

水晶山橋梁の基本設計

神戸建設部 東神戸工事事務所 北沢正彦
設計課 幸左賢二
大阪第3建設部 桜島工事事務所 徳林宗孝

要 約

水晶山橋は、北神戸線唐櫃地区に建設が予定されている橋長440m、支間長150mの2径間連続RCアーチ橋であり、RCアーチ橋としては国内有数の規模となる。本報告は、その基本設計の概要を述べるものであるがその特徴を以下に列記する。

- 1) 架設工法としてはもっとも経済的な全支保工方式を採用した。
- 2) 上下線分離構造とし、剛性は主としアーチリングで受け持つ形状とした。
- 3) その結果、細長比が70程度と大きくなったため、弾性座屈、動的、非線形耐荷力解析を実施し安全性を確認した。

1. 地形及び地質概要

1-1 地形概要

阪神高速道路北神戸線は第二神明道路の伊川谷から五社までの27.5kmの路線である。このうち、伊川谷から箕谷までの16.6kmを供用中である。現在箕谷より五社までの区間で工事を順次着手するとともに将来名塩付近において中国縦貫道路に接続予定である。本報告の水晶山橋梁の位置する谷上から唐櫃地区にかけては地形が比較的急峻で長大橋梁やトンネルの連続する区間である。水晶山橋架設地点は六甲山地北西周縁部、唐櫃地区の神戸電鉄花山駅～大池駅間南東の丘陵地に位置する。通過地点には図-1のパスに示すように、2本の砂防指定河川（石楠花谷川、黒岩谷川）が存在するとともに地域一帯は砂防指定地域となっている。また、河川間で挟まれた区域は、国立公園第

2種特別地域、風致地区及び保安林区域に指定されており環境条件を十分考慮した橋梁計画を行う必要がある。

1-2 地質概要

図-2に地質図、表-1に地質定数を示す。架橋地点西側のSTA225-226間では神戸層群が厚く、礫岩、砂岩、泥岩、凝灰岩が互層をなし緩い流れ版となっている。礫岩や砂岩は露頭でも比較的硬質であるが、泥岩や凝灰岩では地表面付近で著しく風化による脆弱化が進んでいる。これに対してSTA226-230間では、基盤岩である花崗岩が分布し、小規模に神戸層群および崖錐がこれを被覆する。山腹傾斜上で露出する一部の花崗岩は風化が進んでいる。しかしながら、露頭で観察される岩は、亀裂は多いものの硬質でCL、CM級のものが多

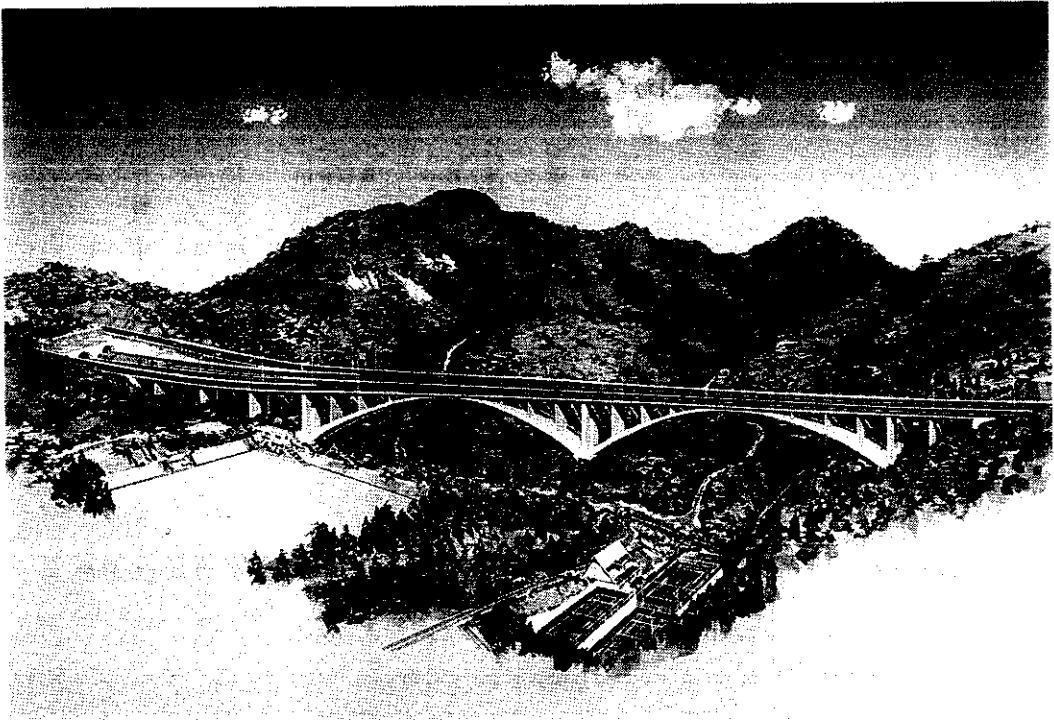


図-1 平面およびパース図

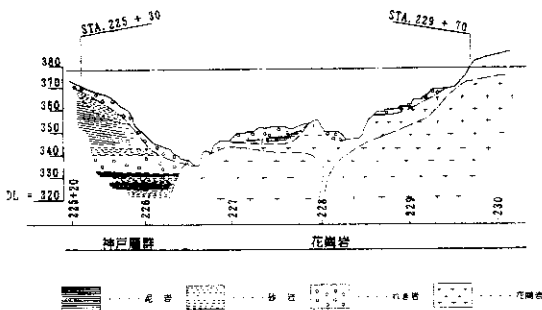


図-2 地質図

表-1 地質定数

地質	せん断定数		変形係数 (E) kg/cm ²	単位重量 (γ) (t/cm ³)	許容支持力 (t/m ²)	
	粘着力(C) kg/cm ²	内摩擦角(φ) (°)				
神戸層群	E	0.1	20*	200以下	軟弱50(75) 硬地100(150)	
	D	1~2	20	1000~5000		
	C1	5	25	3000~10000		
花崗岩	C1	10	25	5000~15000	軟弱60(90)	
	E	0.1	20*	2.1		
	D	1~2	25	1000~7000		1.9~2.0
	C1	5	30	5000~12000		
C1	10	35	-	2.55		

