

## 名港東大橋の設計・施工

高瀬 和男<sup>1)</sup> 仙田 英俊<sup>2)</sup> 橋岡 康浩<sup>3)</sup>  
橋 肇<sup>4)</sup> 松岡 栄三<sup>5)</sup>

JH（日本道路公団）名古屋建設局により建設中の伊勢湾岸道路は、愛知県豊田市を起点とし三重県四日市市に至る延長53kmの自動車専用道路である。この路線は、現在計画中の第二東名・名神および名古屋環状2号線、東海環状自動車道を結び、伊勢湾周辺都市の広域的、一体的発展に寄与するよう計画されたものである。

このうち、名古屋環状2号線（国道302号）重複部の海上区間（東海市神宝町～海部郡飛鳥村木場）については、名古屋港港域部を横断することから名港三大橋を中心とする大規模な橋梁区間となる。

名港三大橋は、1981年に名港西大橋Ⅰ期線より工事に着手し、1985年3月に暫定2車線にて供用を開始した。その後、名港中央大橋・東大橋は1989年に、名港西大橋Ⅱ期線区間は1993年にそれぞれ工事に着手されている。

本文は、日本鋼管・駒井鉄工建設企業体にて受注した名港東大橋東塔鋼上部工工事の設計・施工について報告するものである。

### まえがき

名港東大橋は、名港三大橋のうち名古屋港C水路に架設される、橋長700m、中央径間410m、側径間145mの3径間連続鋼斜張橋である。本橋は航路条件と近接するインターチェンジとの関係より、側径間が極端に短く、P1付近においてはインターチェンジにより曲線線形を有し、標準幅員が6車線と広幅員であるが、さらに拡幅を行っているという構造的特徴を持っている。本橋の位置図および一般図を図-1および2に、また設計諸元を表-1に示す。

表-1 設計諸元

路線名	一般国道302号（伊勢湾岸道路）	
橋名	名港東大橋	
橋格	一等橋（TT-43, TL-20）	
形式	3径間連続鋼斜張橋	
道路規格	第1種 第2級	
橋脚間隔	145+410+145=700m	
支間長	144.45+410+144.45=698.9m	
有効幅員	13.750+13.750m	
設計速度	100km/hr	
車線数	6車線	
舗装	アスファルト舗装 75mm	
航路限界	N.H.H.W.L.+40.000m（TP+41.400m）	
床版形式	鋼床版	
側径間	RC床版（P1～P2間：26cm, P3～P4間：33cm）	
主桁	形式	偏平六角形箱桁（7～8セル）
	桁高	H=3.5m（標準部・橋梁中心位置）
塔	形状	A型タワー（基部絞り形式）
	塔高	P2：H=125.2m, T.P.+130.200m P3：H=125.0m, T.P.+130.000m
ケーブル	形状	2面マルチファン形式
	段数	12段

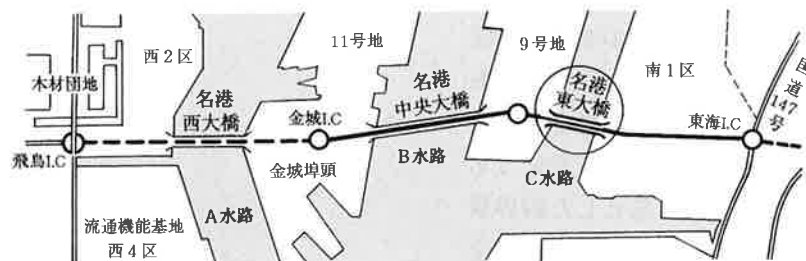


図-1 位置図

1) 大阪橋梁設計部設計二課副課長 2) 東京橋梁設計部設計二課 3) 大阪橋梁設計部設計一課  
4) 大阪橋梁設計部設計一課 5) 大阪工場橋梁部橋梁課

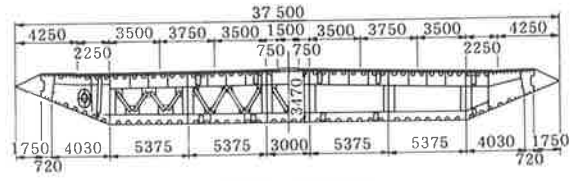
### 1. 橋梁概要

主桁形状は、図-3に示すように全幅 37.5m、桁高 3.5mで、耐風安定性に優れたフェアリングを両側に設けた流線型の偏平六角形箱桁断面を用いている。斜吊りケーブルは 2 面吊りで、片側 12 段のマルチファン形式となっている。桁側のケーブル定着構造は、名港西大橋と同様の定着鋼管方式を採用している。また、床版形式としては、中央径間を鋼床版とし、側径間は支間比のアンバランスにより端支点に発生する負反力を軽減させるためのカウンターウェイトを兼ねた鉄筋コンクリート床版（以下「RC床版」と示す）を用いている。

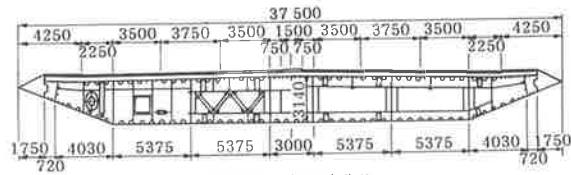
塔形状は、図-4に示すように耐風安定性および名港中央大橋との景観上の関連から、A形を基調とし下段水平梁より下層部をV字型に絞りこみ、下部工の形状をコンパクトにしている。また、主桁の中間支点における桁と塔の橋軸方向の固定方法は固定的に結合せず、緊張ケーブルを用いて弾性的に拘束する方法を採用することにより、橋全体の固有周期を約 3 秒と長くすることができ、地震力が低減され、塔および下部工の設計が有利なものとなった。

