

呼子大橋(仮称)の設計と施工計画

片 淵 弘 晃*
 久 我 尚 弘**
 曾 川 文 次***
 中 上 昌 二 郎†

1. ま え が き

本橋は佐賀県西北部の玄海灘に面した東松浦郡呼子町と離島の加部島を結ぶ海上の道路橋であり、これまで海上輸送に頼っていた加部島地区の交通輸送の効率化、円滑化を図るため、また安定的な農業用水の確保を目的としたパイプラインを併設するために、農林水産省補助事

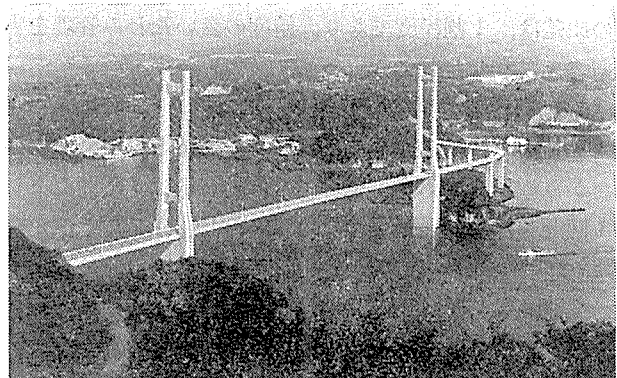


写真-1 呼子大橋(仮称)完成予想写真

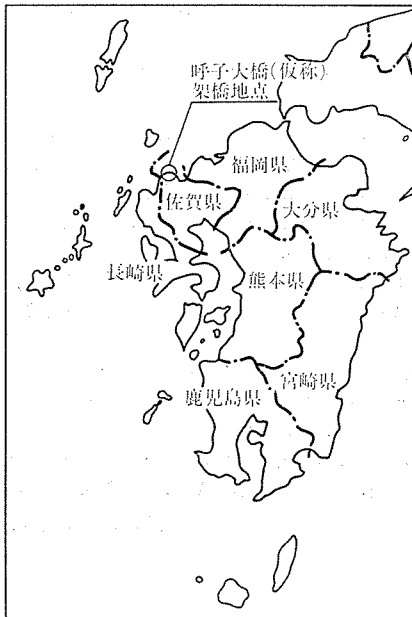
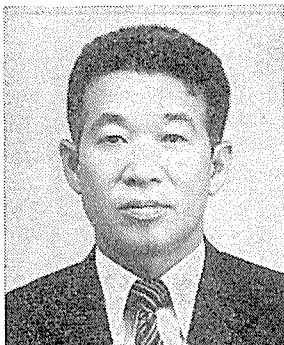


図-1 位置図

業の農免農道事業として佐賀県農林部が計画したものである。

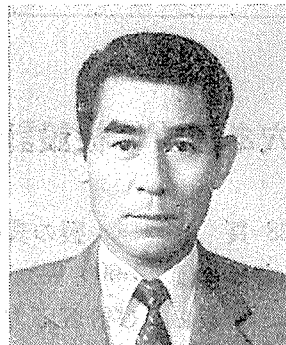
架橋地点は、玄海国定公園内にあり、また玄海漁業の主要基地でもあり、2000t級船舶の避難港にも指定されている呼子港の港湾区域内にある。このような立地条件と船舶航行の安全、周辺漁業への影響、文化財の保護などの制約条件も考慮して最大スパン250mの橋梁が必要となった。さらに、経済性、耐震性、耐風安定性、施工性、維持管理などを総合的に検討して、主橋部には長大スパンでかつ桁下空間を広くとれることができ、さらに美観的にも非常に優れたPC斜張橋が選定された^{1),2),6)}。本橋のセンタースパン250mは、完成すればコンクリート橋では我が国最大スパンとなる。



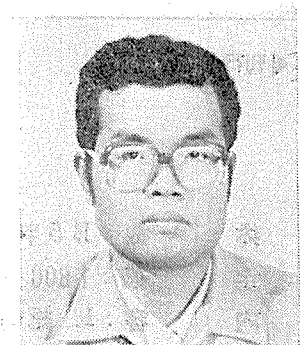
* Hiroaki KATAFUCHI
 佐賀県農林部建設総務課長



** Naohiro KUGA
 佐賀県唐津農村事務所橋梁課長

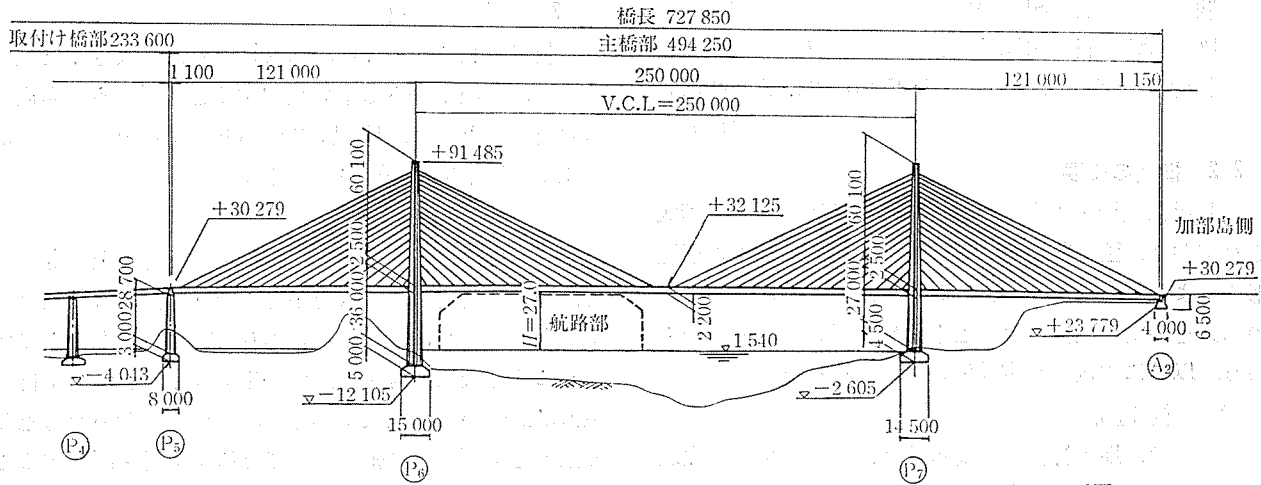


*** Fumitsugu SOGAWA
 新構造技術(株)土木設計部部長

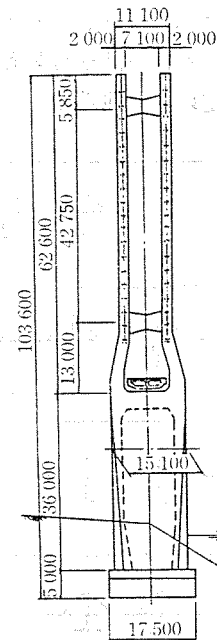


† Shojiro NAKAUE
 鹿島・松尾・岸本JV呼子大橋作業所工務長

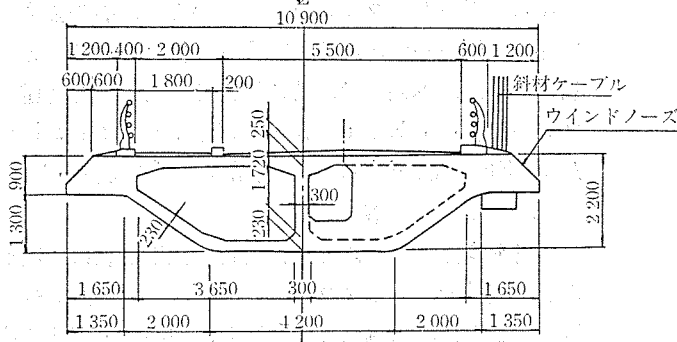
側面図



主塔正面図



主桁断面図
一般部 も 斜材定着部



図—2 呼子大橋（仮称）一般図

このように世界的規模の本格的 PC 斜張橋となることから、計画と設計に際して、加部島架橋技術検討委員会（委員長 渡辺明 九州工業大学教授）が設置され、架橋ルートを選定、スパン割などのほか、構造形式の選定、設計条件の検討、耐震性・耐風安定性に対する照査など広範囲にわたって綿密な検討がなされた。

