

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2378号

Aero. 72 / ST. Division
1

土 木 研 究 所 資 料

タウトモデルを用いた風洞実験
方法に関する研究報告書(I-1985)

昭和61年4月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright ©(1986) by P.W.R.I.

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

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

タウトモデルを用いた風洞実験 方法に関する研究報告書(I-1985)

構造研究室	室	長	横山功一
	主任研究員		佐藤弘史
備	研	究	員
室		員	中神陽一*
			神畠一夫
			福田 誠

要 旨

タウトモデル実験とは張力を加えた2本のピアノ線で模型を支持し対風応答を調べる実験であり、自然風の乱れの特性および構造物の振動特性を相似させやすいという点が2次元剛体模型実験より有利であり、また、全体模型に比べ安価に模型製作ができるという利点ももつ。本研究ではタウトモデル実験を橋梁の耐風設計に適用するために、模型の製作方法、自然風と相似な気流の発生方法等の開発を行い、さらに実験方法の妥当性を確認するために実験より得られた対風応答特性を既往の研究成果と比較した。

キーワード：タウトモデル，風洞実験，境界層乱流，対風応答

目 次

1. まえがき	1
2. タウトモデルを用いた風洞実験方法の基本的な考え方	2
2.1 相似条件	2
2.2 タウトモデルの設計	2
2.3 乱流の発生	3
3. タウトモデルの支持方法および構造特性	4
3.1 平板タウトモデル ($GJ=0$ 方式)	4
3.2 平板タウトモデル ($GJ \neq 0$ 方式)	4
3.3 斜張橋充腹断面橋桁モデル	5
4. 境界層乱流の特性	14
4.1 目標とした境界層乱流	14
4.2 地面板の設置およびスパイアーの設計	14
4.3 平均風速の鉛直分布	14
4.4 乱れ強さ、乱れのスケールおよび風速のパワースペクトル密度関数	15
5. タウトモデルの対風応答特性	27
5.1 平板タウトモデル	27
5.2 斜張橋充腹断面橋モデル	27
6. まとめ	39
参考文献	40
付録	41

1. まえがき

長大橋梁の風に対する安全性の調査は、多くの場合、乱れのほとんどない一様気流中での2次元剛体模型を用いた風洞実験により実施される。しかしながら、自然風は空間的にも時間的にも変動しており、また、実橋の振動振幅は橋軸方向に変化しているため、一様気流中での2次元剛体模型による風洞実験結果から直ちには実橋の対風応答を求めることはできない。一方、自然風の乱れの特性および構造物の振動特性を忠実に相似させて実施する全体模型実験によれば直接的に実橋の対風応答を知ることができるが、この実験は2次元剛体模型実験に比べ模型製作が困難であり高価であるという問題がある。

タウトモデル実験とは張力を加えた2本のピアノ線で模型を支持し対風応答を調べる実験であり、自然風の乱れの特性および構造物の振動特性を相似させやすいという点で2次元剛体模型実験より有利であり、また、全体模型に比べ安価に模型製作ができるという利点ももつ。しかしながら、タウトモデル実験で橋梁の構造特性を相似させる手法および自然風の乱れの特性を相似させる手法等細かな点では検討を要する事項も少なくない。本研究は、タウトモデル実験を橋梁の耐風設計に適用するうえでの問題点を摘出し、これらを解決することを目的とし、昭和58年度より実施されている。現在までの研究内容を取りまとめ以下に報告する。

2. タウトモデルを用いた風洞実験方法の基本的な考え方

2.1 相似条件

一般に橋梁の風洞実験では、実橋と模型とで以下の無次元量を等しくさせることが要求される。

$$\sigma = m/(\rho B^2), \gamma = I/(\rho B^4), U/(f_h B), U/(f_\theta B), f_\theta/f_h, \delta_h, \delta_\theta \quad (2.1)$$

ここに、 m ：橋の単位長さ当りの質量、 ρ ：空気密度、 B ：橋梁幅員、 I ：橋の単位長さ当りの極慣性モーメント、 U ：風速、 f_h ：鉛直たわみ振動数、 f_θ ：ねじれ振動数、 δ_h ：鉛直たわみ振動の対数減衰率、 δ_θ ：ねじれ振動の対数減衰率。

さらに、乱流中の風洞実験では、上記無次元量の他に平均風速の鉛直分布、気流の乱れ強さ、および乱れのスケールと B との比等を実橋と実験とで等しくする必要がある。したがって、タウトモデルにより橋梁の耐風設計を行う場合には、タウトモデルの構造条件は以下の流れにより定められる。

- 使用風洞の幅と模型化する実橋の径間長との関係、および架橋地点の自然風と実験で用いる乱流の乱れのスケールを考慮して模型の縮尺を定める。
- 定められた縮尺より模型の m 、 I の所要値を計算する。
- 耐風性を検討すべき実橋の無次元風速が風洞内で再現できるように模型の振動数を定める。ただし、振動数が低すぎるとサグが大きくなるため注意が必要である。

2.2 タウトモデルの設計

ここではとくに、所要の振動数を満足させるための設計法について報告する。 m 、 I については所要値が与えられているため、剛性を調整して振動数を所要の値に設定する必要がある。

一般にタウトモデルの剛性は2本のピアノ線およびこれに支持される橋桁模型により与えられる。橋桁模型はいくつかに分割されて支持されることが多いが、この場合にはタウトモデル全体としては鉛直方向に弾性的にたわむが、各橋桁模型は剛体的に変位する。したがって、分割橋桁模型のタウトモデルでは鉛直たわみ方向の剛性として、ピアノ線によるもののみを考慮すればよい。一方ねじれ変形の場合には、分割橋桁模型をどのようにピアノ線に支持するかにより橋桁模型のねじれ剛性のタウトモデルへの寄与度が異なる。橋桁模型が橋軸方向に傾くことを防ぐために、ピアノ線と橋桁模型とは線的に結合あるいは2点で結合されるが、この線分の区間あるいは2点の間では橋桁模型のねじれ剛性が寄与するものと考えられ、その長さが十分に短い場合には橋桁模型のねじれ剛性を無視することが可能であろう。

したがって、橋桁模型が分割されている場合のタウトモデルの固有振動数は次式で計算される。

$$f_h = (2\ell)^{-1} (2P/m)^{1/2} \quad (2.2)$$

$$f_\theta = (b/(4\ell)) (2P/I)^{1/2} (1 + (2GJ)/(Pb^2))^{1/2} \quad (2.3)$$

$$f_\theta/f_h = (b/2) (m/I)^{1/2} (1 + (2GJ)/(Pb^2))^{1/2} \quad (2.4)$$

ここに、 P ：1本当りのピアノ線張力、 ℓ ：タウトモデルの長さ、 b ：ピアノ線間隔、 GJ ：橋桁模型によるねじれ剛性。

上式から、 P により f_h を調整し、 b および GJ により f_θ/f_h を調整すればよいことがわかる。

また、 GJ が無視できるように模型を設計する場合 ($GJ=0$ 方式)、

$$f_0/f_h = (b/(2B)) (\sigma/\gamma)^{1/2} \quad (2.5)$$

となる。ピアノ線を橋桁模型の中に入れるためには $B \geq b$ であり、振動数比が次のように制限される。

$$f_0/f_h \leq 0.5 (\sigma/\gamma)^{1/2} \quad (2.6)$$

したがって、所要の振動数比がこの上限値より大きい場合には、橋桁模型のねじれ剛性を寄与させるタウトモデル (GJ $\neq$ 0方式) を設計する必要がある。

2.3 乱流の発生

乱流を発生するにあたっては、まず架橋地点の自然風の乱れの特性を把握する必要がある。このためには架橋地点で風観測を行うことが最も望ましいが、風観測の実施が困難な場合には既往の実測データにもとづき架橋地点の自然風の乱れの特性を設定する必要がある。これに関しては、Davenportの研究^{1) 2)}、ESDU³⁾が参考となる。

風洞内に乱流を発生させる手法としては、格子を用いる方法および境界層を用いる方法があるが、自然風との相似性の観点からは境界層を用いる方が好ましいと考えられる。風洞測定部の風路が長い場合には、風路床面に適当な粗度を与えることにより所要の境界層乱流を発生させることができるが、風路が必ずしも十分長くはない場合には、粗度の他に風路上流側にスパイアーを設置する必要がある。

乱流の特性に関して相似させるべきパラメータの数は多いが、自然風の乱流の特性は主として地表の粗度条件に依存しており、相似パラメータのうちでは平均風速の鉛直方向のべき指数が粗度の影響を最も単純な形で反映させているため、まずこのべき指数を相似させることが基本であると考えられる。所要のべき指数を再現させるためのスパイアーの設計方法はIrwinの文献⁴⁾に示されている。ただし、後述のように、スパイアーのみでは床面付近の平均風速が所要の値まで低下しないため、床面に適当な粗度を与える必要がある。

なお、現時点では乱れのスケールを容易にコントロールする手法は開発されていないため、風洞内で発生できる境界層乱流の乱れのスケールを予め計測し、これにもとづきタウトモデルの縮尺を設定する方法が実用的であると考えられる。

3. タウトモデルの支持方法および構造特性

今回のタウトモデル実験で用いた風洞は土木研究所のフラッター風洞であり、測定部の長さは10m、断面は高さ4m、幅2.5mである。ただし、断面4隅に縦横それぞれ0.4mの隅切りがなされており、風洞床面をそのまま使用すると模型および支持具を設置できる長さは最大1.7mとなるため、写真-3.1に示すように地面板を設け、より大きな模型が設置できるようにした。

タウトモデルの支持具は架台、支持ブロック、および定着ブロックより構成される。支持ブロックはピアノ線を支持する部分であり、2本のピアノ線の間隔、床面からの高さおよびタウトモデルの長さを設定するものである。定着ブロックはピアノ線を定着し、ピアノ線に所要の張力を与える部分であり、ウォームギアを用いている。タウトモデルの支持状況を写真-3.2、3.3に示す。支持ブロックおよび定着ブロックが取付けられている架台は地面板の下に設置されている。本支持具では最大1.9mまでのタウトモデルを支持することが可能である。

製作したタウトモデルは平板(幅と高さの比が25の偏平六角断面)模型および斜張橋充腹断面橋桁模型である。平板模型は $GJ=0$ 方式と $GJ \neq 0$ 方式で製作した。また、斜張橋模型では、徳島県の末広大橋(橋長 $470\text{m}=110\text{m}+250\text{m}+110\text{m}$)の中央径間部分を $1/200$ の縮尺で模型化した。

3.1 平板タウトモデル ($GJ=0$ 方式)

$B=0.10\text{m}$ 、 $\ell=1.5\text{m}$ とし、偏平箱桁断面に相当する $\sigma=25$ 、 $\gamma=2.0$ を目標として図-3.1に示すようなタウトモデルを製作した。動的試験より求めた σ 、 γ はそれぞれ26、1.8であった。 $P=14\text{kgf}$ における鉛直たわみ振動数 f_h は9.6Hz、振動数比 f_θ/f_h は1.6であり、(2.2)式および(2.5)式より計算される値($f_h=10.0\text{Hz}$ 、 $f_\theta/f_h=1.5$)と概ね等しい。

図-3.2に示すように、振動モードも鉛直たわみおよびねじれとも理論値(正弦波モード、 $\sin(\pi X/\ell)$ 、 X :橋軸方向座標)に一致している。対数減衰率は $\delta_h=0.018$ 、 $\delta_\theta=0.021$ であり、本四連絡橋耐風設計基準に規定されている充腹断面橋桁の値を再現している。したがって、振動数比の比較的小さな開断面充腹橋桁に対しては、 $GJ=0$ 方式でタウトモデルが設計できるものと考えられる。

3.2 平板タウトモデル ($GJ \neq 0$ 方式)

閉断面充腹橋桁は振動数比が比較的高いため、 $GJ \neq 0$ 方式で模型を製作する必要がある。ここでは、 B 、 ℓ 、 σ 、 γ は3.1のモデルと同じで、図-3.3に示すようにピアノ線と橋桁模型との取付長を長くした模型を製作した。動的試験より得られた σ 、 γ はそれぞれ27、1.8であった。 $P=14\text{kgf}$ における f_h は9.5Hzであり、(2.2)式より計算される値(9.8Hz)と概ね等しい。 f_θ/f_h は2.8であった。(2.5)式(橋桁模型のねじれ剛性 GJ が無視できる場合)で計算される f_θ/f_h は1.7であり、橋桁模型ねじれ剛性の寄与が認められる。(2.4)式により GJ を計算すると、 $9.0 \times 10^{-2} \text{kgfm}^2$ であり、橋桁模型の J を 0.3Bt^3 と考えれば、桧材の剛性率 G は $4.7 \times 10^7 \text{kgf/m}^2$ と推定される。

対数減率は $\delta_h=0.017$ 、 $\delta_\theta=0.053$ であり、ねじれモードの値が大きい。これは橋桁模型の減衰性能に起因するものと考えられ、小さくしていく必要がある。

3.3 斜張橋充腹断面橋桁モデル

タウトモデル試験が実際の橋梁の耐風設計に適用可能かどうかを検討するために、末広大橋を対象としてタウトモデルを製作した。末広大橋の一般図および主要諸元を図-3.4および表-3.1にそれぞれ示す。本橋は建設前に風洞実験等の耐風調査⁵⁾を実施しており、また竣工直後に起振機を用いた振動実験⁶⁾を実施しており、さらに供用後は耐風設計の妥当性を確認するため自然風および橋桁の対風応答に関する長期観測⁷⁾を実施している。したがって本橋を対象とすればタウトモデルにより推定される対風応答特性が妥当なものであるかどうかを検討することができるものと考えられた。

表-3.1に示されているように、実橋の対称1次モードの振動数比は3.06である。 $GJ=0$ 方式でタウトモデルを設計すると振動数比は高々2.5($\sigma=23$ 、 $\gamma=0.94$ 、 $f_{\theta}/f_h \leq 0.5(\sigma/\gamma)^{1/2} = 2.47$)であり、必ずしも十分ではないと考えられたため、 $GJ \neq 0$ 方式で模型を設計した。この場合、橋桁模型のねじれ剛性の寄与度はピアノ線の模型への取付区間の長さにより調整することを考えた。詳細は付録を参照されたい。

模型図を図-3.5に示す。また模型諸元の所要値および実験値を表-3.1にあわせて示した。表より、ねじれモードの対数減衰率は模型において実橋値より大きい。したがって、本タウトモデルではねじれモードの渦励振については正しい対風応答特性を与えないおそれがある。ただし、実橋においては顕著なねじれモードの振動が観測されておらず、この意味で大きな問題はないものと判断された。なお、その他の諸元についても多少の差異はみられるが、鉛直たわみモードの諸振動現象に限れば概ね相似であると考えられる。

