

大鳴門橋 補剛トラスの設計

吉村 文達¹⁾ 秋山 寿行²⁾

まえがき

大鳴門橋の完成が近づき、世間で話題となった頃、設計に参画した技術者として、よく「大鳴門橋、すごいですねえ、どんな橋ですか？」などと質問されたり、初対面の挨拶がわりの会話にのぼったりした。

そんな時、だいたい次のように説明したものであった。

- ① まず、橋の規模については、「日本一、東洋一の吊橋です」と胸を張り、中央径間876m、側径間330m……と説明し、すぐに瀬戸大橋に、その記録は、破られますが……と続け、
- ② 次に、架橋位置は、風光明媚な瀬戸内海国立

公園内で、観光名所の鳴門の渦潮の上に架けられる「美しい橋」ですよ。

- ③ また、工事中、タワーに登ったり、キャットウォークを歩いた時の経験から、「風が強い」ところですよと話し、ですから、暴風時(73m/s)には、橋は中央で、9mほど横にたわみます。でも、十分安全に設計されていますので安心して下さいと驚かしたりなだめたり、
- ④ 最後に、大鳴門橋は、技術的には日本の最高橋梁技術の粋を尽くした橋であり、新幹線も通せるようにしてあって、主構弦材には高張力鋼を使用し、さらに、高品質の溶接施工を実施していることなどの専門的な説明で話を終えたも

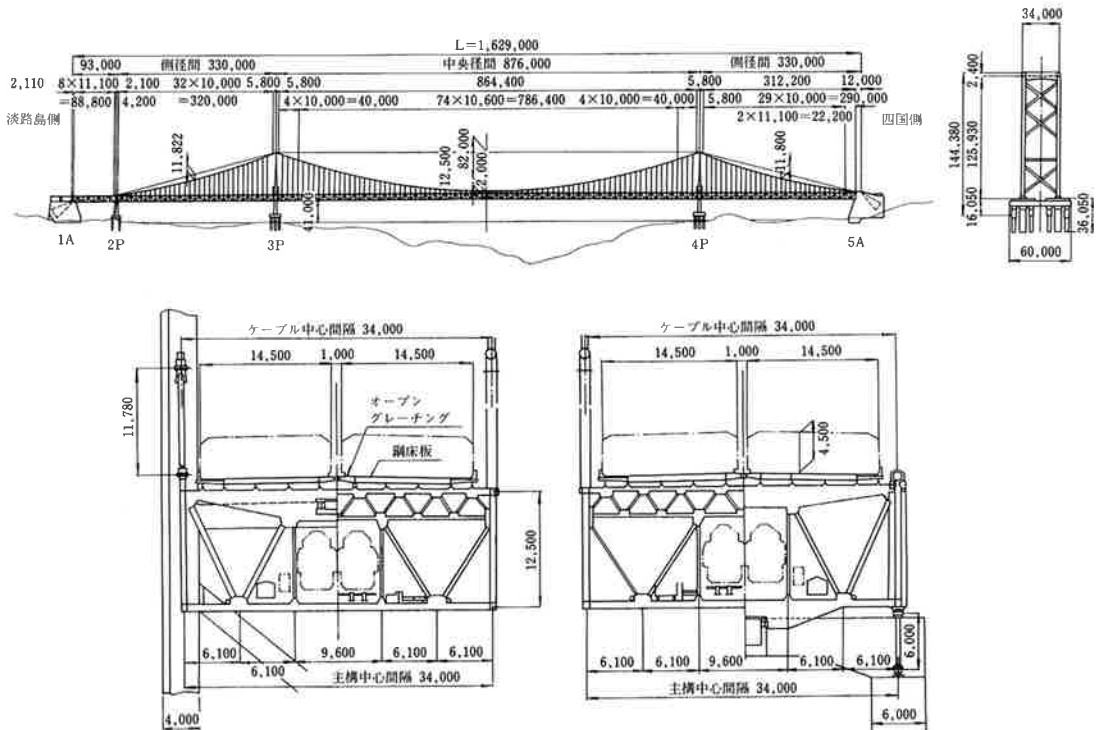


図-1 大鳴門橋一般図

1) 設計部電算課課長 2) 設計部大阪設計課係長

のだった。

本稿では、前記のような話題をまじえながら、技術的な特徴、あるいは、詳細構造決定に至る経緯などについて報告するものである。

1. 工事概要

一般図を図-1に示し、補剛桁工事の工事規模を表-1に示す。

補剛桁工事は、中央径間、側径間に分けられ、そ

表-1 補剛桁の諸元

項目	側 径 間	中 央 径 間	備 考
補剛桁長	320.0+312.2=632.2 m	864.4m	鋼重は補剛桁製作工事(暫定4車時)のものを示す。
桁 高	12.50m	12.50m	
主構間隔	34.00m	34.00m	
鋼 重	約 13,207t	約 18,324t	
総 鋼 重	約 31,531 t		詳細設計は8社の協同作業で進めている
鋼 種	SM58 SM50Y SM41 SS41他	HT70 SM58 SM50Y SM41 SS41他	
工事内容	工場製作 工場塗装 詳細設計	工場製作 工場塗装 詳細設計 (架設計画を含む) 風洞試験 記録映画	

表-2 下部工の諸元

		寸法(軸×直×高)m	掘削量	コンクリ	鋼材
1A	海中締切 直接基礎	本体 70×53×40 ケーソン 6×15×6(2基) 15.5×30×10(1基)	47,000	96,000	鉄筋 1,840 t アンカーフレーム 1,570 t
2P	多柱基礎	頂版 20×64×6.5 柱 φ4.4×12本×26	2,200	12,000	鋼材 1,022 t 鉄筋 1,600 t
3P	多柱基礎	頂版 22.5×65×11	3,600	19,000	鋼材 1,900 t 鉄筋 2,000 t
4P		柱 {φ7.0×1本×27 φ4.4×6本×27			
5A	海中締切 直接基礎	本体 74×53×54 ケーソン {24×19×12(1基) 24×19×20(1基)	29,500	112,600	鉄筋 2,680 t アンカーフレーム 1,640 t

表-3 塔の諸元

項目	内 容	備 考	
主塔	塔 頂	TP 144.38m	3P, 4P 2基分 メタルタッチ50%
	塔の高さ	125.93m	
	塔中心間隔	34.90m	
	塔柱断面	基部 4.0m×8.0m 頂部 4.0m×5.2m	
	使用鋼種	SM58, SM50Y, SS41	
3P	鋼材重量	約 8,400 t	
4P	現場継手	高力ボルト M24	
側塔	塔 頂	TP 55.22m	
	塔の高さ	15.51m	
	塔中心間隔	34.00m	
	使用鋼種	SM50Y, SS41	
	鋼材重量	約 206 t	
2P	現場継手	高力ボルト M24, M22	

れぞれ4社JVで受注し、昭和55年3月～58年3月の工期で設計、製作した。

900億円の総工費が見込まれる大工事である大鳴門橋には、補剛桁工事に他に、上下部工に多くの工事がある。大鳴門橋の全体工事概要を示すため、それらの概略規模を表-2～表-5に示す。

また、施工は、道路4車線、道路6車線、道路・鉄道併用となる段階施工である。これは、本州と淡路島をつなぐ明石海峡大橋の着工が未定であることから、初期投資を節減するためである。表-6に段階施工の要領を示す。

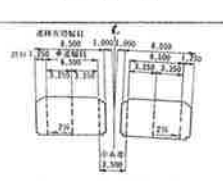
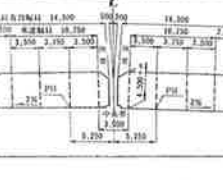

表-4 ケーブルの諸元

項目	内 容	備 考
ケーブル本数	2本/Br	Br=Bridge
ストランド本数	154本/ケーブル	
素線本数	127本/ストランド, 19558本/ケーブル	
素線径	5.37mm	
ケーブル直径	829mm	
ケーブル耐力	28,500 t/ケーブル	
ケーブル延長	1,723m	
総ケーブル重量	11,958 t	

表-5 バックステイ径間の諸元

項目	内 容	備 考
支間長	88.80m	
主構中心間隔	22.00m	
主構高	12.50m	
構造形式	単純ワーレントラス	
使用鋼種	SM58, SM50Y, SM41, SS41	
鋼材重量	約 1,220 t	
継手	高力ボルト M24, M22	

表-6 段階施工の要領

施工段階	荷 重		断面図	備 考
	死荷重	活荷重		
暫定4車線時	前死荷重	道路4車線		道路部分は4車線分の施工。 鋼床版と中央分離帯のオープングレーチングの施工
暫定6車線時	後死荷重	道路6車線の一部		道路部分を6車線にする。 両側のオープングレーチングを施工
最終完成時	後死荷重	道路・鉄道併用		鉄道の軌道部分の施工。 主橋トラス下弦材の取換。 暫定4、6車線は仮部材。

