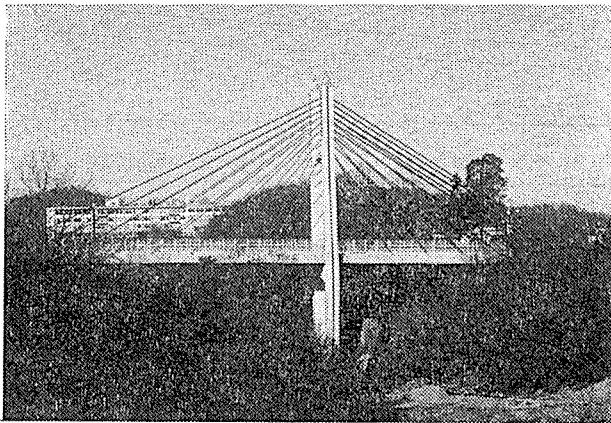


PC 斜張橋 “EIMEIKAN BRIDGE” の設計

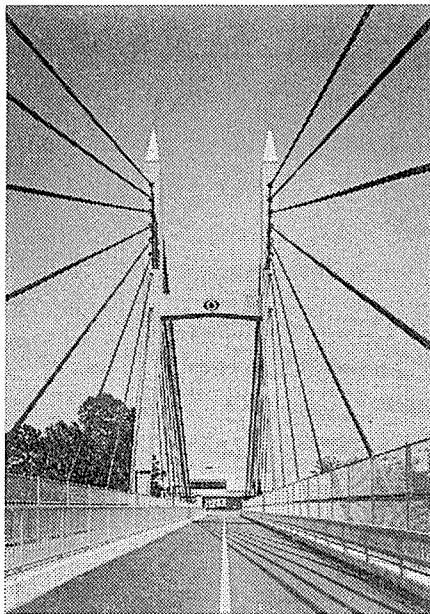
林 静 男*
 今 井 義 明**
 田 中 茂 義***

1. ま え が き

EIMEIKAN BRIDGE は東京都八王子市館町に新設された「^{えいめいかん} 穎明館高等学校」への通学橋である（写真—1, 2）。橋長 116.9 m, 総幅員 10.35 m, 桁高 1.4 m のマルチケーブルタイプの PC 斜張橋で、本格的な道路橋とし



写真—1



写真—2

ては現在のところ国内で最大規模の PC 斜張橋である。施工に関する記述は他稿¹⁾に譲り、本文では EIMEIKAN BRIDGE の設計に限定して報告する。

2. 工 事 概 要

橋 名：EIMEIKAN BRIDGE
 場 所：東京都八王子市館町 2600
 工 期：昭和 59 年 4 月～60 年 3 月
 発 注 者：穎明館高等学校
 工事内容：
 橋 種：プレストレストコンクリート道路橋
 橋 格：1 等橋
 構造形式：上部工 2 径間連続 PC 斜張橋
 下部工 直接基礎
 橋 長：116.9 m
 支 間：67.0+37.2 m
 幅 員：全幅 10.35 m
 有効幅員 車道 6.0 m
 歩道 2.0 m

表—1 主要材料

種 別	規 格	単 位	数 量	摘 要
コンクリート	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$	m ³	831	桁
			294	主 塔
	$\sigma_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$	m ³	251	橋 脚
	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	m ³	747	フーチング, 橋台, 地覆
鉄 筋	SD 30	ton	236.2	
PC 鋼 材	VSL 6-12 (SWPR 7 B 12φ15.2)	ton	17.6	主 桁
	VSL 6-5~VSL 6-25	ton	26.8	斜ケーブル

表—2 概略工事工程

工程	月数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
準 備 工		●	—											
A ₂ 橋 台 工			●	—										
A ₁ 橋 台 工				●	—									
P ₁ 橋 脚 工					●	—								
主 塔 工						●	—							
主 桁 工							●	—						
斜 ケーブル 工								●	—					
橋面工・付帯設備工										●	—			
跡 片 付 け 工												●	—	

* 大成建設(株) 土木本部設計部構造設計室室長
 ** 大成建設(株) 土木本部設計部構造設計室係長
 *** 大成建設(株) 土木本部設計部構造設計室

◇ 報 告 ◇

勾 配; 横断 車道 1.5% 直線
 歩道 2.0% 直線
 縦断 2.14% 円弧
 斜 角; LR
 主要材料; 表-1 に示す。
 工事工程; 表-2 に示す。

3. 設 計

3.1 設計条件

設計条件は現行の道路橋示方書および海洋架橋調査会“PC 斜張橋上部工設計指針 (案)”によった (表-3)。また、材料強度、許容応力度は道路橋示方書に基づき表-4 のように設定した。

表-3 設計条件

項目	内 容	備 考	
形 式	主 桁	2主桁 PC 構造	
	塔	H形柱 RC 構造	
斜ケーブル	平行 2面吊 8段ファン型	PC 鋼より線	
荷 重	活 荷 重	TL-20, 群集荷重 主桁 $w=350 \text{ kg/m}^2$ 床版, 横桁 $w=500 \text{ kg/m}^2$	
	衝撃係数	主桁 $i=10/(25+L)$, 床版, 横桁 $i=20/(50+L')$	L, L' 支間長
	地 震	<静的解析> $K_H = \begin{cases} 0.23 & \text{(橋軸方向)} \\ 0.18 & \text{(橋軸直角方向)} \end{cases}$ $K_V = 0$	修正震度法による
		<動的解析> 応答スペクトル法, 入力最大加速度 180 gal	土木研究所, 応答スペクトル曲線を使用
	風	$w=300 \text{ kg/m}^2$	道路橋示方書による
重	クリープ・乾燥収縮	クリープ係数・乾燥収縮度は構造物の周辺の湿度, 部材断面の形状寸法, コンクリートの配合, 材令等を考慮して定める。	計算に用いる諸係数は「プレストレストコンクリート標準示方書」土木学会, 「コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮」H. リュックシュ, D. ユンビルト著, 百島祐信訳から引用している。
	レラクセーション	5%	PC ケーブル
	温 度	1) 全体系の温度差 $\pm 15^\circ\text{C}$ 2) 主桁上面の温度上昇 $+ 5^\circ\text{C}$ 3) 斜ケーブルの温度上昇 $+ 10^\circ\text{C}$ 4) 1), 2), 3) の可能な組合せ	
架設法	主 桁	固定支保工式架設	
	塔	大型パネル工法	
そ の 他	支点沈下	長期 1.0 cm	各支点の組合せを考慮
	終局荷重作用時の荷重の組合せ	1) $1.3 \times D + 2.5 \times (L+i)$ 2) $1.0 \times D + 2.5 \times (L+i)$ 3) $1.7 \times (D+L)$ 4) $1.3 \times (D+E)$ 5) $1.0 \times D + 1.3 \times E$ D: 死荷重 L: 活荷重 i: 衝撃 E: 地震	