2. 形式選定

2-1 橋梁形式の選定

スパン割り決定には次の制約条件を留意した。

1) 砂防指定区域および指定河川

石楠花谷川、黒岩谷川は砂防指定河川であり十分な離隔を取るとともに、砂防指定区域内であるので基礎工掘削を極力少なくする必要がある。

2) 国立公園地域および風致地区

架設地点は瀬戸内海国立公園第2種特別地域および風致地区である。自然環境保護のため、樹木の伐採、中間橋脚本数を最小限にとどめる必要がある。

3) 橋脚高

縦断線形上、30-40mの高橋脚となる。このため橋梁形式としては比較的長大支間の橋梁形式となり施工性についても配慮する必要がある。

上記の制約条件を基に、図-3、表-2に示す5案の構造形式（PC4径間連続ラーメン箱桁、PC4径間連続箱桁橋、コンクリートアーチ橋、4径間PC斜版橋、2径間PC斜張橋）について比較を行った。

工費的には2径間斜張橋を除いて数パーセント程度の差異であった。自然環境保護の観点からは永久構造物および法面の占用面積をできる限り少なくする必要があり、国立公園内に橋脚が1本であるコンクリートアーチ橋、2径間斜張橋が望ましい。砂防の観点からもできるだけ河川から橋脚を離すことが望まれる。美観上はコンクリートアーチ橋が周辺環境にも調和し優れている。以上の項目を総合的に評価して、コンクリートアーチ橋を最適と判断した。

2-2：アーチ構造の選定

アーチ構造の選定に次の3形式を検討した。

1) タイプI

アーチリングの剛性が大きくて、アーチリングを上下線一体の箱桁断面、補剛桁をRCホロースラブとしたもの。（帝釈橋、宇佐川橋）。

2) タイプII

アーチリングと補剛桁の剛性が同程度のものでアーチリングは単独で全てのアーチおよび鉛直材を支持し得る剛性を有する形式で、アーチリングを上下線一体の箱桁断面、補剛桁を上下線分離の箱桁断面としたもの。

3) タイプIII

アーチリングの剛性が小さくて、補剛桁の剛性が大きい形式で、アーチリングをRCホロースラブ、

表-2 構造形式の対比表

	構 造 性	景 観 及 び 経 済 性	評 価
第1案 PC4径間連続 ラーメン箱桁橋	・カンチレバー工法によるPC ラーメン箱桁橋である。 ・耐震性に優れ、橋脚高40mと 高く、温度拘束が少ない。	・スレンダーであり、沓を設け ないため景観上も優れる。 ・経済性(1.00)	・比較案中、最も経済的であり 、耐震性に優れ、維持管理上 からも有利となる。
第2案 PC4径間連続箱桁橋	・PC連続箱桁橋であり、地震 による上部工水平力をA1橋 台で負担する。 ・カンチレバー工法による。	・第1案と同様であるが、沓を 設けるため景観上多少劣る。 ・経済性(1.03)	
第3案 コンクリートアーチ橋	・支間145mの2径間連続固定ア ーチ橋である。アーチライズ は24.0~30.0mで非対称であ る。	・国立公園内に位置し、2つの 次を跨ぐためランドマーク的 な効果があり、景観的にマッ チした形式である。 ・第1案に比較し公園内に中間 橋脚1基少なくなる。 ・経済性(1.07)	・第1案に比較し経済的には劣 るが、国立公園内で周辺の環 境にも調和し雄大な景観美が 造られる。
第4案 PC斜版橋(4径間案)	・斜材にコンクリートを被覆し た斜張橋形式である。架設時 は斜張橋構造で、完成系はト ラス構造とみなされる。	・通常の斜張橋に比べ主塔が低 く、又、主桁がスレンダーで ある。 ・他案と比較し、塔、及び、斜 材部が走行上支障になる可能 性がある。 ・経済性(1.07)	・比較案中不経済となるが、構 造的にも景観的にもユニーク な形式である。 ・ランプ、トンネルに連絡する ため、走行安全上他案に比較 し不利である。
第5案 PC斜張橋(2径間案)	・中央部に橋脚を1基設けた2 径間連続PC斜張橋である。 ・拉幅の影響による左右のアン バランスを計るため、スパン を190m+160mとした非対称 構造の斜張橋である。	・山岳部に計画される橋梁で、 高い塔が周辺にあまりマッ チしない。 ・経済性(1.16)	・比較案中最も不経済である。

