

【論文・報告】

南北備讃瀬戸大橋 1Aケーブルアンカーフレームの製作設計

The Design of 1A Cable Anchor Frame of NANBOKU-BISAN-SETO Bridge

野村国勝 *
Kunikatsu NOMURA
 片山哲夫 **
Tetsuo KATAYAMA
 川辺裕明 ***
Hiroaki KAWABE

〔要旨〕 南北備讃瀬戸大橋は、本州四国連絡橋として児島一坂出ルートに属し、与島一三ツ子島を結ぶ北備讃瀬戸大橋（中央支間長990m）と、三ツ子島一番ノ舟（坂出）を結ぶ南備讃瀬戸大橋（中央支間長1100m）の2連の道路・鉄道併用吊橋から成る。

当社は昭和55年12月に、本州四国連絡橋公団坂出工事事務所より、与島に設置される北備讃瀬戸大橋の1Aケーブルアンカーフレームについて、設計・製作・輸送までを受注した。

本文は、このケーブルアンカーフレームの設計内容について報告し、今後の参考とするものである。

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋は、本州四国連絡橋として児島一坂出ルートに属し、図-1に示すように与島一三ツ子島を結ぶ北備讃瀬戸大橋（中央支間長990m）と、三ツ子島一番ノ舟（坂出）を結ぶ南備讃瀬戸大橋（中央支間長1100m）の2連の道路・鉄道併用吊橋から成る。

当社は昭和55年12月に、本州四国連絡橋公団坂出工事事務所より、与島に設置される北備讃瀬戸大橋の1Aケーブルアンカーフレームについて、設計・製作・輸送までを受注した。

本文は、このケーブルアンカーフレームの設計内容について報告し、今後の参考とするものである。

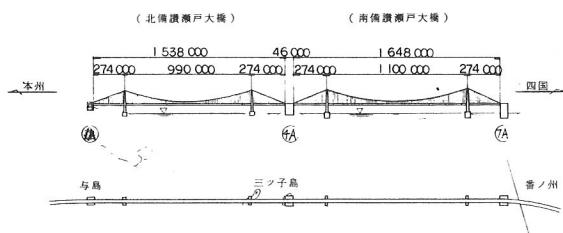


図-1 位置図

2. 構造概要および設計条件

2-1 構造概要

吊橋のケーブル張力は、アンカレイジを介して大地へ伝えられるが、アンカレイジコンクリートの中に埋め込まれたケーブルアンカーフレームは、ケーブル張力をアンカレイジコンクリートに確実に伝達する役割りを持っている。ケーブルアンカーフレームは、大きく2つの構

造物から構成されており、1つは前述した本来の役割りを担う定着杭、仕切りガーター、引張材およびアンカーガーダーからなるアンカーフレーム本体（図-2および写真-1参照）と、図-3に示すようにアンカーフレーム本体を、精度良く所定の位置に据え付け、アンカレイジコンクリートの打設完了時まで安全に保持する支持フレームである。

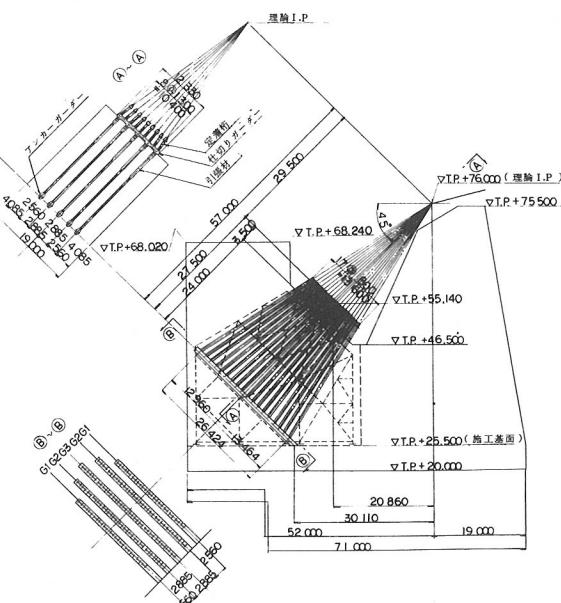


図-2 アンカーフレーム一般図

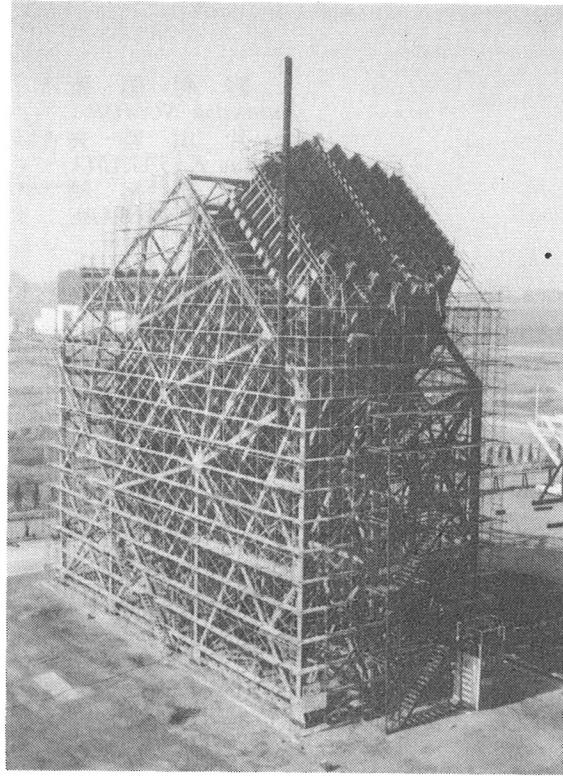


写真-1 仮組立状況

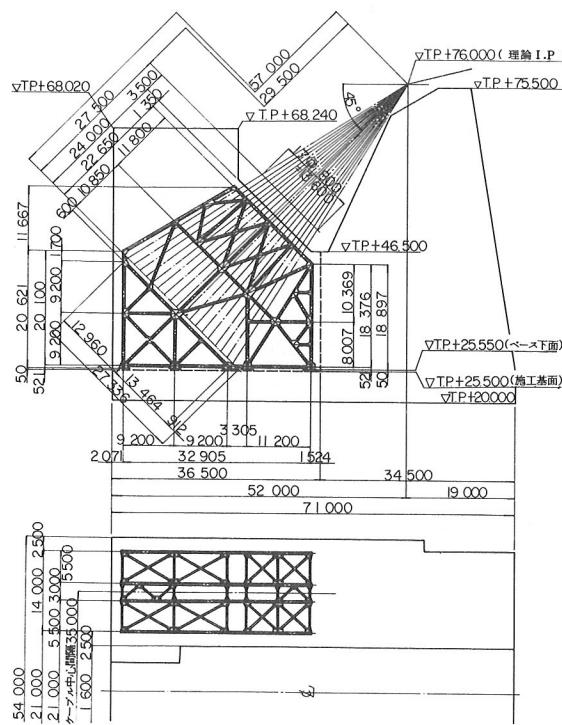


図-3 支持フレーム一般図

表-1 設計重量

(単位: t)

	1基当り	2基当り
定着桁	236.1	472.2
仕切りガーダー	144.9	289.8
引張材	564.3	1128.6
アンカーガーダー	97.6	195.2
小計	1042.9	2085.8
支持フレーム	373.4	746.8
合計	1416.3	2832.6

本橋(1A)のケーブルアンカーフレーム(特にアンカーフレーム本体)は、アンカレイジの構造寸法ができるだけ小さくするために種々の検討を行い、図-2に示すようなラーメン構造が採用された。

