m/s

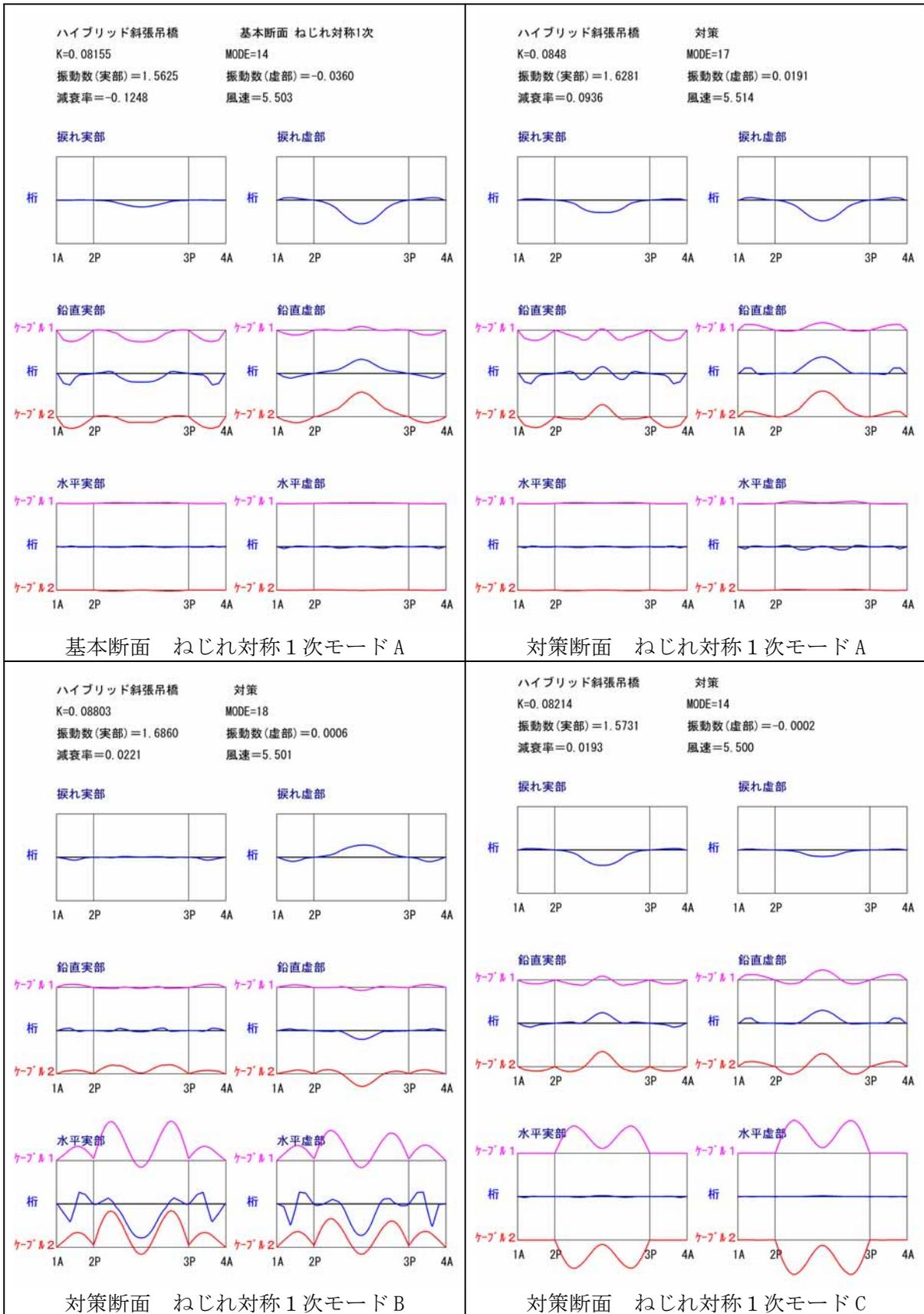


図 5.6.2-6 三次元フラッタ解析結果 風洞風速 5.5m/s

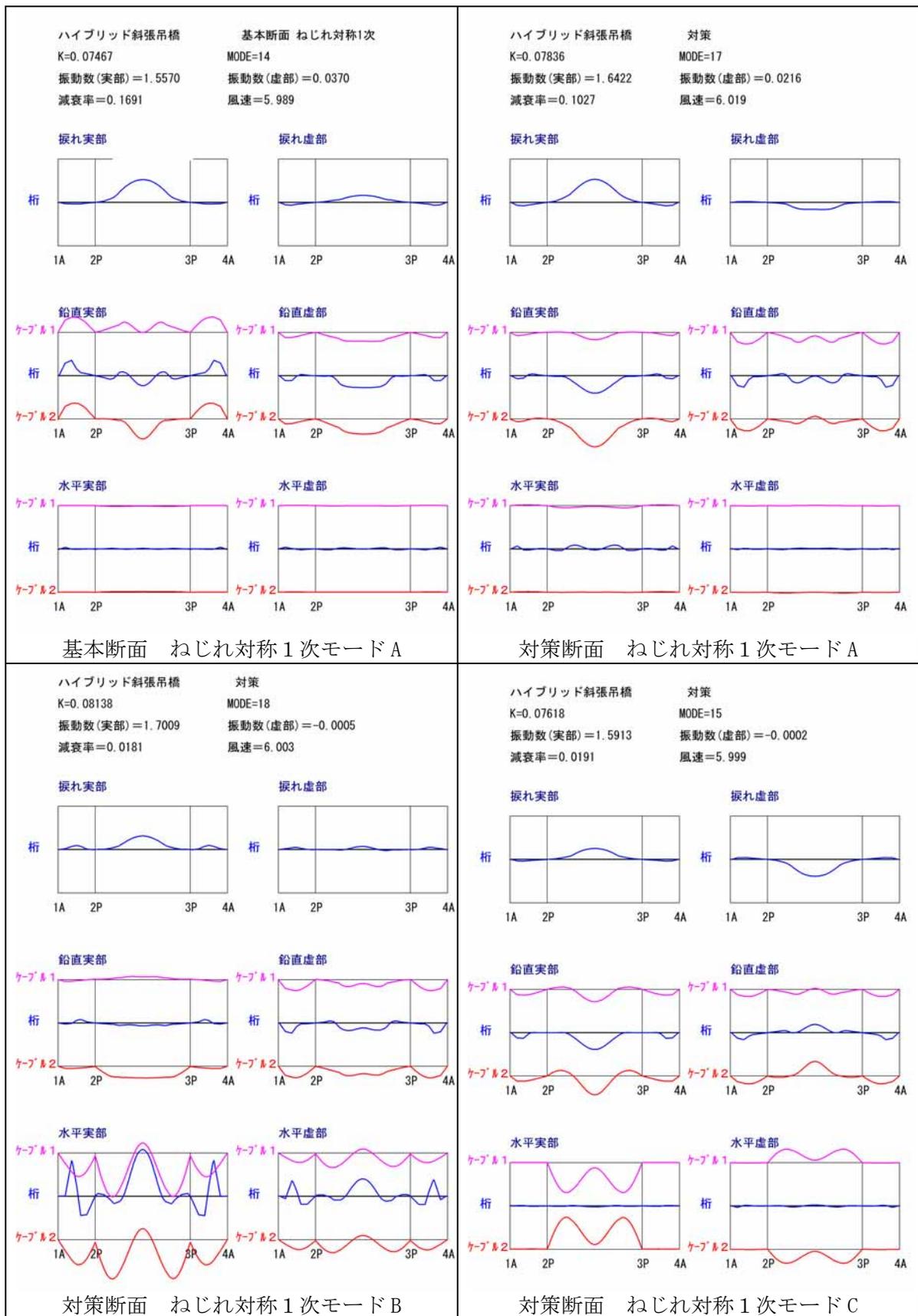


図 5.6.2-7 三次元フラッタ解析結果 風洞風速 6.0m/s

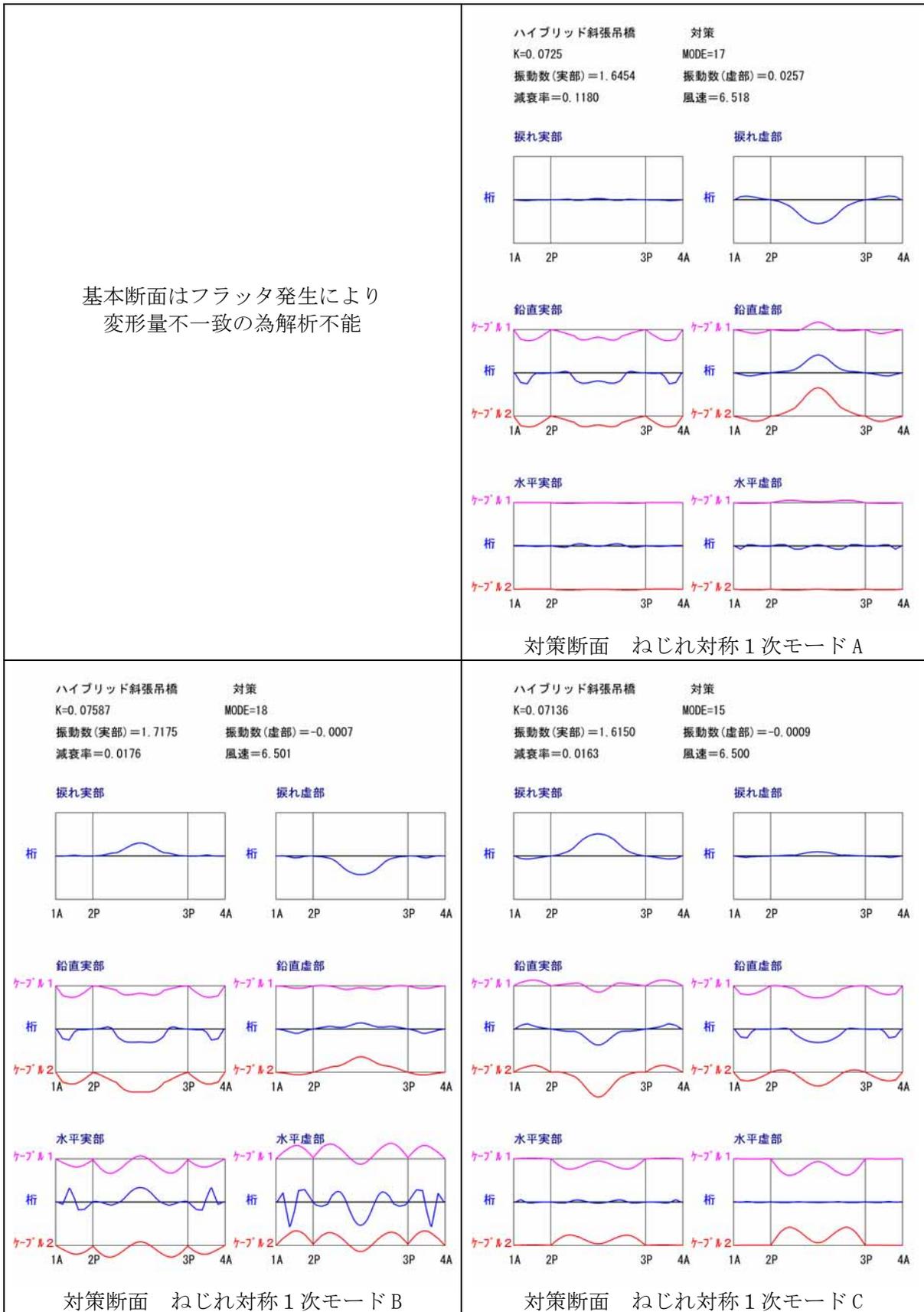
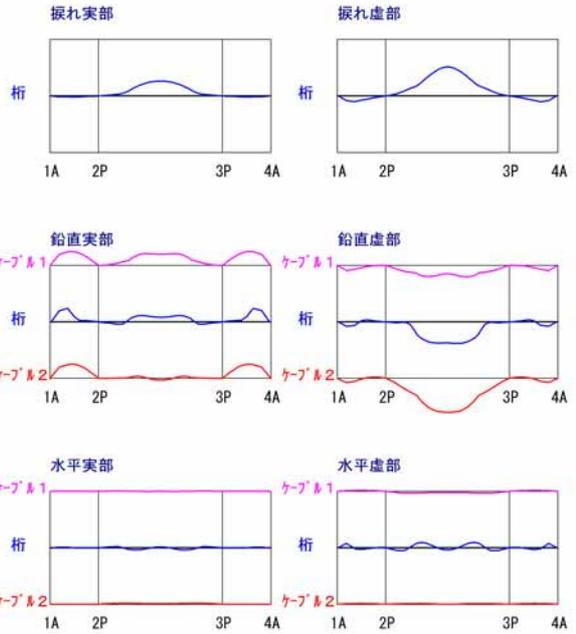


図 5.6.2-8 三次元フラッタ解析結果 風洞風速 6.5m/s

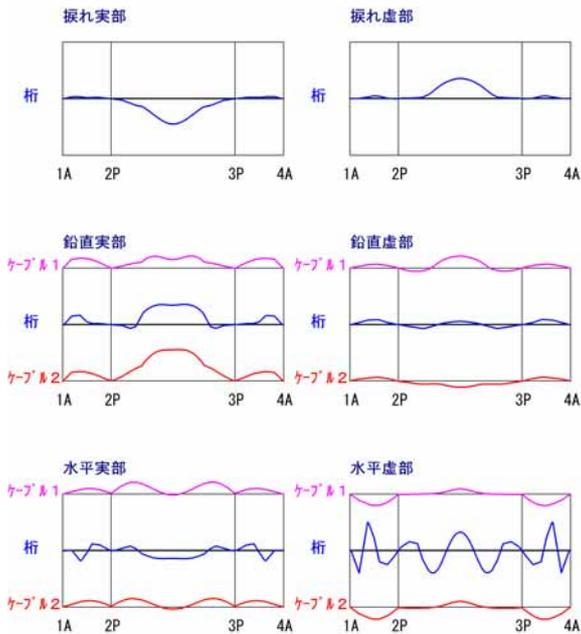
基本断面はフラッタ発生により
変形量不一致の為解析不能

ハイブリッド斜張吊橋 対策
 $K=0.06772$ MODE=16
 振動数(実部)=1.6557 振動数(虚部)=0.0607
 減衰率=0.2504 風速=7.022



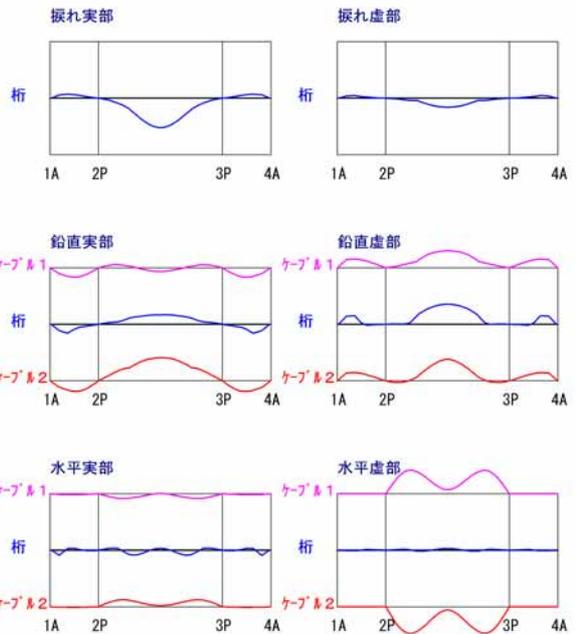
対策断面 ねじれ対称1次モードA

ハイブリッド斜張吊橋 対策
 $K=0.07116$ MODE=18
 振動数(実部)=1.7342 振動数(虚部)=0.0054
 減衰率=0.0395 風速=6.999



対策断面 ねじれ対称1次モードB

ハイブリッド斜張吊橋 対策
 $K=0.06735$ MODE=15
 振動数(実部)=1.6416 振動数(虚部)=-0.0008
 減衰率=0.0170 風速=7.000



対策断面 ねじれ対称1次モードC

図 5.6.2-9 三次元フラッタ解析結果 風洞風速 7.0m/s

5.7 まとめ

本章では、ハイブリッド吊橋補剛桁の各断面形状に応じた非定常空気力と静的三分力の測定結果を用いてフラッタ解析を実施した。三次元フラッタ解析用の構造モデルは、変形解析に使用する構造モデルを簡素化したモデルとした。固有振動数についての NASTRAN で構造解析詳細モデルを解いた場合、フラッタ解析モデルを非線形ソフト SUMISAP で解いた場合、フラッタ解析モデルで非定常空気力をゼロとして解いた場合の比較を行ったところ、相互の誤差は許容できる範囲のものであった。

全橋模型風洞試験と整合させるために、三次元フラッタ解析におけるハイブリッド吊橋の補剛桁の形状配置と非定常空気力の組み合わせは図 5.1.1 に示すようなものとした。具体的には、中央径間吊橋区間の二箱桁のうち、主ケーブルの形状相似区間は第 4 章で求めた最適対策断面を配置し、それ以外の吊橋区間は二箱桁に三角フェアリングをつけた基本断面とした。斜張橋区間は一箱桁に三角フェアリングをつけた断面を配置している。フラッタ解析に先行して実施した横たわみ変形解析では、吊橋の主ケーブル相似区間も基本断面としたケースと対策断面としたケースについて比較した。三分力特性の結果からも予想されたことであったが、対策断面を配置したケースではねじれ変位、鉛直たわみ変位、横たわみ変位のいずれの変位も基本断面のケースより小さな値となっており、耐風設計の観点からも好ましい結果となった。フラッタ解析結果からは、基本断面では比較的低い風速でフラッタが生じている。対策断面では、解析で得られた補剛桁のねじれ対称 1 次振動モードに着目すると、主ケーブルの水平及び鉛直成分がどの程度連成するかによりモード A, B, C の 3 つの振動モードが存在する。そのうち、ケーブル成分の鉛直成分のみが連成するモード A では、基本断面と同様に、風速の増加と共に減衰率や応答ねじれ振動数のわずかな増加が認められたが、十分高風速域では値に大きな変化はなくほぼ一定の値をとっている。モード B, C では風速によってこれら値が変化することは無いようである。

<参考文献>

- 1) 日本鋼構造協会編：構造物の耐風工学、東京電機大学出版局、1997. 11
- 2) 風間浩二：吊形式橋梁の長大化に伴う耐風問題に関する研究、横浜国立大学大学院博士論文、1995. 3
- 3) 本州四国連絡橋耐風設計基準・同解説(2001)、本州四国連絡橋公団、2001. 8
- 4) 麓興一郎、秦健作、楠原栄樹：吊橋の長大化の可能性に関する基礎的研究、土木学会論文集
- 5) 村越潤、麓興一郎、吉岡勉、丹羽量久、田中克弘、徳橋亮治：超長大吊橋の対風応答解析の精度向上に関する一考察、構造工学論文集、土木学会、Vol. 50A, pp. 937-942, 2004. 3
- 6) 土木研究所 耐風工学実験施設 パンフレット
- 7) 桜井明監修, 吉村和美, 高山文雄: パソコンによるスプライン関数 東京電機大学出版局 1988

第6章 全橋模型による耐風安定性の検討

6.1 概説

三次元全橋模型風洞実験は独立行政法人土木研究所構内に設置された大型風洞施設を使用して実施した。大型風洞施設¹⁾は明石海峡大橋の耐風性の最終確認を行うために1991年に建設された風洞であり、その後、多々羅大橋、来島大橋、門崎高架橋などの本州四国連絡橋関連の実験を経て、近年には共同研究や海峡横断道路プロジェクトの超長大橋の試験を実施してきた²⁾が、本年度(2006年度)をもって解体撤去されることになった。本研究における三次元全橋模型による風洞試験は、同施設を利用した最後の試験となった。

本章では三次元全橋模型の設計にあたり、横たわみ変形が従来の長大吊橋³⁾に比べきわめて大きくなることが予想される⁴⁾⁵⁾ことから、補剛桁の剛性の相似に工夫を加え、要素模型を用いた実験と解析によりその効果を確認した。全橋模型の設計製作後、風洞内に配置した縮尺1/125の模型を用いて、静的載荷試験、固有振動数・振動モード試験を行った後、一様流及び境界層乱流中での応答観測を実施した。

応答観測では従来の試験のように単に風速に対する応答振幅を観測するだけではなく、応答を風速と振幅及び減衰率の関係、すなわちV-A- γ 図として求めることを試みた。このことは、次章の第7章でフラッタ解析の精度を検討するときに極めて有用なツールとなる。

大型風洞施設

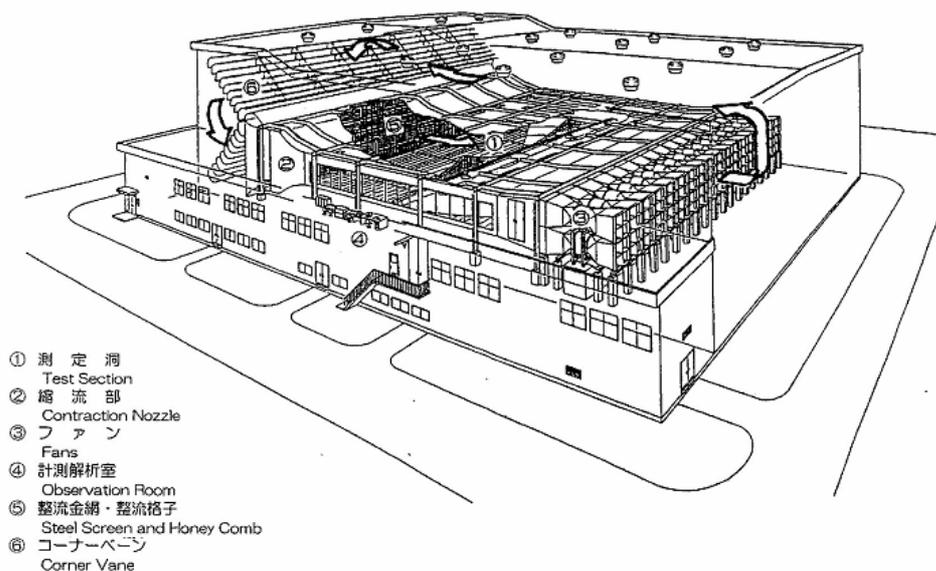


図6.1.1 大型風洞施設の鳥瞰図

表6.1.1 大型風洞施設の規模

測定部寸法	：巾41m×高さ4m×長さ30m
縮流比	：2.0
風洞全長	：55m
風速範囲	：0.5～12.0m/s(一様流)
風速制御	：0.1m/sピッチで可能
風速の空間分布	：設定風速の±3%
乱れの強さ	：設定風速の±1%
送風機	：1.8m×36台

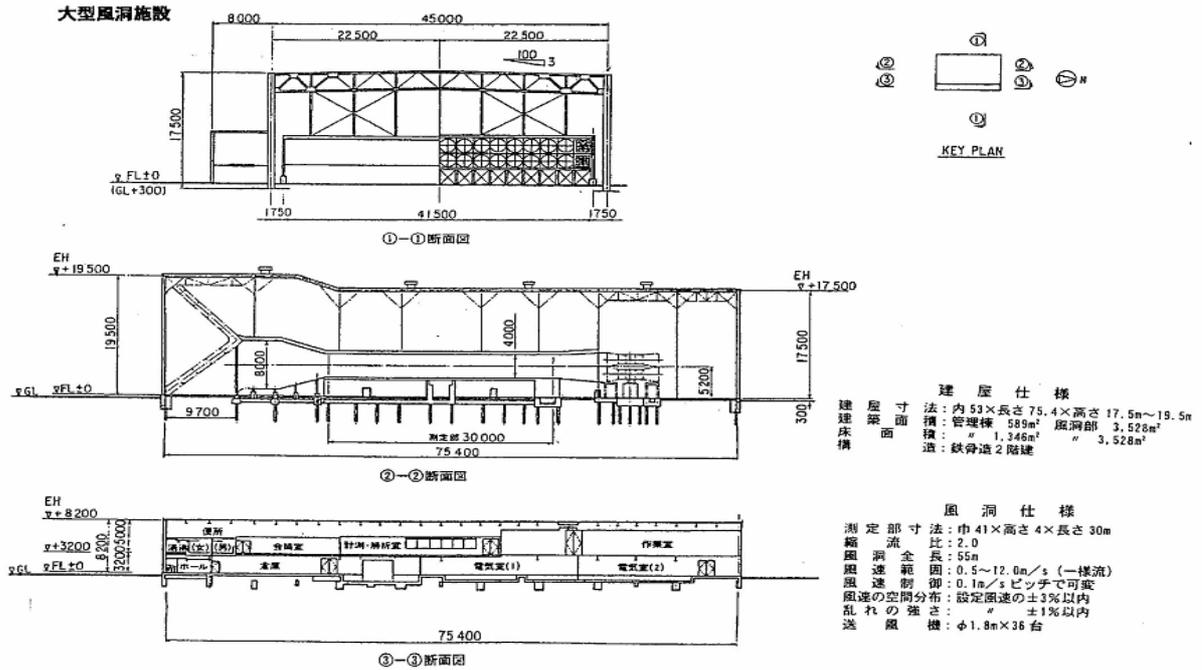


図6.1.2 大型風洞施設一般図

6.2 全橋模型の概要⁶⁾

超長大橋の全橋模型の縮尺は、大型風洞実験施設の風洞の規模(幅41m×高さ4m)に納まるように、図6.2.1に示すように超長大橋の1/125スケールとした

(1) 桁剛性棒

桁剛性棒にはアルミニウム合金を用い、一箱桁部は斜張橋部分に配置されるため軸力の影響を考慮した充実断面とし、二箱桁部は開口部の耐風性への配慮と吊構造上の問題から桁断面のせん断中心に剛性棒を配置せず、各々の箱桁のせん断中心に中空の角棒を剛性棒として配置し、この2本の剛性棒を横梁(リン青銅)で連結するフィーレンディール(梯子)構造とした。(図6.2.3参照)

桁剛性棒断面については、全ての剛性を相似させることが困難なため、耐風安定性に与える影響が最も大きいと考えられる純ねじり剛度を優先して相似させた。一方、断面積の相似については、軸力の差が振動特性、特に横曲げ剛性に及ぼす影響を評価し、剛性棒を実際の箱桁のせん断中心から内側に寄せて配置することで軽減を図った。鉛直曲げ剛性は、ねじれ剛性と同様に本橋クラスの超長大橋では全体剛性に与える影響は極めて小さいと考えられることから、多少の誤差は許容した。水平曲げ剛性についても同様に、剛性棒の間隔と横梁の曲げ剛性で調整を試みたが、多少の誤差は許容することとした。

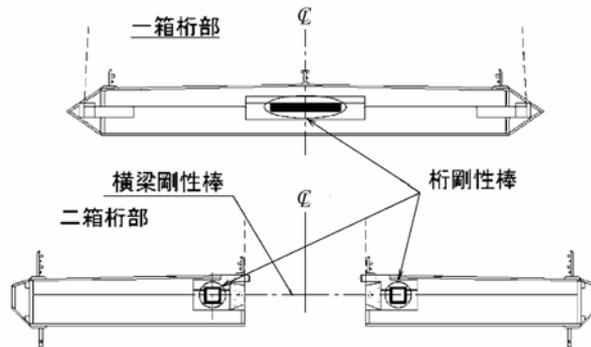


図6.2.2 桁断面図

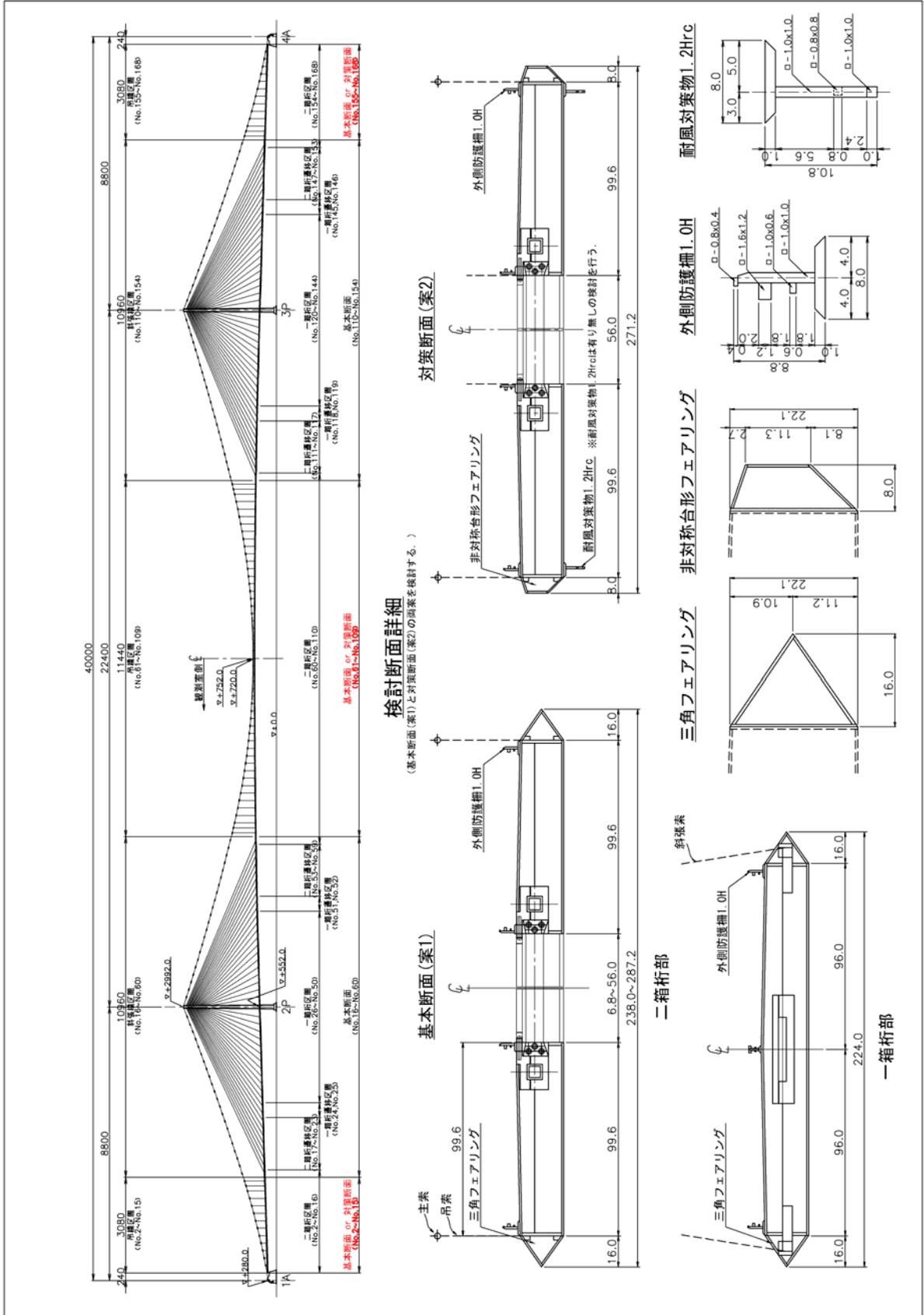


図 6.2.1 模型一般図

設計した模型の製作精度の把握を目的として、補剛桁剛性棒の予備試験を実施した⁷⁾。図 6.2.3 と写真 6.2.1 に示すように、全橋模型は、一箱桁部は一本の剛性棒、二箱桁部は梯子形状に配置した剛性棒を板バネで連結した構造となっている。表 6.2.1 に実橋を忠実に再現した模型所要値と実際設計した模型の実現値とを比較して示す。

また、図 6.2.6~7 には、この要素剛性棒模型を用いて載荷試験を行った結果を示す。これは、構造特性に大きな影響を与える剛性棒が過去に例のない二箱桁と一箱桁をあわせた形状となるため、このような剛性棒の挙動の確認と解析モデルなど剛性棒の設計が妥当なものか検証するために行った。なお、解析モデルは、骨組モデルとした。結果は、解析値と計測値はほぼ整合しており、設計ならびに模型精度に問題がないことを確認した。



写真 6.2.1 試験状況

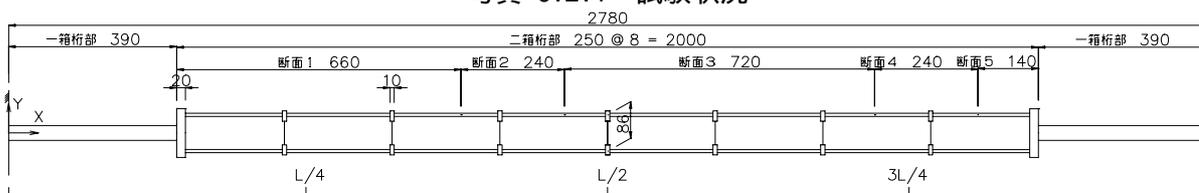


図 6.2.3 補剛桁模型図

表-6.2.1 所要値と模型値

断面番号	種別	A	I_V	I_H	J
	所要値	2.9	268.1	15091.3	704.4
	模型値	34.6	243.9	243.9	349.9
		69.2	487.8	14936.3	699.7
	比率	23.5	1.8	1.0	1.0
	所要値	2.9	268.1	15091.3	704.4
	模型値	34.6	243.9	243.9	349.9
		69.2	487.8	13665.7	699.7
	比率	23.5	1.8	0.9	1.0
	所要値	2.5	242.5	11562.8	657.5
	模型値	33.1	228.9	228.9	329.1
		66.1	457.7	11892.9	658.2
	比率	26.5	1.9	1.0	1.0
	所要値	2.4	229.1	10861.9	612.4
	模型値	31.3	211.6	211.6	305.2
		62.5	423.2	10743.3	610.4
	比率	26.5	1.8	1.0	1.0

模型値上段は角管当たり断面諸元、下段は一断面換算値

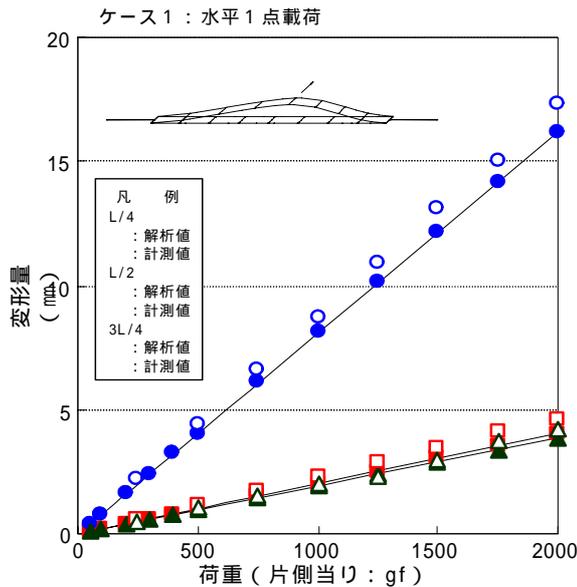


図 6.2.4 模型計測と解析結果

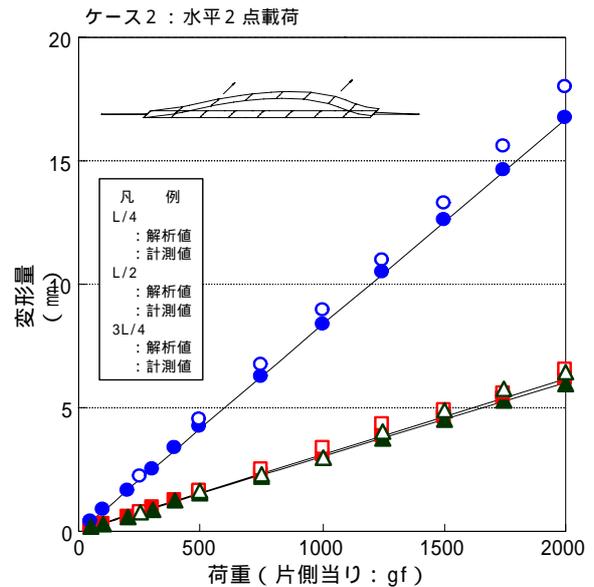


図 6.2.5 模型計測と解析結果

(1) ケーブル及びハンガー

吊橋としての主ケーブル及び斜張橋ケーブルには、ピアノ線あるいは硬鋼線を用い、可能な限り伸び剛性を相似させた。また明石海峡大橋の全橋模型試験より用いられている手法⁸⁾により、ケーブル全体にかかる抗力が実橋と相似となるような部材を離散的に取り付け、重錘や寸法を調整することで質量や抗力を相似させた。ただし、補剛桁との空力的な干渉が問題となる中央径間中央付近の吊橋主ケーブルでは、ケーブルの形状を優先して相似した。吊橋部分のハンガーについては形状と伸び剛性とを再現させている。

(2) 主塔剛性棒

主塔剛性棒には充実断面のアルミニウム合金を用い、橋軸方向曲げ剛性とねじり剛性を相似させた。

このような方法で設計された断面諸量を解析モデルに反映させた実施模型モデルと、実橋を忠実に縮尺換算した理想模型モデルで固有値解析を実施し、振動数の偏差が $\pm 5.0\%$ 以内となることの確認を行った。表 6.1.3 に模型の断面諸量を、表 6.2.2 に理想模型と実施模型の振動数比較をそれぞれ示す。表 6.2.2 から主要モードの振動数について、 $-3\% \sim +4\%$ で調整できていることが分かる。

表 6.2.2 固有振動数の比較

固有振動モード	解析モデル		偏差 (②-①)/①
	理想模型① (Hz)	実施模型② (Hz)	
水平曲げ対称1次	0.94	0.95	3.8%
水平曲げ逆対称1次	0.52	0.50	-3.0%
鉛直曲げ対称1次	0.75	0.74	-1.6%
鉛直曲げ対称2次	1.94	1.98	2.9%
鉛直曲げ逆対称1次	0.65	0.65	3.2%
鉛直曲げ逆対称2次	1.10	1.18	6.9%
ねじれ対称1次	1.70	1.72	1.3%
ねじれ逆対称1次(1)	1.92	2.00	4.0%
ねじれ逆対称1次(2)	2.60	2.64	1.5%

表 6.2.3 模型の断面諸量

		実橋値	要求値	設計値
二箱桁部	断面積 :A	0.60 m ² /box	0.88 mm ² /box	16.56 mm ² /box
	鉛直剛性 :Iv	0.88 m ⁴ /box	83.86 mm ⁴ /box	132.40 mm ⁴ /box
	水平剛性 :Ih	11.22 m ⁴ /box	1065.84 mm ⁴ /box	132.40 mm ⁴ /box
	ねじり剛性 :J	1.90 m ⁴ /box	177.71 mm ⁴ /box	197.11 mm ⁴ /box
	質量 :m	17.60 t/m	1.13 kg/m	1.13 kg/m
	極慣性 :I	2026.29 t·m ² /m	8.30E-03 kg·m ² /m	8.30E-03 kg·m ² /m
一箱桁部	断面積 :A	2.48 m ²	3.67 mm ²	128.80 mm ²
	鉛直剛性 :Iv	3.13 m ⁴	297.74 mm ⁴	171.73 mm ⁴
	水平剛性 :Ih	237.16 m ⁴	22525.42 mm ⁴	11129.00 mm ⁴
	ねじり剛性 :J	7.96 m ⁴	743.41 mm ⁴	622.84 mm ⁴
	質量 :m	21.72 t/m	1.39 kg/m	1.39 kg/m
	極慣性 :I	1473.01 t·m ² /m	6.03E-03 kg·m ² /m	6.03E-03 kg·m ² /m
主索	断面積 :A	0.428 m ²	0.214 mm ²	0.196 mm ²
吊索	断面積 :A	0.007 m ²	0.004 mm ²	0.023 mm ²
斜張索	断面積 :A	0.017 m ²	0.006 mm ²	0.008 mm ²
		0.015 m ²	0.006 mm ²	0.005 mm ²
		0.010 m ²	0.004 mm ²	0.004 mm ²

(3) 計測

- 1) 本模型の補剛桁に対する基本風速、設計基準風速、およびフラッタ照査風速を以下に示す。
 風速倍率：フルード数相似側より、実橋換算風速は風洞風速の11.2倍 (= 125となる)。
 基本風速：U₁₀ = 50.0 m/s (模型値：U₁₀=4.27 m/s)
 設計基本風速：設計基準風速は下式で算出する。

式中の値を表4.2.4に示す。

$$U_z = \mu_1 \cdot U_{10} \quad \mu_1 = (Z/10)$$

表6.2.4 設計基準風速

基準高度 Z (m)	補正係数 μ ₁	設計基準風速 U _z (m/s)	
			模型値
81.5	1.23	61.5	5.25

フラッタ照査風速：フラッタ照査風速は下式で算出する。

ただし、フラッタ照査風速の風速変動に係る補正係数 μ_Fは、本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説(平成13年8月、本州四国連絡橋公団)⁸⁾を参考に1.08とする。式中の値を表6.2.5に示す。

$$U_F = 1.2 \times \mu_F \cdot U_z$$

表6.2.5 フラッタ照査風速

設計基準風速 U _z	変動風 補正係数 μ _F	フラッタ照査風速 U _F (m/s)	
			模型値
61.5	1.08	79.70	6.80

2) 計測システムと解析システム

計測システムは、気流計測機器(風速・温度・湿度・気圧)、応答変位計測機器(ビデオトラッカー・ポジションセンサー)、48チャンネルA/D変換器(GP-IB)および計測制御・データ記録用PC(パーソナルコンピューター)で構成する。なお、ビデオトラッカーの計測制御には別途2台のPCを用いる。解析システムは、計測用PCとネットワーク接続した解析用PC2台とプリンター、周辺機器によって構成する。計測・解析システムの構成図を図6.2.6に示す。なお、ビデオトラッカーの出力信号の時間遅れ(約40msec)を補正する目的で、ビデオトラッカー計測位置の1箇所をポジションセンサーでも重複して計測することとした。

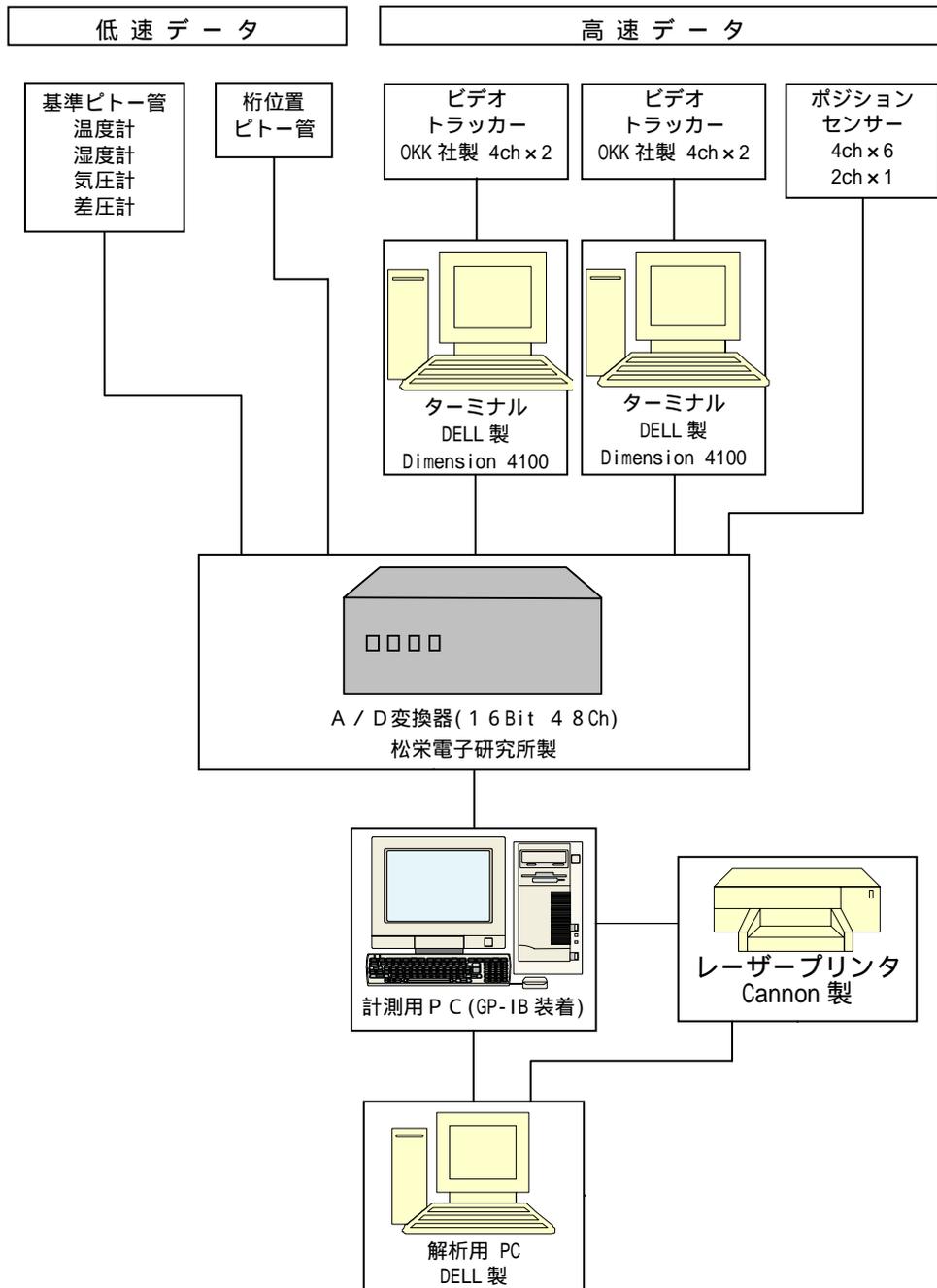


図 6.2.6 計測・解析システム構成図

3) 計測方法

気流計測には、風路内に設置した標準ピトー管と空気密度補正用の風路内温度計、計測室内気圧計、計測室内湿度計を使用した。耐風応答試験の際は、一様流位置に設置した基準ピトー管によって風速計測を行い、模型桁位置高さの風速への換算は、別途実施する気流特性試験結果を元に補正した。

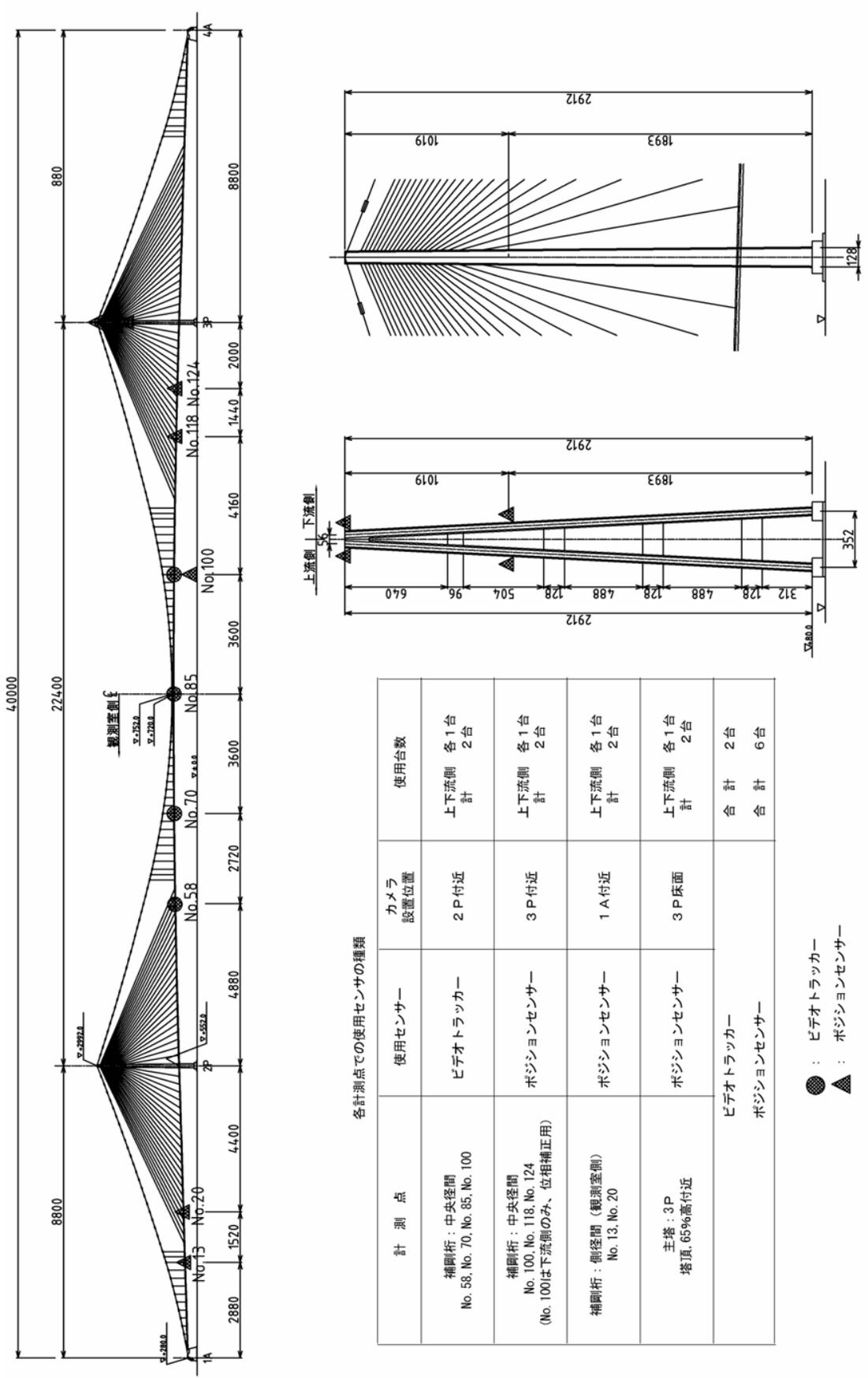
変位計測には、ビデオトラッカーおよびポジションセンサーを使用した。変位計測位置を図6.2.7に示す。また桁断面の計測点座標値を図6.2.8に、主搭断面の計測点座標を図6.2.9に示す。変位計測のサンプリング周波数は、気流計測と同様、ビデオトラッカーおよびポジションセンサーともに100Hzとした。

