

亀甲橋の設計

新井 英雄*1・錦 英樹*2・中村 収志*3・永井 篤*4

1. はじめに

亀甲橋（写真-1）は、三重県久居市の青山高原カントリークラブ内に建設された吊床版橋である。本橋は、クラブハウス2階から直接コースへ向かう歩行者専用橋であり、ハウス前の調整池上で3方向に分岐している。橋面上には床版を吊り下げる斜材や主塔、中間には床版を支持する橋脚などがなく、それぞれの方向に対称に吊られた床版に発生する張力のつりあいにより、この極めて薄いコンクリート橋の構造が成立している。

吊床版橋は国内で既に10橋ほどの実績があり、最大支間は100mを超え、多径間のものも数橋建設されている。しかし、3方向を結ぶ吊床版橋は世界初のものである。以下に、本橋の設計について述べる。

2. 構造概要

亀甲橋の全体一般図を図-1に、構造諸元を表-1に示す。本橋は3か所の橋台から37.5mの等距離にある中央部において、吊床版が120度の交角により3方向対称に連結されている。橋梁規模は単支間75mに相当し、全幅員2.1mのうち1.6mが有効幅員である。床版コンクリート厚は20cmで、吊床版の両端部においてこれを片持ち梁として支持する取付け部では20cmから1.0mまで漸増している。基本サグ量（死荷重時状態でのスパン中央の垂れ下がり量）は $f=2.45$ mであり、上部工を張り渡すための張力は、各橋台を介して $P_u=170$ tfのグラウンドアンカー8本によりそれぞれの支持地盤に定着している。

表-1 構造諸元

橋種	歩道橋
構造形式	3方向対称PC吊床版橋
橋長	45.0+45.0+46.5=136.5m
支間	3@37.5m(単支間75m相当)
幅員構成	地覆 歩道部 地覆 0.250+1.600+0.250=2.100m
活荷重	$w=100$ kgf/m ² (群集荷重)
基本サグ量	$f=2.450$ m

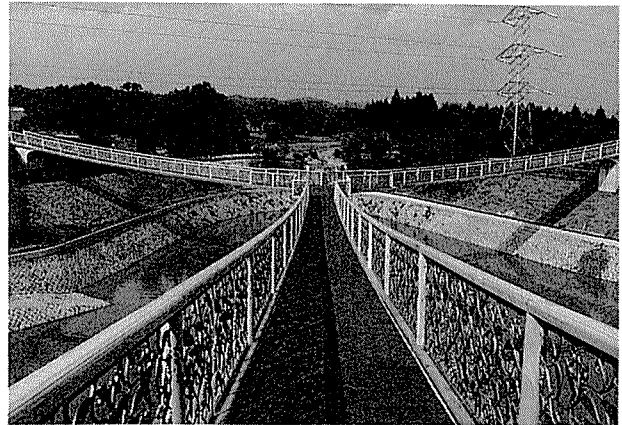


写真-1 亀甲橋

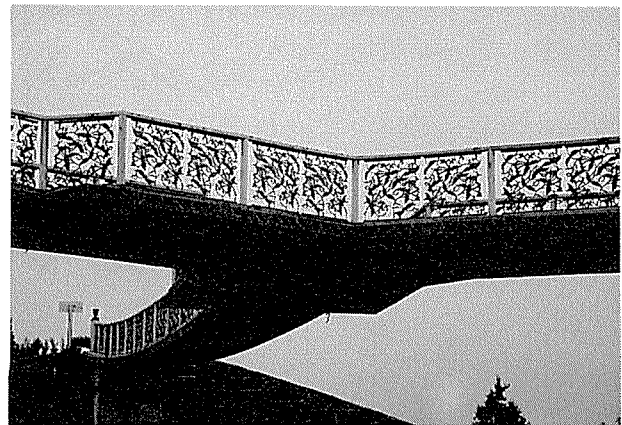


写真-2 橋面工

3. 亀甲橋の設計

3.1 景観設計

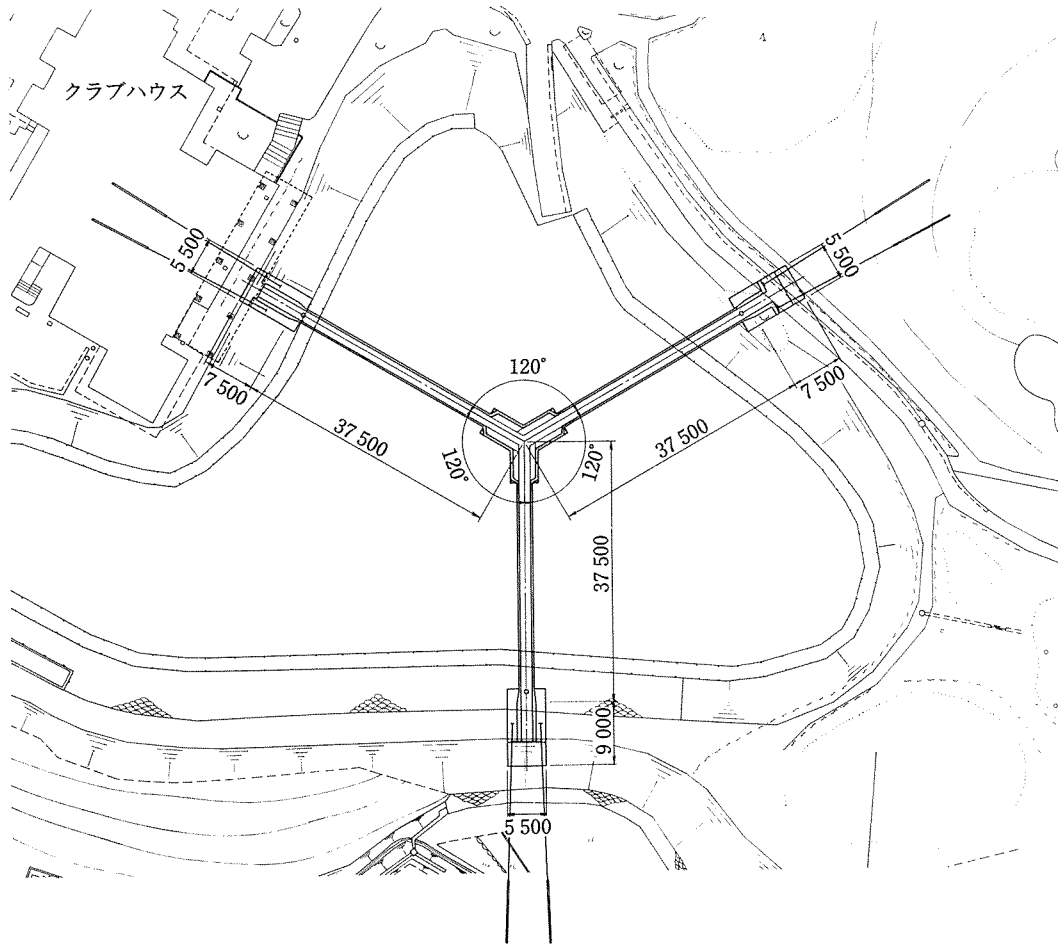
この橋は景観設計により、かづら橋のような吊構造の木橋をモチーフとして、様々な工夫が凝らされている。橋梁の計画高さは、この橋を下から見上げることができるように地盤面より約4m上げている。そして、床版側面と底面には松の木目模様を付け、着色コンクリートで木肌の色合いをだし、橋軸方向に張り渡したつた(PC鋼材)に、踏み板(床版コンクリート)を直角方向に敷並べた意匠とした。また、高欄は自然木に藤つるがまき

