

四家橋（上路式ローゼ橋）の設計

辰口 聖一¹⁾秋山 寿一²⁾

本橋は近年増えつつある耐候性鋼材を上路式ローゼ橋に使用した例である。設計は面内荷重に対しては平面モデル、面外荷重に対しては立体モデルとし、微小ならびに有限変位理論にて解析した。また、地震時は通常の震度法とあわせて振動解析も行い、部材の安全性も確認した。本文は設計について概要を報告するものである。

まえがき

本橋は宮崎県を代表する河川、大淀川を跨ぐ耐候性鋼材を使用した無塗装の上路式ローゼ橋である。架橋位置は大淀川の河口より約30kmさかのぼった内陸部で（図-1 参照）、付近は大淀川第2ダムで堰止められているため水の流れは緩いが、河川幅は約100mと広く、兩岸の地形も約40°の急傾斜を呈している。大淀川の北には国道268号線、南には国道10号線があるが、この両国道を結ぶ道路がなく、対岸へ行くには大きく迂回しなければならない。したがって、本橋は文字どおり両国道の橋渡しの役割を担うことになる。また、内陸部ということから海塩粒子や塵埃の影響も少なく、耐候性鋼材を使用する橋梁には最も適した環境であるといえる。

本橋は昭和61年10月に受注後設計を開始し、昭和62年は工場製作までを完了した。あとは架設を残すのみであるので、ここに本工事報告の前編として設計についての概要を報告する。

1. 工事概要

本工事の概要を下に、一般形状を図-2に示す。

架橋位置	宮崎県北諸県郡高城町、野尻町境
橋路	一等橋（TL-20）
形式	上路式ローゼ橋
橋長	150.000 m
支間長	補剛桁 12.500 + 115.200 + 21.400 m
	アーチリブ 109.200 m
幅員	車道 6.250 m、歩道 1.500 m

縦断勾配	1.5% 放物線
横断勾配	車道 2% 放物線、歩道 2% 直線
床版	鉄筋コンクリート 19.0cm厚
舗装	車道 アスファルト 5.0cm厚
	歩道 " 3.0cm厚
設計震度	$K_h = 0.16$
主要鋼材	耐候性鋼材 SMA50W、SMA41W
鋼重	主構 461.6ton
	付属 17.6ton
	合計 479.2ton

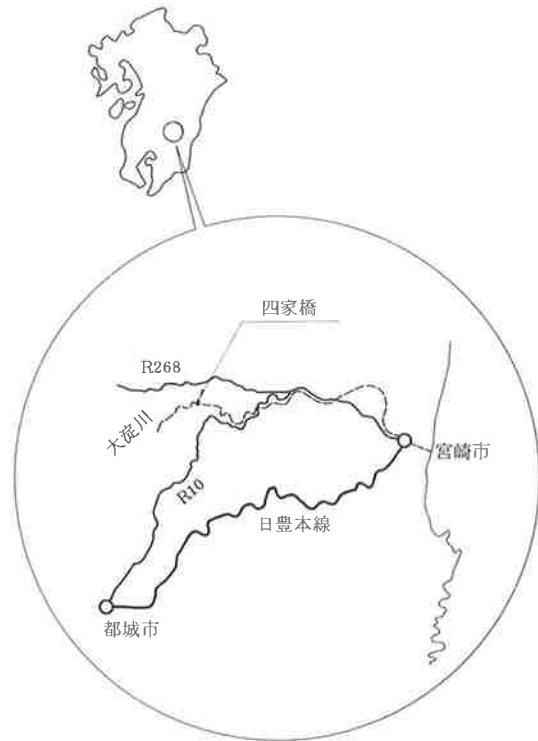
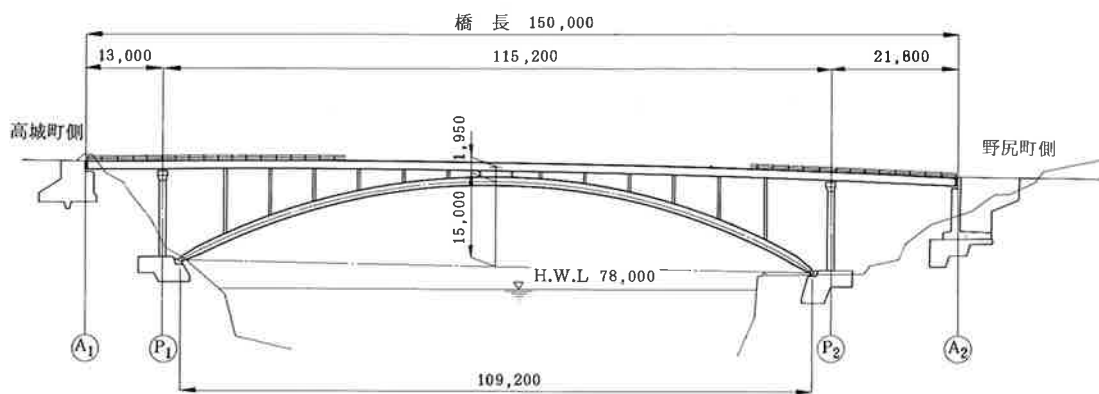