計測用PCの画面にリアルタイムで各測定点の変位データの時系列波形を表示させ計測を行い、時系列データをPCのハードディスクに保存した。各計測点において得られた変位の時系列データと測定点の原点座標から、風軸方向変位、風軸直角方向変位およびねじれ変位を計算し時系列解析を実施した。

図6.2.10に風軸方向変位、風軸直角方向変位およびねじれ変位の極性(正負方向)の定義を示す。また、計測に際して、照明(水銀灯)が模型表面に反射してポジションセンサーの感度が鈍化することを避けるため、計測機器のカメラ視野に入る模型表面の一部につや消し黒紙を貼ることにした。



写真 6.2.2 全橋模型

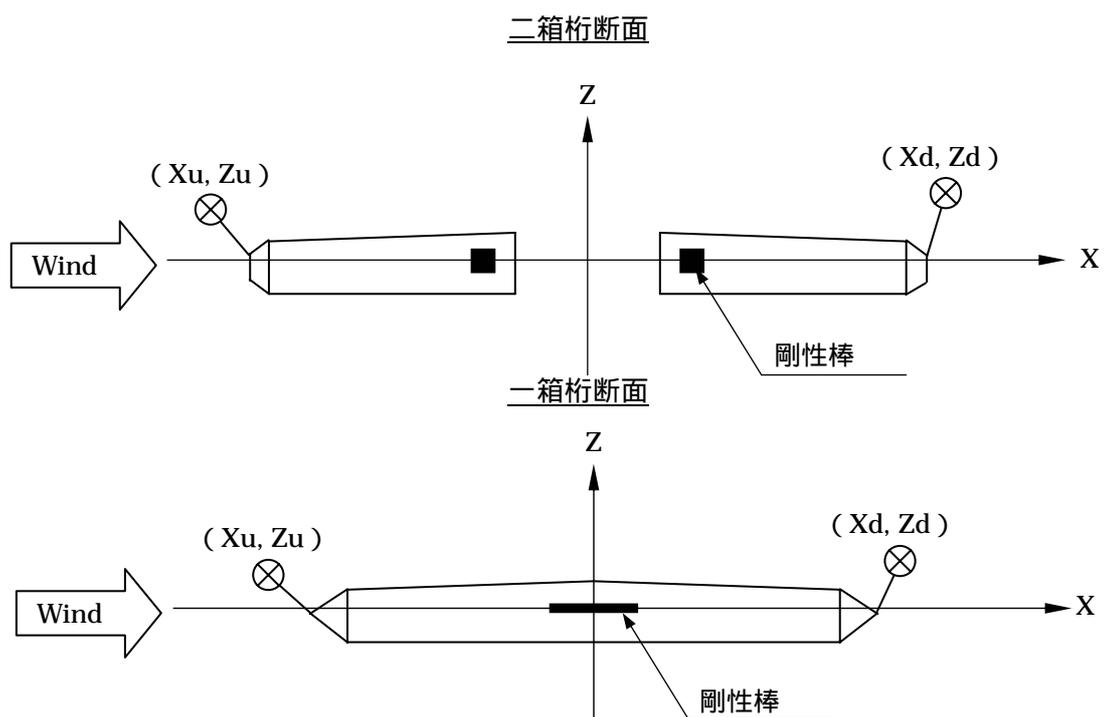


各計測点での使用センサーの種類

計測点	使用センサー	カメラ設置位置	使用台数
補脚桁：中央径間 No. 58, No. 70, No. 85, No. 100	ビデオトラッカー	2 P付近	上下流側 各1台 計 2台
補脚桁：中央径間 No. 100, No. 118, No. 124 (No. 100は下流側のみ、位相補正用)	ポジションセンサー	3 P付近	上下流側 各1台 計 2台
補脚桁：側径間（観測室側） No. 13, No. 20	ポジションセンサー	1 A付近	上下流側 各1台 計 2台
主塔：3P 塔頂, 65%高付近	ポジションセンサー	3 P床面	上下流側 各1台 計 2台
	ビデオトラッカー		合計 2台
	ポジションセンサー		合計 6台

● : ビデオトラッカー
▲ : ポジションセンサー

図 6.2.7 計測位置図



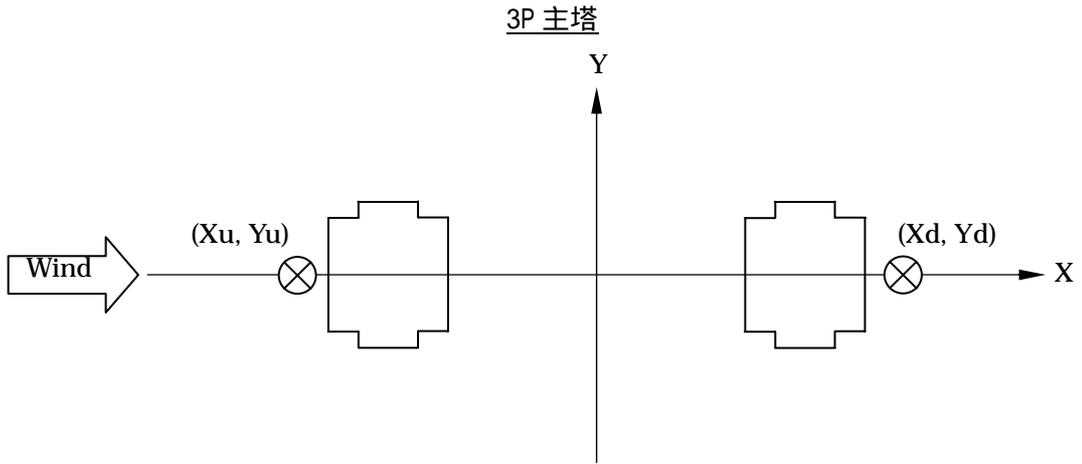
X: 橋軸直角水平軸 Z: 鉛直軸
 (X, Z) 座標の原点は、桁幅中心と剛性棒高さ中心の交点とする。

図 6.2.8 桁断面の計測点座標値

表 6.2.6 桁の計測点座標値

計測点	桁形状	使用計測機器	上流側		下流側		備考
			Xu(mm)	ZU(mm)	Xd(mm)	Zd(mm)	
No.13	二箱桁	PS	-141.15	-17.30	143.70	-16.72	
No.20	一箱桁		-124.55	-27.91	124.60	-22.73	
No.58	二箱桁	VT	-150.11	24.08	144.02	22.47	
No.70			-163.76	5.54	168.47	-67.85	
No.85			-216.51	59.53	210.04	39.55	
No.100			-239.32	-104.87	212.84	-126.78	
No.100	一箱桁	PS	---	---	215.76	-124.08	位相差確認
No.118			-126.29	-27.23	128.23	-26.56	
No.124			-124.75	-23.81	122.83	-23.39	

ここに, VT: ビデオトラッカー
 PS: ポジションセンサー



X : 橋軸直角水平軸 Y : 橋軸方向水平軸
 (X, Y) 座標の原点は、塔柱間隔中心と塔柱幅中心の交点とする。

計測点	使用計測機器	上流側		下流側	
		Xu(mm)	Yu(mm)	Xd(mm)	Yd(mm)
3P塔頂	PS	-80.21	0.00	82.21	0.00
3P65%高	PS	-119.83	0.00	129.33	0.00

ここに、PS : ポジションセンサー

図 6.2.9 主塔断面の計測点座標

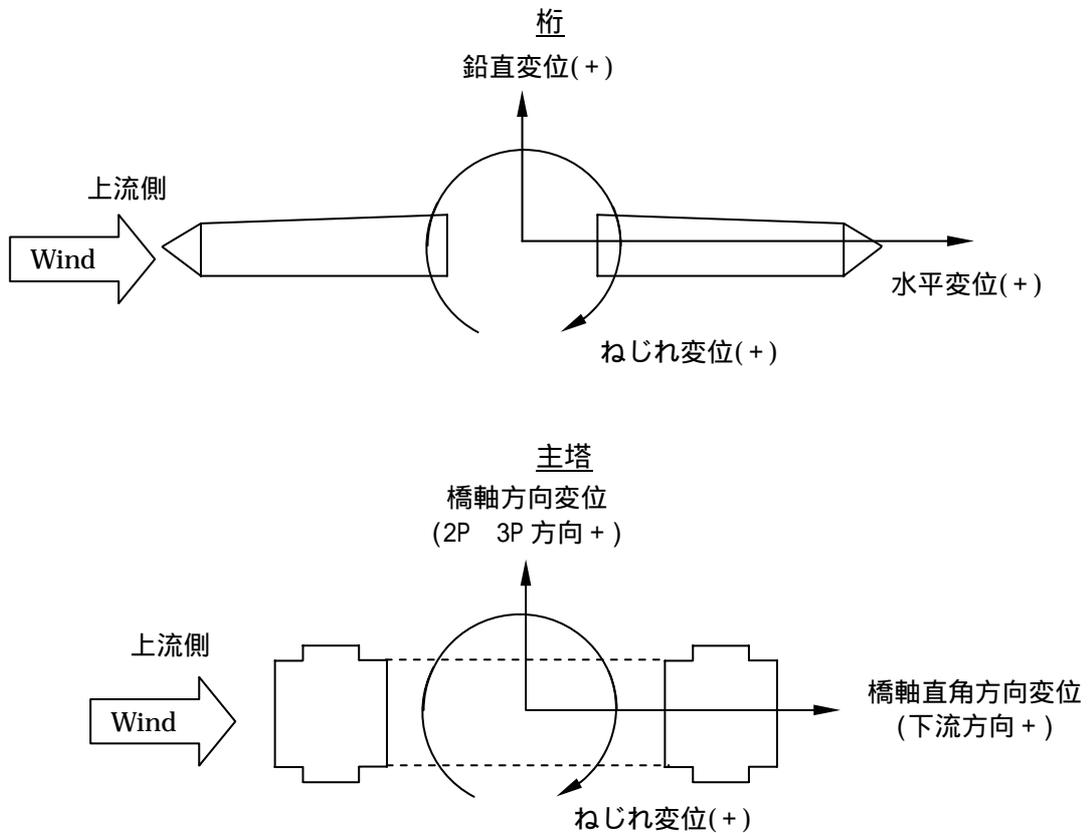


図 6.2.10 変位の極性

6.3 全橋模型の構造特性⁹⁾

対風応答試験に先立ち、全橋模型の固有振動数（鉛直、水平、ねじれ）を確認する動的特性試験と、静的な変形（鉛直、水平、ねじれ）を確認する重錘による静的特性試験を実施した。そのうち表 6.3.1 に動的特性試験における解析値と計測値の比較結果を示す。水平振動モードでは 6% 程度の差が生じているが、耐風性能で問題となるねじれ振動モードの差は 2% 以内に収まっている。また静的試験についても同様に各々の最大変位の差が 4% 以内と解析とよく一致した。

表 6.3.1 解析値と計測値の比較

	振動モード	試験No.	固有振動数 (Hz)			対数減衰率 測定値
			解析値	測定値	偏差 (%)	
1	水平曲げ対称1次モード	0.0.11		0.340	-3.3	0.013
		0.0.12	0.3516	0.340	-3.3	0.015
		0.0.13		0.343	-2.6	0.014
		平均値		0.341		0.014
2	水平曲げ逆対称1次モード	0.2.19		0.472	-6.3	0.019
		0.2.20	0.5038	0.473	-6.1	0.018
		0.2.21		0.472	-6.3	0.018
		平均値		0.472		0.019
3	鉛直曲げ対称1次モード	0.3.2		0.736	-0.5	0.010
		0.3.3	0.7399	0.735	-0.7	0.011
		0.3.4		0.735	-0.7	0.011
		平均値		0.735		0.011
4	鉛直曲げ対称2次モード	0.4.2		1.358	-1.4	0.012
		0.4.3	1.3779	1.358	-1.4	0.012
		0.4.4		1.358	-1.4	0.012
		平均値		1.358		0.012
5	鉛直曲げ逆対称1次モード	0.5.1		0.687	1.8	0.016
		0.5.2	0.6747	0.687	1.8	0.017
		0.5.3		0.685	1.5	0.021
		平均値		0.686		0.018
6	鉛直曲げ逆対称2次モード	0.6.1		1.160	-1.7	0.017
		0.6.2	1.1799	1.160	-1.7	0.017
		0.6.3		1.160	-1.7	0.016
		平均値		1.160		0.017
7	ねじれ対称1次モード	0.7.6		1.731	0.4	0.015
		0.7.7	1.7237	1.731	0.4	0.015
		0.7.8		1.730	0.4	0.015
		平均値		1.731		0.015
8	ねじれ逆対称1次モード	0.8.3		1.964	-1.9	0.008
		0.8.4	2.0017	1.964	-1.9	0.008
		0.8.5		1.965	-1.8	0.008
		平均値		1.964		0.008
9	ねじれ逆対称1次モード	0.9.1		2.630	0.0	0.007
		0.9.2	2.6437	2.627	0.0	0.007
		0.9.3		2.627	0.0	0.007
		平均値		2.628		0.007

注)1. 対数減衰率は以下の評価振幅領域の平均的な値である。

- 水平曲げ対称1次モード : 0.5mm ~ 3.0mm
- 水平曲げ逆対称1次モード : 0.5mm ~ 3.0mm
- 鉛直曲げ対称1次モード : 0.5mm ~ 3.0mm
- 鉛直曲げ対称2次モード : 0.5mm ~ 3.0mm
- 鉛直曲げ逆対称1次モード : 0.5mm ~ 3.0mm
- 鉛直曲げ逆対称2次モード : 0.5mm ~ 3.0mm
- ねじれ対称1次モード : 0.1deg. ~ 2.0deg.
- ねじれ逆対称1次モード : 0.1deg. ~ 2.0deg.

2. 加振は全て手加振により行った。

3. 偏差の算出式は以下の通りとする。

$$\text{偏差(\%)} = (\text{測定値} - \text{目標値}) / \text{目標値} \times 100$$

4. 解析値は実施模型モデルの値である。

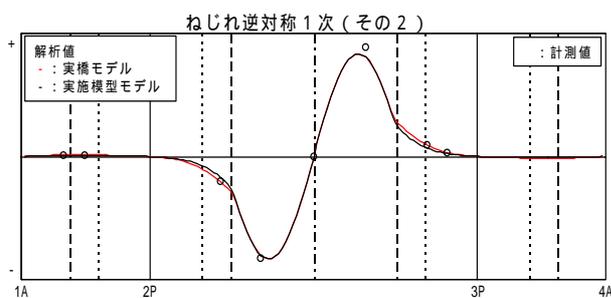
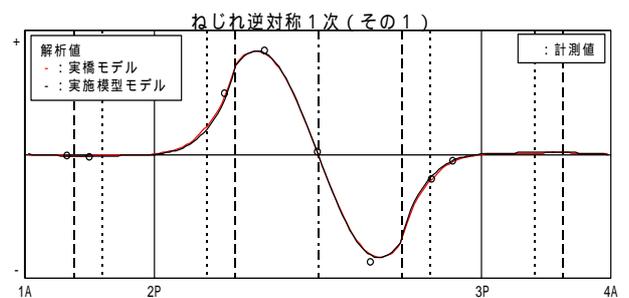
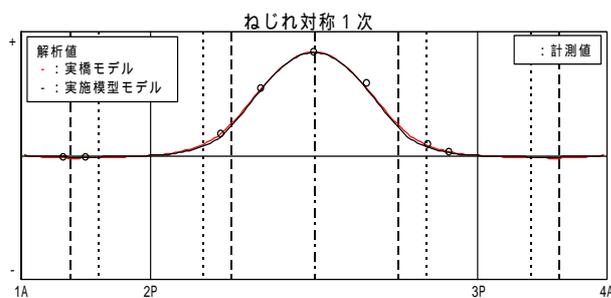
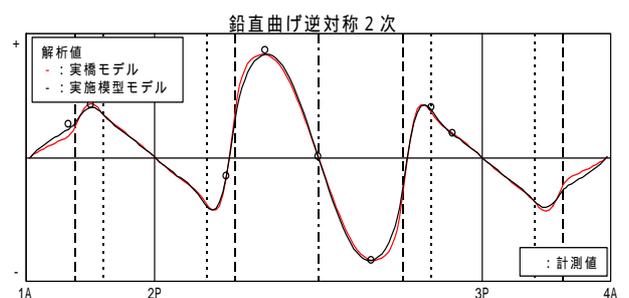
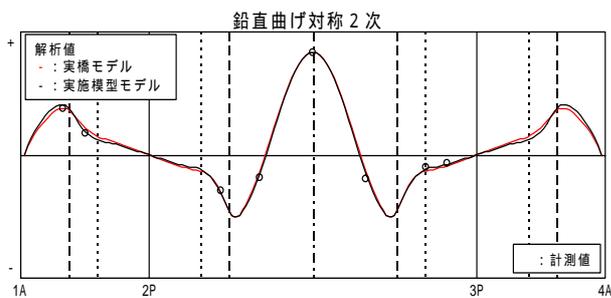
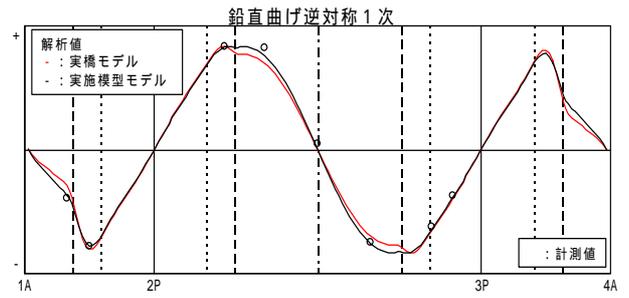
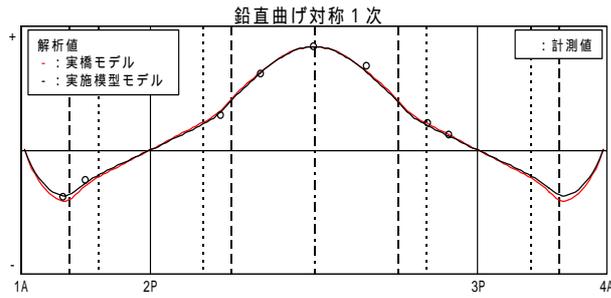
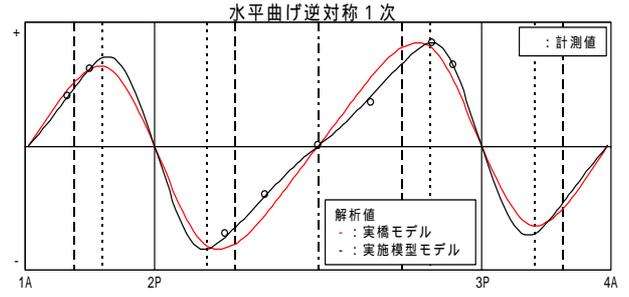
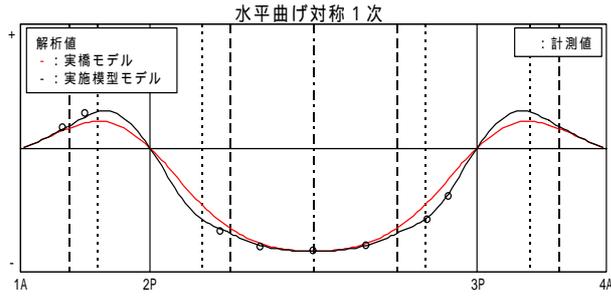


図 6.3.1 動的特性試験結果：振動モード

6.4 静的載荷試験

供試模型の剛性が正しく再現されているかの確認および変位計測システムのチェックを目的として、静的載荷試験を行った。

(1) 試験方法

計測のサンプリング間隔は $t = 10\text{msec}$ (サンプリング周波数 $f_s = 100\text{Hz}$)、サンプリング時間は $T = 60\text{sec}$ で、変位量はその平均値として計算した。

載荷方法は、桁への分布荷重あるいは集中荷重とした。荷重の種類は、鉛直方向載荷、水平方向載荷およびねじれ載荷の3種類とした。

a. 鉛直方向載荷

鉛直方向に載荷する荷重は、実橋の等分布活荷重 (P2) に相当する量を模型換算して、模型1ブロックごとに重錘 (鉛板) を用いて載荷した。載荷は2段階に分けて行い、載荷パターンは中央径間のみ載荷と全径間載荷の2パターンとした。重錘の載荷位置は、一箱桁で中央分離帯近傍、二箱桁で内側高欄近傍とし、桁にねじれ変位を生じさせないようにした。載荷パターンおよび各ブロックの載荷位置を図6.4.1、図6.4.2に示す。

b. 水平方向載荷

水平方向に載荷する荷重は、実橋の風荷重に相当する量を模型換算し、中央径間に作用する荷重を5点に集中荷重として載荷した。載荷は5段階に分けて行い、載荷方法は桁ブロック間の隙間から剛性棒にワイヤーを通し、ワイヤーに結ばれた重錘を桁下流に設置した支持台の滑車を介して下流方向へ載荷した。載荷位置および載荷方法を図6.4.3に示す。

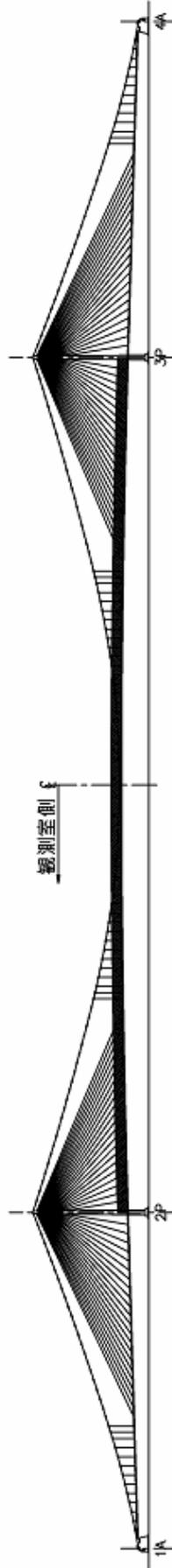
中央径間中央 (L/2 点) である桁 No.85 については、桁ブロック中央となるため、荷重が偏心しないよう桁 No.84・No.85 および桁 No.85・No.86 の隙間にそれぞれにワイヤーを通し、2本のワイヤーを1本に束ね重錘を取り付けた。

c. ねじれ載荷

ねじれ載荷する場合には、重錘を桁の上流側あるいは下流側のどちらか一方のみに偏心載荷する。ただし、中央径間と側径間では逆方向のトルクとなるようにする。載荷する重錘は鉛直方向載荷試験の1/2 (模型1ブロック当たり) とし、4段階に分けて載荷した。載荷パターンおよび各ブロックの載荷位置を図6.4.4、図6.4.5に示した。

荷重載荷パターン

載荷パターン (1) : 中央径間のみに載荷



載荷パターン (2) : 中央径間 + 両側径間に載荷

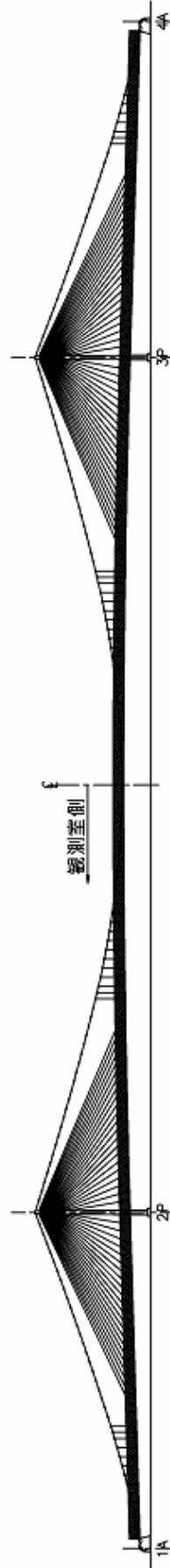
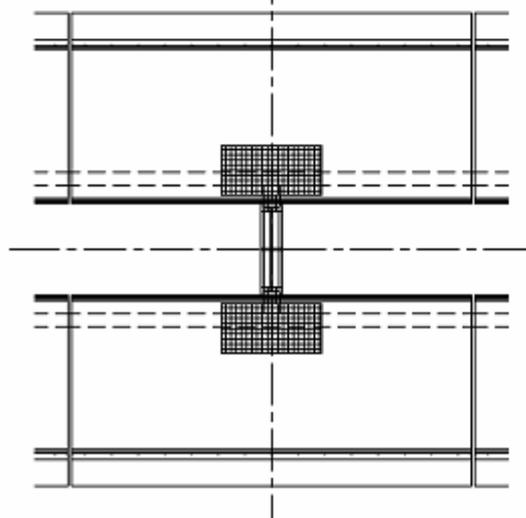
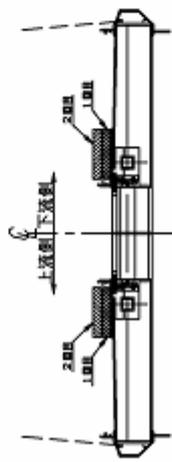


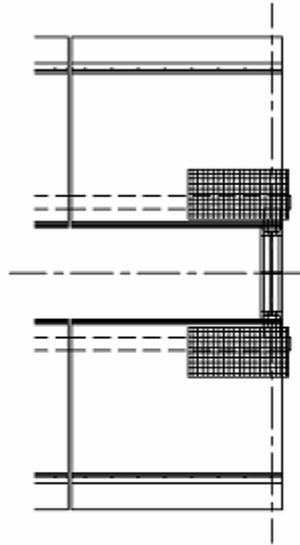
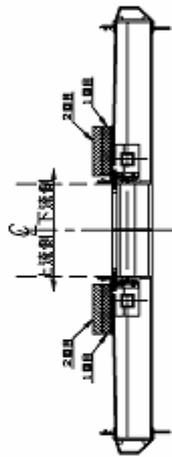
図6.4.1 鉛直方向載荷試験：載荷パターン

荷重載荷位置

二箱折部載荷位置
No.3~No.23
No.53~No.117
No.147~No.167



アンカー部載荷位置
No.2, No.168



一箱折部載荷位置
No.24~No.52
No.118~No.146

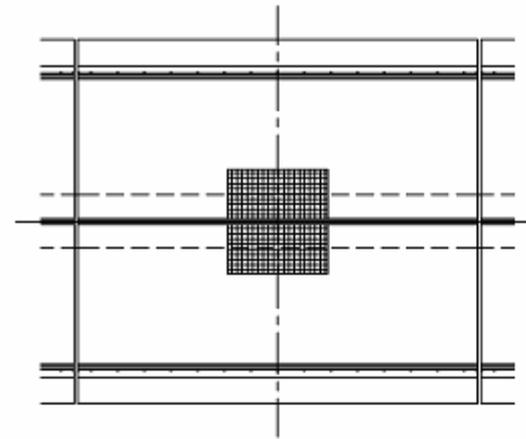
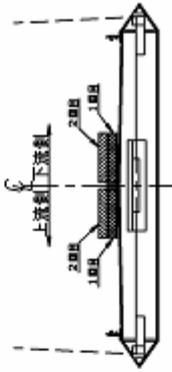
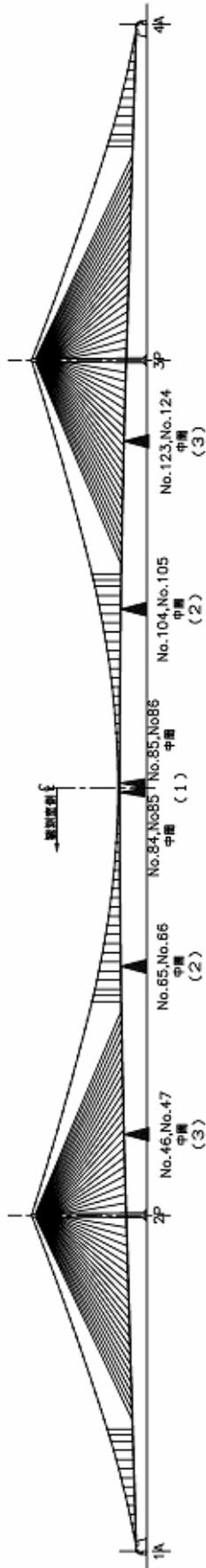
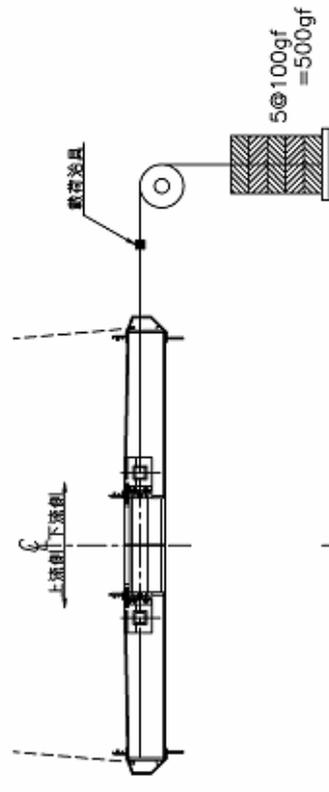


図6.4.2 鉛直方向載荷試験：各ブロック載荷位置

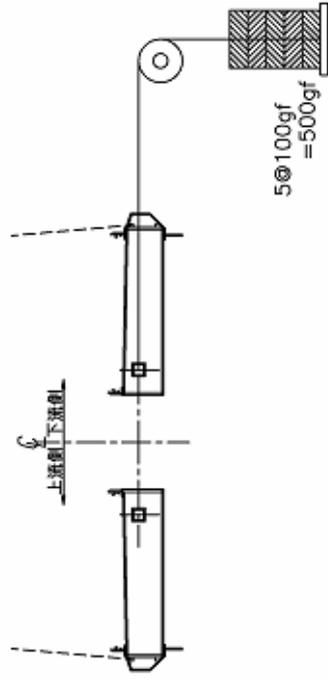
荷重載荷位置



(1) 中央径間中央部載荷方法



(2) 吊橋部（二箱桁部）載荷方法



(3) 斜張橋部（一箱桁部）載荷方法

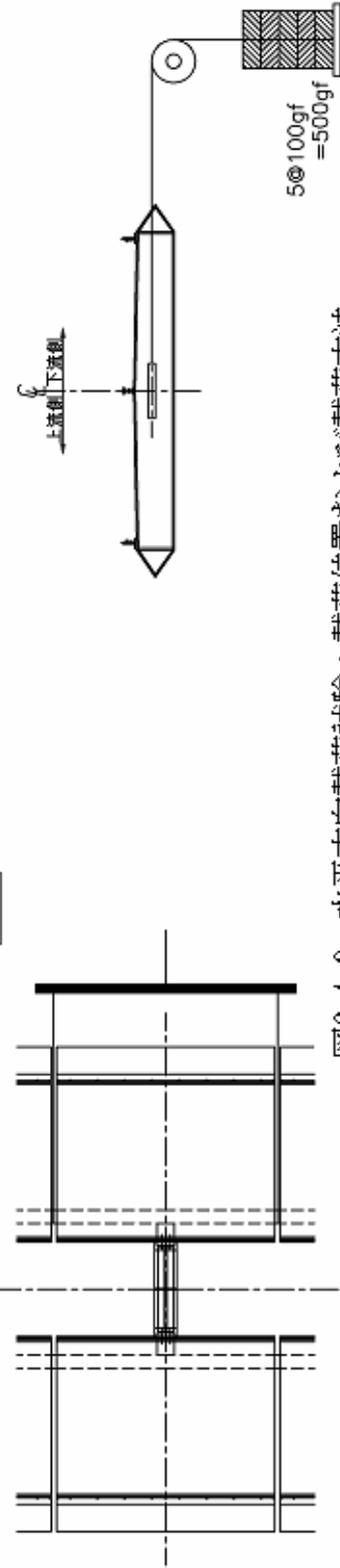
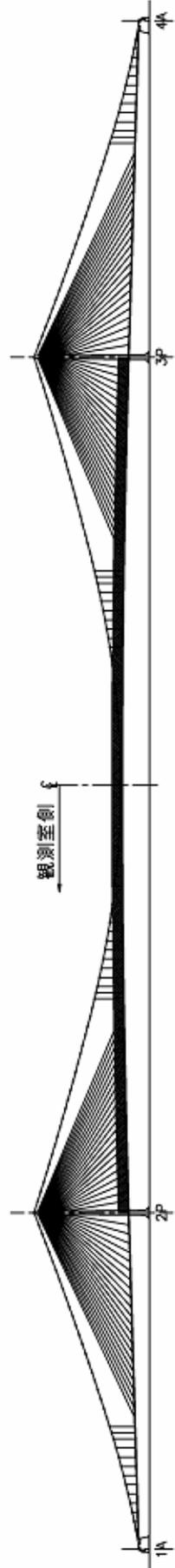


図6.4.3 水平方向載荷試験：載荷位置および載荷方法

荷重載荷パターン

載荷パターン (1) : 中央径間上流側に載荷

載荷パターン (2) : 中央径間下流側に載荷



載荷パターン (3) : 中央径間上流側 + 両側径間下流側に載荷

載荷パターン (4) : 中央径間下流側 + 両側径間上流側に載荷

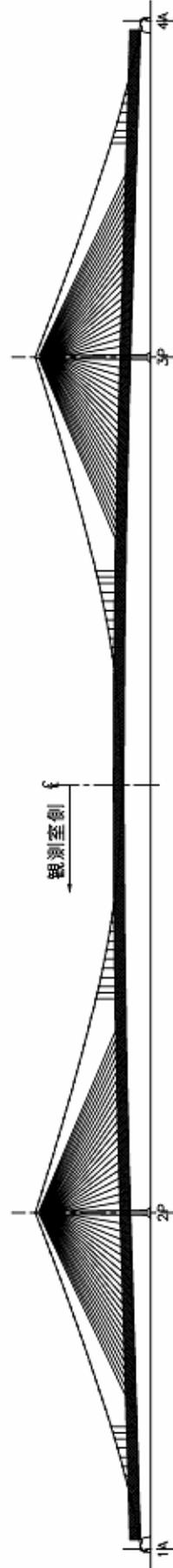
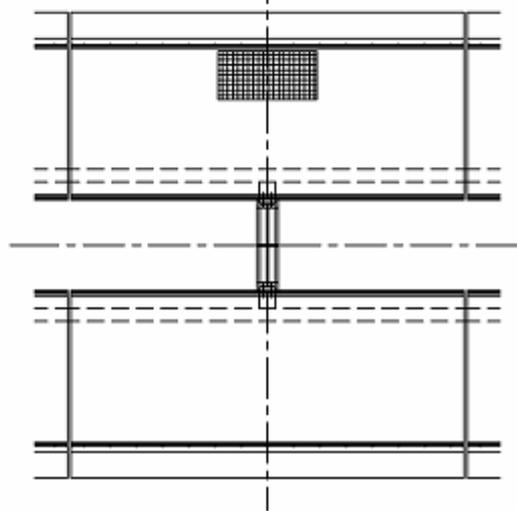
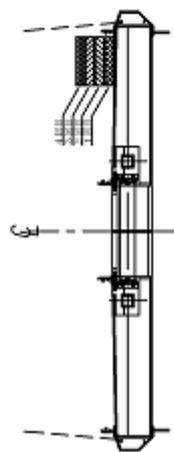


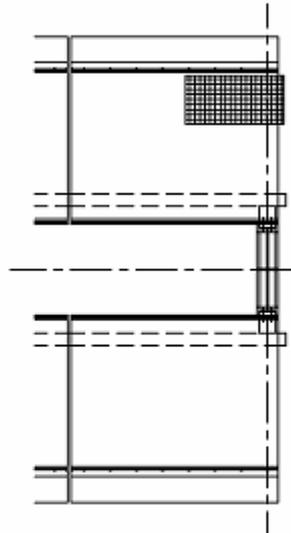
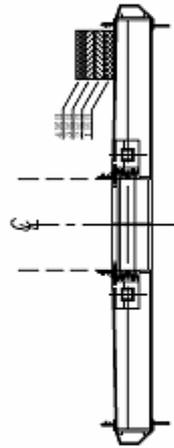
図6.4.4 ねじれ載荷：載荷パターン

荷重載荷位置

二箱折部載荷位置
No.3~No.23
No.53~No.117
No.147~No.167



アンカー部載荷位置
No.2 No.168



一箱折部載荷位置
No.24~No.52
No.118~No.146

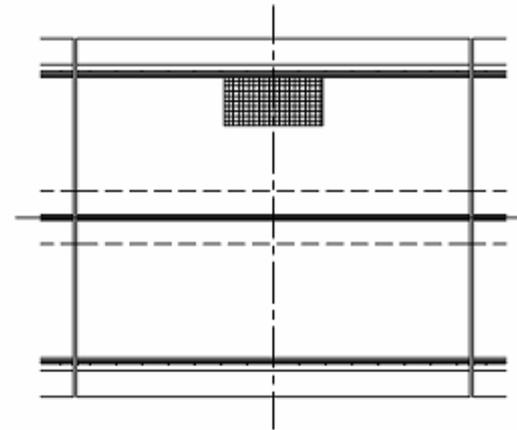
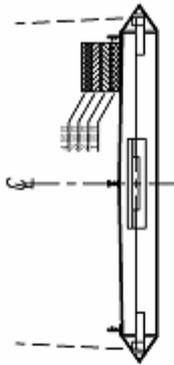


図6.4.5 ねじれ載荷：各ブロック載荷位置

(2) 試験結果

鉛直方向荷重試験結果を表 6.4.1, 6.4.2 および図 6.4.6 に, 水平方向荷重試験結果を表 6.4.3 ~ 6.4.5 および図 6.4.7 に, ねじれ荷重試験結果を表 6.4.6 ~ 6.4.15 および図 6.4.8, 6.4.9 に示す. 図表中の変位は, 計測した上下流の水平・鉛直変位から, 桁中心位置および塔中心位置の水平・鉛直・ねじれ変位に換算した値である. 鉛直方向荷重では, 鉛直変位に着目すれば, 計測値の方が解析値よりも小さな値を示す傾向にある. 解析値との偏差は中央径間の計測点で本州四国連絡橋耐風設計・同解説(2001) (平成 13 年 8 月、本州四国連絡橋公団)⁹⁾が目安とする $\pm 10\%$ 以内に入っており問題の無い範囲であるといえる.

水平方向荷重では, 水平変位に着目すれば, 計測値の方が解析値よりも大きな値を示す傾向にある. また, 中央径間 No.58, No.118 における誤差は小さくなく、特に No.118 では解析値との偏差は 10% をわずかに超えており、解析とは若干異なるモードで変形しているとも考えられる. また, 塔頂部の変位も荷重の増加とともに, 解析値より大きな変位を生じている. ただ, 桁の不安定につながる鉛直やねじれでなく水平方向であること、影響の大きい桁中央でないことや最大荷重の際に $\pm 10\%$ をわずかに超えているだけなので問題はないといえる.

ねじれ荷重では, ねじれ変位に着目すれば, パターン 1~4 のいずれのケースにおいても計測値の方が解析値よりも小さな値を示している. 水平変位に着目すると、解析値よりも計測値の方が大きな値を示す傾向にあることから, 水平変位が解析値より大き目に生じていることが, ねじれ変位が小さい値を示したことに関係していると考えられる. ただ, 解析値との偏差は中央径間の計測点で $\pm 10\%$ 以内に入っており, 問題の無い範囲の誤差であるといえる.

