

明石海峡大橋補剛桁の設計

Design of Stiffening Trusses for the Akashi-Kaikyo Bridge

奥村 恭司*¹ 井上 雅夫*² 大江 慎一*³
Kyoji OKUMURA Masao INOUE Shin-ichi OHE

Summary

The Akashi-Kaikyo Bridge, one of the bridges constructed in tandem on the Kobe-Naruto Route among those connecting Japan proper and Shikoku Island by bridge, is a 3910-m long, three-spanned, stiffening-trussed, two-hinged suspension bridge with a central span of 1990 meters in length.

Because the Akashi Strait, which the bridge spans, is characterized by severe meteorological and hydrographic conditions, in addition to dense waterway traffic, issues in designing the stiffening trusses of the bridge included how to secure the stability of the bridge in wind, and how to ensure safety during its construction.

This paper describes the analysis on bridge-erecting methods, of which the result determined the structure of the stiffening trusses for the bridge when they were designed.

キーワード：ガスト応答解析，PWSハンガー，ユニバーサルジョイント

1. まえがき

明石海峡大橋は本州四国連絡橋の神戸・鳴門ルートに属し、気象・海象条件が厳しく航行船舶が多い明石海峡を横断し、神戸市垂水区と淡路島を結ぶ、橋長3,910m、中央径間長1,990mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である(図-1)。明石海峡大橋は、デンマークのグレートベルト東橋(中央径間長1,624m)を366m上回る世界最長の吊橋である。平成10年4月5日より供用が開始され、これにより既に供用中の大鳴門橋を通じ、本州・淡路島・四国がひとつに結ばれた。

補剛桁工事は、本州四国連絡橋公団より平成5年8月にその1工事～その4工事までの4工事区を20社で受注した。設計は4工事区合同で発注後ただちに開始され、兵庫県南部地震による被災のための修正設計を経て、現地工事対応等のため開通直前まで続いた。本報告は、完

成暴風時とともに本補剛桁各断面の主要な決定要因ともなった架設系の照査を中心に報告するものである。実際の架設要領・架設計算については別編「明石海峡大橋補剛桁の架設」を参照されたい。

2. 設計概要

表-1に設計基本条件を、図-2に補剛桁標準断面図を示す。

本橋の実施設計の概要を以下に列挙する。

① 基本構造の決定

補剛桁の形式は、耐風性・施工性・経済性を考慮して垂直材を有するワーレントラス形式が採用された。ねじれ剛性を確保し所要の耐風安定性を得るため、主構幅35.5m、主構高さ14.0mとし、横構は主構斜材と弦材位置で格点を一致させた2パネルKトラスとした。

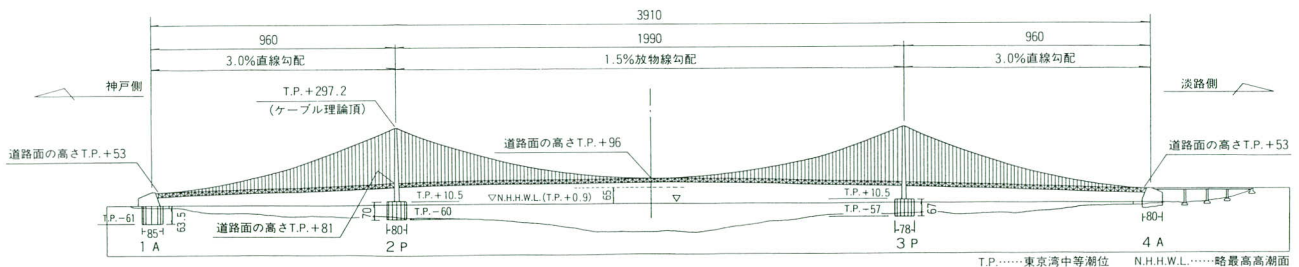


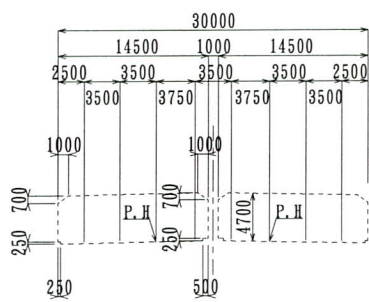
図-1 明石海峡大橋一般図(地震前)

*¹技術本部技術部技術課
 *²千葉工場設計部設計一課長

*³本州四国連絡橋公団

表-1 設計基本条件

基本条件		備考
橋名	明石海峡大橋	
路線名	一般国道28号(本州四国連絡橋)	
構造規格	第1種第2級(道路)	
車線数	6車線(幅員 30.0m)	
設計速度	V=100km/h	
縦断勾配	中央径間:1.5%放物線勾配 側径間:3.0%直線勾配	一部縦断曲線挿入
横断勾配	2.0%直線勾配	山形勾配
平面曲率	直線	一部緩和曲線挿入
道路形式	床版:鋼床版(非合成) 舗装:アスファルト舗装 75mm	
橋梁区間長	3910m	
航路限界	略最高高潮面 NHHWL(TP+0.9)上65m	



建築限界
幅員構成

構造基本諸元		備考	
橋梁形式	3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋	対称吊橋	
ケーブル支間長	3910m	橋梁区間長	
支間割	ケーブル	:960m+1990m+960m	
	補剛トラス	:936m+1990m+936m	
主塔	形式	橋軸方向 基部固定・塔頂ヒンジ形式 橋軸直角方向 斜材付きラーメン形式	
	塔高	塔基部 T. P. +10.5m 理論塔頂 T. P. +297.2m	理論塔高 H=286.7m
	塔柱中心間隔	塔基部 46.5m(底板下面) 塔頂部 35.5m(頂板上面)	
主ケーブル	形式	並行線ケーブル形式	
	ケーブルサグ	200.280m(ケーブル中央径間)	n=1/10
	ケーブル間隔	35.5m	
	ケーブル本数	2本(シングルケーブル方式)	
	ケーブル直径	1122mm(一般部 空隙率20%)	
吊材	P. W. S	ピン定着 : φ7×85本 (2本/格点) ユニバーサル定着 : φ7×85~91本 (2本/格点)	
	C. F. R. C	支圧定着 : φ66~φ94mm (4本/格点)	
吊橋構造部	補剛形式	主構:並行弦ワーレントラス(垂直材付) 横構:2パネルKトラス	
	主構高	14.0m	
その他	道路路面工	アスファルト舗装 舗装厚 75mm	
	床組床組形式	鋼床版	
	公団管理路	上路管理路 :幅員 880mm(2本) 下路管理路 :幅員 1100mm(1本) 下路(NTT共用)管理路 :幅員 1600mm(1本) 中央幅広管理路 :幅員 4200mm(1本)	
	公共添加	N T T : 下路管理路(下り路)と共用 電力 : 関西電力(株) 水道 : 淡路広域水道企業団 : (φ457.2 2条) 展望設備 : 兵庫県: 展望遊歩路 展望ラウンジ	