図-1 位置図

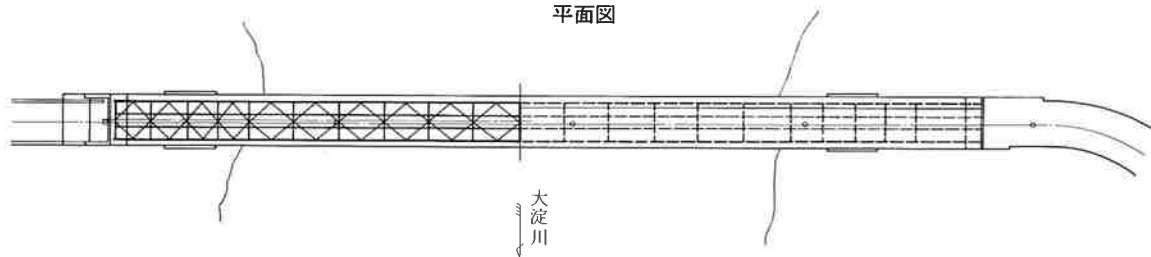
1) 大阪橋梁技術部 設計第1課係長

2) 大阪橋梁技術部 設計第2課副課長

側面図



平面図



断面図

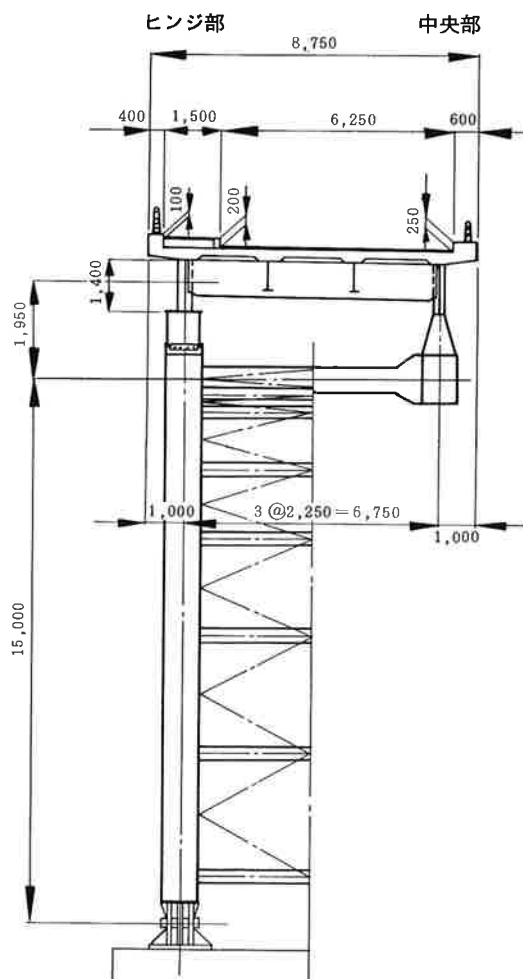


図-2 一般図

2. 設計荷重と解析モデル

本橋の設計荷重は、死荷重、活荷重のほかに、支点変位、温度変化、温度差、風、地震を考えた。

本橋の解析モデルは死活荷重などの面内荷重に対しては平面モデルを、橋軸直角方向の風、地震荷重などに対しては立体モデルとした。また、架設時に対しては以下のように考えた。

本橋の架設はケーブルエレクション斜吊工法を予定している。架設順序の概要は図-3に示すとおり、アーチリブを架設閉合後、斜吊ケーブルを撤去し、支柱・補剛桁・床版・舗装の施工へと進む。そのため、死荷重に対する構造系はアーチのみの系から最終の完成系まで変化する。設計ではこの架設系を考

慮して、作用荷重とそれに対応した構造系を組合せて解析しなければならない。実際の設計では図-4に示す系Ⅰと系Ⅱに分けて解析を行った。系Ⅰはアーチリブのみで荷重を受け架設順序の①～③に対応した解析、系Ⅱはローゼ桁として荷重を支持し④～⑤に対応した解析モデルである。

また、本橋の構造特性として、補剛桁のA1側端支承を固定としたことがあげられる。一般に、本橋のような上路アーチ系橋梁では補剛桁の端支承を固定とし、アーチクラウンで補剛桁とアーチリブとを剛結にすることで、活荷重の偏載による変形特性や振動特性が改善されることが知られている。反面、温度変化によるアーチリブの変形が左右非対称の挙動を示し、とくに $l/4$ 点付近の鉛直変位が大き