架設方法は、塔については基部、下部、上部の 3 ブロックに分割し、大ブロックをフローティングクレーンを用いて架設する方法とした。

桁については、塔付近を大ブロックにて架設し、その後、側径間の残部をベント架設、中央径間は直下吊りのブロック架設を行う計画である。



中央径間（鋼床版）



側径間（RC床版）

図-3 主桁形状

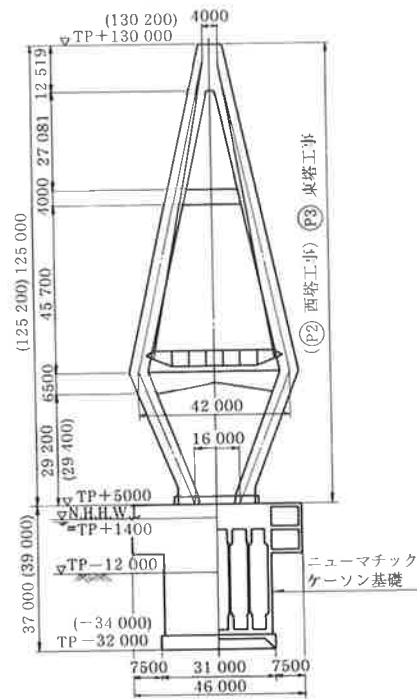


図-4 塔形状

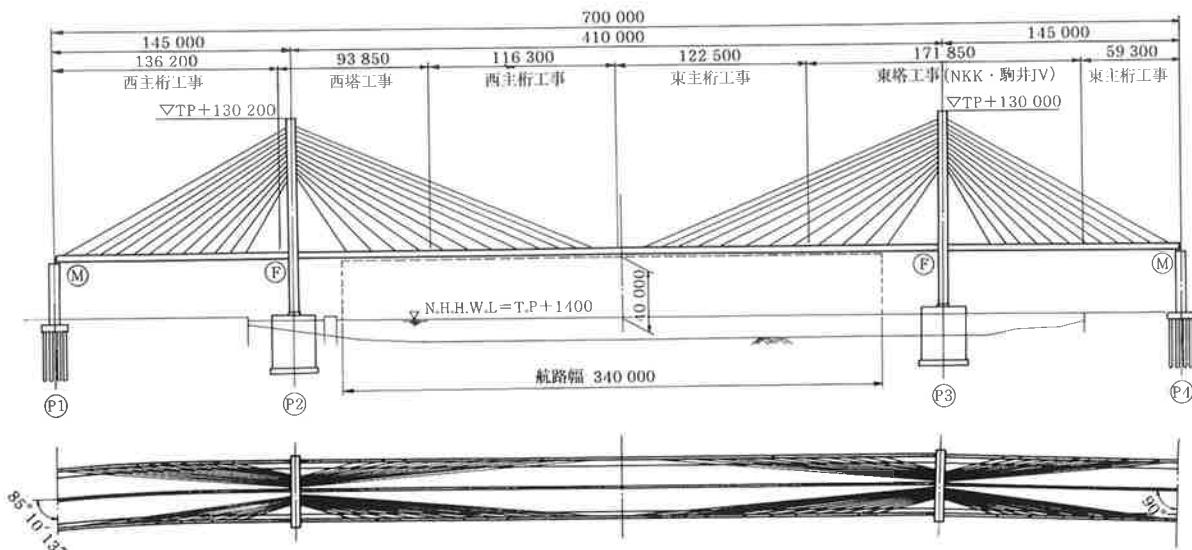
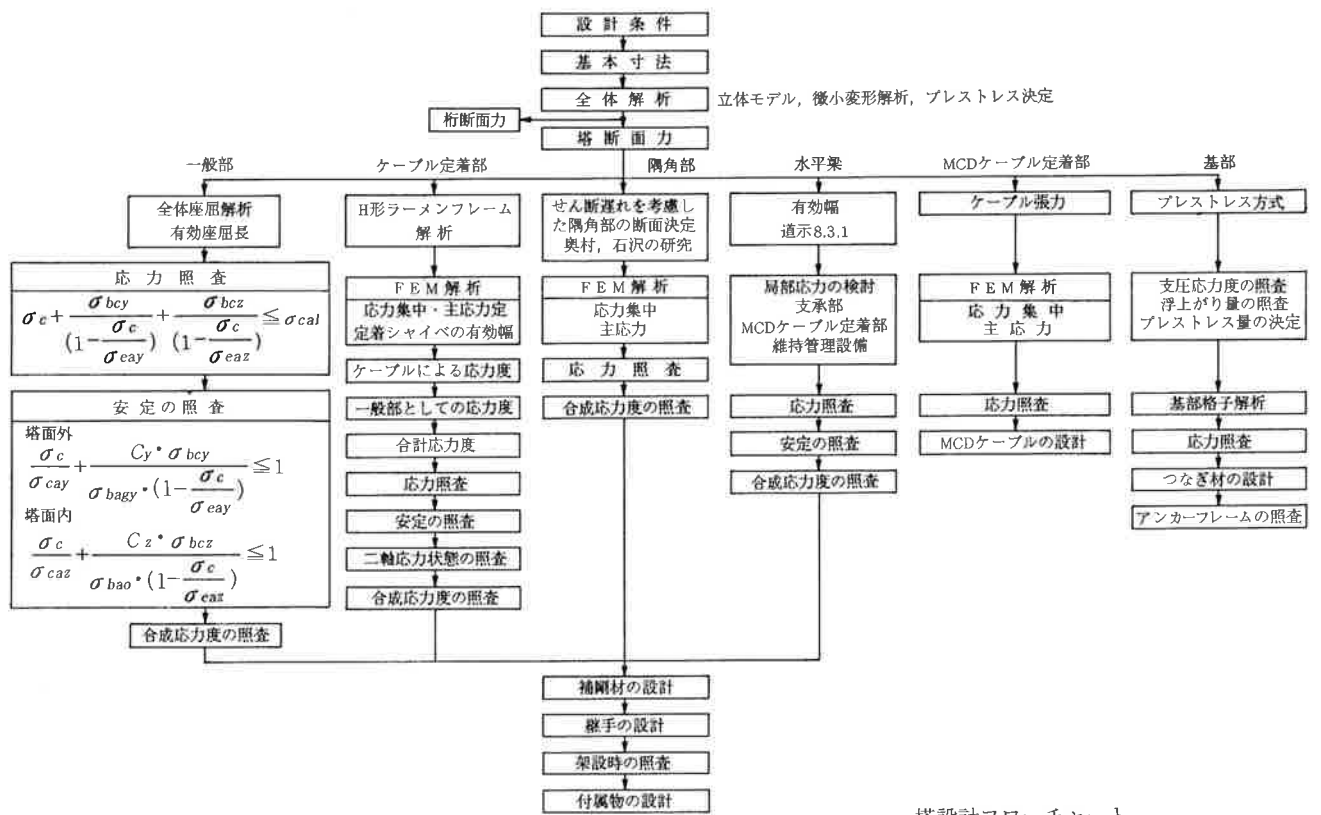
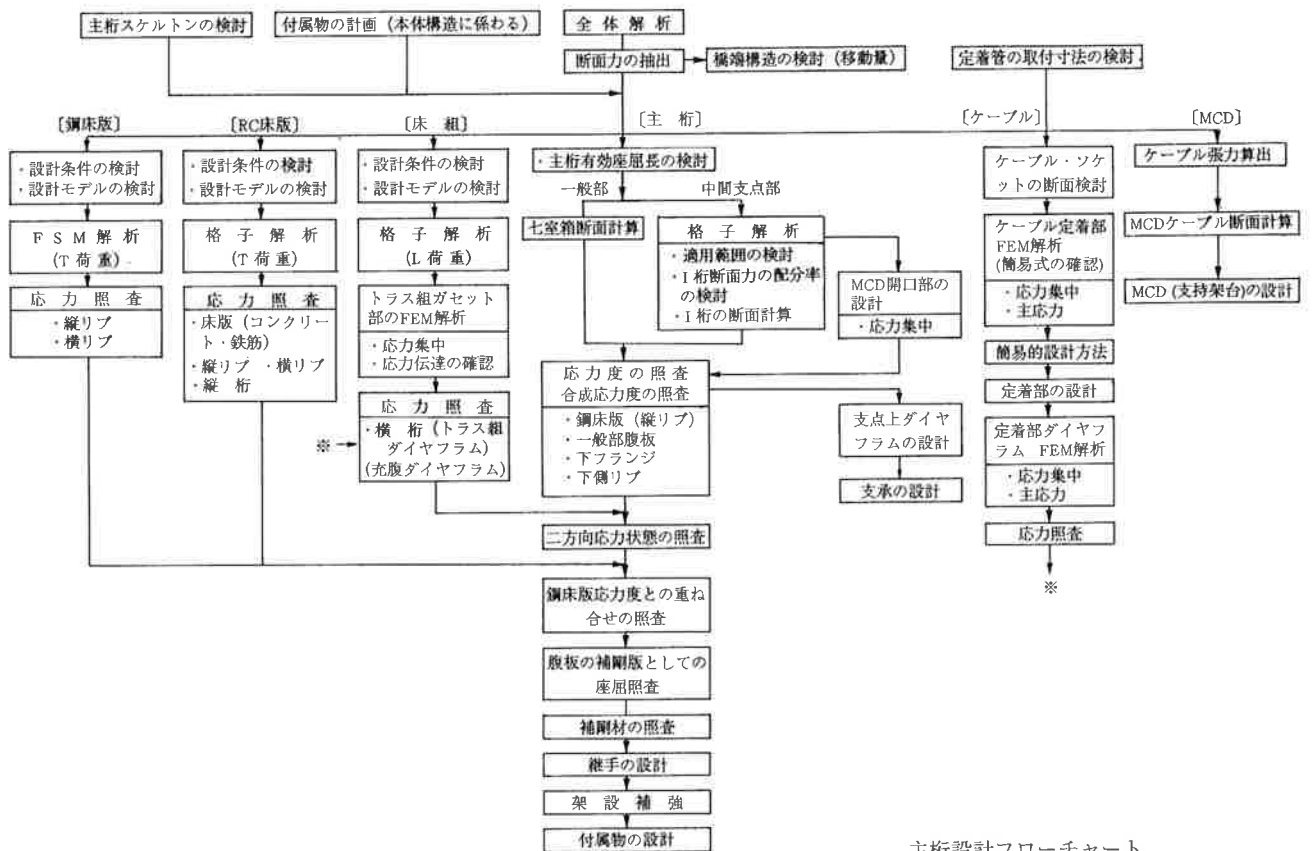