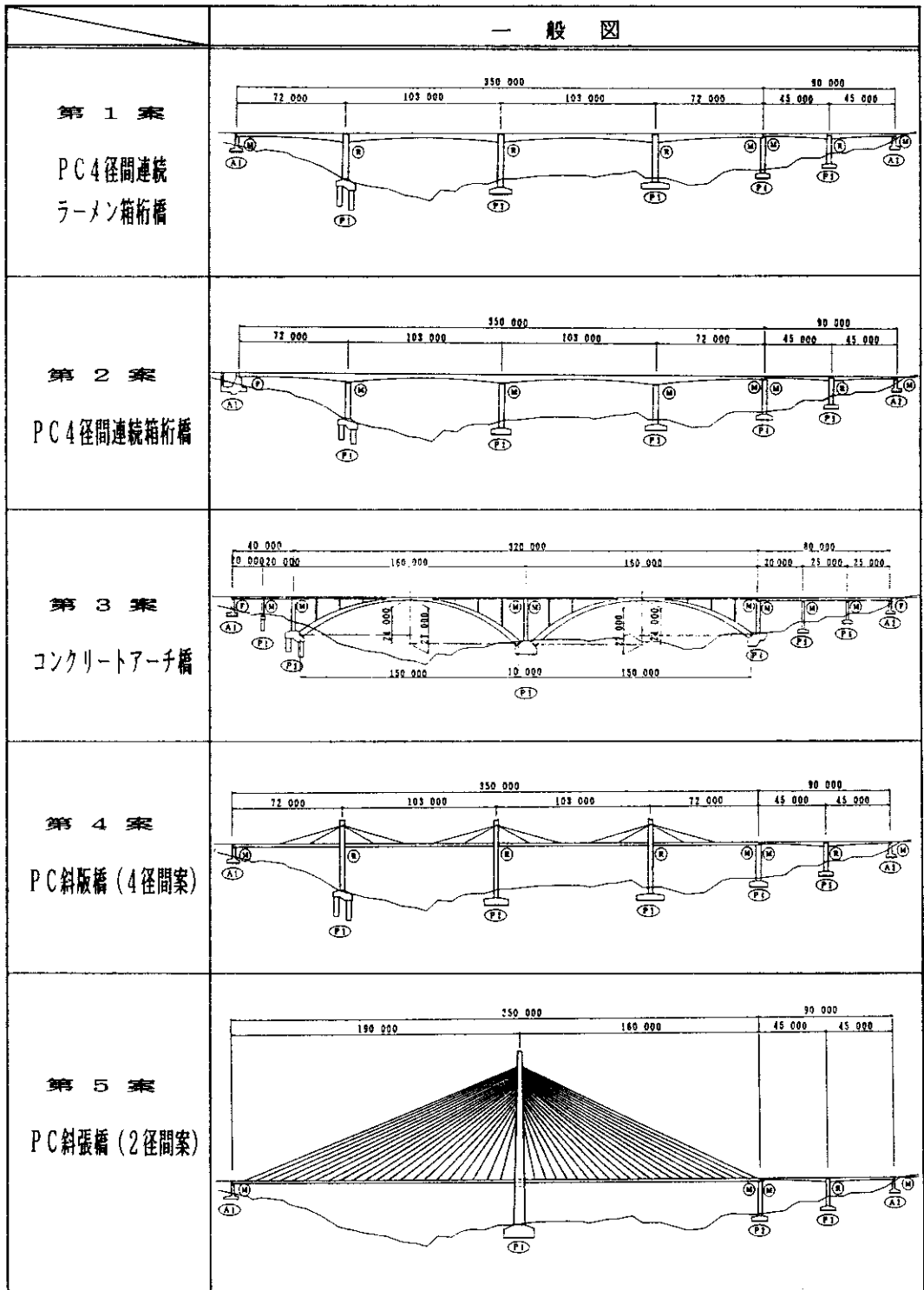


図-3 構造形式の対比図

補剛桁を上下線一体の箱桁断面としたもの（赤谷川橋、中谷川橋）

検討の結果、本橋においては支持条件を固定とした上路アーチ橋であり、部材の構造特性として支間長が150m程度で支持層が比較的堅固であるため、アーチリングの剛性が大きい、タイプⅠを採用した。

2-3 架設工法の選定

架設工法としては4種類の工法が考えられた。

- 1) 全支保工法
- 2) トラス・メラン工法
- 3) ピロン・メラン工法
- 4) 合成アーチ巻き立て工法

図-4に比較図を示す。

	施工概要図	設計・施工上の留意点	高 嶺
接地式支保工		<ul style="list-style-type: none"> ・アーチリブの収縮に対しては、容易に対処できる。 ・支保工の変形管理、及び、横移動に対して十分な検討が必要である。 ・地震・風荷重について検討が必要である。 ・経済的である。(1.00) 	大滝橋(100m) みどり橋(100m) 余理川橋(89m)
トラス・メラン工法		<ul style="list-style-type: none"> ・アーチリブの収縮に対しては、特殊ワーゲンの必要となる。 ・斜め吊材の緊張管理、及び、アーチリブの変形管理が重要である。 ・地震・風荷重に対して比較的安定している。 ・(1.20) 	別府橋(235m) 外瀬橋(170m) 赤谷川橋(116m)
ピロン・メラン工法		<ul style="list-style-type: none"> ・アーチリブの収縮に対しては、特殊ワーゲンが必要となる。 ・斜め吊材の緊張管理、及び、アーチリブの変形管理が重要である。 ・張出し架設時は全体構造系の剛性が小さく地震・風荷重に対して多少不安定である。 ・(1.20) 	宇佐川橋(204m) 帯釈橋(145m)
合成アーチ巻き立て工法		<ul style="list-style-type: none"> ・アーチリブの収縮に対しては、特殊ワーゲンが必要となるが、コンクリートの荷重は角形鋼管アーチに支持させるためワーゲン重量が小さい。 ・アーチリブ巻き立て時の合成アーチの變形・応力算定に十分な検討が必要である。 ・張出し架設時は全体構造系の剛性が小さく地震・風荷重に対して多少不安定である。 ・(1.20) 	城址橋(82m)