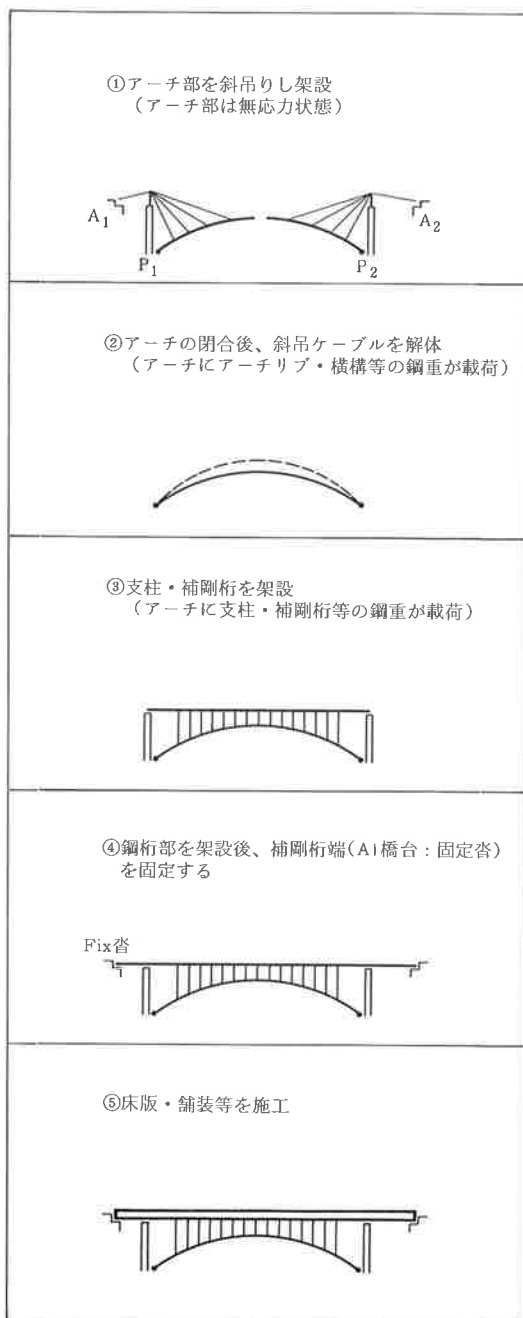


図-3 架設順序

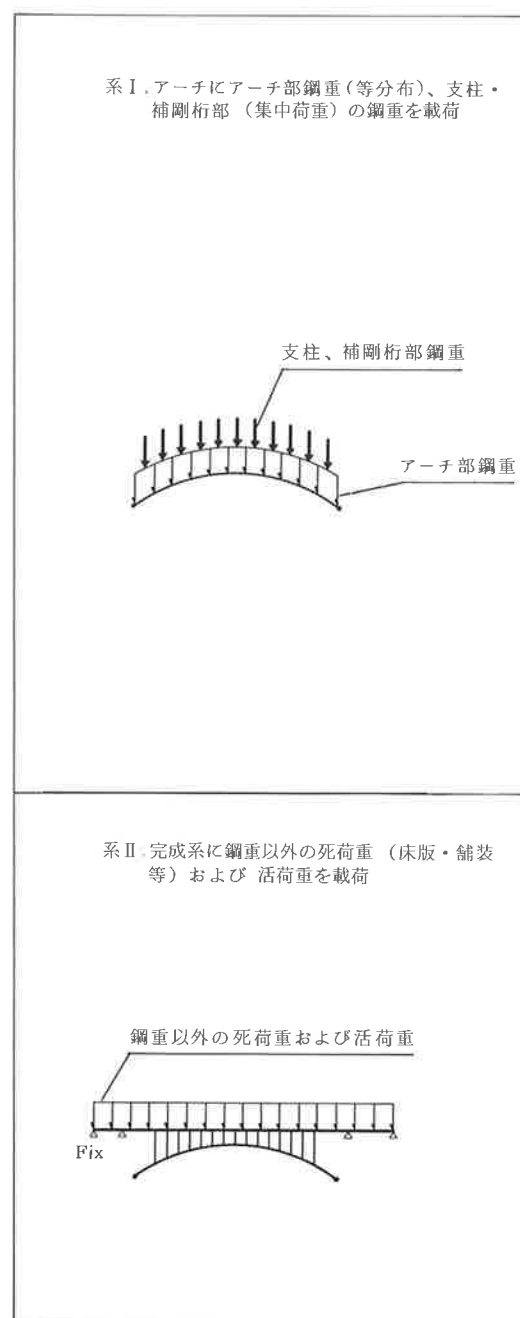


図-4 解析構造系と荷重

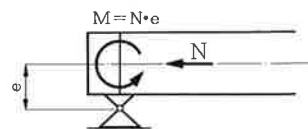


図-5 補剛桁端部の付加曲げモーメント

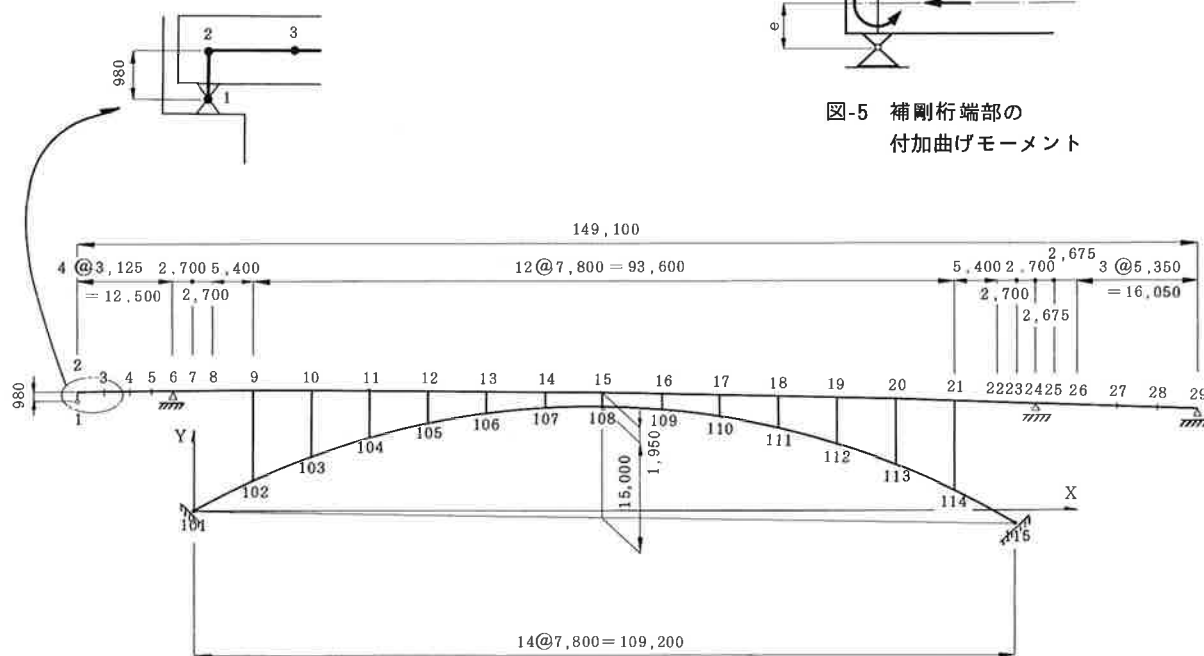


図-6 平面解析モデル

なる。また、補剛桁には軸力が生じ、補剛桁の中立軸と固定支承の中心とが偏心している場合、補剛桁端部に偏心による付加曲げモーメント $M = N \cdot e$ が生ずる(図-5)。本橋では、この付加曲げモーメントを解析するため図-6に示すとおり、A1側端部の骨組線を補剛桁中心から固定支承の回転中心まで延長した平面解析モデルとした。

3. 解析理論と主構断面力

本橋は前述のとおり、A1側端支承が固定のため補剛桁に軸力が生じる。端支承が可動である上路形式と比べるとアーチリブの水平変位は拘束され、骨組の変位による影響も少ないと思われる。道路橋示方書では、補剛桁に軸力が生じるアーチ橋では骨組の変位の影響を無視してもよいと規定されている。しかし、本橋の場合、死荷重強度が道路橋示方書の(11.3.1)式の計算値より大きい、本橋のようにアーチリブ支点と補剛桁固定支点との水平距離が長い場合、上述の道路橋示方書の規定をそのまま適用するには疑問が残ることから、変位の影響を無視する範囲にあるかどうか不明である。したがって、本橋の平面構造系の解析は有限変位理論を用いた。有限変位理論に基づく解析プログラム(当社保有LARGE-C)での活荷重の影響線載荷方法は、まず微小変位理論に基づく影響線解析から活荷重の載荷範囲を求め、その後同一の固定載