2. 設計条件

設計条件は、表-7のとおりである。

表-7 設計条件

項目	諸元	備考	
橋格	道路	第1種第2級(国道28号)	最終完成時・暫定6車時
	鉄道	新幹線複線(本四淡路線)	単線載荷・最終完成時
ケーブル支間	93+330+876+330m	第V座標系	
ケーブルサグ	f=82m	中央径間最終完成時サグ	
理論塔頂高	T.P 144.380m	最終完成時	
線形	平面	直線	最終完成時
	縦断	側径間 1.2% 直線勾配	
		中央径間 0.6% 放物線勾配	
道路計画高(P.H)	主塔位置において T.P 59.440m	最終完成時	
鉄道軌面高(R.L)	道路計画高より 12.320m 下がり	最終完成時	
航路限界	航路高	T.P 42.1 m	N.H.H.W.Lより41 m
	航路幅	3P-4P 頂版外面	
段階施工	段階	暫定4車時 暫定6車時 最終完成時	暫定4車時の設計計算上の前死荷重は、2P部付近のプレハブ鋼床版施工に関する影響を無視している。
	活荷重	道路4車線 道路6車線 道路鉄道併用	
	死荷重	前死荷重 後死の一部 後死荷重	
道路床組形式	鋼床版形式		
鉄道床組形式	直結軌道形式		
補剛桁支間	320.0+864.4+312.2 m	第V座標系	
主構高	H=12.5m		
主構幅	B=34.0m		
主構パネル割	(32×10.0)+(4×10.0+74×10.6+4×10.0)+(29×10.0+2×11.1)		
主ケーブル断面	P.W.S A=4430.0 cal/ケーブル	ストランド素線 154×127 (5.37)	

次に、主な設計基本条件決定の経緯の概要を述べる。

(1) 橋格

道路規格は、第1種第2級として計画され、車線数は6車線とされた。

鉄道は新幹線2軌道として計画され、載荷は、当初吊橋上でのすれちがいを考えて、複線載荷としていた。しかし、輸送量から、吊橋上でのすれちがいは確率的に少く、運転制御方式によって列車の運転を制限する方が経済的であるため、単線載荷とした。

(2) 線形

道路および鉄道の吊橋上での縦断線形は、鳴門海峡の航路高(TP42.1m)および門崎側のうず潮ライン、大毛島側の県道等の交差点におけるクリアランスを考慮した結果、側径間1.2%の直線勾配、中央径間0.6%の放物線勾配とした。

平面線形は、吊橋区間は直線となるが、暫定4車時道路平面線形に限り2Pから3P側へ約100mの区間中心線のシフトが生じる(R=2,686m)。

(3) 座標系の定義と吊橋形状

本橋の公式形状寸法は、新平面座標(第V座標系)で定義されたものであり、実長形状を縮小したものである。したがって、ケーブル・補剛トラス等の実長寸法は、この公式形状とは異なっている。本設計

では、最終完成時の公式形状(吊橋形状①)を基本とし、地球の曲率の影響を考慮して実長形状(吊橋形状②)を定めた。さらに、この実長形状をモデル化して、吊橋の構造解析形状(吊橋形状③)とした。一方、暫定4車時の吊橋形状は、上記の構造解析形状(吊橋形状③)から得られる前死形状を構造解析形状(吊橋形状④)とし、最終完成時の吊橋形状の定義と逆の手順で、実長形状(吊橋形状⑤)および公式形状(吊橋形状⑥)を定めた。これらの吊橋形状をまとめると、表-8のようになる。

(4) 部材の定義と鋼材使用区分

道路鉄道併用橋では、道路荷重、列車荷重による発生応力の比率が、部材によって異なる。したがって、「上部構造設計基準」では、以下のように部材を定義している。

道路部材：直接自動車荷重を支持する部材

鉄道部材：列車荷重を支持する部材

併用部材：道路・鉄道荷重を共に受ける部材

本橋の部材区分は図-2のとおりである。

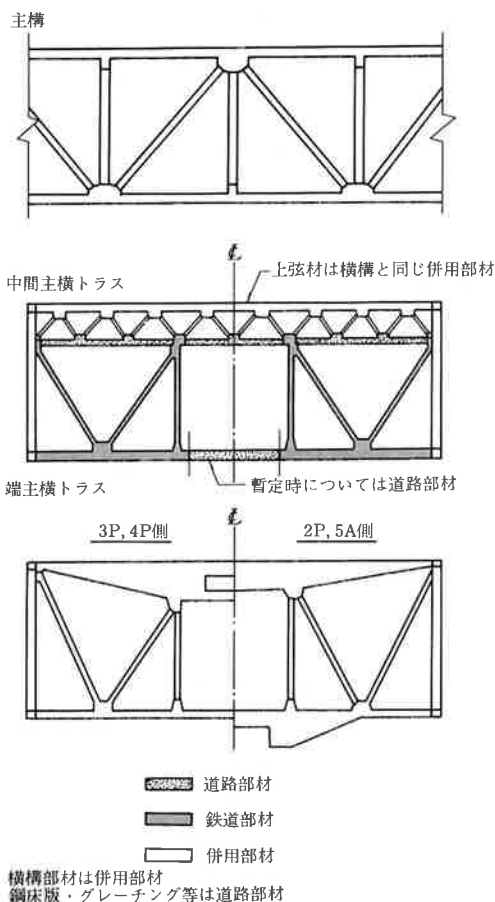


図-2 部材の定義

表-8 座標系の定義と吊橋形状

	最終完成時	暫定4車時	備考
公式形状 (第V座標)	<p>吊橋形状 ①</p>	<p>吊橋形状 ②</p>	吊橋形状 ②において、道路面の縦断線形は放物線で定義している。
実長形状 (実長座標)	<p>吊橋形状 ③</p>	<p>吊橋形状 ④</p>	吊橋形状 ④において、補剛トラスの縦断曲線(縦断+キャンバー)は単純な曲線とならないが、これを円弧とする。
解析形状 (解析座標)	<p>吊橋形状 ⑤</p>	<p>吊橋形状 ⑥</p>	吊橋形状 ⑥は前死形状である。
実長補正処理	<p>STEP1 座標系の補正</p> $\ell_0 = \ell v / m$ <p>第V座標(ℓv) ↓ 拡大率(1/m) 実長座標(ℓ0) STEP2 高度補正</p> $\ell = (1 + Z/R) \ell_0$ <p>$m = \begin{cases} 0.999911(1A-4P) \\ 0.999910(4P-5A) \end{cases}$ ℓ0: TP,0面上の実長 Z: 橋高(TP) R: 地球の半径(6,370,000m)</p>	<p>STEP2 座標系の補正</p> $\ell v = m \cdot \ell_0$ <p>第V座標(ℓv) ↑ 縮小率(m) 実長座標(ℓ0) STEP1 逆高度補正</p> $\ell_0 = (1 - Z/R) \ell$ <p>ℓ0: TP,0面上実長</p>	
基本骨組の設定	<p>基本骨組の設定: 上弦材軸線上でパネル制りを設定</p>	<p>実長補正: 逆高度補正</p> $\ell = (1 - Z/R) \ell'$	
構造解析モデル化	<p>構造解析モデル化: 塔頂間距離をケーブル支間とし、タワーを平行とする。</p>		

前記のように定義された部材は要求する溶接施工性とじん性を考慮して、上部構造設計基準では、構造用鋼板の鋼種と各鋼種に対する適用厚さを表-9のように定められている。

表-9 溶接のある主要部材に用いる構造用鋼板の使用区分

鋼種	適用厚さ t(mm)			備考
	併用部材	道路部材	鉄道部材	
SS41	—	8 ≤ t ≤ 22	—	JIS G 3101
SM41A	8 ≤ t ≤ 16	8 ≤ t ≤ 32	9 ≤ t ≤ 16	JIS G 3106
SM41B	16 < t ≤ 38	32 < t ≤ 38	16 < t ≤ 25	
SM41C	38 < t ≤ 50	38 < t ≤ 50	25 < t ≤ 50	
SM50YA	8 ≤ t ≤ 16	8 ≤ t ≤ 16	—	JIS G 3106 および HBS G 3104 HBS G 3101
SM50YB	16 < t ≤ 38	16 < t ≤ 38	9 ≤ t ≤ 25	
SM50YC	38 < t ≤ 50	38 < t ≤ 50	25 < t ≤ 50	
SM58	8 ≤ t ≤ 75	8 ≤ t ≤ 75	—	JIS G 3106 および HBS G 3104 HBS G 3106
HT70	8 ≤ t ≤ 75	8 ≤ t ≤ 75	—	HBS G 3102