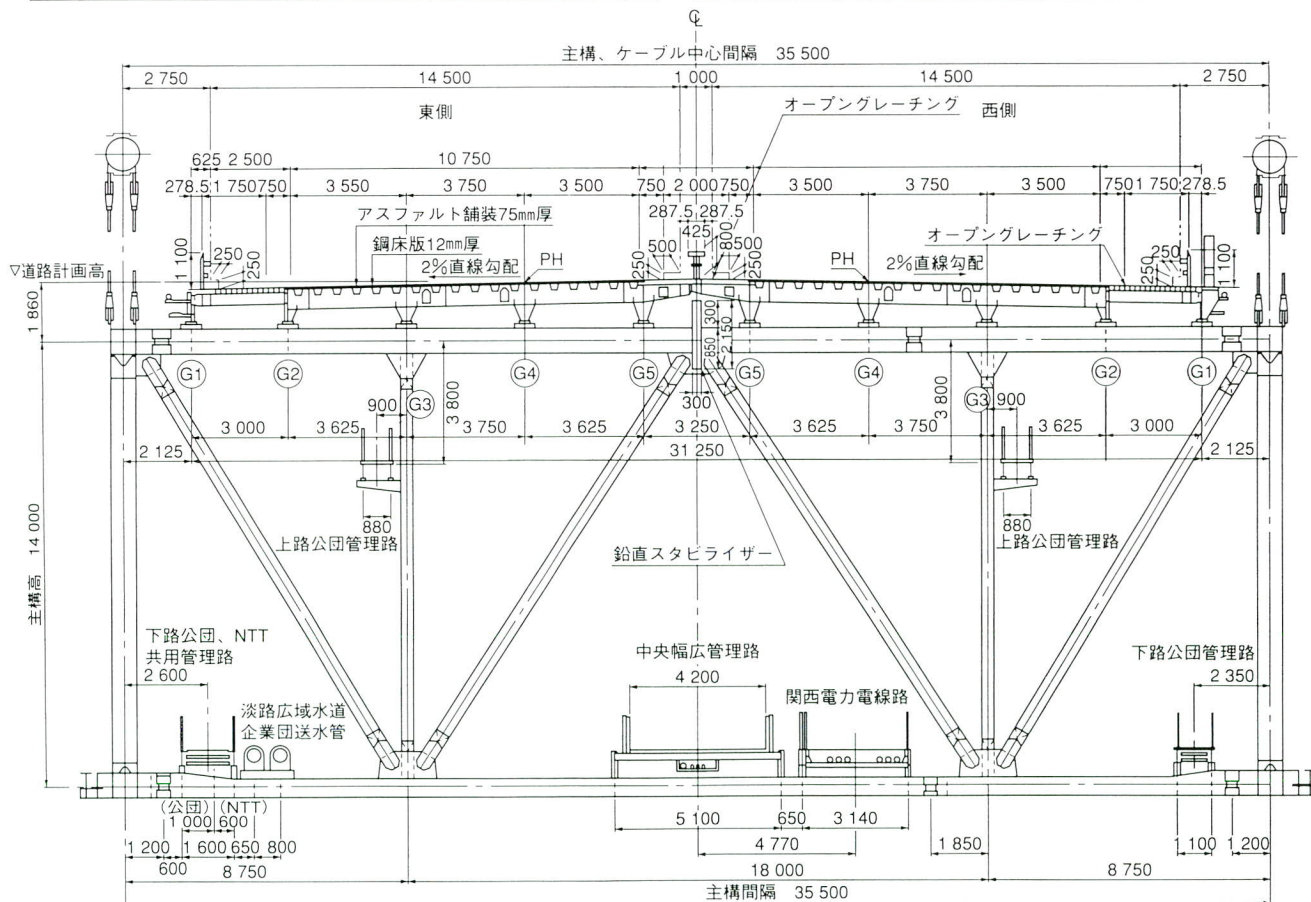


図-2 補剛桁標準断面図

② 調質高張力鋼（HT780, HT690）の大量使用

主構上下弦材には死荷重の軽減をはかるためと同時に、断面のスリム化による風荷重の軽減を意図して調質高張力鋼（HT780, HT690）を多用した。

③ 耐風安定性の確保

基本構造決定に配慮したほか耐風安定化策として路肩側と中央分離帯にオープングレーチング構造を採用した。さらに、中央径間には幅員中央に鉛直スタビライザーを設置した。

④ ハンガ一定着方式の併用

完成暴風時のハンガーロープ傾斜角が大きくなるハンガー長の短い方から順に、CFRC支圧定着、PWSユニバーサルジョイント定着、PWS一方向ピン定着を適用した。

⑤ 鋼床版桁の連続化

構造上の弱点を少なくし、車両の走行性を良くするため、従来の補剛桁の面外変形に追随しない6径間程度の連続非合成構造に代えて、上下線分離などの面外変形軽減策を講じた主構との重ね梁構造の20径間連続桁を採用した。

⑥ 疲労への配慮

自動車荷重が直接作用する鋼床版は、縦リブ継手の板継ぎ溶接の省略や縦リブ交差部の横リブ・スカラップ形状の変更、縦桁ソールプレート形状改善、縦リブの追加など疲労に配慮した設計を行った。なお、板継ぎを省略した縦リブ継手については、耐荷力実験を行い安全性を確認した。