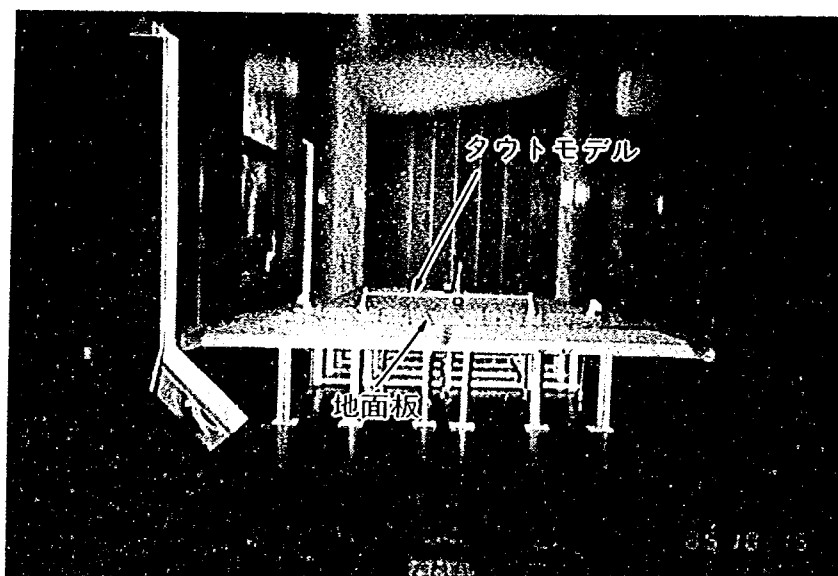


写真-3.1
タウトモデル設置状況

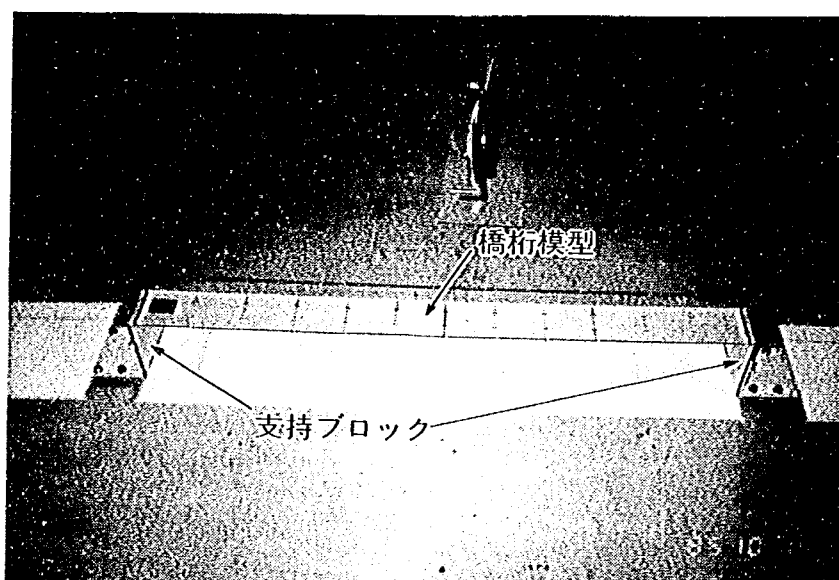


写真-3.2
タウトモデル

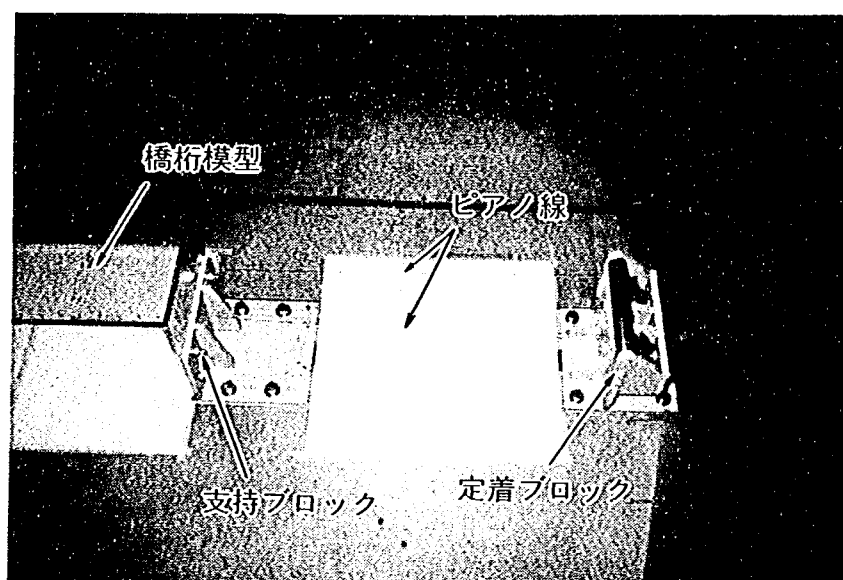


写真-3.3
タウトモデル支持状況

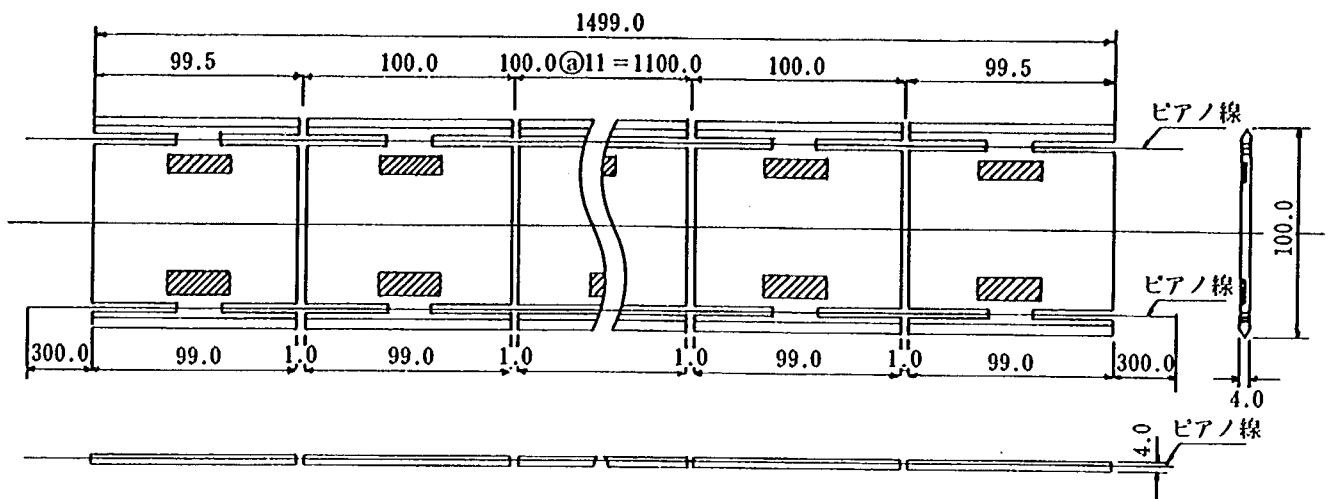


図-3.1.1 平板タウトモデル全体図

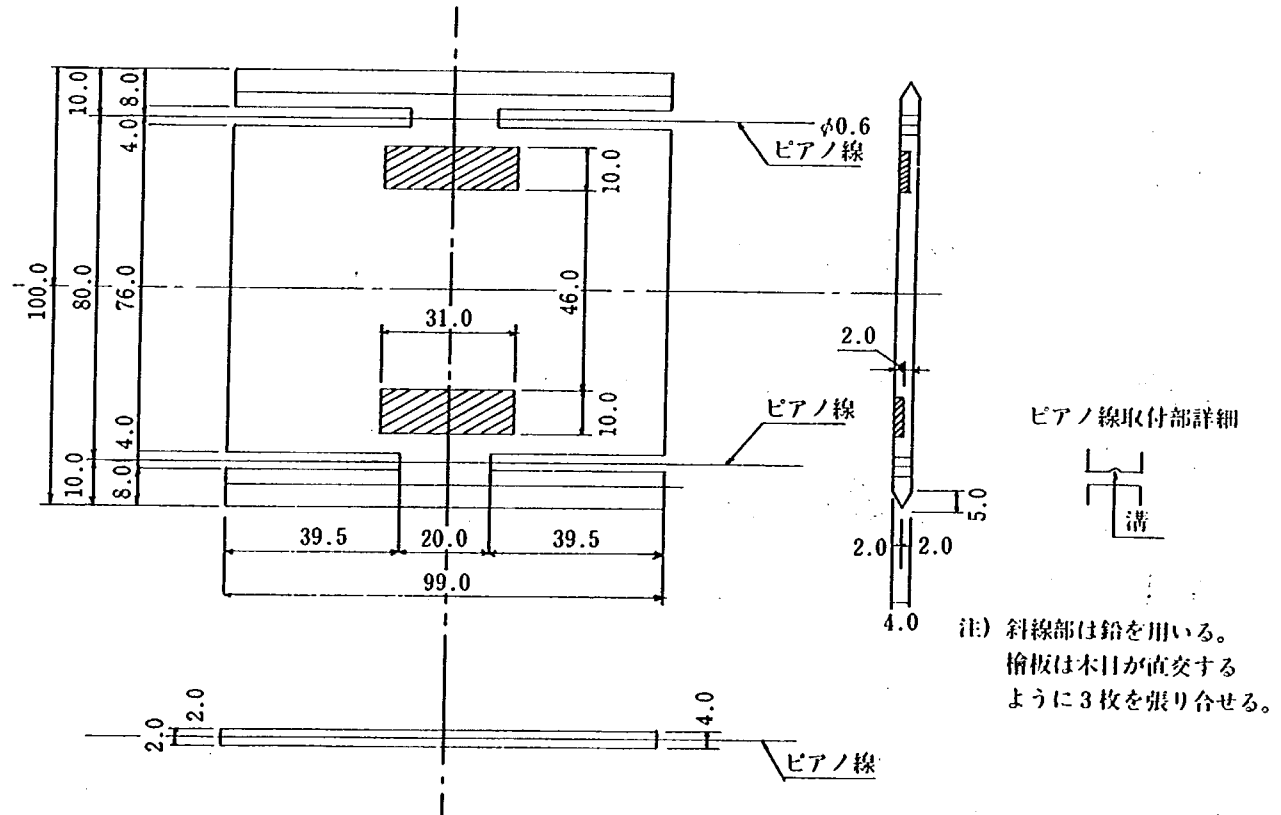


図-3.1.2 平板タウトモデルブロック詳細図
(GJ = 0 方式)

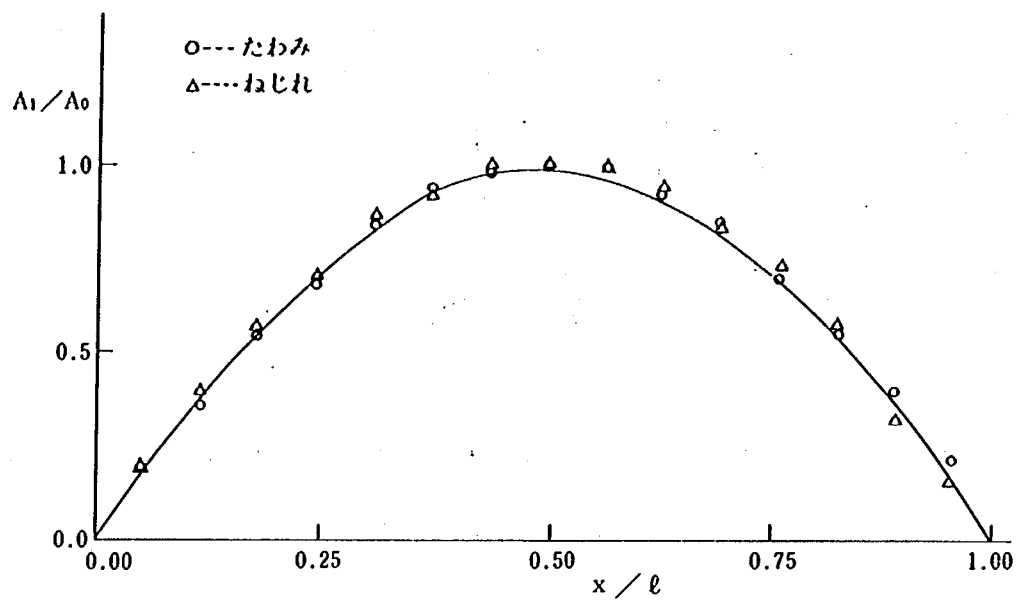


図-3.2 振動モード (平板タウトモデル、 $GJ=0$ 方式)

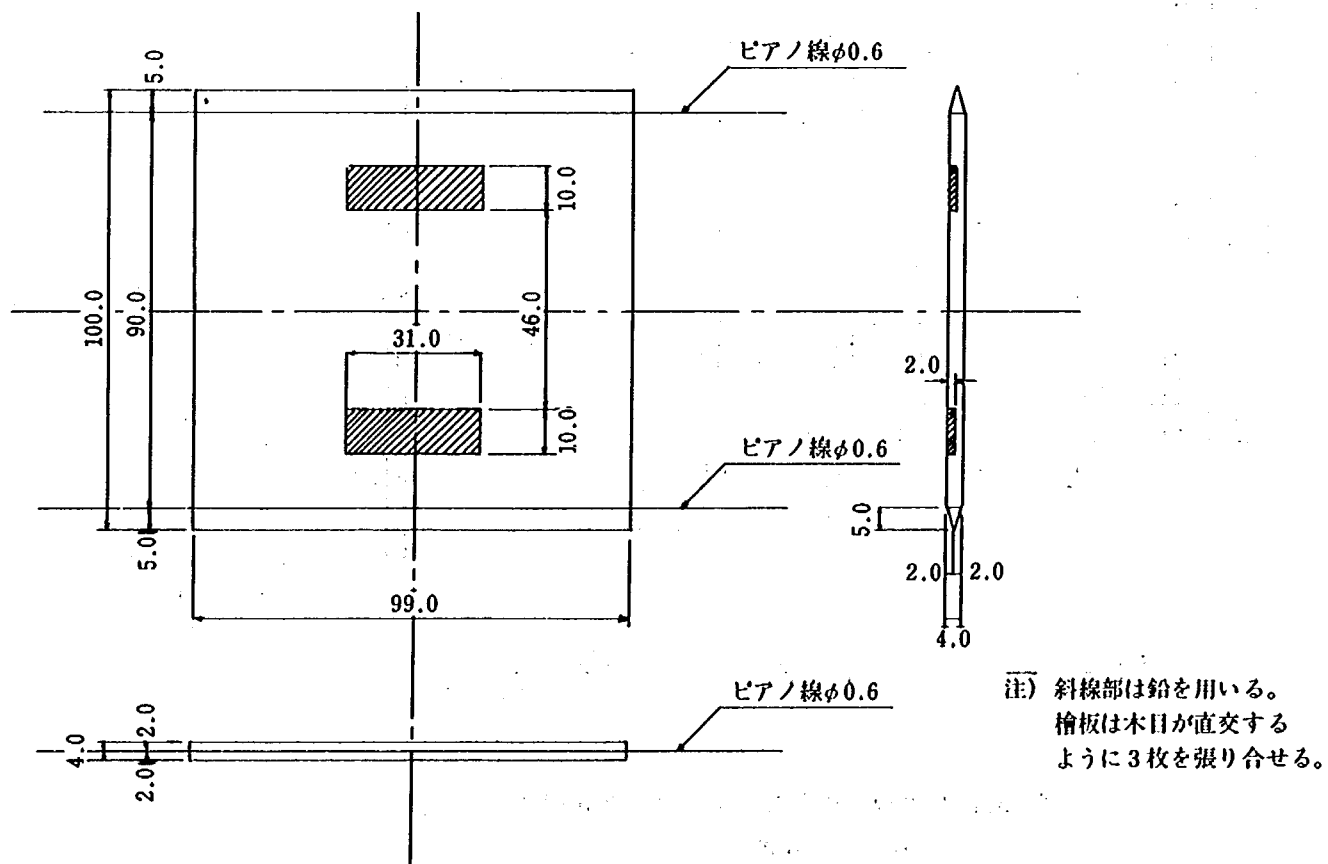


図-3.3 平板タウトモデルブロック詳細図
($GJ \neq 0$ 方式)

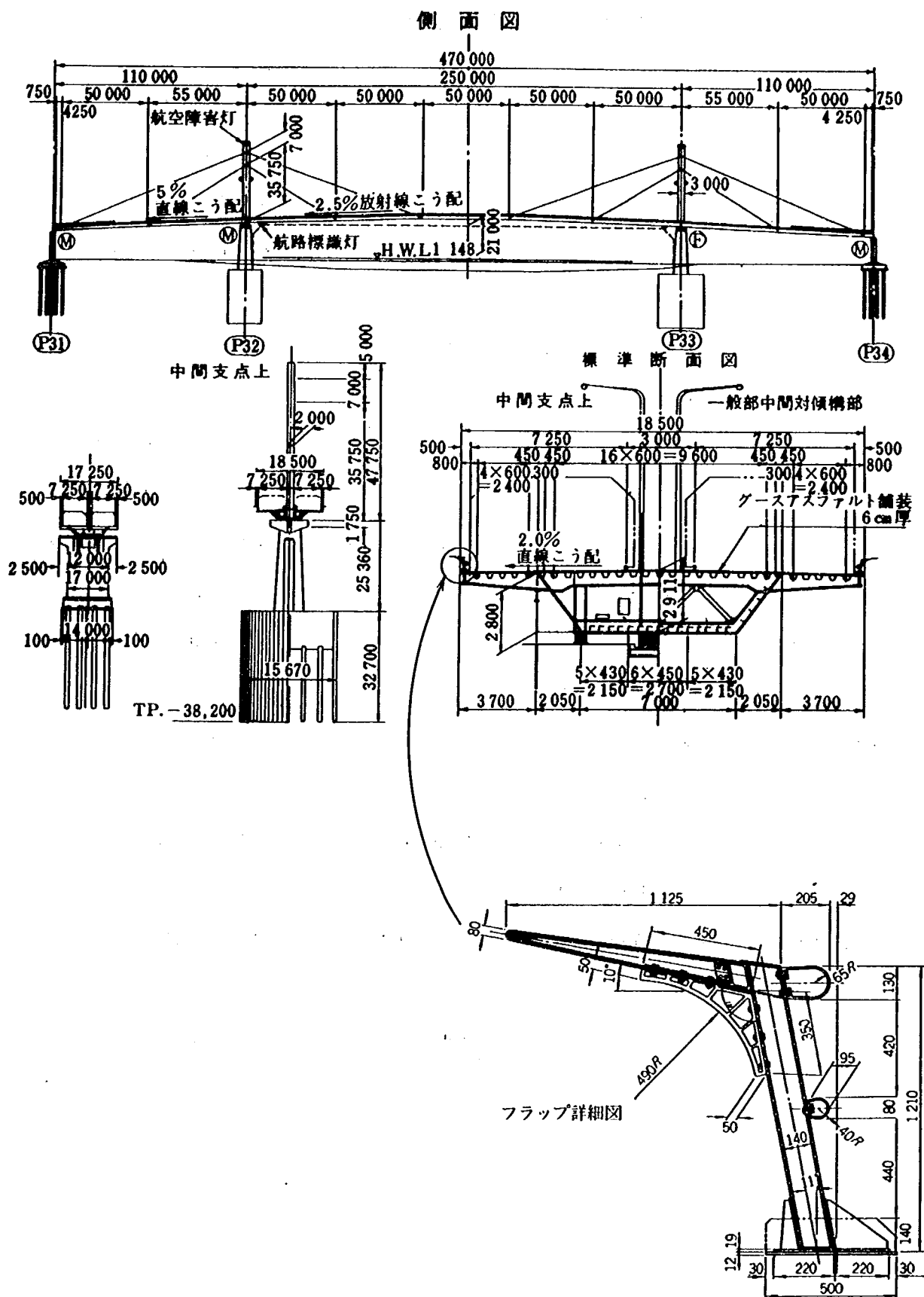
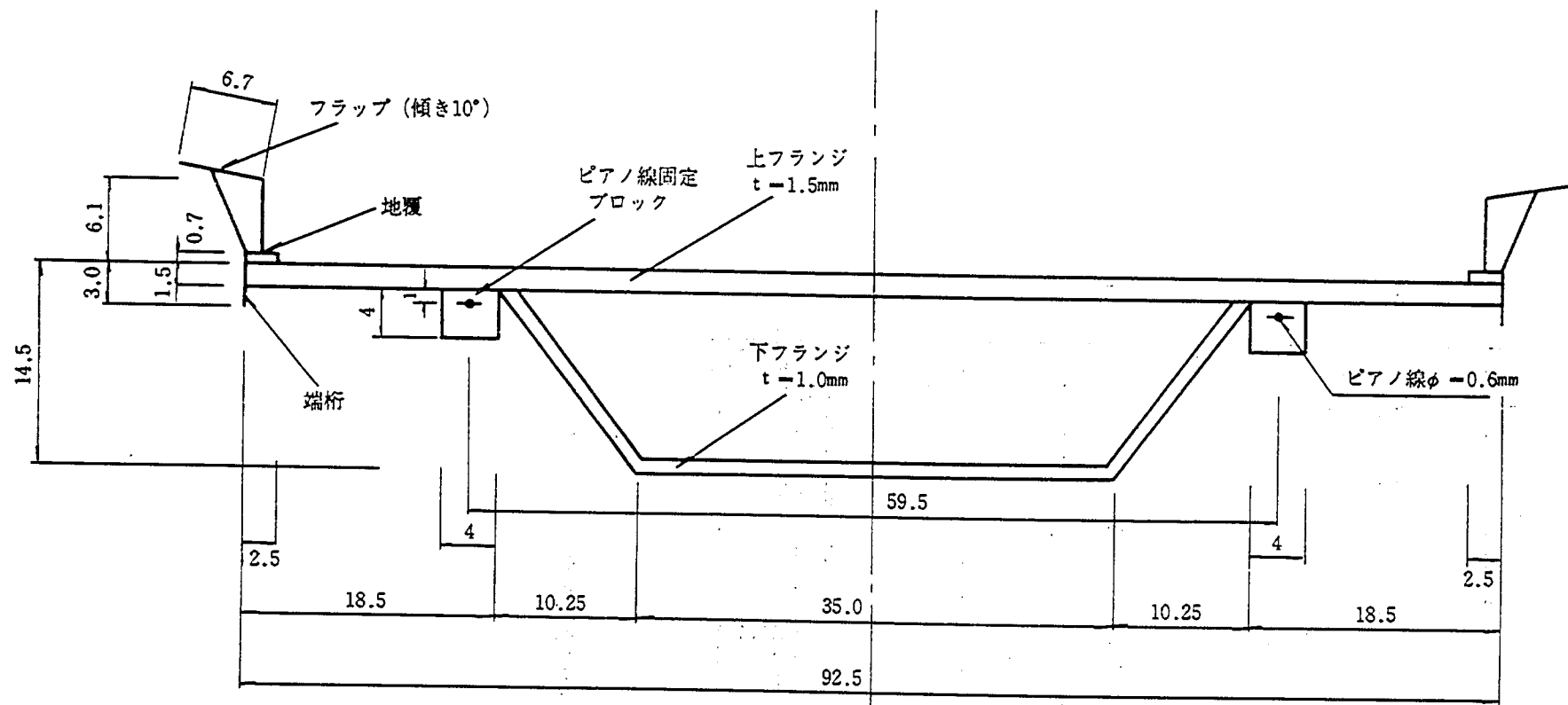


図-3.4 末広大橋一般図

表一3.1 末広大橋および模型の主要諸元

	実 橋 値 ⁶⁾	模 型 所 要 値	模 型 実 験 値
縮 尺	——	(1/200)	1/200
橋 長	470 ^m = 110 + 250 + 110	——	中央径間部のみ 模型化 (240m 担当)
高度 (橋面上)	中央径間中点 TP28.4m	14.2cm	14cm
	塔位置 TP25.3m	12.7cm	(キャンバーなし)
	側径間端部 TP19.8m	9.9cm	
橋桁重量	9.261t/m	2.32gf/cm	2.56gf/cm (通常高欄) 2.58gf/cm (フラップ)
橋桁極慣性モーメント	13.22t・s ²	8.26×10 ⁻³ gf・s ²	9.61×10 ⁻³ gf・s ² (通常高欄) 10.00×10 ⁻³ gf・s ² (フラップ)
鉛直たわみ振動数	0.472Hz (対称1次モード)	——	8.7~8.9Hz
ねじれ振動数	1.446Hz (対称1次モード)	——	31~32Hz
鉛直たわみ対数減衰率	0.026~0.039 (対称1次モード)	0.026~0.039	0.017~0.021
ねじれ対数減衰率	0.014~0.018 (対称1次モード)	0.014~0.018	0.097~0.118
振動数比	3.06	3.06	3.5~3.6



断面図

材料は良質のひのきを原則とする。
下図に示す高欄模型も1式作成する。

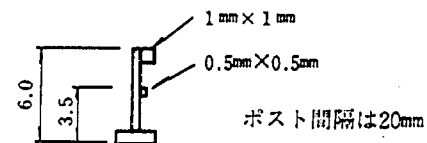


図-3.5 (a) 充腹断面桁タウトモデル (その1)