(5) 段階施工

施工は、道路4車線、道路6車線、道路・鉄道併用となる。

基本設計では、吊橋区間は道路6車線先行架設する条件で設計している。詳細設計では、初期投資節減のために道路4車線施工とした。したがって、道路床組の路肩側オープングレーチング、その受桁などを道路6車線施工時の後施工とした。

(6) 道路床組形式

道路床組形式は、当初計画では走行性、施工性等を考慮して、I.B床版形式のRC床版とされていたが、その後の検討で経済性に優れる鋼床版形式に変更された。そして、種々の検討の結果、縦リブはトラフ形式とし、その板厚は鋼重削減のため6mmとした。また、道路の側帯および路肩部分は吊橋の耐風安定性を考慮して、下からの風が吹き抜けるようにオープ

ングレーチング形式とした。

(7) 補剛桁支間

補剛トラス支間は、ケーブル支間を基本に、各支点まわりの構造形状、寸法および補剛桁の橋軸方向移動量を算出し、支間の適正について検討を行い決定した。

(8) 主構高

主構高を決定する要因は、鉄道の建築限界との関係、耐風安定性、経済性、主構部材の断面構成との関係などが考えられる。

鉄道の建築限界から決まる最小主構高は、 $H=11.720$ mとなる。耐風安定性と主構高の関係は、風洞試験の結果から、 $H=12.5$ m必要であった。

主構高と主構部材の断面構成との関係では、2ヒンジ吊橋の場合、最大断面は、風荷重によって決定される。そのため、主構高は、主荷重からの制約を受けない。

以上の検討を踏まえ、経済性を考慮して主構高として、 $H=12.5$ mと決定した。

(9) 主構幅

主構幅は、(道路床組全幅) + (ハンガー取付のための余裕) から、その最小幅が決定される。

一方、主構幅と耐風安定性とは密接な関係がある。風洞試験によって、耐風安定性を確認し主構幅 $B=34$ mと決定した。

(10) 主構パネル割り

基本設計において、主構高を $H=12.5$ mとした場合の最適パネル支間を求めて、これを基本にして、中央径間のパネル割りを決定している。

主構パネル割りなどの長大吊橋の基本スケルトンは単に経済性のみで決定されるものでなく、耐風安定性によって決定される。

耐風安定性の照査は、最終的には風洞試験によって確認されるが、設計面では、耐風安定性を向上さ

せるためには、ねじれ剛性を高める工夫をすればよい。そこで、以下の検討を行った。

- 1) ねじれ剛性を最大にする理論式の誘導
- 2) ねじれ剛性を最大にするパネル間隔
- 3) 経済性から決まるパネル間隔

以上の検討結果から、パネル間隔は10~11mが適当であり、基本設計では、全径間のパネル間隔を一致させることに重点をおいた案を採用していた。

表-10 主構パネル割り

	基本設計	詳細設計
淡路側側径間	32@10.0m	32@10.0m
中央径間	2@11.1m	4@10.0m
	82@10.0m	74@10.6m
四国側側径間	2@11.1m	4@10.0m
	29@10.0m	29@10.0m
	2@11.1m	2@11.1m

詳細設計では、架設工期短縮のため、中央径間のパネル数を86パネル(基本設計)から82パネル(詳細設計)に変更した(表-10)。

3. 道路床組

道路床組の構造一般図を図-3に示す。

道路床組の主な構成部材の形式、基本的な構造配置は、基本設計での検討結果に基づいて決定している。詳細設計では、さらに、①維持管理 ②製作、架設などの観点から、下記の検討を加え、より合理的な構造の設計を図った。

- 1) 2P付近のプレハブ鋼床版 (暫定構造物)
- 2) 中央分離帯の開口部の落下防止グレーチング
- 3) 誤差吸収構造(伸縮装置、支承)
- 4) 縦リブ、横リブの継手構造(盲継手)

3・1 基本設計検討事項

基本設計での検討結果項目を列記する。

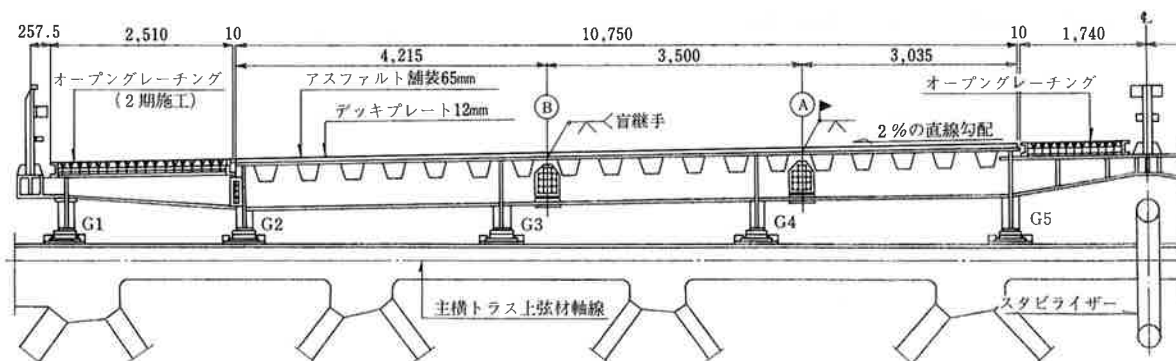


図-3 道路床組図

- 1) 縦桁配置
鋼重比較、車線幅との関係を検討し、5本主桁とする。
- 2) 横断勾配（2%）との関係
数案の鋼重比較、構造上の問題を検討し、ウェブ高変化案を採用する。
- 3) 桁高の検討
曝露面積、耐風性状の有意性から $h_w=950\text{mm}$ とする。
- 4) 横桁間隔
 - ㉑横桁自体の最適断面
 - ㉒縦リブ断面
 - ㉓グレーチング支間、高欄支柱間隔
 - ㉔舗装に与える影響
 などを考慮し、 $a=2.0\text{m}$ とする。
- 5) 床組の連続パネル数
連続パネル数の決定に際し、
 - ㉑ 自動車の走行性
 - ㉒ 温度変化の影響
 - ㉓ 地震の加速度倍率
 などについて検討を行い、㉓から4パネルを基本とした。

3・2 段階施工

路肩側オープングレーチング、ブラケットおよびG1桁などの施工を初期投資節減のための後施工とする。なお、路肩側防護柵はG2桁の路肩側ブラケット取付孔を利用して設置する。また、G1桁は後施工となるため、橋面上での運搬、架設上の制限から部材長を10mとする。

3・3 製作・架設・維持管理上からの構造検討

(1) 縦リブ・横リブの継手構造

施工性を考慮して、下記の要領とした。

- ㉑ 横リブ現場継手
 - ・デッキプレート……………現場溶接
 - ・ウェブ・下フランジ……HTB
- ㉒ 横リブ盲継手
 - ・㉑部現場溶接による収縮変形から縦桁支承の浮き上り防止。
 - ・デッキプレート……………工場溶接
 - ・ウェブ・下フランジ……HTB(㉑部現場溶接終了後、本締め)
- ㉓ トラフHTB現場継手
 - ・縦桁両側……現場溶接の施工性が悪いため。
- ㉔ トラフ現場溶接継手
 - ・縦桁両側以外の全て。

(2) デッキプレートの現場継手

橋軸方向および橋軸直角方向の現場継手位置は、

- 1) 製作ブロック寸法、重量
- 2) 架設時トラバークレーン軌条位置
- 3) 現場溶接の施工性

- 4) 最大応力度、応力度振幅（疲労）の小さい位置
などを考慮し決定した。

(3) 誤差吸収構造

製作、架設誤差は、十分な精度管理を行っても残るものである。この解決を全て、製作、施工精度に依存することは、いたずらに製作・施工の手間を増すだけである。これらの誤差を吸収できる構造が必要となる。

特に、鋼床版デッキプレートは、現場溶接によって、熱収縮反りを生じるため、その高さ誤差も吸収しなければならない。これを吸収する構造として、図-3に示すように盲継手を設けた。

(4) 縦桁支承配置

縦桁支承は、鉛直反力、地震時水平力を主構に伝え、かつ、風荷重による主構の水平面内変形によって、道路床組に応力を生じないようにするため、図-4に示す配置とした。

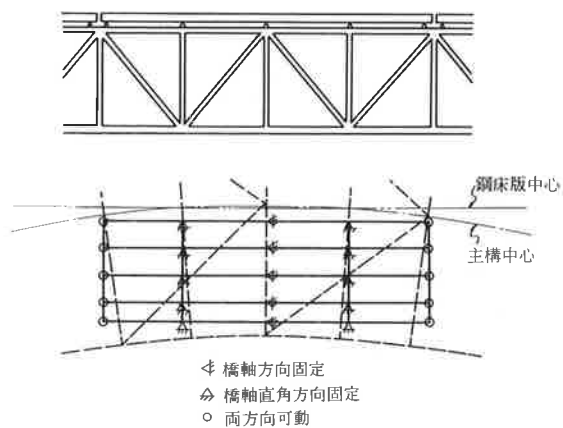


図-4 道路床組縦桁支承配置図

4. 補剛桁

4・1 荷重

(1) 死荷重

死荷重は、前死荷重と後死荷重とに区分した。暫定4車施工時における死荷重を前死荷重とし、これはケーブルのみで受け持つ。また、暫定4車時以後の死荷重を後死荷重とし、これをケーブルと補剛桁とで受け持つ。