表6.4.1.1 鉛直方向載荷試験結果：載荷パターン1
鉛直方向載荷：載荷パターン1（全径間載荷）

載荷ケース	計測点	解析値			計測値			偏差鉛直変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
2枚/Block	側径間：No.13	0.78	0.00	0.00	0.85	0.11	-0.01	8.37
	側径間：No.20	1.65	0.00	0.00	1.64	0.15	-0.02	-0.66
	中央径間：No.58	-5.47	0.00	0.00	-5.44	-0.53	-0.03	-0.52
	中央径間：No.70	-11.79	0.00	0.00	-11.43	-0.39	0.01	-3.10
	中央径間：No.85	-15.06	0.00	0.00	-14.28	-0.01	-0.01	-5.20
	中央径間：No.100	-11.79	0.00	0.00	-11.52	0.15	-0.01	-2.35
	中央径間：No.118	-3.51	0.00	0.00	-3.37	0.12	0.01	-3.98
	中央径間：No.124	-1.87	0.00	0.00	-1.74	0.16	-0.01	-6.90
	3P主塔塔頂	-1.51	0.00	0.00	-1.51	-0.04	-0.01	-0.24
	3P主塔85%高	-0.58	0.00	0.00	-0.62	-0.06	0.01	6.93
4枚/Block	側径間：No.13	1.48	0.00	0.00	1.65	-0.01	0.01	11.67
	側径間：No.20	3.20	0.00	0.00	3.35	-0.06	0.06	4.78
	中央径間：No.58	-10.84	0.00	0.00	-10.83	-0.25	0.00	-0.15
	中央径間：No.70	-23.34	0.00	0.00	-23.05	-0.49	-0.06	-1.28
	中央径間：No.85	-29.78	0.00	0.00	-28.38	-0.17	0.02	-4.70
	中央径間：No.100	-23.34	0.00	0.00	-22.87	-0.05	-0.07	-2.01
	中央径間：No.118	-6.95	0.00	0.00	-6.82	0.15	0.00	-1.89
	中央径間：No.124	-3.68	0.00	0.00	-3.48	0.24	-0.03	-5.51
	3P主塔塔頂	-3.00	0.00	0.00	-2.98	-0.02	-0.04	-0.66
	3P主塔85%高	-1.14	0.00	0.00	-1.22	-0.04	0.01	6.49

注1)主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2)偏差の算出は、偏差(%)=(計測値-解析値)/解析値×100とする。

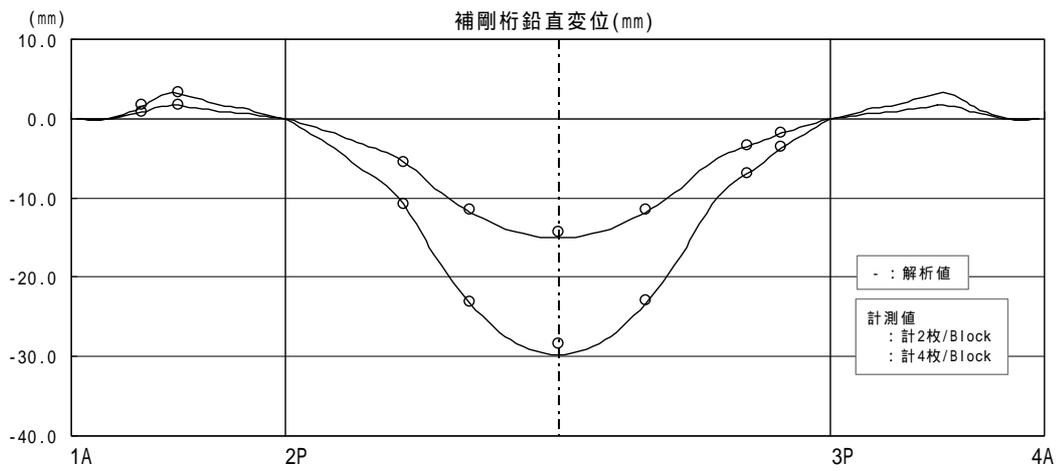
表6.4.4.2 鉛直方向載荷試験結果：載荷パターン2

鉛直方向載荷試験：載荷パターン2（中央径間のみ載荷）

載荷ケース	計測点	解析値			計測値			偏差鉛直変位 (%)	
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)		
2枚/Block	側径間：No.13	7.21	0.00	0.00	7.49	-0.04	-0.03	3.87	
	側径間：No.20	6.04	0.00	0.00	6.12	-0.01	-0.03	1.37	
	中央径間：No.58	-8.59	0.00	0.00	-8.23	-0.90	-0.18	-4.21	
	中央径間：No.70	-16.13	0.00	0.00	-15.99	-0.33	-0.03	-0.85	
	中央径間：No.85	-20.05	0.00	0.00	-19.19	0.03	-0.01	-4.29	
	中央径間：No.100	-16.13	0.00	0.00	-15.76	-0.21	-0.03	-2.28	
	中央径間：No.118	-5.95	0.00	0.00	-5.99	-0.34	0.00	0.71	
	中央径間：No.124	-3.38	0.00	0.00	-3.35	-0.23	-0.03	-1.02	
	3P主塔塔頂	-2.85	0.00	0.00	-2.90	0.01	-0.03	1.74	
	3P主塔65%高	-1.62	0.00	0.00	-1.73	-0.02	0.02	7.06	
	4枚/Block	側径間：No.13	13.91	0.00	0.00	14.49	0.11	-0.04	4.18
		側径間：No.20	11.76	0.00	0.00	12.17	0.23	-0.04	3.48
中央径間：No.58		-16.86	0.00	0.00	-16.68	-2.05	-0.08	-1.06	
中央径間：No.70		-31.59	0.00	0.00	-31.32	-1.09	0.12	-0.87	
中央径間：No.85		-39.24	0.00	0.00	-37.93	-0.51	0.08	-3.33	
中央径間：No.100		-31.59	0.00	0.00	-30.97	-0.75	0.01	-1.96	
中央径間：No.118		-11.66	0.00	0.00	-11.66	-1.24	0.06	0.03	
中央径間：No.124		-6.62	0.00	0.00	-6.44	-0.71	-0.04	-2.76	
3P主塔塔頂		-5.57	0.00	0.00	-5.77	-0.23	-0.05	3.51	
3P主塔65%高		-3.19	0.00	0.00	-3.43	-0.20	0.01	7.73	

注1) 主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2) 偏差の算出は、偏差(%) = (計測値 - 解析値) / 解析値 × 100とする。



(a) 荷重パターン 1 : 全径間荷重

(b) 荷重パターン 2 : 中央径間のみ荷重

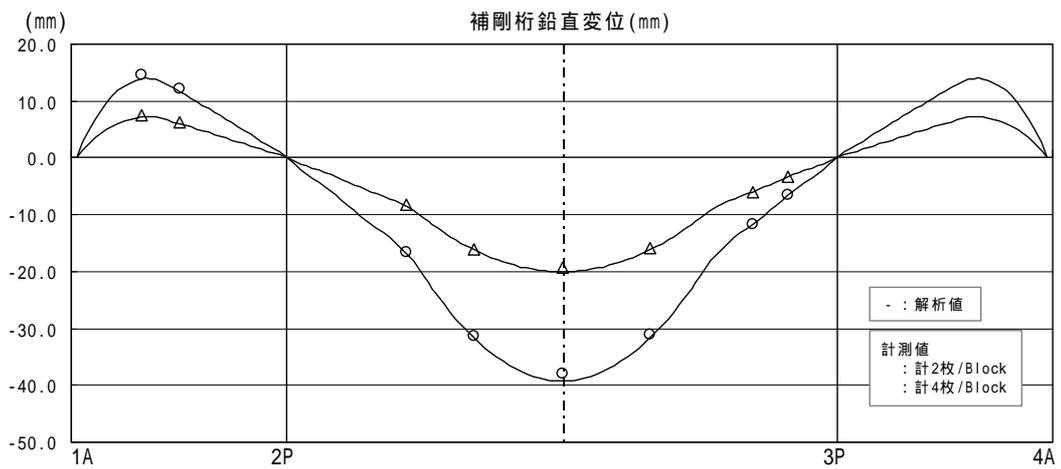


図 6.4.6 鉛直方向荷重試験結果

表6.4.3 水平方向載荷試験結果 (その1)

載荷 ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 水平変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
100gf/点	側径間: No.13	-0.06	-5.50	0.20	-0.20	-6.24	0.25	13.60
	側径間: No.20	-0.22	-9.34	0.25	-0.39	-10.66	0.38	14.21
	中央径間: No.58	0.16	27.25	-0.21	-0.04	32.92	-0.42	20.80
	中央径間: No.70	0.17	30.58	-0.35	0.17	33.36	-0.46	9.09
	中央径間: No.85	0.17	31.63	-0.42	-0.05	34.08	-0.67	7.73
	中央径間: No.100	0.17	30.58	-0.35	-0.13	34.23	-0.66	11.92
	中央径間: No.118	0.14	24.20	-0.06	0.03	32.18	-0.24	33.00
	中央径間: No.124	0.10	16.46	0.07	0.01	20.62	0.02	25.22
	3 P主塔塔頂	-0.01	0.37	0.01	-0.02	0.66	0.00	76.27
	3 P主塔65%高	-0.01	0.17	0.01	0.01	0.22	-0.01	32.61
200gf/点	側径間: No.13	-0.24	-10.96	0.40	-0.50	-12.04	0.49	9.84
	側径間: No.20	-0.89	-18.62	0.49	-1.26	-20.53	0.74	10.26
	中央径間: No.58	0.63	54.42	-0.41	0.64	61.52	-0.55	13.06
	中央径間: No.70	0.68	61.08	-0.70	0.61	64.76	-0.89	6.02
	中央径間: No.85	0.68	63.19	-0.84	1.16	66.67	-1.14	5.50
	中央径間: No.100	0.68	61.08	-0.70	1.06	65.72	-0.96	7.59
	中央径間: No.118	0.56	48.30	-0.13	0.35	59.46	-0.37	23.09
	中央径間: No.124	0.39	32.86	0.15	0.21	38.94	0.05	18.50
	3 P主塔塔頂	-0.04	0.75	0.03	-0.11	1.10	-0.05	47.03
	3 P主塔65%高	-0.04	0.33	0.01	-0.04	0.37	-0.02	10.24

注1) 主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。
 注2) 偏差の算出は、偏差(%) = (計測値 - 解析値) / 解析値 × 100とする。

表6.4.4 水平方向載荷試験結果 (その2)

載荷 ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 水平変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
300gf/点	側径間: No.13	-0.53	-16.37	0.60	-0.96	-17.66	0.73	7.87
	側径間: No.20	-2.00	-27.81	0.74	-2.64	-30.12	1.08	8.32
	中央径間: No.58	1.40	81.41	-0.61	1.50	90.15	-0.76	10.73
	中央径間: No.70	1.52	91.44	-1.04	1.26	95.90	-1.30	4.88
	中央径間: No.85	1.53	94.61	-1.25	2.64	98.76	-1.59	4.38
	中央径間: No.100	1.52	91.44	-1.04	2.18	96.36	-1.30	5.38
	中央径間: No.118	1.26	72.24	-0.19	1.06	84.11	-0.51	16.43
	中央径間: No.124	0.86	49.14	0.22	0.63	56.09	0.05	14.15
	3 P 主塔塔頂	-0.07	1.12	0.04	-0.17	1.74	-0.06	55.74
	3 P 主塔85%高	-0.07	0.50	0.02	-0.09	0.61	-0.03	22.12
	側径間: No.13	-0.94	-21.69	0.79	-1.53	-23.08	0.95	6.43
	側径間: No.20	-3.53	-36.85	0.98	-4.48	-39.49	1.43	7.15
400gf/点	中央径間: No.58	2.48	108.16	-0.80	2.59	118.31	-0.90	9.38
	中央径間: No.70	2.70	121.58	-1.37	2.44	126.92	-1.57	4.40
	中央径間: No.85	2.71	125.83	-1.65	3.77	130.63	-2.14	3.81
	中央径間: No.100	2.70	121.58	-1.37	3.34	127.01	-1.61	4.47
	中央径間: No.118	2.22	95.93	-0.24	2.00	108.35	-0.64	12.95
	中央径間: No.124	1.52	65.22	0.30	1.21	72.99	0.08	11.91
	3 P 主塔塔頂	-0.11	1.49	0.06	-0.22	2.29	-0.06	54.01
	3 P 主塔85%高	-0.10	0.66	0.02	-0.12	0.81	-0.03	21.99

注1) 主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2) 偏差の算出は、偏差(%) = (計測値 - 解析値) / 解析値 × 100とする。

表6.4.5 水平方向載荷試験結果 (その3)

載荷 ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 水平変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
500gf/点	側径間: No.13	-1.46	-26.89	0.99	-2.20	-28.24	1.15	5.01
	側径間: No.20	-5.45	-45.72	1.23	-6.78	-48.49	1.77	6.06
	中央径間: No.58	3.84	134.60	-0.99	4.16	146.20	-1.06	8.62
	中央径間: No.70	4.19	151.43	-1.70	3.74	157.51	-1.88	4.01
	中央径間: No.85	4.21	156.78	-2.03	3.98	160.52	-2.41	2.38
	中央径間: No.100	4.19	151.43	-1.70	4.51	157.63	-2.08	4.09
	中央径間: No.118	3.45	119.29	-0.29	3.19	132.25	-0.76	10.87
	中央径間: No.124	2.36	81.07	0.38	1.92	89.65	0.10	10.58
	3P主塔塔頂	-0.15	1.85	0.07	-0.27	2.79	-0.04	50.66
	3P主塔65%高	-0.15	0.82	0.03	-0.16	0.93	-0.03	13.32

注1) 主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2) 偏差の算出は、偏差(%) = (計測値 - 解析値) / 解析値 × 100とする。

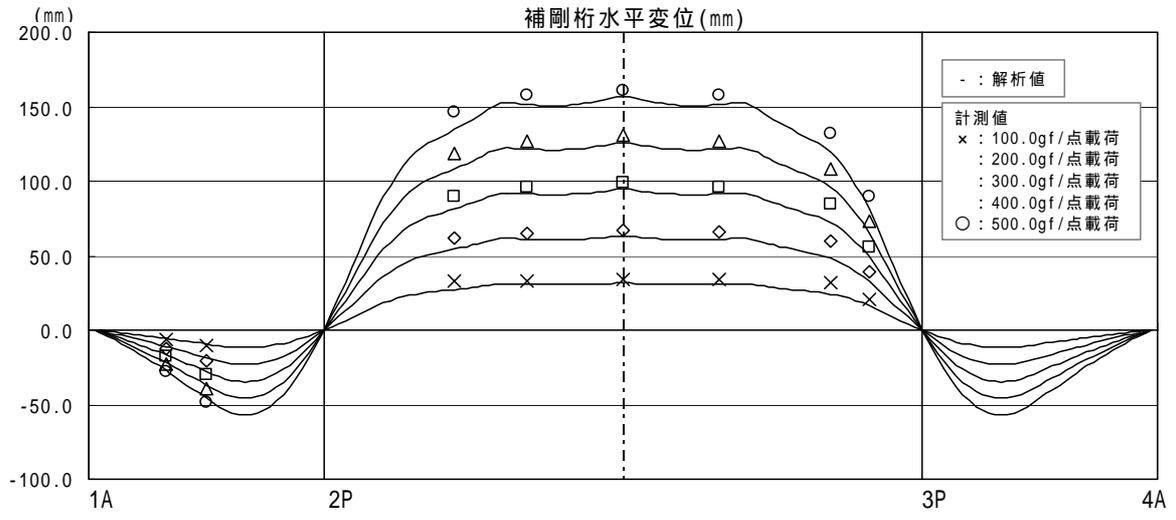


図 6.4.7 水平方向載荷試験結果

表6.4.6 ねじれ載荷試験結果：載荷パターン1（その1）

ねじれ載荷：載荷パターン1（中央径間上流側載荷）

載荷ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 ねじれ変位 (%)	
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)		
1枚/Block	側径間：No.13	3.67	-0.26	0.04	3.86	-0.32	0.03	-31.87	
	側径間：No.20	3.06	-0.43	0.05	3.16	-0.55	0.04	-12.45	
	中央径間：No.58	-4.34	0.66	-0.51	-4.41	0.88	-0.49	-4.22	
	中央径間：No.70	-8.15	0.49	-1.08	-7.92	0.51	-1.03	-5.13	
	中央径間：No.85	-10.13	0.48	-1.40	-9.87	0.48	-1.32	-5.73	
	中央径間：No.100	-8.15	0.49	-1.08	-8.29	0.91	-1.06	-2.30	
	中央径間：No.118	-3.00	0.87	-0.33	-3.03	0.93	-0.31	-4.70	
	中央径間：No.124	-1.71	0.71	-0.16	-1.68	0.74	-0.15	-8.80	
	3P主塔塔頂	-1.50	0.01	-0.12	-1.46	0.02	-0.10	-15.04	
	3P主塔65%高	-0.88	0.01	-0.05	-0.87	-0.01	-0.03	-32.16	
	2枚/Block	側径間：No.13	7.20	-0.50	0.08	7.51	-0.63	0.06	-33.06
		側径間：No.20	6.03	-0.83	0.10	6.24	-1.04	0.08	-16.16
		中央径間：No.58	-8.58	1.30	-1.02	-8.69	1.60	-0.95	-7.08
		中央径間：No.70	-16.10	1.02	-2.15	-15.81	0.96	-1.95	-9.22
中央径間：No.85		-20.01	1.04	-2.78	-19.11	1.00	-2.52	-9.43	
中央径間：No.100		-16.10	1.02	-2.15	-15.71	1.49	-2.03	-5.76	
中央径間：No.118		-5.94	1.69	-0.65	-5.99	1.84	-0.65	-0.30	
中央径間：No.124		-3.38	1.39	-0.33	-3.34	1.45	-0.32	-3.69	
3P主塔塔頂		-2.96	0.02	-0.24	-2.88	-0.02	-0.19	-19.91	
3P主塔65%高		-1.75	0.02	-0.10	-1.71	-0.02	-0.06	-41.48	

注1)主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2)偏差の算出は、偏差(%)=(計測値-解析値)/解析値×100とする。

表6.4.7 ねじれ載荷試験結果：載荷パターン1（その2）

ねじれ載荷：載荷パターン1（中央径間上流側載荷）

載荷ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 ねじれ変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
3枚/Block	側径間：No.13	10.61	-0.72	0.12	11.06	-0.90	0.08	-34.26
	側径間：No.20	8.93	-1.21	0.15	9.22	-1.49	0.13	-14.47
	中央径間：No.58	-12.75	1.93	-1.53	-12.81	2.34	-1.46	-5.00
	中央径間：No.70	-23.87	1.60	-3.21	-23.42	1.54	-2.90	-9.49
	中央径間：No.85	-29.66	1.66	-4.14	-28.35	1.58	-3.84	-7.18
	中央径間：No.100	-23.87	1.60	-3.21	-22.98	2.26	-3.01	-6.01
	中央径間：No.118	-8.82	2.47	-0.98	-8.91	2.66	-0.98	-0.23
	中央径間：No.124	-5.01	2.02	-0.49	-4.92	2.12	-0.48	-3.08
	3P主塔塔頂	-4.39	0.04	-0.35	-4.30	-0.03	-0.26	-25.69
	3P主塔65%高	-2.61	0.03	-0.14	-2.54	-0.10	-0.09	-40.03
4枚/Block	側径間：No.13	13.89	-0.92	0.16	14.46	-1.35	0.11	-30.88
	側径間：No.20	11.74	-1.56	0.19	12.17	-2.20	0.19	-3.32
	中央径間：No.58	-16.83	2.54	-2.03	-16.98	3.62	-1.94	-4.79
	中央径間：No.70	-31.48	2.22	-4.25	-31.32	2.58	-4.07	-4.10
	中央径間：No.85	-39.08	2.34	-5.48	-37.83	2.77	-5.19	-5.35
	中央径間：No.100	-31.48	2.22	-4.25	-30.57	3.14	-4.12	-2.95
	中央径間：No.118	-11.63	3.21	-1.30	-11.78	4.42	-1.36	4.39
	中央径間：No.124	-6.61	2.62	-0.65	-6.50	3.14	-0.64	-2.09
	3P主塔塔頂	-5.79	0.05	-0.47	-5.75	-0.09	-0.34	-27.33
	3P主塔65%高	-3.45	0.05	-0.19	-3.39	-0.18	-0.12	-36.56

注1)主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2)偏差の算出は、偏差(%)=(計測値-解析値)/解析値×100とする。

表6.4.8 ねじれ載荷試験結果：載荷パターン2（その1）
ねじれ載荷：載荷パターン2（中央径間下流側載荷）

載荷 ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 ねじれ変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
1枚/Block	側径間：No.13	3.67	0.26	-0.04	3.87	0.37	-0.05	16.56
	側径間：No.20	3.06	0.43	-0.05	3.19	0.65	-0.07	36.92
	中央径間：No.58	-4.34	-0.66	0.51	-4.37	-1.42	0.49	-4.80
	中央径間：No.70	-8.15	-0.49	1.08	-7.95	-1.20	1.03	-4.99
	中央径間：No.85	-10.13	-0.48	1.40	-9.68	-0.75	1.28	-8.47
	中央径間：No.100	-8.15	-0.49	1.08	-8.15	-0.85	1.03	-5.21
	中央径間：No.118	-3.00	-0.87	0.33	-2.96	-1.26	0.35	5.43
	中央径間：No.124	-1.71	-0.71	0.16	-1.67	-0.95	0.15	-10.32
	3P主塔塔頂	-1.38	-0.01	0.12	-1.44	-0.06	0.07	-41.01
	3P主塔65%高	-0.75	-0.01	0.05	-0.87	-0.05	0.04	-17.25
	側径間：No.13	7.20	0.50	-0.08	7.55	0.67	-0.10	20.08
	側径間：No.20	6.03	0.83	-0.10	6.25	1.16	-0.14	38.46
	中央径間：No.58	-8.58	-1.30	1.02	-8.65	-2.41	0.97	-5.57
	中央径間：No.70	-16.10	-1.02	2.15	-15.70	-2.11	2.11	-1.98
2枚/Block	中央径間：No.85	-20.01	-1.04	2.78	-19.32	-1.58	2.59	-6.87
	中央径間：No.100	-16.10	-1.02	2.15	-16.23	-1.68	2.11	-1.90
	中央径間：No.118	-5.94	-1.69	0.65	-5.86	-2.42	0.69	5.50
	中央径間：No.124	-3.38	-1.39	0.33	-3.28	-1.86	0.29	-10.96
	3P主塔塔頂	-2.73	-0.02	0.24	-2.92	-0.03	0.12	-51.00
	3P主塔65%高	-1.48	-0.02	0.10	-1.72	-0.06	0.08	-14.37

注1)主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2)偏差の算出は、偏差(%)=(計測値-解析値)/解析値×100とする。

表6.4.9 ねじれ載荷試験結果：載荷パターン2（その2）

ねじれ載荷：載荷パターン2（中央径間下流側載荷）

載荷ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 ねじれ変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
3枚/Block	側径間：No.13	10.61	0.72	-0.12	11.10	0.96	-0.15	20.32
	側径間：No.20	8.93	1.21	-0.15	9.24	1.68	-0.21	40.30
	中央径間：No.58	-12.75	-1.93	1.53	-12.86	-3.62	1.44	-5.84
	中央径間：No.70	-23.87	-1.60	3.21	-23.49	-3.29	3.11	-3.07
	中央径間：No.85	-29.66	-1.66	4.14	-29.01	-2.45	3.98	-3.94
	中央径間：No.100	-23.87	-1.60	3.21	-23.94	-2.85	3.17	-1.24
	中央径間：No.118	-8.82	-2.47	0.98	-8.68	-3.44	1.04	6.20
	中央径間：No.124	-5.01	-2.02	0.49	-4.87	-2.66	0.43	-12.18
	3P主塔塔頂	-4.05	-0.04	0.35	-4.36	-0.05	0.24	-31.61
	3P主塔65%高	-2.20	-0.03	0.14	-2.58	-0.10	0.13	-6.93
4枚/Block	側径間：No.13	13.89	0.92	-0.16	14.46	1.14	-0.20	20.63
	側径間：No.20	11.74	1.56	-0.19	12.06	2.01	-0.23	18.63
	中央径間：No.58	-16.83	-2.54	2.03	-17.31	-4.73	1.95	-4.05
	中央径間：No.70	-31.48	-2.22	4.25	-30.84	-4.23	4.22	-0.50
	中央径間：No.85	-39.08	-2.34	5.48	-38.00	-3.49	5.26	-3.98
	中央径間：No.100	-31.48	-2.22	4.25	-30.64	-4.15	4.16	-2.03
	中央径間：No.118	-11.63	-3.21	1.30	-11.44	-4.69	1.39	7.18
	中央径間：No.124	-6.61	-2.62	0.65	-6.40	-3.57	0.55	-15.54
	3P主塔塔頂	-5.34	-0.05	0.47	-5.76	-0.12	0.35	-26.37
	3P主塔65%高	-2.91	-0.05	0.19	-3.43	-0.21	0.19	0.65

注1)主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2)偏差の算出は、偏差(%)=(計測値-解析値)/解析値×100とする。

表6.4.10 ねじれ載荷試験結果：載荷パターン3（その1）
ねじれ載荷：載荷パターン3（中央径間上流側+両側径間下流側載荷）

載荷ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 ねじれ変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
1枚/Block	側径間：No.13	0.40	-0.39	0.50	0.43	-0.55	0.49	-1.41
	側径間：No.20	0.84	-0.79	0.38	0.81	-1.04	0.44	16.40
	中央径間：No.58	-2.74	0.95	-0.54	-2.73	1.72	-0.51	-5.79
	中央径間：No.70	-5.92	0.67	-1.11	-5.94	0.88	-1.05	-5.62
	中央径間：No.85	-7.57	0.62	-1.43	-7.36	0.77	-1.35	-5.98
	中央径間：No.100	-5.92	0.67	-1.11	-5.90	1.15	-1.10	-1.20
	中央径間：No.118	-1.77	1.21	-0.35	-1.77	1.47	-0.36	1.77
	中央径間：No.124	-0.94	1.01	-0.18	-0.94	1.17	-0.17	-6.27
	3P主塔塔頂	-0.83	0.01	-0.15	-0.74	0.00	-0.13	-13.71
	3P主塔65%高	-0.38	0.00	-0.07	-0.32	0.01	-0.06	-15.79
2枚/Block	側径間：No.13	0.78	-0.76	0.99	0.85	-1.02	0.98	-1.18
	側径間：No.20	1.64	-1.56	0.75	1.63	-1.95	0.88	16.63
	中央径間：No.58	-5.46	1.89	-1.08	-5.46	2.89	-1.03	-4.83
	中央径間：No.70	-11.76	1.38	-2.21	-11.65	1.60	-2.05	-7.08
	中央径間：No.85	-15.02	1.31	-2.84	-14.14	1.45	-2.59	-8.99
	中央径間：No.100	-11.76	1.38	-2.21	-11.33	2.19	-2.08	-6.06
	中央径間：No.118	-3.51	2.40	-0.70	-3.54	3.02	-0.72	2.22
	中央径間：No.124	-1.86	1.99	-0.36	-1.83	2.43	-0.34	-4.69
	3P主塔塔頂	-1.66	0.02	-0.30	-1.54	0.00	-0.26	-15.22
	3P主塔65%高	-0.77	0.01	-0.13	-0.62	0.01	-0.12	-11.61

注1)主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2)偏差の算出は、偏差(%)=(計測値-解析値)/解析値×100とする。

表6.4.11 ねじれ載荷試験結果：載荷パターン3（その2）

ねじれ載荷：載荷パターン3（中央径間上流側+両側径間下流側載荷）

載荷ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 ねじれ変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
3枚/Block	側径間：No.13	1.13	-1.12	1.48	1.21	-1.47	1.45	-2.01
	側径間：No.20	2.42	-2.32	1.13	2.41	-2.32	1.30	15.08
	中央径間：No.58	-8.15	2.83	-1.61	-8.11	4.06	-1.53	-5.08
	中央径間：No.70	-17.53	2.14	-3.30	-17.32	2.49	-3.04	-7.81
	中央径間：No.85	-22.37	2.06	-4.24	-21.29	2.38	-3.93	-7.29
	中央径間：No.100	-17.53	2.14	-3.30	-16.62	3.13	-3.12	-5.19
	中央径間：No.118	-5.23	3.56	-1.05	-5.26	4.72	-1.08	2.94
	中央径間：No.124	-2.77	2.96	-0.53	-2.69	3.75	-0.52	-3.23
	3P主塔塔頂	-2.48	0.03	-0.45	-2.30	-0.03	-0.37	-18.08
	3P主塔65%高	-1.14	0.02	-0.20	-0.93	-0.03	-0.16	-16.89
4枚/Block	側径間：No.13	1.46	-1.48	1.98	1.45	-2.06	1.93	-2.56
	側径間：No.20	3.17	-3.05	1.51	2.88	-3.93	1.70	13.25
	中央径間：No.58	-10.81	3.77	-2.15	-10.70	5.69	-2.11	-1.98
	中央径間：No.70	-23.23	2.93	-4.37	-22.74	3.78	-4.14	-5.28
	中央径間：No.85	-29.61	2.86	-5.61	-28.22	3.47	-5.27	-6.15
	中央径間：No.100	-23.23	2.93	-4.37	-22.13	4.97	-4.22	-3.36
	中央径間：No.118	-6.92	4.71	-1.40	-6.91	8.08	-1.50	7.70
	中央径間：No.124	-3.66	3.91	-0.71	-3.56	5.83	-0.69	-3.20
	3P主塔塔頂	-3.29	0.04	-0.60	-3.01	0.04	-0.46	-23.59
	3P主塔65%高	-1.51	0.02	-0.26	-1.24	0.01	-0.19	-26.63

注1)主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2)偏差の算出は、偏差(%)=(計測値-解析値)/解析値×100とする。

表6.4.12 ねじれ載荷試験結果：載荷パターン4（その1）

ねじれ載荷：載荷パターン4（中央径間下流側+両側径間上流側載荷）

載荷ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 ねじれ変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
1枚/Block	側径間：No.13	0.40	0.39	-0.50	0.47	0.52	-0.49	-1.25
	側径間：No.20	0.84	0.79	-0.38	0.87	0.97	-0.45	20.68
	中央径間：No.58	-2.74	-0.95	0.54	-2.72	-1.48	0.50	-8.34
	中央径間：No.70	-5.92	-0.67	1.11	-5.89	-1.21	1.06	-4.17
	中央径間：No.85	-7.57	-0.62	1.43	-7.21	-0.75	1.26	-11.76
	中央径間：No.100	-5.92	-0.67	1.11	-5.95	-0.96	1.06	-4.81
	中央径間：No.118	-1.77	-1.21	0.35	-1.70	-1.49	0.35	0.74
	中央径間：No.124	-0.94	-1.01	0.18	-0.88	-1.17	0.15	-14.52
	3P主塔塔頂	-0.69	-0.01	0.15	-0.81	0.02	0.10	-33.67
	3P主塔85%高	-0.20	-0.01	0.07	-0.33	-0.01	0.06	-10.66
	側径間：No.13	0.78	0.76	-0.89	0.96	1.10	-0.97	-1.64
	側径間：No.20	1.64	1.56	-0.75	1.71	2.00	-0.89	17.96
中央径間：No.58	-5.46	-1.89	1.08	-5.45	-2.77	1.01	-6.27	
中央径間：No.70	-11.76	-1.38	2.21	-11.66	-2.47	2.10	-4.92	
中央径間：No.85	-15.02	-1.31	2.84	-14.32	-1.67	2.61	-8.15	
中央径間：No.100	-11.76	-1.38	2.21	-11.66	-2.05	2.16	-2.20	
中央径間：No.118	-3.51	-2.40	0.70	-3.37	-2.95	0.73	3.69	
中央径間：No.124	-1.86	-1.99	0.36	-1.75	-2.32	0.32	-11.04	
3P主塔塔頂	-1.36	-0.02	0.30	-1.57	0.01	0.20	-33.58	
3P主塔85%高	-0.39	-0.01	0.13	-0.65	0.00	0.11	-18.11	

注1)主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

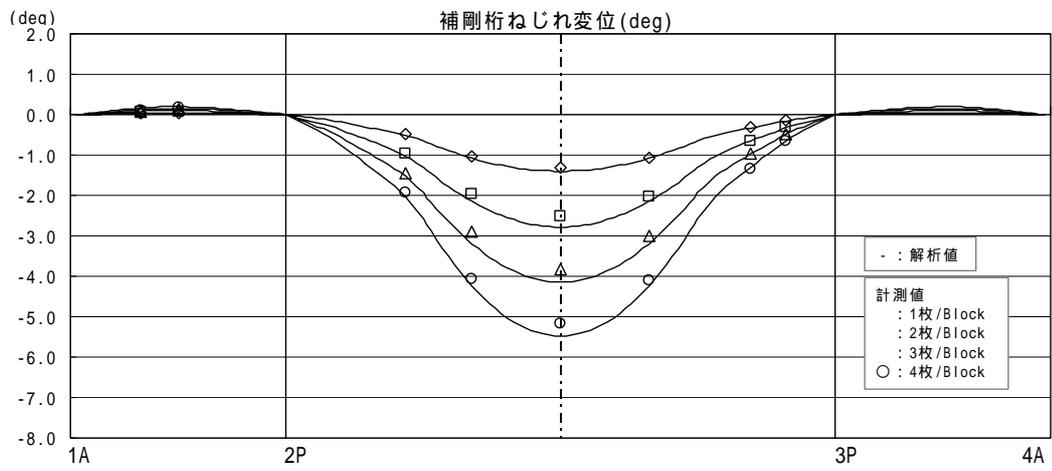
注2)偏差の算出は、偏差(%)=(計測値-解析値)/解析値×100とする。

表6.4.13 ねじれ載荷試験結果：載荷パターン4（その2）
ねじれ載荷：載荷パターン4（中央径間下流側+両側径間上流側載荷）

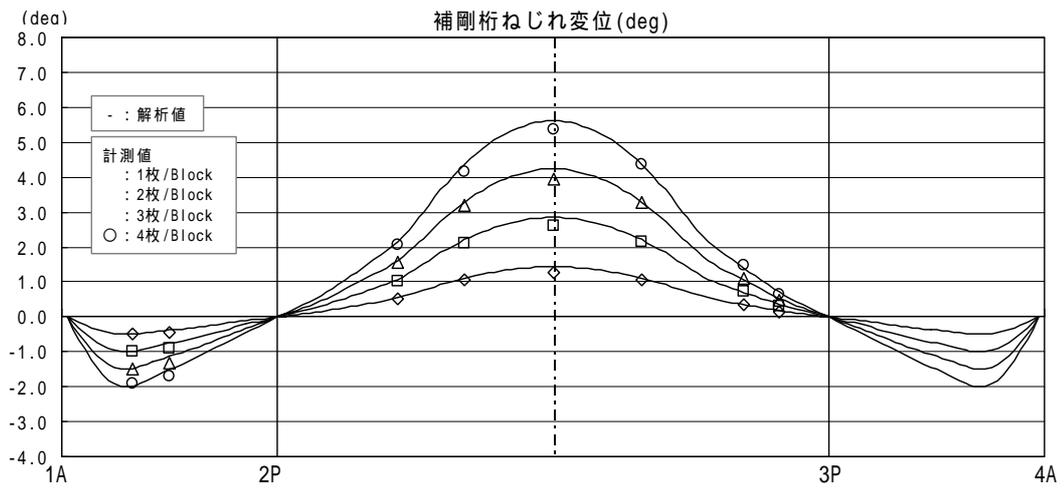
載荷ケース	計測点	解析値			計測値			偏差 ねじれ変位 (%)
		鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	鉛直変位 (mm)	水平変位 (mm)	ねじれ変位 (deg.)	
3枚/Block	側径間：No.13	1.13	1.12	-1.48	1.35	1.66	-1.47	-0.84
	側径間：No.20	2.42	2.32	-1.13	2.53	3.03	-1.33	17.66
	中央径間：No.58	-8.15	-2.83	1.61	-8.06	-4.46	1.54	-4.53
	中央径間：No.70	-17.53	-2.14	3.30	-17.14	-3.74	3.18	-3.46
	中央径間：No.85	-22.37	-2.06	4.24	-21.53	-2.67	3.96	-6.65
	中央径間：No.100	-17.53	-2.14	3.30	-17.25	-3.39	3.29	-0.09
	中央径間：No.118	-5.23	-3.56	1.05	-5.05	-4.33	1.09	3.77
	中央径間：No.124	-2.77	-2.96	0.53	-2.61	-3.40	0.47	-11.75
	3P主塔塔頂	-2.04	-0.03	0.45	-2.31	0.03	0.34	-26.03
	3P主塔65%高	-0.58	-0.02	0.20	-0.94	-0.05	0.18	-7.06
	側径間：No.13	1.46	1.48	-1.98	1.61	1.86	-1.93	-2.50
	側径間：No.20	3.17	3.05	-1.51	3.24	3.55	-1.72	14.26
中央径間：No.58	-10.81	-3.77	2.15	-10.84	-5.41	2.06	-4.26	
中央径間：No.70	-23.23	-2.93	4.37	-22.68	-4.52	4.15	-5.13	
中央径間：No.85	-29.61	-2.86	5.61	-28.54	-3.83	5.37	-4.34	
中央径間：No.100	-23.23	-2.93	4.37	-22.72	-4.39	4.38	0.29	
中央径間：No.118	-6.92	-4.71	1.40	-6.68	-5.76	1.46	4.51	
中央径間：No.124	-3.66	-3.91	0.71	-3.44	-4.43	0.63	-10.77	
3P主塔塔頂	-2.70	-0.04	0.60	-2.98	-0.01	0.44	-26.86	
3P主塔65%高	-0.76	-0.02	0.26	-1.20	-0.09	0.24	-10.81	

注1)主塔の変位は、鉛直変位は橋軸方向変位を、水平変位は橋軸直角方向を示す。

注2)偏差の算出は、偏差(%)=(計測値-解析値)/解析値×100とする。

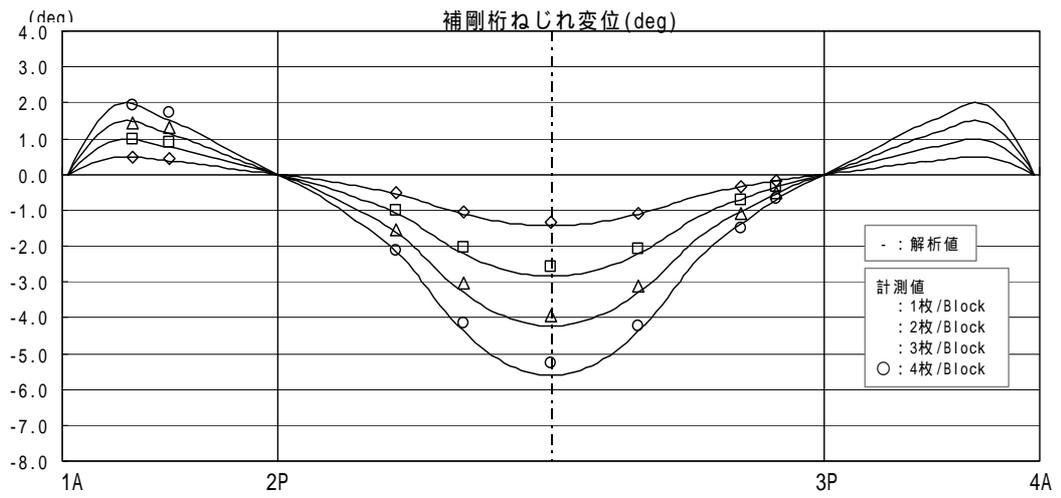


(a) 荷重パターン 1 : 中央径間上流側荷重

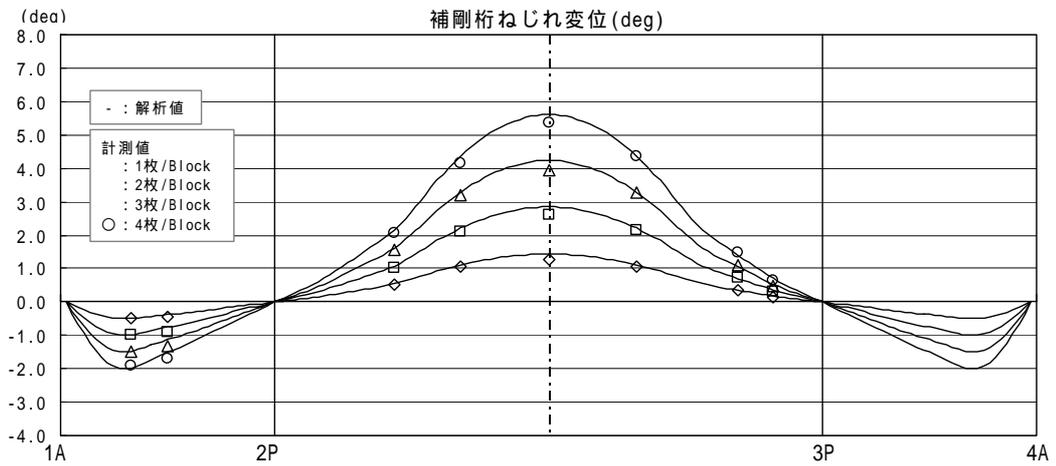


(b) 荷重パターン 2 : 中央径間下流側荷重

図 6.4.8 ねじれ荷重試験結果 (その 1)



(c) 荷重パターン 3 : 中央径間上流側 + 両側径間下流側荷重



(d) 荷重パターン 4 : 中央径間下流側 + 両側径間上流側荷重

図 6.4.9 ねじれ荷重試験結果 (その 2)

6.5 一様流中耐風応答試験¹⁰⁾

(1) 計測方法

一様流中の応答試験は気流傾斜角 0° の一様流として次の2種類の項目を計測した。

- 1) 発散振動の振動モードを確認するため、模型が風荷重を受け変形している状態で一旦桁の振動を停止させた後、桁の振動を計測する試験。
- 2) 鉛直、水平、ねじれ、それぞれの振動モードに対する減衰率を計測するため、全橋模型を個々の振動モードで強制的に加振して減衰率を計測する試験。

写真-6.5.1は高風速域で横たわみ変形している全橋模型の状況を示す。



写真 6.5.1 高風速域の全橋模型の横たわみ変形状況

(2) 解析方法

ビデオトラッカーとポジションセンサーで計測したターゲット位置の電圧アナログ信号を A/D 変換器にてデジタルに変換し、パソコン上にリアルタイムで時系列作画を行い、ハードディスクに保存し解析を行った。使用した計測解析システムのメニューを図 6.5.1 に示す。それぞれの解析項目に従いメニューのボタンを押す事で、各解析プログラムや作画プログラムが起動し計測、解析、作画作業を行った。

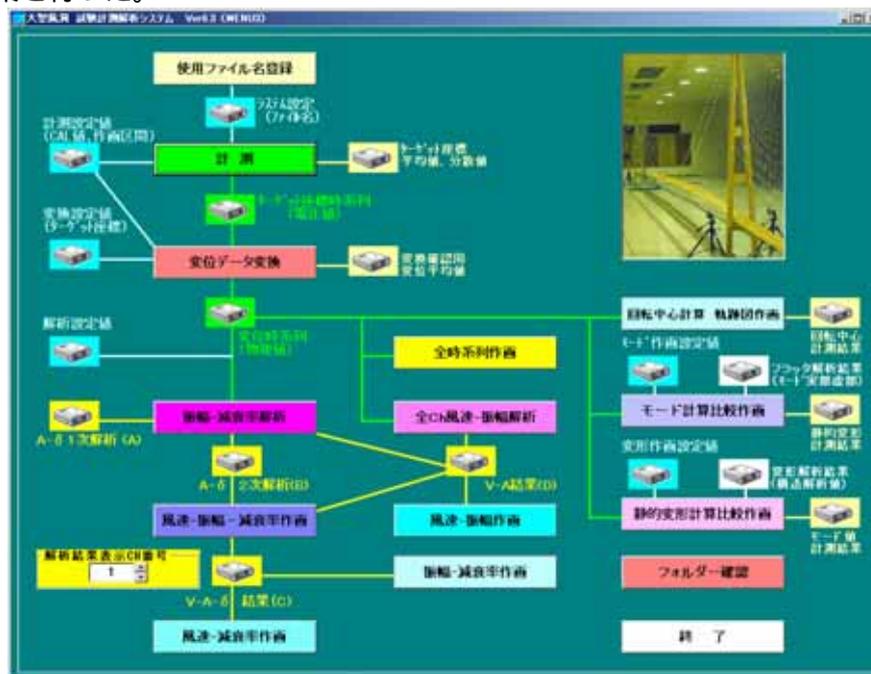


図 6.5.1 大型風洞試験 計測解析システム メニュー

減衰率の振幅依存性を考慮した解析方法として図 6.5.2 に示す手順を採用した。

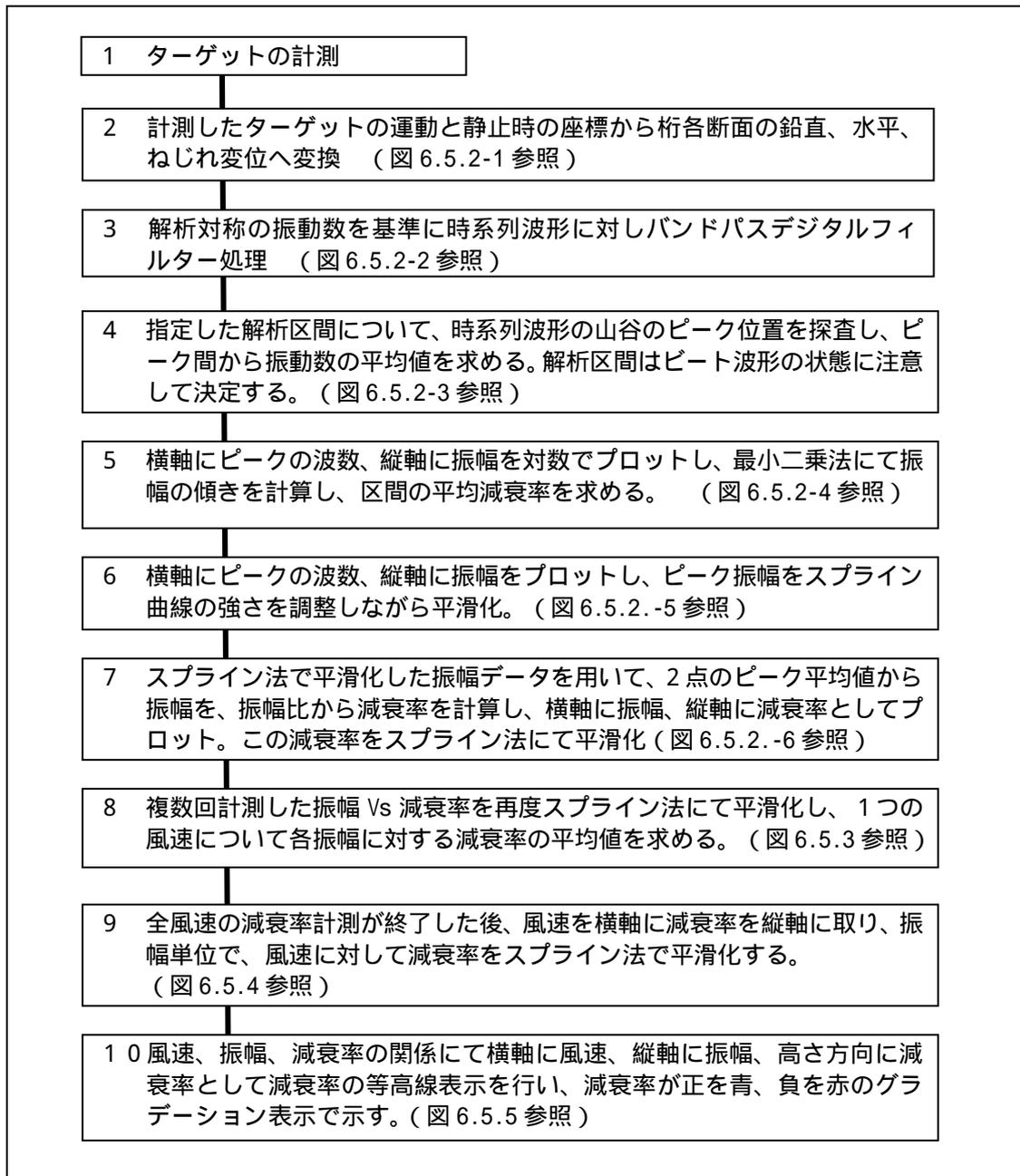


図 6.5.2 減衰率振幅依存の解析方法のフロー

ハイブリッド吊橋三次元模型は構造解析や三次元フラッタ解析の結果からも明らかなように、ねじれ対称 1 次モードには近接した振動数に桁のねじれ対称 1 次モードを含むモードが存在し、図 6.5.4-1 に示すように減衰波形にはビートが含まれている。このため減衰率の解析はこの点に気をつけて解析を実施した。