参考までに大鳴門橋のアンカーフレームの構造形式を図-4に示す。大鳴門橋の場合には、ケーブルストランドのスプレー方向に合わせて引張材が配置され、アンカーガーダーまで単一部材である。本橋(1A)の場合には仕切りガーダーを介して引張材を配置することにより、アンカレイジの所要寸法を小さくしている。

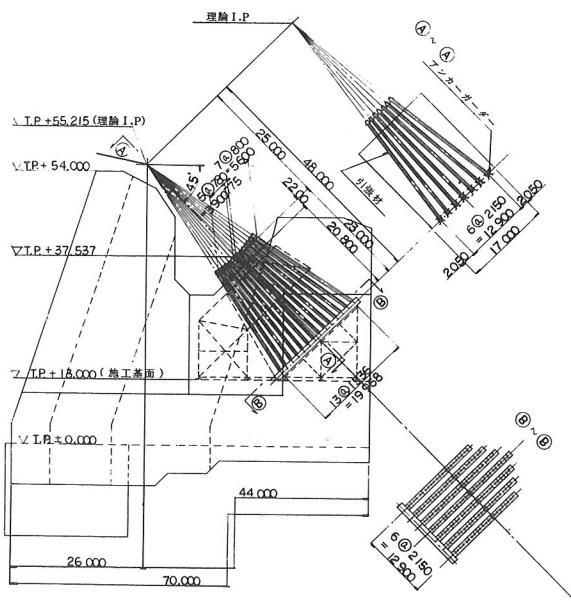


図-4 大鳴門橋ケーブルアンカーフレーム一般図

2-2 設計条件

2-2-1 設計荷重

(1) ストランド張力

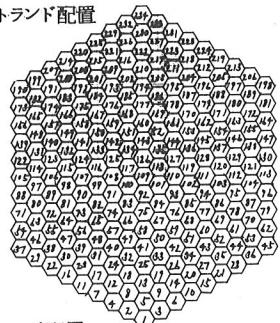
設計ストランド張力は、ストランド全強とした。表-2にケーブル諸元と設計ストランド張力を、図-5にケーブルストランドの配置を示す。

表-2 ケーブル諸元

亜鉛メッキ素線径	5.18 mm
1ストランド構成素線本数	127本/ストランド
ケーブル構成ストランド数	234本/ケーブル
全素線本数	29718本/ケーブル
ケーブル断面積	0.6263 m ² /ケーブル
素線の許容応力度	64 kg/mm ²
ケーブル許容張力	40083 t/ケーブル
ストランド許容張力	※171.3 t/ストランド

※: 設計ストランド張力

a) サドル面ストランド配置



b) 定着面ストランド配置

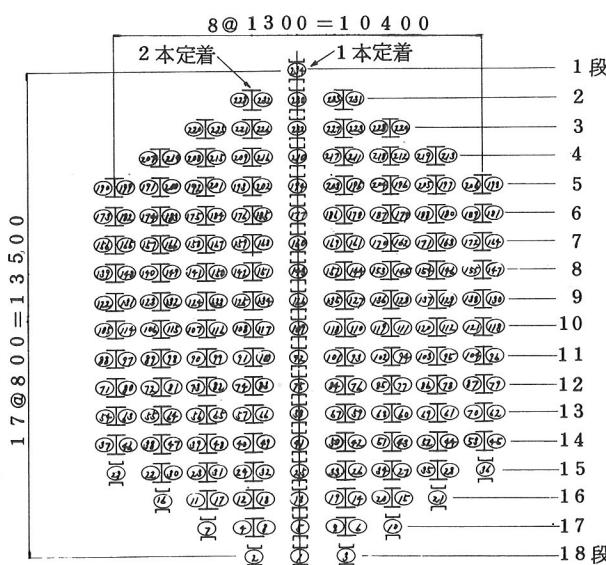


図-5 ケーブルストランドの配置

(2) 誤差に起因する偏心荷重

アンカーフレームには、ケーブル張力の他に、種々の誤差による二次応力が発生する。誤差要因と誤差量は過去の実施例を参照して表-3のように推定した。この誤差量は理論上のスプレーフ発射点と、ストランド定着点の角度誤差と考え、図-6のように定着桁先端に偏心荷重が作用するものとした。

(3) 張力差に起因する偶力

図-7に示すように、2本定着桁の左右ストランドに張力差が生じた場合を想定し、定着桁先端に曲げモーメントを作用させた。このとき、左右のストランドで±5%の張力差が生じるものと考えた。

表-3 推定誤差量

(単位:mm)

		鉛直方向偏心量 ey		水平方向偏心量 ez
		1本定着桁	2本定着桁	
設計上	・引張材の軸方向と理論上のスプレー発射点とのズレ	15	0	0
	・支持フレーム・アンカーフレームの弾性タワミ	15	15	0
構造上	・スプレーサドルの移動により生ずる偏心量	10	10	5
製作上	・スプレーサドルの製作誤差	2	2	2
	・支持フレームの製作誤差 仮組誤差	20	20	20
架設上	・アンカーフレーム据付位置測定誤差	10	10	10
	・アンカーフレーム据付誤差	5	5	10
	・コンクリート打設によるアンカーフレームの移動	10	10	10
	・グラウトによるコンクリートブロックの移動	10	10	10
	・スプレーサドル据付位置測定誤差	10	10	10
	・スプレーサドルの据付誤差	15	15	5
	・サドル上でのストランドの形状誤差	95	95	20
	・定着位置でのソケット取付誤差	10	10	10
		227	212	112

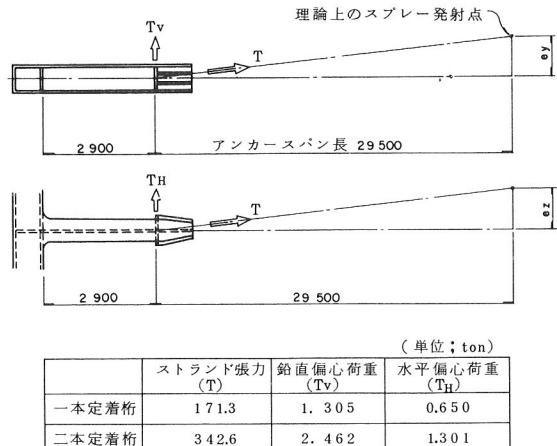


図-6 偏心誤差に起因する偏心荷重

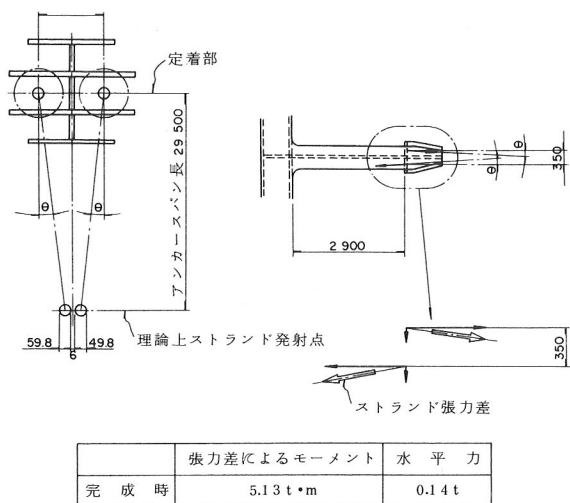


図-7 張力差に起因する偶力

2-2-2 許容応力度

本州四国連絡橋では、鋼上部構造に使用される鋼材の許容応力度を、上部構造設計基準・同解説に定めているが、本橋のアンカーフレーム本体の設計では「Dルート吊橋におけるケーブル定着用鋼材の許容応力度」(内規)に基づいて設計を行った。これはケーブルのもつ保有安全率と定着用鋼材の安全率を等しくしようとするものである。ちなみに、上部構造設計基準・同解説による鋼材の安全率は、降伏点に対して $\nu_1 = 1.7$ 、引張強さに対して $\nu_2 = 2.2$ であり、ケーブル材料規格(本四公団)