後死荷重の主な項目は、

- 1) 路肩側のオープングレーチングおよび受梁
- 2) 鉄道床組および鉄道関係の添架物
- 3) 公共添架物の後施工分

などである。

詳細設計における死荷重は、表-11のとおりである。

表-11 補剛桁等の設計死荷重強度

(単位t/m/片主構)

項 目	中 央 径 間				
	前 死	後 死	合 計		
吊 橋 部	道路床組	アスファルト舗装	1.610	1.610	
		防 護 柵	0.150	0.150	
		鋼床版、縦桁、横リブ	2.620	0.240	2.860
		グレーチング	0.250	0.370	0.620
		小 計	4.630	0.610	5.240
	鉄道床組	軌 道		0.250	0.250
		鉄道床組		0.560	0.560
		鉄道管理施設等	0.310	0.610	0.920
		小 計	0.310	1.420	1.730
		添架物	公団、公共添架物	0.750	0.500
橋梁維持管理施設等	0.560		0.150	0.710	
主 構 造	小 計	1.310	0.650	1.960	
	主横トラス	1.710	0.140	1.850	
	主構上下弦材	2.340		2.340	
	主構斜材垂直材	0.840		0.840	
	上下横構	0.740		0.740	
	小 計	5.630	0.140	5.770	
	ハンガー付属品等	0.090		0.090	
ケーブル関係	吊構造部合計	11.970	2.820	14.790	
	主ケーブル	3.560		3.560	
	ケーブルバンド	0.380		0.380	
	ハンガーロープ	0.210		0.210	
	ラッピングワイヤー等	0.080		0.080	
ケーブル関係合計	4.230		4.230		
合 計	16.200	2.820	19.020		

表-12 活荷重および衝撃

(a) 自動車荷重 (常時)

適用 区分	主ケーブル・ハンガー 補剛桁の曲げモーメント	補剛桁のせん断力
線 荷 重 (t/片主構)	79.17	81.87
等 分 布 荷 重 (t/m/片主構)	2.462	2.462

(b) 列車荷重 (新幹線)

適 用 項 目	常 時		疲労検算
	補剛桁・ハンガー	ケーブル	補 剛 桁
1 軌道当り荷重強度 (t/m)	3.8	3.8	2.7
衝 撃 係 数	0.2	0	0.2
設計荷重強度 (t/m/片主構)	2.575	2.146	1.830
最大載荷長 (m)	320	320	400
載荷方法	注)	注)	単線載荷

注) 大鳴門橋の場合、単線載荷とする。

表-13 暴風時風荷重

適 用 項 目	ケーブル	吊構造部
設計風速 (m/sec)	79.9	73.0
抗力係数	0.7	2.0
中央径間の風荷重強度 (t/m/Br.)	0.907	6.023

(2) 活荷重および衝撃

a) 自動車荷重

道路床組および主横トラスを設計する場合の自動車荷重は、TL-20、TT-43を用い、衝撃を考慮する。また、補剛桁、主ケーブルおよびハンガーを設計する場合は、等価L荷重を用い、衝撃は考慮しない。本橋の常時の自動車荷重は表-12(a)となる。

b) 列車荷重

本橋は2期施工として新幹線が載荷されるが、設計の基準とする列車荷重は、新幹線においては新幹線鉄道構造規則に定めるN標準活荷重およびP標準活荷重である。主横トラスおよび鉄道縦桁の設計には、N-18またはP-19の軸重を考える。しかし、補剛桁、主ケーブルおよびハンガーについては、その影響線の基線長が長いことと計算の簡易化を考慮して、等価換算等分布荷重を用いる。なお本橋の場合、軌道は複線であるが、複線同時載荷を避けて単線載荷としている。また、列車による衝撃の影響は、主ケーブル以外について考慮する。列車荷重は表-12(b)となる。

(3) 風の影響

風の影響については、「耐風設計基準 (1976)・同解説」によるものとする。

設計基本風速50m/secに対し、高度および水平長さ、または鉛直長さに応じた補正を行い、吊構造部、

塔および主ケーブルのそれぞれの設計風速を算出した。

吊構造部の抗力係数は、「耐風設計基準 (1976)・同解説」では投影面積の充実率の関数となるような近似式で与えられるが、詳細設計では風洞実験の結果から $C_D=2.0$ とした。

中央径間に作用する暴風時橋軸直角方向風荷重強度は、表-13のとおりである。

(4) 温度変化の影響

考慮する温度の昇降は、基準温度20℃に対して±30 degとする。

構造物の日光直射部分と日陰部分との温度差、たとえば道路床組と補剛桁との温度差は、10 deg とする。

(5) 地震の影響

地震の影響は、「耐震設計基準・同解説」によるものとする。地震動の設計加速度を水平方向180gal、鉛直方向90galとして、本四公団スペクトル曲線を用いたモード解析による。

(6) 支点移動の影響

アンカーレイジの水平移動量は、静的変位と地震時残留変位の合計として、

1A: $\delta=24\text{mm}$ (2P側へ移動)

5A: $\delta=96\text{mm}$ (4P側へ移動)

を考慮した。

塔基面における回転角は、 $\theta = \pm 6.819 \times 10^{-4} \text{ rad}$ を考慮した。

(7) 製作および架設誤差の影響

補剛トラスの設計では、ケーブルの製作および架設誤差等を含めケーブルサグに換算した誤差として

側径間： $\delta = 33 \text{ mm}$

中央径間： $\delta = 88 \text{ mm}$

を考慮した。

ハンガーの設計では、ハンガー長およびケーブルバンドの製作誤差、補剛トラスのそのの誤差、ケーブルバンドの設置誤差等の影響を、ハンガー張力に換算して考慮した。

(8) 荷重の組合せおよび部材の断面決定要因

設計において、表-14中の○および◎印の荷重の組合せを考慮した。◎印は、本橋の場合に各部材の断面決定に対して支配的となった荷重の組合せを示している。

主な部材の支配的な荷重の組合せとして、補剛トラス上下弦材は、側径間で常時活荷重と疲労、中央径間で暴風時橋軸直角方向風荷重または疲労である。補剛トラス斜材は、常時活荷重が支配的である。その他、一部の部材において架設時荷重が支配的となるものがあり、主横トラスの一部の部材において架設時のクレーン反力が、補剛トラス垂直材の一部の部材において架設時のハンガー引き込み力が支配的になるなどである。

表-14 荷重の組合せおよび許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ	許容応力度割増し係数	補剛桁	主ケーブル	ハンガー	主構トラス	横構	補剛桁の支承
1 D+L	1.00				◎	○	
2 D+L+T+{SD+E}	1.00	◎	◎				◎
3 D+L+T+E _M +E _E +E _E	1.00			◎			
4 D+L(F)	1.00	◎			◎		
5 D+W(L)+L(W)+T	1.35	○			○	○	
6 D+W+T+{SD+E}	1.50	◎					◎
7 D+E _Q +L(E _Q)+T+{SD+E}	1.50	○					○
8 EQ	1.50					○	
9 ER	1.25			○	○		
10 W	1.50					◎	

(注) { } は補剛桁、補剛桁の支承に適用する。

(記号の説明)

- D : 死荷重
- L : 活荷重
- T : 温度変化の影響
- SD : 支点移動の影響
- E : 製作および架設誤差の影響
- L(F) : 疲労換算活荷重
- E_M : 製作誤差の影響
- E_E : 架設誤差の影響
- E_E : ハンガーの曲げの影響
- W : 風の影響
- W(L) : 活荷重載荷時の風荷重
- L(W) : 風荷重載荷時の活荷重
- E_Q : 地震の影響
- L(E_Q) : 地震時の活荷重
- ER : 架設時荷重

4・2 形状決定およびケーブル張力

(1) 形状決定

最終完成時および暫定4車時の構造解析用吊橋形状と初期部材力は、次のような計算手法で決定する。

- 1) 所定の部材剛性を有する骨組に対し、前死荷重載荷後の釣合い状態（前死状態）を仮定し、これに後死荷重を載荷させ、全死荷重載荷時の形状を計算する。
- 2) 1)で得られる全死荷重載荷時の形状について、後で述べる吊橋形状の条件を満たしているかどうかを判定する。
- 3) 2)で吊橋形状の条件を満たしていなければ、1)で仮定した前死形状を修正し、再び後死荷重を載荷させ全死荷重載荷形状を計算する。そして、吊橋形状の条件と照合する。
- 4) 全死荷重載荷形状が吊橋形状の条件を満たすまで、1)～3)の手順を繰返す。

