

9 径間連続 PC 曲線箱桁橋の設計

高 屋 健 二*
池 澤 昭 和**
中 西 新 之 助†
渡 邊 繁 ††

1. ま え が き

本橋は、姫路市南部に位置する姫路港飾磨港区内に流れ入れる野田川（船場川）の河口を渡るべく計画された須加・中島連絡道路橋（仮称）の右岸側取付け橋として架橋されるプレストレストコンクリート（PC）9径間連続曲線箱桁橋である。

須加・中島連絡道路橋は、姫路港より発生するふ頭交通量を円滑に処理するために、港湾改修事業の一環として計画されたものであり、左岸側の県道飾磨港線と、右岸側の臨港道路飾磨港線とを結び、現在上流約 1.5 km に架かる飾磨大橋によって行われている交通径路を短縮しようとするものである。

架橋地点は、船舶航路の中にあり、NHHWL より、18.00 m の航路限界が設定されていることから、道路の計画高は、この航路限界を確保するため、現地盤より、25 m 程度必要となった。

限られた用地内でこの要件を満足させるため、ループ状の道路線形が必要となり、残地利用および景観の観点から橋梁によるアプローチ橋が計画された。

アプローチ橋の橋梁形式として、数案の形式について比較検討を行った結果、曲線桁として安定し、全体の動的挙動（耐震）、景観が優れ、また維持管理費を含めた経済性の有利な交角 320°、半径 43.35 m（道路中心線）の PC 9 径間連続曲線箱桁橋が採用された。

2. 構造概要

本橋の一般図、および構造一般図の一部を図-2、図-3、図-4 に示す。これらの図からも分かるように、本橋は次のような構造上の特徴を有している。

- 1) 構造中心線の半径が、約 42.2 m の曲線橋で、交角がほぼ 320° の PC 9 径間連続曲線箱桁橋である。

* 兵庫県姫路港管理事務所所長

** 兵庫県姫路港管理事務所工務第 1 課主査

† (株) 総合技術コンサルタント大阪支社設計部設計課長

†† (株) 総合技術コンサルタント大阪支社設計部設計課長代理

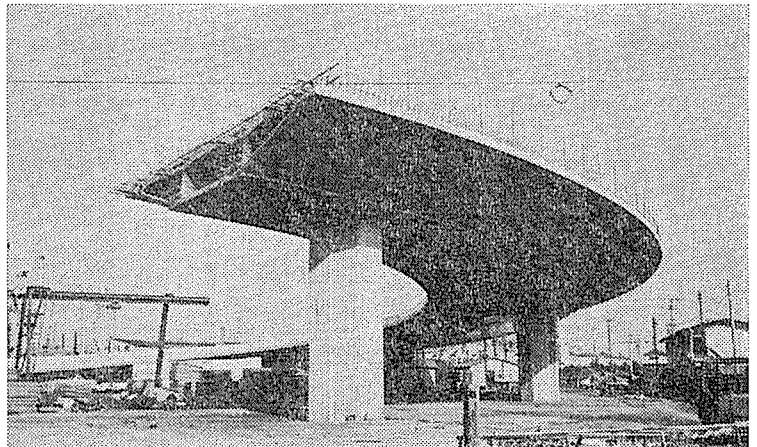


写真-1

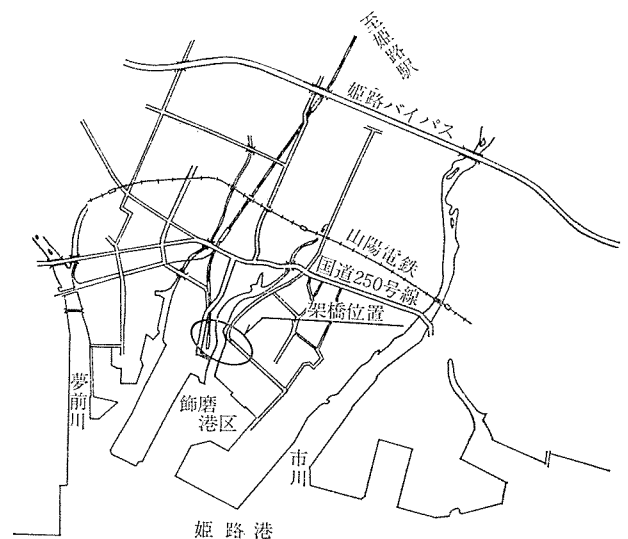
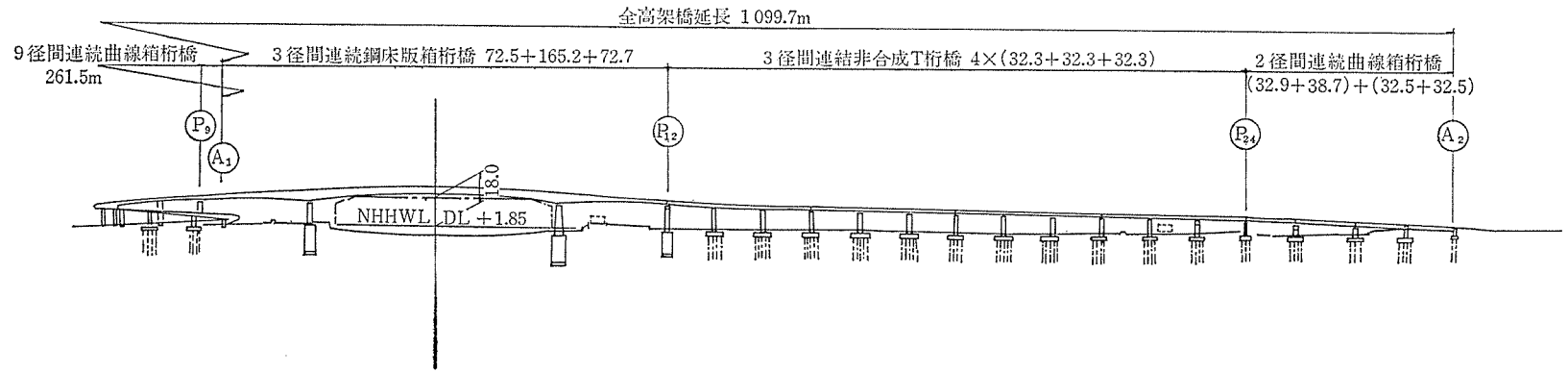


図-1 架橋位置

- 2) 支承は、すべてゴム支承を用い、中間支点を一点支承とすることにより、主桁の曲りによって発生する振り変形を支承で拘束しない形式とした。これにより死荷重により発生する振りモーメントの低減を図ることができた。
- 3) 曲線桁であることから、主桁の振り剛性を高めるために、梯形の 3 室箱桁とした。
- 4) 全円に近い曲線形であることから、移動方向および

側面図



平面図

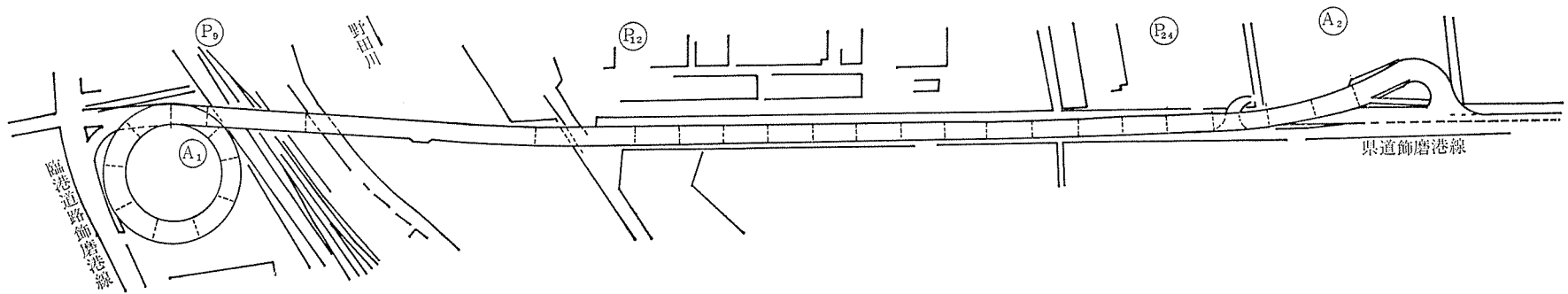


図-2 全体一般図(その1)

