

# 岩黒島橋の設計

金井 光吉<sup>1)</sup> 細見 雅生<sup>2)</sup>

## まえがき

岩黒島橋は、本州四国連絡橋の児島一坂出ルート(Dルート)に属し、岩黒島と羽佐島を結ぶ道路鉄道併用斜張橋である。(図-1) 岩黒島橋上部工製作工事は、本州四国連絡橋公団より昭和57年2月に発注され、5社の共同企業体として受注した。

設計部会は、架設部会と共に同年4月より岡山市に事務所を設け、詳細設計に着手し昭和59年3月に設計を完了した。

岩黒島橋の主な特徴としては、次のような事項を挙げることが出来る。

① 最大支間長で世界第6位、日本第2位の斜張

橋で、道路鉄道併用橋では、世界第1位の長大支間斜張橋であること。

② 鉄道を通すので、設計・施工は疲労に対する厳しい要求を満足させたものにする必要があること。

③ 岩黒島側にバスストップ用の拡幅部があり、その部分ではケーブル取付位置が、主構面より外側になること。

④ 主構はトラスであるが、上路の道路床組鋼床版が、主構上弦材と一体となって、主構応力の一部を分担していること。

ここでは、本橋の設計について述べる。

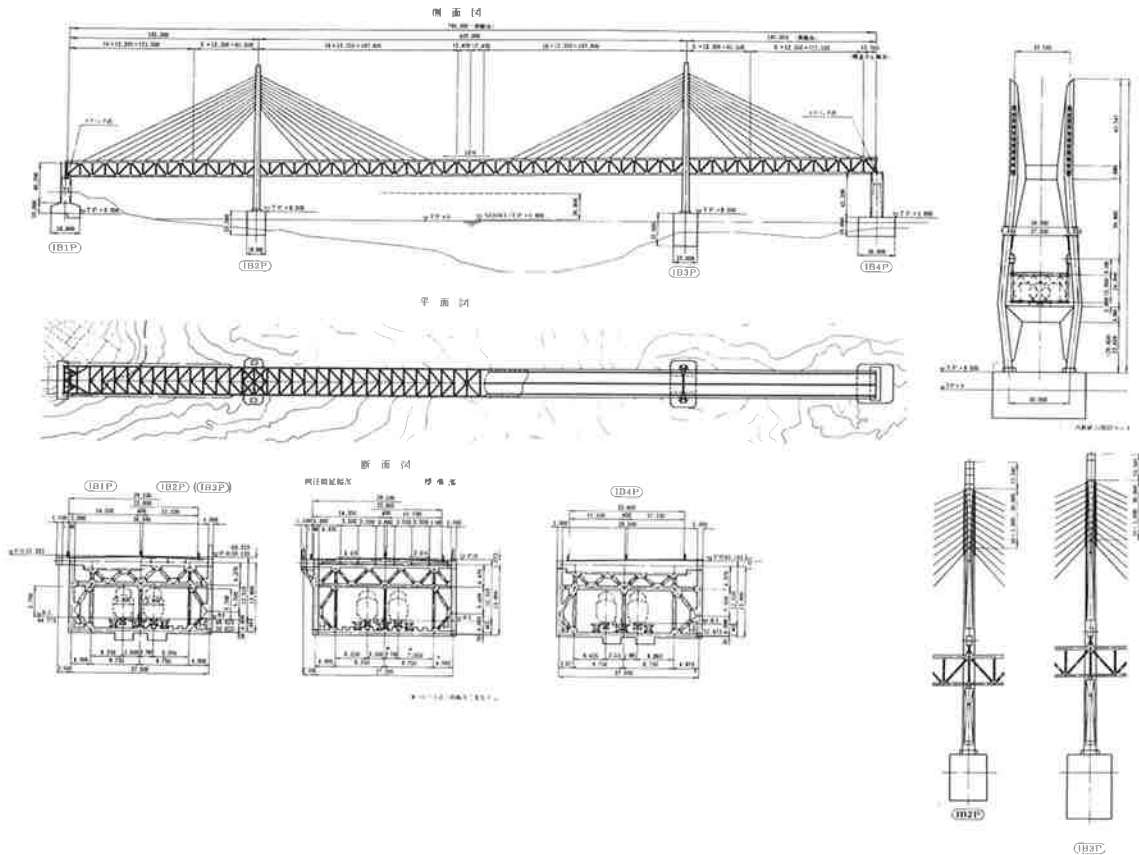


図-1 一般図

1) 設計部大阪設計課課長

2) 設計部電算課係長

1. 工事概要

工事名 岩黒島橋上部工製作（その1）  
 発注者 本州四国連絡橋公団第2建設局  
 施工者 石川島播磨重工業(株)  
 (株)横河橋梁製作所  
 松尾橋梁(株)  
 住友重機械工業(株)  
 (株)駒井鉄工所  
 工事場所 香川県岩黒島～羽佐島間  
 構造形式 ファン型マルチケーブル斜張橋  
 架設工法 大ブロック架設、張出し架設

2. 共同企業体の組織

共同企業体の組織は図-2のとおりである。設計部会は各社3名、計15名で、床トラス、主構および塔の3つのグループに分かれて作業を行った。

架設部会は各社2名で、同じ部屋で作業し、両部会はお互いに協力し、密接な関係を保ちながら作業を進めた。

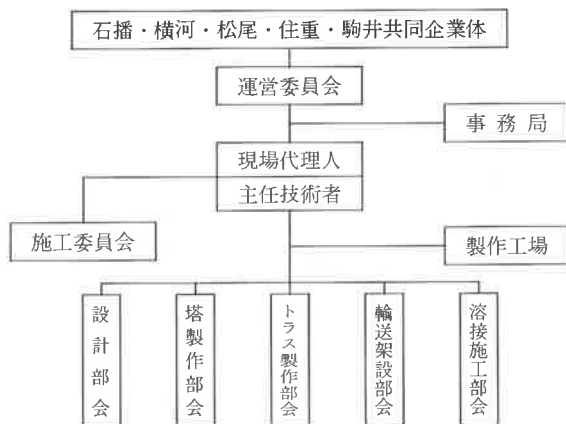


図-2 共同企業体組織図

3. 設計条件

基本設計条件を表-1に示す。

表-1 設計条件

項目	内容	備考
① 道路規格	第1種2級(V=100km/h)	4車線
② 鉄道	在来線 複線(V=120km/h) 新幹線 〃(V=160km/h)	ただし、一期施工時は在来線中2線
③ 平面線形(道路、鉄道共通)		
④ 縦断勾配	1.0%直線(一定)	本州四国

項目	内容	備考
⑤ 道路幅員構成(構造規格)		
⑥ 拡巾部の摺り付け		
⑦ 道路の横断勾配	基本勾配 2.0%直線 曲線部の片勾配への摺り付け(暫定) 	
⑧ 鉄道の断面構成	完成時(4線)  建築限界 暫定時(2線) 	
⑨ 曲線区間の鉄道のカント	カント量 新幹線 Cm=180mm 在来線 Cm=50mm カントの摺り付け $Cx = \frac{Cm}{2} (1 - \cos \frac{X}{L} \pi)$ カントの付け方 新幹線 外側レールをカントの戻上げ、内側レールをカントの戻下げ。 在来線 曲線の内側レールを基準とし、外側レールを上げる。 〇緩和曲線 	
⑩ 道路、鉄道の高低差	PH～RL間 12.510m	道路が上
⑪ 航路限界	航路高 N.H.H.W.L.より26.0m上 航路巾 2P～3P下部工間	N.H.H.W.L. (T.P.+1.990m)
⑫ 橋梁区間	STA286+29.5～STA294+21.75	
⑬ 支間割	185+420+185m (補剛桁支間 3P～4P 184.995m)	
⑭ 座標系	海峡部局地座標系	製作キャンバーに地球の曲率を考慮
⑮ 主構高	H=13.9m	
⑯ 主構幅	B=27.5m	
⑰ ケーブル	11段マルチタイプ	
⑱ 塔頂高	IB2P T.P. 156.600m IB3P T.P. 160.800m	岩黒島側 羽佐島側
⑲ 塔基面高	T.P.+8.500m	橋脚天端高
⑳ 塔高	IB2P 148.100m IB3P 152.300m	
㉑ 塔形式	2層ラーメン	
㉒ 塔柱間隔	上部 B=27.5m 基部 B=30.0m	

4. 設計基準

設計は、本四公団「上部構造設計基準・同解説」(昭和53年6月)に従って行った。同基準は、吊橋と吊橋以外の橋梁に関して規定しており、このままでは斜張橋には適用しがたいので、同基準の見なおしを行い、荷重の組合せと許容応力度の割増しを表一2のように考えた。また、設計期間中に鋼鉄道橋の設計基準の改訂作業が行われたが、最終的には表一3に示すような疲労基準を用いた。また本橋に適用した衝撃係数および基準に定める部材の区分を表一4、表一5に示す。

表-2 荷重の組合せ

荷重の組合せと許容応力度の割増し	荷重の組合せ	割増係数	主構	塔	ケーブル	床トラス	横構	床組	支承
	1	D+L	1.00			◎	○	◎	
2	D+L+T+(SD+E)	1.00	◎	◎	◎				◎
3	D+L(F)	1.00	◎		○	◎		○	○
4	D+L+LR	1.00				○	◎	○	
5	D+W(L)+L(W)+T	1.35	○	○	○	○			
6	D+W+T+(SD+E)	1.50	○	◎	○		○		○
7	D+EQ+L(EQ)+T+(SD+E)	1.50	○	○	○	◎	◎		◎
8	EQ	1.70	7で考慮済み						
9	ER	1.25	○	○	○	○	○	○	○
10	W	1.50	6で考慮済み						
11	D+L+BK+LR	1.25				○	○	○	○
12	BK+W(L)	1.25					○		
13	LF+W(L)	1.25					○	○	
14	D+W(L)+L(W)+LR	1.40					○	○	○
15	D+W(L)+L(W)+LF	1.40	○		○		○	○	
16	D+W(L)+L(W)+BK	1.40					○	○	
17	D+W(L)+L(W)+BK+LR	1.50					○	○	○

表-3 疲労基準

項目	内容		備考
検算式	$\sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \sigma_{fs}$		設計基準案(S57, 12.3)による。せん断力検算式については省略
	$\sigma_{max}, \sigma_{min}$ : 引張を正, 圧縮を負とする 疲労許容応力範囲 $\sigma_{fs} = a \cdot b \cdot \sigma_{fs}$ a: 累積疲労被害効果を表わす低減係数 b: 負の成分の割合によって割増し係数 $\sigma_{fs}$ : 基本疲労許容応力範囲		
疲労の照査	疲労等級分類	A B C D	
	$\sigma_{fs}(kg/cm^2)$	1,530 1,270 1,050 800	
a	Dルート斜張橋の主構に対して a=1.00		
	$\psi = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}}$		
	溶接継手	$\psi \leq -1$ $-1 < \psi < 0.5$ $-0.5 \leq \psi$	
	非溶接継手	$\psi \leq -1$ $-1 < \psi < 0$ $0 \leq \psi$	
b	溶接継手	1.3 $\frac{13}{16+6\psi}$ 1.0	
	非溶接継手	検査不要 $\frac{2}{2+\psi}$ 1.0	

5. 荷重

a) 死荷重(D)

荷重の配置図を図一3に示す。死荷重強度は主構1面当りで、岩黒島側側径間14.47 t/m、中央径間18.21 t/m、羽佐島側側径間10.50 t/mである。

端支点におけるカウンターウエイトは、岩黒島側11.60 t/片面、羽佐島側14.30 t/片面である。その他にケーブル自重、塔自重がある。

b) ケーブルプレストレス

完成系の主構及び主塔の断面力を改善する目的で、ケーブル長さを短かくすることによって、ケーブルに付加張力を導入する。

c) 活荷重(L)

自動車荷重・列車荷重を考慮した。それぞれの荷重・荷重載荷方法については各節で詳しく述べる。ここでは詳細については省略する。

d) 衝撃(I)

表-4 衝撃係数

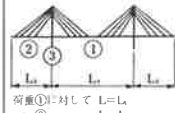
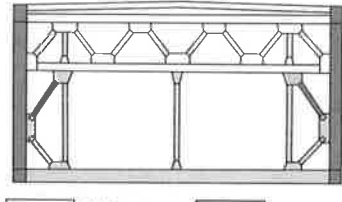
荷重	衝撃係数	Lのとり方
自動車荷重	全部材に対して $i = \frac{20}{50+L}$	主構 塔 ケーブル  荷重①に対して L=L <sub>1</sub> ② L=L <sub>2</sub> ③ L=L <sub>1</sub> +L <sub>2</sub> 残材について L=0.75L
		床トラス L=主構間隔 B 床組 L=パネル長 λ
列車荷重	主構・ケーブル塔に対して	在来線 0.06(0.10) 新幹線 0.12(0.20)
	床トラス・床組に対して	在来線 $i = \frac{2V_0}{500L} + \frac{15}{100+L}$ 新幹線 $i = \frac{2V_0}{500L} + \frac{15}{100+L}$
		吊橋の補剛桁・ハンガーの衝撃を適用。 iは、単線載荷の場合
		床トラス L=主構間隔 B 床組 L=パネル長 λ V <sub>0</sub> : 列車の設計速度 (km/h)

表-5 部材区分

項目	内容	備考	
部材の定義	主構トラス	併用部材	
	下横構	併用部材	
	道路床組	併用部材	主構上弦材の一部
	下路床組	鉄道部材	
注)	○端部床トラスは全て併用部材とする。		
	○塔柱部およびカウンターウエイト部床トラスは下弦材(鉄道部材)を除き併用部材とする。		
			

e) 風荷重(W): 基本風速 V<sub>10</sub> = 43m/s

f) 地震荷重(EQ): 本四スペクトル

g) 車輛横荷重(LF)

h) 制動始動荷重(BK)

i) 架設荷重(ER)