荷状態とした有限変位解析を行った。補剛桁およびアーチリブ主要点の微小および有限変位解析結果を表-1に示す。

4. 主構の断面構成

主構の断面力図と最大断面を図-7、8に示す。アーチリブおよび補剛桁のA1端からアーチクラウンまでの間は常時においても軸力が生じるため、曲げと軸圧縮を受ける部材として、一方、アーチクラウンからA2端までの補剛桁は軸力が生じないので通常のプレートガーダーとして設計した。なお、断面決定には鋼材の腐食代は考えていない。

表-1 平面構造系の解析結果

	(ton, t·m)			
	アーチリブ (ℓ/4付近)		補剛桁 (P ₁ 上)	
	M	N	M	N
微小変位解析	173.3	- 726.3	- 247.0	128.8
有限変位解析	193.7	- 737.1	- 264.6	151.3
有限 / 微小	1.12	1.01	1.07	1.17

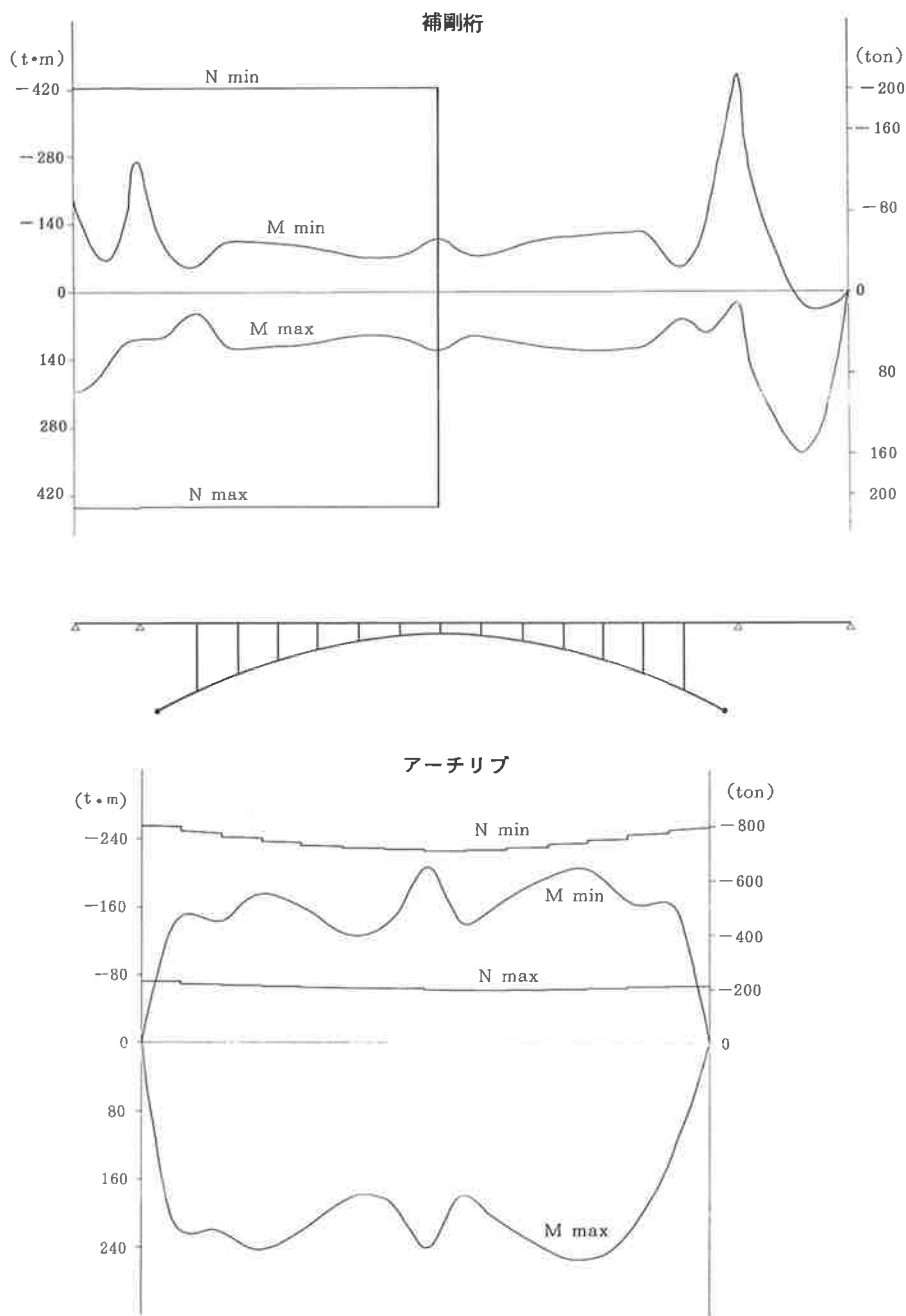


図-7 断面力図

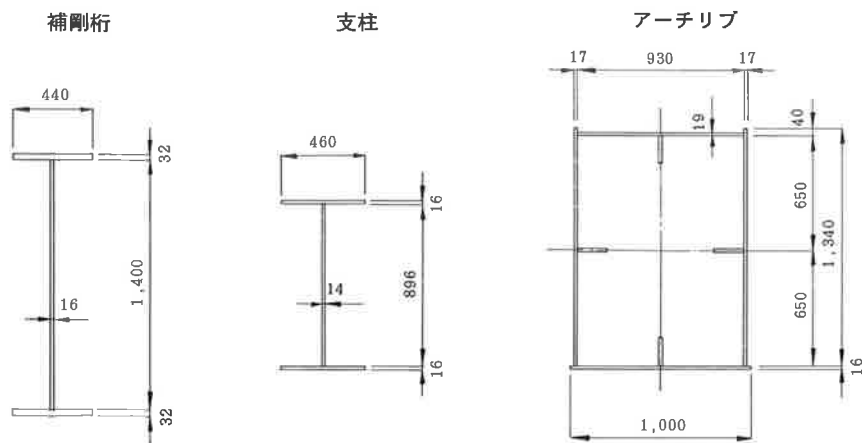


図-8 最大断面図

5. 立体解析による部材の照査

橋軸直角方向の風、地震および2主構間の温度差に対しては立体解析を行った。ただし、部材の設計はまず平面解析結果にて断面を決め、その後立体解析結果で断面の照査を行った。