上記の手順の結果、前死状態（暫定4車時）および全死荷重載荷状態（最終完成時）の吊橋形状と初期部材力が得られる。当然のことながら、これらの吊橋形状と初期部材力は、次の吊橋形状の条件を満たしている。

吊橋形状の条件

- 1) 前死状態で補剛桁は無応力である。
- 2) 全死荷重載荷状態で中央径間中央のケーブルサグが $f=82.0 \text{ m}$ となる。
- 3) 全死荷重載荷状態で主塔、側塔およびリンクが鉛直となる。
- 4) 全死荷重載荷状態でケーブル支間および補剛桁縦断形状が所定の値となる（表-8の吊橋形状◎を参照のこと）。

なお詳細設計では、スティを下記のように扱ったので、形状決定においてはスティの影響を考慮していない。

- 1) 暫定4車時において、スティの理論初期張力=0とする。
- 2) 最終完成時において、スティを一旦弛めることにより吊橋を最終完成形状にさせ、理論初期張力=0としてスティを再設置する。

(2) ケーブル張力

主ケーブルの断面諸元および最大張力を表-15に示す。

4・3 主構および横構

(1) 骨組

補剛トラスの基本骨組は、基本設計などの検討結果から以下のように定めている（図-5を参照のこと）。

- 1) 部材力の伝達が明確になるように上下横構および主構斜材の組み方を定めている。

表-15 主ケーブルの断面諸元および最大張力

項目	内容	備考	
主ケーブル断面諸元	ケーブル本数	2本/Br	
	ケーブル径	829mm(バンド内)	
	ストランド数	N=154本/ケーブル	
	素線本数	n=127本/ストランド	
	素線径	d=5.37mm	メッキしろ含む
	素線断面積	a=0.22648cm ²	素線1本当り
	ケーブル断面積	A _c =4,430cm ²	平行線ストランド
ケーブル許容応力度	$\sigma_{ta}=64\text{kg/mm}^2$		
ケーブル許容張力	T _a =28,352t/ケーブル		
ケーブル最大張力	死荷重		
	前死荷重	20,607t/ケーブル	20,607
	後死荷重	3,210	3,210
	死荷重合計	23,817	23,817 = 0.865
	活荷重	4,001	
	温度変化	362	
	合計張力	28,180	
許容張力との比	$\frac{28,180}{28,352} = 0.994$	5A側側径間	

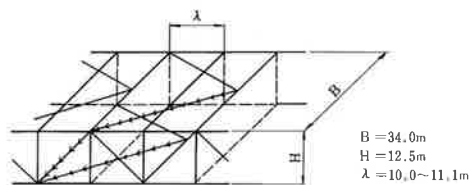


図-5 主構および横構の骨組

2) 主構幅 B を決めた後、補剛トラスねじり剛度が大きく、補剛トラス自重が小さくなるように主構高さ H、パネル間隔 λ を決めている。

(2) 部材断面形状

主構および横構の部材断面形状を表-16に示す。

上弦材、斜材、および横構については、基本的な基本設計を踏襲し、若干の寸法変更を行った。

下弦材については、基本設計で落し込みフランジのかど溶接がすみ肉溶接であったが、詳細設計において、疲労特性上の配慮を行い格点部での溶接遷移が生ずることを避けるため、落し込みフランジのか

表-16 部材断面形状

部材名称	断面形状	備考
主構上弦材		
主構斜材		
主構下弦材		基本設計での断面形状
上下横構		

ど溶接を部分溶け込みグループ溶接に変更した。

(3) 使用鋼材材質

補剛トラスの最高材質はHT70とした。その理由は、列車荷重の繰返し載荷による鋼材の疲労の影響によって断面が決定される箇所があり、むやみに高材質の鋼材を使用して大きな作用応力度を発生させることは好ましくないためである。したがって、港大橋にて使用実績のあるHT80をあえて使用しないこととした。

(4) 疲労に対する設計

「上部構造設計基準」では、これまでの多くの疲労試験結果をまとめて、50キロ鋼以下と58キロ鋼以上の2つのグループに分けて、各種の疲労等級に対する疲労許容応力度適用式を定めている。その内容は、繰返し回数200万回、非破壊確率95%を基準とし、母材および各種の溶接継手に対して、一組の式 $(\frac{\sigma_{ao}}{1-ak})$ によって許容応力度を与えている。ここに、 σ_{ao} は完全片振り（引張）疲労許容応力度で、aは平均応力の影響を示すパラメータ、kは $|\sigma|_{min}/|\sigma|_{max}$ である。

また、本州四国連絡橋を通過する列車本数は、供用年数を100年と考えた場合、神戸—鳴門ルートで約550万本、兎島—坂出ルートで約950万本になると推定されている。したがって、応力変動の疲労に対する累積効果を考慮し、上記の疲労許容応力度を低減させている。

主構の疲労に対する設計の結果、側径間中央部の上下弦材、中央径間中央部の下弦材には、疲労等級C（ピード形状・止端形状が特にきれいな場合であり、製作時には溶接施工試験で確認するもの）の溶接施工が要求され、その他の上下弦材および斜材には、疲労等級D（部材軸直角方向ダイヤフラムのすみ肉溶接を仕上げないもの）となった。

(5) 上下弦材格点構造

トラス格点構造は、その構造ディテールによって応力の伝達、疲労特性、溶接施工性、架設時の作業性、維持管理の難易および鋼重等に大きく影響する。これらのことを考慮して、できるだけ合理的な構造となるように配慮した。

a) 斜材および垂直材（図-6(a)）

斜材の添接は、施工性を考慮して突合せ形式とし、2面添接とした。特に斜材軸力が大きい場合は、腹板を2枚から1枚に絞り3面添接とした。

垂直材の添接は、ガセットプレートの局部座屈を考慮して、ガセット間への差込み形式とした。

b) 主横トラス上弦材、上横構およびハンガー定着部（図-6(b)）

主横トラス上弦材および上横構斜材用のガセットを1枚ものとし、上フランジ側については、主構上弦材の上フランジがガセットを兼用すること

とした。また、ハンガー定着部の上フランジについても主構上弦材の上フランジが兼用することとした。

主横トラス上弦材には、ハンガーカラーや支圧板等のボルト締め、および箱断面の内側の主構上弦材腹板との溶接施工性を考慮して、腹板面にハンドホールを設けた。

上横構は、架設工程短縮のためボルト本数の少ない添接構造とし、さらに架設時におけるガセットプレートの変形を防止するためのリップを設けた。

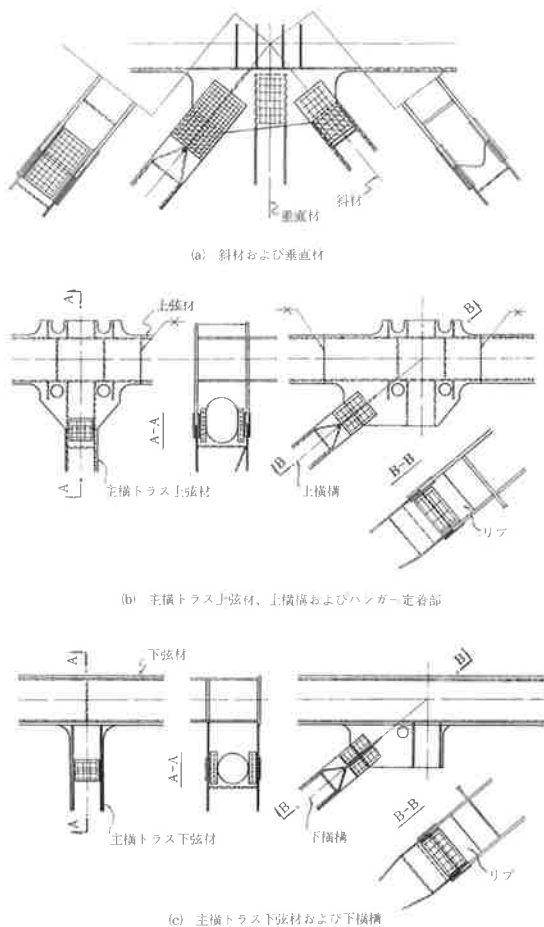


図-6 上下弦材格点構造

主構上弦材格点の箱断面内のダイヤフラムは、溶接施工性を考慮して2枚とした。なお、この安全性についてはFEM解析によって確認した。

c) 主横トラス下弦材および下横構 (図-6(c))