以下に主橋部上部工の設計・施工計画の概要を報告する。

2. 橋梁概要

2.1 工事概要

本橋の工事概要は次のとおりである。

工事名：加部島架橋主橋部建設工事

工事場所：佐賀県東松浦郡呼子町
 橋名：呼子大橋（仮称）
 橋種：PC 道路橋
 構造形式：3 径間連続 PC 斜張橋
 橋格：第 3 種 4 級（2 等橋，TL-14）
 橋長・支間長：494.25 m (121.0+250.0+121.0)
 幅員：全幅 10.90 m
 （車道 5.5 m，歩道 2.0 m）
 橋脚・主塔全高：103.60 m (41.0+62.6)
 勾配：縦断 1.0%，横断 2.0%
 斜角：90°
 工期：昭和 60 年 10 月 16 日～昭和 65 年 2 月 20 日

主要工事数量（上部工）：

コンクリート ($\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$)	6 140 m ³
鉄筋 (SD 30)	834 t
PC 鋼材 (SEEE 工法 F-130 ほか)	84 t
斜材ケーブル (SEEE 工法 F-270 PH, F-360 PH)	316 t

2.2 構造の概要

斜張橋は主桁・主塔・斜材の3つの構造部材から構成されており、図-3に示すように、それぞれ種々の構造形式および結合構造が考えられる。地域条件によってこの形式を自由に選択できることが斜張橋の特長の一つである。以下に本橋の基本構造の概要を述べる^{3),4),8)}。

(1) 構造形式

本橋では、地震特性、活荷重特性、クリープ・乾燥収縮特性などを考慮して、主桁・主塔・橋脚の結合構造はいわゆるサスペンデッドタイプ（主塔と橋脚は剛結、主桁は主塔から斜材で吊る無支承の連続桁）を採用した。

なお、想定以上の地震に対しても安全なように、主塔

橋脚上にコンクリート製ストッパを設け、地震時の過大な橋軸方向の変位を抑えている。

(2) 斜材

斜材の形状については、斜張橋の外観を大きく支配するので、美観上からも十分検討する必要がある。本橋では斜材形状として、17段、2面吊り、準ハープ型を選定したが、以下にその選定理由を述べる。

(a) 17段ケーブル

張出し架設に適しており、斜材定着部を分散できるので、個々の定着スペースを小さくできる。また桁高を低くできるとともに、各斜材の固有振動数が異なるので共振しにくく振動に対する減衰効果が大きい。なお斜材の主桁吊点間隔は、架設時応力度、ワーゲン能力を考慮して主桁を2ブロック張り出すごとに1斜材を配置することとし、7.0m~7.5mとした。

(b) 2面吊り

幅員構成、主桁の振り剛性への寄与を考え、2面吊りを採用した。

(c) 準ハープ型

施工性、景観性の比較とともに、耐震性の検討結果より地震時における主桁の橋軸方向変位の拘束効果の大きい準ハープ型を採用した。

なお、斜材ケーブルの材料については、引張強度、弾性係数、疲労強度が高く、防食性に優れていることは当然であるが、本橋では、特に経済性、施工性を考慮し、プレハブ斜材であるPC鋼より線をポリエチレン被覆したSEEE工法F-PH型斜材用ケーブルを採用した。

(3) 主塔

斜材を2面吊り方式とした場合、主塔形状には門形、A形、逆Y形、2本タワーが考えられるが、耐震性、経済性、施工性、美観などを考慮し、中間梁を有する高さ62.6mの門形RC構造を採用した。なお、型枠、鉄筋、斜材定着部などを精度良く配置するため、鉄骨を埋設する。

(4) 主桁

主桁の断面形状には、ホロースラブ、T桁、箱桁、エッジガーダーなどが考えられるが、本橋では、桁自重の軽減、振り剛度の大きさ、添加物の配置と維持管理の容易性のほか、特に耐風安定性を考慮して、部分模型風洞実験結果より、桁両端にウインドノーズを有する逆台形2室箱桁断面を採用した。なお、本橋では斜材の主桁吊点間隔が7.0m~7.5mであるので、桁高は完成系・架設系の応力度を考慮し、等桁高2.2m（桁高/スパン比1/114）と非常にスレンダーで斜張橋の特色をいかんなく発揮している。

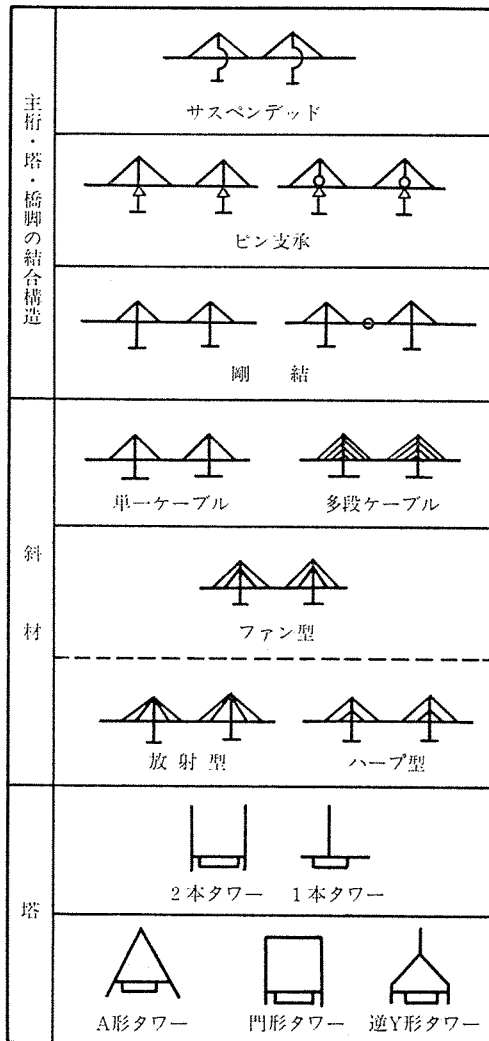


図-3 PC 斜張橋の構造形式

3. 設 計

本橋の設計では、基本的には「道路橋示方書」を準用することとしたが、海洋架橋調査会で取りまとめた「PC斜張橋上部工設計指針(案)」⁹⁾なども参考とした。しかし耐震性や耐風安定性の検討など、前記示方書、指針(案)で不十分な問題については、技術検討委員会において十分審議、検討照査された。

以下に、設計の概要について述べる⁹⁾。

3.1 設計条件

構造形式：3径間連続PC斜張橋(サスペンデッドタイプ)

橋長・スパン割：494.25 m (121.0+250.0+121.0)

幅員：全幅 10.90 m
(車道 5.5 m, 歩道 2.0 m)

表—1 材料強度および許容応力度

1) 主桁コンクリート

設 計 基 準 強 度	400 kg/cm ²		
許 容 応 力 度	曲げ圧縮応力度	プレストレッシング後	180 kg/cm ²
		設計荷重時	140 kg/cm ²
	曲げ引張応力度	プレストレッシング後	-15 kg/cm ²
		設計荷重時	-15 kg/cm ²
せん断応力度	設計荷重時	5.5 kg/cm ²	
	終局荷重時	53 kg/cm ²	
斜 引 張 応 力 度	-10 kg/cm ²		

2) 主塔コンクリート

設 計 基 準 強 度	400 kg/cm ²	
許 容 曲 げ 圧 縮 応 力 度	140 kg/cm ²	
許 容 軸 圧 縮 応 力 度	110 kg/cm ²	

3) 鉄筋 (SD 30)

許容引張応力度： 1800 kg/cm²
(床版) 1400 kg/cm²

4) PC 鋼材

規 格	SWPR 7 B 7φ12.7	
引 張 強 度	190 kg/mm ²	
降 伏 点 強 度	160 kg/mm ²	
許 容 応 力 度	設計荷重時	114 kg/mm ²
	プレストレッシング中	144 kg/mm ²
	プレストレッシング直後	133 kg/mm ²

5) 斜材ケーブル

規 格	SWPR 7 B 19φ11.1 19φ12.7	
引 張 強 度	190 kg/mm ²	
降 伏 点 強 度	160 kg/mm ²	
許 容 引 張 力	設計荷重時	76 kg/mm ²
	架 設 時	114 kg/mm ²

活 荷 重：TL-14, 群衆荷重

衝 撃 係 数： $i=10/(25+l)$ (l ：橋脚間隔)

地 震 震 度： $k_H=0.13$ (橋軸方向), 0.16 (直角方向)

設計基準風速： $V_{10}=41.7$ m/sec

温 度 変 化：年変化 $\pm 10^\circ\text{C}$, 日変化 床版・塔 $+5^\circ\text{C}$, 斜材 $+10^\circ\text{C}$