立体解析を行った結果、主構部材に関しては全て平面解析に基づき設計した断面で問題はなかった。しかし、アーチリブの横構で立体解析値の方が大きい部材が生じ、補剛桁の横構では立体解析値の方が極端に小さい結果となった。表-2に横構の平面および立体解析結果を示す。横構の設計(平面)は横構部材等を水平面に展開し(図-9)、補剛桁の横構は補剛桁に作用する荷重で、アーチリブの横

構はアーチリブに作用する荷重でそれぞれ単独に設計している。しかし、実構造をみると補剛桁とアーチリブとはアーチクラウンで結合され、また、支柱や対傾構の存在により橋軸直角方向の荷重に対しては、主構部材を含めた全体で抵抗するものと考えられる。したがって、橋軸直角方向の荷重で設計される横構部材は平面と立体解析とで大きな断面力差が生じやすいと考えられるので、その設計には注意を要する。表-2によれば、平面解析で横構断面を設計するさい、アーチリブの横構はある程度の余裕をもたす必要があると思われる。本橋のアーチリブの横構では立体解析結果による増加分が応力度の余裕内におさまり、結果的には平面解析で設計した断面を変更することはなかった。

表-2 横構の解析結果 (単位: ton)

補 剛 桁				ア ー チ リ ブ					
		平面解析	立体解析				平面解析	立体解析	
		地震	風	地震			風	地震	
D	1	49.7	7.2	7.6	D	1	24.7	24.1	29.1
	2	53.4	9.9	8.4		2	19.4	19.4	22.8
	3	32.1	18.0	15.2		3	15.8	16.5	17.5
	4	29.1	15.5	13.3		4	13.5	12.1	11.8
	5	30.6	18.1	15.9		11	13.5	12.1	11.8
	16	29.4	17.8	15.6		12	15.8	16.4	17.4
	17	28.1	15.3	13.1		13	19.5	18.4	22.8
	18	31.1	17.9	15.1		14	24.9	24.1	29.2
	19	30.1	18.3	15.5					
	20	27.1	15.8	13.6					

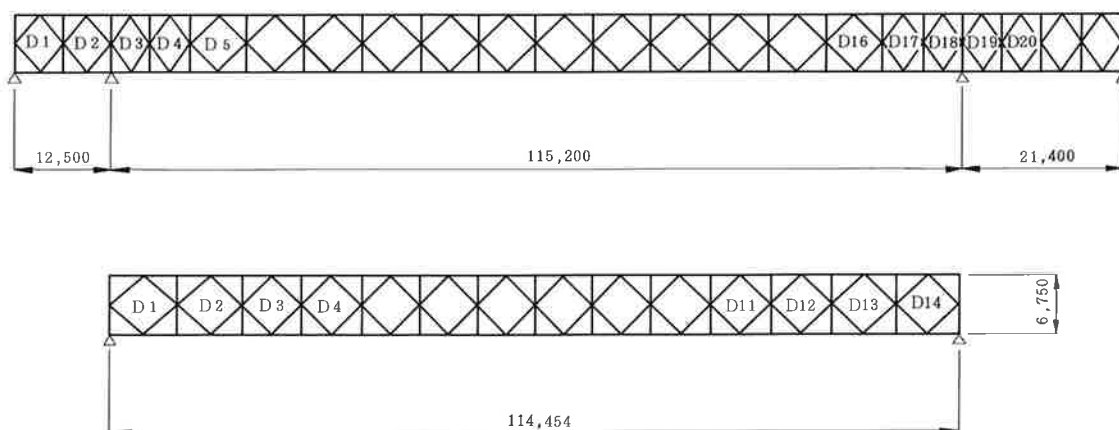


図-9 横構部材配置図

6. 耐候性橋梁としての構造詳細

耐候性橋梁（無塗装仕様）では安定錆形成の阻害要因として、塵埃の堆積や水はけの良否があげられる。本橋でも、特に水はけをよくするために次のような構造詳細とした。

1) 補剛桁の垂直補剛材下端のスカールラップ

通常35^R程度であるが、滞水を少しでも防ぐために50^Rのスカールラップとした（図-10）。



図-10 スカールラップ

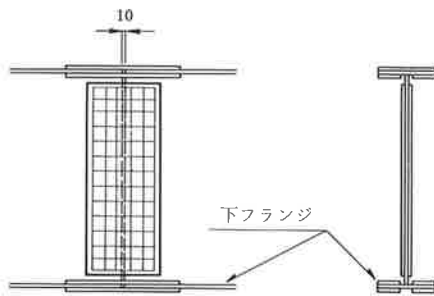


図-11 補剛桁の連結部

2) 補剛桁の連結部

部材間のすき間を10mmとし、かつ下フランジ下面の連結板を2分割とした（図-11）。

3) 横構部材

補剛桁およびアーチリブの横構はT断面であるが、ウェブを下向きにして取付けた（図-12）。

4) アーチリブの支承

アーチリブの支承はアーチ方向に傾斜させて据付けるため、リブの間には滞水が、ピン部には水の浸入が考えられる。そこで、リブには水抜孔を設けピン部には弾性シール材を施すことにした（図-13）。