表-4 材料強度および許容応力度

(1) コンクリート

(単位: kg/cm^2)

		主 桁	主 塔	橋 脚	橋台・地 覆
設計基準強度		400	400	300	240
許 容 応 力 度	曲げ圧縮応力度	プレストレス導入時	180	—	—
		設 計 時	140	130	100
	軸 圧 縮 応 力 度	プレストレス導入時	145	—	—
		設 計 時	110	110	85
力 度	曲げ引張応力度	プレストレス導入時	-15	—	—
		静 荷 重 時	0	—	—
	設 計 時	-15	—	—	
	軸 引 張 応 力 度	0	—	—	
せん断力度	設 計 時	5.5	5.5	4.5	3.9
	終 局 時	53	53	40	32
斜 引 張 力 度	せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する時	-10	—	—	—
	せん断力とねじりモーメントをともに考慮する時	-13	—	—	—

(2) PC 鋼材

(単位: kg/mm^2)

		主 桁	斜 ケーブル
		VSL 6-12 (SWPR 7B $12 \phi 15.2$)	VSL 6-5~VSL 6-25 (SWPR 7B $5 \phi 15.2 \sim 25 \phi 15.2$)
引 張 強 度		190	190
降伏点応力度		160	160
許 容 応 力 度	緊 張 作 業 時	144	—
	プレストレス導入時	133	—
	設 計 時	114	63
レラクセーション		5%	—

3.2 本橋の特色

主桁は2主桁断面を用いた。このタイプは施工性が良いだけでなく、斜ケーブルが主桁ウェブを貫いて桁下端に定着されているため、斜ケーブル張力の主桁への伝達性能に優れている。また、最近は大斜張橋の設計思想として、主桁をフレキシブルな構造とすることにより主桁の曲げ剛性よりも斜ケーブルの伸び剛性で荷重に抵抗させる傾向があり、低い桁高の2主桁断面形状の採用が海外でも増加しているが、本橋はこの設計思想に基づいている。

斜ケーブル配置はファン型平面2面吊りのマルチケーブルタイプで、塔にねじりモーメントを生じさせない配慮から主桁間は1面1本、側径間は1面2本の斜ケーブルを用いて偏心荷重が作用しないようにした (図-1)。斜ケーブルは耐候性 PE (ポリエチレン) 管により被覆された PC 鋼より線 (SWPR 7B $\phi 15.2$) で構成され、定着工法としては“VSL 斜ケーブルシステム”を採用