*1 Hideo ARAI : 住友建設(株)土木部設計第二課副課長
*2 Hideki NISHIKI : 住友建設(株)土木部設計第二課主任

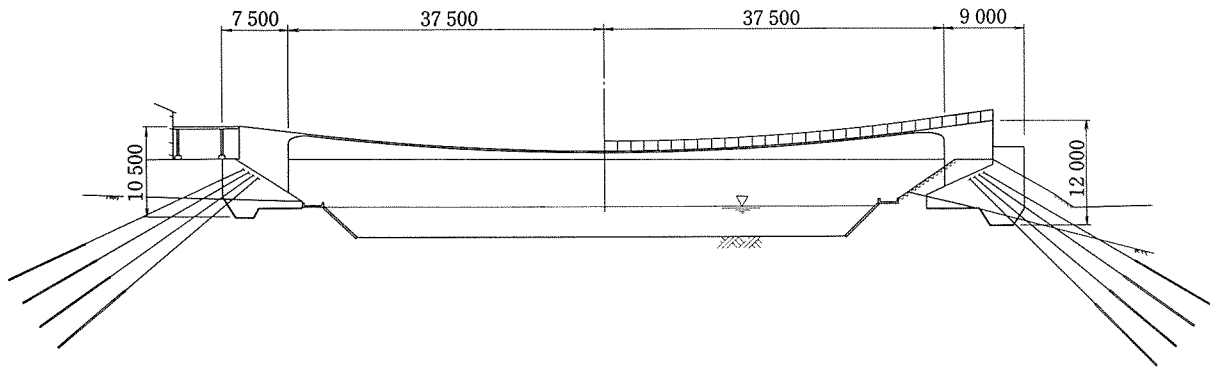
*3 Atsushi NAKAMURA : 住友建設(株)土木部設計第二課

*4 Atsushi NAGAI : 住友建設(株)土木部設計第二課

平面図



側面図



断面図

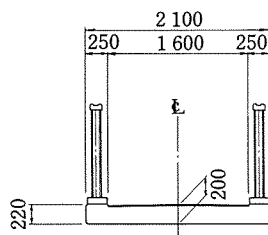


図-1 全体一般図

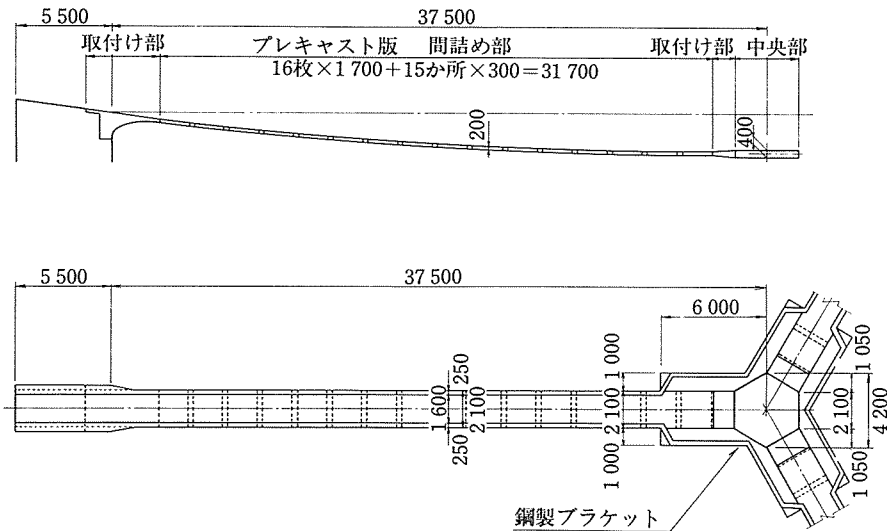


図-2 上部構造図

つく様子を表現している（写真-2）。

中央部の拡幅部形状は、正六角形の辺を3分割し、内側に向かって組重ねた亀甲形の模様である。このため、本橋は亀甲橋と名づけられた。

3.2 上部工の設計

(1) 構造解析

上部工の構造を図-2に示す。吊床版橋は張力により高い剛性が与えられている構造である。このように支間に対して床版が薄く、曲げ剛性より伸び剛性の卓越する柔構造の解析には幾何学的非線形性を考慮しなければならない。また、本橋は平面的に3方向に軸力の卓越する部材があり、同時にサグの影響も考慮するため、図-3に示す3次元の骨組構造にモデル化して有限変位理論により解析¹⁾を行った。吊床版は各方向に10分割し、床版の軸剛性、曲げ剛性、ねじり剛性のほか、張力による幾何剛性を持つビーム要素とした。なお、活荷重は着目する断面の応力が最大となるような載荷状態を決定するため、軸力による幾何学的非線形項を線形化した線形化有限理論により影響値解析を行い、改めて有限変位理論により解析した。図-4に影響線図を、図-5に偏載した活荷重による断面力図を示す。また、張力とサグを表-2に示す。

(2) クリープ解析

本橋は床版にプレストレスを導入したPC構造である。このため、床版コンクリートには、プレストレスにより圧縮力が作用している。床版はコンクリートのクリープ作用と乾燥収縮により軸方向に塑性変形が生じ、この軸ひずみに相当する分、吊床版は上昇し張力は力のつり合いを保つため増大する。吊床版橋を設計するにはこの増加張力によるコンクリートの引張力を求める必要がある。

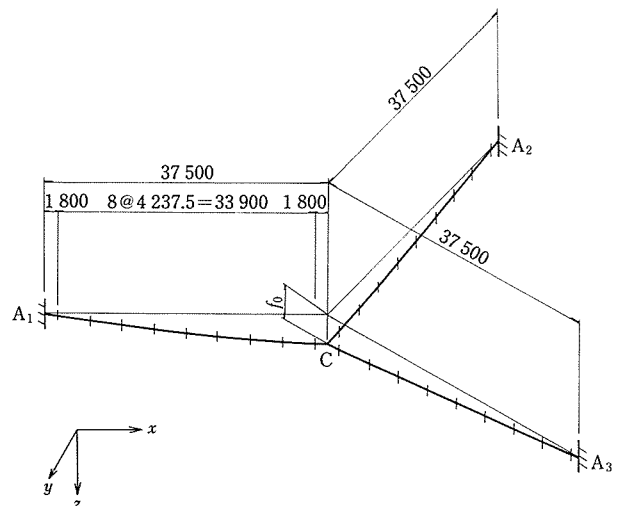
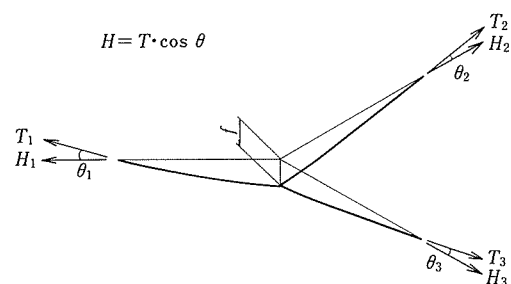


図-3 構造モデル

表-2 完成系の張力とサグ

	Q (t/m)	H (t)	f (m)	tan θ
自重作用時	1.255	338.5	2.607	0.1390
プレストレス導入後	1.255	348.2	2.535	0.1352
橋面施工後	1.551	426.6	2.557	0.1364
全死荷重時	1.551	445.1	2.450	0.1307
+20℃	1.551	430.9	2.531	0.1350
-20℃	1.551	460.7	2.367	0.1262
活荷重全載時	1.711	488.5	2.463	0.1313
+20℃	1.711	473.2	2.543	0.1356
-20℃	1.711	505.4	2.380	0.1270