図-4 架設工法の対比図

1) 経済性において深い溪谷でないため支保工高が比較的低下することから全支保工方式が有利となる。

2) 全支保工方式の場合、支保工の一部が河川断面上に位置するが、河積断面を確保することにより施工可能である。また施工手順として西行施工後、東行施工することにより支保工の転用ができて全支保工形式がより経済的である。

以上の結果により全支保工形式を採用した。

3: 設計条件

以下に設計条件の基本を示す(図-5に一般構造図を示す)。

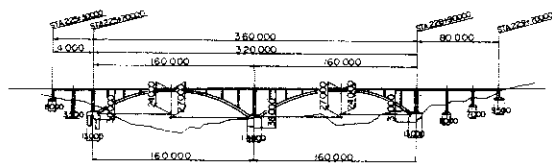


図-5 一般構造図

- 1) 道路規格: 2種2級
- 2) 構造形式: 2径間連続RC固定アーチ橋
- 3) 橋長: 440m (2x160+40+80)
- 4) アーチ支間: 150m
- 5) アーチライズ: 第一、第二径間とも24m, 27m
- 6) 有効幅員: 20.500m

4 : アーチの基本形状

4-1 アーチライズの決定

橋脚位置が地形条件より決定された結果、アーチ支間は第1径間、第2径間共150mとなった。アーチライズは道路縦断高、河川との離隔確保、地盤条件(西側橋脚地盤が比較的脆弱であること)より各径間左右のライズをそれぞれ24.0m, 27.0mに決定した。

4-2 軸線の決定

本橋は、支持条件を固定とした上路アーチ橋であるうえに、アーチリングの剛性が高いことからアーチ軸線の決定がより重要になる。アーチ軸線は、アーチリングに作用する死荷重時のモーメントを極力抑えることが望ましい。

軸曲線としては長大コンクリートアーチ橋であること、アーチリングの剛性が高いことから次式のハイパボリック曲線を用いた。

$$y = f / (m-1) \cdot (\cosh k\xi - 1) \cdot \dots \cdot (1)$$

ここに

$$m : \omega_0 / \omega$$

ω_0 : スプリンキングにおける単位長さ当たりの死荷重 (tf/m)

ω : クラウン部における単位長さ当たりの死荷重 (tf/m)

$$k : \cosh^{-1} m = \log_e (m + (m^2 - 1)^{0.5})$$

$$\xi : 2x / \ell \quad X = \text{支間中央からの距離}$$

$$\ell : \text{支間長} \quad f = \text{ライズ高}$$

代表例として第1径間の軸線決定の考え方を示す。アーチライズを24.0mとし、アーチリング自重を載荷させ、パラメータmを変化させた。図-6にパ

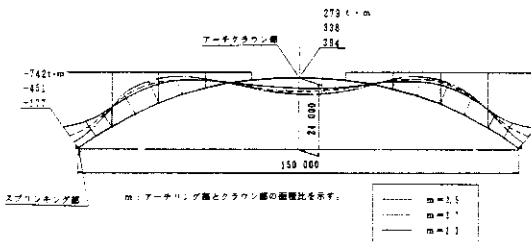


図-6 パラメータmと主要断面モーメントの関係

ラメータmと主要断面モーメントの関係を示す。その結果左右固定端およびクラウン部モーメントのバランスよりm=2.3を採用した。同様の手法により求めた軸線決定表を表-3に示す。

表-3 軸線決定表

	アーチライズ		パラメータ *		LL(m)	LR(m)
	F1(m)	F2(m)	ML	MR		
第1径間	24.000	27.000	2.3	2.0	73.500	76.500
第2径間 東行き	27.000	24.000	1.5	2.3	80.500	69.500
第2径間 西行き	27.000	24.000	1.8	2.0	79.500	70.500
備考	F1, F2 : アーチライズを示す ML, MR : スプリンキング部とクラウン部の面積比 LL, LR : 各径間の左側、右側のアーチリングからクラウンまでの長さ					

またアーチ平面曲線は道路線形条件より計画区間の半分が曲線区間であるため、構造中心を0.5f (f: 偏心率) シフトさせた。

4-3 補剛桁の支間割

本橋のようにアーチリングの剛性を高めた構造では、補剛桁はできる限り自重を少なくすることが望ましいため、RC中空床版橋形式とした。支間長は左右対称となるように橋脚間を10等分した16.0mの連続形式とした。支承条件は耐震性

表-4 断面形状

	一体断面	分離断面
断面		
構造特性	・断面剛性(特に橋方向剛性)に勝れるため、ねじり、面外方向荷重に対し抵抗力が大きい。	・断面剛性が小さいことを除う工夫(上下線を橋桁で連結したファイレンディル構造とする。部材厚を増す等)が必要である。
施工特性	・施工はむずかしく、初期固度ひびわれ、収縮ひびわれ対策が必要である。	・上下線を同時にカンテラバー振設しない高橋には、橋内・外の2方向曲げが作用する。 ・施工は、一体断面より容易である。 ・支保工施工時に仮設材の養生がはかれる。
実績	別府橋 宇佐川橋	帝釈橋

を考慮し鉛直材上端はヒンジ構造とし、鉛直材下端は剛結構造を基本とした。しかしながらクラウン部付近については温度拘束により生じる応力を低減するため一部ヒンジ構造とした。

4-4 アーチリングの構造

アーチリングの断面形状は表-4に示すように分離断面と一体断面の2種類が考えられる。本橋においては東西車線がほぼ対称形であり支保工を効率的に転用でき経済的であることから分離構造とした。