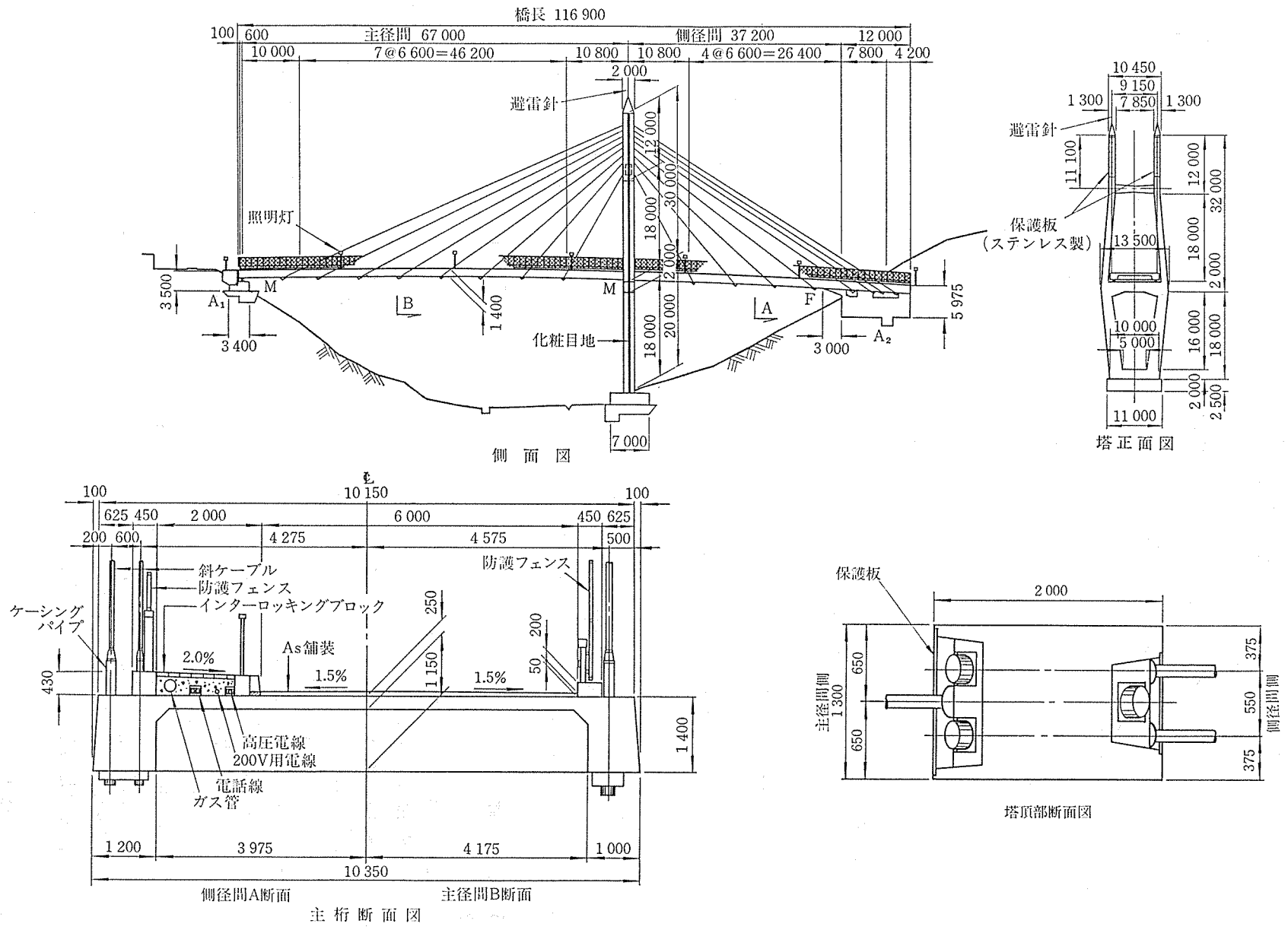


図-1 EIMEIKAN BRIDGE 一般構造図

◇
◇

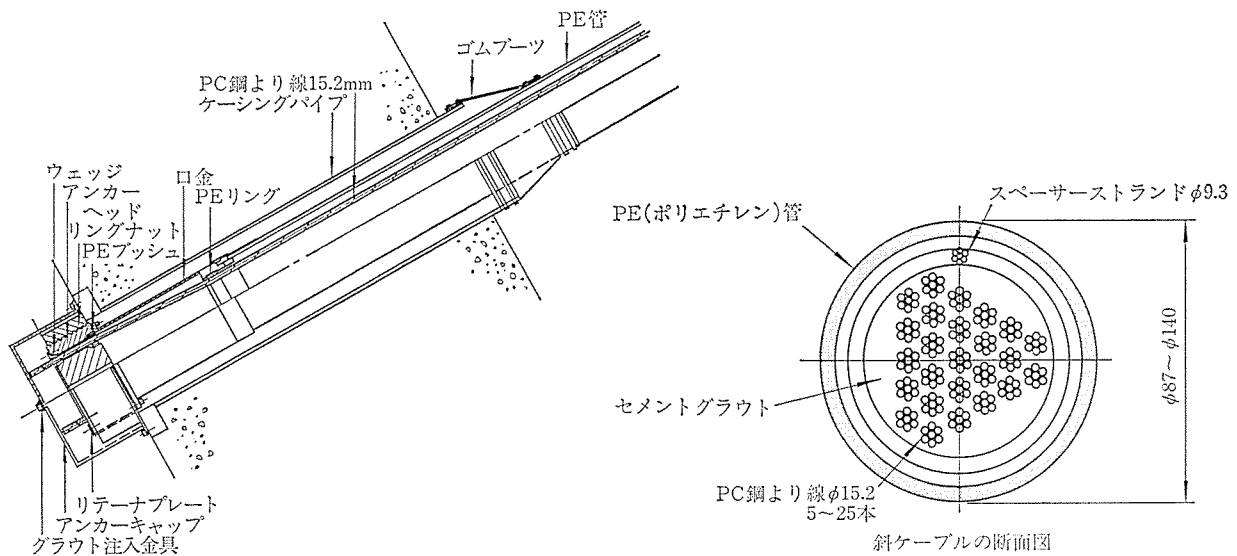


図-2 VSL 斜ケーブルシステム

している(図-2)。本システムは疲労性状の向上、張力調整機能の確保等を目的として従来の VSL 定着工法に改良を加えたものであり、我が国での使用は初めてである。防錆は張力導入完了後、PE 管内に注入されたセメントグラウトにより確保される。また、斜ケーブル定着部は斜ケーブルの再緊張、あるいは取換えが可能な構造となっている。

主塔上部の斜ケーブル定着部は上記目的を達成するために後埋めとせず、定着部にキャップを被せ切欠きをそのまま残して、ステンレス製の保護板を取り付けている。この保護板は塔頂部の尖頭型アクセサリ(ステンレス製)と一対になって本橋の美観に貢献している。

3.3 設計

3.3.1 設計概要

設計は完成系に対して行うほかに、PC ケーブルと斜ケーブルの緊張順序、施工中の支保工の支点条件の変化等を考慮した施工時の検討を実施した。クリープ解析を含む一連の解析は微小変形理論による平面骨組弾性解析プログラムによったが、解析に先立って概略工程を作成し、クリープ係数、乾燥収縮度の設定を行った。斜ケーブルの弾性係数は死荷重に対する活荷重の割合が小さいので、サグによる影響を無視できるため一定とした。

塔および桁の斜ケーブル定着部の設計は、Mörsch, Iyengar, Leonhardt 等の提案式により局部応力度を計算するとともに、FEM(有限要素法)による電算解析を行い、補強方法を検討した。静的解析のほかに、弾性座屈固有値解析、動的地震応答解析、耐風解析を実施し、安全性を照査している。

3.3.2 断面力算出用の電算プログラム

本橋の断面力解析に用いた当社所有の電算プログラム

は、基本的には変位法による微小変形理論平面応力解析プログラムであるが、PC 構造物の解析を主眼としており次に述べる特長を持つ。

- 1) 施工ステップを忠実に追った解析ができる。
部材の配置、削除、支点条件の変更等が任意にできるため、構造系の変化に自在に対応できる。
- 2) 厳密なクリープ解析を実行する。
遅れ弾性ひずみによる回復クリープを考慮したクリープ・乾燥収縮の基本式をプログラム内に組み込んでおり、施工ブロックの材令、クリープ用荷重の載荷時期等をインプットすることにより、2次力を含めた厳密なクリープ挙動を追跡する。
- 3) 影響線の解析が可能である。
相反定理に基づき各節点、各斜ケーブルの影響線を算出できる。
- 4) PC 鋼材を部材として扱える。
主桁内 PC 鋼材の剛性マトリックスを作成しており、PC 鋼材配置を図心からの偏心距離としてインプットすることにより、2次力、クリープの影響等を含んだプレストレスの計算が可能である。
- 5) 温度荷重を考慮できる。
部材の熱線膨張係数を与えると任意の温度変化に対応する断面力変化を計算する。

3.3.3 クリープ解析

PC 斜張橋は高次不静定構造物であり、クリープしない鋼部材とクリープするコンクリート部材が1つの構造系に混在するため、クリープ・乾燥収縮による断面力の変化量はかなり大きくなることもあり、遅れ弾性ひずみによる回復クリープを考慮しない従来の Dischinger の式ではクリープの影響を過大評価することになる。本橋

の解析では施工時の構造系変化，応力変化に即した厳密なクリープ解析を行うために遅れ弾性を考慮したクリープ式を用いているが，このひずみ-応力の基本式は Rüschi の式，Trost の式を発展させたものである。

遅れ弾性を考慮したクリープ係数は次式で与えられる。

$$\varphi(t) = 0.4 K_{v,(t_2-t_1)} + \varphi_f (K_{f,t_2} - K_{f,t_1}) - 0.4 K_{v,(t_2-t_1)} K_{v,(t-t_2)}$$

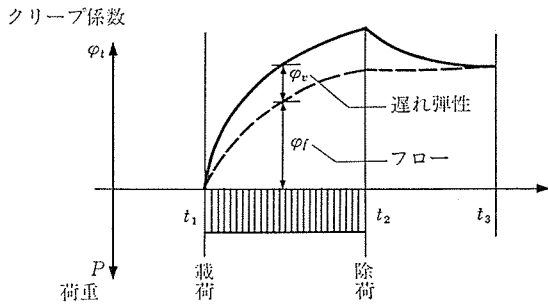


図-3 クリープ係数の経時変化

ここに， t_1 ：載荷

t_2 ：除荷

K_v ：遅れ弾性変形の経時変化についての係数

φ_f ：基本流動係数

K_f ：流動の経時変化についての係数

材令 $[t_k, t_{k+1}]$ の時刻 t に発生するひずみ-応力の基本式を以下に示す。

$$\sigma(t) = E_{28}' \times \varepsilon(t) \times \frac{1 - e^{-\varphi'(t)}}{\varphi'(t)} - \bar{\sigma} \times (1 - e^{-\varphi'(t)})$$