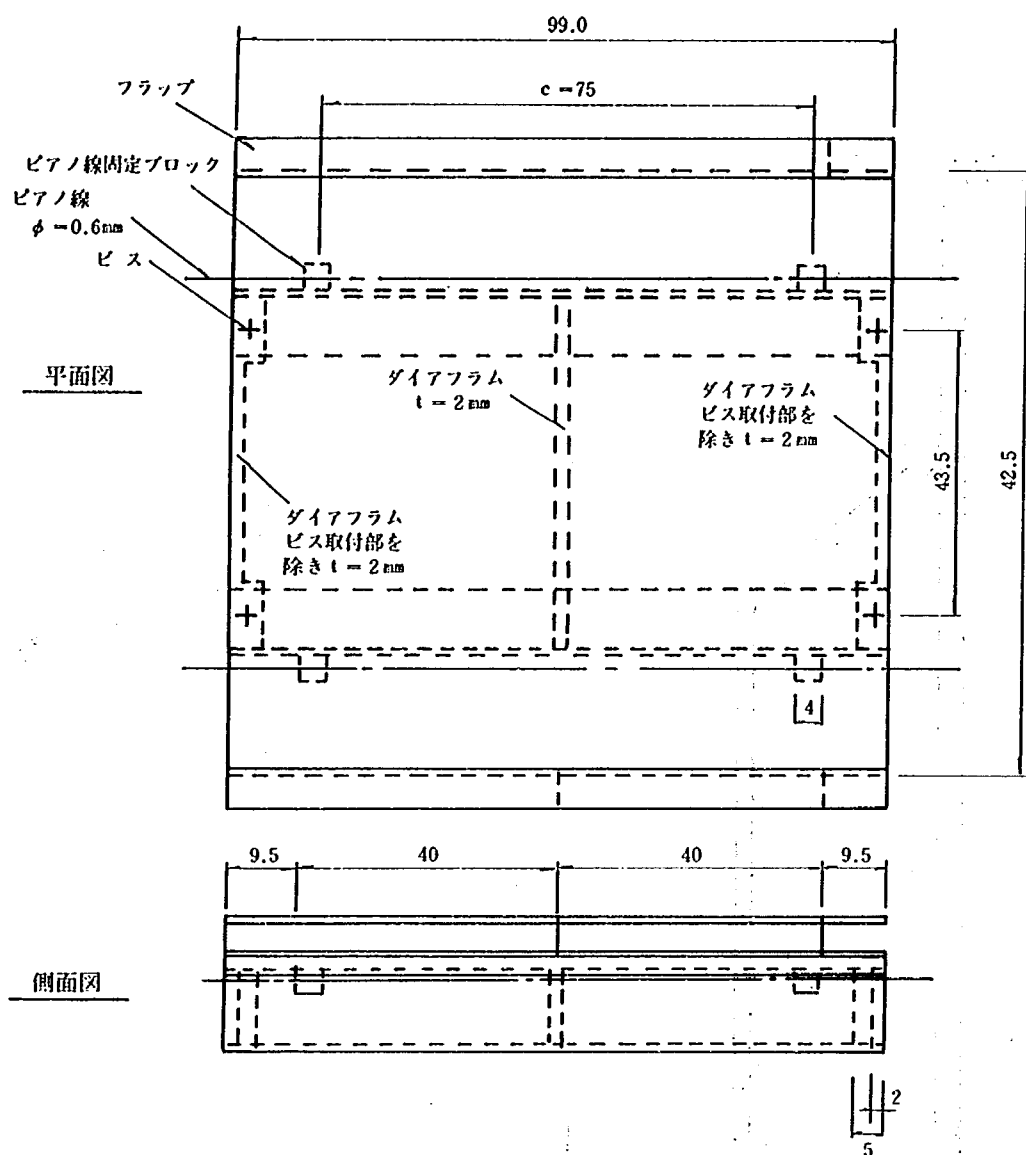
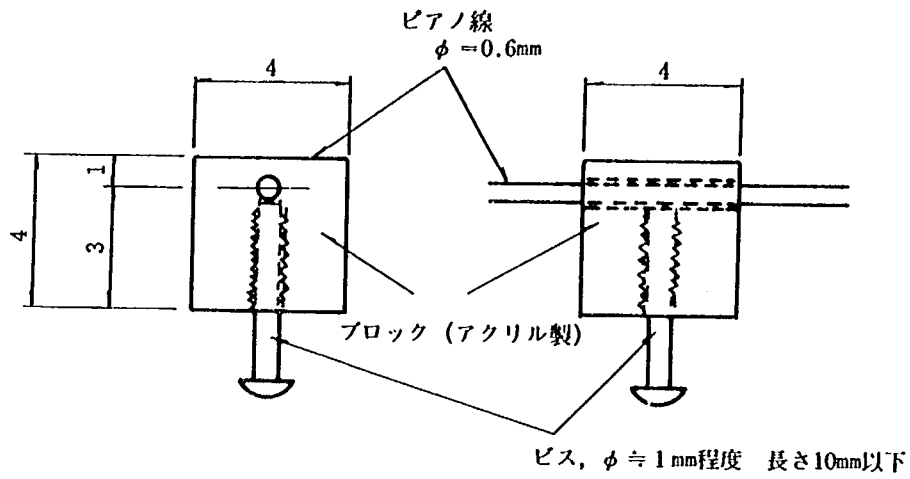


図-3.5 (b) 充腹断面橋桁タウトモデル (その2)

ピアノ線固定ブロック (S = 5/1)



ピアノ線がちょうど通る程度の穴をあける。

ピアノ線はビスによりアクリルに押しつける。

アクリルブロックは模型に接着材で止める。

図-3.5 (c) 充腹断面橋桁タウトモデル (その3)

4. 境界層乱流の特性

4.1 目標とした境界層乱流

Davenport¹⁾ は地表の粗度条件を4つに分類し、それぞれに対し、平均風速の鉛直分布のべき指数の代表的な値を次のように与えた。

地表条件	べき指数
荒れた海 (Rough Sea)	0.12
開けた草原 (Open Grassland)	0.16
郊外 (Suburban Areas)	0.28
都心 (City Centres)	0.40

本研究ではこのうち荒れた海、開けた草原および郊外に対応するべき指数をもつ境界層乱流を風洞内で発生させることを目標とした。

4.2 地面板の設置およびスパイアーの設計

3で述べたように、今回使用した風洞は土木研究所のフラッター風洞であり、より大きな模型が設置できるように地面板を設置した。設置図を図-4.1に示す。地面板の先端は気流が剥離しないように図-4.2に示すフェアリングを取付けた。

橋梁の耐風性におよぼす気流の乱れの影響を調べるためには、比較のため乱れのほとんどない一様気流中에서도試験を行う必要がある。タウトモデルと地面板上流端との距離が長いと、スパイアーおよび地面板上の粗度がない場合でも地面板により境界層が発達し、気流の乱れが無視し得なくなるため、図-4.1中の表に示すように一様気流を発生させる場合にはタウトモデルと地面板上流端の距離を短くした。

スパイアーはIrwinの方法¹⁾に従い設計した。スパイアーの形状を図-4.3に示す。図に示したように、パラメータは b/h のみであるが、これはスパイアーより約6 h下流における所要のべき指数 α および境界層厚さ T と測定胴高さ H との比 T/H により決定される。このうち、 T は α と h より決定されるため、 H 、 α および h が設定されればスパイアーが設計できる。風洞測定部の諸元より $H = 3.6$ m、 $h = 1.2$ mと定め、各 α に対し b/h を計算した。結果は図-4.3に併せて示されている。

4.3 平均風速の鉛直分布

スパイアーのみを図-4.1のように配置し、タウトモデル設置位置において計測した平均風速の鉛直分布を図-4.4および4.5に示す。図より、スパイアー1212の場合はべき指数 α が概ね0.12であるが、スパイアー2812の場合は、30cm以上の高度では α が0.28に一致するのに対し30cm以下では α は著しく小さくなっていることが読みとれる。したがって、 α が比較的大きな境界層乱流を発生させるためには、スパイアーのみでは不十分であり、適度な粗度を床面に設置する必要があることが分る。

この結果にもとづき、床面粗度の設置等何度か試行錯誤を繰り返し、当初の目標に近い境界層乱流を発生させることができた。乱流発生装置の配置状況を図-4.6~4.8に、平均風速の鉛直分布を図-4.9~4.11にそれぞれ示す。以下ではこれらの乱流をべき指数の小さい方から順に乱流Ⅰ、Ⅱ、Ⅲと呼ぶこ

とにする。

乱流Ⅰではスパイアー1212と相似で高さを1.6 mに伸ばしたスパイアーを地面板先端より上流側に、風洞床面に直接設置して発生させたものである。風洞隅切りのためスパイアー中心間隔は多少せまくなっている。風速の鉛直分布のべき指数 α は0.12であり、スパイアー1212で発生させたものよりべき乗則への適合度がいくらか向上していることがわかる。乱流Ⅱではスパイアー1612とパイル長7 mmの人工芝を用いており、 α は概ね0.16に一致している。乱流Ⅲではスパイアー2812と10cm角の立方体ブロックを用いている。 α としては当初目標の0.28よりわずかに大きな0.30が得られた。

4.4 乱れ強さ、乱れのスケールおよび風速のパワースペクトル密度関数

乱流中での風洞実験では気流の時間的な変動特性を実橋に相似させる必要がある。このための相似パラメータとして、変動風速の標準偏差と平均風速との比で定義された乱れ強さがある。自然風の変動は低い周波数成分から高い周波数成分までの変動を合成した不規則なものであり、各周波数成分の寄与度はパワースペクトル密度関数（以下P. S. D. と略す）によって表現される。風による橋梁の振動現象の1つに、風速変動に起因する振動（ガスト応答）があり、ガスト応答には橋梁の最低次の固有振動数に対応する周波数の風速変動が重要な寄与をする。このため、相似パラメータとして乱れ強さのみを考えるのは必ずしも十分ではなく、無次元化したP.S.D.を実橋と実験とで相似させる必要がある。さらに後述のような無次元化を施せば、P.S.D.の積分値は乱れ強さの2乗と等しくなる。

E S D U³⁾では様々な粗度、高度に対応した標準的なP.S.D.の計算方法が示されている。基本式としては以下に示すVon Karmanのものを採用している。

$$\frac{f S_{uu}(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4 f_u}{(1 + 70.8 f_u^2)^{5/6}} \quad (4.1)$$

$$\frac{f S_{ww}(f)}{\sigma_w^2} = \frac{4 f_w (1 + 755.2 f_w^2)}{(1 + 283.2 f_w^2)^{11/6}} \quad (4.2)$$

ここに、 f ：周波数、 S_{uu} ：主流方向変動風速のP.S.D.、 S_{ww} ：鉛直方向変動風速のP.S.D.、 σ_u ：主流方向変動風速の標準偏差、 σ_w ：鉛直方向変動風速の標準偏差、

$$f_u = x L_u f / U_z \quad (4.3)$$

$$f_w = x L_w f / U_z \quad (4.4)$$

$x L_u$ ：主流方向変動風速の主流方向の乱れのスケール、 $x L_w$ ：鉛直方向変動風速の主流方向の乱れのスケール、 U_z ：高度 z における主流方向平均風速。

粗度および高度に応じ乱れ強さ（ $L_u = \sigma_u / U_z$ 、 $L_w = \sigma_w / U_z$ ）あるいは乱れのスケールをE S D Uの図表より求め、上式より S_{uu} 、 S_{ww} を計算する。このようにして架橋地点におけるP.S.D.が計算されるが、これを実験で用いる気流のP.S.D.の計測結果と比較し相似性を検討するには、次のように無次元化して図化するのが便利であると考えられる。

縦軸…… $f S_{uu} / U_z^2$ あるいは $f S_{ww} / U_z^2$

横軸……対数軸で $f B / U_z$ (B は橋梁幅員)

式(4.1)あるいは(4.2)で示される $f S_{uu} / \sigma_u^2$ と f_u の関係あるいは $f S_{ww} / \sigma_w^2$ と f_w の関係は、粗度、高度、風速に影響を受けない普遍的なものである。これらの普遍的な量と上述の無次元量との関係は、

$$f S_{uu}/U_z^2 = I_u^2 f S_{uu}/\sigma_u^2 \quad (4.5)$$

$$f S_{ww}/U_z^2 = I_w^2 f S_{ww}/\sigma_w^2 \quad (4.6)$$

$$f B/U_z = f_u B/X L_u = f_w B/X L_w \quad (4.7)$$

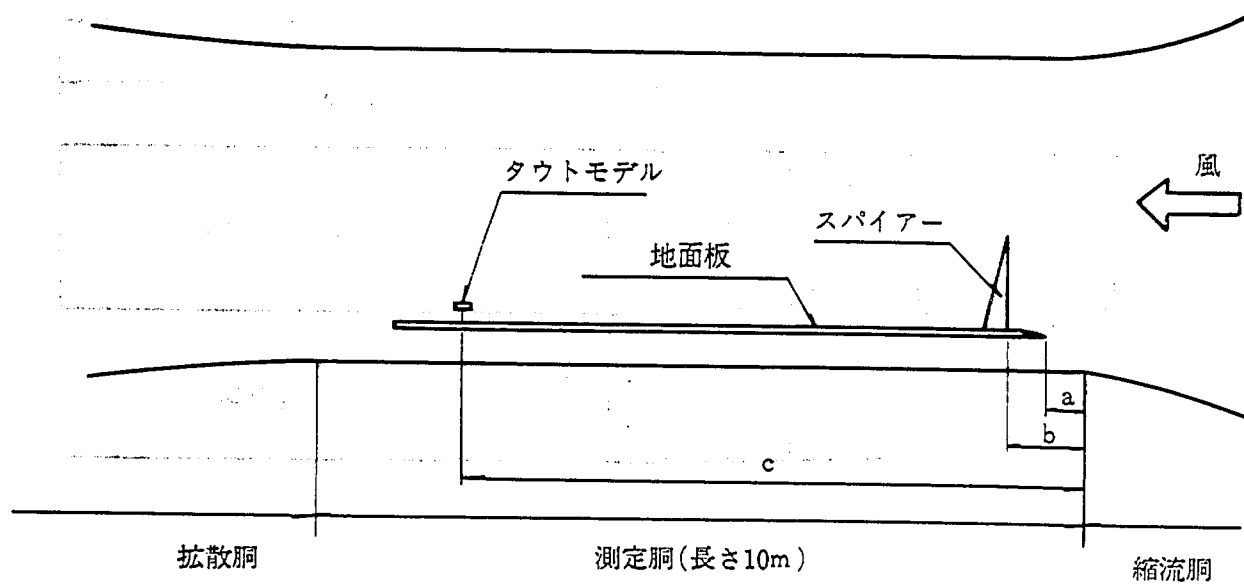
であるため、図化された2つのP.S.D.の縦軸方向の差違は乱れ強さの差と判断でき、横軸方向の差違はスケール比（乱れのスケールと橋梁幅員の比）の差と判断することができる。架橋地点の自然風のP.S.D.と実験に用いる乱流のP.S.D.とを上述のように無次元化して図化し、両者がほぼ一致していれば、風速の時間的変動に関する相似性が満足されたと考えることができる。

E S D U では4.1で述べた地表条件に対応する粗度長として以下の数値を与えている。

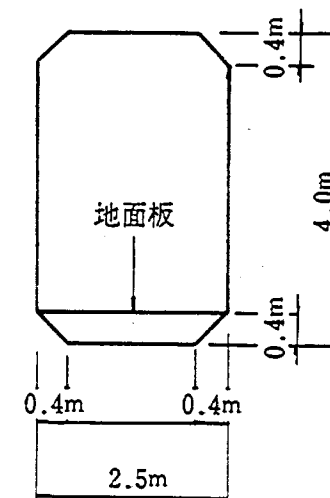
地表条件	粗度長
海上 (Large Expanses of Water)	0.001 m (0.0001 m ~ 0.01 m)
平らな草原 (Fairly Level Grass Plains)	0.01 m (0.007 m ~ 0.02 m)
郊外 (Outskirts of Towns)	0.4 m
都心 (Centres of Large Towns)	1 m (0.7 ~ 1.2 m)

高度としては、末広大橋を想定し、28 mに設定した。各地表条件のP.S.D.を計算し、図—4.12および4.13に示す。無次元化にあたり、Bとしては末広大橋の幅員18.5 mを用いている。

一方、4.3で発生させた各種乱流において計測されたP.S.D.も同図中にあわせて示してある。高度およびBとしては実橋の1/200にそれぞれ設定した。図より縮尺として1/200程度の値を用いれば実橋のP.S.D.の指定値と実験で用いる乱流のP.S.D.とは概ね相似であることがわかる。さらに詳細に比較すれば、主流方向変動風速については実験で用いる乱流の乱れのスケールが多少小さめであること、乱流Ⅲの各周波数の乱れ強さが粗度長0.4 mに比べれば多少大きめであること、実験で用いる乱流の鉛直方向変動風速の乱れ強さが対応する粗度長のそれに比べ多少大きめであることなどの差違が見出されるが、E S D U より推定されたP.S.D.は代表的な値であり、実際の自然風のP.S.D.はこれに対して多少の変動をもつものであることを考慮すれば、今回発生させた乱流の時間的変動特性は自然風のそれと概ね相似であると判断できる。



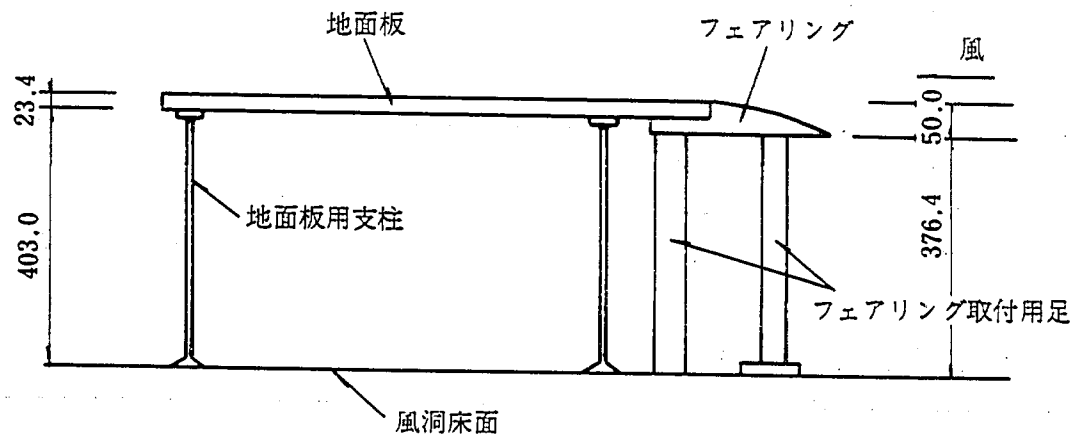
フラッター風洞立面図



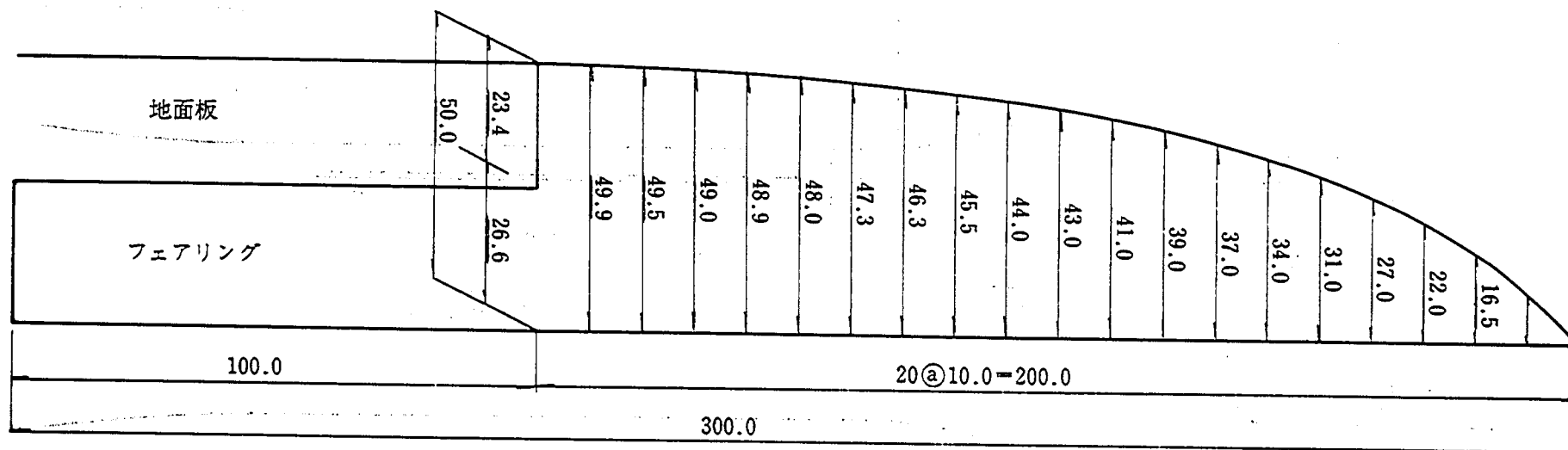
測定洞断面図

	一様気流	境界層乱流	
		スパイアー高さ 1.2m	スパイアー高さ 1.6m
測定洞上流端から 地面板先端までの距離 a	5.7m	0.5m	0.5m
〃 スパイアーまでの距離 b	—	1.0m	0.1m
〃 タウトモデルまでの距離 c	8.0m	8.0m	8.0m