5. 弾性座屈解析

5-1 旧DIN1075による照査

アーチリブは、水平反力により大きな軸圧力を受ける部材であり、面内および面外方向の座屈に対する安全性を照査する必要がある。本橋においては新、旧DIN1075により安全性を照査した。旧DIN1075の場合曲げモーメントを考慮すると面内座屈安全度は次式で表せる。

$$\psi = \psi_0 / (1 + 1.7m) \cdot (I_m + I_u) / I_m$$

ただし $\psi \geq 2.5$

ここで ψ : 曲げモーメントを考慮した場合の座屈安全度

ψ_0 : 曲げモーメントを考慮しない場合の座屈安全度

I_u : 上部構造の断面二次モーメントの平均値

I_m : アーチリブの断面二次モーメントの平均値

m : (曲げモーメント・アーチリブの断面積) / (軸方向力・アーチリブの断面係数)

計算の結果座屈安全度は3.2となり基準値2.5は満足している。

5-2 新DIN1075による照査

1981年にDIN1075が改訂され2次モーメントの

影響を近似的に算出した破壊断面力により長柱の断面設計を行う方法となった。面内の照査式は次式となる。

$$M_r > M_u$$

$$M_u = 1.75 \times N \times (e + e_0) \dots \dots (2)$$

ここで M_r : 破壊抵抗モーメント

N : 最大軸力

e_0 : 有効座屈長 / 300

e : 使用状態でのL/4点付近の最大偏心量

M_u : 破壊断面力

面外についても同様に新DIN1075により照査した。面外、面内照査結果を表-5に示す。比較の

表-5 新DIN1075による座屈照査結果

		安全度	判定
面内	設計荷重時	1.52	○
	地震時	2.05	○
面外	設計荷重時	5.92	○
	地震時	1.16	○

結果、各ケースとも一応安全度は確保されているが、座屈に対しては面内の場合設計荷重時の方が地震時よりも危険側の値となった。これは、偏心量の差の影響によると考えられる。また、面外地震時にかなり危険側の値となった。これは平均の剛性を用いて評価しているためで、スプリング部では拡幅し剛性を高めているため安全率は大きくなると考えられる。

6. 動的解析

6-1 解析モデル

本橋は長大アーチ橋であるうえ補剛桁、鉛直材が組み合わされた複雑な構造となっている。このため地震時に複雑な挙動を示すと考えられ、動的解析によって安全性の照査を行った。

解析モデルは、図-7に示すようにアーチリブ材

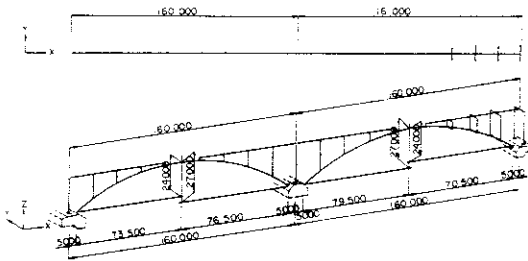


図-7 動的解析モデル

鉛直材及び補剛桁の組み合わせた2連アーチ系の立体骨組モデルとした。P2橋脚部の基礎条件は深礎杭をバネ支持評価し、P3、P4橋脚については直接基礎であり岩着されているため固定とした。

6-2 解析方法

解析は、平均応答スペクトルによる動的解析とし、スペクトル曲線は道示V、耐震設計編(S55年5月)の応答スペクトル曲線(1種地盤)を使用し、入力加速度は180galとした。また、減衰定数としては公団設計基準に基づき、全部材とも5%とした。

応答計算の解析精度としては有効質量の累計を90%まで考慮した。

6-3 解析結果

1) 固有周期及びモード

動的解析による固有周期と有効質量を表-6、モード図を図-8に示す。特徴を列記すると

- 固有周期については橋軸方向では、2次、3次、5次、10次、12次モード、直角方向では1次、4次、9次、14次モードが卓越している。
- 表-6に示すように橋軸方向では、数種のモードが重なり合った複雑な挙動を示している。
- 橋軸直角方向では1次、4次モードが有効質量25~40%程度であり、全体の支配的モードとなっている。

表-6 固有周期と有効質量

モード 次数	橋軸方向		直角方向	
	固有周期(T)	有効質量	固有周期(T)	有効質量
1			1.17 sec	24.07%
2	1.13 sec	8.28%		
3	1.09	11.64		
4			0.79	37.32
5	0.74	2.05		
6	0.65	0.02		
7	0.59	0.05		
8			0.49	0.60
9			0.41	2.73
10	0.35	1.54		
11	0.34	0.11		
12	0.34	2.20		
13	0.33	0.09		
14			0.31	7.16
15			0.28	0.25
16	0.24	0.33		
17	0.24	0.54		
18	0.22	3.77		