ここに， $\frac{1 - e^{-\varphi'(t)}}{\varphi'(t)}$ ：緩和関数

$$E_{28}' = \frac{k_e \times E_{28}}{1 + k_e \times 0.4 \times K_v(t_{k+1} - t_k)}$$

$$\varphi'(t) = \frac{k_e \times \varphi(t)}{1 + k_e \times 0.4 \times K_v(t_{k+1} - t_k)}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{E_{28}}{\varphi(t)} (\varepsilon_f(t) + \varepsilon_v(t) + \varepsilon_s(t))$$

E_{28} ：材令 28 日の弾性係数

$\varepsilon_f(t)$ ：フローひずみ

$\varepsilon_v(t)$ ：遅れ弾性ひずみ

$\varepsilon_s(t)$ ：乾燥収縮ひずみ

緩和関数についてはひずみ発生の変数を変更することにより，上記以外に下記の 2 つをプログラム内に組み込んでいる。

$$e^{-\varphi'(t)/2}, \frac{1}{1 + \varphi'(t)/2}$$

また，乾燥収縮度は次式による。

$$\varepsilon_{s,t} = \varepsilon_{s,0} K_{s,t}$$

ここに， $\varepsilon_{s,0}$ ：基本乾燥収縮度

$K_{s,t}$ ：経時変化についての係数

プログラム内に組み込んでいる諸係数は「PC 標準示方書」(土木学会)，および文献 6) より引用している。

3.3.4 主桁の設計

(1) 基本的な考え方

主桁には主桁自重，橋面荷重，活荷重などのほかに主桁の曲げモーメントの値を改善するために斜ケーブル張力が導入される。斜張橋構造においては斜ケーブル張力さえ既知であれば，支承位置を支点とする連続桁に斜ケーブル張力を作用させることにより主桁の断面力や変形を算出することができる。このような考え方から主桁の断面力を以下に示すステップに従って計算した。

Step. 1 斜ケーブル張力の決定

構造系：支承位置および斜ケーブル定着点を支点とする連続桁

作用荷重：死荷重 (桁自重 + 橋面荷重)

連続桁反力を基本とし，次項に述べる考え方により斜ケーブル張力を決定した。

Step. 2 死荷重系の解析

構造系：支承位置を支点とする連続桁

作用荷重：死荷重 + 斜ケーブル張力

Step. 3 活荷重，その他の解析

構造系：主桁，塔，斜ケーブルよりなる全体系

作用荷重：活荷重，その他

(2) 斜ケーブル張力の決定

斜張橋においては，曲げモーメントのアンバランスをなくして主桁全長にわたって比較的均等な曲げモーメント分布となるように斜ケーブル張力を与えれば，経済的な設計が可能となる。この場合の曲げモーメントの均等化の目安として，本橋がマルチケーブルタイプの斜張橋であることから，各斜ケーブル定着点が連続桁の支点と同等と見なせる程度に斜ケーブル張力が導入されている状態を考える。すなわち，死荷重系の斜ケーブル張力としては支承位置のほかに斜ケーブル定着点をも支点と考えた連続桁に死荷重を作用させ，その支点反力を算出し，これを鉛直成分とするような斜ケーブル張力を基本とした。最終的な斜ケーブル張力は以下の点を考慮して決定した。

① 斜ケーブル張力による主桁軸力が主径間および側径間で釣合うこと。

これはバックステイケーブル (側径間の上段 3 本の斜ケーブル) にて調整する。

② 隣接する斜ケーブルの断面積がアンバランスにならないこと。

特に，主径間の上段 2 本の斜ケーブルについて調整が必要である。

③ クリープにより発生する曲げモーメントを改善す

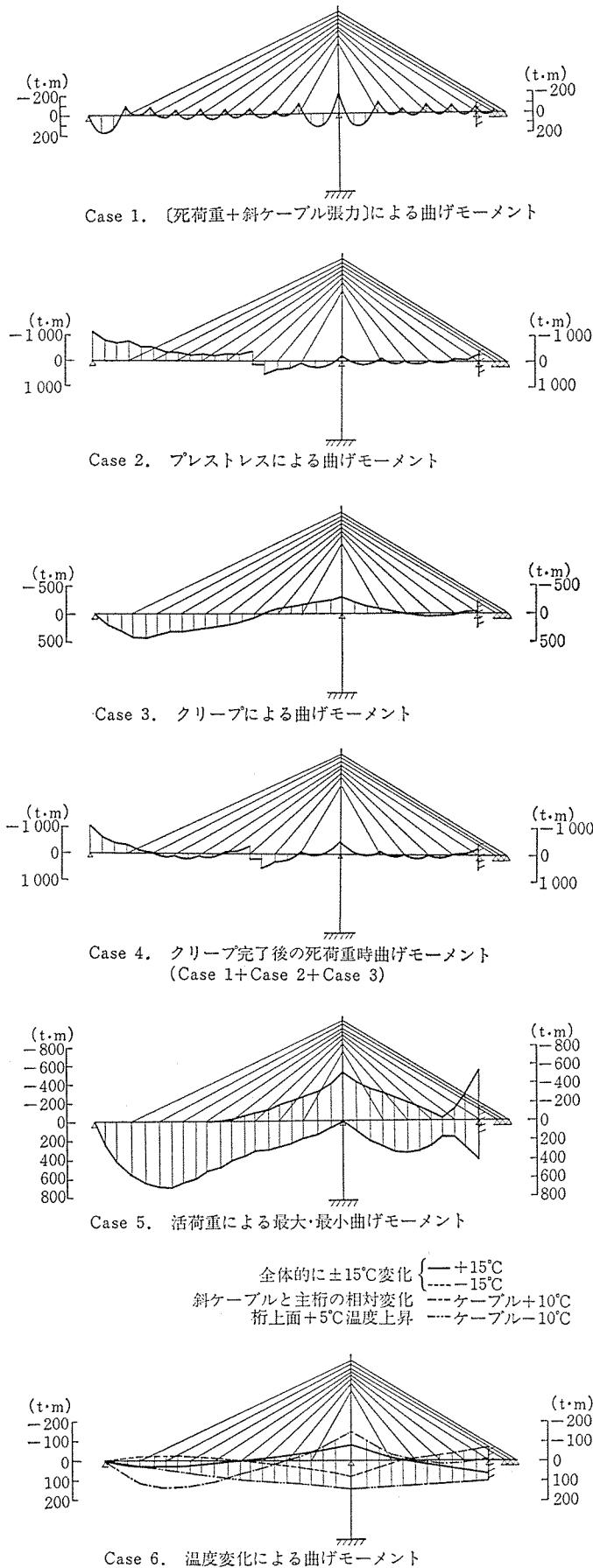


図-4 主桁の曲げモーメント図

ること。

(3) 主桁の断面力

各荷重ケースにおける主桁の断面力を図-4に示す。主桁にはPCケーブルとしてVSL 6-12 (SWPR 7 B 12φ15.2)を主径間に16本、側径間に8本配置し、斜ケーブルからの軸力以外に付加的プレストレスを加えた。