図-4.1 地面板, スパイアー, タウトモデルの設置状況図

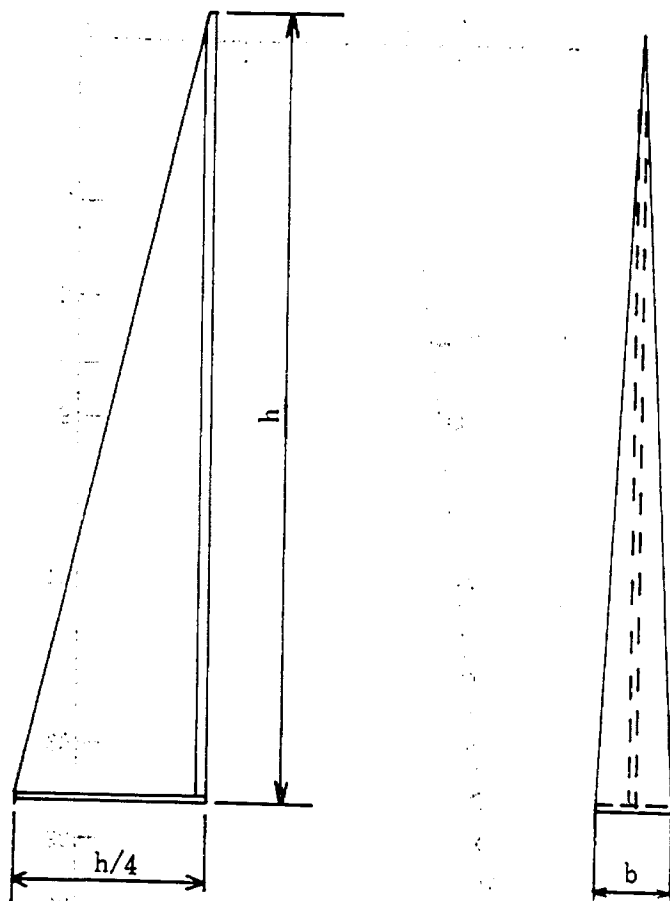


地面板用上流端側面図



フェアリング断面図

図-4.2 フェアリング



スパイアーは中心間隔 $h/2$ で配置する。

スパイアー番号	べき指数 α	b	h
1212	0.12	0.11m	1.2m
1612	0.16	0.13m	1.2m
2812	0.28	0.17m	1.2m

図-4.3 スパイアー

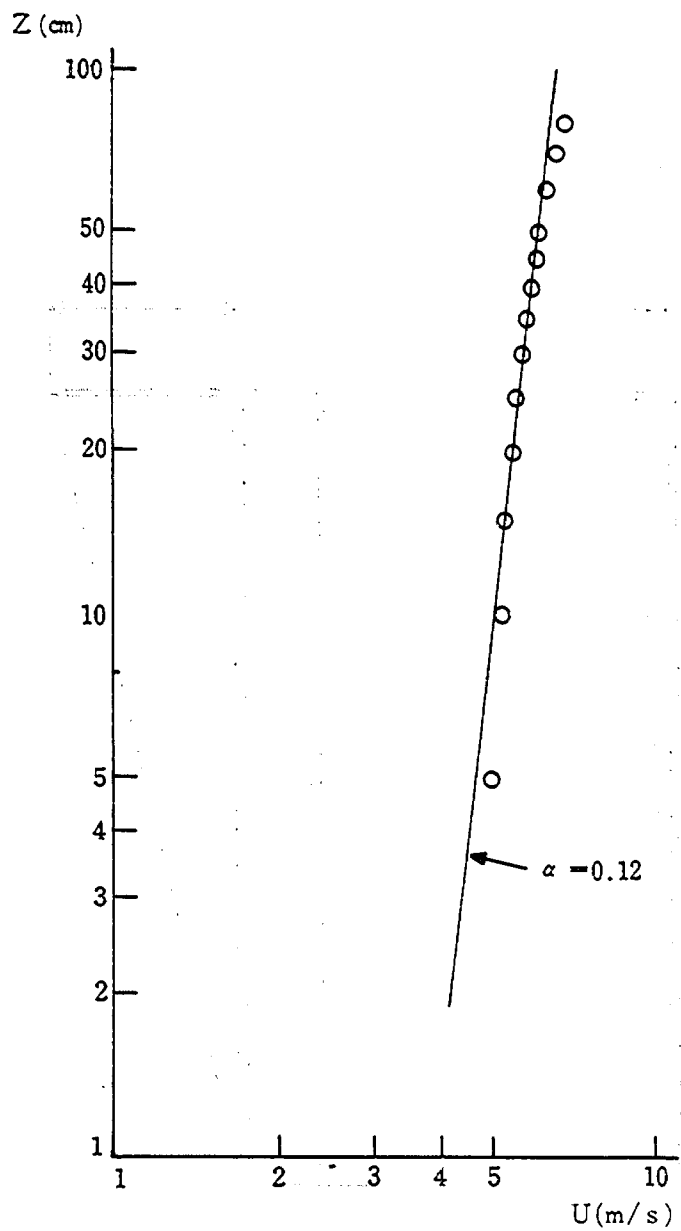


図-4.4 平均風速の鉛直分布
(スパイア-1212のみ取付け)

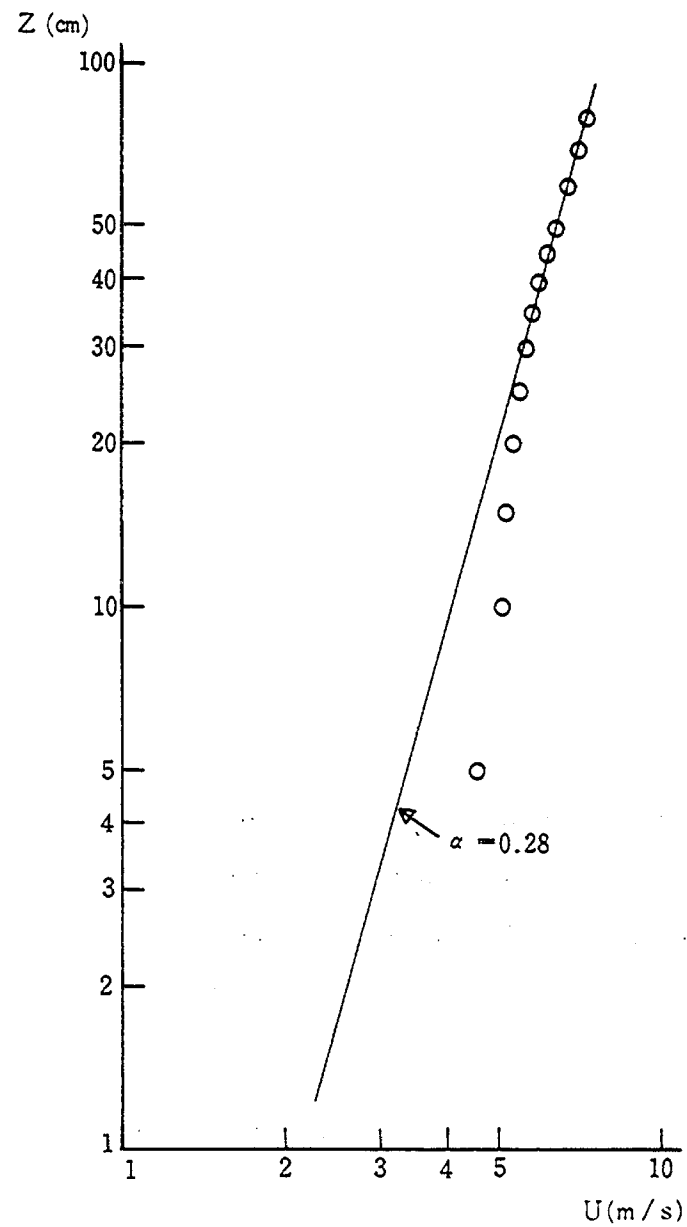


図-4.5 平均風速の鉛直分布
(スパイア-2812のみ取付け)

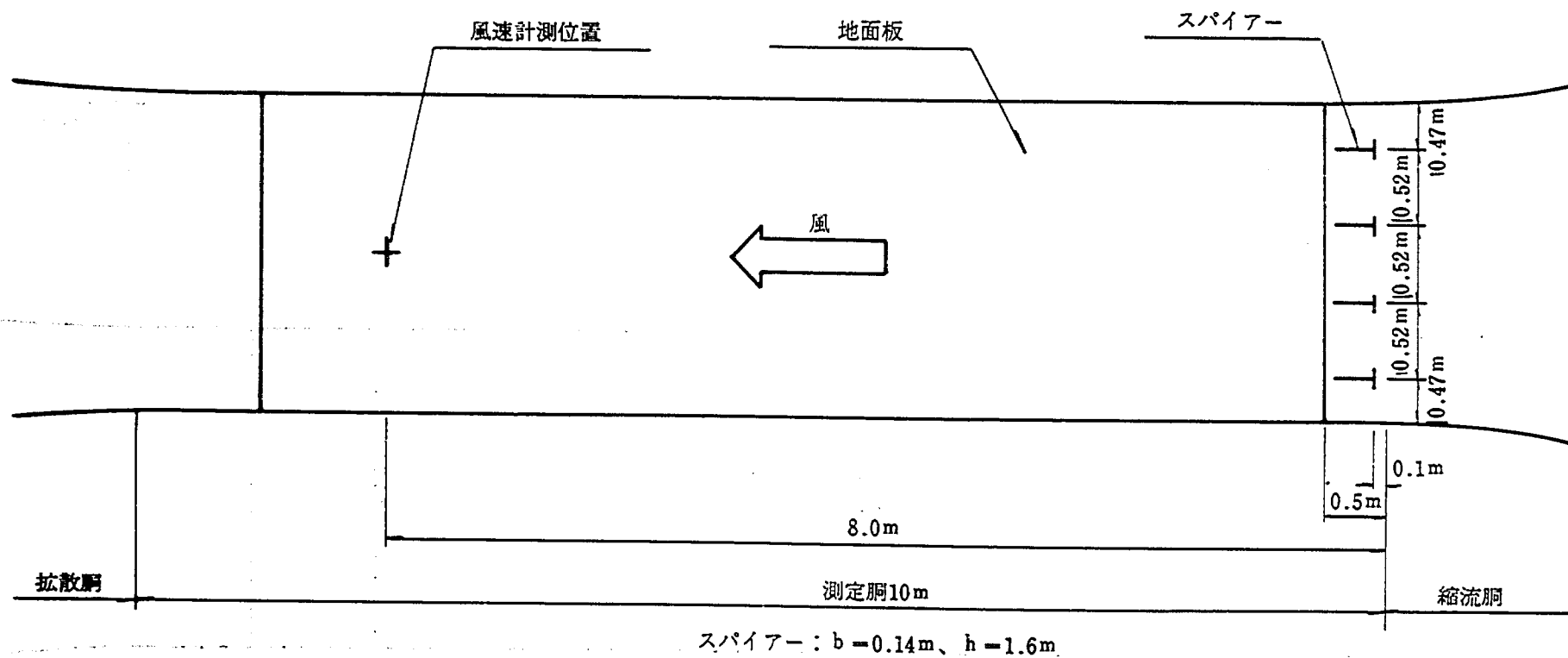


図-4.6 乱流発生装置配置平面図 (乱流 I)

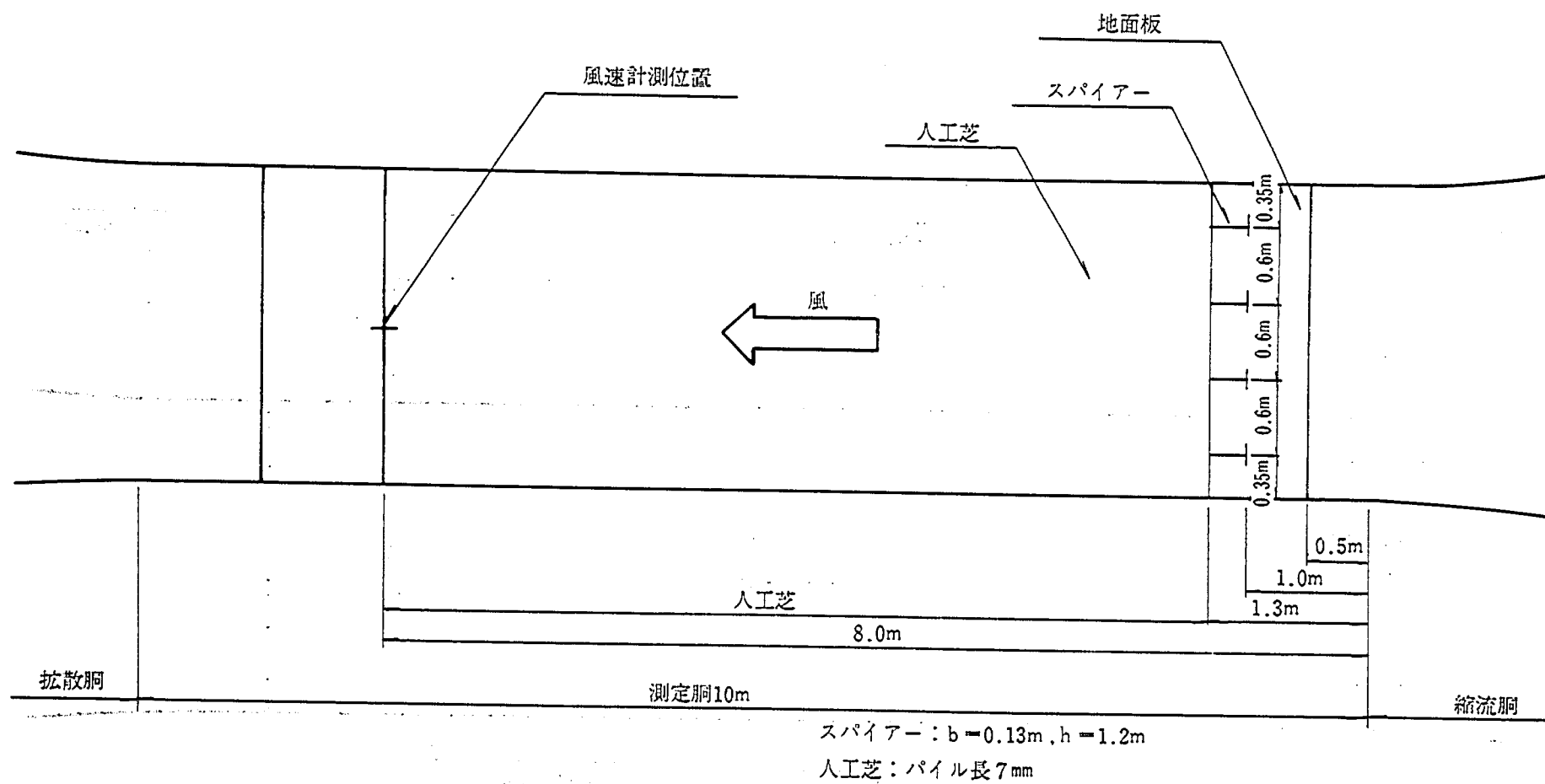


図-4.7 乱流発生装置配置平面図 (乱流Ⅱ)

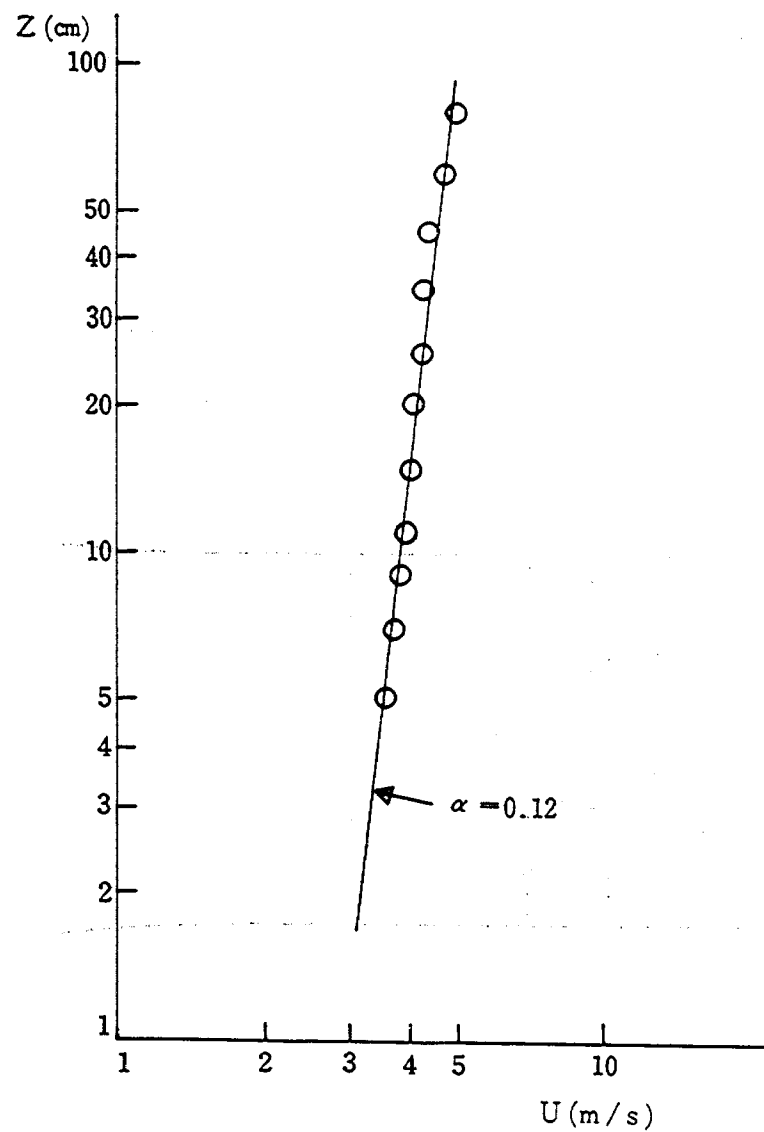


図-4.9 平均風速の鉛直分布
(乱流Ⅰ, スパイア-1216のみ取付)

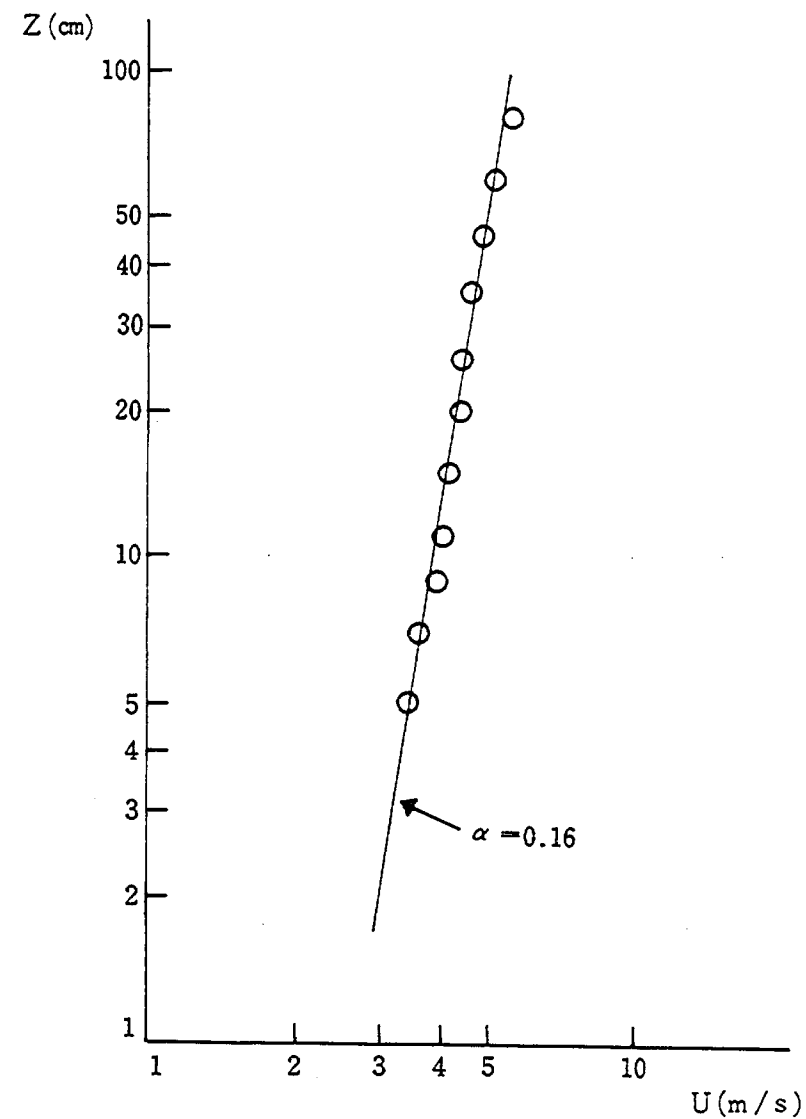


図-4.10 平均風速の鉛直分布
(乱流Ⅱ, スパイア-1612+人工芝)