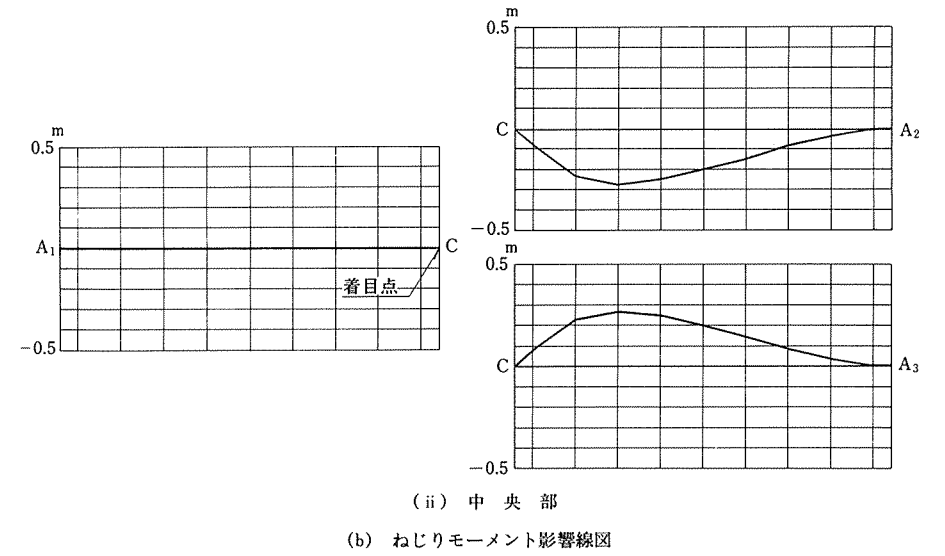
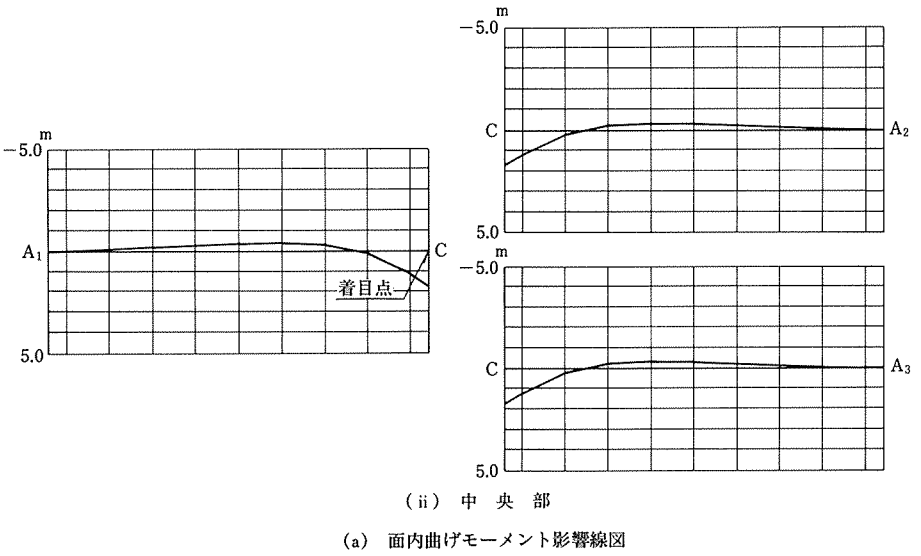
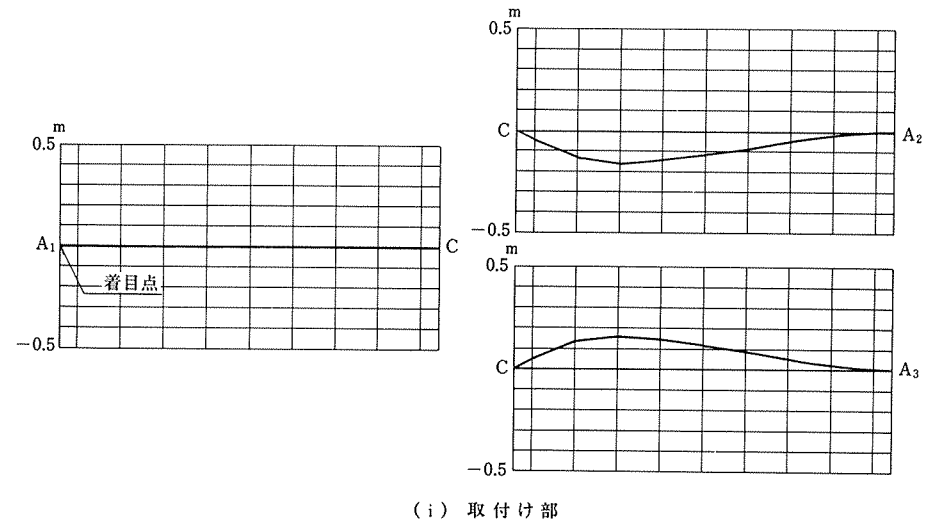
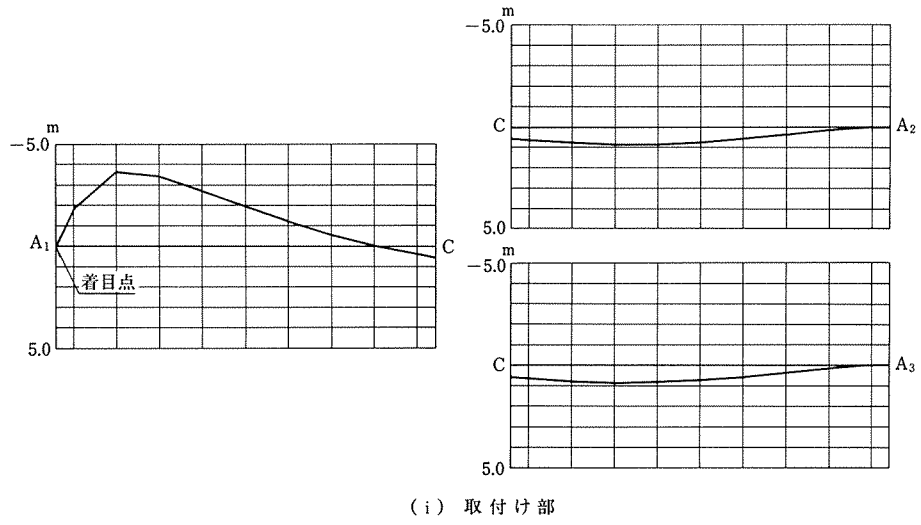