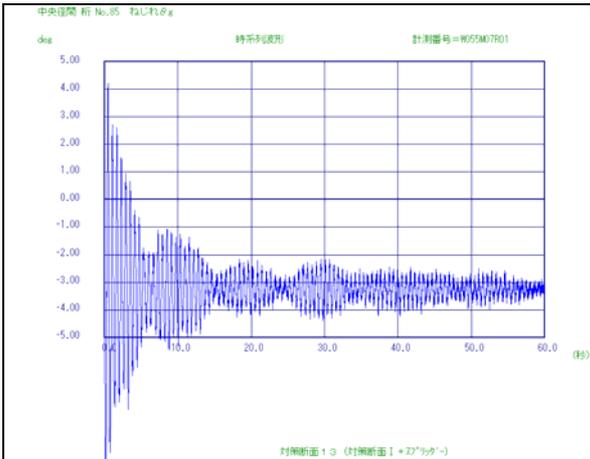


図 6.5.2-1 ねじれ変位に変換後の生波形

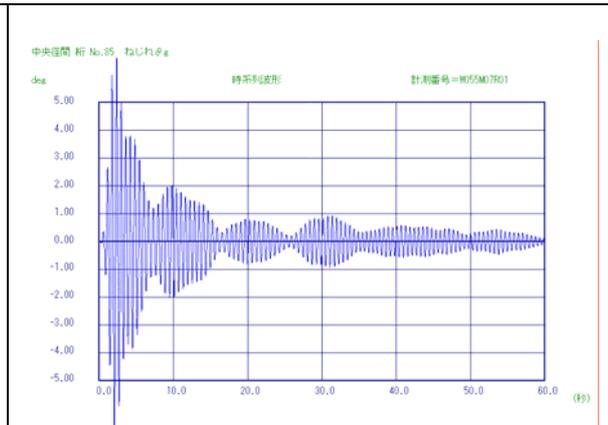


図 6.5.2-2 バンドパスデジタルフィルタ後の波形

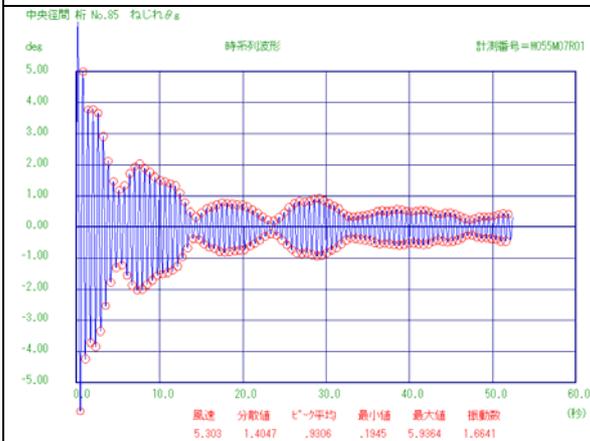


図 6.5.2-3 ピーク探査法による振動数計算

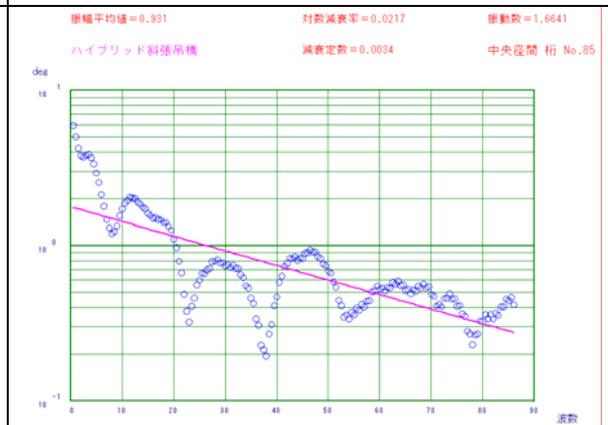


図 6.5.2-4 最小二乗法による指定区間内の平均減衰率計算

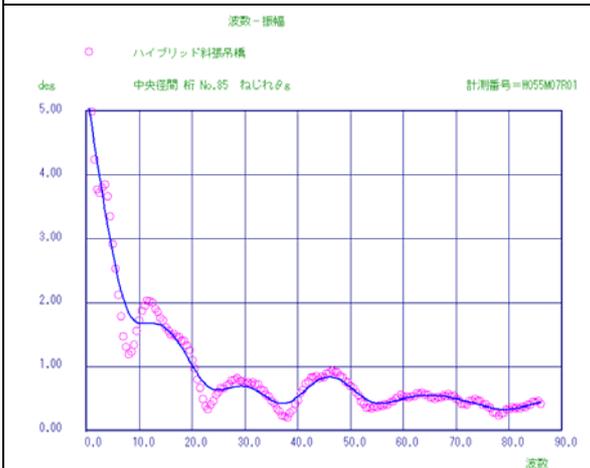


図 6.5.2-5 スプライン法による波数 Vs 振幅補間

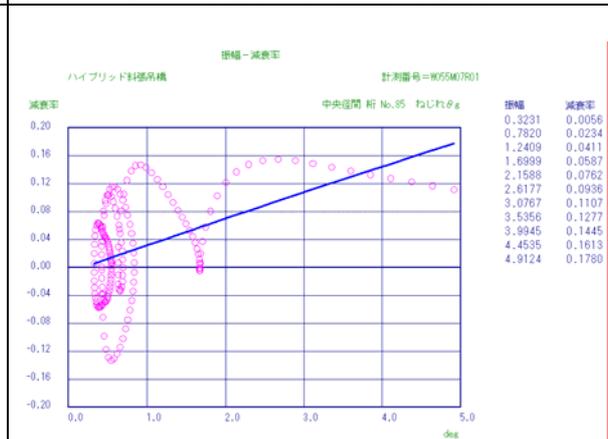


図 6.5.2-6 スプライン法による振幅 Vs 減衰率補間

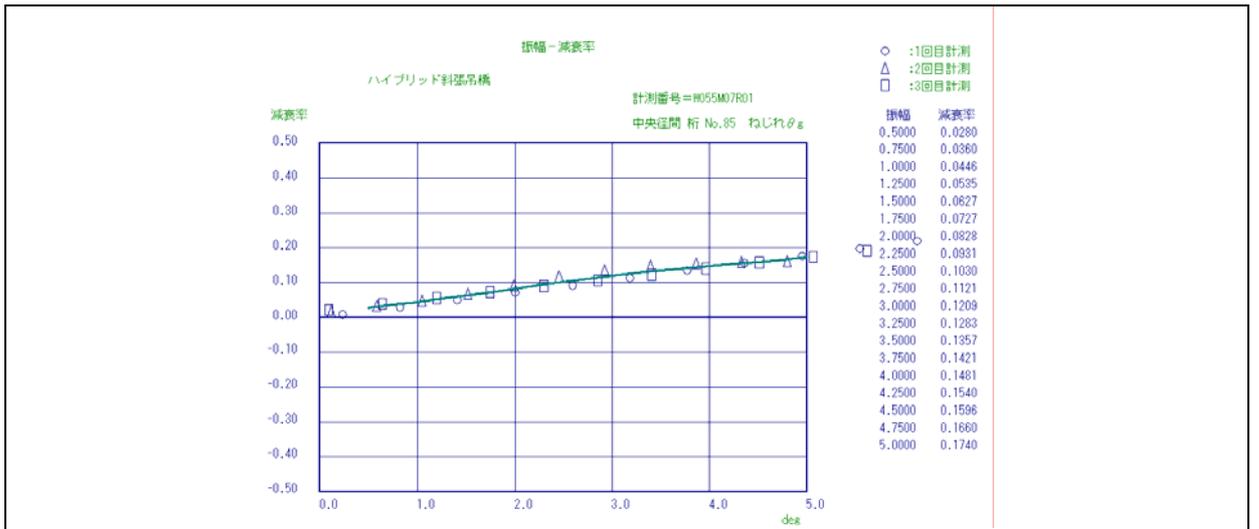


図 6.5.3 スプライン法による振幅 Vs 減衰率補間

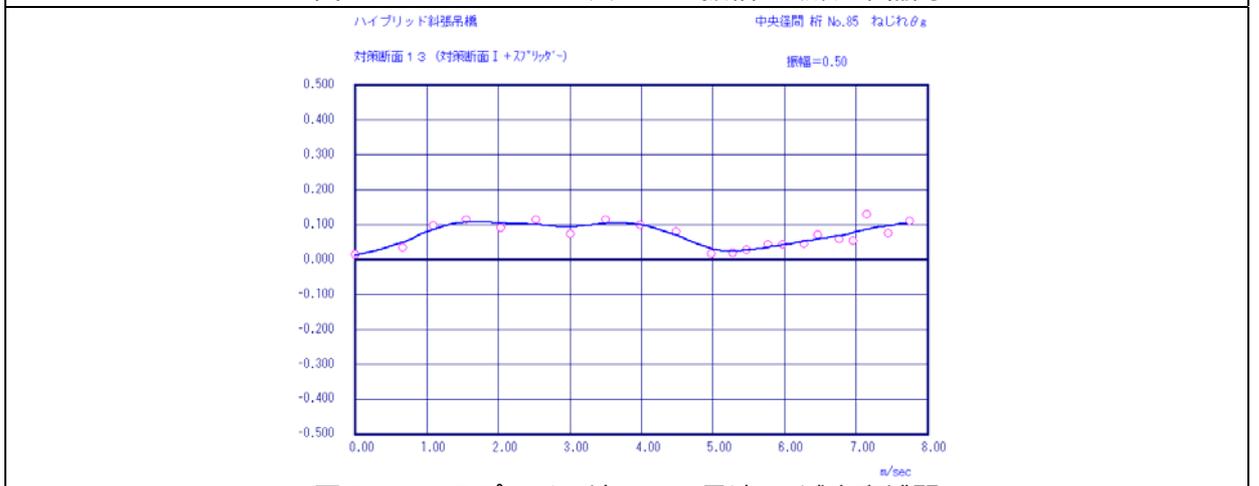


図 6.5.4 スプライン法による風速 Vs 減衰率補間

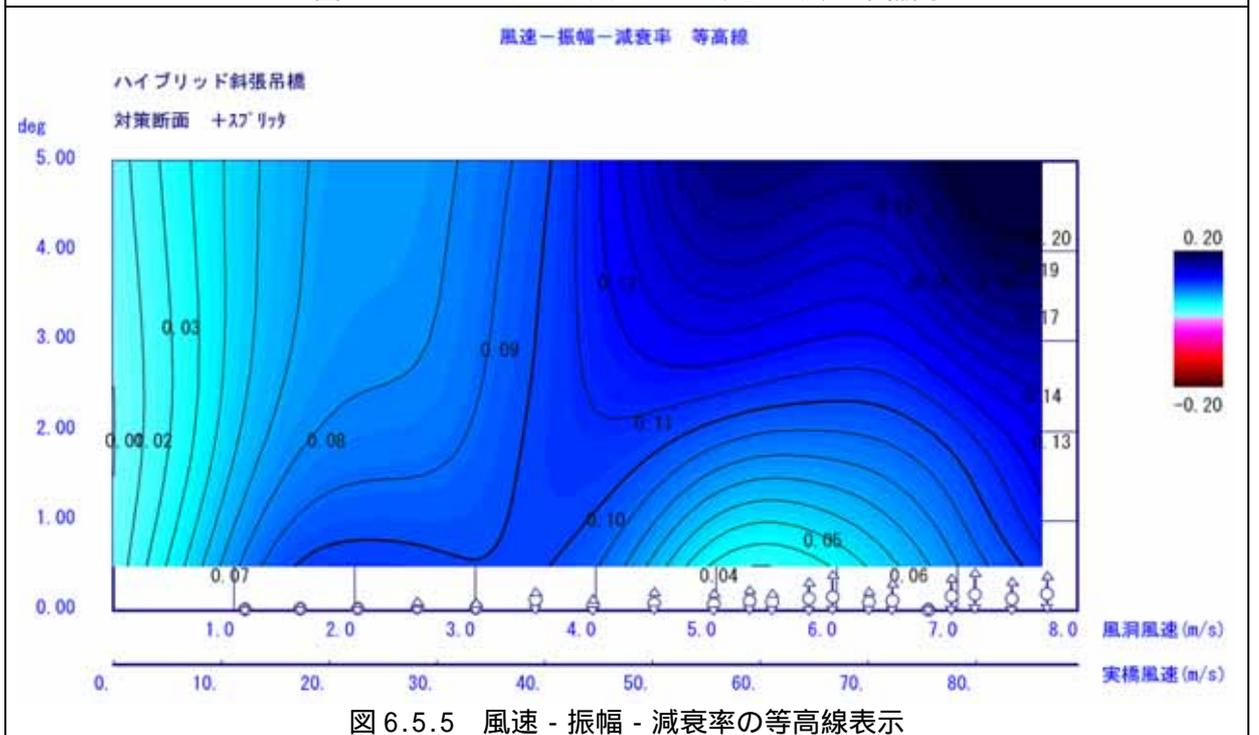


図 6.5.5 風速 - 振幅 - 減衰率の等高線表示

(3) 解析結果

基本断面のねじれ対称1次モードの試験結果を図6.5.6に、ねじれ逆対称1次モードの試験結果を図6.5.7に示す。三角フェアリングの基本断面ではねじれ対称1次、ねじれ逆対称1次モード共にフラッタの発生を確認した。

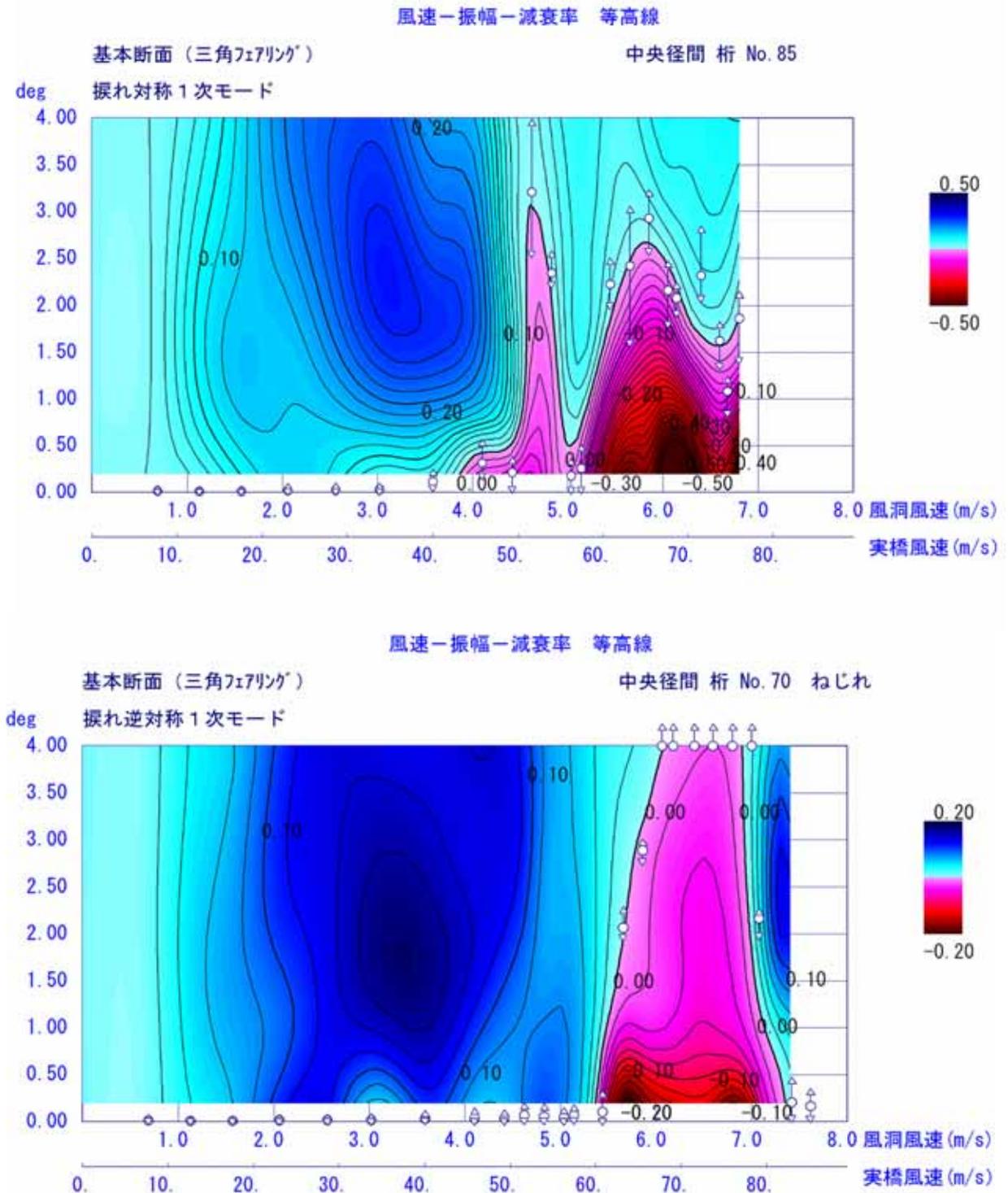


図 6.5.7 基本断面のねじれ逆対称1次モード風洞試験結果

対策断面のねじれ対称 1 次モードの試験結果を図 6.5.8 に示す。

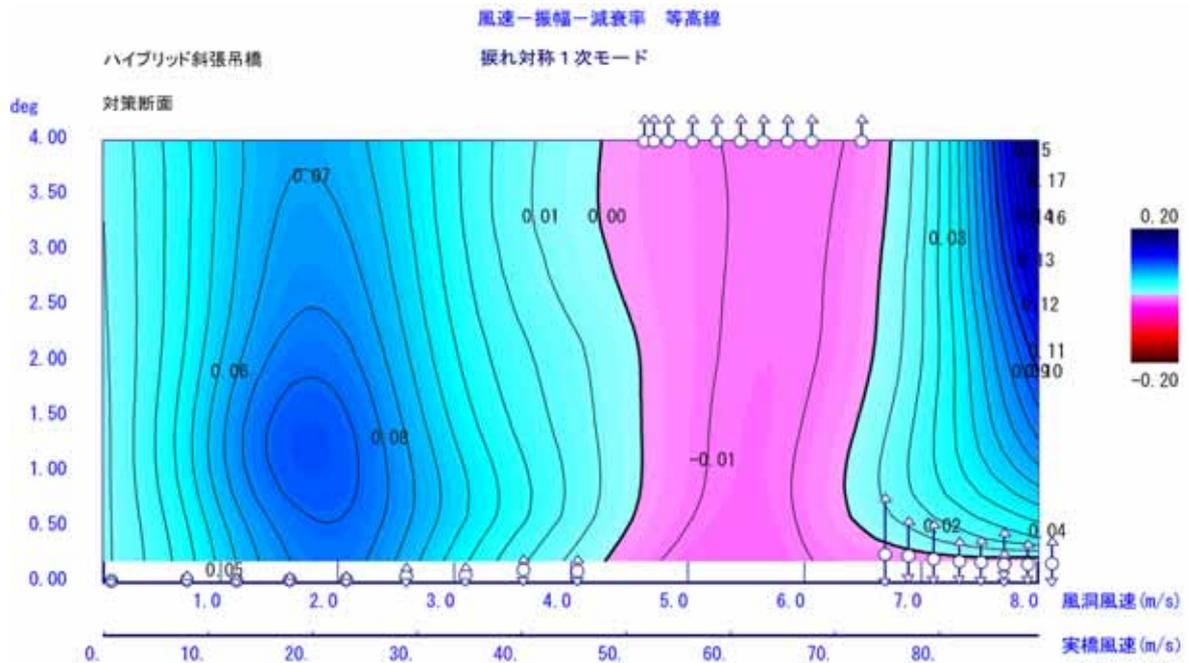


図 6.5.8 対策断面のねじれ対称 1 次モード風洞試験結果

対策断面は、三次元フラッタ解析ではフラッタの発生は認められなかったにもかかわらず、風洞試験に於いては風速 4.5 m/s ~ 6.0 m/s の領域において減衰率は負となってフラッタが生じていることが分かる。

この領域におけるフラッタとしては、従来から認められている連成タイプのフラッタに比べて空気力が極めて小さいことが特徴的である¹¹⁾。したがって、僅かな断面形状の変更や構造系の変化によって、この風速領域でのフラッタは容易に制御できると考えられる。

そこで、過去の経験¹²⁾⁶⁾をもとに各種対策部材を取り付けることとし、フラッタの発生を防ぐ耐風対策を見出すための試験を実施した。その結果、図 6.5.9 に示すスプリッター板を図 6.5.10 に示す吊橋区間の 50% 長に渡り設置した場合に効果が見られた。

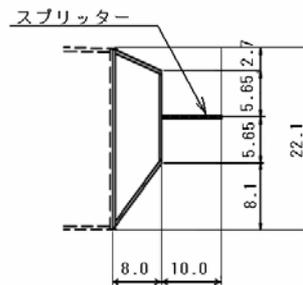


図 6.5.9 スプリッター板の配置図

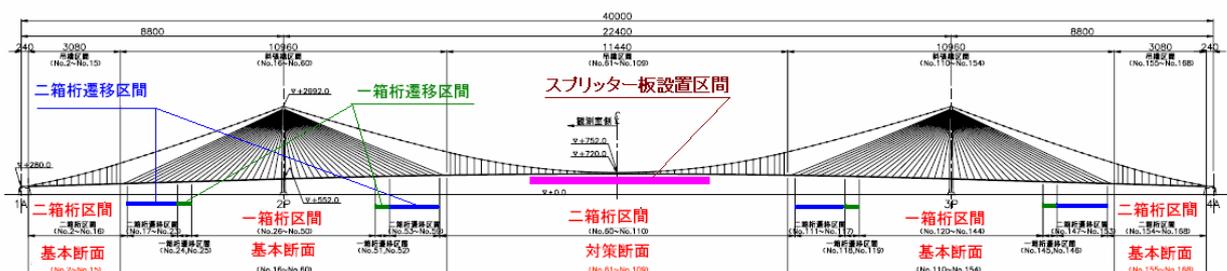


図 6.5.10 スプリッター板の設置区間

図 6.5.11 にねじれ対称 1 次モードの結果を、図 6.5.12 にねじれ逆対称 1 次モードの結果を示す。スプリッタ板を設置することでフラッタを完全に抑止することに成功した。

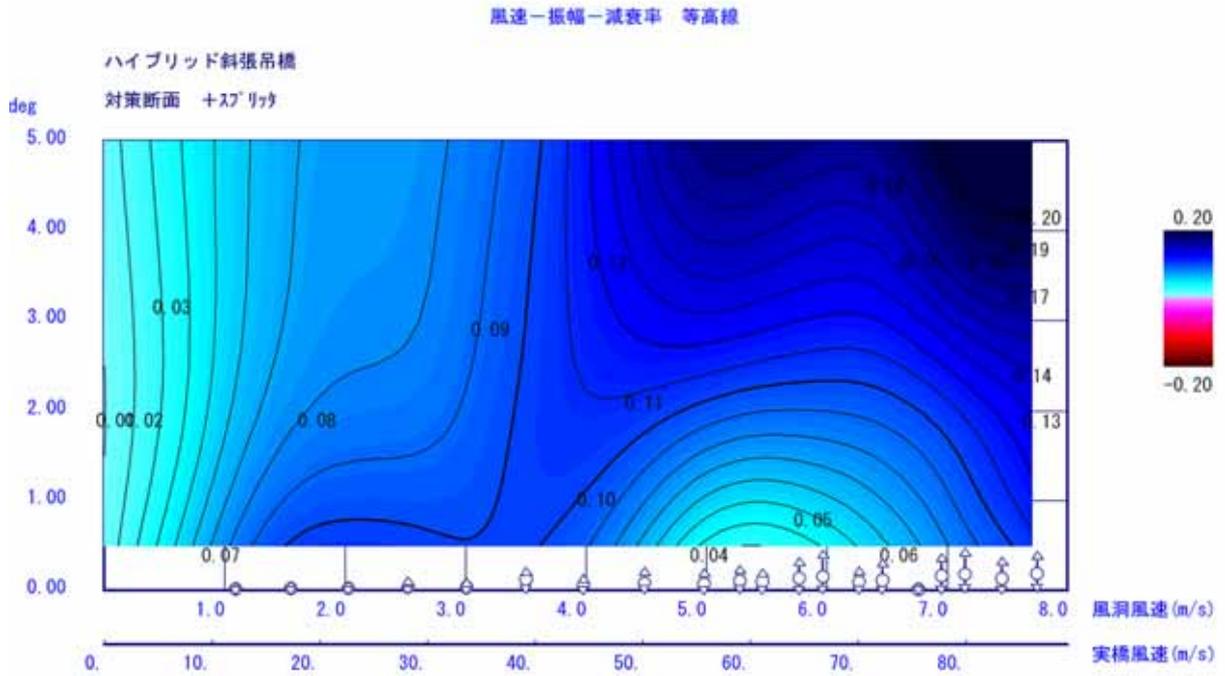


図 6.5.11 スプリッタ板付き模型のねじれ対称 1 次モード風洞試験結果

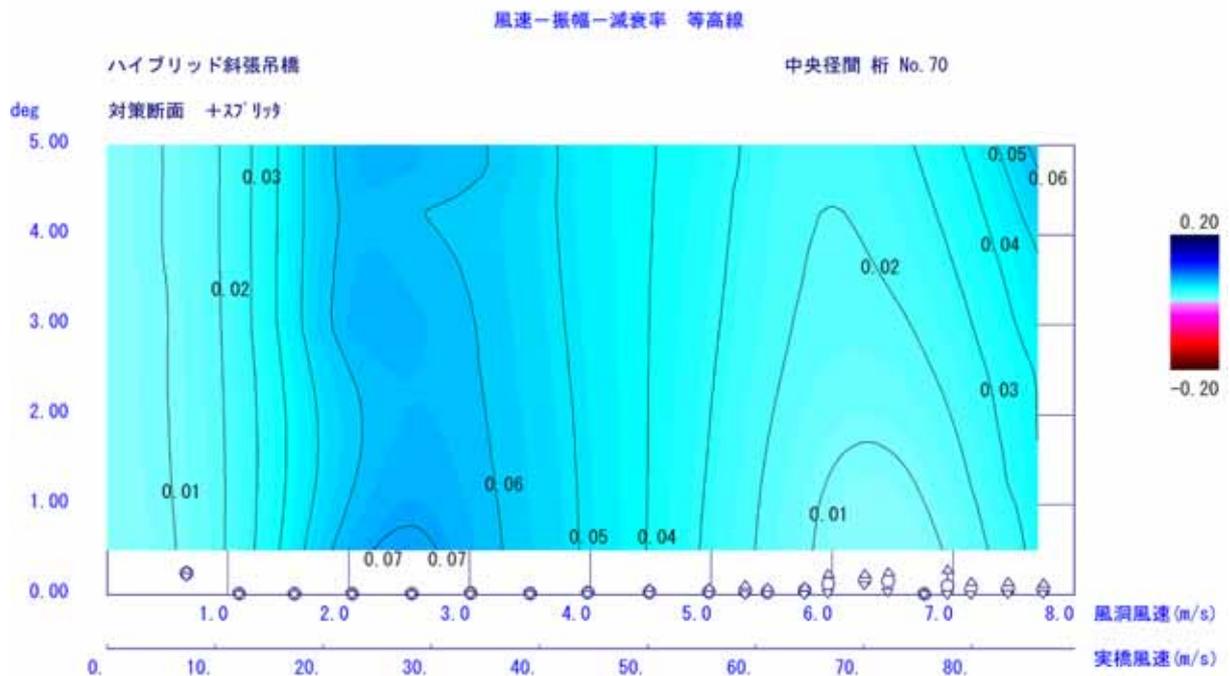


図 6.5.12 スプリッタ板付き模型のねじれ逆対称 1 次モード風洞試験結果

6.6 乱流中耐風応答試験

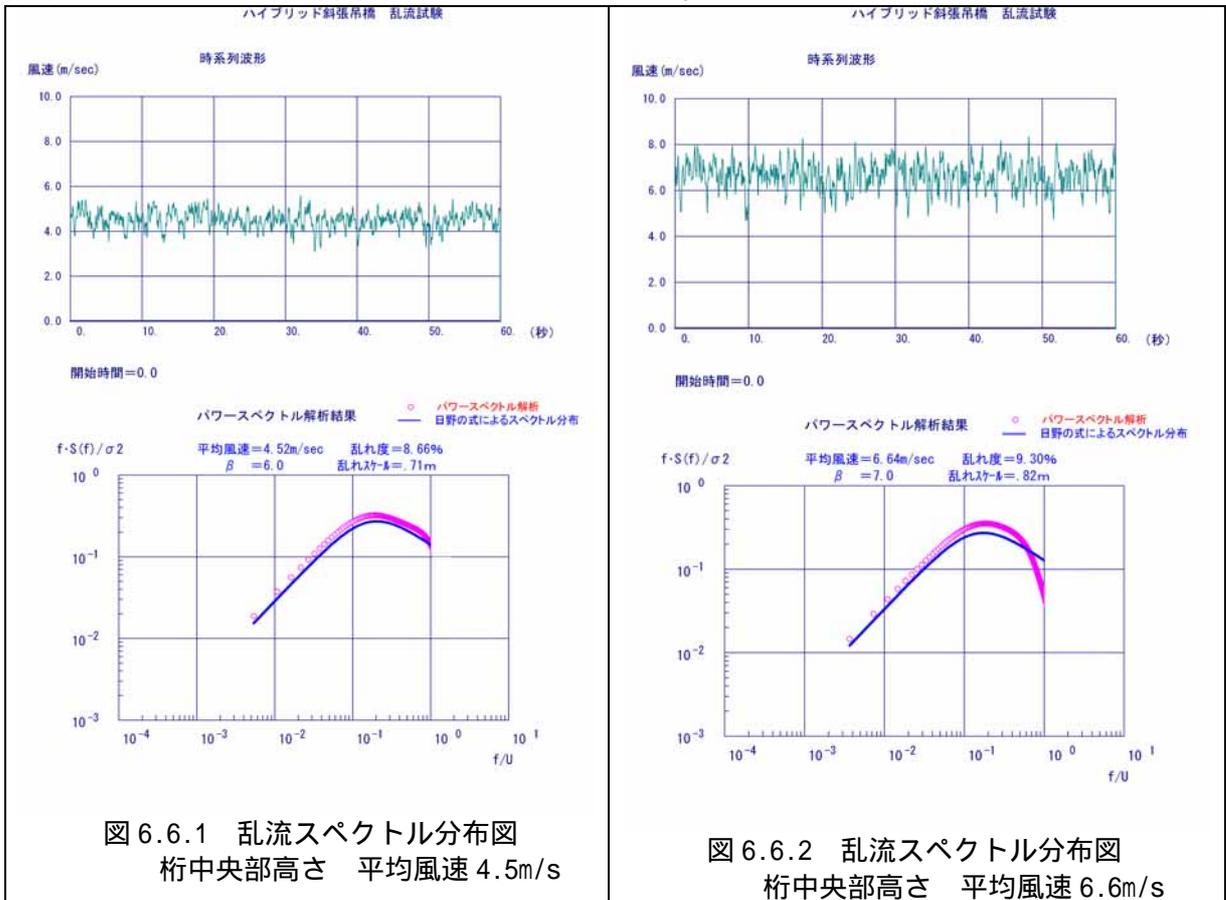
一様流中耐風応答試験にてフラッタ性能の良い断面を見出す事ができたが、乱流中での応答を確認する目的で乱流中の応答試験を実施した。大型風洞内部に写真 6.6.1 に示すように、スパイヤとラフネスブロックを設置し、10%の乱れ度乱流を目標として応答試験を実施した。



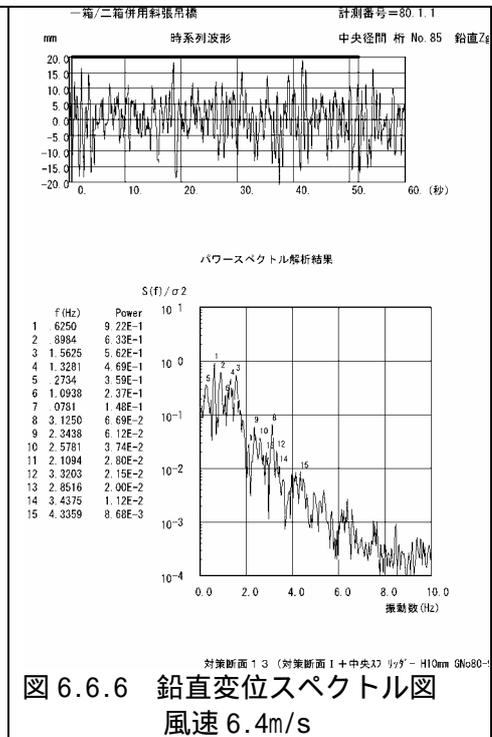
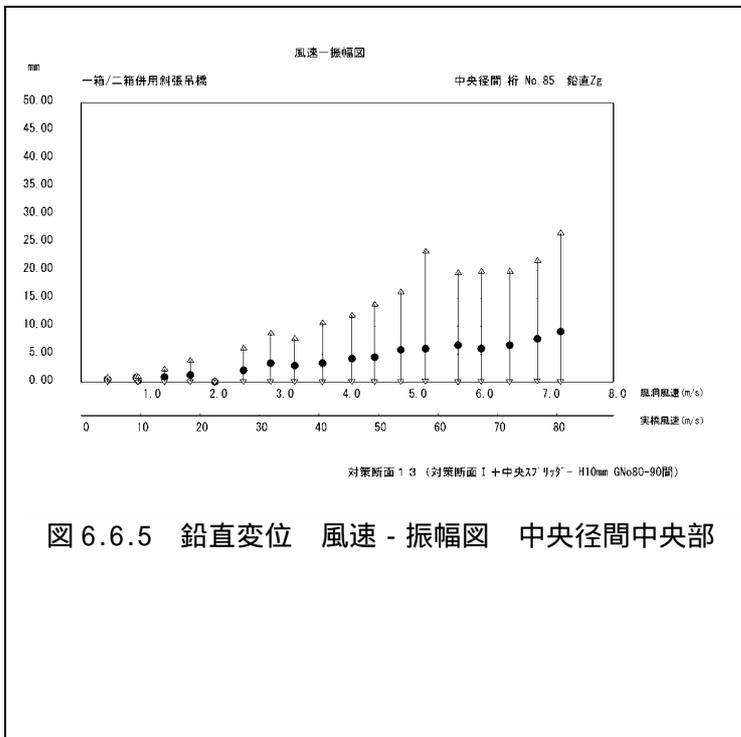
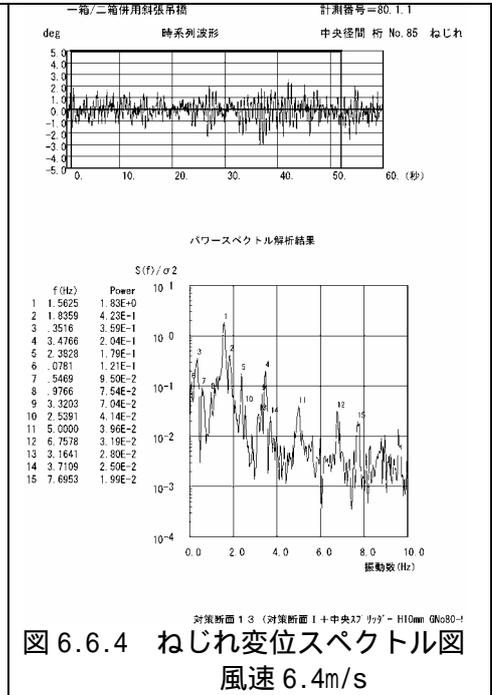
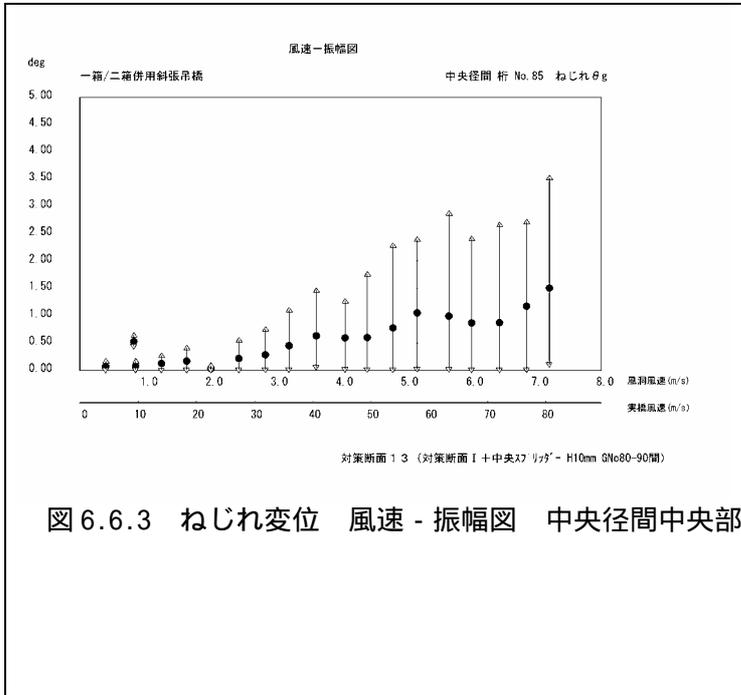
写真 6.6.1 スパイヤ設置状況

乱流の平均風速 4.5m/s 時のスペクトル分布状況を図 6.6.1 に、平均風速 6.6m/s の状況を図 6.6.2 に示す。ここでは上段に風速の時系列波形を、下段には AR 法¹³⁾によるパワースペクトル解析結果と日野の式によるスペクトル曲線の比較を示す。

乱流のスペクトル分布は日野の式とほぼ一致している。



乱流中の桁中央部の振動状況を図 6.6.3～図 6.6.8 に示す。
 これらの風速 - 振幅図中の Δ は分散値、 \bullet はピークの最大値、 \circ はピークの最小値を示す。
 これより乱流中でもフラッタは発生しないことを確認したが、乱流中にガストによる振動を確認した。
 それぞれの振動成分について、風速 6.4m/s の試験時のスペクトル解析結果を示したが、乱流中にはより多くの振動モードが混在していることが分かる。



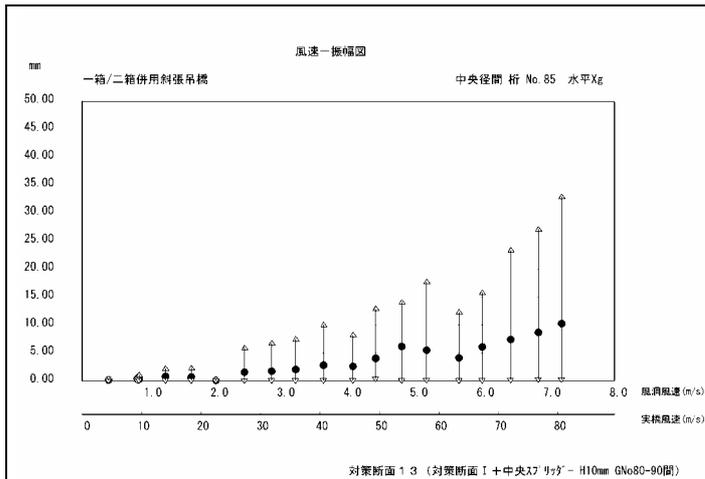


図 6.6.7 水平変位 風速 - 振幅図 中央径間中央部

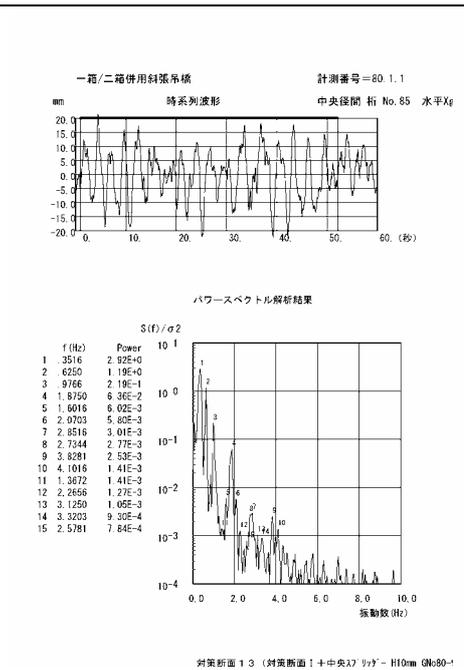


図 6.6.8 水平変位スペクトル図
風速 6.4m/s

6.7 まとめ

本章では全橋模型による耐風安定性の検討を実施した。まず、全橋模型の設計に際しては、補剛桁の剛性相似を二箱桁としての特性を考慮して行うとともに、特に一箱桁と二箱桁の接合部を含む要素模型を製作し、解析値と要素模型の設計の妥当性を事前に検証した。その結果、特に断面積の相似が出来ないことの水平横たわみへの影響を評価することが出来た。また、接合部の構造やフィレンディール構造としての板バネの役割を明らかにすることが出来、今後の二箱桁形式の模型設計に有益な結果を提供できると考える。

設計し製作された全橋模型の精度については、固有振動数や固有振動モードあるいは静的載荷試験によって確認し、十分な精度で実橋を相似できたと自負している。この全橋模型を用いた一様気流中の風洞実験では、基本断面とした場合に、ねじれ対称 1 次および逆対称 1 次のフラッタが照査風速に比べ比較的低い風速域で発生している。ねじれ対称 1 次のフラッタは最大振幅が 2.5° 程度で決して振幅発散してはいない。また、逆対称ねじれ 1 次のフラッタもピーク振幅は抑えられなかったものの高風速側では振動が発生していないことを確認できた。また、逆対称モードでは発生している負減衰の空気力はそれほど強いものでないことが特徴的であった。

一方、対策断面ではねじれの対称 1 次振動モードのフラッタが実橋換算風速 50m/s から 75m/s 付近にかけて生じている。しかしながらこの現象はいわゆる従来型の連成フラッタに比べ、加振力となる空気力の強さが極めて小さいことが特徴であり、容易に制振が可能であると考えられた。いくつかの試行錯誤の後、スプリッター板を中央径間中央部のさらにごく一部分に配置することで振動は完全に抑制できた。

全橋模型を用いた風洞実験からは二次元バネ支持試験や非定常空気力を用いたフラッタ解析結果とは異なる結果が得られ、新しい構造形式については三次元実験が必要であることがわかった。

<参考文献>

- 1) 大型風洞試験室 パンフレット 建設省土木研究所構造研究室編
- 2) 麓興一郎, 大型風洞施設を用いた全橋模型試験について; 本州・北海道架橋シンポジウム論文集 pp.28-32, 2004.6
- 3) 保田雅彦, 金崎智樹, 勝地 弘, 植田利夫, 田中 洋, 樋上琇一: フラッター解析及び風洞試験による超長大吊橋の耐風安定性の検討, 第12回風工学シンポジウム論文集, 日本風工学会, pp.351-356, 1992.12.
- 4) 佐藤弘史, 楠原栄樹, 大儀健一, 北川 信, 伊藤進一郎, 大廻 聡: 超長大橋の一樣流中における耐風性, 第16回風工学シンポジウム論文集, 日本風工学会, pp.351-356, 2000.11
- 5) 経済性を考慮した超長大橋の耐風設計法に関する共同研究報告書(その1), 土木研究所共同研究報告書 第264号, 2001.3
- 6) 麓興一郎, 村越潤, 秦健作, 須澤雅人, 白井秀治, 斉藤義昭, 下土居秀樹: 新形式長大橋(斜張吊橋)の耐風性に着目した研究, 第18回風工学シンポジウム論文集, 日本風工学会, pp.485-491, 2004.12.
- 7) 村越潤, 麓興一郎, 秦健作, 徳橋亮二, 下土居秀樹, 須澤雅人, 宮崎正男, 白井秀治: 経済性・耐風性に優れた上部構造の調査 第57回土木学会年次講演会 2003.9
- 8) 本州四国連絡橋耐風設計基準・同解説(2001), 本州四国連絡橋公団, 2001.8
- 9) 麓興一郎, 村越潤, 楠原栄樹, 秦健作, 出野麻由子, 岸明信: 一箱/二箱併用斜張吊橋(モノデュオ形式)大型全橋模型風洞試験, 第60回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, I-308, 2005
- 10) 麓興一郎, 村越潤, 楠原栄樹, 秦健作, 風間浩二, 尾立圭巳: 一箱/二箱併用斜張吊橋の桁形状と耐風応答特性, 第60回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, I-309, 2005
- 11) 日本鋼構造協会編: 構造物の耐風工学, 東京電機大学出版局, 1997.11
- 12) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 1990.3
- 13) 赤池弘次, 北川源四郎; 時系列解析の実際(統計科学選書) 朝倉書店 1994.06

7章 実験値と解析値の評価

7.1 概説

第4章における二次元バネ支持試験結果と第5章における非定常空気力及び三分力を用いたフラッタ解析結果から、対策断面についてはフラッタの発生がないと予測されたにもかかわらず、第6章で実施した全橋模型風洞試験では高風速領域でねじれ対称1次のフラッタの発生が観測された。幸いにも発生したフラッタの空気力はそれほど大きいものではなかったために、中央径間のごく一部区間にスプリッタ板を設置することで制振することが出来た。本章では、全橋模型風洞試験で発生したこのフラッタが、二次元非定常空気力を用いた三次元フラッタ解析¹⁾²⁾で予測することが出来なかった原因を明らかにする。

検討の手順として、まずフラッタ解析の前段となる変形解析が十分実験値を追跡できる精度であったかについて再度解析を行った。本論文で提案するハイブリッド吊橋は超長大橋であることから、フラッタ照査風速領域では横たわみ変形も極めて大きなものとなり、補剛桁の相対迎角も -8° 以上となって二次元バネ支持試験の試験可能範囲を逸脱している。一方、非定常空気力の測定は -10° の許容能力いっぱいまでの迎角について実施しているが、このような大きな迎角範囲での測定精度については、これまで十分に吟味がなされたとは必ずしも言えない¹⁾³⁾。

全橋模型風洞実験で観測されたフラッタの空気力が小さかったことを考慮して、非定常空気力の測定方法を改良することを試みた。具体的には土木研究所でこれまで行われてきた計測方法のうち、風速を一定にして振動数を動かす方法を改め、振動数一定法にするとともに、クロススペクトル法⁴⁾を用いていた空気力の算出方法を波形近似法に改め空気力の振幅や変位に対する位相差を精度良く計測できるようにした。また、変位計や検力計の信号の位相差精度をはじめとして装置や回路を照査したことは言うまでも無い。

7.2 変形解析の比較

フラッタ解析に使用する非定常空気力係数は、変形解析による補剛桁の相対ねじれ角と無次元風速の関数として決定される。変形解析の推定精度が悪く、解析結果が風洞試験結果と著しく異なる場合には、フラッタ解析上の誤差要因となる。ここでは、ハイブリッド吊橋の中央径間中央部が基本断面、対策断面、対策断面にスプリッタ板を付けたスプリッタつき断面の3ケースについて、風速刻みを細かくして変形解析を行うとともに、全橋模型試験結果も得られた全データを分析することとして、両者の精度確認を行った。

1) 基本断面の変形解析

三次元全橋模型風洞試験における基本断面の中央径間中央部(桁番号85)のねじれ角、鉛直変位、及び横たわみ変位の計測結果とこれに対応する変形解析結果を図7.2.1に示す。図中の計測値はフラッタが生じている状態で計測した変位波形の平均値を求めたものである。基本断面ではフラッタが風速4.5m/s付近から発生しているが、ちょうどこの風速付近からねじれ変位の計測値と解析値の間に差が生じ始め、風速の増加とともにその差は大きくなっていくようである。照査風速付近ではその差は 4° 程度になっていることが図より読み取れよう。この結果からフラッ

タが発生する風速範囲以上領域ではフラッタ解析に用いる非定常空気がずれて、解析結果が計測値と一致しない可能性があることが予想される。

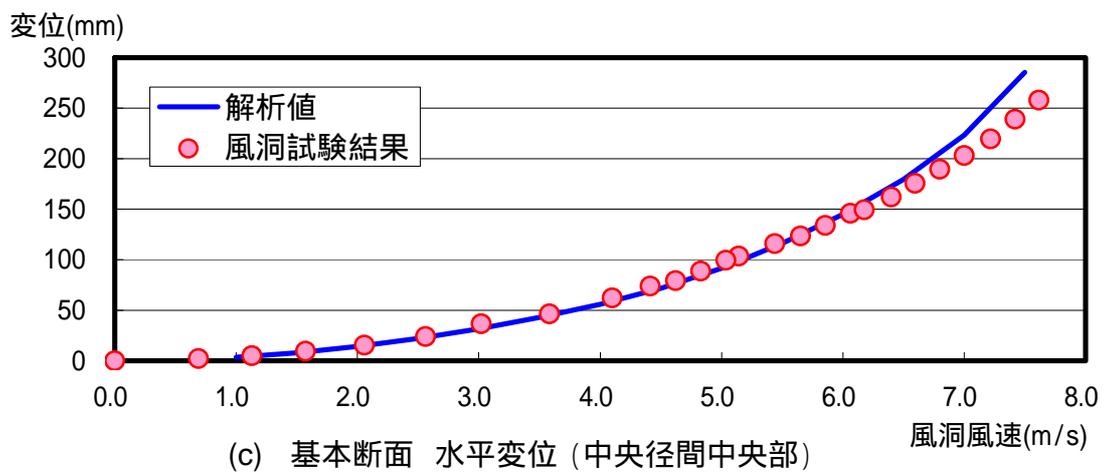
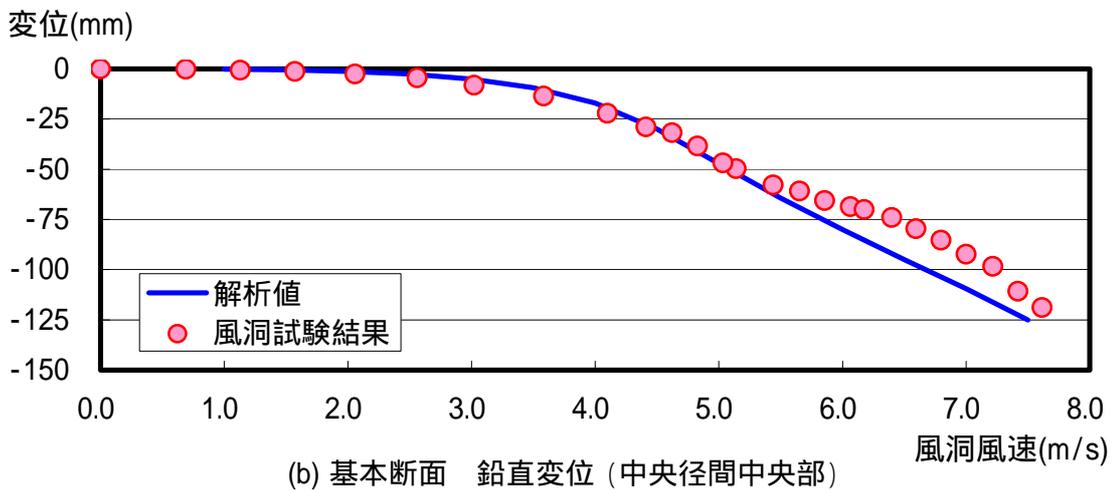
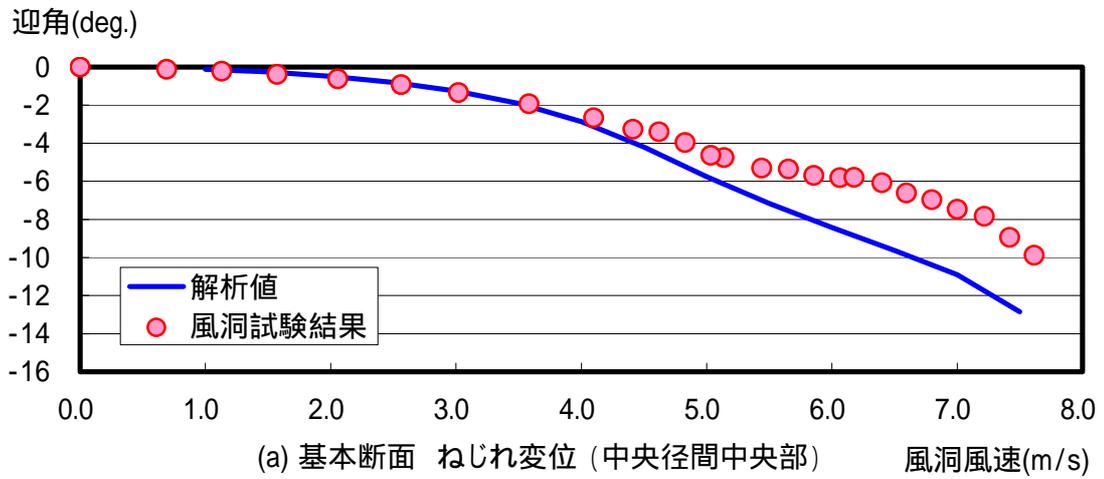


図 7.2.1 基本断面の変形解析と計測値の比較図

2) 対策断面の変形解析

同様に対策断面についての中央径間中央部の変位に関する計測結果と変形解析結果の比較を図7.2.2に示す。対策断面では、ねじれ変位の両者の一致度は基本断面に比べれば高いが、同様にフラッタが発生する風速領域では変形解析値に比べると計測値はやや小さくなる傾向にある。ただその差は基本断面に比べると半分以下となっており、最大風速付近で2°程度の差である。