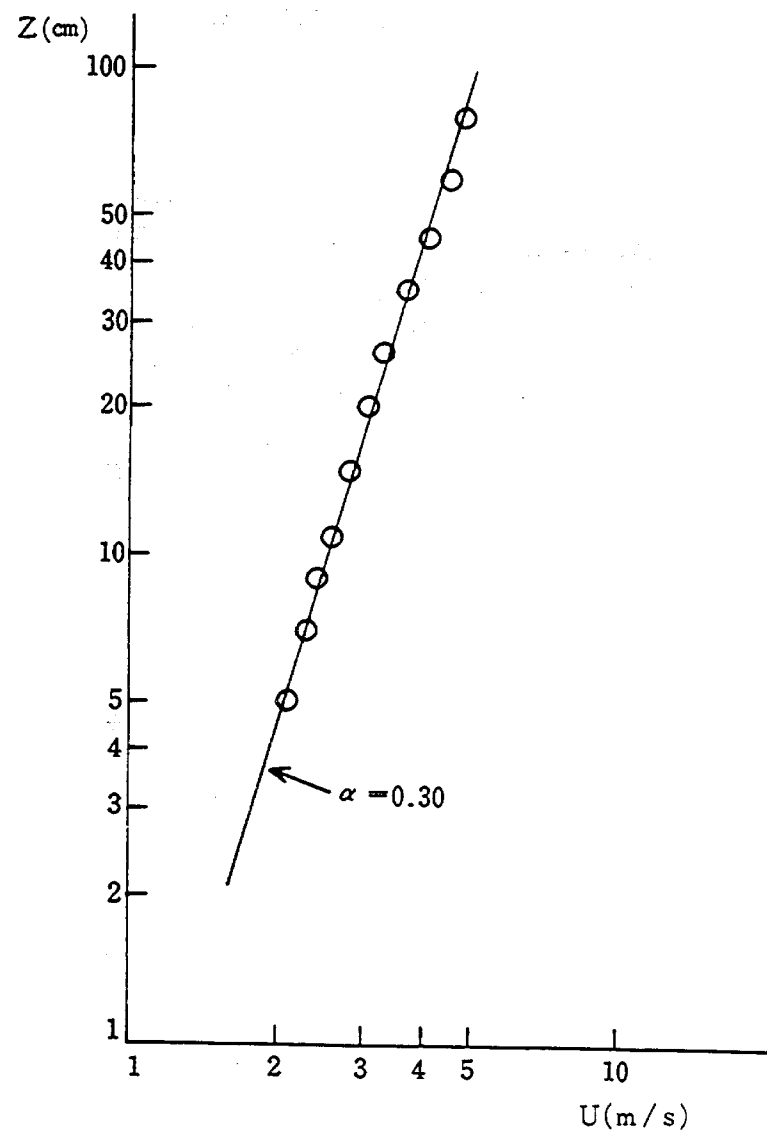


図-4.11 平均風速の鉛直分布

(乱流Ⅲ, スパイア-2812+ブロック)
 ブロック: 10cm立方体, 中心間隔40cm
 千鳥で14列配置

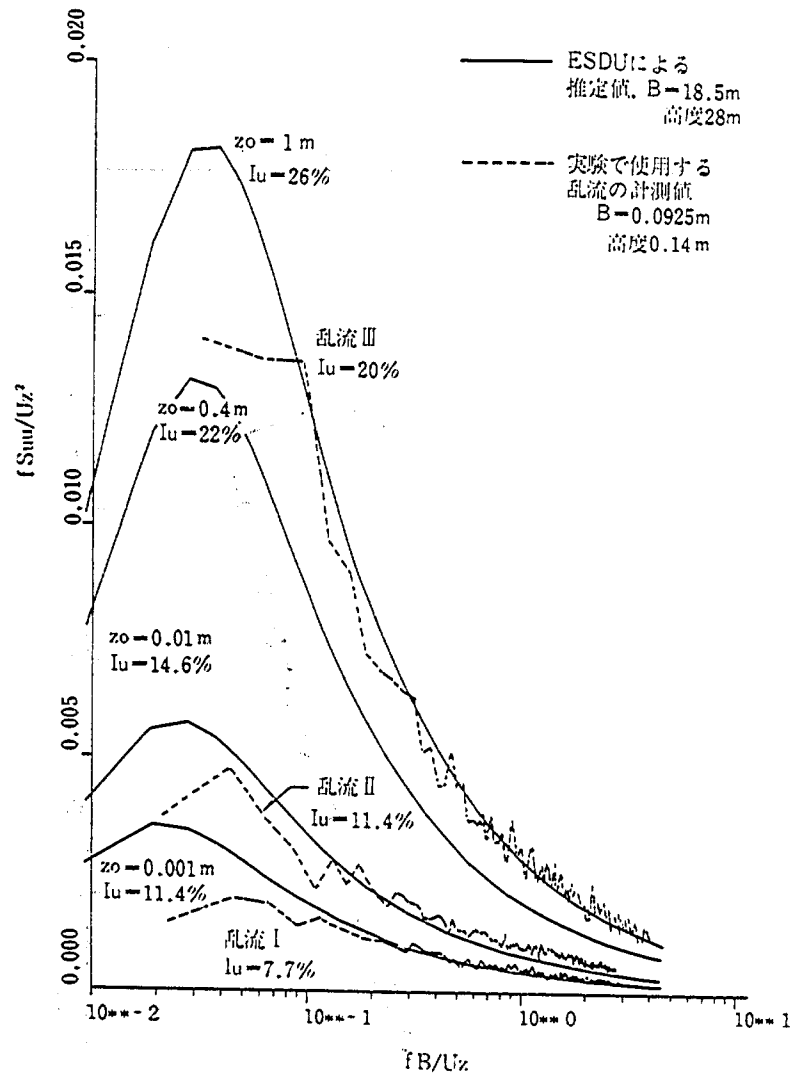


図-4.12 主流方向変動風速のP. S. D.

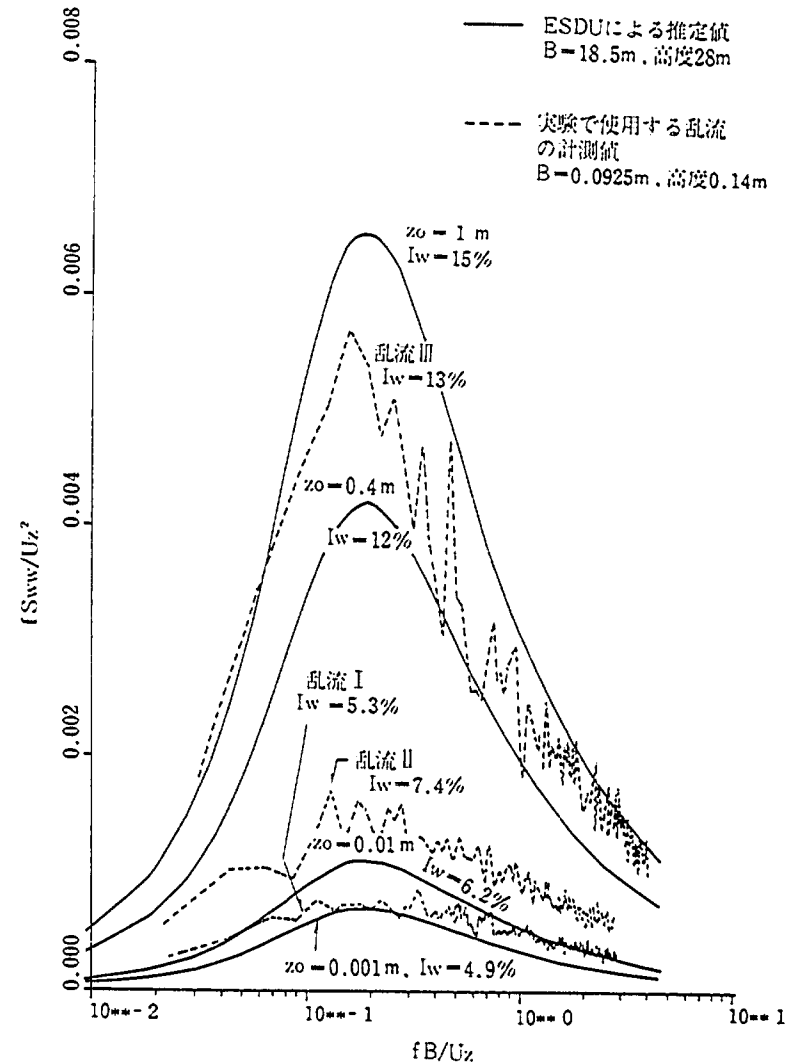


図-4.13 鉛直方向変動風速のP. S. D.

5. タウトモデルの対風応答特性

3で述べたタウトモデルを用い、一様気流中および4で述べた特性をもつ境界層乱流中で対風応答を計測した。なお、乱流としては末広大橋における強風に特性の近い乱流IIを選んだ。実験ケースおよび実験条件をとりまとめて表-5.1に示す。

5.1 平板タウトモデル

平板タウトモデルの風速と径間中央の変位との関係を図-5.1～図-5.4に示す。変位としては、各風速における1分間のデータを用い、その最大振幅および標準偏差を計算し、模型幅員で無次元化して示した。図より読み取れる事項を以下に列挙する。

○振動数比を小さく設定したモデルは一様気流中において曲げねじれフラッターが発現した（実験ケース1）。

○このフラッターは無次元風速 ($U/f_{\theta}B$ 、 U : 風速、 f_{θ} : ねじれ振動数、 B : 幅員) 約8より開始するが、次のSelberg式（平板のフラッター風速を推定する式であり、振動数比 (f_{θ}/f_h) 1.1以上で厳密な理論解とよく一致する⁸⁾）

$$U/f_{\theta}B = 3.71 \left\{ 1 - (f_h/f_{\theta})^2 \right\}^{1/2} \left\{ \left(\frac{m}{\rho B^2} \right) \left(\frac{I}{\rho B^4} \right) \right\}^{1/4} \quad (5.1)$$

より推定されるフラッター開始風速は7.8であり、両者はほぼ一致していると考えられる。

○振動数比を小さく設定したモデルは乱流中において、鉛直たわみモードおよびねじれモードのパフェッティングが観測された（実験ケース2）。

○振動数比を大きく設定したモデルでは、曲げねじれフラッターおよび顕著なねじれモードのパフェッティングは観測されなかった（実験ケース3,4）。この理由としては、実験した無次元風速 ($U/f_{\theta}B$) の範囲が小さかったことなどが考えられる。

5.2 斜張橋充腹断面橋桁モデル

充腹断面橋桁を有する斜張橋では比較的低風速で渦励振が発現するおそれがあり、このため制振対策が講じられることがある。有効な対策の1つとして高欄のハンドレールにフラップと称する板を取付ける方法があり⁵⁾、末広大橋にも本対策が適用されている（図-3.4）。したがって、実験では通常の高欄およびフラップを取付けた高欄に対して一様気流中および境界層乱流中で応答を計測した。結果を図-5.5～5.8に示す。図より以下の事項が読み取れる。

○通常の高欄を取付けた模型は一様気流中で無次元風速 (U/f_hB 、 f_h : 鉛直たわみ振動数) 2.0～2.5の範囲で鉛直たわみモードの渦励振が発現する（実験ケース5）。

○フラップを取付けることによりこの渦励振の振幅は大幅に減少する（実験ケース7）。

○乱流中では通常高欄の場合も、フラップ付きの場合も渦励振は発現せず、鉛直たわみモードのパフェッティングが観測された（実験ケース6,8）。

実験ケース8は形状および気流特性の点から末広大橋実橋の条件に最も近いものと考えられる。このため、中央径間 $\frac{1}{2}$ 点の鉛直たわみ振動に着目し、実橋における観測値とタウトモデル実験結果とを比較して図-5.9に示した。実橋で観測されている現象は実験と同様に鉛直たわみモードのパフェッティン

グであり、対称1次モード成分が卓越している。実橋では加速度計を用いて観測が実施されているが、鉛直たわみ振動変位標準偏差 σ_h を計算するにあたっては、まず加速度の標準偏差 $\sigma_{\dot{h}}$ を計算し、この値を $(2\pi f_h)^2$ で除して σ_h とした。実橋においては風速約30m/sまでのデータ ($U/f_h B$ で3.4程度まで) が得られているが、この風速範囲に限れば実橋において観測された値とタウトモデル実験において計測された値とは概ね一致していると見ることができる。

表—5.1 対風応答実験ケースおよび実験条件

実験番号	模 型	$\frac{m}{\rho B^2}$	$\frac{I}{\rho B^4}$	f_0/f_h	δ_h	δ_0	気 流	備 考
1	平板 (GJ = 0 方式)	26	1.8	1.7	0.013	0.023	一様気流	平板翼理論との比較
2	平板 (GJ = 0 方式)	26	1.8	1.7	0.013	0.020	乱 流 II	
3	平板 (GJ ≠ 0 方式)	27	1.8	4.0	0.022	0.060	一様気流	
4	平板 (GJ ≠ 0 方式)	27	1.8	3.9	0.027	0.066	乱 流 II	
5	充 腹 断 面 橋 桁 (通 常 高 欄)	25	1.1	3.6	0.017	0.097	一様気流	
6	充 腹 断 面 橋 桁 (通 常 高 欄)	25	1.1	3.5	0.021	0.118	乱 流 II	
7	充 腹 断 面 橋 桁 (フ ラ ッ プ)	25	1.1	3.6	0.018	0.099	一様気流	
8	充 腹 断 面 橋 桁 (フ ラ ッ プ)	25	1.1	3.6	0.021	0.117	乱 流 II	実橋における長期観測データとの比較

模 型 名	平板(GJ=0方式)	
気 流	一様流	
振 動 数	$f_h: 6.29\text{Hz}$	$f_\theta: 10.54\text{Hz}$
振 動 数 比	1.68	
構 造 減 衰	$\delta h: 0.013$	$\delta \theta: 0.023$
$m/\rho B^2$	26.0	
$I/\rho B^4$	1.8	

迎角 0 度

模型幅(B) : 0.1 m

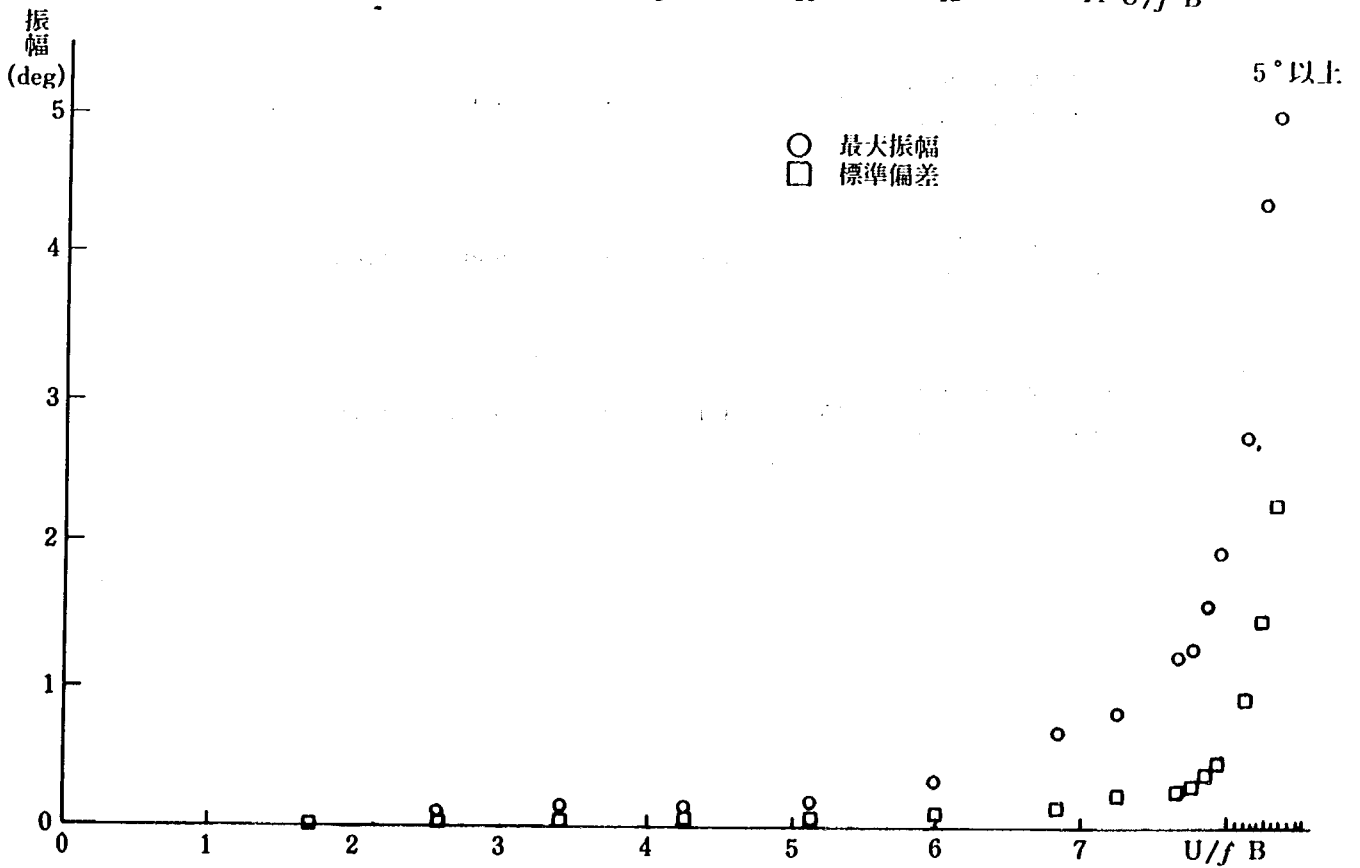
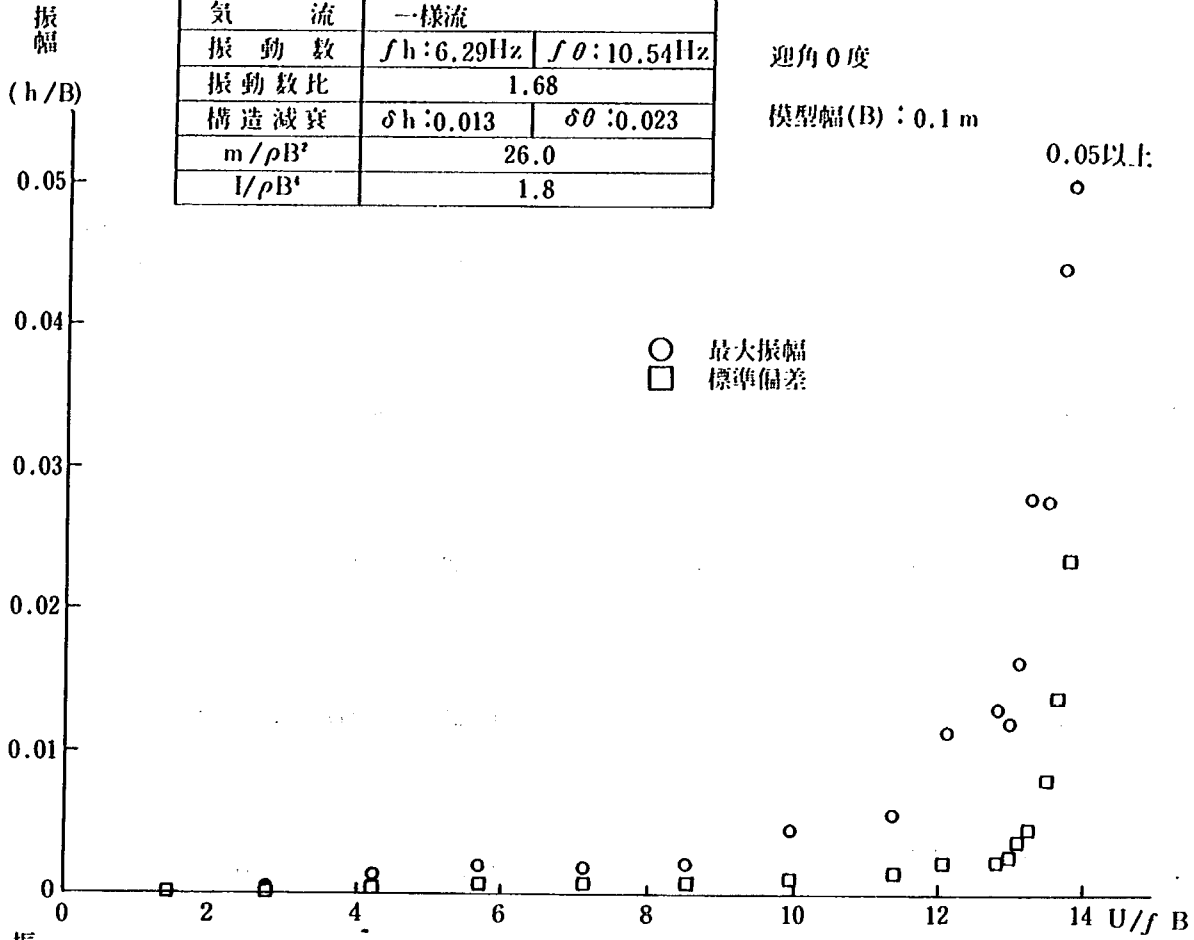