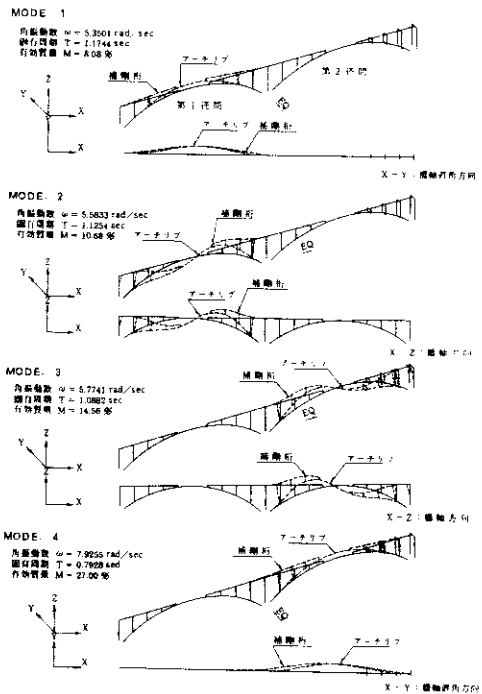


図-8 モード図

2) 断面力の比較

静的解析及び動的解析の断面力対比図を図-9に

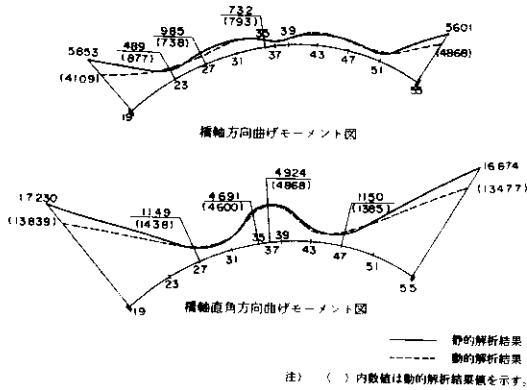


図-9 静的および動的解析の断面力対比図

示し以下に解析結果を要約する。

- a) 橋軸方向では、アーチスプリング部付近において静的解析値が、動的解析値より30~40%大きくなっている。また支間端1/4点からクラウン部にかけては逆に動的解析値が静的解析値より15%大きくなっている。これは静的解析では、1次みの固有周期を用いて β 倍した水平荷重により計算しているのに対して、橋軸方向の動的モードとしては、1次以外にも、有効質量が5%程度のモードが数個あり、キャンセルするモードがあること、および一次モードが1/4点の断面力を増加させる形状のためと考えられる。
- b) 橋軸直角方向では、スプリング部においては、静的解析値が動的解析値より20~25%大きい値となっているが、クラウン部ではほぼ同様の値を示している。これは、動的の1次モードが、アーチリブ、鉛直材、補剛桁の卓越したモードであり、有効質量が30%程度となっている。1次以外のモードの影響が少ないため、クラウン部付近で静的解析と近似する傾向となったと考えられる。また、基部においては減衰定数が多少高めであるため動的値が小さくなったと考えられる。

3) 変位量

動的解析のクラウン部変位量は静的解析値に比較

し、橋軸方向で35%程度、橋軸直角方向で40%程度小さくなっている。これも前述のとおり、多数モードの影響あるいは減衰定数が多少高めであるためと考えられる。

7. 基礎部の検討

7-1 解析目的

本橋の場合アーチリング部は分離構造であるが基礎部は安定性を考慮し一体構造とした。アーチリングとフーチング接合部では断面が急変しており大きな局部応力が発生すると考えられる。この局所的な応力の挙動を把握し、合理的な設計を行うために2次元F. E. M. 解析を実施した。

7-2 解析方法

解析モデルは図-10に示すようにアーチリン

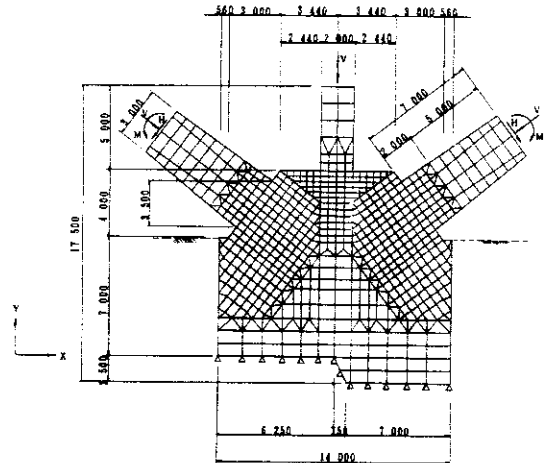


図-10 F. E. M. 解析モデル

グ部を含めた形状とした。地盤横方向の変形は基部に比べて大きいと考えられるので、拘束は無視した。荷重ケースとしては死荷重時、設計荷重時、地震時を考慮した。

7-3 解析結果

1) P3基部検討

図-11 にアーチリングとフーチング接合部に

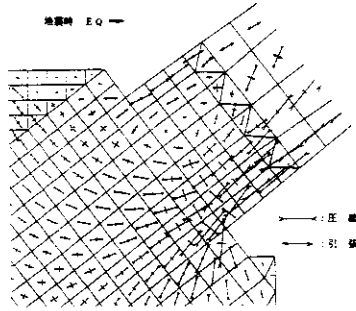


図-11 アーチリングとフーチング接合部における主応力図

における主応力図例を示す。圧縮応力度は設計荷重時で35-45kgf/cm²、地震時で45-70kgf/cm²と許容値（それぞれ80kgf/cm²、120kgf/cm²）を満たしている。次に引張り応力度はアーチリング付け根部上端において13-20kgf/cm²の引張り応力が生じており、次式により補強した。

$$\begin{aligned} T_1 &= \sigma_{SA} \cdot AX \\ T_2 &= \sigma_{SA} \cdot AY \\ T_1 &= \int_0^b \sigma_x \cdot dx \\ T_2 &= \int_0^b \sigma_y \cdot dy \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、

T₁ : x方向の引張り力

T₂ : y方向の引張り力

A_x , A_y : 鉄筋断面積

σ_x , σ_y : 引張り応力

(3)式において引張力はある断面に生じた引張応力にメッシュ幅をかけた値として算出した。(3)式により、補強を行った断面例を図-12に示す。アーチスプリング部でD29筋の