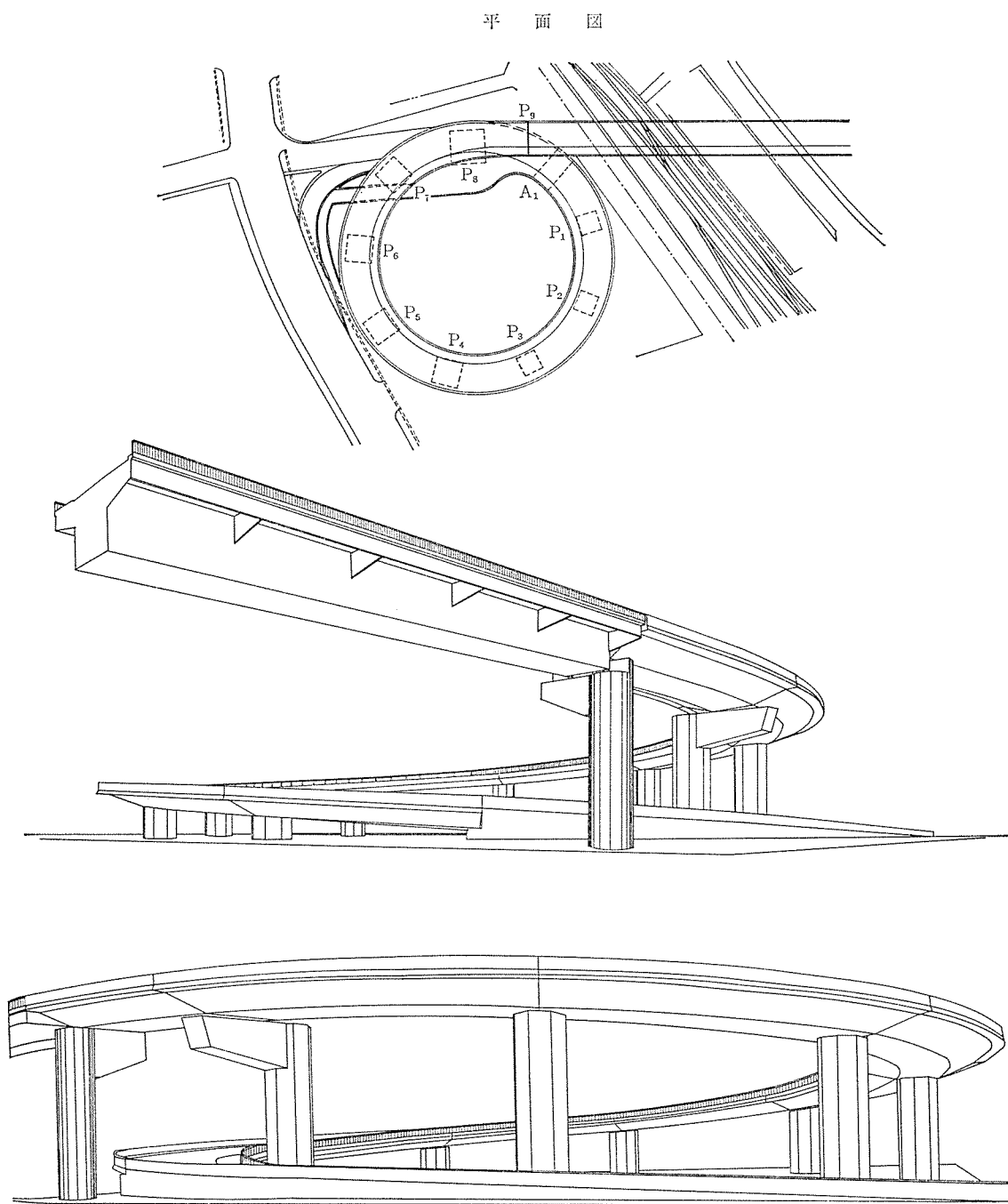
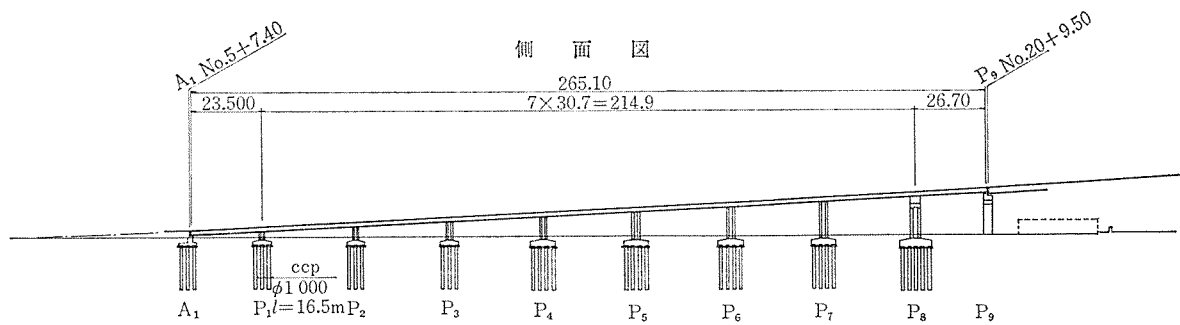


図-3 全体一般図(その2)

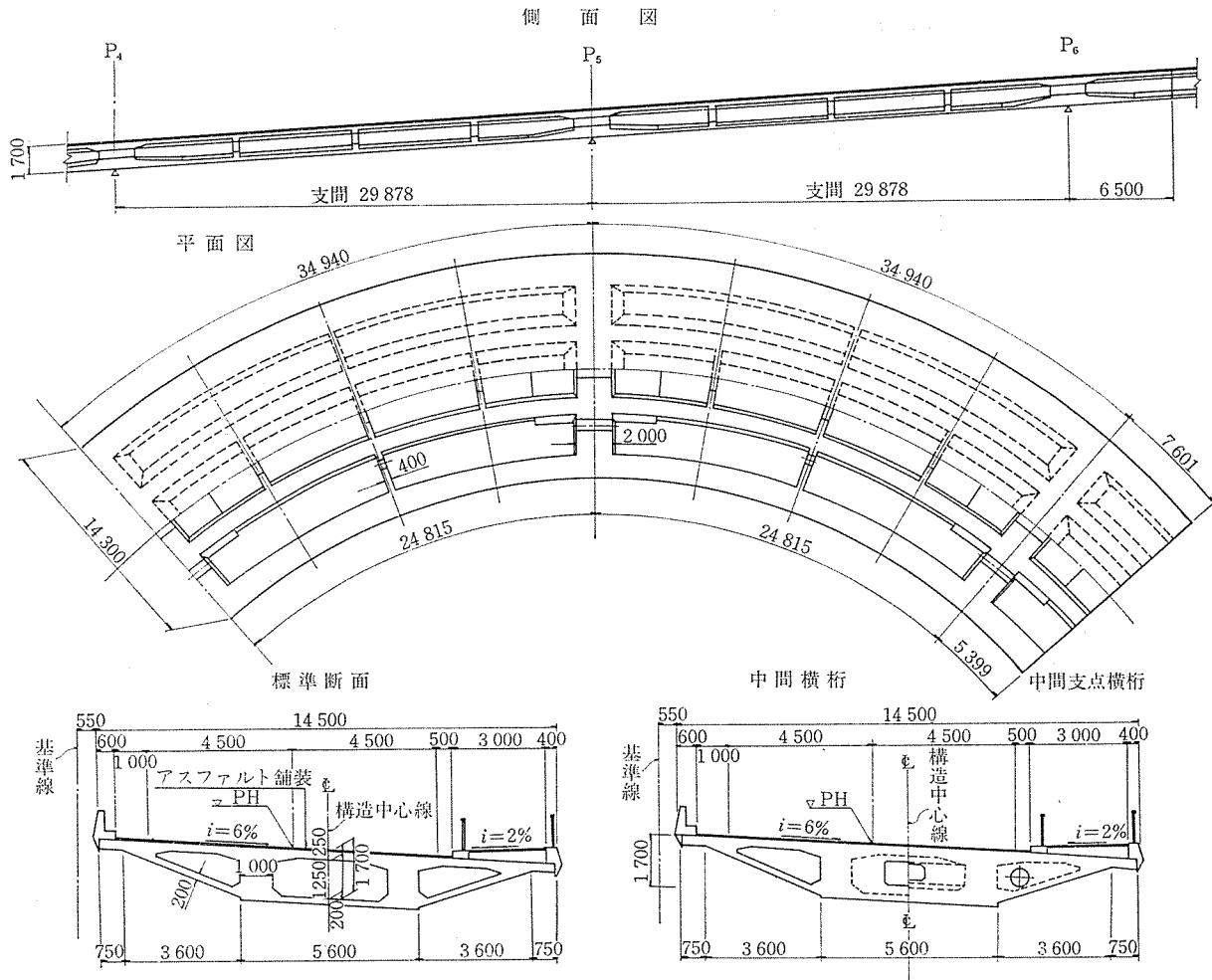


図-4 構造一般図

び耐震設計上その特徴をいかすため分散固定方式としている。

5) 縦断勾配が大きいことから、橋脚高が著しく異なり、分散固定とした場合、地震時慣性力が、剛度の高い橋脚に集中する。これを避けるため、ゴム支承(リング沓)のせん断ばねを利用した反力分散を行っている。したがって常時においても、いわゆる固定橋脚は存在しない。