ク リ ー プ 係 数：基本フロー値 $\varphi_0=2.0$

乾 燥 収 縮 度：基本乾燥収縮ひずみ度 $\epsilon_0=15 \times 10^{-5}$

終局荷重作用時の荷重の組合せ：

$$1.3 \times D + 2.5 \times L$$

$$1.0 \times D + 2.5 \times L \quad D: \text{死荷重}$$

$$1.7 \times (D+L) \quad L: \text{活荷重}$$

$$1.3 \times (D+EQ) \quad EQ: \text{地震の影響}$$

$$1.0 \times D + 1.3 \times EQ$$

材料強度および許容応力度：表—1

3.2 設計概要

(1) 静的設計

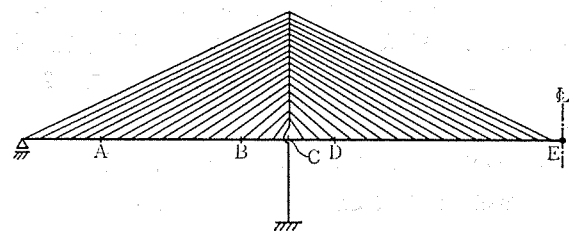
設計は架設系・完成系について行い、解析は変位法による平面骨組解析プログラムを用いた。クリープ・乾燥収縮による断面力については文献 6) に基づいて算出した。また、活荷重については影響線解析によって最大・最小の断面力を求めた。

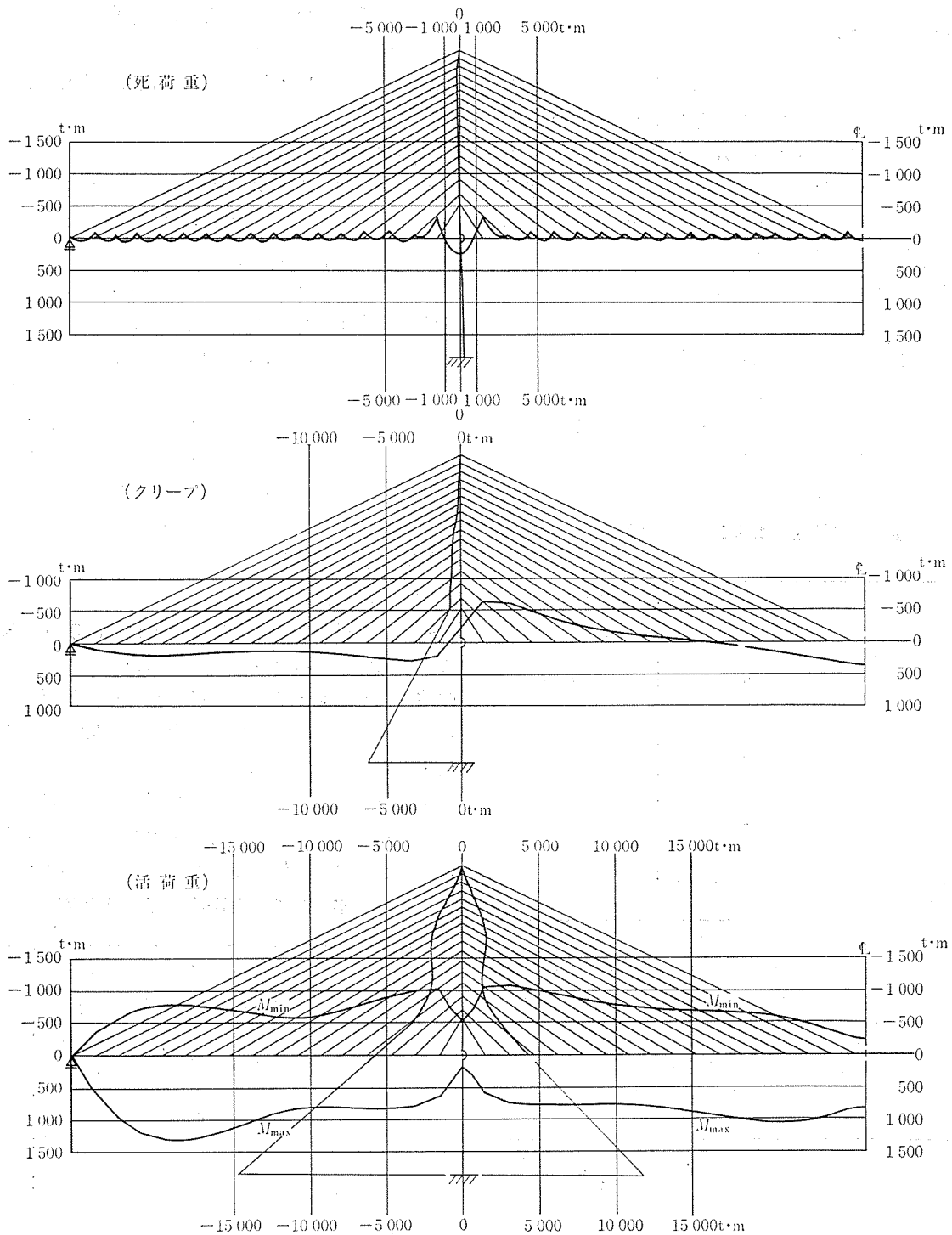
斜張橋特有の問題となる斜材張力による断面力については、死荷重による断面力の絶対値を小さくするとともに、クリープ・乾燥収縮の影響を小さく抑えるため死荷

表—2 主桁主要断面の曲げ応力度表

(単位：kg/cm²)

断 面	① 死荷重時	②=①+活荷重 活荷重作用時		③=②+温度 温度変化時		④=① +地震 地震時	
		M or N _{max} 時	M or N _{min} 時	M or N _{max} 時	M or N _{min} 時		
A	上縁	64.5	91.6	49.3	89.8	53.8	69.5
	下縁	41.5	-6.1	72.9	-13.6	76.5	34.9
B	上縁	86.9	106.3	69.8	101.2	77.1	123.5
	下縁	59.8	31.5	95.4	19.0	104.0	5.7
C	上縁	81.8	86.9	73.5	82.2	81.4	82.0
	下縁	61.8	57.0	81.2	47.2	86.0	61.6
D	上縁	69.7	88.0	50.8	82.7	57.7	105.8
	下縁	91.7	65.0	131.0	53.1	137.6	37.1
E	上縁	43.7	61.0	39.3	56.7	45.8	43.9
	下縁	26.5	-5.9	35.0	-17.2	43.0	26.1





図—4 各種荷重による曲げモーメント図

重断面力（自重+橋面荷重+斜材調整力）を斜材定着位置で鉛直方向に剛支持された多径間連続桁の断面力状態となるよう調整した。主な荷重による断面力を図—4に示す。また主桁の主要断面の曲げ応力度を表—2に示す。

塔については、高さが62.6mと非常に高くなることより、座屈解析を大変形理論によって行ったが、座屈荷重は活荷重および地震の影響に対してそれぞれ10倍以

上の大きさであり、十分安全であった。図—5に一例として橋軸直角方向地震時の座屈モードを示す。

斜材の最大応力は架設中に生じ 112.8 kg/mm^2 ($\sigma_{ta} = 114.0 \text{ kg/mm}^2$) で、完成後は 73.2 kg/mm^2 ($\sigma_{ta} = 76.0 \text{ kg/mm}^2$) となる。なお活荷重による応力振幅は最大 11.3 kg/mm^2 で、クリープ・乾燥収縮による応力度の変化量は最大 8.4 kg/mm^2 であった。

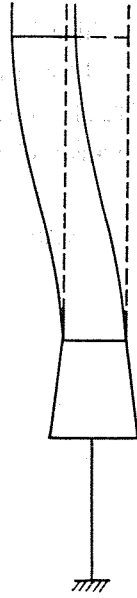


図-5 主塔座屈モード（直角方向地震時）

(2) 耐震設計

本橋の耐震設計は「道路橋示方書 V 耐震設計編」に準拠して行い、応答を考慮した修正震度法と応答スペクトル法による動的解析によって部材の安全性を照査した。さらに、時刻歴応答解析を行い、応答スペクトル法による動的応答値を照査した。耐震設計のフローを図-6 に示す。