⑦ 溶接設計

HT780, HT690のかど溶接には溶接割れ防止、溶接欠陥防止のため、低強度の溶接材料を用いた軟質継手を採用した。

⑧ 地球の曲率の影響

地球の曲率の影響による補剛桁位置での伸び量（中央径間で27mm、側径間で9mm）は、塔付きのパネルで調整した。

⑨ 地震後の修正設計

兵庫県南部地震により発生した下部工の変位に対処するため、支間長、平面線形、縦断線形等の形状調整を行った。

⑩ 展望施設の設置

1 A側の桁内にラウンジと遊歩道を有する展望施設が設置された。

3. 主構およびハンガ一定着部の設計

(1) 主構の設計

主構の設計フローチャートを図-3に、荷重の組合せを表-2に示す。

構造解析は主横トラスを含めて忠実にモデル化した立体フルトラスモデルを基本とした。神戸側径間にのみ展望施設が載り構造上非対称となるため、何れのケースも全橋で解析した。

1) 静的解析（完成系）

活荷重は、等価L荷重およびB活荷重を考慮した。同ケースで決定したのは引張側となる斜材の一部であった。

風荷重は、再現期間150年の設計基本風速 $U_{10} = 46\text{m/s}$ に高度補正、ガスト応答に関する補正を行って算出した。上下弦材および上下横構の大部分が同ケースにより決定した。

2) 耐震解析

地震時応力度は、動的応力度と静的応力度の合成により照査した。本ケースによって決定したのは、支点近傍の上下横構などごく一部に過ぎない。

動的解析は、下部工も含めた立体トラスモデルで、モード解析法を用いた時間領域解析によった。入力地震動は、短周期、長周期、位相差の3種類を考慮した。

3) ガスト応答解析

ガスト応答解析による照査は、水平（抗力）方向、鉛直（揚力）方向、およびねじれ（空力モーメント）方向の3成分を考慮して行った。同照査結果による断面修正の必要はなかった。

4) 架設系の解析

架設系の解析は、荷重ケースや各架設段階に応じて構造系を使い分けた（表-3）。橋上クレーンで逐次剛結しながら、1,000m近く張出し架設を行うため、多くの部材で完成系を上回る部材力が発生した。その範囲は大ブロック架設部およびサイクル架設初期の上下弦材に加え、圧縮側斜材はほぼ全数に及んだ。

従来の補剛トラス吊橋の架設系では、ハンガー引き込み要領の変更による先端の斜材軸力低減が行われたが、本橋では架設時の軸力が完成時の倍以上に達するため、前提条件として同様の対策を考慮しないこととした。