主構下弦材格点構造は、基本的に上弦材側と同様にし、また、下弦材格点の箱断面内のダイヤフラムは1枚とした。

(6) 横構および座屈防止材

横構および座屈防止材の骨組を図-7に示す。

横構の骨組は、一般部ではKトラスであるが、端部横構は部材配置が異なっている。端部下横構の一部の部材は、鉄道床組の関係上、暫定時から最終完成時に移行するときに骨組が変わる。

中間主横トラス上弦材の座屈長を短くするために、上横構面内に座屈防止材を設けた。中央径間においては、橋梁中心にスタビライザーを設けるため、これに座屈防止材としての機能を兼ねさせた。

(7) 主構製作形状

補剛トラスの無応力状態、すなわち前死状態での実長形状を主構の製作形状とするが、表-8の手順による主構の縦断曲線は、円曲線と最大約15mmずれた曲線となる。そのため、主構の製作形状は、製作の有利性を考慮して同一パネルが多数連続するように、前死形状の曲線を円曲線(中央径間上弦材軸線の曲率半径 $R=24,736m$)に置き換え、垂直材を半径方向に配置した。これによる主構の高さの差は、ハンガー長で補正するものとした。

4.4 主横トラス

(1) 端主横トラス

a) 基本構造

主構の鉛直方向および橋軸直角水平方向の反力は、リンクおよびウィンドシューなどの支承を通して、補剛桁端部にある端主横トラスから主塔や下部に伝達される。また、補剛桁のねじり変形に対して、端主横トラスが支点として働く。したがって、端主横トラスはせん断剛性の大きい構造とする必要がある。端主横トラスの基本構造は、リ

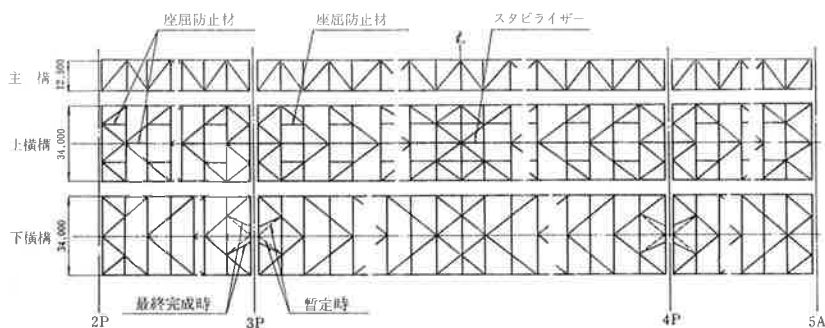


図-7 横構および座屈防止材の骨組

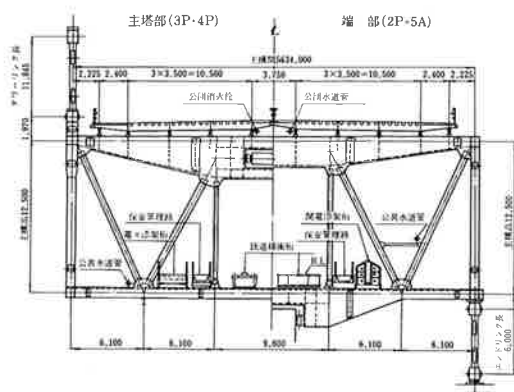


図-8 端主横トラス基本構造図

ンクおよびウィンドシューなどの支承の位置が主塔部(3P・4P)と橋端部(2P・5A)とで異なっているため、図-8のように2種類となる。

端主横トラスは補剛桁端部にあつて、補剛桁が変形するときに角折れ部となる。このため、道路床組、鉄道床組およびその他添架物関係の構造物が不連続となる。これを吸収するために、多くの複雑な構造物が端主横トラスに設置されている。

端主横トラスには、角折れ量を緩和させるため鉄道桁は載せない。しかし、列車荷重載荷時のねじりによって、端主横トラスに応力が発生する。そのため、端主横トラスの全部材とも、主構および横構と同様に併用部材として扱った。

b) 架設荷重に対する検討

端主横トラスには、架設時において種々の外力が作用するので、これらの外力に対しても安全性を確認した。考慮した外力は次のとおりである。

- 1) トラベラークレーンによる試験吊反力
- 2) 運搬台車の走行反力
- 3) 移動防護工吊上げ反力
- 4) 内面防護工吊上げ反力
- 5) 架設時の耐風対策装置反力
- 6) 端主横トラスの架設時の横引き反力
- 7) 補剛桁閉合時の横引き反力
- 8) 端主横トラスの架設時の一括吊上げ

c) 製作寸法

端主横トラスの製作寸法の決定は、以下の要領とした。

- 1) 実長座標系における暫定4車時の吊橋形状に合わせて主横トラスを製作するので、端主横トラスもそれに合う。その結果、端主横トラスの上下弦材中心間距離は $H = 12.5009\text{m}$ となる。
- 2) 端主横トラス上下弦材のフランジの縦断勾配は、暫定4車時形状の勾配とする。
- 3) 横構ガセットの縦断勾配は、端主横トラス上下弦材のフランジのそれと一致させる。
- 4) 死荷重による端主横トラス上下弦材の鉛直

変位は約5mmであるので、製作キャンバーは考慮しない。道路面高さは、道路床組支承部ベースプレートの板厚にて調整する。

(2) 中間主横トラス

a) 基本構造

中間主横トラスの基本構造は、主塔の両側の鉄道緩衝桁の載る中間主横トラスにおいてのみ下弦材軸線が折れていることを除いて、すべて共通である(図-9)。しかし、各中間主横トラスに作用する荷重が異なるために、多種類の形状となった。異なる荷重の主なものとして下記のものがある。

- 1) 中間主横トラスの自重
- 2) 道路床組および鉄道床組の反力
- 3) 添架物の重量
- 4) 横構(Kトラス)の一部として受ける上下弦材の軸力
- 5) 道路床組および鉄道床組の支承位置の面外地震力または面外支承摩擦力
- 6) ハンガー張力および架設時ハンガー引込み力

本橋は暫定時の道路橋から最終完成時の道路・鉄道併用橋へと順次供用していくため、中間主横トラスに対しては段階施工(下弦材の一部の取替え)を計画している。このため、下記の3ケースの骨組モデルについて構造解析を行なって断面を決定した。

- 1) 暫定時
- 2) 暫定時から最終完成時への移行時
- 3) 最終完成時

中間主横トラスの骨組寸法を決定する際、次の課題があった。

- 1) 中間垂直材を暫定時から設けておくか。
- 2) 一般部の中間主横トラスの下弦材腹板高さを一定にするか。
- 3) 軸線を部材の中立軸に合わせるか。

これらの点について、製作の難易、精度管理の難易、輸送時の剛性、架設時の変形、段階施工の難易、公共添架物との関連、概算鋼重等を検討した結果、暫定時より中間垂直材を設け、下弦材腹板高さを一定にし、軸線を部材の中立軸に合わせる

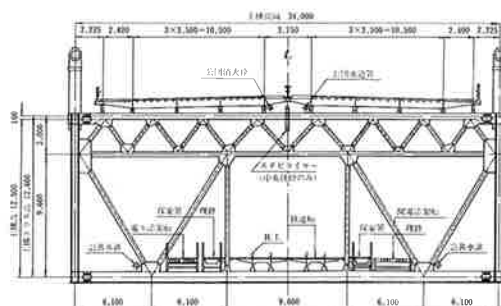


図-9 中間主横トラス基本構造図

こととした。ただし、2P、3P、4P、5A部の鉄道緩衝装置渡り桁を支持する下弦材については、鉄道荷重が大きく他の下弦材と同じにはできない。特に3P、4P部については、渡り桁の腹板高さと同軸高さととの関係より、下弦材の上フランジ面を水平に保つことができず、中央部のみ軸芯を下げることにした。

b) 架設時荷重に対する検討

本橋は補剛トラス上に設置されたトラベラークレーンによる張出し架設を図-10の手順で行う。そのため、主横トラス上にはトラベラークレーン、軌条桁、移動防護工、運搬台車等の機材が載荷される。したがって、断面決定にはこれらの荷重に対しても照査した。特にクレーン反力についてその値が大きいため、一部の部材が補強を要した(図-11)。