完成系の動的解析に用いる加速度応答スペクトルとし

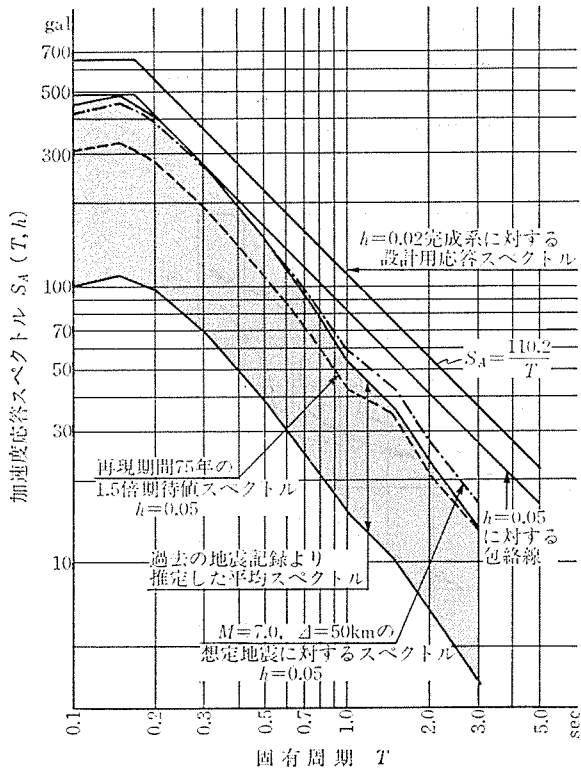


図-7 平均加速度応答スペクトル

ては、建設省土木研究所の指導の下に、以下に示す3種類の平均加速度応答スペクトル曲線群を包絡して単純化された $h=0.02$ の設計用応答スペクトル曲線を設定した(図-7)。

- 1) 建設地点近傍で発生したマグニチュード6以上の主な地震に対し、土木研究所提案の平均加速度応答

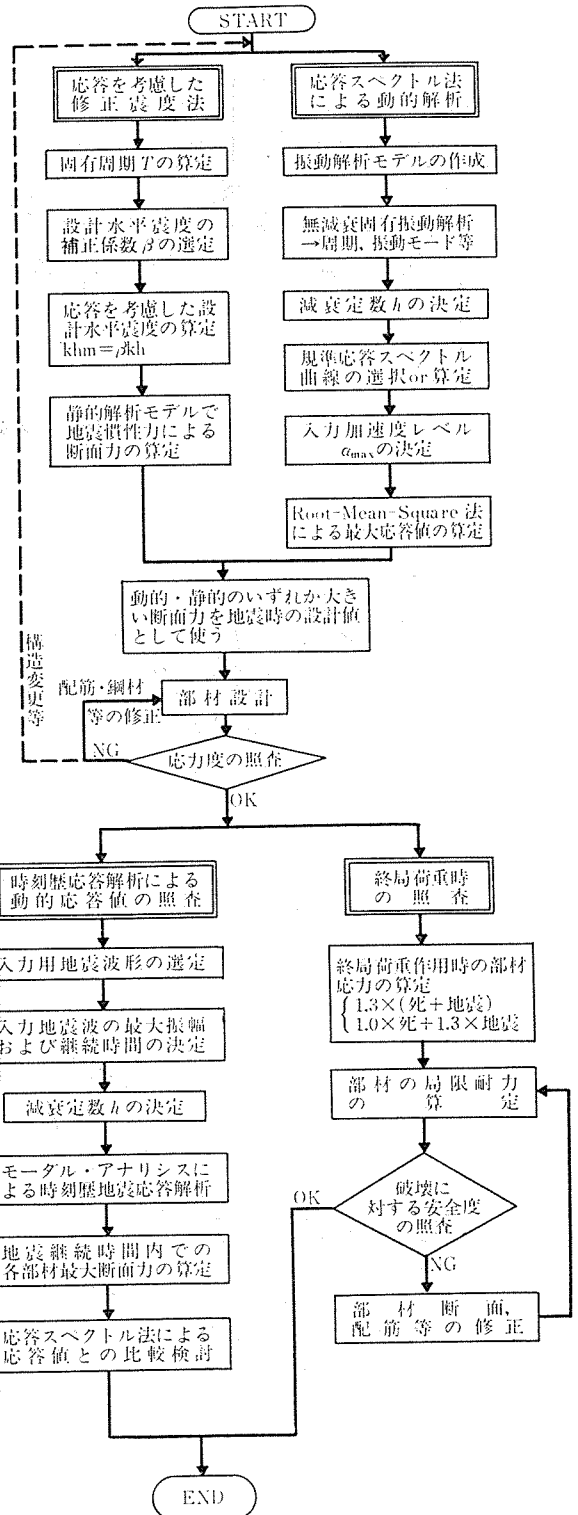


図-6 耐震設計のフロー

値推定式により算定した応答スペクトル

- 2) 建設地点近傍で発生した 1885~1980 年の地震をもとに算定された再現期間 75 年に相当する平均加速度応答スペクトルの 1.5 倍
- 3) マグニチュード $M=7.0$, 震央距離 $\Delta=50$ km の想定地震に対し, 1) と同様に算定した平均加速度

応答スペクトル

また, 時刻歴応答解析で用いる入力地震波については, 一種地盤の地震波として, 1978 年, 宮城沖地震の際, 開北橋で観測された加速度波形 (橋軸直角方向) を元に, これを設計応答スペクトル曲線に適合するよう修正したものをを用いた。

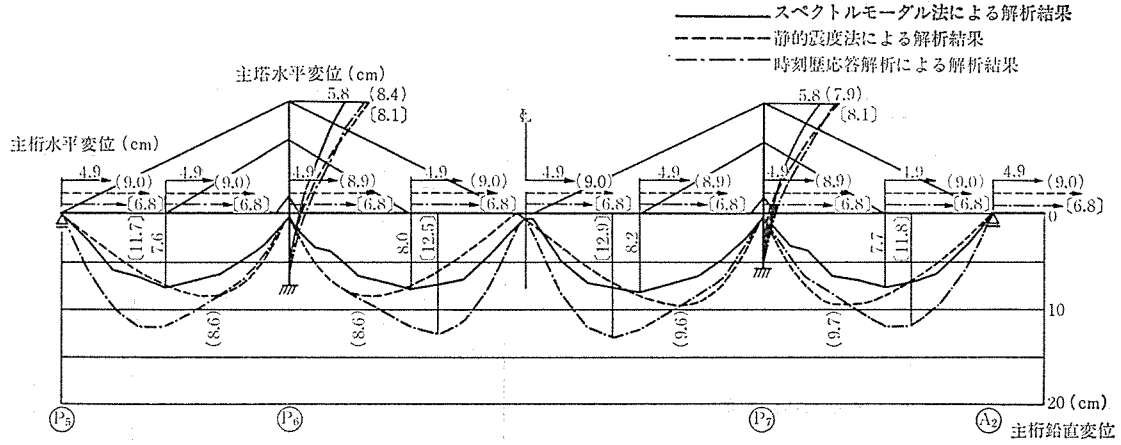
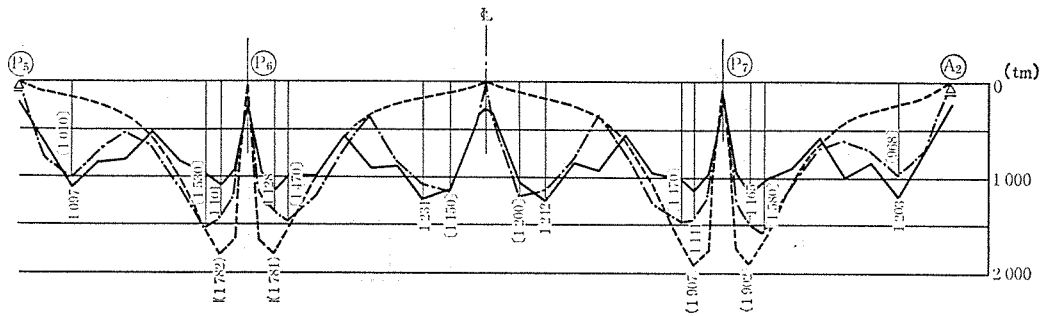


図-8 最大変位図 (橋軸方向地震時)



(主塔・橋脚)