図-2 一般図



塔設計フローチャート



主桁設計フローチャート

図-5 設計フローチャート

表-2 設計荷重

荷 重 の 種 類			備 考	
主 荷 重	① 死 荷 重	D	前死荷重 後死荷重	閉合前死荷重 (主桁鋼重・塔自重・ケーブル重量・フェアリング等) 閉合後死荷重 (床版・舗装・地震・防護柵等)
	② 活 荷 重	L	常時活荷重 風時活荷重 地震時活荷重	本四公団基準を準用 (等価L荷重) 常時等分布荷重の1/2, 固定荷重扱い 常時等分布荷重の1/2, 固定荷重扱い
	③ 衝 撃	I	衝撃	道路橋示方書 $i=20/(50+支間長)$
	④ プレストレス	PS	プレストレス	ケーブルおよび弾性拘束ケーブル
従 荷 重	⑤ 風 荷 重	W	橋軸直角方向風 活荷重載荷時風 活荷重に作用する風	基本風速 $V_{10}=44\text{m/sec}$ 設計風速は橋面位置で $V_D=30\text{m/sec}$ $150\text{kgf/m/br.}$ 橋面上1.5m
	⑥ 温度荷重	T	温度変化 風時温度変化 地震時温度変化 主桁上下面温度差	橋体全体が一様に温度変化 ( $\pm 30$ 度) 橋体全体が一様に温度変化 ( $\pm 15$ 度) 橋体全体が一様に温度変化 ( $\pm 15$ 度) 主桁デッキと下フランジ温度差15度
	⑦ 地震荷重	EQ	横軸方向 橋軸直角方向	応答スペクトル法による動的解析 CQC法 応答スペクトル法による動的解析 CQC法
主荷重に 相当する 特殊荷重	⑧ 支点移動	SD	支点沈下 回転変位 水平変位	各橋脚とも $\delta v=50\text{mm}$ 塔基部 $\theta=0.0010\text{rad}$ 塔基部 $\delta H=35\text{mm}$
特殊荷重	⑨ 架設機材荷重	ER	閉合前荷重 閉後荷重	
	⑩ 架設時風荷重	WERL WERT	橋軸直角方向風 橋軸直角方向風	完成系設計風速の70% 完成系設計風速の70%
	⑪ 架設時温度荷重	TER	架設時温度変化	橋体全体が一様に温度変化 ( $\pm 15$ 度)
	⑫ 架設時地震荷重	EQER	橋軸方向 橋軸直角方向	応答スペクトル法, 設計スペクトルの1/2 応答スペクトル法, 設計スペクトルの1/2
	⑬ 製作・架設誤差	E	塔架設誤差 主桁閉合誤差 ケーブル張力導入誤差	塔頂変位 (橋軸, 橋直) $\delta H=85\text{mm}$ 橋直水平ズレ $\delta t=50\text{mm}$ , 鉛直ズレ $\delta v=100\text{mm}$ , 回転ズレ $\delta \theta=0.00612\text{rad}$ 許容応力度の余裕を $50\text{kgf/cm}^2$ 考慮

表-3 荷重の組合せと許容応力度の割増し率

荷 重 の 組 合 せ		許容応力度の割増し率
完成時	1 $D+PS+L+SD+E$	1.00
	2 $D+PS+L+T+SD+E$	1.15
	3 $D+PS+L+W+T+SD+E$	1.35
	4 $D+PS+W+T+SD+E$	1.50
	5 $D+PS+EQ+L+SD+E$	1.50
架設時	6 $D+PS+ER+T$	1.25
	7 $D+PS+ER+T+W$	1.50
	8 $D+PS+ER+EQ$	1.50

## 2. 構造解析

### (1) 設計フローチャート

各部位の設計解析方法について、図-5に示す。

### (2) 全体解析

完成系の解析モデルは、主桁をフィッシュボーンとし、RC端橋脚もモデル化した立体骨組を用いた微小変形理論により各部材力の算出を行った。架設系解体計算の解析モデルは、平面骨組モデルにて有限変位理論により行った。ケーブルのモデル化については、微小変形理論の場合はErnstの式により見かけの弾性係数を与えた棒要素とし、有限変位理論の場合はケーブル部材としてそのままモデル化した。

### (3) 荷重

設計に用いた荷重を表-2に、また組合せと許容応力度の割増率を表-3に示す。そのうち特筆すべきものについて以下に述べる。

#### 1) ケーブルプレストレス

ケーブルに考慮するプレストレスは、以下の条件を満足するように決定した。

- ① 完成系主荷重状態において、主桁および塔の断面力を均等かつ最小とし、またケーブル張力を均等化する。
- ② 死荷重状態にて、塔に面外曲げモーメントを発生させない。
- ③ 前死荷重状態において、架設閉合部材の断面力をなるべくゼロに近づける。
- ④ 端支点反力が常用荷重時 ( $D+Ps+1/2 \times L$ ) で交番しない。

#### 2) 弾性拘束ケーブルのプレストレス

プレストレス量は、後死荷重・1/2活荷重・温度変化・支点移動の組合せ状態においても弾性拘束ケーブルが緩まないことを条件に非線形解析を行った結果、ケーブルの非線形性を考慮する必要のない700tのプレストレス量を決定した。

3) 温度変化の影響

温度変化としては、 $-10 \sim +50^{\circ}\text{C}$ の範囲を考慮した。桁内温度差としては、デッキプレートと下フランジの温度差を $15^{\circ}\text{C}$ として考慮した。ただし、温度変化と桁内温度差は同時に考慮しないものとした。また側径間については、RC床版であることから桁内温度差は考慮していない。

4) 地震の影響

地震の影響は、下記の条件により決定された加速度応答スペクトルによる動的解析(CQC法)により断面力を算出した。

- ① 動的解析のモデルは上部工基部を固定とし、弾性拘束ケーブルは初期剛性を用いる。
- ② 動的解析に用いる加速度応答スペクトルは、基礎および地盤の動的解析によって得られた下部工天端の応答スペクトル(図-6)に基づいて設定している。
- ③ 減衰定数は上部工のみの振動モードに対して、 $h=0.02$ とする。なお、架設時については、再現期間を10年とし、完成系設計スペクトルの $1/2$ を用いるものとした。