(4) 主桁の座屈に対する検討

後に述べる全体座屈固有値解析により照査した。

3.3.5 塔の設計

主塔の形状は主桁形状、幅員構成、施工性、斜ケーブルの定着方法、美観等を総合的に検討し、H形柱とした。

塔は軸力を受けるRC部材として設計したが、常時高軸力を受ける圧縮部材のため、鉄筋量は主に地震荷重時により決定された。座屈に対する照査としてはRC示方書、DIN 1045, ACI 318-77などの諸規定に従って長柱としての2次モーメントを考慮した設計を行ったほか、後に述べる全体座屈固有値解析を実施した。

また、斜ケーブル定着具背面および切欠き定着部に発生する局部応力度に対しては、Mörsch, Leonhardt等に代表される提案式により計算するとともに、FEM解析を実施し、補強鉄筋量を算定した。

3.3.6 斜ケーブルの設計

構造解析における斜ケーブルの弾性係数はH.J. Ernstの式による等価弾性係数によりサグの影響を考慮した。サグが最大となるのは、ケーブル長、ケーブル重量とも最大である主径間最上段の斜ケーブルであるが、PC斜張橋は活荷重に比べて死荷重の割合が大きいため、本斜ケーブルについても弾性係数の低下は0.3%程度しかなく、構造解析に与える影響はないものと判断し、弾性係数は一定値 $E=1.95 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とした。斜ケーブル張力のリラクセーションによる変化量は、斜ケーブルの応力レベルが $1/3 \sigma_u$ (σ_u :規格破断応力)と低いこと、リラクセーションの変化量は短期間にほぼ一定値となること、グラウト施工前に最終的な張力調整を行うこと、等の理由から無視した。また、斜ケーブルのクリープは、一般に、鋼材強度の1/2程度以下の応力レベルではクリープは生じないと言われているため、考慮していない。

斜ケーブルの安全率は設計時で3以上を確保した。設計荷重作用時の各斜ケーブルの安全率と活荷重による変動応力は表-5に示すとおりである。最大変動応力度は約 9 kg/mm^2 で、本橋で使用した

表-5 斜ケーブルの安全率, 活荷重による変動応力度

斜ケーブル番号		φ15.2 ストランド本数	斜ケーブル 断面積 (mm ²)	破断荷重 P_u (t)	設計時最大張力 P_{max} (t)	安全率 $S = \frac{P_u}{P_{max}}$	活荷重による 変動張力 ΔP_i (t)	活荷重による 変動応力 $\Delta \sigma_i$ (kg/mm ²)
主 径 間	最上段 CC 1	2×25	6 935	1 330.0	368.6	3.6	12.9	1.9
	CC 2	2×18	4 993	957.6	275.2	3.5	17.5	3.5
	CC 3	2×15	4 161	798.0	243.8	3.3	26.2	6.3
	CC 4	2×16	4 438	851.2	253.9	3.4	34.9	7.9
	CC 5	2×14	3 884	744.8	228.9	3.3	35.5	9.1
	CC 6	2×13	3 606	691.6	219.7	3.1	32.8	9.1
	CC 7	2×10	2 774	532.0	161.0	3.3	20.3	7.3
	最下段 CC 8	2×13	3 606	691.6	209.0	3.3	21.6	6.0
側 径 間	最下段 CC 8'	4×7	3 884	744.8	207.1	3.6	19.5	5.0
	CC 7'	4×5	2 774	532.0	149.6	3.6	15.7	5.7
	CC 6'	4×7	3 884	744.8	205.4	3.6	22.0	5.7
	CC 5'	4×7	3 884	744.8	219.3	3.4	21.0	5.4
	CC 4'	4×9	4 993	957.6	281.9	3.4	28.7	5.7
	CC 3'	4×10	5 548	1 064.0	302.4	3.5	28.6	5.2
	CC 2'	4×10	5 548	1 064.0	301.3	3.5	27.4	4.9
	最上段 CC 1'	4×10	5 548	1 064.0	300.4	3.5	26.6	4.8

注) 表中の値は斜ケーブル2面分の値である。

VSL 斜ケーブルシステムが保証する 20.4 kg/mm² (200 N/mm²) に対して十分な安全率を有している。本システムの疲労強度は上限応力を 0.4 σ_u として、応力振幅 20.4 kg/mm² (200 N/mm²) で 200 万回の繰返しに耐えることが実験により確認されている。

4. 諸 検 討

4.1 全体座屈の検討

全体座屈の検討は、2次元骨組モデルによる弾性座屈固有値解析を行い、座屈モードと固有値を算出して安定性を照査する方法を採った。橋軸方向は全体モデルで、橋軸直角方向は塔のみのラーメン構造として解析した結果、最小固有値(荷重倍率)はそれぞれ 3.4, 23.1 とな

り、本橋が全体座屈に対して安全であることを確認した。図-5 に座屈モードを示す。なお、初期荷重は[死荷重+斜ケーブル張力]とした。

4.2 動的地震応答解析

本橋の耐震設計は修正震度法によるほか、応答スペクトル法による動的解析を実施した。表-6 に入力条件

表-6 動的地震応答解析 入力条件

最大入力加速度	180 gal
地震力入力方向	橋軸方向 橋軸直角方向
応答スペクトル曲線	建設省土木研究所
減衰定数	5%
最大応答値の算出方法	2乗和平方根法