6) 施工は、接地支保工による1径間毎の分割施工による。

本報告では、以上に述べた項目に主眼点をおき、設計の成果について記述する。

3. 設計概要

3.1 設計条件

橋種：プレストレストコンクリート道路橋
 形式：9径間連続 PC 箱桁橋 ($R=42.2\text{ m}$)
 桁長：265.1 m
 支間：22.8+7×30.7+26.7 m
 桁高：1.70 m

有効幅員：車道 10.5 m, 歩道 3.0 m

活荷重：TL-20, TT-43

衝撃係数： $i=10/25+l$

設計震度： $k_H=0.22, k_{Hm}=0.28 (\beta=1.25)$

縦断勾配： $i=5.0\sim 6.0\%$

横断勾配： $i=6.0\%\sim 1.5\%$

平面線形： $R=43.35\text{ m}$

温度変化： $\pm 15\text{ deg}$

温度差： $+5\text{ deg}$

終局荷重：1.7 (死荷重+活荷重)

$1.3 \times \text{死荷重} + 2.5 \times \text{活荷重}$

$1.3 (\text{死荷重} + \text{地震の影響})$

主要材料：

コンクリート	$\sigma_{ck}=400\text{ kg/cm}^2$	2778 m ³
PC 鋼より線	12 V 12.7 mm	63 t
	1 T 21.8 mm	37 t
PC 鋼棒	$\phi 23\text{ B 種 1号}$	1 t
鉄筋	SD 35	593 t

3.2 設計の基本方針

道路計画より、ループ方式のアプローチ線形が採用さ

れ、これに適合した橋梁形式を選択すべく検討を行った結果、ループ状をした線形の有意性をいかすような構造形式とすることが、経済的にも、構造的にも優れているとの結論を得た。ループ状をした曲線桁の有意性とは、

- 1) 温度変化、および、クリープ、乾燥収縮による変形の不動点がループの中心に存在し、変形の方法が構造中心線の法線であることから、桁長に比して変形は小さいものとなる。
- 2) ループ桁は、概ね全円（交角 320° ）に近いことから、主桁の転倒に対する安全性が高く、1箱桁1支承とすることが可能となり、主桁に作用する振りモーメントの低減を図ることができる。

等である。この有意性をいかすために、下記のような設計方針に基づいた設計を行った。

- 1) ループ状の曲線桁の特性をいかすため、全体を1本の連続した主桁とし、基本径間長を $0.7 \text{ rad} (42.2 \times 0.70 = 30.0 \text{ m})$ 程度の9径間連続桁とした。支間割は第1中間支点上の曲げモーメントの低減を図るため、端径間は中央部径間の80%程度とした。
- 2) アプローチ橋であることから、縦断勾配が大きく、各橋脚高も $H = 4.9 \sim 18.8 \text{ m}$ と多岐にわたっている。したがって、主桁と剛結したラーメン構造とした場合や、橋脚上にピン支承を設けた分散固定とした場合には、曲げ剛度の高い低橋脚に地震時の慣性力が集中し、橋脚の大きさが不揃いとなり、経済性、および外観上も好ましくない。そこで、主桁と橋脚天端の間に、ゴム支承を設け、そのせん断ばねを適切に選ぶことによって、脚柱下端に生ずる断面力を制御する、いわゆるゴム支承のせん断ばねを利用した反力分散方式とした。
- 3) 中間支点を、ゴム支承による1点支承としたことから、振り変形を小さくするためにより高い振り剛度を持つ主桁断面が必要となる。そこで、張出し床版を支える斜下床版を箱桁断面に含んだ梯形の3室箱桁とした。なお振り変形の低減を図るため支承位置をせん断中心より曲線の外側へずらすことも考えられるが、本橋では、架設時の応力状態、および変形性状を考え、せん断中心と一致させることとした。
- 4) 橋体の施工は、プレストレスの管理、PC鋼材の配置および施工性から、接地支保工による1径間毎の分割施工とした。施工継手は中間支点より、 $0.2l$ を目安とし、主ケーブルの配置形状および完成系の応力状態より定めた。
- 5) 橋脚には、地震力作用に対して等方性の部材剛性が必要とされることから、円形に近い形状が好まし

く、景観を重視し、たてスリット入りの、正8角形断面とした。

3.3 構造解析

活荷重、および橋面死荷重による断面力の算出は、平面桁格子桁を、変形法により解き、影響線載荷を行い求めた。格子モデルの骨組軸線は、各断面のせん断中心を結んだものとし、その軸線に、曲げ剛度、および振り剛度が集中しているものとした。

分割施工を行うことによって生ずるコンクリートのクリープ差による2次力は、近似解として、梁理論により求めたり。これは、曲線桁として求めた自重による曲げモーメントと、直線の梁として求めた曲げモーメントの差が5%程度であったこと、および、この2次力の計算は、仮定した一つのクリープ曲線により求まるものであり、曲線の格子桁としての解析を行い、計算精度を高めたとしても、求まった断面力は、その曲線から求まる仮定値の域を出ないこと、等から、連続梁としての近似解を用いることとした。なお、クリープ曲線は、道路橋示方書Ⅲ編、2.2.2により求めた。計算に当たっては文献2)を参考とした。クリープ係数 (φ_∞) は箱桁の仮想部材厚 ($h_t f = 70 \text{ cm}$) より、 $\varphi_\infty = 2.5$ とした。このときの年平均気温は 20°C 、相対湿度は 70° とした。

地震時の慣性力、および温度変化等により生ずる断面力は、図-5に示すような立体骨組構造として解いた。骨組軸線、および部材剛度は、平面格子モデルと同様とし、境界条件は、くい基礎を基礎の仮想回転中心に、回転ばねおよびせん断ばねを設計モデル化した。ゴム支承のモデル化は、主桁と、橋脚頂部の間に、ゴム支承のばねと等価となるせん断変形部材、および圧縮部材を挿入し行った。

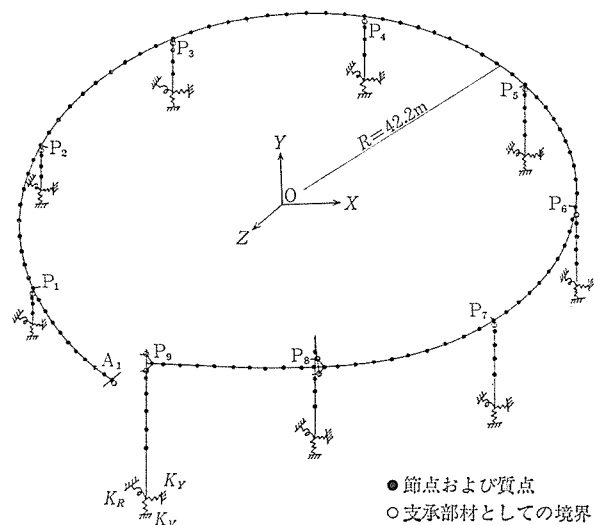
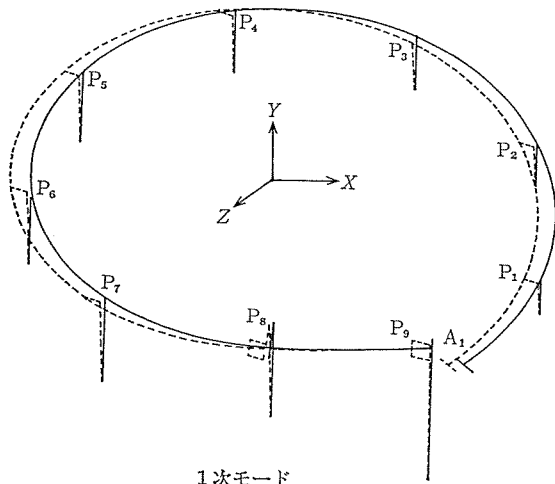
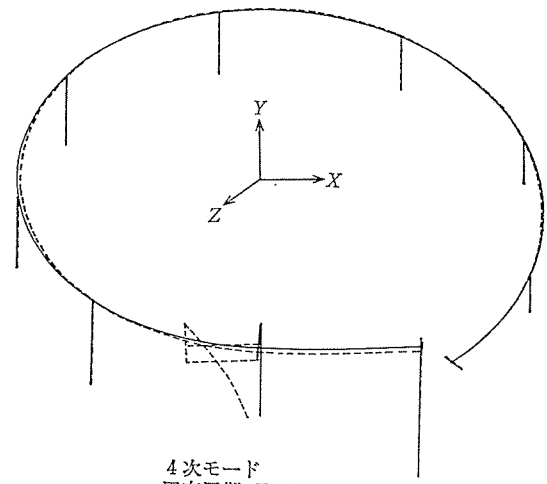