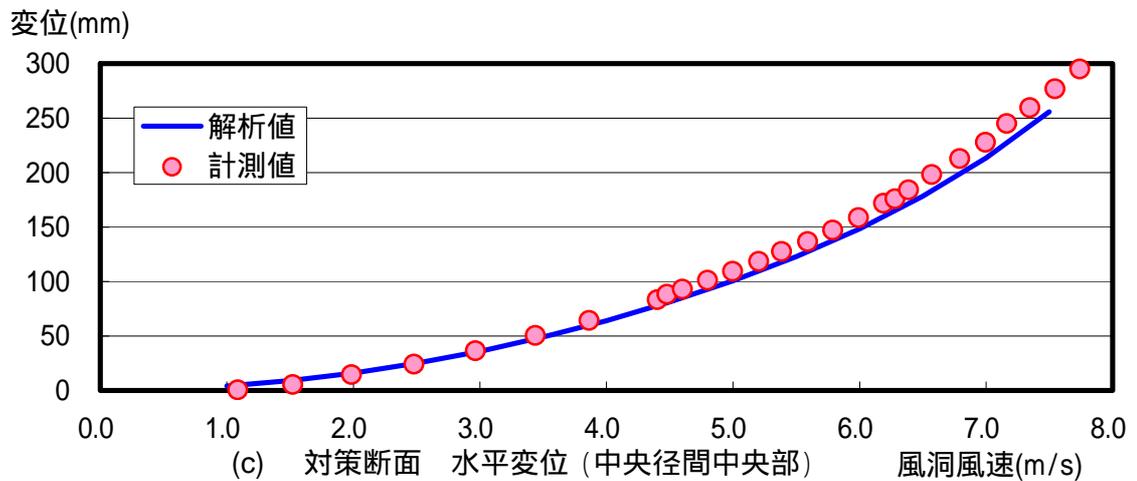
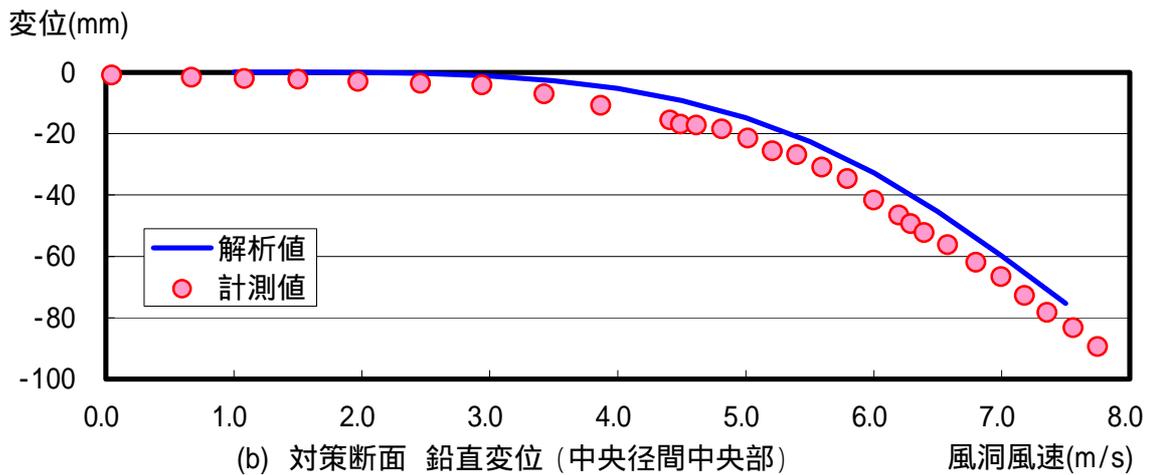
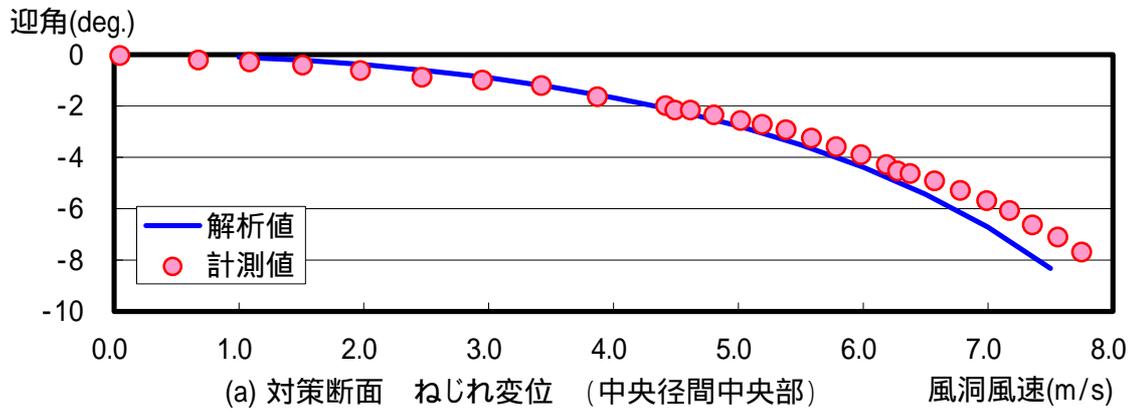
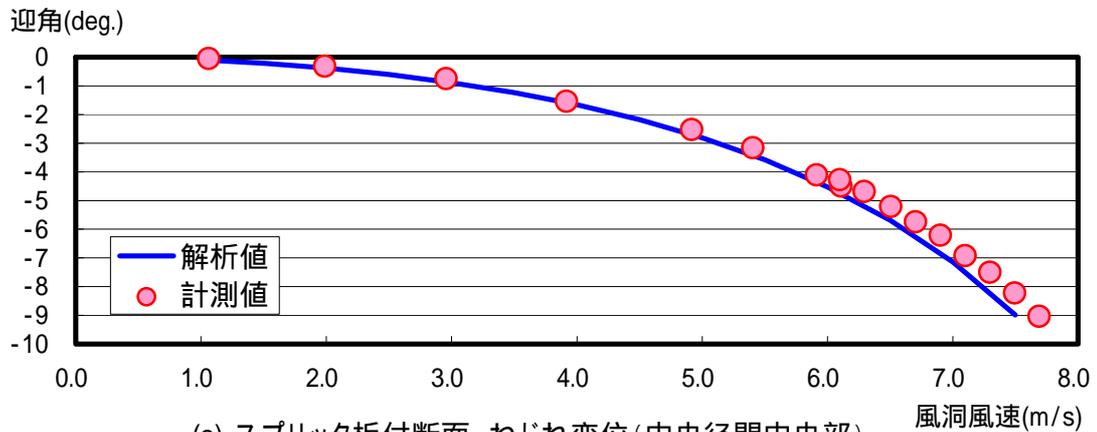


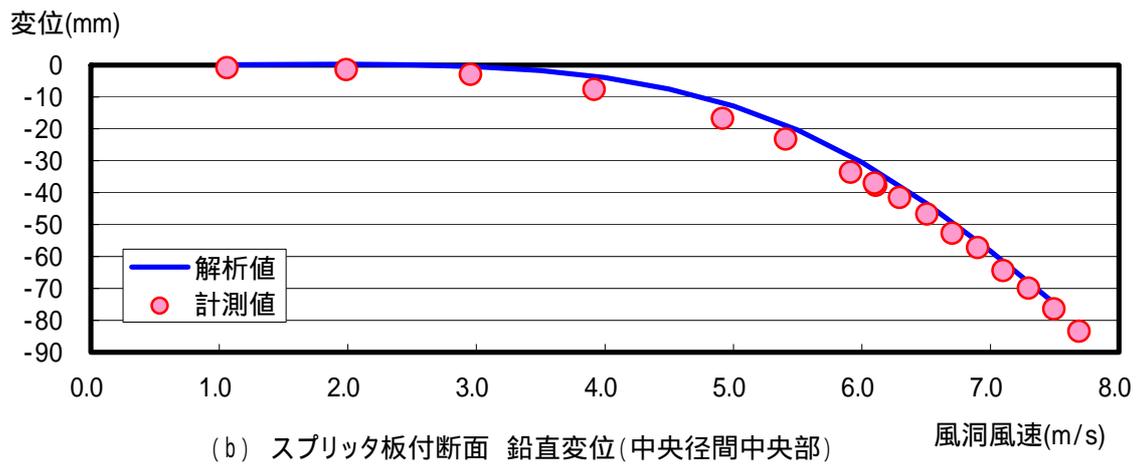
図7.2.2 対策断面の変形解析と計測値の比較図

3) スプリッタ板付き断面の変形解析

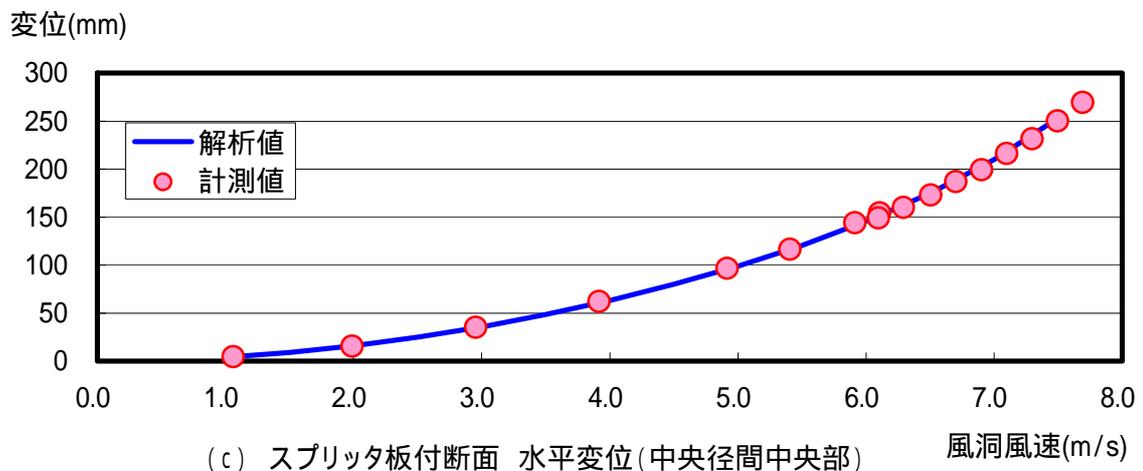
スプリッタ板付き断面の中央径間中央部の計測結果と解析結果の比較を図 7.2.3 に示す。フラッタが発生しないこの断面に於いては、計測値と変形解析値の一致度は最も高く、変形解析による解析値と計測値はフラッタの発生が無い場合には良く一致しており、変形解析の妥当性が確認出来た。



(a) スプリッタ板付断面 ねじれ変位 (中央径間中央部)



(b) スプリッタ板付断面 鉛直変位 (中央径間中央部)



(c) スプリッタ板付断面 水平変位 (中央径間中央部)

図 7.2.3 スプリッタ板付き対策断面の変形解析と計測値の比較

7.3 フラッタ解析の比較

1) 基本断面での減衰率と振動数の比較

図 7.3.1 と図 7.3.2 には、基本断面について、変形解析のねじれ変位が一致する風洞風速 5m/s 以下の範囲についてフラッタ解析値と計測値の比較を示す。この結果からも明らかなように両者は良く一致しており、フラッタ解析の手法の妥当性が確認出来た。

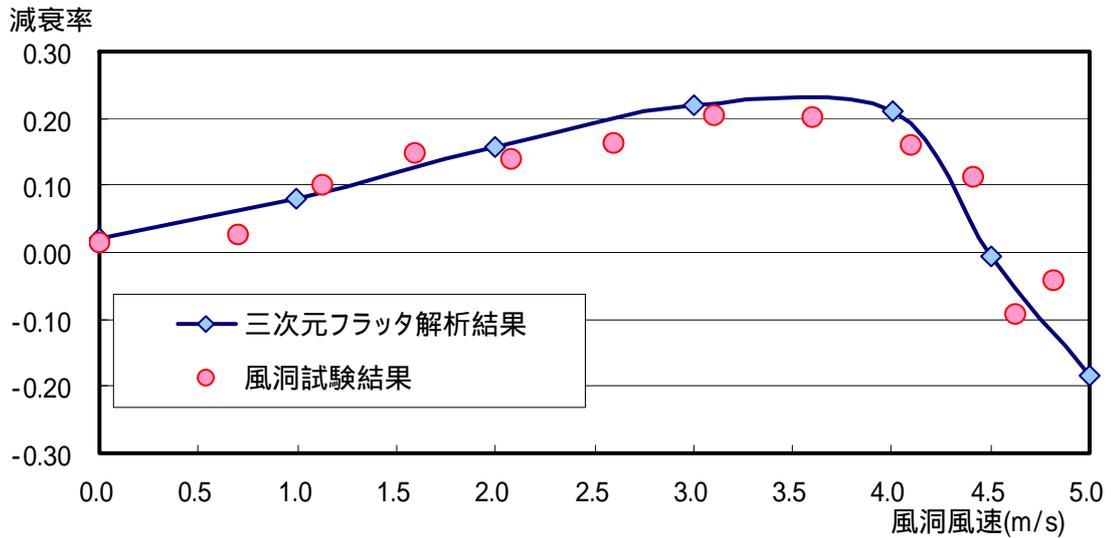


図 7.3.1 基本断面ねじれ対称 1 次のフラッタ解析と計測値の減衰率比較

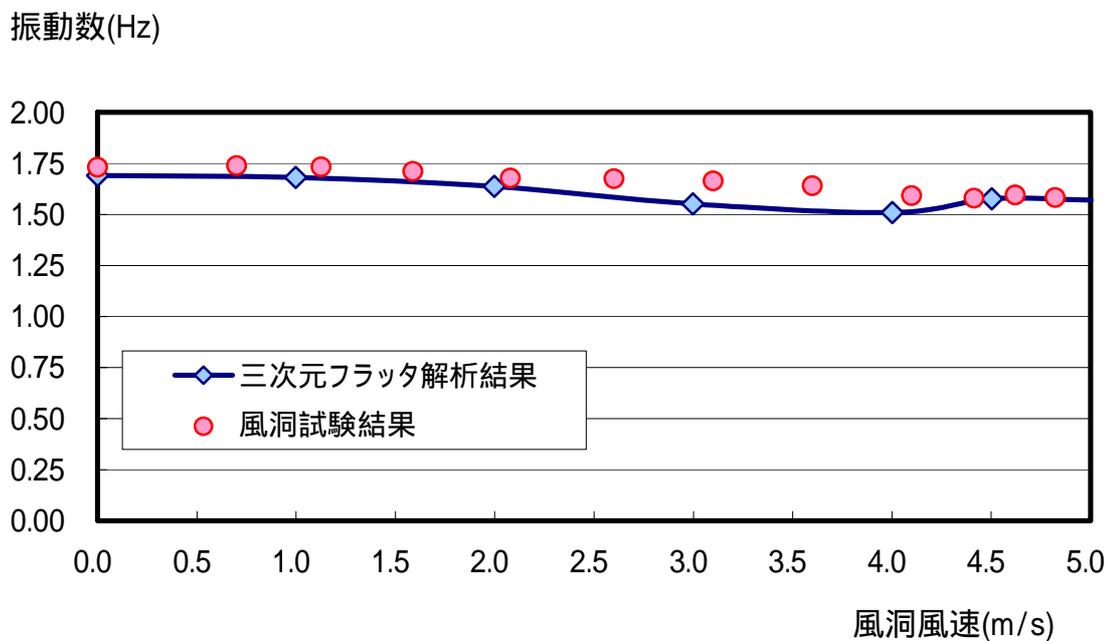


図 7.3.2 基本断面ねじれ対称 1 次のフラッタ解析と計測値の振動数比較

2) 対策断面での減衰率と振動数の比較

図 7.3.3 と図 7.3.4 には、対策断面のフラッタ解析値と計測値の比較を示す。対策断面では三次元模型試験で観測されたフラッタが、解析上いずれのモードでも発生しておらず、計測値と解析値は一致していない。基本断面ではフラッタ解析は風洞試験結果と一致していたが、対策断面では一致しない原因を調査することとした。

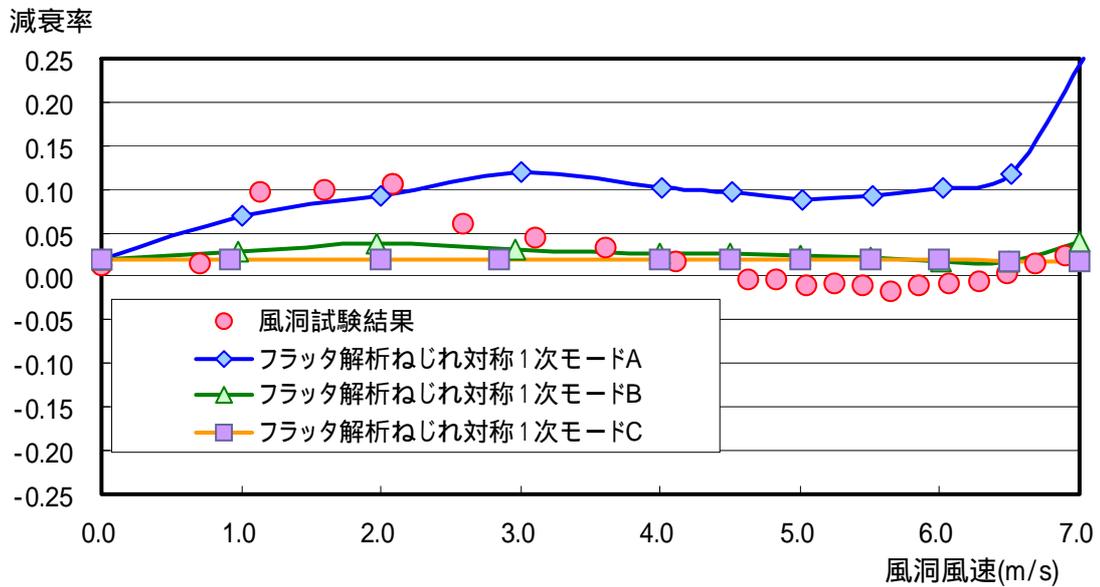


図 7.3.3 対策断面のフラッタ解析と計測値の減衰率の比較

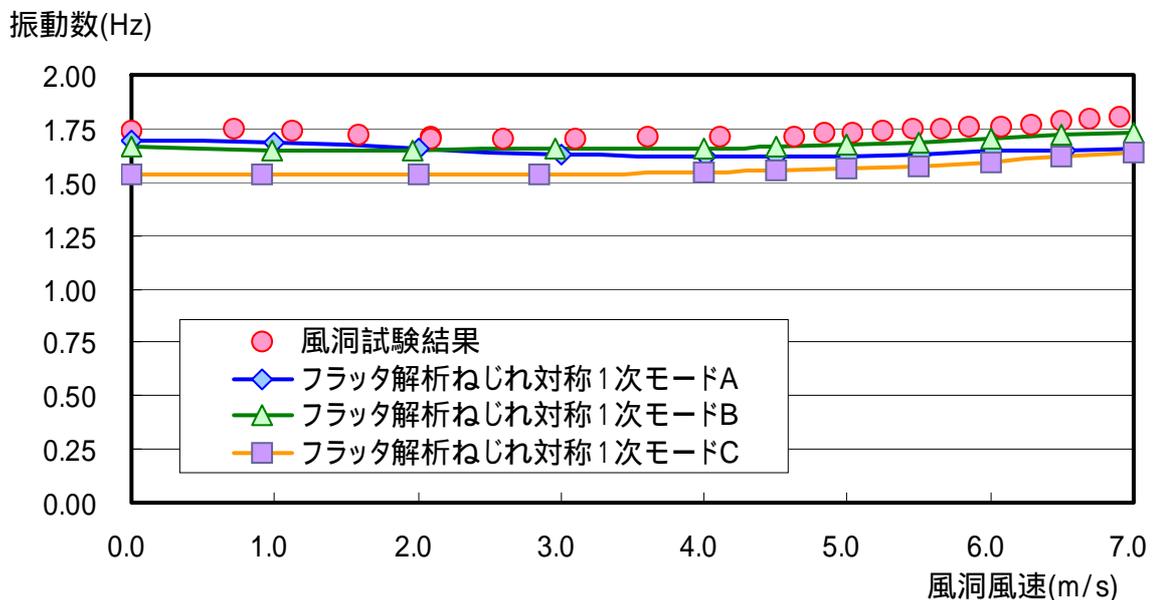


図 7.3.4 対策断面のフラッタ解析と計測値の振動数の比較

3) 基本断面と対策断面の非定常空気力係数の比較

対策断面のフラッタ解析誤差について検討するため、解析に使用した非定常空気力係数について、実部と虚部の関係を振幅と位相差に変換して図 7.3.5 には基本断面風速 5m/s の状態を、図 7.3.6 には対策断面風速 5.5m/s の状態を示す。

これより、基本断面では回転加振のモーメント成分の位相差が正となり加振領域が発生しているが、対策断面では位相差は極めてゼロには近いが、全て負の制振領域となっており、非定常空気力係数を見る限りフラッタは発生せず、フラッタ解析には問題が無いことが確認出来る。

図 7.3.6 に示す回転加振のモーメント係数は桁中央部の振幅と位相差の双方共にゼロに近い値となっていることから、非定常空気力の精度そのものが大きく影響しているものと考えられる。そこで改めて非定常空気力試験の測定精度を検証してみた。

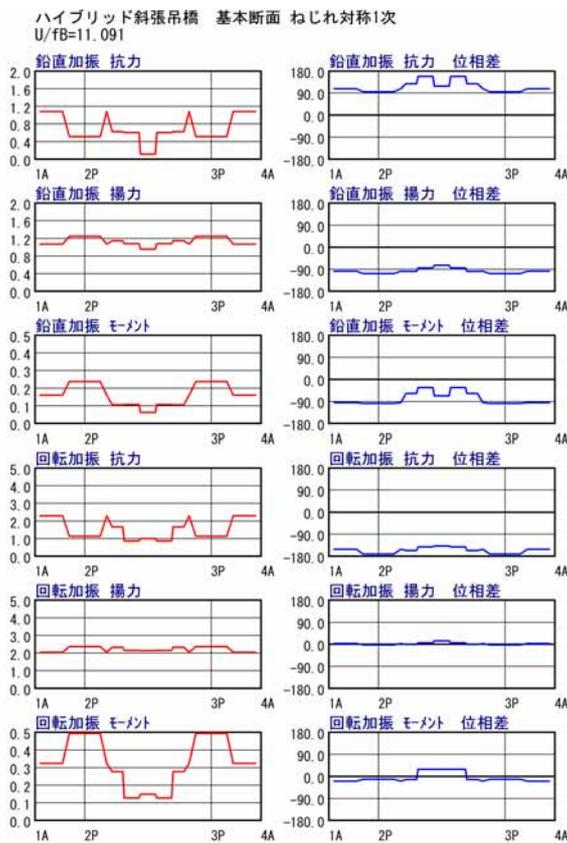


図 7.3.5 基本断面 非定常空気力係数の振幅と位相差 風速 5m/s

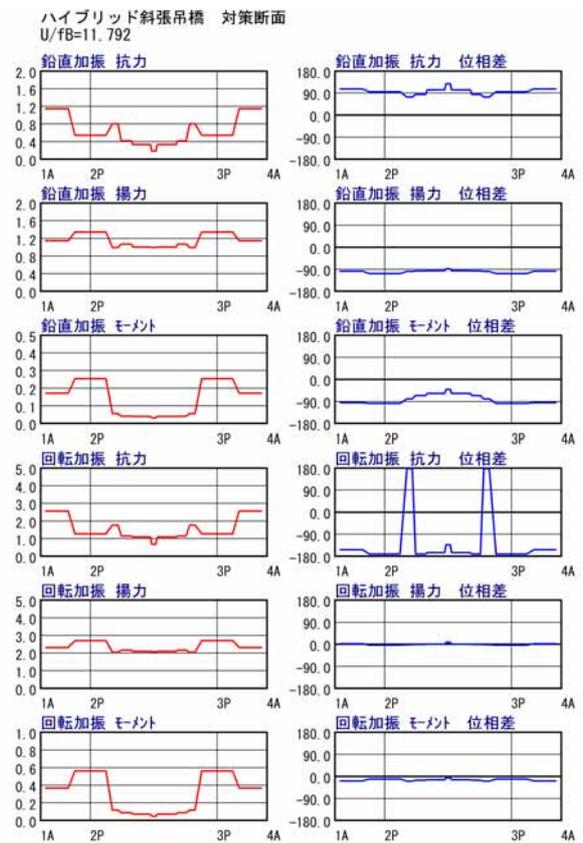


図 7.3.6 対策断面 非定常空気力係数の振幅と位相差風速 5.5m/s

7.4 非定常空気力計測解析法の改良

非定常空気力の精度を向上させる方法について、計測方法と解析方法の両面から検討を行った。非定常空気力の試験法として、風速を一定として加振振動数を変化して行う風速一定法と、振動数を一定として風速を変化させ行う振動数一定法の2つの方法がある。また解析方法としては、変位と非定常空気力のクロススペクトル解析を用いる方法と、個々の波形から振幅と位相差を求め解析する方法の2つの方法がある。

ここでは時系列波形を短い時間間隔で分離し、波形を最小二乗法で近似計算を行うことから波形近似法とした。従来は風速一定法で計測を行いクロススペクトル法で解析を実施していたが、これを振動数一定法で計測を行い波形近似法で解析を行う方法に変更した。

非定常空気力の計測解析方法について、従来の方法と新しい方法の比較を表7.4.1に示す。

表7.4.1 非定常空気力試験の計測解析方法の比較

	従来の方法	新方法
計測方法	<p>風速一定法</p> <p>風速を固定し振動数を変化させて計測。無風時と有風時それぞれ2回以上、決められた加振振動数の組み合わせにて計測を行う必要があり計測に時間が掛かる。(1回の計測は30分~1時間程度)</p>	<p>振動数一定法</p> <p>振動数を固定し風速を変化させ10数回計測。無風状態から風速を上げ連続して計測が可能。1回の計測(1風速)は1,2分で終了する。</p>
解析方法	<p>クロススペクトル法</p> <p>異なる加振振動数の全データを1つの時系列データとして扱い、全体を平均化処理することで解析の手間が掛からず処理速度も速い。</p> <p>クロススペクトル解析はFFT解析を基本としている解析法であり、ある一定時間の安定した振動の平均的な振幅を解析する場合には問題ないが、時々刻々と変動する波形を解析する場合には限界がある。</p> <p>FFT法の分解能による解析精度の問題がある。(FFT法の分解能=サンプリング周波数/データ数)</p> <p>分解能を上げるためにはサンプリング周波数を下げるか、データ数を増加させることとなるが、いずれの方法でも計測時間が長くなり、長時間の安定した振動状態である必要がある。</p>	<p>波形近似法</p> <p>解析は風速毎に1回ずつ行う必要があり、解析の手間がかかり、処理にも時間がかかる。</p> <p>時系列波形を細かい波単位に分解し、個々に既知の振動数から振幅と位相を最小二乗法で精度良く求めることで、非定常空気力の局所的な変動についても解析が可能。</p> <p>時系列データのサンプリング周波数を上げることで、解析精度を向上させることが可能。</p> <p>(例えば1Hzの振動を500Hzでサンプリングした場合0.002Hzの精度となり、50波の区間で平均化すればさらに精度が50倍向上する。)</p>

波形近似法による解析処理の流れを図 7.4.1 に示す。

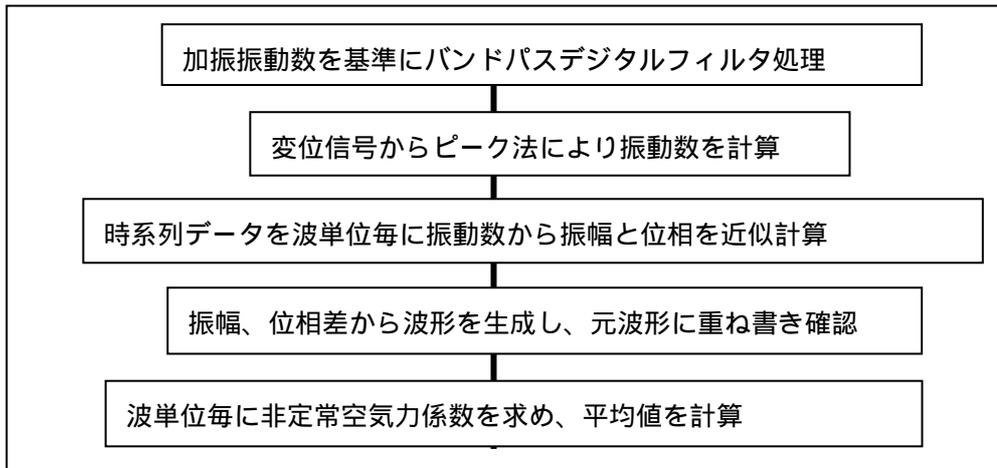


図 7.4.1 波形近似解析法の流れ

時系列波形の振幅と位相差から非定常空気力係数を求める方法は以下の方法を用いた。非定常空気力係数を Scanlan⁵⁾ の無次元化の定義式で示すと。

$$L = \frac{1}{2} \rho U^2 B \left[KH_1^* \frac{\dot{h}}{U} + KH_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^2 H_3^* \alpha + K^2 H_4^* \frac{h}{B} + KH_5^* \frac{\dot{s}}{U} + K^2 H_6^* \frac{s}{B} \right] \quad (7.1.1)$$

$$M = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 \left[KA_1^* \frac{\dot{h}}{U} + KA_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^2 A_3^* \alpha + K^2 A_4^* \frac{h}{B} + KA_5^* \frac{\dot{s}}{U} + K^2 A_6^* \frac{s}{B} \right] \quad (7.1.2)$$

$$D = \frac{1}{2} \rho U^2 B \left[KE_1^* \frac{\dot{h}}{U} + KE_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^2 E_3^* \alpha + K^2 E_4^* \frac{h}{B} + KE_5^* \frac{\dot{s}}{U} + K^2 E_6^* \frac{s}{B} \right] \quad (7.1.3)$$

ここで、L ; 単位長さ当たりの揚力

M ; 単位長さ当たりのモーメント

D ; 単位長さ当たりの抗力

$K (= \omega B / U)$; 換算振動数、U ; 平均風速(m/sec)、B ; 代表幅(全幅 m)

ρ ; 空気密度、h ; 鉛直変位(m)、 α ; ねじれ変位(Rad.)、s ; 水平変位(m)

H_i^*, A_i^*, E_i^* (i=1~6) : 非定常空気力係数

これらの非定常空気力係数は、変位の振幅、非定常空気力の振幅、変位に対する位相差から次の式を用いて求める。

$$H_1^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_L^h \sin \phi_L^h}{h_0} \quad (7.1.4)$$

$$H_2^* = \frac{1}{K^2} \frac{C_L^\alpha \sin \phi_L^\alpha}{\alpha_0} \quad (7.1.5)$$

$$H_3^* = \frac{1}{K^2} \frac{C_L^\alpha \cos \phi_L^\alpha}{\alpha_0} \quad (7.1.6)$$

$$H_4^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_L^h \cos \phi_L^h}{h_0} \quad (7.1.7)$$

$$H_5^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_L^S \sin \phi_L^S}{S_0} \quad (7.1.8)$$

$$H_6^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_L^S \cos \phi_L^S}{S_0} \quad (7.1.9)$$

$$A_1^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_M^h \sin \phi_M^h}{h_0} \quad (7.1.10)$$

$$A_2^* = \frac{1}{K^2} \frac{C_M^\alpha \sin \phi_M^\alpha}{\alpha_0} \quad (7.1.11)$$

$$A_3^* = \frac{1}{K^2} \frac{C_M^\alpha \cos \phi_M^\alpha}{\alpha_0} \quad (7.1.12)$$

$$A_4^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_M^h \cos \phi_M^h}{h_0} \quad (7.1.13)$$

$$A_5^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_M^S \sin \phi_M^S}{S_0} \quad (7.1.14)$$

$$A_6^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_M^S \cos \phi_M^S}{S_0} \quad (7.1.15)$$

$$E_1^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_D^h \sin \phi_D^h}{h_0} \quad (7.1.16)$$

$$E_2^* = \frac{1}{K^2} \frac{C_D^\alpha \sin \phi_M^\alpha}{\alpha_0} \quad (7.1.17)$$

$$E_3^* = \frac{1}{K^2} \frac{C_D^\alpha \cos \phi_M^\alpha}{\alpha_0} \quad (7.1.18)$$

$$E_4^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_D^h \cos \phi_M^h}{h_0} \quad (7.1.19)$$

$$E_5^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_D^S \sin \phi_M^S}{S_0} \quad (7.1.20)$$

$$E_6^* = \frac{B}{K^2} \frac{C_D^S \cos \phi_M^S}{S_0} \quad (7.1.21)$$

ここで、 h_0 : 鉛直変位の振幅(m)、 α_0 : ねじれ変位の振幅(m)、 S_0 : 水平変位の振幅(m)

C_M, C_L, C_D はそれぞれ非定常空気力の振幅を示し、上付き h, α, S は加振方向
 ϕ_M, ϕ_L, ϕ_D はそれぞれ非定常空気力の位相差示し、上付き h, α, S は加振方向
を示す。

Scanlan の非定常空気力係数から 5.2 章で示した非定常空気力係数を座標系の定義に合わせると次式で求めることが出来る。

$$L_{zR} = \frac{H_4^*}{\pi} \quad (7.2.1) \quad M_{zR} = \frac{A_4^*}{\pi} \quad (7.2.2) \quad D_{zR} = -\frac{E_4^*}{\pi} \quad (7.2.3)$$

$$L_{zI} = \frac{H_1^*}{\pi} \quad (7.2.4) \quad M_{zI} = \frac{A_1^*}{\pi} \quad (7.2.5) \quad D_{zI} = -\frac{E_1^*}{\pi} \quad (7.2.6)$$

$$L_{gR} = \frac{H_3^*}{\pi} \quad (7.2.7) \quad M_{gR} = \frac{A_3^*}{\pi} \quad (7.2.8) \quad D_{gR} = -\frac{E_3^*}{\pi} \quad (7.2.9)$$

$$L_{\theta I} = \frac{H_2^*}{\pi} \quad (7.2.10) \quad M_{\theta I} = \frac{A_2^*}{\pi} \quad (7.2.11) \quad D_{\theta I} = -\frac{E_2^*}{\pi} \quad (7.2.12)$$

$$L_{SR} = \frac{H_6^*}{\pi} \quad (7.2.13) \quad M_{SR} = \frac{A_6^*}{\pi} \quad (7.2.14) \quad D_{SR} = -\frac{E_6^*}{\pi} \quad (7.2.15)$$

$$L_{SI} = \frac{H_5^*}{\pi} \quad (7.2.16) \quad M_{SI} = \frac{A_5^*}{\pi} \quad (7.2.17) \quad D_{SI} = -\frac{E_5^*}{\pi} \quad (7.2.18)$$

具体的には以下の手順で解析を行った。

1) 計測

振動数一定の条件で模型を加振、風速が安定した後計測を開始する。

この時のサンプリング周波数は、検力計のノイズ成分をも考慮し 500Hz とした。

この時の計測画面の例を図 7.4.2 に示す。

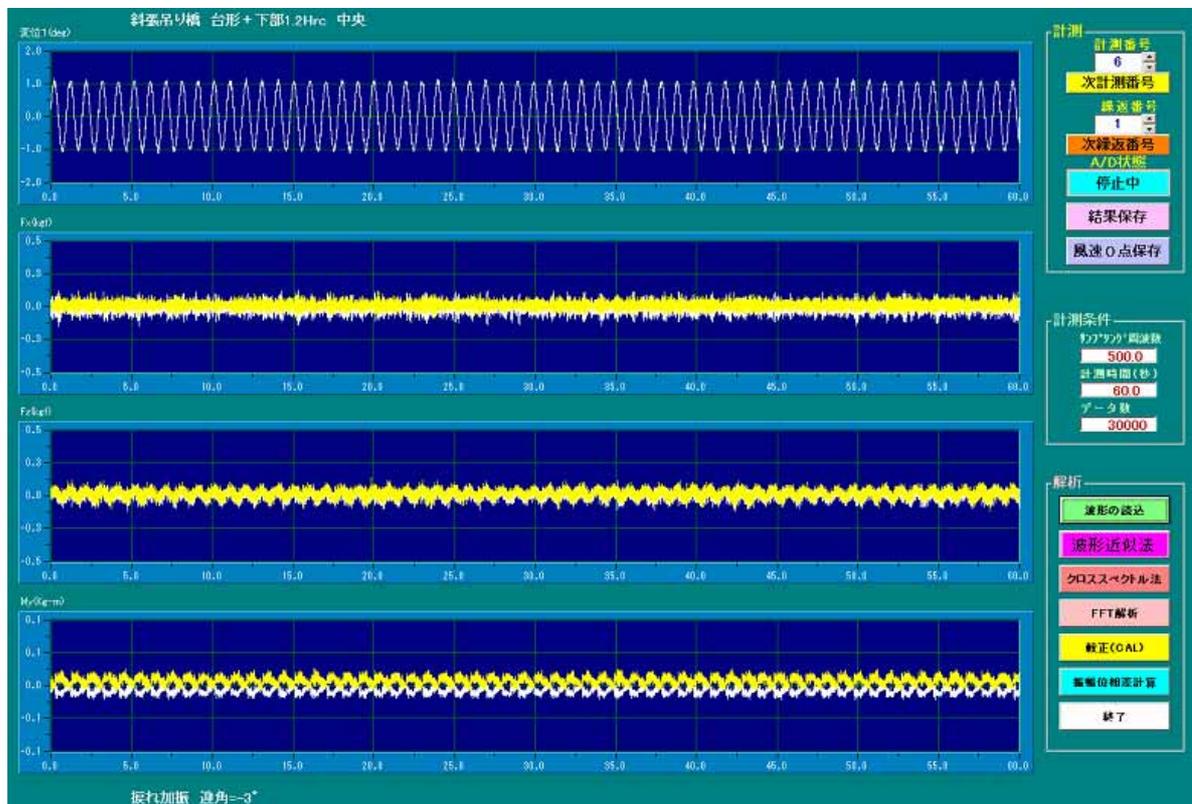


図 7.4.2 計測画面

2) 前処理 (デジタルフィルタ処理とピーク法による振動数の計算)

加振振動数を基準に 2 倍の値をローパスフィルタの設定値に、半分の値をハイパスフィルタの設定値とし、バンドパスデジタルフィルタ処理計算を行い、変位信号の山谷のピーク位置を求め、この結果を図 7.4.3 に示す。

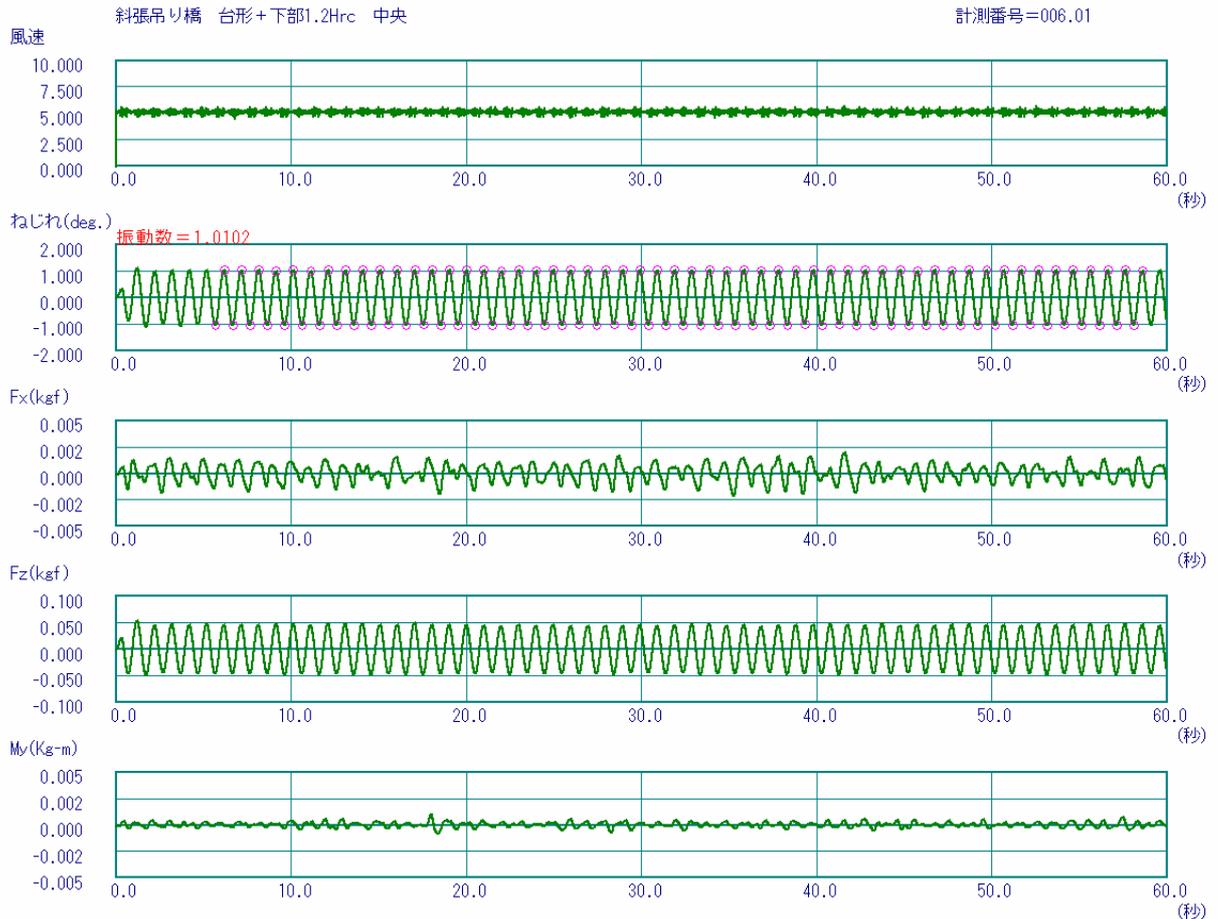


図 7.4.3 デジタルフィルタ後の画面 (変位の は探索したピーク位置を示す)

3) 波形近似解析

解析画面の例を図 7.4.4 に示す。ここに示す例では、サンプリング周波数 500Hz にて、時系列波形を 1 組 1000 個ずつの波形に分割し、解析区間を 5 ~ 60 秒とし解析を行った。

この時 1 組の波の解析波数 = データ数 / サンプリング周波数 × 基本振動数の関係から、振動数が 1Hz であれば振動波形を 2 周期分毎に分割し解析することとなる。

個々の波形毎に、変位の振動数を基準として、非定常空気力の時系列波形について式 7.3.1 を適用し A , B の 2 つの係数を最小二乗法で求め、振幅を式 7.3.2、位相を式 7.3.3 から求め、これらの値から波形を生成し、元の波形に重ね書きすることで、解析内容の妥当性を確認することが出来る。

$$f(x) = A \cos(2\pi f) + B \sin(2\pi f) \quad (7.3.1)$$

$$Amp. = \sqrt{A^2 + B^2} \quad (7.3.2)$$

$$phs. = \tan^{-1}(B / A) \quad (7.3.3)$$

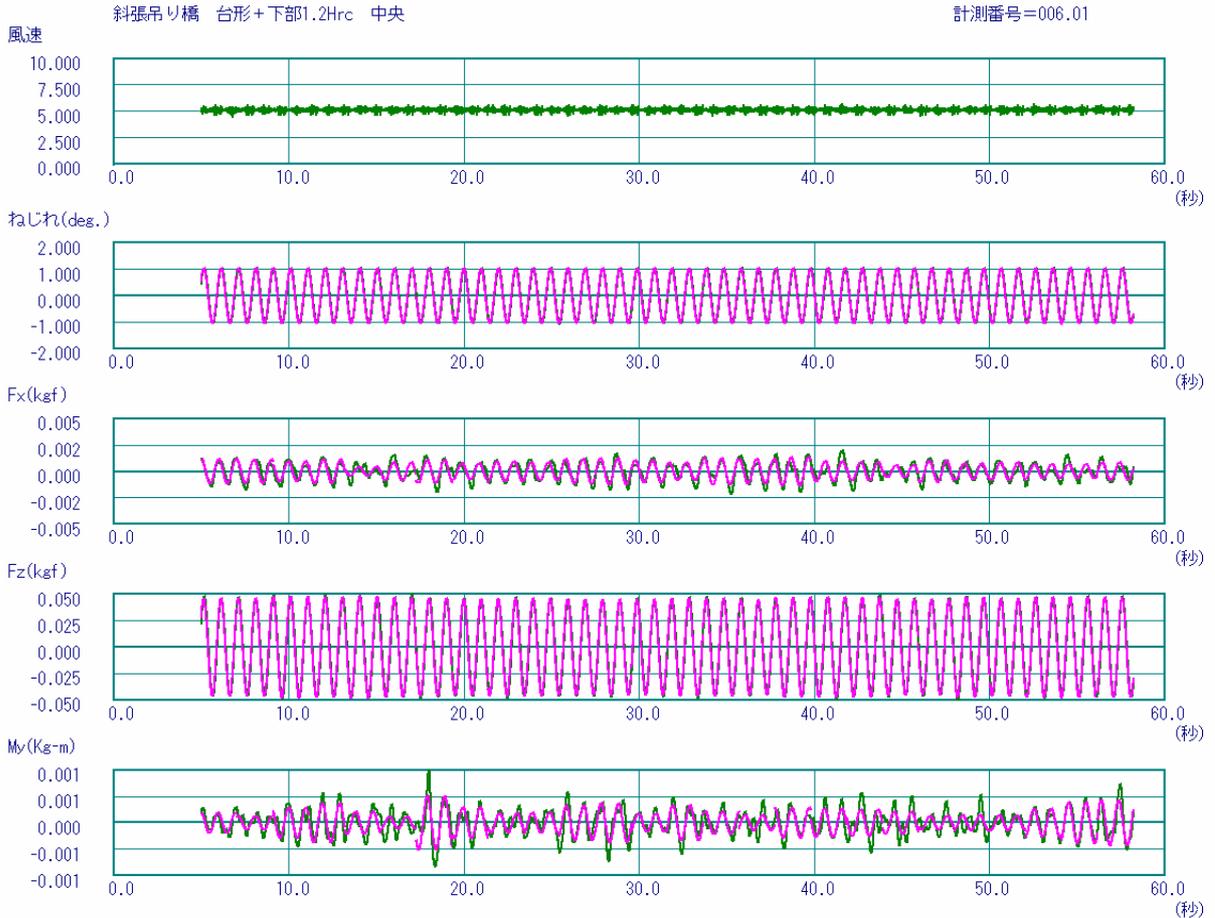


図 7.4.4 解析精度の確認画面（ピンク色が生成波形）

図 7.4.5 には、解析回数 = $500\text{Hz} \times 55 \text{秒} / 1000 = 27.5 \text{回} = 27 \text{回}$ の計算毎に得られた振幅と位相差を示す。この例では揚力成分の振幅は 0.04654Kgf 、位相差は 2.8度 と安定したデータを示しているが、抗力成分は振幅 0.00096Kgf 、位相差 39.2度 と測定量が非常に小さくデータのばらつき具合も揚力成分に比べ大きくなっている。またモーメント成分の測定量も非常に小さく振幅 0.00025kgf-m 、位相差 33.0度 で特に位相差のばらつきが目立っている。有風時の計測でありながら、このように非常に小さい非定常空気力であることが計測の難しさを示している。

図 7.4.6 には振幅と位相差の値から 7.1.4~7.1.21 式に代入し Scanlan の非定常空気力係数を求め、さらに 7.2.1~7.2.18 式で変換後、横軸を計算回数として示している。この平均値を非定常空気力係数として採用している。揚力成分の実部、虚部は共に安定した値を示しているが、抗力成分の実部は最大で約 0.3 、虚部は最大で約 0.5 の開きがあり。またモーメント成分の実部は最大で約 0.05 、虚部は最大で約 0.08 程度の開きがある。抗力とモーメント成分は測定量が小さい分だけ、非定常空気力係数の平均値に対しデータの乱れが目立つ結果となっている。