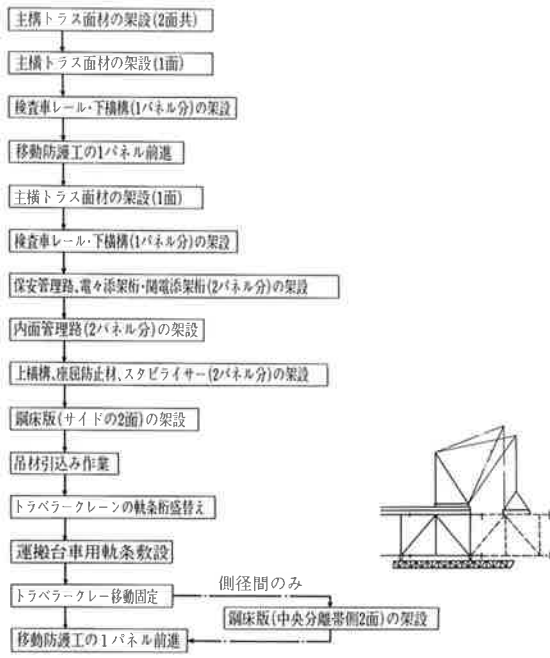


図-10 架設作業手順

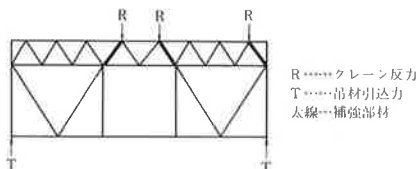


図-11 架設時荷重による補強部材

c) 死荷重たわみの処理

中間主横トラスの中央部における死荷重たわみは、暫定6車時で10mm、最終完成時で12mmである。このたわみの処理方法は、すべての中間主横トラスに10mmのキャンパーを付し、暫定6車時において路面形状が計画値となるような上げ越しを行う(図-12)。この場合、最終完成時において、暫定6車時死荷重たわみとの差2mmの分だけ路面が下がることになるが、無視できるものと判断した。

一方、鉄道緩衝桁が載荷される中間主横トラス

では、最終完成時において路面が6~8mm程度下がることになる。このことは、道路床組において、連続桁の中間支点が相対的に4~6mmの不等沈下をしたことと同じ結果になり、無視できない。したがって、鉄道緩衝桁載荷位置の道路床組に対しては、最終完成時に4~6mmの上げ越しを必要とする。

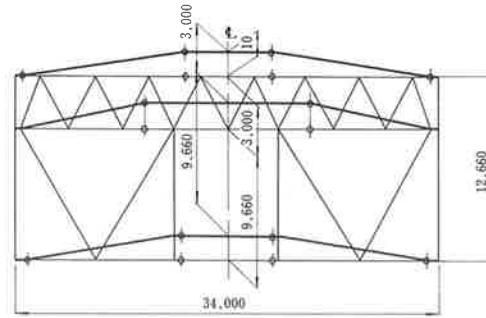


図-12 中間主横トラスキャンパー図

d) 主横トラス弦材と横構との取合い

横構はKトラスの骨組であり、主横トラス弦材の中央部で交差する。この箇所では、横構部材力をフランジ側ガセットに円滑に伝達するため、主横トラス弦材のフランジとガセットを一体とした。その結果、主横トラス弦材の箱断面は図-13(a)のように変化するので、すみ肉溶接線のフランジ面からウェブ面への遷移部がでてくる。この部分については、図-13(b)のように漸次変化させることにした。

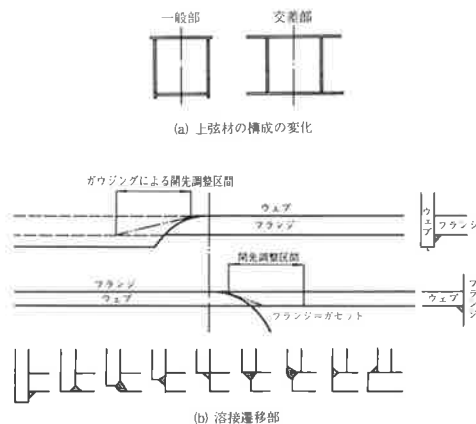


図-13 主横トラス弦材と横構との交差部

5. ハンガー

ハンガーロープの基本形状および諸元を図-14、表-17に示す。

ハンガーロープのシム調整の目的は、同一格点内での2本のハンガーロープ長の相対差およびバンド肉厚の誤差を吸収することとした。そして、吊橋の形状等にかかわる誤差を、主ケーブル架設完了後の測量結果に基づいてハンガーロープ切断時に考慮するものとした。

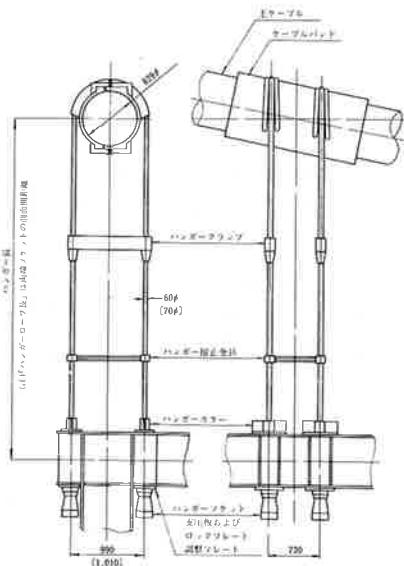


図-14 ハンガーロープの基本形状

表-17 ハンガー諸元

項目	内容	
ロープの種類	C.F.R.C (Center Fit Rope Core)	
1 格点のロープ本数	n=4本/格点(2本のロープをバンドに振りかけて使用)	
使用ロープ径	一般部60φ、2Pおよび5A側端ハンガー70φ	
標準断面積	60φ	1,900mm ²
	70φ	2,570mm ²
最大素線径	60φ	3.50mm
	70φ	4.05mm
最小切断荷重	60φ	250t
	70φ	339t
素線の引張特性	引張強さ160~185kg/mm ² 、伸び20%以上	
弾性係数	E _n =1.4×10 ⁷ t/m ²	
ハンゲットの材質	SC46	
ハンゲット金属の材質	銅亜鉛合金(亜鉛は最純亜鉛)	
ハンゲット金属の許容支圧応力度	σ _{oa} =400kg/cm ²	
ハンガー付属品	ハンガークランプ	ケーブルバンドに振りかけられたハンガーロープを連結し、安定させる。
	ハンガー止金具	ハンガー長が40m以上の場合、ハンガーロープの間隔を保持し、互いに接触することを防ぐ。
	ハンガーカラー	補剛桁の上弦材の上面でハンガーロープの位置を固定する。
	支圧板およびロックプレート	補剛桁の上弦材の下面でハンガーロープの位置を固定するとともに、ハンガーソケット前面より受ける支圧力を上弦材へ伝達させる。

6. ステイ

(1) ステイの所要機能

従来の吊橋において、補剛桁のねじれ剛性の小さい場合、風による自励振動が逆対称1次のねじれ振動モードで発現することが多く、これを制御するのに効果的な方法としてセンターステイが設置されてきた。しかし、本橋のような補剛桁のねじれ剛性が大きい場合、最低次のねじれ振動モードは対称1次となる。したがって、本橋の場合、ねじれ振動に対するステイの効果はあまり見られない。

一方、補剛桁に橋軸方向水平荷重が作用すると、ステイのない場合には、補剛桁の橋軸方向移動量が大きくなり、中央径間中央部・側径間端部ハンガーの傾斜角が大きくなる。これによって、ハンガーか

らの水平力によるバンドの滑動、ハンガーカラー近傍でのハンガーの曲げ疲労が問題となる。同時にハンガーの作用張力も増大する。また、補剛桁端部と塔および下部工との遊間、伸縮装置の遊間が問題となる。

以上のことから、本橋では補剛桁の橋軸方向移動を制御するために、中央径間中央部および側径間端部にステイを設置した。

補剛桁の橋軸方向移動を制御する手段として、ステイの他に、補剛桁端部にストッパーを併用する考え方もある。しかし、本橋の場合は側塔2P下部工の耐力不足、主塔の内部補強など解決困難な問題が多いため、この方法を採用しなかった。

(2) 設計方針

a) ステイの作用力

ステイの作用力は、ステイバンド鞍掛け部のロープの曲がりによる耐力低下を考慮して、下記を満足するように設計した。

- 1) 橋軸方向暴風時には、ステイ張力はロープ降伏耐力の85%未満とする。
- 2) 橋軸方向地震時には、ステイ張力はロープ保証破断力の85%未満とする。

b) ステイの骨組およびロープ材料

ステイの骨組およびステイバンドの概略形状を図-15に示す。

ステイロープ材料は、ハンガーロープと同じC.F.R.C.(Center Fit Rope Core)とし、ステイバンドに鞍掛けして用いることとした。ステイに使用するC.F.R.C.の材料強度は下記のとおりである。