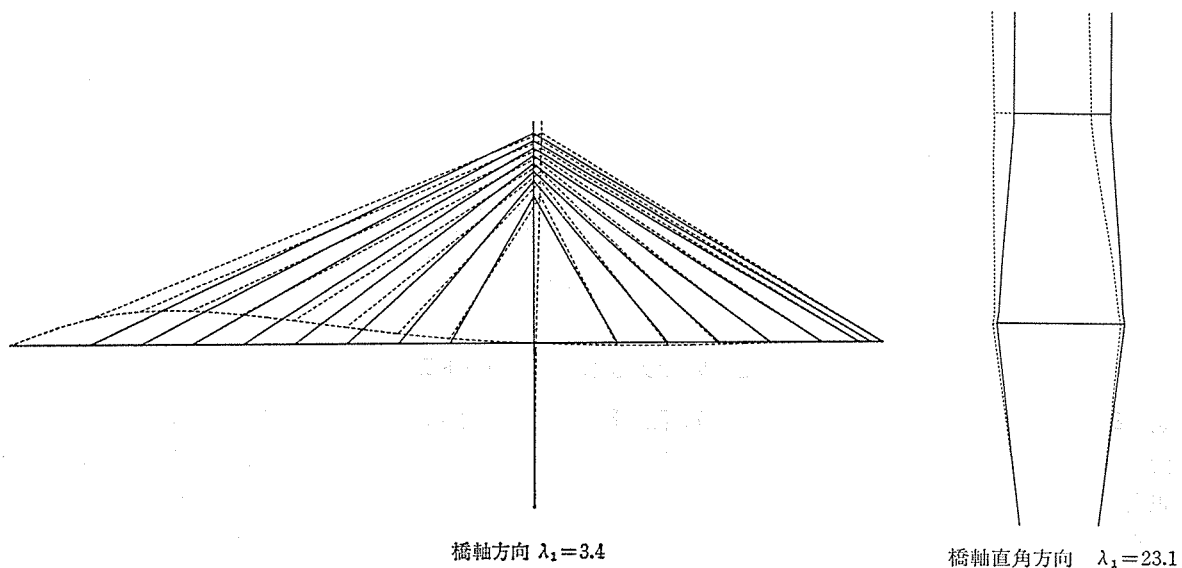


図-5 弾性座屈固有値解析による最小(1次)固有値と座屈モード

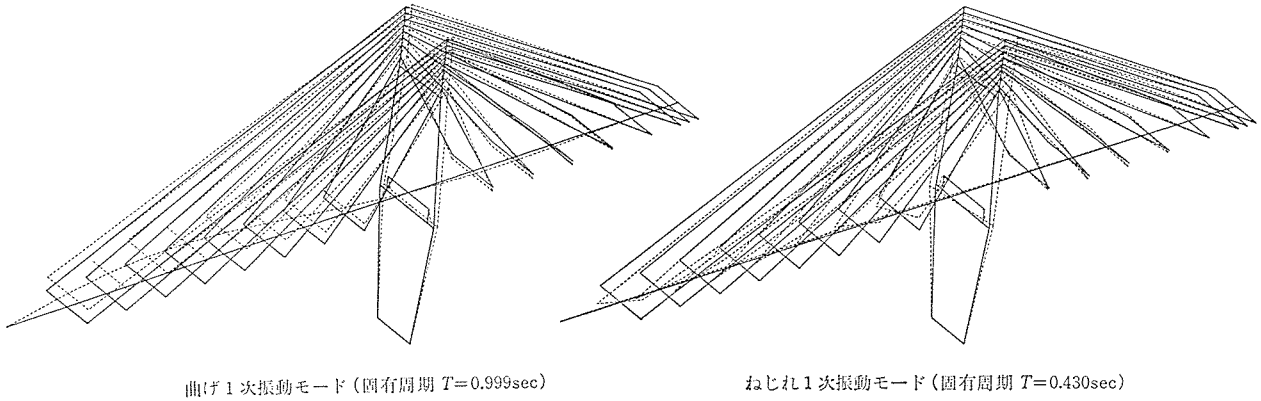


図-6 固有振動解析結果

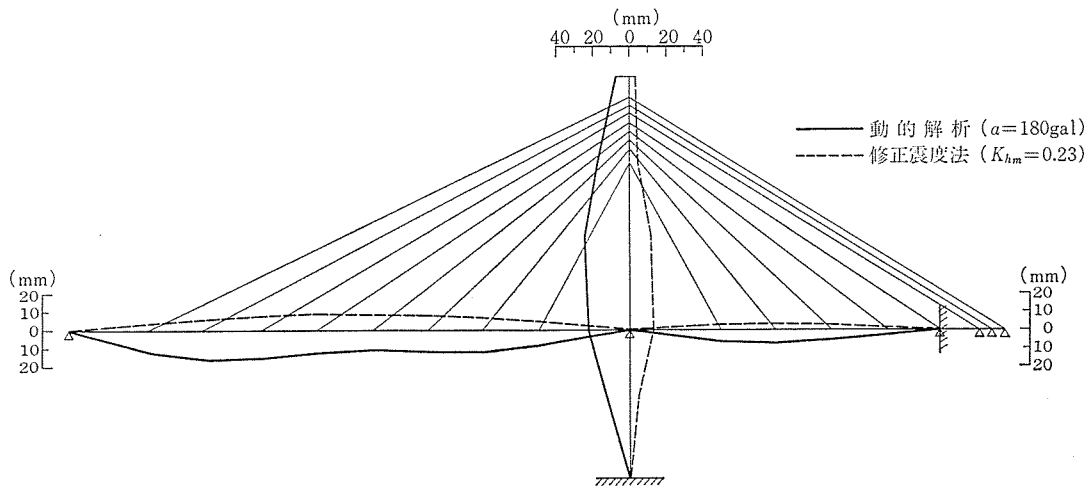


図-7 最大応答変位図

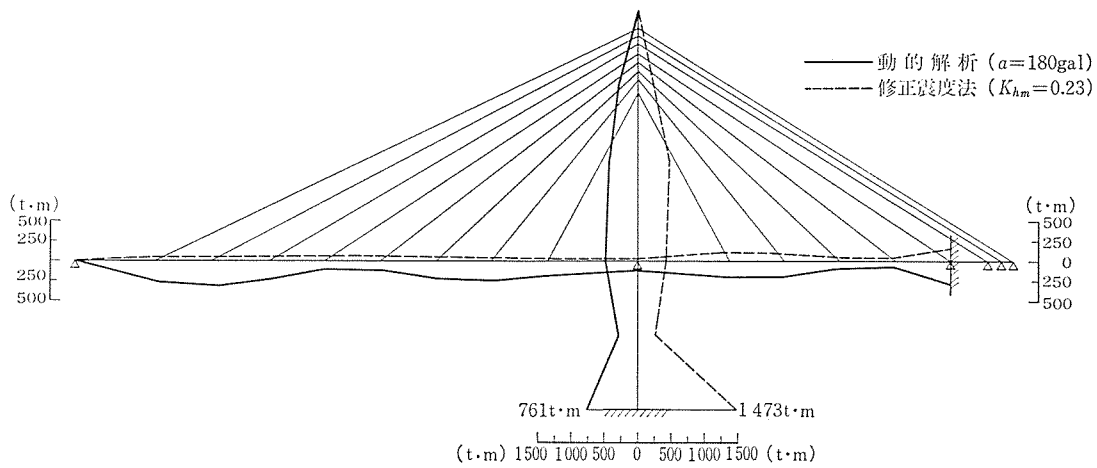


図-8 最大応答曲げモーメント図

を、図-6 に固有振動解析結果を、また、図-7、図-8 に最大応答変位図、最大応答曲げモーメント図をそれぞれ修正震度法の結果と比較して示す。部材断面の設計は両者のうち大きい方の断面力を用いて行った。

4.3 耐風安定性の検討

PC 斜張橋は吊橋や鋼斜張橋に比べて剛性が高く、桁

重量も大きいので、耐風安定性は良好であると言われている。本橋は PC 斜張橋としては中規模で、幅員・桁高比 (B/D) も約 6 と大きいため耐風安定性の照査は不要と思われたが、当社は昭和 57 年に 2 主桁断面を有する PC 斜張橋の部分模型による一連の風洞実験を実施しているため、この結果を参考にして耐風安定性の照査を行