図-4 影響線図

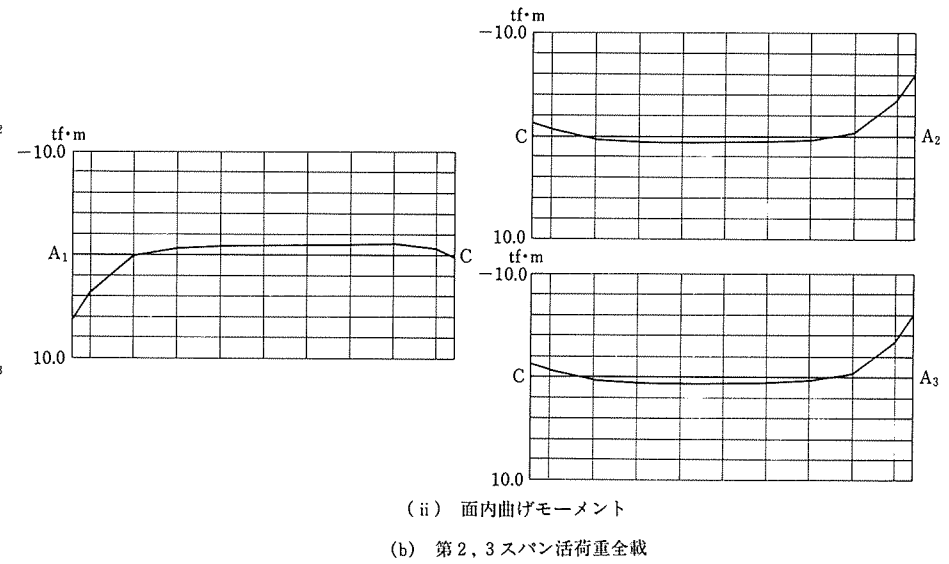
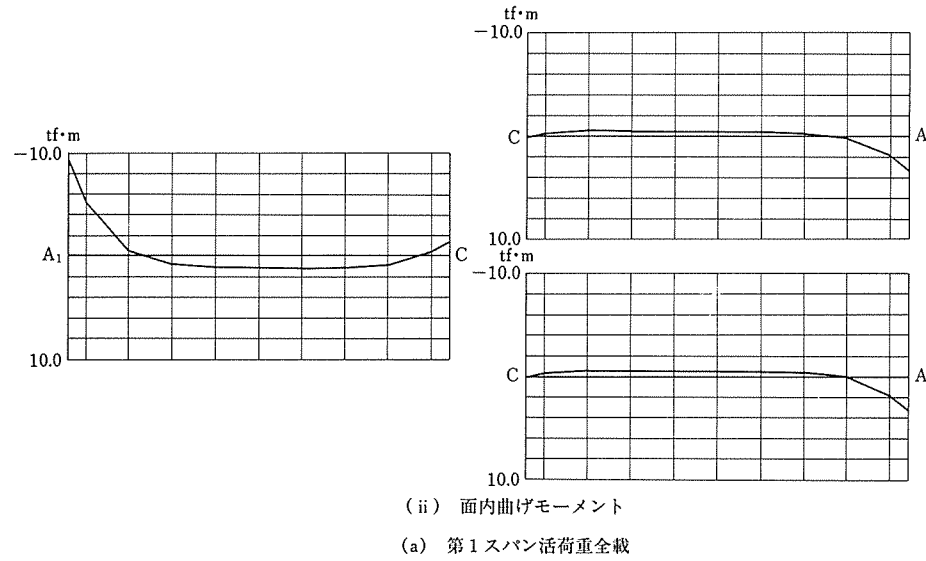
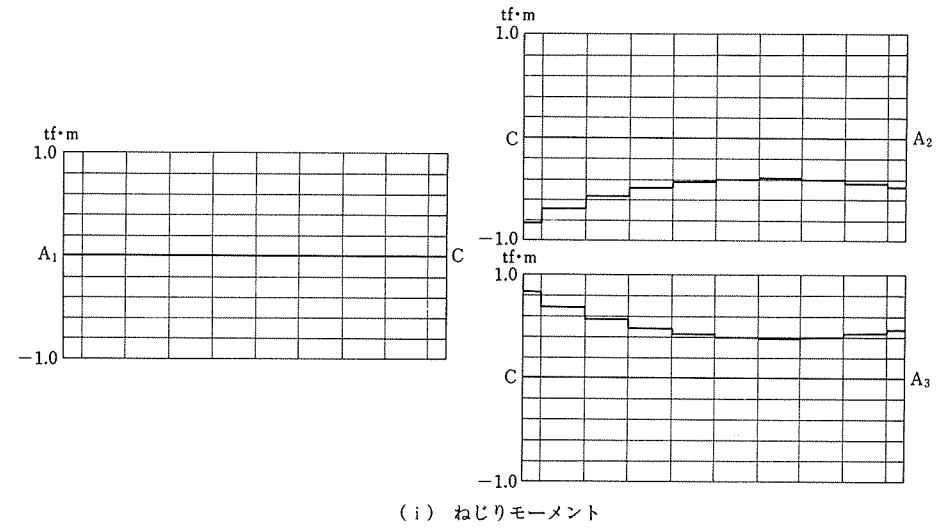
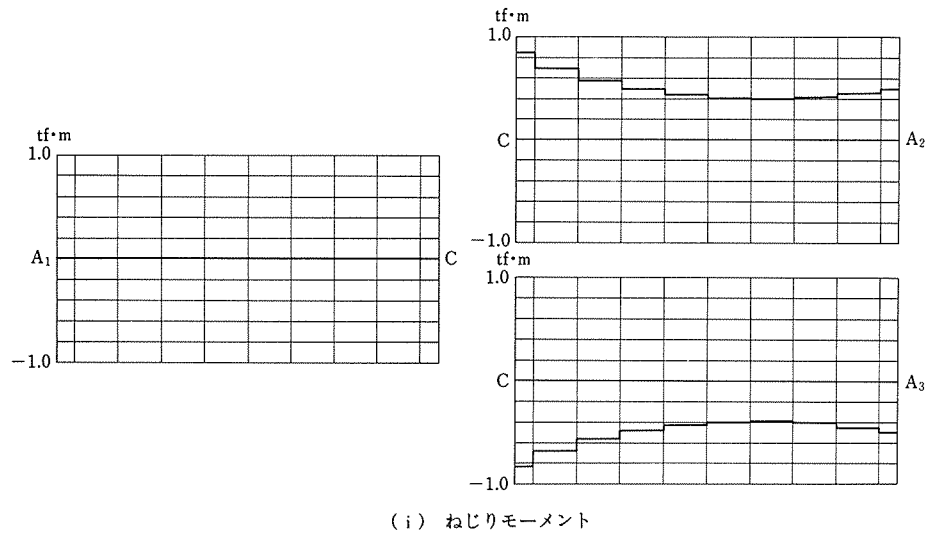


図-5 活荷重編載による断面力図

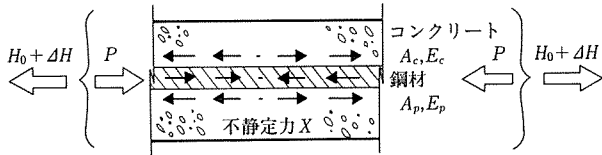


図-6 クリープ・乾燥収縮によるつりあい力の変化

予備検討において、3次元有限変位解析と曲げ剛性を無視した2次元ケーブル理論を比較した結果、本橋が3方向対称の構造であることから、対称荷重はケーブル理論で解析できることが確認された。これにより、本橋のクリープ解析は、スパン75 m (37.5+37.5) の2次元ケーブル構造にモデル化し、図-6 から得られるひずみの適合条件 ((1) 式=(3) 式) より不静定力 X を求め、つりあい状態の変化をケーブル理論により算出した²⁾。

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるひずみ $\epsilon_{c\varphi}$

$$\epsilon_{c\varphi} = \frac{1}{E_c A_c} \left\{ -P \cdot \varphi + \left(X + \frac{\Delta H}{A_z} \cdot A_c \right) \cdot (1 + K\varphi) \right\} + \frac{\varphi}{\varphi_\infty} \epsilon_{st} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\varphi_t}{1 - e^{-\varphi t}} = 1 + K\varphi \dots\dots\dots (2)$$

- A_c : コンクリートの純断面積
- A_z : コンクリート、鉄筋、鋼材の換算断面積
- P : 床版に導入されているプレストレス力
- K : レラクセーション関数
- ϵ_{st} : 材令 t までの乾燥収縮度

鉄筋および鋼材のクリープ・乾燥収縮によるひずみ $\epsilon_{s\varphi}$

$$\epsilon_{s\varphi} = \frac{-X_c}{E_p A_p + E_s A_s} + \frac{\Delta H}{E_c A_z} \dots\dots\dots (3)$$

(3) サグの設定

吊床版橋はアーチ橋を逆さにした形状をしているが、ライズをサグに、圧縮力を引張力に置き換えると、その構造特性はアーチ橋同様に基本サグによって以下のように変化する^{3)・4)}。

- ① サグを小さくした場合、最急勾配が緩くなり歩行性は良くなる。しかし、張力が大きくなり上下部構造とも工費がかさむ。
- ② サグを小さくすると初期張力が大きくなり、幾何剛性によって荷重増加が同じであっても張力変動量は小さくなる。しかし、サグを大きくしても活荷重や温度変化によるたわみや張力の変動量が小さく、力学的特性が改善される領域がある。
- ③ サグにより振動に対する剛性が大きくかわり、サグを大きくすると最低次の振動モードが対称モードから逆対称モードに移行する。
- ④ プレストレス2次力やクリープ・乾燥収縮による