5) 部材設計

基本的には軸力部材であるが、 $l/r > 70$ の圧縮側斜材で

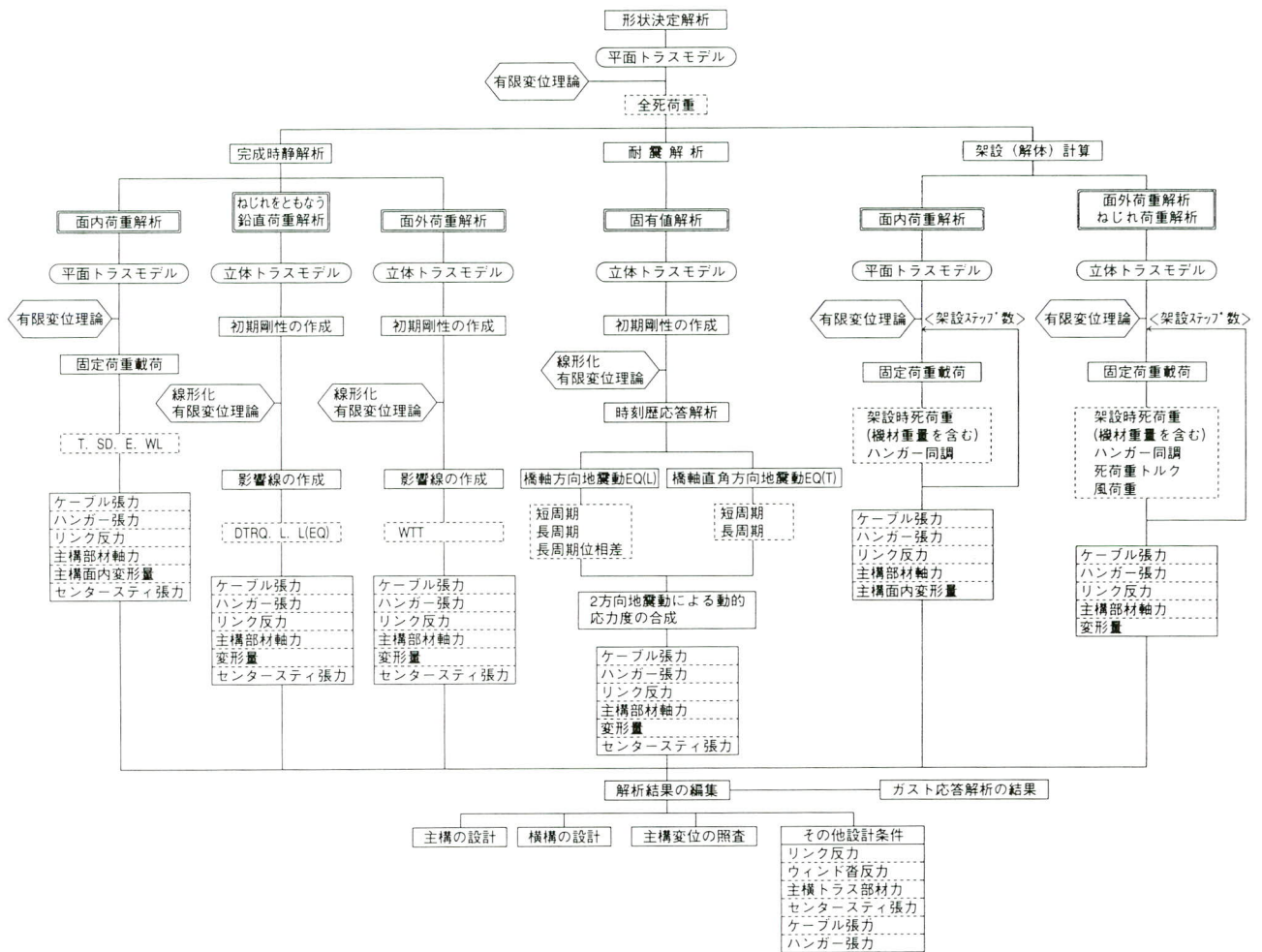


図-3 主構設計フローチャート

表-2 荷重の組合せ

解析ケース	荷重の組合せ							備考	
完成系	荷重組合せ	割増係数	上下弦材	斜材	上下横構	ウィンド音	センターステイ	リンク	「上部構造設計基準」(89.4)による
	D+L	1.00			○				
	D+L+T+SD+E	1.00	○	○				○ ○	
	D+W	1.50				○	○		
	D+W+T+SD+E	1.50	○	○				○ ○	
	D+EQ	1.50				○	○		
	D+EQ+L(EQ)+T+SD+E	1.50	○	○				○ ○	
架設系	荷重組合せ	割増係数	上下弦材	斜材	上下横構	ウィンド音	ハンガー付属	リンク	架設突風時(U=26m/s)の荷重を考慮する(割増係数は1.50)
	ER(D+T)	1.25		○			○	○ ○	
	ER(D+T)+ER(W)	1.50	○	○		○	○	○ ○	
D : 死荷重 L : 活荷重(等価L荷重, B活荷重(L)) T : 温度変化(W以外は±30℃, Wは+15℃) SD : 支点移動 E : 製作架設誤差 W : 橋軸方向風荷重, 橋軸直角方向風荷重 EQ : 橋軸方向地震, 橋軸直角方向地震 L(EQ) : 地震時活荷重									

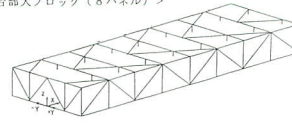
表-3 架設系解析モデル

荷重ケース	架設状態	解析モデル(理論)
架設常時	大ブロック地組み時	部分立体トラスモデル(微小変位理論)
	大ブロック吊り上げ時	〃
	大ブロック台船輸送時	〃
	大ブロック吊り曳航時	〃
	大ブロック架設時~サイクル開始時	全橋立体トラスモデル(有限変位理論)
架設暴風時・突風時	サイクル架設~閉合架設時	全橋平面トラスモデル(有限変位理論)
	サイクル架設~閉合架設時	全橋立体トラスモデル(有限変位理論)

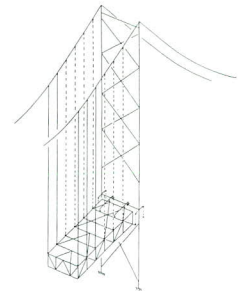
< 塔付部大ブロック(6パネル) >



< 塔台部大ブロック(8パネル) >



部分立体トラスモデル



全橋立体トラスモデル

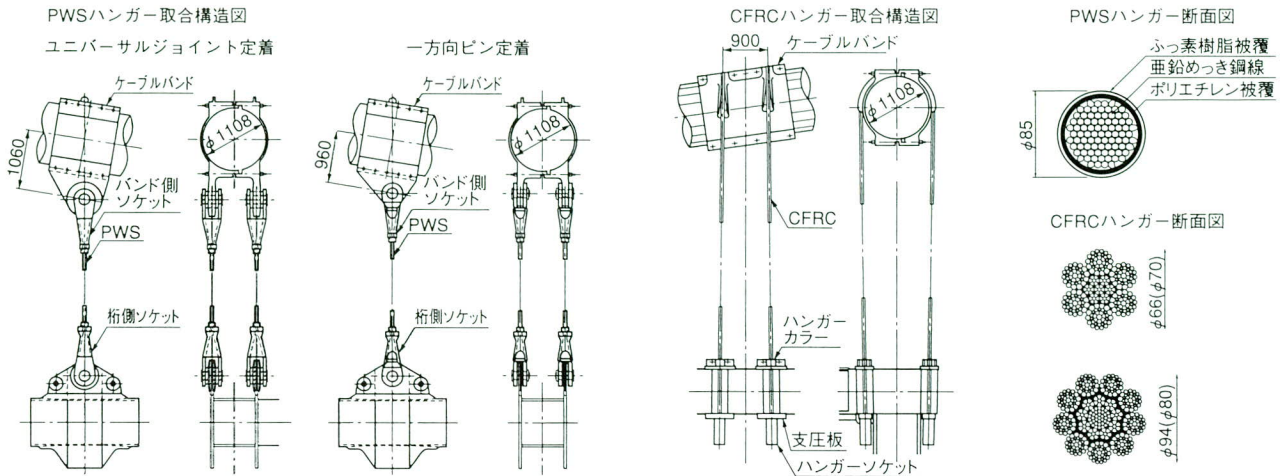


図-4 ハンガー定着部の種類

の自重による曲げモーメントや、下弦材で常時における外面作業者荷重による曲げモーメントなどを考慮した。

なお、格点剛結による2次応力は、検討の結果、許容応力度の10%以下であったため無視した。

6) 変位の照査

常時における鉛直変位は、中央径間中央で上向きに5m、下向き8mに達するが、航路限界を侵さないことを確認した。

(2) ハンガー定着部の設計

ハンガー定着構造は、完成暴風時の橋軸直角方向のハンガー傾斜角により以下のように適用した(図-4)。

① PWSハンガー+一方方向ピン定着

ハンガー長が長く、傾斜角が 4.5° 以下の範囲

② PWSハンガー+ユニバーサルジョイント定着

ハンガー長が比較的短く(15m以上)、傾斜角が $4.5^\circ \sim 7.5^\circ$ の範囲

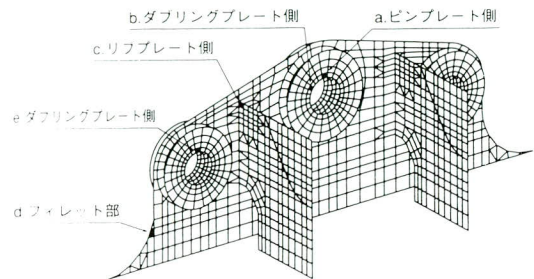
③ CFRCハンガー+支圧定着

ハンガー長が短く、傾斜角が 7.5° を超える範囲

ハンガー定着部の設計は、3方式とも簡易計算により構造寸法を決定した後、応力集中の影響を考慮するため板要素を用いた立体FEM解析で照査した。解析結果はVon Misesの相当応力度で評価した。許容応力度は、完成常時では降伏応力度の0.8倍、完成暴風時、架設時(常時、突風時、暴風時)では降伏応力度とした。