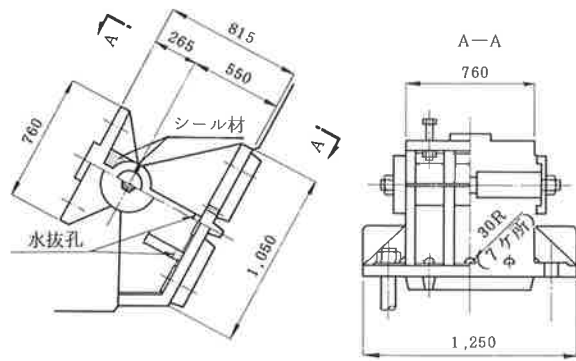


図-13 P₁、P₂ ヒンジ脊

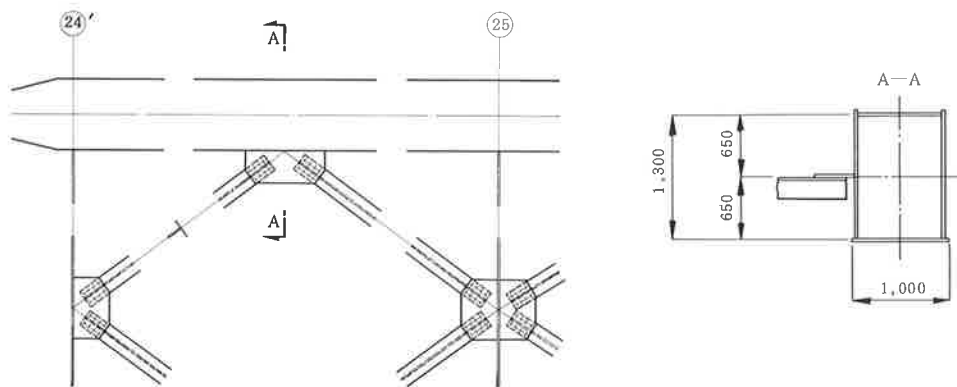


図-12 横構部材

7. 終局強度の照査

本橋の断面決定において、骨組線変位の影響を考慮しているため、道示11・6に従って、アーチの終局強度の照査を行った。この照査手順を以下に示す。

- ①着目部材の断面力が最大あるいは最小となるような活荷重載荷ケースを作成する。
- ②(死荷重+活荷重)×1.7の荷重を載荷する。
- ③有限変位理論により断面力を算出する。
- ④アーチリブの曲がりによる付加曲げモーメントを加算する。
- ⑤照査用断面力を抽出する。これは、断面決定時において有限変位理論による断面力が微小変位理論の断面力より大きくなっているケースを抽出する。
- ⑥道示・式(11・6・1)により、応力度を照査する。

上記の手順によって算出した断面力と、設計荷重によって算出した断面力との比較を表-3に示す。表-3の結果より、荷重と断面力との間の非線形性が明らかである。

表-3 終局強度の照査用断面力

格点	ケース	断面力	軸力 (ton)	せん断力 (ton)	曲げモーメント (t・m)
102	Ⓐ		-1481	4.6	39.7
	Ⓑ		-863	3.2	27.5
	Ⓐ/Ⓑ		1.72		1.44
105	Ⓐ		-1377	15.6	203.1
	Ⓑ		-801	8.5	109.3
	Ⓐ/Ⓑ		1.72		1.86
112	軸力最小	Ⓐ	-1391	-1.1	91.7
		Ⓑ	-812	0.0	51.1
		Ⓐ/Ⓑ	1.71		1.79
	曲げモーメント最大	Ⓐ	-1266	-6.1	359.8
		Ⓑ	-737	8.9	193.7
		Ⓐ/Ⓑ	1.72		1.86
	曲げモーメント最小	Ⓐ	-1178	12.6	-260.1
		Ⓑ	-699	7.1	-133.3
		Ⓐ/Ⓑ	1.69		1.95

- 注) 1. 格点番号は図-6を参照のこと
 2. ケースⒶ: (死荷重+活荷重)×1.7による断面力
 ケースⒷ: (死荷重+活荷重)×1.0による断面力

これらの断面力および温度変化による断面力に対して応力度照査し、少なくとも設計荷重の1.7倍の荷重に対して、終局強度が確保されていることを確認した。

8. 振動解析

本橋の振動特性を求めることにより、現設計の振動に対する設計方法を照査・確認するという目的で振動解析を行った。

図-14に示す解析モデルに対し、固有値解析を行った。表-4、表-5に1~10次の振動数および刺激係数を示す。刺激係数から、鉛直振動は4、5、6、9次において卓越していることがわかる。図-15に1~6次のモード図を示す。これにより1次モードは逆対称1次、2次モードは対称1次、3次モードは逆対称2次を示していることがわかる。

表-4 固有振動数

モード番号	角振動数 (RAD/SEC)	振動数 (CYCLES/SEC)	固有周期 (SEC)
1	0.5056E+01	0.8047E+00	0.1243E+01
2	0.7997E+01	0.1273E+01	0.7857E+00
3	0.1451E+02	0.2309E+01	0.4331E+00
4	0.1565E+02	0.2491E+01	0.4014E+00
5	0.1982E+02	0.3155E+01	0.3170E+00
6	0.2143E+02	0.3410E+01	0.2932E+00
7	0.2416E+02	0.3845E+01	0.2601E+00
8	0.3255E+02	0.5181E+01	0.1930E+00
9	0.4032E+02	0.6418E+01	0.1558E+00
10	0.4347E+02	0.6918E+01	0.1445E+00

表-5 刺激係数

モード番号	X方向	Y方向
1	0.2390E+01	-0.1220E+00
2	-0.3102E-02	-0.8629E+00
3	-0.3134E+01	0.4997E-01
4	0.2460E+00	-0.7225E+01
5	0.3903E+01	0.1450E+01
6	0.4747E+01	-0.1302E+00
7	0.8034E+00	-0.3398E+01
8	0.2955E+00	-0.7295E+00
9	-0.3975E+01	0.8961E-01
10	0.2204E+01	-0.1396E+01



図-14 振動解析モデル

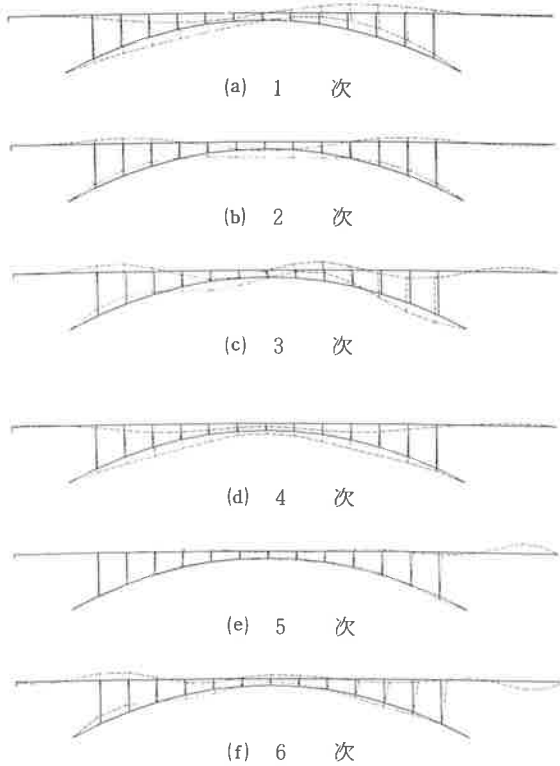


図-15 振動モード図

本橋の振動に対する設計方法は、震度法を採用し、設計水平震度 K_h として

$$K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_0 = 0.16$$

ここに

- K_0 : 標準設計水平震度 = 0.2
- ν_1 : 地域別補正係数 = 0.85
- ν_2 : 地盤別補正係数 = 0.9
- ν_3 : 重要度別補正係数 = 1.0