振幅、位相差 作画

斜張吊り橋 台形+下部1.2Hrc 中央

計測番号=006.01

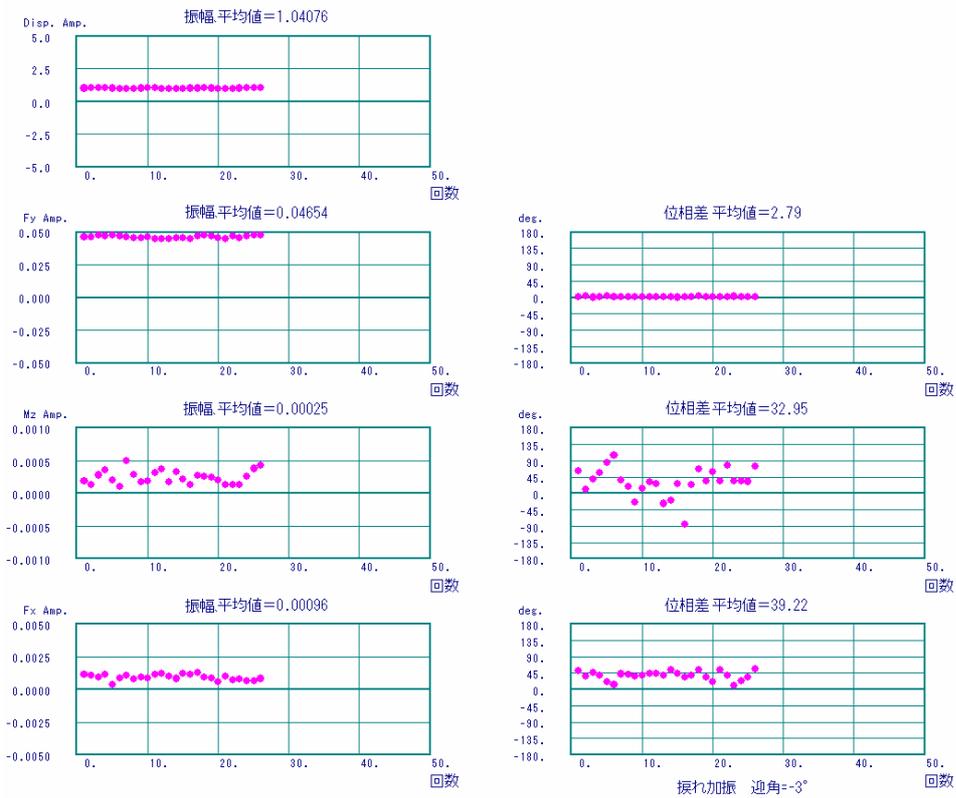


図 7.4.5 計算回数毎の振幅（左側）と位相差（右側）

非定常空気力係数

斜張吊り橋 台形+下部1.2Hrc 中央

計測番号=006.01

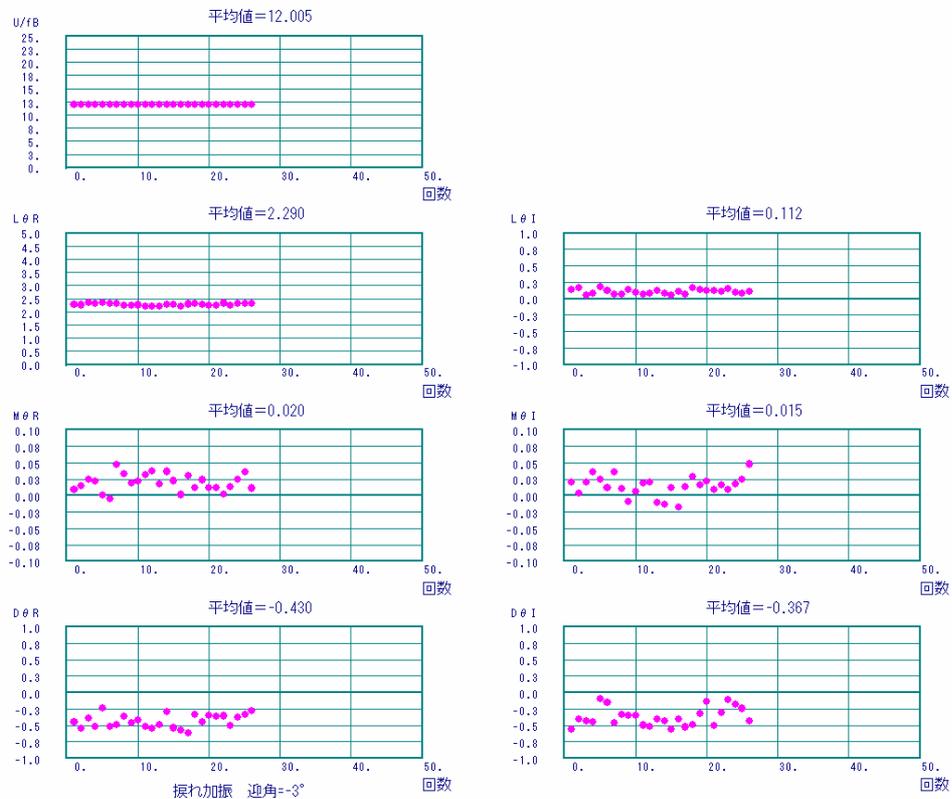


図 7.4.6 計算回数毎の非定常空気力係数

図 7.4.7 に非定常空気力係数の平均値を無次元化風速 (U/fB) で表示した結果を示す。無風時の非定常空気力係数の取り扱い方法にはさまざまな議論があるが、有風時の値から無風時の値を差し引く方法を採用した。従って、無風時のデータをいかに精度よく評価するかが重要となる。特に回転加振時のモーメント係数のように、計測量が小さい場合にはなおさら無風時の計測精度が大きく影響を与える場合が予測され、無風時と有風時のデータを連続して計測することは、非定常空気力の測定精度を向上させる意味から重要である。

迎角 = -3.0 風速 = 5.123 振動数 = 1.0102
 fB/U = 0.0833 U/fB = 12.0054
 L θ R = 2.290 L θ I = 0.112
 M θ R = 0.020 M θ I = 0.015
 D θ R = -0.430 D θ I = -0.367

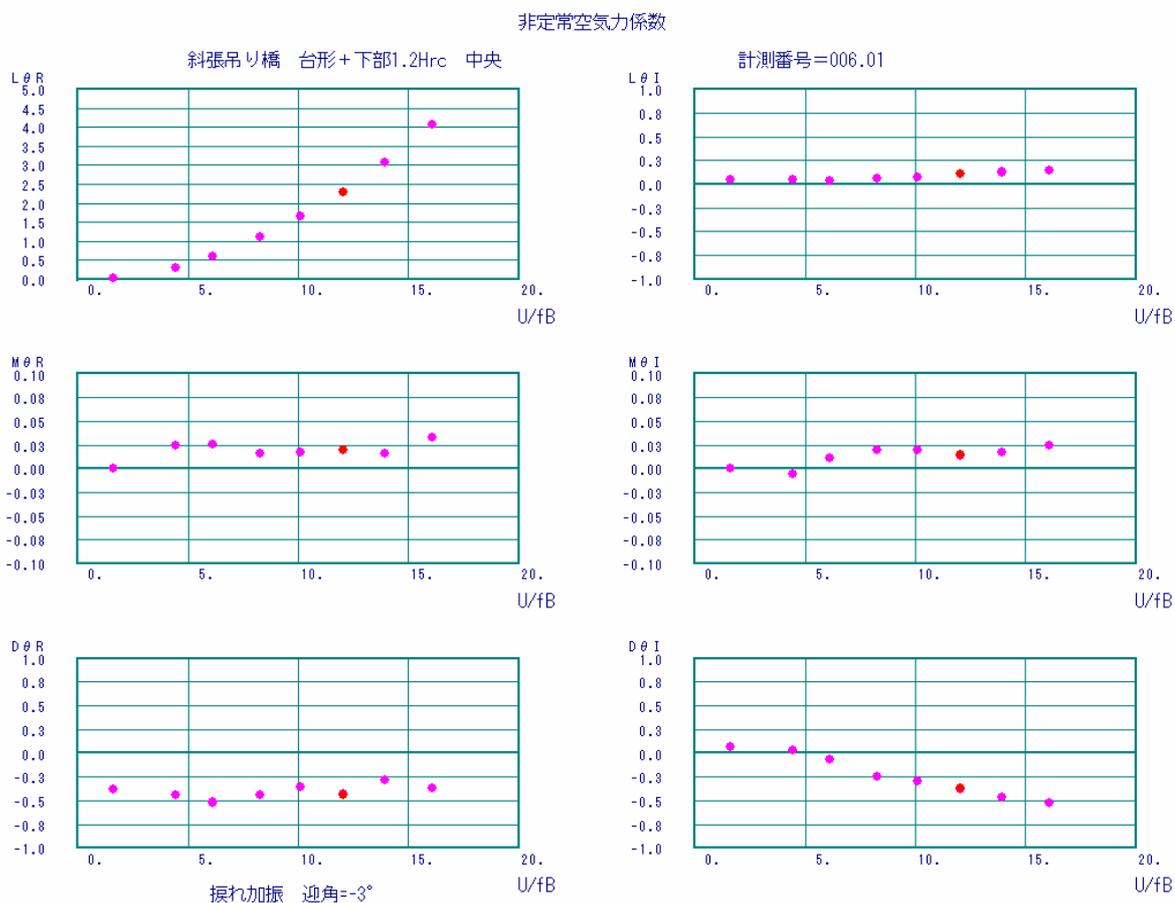


図 7.4.7 非定常空気力係数 (横軸は U/fB)

図 7.4.8 には、従来のクロススペクトル法による解析結果と波形近似法の解析結果の比較を示す。計測対象は対策断面、迎角-3°のねじれ加振である。図からも明らかなように、ねじれ加振時の揚力成分は良く一致しているが、モーメント成分と抗力成分には明らかな差が見られた。この差は図 7.4.6 に示す解析上のバラツキと比べるとほぼ同じ範囲にあり、計測上解析上の精度管理が非常に重要な事例であることが分かる。

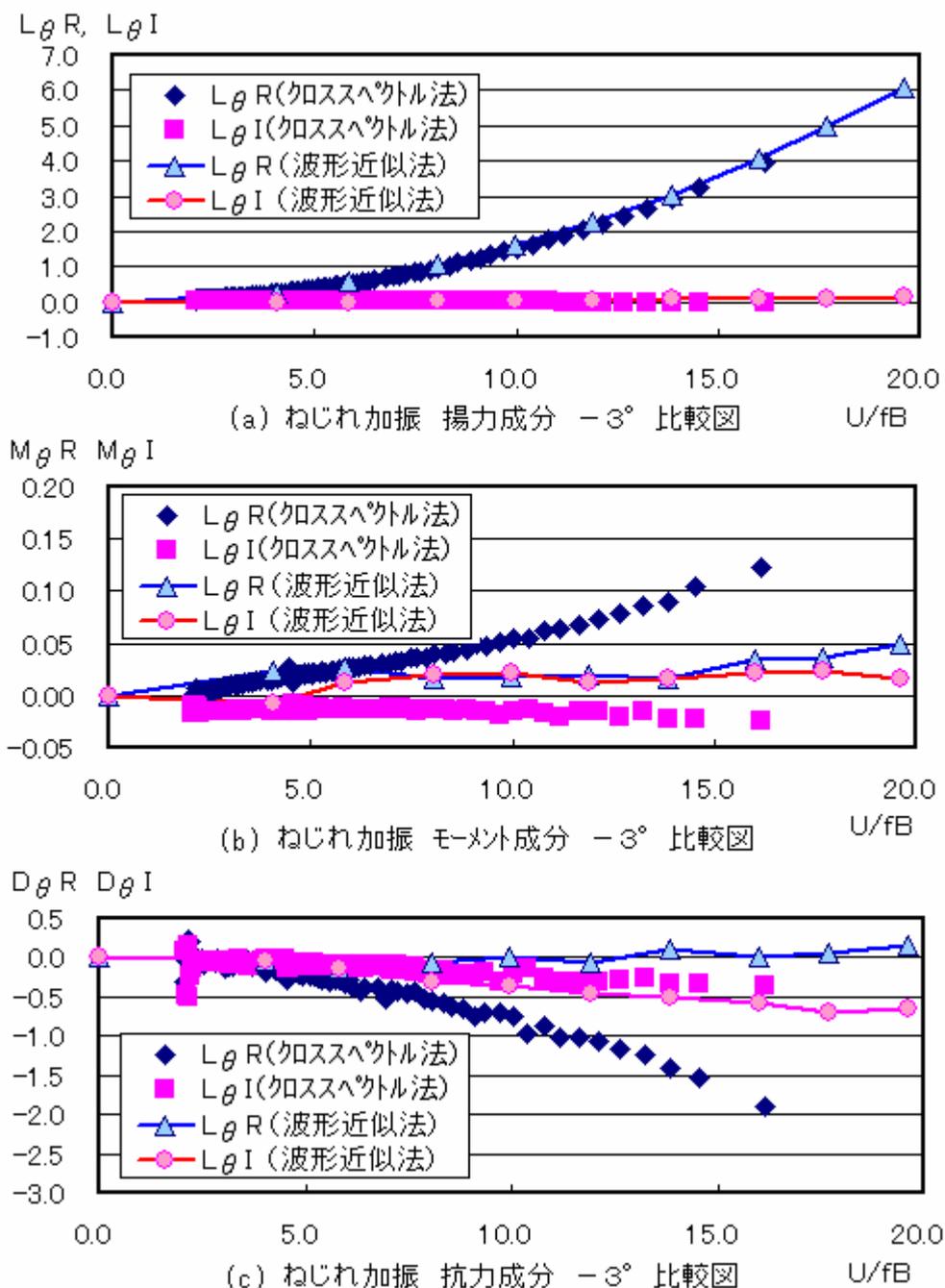


図 7.4.8 対策断面ねじれ加振 迎角-3度比較図

図 7.4.9 には、対策断面の風速 5.5m/s 相当 (無次元化風速(U/fB) = 12) における非定常空気力

のモーメント成分を横軸に迎角で示す。従来の M_R, M_I の表示法では分かり難いが、モーメント係数の振幅と位相差の関係で見ると、波形近似法による解析結果では迎角 -3° から -4° 付近に位相が大きく加振側に変化する範囲があることが分かり、従来僅かな計測誤差と見ていたものが、位相差で評価すると極めて大きな差となって現れていることが見て取れよう。従って微妙な空気力の違いを評価する場合には、非定常空気力を振幅と位相の関係で捉え、位相差を精度良く計測することが極めて重要である。

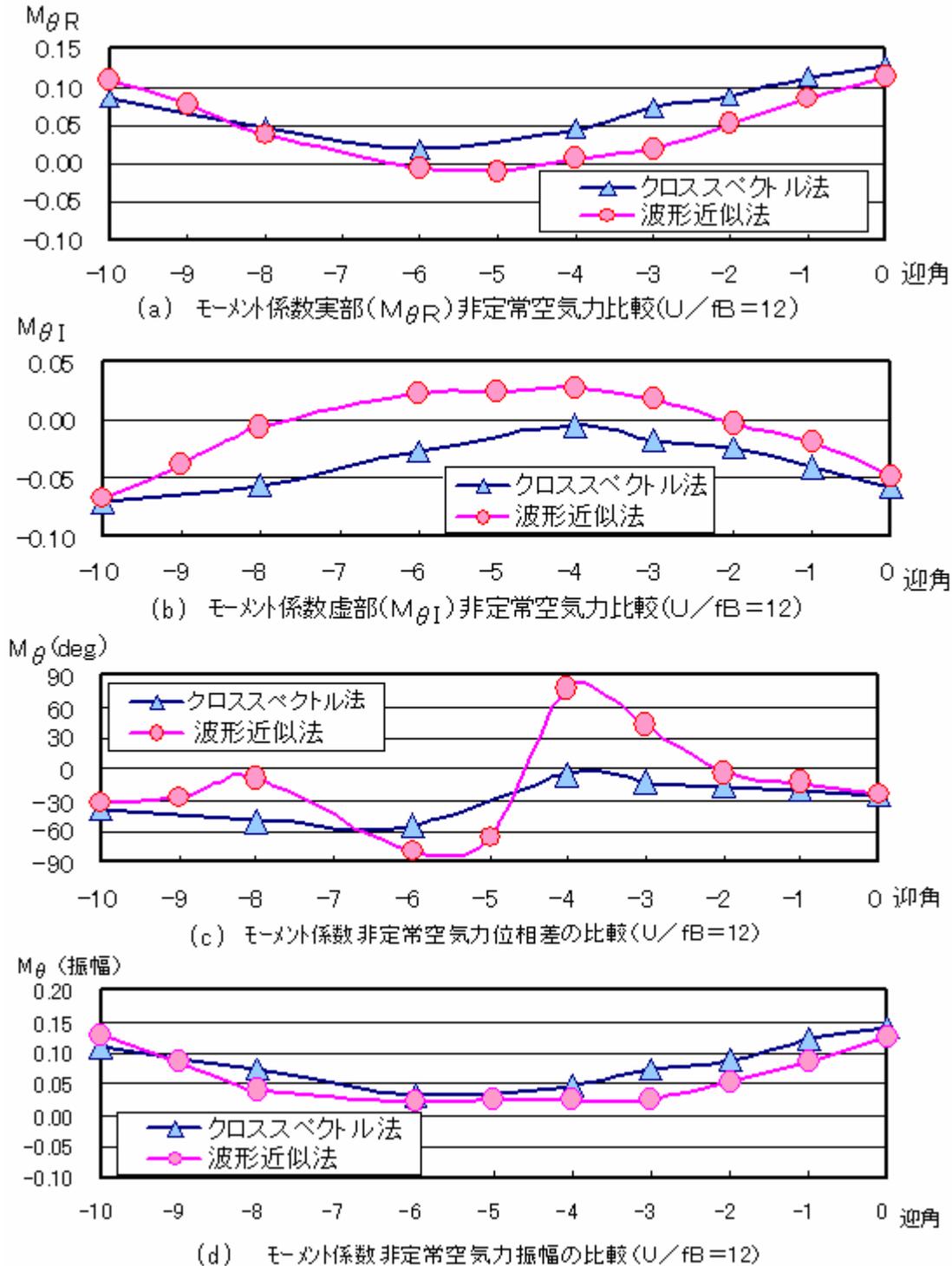


図 7.4.9 解析法によるモーメント成分の非定常空気力の比較

4) ノイズの影響について

非定常空気力試験の時系列波形には、基本振動数成分以外にも模型の振動等多くの振動成分が含まれている。解析手法を評価する上では、ノイズの影響を受けにくい方法を採用することが重要である。そこでノイズ成分が変化した場合について波形近似法とクロススペクトル法による解析手法の違いを調査した。

ノイズ影響の調査方法は以下の方法で実施した。

- 1) 非定常空気力係数から逆算した振幅と位相差から時系列波形を生成し、これにホワイトノイズ成分を加えた時系列波形を数学モデルで作成する。
- 2) この時ホワイトノイズの振幅は非定常空気力の基準振幅との倍率で数種類与える。(ホワイトノイズは基準振幅に対する倍数として入力したが、数学モデルで乱数を用いて発生させている関係により結果として振幅の正確な値としては得る事は出来ない。)
- 3) 2) で作成したノイズ成分の異なる時系列波形を2つの方法で解析する。
- 4) ノイズレベルを変化させた場合に於いても、解析結果に変化の少ない手法に評価を与える。

評価の公平性を維持するため、クロススペクトル法に於いても、波形近似法と同様にデジタルフィルタ処理を行い、かつ解析結果は振動数に対応する1点のみで評価を行った。

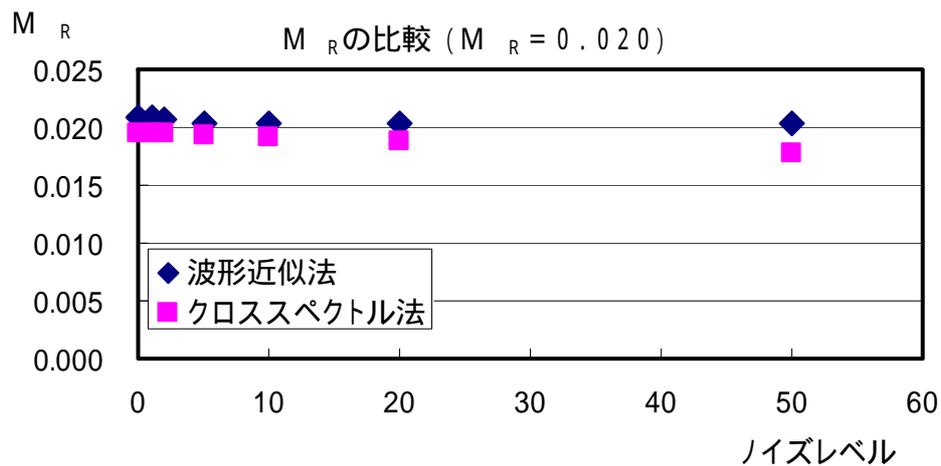


図 7.4.10 ノイズを付加した場合の解析法による M_R の比較

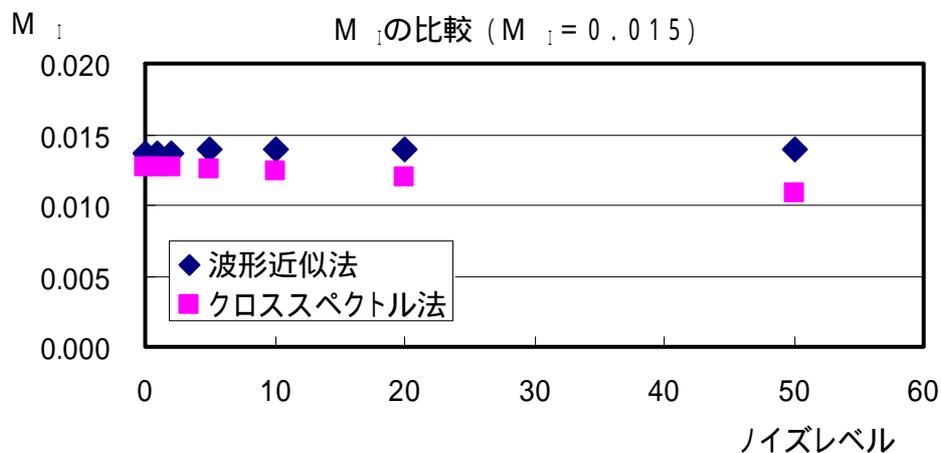


図 7.4.11 ノイズを付加した場合の解析法による M_I の比較

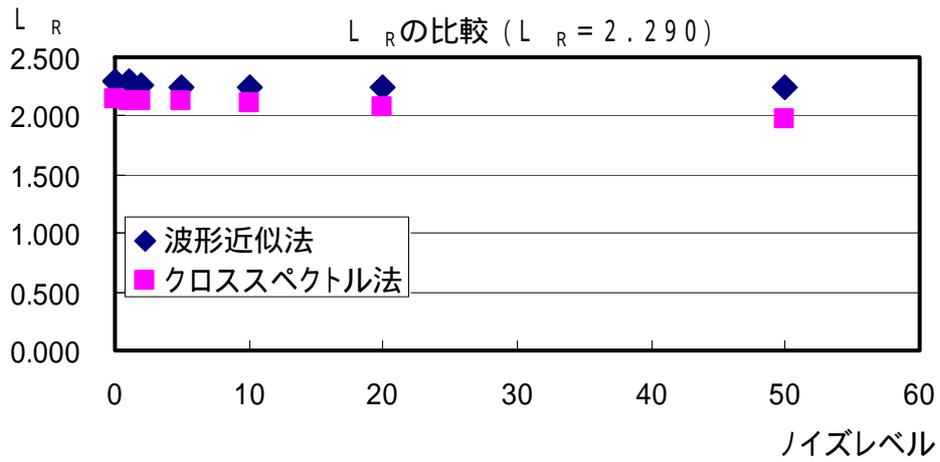


図 7.4.12 ノイズを付加した場合の解析法による L_R の比較

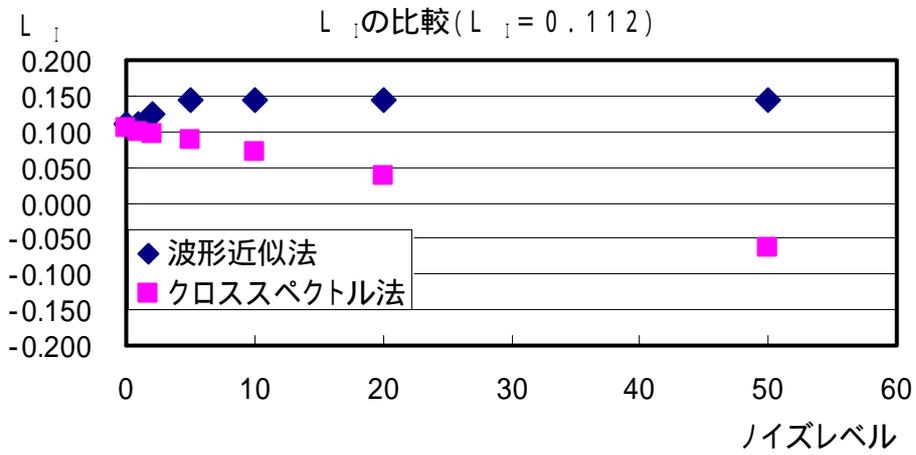


図 7.4.13 ノイズを付加した場合の解析法による L_I の比較

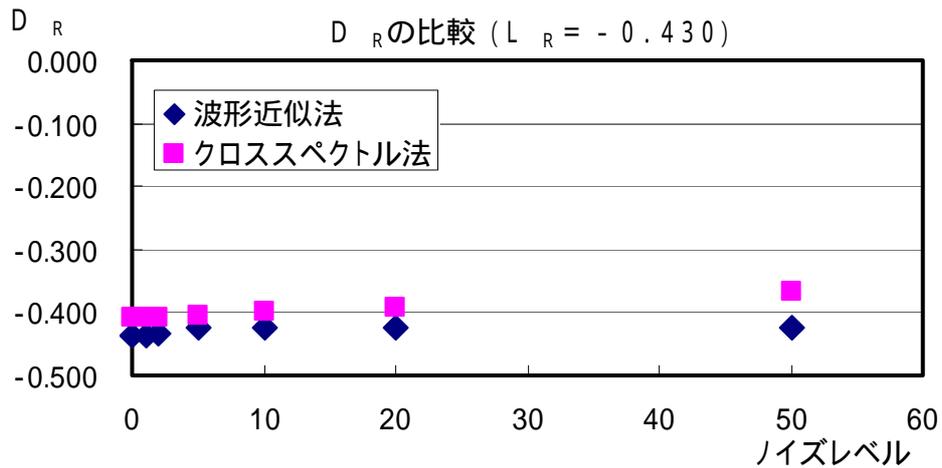


図 7.4.14 ノイズを付加した場合の解析法による D_R の比較

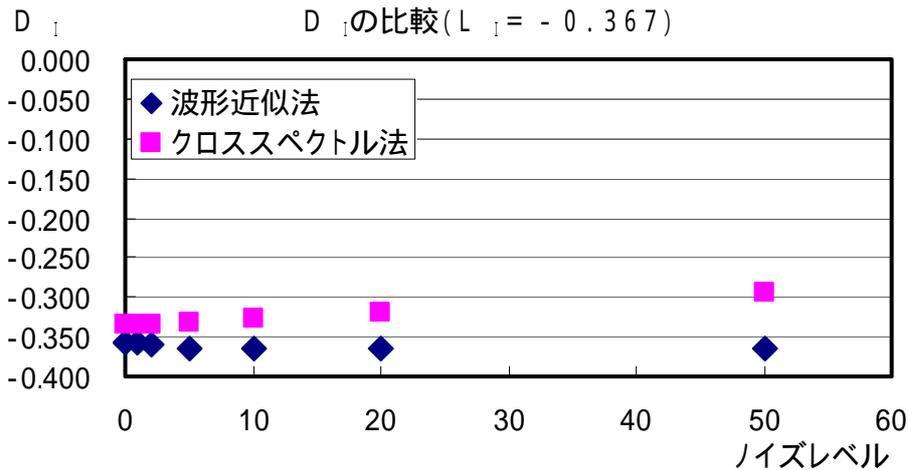


図 7.4.15 ノイズを付加した場合の解析法による D_1 の比較

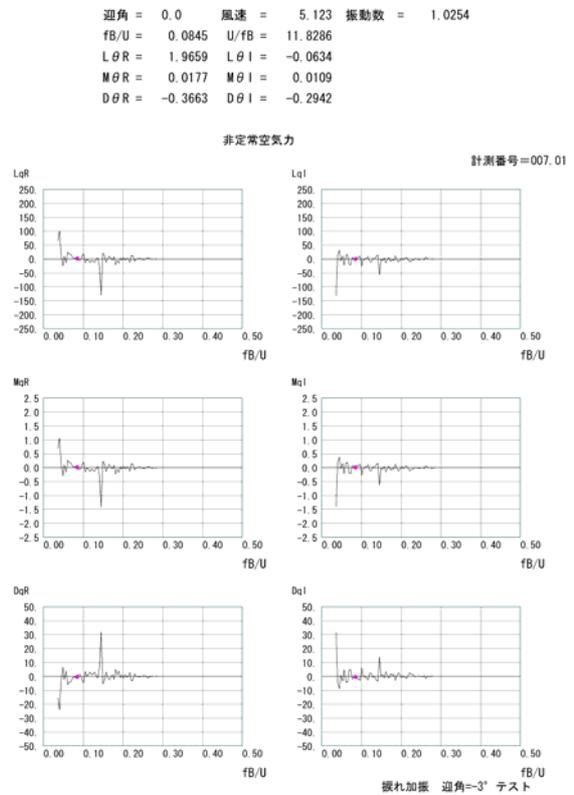
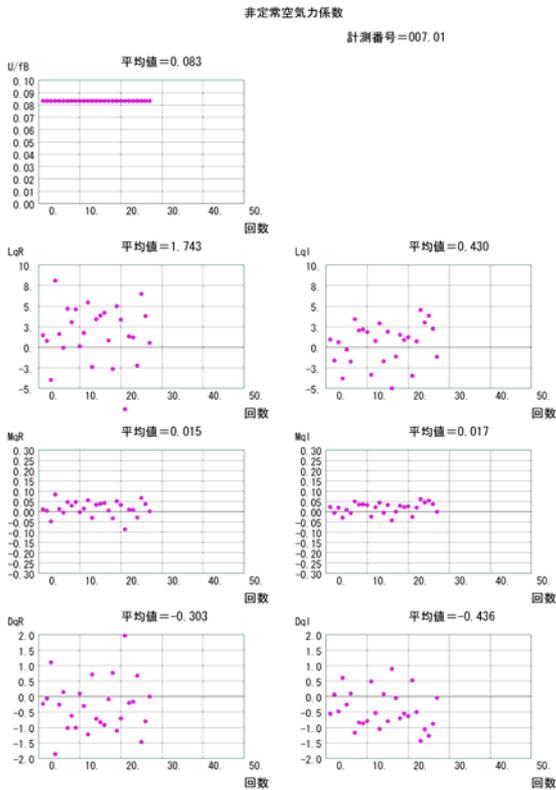
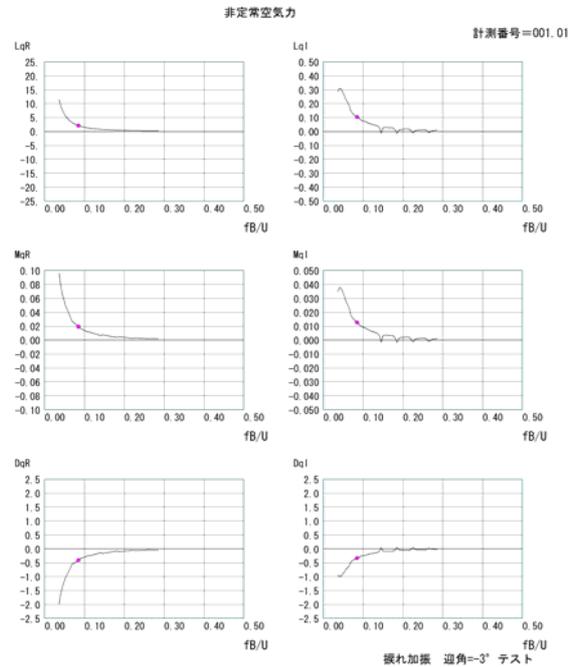
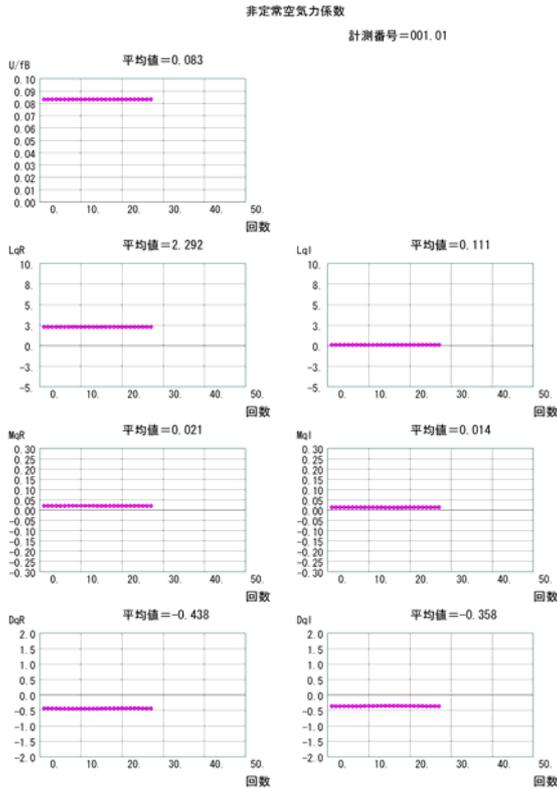
ノイズの影響調査結果を図 7.4.10 ~ 7.4.15 に示す。これよりノイズ成分が加わった場合に於いても波形近似法はクロススペクトル法に比べノイズの影響を受け難いことが分かる。

図 7.4.16 と図 7.4.17 にはノイズ無しの状態の解析結果を示す。図 7.4.16 の波形近似法では 1 つの振動数のみの解析結果を表示しているが、図 7.4.17 のクロススペクトル法では設定解析範囲全体の結果を線で示し、赤い点と数値は加振振動数に相当する解析結果を示す。

このように、クロススペクトル法ではノイズ成分が含まれていない場合には、1 つの振動数の解析に於いても全体的に単調な曲線を示している。これは解析振動数の範囲が広い為 1 つの振動数の計測でも、解析は指定範囲全体を行う為である。従来のクロススペクトル法ではこの最大の利点を生かし、風速を固定し振動数を変化させながら計測を行い、全データの一括解析処理を行っていた。具体的にはサンプリング周波数 20Hz で約 30 分間計測を行い、FFT データ数 1024 個で解析を行った。この場合 FFT 解析の回数は $20\text{Hz} \times 30\text{分} \times 60\text{秒} / 1024 = 35.16$ 回となり、FFT 解析を 35 回行いこの平均値化処理で非定常空気力係数を求めていた。

図 7.4.18 と図 7.4.19 にはノイズレベルを上げた状態の解析結果を示す。図 7.4.19 のクロススペクトル法の結果から、ノイズ成分が卓越すると、加振振動数の解析結果には大きな変化が無いものの、所々に大きな数値が入っており、クロススペクトル法では加振振動数以外の範囲にてノイズの影響を受けやすく離散的な値を示すことが分かる。これは FFT の平均化による積分誤差によりさらに解析精度が悪くなる現象が発生することを示唆するものである。従来この現象を補正する目的で非定常空気力係数曲線に一致しない結果は解析者の判断で削除していたが、これは平均化した後の値を削除していたに過ぎず、ノイズの影響を正確に除去していたのかは不明である。

今回解析上のノイズの影響について調査した結果、従来のクロススペクトル法による解析法では測定量が非常に小さい場合、ノイズ等の影響等により解析上の誤差が生じる場合があることが判明した。従来の測定内容の中で該当する事例がある場合には、保存されている時系列波形から波形近似法による再解析作業を行う必要がある。



7.5 三次元フラッタ再解析結果

1) 対策断面の再解析結果

対策断面に対し波形近似法による非定常空気力係数を用いて三次元フラッタ解析を行った結果を、クロススペクトル法の結果とともに図 7.5.1 に示す。図からも明らかなように、波形近似法による非定常空気力係数を用いた三次元フラッタ解析結果は、クロススペクトル法による解析結果に比べ、より全橋模型風洞試験での計測結果に近い結果を与えている。

この時のモード図を図 7.5.2～図 7.5.5 に示す。

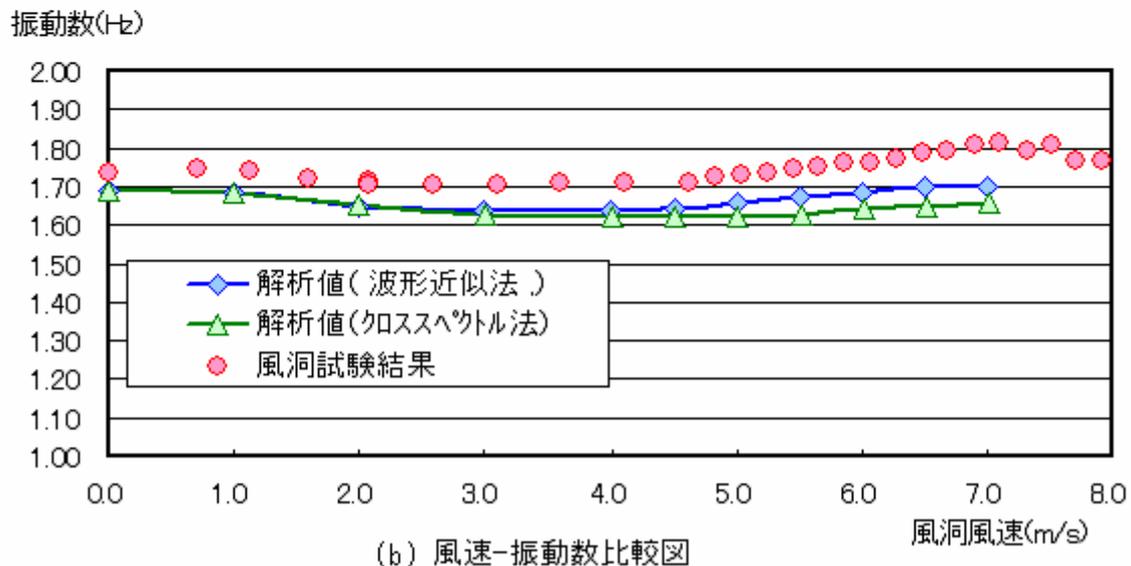
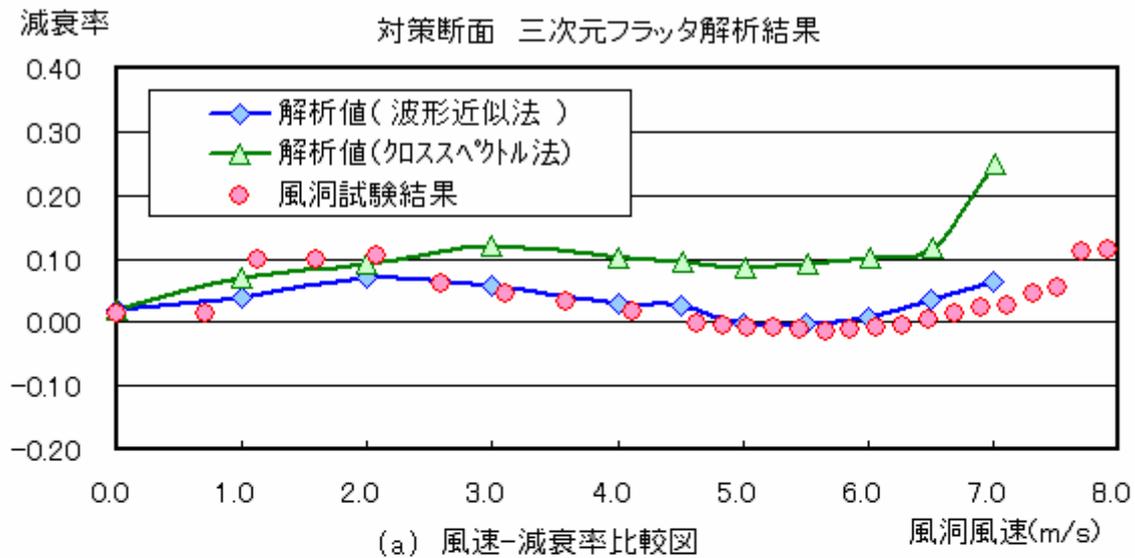


図 7.5.1 解析法による対策断面の三次元フラッタ解析結果の比較

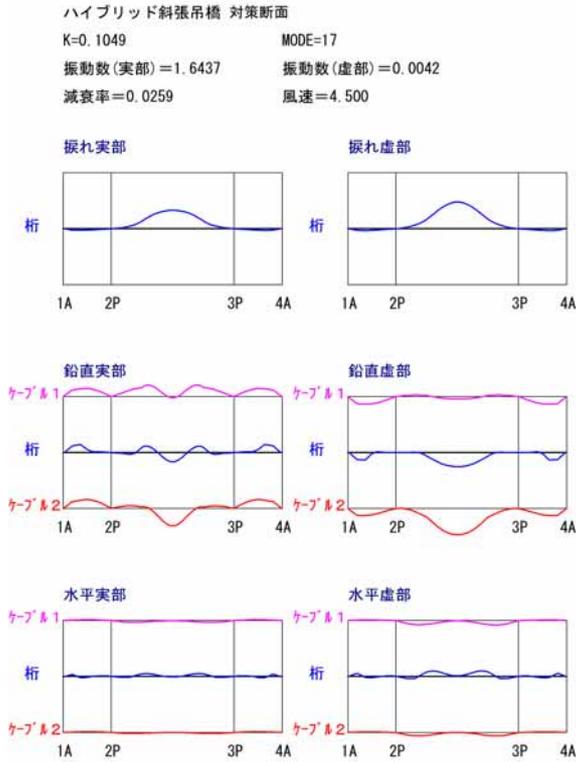


図 7.5.2 三次元フラッタ解析結果
 波形近似法使用 風速 4.5m/s

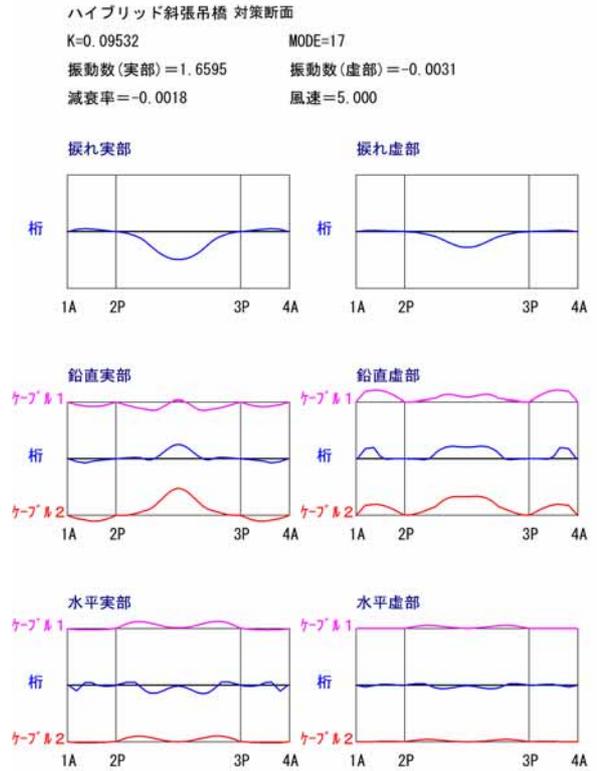


図 7.5.3 三次元フラッタ解析結果
 波形近似法使用 風速 5.0m/s

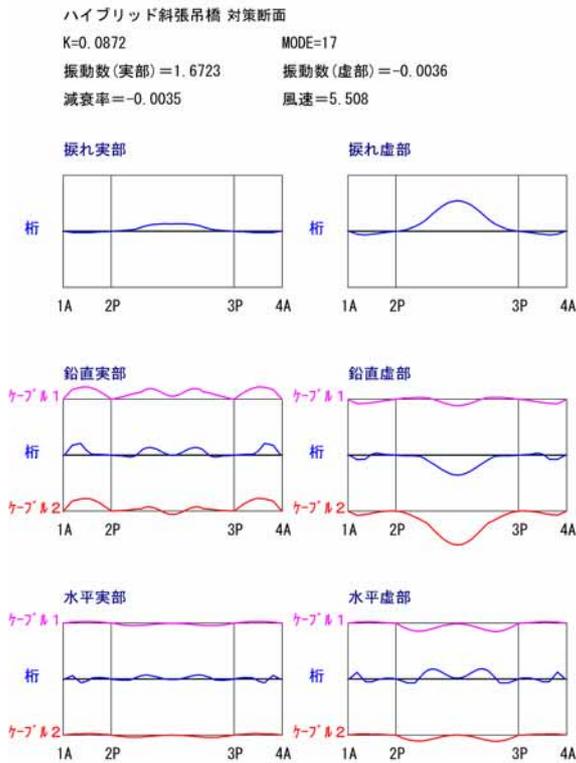


図 7.5.4 三次元フラッタ解析結果
 波形近似法使用 風速 5.5m/s

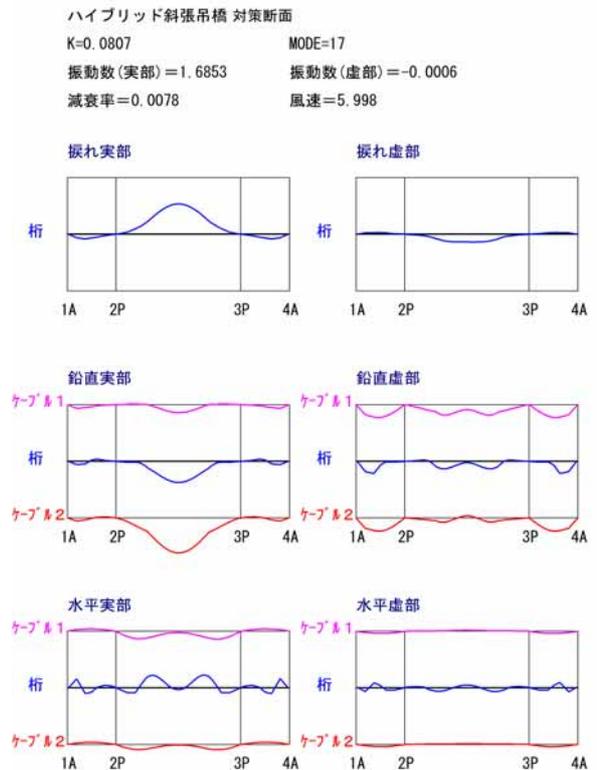


図 7.5.5 三次元フラッタ解析結果
 波形近似法使用 風速 6.0m/s

2) スプリッタ板付き断面の再解析結果

スプリッタ板は対策断面中央径間吊橋区間の50%の区間に設置したのみで、中央径間のその他の二箱桁は全て対策断面のままである。この対策断面の非定常空気力係数を従来のクロススペクトル法から波形近似法に変更した場合について三次元フラッタ解析を行い、図7.5.6にその結果を示す。