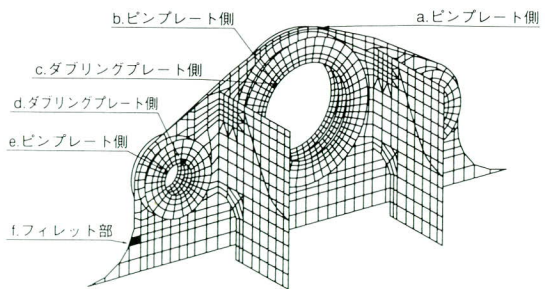
1) PWSハンガー定着部

図-5、図-6にFEM解析結果を示す。支圧応力度が支配的な箇所は、ヘルツの許容応力度(8,000kgf/cm²)以下とした。鉛直荷重は、ピン中心より 90° の範囲で余弦



荷重組合せ ケース	載荷荷重 (tf, tfm)			着目要素の相当応力度 (kgf/cm ²)				比較する応力度 (kgf/cm ²)	
	鉛直力	水平力	曲げ	a(e)	b	c	d		
本 設 用	完成系常時	128	—	—	1,691	1,453	59	—	2,720
	完成系暴風時	129.7	9	6.6	2,268	2,595	3,003	—	3,400
	架設系常時	253.5	—	—	3,343	2,872	116	—	3,400
	架設系突風時	298.8	20	—	4,449	3,749	1,480	—	(8,000)3,400
架 設 用	架設系暴風時	157	17	—	2,828	2,352	1,409	—	3,400
	架設系常時	152.7	—	—	(1,993)	—	—	1,250	3,400
	架設系突風時	152.3	11.4	—	(2,644)	—	—	2,313	3,400
	架設系暴風時	137.0	27.5	—	(3,294)	—	—	3,332	3,400

図-5 PWS一方方向ピン定着部FEM解析結果



荷重組合せ ケース	載荷荷重 (tf, tfm)			相当応力度 (kgf/cm ²)			許容応力度 (kgf/cm ²) SM570材	
	鉛直力	水平力	曲げ	a(d)	b(e)	c(f)		
ユ ニ バ ー サ ル ジ ョ イ ン ト 定 着	完成系常時	136	—	—	1,679	1,475	1,476	3,520
	完成系暴風時	163.6	21.5	—	2,384	1,821	1,999	4,400
	架設系常時	268	—	—	3,309	2,906	2,908	4,400
	架設系突風時	295.6	16	—	3,921	3,232	3,369	4,400
本 設 用	架設系暴風時	140.9	29.7	9.1	2,504	1,656	2,236	4,400
	架設系常時	160.2	—	—	(2,091)	(2,118)	(1,345)	3,520
	架設系突風時	162.7	8.8	—	(2,599)	(1,980)	(2,123)	4,400
	架設系暴風時	124.0	28.6	—	(3,524)	(1,321)	(3,610)	4,400

図-6 PWSユニバーサルジョイント定着部FEM解析結果

分布とした。ユニバーサル定着部は、ハンガー長が短い
ため、製作・架設誤差によるハンガー張力の増分(約6%)
も考慮した。

なお、すべての部位で支配的となった架設系の荷重条件は次項の架設時過応力対策を前提として算定したものである。

2) CFRCハンガー定着部

同形式は実績が豊富であるが、以下の特徴を考慮した。

暴風時の傾斜角(最大約20度)に対しては、ハンガーカラーの曲率を2種類組合せて対応した。ケーブル側と桁側の定着間隔の違いおよび縦断勾配(最大3%)により完成死荷重状態でも傾斜角が生じ、ロープがハンガーカラーに接するため、大きい方の曲率をケーブルバンド外径と同じR600mmとした。支圧板は、人力にて扱うことが不可能な重量になったため、工場出荷時に取り付け、現場定着時に正規の位置にスライドさせる方式とした。前例のない太径ロープ(最大径94φ)を用いたこと、ならびにガセット孔に差込むため従来のような分割構造にできず一枚物にしたことが、重量増の要因である。

4. 架設時過応力対策

(1) PWSハンガーロープの角折れ対策

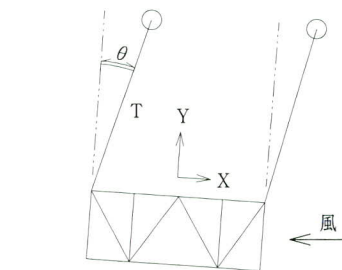
PWS(平行線)はロープ特性としては従来のCFRC(より線)よりも優れたものが多いが、角折れにより大きな曲げ応力が発生する。さらに、本橋のように1格点に2本、橋軸直角方向に配列すると、横荷重による変形で張力が不均等になる。架設先端部では、完成系に比べ変形も張力レベルも格段に大きいため、ロープの過応力、ハンガー定着部ピンプレートへの影響を緩和すべく以下の方策を採った。

1) 不均等力・曲げを考慮したハンガーロープ応力の算定(図-7)

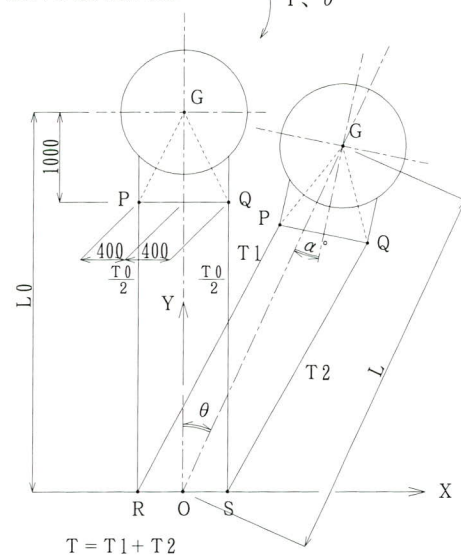
橋軸直角方向変形時のハンガー張力Tおよび角折れ量θの算出は全橋立体解析によった。ハンガーを2本でモデル化すると、主ケーブルにねじりが入るため主ケーブルを軸力部材と仮定した計算ができないことから、1格点1本のシングルハンガーモデルで算定した。不均等力を評価した各ロープの張力は、全橋解析の結果と下記に示す仮定をもとに、幾何学的な釣合状態より求めた。