5) 支点移動の影響

支点移動の影響として次の2つを考慮した。

- ① 地盤におけるクリープ変位のため長期にわたって生じる支点沈下
- ② 大地震後に生じる可能性のある塔基礎工の残留変位

(4) 解析結果

全体解析によって得られた塔および桁の正・負の最大断面力、活荷重たわみ量を図-7に示す。

3. 主桁の設計

(1) 概要

本橋の特徴のひとつとして、橋梁概要にも述べたように、中央径間と側径間の支間長比のアンバランスにより端支点に大きな負反力が発生するこ

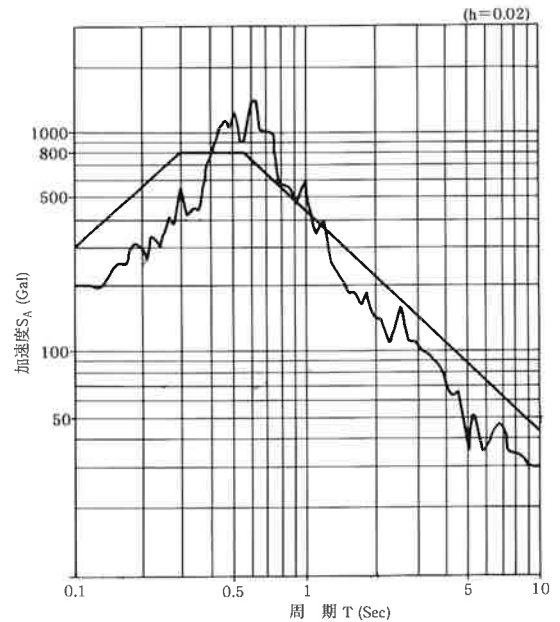


図-6 基礎天端応答スペクトルと上部工設計スペクトル

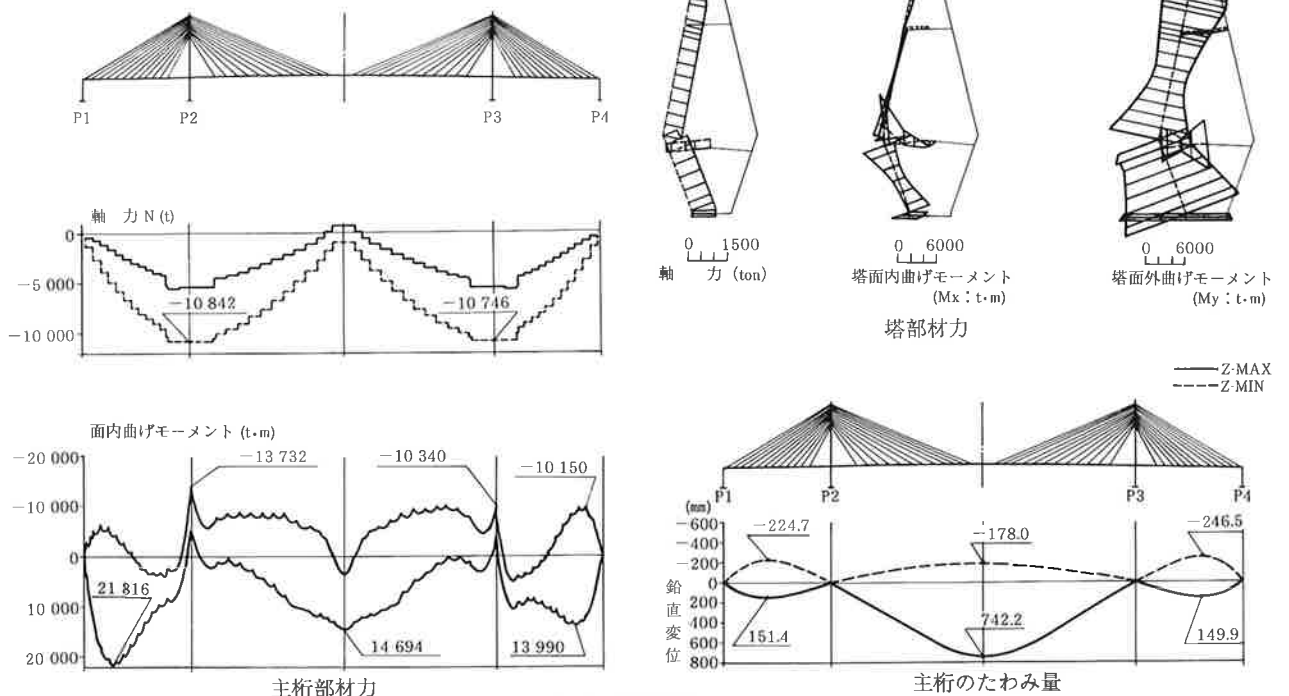


図-7 解析結果

とがあげられている。よって床版形式としては、中央径間には死荷重の軽い鋼床版を採用し、側径間には端支点における負反力の軽減および曲げモーメントの改善を図るため、RC床版を有する床組を採用した。

下フランジは両側に斜めフランジを持った形状であり、その縦リブには圧縮補剛板の耐荷力向上を目的としてUリブを用いた。

ダイヤフラム間隔は、ケーブル定着間隔の1/2（中央径間=7.5m、側径間=5.0m）に配置し、その間に横リブを2.5m間隔で配置した。

また主桁は、常時走行輪荷重および主塔部弾性拘束ケーブルの定着などを考慮し、7室箱断面構成とした。両側の外腹板は主ケーブルの定着位置であることから定着鋼管からの力に対しても設計している。

(2) 床版構造

中央径間の鋼床版部の縦リブ配置は自動車輪荷重が載荷される部分にUリブを、その他の部分は自動車防護柵、主ケーブル制振装置などの橋上設備との関係から板リブを採用した。鋼床版部の解析は有限帯板法（FSM）により行った。

側径間の床版形式は、先に述べたようにRC床版が採用されているが、鋼主桁部分は、架設時の上

フランジの必要性から全面にわたり鋼上フランジを有する箱断面とし、その上にRC床版を設置した構造とした。そのため、床組の設計においては、RC床版と鋼上フランジの協同作用を考慮し設計を行った。解析方法は、前死荷重状態では鋼断面部分のみで抵抗し、後死荷重と活荷重載荷時にはRC床版と鋼断面部を重ね梁として考慮し、格子解析により断面力を算出した。

縦リブ配置は基本的に鋼床版部と同様であるが、床版支間が3mを超える腹板間では中央に縦桁を配置した。

(3) 主桁断面

主桁の断面応力照査は、全体解析（完成系および架設系）で得られる6成分断面力個々の最大・最小となるケースの12の組合せに対して、断面力の同時性を考慮して行った。主桁断面構成を図-8に示す。

主桁断面決定において特筆すべき点を以下に示す。

- 1) 主桁断面応力の照査においては、埼玉大学の伊藤学教授を委員長とする名港大橋調査特別委員会の報告書<sup>2)</sup>により、デッキプレートおよび下フランジは全幅有効とした。それは事前検討によりシアラゲ応力度（せん断遅れによる応力度）

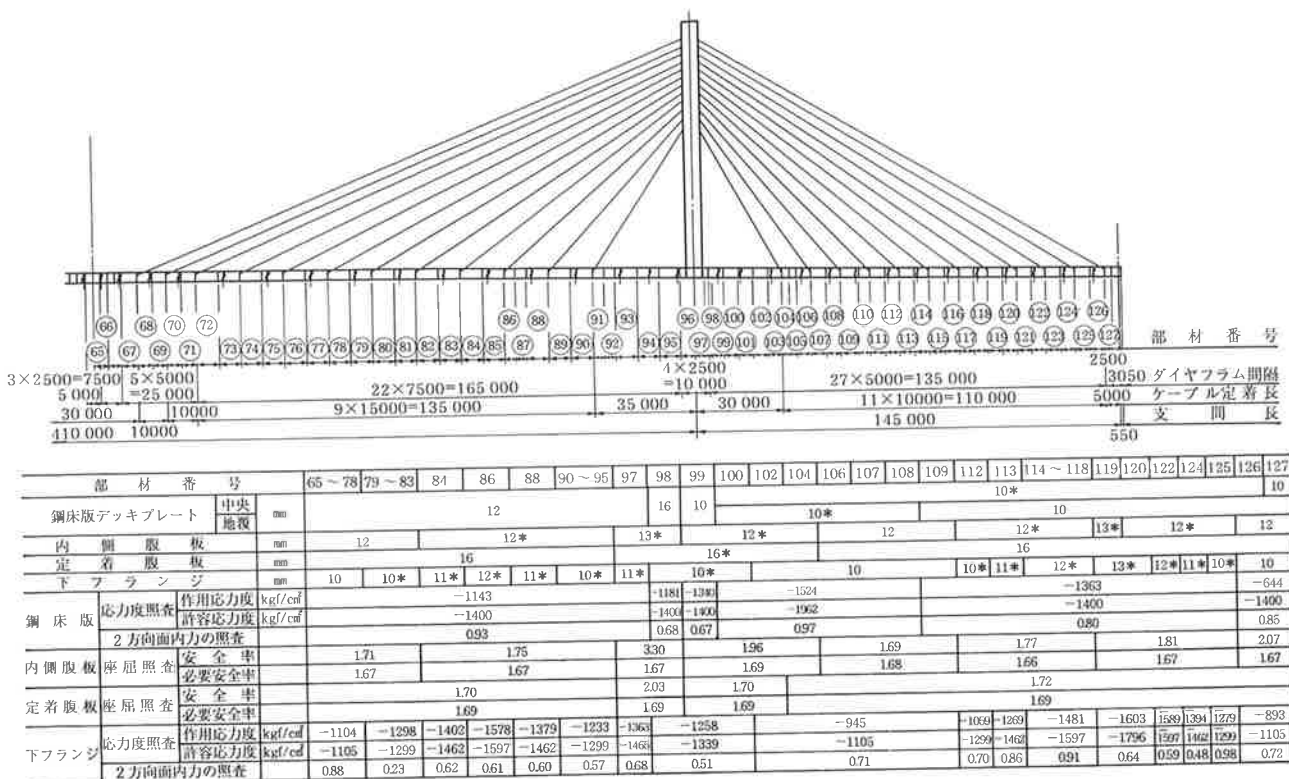


図-8 主桁断面構成図

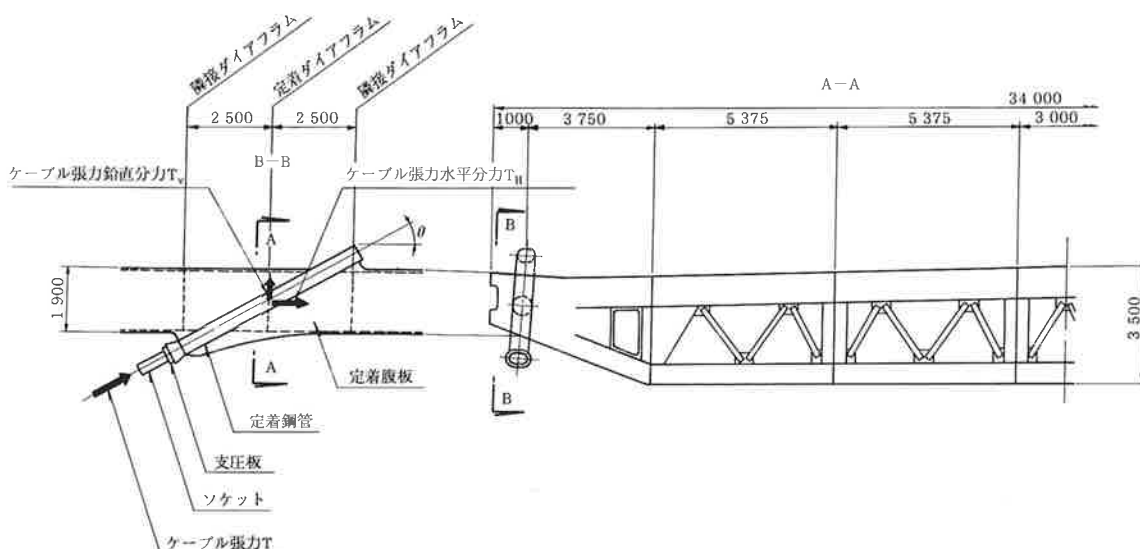


図-9 主桁側ケーブル定着部構造図

が小さいことが確認されており、走行する車両の実態を踏まえるとその発生頻度が小さいものと考えられるためである。また、中間支点付近は曲げモーメントが急変する区間であり、応力が鉛直支承付近の内側腹板に集中するので、別途設計を行った。