プレストレス損失量がサグにより変化し、強く張り渡した状態では床版にプレストレスはほとんど残らないが、サグを大きく設定することでプレストレスを有効に導入できる。

本橋の設計においては、単径間吊床版橋で明らかとなった以上の経済性、力学的特性、振動特性およびプレストレスの有効率を総合的に考慮し、サグを $f=2.45$ m ($L/f=31$) に設定した。

(4) 床版の設計

床版は、間詰めコンクリート打設後に作用する荷重(橋面荷重、活荷重および温度変化など)による張力に対して全断面で抵抗するため、コンクリートに引張力が生じる。本橋はこの引張力に対して、ポストテンション方式により床版に圧縮力を導入した。

床版をPC構造にすることは、

- ① ひびわれ幅を制御することで耐久性が向上する。
- ② 繰返し荷重による応力変動を低いレベルに抑えるので、PC鋼材の疲労に対して有効である。
- ③ 振動や耐風安定性に対する剛性を確保できる。

などの利点がある。床版断面を図-7 に示す。20 cm 厚の床版には、両サイドに自重による張力に対し $P_u=200$ tf のPC鋼材を4本、ダクト内には後荷重による引張力に対して $P_u=60$ tf のPC鋼材を10本配置した。ダクト内のポストテンション用PC鋼材は、グラウト硬化後はコンクリートと付着が生じ、先に張り渡したPC鋼材と同様、床版コンクリートと一体となって荷重に抵抗する。このため、死荷重時の両PC鋼材の応力レベルがほ

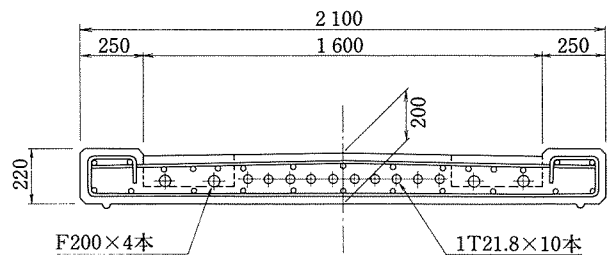


図-7 床版断面図

表-3 作用力の集計

	張力 H (t)	コンクリート H_c (t)	鉄筋 D 13 22本	PC鋼材 F 200 4本	PC鋼材 T 21.8 10本
自重作用時	338.5	0.0	0.0	338.5	0.0
プレストレス導入後	348.2	-225.5	-10.3	324.5	259.5
橋面施工後	426.6	-157.6	-7.2	328.7	262.7
全死荷重時	445.1	-74.3	-22.1	292.0	234.7
+20°C	430.9	-86.6	-22.6	291.2	234.1
-20°C	460.7	-60.8	-21.4	292.8	235.3
活荷重全載時	488.5	-36.7	-20.3	294.3	236.5
+20°C	473.2	-50.0	-20.9	293.5	235.8
-20°C	505.4	-22.1	-19.7	295.2	237.1

(+は引張力)

ば等しくなるように PC 鋼材本数とポストテンション用 PC 鋼材の導入緊張力を決定した。表-3 に作用力を示す。なお、PC 鋼材の安全率は、本橋梁形式がスレンダーで振動や日照による温度変化などの影響を受けやすい構造であるので、破断強度に対して $F=2.5$ とした。

(5) 中央部の設計

3 方向の吊床版の交点となる中央部は、厚さ 40 cm の正六角形の版構造である。10 cm 厚の上下外層には 3 方向からの鉄筋が、また、残り 20 cm 厚の内層には床版内の PC 鋼材が図-8 に示すように配置される。

本橋は緊張した PC 鋼材を利用して支保工を用いずに施工するが、先に張り渡される PC 鋼材 (F 200) は死荷重に相当する張力を厚さ 5 cm の鋼製枠 2 枚を重ね合わせたフレーム枠 (SM 400 B, 写真-3) に定着する。3 方向からのポストテンション用鋼材 (1 T 21.8) は、版内を反対側まで立体交差してコンクリート打設後に緊張され、中央部にも圧縮力を導入する。

断面設計は、床版を図-9 のように鉄筋が配置される 10 cm 厚の外層と、コンクリートのみからなる 20 cm

厚の内層に分割したサンドイッチ構造とみなし、プレストレスの影響を無視して行った。中央部に作用する面外力は各外層に作用する面内力として置き換え (図-10)、引張力を算出し必要鉄筋量を求めた⁵⁾。また、床版のねじりモーメントに対する軸方向鉄筋は図-11 のように上・下外層を 3 段に交差して配置した。