- j) 温度変化の影響(T)
- k) 製作、架設誤差および支点移動の影響(SD+E)
- l) 遠心荷重(CF)
- m) ロングレール縦荷重(LR)

6. 道路床組の設計

道路床組の断面を図-4に示す。デッキプレート、縦リップ、縦桁は主構上弦材と一体となって、主構応力の一部を分担する。したがって、カウンターウエイト部の端部パネルを除き、全橋にわたって連続している。縦桁は、床トラス上弦材に支持されており、支間長は12.3～12.4mである。

(1) 鋼床版の構造

a) デッキプレートと縦リップ

デッキプレートは極く一部を除いて、板厚は12mmで、主構応力の大小によりSM50Y、またはSM41を使用した。

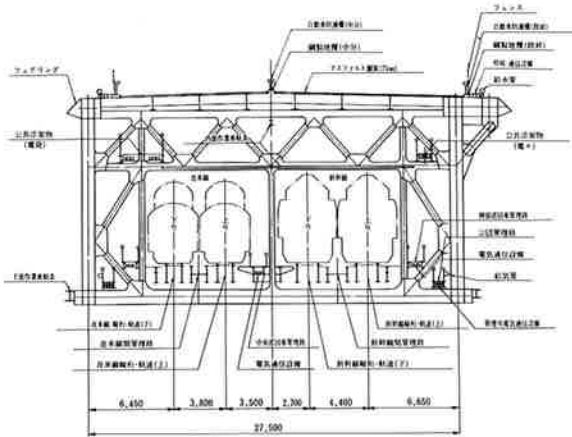


図-3 荷重配置図

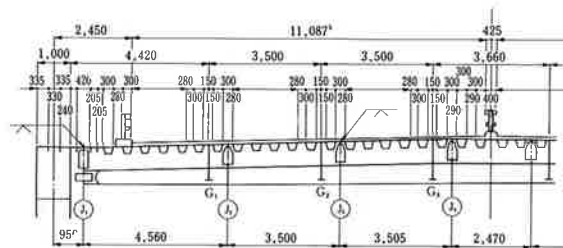


図-4 道路床組の標準断面

縦リップは、ロールフォーミングによるU形鋼を使用した。端部の一部がSM41で、一般部はすべてSM50Yを使用した。

また、主構との取合い部は開りリップ(H<sub>L</sub>=170×16)を使用している。

b) 横リップ

横リップ間隔は、主構パネル間隔の $\frac{1}{6}$ (2,050～2,067

表-6 鋼床版縦桁の支承構造

形式		線支承案	密閉ゴム支承案	剛結案	ゴムパット案
構造					
回転拘束	橋軸方向	回転自由	回転自由	床トラスのねじれ変形によって回転可能	同左
	橋軸直角方向	回転拘束	回転自由	回転拘束	回転可能
沓の交換		溶接のはつり作業を伴わない交換しづらい。		取付ボルト(HTB)をとればよく、仮受けも容易。	
負反力への対応		溶接、タップボルトで対応。1～2mmのガタ付キが生ずる。		HTBで対応(軸力を導入しておけば応力はほとんど変動しない)	
メンテナンス		線支承部に防錆対策が必要	密閉式のためゴムの老化の不安は少ない	HTBの防錆対策	HTBの防錆対策、ゴムの耐久性：20年
橋軸方向の拘束		1～2mmのガタ付キが生ずる。		剛結	

mm)である。床トラス上の横リップは、床トラス上弦材の応力の一部を分担するので、材質をSM50Yとし、その他の所はSM41を使用している。

c) 縦桁配置

「鋼床版設計要領(案)」(本四公団、昭和54年7月)および本橋の構造から、次のような条件を考慮し、決定した。

- ① 縦桁はレーンマーク直下を標準とする。
- ② 縦リップ間隔は、Uリップの腹板間隔と同じ300mm程度とする。縦桁腹板との間隔は、溶接の作業性を考慮して150～200mmとする。
- ③ 鋼製の地覆を構成する板の直下に縦リップを配置する。
- ④ 縦リップはできるだけ同じものを用いる。
- ⑤ 主構トラスとの取合い構造を考慮する。

縦桁は、主構上弦材の応力の一部を分担し、圧縮力を受けるので、圧縮材としての照査を行った。

下フランジは、負の曲げモーメントを受けて主構としての応力が加算される中間支点上と、正の曲げモーメントを受ける支間部とで断面をかえている。

d) 縦桁の支点

縦桁は、床トラス上弦材に支持されるが、その取付部に要求される条件は次の通りである。

- ① 床トラス上弦材は維持保守を考慮し、密閉構造とする。
- ② 支承の取替が可能なこと。
- ③ 床トラス上弦材の面外座屈に対する固定点となり得る構造であること。

以上の条件に対して、①の条件を優先させて検討した結果(表6参照)、剛結案を採用した。

しかしながら、剛結案には次のような懸念があった。

表-7 鋼床版の設計荷重の組み合わせ

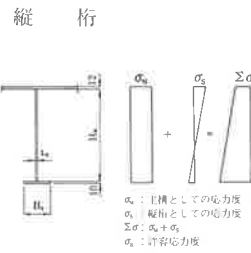
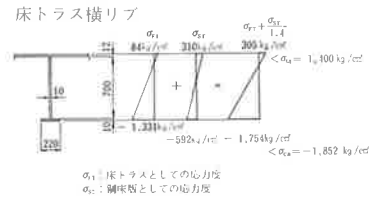
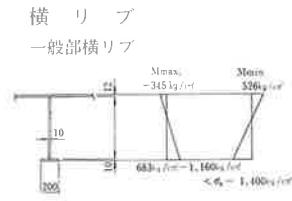
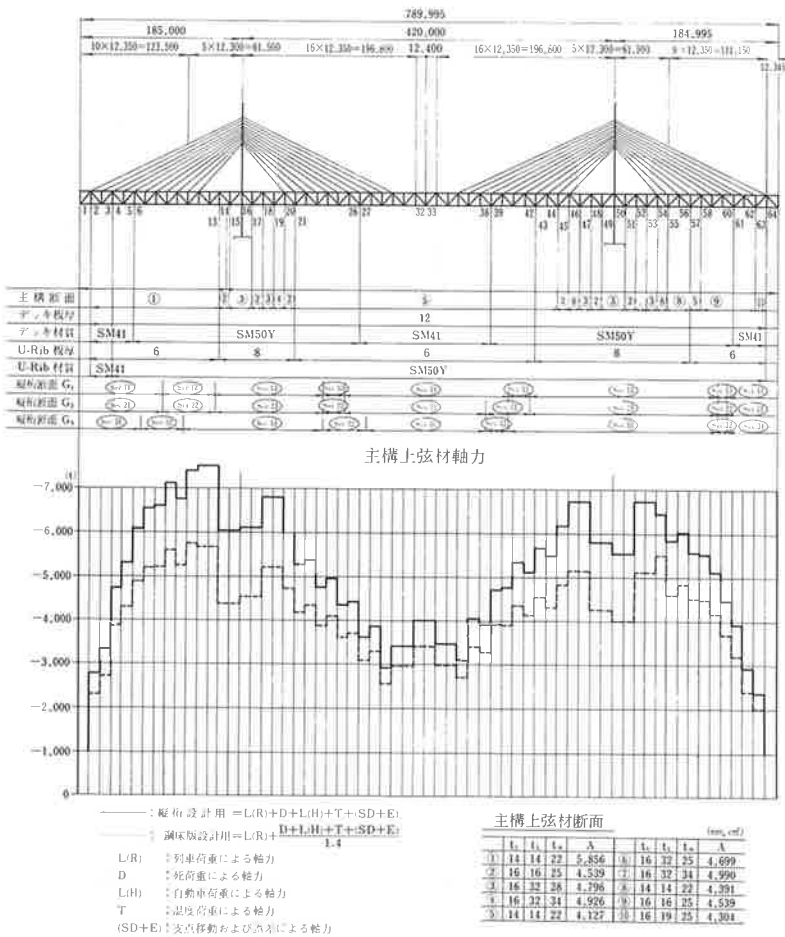
部材	設計荷重	荷重の割増	衝撃係数	Lの取り方	
床作用	鋼床版 横リブ の輪荷重	T-20, TT-43	1.2	0.4	縦桁間隔
				$20/(50+L)$	
縦桁	鋼床版 縦桁	等価L荷重	1.0	$\frac{20}{50+L}$	パネル間隔
主桁	鋼床版 縦桁	〃	1.0	$\frac{20}{50+L}$	補剛桁支間
応力の 組み合 わせ	鋼床版	$L(S)+L(D) \leq \sigma_a$ $L(R)+D+L(H)+(SD+E)$ $L(F)+1.4$ $T+L(S)+L(D) \leq \sigma_a$ $1.4$	L(S):縦桁としての応力度 L(D):床版 L(F):床トラス L(M):主構 D:死荷重 L(R):列車荷重 L(H):自動車荷重 (SD+E):支点移動誤差 T:温度		
	横リブ	$\frac{L(D)}{1.4}+L(F) \leq \sigma_a$			
	縦桁	$L(S)+L(M) \leq \sigma_a$			

イ) 床トラスの左右の支点が短い支間を構成するので、支점에大きな負反力が発生しないか。

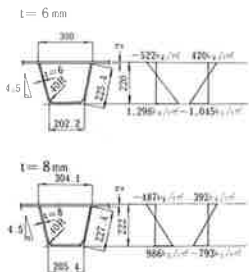
ロ) 締付けボルトの軸力に変動が予想されるが、高力ボルトの疲労に問題はないか（使用ボルトはM22、F10T）。

ハ) 床トラス上弦材に振りモーメントが発生するが、床トラスの各部材は安全か。

これに対して、床トラス上弦材のねじり剛性と小縦斜材による上弦材のねじり拘束を考慮した平面格子骨組解析を行った。その結果は、床トラスのねじれ変形により、大きな振りモーメントは発生せず、床トラスの各部の応力は小さく、高力ボルトの疲労についても軸力の変動は、18.6~20.8t(4,895kg/cm<sup>2</sup>~



鋼床版



応力度表

部材	区間	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\Sigma\sigma$	$\sigma_a$
デッキ	2-5	27	24	41	63	1,395
	6-26	39	60	-	-	1,983
U-Rib	1-6	2	3	63	-	1,450
	7-11	11	21	42	57	1,865
U-Rib	1-6	14	20	43	56	1,699
	7-11	20	43	56	119	2,100

$\sigma_1$ : 主構としての応力度  
 $\sigma_2$ : 縦桁としての応力度  
 $\sigma_3$ : 縦桁としての応力度  
 $\Sigma\sigma$ :  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \times 1.4$   
 $\sigma_a$ : 許容応力度

応力度表

部材	区間	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>3</sub>	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\Sigma\sigma$	$\sigma_a$
G <sub>1</sub> 支間中央	11	12	300	27	-1,355	-224	-1,579	-2,007
	12	-	-	-	-1,144	-694	-1,838	-2,059
G <sub>1</sub> 中間支点1	11	-	-	-	25	-1,284	-704	-1,972
	12	-	-	-	330	12	-1,386	-1,044
G <sub>1</sub> 支間中央	11	12	240	22	-1,355	-260	-1,615	-1,930
	12	-	-	-	-1,126	-777	-1,903	-1,927
G <sub>1</sub> 中間支点1	11	-	-	-	30	-1,268	-617	-1,885
	12	-	-	-	12	360	32	-1,386
G <sub>1</sub> 支間中央	11	12	200	27	-1,355	-252	-1,607	-1,849
	12	-	-	-	-1,045	-780	-1,825	-1,846
G <sub>1</sub> 中間支点1	11	-	-	-	32	-1,196	-601	-1,797
	12	-	-	-	14	320	22	-1,386
G <sub>1</sub> 支間中央	11	12	240	22	-1,355	-260	-1,615	-1,930
	12	-	-	-	-1,126	-777	-1,903	-1,927

注) 断面の変化は(縦桁)の中間支点1だけで、支間中央部は全横を通じて一定である。

図-8 道路床組応力度

5.474kg/cm<sup>2</sup>)で、「高力ボルト接合設計施工指針」(1972年日本建築学会)により、疲労に対する安全性(許容疲労強さ6,000kg/cm<sup>2</sup>)を確認した。

e) 継手

橋軸方向の継手は、原則として主構パネルに1箇所、主構格点に対して組立方向を考慮した位置に設けた。縦リブ支間の1/4点近傍ということで、主構格点より組立方向前方2.6mの位置とした。

橋軸直角方向の継手は、図-4に示すように8箇所設け、(J<sub>2</sub>)と(J<sub>4</sub>)は工場継手とした。

デッキプレートの継手形式は溶接を基本とし、標準幅員部では有効幅員外となる(J<sub>1</sub>)の中央径間の面材架設部のみ、ボルト継手とした。

縦リブの継手形式も溶接を基本とし、溶接作業の困難な縦桁の両サイドのもののみ、ボルト継手とした。

横リブ、縦桁はすべてボルト継手とした。

(2) 構造解析

a) 荷重と応力の組合せ

表-7に示す荷重、応力の組合せを行った。

ここで問題となったのが、主桁作用と床組作用による応力を重ね合せる場合の許容応力度の割増しである。本橋の場合は、主桁作用に占める自動車荷重の比率が著しく低いので、道示の想定している橋梁と異なっていると考え、表中のような照査式とした。

b) 床組作用としての応力の解析手法

・鋼床版

直交異方性板理論(Pelikan-Esslinger)によって計算を行った。

・横リブ

曲げモーメントに対しては、横リブ、縦桁および主構上弦材で構成される多径間連続格子桁として解析した。

せん断力は、横リブを単純ばりとして求めた。

・縦桁

横リブ、縦桁および主構上弦材で構成される5径間連続格子桁として解析した。一般部の断面は、中央径間部の値を用いて設計した。

計算は、拡幅部、標準部、曲線部について行った。

c) 断面

上記の解析結果より得られた断面力および最大応力度を図-8に示す。

(3) 自動車用防護柵および地覆

路肩および中央分離帯部の構造を図-9に示す。

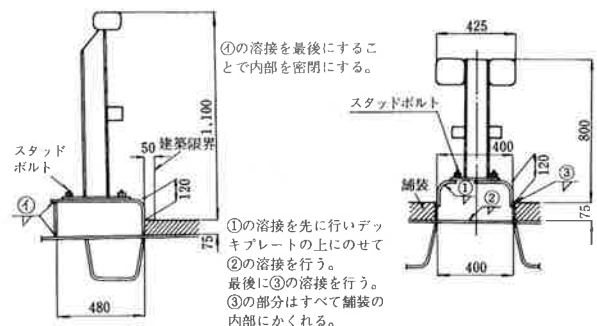
防護柵のポスト位置は鋼床版横リブ位置に合わせている。構造を決めるにあたって留意した点は下記の通りである。

a) 自動車防護柵

- ① 橋梁端部において桁の伸縮および水平、鉛直両方向の角折れに対して追従出来る構造とした。
- ② 将来のメンテナンスを考えて、地覆上面にスタッドボルトを設置し、防護柵を取付ける構造とした。

b) 地覆

- ① 鋼床版の縦リブ位置と地覆板の立上り部を一致させる。
- ② 完全密閉断面であること。
- ③ 美観上優れていること。
- ④ 地覆部のダイヤフラムにより、衝突荷重による水平力がスムーズに鋼床版デッキプレートへ伝達できること。