2) 本橋の主桁断面形状は、幅員が広く両側をケーブルにより支持されている構造となっている。このため、主桁作用による橋軸方向の直応力のほかに、床組作用により橋軸直角方向に曲げ応力が発生する。よって、デッキプレートおよび下フランジについて、2方向面内力が作用する補剛板として2方向の相関を考慮した座屈照査を行った<sup>2)</sup>。また、側径間のRC床版部においては、RC床版の補剛板に対する座屈抑制効果を考慮した座屈照査を行った。

3) 斜張橋であることにより主桁に圧縮力が作用する。このため、腹板はプレートガーダーとしてはもちろん、圧縮応力を受ける補剛板としても同時に考慮し設計を行った。

4) 本橋のP1～P2間は、路面線形上曲線を持っているため横断勾配が変化し、なおかつ拡幅していることにより、主桁断面の非対称性（主軸が傾くことによる断面相乗モーメントの影響）を考慮し設計を行った。

(4) 桁側ケーブル定着部

本橋の主桁側ケーブル定着部の構造は、名港西大橋や生口橋と同様に、外腹板にケーブル定着用鋼管を直接割り込ませ、ダイヤフラム位置で定着

する構造を採用した。この構造は、定着桁や定着ブラケット形式より構造的、外観的に単純であり、架設時の施工性も容易である。名港西大橋の実験結果および生口橋の設計方法などを参考にし、本橋ではFEM解析をもとに検討を行った。

主桁側ケーブル定着部構造を図-9に示す。

4. 主塔の設計

(1) 概要

主塔の形状は、橋梁概要に述べたように、主に耐風安定性の観点から、A型塔が採用された。当初、上部水平材のない逆Yおよび逆V型塔が候補

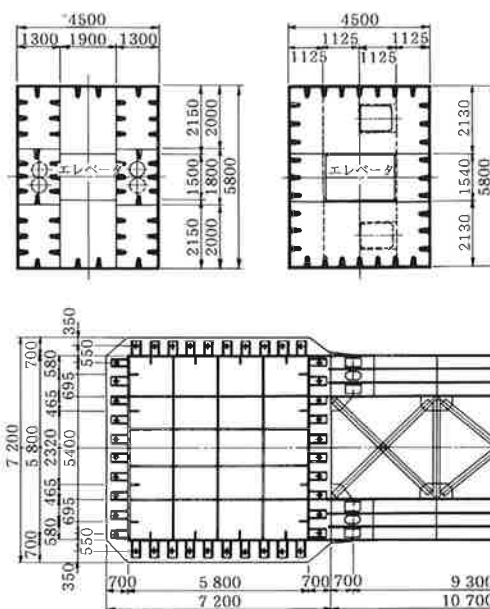


図-10 塔断面形状

として挙がっていたが、風洞実験の結果、橋軸方向流により塔上部の柱に渦励振が生じることが確認されたため採用が見送られた。これに対して上部水平材を設置したA型塔は、微弱な渦励振は発生したものの、発散振動が全く発生しなかったため、基本構造となった。

基部の塔柱間隔および下部工付き防護設備の寸法は、自動車運搬船を対象として求めた必要保護スペースから決定した。塔柱断面の一般部は1セル構造、上部はケーブル定着桁を設置するための中腹板と定着シャイベを有する7セル構造になっている。

断面の大きさは、設計断面力（特に基部は地震時、上部は常時）の大きさ、エレベータなど管理

施設の設置スペース、底板と基部の切削能力から決定した（図-10）。

(2) 有効座屈長

塔柱の設計に用いる有効座屈長は、塔面外および面内のそれぞれについて弾性座屈解析により以下のように求めた。

1) 解析モデル

塔面内：完成系塔平面モデル

塔面外：完成系塔一桁平面モデル

2) 載荷荷重

解析に考慮した荷重は、塔柱に作用する死荷重とプレストレスとした。

3) 有効座屈長の計算方法

弾性座屈解析の結果、モード図の形状から有効座屈長を推定し、弾性座屈荷重から下式より有効座屈長 $Le$ を逆算して求めた。

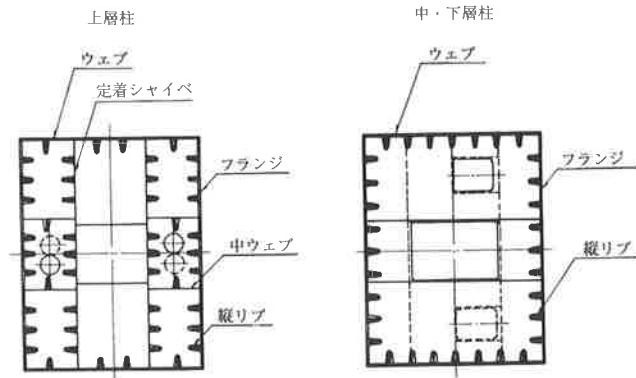
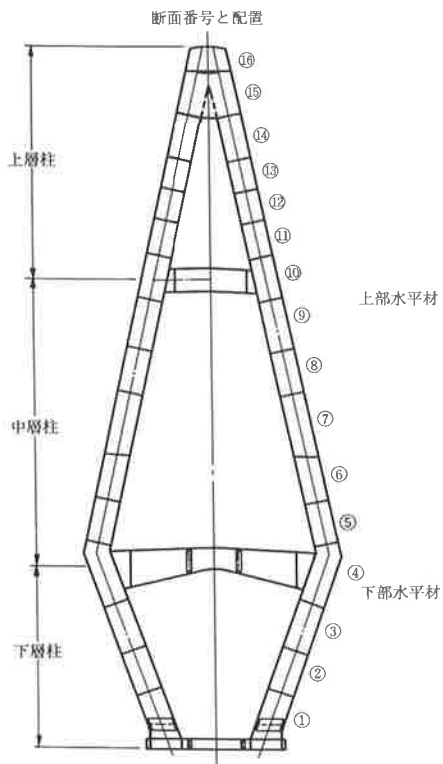
$$Le = \pi \cdot \sqrt{EI} / Pcr$$

ここに、

$$Pcr = \lambda \cdot N$$

$\lambda$ ：座屈固有値

$N$ ：作用軸力



番号	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
断面長 mm	4,869	8,006	7,900	5,450	5,800	5,250	11,025	7,105	8,000	11,000	8,000	5,931	14,036	8,100	8,000	11,262
材質	SS400	SS400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM570	SM570
フランジ厚 mm	12	14	15	16	17	17	28	22	22	24	26	26	32	32	29	34
ウェブ厚 mm	12	16	19	20	21	22	27	21	23	23	26	30	32	32	29	34
シャイベ厚 mm	-	22	22	25	25	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
中ウェブ厚 mm	-	12	15	16	17	17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
総断面積 cm <sup>2</sup>	3,047	7,912	8,594	9,397	9,864	9,989	-	6,061	6,443	6,934	7,436	7,944	-	9,538	9,617	11,030
ケース	常時	常時	常時	常時	常時	常時		常時	常時	常時	常時	常時		橋直地震	橋軸地震	橋軸地震
軸力 N	t	-2,570	-4,461	-5,566	-6,797	-7,458		-8,179	-7,999	-8,065	-8,137	-8,175		-7,949	-6,434	-6,469
面内 Mx t.m.	-	558	1,565	1,684	1,563	1,315		305	469	1,221	2,110	2,584		11,861	2,651	3,593
面外 My t.m.	-	4,245	6,642	7,032	6,879	6,551		1,492	2,541	4,822	7,099	8,165		899	22,947	26,790
道示 (3.3.5) kgf/cm <sup>2</sup>	-	974	1,543	1,618	1,678	1,672		1,612	1,624	1,849	2,034	2,025		2,097	2,494	2,500
σ cal kgf/cm <sup>2</sup>	-	1,088	1,559	1,635	1,703	1,765		1,864	1,862	1,968	2,052	2,046		2,100	2,600	2,600
強軸安定 <1.0	-	0.47	0.53	0.57	0.61	0.63		0.85	0.79	0.74	0.71	<b>0.69</b>		0.93	0.36	0.34
弱軸安定 <1.0	-	0.74	0.82	0.86	0.91	0.92		0.97	0.94	0.96	0.97	0.93		0.52	0.92	0.90
合成応力 <1.2	-	0.41	0.45	0.49	0.53	0.53		0.53	0.55	0.68	0.81	0.80		0.98	0.77	0.79