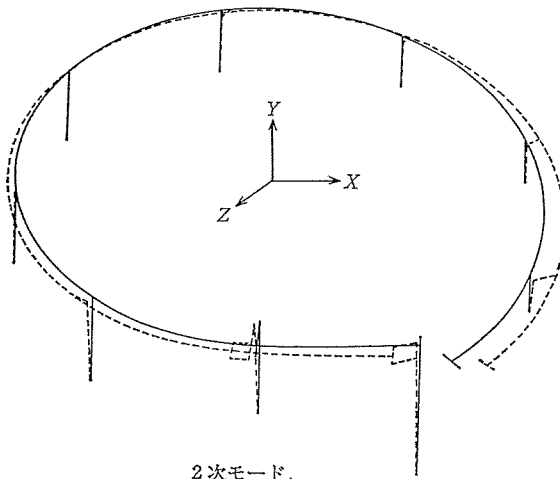
図-5 解析モデル図



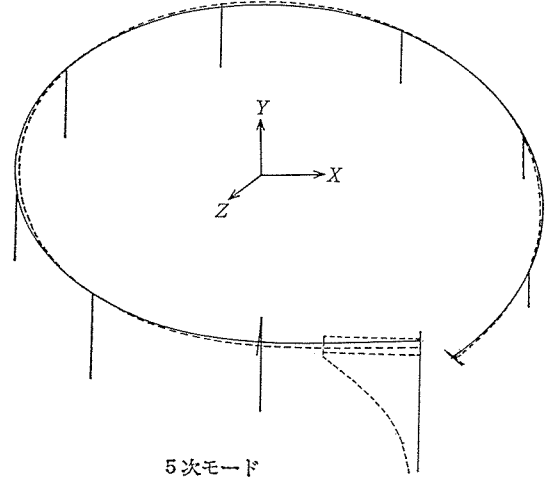
1次モード
固有周期 $T=1.56\text{sec}$
有効質量 $m_e=69\%$



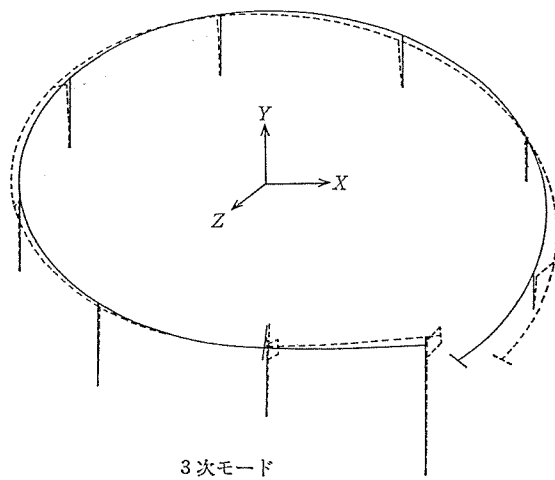
4次モード
固有周期 $T=0.40\text{sec}$
有効質量 $m_e=5\%$



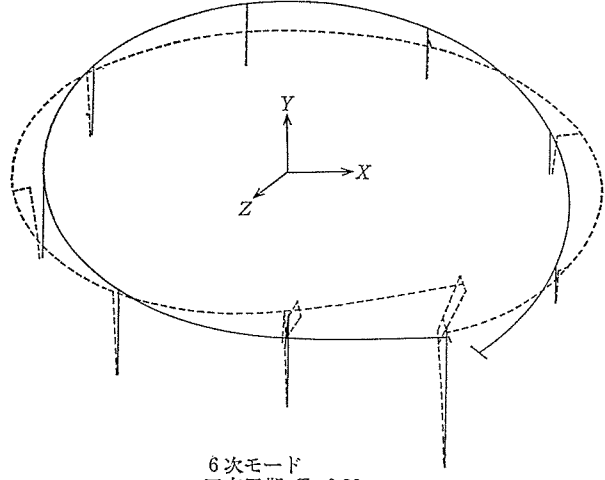
2次モード
固有周期 $T=1.37\text{sec}$
有効質量 $m_e=0.2\%$



5次モード
固有周期 $T=0.34\text{sec}$
有効質量 $m_e=4\%$



3次モード
固有周期 $T=1.19\text{sec}$
有効質量 $m_e=0\%$



6次モード
固有周期 $T=0.32\text{sec}$
有効質量 $m_e=0.3\%$

図-6 振動モード図 (X方向)

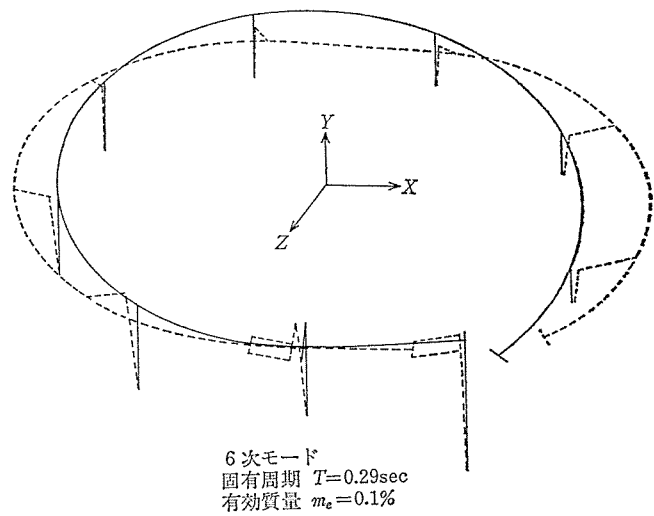
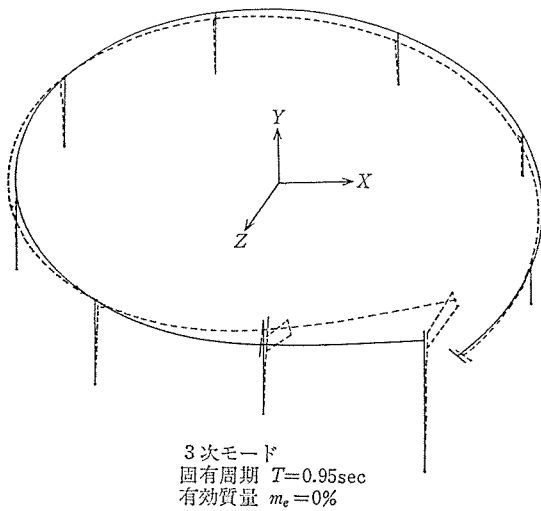
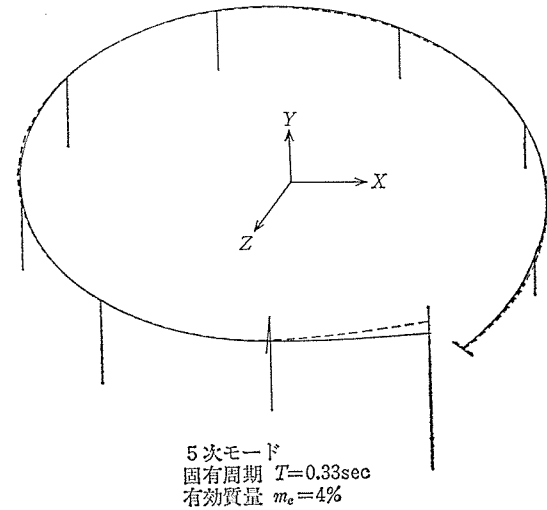
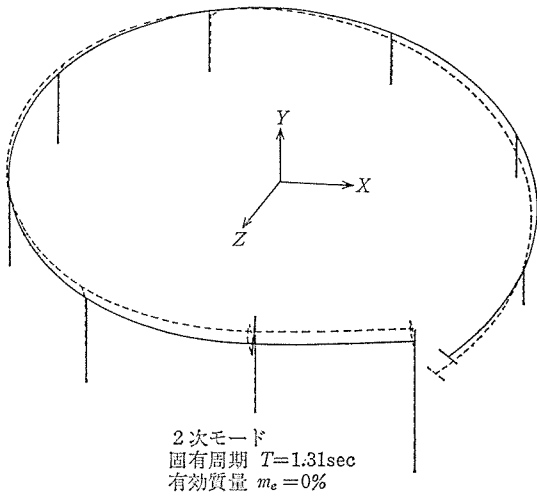
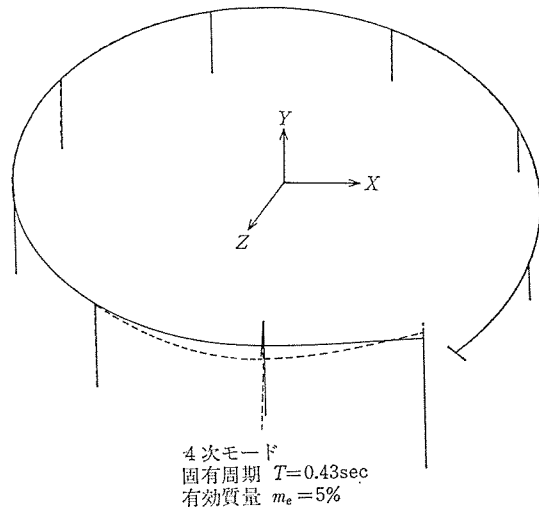
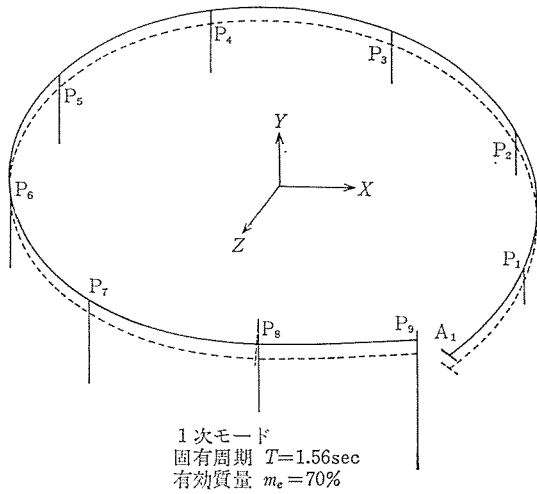