○笠木・支柱の寸法		
笠木	路肩	□-200×150×12
	中分	□-150×150×6
貫	路肩	□-125×75×4.5
	中分	□-75×75×4.5
支柱	共通	H-125×125×6.5×9

図-9 自動車用防護柵および地覆

7. 床トラスの設計

(1) 床トラスの種類

床トラスは道路・鉄道荷重を主構へ伝達することおよび、主桁断面形状の保持が目的である。本橋には65面の床トラスがあるが、道路面の拡幅部が一部あること、ケーブル定着のある床トラスと、ない床トラスがあること、端部・塔柱部・カウンターウエイト部等で設計条件が異なるためタイプ別に分類して設計を行った。その分類を図-10に示す。

(2) 設計荷重

暫定時(列車2線)と完成時(列車4線)を比較した結果、断面がすべて完成時で決定するため、完成時の荷重を用いて設計を行った。

a) 死荷重

設計に考慮した死荷重と載荷位置を図-11に示す。

b) 活荷重

① 自動車荷重

等価L荷重による道路床組反力を用いる。荷重の同時性を考慮して各縦桁の反力が最大となる組合せを考える。

② 列車荷重

在来線反力はKS-16の軸重荷重による最大反力を使用する。新幹線反力はW=2.7t/m等分布荷重による反力を使用する。

c) 衝撃係数

下記の値を使用する。

$$\text{自動車 } i = \frac{20}{50TL}$$

$$\text{在来線 } i = \frac{2V_0}{500L0.2} + \frac{15}{100+L}$$

$$\text{新幹線 } i = \frac{V_0}{500L0.2} + \frac{15}{100+L}$$

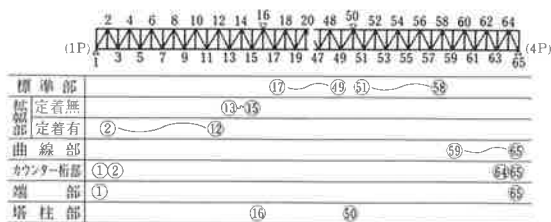
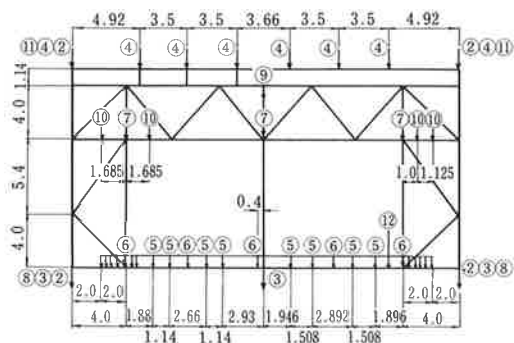


図-10 床トラスの分類



- ① 床トラス自重(曲げ部材は等分布、軸部材は格点荷重として与える)
- ② 主構上下弦材および斜材重量
- ③ 下横構重量
- ④ 道路床組反力 (給水、消火設備等含む)
- ⑤ 鉄道床組反力
- ⑥ 下路床組管理路反力
- ⑦ 鉄道電気通信設備 (き電線他)
- ⑧ 下面検査車軌条
- ⑨ 内面検査車
- ⑩ 公共添架物(電々・電発)
- ⑪ フェアリング
- ⑫ 防音工 (IB1P~IB2P間のみ)

図-11 死荷重およびその載荷位置

列車荷重の複線時の低減係数  $1-L/200$

Lのとり方

弦材に対して  $L = 27.5m$

腹材に対して  $L = 0.75 \times 27.5m$

d) ロングレール縦荷重(LR)

1軌道当り1.0t/mの面外荷重を考慮する。

e) 制動始動荷重

1軌道分のみを考慮する。

- ・制動荷重：3+L(N荷重)
- ・始動荷重：動輪軸重の25%

f) 車輛横荷重

1軌道分のみ考慮する。内容は主構の項を参照。

g) 温度変化

鋼床版と床トラスの温度差15℃のみ考慮する。

h) 風荷重および地震荷重

主構の項と同一である。1パネル間の荷重による影響は小さいので無視する。

i) 荷重の組合せおよび活荷重の載荷方法

荷重の組合せは表-2による。活荷重の載荷方法については表-8による。

(3) 床トラスの解析

床トラス面内の解析については、平面骨組モデルに面内荷重を載荷して、微小変形理論により解析した。面外の解析も平面骨組モデルに面外荷重を載荷して、微小変形理論により解析した。標準部および拡幅部の解析モデルを図-12に示す。床トラスは上記面内および面外荷重による断面力の他に下横構の骨組がKトラスで構成されているため、床トラス下弦材は下横構の一部として働く。すなわち水平横荷重によるせん断力や活荷重偏載によって生じる振り

表-8 活荷重載荷方法

	自動車荷重	列車荷重
L	基準とする等価L(衝撃含) 各縦桁反力が最大となるケース	KS-16複線(衝撃含) 2.7t/m複線
L(F)	考慮しない	KS-16単線(衝撃含)
L(W)	基準荷重の1/2(衝撃含)	KS-16複線(衝撃含)
L(EQ)	基準荷重の1/2(衝撃含)	KS-16単線(衝撃含まず)

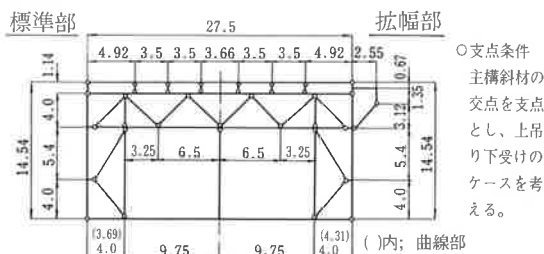


図-12 解析モデル

表-9 横荷重に対する考え方

	横 荷 重	振 り 荷 重
塔 柱 部	鋼床版のせん断力のすべてが床トラスを介してウインド眡に伝達するものとする。	振りモーメントによる上下面のせん断力が床トラスを介してリンクに伝達するものとする。
端 部	鋼床版のせん断力のすべてが床トラスを介してウインド眡に伝達するものとする。	振りモーメントによる上下面のせん断力が床トラスを介してリンクに伝達するものとする。
カウンターウエイト部	鋼床版のせん断力の一部をカウンターウエイト部床トラスを介して下横構へ伝達するものとする。分担率は部分立体解析結果による。	振りモーメントによる上下面のせん断力がカウンターウエイト部床トラスを介して下横構へ伝達するものとする。

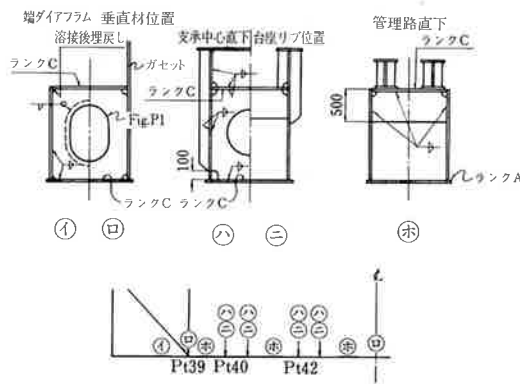


図-13 下弦材の溶接継手の等級

モーメントによって下弦材に軸力が作用する。また塔柱部や端部付近の床トラスでは支持条件の関係から水平力が床トラスを通して支承に伝達される。これの解析法については主構の項で詳しく述べる。塔柱部および端部付近の横荷重に対する考え方を表-9に示す。

上記の項目の他に床トラスの解析に当たって下記の項目について応力の算出を行った。

- ① 主構弦材の伸縮による床トラス下弦材の付加応力
- ② ロングレール縦荷重による付加応力
- ③ 鋼床版縦桁剛結による付加応力

(4) 疲労設計

疲労検査式は表-3によった。下弦材の疲労強度についてはダイヤフラムの形状に左右される。標準部床トラスのダイヤフラムの形状およびその位置を図-13に示す。腹材については管理路受台取付位置がラングCになる以外はラングAである。

(5) 断面力

解析結果より得られた標準部床トラスの断面力を図-14に示す。

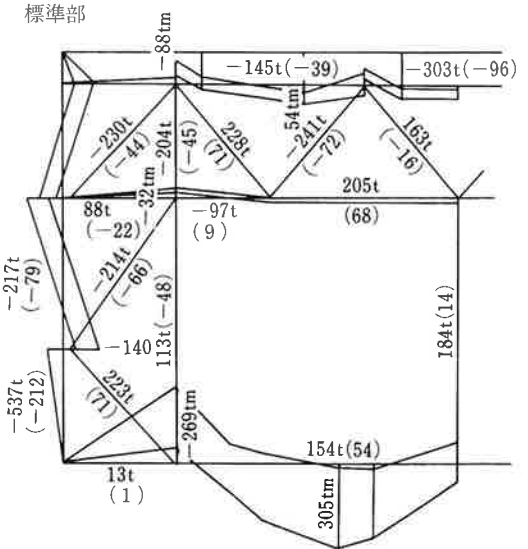


図-14 断面力図

表-10 部材の有効座屈長

座屈の方向	対象部材	有効座屈長
面 内	上弦材・中弦材・下弦材	部材の骨組長
	腹 材	部材の骨組長の90%
	上 弦 材	縦桁間隔 (縦桁剛結)
面 外	中 弦 材	骨組長の2倍 (圧縮区間長)
	下 弦 材	横構取付点間隔
	腹 材	面内の部材骨組長
	主構垂直材	主構高の90%

(6) 断面決定

部材設計時に用いる有効座屈長を表-10に示す。使用材質はSM41またはSM50Yとした。SM50Yは、道路橋部材では一般に使用していないので本橋においても原則として使用しない事とした。

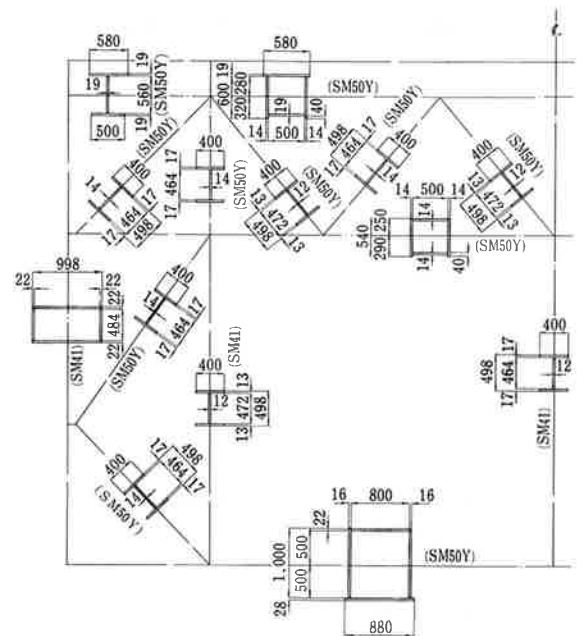


図-15 標準部床トラス断面構成図



a) 上弦材・中弦材・下弦材および主構垂直材の断面決定

曲げモーメント、軸力およびせん断力を受ける部材として設計する。主構垂直材については、床トラスとしての断面力で照査する他、主構の解析によって得られる軸力に対しても断面を照査した。

b) 腹材の断面決定

軸力のみを受ける部材として設計する。ただし上弦材に連結される小組斜材については、縦桁剛結による面外曲げを考慮した。

標準部の各部材の断面形状を図-15に示す。

(7) 構造細目

a) 格点構造

床トラスの腹材はH形断面のため材端形状もH形断面となる。詳細設計では弦材内を密閉とするため、図-16に示す連結方式を部材力に応じて使い分けた。

b) フィレットの形状

曲げおよび疲労の影響の大きい下弦材に取付くガセットについては、FEM解析を行い応力集中度の検討を行いフィレット形状を決定した。

(8) 溶接設計

a) 上弦材

軸力の他に曲げとねじりを受ける部材であるため、トラス格点構造指針に示してあるせん断流の他に、曲げに伴うせん断流、ねじりによるせん断流を考慮した。考慮するせん断流は下記の通り。

- ① 斜材からのせん断によりかど溶接に作用するせん断流。
- ② 断面変化によりかど溶接に働くせん断流。
- ③ フィレット端での応力集中。
- ④ 曲げせん断によるせん断流。
- ⑤ ねじりモーメントによるせん断流。

b) 中弦材

上弦材の項で考慮したせん断流のうち①～④により応力照査する。

c) 下弦材

下弦材は曲げ部材であり列車によるねじり荷重も作用するので、表側の溶接だけでなく、裏すみ肉溶接を行い溶接部の剛性を高めた。また溶接量は、せん断が大きく部材が曲げとせん断の合成応力度で断面決定している箇所があるので、腹板厚を確保する事とした。