った。

この実験は京都大学工学部白石研究室と共同で行ったもので、PC 斜張橋を対象とした2主桁断面の風洞実験は我が国では本実験が初めてである。実験は B/D の異なる2種類の断面について、迎角、減衰定数、質量を変化させて行い、 B/D が振動特性に及ぼす影響、質量並びに構造減衰が渦励振特性に及ぼす影響等を調査した。また、フラップ、フェアリング等の各種アタッチメントを基本断面に設置し、その耐風安定効果を調べるとともに、防音壁を設置した断面の耐風性状についても実験した。実験に用いた模型断面と結果の一部を 図-9~図-11 に示す。実験結果の概要を述べれば以下のとおりである。

① 断面 A ($B/D=13$)

空力応答特性は負迎角が不利であった。迎角 $\alpha = -5^\circ$ で減衰定数を $\delta = 1\%, 3\%, 5\%$ の3種類に変化させて行った結果を 図-10, 11 に示す。これによれば、 $\delta = 5\%$ の時には曲げ、ねじれとも渦励振の発生は見られず、ねじれ渦励振に関しては $\delta = 3\%$ の場合でも全く発生していない。またフラッター限界風速についても $\delta \geq 3\%$ の場合には風洞実験による測定範囲を超した高風速であるものと判断された。なお、 $\alpha = 0^\circ$ では $\delta < 1\%$ としても曲げ渦励振は全く発生せず、ねじれフラッターも測定不能な高風速であった。

② 断面 B ($B/D=5$)

渦励振特性は断面 A と同様、負迎角で不利であった。ただし、 $\alpha = 0^\circ$ では断面 A で曲げ渦励振が発生しないのに対し、断面 B では $\alpha = \pm 5^\circ$ の時に比べて大き

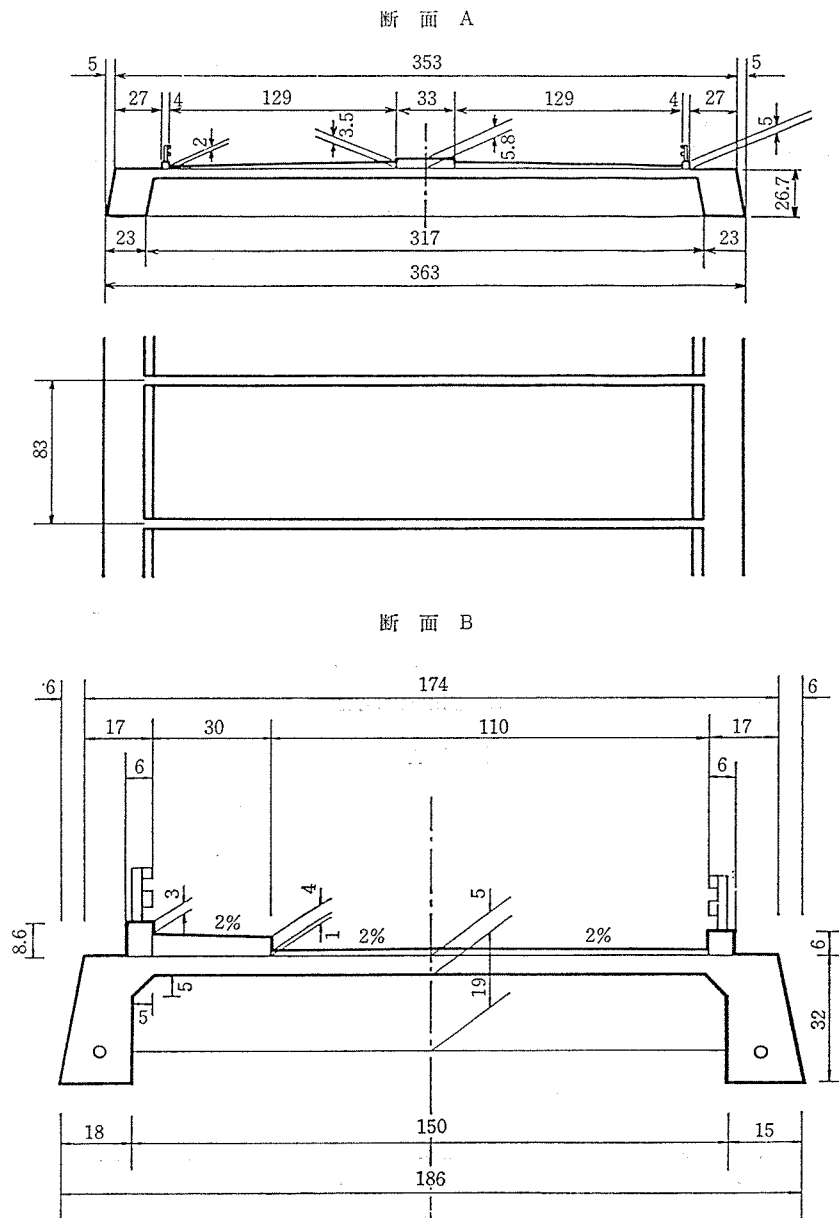
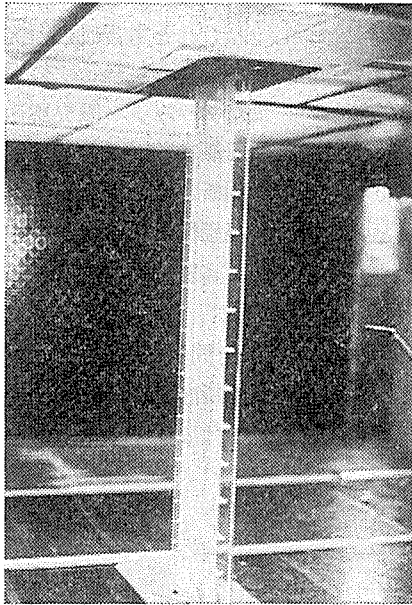