によるケーブル類の安全率はそれぞれ $\nu_1 = 1.84$ 、 $\nu_2 = 2.5$ である。

以上の結果ケーブル定着用鋼材および添接材の許容応力度は表-4 のように定められた。

表-4 許容応力度

a) 鋼材の許容応力度

	SS41, SM41 SMA41	SM50Y SMA50
適用板厚	$6 \leq t \leq 100$	$6 \leq t \leq 50$
曲げ、軸応力度	1300	2000
せん断応力度	700	1100

* 単位 kg/cm^2 、曲げ・軸応力度は上限値を示す。

b) 添接材 (H.T.B) の強度

	M22
一面摩擦強度	4400
二面摩擦強度	8800

* 単位 kg 、材質は F10T

c) コンクリートの許容応力度

許容圧縮応力度	$\sigma_{ck} = \sigma_{ck}/3 = 80 kg/cm^2$
許容支圧応力度	$\sigma_{ba} = 0.3 \cdot \sigma_{ck} = 72 kg/cm^2$

* ; 局部載荷の場合はコンクリート面の全面積 A 、

支圧を受ける面積を A' とした場合、許容支圧応力度は次式によった。

$$\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}) \sigma_{ck}$$

ただし、

$$\sigma_{ba} = 0.5 \cdot \sigma_{ck}$$

3. 定着桁

3-1 構造と設計方針

3-1-1 構造の概要

本橋の定着桁は図-5 に示すケーブルストランドの配置条件より、1本定着と2本定着形式に分けられる。各々の構造は図-8 のようであり、定着部先端の構造は因島大橋および、大鳴門橋と同様である。2本定着桁における力の伝達方法は下記のように考えた。

ケーブルストランド → ソケット → シムプレート → 支圧板 → 定着リブ → 定着部ウェ

ブ → 定着桁 → 仕切ガーダー

なお、定着桁にはケーブル架設用治具として下記のものを設けた。

- a) シムプレート受け架台
- b) ケーブルストランド引き込み用治具
- c) ストランド張力調整用のジャッキ受け架台の取付けボルト孔。

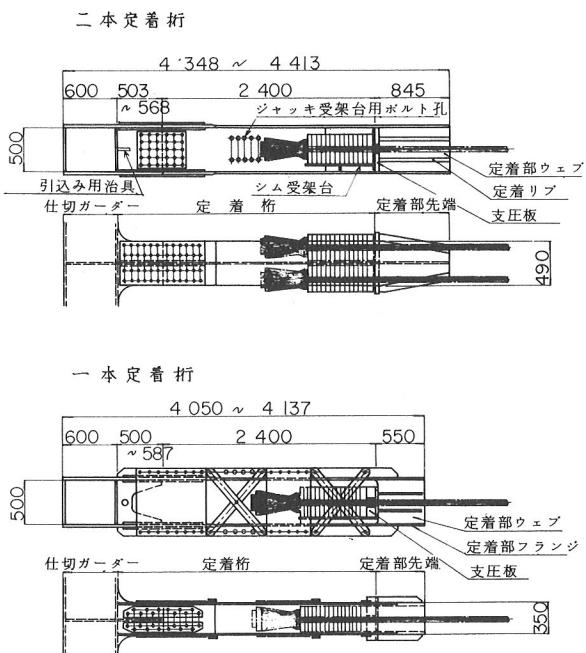


図-8 定着桁の種類と構造

3-1-2 設計の概要

(1) 定着部先端

前にも述べたように、定着部先端の構造は過去の実施例（前2橋）と同様であり、ストランド張力にも大きな差はない。そこで、先端部の設計では因島大橋におけるケーブル定着部の実験結果、大鳴門橋におけるF.E.M解析の結果を参考にして板厚を決定するものとした。

(2) 定着桁

定着桁の設計では、ケーブルストランドの張力の他に、各種誤差によって生じる偏心曲げモーメントを考慮した。この時の構造系は、仕切りガーダー位置で埋め込まれた片持ち梁とした。

3-2 設計結果

図-9に2本定着桁先端部の構造詳細を示す。

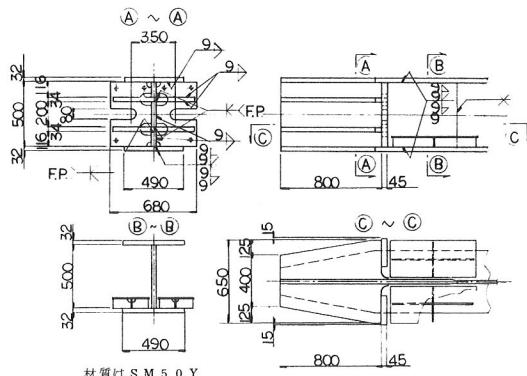


図-9 定着桁先端の構造(2本定着)

4. 仕切りガーダーおよび引張材

4-1 構造と設計方針

4-1-1 構造の概要

定着桁・仕切りガーダー・引張材およびアンカーガーダーからなるアンカーフレーム本体は、図-10に示すようにラーメン構造である。

力の伝達方法は、定着桁先端に作用するケーブル張力をラーメン構造の水平材である仕切りガーダーに伝達し、引張材の張力に集約する。この時、引張材とコンクリートの付着はないものと考え（引張材には、付着強度を小さく抑える塗装系が適用された。）、引張力の全てがアンカーガーダーに伝達するものと考えた。

また、仕切りガーダーの背面から3m程度の区間は、引張材に発泡スチロール（縁切り材）を取り付け、ラーメン構造としての変形を解放するものとした。

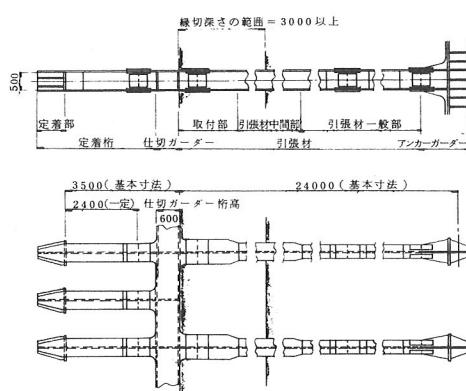


図-10 アンカーフレーム各部の名称

4-1-2 設計の概要

(1) 設計手順

設計の手順を図-11の設計フローチャートに示す。

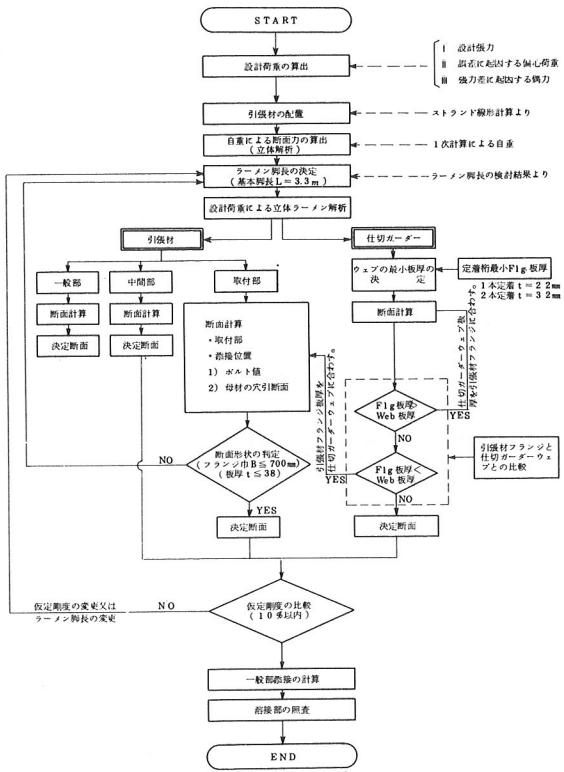


図-11 仕切りガーダー、引張材の設計フローチャート

(2) 解析方法について

仕切りガーダーと、引張材の仕切りガーダー付近は、ラーメン構造（1層2スパンおよび1層4スパン）とし、ラーメン脚長は基本的 $L = 3.3\text{ m}$ として解析した。