ここに示す通り、スプリッタ板付き対策断面の場合においても、波形近似法による非定常空気力係数を採用した場合の方が風洞試験結果との一致度は高い。

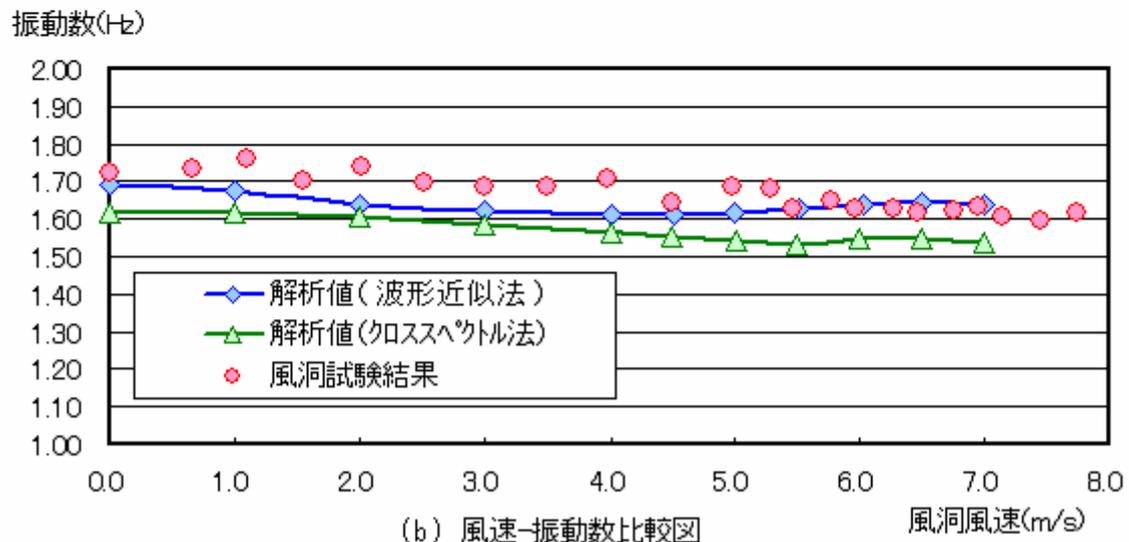
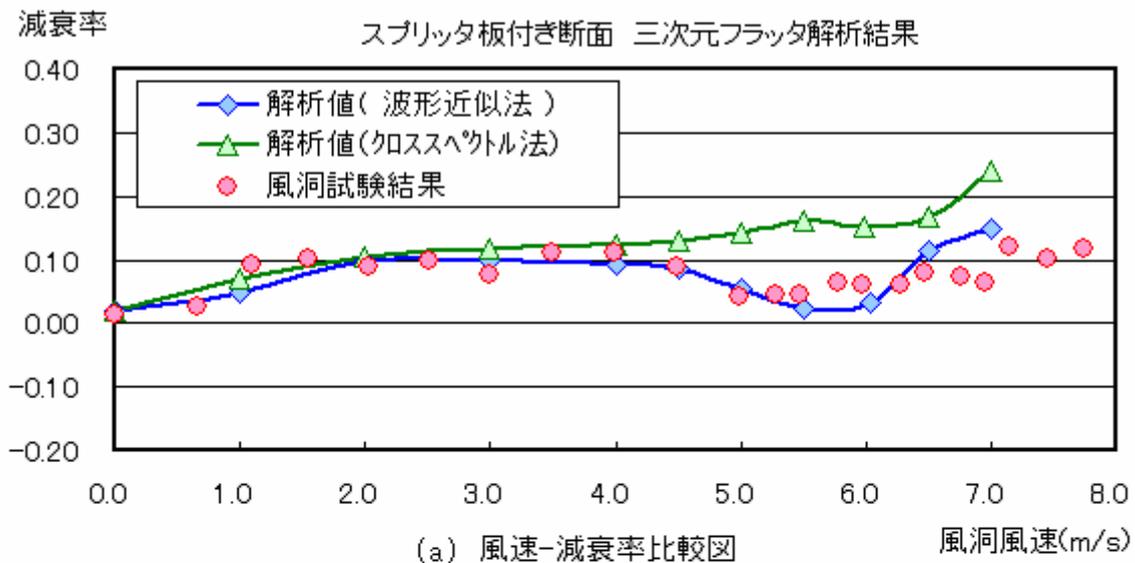


図7.5.6 解析法によるスプリッタ板付断面の三次元フラッタ解析結果の比較

尚、この時のモード図を図7.5.7~図7.5.10に示す。

ハイブリッド斜張吊橋スプリッタ板付
 K=0.1026 MODE=16
 振動数(実部)=1.6091 振動数(虚部)=0.0166
 減衰率=0.0847 風速=4.504

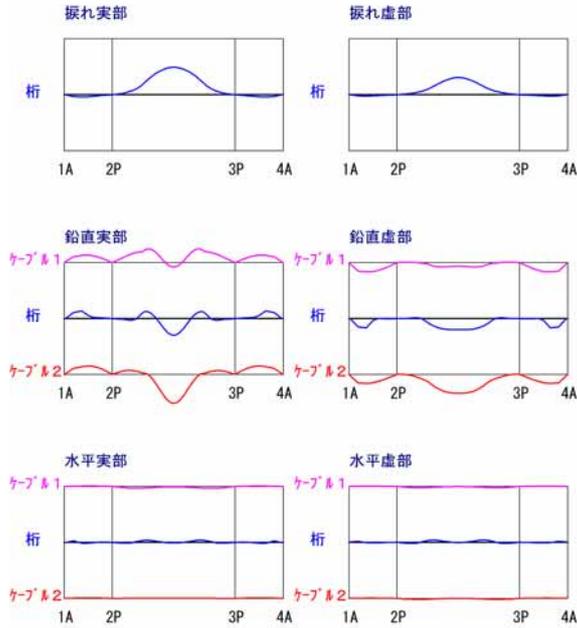


図 7.5.7 三次元フラッタ解析結果
 波形近似法使用風速 4.5m/s

ハイブリッド斜張吊橋 スプリッタ板付
 K=0.09281 MODE=16
 振動数(実部)=1.6156 振動数(虚部)=0.0086
 減衰率=0.0533 風速=4.999

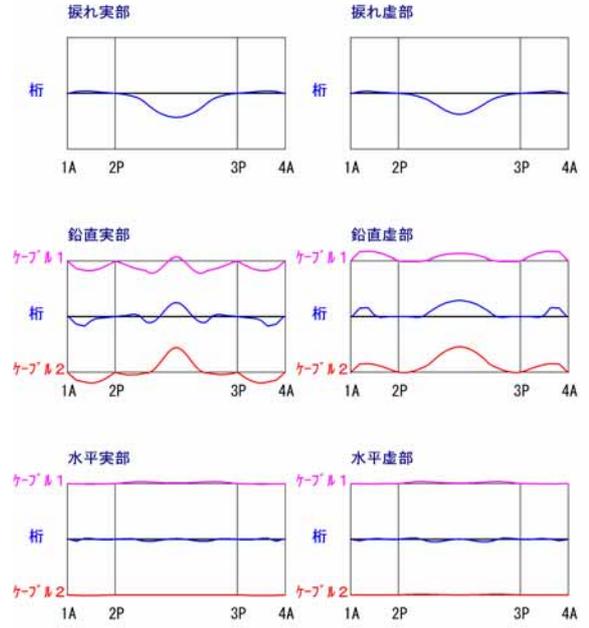


図 7.5.8 三次元フラッタ解析結果
 波形近似法使用風速 5.0m/s

ハイブリッド斜張吊橋スプリッタ板付
 K=0.08504 MODE=17
 振動数(実部)=1.6299 振動数(虚部)=0.0012
 減衰率=0.0246 風速=5.505

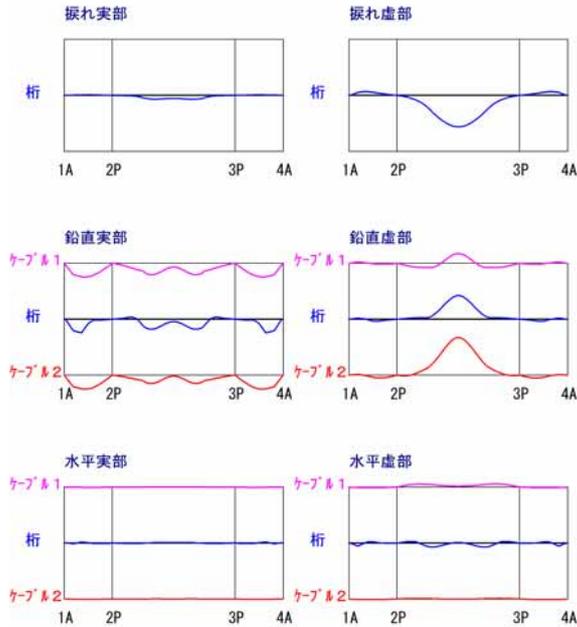


図 7.5.9 三次元フラッタ解析結果
 波形近似法使用風速 5.5m/s

ハイブリッド斜張吊橋 スプリッタ板付
 K=0.07812 MODE=17
 振動数(実部)=1.6394 振動数(虚部)=0.0036
 減衰率=0.0336 風速=6.027

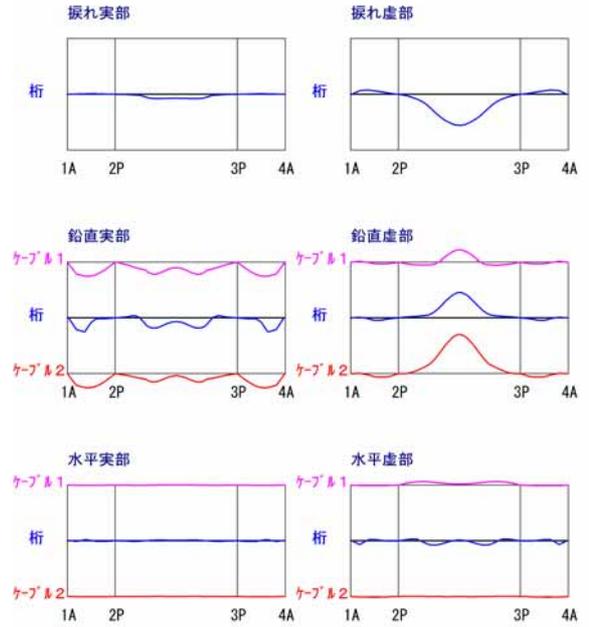


図 7.5.10 三次元フラッタ解析結果
 波形近似法使用風速 6.0m/s

3) スプリッタ板の制振効果について

図 7.5.11 には、無次元化風速 = 12 に於けるモーメント成分の非定常空気力について、横軸に迎角として、対策断面とスプリッタ板付き断面の比較図を示す。位相差よりスプリッタ板を設置することで、対策断面の迎角-3度と-4度付近で働く加振力の発生を防止する効果が分かる。

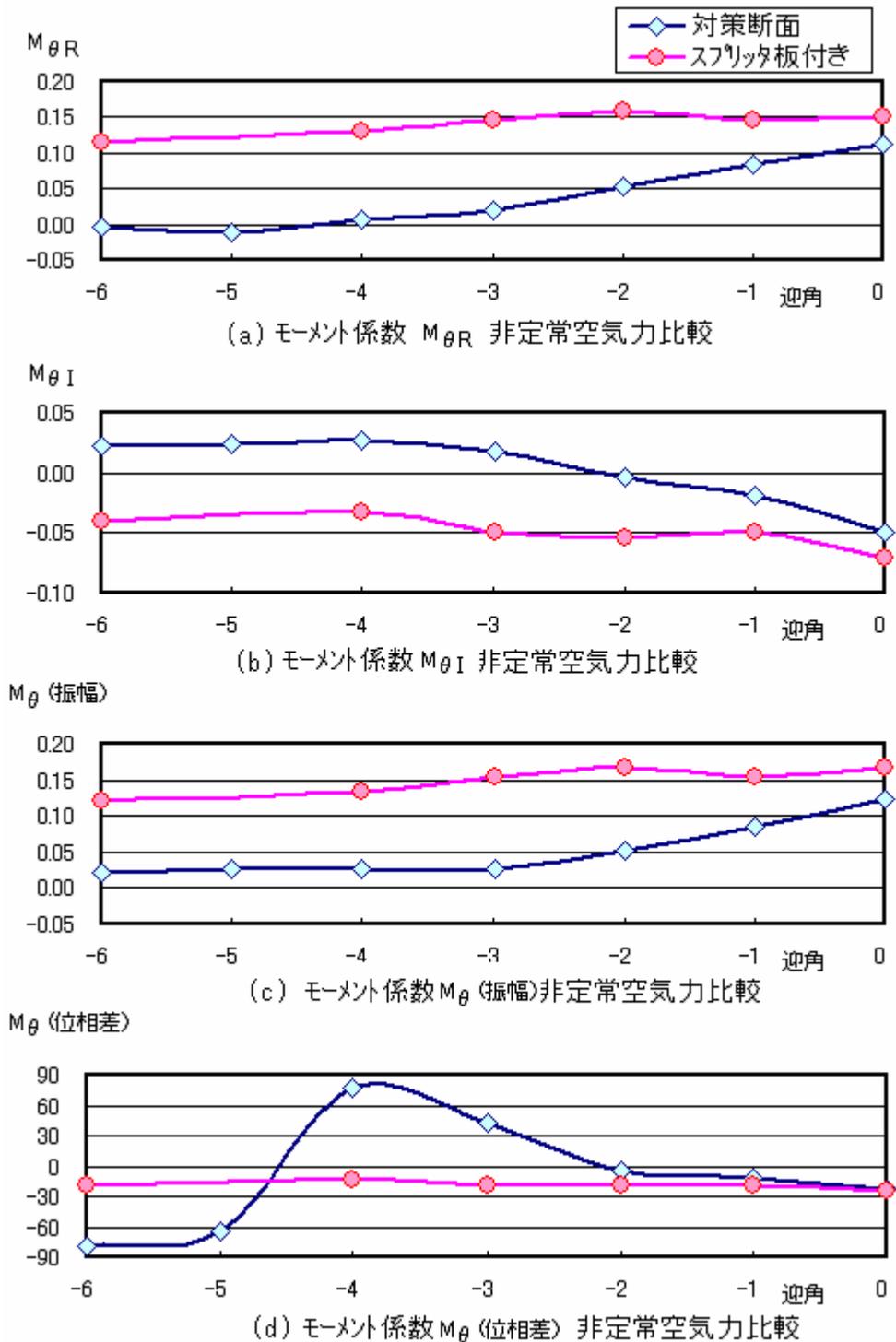


図 7.5.11 対策断面とスプリッタ板付き断面の非定常空気力の比較

7.6 まとめ

本章では、対策断面を配置した全橋模型風洞試験で発生したねじれ対称1次フラッタが、二次元非定常空気力を用いた三次元フラッタ解析で予測することが困難であった原因を明らかにした。フラッタ解析の前段となる横たわみ変形解析の精度確認のため、再度解析を行ったところ、フラッタ照査風速領域では補剛桁の相対迎角が -8° 以上となって、二次元バネ支持試験の試験可能範囲を逸脱するとともに、非定常空気力の測定許容範囲 -10° に近い迎角となった。

このような大きな迎角範囲での測定精度については、これまで十分に吟味がなされておらず、全橋模型風洞実験で観測されたフラッタの空気力が小さかったことを考慮すれば、非定常空気力の測定方法を改良することが必要であるとの結論に達した。試験方法の改良については、土木研究所でこれまで行われてきた計測方法のうち、試験方法を風速一定法から振動数一定法にするとともに、空気力の算出ではクロススペクトル法を波形近似法に改めた。

こうした改良後の非定常空気力再測定結果から三次元フラッタ解析を行い全橋模型実験値と比較したところ対策断面では両者は良く一致し、ねじれ対称1次のフラッタの発生も解析的に予測可能となったが、応答振動数の変化はまだ十分な一致を見たとは言いがたい。一方、フラッタの生じないスプリッタ板付き対策断面についても、波形近似法の方がクロススペクトル法よりも推定精度は良いといえる。

従来方法によるフラッタ解析の問題点としては、非定常空気力の値そのものが大きく、かつ横たわみ変形がそれほど大きくない風速領域でのフラッタ発生予測はそれほど困難ではないが、対象とするフラッタ現象の非定常空気力の絶対値が小さく、且つまた現象が高風速域の横たわみ変形の大きな領域で発生している場合には、非定常空気力の特に位相差をいかに精度良く計測できるかが重要な点となる。そのためには、従来方法に囚われない思い切った試験方法や計測方法の改良が必要である。その意味で今回の検討成果は重要な示唆を含んでいるといえよう。

今回の風洞試験で明らかとなったように、二次元風洞試験には自ずと限界があり、また、発生する現象が良く知られた現象とは異なる場合や不明な状態では、二次元非定常空気力を用いたフラッタ解析のみに頼らず、三次元全橋模型試験を積極的に実施することが必要である。

<参考文献>

- 1) 日本鋼構造協会編：構造物の耐風工学、東京電機大学出版局、1997.11
- 2) 風間浩二：吊形式橋梁の長大化に伴う耐風問題に関する研究、横浜国立大学大学院博士論1995.3
- 3) 本州四国連絡橋耐風設計基準・同解説(2001)、本州四国連絡橋公団、2001.8
- 4) 桜井明監修、吉村和美、高山文雄：パソコンによるスプライン関数 東京電機大学出版 1988
- 5) Scanlan R.H., Tomko J.J., Airfoil and bridge deck flutter derivatives, J. Engng. Mech. Div., ASCE. 97(6), pp.1717-1737

第8章 実橋への適用検討

8.1 概説

本章では、前章迄で検討してきたハイブリッド吊橋を、実現化するための課題について検討を行った。ハイブリッド吊橋においては複雑な空間的配置をとる主ケーブルやハンガーなどケーブルシステムに特徴がある。そのため、ここではハイブリッド吊橋の特徴故に生じる課題を絞り以下の項目とした。

- (1) 中央径間中央部の吊橋の主ケーブルに対してハンガーが斜め吊りとなるために、中央径間の吊橋区間でハンガーが建築限界¹⁾を侵す可能性について。
- (2) 複雑な空間的配置をとる主ケーブルを主塔完成後どのように架設するか。

8.2 ハンガーと建築限界との関連

今回提案した塔はA型であり、桁の外を吊るハイブリッド吊橋は複雑なケーブル配置をとることになる。特に中央径間中央部は主ケーブルの間隔と桁の吊り位置との間隔の差が一番大きく、使用性の問題が気になるところである。そこで中央径間中央部の完成時のハンガー位置について3章で使用した解析モデルを用いて検討した。

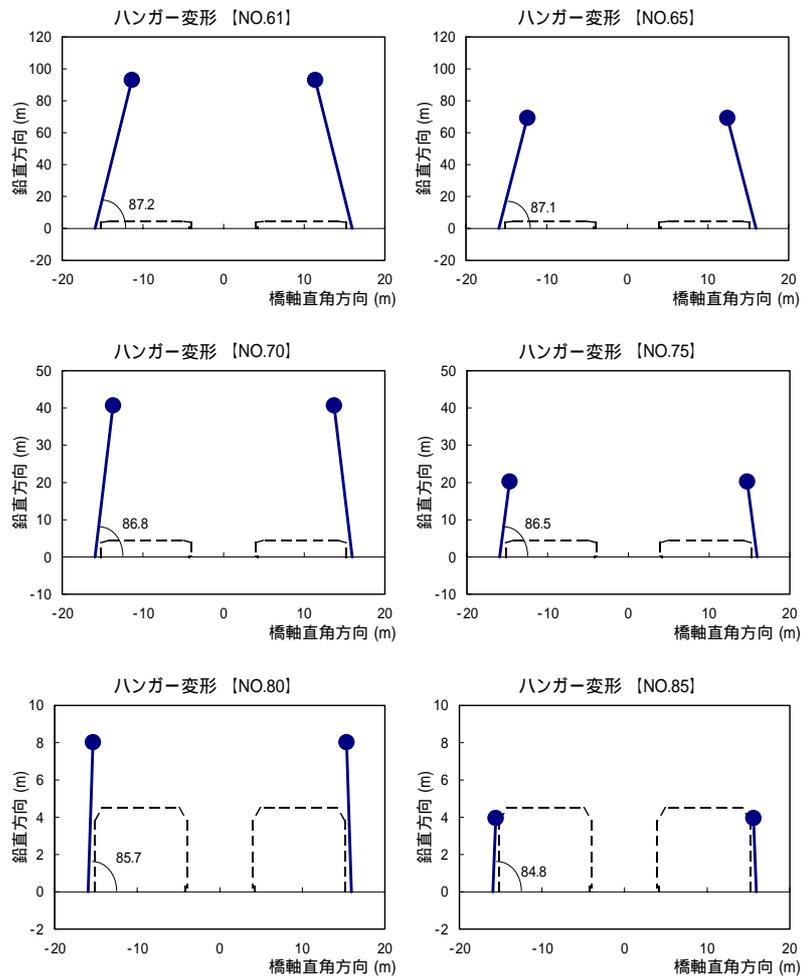


図 8.2.1 吊橋の各格点におけるハンガー位置と建築限界

図 8.2.1 は吊橋の各格点における完成時の中央径間中央のハンガー位置と建築限界との関係を示したものである。この図により、ハンガーが建築限界を侵す可能性は無いといえよう。

8.3 ハイブリッド吊橋架設検討²⁾³⁾⁴⁾

1) 概要

ハイブリッド吊橋の完成系の吊橋ケーブル形状は、側面・平面とも放物線状であるが、平面形状はケーブル架設から始まって完成系に至るまで大きく変化する。すなわち、

- (1) ケーブル架設時は、塔頂のサドル幅(本計画案の場合、7m)で、全長に渡り、平行に架設される。
- (2) ケーブル架設後は、下記の2方法のいずれかにより、ケーブル架設時の狭幅状態から完成系まで、拡幅される。

ケーブル架設後、まず、ケーブル間隔を強制的にケーブル間隔装置(ストラット)で拡大させて、ほぼ完成系に近付け、その後、桁架設を行う。

ケーブル架設後、上記のような強制変形で拡大させず、桁のブロック架設によりケーブル間隔を拡大させる。したがって、ケーブル平面形状は桁架設が進むにつれて逐次、完成系に近づく。

ここでの架設計画は上記を前提に行っているが、架設計算では、上記の桁架設時のハンガー張力やケーブル間隔を比較して、施工の実現性をみるものとする。

2) 架設条件

斜張吊橋の架設計画において、以下のような条件、状況を想定して架設図及び架設フローチャートを作成した。

(1) 主塔の架設条件

主塔の架設及び輸送について以下のような想定をして計画図を作成した。

塔基部フーチング部の前面はフローティングクレーン船(以後、FC)が接近でき、水深に問題ない。

塔基部フーチング部のスペースは斜バンド等の仮設物が構築できる。

補剛桁までの塔基部の架設はFC架設、それ以後は、補剛桁上に設置した組立クレーンによって架設する。

部材の搬入は塔断面を分割して、輸送台船で行う。

(2) 斜張橋部の架設条件

斜張橋の架設及び輸送について以下のような想定をして計画図を作成している。

塔付き部の架設はFC架設(100m, 2500t)と考える。

架設用トラベラは単パネル(30m, 720t ~ 540t)が吊れる構造とし、図面には二又式クレーンにて記載している(図8.3.1参照)。

架設用トラベラはFCにより設置を行う。また、解体は塔基部まで移動した後、橋上クレーンにて行い、台船にて搬出すると想定した。

輸送船は単パネル輸送台船(2000t 積み級)を利用して行う。

架設時の先端では斜吊索の耐力があるか、または架設のみに設置する予備索の設置により耐力が確保される。(予備索の設置位置によりトラベラの構造が制約される可能性は有る)

トラベラによる架設は左右のバランスを考慮して行う。

閉合ブロックの架設前には、トラベラが塔付近まで移動して全体形状の改善を行う。

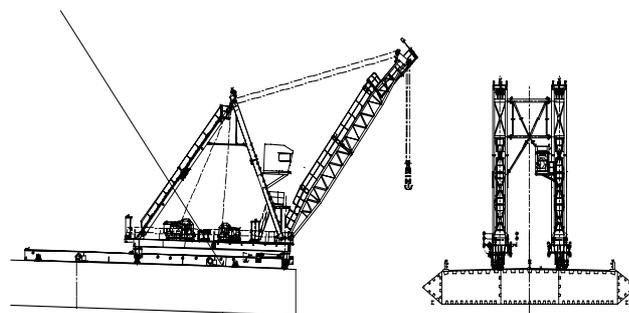


図 8.3.1 二又式クレーンイメージ

(3) ケーブルの架設条件

ケーブルの架設について以下のような想定をして計画図を作成している。

ケーブル架設は主塔の完成後開始するものとし、塔組立用クレーンを使用してケーブル工を行う。塔組立用クレーンはケーブル工事で取付けるサドル等の重量等についても検討する。

初めてケーブルを渡すために行われるパイロットロープの渡海等については斜張橋の架設に問題が無いとした。

ケーブルの架設はスピニング架設と想定し、それに必要な仮設備が段取りできる。

センタースティ用のバンドなどは設置できるものまたは補剛桁架設後に設置できる。

中央径間は主ケーブル間隔を最終完成形の位置に広げるとし、架設時においてもクロスブリッジまたは仮設備により間隔を保持する構造とする。

(4) 吊橋部の架設条件

吊橋部側径間の架設について以下のような想定をして計画図を作成している。

側径間の主ケーブル間隔は7mと一定で、補剛桁の架設はその主ケーブル間にフックを挿入してFCのブロック架設を行う。

FCのフックの挿入等により、主ケーブルに影響を与えないよう、養生および必要に応じて間隔保持材を設置する。

補剛桁端部ブロックのFCによる架設は可能とした。

FCによるブロック架設は中央径間の架設のバランスを考慮して行う。

ブロックの輸送はブロック輸送台船(3000t積み級)を使用して行う。

使用FCは揚程及びブロック重量から選定している。

吊上ブロック重量は1500t(95m)～800t(60m)である。

吊橋部中央径間の架設について以下のような想定をして計画図を作成している。

中央径間の主ケーブル間隔は完成形の間隔を確保していると想定する。その間隔は、斜張橋位置で約23m、中央径間中央で32mであり、その差が9mとなる。

中央径間の架設は荷揚げ設備を使用した直下吊り架設とした。

荷揚げ設備は主ケーブル上を移動して、固定バンドによりケーブルに固定した後、吊上架設を行う。また、主ケーブル間隔が変化するため、主ケーブル上に横梁を設置した構造とし、間隔の変化に対応できると想定した(図8.3.2参照)。

吊上ブロックは重量と長さを考慮して2パネルブロック(60m, 840t～1020t)とした。

荷揚げ設備は、主ケーブルの間隔が変わることから、中央径間中央の位置にて設置する。また、解体は中央径間中央にて橋上クレーンにて、またはFCにて行う。

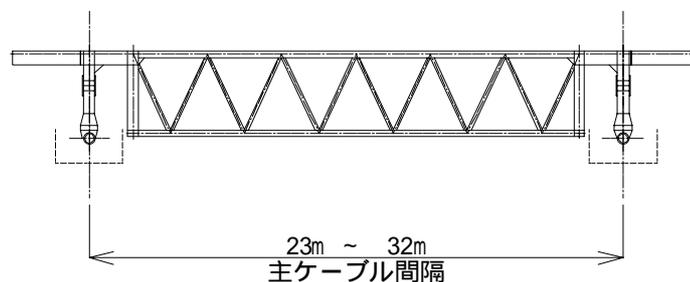


図 8.3.2 荷揚げイメージ

3) 架設計画

前節で述べた架設条件をもとにして次ページに架設計画図を作成した。ケーブル架設完了後、ケーブル間隔調整用装置で完成時の平面形状にできるだけ一致させて桁架設させるものとした。ケーブル間隔調整用装置による施工管理方法と装置の概用を示した。

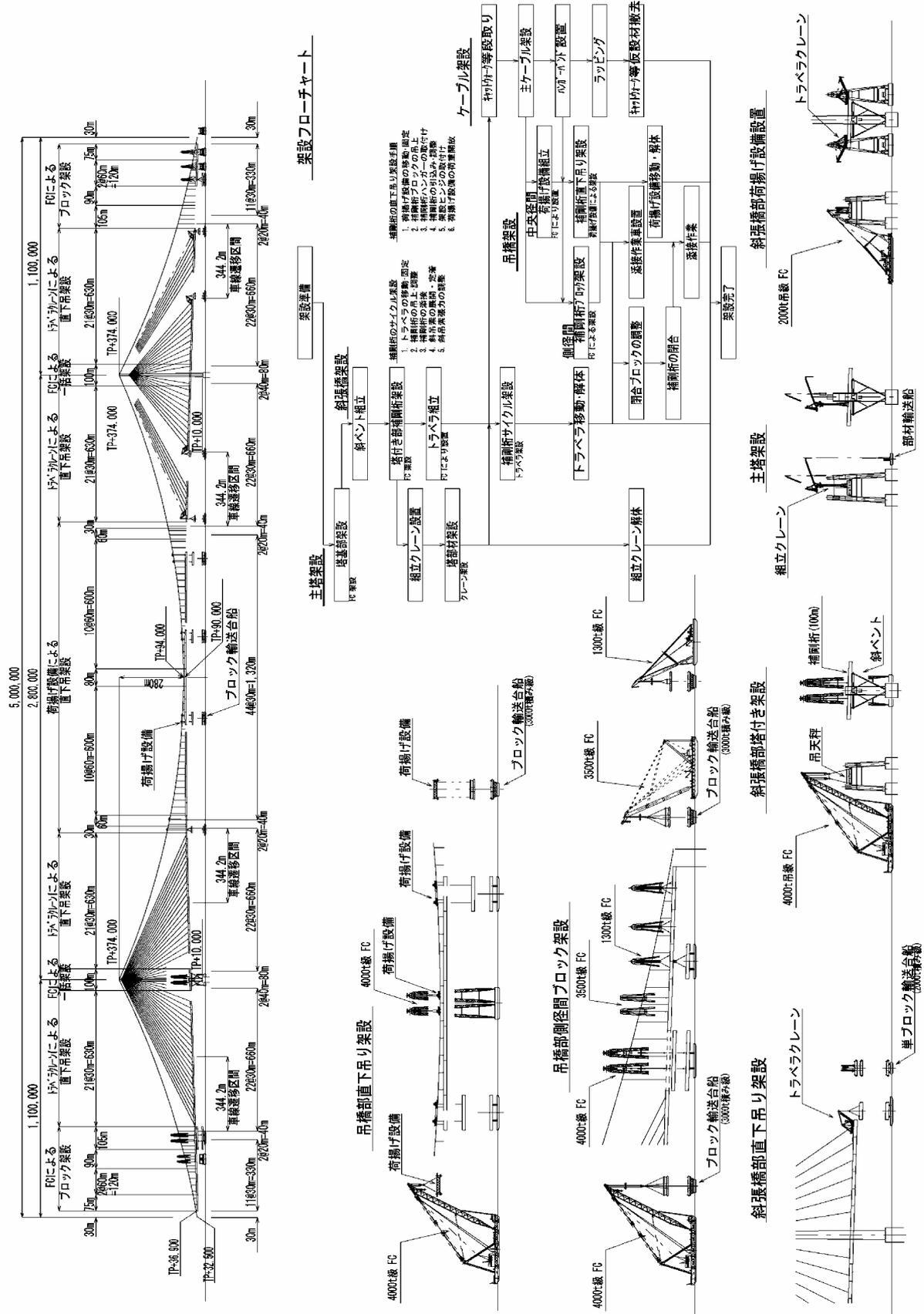


図 8.3.3 斜張吊橋架設手順 (続)

(1) 斜張吊橋、吊橋部主ケーブル間隔調整および管理

吊橋部の補剛桁の架設は、下図のように主ケーブルの面外形状をケーブル間に横梁を入れて、完成時の形状にすることにより、ハンガーに張力が作用した後にケーブルが面外方向に変形するのを抑制する。

なお、横梁の本数は、作用力により増加させる。

架設時の管理項目は以下のとおりとなる。

主ケーブル架設完了：サグで形状を管理する

主ケーブル間隔調整（その1）：中央の間隔調整後、サグとケーブル間隔を管理

横梁はジャッキを使用してケーブル間隔を広げ、反力を管理できるようにする

主ケーブル間隔調整（その2）：両端の間隔調整後、サグとケーブル間隔を管理

横梁はジャッキを使用してケーブル間隔を広げ、反力を管理できるようにする

補剛桁の架設：桁の高さと横梁の軸力（反力）の管理

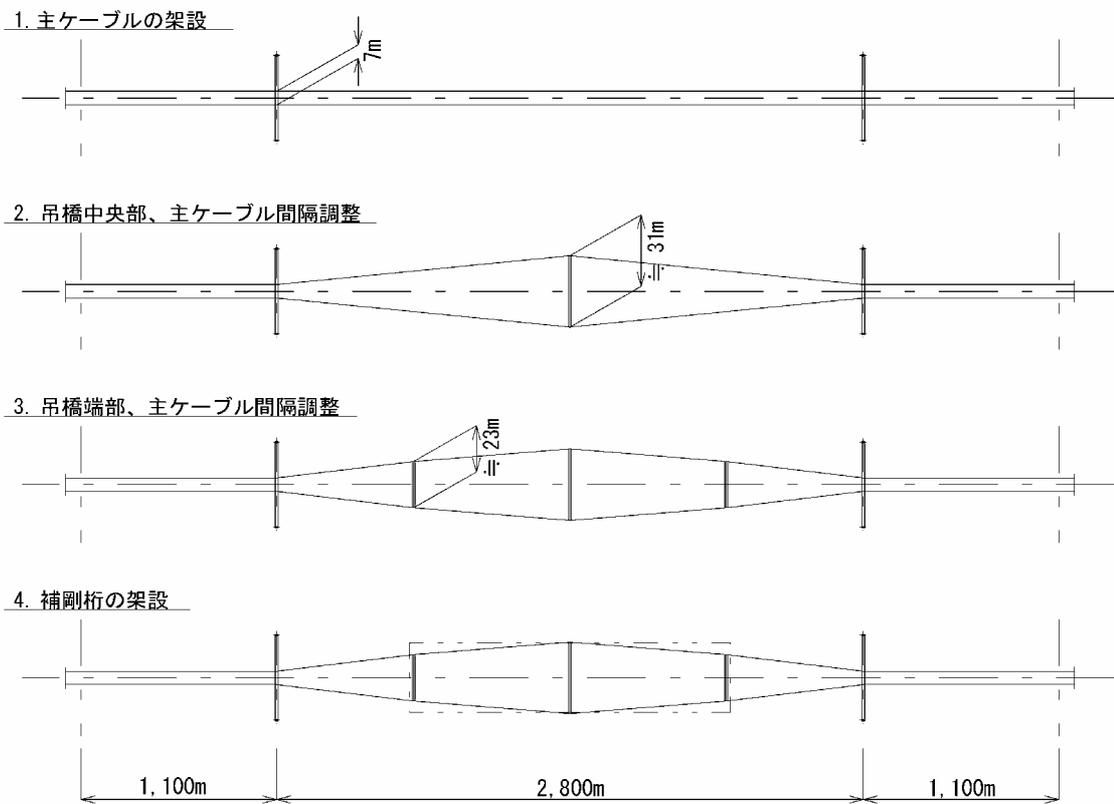
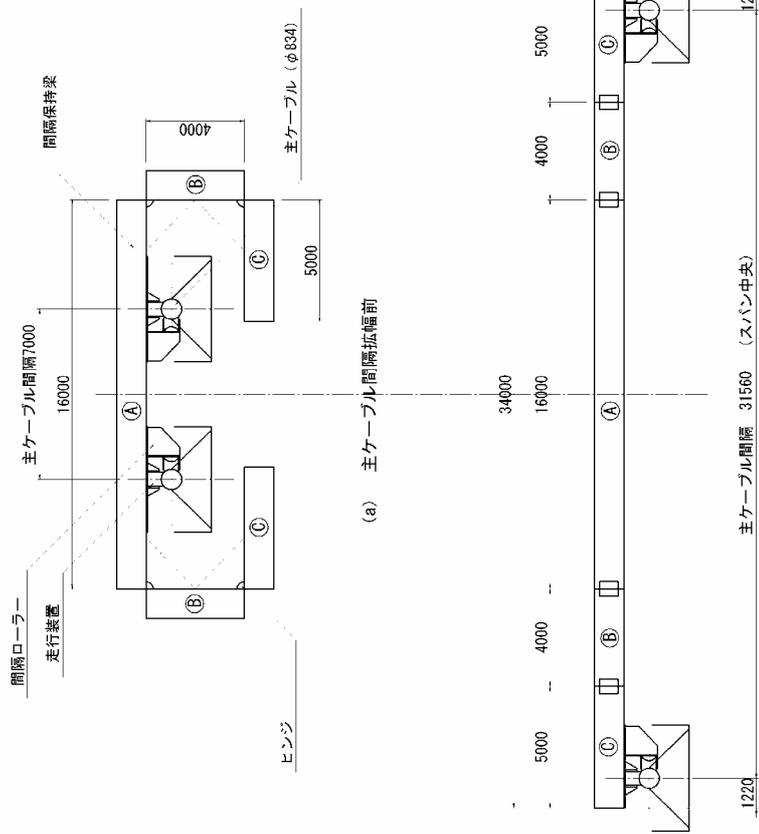


図 8.3.4 主ケーブルの架設

主ケーブル間隔の拡幅 (縮尺 1:200)



間隔拡幅方法 (例) (縮尺 1:60)

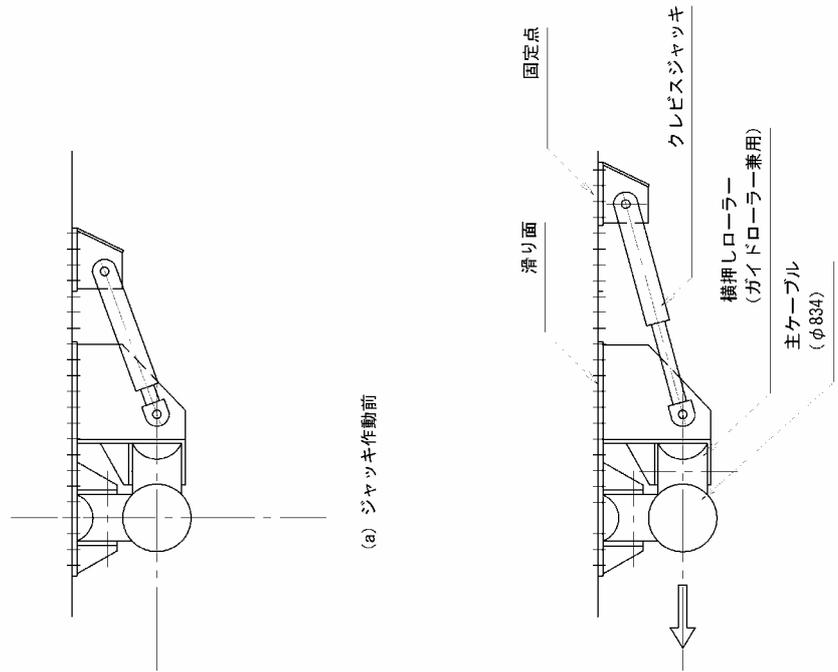


図 8.3.5 ケーブル間隔調整用装置

(2) ケーブル間隔調整用装置の数

基数であるが、中央1基、吊桁端部に各1基の合計3基を想定している。1基では吊桁端部側の調整に役に立たないし、5基もの多数の設置においては細かい調整は可能であるが、設備費用が過大になりそうで、3基程度が最良と考えている。設置個所は、直接FCで持っていくことと、塔頂で組立て移動していく方法とが考えられるがいずれも問題はない。

8.4 架設計算

1) 前提条件

架設機材重量は考慮していない。

載荷荷重は完成時と同じである。

架設先端部は張出し状態でない。

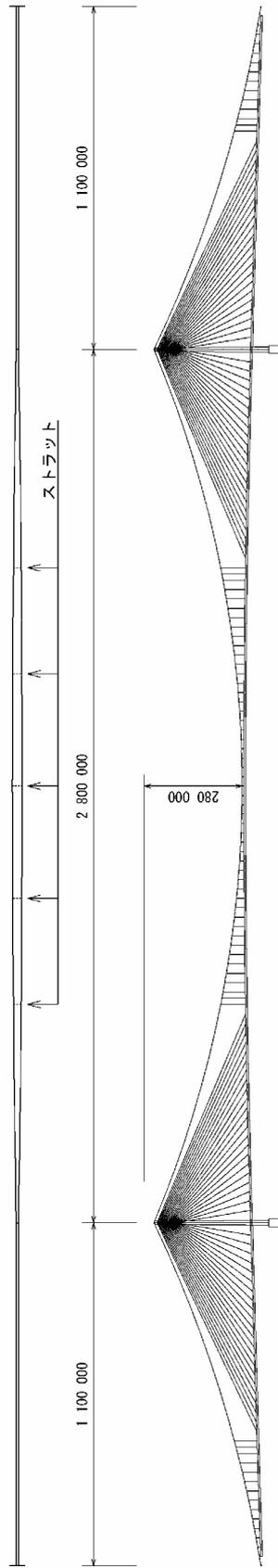
補剛桁には架設ヒンジは設けていない。

ストラット本数は、先の架設計画検討では3本を推奨したが、架設計算では吊橋部をほぼ4等分する位置) 340m+360m+360m+340m)にセットし、ストラットがない場合との違いをみるものとした。

2) 架設計算ケース

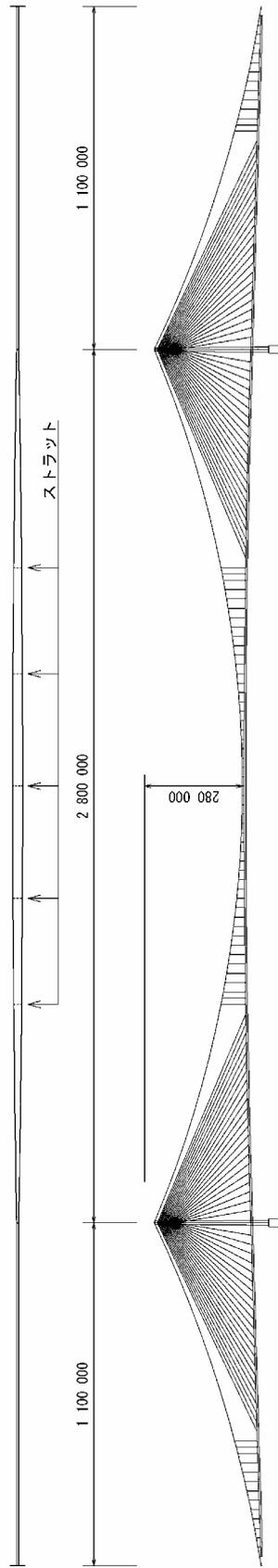
次ページに示すように、塔から架設した場合と、センターから架設した場合の2ケースとし、各々についてストラット有無の2ケース計算し、ストラットの有用性を検討した。

(a) 塔からの架設



- ケース1
- ケース2
- ケース3
- ケース4
- ケース5
- ケース6

(b) センターからの架設



- ケース1
- ケース2
- ケース3
- ケース4
- ケース5
- ケース6

図 8.4.1 桁の架設ケース

3) 計算結果

架設時のハンガー張力 (二箱桁吊橋部分)

)塔からの架設

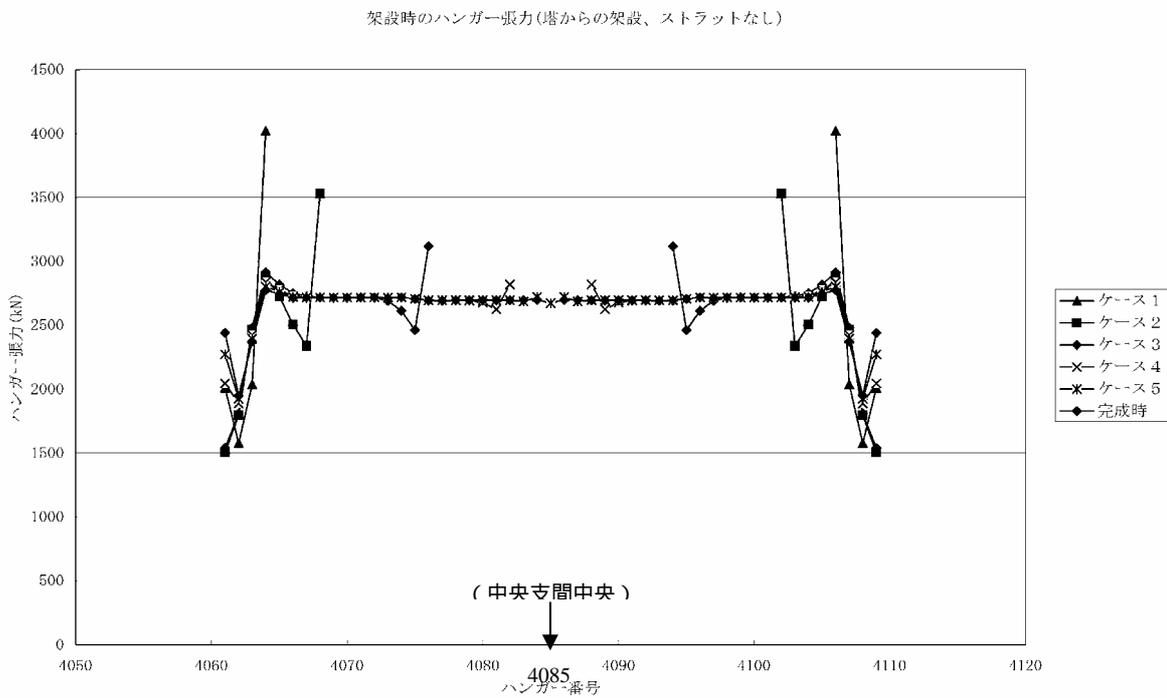
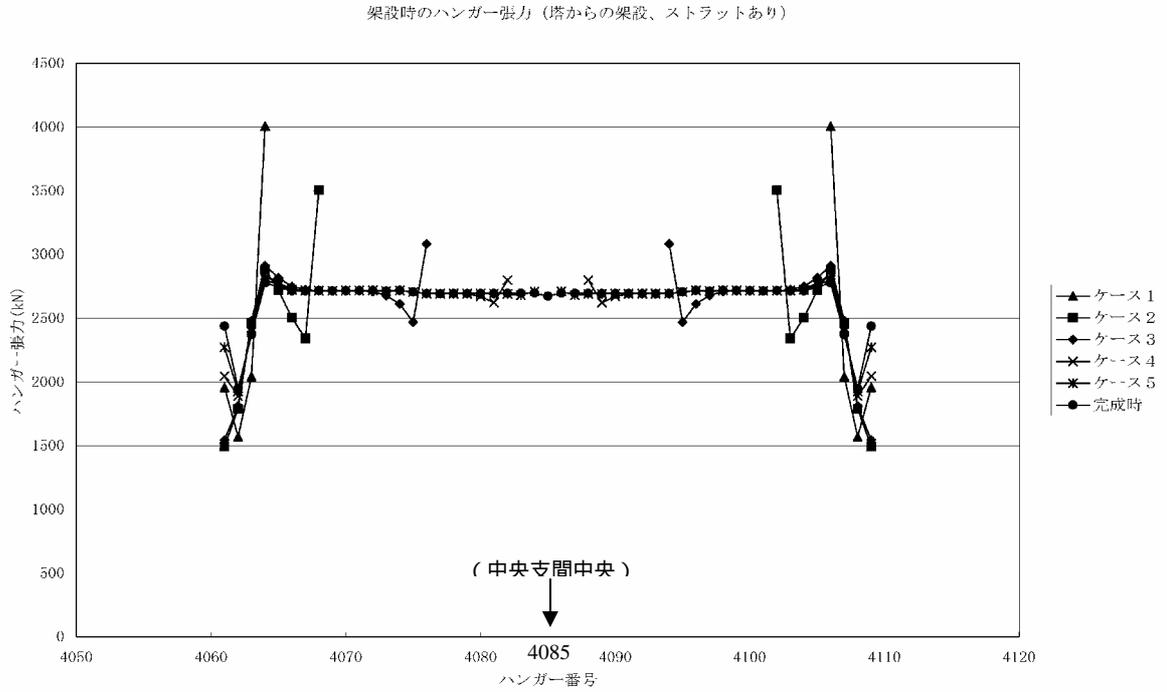
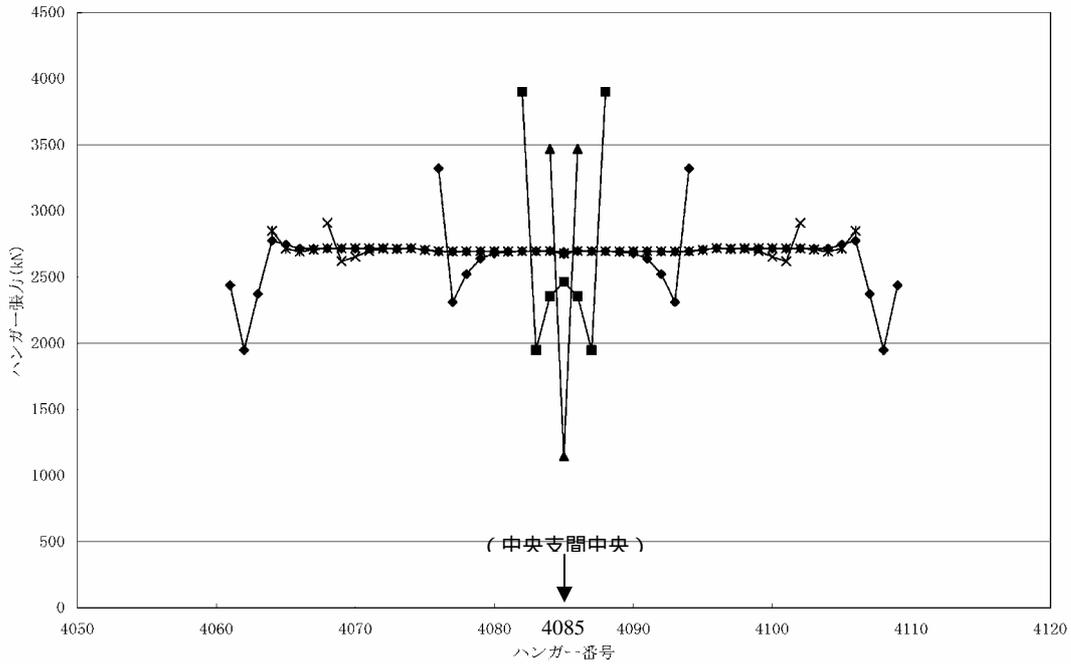