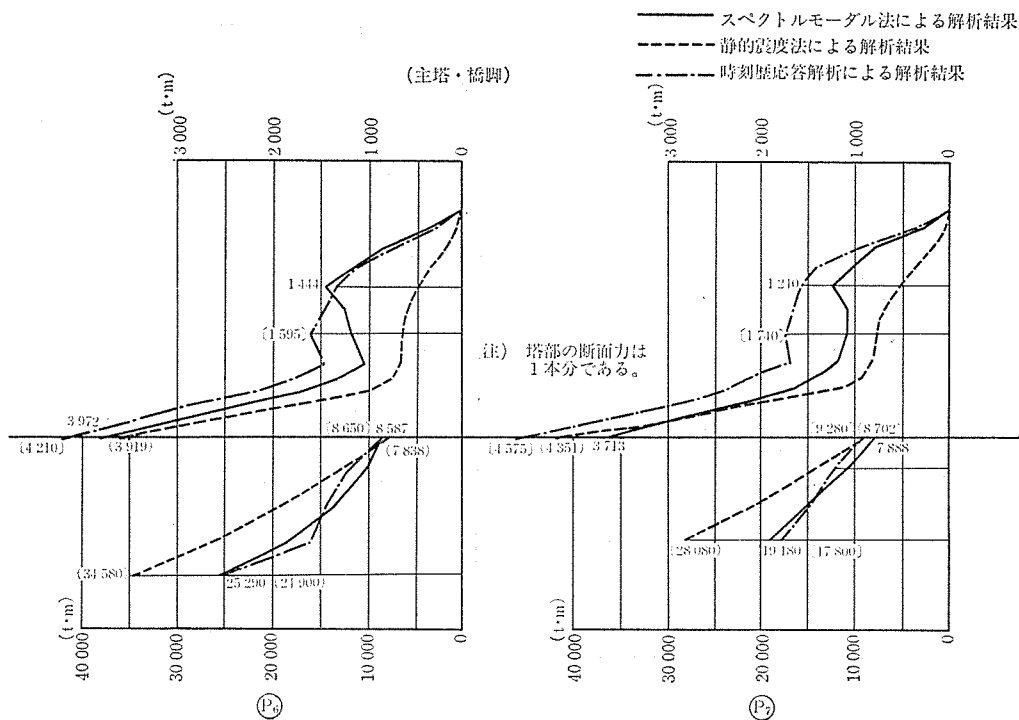


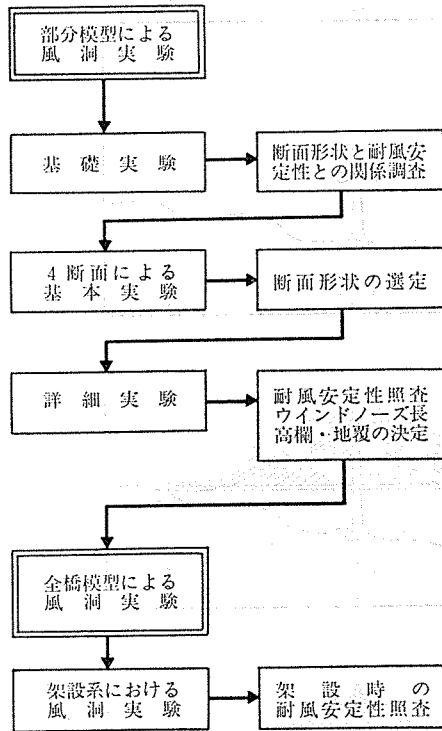
図-9 最大曲げモーメント図 (橋軸方向地震時)

なお、架設系の動的解析については、加速度値を 1/2 とした設計応答スペクトル曲線を用いた。

これらの解析結果の例として、図—8 に最大変位分布を、図—9 に最大曲げモーメント分布を示す。

(3) 耐風設計²⁾

本橋は我が国初の本格的 PC 斜張橋であり、かつ建設地点は台風の通過頻度も高く季節風も強い所でもあり、



図—10 風洞実験による耐風安定性検討フロー

耐風安定性に関する詳細な検討が必要であった。そこで、完成系での主桁断面形状を決定するにあたっては、部分模型による風洞実験を行い、さらに、架設系での安全をはかるため全橋模型による風洞実験を行った。耐風安定性の検討フローを 図—10 に示す。

部分模型による詳細実験において、ウィンドノーズと地覆・高欄の形状などを含めた最終的な断面形状を決定し耐風安定性を照査した。その結果はウィンドノーズの有無にかかわらず低風速域での渦励振および高風速域での自励振動に対し良好な安定性を示すことが分かった。なお、ウィンドノーズ長は斜材定着部の施工性ならびに安全側を考え 60 cm とした。

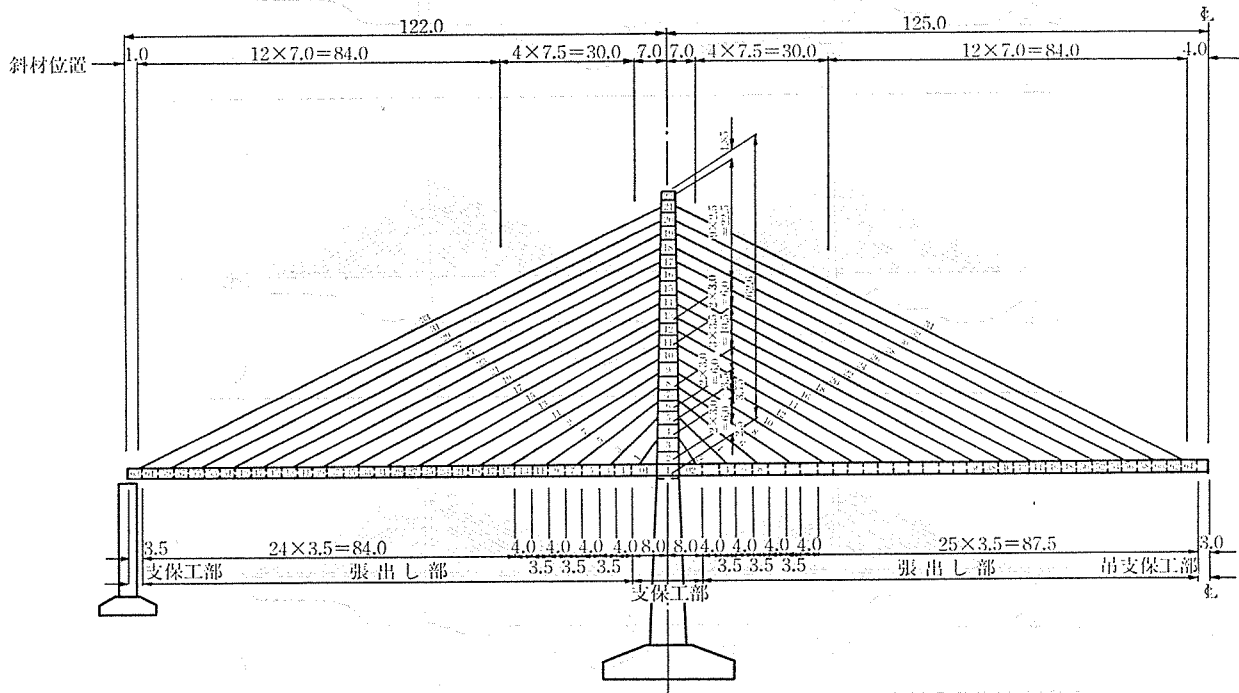
本橋では、張出し架設を行うため、完成系の耐風安定性の照査のみならず、架設時の耐風安定性についても風洞実験を行って検討した。架設時の検討は、空力的に最も不安定となる最大張出し時および 70% 張出し時について全橋模型（3次元模型）で行った。

その結果、低風速渦励振並びに高風速域でのパフェーティングの発生が観測されたが、構造減衰 $\delta=0.03$ 以上であれば、ほとんど応答は現われないことがわかった。

以上より架設中における耐風安定性も良好であることが判明したが、現地の風の乱れ等不明な点もあることに鑑み、現地の風観測および架設中の振動測定を行い、必要により制振対策の検討を行う計画とした。