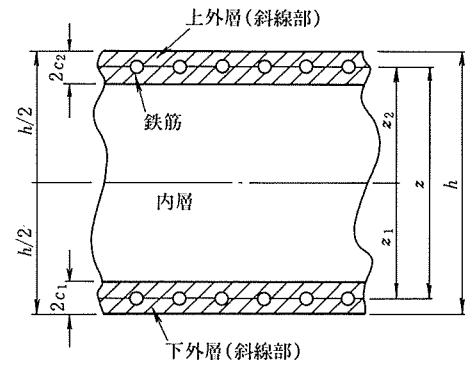


図-9 サンドイッチモデル

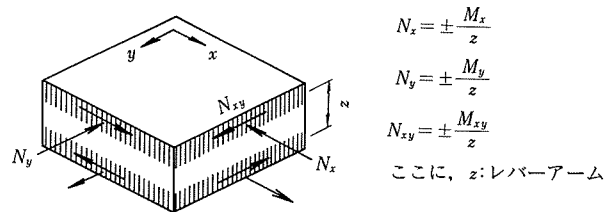


図-10 面外モーメントから面内力への置換模式図⁵⁾

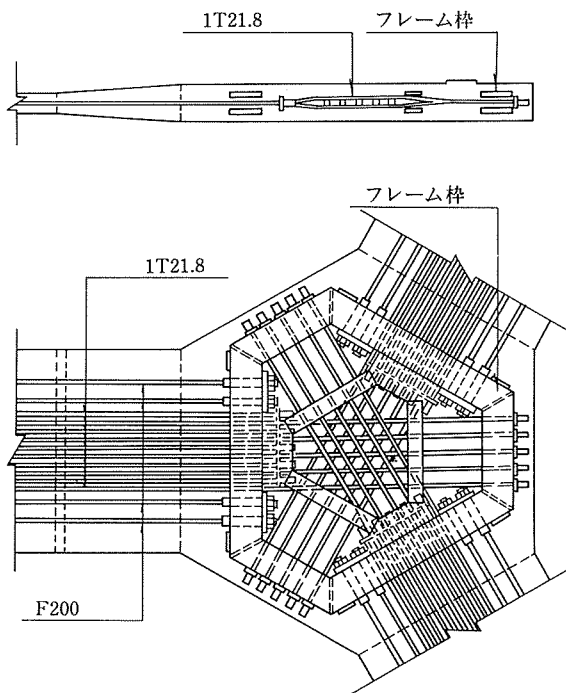


図-8 中央部の鋼材配置

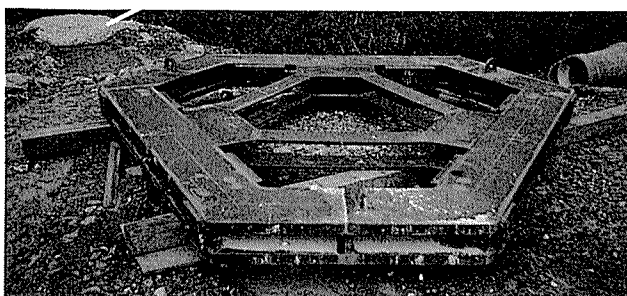


写真-3 鋼製フレーム枠

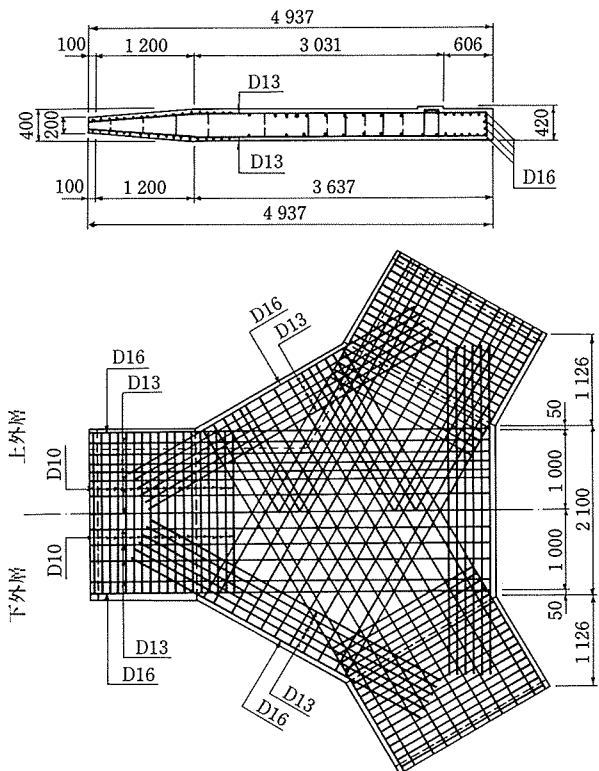


図-11 中央部の鉄筋配置

◇設計報告◇

(6) 取付け部の設計

床版と橋台との取付け部は、吊床版に作用する荷重の鉛直反力を受けるため、曲げモーメントが作用する片持ち梁となる。取付け部は、図-12のように、施工中は橋台内部に上に凸の曲面を持つ橋座部を設け、施工時のサグ変化に伴う接点移動を拘束しないような機構とした。また、床版コンクリートの自重による張力の鉛直分力が、取付

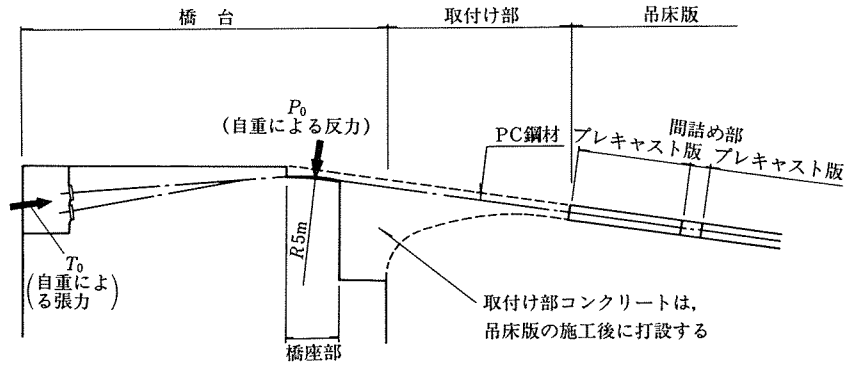
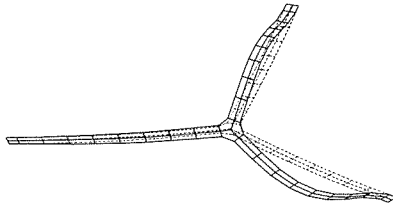
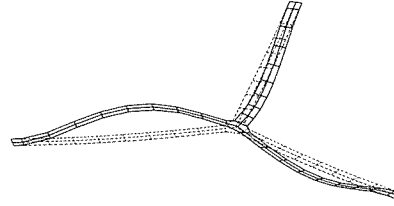


図-12 取付け部の構造

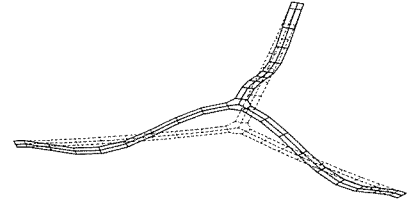
1次モード 0.903Hz 1.108秒



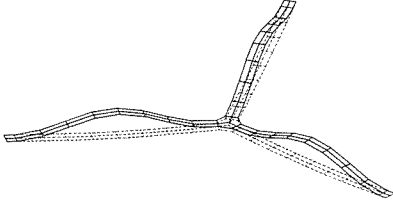
2次モード 0.903Hz 1.107秒



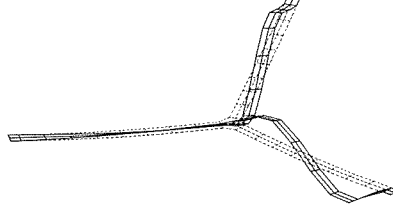
3次モード 1.228Hz 0.814秒



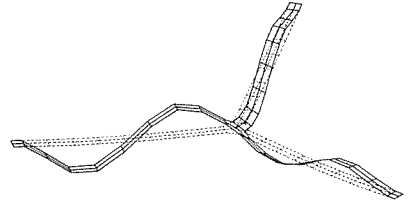
4次モード 1.724Hz 0.580秒



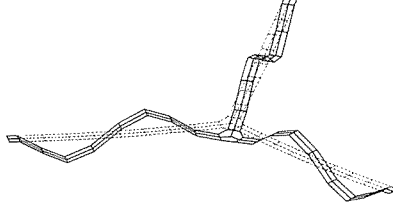
5次モード 1.974Hz 0.507秒



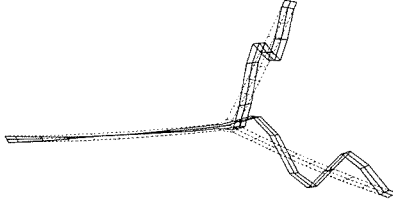
6次モード 1.979Hz 0.505秒



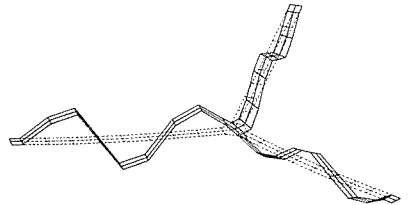
7次モード 2.766Hz 0.362秒



8次モード 3.404Hz 0.294秒



9次モード 3.420Hz 0.292秒



10次モード 3.511Hz 0.285秒

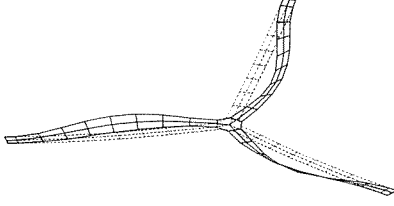


図-13 振動モード図

け部に作用しないような施工順序を採用することで断面力を軽減し、完成系では取付け部を橋台に剛結合とした。

(7) 振動解析

固有値解析は構造解析と同じ3次元骨組モデルを用いた。質量は各節点ごとに集中質量と回転慣性モーメントを与え、張力による幾何剛性は完成時の張力を用い、これを線形化して弾性剛性行列に含めた。なお、基礎地盤は岩であるので地盤の変形の影響はほとんどないものと見なし、橋台前面の床版との結合点で全自由度を拘束した。図-13に振動モードと固有振動数を示す。