解析は下記の3ケースを対象とし、最大断面力で部材設計を行うものとした。（図-12参照）

- Case - 1 ; $L = 3.3\text{ m}$ までのラーメン構造と、それに続く引張材のアンカーガーダーまでの伸びを考慮した全体系。
- Case - 2 ; $L = 3.3\text{ m}$ までのラーメン構造のみを考えた部分系。
- Case - 3 ; 構造系はCase - 1と同じであるが、誤差に起因する鉛直偏心荷重を、支持フレーム受け橋と逆方向に作用させた場合。

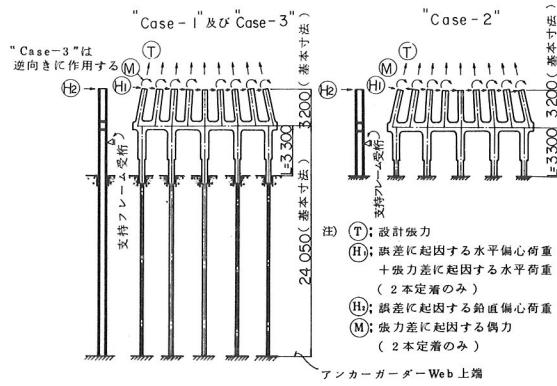


図-12 解析の種類

解析スケルトンは、ケーブルストランドの配置条件により、図-13に示す8種類となった。また、このラーメン構造物は、仮定剛度に対して極めて敏感であり、各々繰返し計算を行って断面を決定した。図-13において、ラーメン脚長が $L = 3.3\text{ m}$ と $L = 4.3\text{ m}$ の2種類あるのは、以下の理由による。収束計算の過程で3または5ヶ所あるラーメン隅角部に、片寄った部材力が作用した場合、ラーメン脚長を変化させることで、ラーメンの剛性を変え、バランスのとれた部材設計をしようとしたものである。

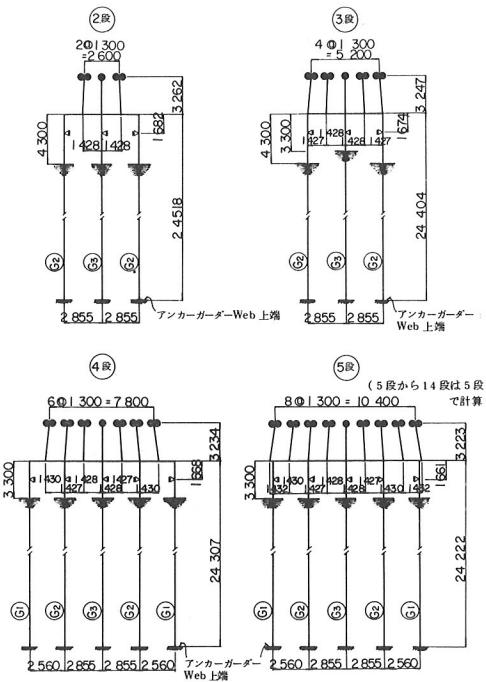


図-13(a) 解析スケルトン

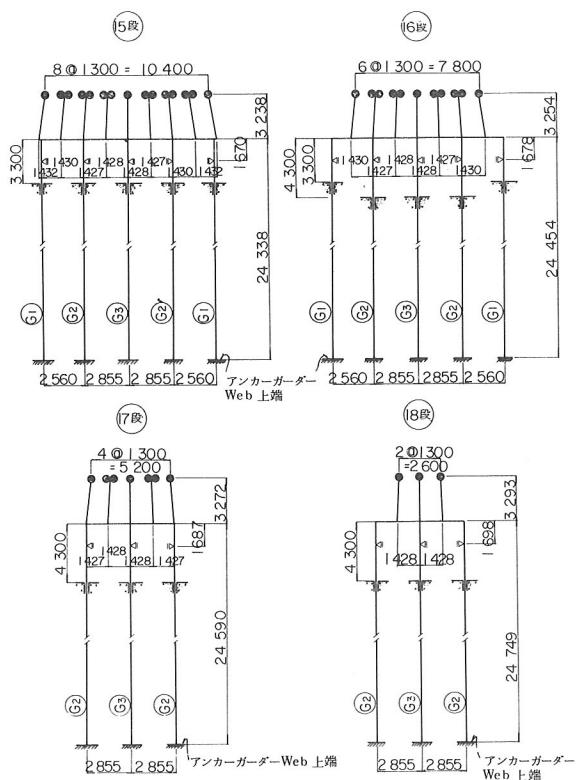


図-13(b) 解析スケルトン

(3) 自重の解析スケルトン

自重に対する仕切りガーダーと引張材の構造解析は、支持フレーム受桁を弾性支承とし、その他は(2)の解析スケルトンと同様にして断面力を求めた。

4-2 設計結果

図-14(c), 5段目の仕切りガーダーと引張材について、その断面力図(自重による断面力は含まれない)を、図-15(c) 5段目の断面構成図を示す。

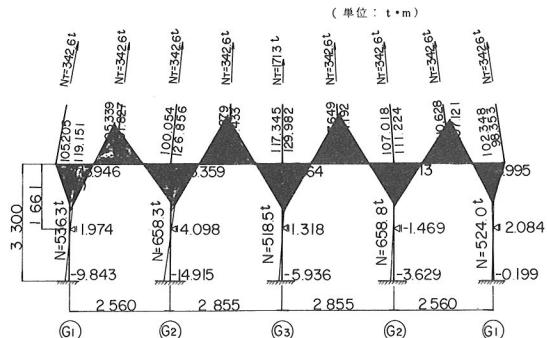
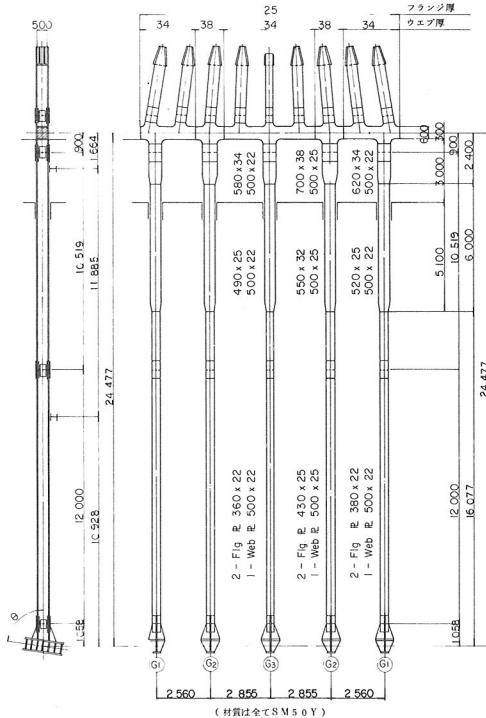
図-14 ストランド張力・偏心誤差による断面力
(5段Case-1)