図 8.4.2 架設時のハンガー張力 (塔方向から)

)センターからの架設

架設時のハンガー張力(センターからの架設、ストラットあり)



架設時のハンガー張力(センターからの架設、ストラットなし)

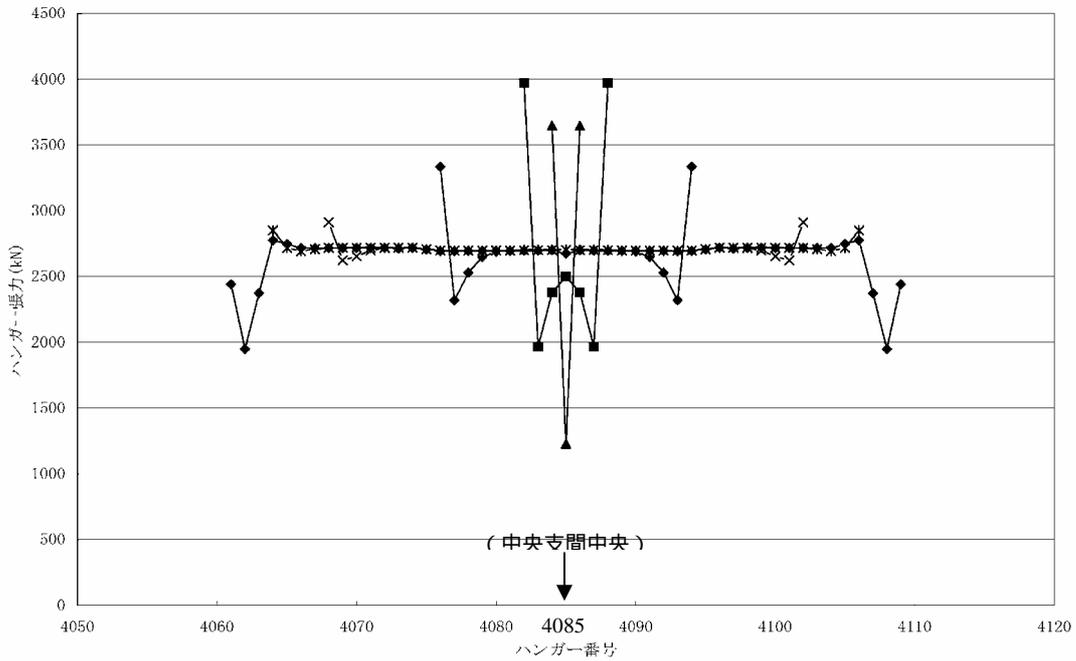


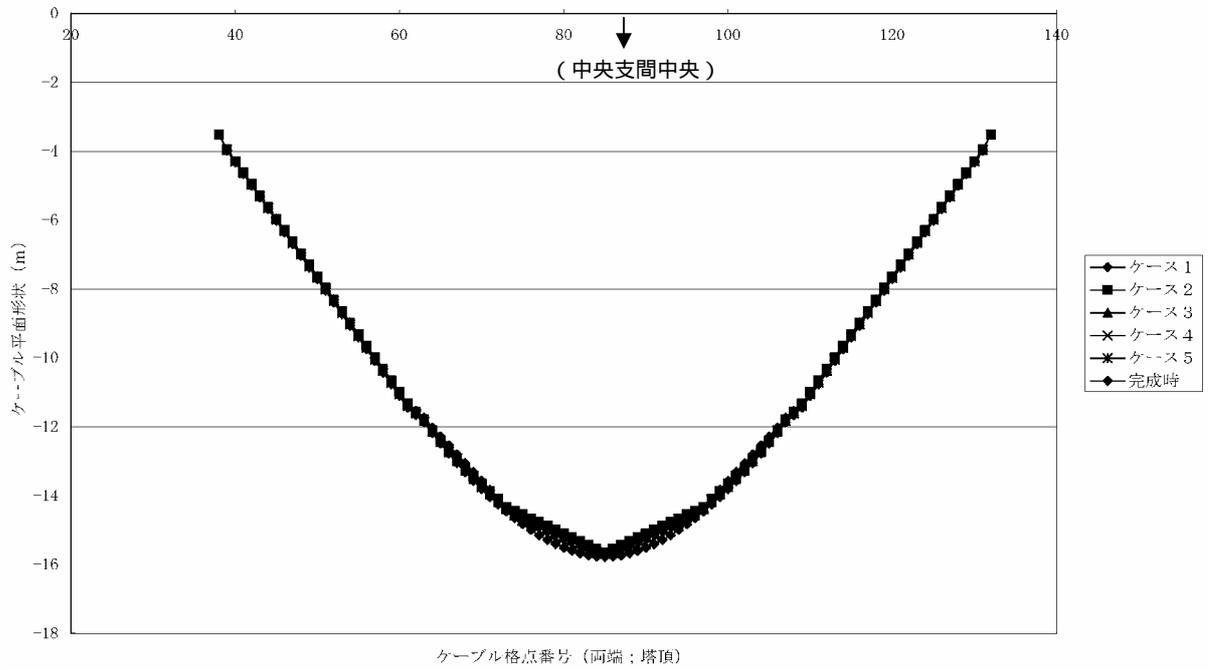
図 8.4.3 架設時のハンガー張力(桁中央から)

(2)ケーブル平面形状（二箱桁吊橋部分）

i)塔からの架設

架設時のケーブル平面形状（塔からの架設、ストラットあり）

（図 3.3.4 参照）



架設時のケーブル平面形状（塔からの架設、ストラットなし）

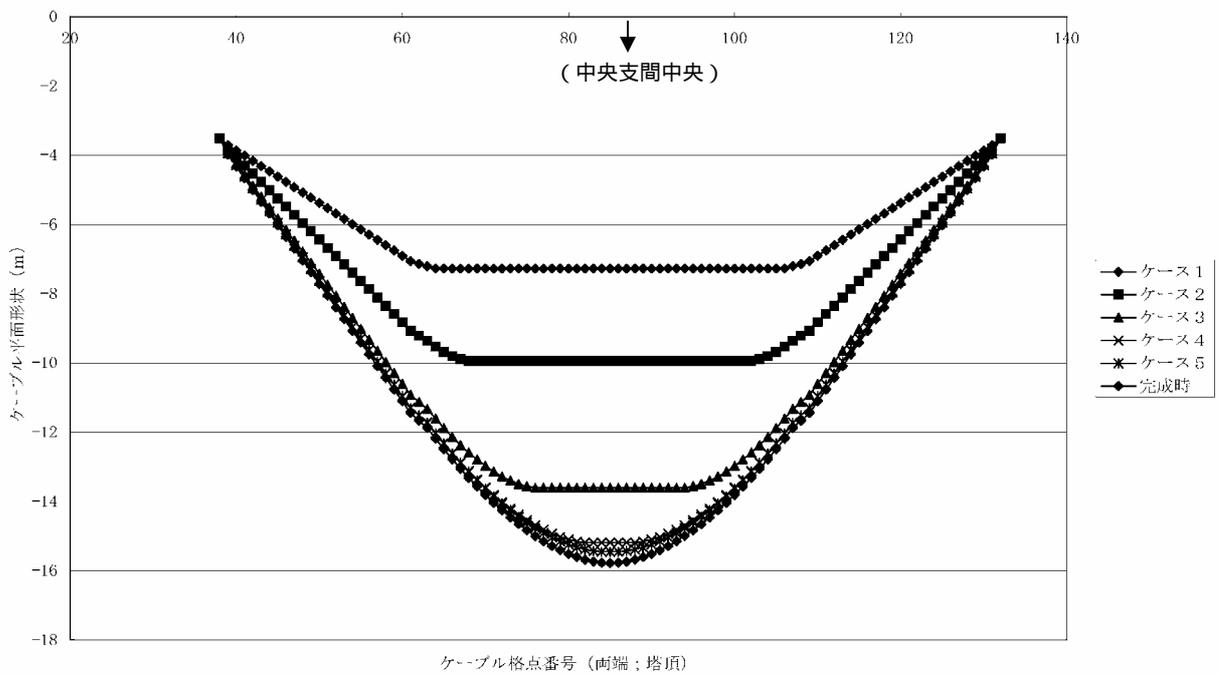
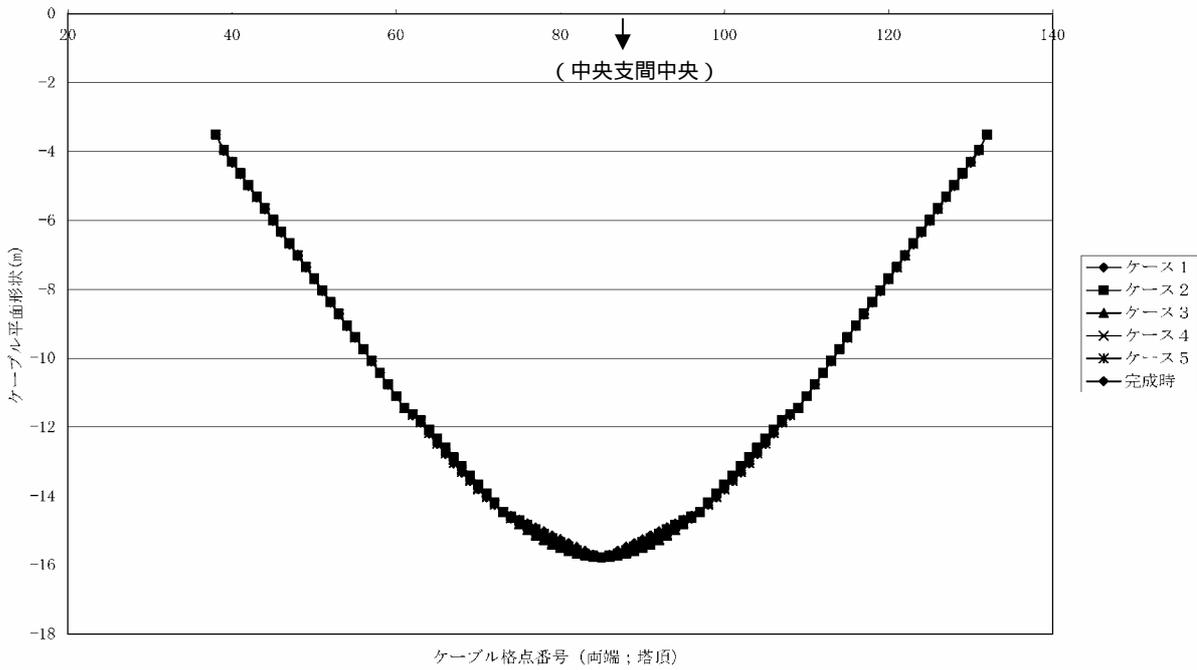


図 8.4.4 ケーブルの平面形状（塔の方向から）

)センターからの架設

架設時のケーブル平面形状(センターからの架設、ストラットあり)



架設時のケーブル平面形状(センターからの架設、ストラットなし)

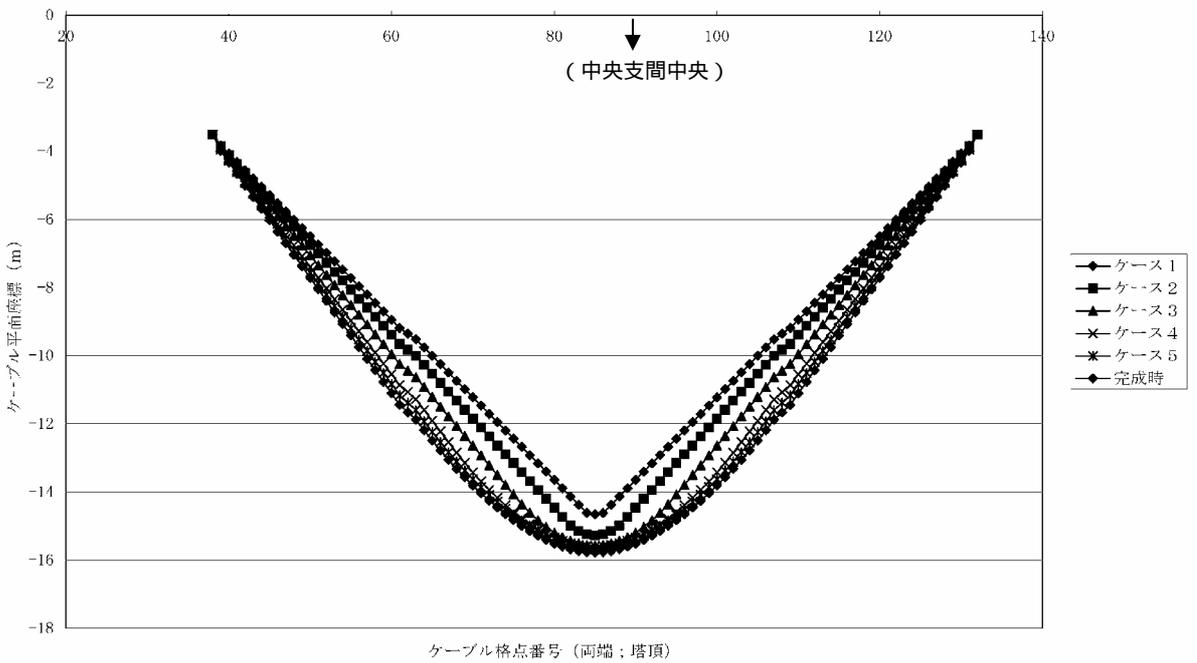
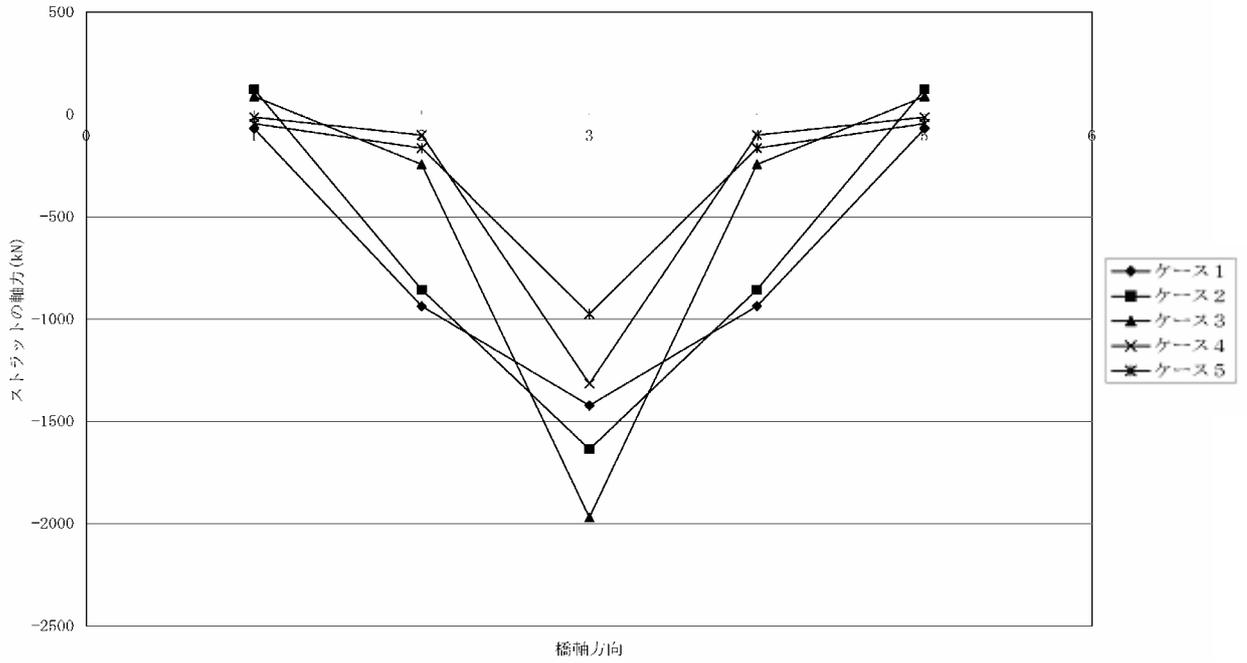


図 8.4.5 ケーブルの平面形状(桁中央方向から)

)ストラットの軸力

ストラットの軸力 (塔からの架設)



ストラットの軸力 (センターからの架設)

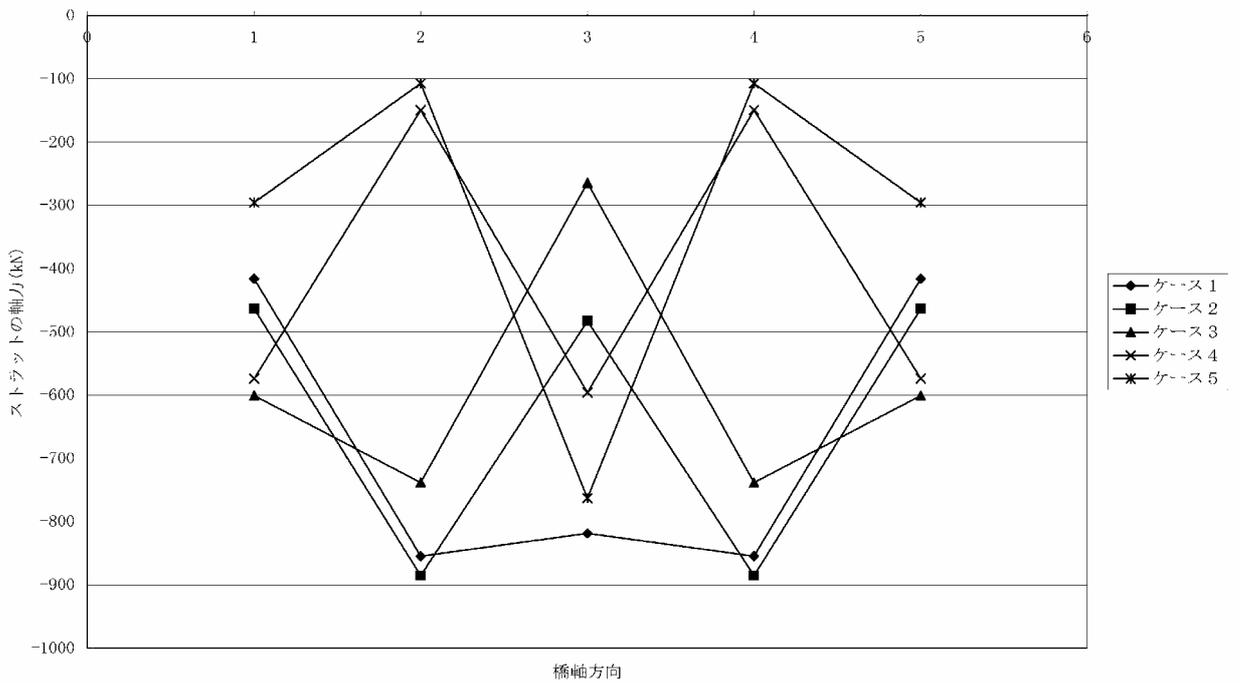


図 8.4.6 ストラットの軸力

4) 検討結果

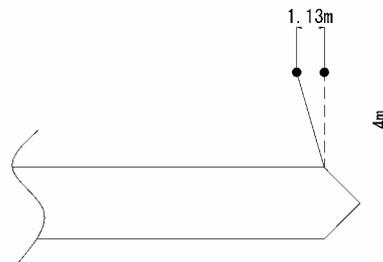
ここでは、架設の際問題となるケーブル配置の影響についてストラットの有無を通し架設計算により検討した結果は以下のとおりである。

(1)ハンガー張力

張力が大きく発生するのは架設方向（塔から、センターから）に関係なく、架設初期の段階であり、完成状態に近くなると小さくなる。

最大値の大きさは、架設方向に関係なく、約 4000kN である。今回の解析では架設機材を考慮していないが、設計値 $4900\text{kN} (=2787.1(d)+2097.6(l))$ 以内である。

ストラット有無の影響は顕著でない。最も影響の大きいケースは、センターからの架設で最初の 2 パネルを架設した状態で、ストラットのない状態の方が厳しい（6%増）。これは、ストラットがないために、吊橋ケーブルが内側に寄ろうとするのをハンガーが拘束するためである（図 8.4.7 より）。



2 パネル架設時，支間中央

図 8.4.7 ケーブルの動き

(2)ケーブルの平面形状

ストラットがあれば、架設方向に関係なくケーブル平面形状は完成系にほとんど同じである。

ストラットがないと、ケーブル形状は大きく変化する。架設方向が塔からの場合の方が、変化が大きく、ハンガーにより初期の台形状から完成系の放物線状に変化する。一方、架設方向がセンターからの場合は比較的变化は小さく、三角形形状から放物線状に変化する。

(3)ストラットの軸力

ストラットの軸力は、ケーブル自体が内側に戻ろうとする復元力やハンガーの橋軸直角方向力に影響される。解析結果はこれらが複雑に影響し合った結果と考えられる。最大軸力は 2000kN で、ストラットの設計は、十分、設計可能である。

以上より、本体の応力の面からは、ストラット有無の差は小さい。ただ、ストラットはリフティングクレーンの移動など施工性から必要と考えられる。

8.5 まとめ

本章ではハイブリッド吊橋の実用化に際して、その複雑なケーブル配置故に問題となる事項について検討し、そのことが問題にならないことを明らかにした。

完成時のハンガーの建築限界問題では、解析検討によりハンガーの吊り角度はほぼ鉛直に近いことを確認し、建築限界の問題がおこらないことを確認した。

また、架設時においても、ケーブル配置を維持するストラット（間隔調整材）の有無検討を通し、所要の安全性、施工性を検討した。その結果、ストラットを配置しなくても応力的な問題はないが、形状が桁架設前と後でかわることから配置しないと施工性に問題があることがわかった。ただし、ストラットの設計は十分可能なレベルであることから架設の大きな障害にならないことを確認した。

<参考文献>

- 1) 道路構造例の解釈と適用；日本道路協会，2004.2
- 2) 明石海峡大橋の技術；本州四国連絡橋公団，1999
- 3) 来島海峡大橋の技術；本州四国連絡橋公団，2000
- 4) 多々羅大橋の技術；本州四国連絡橋公団，2000

第9章 結論

本研究では、中央支間 3,000m 級の超長大橋を取り上げ、従来の吊橋とは異なる形式を採用する等により、重要課題である耐風安定性を確保し、その実現の可能性を示した。本論文は1章から8章までで構成されている。ここでは各編の研究内容の結果を総括し、本論文の結論を示す。

第1章では、本研究の背景、目的、各編の研究内容、全体構成などについて述べた。具体的には中央支間 3,000m 級の長大橋の必要性とこの支間長で問題となる耐風性について、従来の方法では必ずしも十分には検証できないことなどの課題を整理した。

第2章では、我が国の橋梁の長大支間への取り組みの歴史を辿り、既存の長大橋の耐風性について、それ以前の橋梁より支間が長くなることで何が問題となり、それをどう克服すべきかについて整理した。その結果、支間長 2,000m を大幅に超える超長大橋を実現しようとするとき、従来採用された吊橋（桁形式は箱桁やトラス桁）の耐風性に関する諸対策では、ねじり振動数に代表される構造特性や桁の空力特性などの改善には限界があり、耐風安定性を確保することは極めて難しい状況であることが、本四連絡橋に代表される吊橋の耐風性の取り組みから明らかになった。それゆえ、中央径間 3,000m級の橋梁を実現しようとする場合、既往の構造形式とは異なる新しい発想が不可欠であり、耐風性向上のためには吊形式の変更と空力的に優れた桁を組み合わせた新しい橋梁の提案が必要であると考えた。

第3章では、第2章を受け、新しい橋梁形式として、吊橋を基本とし、塔付近を斜張形式とした橋梁の構造詳細を検討した。具体的には、塔形式や桁の吊位置（桁の内側または外側）あるいはケーブルシステムの最適化について、超長大橋の特性を忠実に反映できる解析モデルを用いて固有値解析により検討した。その結果、耐風性に優れた新しい橋梁として、ケーブルシステムは中央支間中央部で吊橋形式とし、主塔近傍には斜張吊形式を用いるとともに、桁は中央支間中央部に二箱桁を配置し、主塔付近には桁幅が狭く軽量な一箱桁を配置した構造を提案した。また、主塔は耐風性と経済性に優れたA型主塔を、桁の吊り形式としては外側を吊る形式が有利であることを明らかにした。

第4章では、第2章で述べたもう1つの着眼点であり、第3章で提案した構造特性に優れた新形式の耐風性をさらに向上させる目的で、二箱桁断面の幾何学的形状について検討した。検討方法としては、フェアリング形状や耐風対策用付加物を選定するための二次元バネ支持試験を実施した。その結果、フェアリングには非対称台形の形状を用いるとともに、桁下面にも耐風対策物を設置する二箱桁の断面形状を採用することにした。

第5章では、第3,4章で提案した新しい橋梁（以下ハイブリッド吊橋と呼ぶ）について、その耐風性を既往のフラッタ解析手法を用いて検証した。具体的には、二次元実験で計測した3分力係数とこれまでの計測方法で計測した二次元非定常空気力係数とを用いて、風荷重による大規模な横たわみ変形のもとで三次元フラッタ解析を行った。その結果、第4章で提

案した二箱桁を有するハイブリッド吊橋では、これら二次元空気力を用いる限り発散振動は生じないことが確認された。

第6章では、第5章で得られたフラッタ解析結果の妥当性と提案した橋梁の安全性を評価するために、実橋の1/125縮尺の全橋模型を設計・製作し、土木研究所の大型風洞を用いて全橋模型風洞実験を実施した。その結果、第4章で提案した二箱桁を有するハイブリッド吊橋では、事前の解析で発生しないと予測されたフラッタが照査風速以下で生ずること、また、二箱桁の特定区間に対策を追加すればこのフラッタは抑止できることを確認した。

第7章では、第6章の全橋模型試験で発現した発散振動に関する実験値と第5章で得た解析値が相違したことから、フラッタ解析手法の改良とその妥当性について詳細に検討を加えた。その結果、非定常空気力の解析に改良すべき点があることが明らかになり、クロスセクタール法から波形近似法による手法に改良することで変位と空気力の位相差を精度よく求めることができた。新しい解析方法によりフラッタ解析結果は実験値とほぼ一致し、発散振動が起こることを明らかに出来た。一方、耐風対策を施した二箱桁の非定常空気力を反映させたフラッタ解析を実施し、この対策により全橋模型では発散振動が起こらないことを解析的にも確認した。

第8章では、ハイブリッド吊橋の実現性について検討した。その結果、外吊りにすることによるハンガーと建築限界の問題を取り上げ、使用性に支障の無いことを示したほか、架設に関して特に複雑な空間的配置をとる主ケーブルの架設について、過去の架設実績を考慮した上で採用可能であることを証明でき、十分な実現性があることを示した。

以上、本論文では中央径間3,000m級の超長大橋の実現について、主として耐風性の観点から、提案したハイブリッド吊橋について検討を加えた。その結果、耐風性に優れた構造形式を実現できる目処がついた。このことは国内に限らず国外における超長大橋の建設実現の可能性に大きく貢献できるものと考えられる。しかし、超長大橋の実現に最も重要な課題である耐風性の問題では、従来の手法で得られた二次元非定常空気力を用いたフラッタ解析による予測が全橋模型風洞実験値と一致しないことが判明した。このことを解決するために詳細な検討を行った結果、従来の非定常空気力の評価方法に問題があることが判明し、非定常空気力の評価方法に改良を加えることで、フラッタ解析結果と全橋模型風洞実験結果を一致させることができた。このことにより、まだ経験したことのない桁断面や複雑な吊構造系を研究するに際して、二次元風洞実験と三次元フラッタ解析によりフラッタ現象を評価できる手法を確立することができた。以上の結果は、世界で計画されている超長大橋計画の実現に大きく貢献するものである。

図表一覧

第1章 序論

- 図 1.1.1 海峡横断道路プロジェクト
- 図 1.1.2 豊予海峡架橋計画案
- 図 1.1.3 豊予海峡架橋計画案一般図
- 図 1.1.4 長大吊橋の支間長の変遷
- 図 1.1.5 イタリア南部に計画されているメッシナ橋

第2章 既往の研究とそれを踏まえた提案

- 図 2.2.1 関門橋桁一般図
- 図 2.2.2 車線暫定完成系 V-A 図
- 図 2.2.3 床版と上弦材及び上横構をモデル化
- 図 2.2.4 V-A 図
- 図 2.3.1 中央支間長による最低次ねじれ固有振動数の変化
- 図 2.3.2 明石海峡大橋における主構幅の検討
- 図 2.3.3 明石海峡大橋最終断面
- 図 2.3.4 風速と減衰の関係 (改良フラッタ解析)
- 図 2.3.5 明石海峡大橋における箱桁の検討
- 図 2.3.6 箱桁を補剛桁とした場合の耐風性 (明石海峡大橋)
- 図 2.4.1 超長大橋一般図 (海峡横断道路プロジェクト)
- 図 2.4.2 二箱桁断面
- 図 2.4.3 フラッタ解析結果
- 図 2.4.4 スピンドルタイプ吊橋のイメージ
- 図 2.4.5 ブルックリン橋
- 表 2.4.1 全橋模型の諸元
- 表 2.4.2 全橋模型の固有振動数

第3章 ハイブリッド吊橋の構造特性

- 図 3.2.1 明石海峡大橋とハイブリッド吊橋
- 図 3.3.1 解析モデル (外吊形式の例)
- 図 3.3.2 基本案 全体一般図 (サグ比: 1/10, 桁高: 3.0m, 斜張区間: 700m)
- 図 3.3.3 斜張吊橋 立体骨組モデル図 (その1: 橋梁全景)
- 図 3.3.4 立体骨組モデル図 (1A~桁中央部 部材番号)
- 図 3.3.5 立体骨組モデル図 (桁中央部~4A 部材番号)
- 図 3.4.1 解析モデル
- 図 3.4.2 1/8 案 鉛直対称 1次①
- 図 3.4.3 1/4 案 鉛直対称 1次①
- 図 3.4.4 1/8 案 ねじれ対称 1次②
- 図 3.4.5 1/4 案 ねじれ対称 1次②

図 3.4.6	1/8 案	ねじれ逆対称 1 次
図 3.4.7	1/4 案	ねじれ逆対称 1 次
図 3.5.1		ケーブルシステムの比較
図 3.5.2	内吊形式	水平たわみ対称 1 次
図 3.5.3	外吊形式	水平たわみ対称 1 次
図 3.5.4	内吊形式	鉛直たわみ対称 1 次
図 3.5.5	外吊形式	鉛直たわみ対称 1 次
図 3.5.6	内吊形式	ねじれ対称 1 次
図 3.5.7	外吊形式	ねじれ対称 1 次
図 3.5.8		静的変形解析結果
図 3.6.1		比較検討した主塔形式
図 3.6.2		解析モデル図（主塔付近）
図 3.6.3	外吊形式H型主塔	水平対称 1 次
図 3.6.4	外吊形式H型主塔	鉛直対称 1 次
図 3.6.5	外吊形式H型主塔	ねじれ対称 1 次
表 3.2.1		構造諸元
表 3.4.1		固有振動数の比較
表 3.5.1		振動特性の比較
表 3.6.1		塔形式の構造比較
写真 3.2.1		一箱桁と二箱桁の遷移区間

第 4 章 ハイブリット吊橋の補剛桁の耐風安定性

図 4.2.1		非常空気力風洞設備
図 4.2.2		バネ支持試験装置概念図
図 4.3.1		フェアリング形状による耐風性評価
図 4.4.1		耐風対策物感度パラメータ
図 4.4.2		フェアリング形状の影響
図 4.4.3		耐風対策物高さの影響
図 4.4.4		内側防護柵高さの影響
図 4.4.5		外側防護柵高さの影響
図 4.4.6		耐風対策物形状の影響
図 4.4.7		採用した二箱桁断面
表 4.2.1		非常空気力風洞諸元
表 4.4.1		二箱桁断面の形状の検討ケース一覧
写真 4.2.1		非常空気力風洞のバネ支持試験設備外観
写真 4.2.2		風洞風路内に支持された試験模型
写真 4.2.3		光学式変位計

第5章 フラッタ解析

- 図 5.2.1 非定常空気力の座標軸
- 図 5.2.2 非定常空気力係数の回帰状態の比較
- 図 5.2.3 スプライン関数による平滑化
- 図 5.2.4 回帰計算結果
- 図 5.2.5 基本断面鉛直加振
- 図 5.2.6 基本断面回転加振
- 図 5.2.7 対策断面鉛直加振
- 図 5.2.8 対策断面回転加振
- 図 5.4.1 三次元フラッタ解析用構造モデル
- 図 5.4.2-1 構造解析 水平対称1次
- 図 5.4.3-1 フラッタ解析 水平対称1次
- 図 5.4.2-2 構造解析 水平逆対称1次
- 図 5.4.3-2 フラッタ解析 水平逆対称1次
- 図 5.4.2-3 構造解析 モード図鉛直対称1次
- 図 5.4.3-3 フラッタ解析 モード図鉛直対称1次
- 図 5.4.2-2 構造解析 鉛直逆対称1次
- 図 5.4.2-2 フラッタ解析 鉛直逆対称1次
- 図 5.4.2-5 構造解析 鉛直対称2次
- 図 5.4.3-5 フラッタ解析 鉛直対称2次
- 図 5.4.2-6 構造解析 鉛直逆対称2次
- 図 5.4.3-6 フラッタ解析 鉛直逆対称2次
- 図 5.4.2-7 構造解析 ねじれ対称1次①
- 図 5.4.3-7 フラッタ解析 ねじれ対称1次①
- 図 5.4.2-8 構造解析 ねじれ対称1次②
- 図 5.4.3-8 フラッタ解析 ねじれ対称1次②
- 図 5.4.2-9 構造解析 ねじれ対称1次③
- 図 5.4.3-9 フラッタ解析 ねじれ対称1次③
- 図 5.4.2-10 構造解析 ねじれ対称1次④
- 図 5.4.3-10 フラッタ解析 ねじれ対称1次④
- 図 5.4.2-11 構造解析 ねじれ逆対称1次①
- 図 5.4.3-11 フラッタ解析 ねじれ逆対称1次①
- 図 5.4.2-12 構造解析 ねじれ逆対称1次②
- 図 5.4.3-13 フラッタ解析 ねじれ逆対称1次②
- 図 5.5.1-1 桁断面の設定状況
- 図 5.5.1-2 三分力装置の概念図
- 図 5.5.2-1 一箱桁基本断面の三分力係数
- 図 5.5.2-2 二箱桁基本断面の三分力係数
- 図 5.5.2-3 一箱桁遷移部 三分力係数

図 5.5.2-4	二箱桁遷移部の三分力係数
図 5.5.2-5	二箱桁対策断面の三分力係数
図 5.5.2-6	二箱桁スプリッタ断面の三分力係数
図 5.5.3-1	基本断面のねじれ変位
図 5.5.3-2	対策断面のねじれ変位
図 5.5.3-3	基本断面の鉛直変位
図 5.5.3-4	対策断面の鉛直変位
図 5.5.3-5	基本断面の水平変位
図 5.5.3-6	対策断面の水平変位
図 5.6.1	三次元フラッタ解析結果の比較図
図 5.6.2-1	三次元フラッタ解析結果 風洞風速 2.0m/s
図 5.6.2-2	三次元フラッタ解析結果 風洞風速 3.0m/s
図 5.6.2-3	三次元フラッタ解析結果 風洞風速 4.0m/s
図 5.6.2-4	三次元フラッタ解析結果 風洞風速 4.5m/s
図 5.6.2-5	三次元フラッタ解析結果 風洞風速 5.0m/s
図 5.6.2-6	三次元フラッタ解析結果 風洞風速 5.5m/s
図 5.6.2-7	三次元フラッタ解析結果 風洞風速 6.0m/s
図 5.6.2-8	三次元フラッタ解析結果 風洞風速 6.5m/s
図 5.6.2-9	三次元フラッタ解析結果 風洞風速 7.0m/s
表 5.4.1	固有振動数の比較
表 5.5.1	三分力試験を実施した断面
写真 5.1.1	非定常空気力測定装置
写真 5.5.1	三分力測定装置

第6章 全橋模型による耐風安定性の検討

図 6.1.1	大型風洞施設の鳥瞰図
図 6.1.2	大型風洞施設一般図
図 6.2.1	模型一般図
図 6.2.2	桁断面図
図 6.2.3	補剛桁模型図
図 6.2.4	模型計測と解析結果
図 6.2.5	模型計測と解析結果
図 6.2.6	計測・解析システム構成図
図 6.2.7	計測位置図
図 6.2.8	桁の計測点座標値
図 6.2.9	主塔の計測点座標
図 6.2.10	変位の極性
図 6.3.1	動的特性試験結果：振動モード
図 6.4.1	鉛直方向載荷試験：載荷パターン

- 図 6. 4. 2 鉛直方向載荷試験：各ブロック載荷位置
- 図 6. 4. 3 水平方向載荷試験：載荷位置および載荷方法
- 図 6. 4. 4 ねじれ載荷：載荷パターン
- 図 6. 4. 5 ねじれ載荷：各ブロック載荷位置
- 図 6. 4. 6 鉛直方向載荷試験結果
- 図 6. 4. 7 水平方向載荷試験結果
- 図 6. 4. 8 ねじれ載荷試験結果（その 1）
- 図 6. 4. 9 ねじれ載荷試験結果（その 2）
- 図 6. 5. 1 大型風洞試験 計測解析システム メニュー
- 図 6. 5. 2 減衰率振幅依存の解析方法のフロー
- 図 6. 5. 2-1 ねじれ変位に変換後の生波形
- 図 6. 5. 2-2 バンドパスデジタルフィルタ後の波形
- 図 6. 5. 2-3 ピーク探査法による振動数計算
- 図 6. 5. 2-4 最小二乗法による指定区間内の平均減衰率計算
- 図 6. 5. 2-5 スプライン法による 波数 V_s 振幅補間
- 図 6. 5. 2-6 スプライン法による振幅 V_s 減衰率補間
- 図 6. 5. 3 スプライン法による振幅 V_s 減衰率補間
- 図 6. 5. 4 スプライン法による風速 V_s 減衰率補間
- 図 6. 5. 5 風速－振幅－減衰率の等高線表示
- 図 6. 5. 6 対策断面のねじれ対称 1 次モード風洞試験結果
- 図 6. 5. 7 対策断面のねじれ逆対称 1 次モード風洞試験結果
- 図 6. 5. 8 対策断面のねじれ対称 1 次モード風洞試験結果
- 図 6. 5. 9 スプリッタ板の配置図
- 図 6. 5. 10 スプリッタ板の設置区間
- 図 6. 5. 11 スプリッタ板付き模型のねじれ対称 1 次モード風洞試験結果
- 図 6. 5. 12 スプリッタ板付き模型のねじれ逆対称 1 次モード風洞試験結果
- 図 6. 6. 1 乱流スペクトル分布図 桁中央部高さ 平均風速 4. 5m/s
- 図 6. 6. 2 乱流スペクトル分布図 桁中央部高さ 平均風速 6. 6m/s
- 図 6. 6. 3 ねじれ変位 風速－振幅図 中央径間中央部
- 図 6. 6. 4 ねじれ変位スペクトル図 風速 6. 4m/s
- 図 6. 6. 5 鉛直変位 風速－振幅図 中央径間中央部
- 図 6. 6. 6 鉛直変位スペクトル図 風速 6. 4m/s
- 図 6. 6. 7 水平変位 風速－振幅図 中央径間中央部
- 図 6. 6. 8 水平変位スペクトル図 風速 6. 4m/s
- 表 6. 1. 1 大型風洞施設の規模
- 表-6. 2. 1 所要値と模型値
- 表 6. 2. 2 固有振動数の比較
- 表 6. 2. 3 模型の断面諸量
- 表 6. 2. 6 桁の計測点座標値

表 6.3.1	解析値と計測値の比較
表 6.4.1	鉛直方向載荷試験結果：載荷パターン1
表 6.4.2	鉛直方向載荷試験結果：載荷パターン2
表 6.4.3	水平方向載荷試験結果（その1）
表 6.4.4	水平方向載荷試験結果（その2）
表 6.4.5	水平方向載荷試験結果（その3）
表 6.4.6	ねじれ載荷試験結果：載荷パターン1（その1）
表 6.4.7	ねじれ載荷試験結果：載荷パターン1（その2）
表 6.4.8	ねじれ載荷試験結果：載荷パターン2（その1）
表 6.4.9	ねじれ載荷試験結果：載荷パターン2（その2）
表 6.4.10	ねじれ載荷試験結果：載荷パターン3（その1）
表 6.4.11	ねじれ載荷試験結果：載荷パターン3（その2）
表 6.4.12	ねじれ載荷試験結果：載荷パターン4（その1）
表 6.4.13	ねじれ載荷試験結果：載荷パターン4（その2）
写真 6.2.1	試験状況
写真 6.2.2	全橋模型
写真 6.5.1	高風速域の全橋模型の横たわみ変形状況

第7章 実験値と解析値の評価

図 7.2.1	基本断面の変形解析と計測値の比較図
図 7.2.2	対策断面の変形解析と計測値の比較図
図 7.2.3	スプリッタ板付き対策断面の変形解析と計測値の比較図
図 7.3.1	基本断面ねじれ対称1次のフラッタ解析と計測値の減衰率比較
図 7.3.2	基本断面ねじれ対称1次のフラッタ解析と計測値の振動数比較
図 7.3.3	対策断面のフラッタ解析と計測値の減衰率の比較
図 7.3.4	対策断面のフラッタ解析と計測値の振動数の比較
図 7.3.5	基本断面 非定常空気力係数の振幅と位相差 風速 5m/s
図 7.3.6	対策断面 非定常空気力係数の振幅と位相差 風速 5.5m/s
図 7.4.1	波形近似法の流れ
図 7.4.2	計測画面
図 7.4.3	デジタルフィルタ後の画面
図 7.4.4	解析精度の確認画面
図 7.4.5	計算回数毎の振幅と位相差
図 7.4.6	計算回数毎の非定常空気力係数
図 7.4.7	非定常空気力係数（横軸は U/fB）
図 7.4.8	対策断面ねじれ加振 迎角-3 度比較図
図 7.4.9	解析法によるモード成分の非定常空気力の違い
図 7.4.10	ノイズを付加した場合の解析法による M θ R の比較
図 7.4.11	ノイズを付加した場合の解析法による M θ I の比較

- 図 7. 4. 12 ノイズを付加した場合の解析法による L θ R の比較
- 図 7. 4. 13 ノイズを付加した場合の解析法による L θ I の比較
- 図 7. 4. 14 ノイズを付加した場合の解析法による D θ R の比較
- 図 7. 4. 15 ノイズを付加した場合の解析法による D θ I の比較
- 図 7. 4. 16 ノイズ成分無しの場合波形近似法による解析結果
- 図 7. 4. 17 ノイズ成分無しの場合クロススペクトル法による解析結果
- 図 7. 4. 18 ノイズレベル 50 の場合波形近似法による解析結果
- 図 7. 4. 19 ノイズレベル 50 の場合クロススペクトル法による解析結果
- 図 7. 5. 1 解析法による対策断面の三次元フラッタ解析結果の比較
- 図 7. 5. 2 三次元フラッタ解析結果 波形近似法使用 風速 4. 5m/s
- 図 7. 5. 3 三次元フラッタ解析結果 波形近似法使用 風速 5. 0m/s
- 図 7. 5. 4 三次元フラッタ解析結果 波形近似法使用 風速 5. 5m/s
- 図 7. 5. 5 三次元フラッタ解析結果 波形近似法使用 風速 6. 0m/s
- 図 7. 5. 6 解析法によるスプリッタ板付断面の三次元フラッタ解析結果の比較
- 図 7. 5. 7 三次元フラッタ解析結果 波形近似法使用 風速 4. 5m/s
- 図 7. 5. 8 三次元フラッタ解析結果 波形近似法使用 風速 5. 0m/s
- 図 7. 5. 9 三次元フラッタ解析結果 波形近似法使用 風速 5. 5m/s
- 図 7. 5. 10 三次元フラッタ解析結果 波形近似法使用 風速 6. 0m/s
- 図 7. 5. 11 対策断面とスプリッタ板付き断面の非定常空気力の比較
- 表 7. 4. 1 非定常空気力試験の計測解析方法の比較

第 8 章 実橋への適用検討

- 図 8. 2. 1 吊橋の各格点におけるハンガー位置と建築限界
- 図 8. 3. 1 二又式クレーンイメージ
- 図 8. 3. 2 荷揚げイメージ
- 図 8. 3. 3 斜張吊橋架設要領 (案)
- 図 8. 3. 4 主ケーブルの架設
- 図 8. 3. 5 ケーブル間隔調整用
- 図 8. 4. 1 桁の架設ケース
- 図 8. 4. 2 架設時のハンガー張力 (塔方向から)
- 図 8. 4. 3 架設時のハンガー張力 (桁中央から)
- 図 8. 4. 4 ケーブルの平面形状 (塔の方向から)
- 図 8. 4. 5 ケーブルの平面形状 (桁中央方向から)
- 図 8. 4. 6 ストラットの軸力
- 図 8. 4. 7 ケーブルの動き

謝辞

本論文の取りまとめに際し、直接ご指導を賜った、久保喜延九州工業大学教授に対して衷心より感謝を申し上げます。同教授には海峡横断道路プロジェクト耐風工学委員会、長島架橋耐風委員会並びに伊良部架橋（沖縄県）耐風委員会など、絶えず御指導を頂いており、本研究においても格別の御教示と御示唆を頂きました。

本研究は、筆者が土木研究所において実施した、経済性・耐風性に優れた上部構造研究のうち、ハイブリッド吊橋に関する研究成果を取りまとめたものです。この間、筆者の上司としてご指導賜った佐藤弘史元構造物研究グループ長、また共同研究の幹事をお願いした住友重機(株)の宮崎正男氏に対して深く感謝申し上げます。とくに幹事の宮崎正男氏は、明石海峡大橋の全橋模型試験以来、大型風洞実験等に詳しく本研究の取りまとめにあたって暖かい励ましを頂きました。ここに心より感謝申し上げます。

また、筆者が本四公団第一建設局に在籍の際、上司で風工学および工学全般に渡り薫陶を頂いた秦 健作（財）海洋架橋調査会調査役および本論文の取りまとめに際し適切な御助言を頂きました木村吉郎九州工業大学助教授に対しても心より感謝申し上げます。

最後に、本研究を進めるにあたり、ご協力を頂いた（独）土木研究所構造物研究グループ橋梁チームの村越潤上席含め共同研究を実施した関係各位に対し、厚く御礼を申し上げます。