(8) 耐震性

耐震性の検討は道路橋示方書V耐震編に準拠し、震度

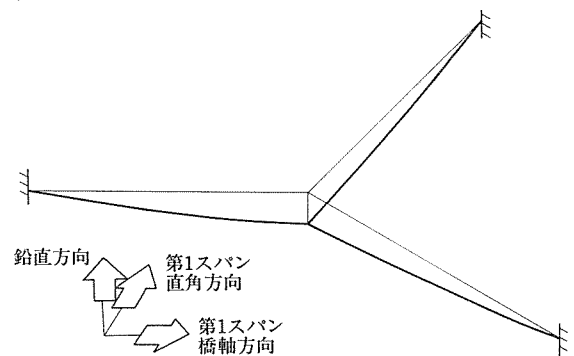
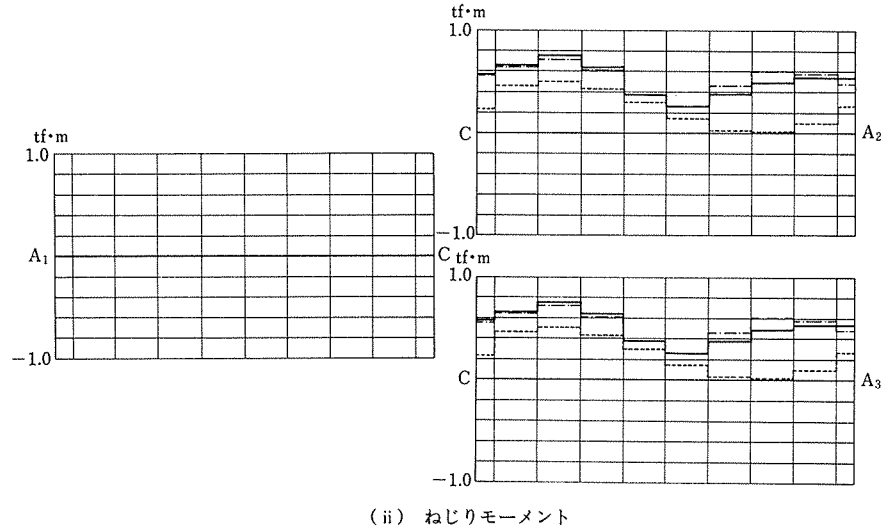
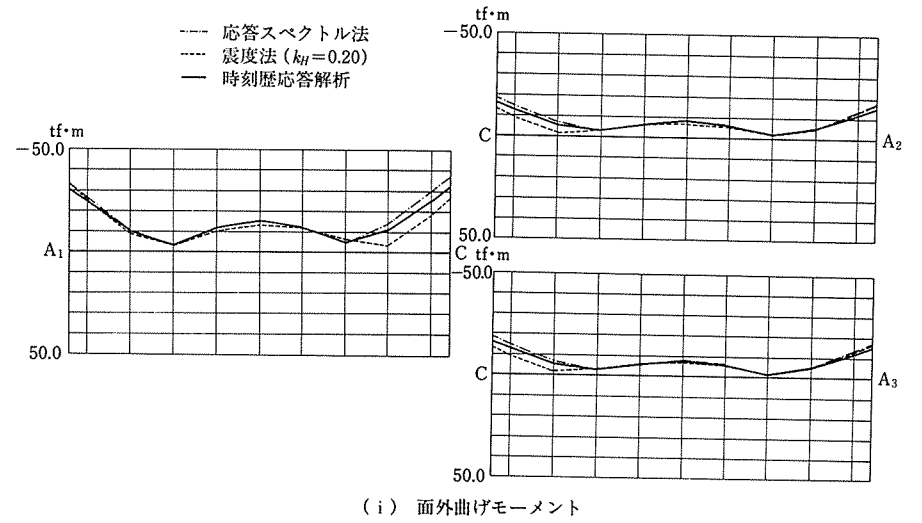
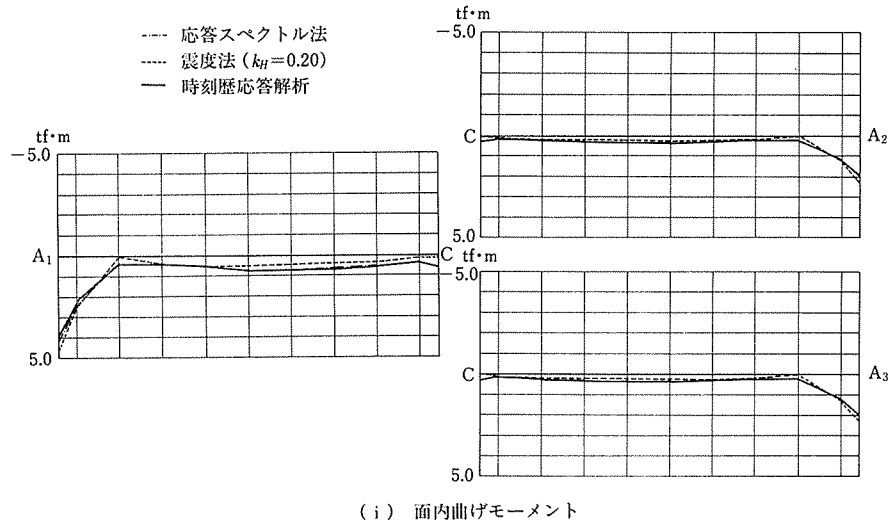
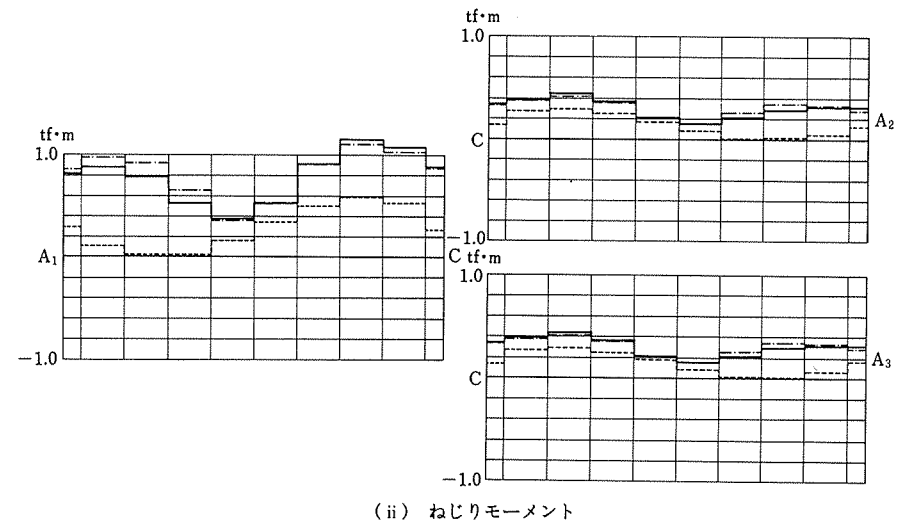


図-14 地震力の作用方向

法と動的解析により断面力を算出して許容応力度法により断面照査を行った。応答スペクトル法は道示に示されたI種地盤の加速度応答スペクトルを、また時刻歴応答解析は宮城県沖地震(1978年)の強震記録波形を用いた。地震力の作用方向は図-14のように、第1スパンに対する橋軸、橋軸直角方向の水平2方向および鉛直方向



(a) 第1スパン橋軸方向地震



(b) 第1スパン橋軸直角方向地震

図-15 地震による断面力図

◇設計報告◇

の独立した3ケースとし、鉛直方向の地震力は水平方向の50%とした。断面力を図-15に示す。

3.3 下部工の設計

(1) 地質調査結果

架設地点の地層は、上層から造成時の盛土、砂質土層、砂岩・泥岩である。このうち砂岩は細砂、泥岩はシルトを主としており、第3紀中新世に堆積したもので一志層群と呼ばれる地質である。基盤岩となる泥岩は、全体に細砂-微細砂を多く混入しているが、標準貫入試験結果より岩質は硬く、鉛直方向の支持力は充分期待できる。このため、橋台底面およびアンカーの定着層はこの基盤岩以深とした。