図-15 断面構成図(5段)

5. アンカーガーダー

5-1 構造と設計方針

5-1-1 構造の概要

アンカーガーダーは、引張材の張力をコンクリートの支圧力を変換してアンカレイジに伝達する構造物であり、ガーダー上フランジを支圧面としている。図-16にアンカーガーダーの部分構造を示す。

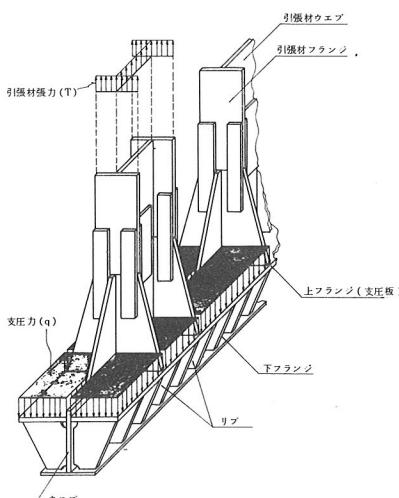


図-16 アンカーガーダーの構造概要

5-1-2 設計の概要

(1) 設計手順および設計手法

設計の手順は図-17の設計フローチャートに従った。引張材張力に対する構造解析では、ガーダー前面のコンクリートをバネ評価し、弾性支承上の梁として図-18に示すような構造モデルを適用した。この時、コンクリートのバネ定数は「道路橋下部構造設計指針（昭和43年3月）」「直接基礎の設計編」を参考にして、アンカーガーダーを、コンクリート上に設置された直接基礎と考え、ヤング係数と変形の関係を拡張した式-(1)により求めた。

$$K_v = \frac{E_v}{(1-\mu^2) \cdot B \cdot I_p} = \frac{E_c}{(1-\mu^2) \cdot B_v \cdot I_p'} \quad \dots \dots (1)$$

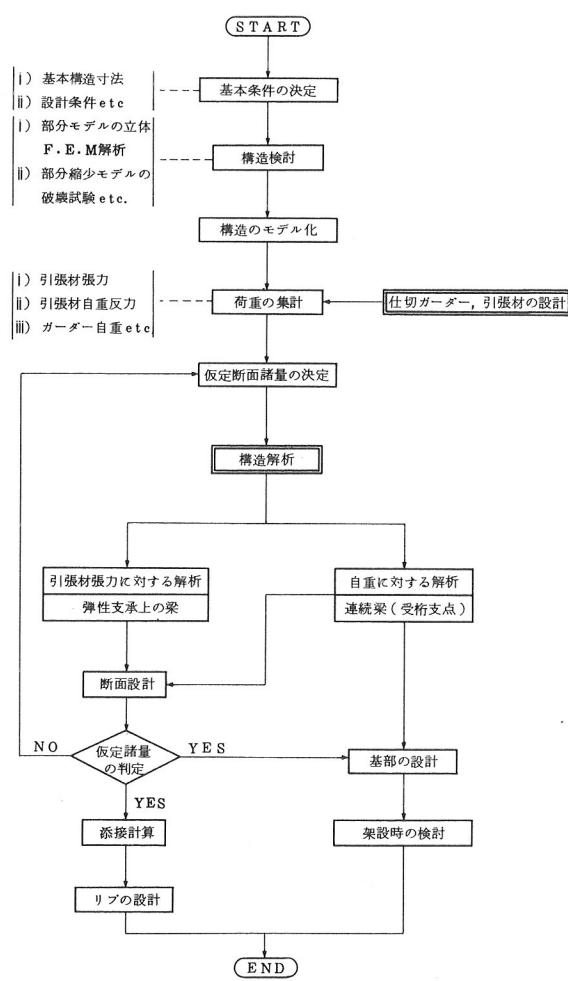


図-17 アンカーガーダーの設計フローチャート

ここで、 E_c ：コンクリートの弾性係数 (2.7×10^6

t/m^2 , 26.5 GPa)

μ ：コンクリートのポアソン比 ($\mu=1/6$)

B_v ：換算載荷面積

I_p' ：形状係数 ($I_p' = 0.88$)

また、引張材張力 ($T_1 \sim T_n$) は、4-1-2, (2)で述べた全体系 (Case-1) の張力を適用した。

自重による作用力は、図-19に示すような構造モデル（支持フレームの受持位置を支点とした連続梁）で解析し、曲げモーメントについては、アンカレイジコンクリート打設後においても、その変形形状が残るものと考え、引張材張力によって生じる曲げモーメントと重ね合わせるものとした。

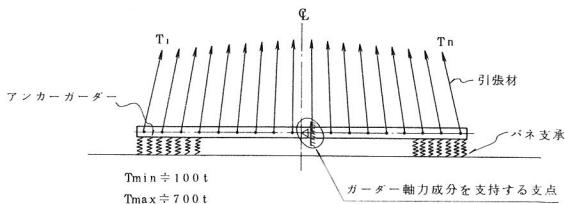


図-18 引張材張力に対する解析モデル

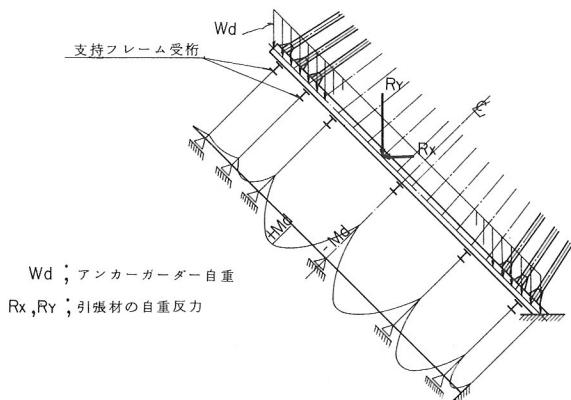


図-19 死荷重に対する解析スケルトン

(2) F.E.M 解析

図-16に示すように、アンカーガーダーと引張材は完全に剛結合された構造であり、過去に実施例がない。そこで、引張材からアンカーガーダーへの応力の流れ、コンクリートの支圧力の分布、および応力集中度合等を

調べるためにF.E.M. 解析を行なった。

解析モデルは図-20に示すような1パネル(引張材1本の張力を分担する範囲)の1/4を取り出した部分立体モデルとした。境界条件としては、横方向に全て固定、鉛直方向(張力方向)に可動とし、上フランジの各要素節点にコンクリートをバネ評価した支点を設けた。

解析ケースとしては、バネ定数を(1)で計算した値と、その5倍のバネ定数を考えた2ケースとした。

F.E.M. 解析結果を要約すると以下のようであり、(1)で述べた設計手法が適当であることを確認した。

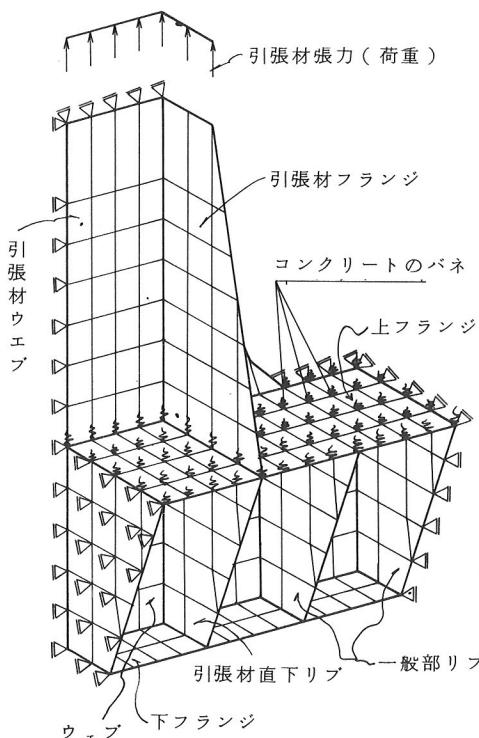


図-20 F.E.M. 解析モデル

- a) 弹性支承上の梁として解析したアンカーガーダーの作用断面力(上フランジについては、リブプレートで3辺が固定され、等分布支圧力を受ける版作用力を重ね合わせた)と、F.E.M. 解析による作用断面力に大きな差は認められない。
- b) コンクリートのバネ常数を5倍にして解析した場合には、アンカーガーダーの作用力は減少し、コンクリートの支圧力が増加する。この場合でも、許容支圧応力度を超えることはない。