4. 施工計画

本橋では長大橋の一般的施工法であるフォルバウワー



図—11 施工区分

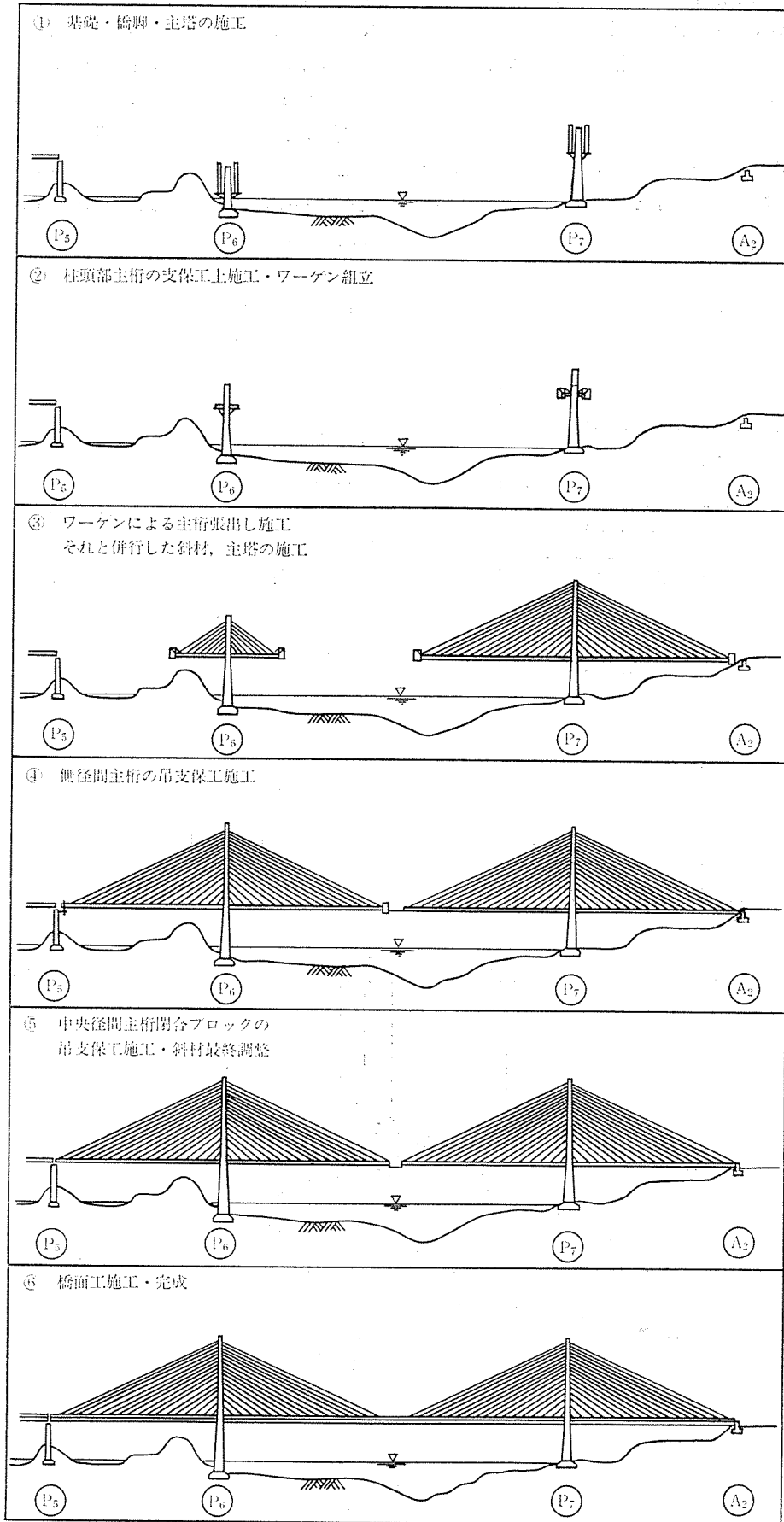


図-12 施工順序

工種	年月	60年度			61年度			62年度			63年度			64年度		
		10 11	12 1	2 3	4 5	6 7	8 9	10 11	12 1	2 3	4 5	6 7	8 9	10 11	12 1	2 3
準備工		[]														
P ₆ 系	基礎・橋脚工	[]														
	主塔工						[]	[]	[]	[]						
	主桁工						[]	[]	[]	[]						
P ₇ 系	基礎・橋脚工				[]	[]										
	主塔工						[]	[]	[]	[]						
	主桁工						[]	[]	[]	[]						
橋面工, その他														[]		

図-13 工事工程表

ゲンによる張出し架設工法で主桁を施工するが、架設中の応力上、主桁を斜材で吊り上げながら張り出す必要があり、そのため主塔・斜材も主桁と併行して施工する。標準サイクルは、主桁片側2BLの張出し施工と併行して塔1BLおよび斜材片側1ケーブルの架設を行う。

図-11, 12, 13に、施工区分、施工順序の概要および工事工程を示す。

上部工の施工は大きく、主桁工、主塔工、斜材工の3つに分かれるが、以下にその概要を述べる。

4.1 主桁工

主桁工については通常のPC桁橋の施工と同じで特に問題になる点はない。本橋の場合サスペンデッドタイプであり、架設中の中間橋脚上の仮固定構造について種々考えられたが、架設中の耐風安定性、変形の大小、理論と実際の施工状態の対応性などを考慮して、剛結構造を採用することにした。柱頭部施工と併行して仮固定の施工を行い、その後フォルパワーゲンを2台組み立て左右同時に張出し部の施工を行う。張出し部終了後、側径間端部を吊支保工で施工し、その後中央連結部を閉合施工する。仮固定の撤去は、連続ケーブルの一部を緊張後行う。なお、コンクリート打設はポンプ車で行う。

4.2 主塔工

主塔工については、ハイピアーの施工と同じと考えられる。施工法として種々考えられるが、本橋の場合、足場は主塔施工用としてだけでなく、斜材施工のための足場も兼用するので、大パネル型枠によるジャンプアップ工法を採用する。なお、塔は高い鉛直精度を要求されるとともに斜材定着部を正確に据え付けなければならないので鉄骨を利用するが、現場内の鉄骨組立架台上で精度

よく鉄骨を地組し、斜材定着部まで固定した状態で吊り上げ、既設の鉄骨に接続し、コンクリート中に埋設する。コンクリート打設は、低層部はポンプ打設とするが、高層部はタワークレーンによるバケット打ちとする。

4.3 斜材工

斜材はプレハブ斜材であるので、一括引上げ工法を採用する。斜材の架設要領を図-14に示すが、所定の長さ加工されコイル状で入荷された斜材を橋面上に配置したアンリーラーにセットしウインチにより橋面上の引出しローラー上に展開する。主塔側はタワークレーンにより引込み位置まで吊り上げ、後はウインチであらかじめコンクリートに埋設したアンカー付き鋼管内に引き込む。主桁側は橋面上のウインチ、トラッククレーンにより引込み位置まで引き寄せ、その後ガイドローラー上に載せた状態でモノストランドを介してセンターホールジャッキで鋼管内に引き込む。

緊張作業は一般的には張出し時は最外縁斜材の一次緊張、そのすぐ内側斜材の二次緊張を行う。また主桁閉合後に全斜材を調整緊張する。緊張は塔・主桁に振りモーメントが作用しないよう順次行う。緊張管理については圧力、伸び両方でチェックし、張力検定は振動法およびロードセルで行う。

5. 実験および計測計画

我が国初の本格的PC斜張橋の建設ということで、本橋が、安全かつ、初期目標どおりの品質を確保したものととして施工されるよう、実験・計測を計画している（一部実施済み）。