図-5.1 タウトモデル風速-振幅曲線 (実験ケース1)

模 型 名	平 板 (GJ = 0 方式)	
気 流	乱 流 II	
振 動 数	$f h : 6.24 \text{ Hz}$	$f \theta : 10.53 \text{ Hz}$
振 動 数 比	1.69	
構 造 減 衰	$\delta h : 0.013$	$\delta \theta : 0.020$
$m / \rho B^3$	26.0	
$I / \rho B^3$	1.8	

迎角 0 度

模型幅 (B) : 0.1 m

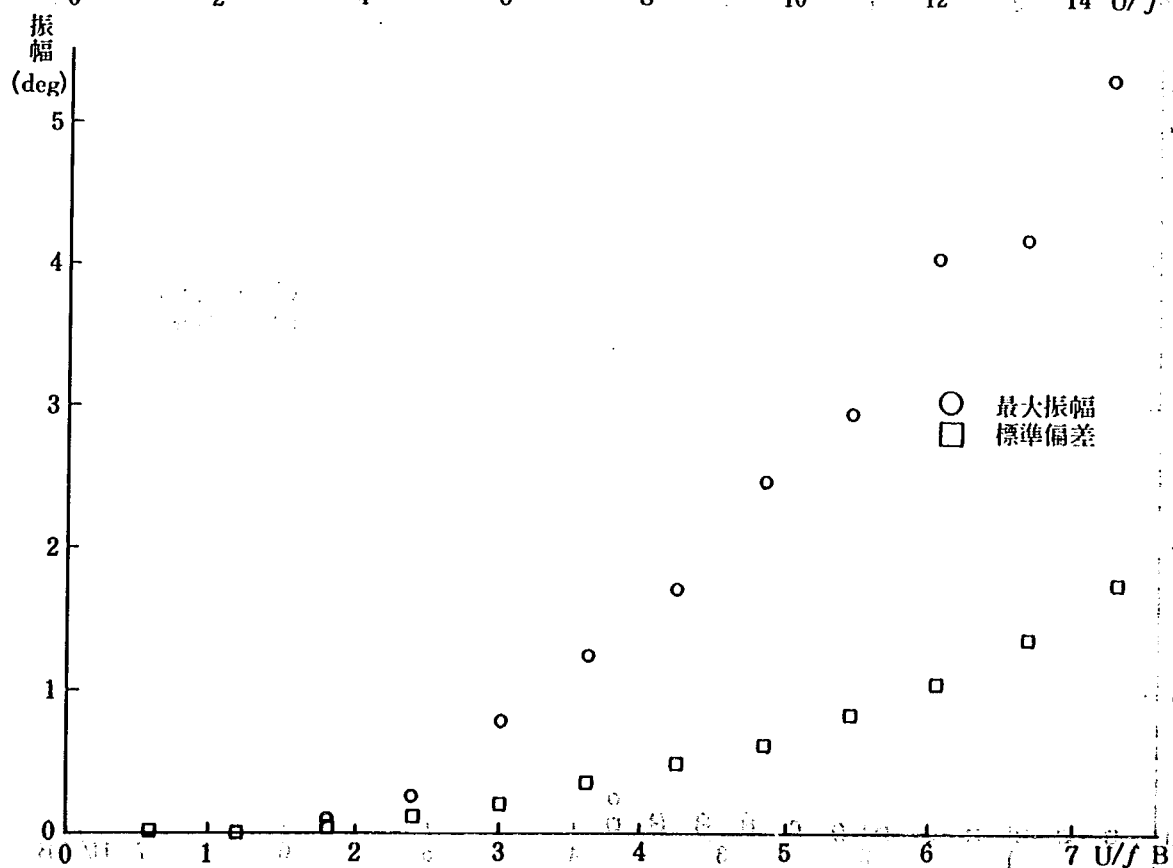
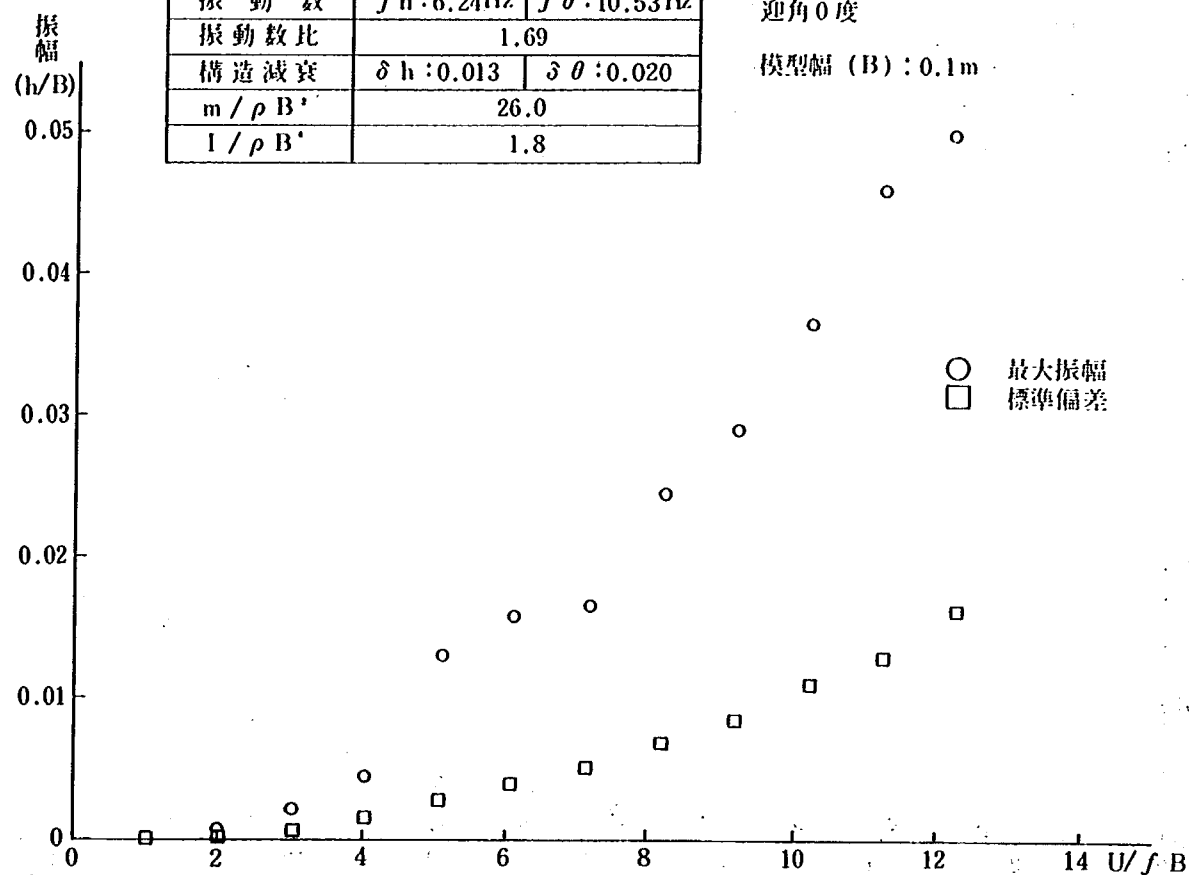


図-5.2 タウトモデル風速-振幅曲線(実験ケース2)

模 型 名	平板 (GJキO方式)	
気 流	一様流	
振 動 数	$f_h: 7.19\text{Hz}$	$f_\theta: 28.75\text{Hz}$
振 動 数 比	4.00	
構 造 減 衰	$\delta h: 0.022$	$\delta \theta: 0.060$
$m/\rho B^2$	27.0	
$I/\rho B^4$	1.8	

迎角0度

模型幅 (B) : 0.1 m

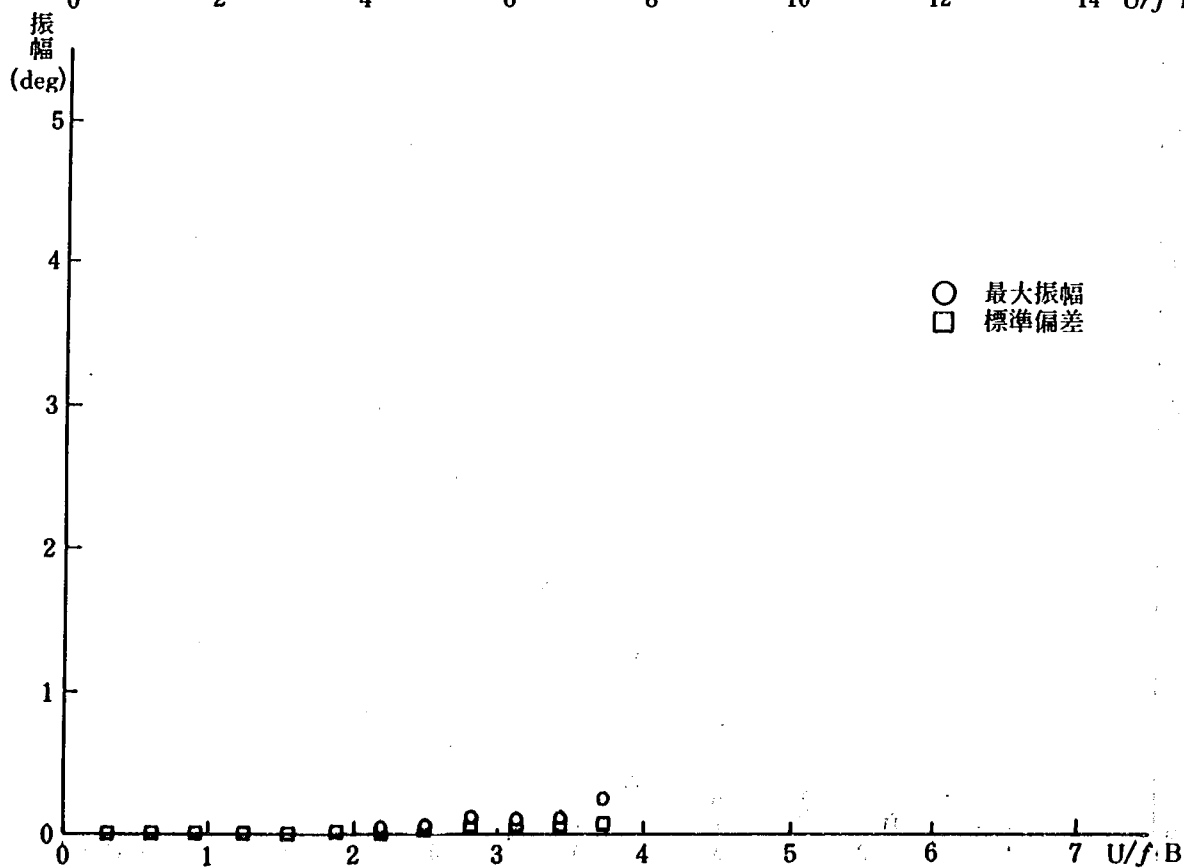
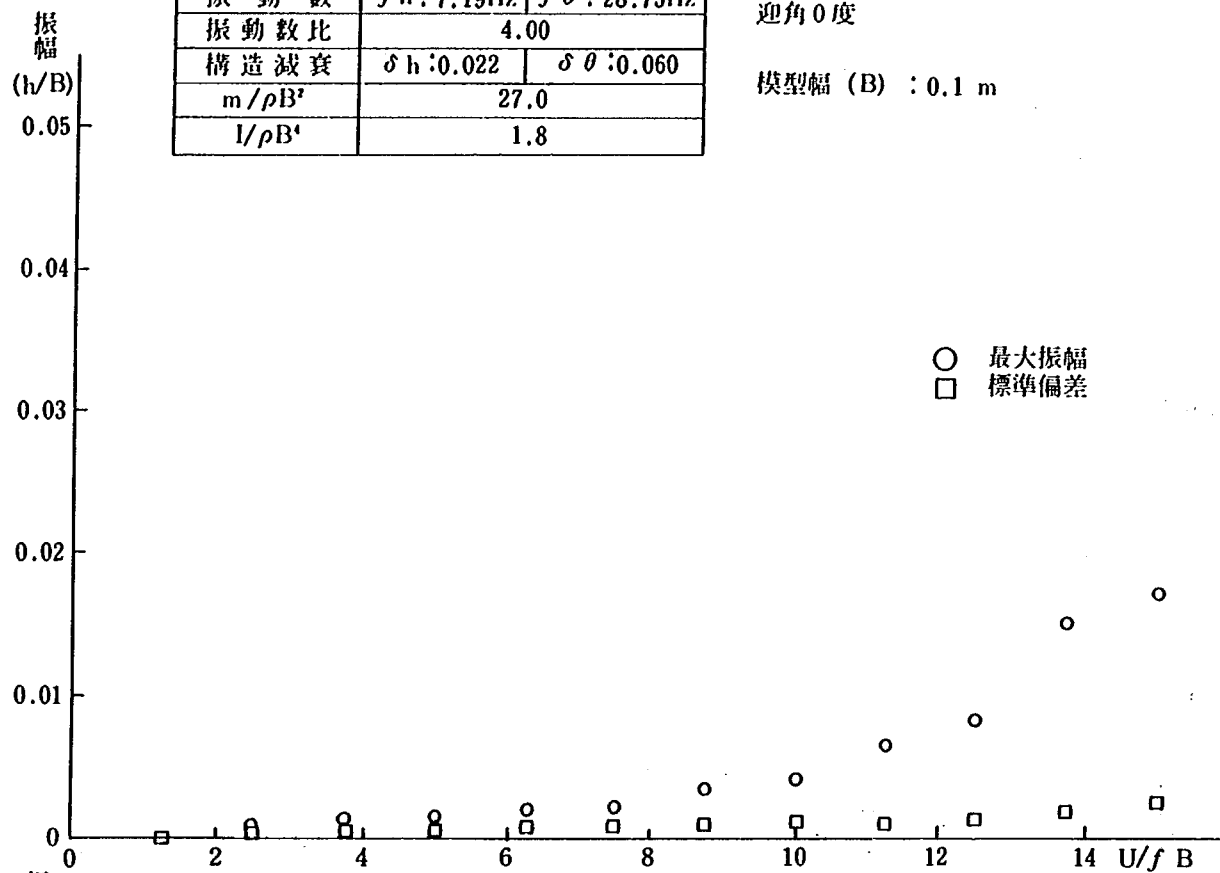


図-5.3 タウトモデル風速-振幅曲線 (実験ケース3)

模 型 名	平 板 (GJ≠0 方式)	
気 流	乱流Ⅱ	
振 動 数	$f_h: 7.29\text{Hz}$	$f_\theta: 28.10\text{Hz}$
振 動 数 比	3.85	
構 造 減 衰	$\delta h: 0.027$	$\delta \eta: 0.066$
$m/\rho B^2$	27.0	
$I/\rho B^4$	1.8	

迎角 0 度

模型幅 (B) : 0.1 m

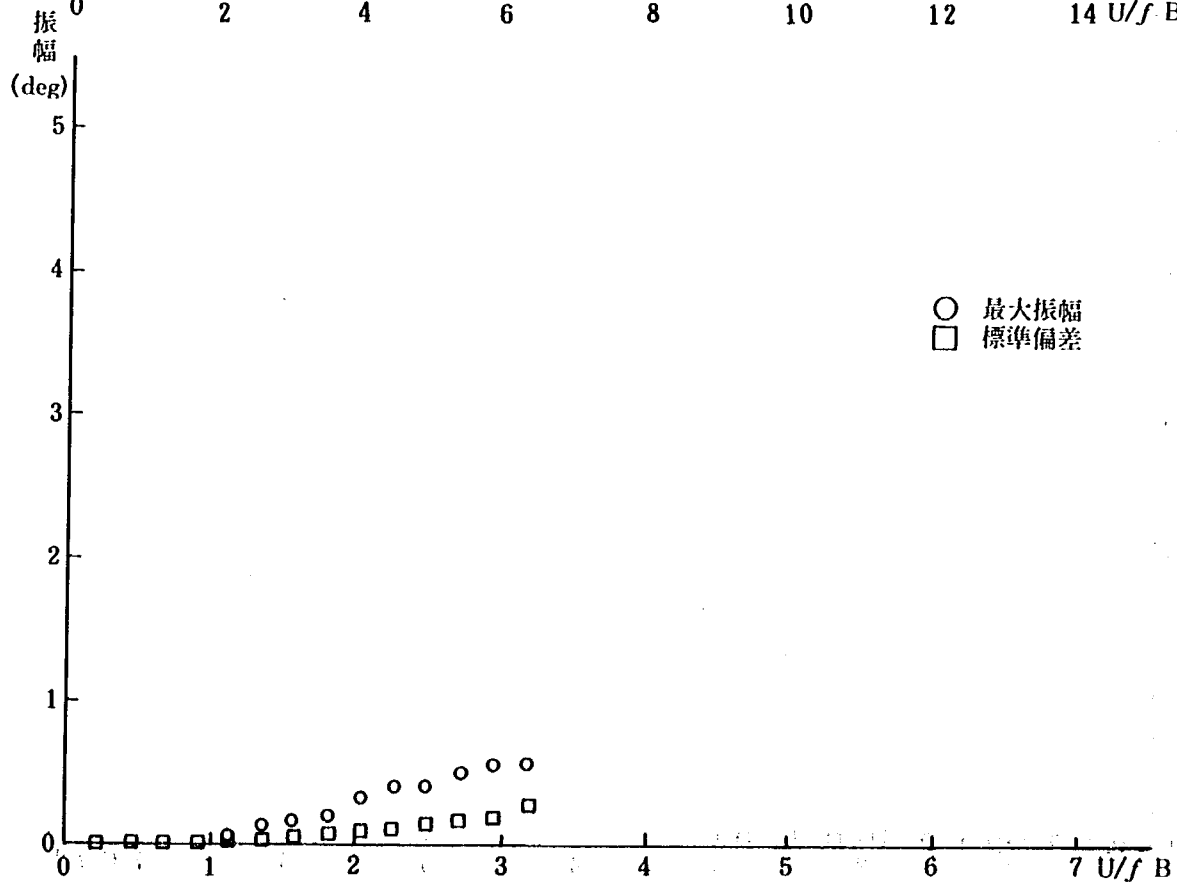
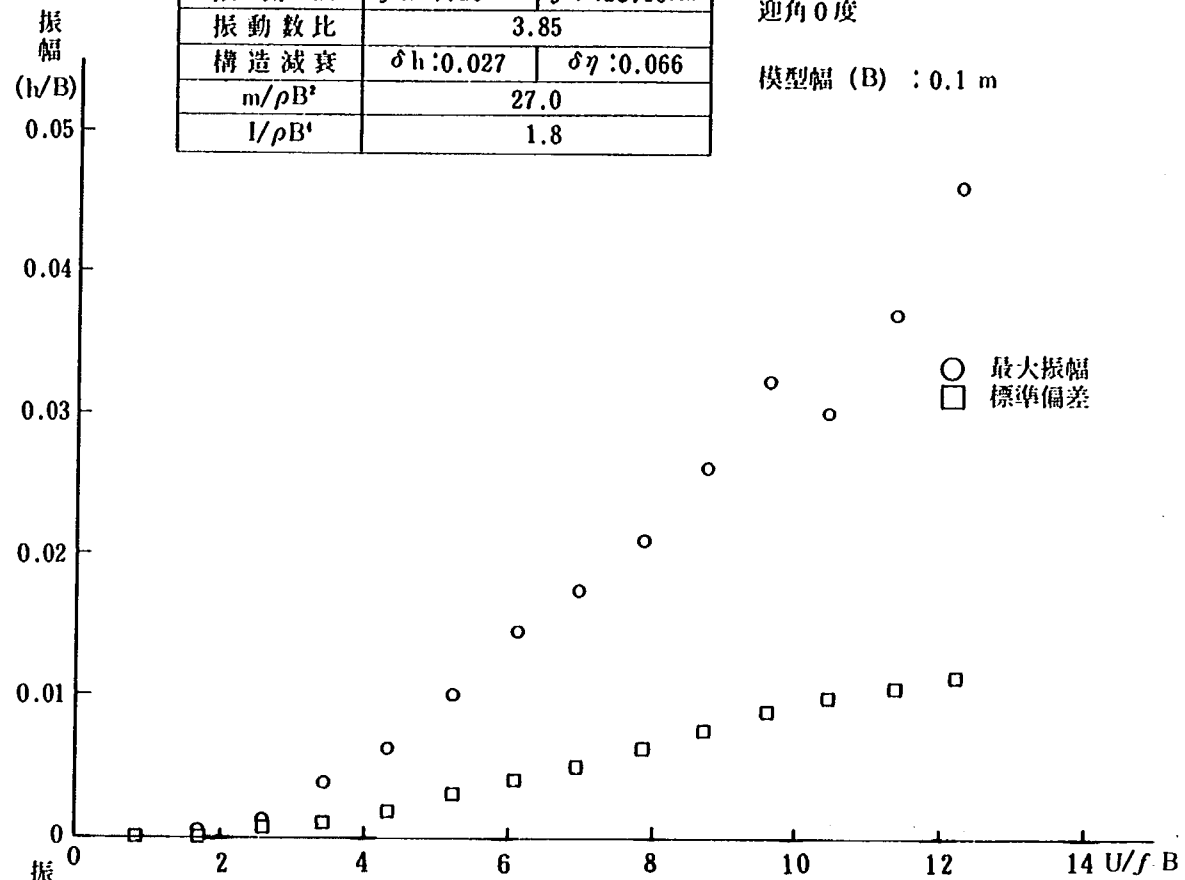