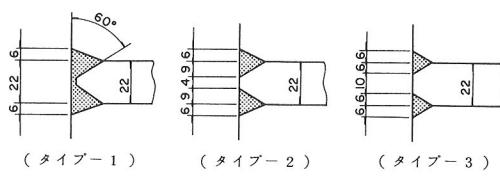
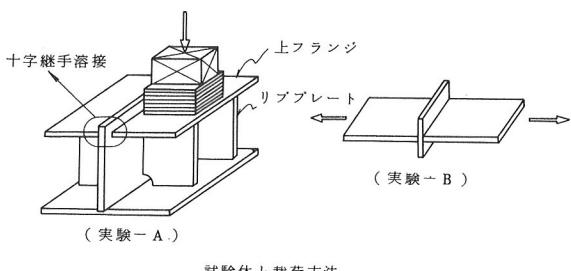
c) 引張材フランジ直下のリブプレートには、ほとんど作用力はない。

d) 一般のリブプレートには、上フランジ幅を張出し長とする片持ち梁に良く近似した曲げ応力度、せん断応力度が作用する。

e) 構造詳細に関連して、特に大きな応力集中は認められない。

(3) アンカーガーダー耐荷力実験

図-16に示すように、本橋のアンカーガーダーは、引張材ウェブとアンカーガーダーウェブを1枚板で構成し、アンカーガーダー上フランジはそのウェブに溶接する構造(十字溶接継手)とした。詳細設計に先立ち、大きなコンクリート支圧力を受ける十字溶接継手部と上フランジの耐荷力を調べるために、図-21に示すような試験体を作成し、破壊実験を行なって、詳細構造決定の参考とした。



十字継手部の溶接サイズ

図-21 アンカーガーダー耐荷力実験

図-21において、実験-Aは、コンクリートの支圧力に対する上フランジと十字溶接継手部の耐荷力を調べるもので、試験体の縮尺は実物の約1/2とした。実験-Bは、溶接部(溶着金属)の伸び特性等に着目した十字継手試験である。

十字継手部の溶接サイズに関しては、あまり過大な溶接サイズを適用した場合には、アンカーガーダーの歪発生、ウェブプレートのラメラティアの発生等が懸念され

る。そこで、溶接サイズに関しては図-21に示す3タイプを、実験-A・Bの試験体に適用し、耐荷力とその特性を調べた。

実験の結果を要約すると下記のようである。

a) 実験-Aにおいて、設計計算上の破断荷重は上フランジで約90t(883kN)であったが、試験機の能力である190t(1.86MN)程度の荷重に対しても破断の兆候は認められなかった。但し、上フランジのリブ近傍では上フランジが降伏していることが確認できた。これは上フランジが降伏した時点から設計計算上の構造系(3辺固定版)が変化し、膜として抵抗したものと推測される。以上のように、版構造の終局耐荷力は極めて高いことを確認した。

また溶接サイズの違う3タイプの何れもが前記同様な結果であり差は認められなかった。

b) 実験-Bの引張試験においては、3タイプの溶接サイズの何れもが母材から破断し、溶接部から破断する試験体はなかった。また、溶接部の伸び特性について比較したところ、タイプ1, 2は大差なく、タイプ3は溶接部の伸びが大きい(母材の伸びに比べて)ことが分かった。結局、母材同等以上の溶接量(のど厚)を施した溶接部では、強度・伸び特性ともに、母材と同等のものが確保されることを確認した。

5-2 設計結果

図-22と図-23は、アンカーガーダー(G2桁)の断面力(引張材張力に対する解析結果)と、断面構成を示す。

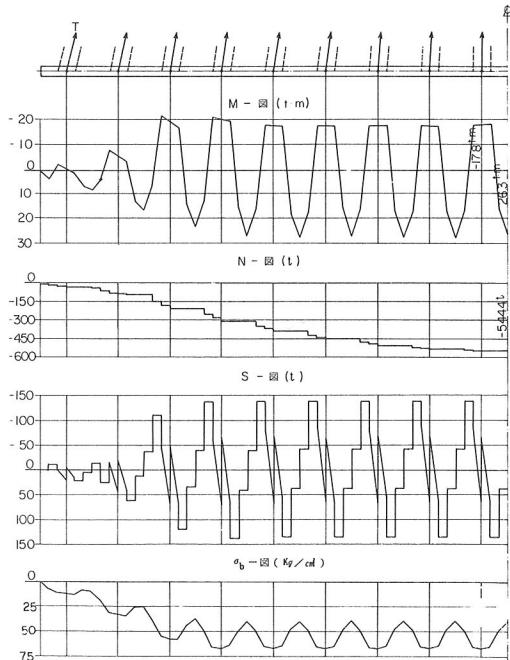


図-22 アンカーガーダーの断面力図(G2桁)

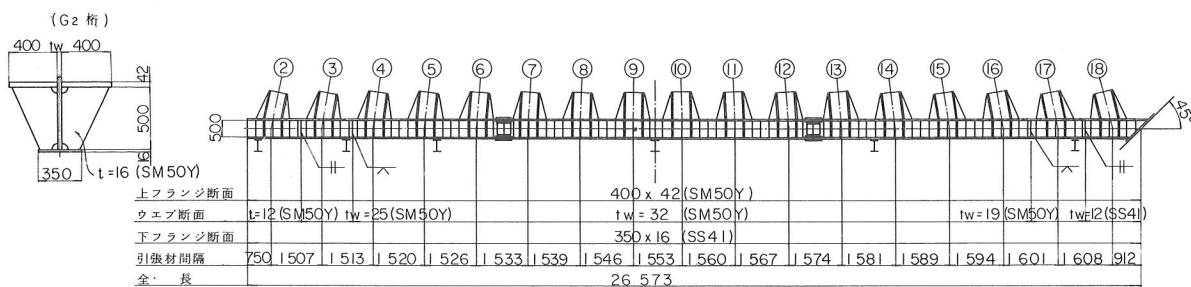


図-23 断面構成図(G2桁)

6. 支持フレーム

6-1 構造と設計条件

6-1-1 構造の概要

支持フレームは、1基約1,000tのアンカーフレーム本体を、コンクリートの打設完了時まで支える仮設構造物であるが、その規模は高さ約3.2m、長さ約3.3m、奥行き1.4mの巨大な鋼構造物であり、自重に対しては

もちろんあるが、コンクリートの打設が完了するまでの間、風、地震等に対しても安全に自立していることが必要である。また、アンカーフレームの据え付け精度は支持フレームの出来高によって大きく左右され、仮設構造物とは言うものの極めて重要な構造物である。

支持フレームの構造スケルトンは、ケーブルストランドの線形条件、引張材・アンカーガーダー等のアンカー

フレーム本体の配置、および精度良く安定した架台となるための所要の剛性を持つ、等に配慮して選定されるものであり、本橋の場合には4面の主構を持った立体トラスを形成している（図-3参照）。