としている。ここで応答を考慮した修正震度法を採用した場合について検討する。この場合の設計水平震度 (K_{hm})は、道示V耐震設計編 4.4.1より本橋の固有周期 $T=1.24$ sec に対して、

$$K_{hm} = \beta \cdot K_h = 1.13 \times 0.16 = 0.18$$

ここに

- β : 橋の固有周期による設計水平震度の補正係数 = $1.40/T = 1.13$

となり、震度法による設計水平震度の1.13倍となる。この設計水平震度 K_{hm} に対して部材を照査した結果、安全であることがわかった。

9. 架設系の耐荷力

本橋の架設は、アーチリブ閉合後に補剛桁を中央

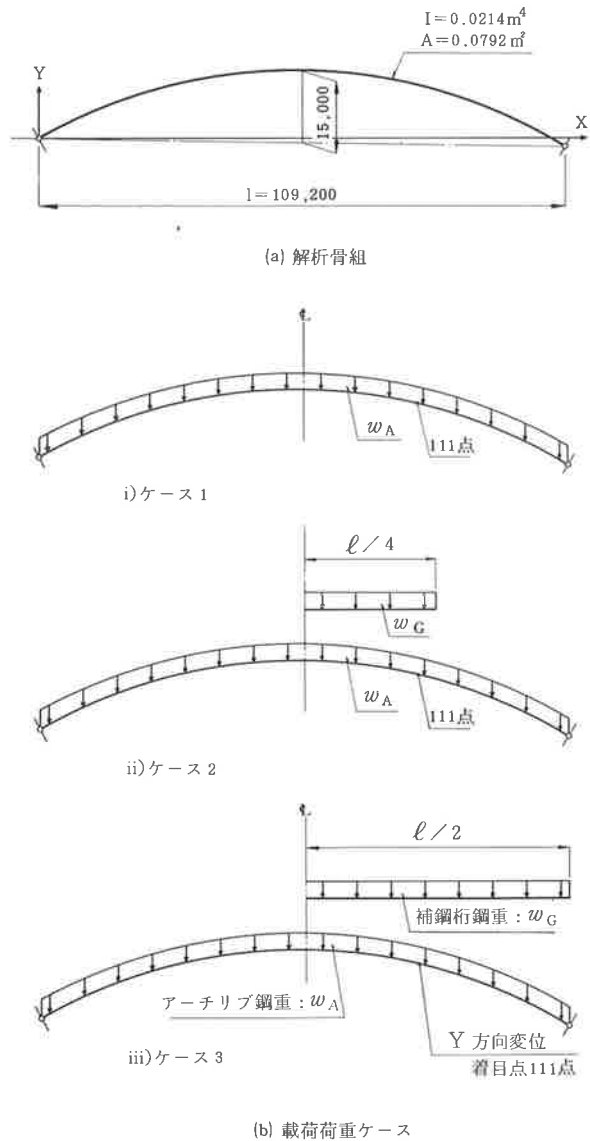


図-16 アーチリブ耐荷力解析のモデル

径間中央より側径間側へ張り出していく。したがって、アーチリブだけの構造系(架設系)の耐荷力についても照査する必要がある。

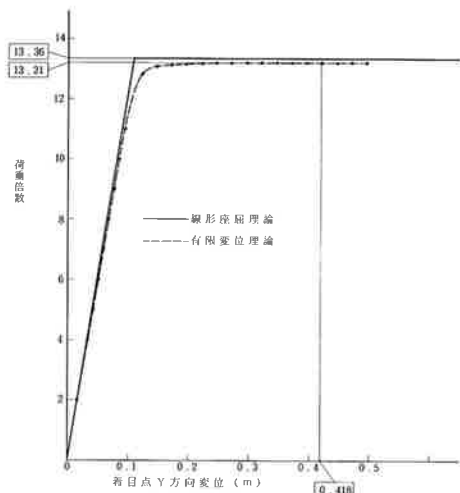
耐荷力解析は、図-16のモデルに対し、線形座屈解析および有限変位解析を行った。載荷荷重は、アーチリブ鋼重 ($w_A = 0.920t/m$) および補剛桁鋼重 ($w_G = 0.700t/m$) とし、図-16のケース2、3については、 w_A および w_G の合計荷重を倍数するものとした。

解析の結果、アーチリブの耐荷力は表-6のように、荷重と変位との関係は図-17のようになった。図-17から荷重が半載の場合、やはり変位の影響が大きく、線形座屈理論による耐荷力に比べ有限変位理論による耐荷力がかなり下まわっている。また、それぞれの解析方法によるモード図を示すと図-18のようになった。

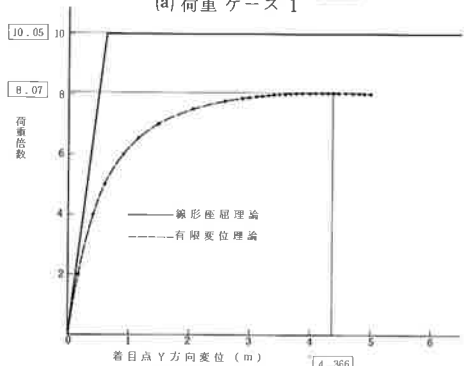
表-6 アーチリブの耐荷力

荷重ケース	断面力記号	線形座屈理論による断面力					有限変位理論による断面力		
		断面力 (荷重倍数 $n=1$)		荷重倍数 n	最大断面力		荷重倍数 n	最大断面力	
		N最小	M最大		N最小	M最大		N最小	M最大
1	N	-108.0	-95.71	13.36	-1443	-1279	13.21	-1438	-1358
	M	0.886	3.342		12	45		224	467
	S	0.101	0.009		1	0		25	9
2	N	-143.5	-130.8	10.05	-1442	-1315	8.066	-1228	-1177
	M	-9.255	97.36		93	978		1730	4750
	S	1.050	2.230		11	22		196	59
3	N	-168.2	-152.7	8.929	-1502	-1363	6.360	-1130	-1091
	M	117.6	176.1		1050	1572		3161	6136
	S	13.35	1.729		119	15		358	112