図-9 風洞実験における模型断面

い応答振幅を検出した。したがって、渦励振に対しては B/D の大きい断面 A よりやや不安定であるものと

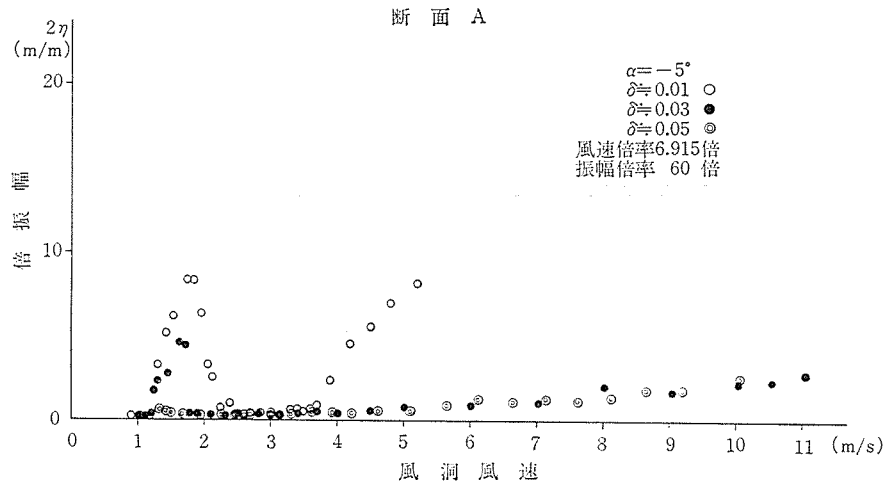


写真—3 部分模型による風洞実験

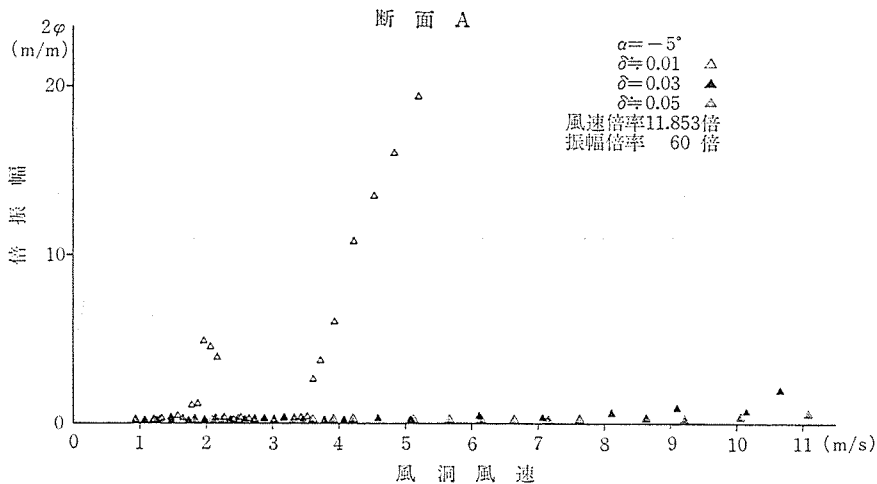
考えられた。この点は、従来数多く行われてきた箱桁断面の実験結果と照合している。減衰定数が $\delta \geq 3\%$ の場合には迎角のいかんにかかわらず渦励振はほとんど発生しなかった。ねじれフラッターは負迎角では全く発生せず、断面 A とは逆の特性を示した。フラッター—限界風速についても δ が小さい場合 ($\delta < 1\%$) を除いて、設計風速を大きく上回る高風速であった。

本橋の主桁は $B/D \approx 6$ で断面 B と同様な耐風性状を有するものと思われるが、上記の実験結果と以下に示す理由から本橋の耐風性状については問題ないと判断した。

- ① 本橋の対数減衰率 δ は 3~5% の間にあるものと思われるが、断面 B では $\delta \geq 3\%$ の時には渦励振、フラッターとも発生していない。
- ② 本橋の 1 次固有周期、曲げ・ねじれ振動数比は固有振動解析によればそれぞれ 0.999 sec, 2.32 であり、断面 B において $\delta < 1\%$ で発生したフラッターも本橋の場合に換算すれば、フラッター—限界風速は設計風速 55 m/sec を上回る風速である。



図—10 曲げ振動応答図



図—11 ねじれ振動応答図

5. あとがき

EIMEIKAN BRIDGE は昭和 60 年 4 月に供用が開始され、穎明館高等学校のシンボルとして、また八王子市館町のランドマークとしてその優美な姿を現わしている。

本稿では EIMEIKAN BRIDGE の設計について述べたが、本稿が今後の PC 斜張橋の計画、設計の参考にできれば幸いである。最後に、本橋を設計、施工する機会を与えて下さった穎明館高等学校の諸先生方、また、建設にあたり御協力を頂いた関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 林, 今井, 田中, 南部: EIMEIKAN BRIDGE (PC 斜張橋) の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol. 19, No. 7, 1985
- 2) 小原, 今井: プレストレストコンクリート (PC) 斜張橋の設計法, コンクリート工学, Vol. 19, No. 7, 昭和 56.7
- 3) 小原, 今井: PC 斜張橋——特にレオンハルトタイプについて——, 橋梁, Vol. 14, No. 5, 昭和 53.5
- 4) F. Leonhardt: Latest Developments of Cable-Stayed Bridges for Long Spans, Bygningsstatistiske Meddelelser, Vol. 45, No. 4, 1974
- 5) F. Leonhardt, W. Zellner, H. Svensson: Die Spannbeton-Schräggabelbrücke über den Columbia zwischen

- Pasco und Kennewick im Staat Washington, USA, BETON-UND STAHLBETONBAU, Heft 2/3/4-1980 (成井・訳)
- 6) H. リュッシュ, D. ユンクビルト: コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮, 百島祐信・訳, 鹿島出版会
 - 7) 猪股俊司: プレストレストコンクリートに対するクリープの影響, プレストレストコンクリート, Vol. 18, No. 2, April 1976
 - 8) 六車 照: プレストレストコンクリート不静定架構のクリープ応力解析 (4), プレストレストコンクリート, Vol. 8, No. 2, 1966
 - 9) 藤井 学: コンクリート構造物における局部応力とその設計について, コンクリート工学, Vol. 14, No. 10, 1976
 - 10) ACI 318-83, Building Code Requirement for Reinforced Concrete, CHAP. 10-FLEXURE AND AXIAL LOADS
 - 11) DIN 1045, 17.4 Checking the safety against buckling
 - 12) BSI, CP 110-1972, The Structural Use of Concrete, 3.5 Columns
 - 13) CEB-FIP, Model Code for Concrete Structures (Sep. 1977), 14. ULTIMATE LIMIT STATES OF BUCKLING
 - 14) 京都大学工学部土木工学教室橋梁工学研究室: PC 斜張橋の耐風設計法及び耐風性解析システムに関する研究, 大成建設株式会社委託研究成果報告書, 昭和 58 年 3 月
 - 15) Bridge Aerodynamics, Proposed British Design Rules, ICE, London, Jan. 1981

【昭和 60 年 7 月 6 日受付】

転勤（または転居）ご通知のお願い

勤務場所（会誌発送，その他通信宛先）の変更のご通知をお願いいたします。

会誌発送その他の場合、連絡先が変更になっていて、お知らせがないため郵便物の差しもどしをうけることがたびたびあります。不着の場合お互いに迷惑になるばかりでなく、当協会としても二重の手数と郵送料とを要することになりますので、変更の場合はハガキに新旧の宛先を記入のうえ、ただちにご一報くださるようお願いいたします（ご送金の際、振替用紙裏面の通信欄に記入されても差し支えありません）。

ご転勤前後勤務先に送ったものがそのまま転送されないでご入手できない場合、当方として責任を負いかねますのでご了承ください。