6-1-2 設計条件

表-5に支持フレームの設計条件を示す。

鋼材の許容応力度は上部構造設計基準・同解説（本四公団S55年6月）を適用し、アンカーフレーム本体の設計で適用したような低減値ではない。

表-5 支持フレームの設計条件

I 設計荷重		
死荷重 (D) (一基当たり)	定着桁	235 t
	仕切りガーダー	145
	引張材	565
	アンカーガーダー	100
	小計	1045
	支持フレーム自重	370
	合計	1415
風荷重 (W)	基本風速	$V_{10} = 26 \text{ m/sec}$
	設計風速	$V_d = 39 \text{ m/sec}$
地震荷重 (EQ)	K _h	0.1
	K _v	0
温度変化 (T)	T	± 15
II 荷重の組合せと許容応力度の割増し		
	D	1.35
	D + T	1.35
	D + W	1.65
	D + EQ	1.65
III 施工条件 (200t吊りタワークレーン)		
	最大部材長	15m
	最大部材重量	3t

6-2 設計方針

6-2-1 設計手順

図-24に支持フレームの設計フローチャートを示す。

6-2-2 解析手法

支持フレームの重要な役割りである、アンカーフレーム本体の据え付け精度を良くするためには、支持フレームの持つなるべく実際に近い剛度を把握する必要がある。また、風および地震等の横荷重に対する安定性を検証す

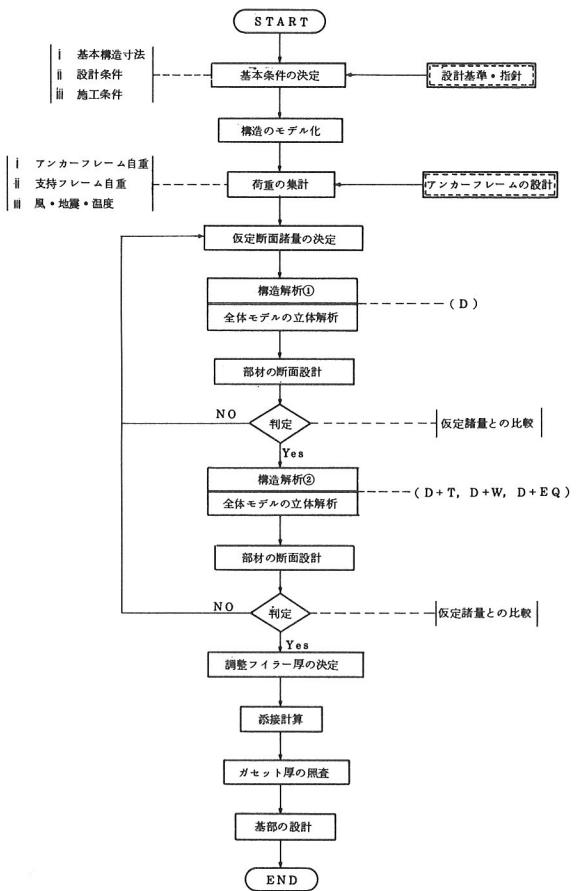


図-24 支持フレームの設計フローチャート

ることもあって、構造解析の構造モデルは、支持フレームを構成する全部材を評価した立体解析を行うものとした。（図-25参照）なお、支持フレームには引張材およびアンカーガーダーが連結されており、これらも全体剛性に若干寄与するものと思われるが、本設計ではこれを無視するものとした。

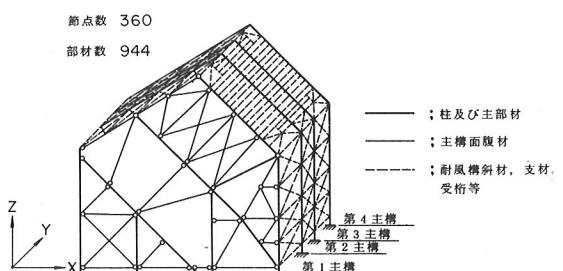


図-25 支持フレームの解析モデル

6-2-3 架設ステップの影響

基本的な架設の手順は図-2-6のようである。各架設ステップを踏えた構造解析と、6-2-2の完成系で解析を行なった場合とでは、支持フレームの最大変位および、最大部材力に差が生じるものと思われた。そこで、図-2-6の各架設ステップ毎に断面力、変位を算出し加算したものと、完成系での解析値を比較した。その結果完成系での変位（支持フレーム頂点）は0.6mm小さいこと、断面力では両者大差がないことを確認し、結局設計計算は完成系のみを対象としたことにした。

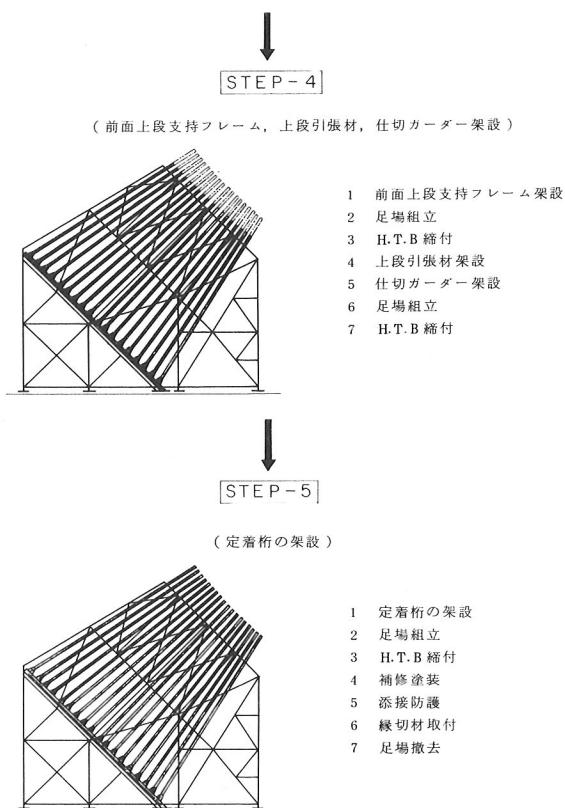
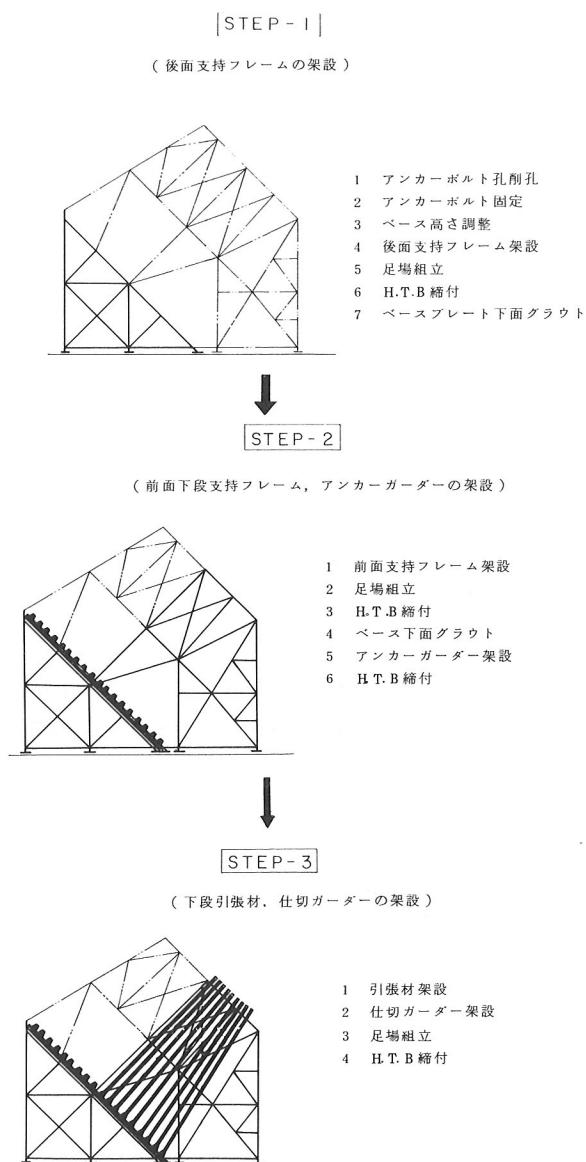