以下にその概要を述べる。

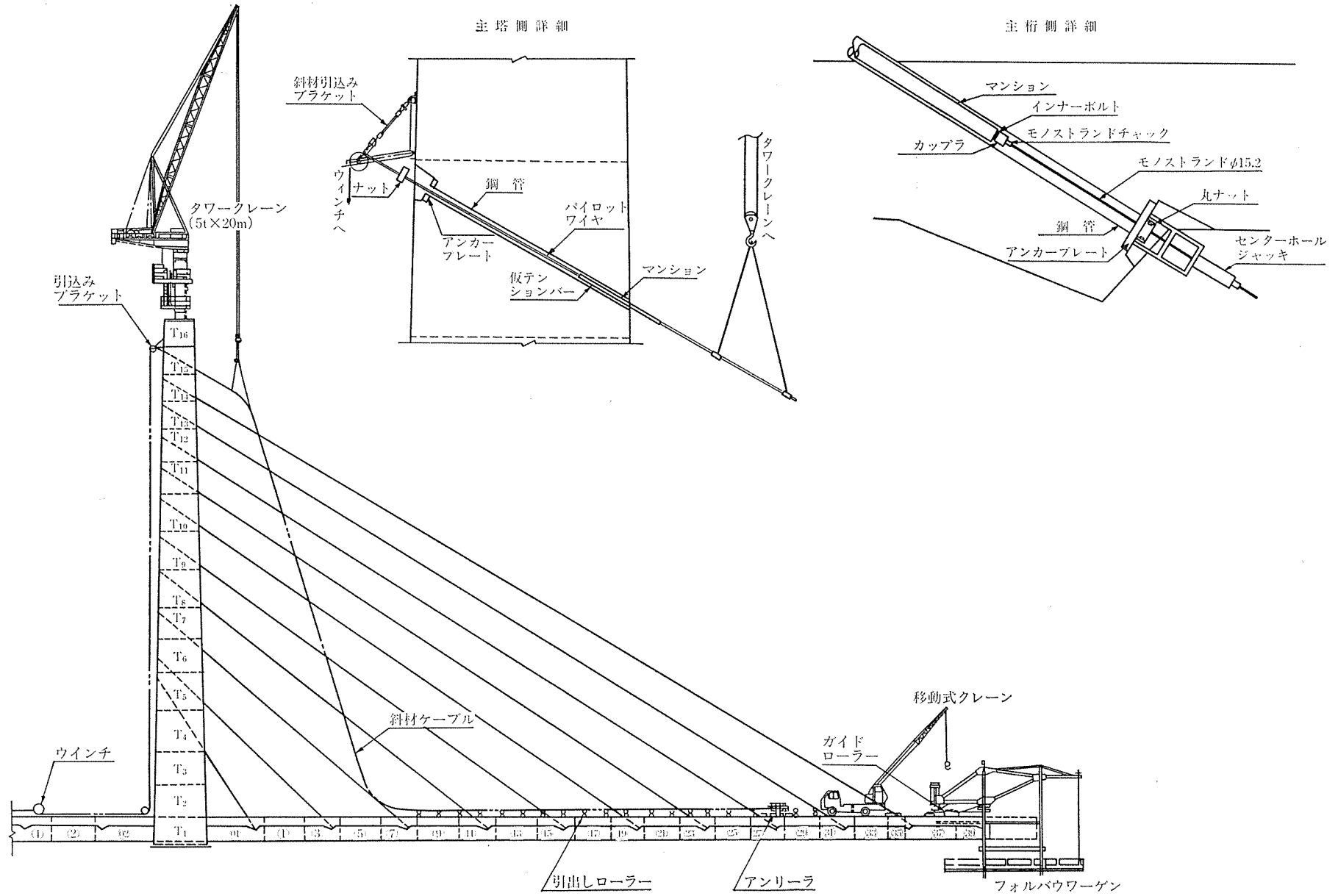


図-14 斜材架設要領図

5.1 施工性実験

本橋の主桁断面形状は、耐風安定性を考慮し、ウインドノーズを有する逆台形箱桁断面であり、かつ斜張橋の構造上の特質を生かして桁高が非常に小さくなっている。このため、作業スペースが狭く作業性が悪いうえに、斜めウェブ部はコンクリート表面に気泡や水あばたができやすく、この部分の品質（特に出来ばえ）が問題となる。また、ウインドノーズ部の斜め部分も同じ問題があり、特にあとで目につくところでもあり、美観や耐久性の観点から検討しておく必要がある。このため種々の型枠構造、コンクリートの打設方法、締固め方法についてコンクリートの品質、施工性、経済性への影響を比較検討し、最適工法を確認した。

実験の概要を表-3に、実験状況を写真-2に示す。

結論としては型枠材には新規に開発したシルクフォーム（ネット+布）を採用することにした。シルクフォームの機構は、ネットをコンクリート中の余剰水、空気の

表-3 主桁、施工性実験一覧表

	検 討 項 目
室内 小型実験	<ul style="list-style-type: none"> ○各種型枠（特殊織布、紙製吸水材、合板、コテ仕上げ etc.）による表面あばた量、表面強度の比較検討 ○傾斜角度の相違（0°、15°、30°、45°、90°）による表面あばた量の比較検討 ○型枠転用性の検討など
部分断面 模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ○各種型枠構造（差し型枠、大パネル、布型枠、合板型枠、スリット切込み合板型枠 etc.）による表面あばた量の比較検討 ○スランプの違いによる打設性試験 ○コンクリート投入方法およびバイブレータ使用方法の検討
全断面 模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ○上記実験で決定された施工法の確認

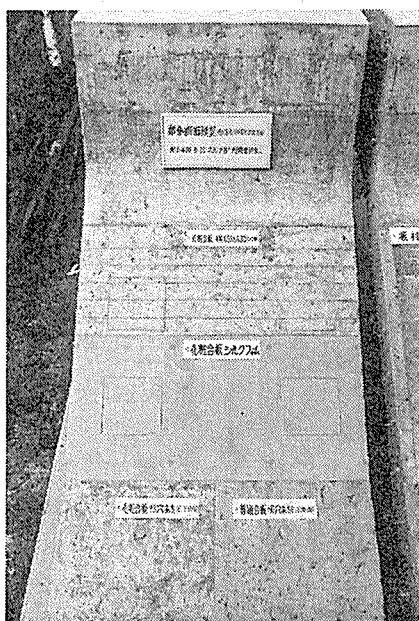


写真-2 部分断面模型実験の表面あばた状況

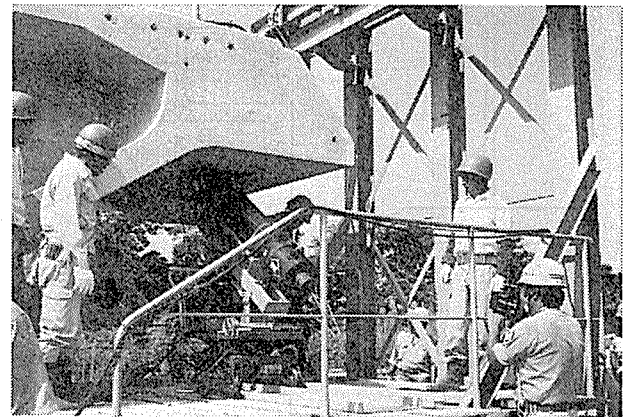
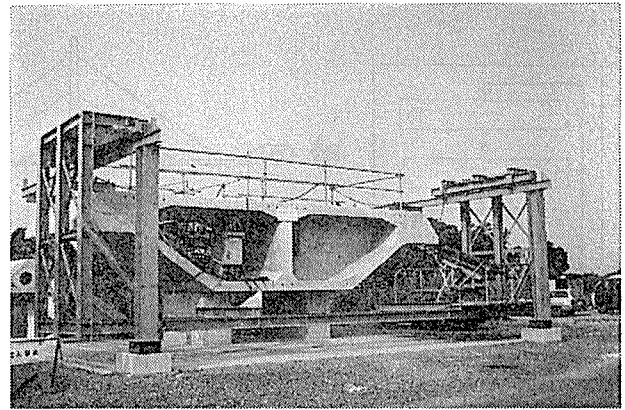


写真-3 斜材緊張実験状況

脱水・脱気のためのドレーン層として、布をフィルター層として使用したもので、表面の出来ばえもよく、表面強度、転用性にもすぐれたもので、型枠表面に貼布して使用する。

また、斜材の緊張実験も全断面模型を使って行った（写真-3）。

5.2 施工管理用の諸計測および予備実験

PC斜張橋の施工にあたっては、材料の品質管理は勿論のこと、たわみ管理（上げ越し管理、形状管理）とこれに伴う斜材張力管理および各部応力管理が重要である。本橋では、これらの管理を迅速かつ合理的に行うため、PC斜張橋用に開発した施工管理システムを使用する。図-15にこのシステムの概要を示すが、大型コンピュータにより事前に計算された施工時計画値に基づき、実測値との比較・分析を行って各施工段階での形状や応力状態を考慮した最適な上げ越し量や斜材調整量を求めるものである。なお、実測値の精度向上、バラツキ範囲把握を目的として、斜材張力測定のための斜材振動実験、主桁・斜材の温度測定など予備実験を行い、実用に向け準備を整えている。