図-5.4|タウトモデル風速-振幅曲線 (実験ケース 4)

模 型 名	充腹断面橋桁(通常高欄)	
気 流	様流	
振 動 数	$f_h: 8.70\text{Hz}$	$f_\theta: 31.00\text{Hz}$
振 動 数 比	3.56	
構 造 減 衰	$\delta h: 0.017$	$\delta \theta: 0.097$
$m / \delta B'$	24.9	
$I / \delta B'$	1.07	

迎角 0 度

模型幅 (B) : 0.0925 m

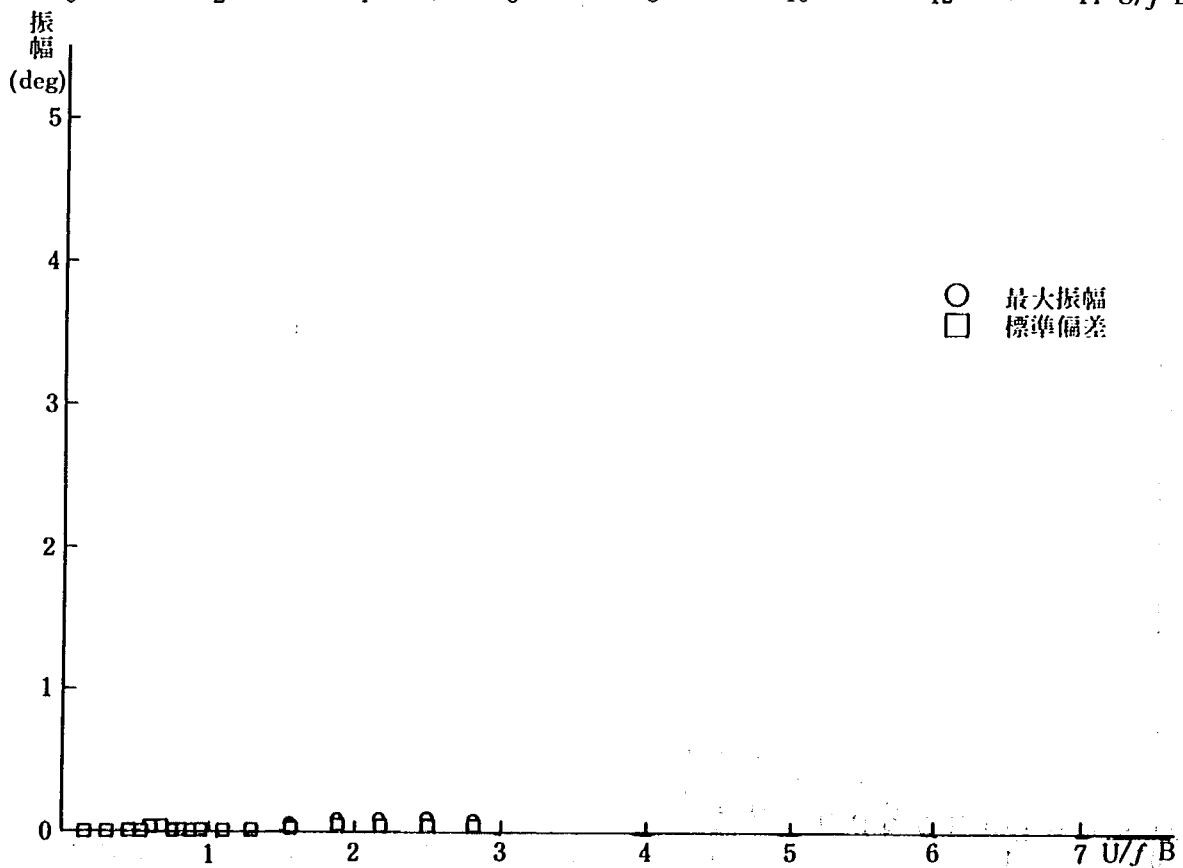
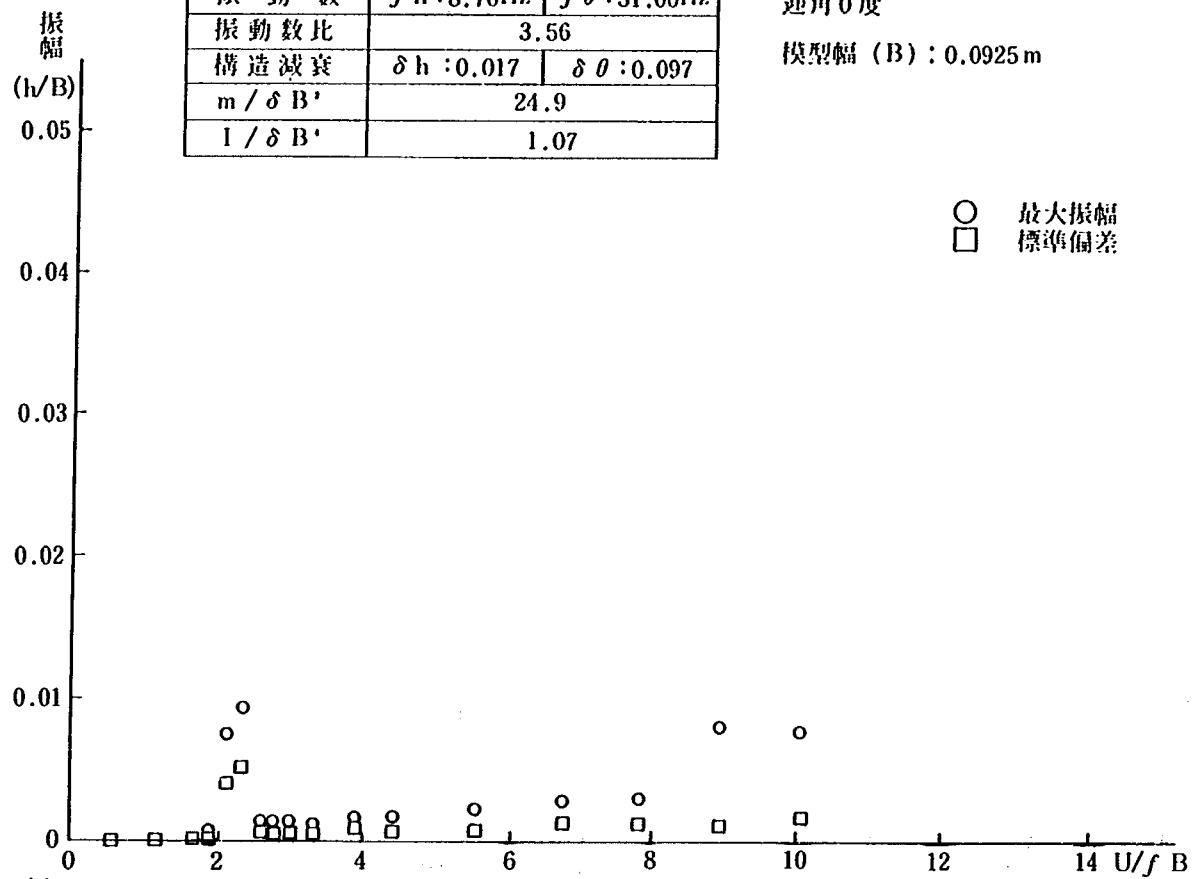


図-5.5 タウトモデル風速-振幅曲線 (実験ケース 5)

模 型 名	充腹断面橋桁 (通常高欄)	
気 流	乱 流 II	
振 動 数	$f_h : 8.89\text{Hz}$	$f_\theta : 3120\text{Hz}$
振 動 数 比	3.51	
構 造 減 衰	$\delta h : 0.021$	$\delta \theta : 0.118$
$m / \rho B'$	24.9	
$I / \rho B'$	1.07	

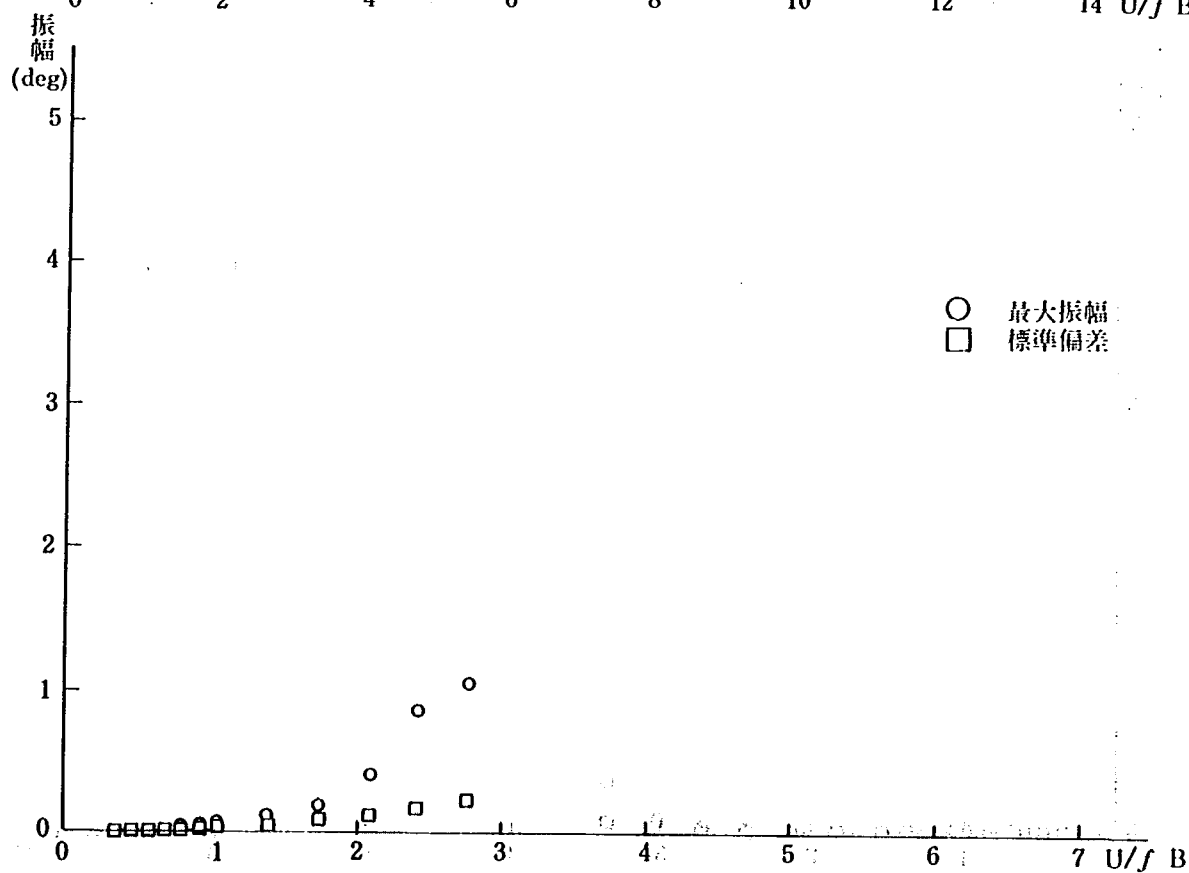
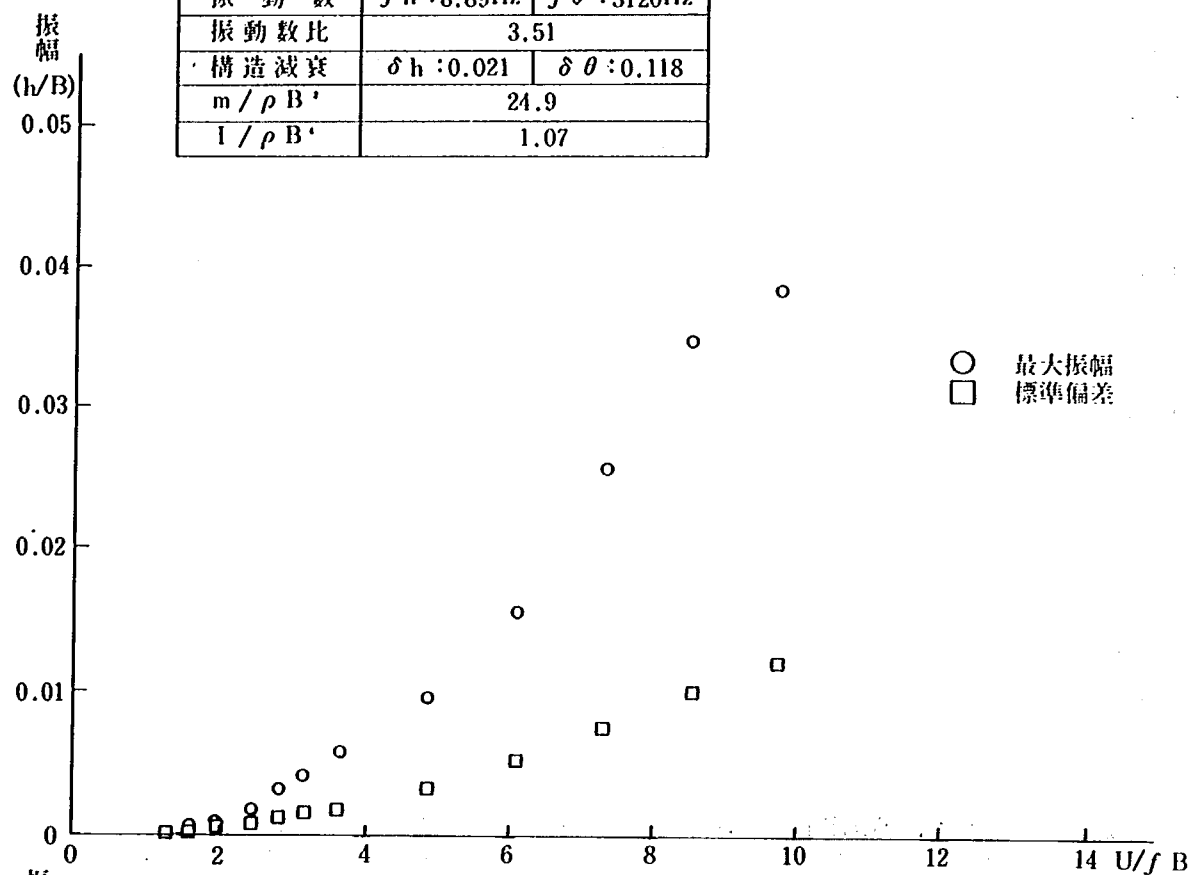


図-5.6 タウトモデル風速-振幅曲線 (実験ケース6)

模 型 名	充腹断面橋桁 (フラップ)	
気 流	一様流	
振 動 数	$f_h: 8.70\text{Hz}$	$f_\theta: 31.67\text{Hz}$
振 動 数 比	3.64	
構 造 減 衰	$\delta h: 0.018$	$\delta \theta: 0.099$
$m / \rho B'$	25.1	
$I / \rho B'$	1.12	

迎角 0 度

模型幅 (B) : 0.0925 m

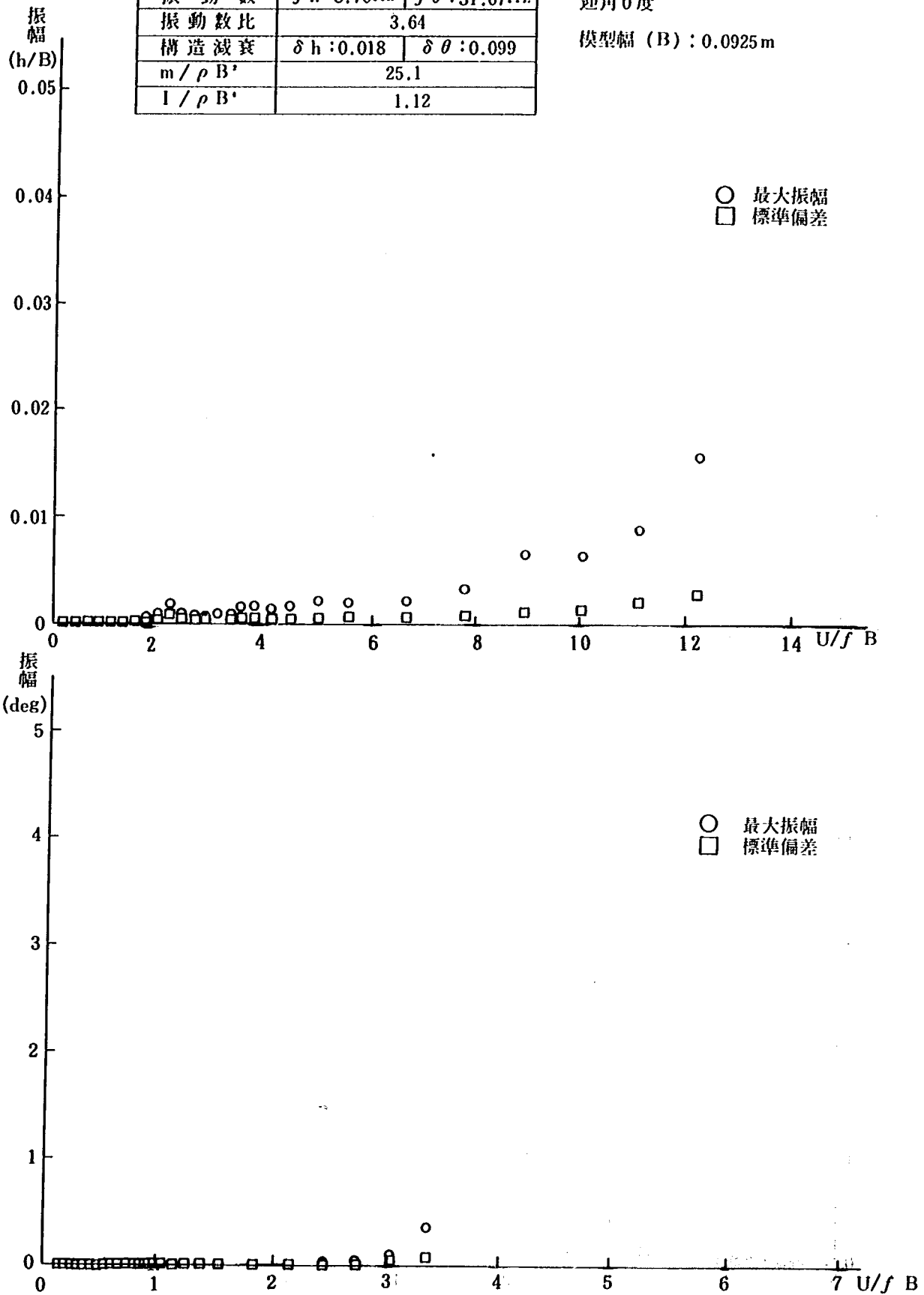


図-5.7 タウトモデル風速一振幅曲線 (実験ケース 7)

模 型 名	充腹断面橋桁 (フラップ)
気 流	乱 流 II
振 動 数	$f_h: 8.76\text{Hz}$ $f_\theta: 31.21\text{Hz}$
振 動 数 比	3.56
構 造 減 衰	$\delta \cdot h: 0.021$ $\delta \cdot \theta: 0.117$
$m / \rho B'$	25.1
$I / \rho B'$	1.12