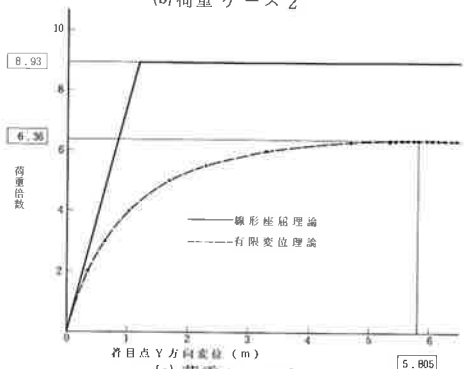
注) 断面力記号 N : 軸力 (引張力を正とする) [ton]
 M : 曲げモーメント [t・m]
 S : せん断力 [ton]



(a) 荷重 ケース 1



(b) 荷重 ケース 2



(c) 荷重 ケース 3

図-17 アーチリブにおける荷重と変位の関係

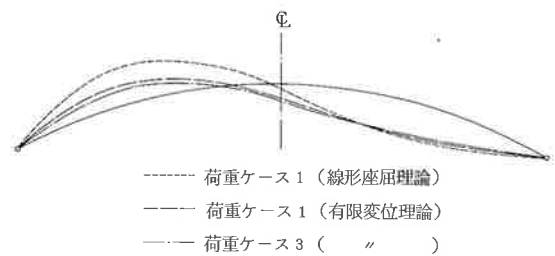
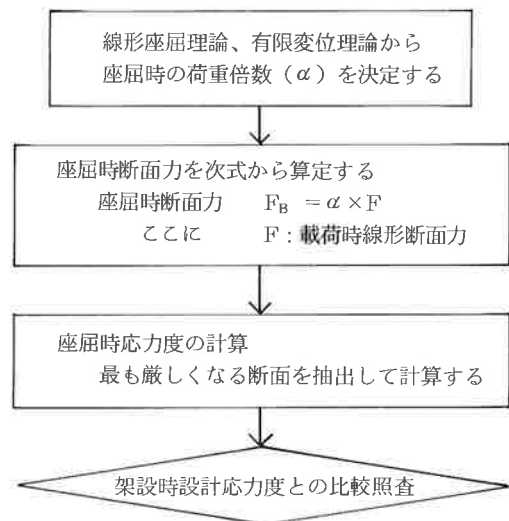


図-18 アーチリブの変形モード図

架設時のアーチリブの安定性照査を次の手順で確認した。



1) アーチリブの断面諸量

- 総断面積 $A = 792.3 \text{ cm}^2$
- ウェブの断面積 $A_w = 455.6 \text{ cm}^2$
- 断面二次モーメント $I = 2140,000 \text{ cm}^4$
- 断面定数 $W = 30,930 \text{ cm}^3$
- 材質 SMA50 ($\sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$,
 $\tau_y = 2078 \text{ kg/cm}^2$)

2) 抵抗断面力

軸力 $N_y = 792.3 \times 3600 = 2,852 \text{ ton}$
 曲げモーメント $M_y = 30930 \times 3600 = 1,113 \text{ t}\cdot\text{m}$
 せん断力 $S_y = 455.6 \times 2078 = 947 \text{ ton}$

3) 照査

荷重ケース1

断面力およびそれによる圧縮応力度 σ_b は、曲げモーメント最大の部材に対して

$$N = -1358 \text{ ton}$$

$$M = 467 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_b = \frac{1358000}{792.3} + \frac{467 \times 10^5}{30930} = 3224 \text{ kg/cm}^2$$

$$> \sigma_{a0} = 2100 \times 1.25 = 2625 \text{ kg/cm}^2$$

ここに

σ_{a0} : 架設時の許容応力度の全強

弾性座屈応力 (σ_b) は、降伏応力 (σ_y) より小さく、部材耐力は σ_b によって決まるが、設計応力 (σ_d) は次式を満足し安全である。

$$\sigma_d < \sigma_b (< \sigma_y)$$

荷重ケース2

耐荷力は、曲げモーメント最大の部材に対して

$$N = -1177 \text{ ton}$$

$$M = 4750 \text{ t}\cdot\text{m} > M_y = 1113 \text{ t}\cdot\text{m}$$

ここに

M_y : 降伏曲げモーメント

弾性座屈応力 (σ_b) は降伏応力 (σ_y) をはるかに越えており、部材耐力は σ_y によって決まり、現設計どおりで十分安全である。

$$\sigma_d < \sigma_y (< \sigma_b)$$

荷重ケース3

荷重ケース2の場合と同様である。

以上のように、面内弾性座屈解析を行い、各ケースの応力を照査したが、架設時応力は十分安全であることが確認された。

あとがき

以上、四家橋の設計について概要を記した。本橋は昭和62年9月に仮組検査(写真-1)を完了し、現在鋭意架設を進めている。昭和63年5月頃にはその雄姿を大淀川の上空にあらわしてくれる予定である。架設に先立ち種々検討した内容や施工編の報告は次の機会にする予定である。

耐候性鋼材を使用した橋梁は塗装の橋梁に比べまだまだ実績数は少ないが、今後基準類が整備されていくとともに数多く施工されると思う。本橋の設計・製作・架設の経験が次の橋梁の踏台となることを望み、工事が無事竣工することを祈る。

参考文献

1. 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編(昭55)
2. " : " V耐震設計編(昭55)
3. 建設省土木研究所・(社)鋼材倶楽部・(社)日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する研究報告書(Ⅷ)(昭61)



写真-1 仮組状態