図-7 振動モード図 (Z方向)

3.4 耐震設計

耐震設計は、道路橋示方書・第V編耐震編に準じ、震度法、および応答を考慮した修正震度法による静的設計を基本とした。

- 1) 橋脚高の不揃いから起こる水平力の集中を、ゴム支承のせん断ばねを利用し、見掛けの剛度の平均化を図った。

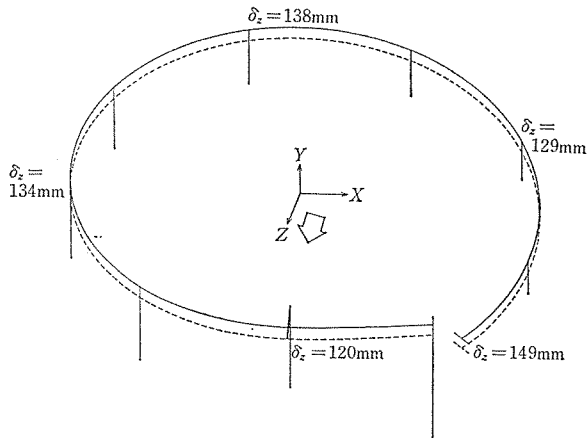


図-8 変位図 (Z 方向地震時慣性力)

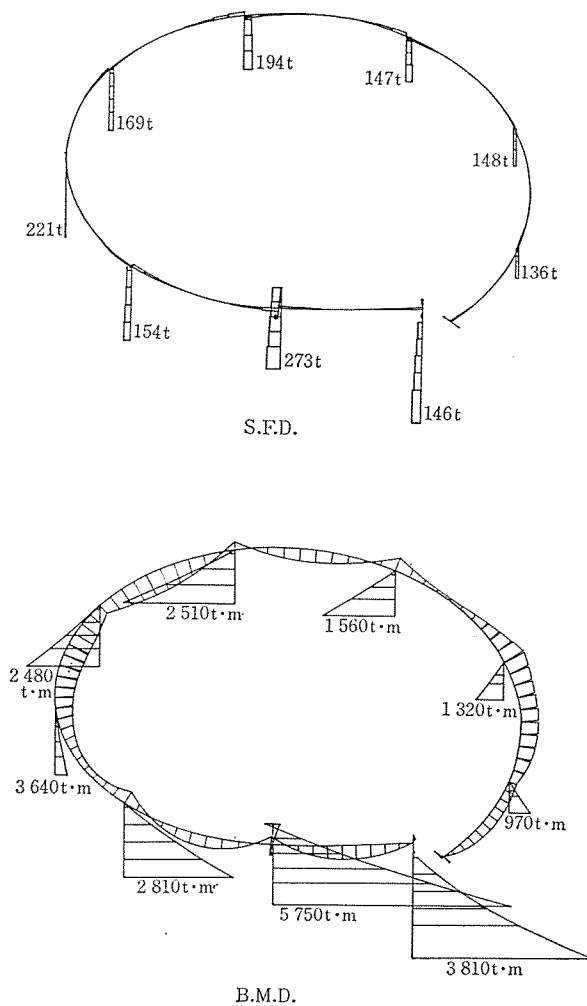


図-9 断面力図 (Z 方向地震時慣性力)

- 2) 曲線桁であることから、主桁の曲げ剛度が振動性状に影響を与える。
- 3) 固有周期が 1.6 sec と比較的長周期系の構造であること。

等の特異性を持つ構造系であることから、地震応答解析により、動的な考慮を含めた耐震性の検討も行った。

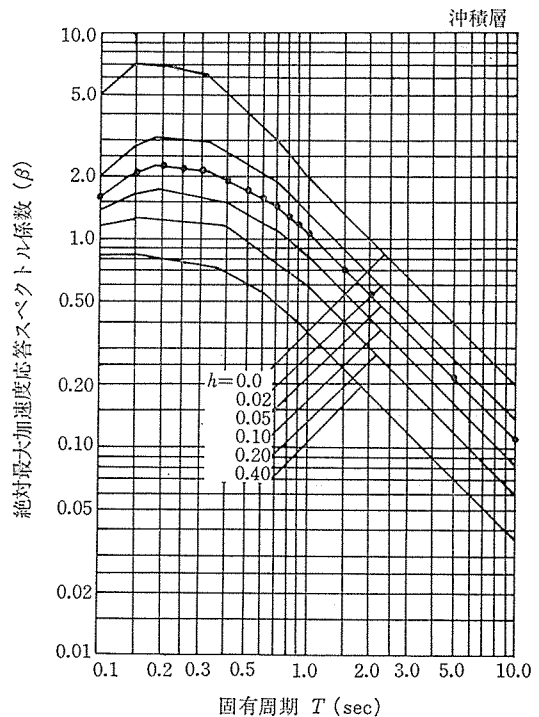
静的設計における設計水平震度は、橋脚高が 15 m をこえる区間もあることから、応答を考慮した修正震度法によるものとした。橋の固有周期の算出は、構造系が複雑であることから、多質点系モデルによる固有値解析を行い、卓越周期である $T=1.6 \text{ sec}$ (一次モード) を採用した。この固有周期を用いて設計水平震度 $k_{Hm}=0.28$ を求めた。

$$k_{Hm} = \beta \cdot k_H$$

$$= 1.25 \times 0.22 = 0.28$$

動的解析の方法は応答スペクトル法によるものとし、15 次までの応答計算を行い、各項の自乗和平方根 (R.M.S.) を求め設計対象断面力とした。

振動力学モデルは、図-5 に示すような多質点系の立体骨組モデルとした。なおモデル化に当たっての構造系各部の仮定は、静的な骨組解析モデルと同様である。固有値解析の結果、1 次モードの固有周期が $T=1.6 \text{ sec}$ 、有効質量が 65% と、1 次モードの卓越した比較的長周期系の振動性状を示している。これは、ゴム支承のせん断ばねが橋脚に比べ著しく小さいため、上部工の質



h: 減衰定数
●: 入力点

図-10 平均応答スペクトル曲線

◇報 告◇

量が、支承のせん断ばねによる影響を大きく受けるためである。応答解析に用いる平均応答スペクトルは「道路橋示方書・耐震編」に示されている平均応答スペクトル曲線（第3種地盤）を用い、入力加速度は、震度法による水平震度と対応させ、入力地盤面において 220 gal とした ($k_H=0.22$)。

また、減衰定数は、ゴム支承の減衰性状が未知数ではあるが、RC 部材である橋脚の占める割合が大きいとの判断から、 $h=0.05$ を採用した。

解析結果のうち、R.M.S. によって得られた橋脚下端の曲げモーメントと静的計算の値を表-1 に示すが、いずれの値も、静的計算の結果が動的計算の結果を上回っており、静的設計で十分安全であるとの結論を得た。

3.5 PC 工法

本橋のように、1 径間毎の分割施工により施工する場合の主ケーブルは、施工目地で緊張し、できれば、それを接続することが可能であることが望ましく、一般には、接続が容易であるねじ式の碇着具が多く用いられている。