8. 主構・横構の設計

(1) 基本骨組

主構上弦材は鋼床版との合成構造となっており、骨組線を重心と合わせる事が不可能なので、断面設計時に偏心による影響を考慮する事にし、骨組線は断面の中央とした。下弦材の骨組線は重心位置と一致させることとした。

また、塔部のウインド沓は、実施設計時には、上弦材側と下弦材側の2ヶ所設けられていたが、立体解析による検討の結果、上弦材側のウインド沓は横荷重に対して有効に働いていないことがわかったため、下弦材側のみウインド沓を取り付けることとした。

(2) 設計荷重

a) 死荷重

主桁の死荷重配置、桁死荷重強度、ケーブル荷重強度、塔死荷重強度を図-3・17、表11・12に示す。

表-11 桁死荷重強度

(単位：t/m/片)

種 別		岩黒側	中央径間	羽佐側
上	舗 装	2.50	1.94	1.94
	鋼 床 版	3.01	3.14	3.18
	地覆、防護柵	0.30	0.30	0.30
	照明設備等	0.07	0.07	0.07
	送水・給水管	0.07	0.07	0.07
	フ ェ ン ス	0.20	—	—
	小 計	6.15	5.52	5.56
桁	鉄 道 縦 桁	1.41	1.36	1.41
	鉄道管理路	1.21	1.21	1.21
	軌道関係	0.50	0.50	0.50
	電気設備	0.30	0.30	0.30
	小 計	3.42	3.37	3.42
主	床トラス	3.01	2.19	2.61
	主構トラス	6.55	4.58	5.22
	下横構	0.72	0.54	0.72
	小 計	10.28	7.31	8.55
そ	主桁管理路	0.07	0.07	0.07
	公共添加物	0.75	0.75	0.75
	作業車軌条	0.40	0.40	0.40
	防音工	1.78	—	—
	耐風対策	0.20	0.20	0.20
他	小 計	3.20	1.42	1.42
	吊構造部合計	23.05	17.62	18.95

	部 材 名	連 結 方 式
中間床トラス	全 部 材	さし込み式(単せんボルト)
塔柱部および 端部床トラス	側部、中央垂直材	〃 ( 〃 )
	斜 材	〃 (複せんボルト)
	小 組 垂 直 材	突合せ式( 〃 )
カウンター桁 床トラス	側部、中央垂直材	さし込み式(単せんボルト)
	側 部 斜 材	〃 (複せんボルト)
	小 組 斜 材、垂 直 材	突合せ式( 〃 )



図-16 部材の連結方式

主構の面内解析において、両主構の荷重強度が、荷重分布および平面曲線の影響で多少異なるので、両主構とも解析を行った。

b) 活荷重および衝撃

① 自動車荷重

主構、横構、ケーブル、塔の設計には等価L荷重を用いる。衝撃は、3径間連続桁としての衝撃係数をすべての部材に使用する。載荷法を表-13に示す。

② 列車荷重

主構、横構、ケーブル、塔の設計には、KS16、N18、P19を用いる。KS荷重のK荷重部分については、等分布荷重にしたものを用いる。4線載荷の場合には、上記荷重の他に検算列車荷重も使用する。

列車荷重を表-14に示す。列車荷重による衝撃については表-15に示す。載荷方法については表-16に示す。

c) 風荷重

設計基本風速43m/sに対して、高さ、水平長および鉛直長の補正を行い、主構、塔、ケーブルの設計風速を算出する。また抗力係数は風洞実験による結果より下記の値を使用した。

主構：防音工なし  $C_D = 1.95$

主構：防音工あり  $C_D = 1.50$

塔及びケーブルの抗力係数は本四基準より1.80 0.70の値を使用した。

暴風時橋軸直角方向風荷重強度を表-17に示す。

d) 地震荷重

モード解析を用いた応答解析に用いる地震荷重

表-12 ケーブル死荷重強度

格点番号	重量 (t)	格点番号	重量 (t)	格点番号	重量 (t)	格点番号	重量 (t)
2	23.1	20	8.6	36	20.9	54	7.5
3	21.9	21	9.4	37	19.8	55	8.3
4	20.5	22	8.5	38	18.3	56	7.4
5	16.3	23	9.2	39	16.2	57	8.0
6	14.4	24	10.0	40	14.9	58	8.7
7	9.8	25	10.8	41	9.9	59	9.4
8	9.1	26	14.8	42	9.1	60	14.4
9	8.4	27	16.2	43	8.4	61	15.8
10	7.7	28	18.1	44	7.8	62	20.4
11	9.5	29	19.7	45	9.5	63	21.6
12	8.6	30	20.8	46	8.6	64	23.0

表-13 自動車荷重の載荷方法

荷重の組合せ	荷重強度	衝撃	載荷方法
設計の基準 D+L+T+S <sub>0</sub> +E	基準とする等価L荷重	含む	同符号となる影響線区間に載荷
疲労照査時 D+L(F)	考慮しない	—	—
風荷重との組合せ D+L(W)+W(L)+T	基準とする荷重のみ	含む	全橋長に一律載荷
地震時 D+EQ+L(EQ)+T+S <sub>0</sub> +E	*	含む	*
たわみ照査時 L	基準とする等価L荷重	含まず	同符号となる影響線区間に載荷
負反力照査時 L+L <sub>0</sub> +2L(F)+D <sub>0</sub> + $\frac{1}{2}$ D <sub>0</sub> +S <sub>0</sub> +E+T <sub>0</sub>	基準とする荷重のみ	含む	*

表-14 列車荷重

	荷重強度	
在来線 KS-16	$L_{max}=252m$ $P_1=7.0t/m, P_2=5.3t/m$	$\Sigma W_{max}=1,391t$
在来線 5.3t/m/軌道	$L_{max}=252m$ $P=5.3t/m$	$\Sigma W_{max}=1,336t$
新幹線 N18 [N16]	$L_{max}=260m$ $P=5.3t/m(4.7t/m)$	$\Sigma W_{max}=1,378t$ { * =1,222t }
新幹線 P19	$L_{max}=320m$ $P=3.8t/m$	$\Sigma W_{max}=1,216t$
新幹線 P16	$L_{max}=320m$ $P=3.2t/m$	$\Sigma W_{max}=1,024t$
検算列車荷重 2.7t/m/軌道	$L_{max}=400m$ $P=2.7t/m$	$\Sigma W_{max}=1,080t$

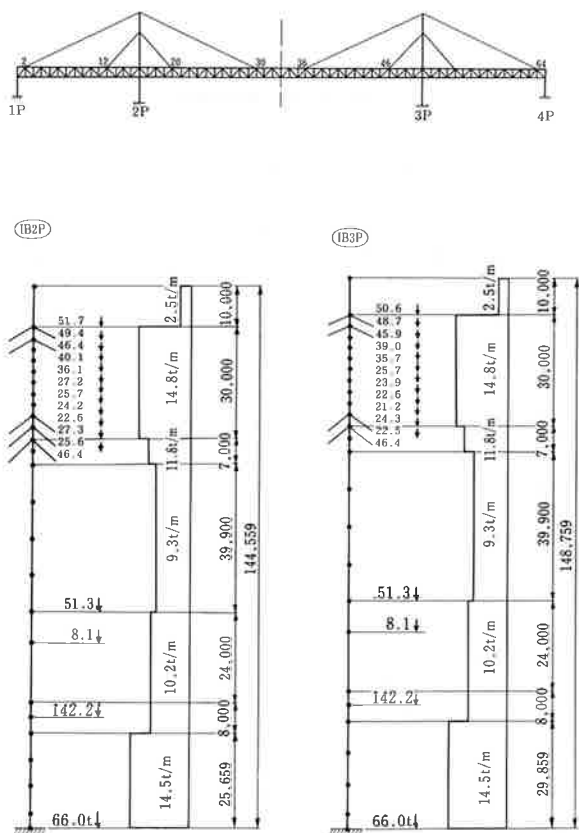


図-17 塔死荷重強度

表-15 衝撃係数

		衝撃係数
在来線	単線時	0.10
〃	複線時	0.06
新幹線	単線時	0.20
〃	複線時	0.12
検算列車荷重		なし

表-16 列車荷重の載荷方法

荷重の組合せ	適用部材	列車荷重		衝撃	載荷方法
		新幹線	在来線		
設計の基準 D+L+T+S <sub>D</sub> +E	主構、ケーブル塔、床トラス	N18,P19	KS-16	含む	4線載荷 <sup>(注)</sup>
疲労照査時 D+L(F)	主構、ケーブル塔、床トラス	P16	KS-16	含む	単線載荷
風荷重との組合せ D+L(W)+W(L)+T	主構、ケーブル塔、床トラス	N18,P19	KS-16	含む	複線載荷
地震時 D+EQ+J+E(Q)+T+S <sub>D</sub> +E	主構、ケーブル塔	N16,P16	5.3t/m/軌道 (L=252m)	含まず	単線載荷
たわみ照査時 L	縦桁	P16	KS-16	含む	単線載荷
	床トラス	N18,P19	KS-16	含まず	複線載荷
主構	N18,P19	KS-16	含む	複線載荷	
負反力照査時 $\frac{1}{L} \cdot \frac{1}{2} \cdot (L_1 + L_2) \cdot F + \frac{1}{L} \cdot \frac{1}{2} \cdot (L_3 + L_4) \cdot F + S + E + T_m$	カウンターウェイト	P16	KS-16	含む	複線載荷
負反力照査時 $\frac{1}{L} \cdot \frac{1}{2} \cdot (L_1 + L_2) \cdot F + \frac{1}{L} \cdot \frac{1}{2} \cdot (L_3 + L_4) \cdot F + S + E + T_m$	リンク支承	N18,P19	KS-16	含む	4線載荷 <sup>(注)</sup>

注) 4線載荷時には、複線に基準列車荷重を載荷し、他の2線には、2.7t/m/軌道(L=400m)を載荷する。

表-17 風荷重

	風荷重
主構	4.3 t/m
塔	4.3 ~ 6.4 t/m
ケーブル	0.4 ~ 0.5 t/m

は本四基準により下記のものを用いた。

入力地震の最大加速度	橋軸	180 gal
	橋軸直角	180 gal
	鉛直	90 gal
減衰定数	上部工	2 %
	下部工	10 %
スペクトル	本四加速度応答スペクトル	

解析に用いるモード数は、各モードの有効質量の和が95%以上になるまでとした。

2方向地震の重ね合せは、それぞれの応答値を下式によって換算して使用した。

$$\delta = \sqrt{(\delta_{\max})^2 + (\frac{2}{3})^2 (\delta_{\min})^2}$$

ここに  $\delta$  : 2方向地震の応答値

$\delta_{\max}$  : 大きい方の応答値

$\delta_{\min}$  : 小さい方の応答値

e) 車輪横圧荷重

車輪横圧荷重は床トラス下弦材の内力となるので、主構、横構では取り扱わない。

f) 車輛横荷重

レール高さの位置で、在来線の場合2.4tを4ヶ所、新幹線の場合3.5tを4ヶ所作用させる。

g) 制動、始動荷重

それぞれの荷重を表-18に示す。

h) 架設荷重

架設時に作用する荷重を表-19に示す。それぞれの荷重の作用位置および解析については「岩黒島橋の架設」の編で述べられるのでここでは省略する。

i) 温度変化

温度変化は-10℃~50℃、すなわち標準温度を20℃とし変化幅を±30℃とした。温度差については15℃とし、塔・ケーブル・タワーリング・上弦材を+15℃とした。

j) 製作架設誤差および支点移動の影響

製作時のそり許容誤差、架設時の閉合誤差、塔の製作架設誤差、地震時の応答変位の1/2残留変位、ケーブルの製作・測定誤差が原因で生じる断面力の2乗和平方根のほうらくする値を誤差荷重と考え、下記に示す値を採用した。

- ・主構上、下弦材・ケーブル・横構 : 作用力の5%
- ・主構斜材 : 50t/1部材
- ・塔 : 1/1,000 rad

k) 遠心荷重

羽佐島高架橋側で平面線形がカーブしており、R=2,500mとなっている。よって新幹線荷重に対して遠心荷重を考える必要がある。荷重を表-20に示す。

l) 荷重の組み合わせ

設計に考慮した荷重は上記の通りであるが、車

表-18 制動始動荷重

	在来線	新幹線	
		N荷重	P荷重
制動荷重	列車荷重の15%	3+l	3+0.7l
始動荷重	動輪荷重の25%	2+0.6l	1+0.3l

表-19 架設荷重

- (1) トラベラークレーン 90t
- (2) 橋上運搬台車 112t
- (3) 橋上横持クレーン 100t
- (4) 移動防護工 150t
- (5) 軌条設備 950kg/m
- (6) ワイヤブリッジ(1P~6パネル) 550kg/m
- (7) ケーブル架設機材 アンリーラー・リール 60t  
ウインチ 40t
- (8) 安全通路足場(中央径間) 1.0 t/m
- (9) 水切部材仮置 塔 1.8 t/m (2パネル)  
主構 3.5 t/m (5パネル)  
ケーブル・リール 4.0 t/m (4パネル)  
橋体 6.0 t/m (3パネル)

表-20 遠心荷重

N荷重×α	α=180/R	作用高 1.8m
P荷重×α	α=200/R	作用高 1.5m

輻横荷重、制動、始動荷重、遠心荷重等による断面力は小さく、部材の設計に際して支配的な断面力とならない。表一2に設計に考慮した荷重の組合せを示す。表中の◎印は断面決定に際して支配的な荷重状態を示している。

(3) 面内静解析

面内静解析は、平面トラスモデルにより行った(図一18)。上弦材は格間長と部材高比が8:1と二次応力を考慮する範囲にあり、下弦材は12:1と二次応力を考慮する範囲ではなかったが、二次応力を考慮することを基本とすることにし、上下弦材共に剛結とした。斜材、垂直材については、腹板部のみの連結であることを考慮し両端ヒンジ結合とした。二次応力を考慮する場合の許容応力度の割り増しは10%とし、常時と架設時に対して照査した。