- ① ケーブルのねじり剛性は0とし、変形後のケーブル中心Gでのモーメントが0となり釣り合う。

全体系解析



幾何学的な釣り合い状態



- ・格点
P、Q: ケーブルバンドのハンガー定着点
R、S: 補剛桁ピン定着点
G: ケーブル中心点

図-7 PWSハンガー不均等力の算定要領

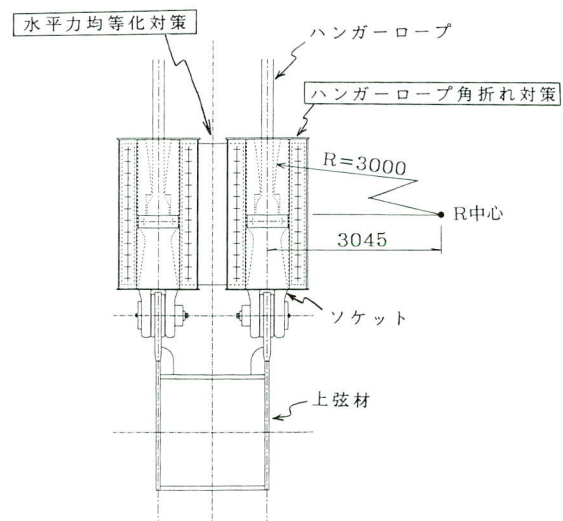


図-8 PWSハンガーロープ過応力対策

② ハンガーロープ両端の回転拘束はないものとする。

2本の合計張力(T1+T2)が全橋解析の張力Tと一致するまで、ケーブル回転角 α 、ハンガー格間長Lをパラメータとして収束計算を行った。

ハンガーロープ曲げ応力 σ_M の算出は、折れ角 θ 、軸応力 σ_T 、ヤング率Eより、ワイアットの理論式に曲げ実験による低減係数($\beta=0.6$)を乗じ下式により求めた。

$$\sigma_M = 2 \times \theta \times \sqrt{\sigma_T \times E} \times \beta$$

架設暴風時の設計基本風速 $U_{10}=37\text{m/s}$ に対する照査の結果、架設先端部のハンガーロープが軒並み過応力となること、FEM解析を通じて同定着部ピンプレートに過大な面外変形(板曲げ状態)が生じることが判明した。

2) 架設暴風時ハンガーロープ角折れ対策(図-8)

現地に設置された垂水観測塔における過去20年間の観測データより、基本風速で想定するレベルの風は、事前の予測が可能な台風に限定された。架設状態によりハンガー張力の変動が小さくないこと、ロープの曲げ応力が軸応力に比例することから、先端のハンガー張力が最小となる状態で台風待機するものとした。

さらに、ハンガーロープ曲げ応力は、極端な角折れを防ぐためラッパ状のガイドをソケット部に取り付け緩和するものとした。ガイドの曲率はロープ被覆部の許容面圧より決定した。角折れが大きいのは架設先端部に限られることから、順次盛り替え可能な構造とした。

定着部ピンプレートの板曲げには増厚が効果的であるが、ソケットの形状変更を要し、ピン孔加工も難しくなるため、前記のガイドを1格点内で剛結するものとした。これには不均等力のうち水平分力を均等化するほか、ソケットの転倒防止も期待した。水平力の作用位置が高くなる分増える偏心モーメントは、偶力による付加鉛直力として定着部設計時に考慮している。

図-10に架設先端部ハンガー傾斜角の推移と上記対策の必要な範囲を示す。

3) 架設突風時の設定

既往の観測データおよび過去の実績などを勘案した設計基本風速 $U_{10}=26\text{m/s}$ を架設突風時として設定し、別途照査した。架設暴風時を台風に限定し、ハンガー張力を低減して台風待機することにしたため、ハンガー張力最大時に迎える予知し得ない風として補足したものである。PWSピン定着部は本ケースが決定ケースとなった。

(2) 架設初期の過大变形抑制対策

横荷重による架設初期の過大な面外変形を抑えるた

め、桁端部にストッパーとロープによる「過大变形抑制設備」を設けた(塔付き部のみ設置、橋台部は2パネル開放されるため不要)。主塔水平材上のストッパーと主構上弦材端部で風下側主塔方向への変形を制限し、風上側径間方向への移動は両者を結ぶロープによって弾性的に拘束するものである。図-11にその要領を示す。

許容する移動量が大きいほどハンガーの復元力を期待でき、拘束力を小さくできるが、ここではウィンド沓の設計移動量(完成系)を超えないよう、中央径間 $\pm 1,300\text{mm}$ 、側径間 $\pm 500\text{mm}$ に設定した。拘束力は約 $36000\text{tf}\cdot\text{m}$ (支点反力換算で 1000tf ほど)に及ぶが、主塔水平材の許容耐力を超えないことを確認した。

本装置はその変形抑制力の効く架設初期においては、前述のハンガー角折れ緩和にも寄与している。

(3) CFRCハンガーロープ間接引き込みによる影響

CFRC部は主ケーブルが低く補剛桁との間隔が狭いため、ロープを直接引込まず主ケーブルと補剛桁を引き寄せる「間接引き込み」が採用された(図-9)。

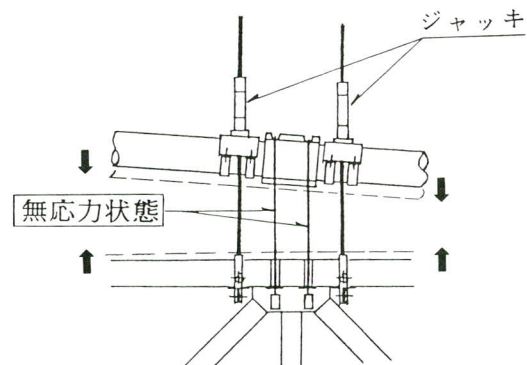


図-9 CFRCハンガー間接引き込み概要図

同方式採用に伴う設計上の留意点は以下の通りであった。

① 支圧板方式で無応力定着のため、ロープ定着時に過引込みを要する。

ロープ縮み量(最大値)+架設クリアランスとして合計 80mm 先端から3本目のハンガー部材を短くして解体計算を行った。主構斜材(圧縮部)を断面アップ、同(引張部)添接部の母材断面アップ、ボルト列数を増すこととなった。