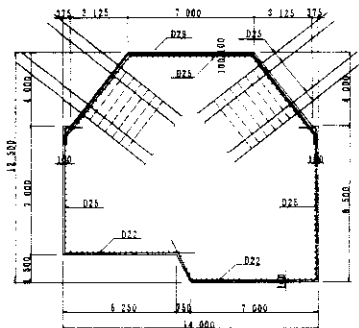


図-12 アーチリング補強図

2段配筋、側面部、底面部ではD25および29筋の一段配筋(平均15cmピッチ)となる。

2) P2橋脚基礎部検討

図-13にP2橋脚部における主応力図、図-14に変位図を示す。図-13によれば、地震作

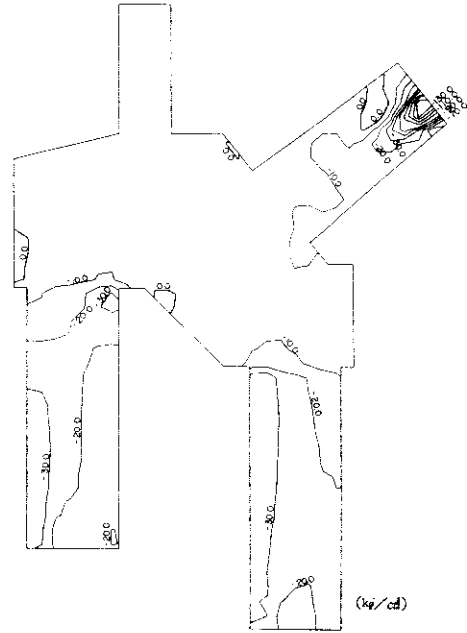


図-13 P2橋脚主応力図

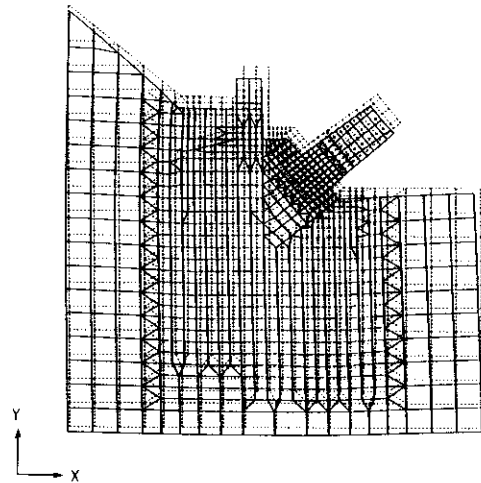


図-14 P2橋脚変位図

用時、深層杭部に $20\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度の圧縮力を生じるが許容値を満足している。また、図-13の変位図においては鉛直方向に 10cm 、水平方向に 1cm 程度変形している。鉛直方向の変形が大きいのは、定着岩盤以下の変形係数を一定としたこと、および定着部付近要素分割が十分でなかったためと考えられる。

8. 耐荷力解析

8-1 解析目的

本橋は、許容応力度法に基づき設計され部材レベルでの安全率は十分確保されている。しかしながら、支間 150m の2径間連続アーチ橋であること、上下線分離構造で細長比が約70と大きいことから、アーチリング部の非線形性を考慮し構造全体の挙動を把握した。

8-2 解析手法

解析モデルとしては図-15に示すように、補剛

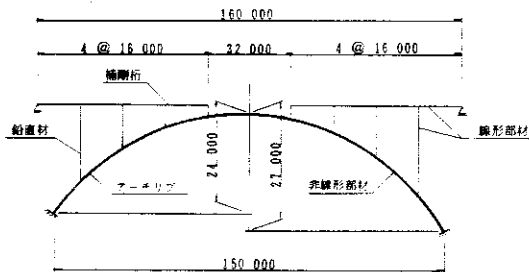


図-15 非線形解析モデル図

材、鉛直材及びアーチリブを含めた平面骨組解析とした。構造部材のうち、アーチリング部のみを材料非線形部材とし鉛直材、補剛材は線形部材とみなした。図-16、17に解析フローチャートを示すが、構造系の破壊の定義としてはコンクリート部材のうち、いずれかの部材の曲げ圧縮ひずみが最初に 0.35% に達した時点断面破壊と定義した。コンクリート部材の応力-ひずみ関係については道路橋示方書に基づく曲線を用いた。また、鉄筋の応力-ひずみ関係の内ひずみ硬化については特に考慮しなかったが、解析の手法上降伏後E