本橋では、各工法について比較検討を行った結果、フレシネー工法Vシステムのうち 12 V 12.7 を用いることとした。本工法を採用した理由としては、

- 1) 接続装置を含めた碇着装置の長さが、比較したものの中で最も短く、半径の比較的小さい本橋には適していること。

2) PC 鋼材の碇着はくさび式であるが、ケーブルの接続は、ねじ式のカップラーを用いていることから接続が完全であり、信頼性が高いこと。

3) PC 鋼材を 1 本毎のくさびで碇着しているため、碇着時の pull in の量が小さいこと (pull in $\Delta l=4$ mm)。

4) くさび式碇着であることから、ケーブル長の管理は、1 径間毎で行えば良く、他のねじ式碇着工法のように、累積した伸び量を考慮したケーブル長さの管理を行う必要が無いこと。

等である。一般に、くさび碇着を用いた工法は、pull in が生ずることから、碇着位置と、設計断面の近い分割施工を前提とした場合には、適した工法とは言い難いが、本工法のように pull in の量が少なく、影響が設計断面まで及ばない場合には、碇着部付近の高レベルの鋼線応力を緩和することができ、経済的な設計を行うことが可能である。

床版の横締め PC 工法は、経済性および施工性から判断し、CCL 工法 1 T 21.8 を用いることとした。

3.6 主桁の設計

設計断面力の算定は、既に述べたように、電子計算機を用いて骨組計算を行うものであるが、算定断面力および荷重により、表-2 に示す機能を有するプログラムを使用した。部材剛度は、曲げ剛度、捩り剛度とも、全断面有効として算出した。捩り断面二次モーメントは 3 室

表-1 橋脚基部の曲げモーメント

(単位: t・m)

	設 計 値	X 方 向		Z 方 向		X-Z 方 向	
		静的解析値	最大応答値	静的解析値	最大応答値	静的解析値	最大応答値
P ₁	—	931.4	659.9	965.3	704.0	875.4	680.1
P ₂	1263.3	1347.2	941.7	1322.0	955.5	1340.8	946.3
P ₃	1831.4	1602.6	1101.0	1563.4	1114.0	1680.9	1276.0
P ₄	—	2538.5	1726.0	2508.2	1755.0	2280.1	2143.0
P ₅	2831.2	2419.5	1683.0	2483.7	1720.0	2993.6	2456.0
P ₆	—	3625.5	2502.0	3644.0	2573.0	2777.0	2690.0
P ₇	3848.2	2844.0	2109.0	2806.8	1997.0	3980.6	2929.0
P ₈	6099.2	6479.6	4639.0	—	—	4391.1	4583.0
P ₈	12874.8	—	—	5746.0	3911.0		
P ₉	6889	3881.9	3517.0	3813.0	3404.0	4063.9	3459.0

表-2 使用プログラムと機能

名 称	FANCY/GRID	FRAME/FRAME	CONTI/AUTJ
機 能	変形法による平面格子骨組解析	変形法による平面骨組解析	施工順序、クリープ進行を考慮した構造解析
算定構造系	曲線桁 (平面格子骨組)	直線桁 (平面骨組)	直線桁 (樑構造)
	○曲げモーメント ○せん断力 ○ねじりモーメント	○曲げモーメント ○せん断力	○曲げモーメント ○せん断力
荷 重	○主桁自重 (全支保状態) ○橋面死荷重 ○活 荷 重 ○群集荷重	○主桁自重 (全支保状態) ○温 度 差	○主桁自重 (施工順序考慮) ○プレストレス 2 次モーメント (施工順序考慮)

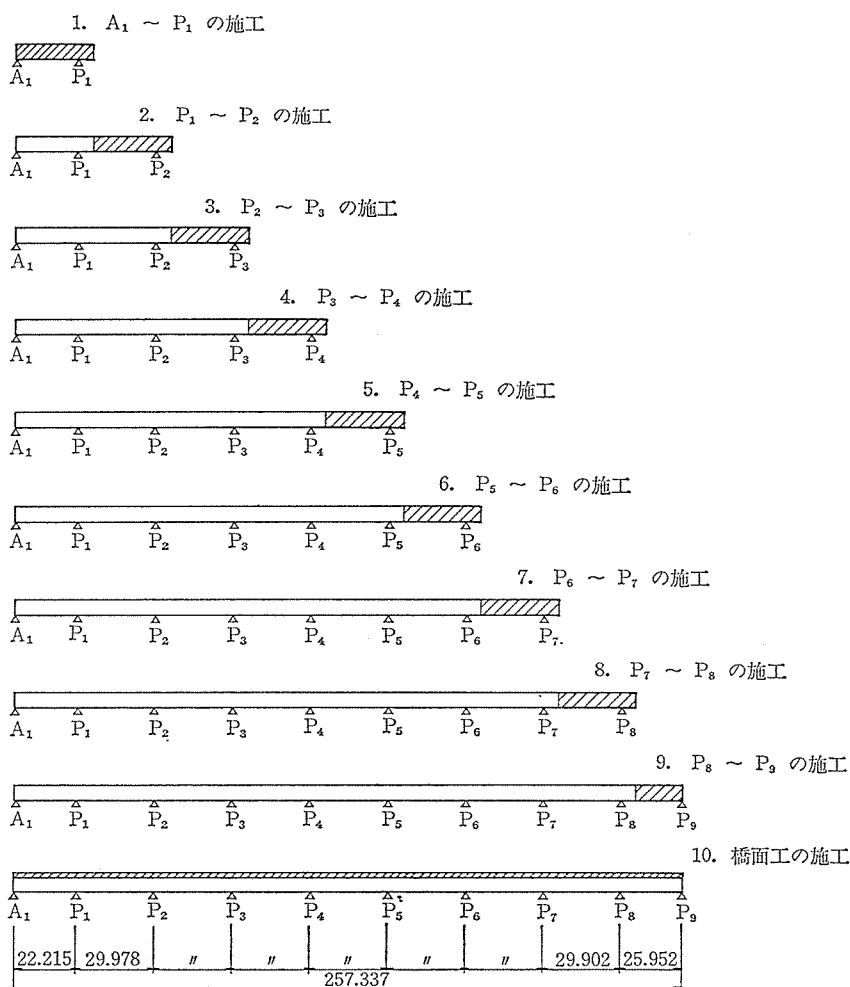


図-11 施工順序図

箱桁として、薄肉理論より求めた。

施工順序、およびクリープの進行度を考慮した、主桁自重および、プレストレスによる 2 次力は 図-11 に示すような施工段階を想定し算出した。なお、計算に当たっては、次のような仮定を設けた。

- 各施工区間の施工日数 30 日/径間
- クリープフロー基準値 $\phi_0=2.0$
- 使用セメント 早強ポルトランドセメント
- 仮想部材厚 $h_t f=70 \text{ cm}$
- プレストレス導入時材令 4 日

仮想部材厚の測定に当たっては、内空断面にも若干の空気の流通があるものとして、内空断面の周長を 50% として求めた²⁾。

$$h_t f = \frac{3 \cdot A}{u_1 + 0.5 u_2}$$

ここに、A: コンクリートの断面積

u_1 : 断面の外周長

u_2 : 内空断面の周長

設計荷重による曲げ応力度、およびプレストレスの計

算を行う際の有効断面は、道示 2.4.2 に準じ、圧縮フランジの有効幅を上下床版および斜下床版に適用した。なお、軸力および振りモーメントに対しては、全断面有効としての断面を用いた。

せん断応力度に対する設計は、道示 III, 2.5 および 2.6 に準じ、平均せん断応力度および斜引張応力度について行った。主桁断面が多室箱桁であることから、斜引張応力度の照査は、腹部のみでなく各フランジについても、薄肉理論により、せん断力および振りモーメントによるせん断応力度を算定し、設計を行った。斜引張応力度の計算に当たっては、上下床版は床版プレストレスを中間支点付近の腹部については鉛直方向のプレストレスを考慮した。斜引張応力度は次式により得られる。