解析方法としては、後で述べるプレストレスを導入すれば、ケーブルの剛性は十分確保でき、ケーブルの非線形性の影響は少ないので、微小変形理論により行った。

(4) ケーブルのプレストレス量の決定

斜張橋の特徴はケーブルの応力調整すなわちプレストレスの導入により、橋体各部の断面力を改善し経済的な断面を選択できる事である。しかしプレストレス量の決定にあたっては、上記の断面力の改善以外に他の制約条件についても考慮しなければならない。本橋の場合のケーブルのプレストレス量の決定に当たって以下の要因を考慮した。

- ① 主構および塔の断面の均一化、特に塔の死荷重曲げモーメントを0とする。
- ② ケーブル剛性の確保を行う。死荷重ケーブル張力を $\sigma_0 = 30\text{kg}/\text{mm}^2$ 以上とする。この程度の張

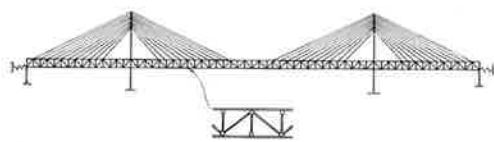
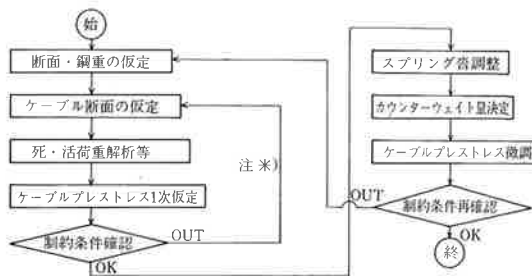


図-18 平面トラスモデル



注) 作用張力に応じたケーブル断面への調整を含む。

図-19 プレストレス決定までの解析流れ図

力を導入するとケーブルの非線形性の影響が無視できるほど小さくなり、Ernstの式を使って線形解析が可能である。

- ③ 架設閉合時に添接部の部材軸力を零に近くする。
- ④ タワーリンクに交番軸力が生じないようにする。

プレストレス導入後の死・活荷重断面力(D+L)

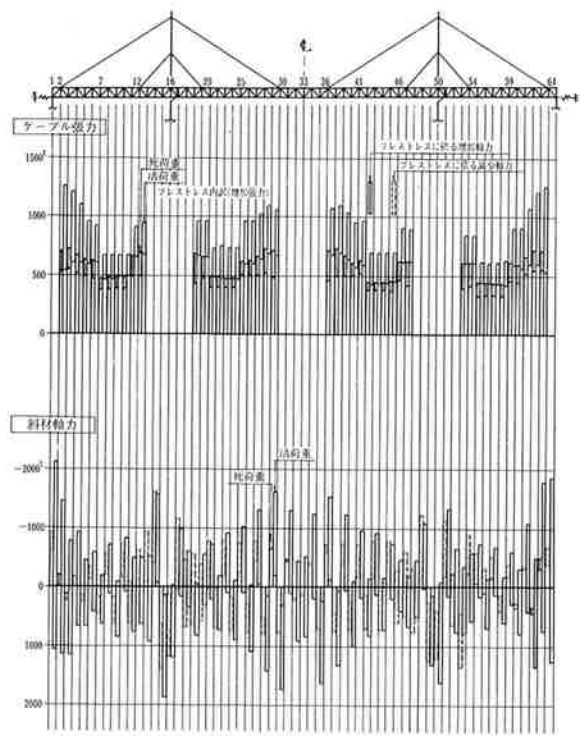


図-20 (1) プレストレスによる断面力の改善状態

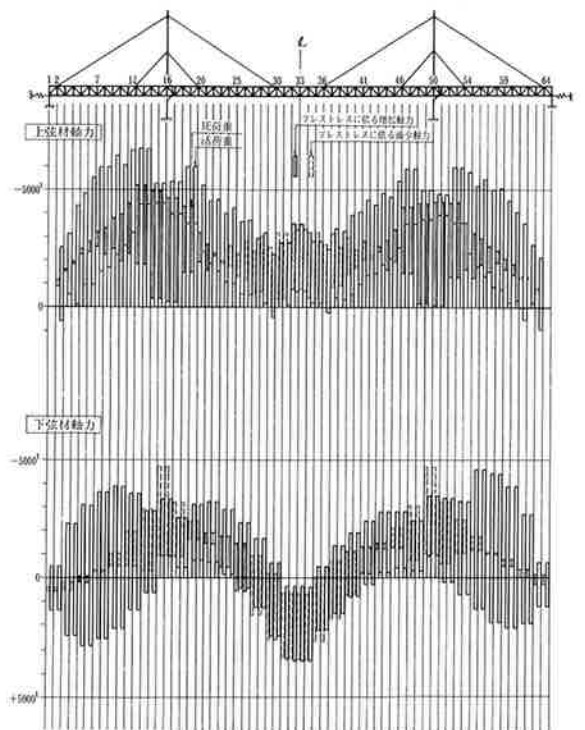


図-20 (2) プレストレスによる断面力の改善状態

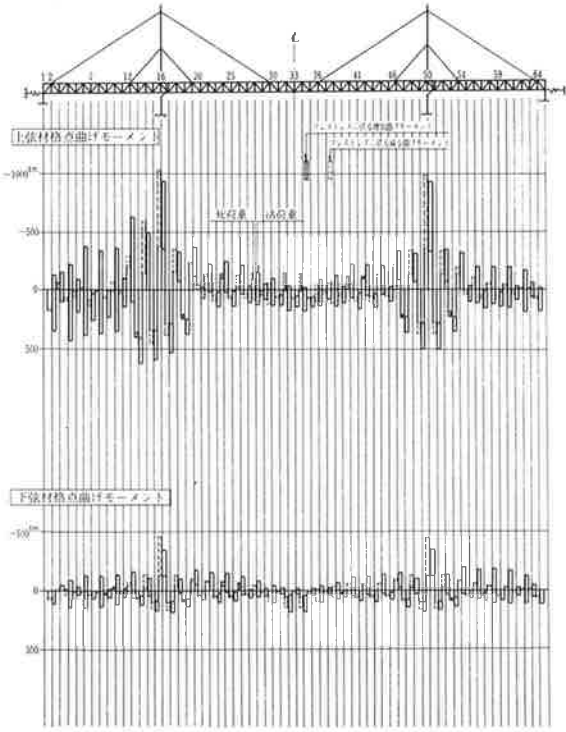


図-20 (3) プレストレスによる断面力改善状態

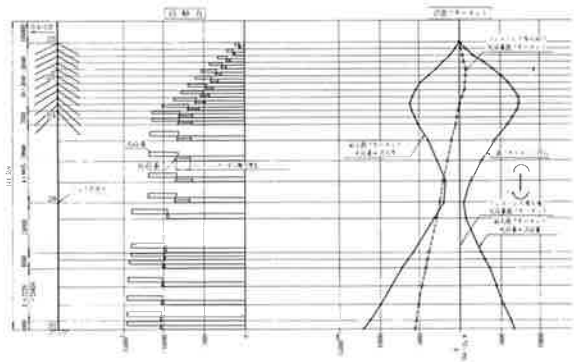


図-20 (4) プレストレスによる断面力改善状態

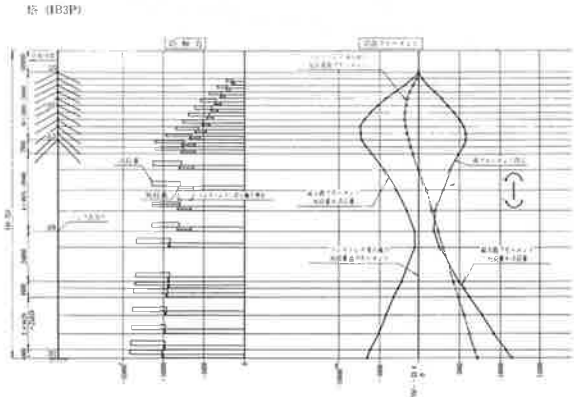
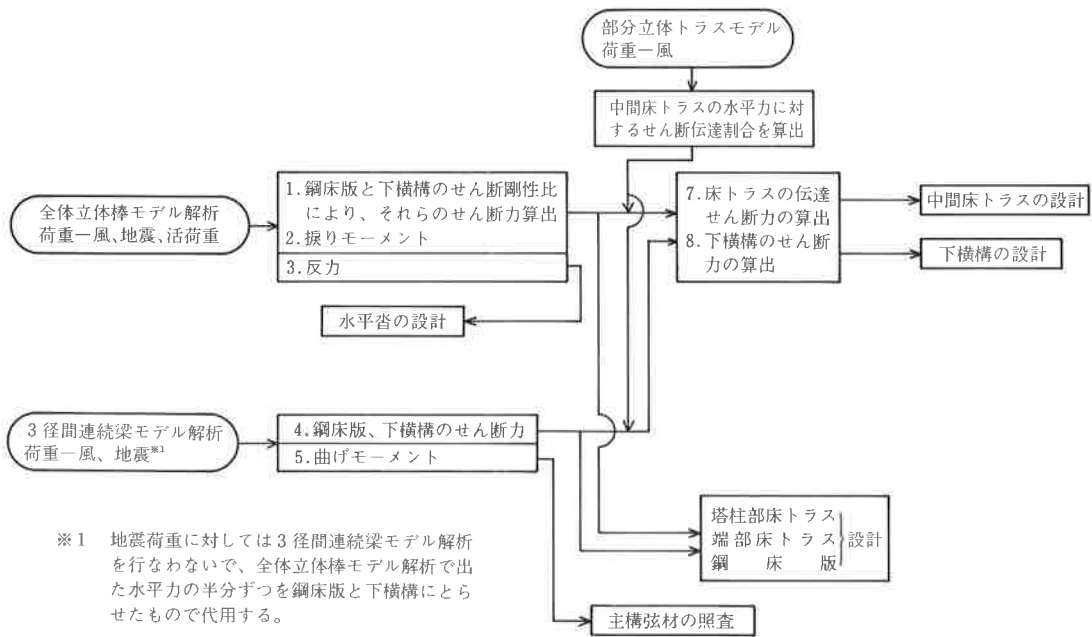


図-20 (5) プレストレスによる断面力改善状態



※1 地震荷重に対しては3径間連続梁モデル解析を行わないで、全体立体棒モデル解析で出た水平力の半分ずつを鋼床版と下横構にとらせたもので代用する。

図-21 横荷重解析

⑤ 端部のカウンターウエイトとなるコンクリートが打設可能な量となるようにする。

プレストレス量決定の流れ図を図-19に示す。また、プレストレスによる応力の改善結果を図-20に示す。

(5) 橋軸直角方向荷重解析

風荷重、地震荷重等の橋軸直角方向から作用する

荷重に対しては、主構のねじり剛性を無視した3径間連続梁モデル、主構トラスを棒に置換した全体立体棒モデル、塔柱部または端部を部分的にとり出した部分立体トラスモデルを荷重の種類および着目部材の違いにより選択して使用した。

横荷重解析の流れ図を図-21に示す。

それぞれの解析モデル図を図-22~24に示す。

ーメントは二次応力と考え、許容応力度の10%割増しを行った。軸力に対する上弦材の有効幅については有限要素法による解析結果をもとに次のよ



図-22 3径間連続梁モデル

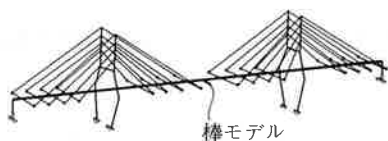


図-23 全体立体樁モデル

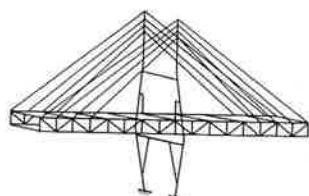


図-24 部分立体トラスモデル

(6) 疲労に対する設計

本橋は道路と鉄道の併用橋であり、単独橋に比較して応力振幅が大きい。また長大橋の場合、鋼重を減少させる必要から切欠感受性の高い調質高張力鋼を使用しているため疲労に関して十分配慮しておく必要がある。

疲労に対する基準(表-3)より、各部材の疲労ランクは下記の通りである。

- 上弦材 —— D ランク
- 下弦材 —— 側径間の一部Cランク、他はDランク
- 斜材・垂直材 —— Dランク
- 斜材・垂直材の端部のかど溶接 —— S<sub>3</sub>ランク

また引張の生じる範囲は、上弦材の中央径間の一部、下弦材の中央径間の一部(範囲は上弦材より大きい)である。斜材・垂直材は部材により引張・圧縮と分かれる。

(7) 断面力および断面構成

解析結果より得られた補剛トラス・横構の断面力を図-25に示す。

a) 上弦材の断面決定

軸力、道路部の縦桁作用による曲げモーメント、部材の断面中心と解析時の骨組中心とのずれによる偏心曲げモーメント、および格点剛結による曲げモーメントを考慮した。格点剛結による曲げモ