(2) 基礎工

基礎工は摩擦圧縮型のグラウンドアンカーを用いた。地盤とグラウトの付着応力度は、地質調査結果より土丹層の値を用いて $\tau=6 \text{ kgf/cm}^2$ 、安全率を永久アンカーとして $F=3.0$ とした。アンカーはグラウト硬化後に緊張されるためアンカー体に変形するが、摩擦圧縮型アンカーは定着体からグラウト全体に圧縮力が作用するので、定着長部のグラウトにテンションクラックが生じない構造である(図-16)。このため、岩盤の亀裂や割れ目からの浸透水によるPC鋼材の腐食を防止できる。また、図-17のようにPC鋼材は全長にわたってポリエチ

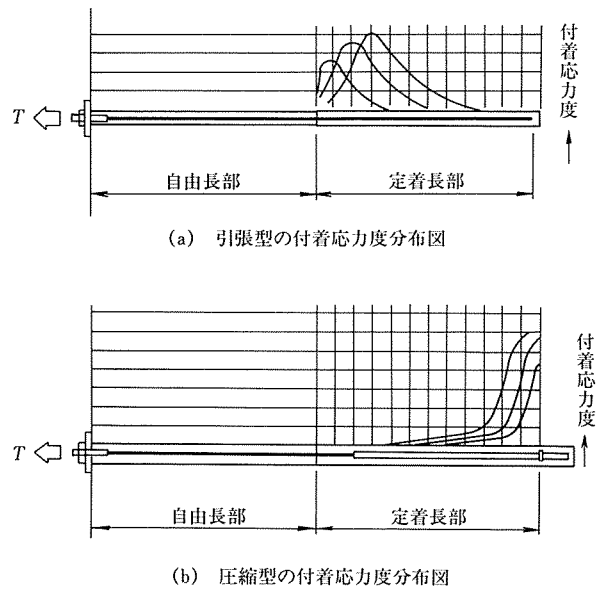


図-16 定着力分布

レン樹脂コーティングされており、2重防蝕構造である。

(3) 橋台の安定計算

橋台には上部工の鉛直反力のほか、大きな水平力が常時作用するが、この水平力に対してグラウンドアンカーの緊張力により橋台を地盤に固定している。このため、橋台の安定計算は、底面と背面で地盤反力をうけるもの

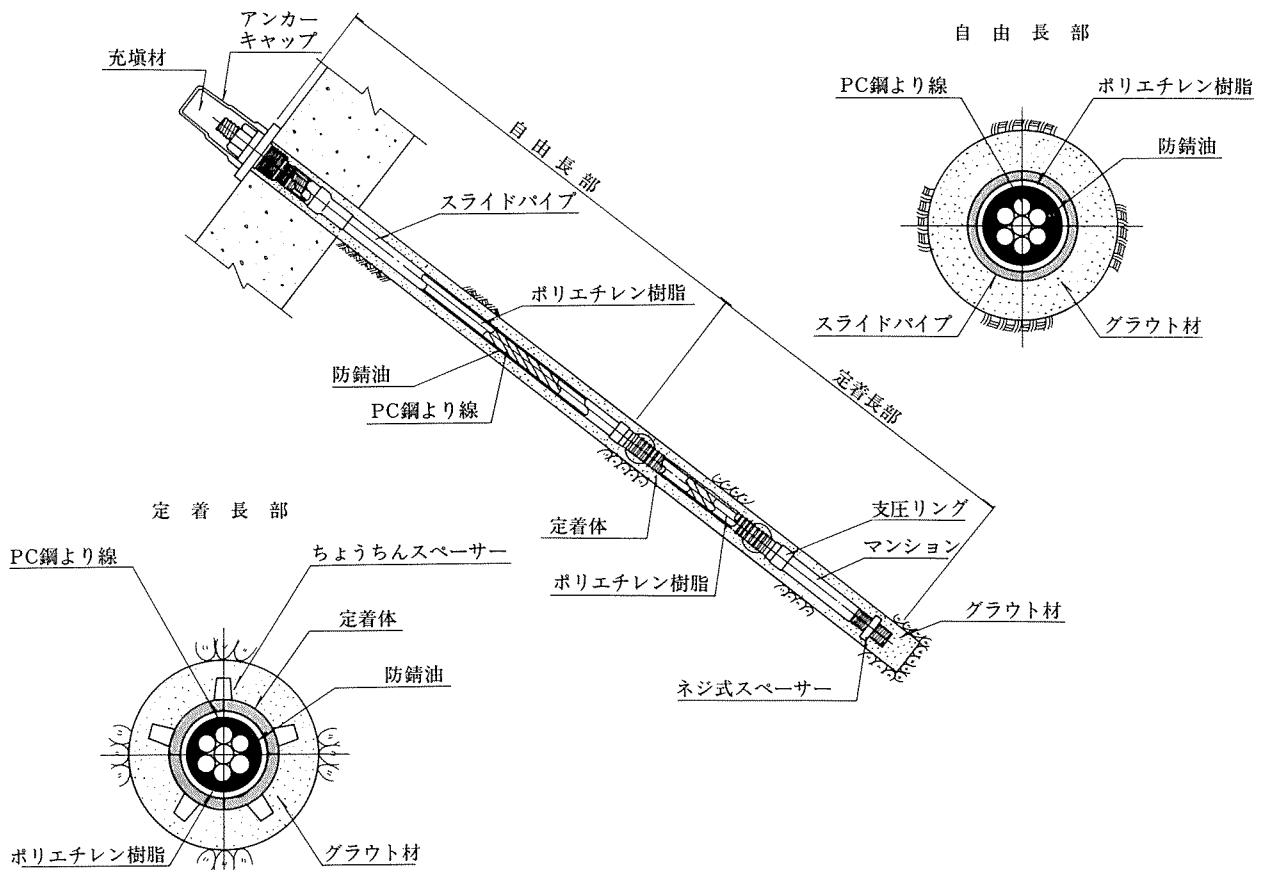


図-17 グラウンドアンカー構造図

とし、変位法で行った。最大地盤反力度は、歩行者が全載した時に橋台前面で $q_{\max}=44 \text{ tf/m}^2$ である。

4. あとがき

亀甲橋は、吊床版橋独自の形態が生み出す軽快さとともに、任意の方向を同時に結ぶ橋梁のおもしろさを表現した。この構造は今後のコンクリートの吊構造の適用分野を拡大していくものとしても期待できるものである。本橋は平成3年11月に完成し、載荷試験、振動実験により構造特性を確認中で、その結果を後日報告する予定である。

最後に、本橋の採用を決定され終始ご援助を頂いた藤信興産(株)をはじめ、設計・施工を通じて多大な御指導、御尽力をいただいた多くの関係者の方々に謝意を表す次第である。

参 考 文 献

- 1) 飯田 勝, 原田康夫: 任意形立体骨組構造の幾何非線形解析プログラム, 横河橋梁技報, No. 7
- 2) J. Eibl, K. Pell: Zur Berechnung von Spannbandbrücken Werner-Verlag, 1973
- 3) 則武邦具, 熊谷紳一郎, 錦 英樹, 増井好明: PC吊床版橋の設計と施工, 第28回PC技術協会研究発表会講演集
- 4) K. Noritake, S. Kumagai, H. Nishiki: Study on Structural Characteristics and Vibration of A Stress Ribbon Bridge, The Third East-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, 1991.4
- 5) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン, 1989.3
【1992年1月16日受付】

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリートの 発展に関するシンポジウム 論 文 集

(第30回記念研究発表会——1990年)

本書は、本協会が毎年開催している研究発表会が30回目にあたるのを記念して、金沢にて行われた表記シンポジウムの講演論文集である。最新の研究、工事報告が数多く盛り込まれ、充実した内容となっており、プレストレストコンクリートの動向を知るうえで貴重な図書であると確信する。

頒布価格: 6 000 円 (送料 450 円)

体 裁: B 5 判, 箱入り

内 容: 特別講演 4 編 (26 頁), 講演論文集 87 編 (422 頁)