使用ロープ径：φ70mm×2本

保証破断力：T_B = 339 ton×2本 = 678ton

降伏耐力：T_Y = 0.75T_B = 509ton

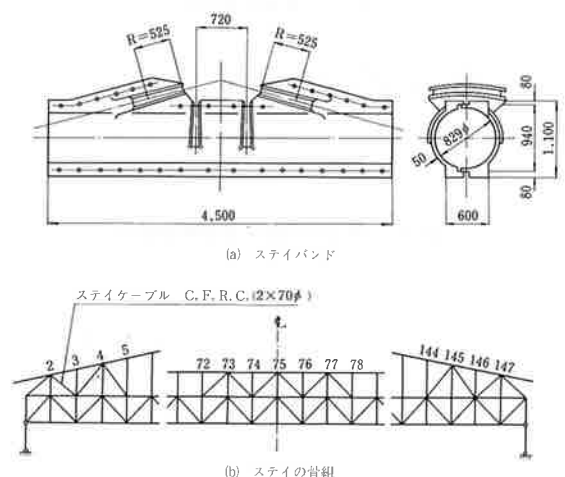


図-15 ステイの構造

(3) プレストレス

ステイにプレストレスを導入しない場合、ロープ自重によるサグを生じ、このため見かけ上のヤング率は低下する。常時荷重に対してステイがヤング率の安定した領域で作用するように、ステイ1ロープ当たり20tonのプレストレスを導入した。

(4) ステイの取付け

ステイの取付け時期は下記のとおりとした。

- 1) 架設完了〔前死形状〕
- 2) ステイ取付
- 3) プレストレス導入

↓ 暫定時供用

- 4) ステイを弛める
- 5) 後死荷重(鉄道床組等)載荷〔最終完成形状〕
- 6) プレストレス再導入

↓ 最終完成時供用

吊橋の形状決定は、ステイのない系で解析している。そのため、後死荷重載荷時にステイがあると補剛桁の水平変位が拘束され、目標形状と異なってくる。それで、暫定時から最終完成時への移行時、すなわち、鉄道床組等の載荷時には、ステイを一度弛め再びプレストレスを導入することとした。

7. スタビライザー

(1) 機能および性能

本橋のスタビライザーに期待される機能は次の2点である。

- 1) スタビライザーの無い状態で生ずる不安定振動を防止し、フラッター限界風速を高めること。
- 2) 主横トラス上弦材に必要となる座屈防止材の機能を代替できること。

これらの機能を満足させるためにスタビライザー自体が持つべき主な性能は、下記のとおりである。

- 1) 設計風速に対応する風荷重が作用した時、構成部材に応力的な問題がなく、変形もある制限内にあること。
- 2) 座屈防止材として必要な剛性を有すること。
- 3) 吊橋の変形を拘束せず、また、その変形により座屈等の問題を生じないこと。
- 4) 輸送および架設に容易な構造、必要な剛性を有すること。

(2) 構造

スタビライザーは耐風安定性向上に効果があるということが風洞実験によって提示され、さらに、部

分模型による2次元バネ支持風洞試験結果を用いた3次元数値解析を行った結果、中央径間に対してのみ、主横トラス上弦材中央部に鉛直スタビライザーを設置することになった。そして、その構造は強固な軸部材に遮風板を張る構造とした。

スタビライザーの構造を図-16に、また、その設置位置を図-9に示す。

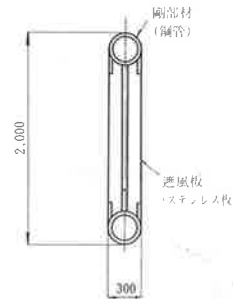


図-16 スタビライザーの構造

8. 支 承

(1) リンク支承

吊橋の鉛直支承に要求される機能を考慮し、本橋においては、リンク支承を採用した。すなわち、橋軸方向の移動と鉛直面内の回転に対しては、リンクを適切な長さにすることによって円滑なものにすることができる。また、水平面内の回転に対しては、リンクを開断面の柔構造として、その弾性変形によって吸収することができる。さらに、負反力に対してもローラー形式と比べ信頼性が高い。

本橋のリンク支承は、主塔部リンクは上吊り形式とするが、端部リンクは本橋の立地条件より側塔2Pを設けるため下支え形式とした。

リンク支承は負反力を取りうる形式であるが、ピンの初期摩耗を減少させるため、常時の荷重状態で負反力を生じないようにカウンターウェイトを載せる設計としている。鉄道緩衝桁もカウンターウェイトの一部と考えている。

(2) ウインドシュー

補剛桁支点において、吊橋が横荷重を受けるとき水平反力を負担し、吊橋面外の回転や吊橋面内の移動を許す支承、すなわちウインドシューを設置する。

ウインドシューは、独立ピン形式として回転を許す構造とし、図-17に示すように端主横トラス弦材を切り欠いて設置する。端主横トラスに設置したウインドシューは、主塔または下部工に設置したウインドタンクと向き合い、両者の間において、ウインドシュー側のテフロン板とウインドタンク側のステンレス板とが接触しながら滑動する構造である。

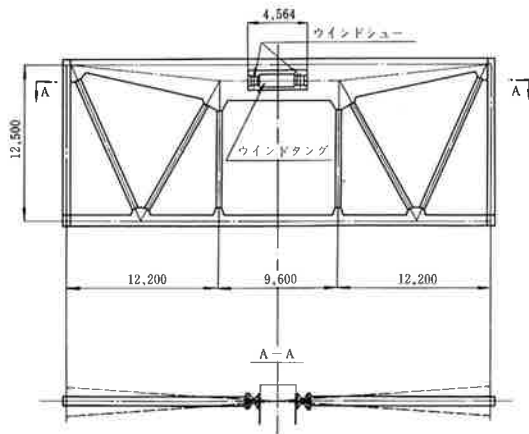


図-17 ウインドシュー

9. 付属構造物

(1) 防護柵

道路部は、暫定時において4車線時と6車線時とがあるが、防護柵もそれに対応できるような構造とした。すなわち、中央分離帯側の防護柵は共通であるが、路肩側の防護柵は、4車線時において鋼床版縁部のブラケット上に設置し、6車線時においてブラケット先端部に移設することとした。

部材の設計は、防護柵の緩衝効果によって、車輛衝突エネルギーの運転者への危害を防止する柔構造方式とした。

(2) 道路伸縮装置

補剛桁端部の橋軸方向移動量が最大となる主塔部の道路伸縮装置は、①マキノ式 ②デマーク式、③リンク式の3つの形式に対して、機能、耐久性、保守性、施工性、他の構造物との取合い、経済性等の面で比較検討を行った。その結果、我が国における実績を考慮してマキノ式(図-18)に決定した。

(3) 維持管理施設

維持管理施設の目的を次の3つに分けて設計した。

1) 航路灯、照明灯その他付帯設備の維持管理作業

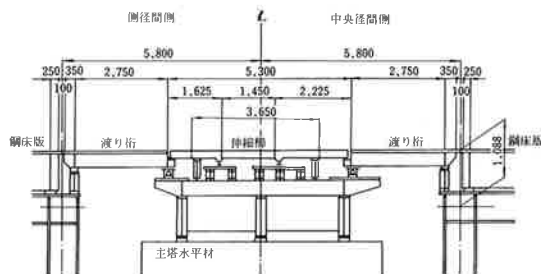


図-18 道路伸縮装置基本構造図(主塔部)

2) 道路床組の支承、伸縮装置など腐蝕環境の特に厳しい箇所に対する比較的短い間隔での点検作業

3) 橋体各部の総点検、塗装の全面塗り替えなど比較的長い間隔での維持管理作業

1) に対しては、該当設備の周辺に必要なに応じて作業用プラットホームを設置するなどの配慮をし、2) に対しては、通路の設置や可搬梯子の準備等によって必要な箇所への接近を容易にしている。3) に対しては、別途資材を投入して全面足場の設置が可能のように、吊金具等を数多く設けることによって対処することとした。

作業員が道具や資材等を持って移動することを考え、梯子の設置をできるだけ避け、主たる昇降部には階段を採用した。

(4) 電力および通信ケーブル

本橋には、電力ケーブルと通信ケーブルを添架することになっており、これらを誘導および格納するための添架桁を設置している。この添架桁は、電力ケーブルおよび通信ケーブルの点検や保守のための管理用通路としても使用される。

3P、4P主塔部および2P、5A端部は、角折れ量や伸縮量が大きいため、この部分でケーブルを弛ませるようして変形に対処できる構造とした。特に電力ケーブルでは、変形に対する制限が厳しいため、鉛直角折れに対してトラス形式の角折れ桁を、水平角折れと伸縮に対してオフセット部にパンタグラフ形式の移動フレームを設置した。

あとがき

大鳴門橋は、昭和60年6月8日に開通した。工事着手以来9年の歳月を経て、本州と四国とを結ぶ架橋の夢の一部が実現したわけである。

この間、当社は、本橋の側径間補剛桁工事を昭和55年3月に、他3社とJVで受注し、設計・製作を実施した。この世紀の工事に参画し得られた体験は、橋梁技術上、多大で貴重なものであった。また技術者として、JVに参画し、公団関係各位、共同企業体関係各位の御指導を頂けた幸いを感謝します。

最後に、本報告は、共同企業体設計部会で作成した設計概要書から、その多くを引用させて頂いていることをお断りします。