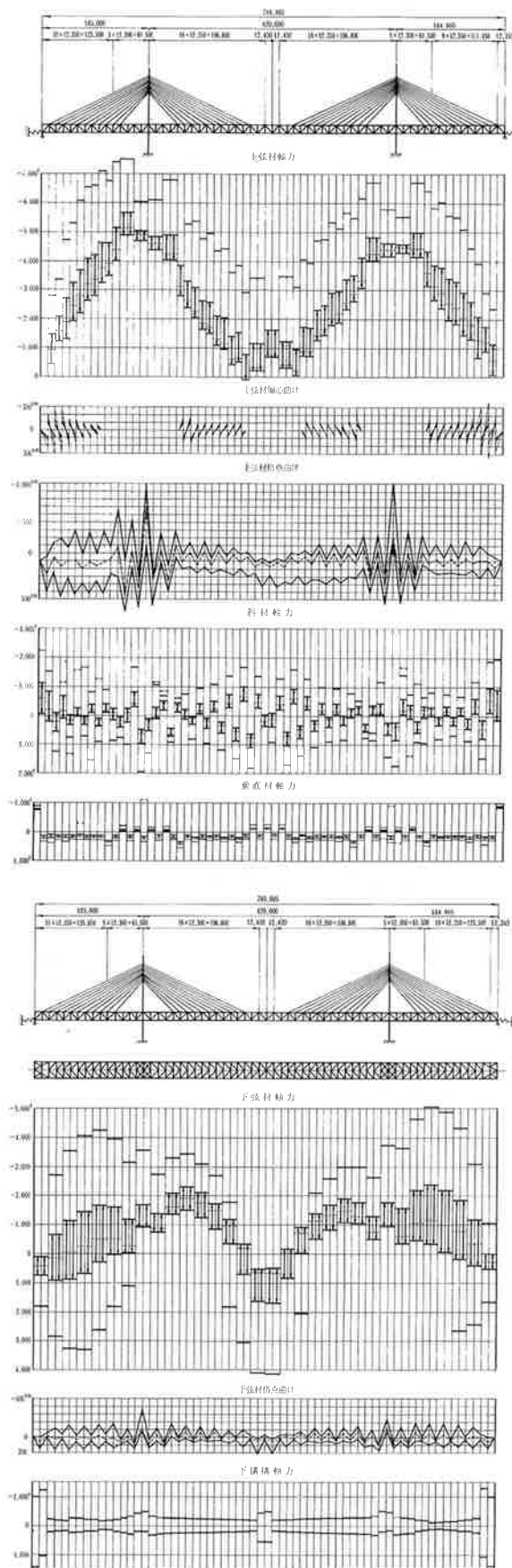


図-25 主構断面力図

うに決めた。着目したパネルにおける軸力 $P_i$ を $P_i = P_{i-2} + \Delta P_{i-1} + \Delta P_i$ に分解する。ここに $P_{i-2}$ 、 $\Delta P_{i-1}$ 、 $\Delta P_i$ の意味については図-26に示す。ここで軸力 $P_{i-2}$ に対しては全断面有効、軸力増分 $\Delta P_{i-1}$ に対しては鋼床版全幅の50%有効、軸力増分 $\Delta P_i$ に対しては上弦材のみ有効として設計した。

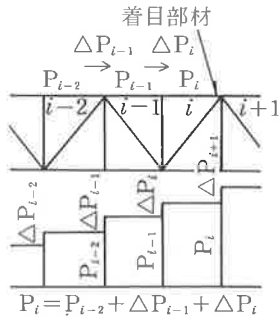
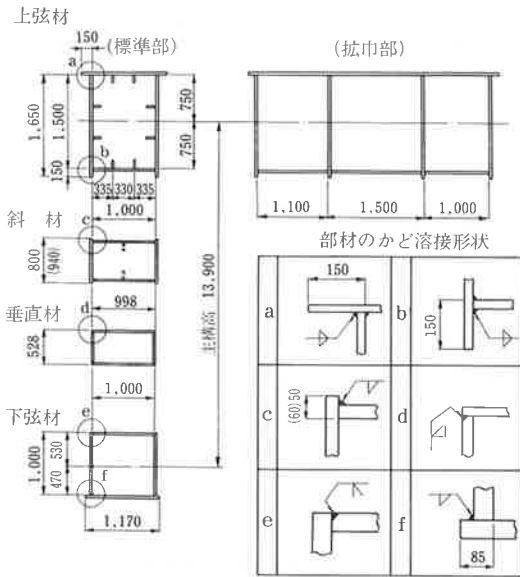


図-26 上弦材の軸力変化



○各部材の最大・最小断面

部材	最大断面	最小断面
上弦材 (標準部)	1-P/1,600×16	1-P/1,600×14 2-P/1,630×22 1-P/1,000×14 A=1,081.2cm <sup>2</sup> (SM50Y)
	2-P/1,630×32	
	1-P/1,000×32	
斜材	2-P/ 940×38 A=1,434cm <sup>2</sup> (SM50Y)	2-P/ 800×16 A=636cm <sup>2</sup> (SM41)
	2-P/ 1,000×36 (SM50Y)	2-P/ 1,000×19 (SM41)
垂直材	2-P/ 918×40 A=1,532.8cm <sup>2</sup> (SM50Y)	2-P/ 484×22 A=652.1cm <sup>2</sup> (SM50Y)
	2-P/ 998×40 (SM50Y)	2-P/ 998×22 (SM50Y)
下弦材	1-P/ 1,000×52	1-P/ 1,000×28 2-P/ 1,000×28 1-P/ 1,170×28 A=1,167.6cm <sup>2</sup> (SM50Y)
	2-P/ 1,000×55 A=2,228.4cm <sup>2</sup> (SM58)	
	1-P/ 1,170×52	

注：垂直材の最大断面は、塔部における断面を示す。

図-27 主構の断面形状

	最大断面	最小断面
断面構成	2-P/ 600×38 2-P/ 800×28	2-P/ 600×14 2-P/ 600×14
断面積 (材質)	A=904cm <sup>2</sup> (SM50Y)	A=336cm <sup>2</sup> (SM41)

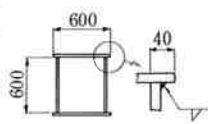


図-28 下横構の断面形状

また上弦材の軸心と上弦材と鋼床版の合成断面に対する重心とのずれによる偏心モーメントについては、FEM解析より上弦材のみの重心に対する偏心を考慮することとした。

b) 下弦材の断面決定

軸力と曲げが作用する部材として設計する。軸力と格点剛結による曲げモーメントの応力度との重ね合わせに対しては許容応力度を10%割増しできるものとした。

c) 斜材の断面決定

軸力のみが作用する部材として設計する。架設時のケーブルのない状態で軸力が大きくなる部材があるので、架設の計算ステップごとの断面力の最大と完成時の断面力を比較して断面決定を行った。

一部の圧縮材のウェブ側に、局部座屈に対する規定より縦リブを設けた。

d) 垂直材の断面決定

床トラスとしての作用により断面が決まり、主構作用としての断面力は小さく断面決定には影響しなかった。また床トラスとの応力の重ね合わせは考慮しなくてもよいこととした。

e) 下横構の断面決定

断面は地震時または活荷重のねじりによる断面力により決っている。特殊部の付加軸力として下記のもの考慮した。

- ① 主構下弦材の歪みに伴う応力
- ② 支点付近の数パネルは横荷重によるせん断力が床トラスを介して上弦材側から下弦材側へ移行するため、上弦材側からのせん断力を下横構の断面力に付加する。移行するせん断力については図-24に示す部分立体トラスモデルを使用して、その割合を算出した。

各部材の断面形状と最大・最小断面を図-27～28に示す。

(8) 格点部の設計

格点構造の設計をするにあたり下記の点に注意した。

- ① 道路鉄道併用橋であるため、疲労に対して問題の少ない構造とする。
- ② 製作・架設等の施工上問題の少ない構造とする。
- ③ メンテナンスに優れた構造とする。
- ④ 適当な面外剛性を確保できる構造とする。

主構および横構の格点構造を図-29・図-30に示す。

腹材についても弦材と同じく疲労が問題となるため、腹材断面の材端形状は箱断面のままとした。垂直材はさし込み式でガセットに連結し、ガセット内の面外剛性を確保した。斜材は現場でガセットに連結するので、施工上のことを考え突合せ式とした。

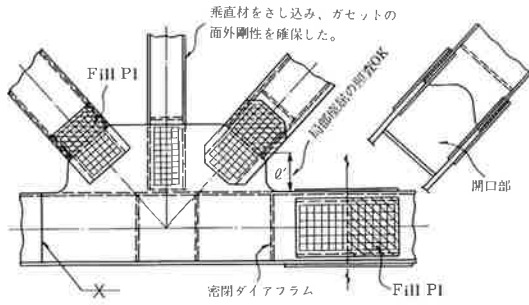


図-29 主構格点構造

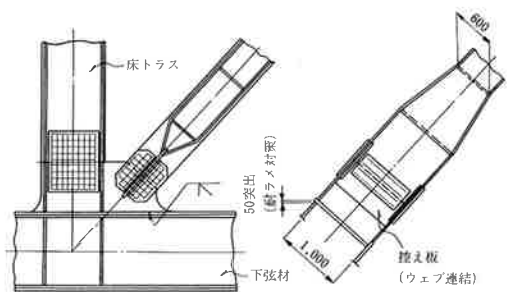


図-30 下横構格点構造

ガセット内に控え板を設けると疲労割れを生じる恐れがあるので、腹板に対する控え板を設けず、フランジのみの連結とした。この場合、ガセットの局部座屈が問題となるが、ガセット厚は十分厚いため、局部座屈に対する安全性は確保されている。

横構に対しては、疲労上の問題は少ないので、自重によるせん断力が作用する事、メンテナンスに優れていることを考慮して図-30に示す構造とした。

上弦材の場合、通常の斜材軸力の水平成分によるせん断力、垂直材軸力による垂直応力、それに直交する弦材軸力による垂直応力の他にケーブル軸力による応力も合わせて考慮する必要があり、つり合い状態は非常に複雑である。設計計算においては、上記の点を簡略化し2つの組合せ照査ケースを用いた。

- ① ケーブル水平力がすべて斜材に伝達されるケース。
- ② ケーブル水平力がすべて上弦材に伝達されるケース。

定着ブロックよりの応力の広がり角度は、前方30° 後方45°とした。上弦材の格点部の概念図を図-31、図-32に示す。

(9) 溶接設計

a) 上弦材

格点部での腹材との力の伝達以外にケーブル定着ブロックからの力の伝達、鋼床版への力の伝達と一般のトラスより複雑であるが、大半はガセットの範囲で行われることから、格点部と一般部を分けて考える。一般部については「トラス格点構

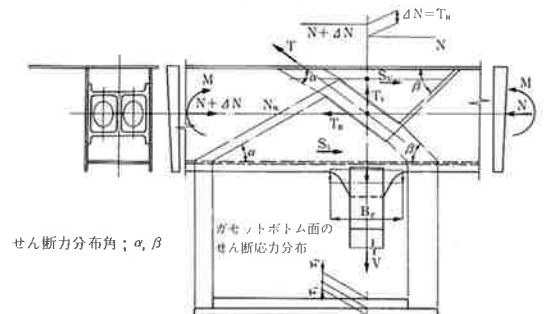
造設計指針(案)」の「弦材のかど溶接」による。格点部については、①斜材、ケーブルからのせん断力によるせん断流、②断面変化に伴うせん断流、③フィレット端での応力集中、④曲げに伴うせん断力によるせん断流を考慮する。

b) 下弦材

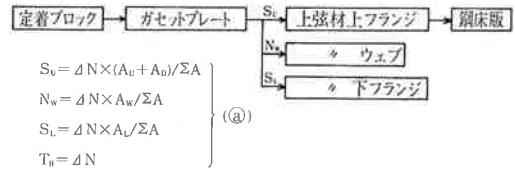
疲労の影響を考慮して一部材間では溶接サイズは変化させない事とした。実績を考慮してのど厚を3割大きくする。すみ肉溶接には2mmの溶け込みを期待する。

c) 斜材、垂直材および横構

端部でのガセットとの連結はフランジのみで行われているので、ウェブが分担している軸力を部材端部においてせん断力によってフランジへ伝達させる必要がある。このせん断力により端部の溶



(1) ケーブル水平分力



(2) ケーブル鉛直分力

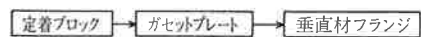
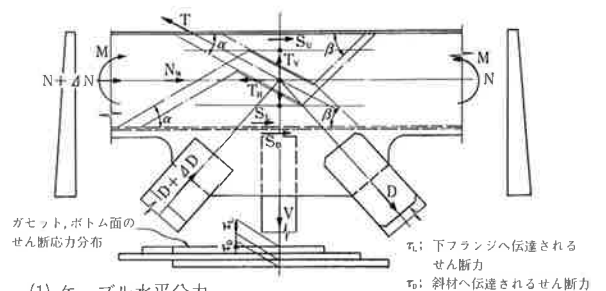
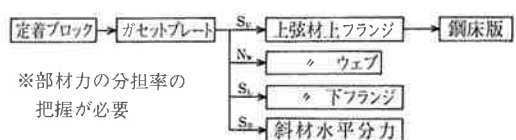


図-31 垂直材格点の概念図

せん断力分布角;  $\alpha, \beta$



(1) ケーブル水平分力



(2) ケーブル鉛直分力

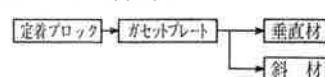


図-32 斜材格点の概念図



接サイズの設計を行う。横構端部のウェブ絞り部についてもせん断での力の伝達を考慮して溶接サイズを決定した。

### 9. 主塔の設計

#### (1) 主塔面内の骨組

本橋の主塔面内形状は塔柱軸線が折れ曲がっている事、ハンチ材が水平材付近に取り付いている事により特殊な形状になっている。主塔形状および骨組を図-33に示す。上部ハンチ材の取扱いについては、ハンチ材の断面変化が緩やかなこと、作用荷重として軸力が支配的であることより、塔柱と一体とし、軸線はハンチ材を含む塔柱断面の中立軸とした。下部ハンチ材の取扱いについては、ハンチ材断面が急変すること、水平荷重に対するせん断拘束効果の大きい事を考慮し、ハンチ材をトラスの腹材に相当する斜材として取り扱う。塔柱と水平材との結合は剛結とした。