② 引込み装置の設置位置が定着部から離れる分、定着部である上弦材トラス格点部に曲げモーメントが発生する。

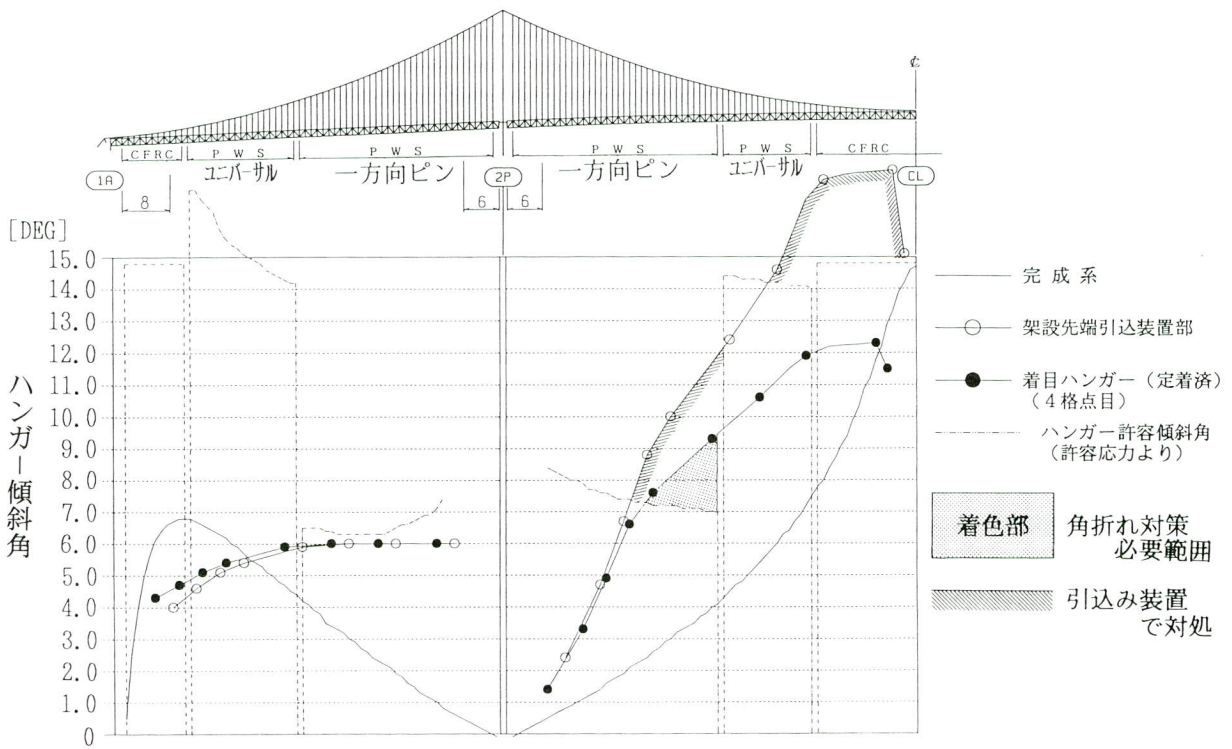


図-10 架設暴風時ハンガー傾斜角推移図

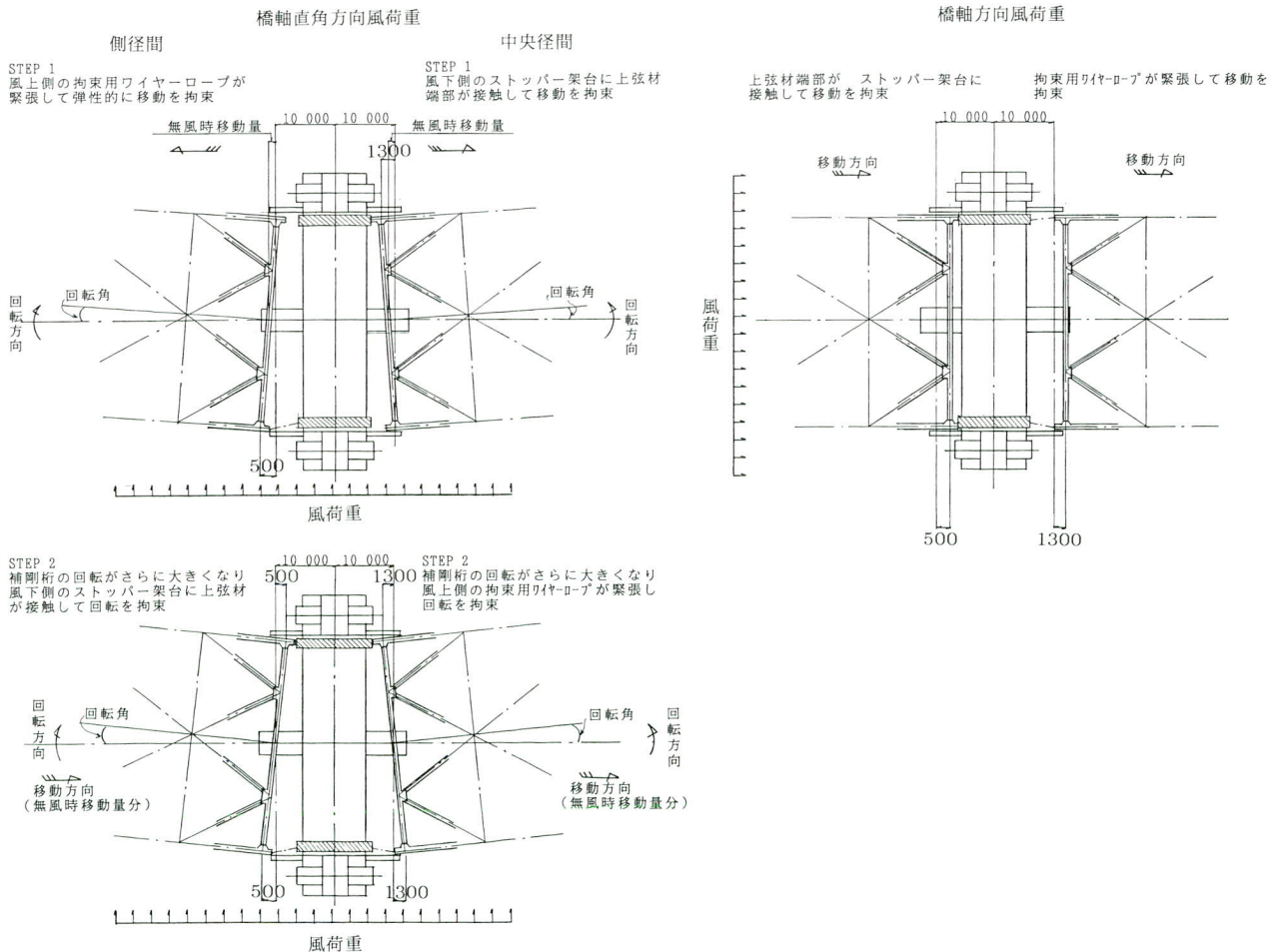


図-11 架設暴風時桁端拘束要領図

トラス格点部の設計に用いた解析モデルを引込み装置の位置まで拡大し、FEM解析で検証した。その結果より、応力集中の懸念がある垂直材ガセットの形状を変更した。

なお、上弦材は設計軸力が大きいため厚板で構成されており、曲げ強度もそれなりに大きく断面自体の補強は不要であった。

- ③ 上弦材に反力受け点（鉛直方向および水平方向）を設ける必要がある。

鉛直反力は上弦材の腹板で受けるものとした。グイアフラム下端が溶接されない3面溶接であるため、下フランジで反力を受けることがないように、確実に腹板のみで受ける構造として、断面補強も兼ねて格点部から引込み装置設置位置まで腹板高を50mm高くした。

この50mmは耐ラメラティア用に格点部のガセットが取り付く範囲で既に高くしていたものであり、それと一体化させることで完成後に残しても違和感のないように配慮した。水平反力用には、上弦材上面に定着金具を設けた。

- ④ 上弦材に同上反力による過大なせん断力が発生する。

発生するせん断流に対し、かど溶接部が片面すみ肉溶接だけでは足りず、両面溶接は困難なため外側に開先を設けて溶接した。

また、中央径間のセンターステイ設置区間では、ステイロープ定着ブラケットが干渉し、引込み装置位置が格点からさらに離れるため、全範囲に渡り腹板を50mm増高したうえ、主構上弦材と垂直材を剛結した。

ハンガー引き込み力が大きくなる「逐次剛結工法」においては、「間接引き込み」を採用する設計上のメリットは少ない。

(4) 橋台部2パネル開放の影響

側径間の架設では、橋台部に開放パネルを設け補剛桁の部材力（鉛直方向）を軽減した。開放部を設けない場合、架設先端のハンガー張力を許容値内に抑えるには調整格点数を増やすか、ハンガーの断面アップが必要になる。

一方、風荷重に対しては開放部を設けたことで吹き流し状態になり、前述塔付部のような干渉の問題は回避できた。ただし、作用する荷重が軽減できるわけではなく補剛桁に作用する荷重は、全てハンガーを介してケーブル、下部工へと伝えられる。ハンガー長が短い程、その傾斜角、作用力は大きくなる。ハンガーカラー固定ボル