図-11 塔柱断面構成図



設計に用いた有効座屈長の計算結果を表-4に示す。

表-4 有効座屈長の結果

部 位	骨組み長(L: m)	有効座屈長(Le: m)	$\beta = Le/L$
塔 面 内	上層部	36.6	1.3
	中層部	47.7	1.3
	下層部	35.9	1.8
塔 面 外	上層部	84.3	1.1
	中層部	84.3	1.1
	下層部	35.9	2.6

(3) 塔柱断面

塔柱断面の設計は下記のように行った。また、塔柱の断面構成は図-11のとおりである。

1) 塔基部

塔基部構造はアンカーボルトによるプレストレス方式とした。アンカーフレームはアンカーボルトの張力が直接アンカーガーダーに作用する支圧板形式とした。必要プレストレスは、常時において塔柱の浮き上がりが生じないこと、地震時には若干(1mm以下)の浮き上がりを許容することとし、検討の結果、アンカーボルト1本当り320tのプレストレス量を導入した。

2) 塔一般部

塔柱断面の設計では、軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材の安定照査を行い、強軸と弱軸それぞれに分けて照査した。

塔上部断面の設計は、ケーブル定着部の局所応力をも考慮して照査した。

(4) 塔隅角部

本橋には上、下部水平材と柱が交差する箇所それぞれ隅角部がある。これらの特徴として、下記の点があげられる。

- ①隅角部の構成が直交でない。
- ②上部水平材の隅角部では柱と梁のフランジ幅が異なる。

表-5 慣用法とFEM解析結果との比較

部 位	応力度	(kgf/cm <sup>2</sup> )		
		慣用法	FEM 解析	許容応力度
水平材	$\sigma_x$	1 665	Flg. 1 707 Web 1 788	2 600
	$\tau$	308	1 304	1 500
下 柱	$\sigma_x$	2 462	Flg. 2 539 Web 2 874	2 600
	$\tau$	367	0 511	1 500
隅角内	$\tau$	606	0 546	1 170
Von Misesの相当応力度			3 043	3 067

注) 計算応力度は、断面力(橋軸地震時)に対する値である。  
(値は全て常時換算値すなわち1/1.5したもの)

③下部水平材の隅角部では梁上部の柱が折れ曲がっており、また下部水平材のウェブ高も軸方向に対して変化している。

隅角部の設計には奥村・石沢の方法<sup>3)</sup>(以後「慣用法」と示す)が一般的であり、道路公団の設計基準にも採用されている。しかし、上記のような複雑な隅角部材の設計方法は確立されていない。そのため、まず本橋の隅角部に対しても隅角部を直交モデルと置き換え、基本的に慣用法を適用し断面決定を行い、求められた断面に対して、立体モデルによるFEM解析を行い安全性の確認を行った。図-12に下部隅角部FEM解析モデルを示す。

慣用法で求めた断面に対してFEM解析を行った

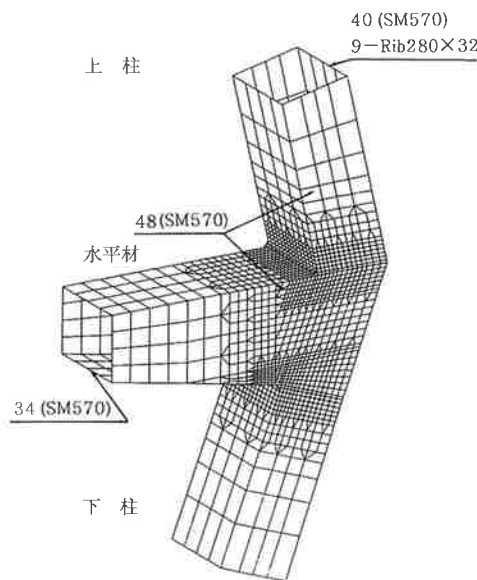
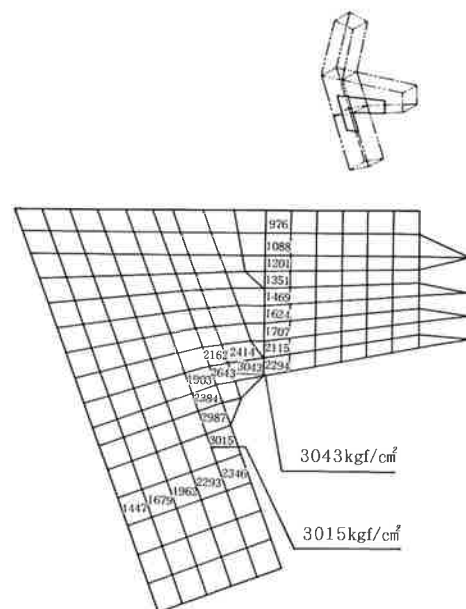


図-12 下部隅角部FEM解析モデル



注) ファイレット部に発生している応力度は考慮していない

図-13 下部隅角部FEM解析結果

結果、水平材下柱のコーナー部に過大な応力集中が認められたので、応力集中係数を算出し、再度慣用法によって断面を決定した。下部水平材隅角部の最終断面のFEM結果を図-13および表-5に示す。

### 5. 弾性拘束ケーブル (MCD ; Meiko Cable Damper)

本橋では、塔基部に発生する地震力の低減および主桁橋軸方向の変位を抑制する目的として、塔と主桁を弾性拘束ケーブルで連結する形式を採用した。

MCDの基本構造は、塔の下部水平材と主桁の定着部とを並列2本のケーブルにて連結する構造である。MCDの構造概念図および基本構造図を図-14および15に示す。

MCDケーブルは垂鉛メッキPC鋼より線（7本よりφ12.7mm）を採用した。これは、PC鋼より線が平行ストランドに比較してヤング率が小さいので、ケーブル長を短くでき、主桁内のハンドリングもよく、施工性も優れているためである。

設計張力としては、全体解析（完成系および架設系）の断面力を用いた。また、MCDは供用時を通じ、常に安定したバネ定数を有しているのが望ましい。このことより、導入プレストレスは下記の点を考慮して決定した。

- ①死荷重+活荷重+温度変化時に常に引張領域にあり、バネ定数も一定であること
- ②地震時にもバネ定数に大きな変動がないこと

### 6. 海上ベントの設計

#### (1) 基本方針

図-16に示すように、本工事の架設時には中央径間側にB4およびB5、側径間側にB6の海上ベントが配置される。これら3基の海上ベントは首都高速道路公団鶴見航路橋の海上ベントを照査して転用している。

#### (2) 構造解析

解体計算によって算出されたベント反力を用いてベント単体の構造解析を行った。荷重条件を下記に示す。

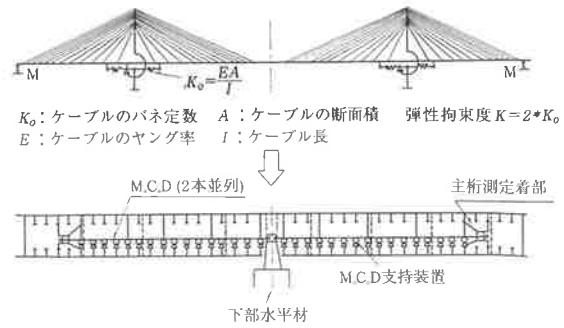


図-14 MCD構造概念図

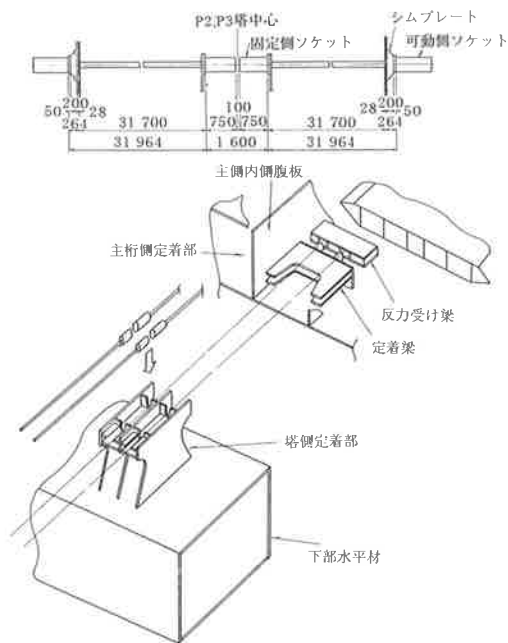


図-15 MCD基本構造図

- a. 上部工反力 (R)  
全体解析の解体計算による。
- b. 不均等荷重 (U)  
k=1.2を考慮する。
- c. 照査水平荷重 (H)  
上部工反力の5%を考慮する。
- d. ベント死荷重
- e. 風荷重 (W)  
常時：16.0 m/s  
暴風時：上部工設計風速 (64.4m/s) の1/2  
強度荷重
- f. 地震荷重 (EQ)  
k<sub>h</sub>=0.1
- g. 波力 (W<sub>p</sub>) (暴風時のみ)