5.3 耐風安定性観測および振動実験

本橋は計画・設計段階でも耐風安定性については大きなウエイトで検討されたが、実際の施工にあたっては十二分の配慮が必要である。そのため、まず現地の自然風

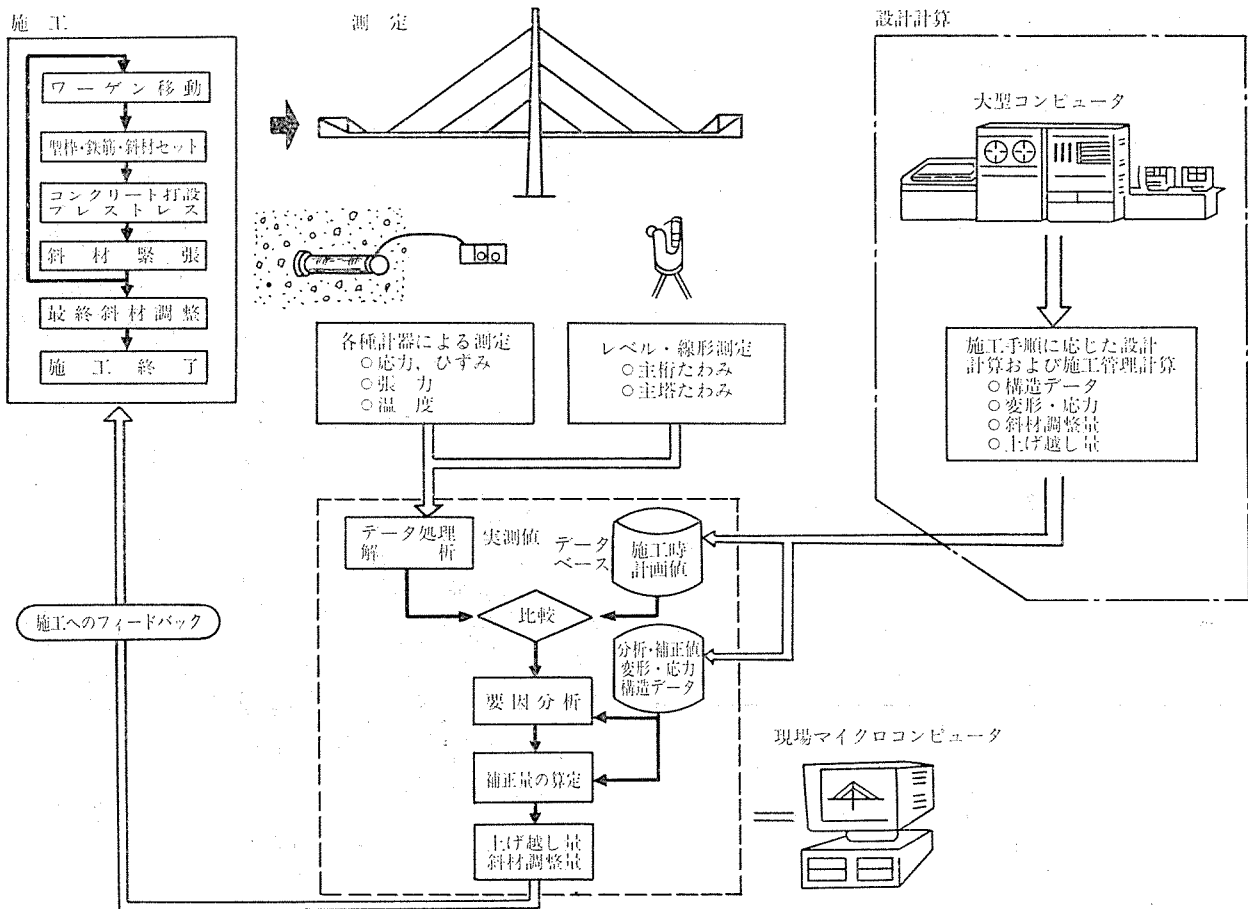


図-15 施工管理システム

の状況をより正確に把握する目的で 61 年夏より超音波風向風速計による測定が開始されデータ解析を始めた。また、耐風安定性上不安定な張出し架設中の安全性を確認するため、橋軸直角方向の風に対する主桁のたわみ振動を測定する計画である。測定は、通常測定、強風時測定以外に、風洞実験との比較のため、最大張出し時および 70% 張出し時にも重点測定する計画である。

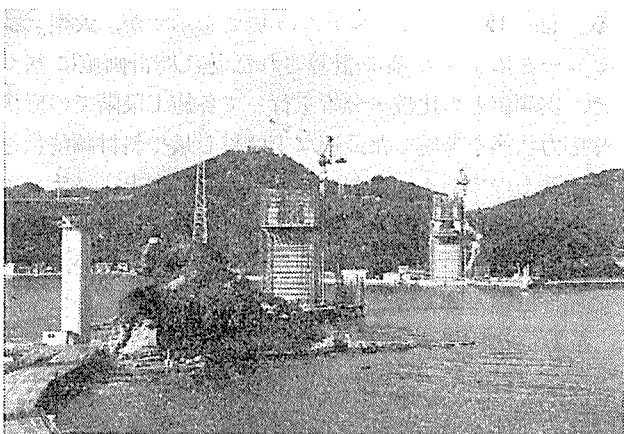


写真-4 現況 (S 61.12)

6. あとがき

以上、呼子大橋（仮称）の設計と施工計画の概要を報告してきたが、説明不足の点は御容赦いただきたい。

昭和 63 年度台風期前の主桁閉合に向かって、現在は下部工が終了し、上部工工事が緒についたところである。

今後、我が国において長大スパンの橋梁形式として最も適した斜張橋はますます発展すると考えられるが、本橋がその設計・施工の参考に少しでも役立てば幸いである。

最後に本橋の計画・設計にあたり適切な御指導、御協力を頂いた技術検討委員会の委員の方々や、農林水産省、コンサルタントほかの関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 財団法人 日本農業土木総合研究所：「農村漁業用揮発油税財源身替農道整備事業 加部島地区測量設計業務委託第 1 号（加部島架橋技術検討委員会）報告書」昭和 59 年 11 月
- 2) 片淵弘晃：「加部島大橋（PC 斜張橋）の計画概要」橋梁，Vol. 20, No. 2, 1984

- 3) 久我尚弘：「PC 斜張橋 呼子大橋（仮称）の設計・計画の概要」橋梁，Vol. 22, No. 3, 1986
- 4) 曾川文次，渡辺 実：「PC 斜張橋の構造特性に関する研究」プレストレストコンクリート，Vol. 26, No. 5, 1984
- 5) 海洋架橋調査会：「PC 斜張橋に関する調査研究報告書」昭和 56 年 3 月
- 6) 佐藤素啓，渡辺 実，佐藤 昇：「変位法によるコンクリート構造物のクリープ・乾燥収縮解析の基礎理論」プレストレストコンクリート，Vol. 22, No. 2, 1980
- 7) 大坪忠典，久我尚弘，山口武彦：「加部島架橋の耐風設計について」昭和 60 年度農業土木学会九州支部講演会資料
- 8) 片淵弘晃，久我尚弘，森元峯夫，曾川文次，渡辺 実：「呼子大橋（PC 斜張橋）の計画」橋梁，Vol. 22, No. 11, 1986（掲載予定）
- 9) 片淵弘晃，久我尚弘，森元峯夫，曾川文次，渡辺 実：「呼子大橋（PC 斜張橋）の設計」橋梁，Vol. 22, No. 12, 1986（掲載予定）

【昭和 61 年 10 月 16 日受付】

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題

（第 13 回 PC 技術講習会テキスト）

- 体 裁：A 4 判 160 頁
 定 価：3,500 円 送 料：450 円
 内 容：(A) 緊張材引張力と伸びとの関係——FIP Commission on Practical Construction WG 報告から——引張力～伸び関係についての基本，設計上の観点，FIP Commission の方法による μ ， k 推定法，例題。(B) PC 板埋設型枠の利用による構造の実例，PC 板埋設型枠合成床版に関する実験的研究，同設計例，設計施工上の問題点と適用の実例。(C) 海洋構造物への PC の応用，海洋 PC 構造物の現状，本四連絡橋工事前 PC パージ，横浜港横断橋の PC パージ。(D) プレストレストコンクリート橋の施工について，まえがき，型枠支保工，コンクリート工，鉄筋工，プレストレッシング工，PC グラウト工，架設工。(E) 維持管理面よりみたプレストレストコンクリート構造物の細部設計，まえがき，損傷事例の調査，改善法の提案，あとがき。(F) 新幹線大宮—上野間のプレストレストコンクリート橋とその技術，まえがき，T 形桁の標準設計，主な PC 橋りょう，技術上の問題点。