#### (2) 設計荷重

塔設計に用いる荷重は主構と同一なのでここでは省略する。

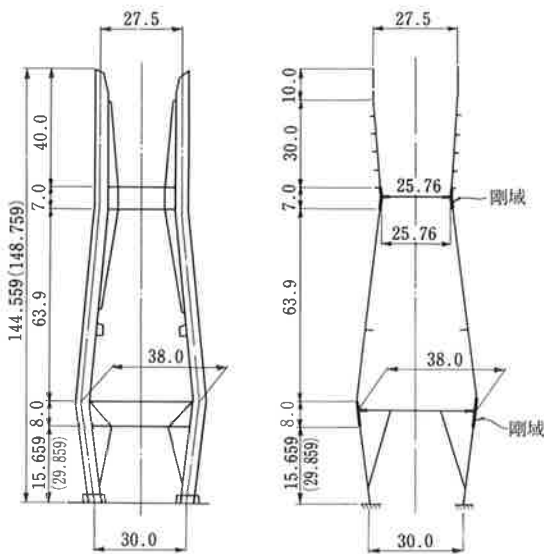


図-33 主塔形状および骨組

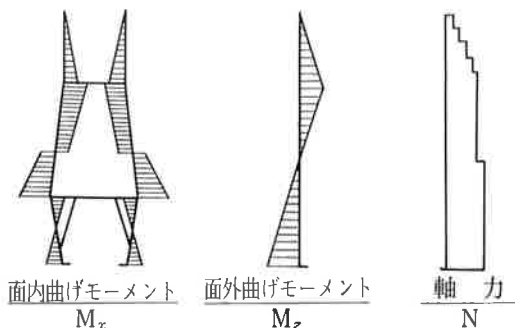


図-34 塔断面力の概略図

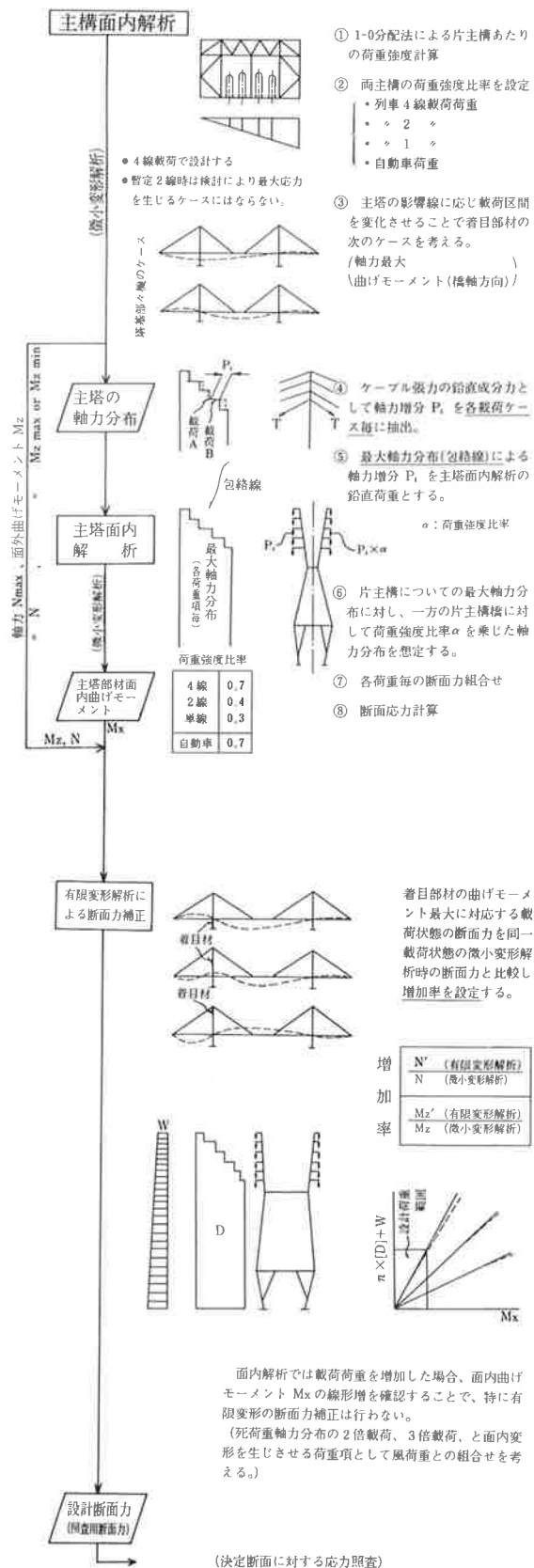


図-35 主塔設計断面力の抽出フロー

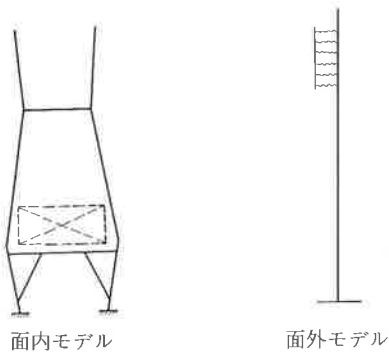


図-36 座屈解析モデル

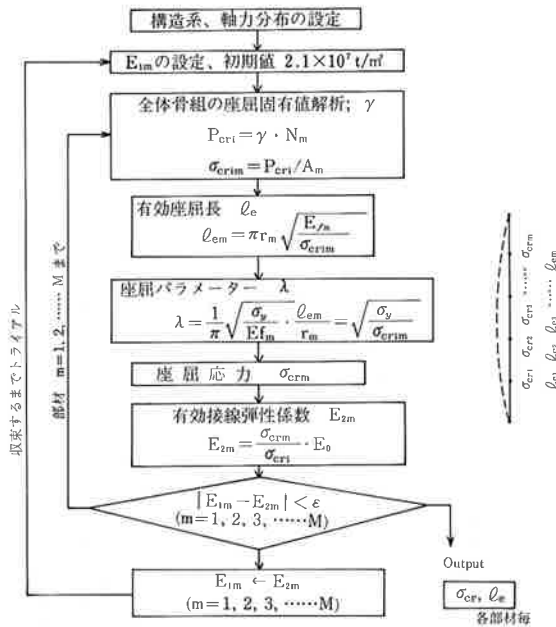


図-37 弾塑性座屈固有値解析の計算フロー

表-21 応力度の照査式

以下の2式を満足すること		記号の説明
$\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal} \quad (1)$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{C_x \sigma_{ax}}{\sigma_{bax}(1 - \sigma_c / \sigma_{cax})} \leq 1 \quad (2)$	$\sigma_{cal}$ 補剛板の局部座屈に対する許容圧縮応力度
		$\sigma_{cag}$ 局部座屈を考慮しない許容軸圧縮応力度
		$\sigma_{cao}$ 許容軸圧縮応力度の上限值
		$\sigma_{bao}$ 許容曲げ圧縮応力度の上限值
		$\sigma_{eax} = 12,000,000 / (l/r)^2$
		$C_x$ モーメント換算係数 (=0.85)

ここに、 $\sigma_{cax} = \sigma_{cag} + \sigma_{cal} / \sigma_{cao}$

(3) 塔断面力の計算

塔断面力の概略図を図-34に示す。Mz、Nは全体系の平面トラスモデルの影響線解析結果を用いる。Mxはケーブルより導入される軸力を塔柱に作用させた塔面内のモデルにて解析を行い算出する。

解析法としては微小変形法で得られた最大断面力を用いて塔の各部断面力を試算し、部材断面決定時の荷重載荷ケースを整理して、数ケースの荷重状態について有限変形法による解析を行って断面を照査した。設計断面力の抽出フローを図-35に示す。

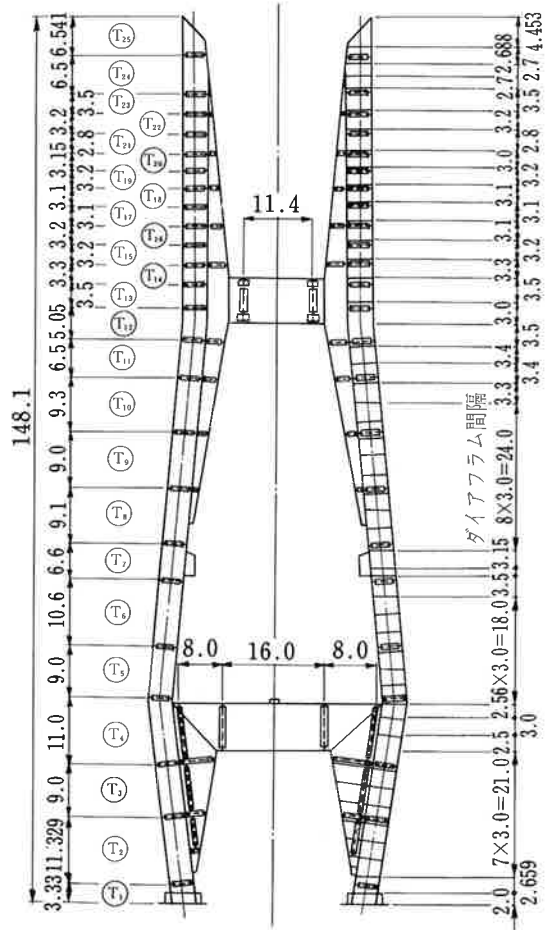


図-38 主塔のブロック割り

(4) 座屈固有値解析

塔柱部の許容軸圧縮応力度を設定するために座屈固有値解析を行った。塔面内モデルは静解析モデルと同一とした。主構面内モデルはバネによって多点支持された鉛直梁とした。それぞれのモデルを図-36に示す。解析手法としては、道路橋示方書の基準耐力曲線に基づく有効接線弾性係数を考慮した弾塑性座屈固有値解析とした。計算フローを図-37に示す。

(5) 断面決定

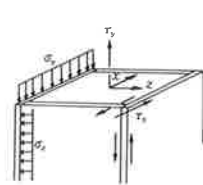
有効幅については各区間の曲げモーメントの形状から等価支間長さを求め算出する。断面決定に使用する応力度の照査式を表-21に示す。塔柱と水平材の結合部における隅角部の照査は奥村の方法による。また下部水平材上フランジと塔柱壁との交差部、ケーブル定着ウェブ等の2軸応力状態になる所はそれについても照査した。ケーブル定着部、セル変化部、塔基部、マンホール部等の特殊な部分については、FEM解析を行い応力の流れを明確にし、断面および構造の検討を行っている。図-38に塔柱のブロック割りを表-22に各部の断面を示す。

表-22 主塔各部の断面

項目	内容		備考																							
	塔基部	塔頂部	一般部																							
断面形状																										
塔柱	セル割り	一般部 第4,7段	ケーブル定着部																							
	縦継手	塔柱ブロックの縦割りは実施しない。 (実設では2~3セルの縦割りがある)																								
	板厚材質 リブ断面	<table border="1"> <tr> <th>板厚</th> <th>材質</th> <th>リブ断面</th> </tr> <tr> <td>16</td> <td>SM41</td> <td>200×16</td> </tr> <tr> <td>32</td> <td>SM50Y</td> <td>280×22 (SM41)</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>SM58</td> <td>280×42</td> </tr> <tr> <td>32</td> <td>SM50Y</td> <td>320×30</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>SM58</td> <td>320×34</td> </tr> <tr> <td>40</td> <td>SM58</td> <td>320×34</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>SM58</td> <td>320×34</td> </tr> </table>		板厚	材質	リブ断面	16	SM41	200×16	32	SM50Y	280×22 (SM41)	36	SM58	280×42	32	SM50Y	320×30	36	SM58	320×34	40	SM58	320×34	36	SM58
板厚	材質	リブ断面																								
16	SM41	200×16																								
32	SM50Y	280×22 (SM41)																								
36	SM58	280×42																								
32	SM50Y	320×30																								
36	SM58	320×34																								
40	SM58	320×34																								
36	SM58	320×34																								
水平材	断面形状	下部水平材	上部水平材																							
	板厚材質	上フランジ ウェブ	下フランジ ウェブ																							
	断面形状																									
ハンチ	断面形状																									
	板厚材質 リブ形状	<table border="1"> <tr> <th>板厚</th> <th>材質</th> <th>リブ形状</th> </tr> <tr> <td>25</td> <td>SM41</td> <td>190×19</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>SM50Y</td> <td>230×22</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>SM50Y</td> <td>190×19</td> </tr> <tr> <td>40</td> <td>SM50Y</td> <td>300×28</td> </tr> <tr> <td>32</td> <td>SM58</td> <td>300×28</td> </tr> <tr> <td>28</td> <td>SM58</td> <td>230×22</td> </tr> </table>		板厚	材質	リブ形状	25	SM41	190×19	30	SM50Y	230×22	25	SM50Y	190×19	40	SM50Y	300×28	32	SM58	300×28	28	SM58	230×22		
	板厚	材質	リブ形状																							
25	SM41	190×19																								
30	SM50Y	230×22																								
25	SM50Y	190×19																								
40	SM50Y	300×28																								
32	SM58	300×28																								
28	SM58	230×22																								
塔柱との 取合い			塔柱がSM58のときには、 塔柱側仕口のみSM58とする。																							

表-23 メタルタッチ率

メタルタッチ率	塔柱	塔柱壁	50%	塔柱第1~2段の継手は、第2段より上が大ブロック架設のため、メタルタッチ率を0%として安全を期する。
		リブ	25%	
		水平材・ハンチ	0%	



i) 断面力による応力度

$$\sigma_v = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_z}{W_z}$$

$$\tau_v = \frac{S \cdot G}{I \cdot l}$$

ii) 板の初期ひずみによる応力度

$$\sigma_z = \frac{M}{W} \quad \text{溶接部の断面係数}$$

$$\tau_z = \frac{S}{A} \quad \text{溶接部の断面積}$$

図-39 溶接部に作用する応力度

(6) 連結の設計

連結の計算は表-23に示す通りメタルタッチによる応力の伝達を考慮した。

(7) 溶接設計

溶接部の応力度の照査は、合成応力度  $\delta_v$  に対して行う。ここに  $\sigma_v$  はせん断ひずみエネルギー一定説に基づく Von-Mises の式により算出し、部材の降伏応力度  $\sigma_v$  の80%以下になるよう設計する。

$$\delta_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_y \sigma_z - \sigma_z \sigma_x + 3(\tau_x^2 + \tau_y^2 + \tau_z^2)} < 0.8 \sigma_v$$