迎角 0 度

模型幅 (B) : 0.0925 m

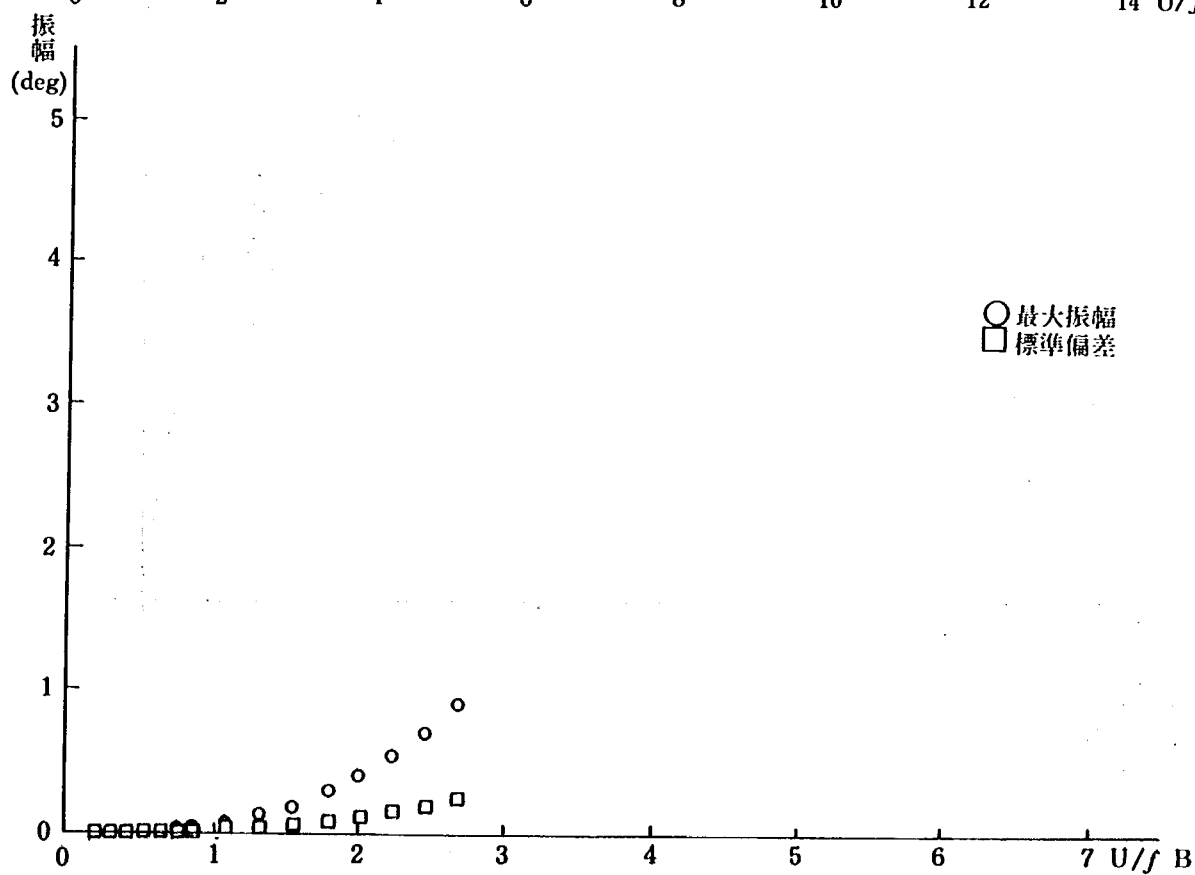
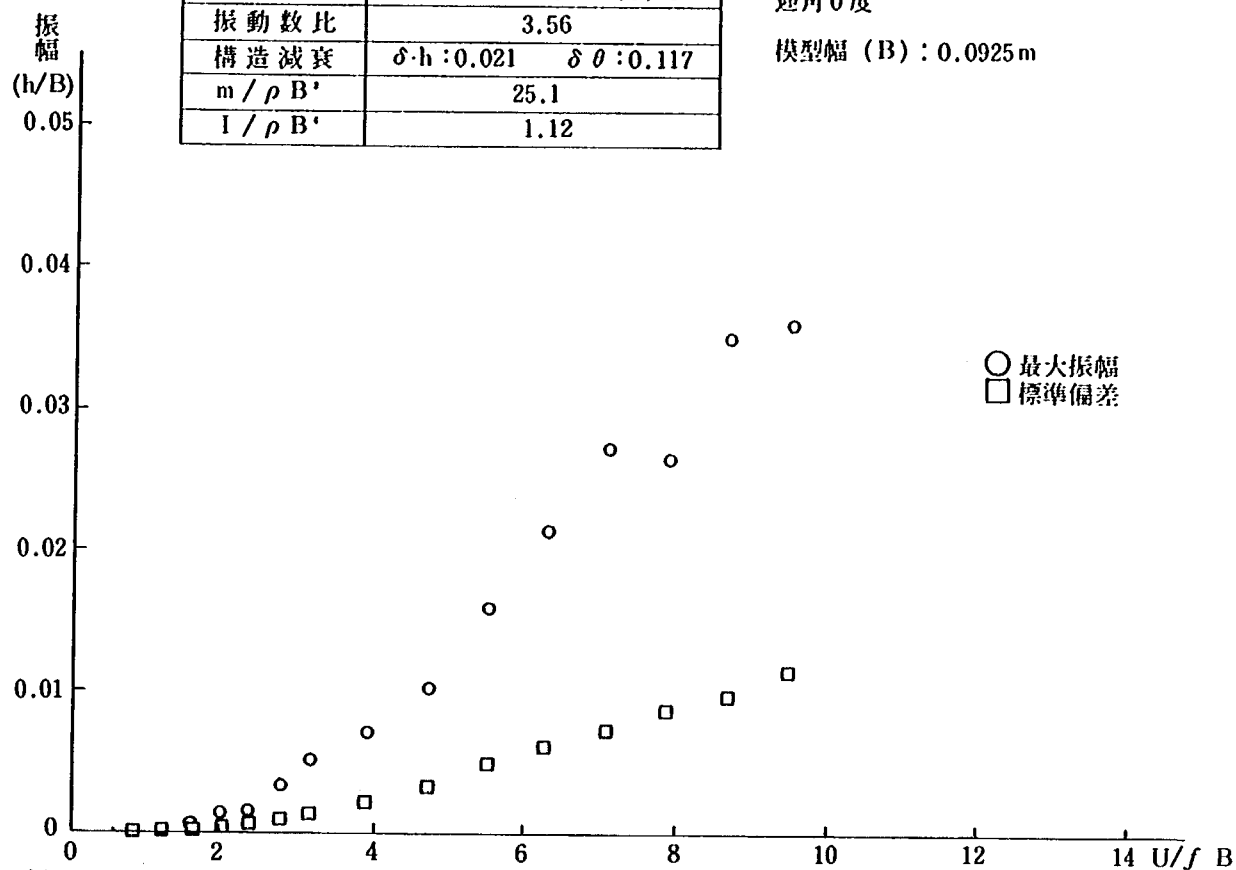


図5.8 タウトモデル風速—振幅曲線 (実験ケース 8)

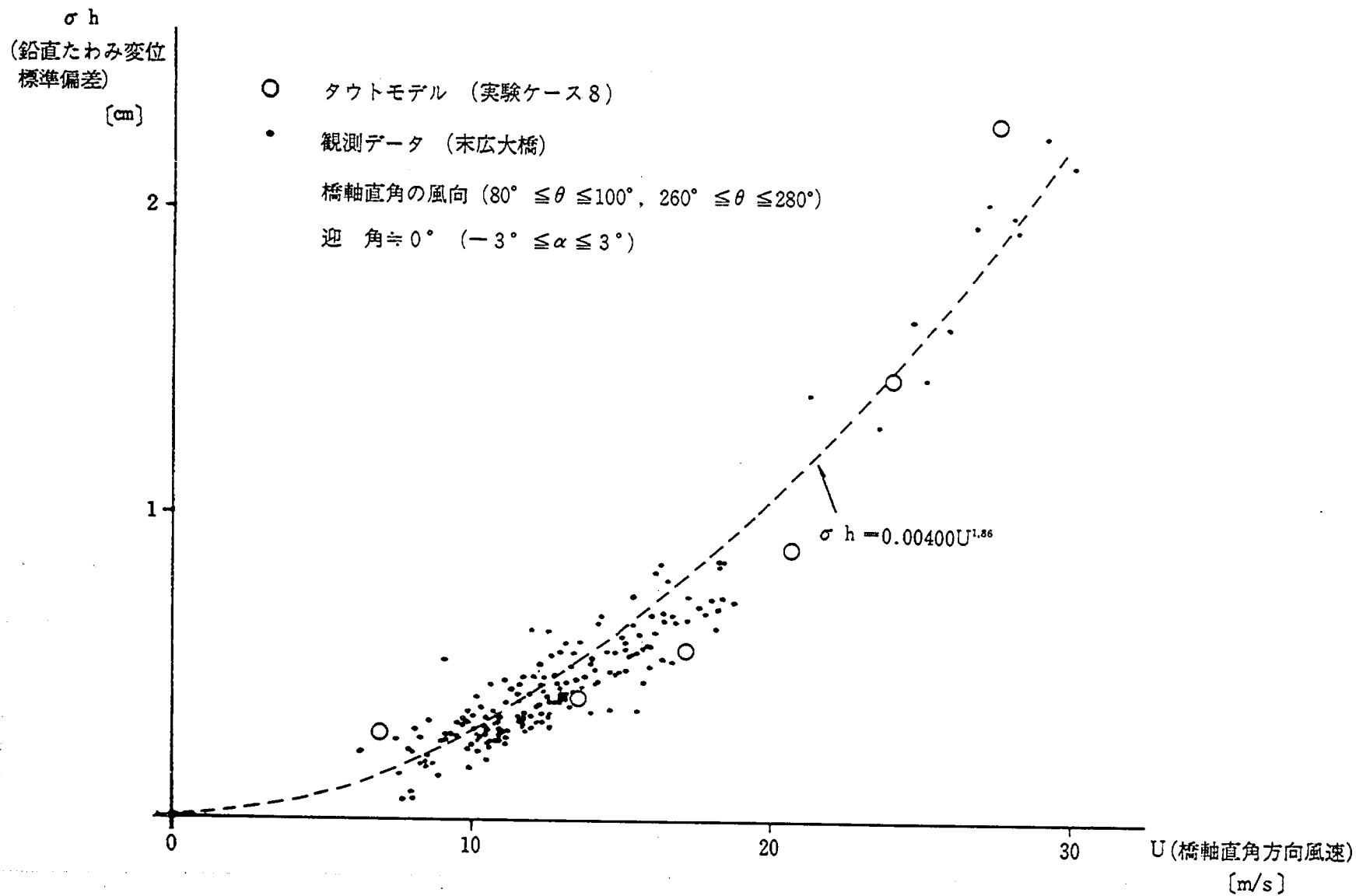


図-5.9 末広大橋観測データとの比較

6. まとめ

今回報告した内容をまとめると以下のとおりである。

- (1) 平板および斜張橋充腹断面橋桁のタウトモデルを製作し、その構造特性を調査した。その結果、ねじれ振動数と鉛直たわみ振動数との比が大きい場合にねじれモードの無風時対数減衰率が大きくなることを除けば、実橋とほぼ相似な構造特性を有するタウトモデルが製作できることが明らかとなった。
- (2) タウトモデル実験に用いる境界層乱流の発生方法について開発を行った。その結果、縮尺が1/200程度の模型を使用した場合に実橋の条件とほぼ相似になるような、海上の風、平らな草原の風、郊外の風を発生させることができた。
- (3) (1)で製作したタウトモデルを用い、一様気流中および(2)で開発した乱流中で対風応答を計測した。その結果、平板タウトモデルの一様気流中でのフラッター風速は理論値とほぼ一致していること、および斜張橋充腹断面橋桁の乱流中での鉛直たわみモードの振動は対応する実橋において観測された値と概ね等しいこと、などの結果が得られ、充腹断面橋桁の耐風設計においてタウトモデル実験が有効な手段となりうることが示された。

なお、今後の課題として以下の事項が挙げられる。

- (1) トラス橋桁のタウトモデル実験についても、その耐風設計の適用性を検討すること。
- (2) 振動数比が大きいタウトモデルについてねじれモードの構造減衰を小さく設定する方法を開発すること。
- (3) タウトモデルの構造特性を実橋により精度よく相似させる手法を開発すること。

参考文献

- 1) A.G.Davenport; Wind Structure and Wind Climate, Safety of Structures under Dynamic Loading, Trondheim, TAPIR, 1978
- 2) A.G.Davenport; The Interaction of Wind and Structures, Engineering Meteorology, Amsterdam, Elsevier, 1982
- 3) ESDU; Engineering Science Data, Wind Engineering, Volume 1, Wind and Turbulence Data, Engineering Science Data Unit Ltd., 1982
- 4) H.P.A.H.Irwin; The design of spires for wind simulation, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 7, 1981
- 5) 建設省土木研究所構造研究室; 末広大橋耐風性調査報告書、土木研究所資料第799号、1973
- 6) 建設省土木研究所構造研究室; 末広大橋振動実験報告書; 土木研究所資料第1134号、1976
- 7) 長期観測データの解析結果は、建設省土木研究所構造研究室より刊行されている以下の土木研究所資料に報告されている。
末広大橋長期観測データの解析報告書、土木研究資料第1215号、1977
末広大橋長期観測データの解析報告書 (II—1977)、土木研究所資料第1348号、1978
末広大橋長期観測データの解析報告書 (III—1978)、土木研究所資料第1471号、1979
耐風調査報告書 (VIII—1979)、土木研究所資料第1561号、1980
耐風調査報告書 (IX—1980)、土木研究所資料第1656号、1981
耐風調査報告書 (X—1981)、土木研究所資料第1821号、1982
耐風調査報告書 (XI—1982)、土木研究所資料第1971号、1983
- 8) 中村泰治、吉村健; 吊橋断面の2自由度フラックにおける振動数比の影響およびSelbergの式の検討、構造物の耐風性に関する第3回シンポジウム論文集、1974

付 録

タウトモデルのねじれ剛性について ($GJ \neq 0$ 方式)

$GJ \neq 0$ 方式では橋桁模型のねじれ剛性をタウトモデル全体系のねじれ剛性に寄与させる必要がある。このための方法としては、橋桁のねじれ剛性そのものを適切に設定し、タウトモデル全区間にわたりこの剛性を寄与させる方法が考えられるが、模型設計にあたりかなりの精度が要求されること、および調整がかならずしも容易でないことなどの問題がある。他の方法として、橋桁模型のねじれ剛性を所要値以上に設定し、橋桁模型とピアノ線との取付け長を調整することによりタウトモデル全体系のねじれ剛性を所要値に調整する方法が考えられ、調整が比較的容易という点で実用的と思われる。ここでは後者の方法に着目し、取付け長のめやすを与える簡略式について説明する。

タウトモデル全体系のねじれ剛性 (GJ^*) を次式で定義する。

$$GJ^* = M_t / \left(-\frac{\Delta\theta}{\ell} \right) \quad (\text{付} \cdot 1)$$

ここに、 M_t ; 長さ ℓ のタウトモデルの両端に加わるねじれモーメント、 ℓ ; タウトモデルの長さ、 $\Delta\theta$; 両端のねじれ角度の差。

付図-1のようにピアノ線と橋桁模型を取付けた場合、両者のねじれ剛性が寄与する区間とピアノ線によるねじれ剛性のみが寄与する区間が存在し、それぞれのねじれモーメント M_t とねじれ率 ($\partial\theta/\partial x$, x ; 模型軸方向座標) の関係は次のとおりである。

$$M_t = \left(GJ + \frac{Pb^2}{2} \right) \frac{\partial\theta}{\partial x} \quad \text{橋桁模型およびピアノ線によるねじれ剛性が寄与する区間 (付} \cdot 2)$$

$$M_t = \frac{Pb^2}{2} \frac{\partial\theta}{\partial x} \quad \text{ピアノ線によるねじれ剛性のみが寄与する区間 (付} \cdot 3)$$

ここに、 GJ ; 橋桁模型のねじれ剛性、 P ; ピアノ線 1 本あたりの張力、 b ; ピアノ線間隔。

各区間内においては $\frac{\partial\theta}{\partial x}$ はほぼ一定であること、および M_t は一定であることを考慮すれば、式 (付・1) 中の $\Delta\theta$ は次のように求められる。

$$\Delta\theta = \frac{M_t}{GJ + \frac{Pb^2}{2}} \ell_1 + \frac{M_t}{\frac{Pb^2}{2}} \ell_2 \quad (\text{付} \cdot 4)$$

ここに、 ℓ_1 ; 両者のねじれ剛性が寄与する区間の長さ、 ℓ_2 ; ピアノ線のねじれ剛性のみが寄与する区間の長さ。

したがって、式 (付・1) より GJ^* は次のように計算される。

$$GJ^* = \left(\frac{1}{GJ + \frac{Pb^2}{2}} \frac{\ell_1}{\ell} + \frac{1}{\frac{Pb^2}{2}} \frac{\ell_2}{\ell} \right) \quad (\text{付} \cdot 5)$$

$$= \frac{Pb^2}{2} \frac{1+q}{t+(1-t)(1+q)}$$

ここに、 t ; ピアノ線が模型に取付いている部分の割合 ($t = \ell_1/\ell$)、 q ; 橋桁模型のねじれ剛性とピ

アノ線によるねじれ剛性との比 ($q = 2 GJ / Pb^2$)。

さらに、この場合のねじれ振動数 f_θ は次式で与えられる。

$$f_\theta = \frac{1}{2 \ell} \sqrt{\frac{GJ^*}{I}}$$

$$= \frac{1}{2 \ell} \sqrt{\frac{Pb^2}{2I} \left(\frac{1+q}{t+(1-t)(1+q)} \right)} \quad (\text{付・6})$$

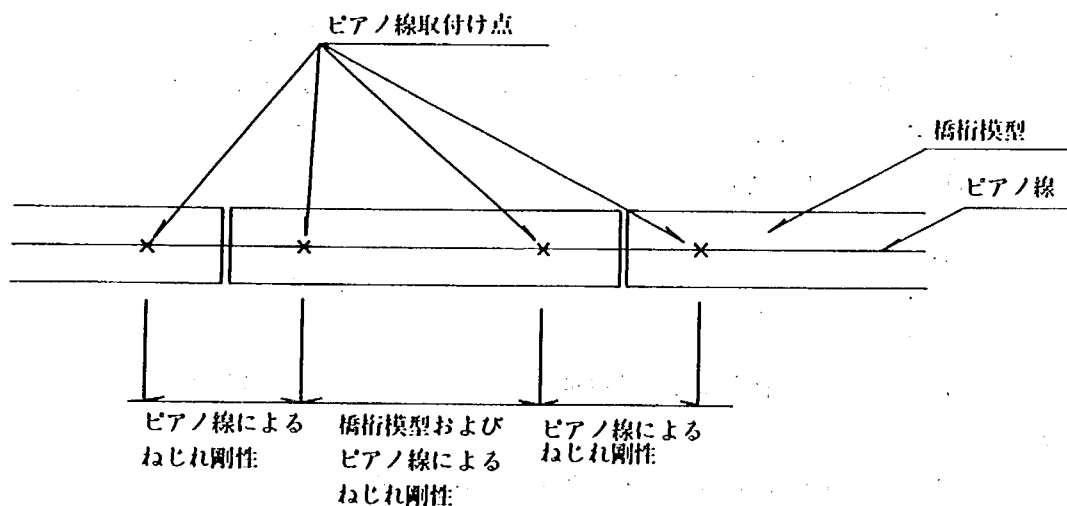
橋桁模型のねじれ剛性の寄与が全くない場合 ($t = 0$) の振動数 $f_{\theta 0}$ と f_θ との比は次のとおりである。

$$f_\theta / f_{\theta 0} = \sqrt{\frac{1+q}{t+(1-t)(1+q)}} \quad (\text{付・7})$$

これを変形すれば、

$$t = \left(1 + \frac{1}{q}\right) \left(1 - \frac{f_{\theta 0}^2}{f_\theta^2}\right) \quad (\text{付・8})$$

となり、ピアノ線取付長のめやす値が計算できる。



付図-1 ピアノ線と橋桁模型の取付け

タウトモデルを用いた
風洞実験方法に関する
研究報告書(I-1985)

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2378号
昭和61年4月(1985)
構造研究室 横山功一 佐藤弘史
中神陽一 神崎一夫
福田 誠

要 旨 タウトモデル実験とは張力を加えた2本のピアノ線で模型を支え、
し対風応答を調べる実験であり、自然風の乱れ特性および構造物の振動
特性を相似させやすいという点が2次元剛体模型実験より有利であり、ま
た、全体模型に比べ安価に模型製作ができるという利点ももつ。本研究で
はタウトモデル実験を橋梁の耐風設計に適用するために、模型の製作方法、
自然風と相似な気流の発生方法等の開発を行い、さらに実験方法の妥当性
を確認するために実験より得られた対風応答特性を既往の研究成果と比較
した。

キーワード：タウトモデル，風洞実験，境界層乱流，対風応答

郵便はがき

は40円
切手を
貼る

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一
建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室 御中

No. 1

No. 1

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2378号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印