#### (3) 海上ベントの照査および設計

ベント本体およびベント上仮支承は、(2)で得られた断面力により各断面について照査・検討を

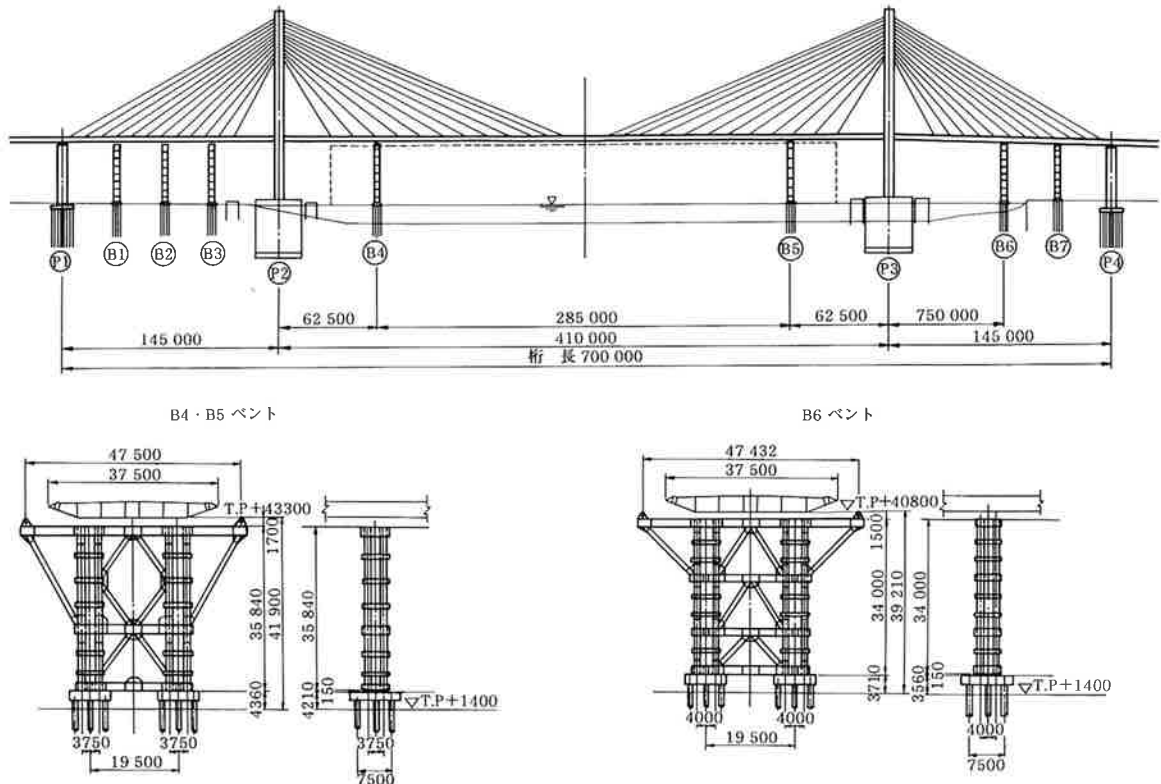


図-16 ベント配置図

行った。その結果、本体に対しての補強はなかったが、主桁の張り出しが大きくなるにつれて、橋軸直角方向の風荷重に対して中央径間側のベントが負担しきれなくなるため、B4、B5ベントの仮支承を固定するのは大ブロック架設時のみとした。

アンカーボルトはベント自立時に風荷重により負反力が生じるため、浮き上がりを防止するように20tfのプレストレスを導入した。

## 7. 工場製作

### (1) 塔の製作

#### 1) 概要

P3塔の架設は基部、下部、上部の3つに分割し4100tf級のフローティングクレーン（以下「FC」と示す）にて行った。当社においては、そのうち塔上部の製作を担当した。架設に先立って各大ブロックを地組ヤードにて地組立を行い、部材の継手は基本的に溶接継手として美観的向上を狙った。

ここでは、本工事の特徴であるヤード溶接により現場継手部を地組立した塔の製作について報告する。なお、参考までに塔の全体製作フローを図-17に示す。

#### 2) 塔柱部材の製作

塔柱部材の製作については、下記の要領で行った。

- ①部材に変形（ねじれ）を生じさせないように、ダイヤフラムについてはフェーシングマシンによって四面仕上げを行い、大組立時には架台レベルおよび部材の断面对角長の計測管理をした。溶接については各コーナーの均一な収縮をねらって、部材の中央部から外側へ向けて溶接を施工するように努めた。
- ②ケーブル定着部のある部材については、重さ約2tの定着桁を大組立時に搭載した（写真-1）。
- ③地組立時に部材のコーナー部をメタルタッチさせ拘束することで地組立溶接による収縮を低減できるように、工場溶接完了時点で部材を鉛直に立て起こして芯出し作業を行い、各コーナー部をフェーシングマシンによって切削した（写真-2）。
- ④部材検査により部材長や断面の直角度などを計測した。端面直角度については1/3000を管理目標とした。

#### 3) 2段仮組立

仮組立は2段仮組立とし、塔柱の芯ずれ、部材相互の目違い、コーナー部のメタルタッチな

どを確認し、さらに累積鉛直度を管理することで架設完了時の精度を確保することに努めた。

4) 地組立

仮組立検査後、工場塗装を施した部材を、順次地組立ヤードに海上輸送した。そして、2段仮組立による累積鉛直度を基に溶接前の寸法を確認し、ヤード溶接を行った。地組立作業については下記の要領で行った。

- ①ヤード溶接による収縮量は1継手当り2mmを考慮した。
- ②溶接による全体の変形状態を逐次測定し、所定の地組立精度を確保した。塔柱の鉛直度精度としては、地組立溶接完了時では1/5000の管理目標値を設定した。
- ③溶接部の非破壊検査は自動超音波探傷試験(AUT)により全線検査した。
- ④ヤード溶接完了後、塔内縦りブのボルトを接合し、塗装およびエレベーターなどの付属物を取付けた。なお、高力ボルトの締付けは耐力点検法を採用した。
- ⑤架設足場・間隔調整材などを設置し、浜出しに備えた。