溶接部に作用する応力度は部材板組の状態を考慮し図-39に示す成分を考慮する。

10. 支承の設計

本橋で使用した支承の形式及び支承位置を表-24に示す。この中で本橋の特徴である橋軸方向耐震固定装置とリンク支承の負反力対策について説明する。

(1) 橋軸方向耐震固定装置

橋軸方向の地震時水平力に対してスプリング沓と三角リンクを組合せた弾性固定装置を使用している。スプリング沓は1個当り68枚×5組の四バネを重ねたバネ支承であり、橋梁端部に2個ずつ設置している。バネ定数  $K = 3,000t/m$  /沓である。

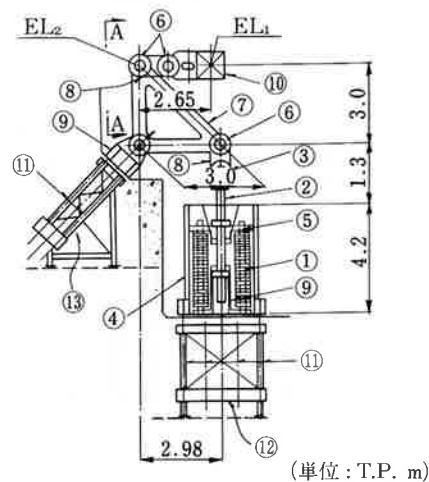
スプリング沓の構造を図-40に示す。三角リンクは鉛直方向バネを水平方向バネに変換するためのリンク沓である。スプリング沓と三角リンク部の配置図を図-41に示す。

(2) リンク支承の負反力対策

リンク支承は交番反力によって摩擦が促進されるため、常時荷重によって交番反力が生じないようにする必要がある。リンク支承の負反力の照査を本四

表-24 支承の形式及び位置

項目	内容		備考
形式	鉛直	中間支点 タワーリンク(上吊り式)	
	支承	端支点 エンドリンク(下受け式)	
	橋軸方向 水平支承	三角リンク・スプリング沓+ストッパー沓	両端弾性固定
橋軸直角方 向水平支承	ウインド沓		
平面 配置			タワーリンク; 6, 8, 9, 11 エンドリンク; 1, 5, 12, 16 ウインド沓; 3, 7, 10, 14 三角リンク スプリング沓; 2, 4, 13, 15 ストッパー沓; 3, 14
	塔柱部		
端部			



	EL <sub>1</sub>	EL <sub>2</sub>
IB1P	42.340	42.324
IB4P	50.240	50.255

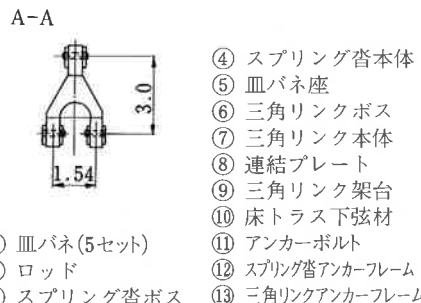


図-41 三角リンク・スプリング沓部の配置

ように調整した。カウンターウエイトは重量コンクリート、普通コンクリートとそれをささえるカウンターウエイト桁からなる。重量調整は重量コンクリートと普通コンクリートの比率調整により行った。

11. ケーブルの設計

(1) 断面形状

ケーブルは7mmの垂鉛メッキ素線を束ねた平行線

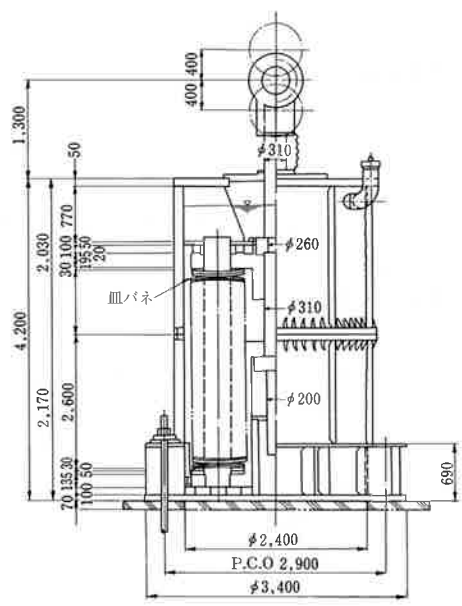


図-40 スプリング沓の構造

上部構造設計基準の吊橋の式を適用して計算したところ、エンドリンクのみ常時荷重時に約1,200t/沓の負反力が発生した。このため橋梁端部の道路面直下にカウンターウエイトを設置し、負反力の生じない

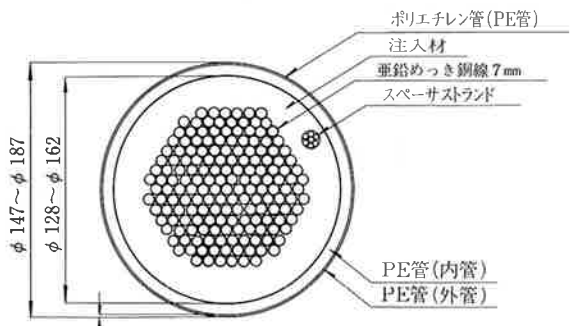


図-42 ケーブル断面

ストランド(PWS)である。図-42にその代表的なケーブル断面を示す。ケーブル素線は防錆の目的で二重の高密度ポリエチレン管(PE管)で覆う。PE管は紫外線による劣化の少ないカーボンブラック入りのポリエチレン管とした。また製作・架設時の伸縮量を吸収する為に、ソケット前方で切断され、オーバーラップPE管で切口をカバーしている。ソケット部は耐疲労性から、鑄込み材料に「エポキシ樹脂+鋼球+亜鉛粉末」を用いるHiAm-アンカーを使用する。ケーブル構成図を図-43に示す。

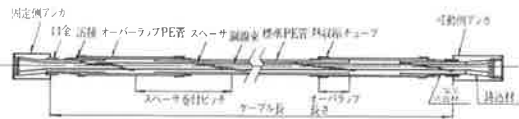


図-43 ケーブル構成図

(2) ケーブルの断面力および断面

断面力は主構面内解析モデルに依る計算結果を使用した。荷重の組合せケースはケーブル張力が最大最小となる次の式により計算した。

$$\Sigma T = T_d + T_L(H) + T_L(R) + T(SD+E) + T_T$$

ここに

- T<sub>d</sub>: ケーブルプレストレスを含む死荷重張力
- T<sub>L(H)</sub>: 自動車荷重による張力
- T<sub>L(R)</sub>: 列車荷重による張力
- T<sub>(SD+E)</sub>: 支点移動および製作架設誤差による張力  $\langle T(SD+E) = 0.05 \times (T_d + T_L(H) + T_L(R)) \rangle$
- T<sub>T</sub>: 温度変化による張力

プレストレス導入後の死・活荷重断面力(D+L)

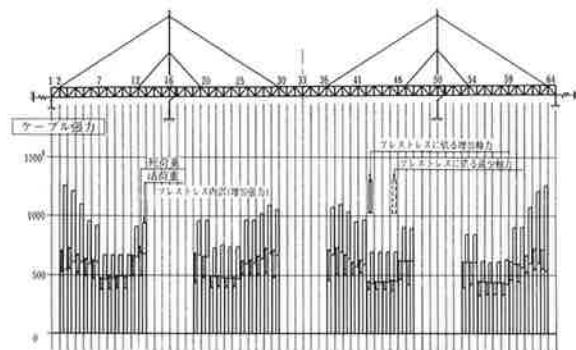


図-44 ケーブル断面力

表-25 ケーブルのストランド素線数

	側径間(1P -2P)	中央径間	側径間(3P -4P)
第11段(最上段)	2×277	2×241	2×241
◇10◇	265	241	241
◇9◇	241	223	223
◇8◇	211	211	199
◇7◇	199	211	199
◇6◇	151	163	139
◇5◇	◇	◇	◇
◇4◇	◇	◇	◇
◇3◇	◇	◇	◇
◇2◇	199	211	187
◇1◇(最下段)	211	211	187

ケーブル断面力を図-44に示す。また各ケーブルのストランド素線数を表-25に示す。ケーブルの素線数の決定にあたっては、スタイズしやすい本数の使用を原則とした。応力照査については上記の最大張力に対する照査の他に、疲労応力に対する照査を数種類の式(1)本四基準、(2)DIN 1073(1974年)、M. BIRKENMAIERの方法)で行ったが疲労で断面の決まるケーブルはなかった。

(3) ケーブル角折緩衝装置

活荷重載荷に伴うケーブル張力変化で生じるサグ変化、および主構・塔のケーブル定着格点の回転変位による相対角変化によるケーブル2次応力の低減を計るため、桁側と塔側の定着部に弾性支点となるケーブル角折緩衝装置を設ける。ケーブル角折れ緩衝装置はソケット前方にゴムサポートを設置し、ケーブルの曲げモーメントを2点に分散させる効果がある。図-45~46に主構上弦材部のケーブル角折緩衝装置の構造を示す。

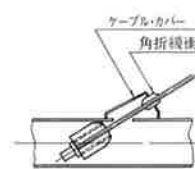


図-45 主構上弦材部のケーブル定着部

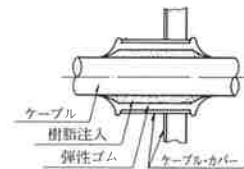


図-46 ケーブル角折緩衝装置

12. 付属物

その他の付属物を表-26に示す。

表-26 付属物一覧表

項目	内容	備考
形式	リンク式伸縮装置	実設; デマーク式
道路伸縮装置機能	橋軸方向の変位	 リンク交角が変化して変形する。
	橋軸直角方向の変位	 ユニットがユニバーサルジョイント③を中心に回転して変形する。
	鉛直面内の変位	 ユニットがユニバーサルジョイント③を中心に回転して変形する。(2点角折れ機構)
	水平面内の変位	 水平面内のたわみ回転に対し、各ユニットが異なる伸縮量に移動して変形する。

項目	内容		備考
鉄道緩衝桁	形式	移動枕木式 (800特)型	
	構造		
電々ケーブル一般諸元	転送方法	光ファイバケーブルを使用	
	回線数	暫定 24回線 完成 48回線	1回線当りの転送能力 電話：5,760ch テレビ：12ch
電々添架桁	横断図		
	添架桁断面 (標準部)		
電力ケーブル一般諸元	送電容量	約 240万kw	
	送電圧	500 kV	
電力ケーブル一般諸元	電力種別	OFケーブル(6本)	
	電流	型式 交流3相3線式 回線数 2回線	
電発添架桁	横断図	<p>1) 標準部</p> <p>2) 長大オフセット部</p>	
	添架桁断面 (標準部)		
排水設備	基本計画	海峡部	斜材に沿わせて海上に排水
		岩黒島内	横引管を用いて下部工に誘導 (排水勾配: 3%以上)
		美観	排水管をめだたない位置に配置して美観に配慮する。
		降雨強度	110mm/hr.

項目	内容	備考
路面添架物	照明設備、給気設備、防災設備、非常電話、プルボックス、電線管及び消火給水設備	
防音工	下路床組の側面と下面の遮音	遮音板は石綿ボードを使用する。
電気設備	電気経路図	

13. 維持管理設備

主桁管理路、主桁内外面の点検作業車、塔外面の点検作業車による維持管理を基本として維持管理設備の計画を行った。主桁及び主塔の施設の配置を図一47、図一48に示す。

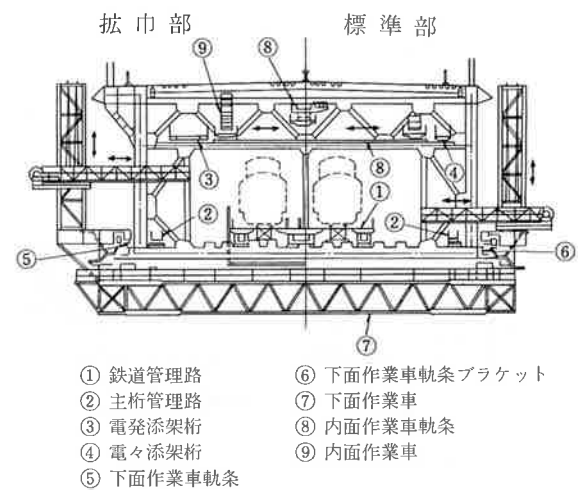


図-47 主桁維持管理設備

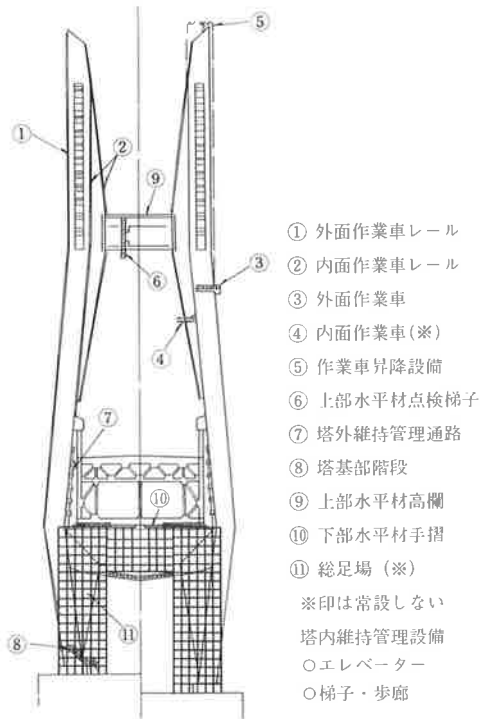


図-48 主塔維持管理設備

#### 14. 鋼 重

設計鋼重を表-27に示す。

表-27 鋼重一覧表

種 別	重 量(t)
塔	8,340
主構トラス	9,770
床トラス	4,440
鋼床版	4,920
下路床組	2,130
添架桁	1,370
支承関係	1,190
ケーブル関係	2,230
そ の 他	1,330
合 計	35,720

#### あとがき

本文をまとめるに際し、本州四国連絡橋公団および共同企業体で作成した設計概要書から多くの資料を引用させていただいたこととお断りするとともに、保田前工事長(現、一建専門役)をはじめ関係各位に深く感謝の意を表します。