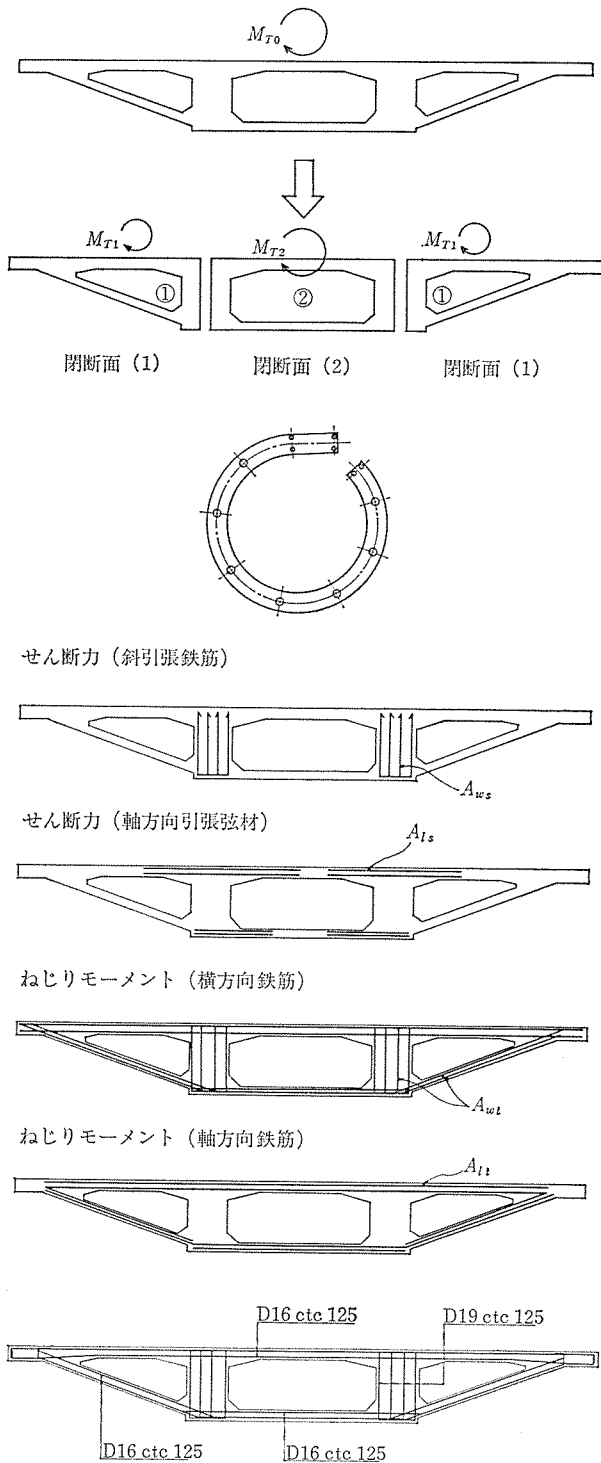
$$\sigma_I = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau_s + \tau_t)^2}$$

ただし、 σ_x : 主桁方向の曲げ応力度

σ_y : 床版または鉛直プレストレス

τ_s : せん断力によるせん断応力度

τ_t : 振りモーメントによるせん断応力度



図一12 斜引張鉄筋の配置

せん断による斜引張鉄筋は、すべて中央の2枚の腹部に配置し、振りモーメントによる横方向および軸方向筋は、各室毎に計算し、フランジおよび腹部にはせん断によるものを加え配筋した。なお、上床版に配置されているPCケーブルは、これを横方向鉄筋と評価し、配筋量に加えた。

PCケーブルの緊張は、第1径間のみ両引き緊張とし、その他の径間はすべて、施工目地からの片引き緊張とし

た。

各設計断面のPC鋼線引張応力度の計算に当たっては、ケーブルの平面曲りの影響を、単位長さ当りの摩擦係数 λ に変換し、考慮した。

$$\begin{aligned} \lambda' &= \lambda + \frac{\mu}{R} \\ &= 0.004 + \frac{0.30}{42.2} = 0.007 \text{ 1/m} \end{aligned}$$

支間中央および、中間支点上のPCケーブルの配置を図一13に示す。ケーブルの水平方向のあきを、シース径以上とすることで、PCケーブルの水平分力によるせん断応力度を 1 kg/cm^2 以下とすることができ、施工時にシースが破壊することが無いよう配慮した。また、地覆の下側に配置したケーブルは、腹部に集中しているプレストレスの均一化を図るために用いたものであり、軸力作用のみ考慮し、モーメント成分については考慮していない。

地震時慣性力により作用する桁直角方向の曲げモーメントに対しては、フランジの先端に鉄筋を配し(8-D19)、地震時および終局荷重時に対してもぜい性的な破壊をしないような配筋とした。

3.7 横方向の設計

上床版の設計は、道示Ⅲ編5.5に準じ、輪荷重を受ける連続版としての設計を基本とするが、梯形箱桁であることから生ずる軸力の影響が無視しがたく、箱形ラーメンとしての計算も合わせて行った。箱桁ラーメンの計算に当たって、死荷重、プレストレスの2次力等の計算は通常の骨組構造として求めたが、輪荷重による断面力は、一般に行われているように、pucherの図表等を用いて固定端モーメントを求め、これをラーメン系に作用させる手法では、張出し側に載荷した時に生ずる軸力の評価が正当に行えないことから“Finite Strip Method”(F.S.M.)³⁾を用いて計算を行った。また、骨組計算に当たっても、腹部の剛性が高いことから、剛域を考慮した解析とした。

床版のプレストレスは、CCL工法1T21.8を、上床版には、37.5cm間隔、下床版には半分の75cm間隔に用い導入した。床版応力としては、下床版にはプレストレスの導入の必要はないが、主桁作用として床版に発生する斜引張応力度を補うためである。

3.8 支承の設計

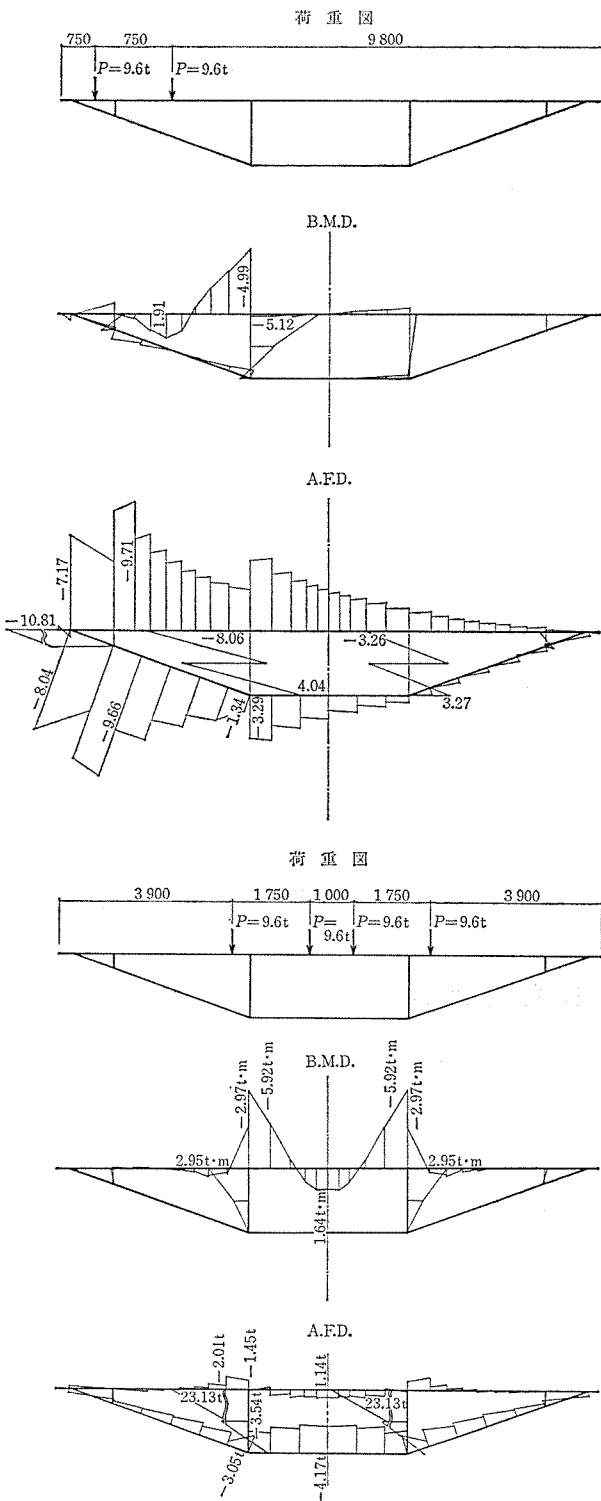
本橋の支承は、橋脚高の不揃いから発生する慣性力の集中を分散するため、ゴム支承のせん断ばねを利用した反力分散を図っていることから、通常の支承機能である1)鉛直支持機能、2)伸縮機能、3)回転吸収機能、のほかに水平力に対する十分な強度と、設計上定められたせん断ばねを有することが求められる。

表—3 支点反力と変位

	反 力 (t)		移 動 量 (mm)		
	全 反 力 (ΣR)	死 荷 重 反 力 (R_d)	常 時 (Δl)	地 震 時 (δ)	合 計
A ₁	外 側	326.5	20.8	148.9	169.7
	内 側	247.9	4.4	149.1	171.3
P ₁		1 109.9	15.6	133.7	149.3
P ₂		1 168	16.9	133.4	150.3
P ₃		1 159.5	21.5	133.0	154.5
P ₄		1 164.1	24.3	141.8	166.1
P ₅		1 164.6	23.9	135.6	159.5
P ₆		1 159.3	20.8	134.4	155.2
P ₇		1 174.4	16.7	128.4	145.1
P ₈	外 側	655.8	16.5	125.7	142.2
	内 側	655.6	17.0	121.7	138.7
P ₉	外 側	266.1	25.7	146.2	171.9
	内 側	249.3	26.5	147.2	173.7