(2) 桁の製作

1) 概要

主桁については、当社は側径間G3主桁プロ

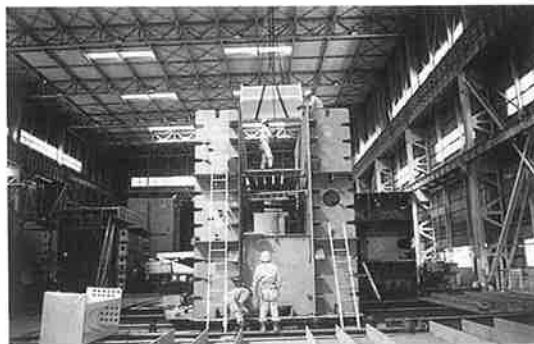


写真-1 塔大組立



写真-2 塔端切削

ックを製作し、地組立を行った。架設は台船によって現地へ輸送し、3500t吊りFCによって架設した。

部材の継手は、内側ウェブ、定着ウェブの高力ボルト接合以外は、全て溶接継手(全断面溶接)とし、塔と同じく美観的向上を考慮した。

また、隣接する主桁大ブロックとの継手につ

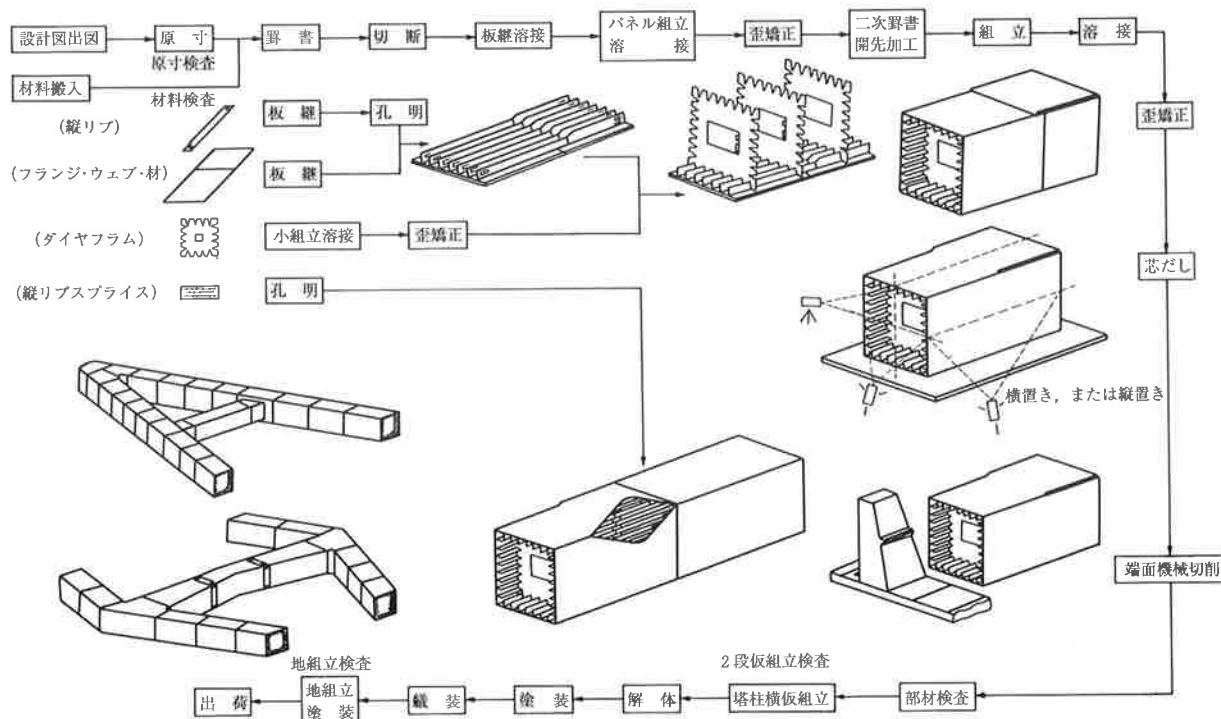


図-17 塔製作フローチャート

いては全て高力ボルト接合とし、現地への浜出し前には入念な計測を行い、工区境の取り合いを確保した。

2) 主桁部材の製作

デッキ、フランジ、フェアリングなどで比較的板厚の薄い鋼板を使用しているため、特に溶接によるひずみに対しては注意を払ったが、基本的には普通の鋼床版箱桁と同じ考え方で製作を進めた。

3) 地組立および浜出し

地組立および浜出しについては、下記の要領で行った。

- ① 部材検査および工場塗装完了後、全ての部材を助松作業所ヤードに横持ちし、地組立を行った (写真-3)。



写真-3 主桁の地組立

- ② ヤード溶接には、主としてサブマージーク溶接および炭酸ガスシールドアーク溶接を採用し、1継手当り2mmの収縮を考慮し、地組立を行った (写真-4)。

- ③ 溶接部の非破壊検査は自動超音波探傷試験 (AUT) により行った。

- ④ 桁内検査路、ケーブルラック、桁下面検査車レールなどの付属物を設置した後、本橋の特徴でもあるMCD弾性拘束ケーブル (約32m) を桁内に引き込み設置した (写真-5)。

- ⑤ 高力ボルト部の塗装および主桁外面 (中塗り、上塗り) 塗装後最終的な完成検査を受け、浜出し (海上輸送) の準備に入った。同時に大ブロック継手の断面寸法・ボルト孔位置などの最終計測を行い、隣接ブロッ

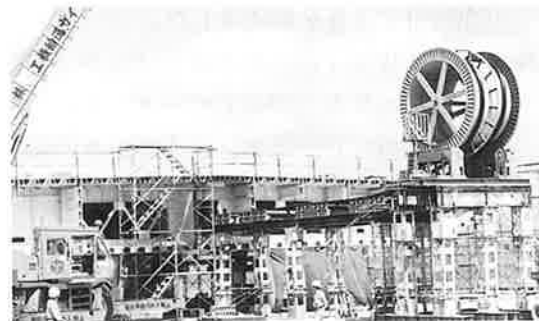


写真-5 MCDケーブル引き込み



写真-4 主桁のヤード溶接



写真-6 桁台船搭載

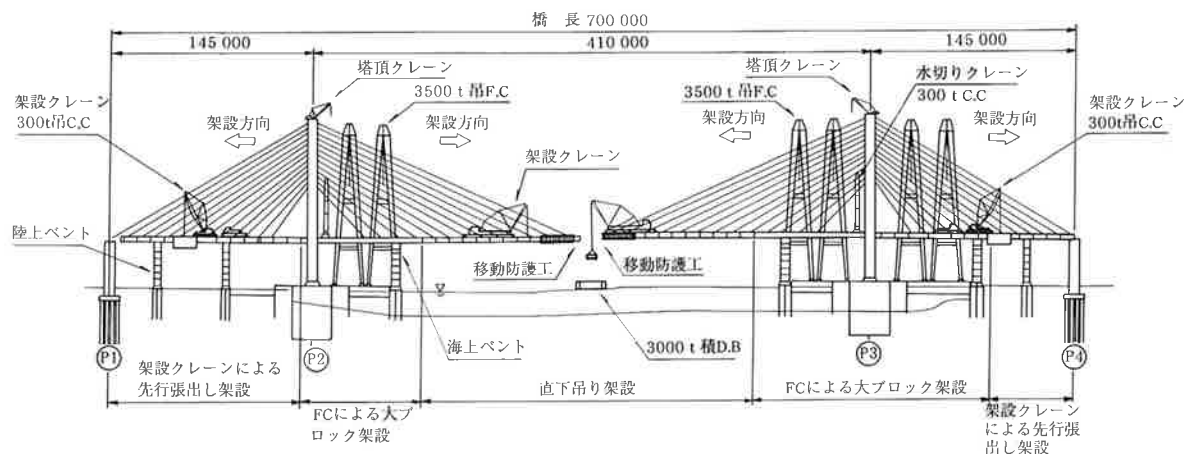


図-18 架設一般図

ク（他社製作）との取り合い確認を行った。浜出し当日は早朝から全作業員が集合し、作業分担を確認し、FCによる主桁の地切りおよび台船への搭載作業を行った。台船搭載時の写真を写真-6に示す。

## 8. 架 設

架設一般図を図-18に示す。

塔の架設は、塔の高さが海面から130mであったためにFCの揚程の範囲内であり、架設工程を短縮できる大ブロック架設工法を採用した。予め研磨した基礎工のコンクリート天端面に、工場で地組立したブロックを①塔基部、②塔下部、③塔上部の3段階に分けて、塔基部は600t吊りFC、塔下部・上部は4100t吊りFCにて架設した。写真-7に塔上部の架設状況を示す。

大ブロック間の現場継手には、基部・下部間は現地の調整を考慮しHTB継手とし、下部・上部間は車両通行面に近接していることから、外観を重視して現場溶接を採用した。

架設時の塔柱鉛直度としては1/3000以下を要求された。結果的には、架設完了時の塔柱鉛直度

（倒れ量）が橋軸方向で1/50000（2.5mm）、直角方向で1/12000（10.7mm）という過去に例を見ないほどの高精度となった。

主桁の架設は、FCで架設可能な塔付近を大ブロックで施工した。まず海上ベントを中央径間側と側径間側にそれぞれ1基ずつFCにより大ブロックで架設した。その後、中央径間側から3500t吊りFCにより主桁の架設を行った。途中台風により、桁の輸送が1日遅れることもあったが、無事予定通りに作業を終了した。写真-8に本工事範囲の完了状況を示す。

当JV工事の後は、陸上ベントを設置し側径間の残りの区間を桁上のクローラクレーンにより小ブロック張り出し架設を行い、その後中央径間の主桁の直下吊り架設が行われる予定である。

## あとがき

塔の上下部の大ブロック架設を平成6年6月に、海上ベントの架設を9月に、そして、主桁の大ブロック架設を同年10月に完了し、平成7年2月に竣工検査を受験し、無事引き渡しを行った。

平成9年には、本橋を含む名港3大橋が赤・白・青の彩りも鮮やかにその勇姿を見せることであろう。

最後に本工事の施工にあたりご指導を賜りました日本道路公団伊勢湾岸道路工事事務所ならびにご尽力いただいた関係各位に紙面を借りて厚くお礼を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 日本道路公団 名港大橋調査特別委員会：名港大橋の設計施工に関する調査研究報告書，1993.4.
- 2) 北田俊行・中井博・橋本良之・古田富保・野口二郎：2方向面内力を受ける補剛板の終局強度に基づく設計法の一提案，橋梁と基礎，pp.23-30. 1993.4.
- 3) 奥村・石沢：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について，土木学会論文集，No.153，pp.1-18，1968.5.



写真-7 塔上部架設



写真-8 大ブロック架設完了