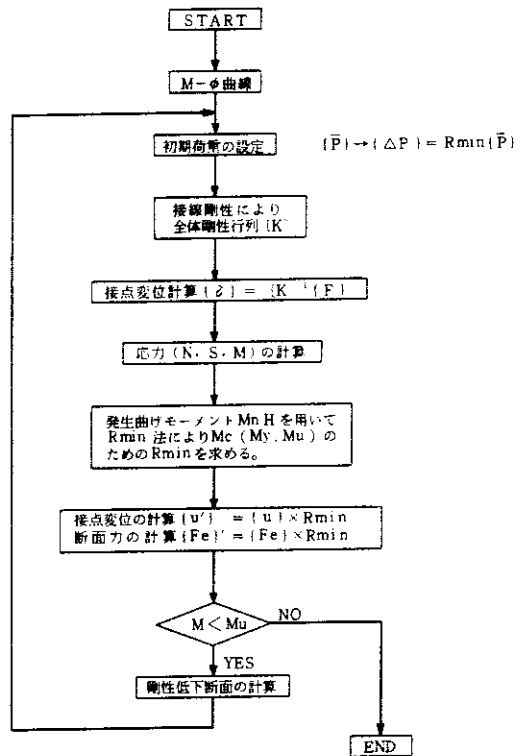


図-16 解析フローチャート

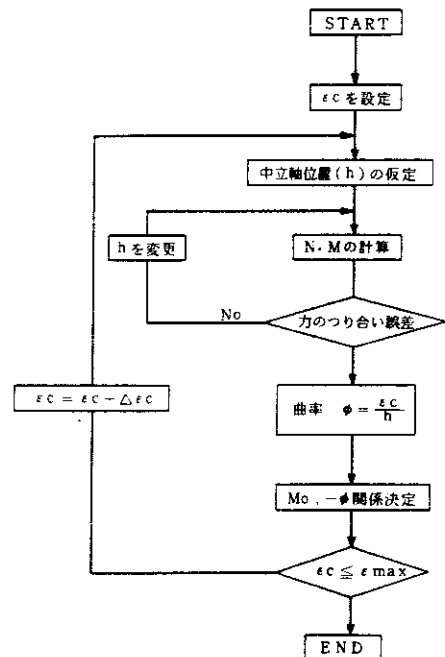


図-17 M-φ関係の計算フローチャート

s / 1000の勾配で増加するとした。

7-3 解析結果

図-18 水平震度（荷重）の増加に伴う最大変位量の関係を示す。

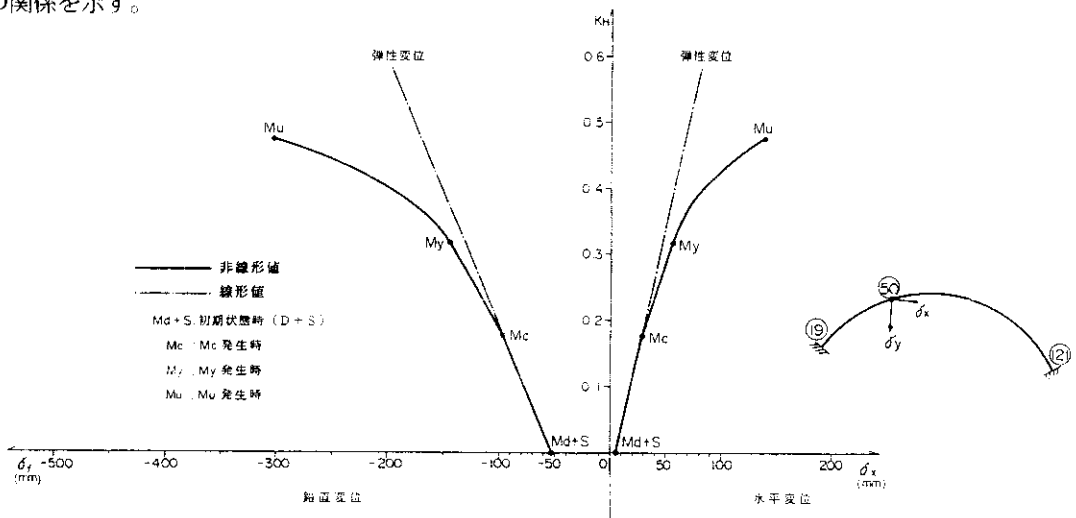


図-18

終局時最大変位量は、水平、鉛直方向とも7-L(50)断面内に生じ水平変位137mm、鉛直変位304mmを生じる。

変位じん性率 ($\mu = \delta_u / \delta_y$) は水平方向 $\mu_x = 2.5$ 、 $\mu_y = 2.1$ となる。また、初期クラック発生 ($M_c = 6321t \cdot m$ 、 $\phi_c = 1.502 \times 10^{-4}$)、鉄筋降伏 ($M_y = 8259t \cdot m$ 、 $\phi_y = 8.217 \times 10^{-4}$)、終局耐力 ($M_u = 9162t \cdot m$ 、 $\phi_u = 179.54 \times 10^{-4}$) とも19断面の左端基部で最初に生じる。

曲率じん性率は2.2程度となり、多少小さな値となった。これは、軸方向鉄筋量は0.7%程度であり、鉄筋量としてはとくに問題ないが、基部付近は軸力が大きく設計荷重時軸方向応力度は $\sigma_c = 40 kgf / d$ となり、設計荷重時縁圧縮応力度の1/3程度を占めるためと考えられる。終局時地震荷重 $Kh = 0.48$ となり、設計基準荷重 ($Kh = 0.22$) の2.2倍となり非常に大きな耐力を有していることが判る。図-19にアーチリブ全体の曲げモーメント分布を示した。

図-19において線形解析とは、剛性を一定とし

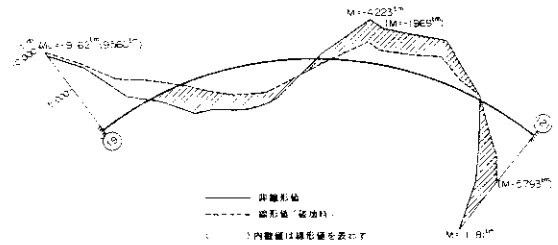


図-19

最大モーメントを生じる断面が、それぞれクラック発生モーメント、鉄筋降伏モーメント、コンクリート示方書で定義する抵抗モーメントに達した状態をいう。

図-19における剛性を一定とした線形解析から求めたモーメント分布と非線形解析結果を対比させると、地震荷重の増加に伴い部材の再配分が分かる。特に、右端部分においては初期ひびわれ発生後モーメントが急激に増加し再配分の影響が大きいことが分かる。