表—4 ゴム支承の力学特性

	圧縮ばね $K_C = \frac{\Sigma R}{\delta} t/cm$	せん断ばね $K_S = \frac{G \cdot A}{\Sigma t_e} t/cm$	水 平 力 (P_H) (t)		
			常 時 $P_{H1} = \Delta l \cdot K_S$	地 震 時 $P_{H2} = \delta \cdot K_S$	合 計 $\Sigma P_H = P_{H1} + P_{H2}$
A ₁	外 側	470	10.5	75.5	86
	内 側	470	11.3	75.6	86.9
P ₁		1 362	30.3	260	290.3
P ₂		1 362	32.8	258.8	291.6
P ₃		1 362	41.7	258	299.7
P ₄		1 362	47.2	275.1	322.2
P ₅		1 362	46.4	263.1	309.4
P ₆		1 362	40.4	260.1	300.5
P ₇		1 362	32.4	249.1	281.5
P ₈	外 側	952	18.7	142.7	161.4
	内 側	952	19.3	138.2	157.5
P ₉	外 側	342	10.2	57.8	68
	内 側	342	10.5	58.2	68.7



図—14 F.S.M.の解析結果

支承配置は、原則として1支点1支承であるが、両端支点 (A₁, P₉) と直線部となる P₈ 支点は、2点支承とした。したがって、最大鉛直反力が 1160 t 程度と、ゴム支承としては国内実績からは最大近いものとなった。

また、所定のせん断ばね、および移動量を吸収するため、支承厚も単層厚 62 mm の2層が必要となったが、

全体系を考えた場合、1支点1支承とすることの利点が大きく、支承の設計はかなりきびしいものとなった。

支承機能としてゴム支承のせん断ばねを期待した反力分散支承であることから、上部工の慣性力を確実に下部工へ伝達する必要がある。通常のゴム支承は、ゴムの滑り摩擦抵抗により反力を下部工に伝達しているが、しかし、反力分散支承においては、一支承でも滑動すれば、計算上の仮定が大きいくずれ、非常に危険な状態となる。そこで本橋では、図—15 に示すように、ゴム支承の上下に加硫接着した鉄板にボスを設け、それをかみ合わせるにより、機械的に水平力を伝達する構造とした。

ゴムと鋼材に加硫接着の強度は、 $\sigma_s \geq 50 \text{ kg/cm}^2$ であり、鉛直力に相当する荷重まで耐えることができ、十分な信頼性を持つ機構であると言える。

道示Ⅱ、耐震設計編によれば、可動支承には移動制限装置を設けることとなっているが、地震時の移動量が大きく構造が困難であること、制限装置を設けることにより慣性力が集中する可能性のあること、および滑動を機械的に止めていることから、上・下部工の間に、ゴムの

径間中央部

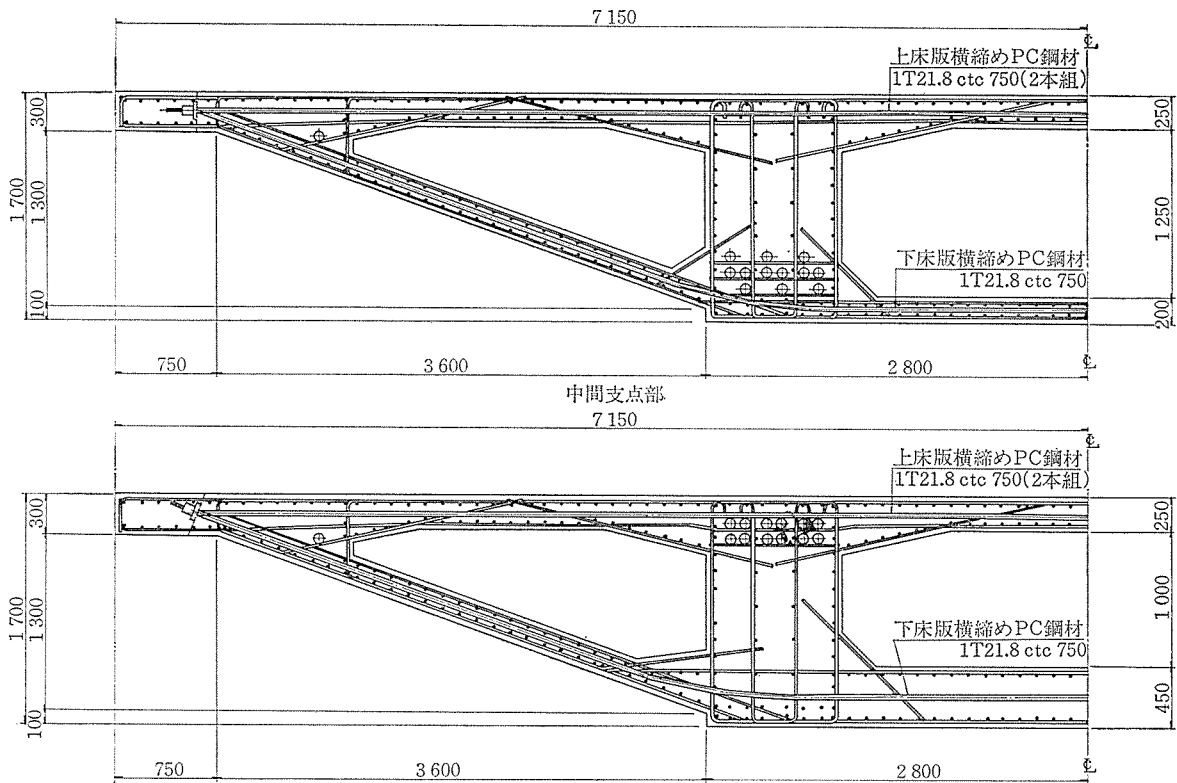


図-13 主桁断面図

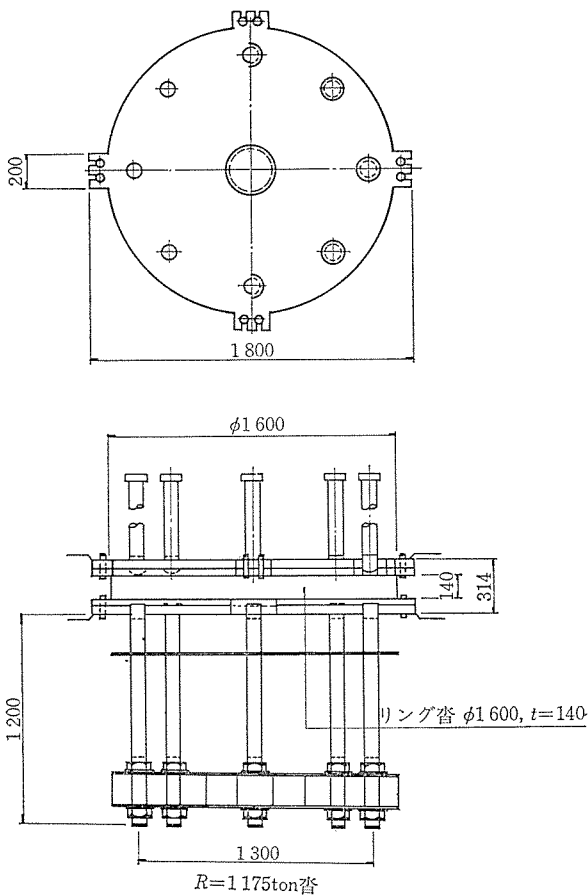


図-15 支承図

せん断変形部材を挿入したのと等価であり、地震時の作用力に対し、ゴム支承に1.5倍の安全率を確保することで移動制限装置は設けないこととした。

4. あとがき

今回、9径間連続の曲線箱桁の設計を終えて、国内における実績は少ないものの、プレストレストコンクリートの曲線桁も、十分安全で、経済的な設計が可能であるとの確信を得た。設計に当たって最も留意した点は、耐震設計と、主桁の曲りによる振りモーメントへの対応であり、本橋においては、交角が大きいこと、橋脚の設置位置に制限がないことで効率の良い設計が可能であったものと思われる。

本報告が、今後のPC曲線橋の設計に当たって、多少とも参考になれば幸いである。

最後に、本橋梁の計画、設計に当たり指導いただいた関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 若狭, 洞毛: 分割される連続桁において遅れ弾性を考慮した場合のコンクリートのクリープにより発生する不静定力について, 橋梁, No. 2, 1979
- 2) H. リッシュ・D. コンクビルト著, 百島祐信訳: コンクリート構造物のクリープを乾燥収縮, 鹿島出版会, 1976
- 3) Yau-Kai Cheung: Folded plate structures by finite strip method, ACE ST 12, December, 1969

【昭和60年2月19日受付】