図-2-6 架設ステップ図

6-2-4 温度変化の影響

支持フレームの設計において、過去の実施例では、温度変化の影響を加味して部材設計がなされた例は少ないようである。支持フレームの構造は非常に多くの部材が複雑に組合わされた、拘束度の高い構造物であり、温度変化には敏感な挙動を示すものと思われる。また、現場における架設期間とコンクリート打設期間（約4ヶ月）を考えても、温度変化は無視できないものと思われる。そこで本設計では±15°Cの温度変化を考えるものとした。

6-2-5 耐風構斜材の設計

横荷重には地震と風があり、検討の結果、影響度合の大きな風荷重を設計横風重とした。

支持フレームに対する風荷重の載荷方法は、道路橋示方書のトラス規定を適用して、4面ある主構面のうち、風上側構面に全強度を、他の3構面には各々1/2強度を載荷した。引張材およびアンカーガーダーに対しては、その設置間隔が比較的狭いので、一般のプレートガーダー

橋と同様に、風下側部材の抗力全体が風上側部材全体の $\frac{1}{2}$ になるように載荷した。

耐風構斜材は基本的ICダブルワーレン形式のトラス組みとし、横荷重に対しては引張材のみが抵抗するものとして設計を行なった。

なお、部材の剛度は表-6によった。表-6における主要部材とは、主荷重（死荷重）により断面決定される主構面部材であり、2次部材とは、風荷重等によって断面決定される耐風構斜材および水平材等を示す。

表-6 部材の剛度（細長比）の上限値

部 材		細長比 (ℓ/r)
圧縮部材	主要部材	120
	二次部材	150
引張部材	主要部材	200
	二次部材	240

6-2-6 誤差吸収について

アンカーフレーム本体の設計においては、ケーブル定着点の座標誤差として、鉛直方向IC 212mm（2本定着の場合）、水平方向IC 112mmを考慮したものであるが、より積極的に誤差を修正することが重要である。

本橋の場合には、現場での測量が難しいこともあって工場での仮組立て段階で修正し、現場では、その仮組立て状態を再現するという方針とした。

修正方法としては、図-27に示すように、引張材とその受け杭の連結部で処理するものとし、鉛直方向誤差に対しては、シムプレートの插入、水平方向誤差に対しては隙間を設けることにより対処するものとした。

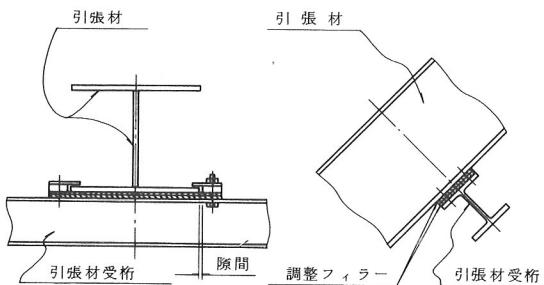


図-27 誤差の調整方法

6-3 設計結果

図-28に主構面部材の解析結果、図-29に変位、図-30に部材構成を示す。

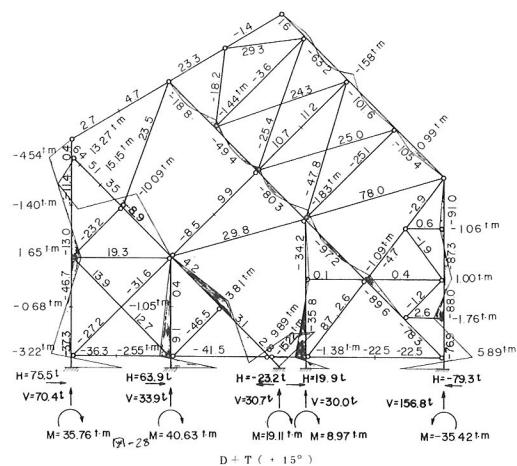


図-28 主構面の部材力および反力(2, 3主構面)

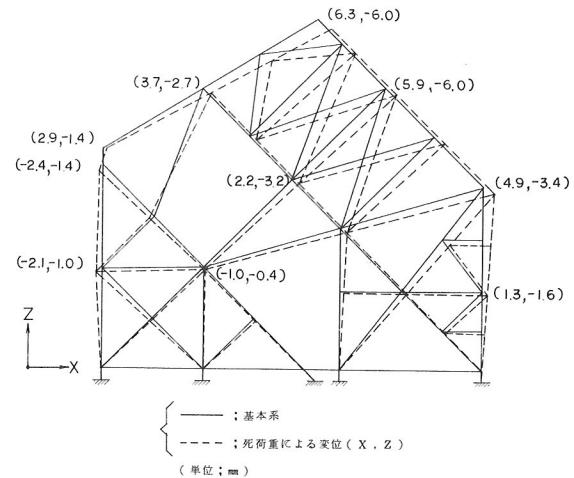


図-29 死荷重による弾性変位(2, 3主構面)

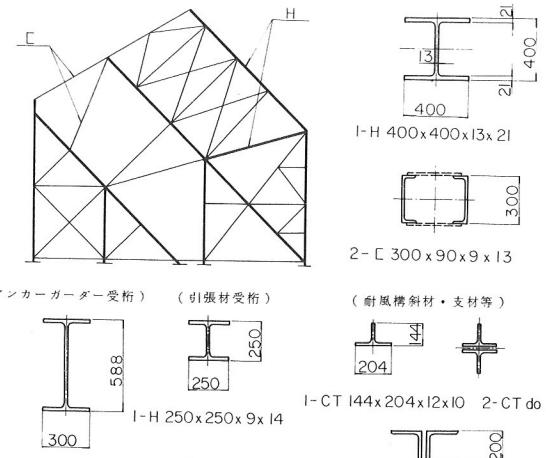


図-30 支持フレームの部材構成

7. あとがき

以上が南北備讃瀬戸大橋 1A のケーブルアンカーフレームの設計内容である。ケーブルアンカーフレームは、そのほとんどがコンクリートの中に埋もれ、完成後も人目に触れる機会がなく、静かに長大吊橋のケーブルを固定する、まさに縁の下の力持ちである。本橋のアンカーフレームは過去に例を見ない構造形式を採用しており、設計手法の検討、破壊実験等を通じて安全性を確認しつつ、この重要構造物の設計を進めた。今後、同様な構造物の設計に際し、本文が参考になれば幸いである。

昭和 55 年 12 月に設計に着手した本工事は、昭和 57 年 8 月に製作・輸送を完了し、現在は与島の現地で組立てが進められている。

最後に、本設計の御指導を賜わった本四公団坂出工事事務所の方々に深く感謝の意を表わします。

参考文献

- 1) 林有一郎：因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計、本四技報 Vol. 4, No 11 '80. 1
- 2) 田中淳之：大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計、本四技報 Vol. 4, No 13 '80. 7