トの増径（M24→M30）、ケーブルバンド（施工範囲外）の形状変更などにより対処した。

また、当該部分（橋台前の数パネル）は、固定点（スプレーサドル）に近く荷重偏載によるトルクの影響を受け易いこと、橋上クレーンによる架設部材の荷揚げ作業が長期にわたることなどから立体解析により評価した。最もトルクの大きくなるケース（先端のクレーンが西側の部材を架設し、後端の荷揚げクレーンが東側から部材を吊り上げる状態）を想定した結果、主構腹材には弦材並みの断面が必要となった。

5. あとがき

本橋は我が国の橋梁技術者にとって20世紀における夢のプロジェクトであり、数多くの先人から引き継がれた技術を基にしたひとつの集大成と考える。これに参画できたことを我々は誇りにし、本工事により得られた貴重な技術を今後の長大橋建設に生かして、より良いものを創造する努力を続ける必要がある。本報告は補剛桁断面の決定要因の一つである架設系の照査を中心に行ったが、今後の計画の一助となれば幸いである。

最後に、本工事にあたり御指導いただいた本州四国連絡橋公団第一建設局垂水工事事務所の方々をはじめ、関係各位に深く感謝しますと共に、御礼申し上げます。

<参考文献>

- 1) 保田, 平原: 明石海峡大橋補剛桁の耐風性 (中間報告), 本四技報Vol. 13, No. 52 (1989. 10)
- 2) 金崎, 大江, 井上: 明石海峡大橋補剛トラスの設計, 本四技報Vol. 19, No. 75 (1995. 7)
- 3) 河口, 福永: 明石海峡大橋補剛桁のバンド・ハンガー構造 (その1) 設計, 本四技報Vol. 18, No. 70 (1994. 4)
- 4) 金崎, 大江, 井上: 明石海峡大橋の道路床組の設計, 本四技報Vol. 19, No. 73 (1995. 1)
- 5) 保田, 河口, 大江: 兵庫県南部地震による明石海峡大橋の修正設計, 本四技報Vol. 20, No. 77 (1996. 1)
- 6) 本四公団: 上部構造設計基準・同解説 (1989. 4)
- 7) 本四公団: 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説 (1990. 2)
- 8) 本四公団: 吊橋リンク支承構造設計指針・同解説 (1989. 4)

1998. 10. 31 受付