

## 関西国際空港連絡橋(箱桁)の設計および 架設(モーメント連結工法)

西村 弘隆<sup>1)</sup> 鷲尾 修一<sup>2)</sup>

海上部に架橋される橋梁においては、フローティングクレーン (FC) による大ブロック架設が行われるが、一般的に、連続桁を大ブロック架設する場合には、その継手部の接合を容易にし、FCの開放を早く実施するために、大型のセッティングビームを接合部に用いて、先行の架設桁に荷重を預けるという、いわゆるヒンジ連結工法が採用されている。

しかしながら、この工法によれば、大型のセッティングビームが必要なことと、架設条件においては、架設系の応力で断面が決定されることも考えられる。

そこで、本報告では、あまり例のないモーメント連結工法 (吊り切りジョイント方式) で大ブロック架設を実施した、関西国際空港連絡橋の箱桁について、その工法を採用するに際して行った検討を中心に、設計概要を報告するものである。また、施工側で実施された耐風の問題についても紹介する。

### ま え が き

関西国際空港は、21世紀の国際社会における日本の西の玄関として期待されるべく、泉州沖に建設されている。

本空港は、泉州沖約5Kmの海上に埋め立てられる約511haの広さの人工島である。その空港と前島を結ぶ空港連絡橋は、全長3,750mにわたる道路・鉄道の唯一のアクセスとして、重要なものである。

連絡橋の中央部 (2,700m) 区間は、道路・鉄道併用のトラス橋で構成されているが、両端の取付け部は、道路・鉄道の線形、航空機の空域制限などにより、鋼箱桁橋で構成されている。

本報告では、当社が施工した空港島側に位置する、P4~P7間の道路橋 (西行き) の設計・施工について報告する。

### 1. 箱桁橋の概要

#### (1) 基本的な設計条件

P4~P7間の道路橋の設計条件を下記に示す。また、本橋の一般図を、図-1に示す。

形式：3径間連続鋼床版箱桁 (1-Box形式)

道路規格：第1種第3級相当

設計速度：80km/h

車線数：3車線

橋格：一等橋 (TL-20, TT-43)

支間：3@109m = 327m

有効幅員：13.500m

舗装：アスファルト舗装 t = 7.0cm

縦断勾配：3.5%~1.7%

横断勾配：2%~-2% 片勾配

水平震度：K<sub>h</sub> = 0.24

使用鋼材：SM50Y、SS41

鋼重：主構造 1969ton

付属物他 440ton

#### (2) 設計荷重

本橋梁の設計に用いた荷重を以下に示す。

##### ① 死荷重 (D)

舗装、鋼重、地震・高欄、防風壁、添架物および耐風安定板等の荷重を考え、死荷重全体として約10tf/mを載荷

##### ② 活荷重 (L) TL-20、TT-43

##### ③ 温度荷重 (T)

常時 基準温度20℃に対し±30℃ (伸縮装置、支承は±35℃)

地震時 基準温度20℃に対し±25℃

鋼床版の温度差 15℃

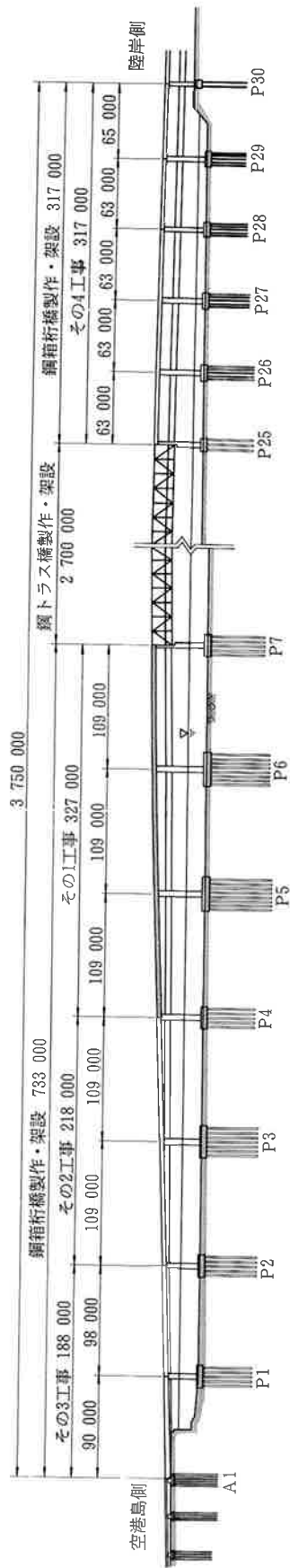
##### ④ 風荷重 (W)

暴風時 (活荷重無載荷時)

設計風速 V<sub>0</sub> = 71m/s

1) 大阪橋梁設計部設計一課係長 2) 大阪橋梁設計部設計一課課長

側面図



平面図

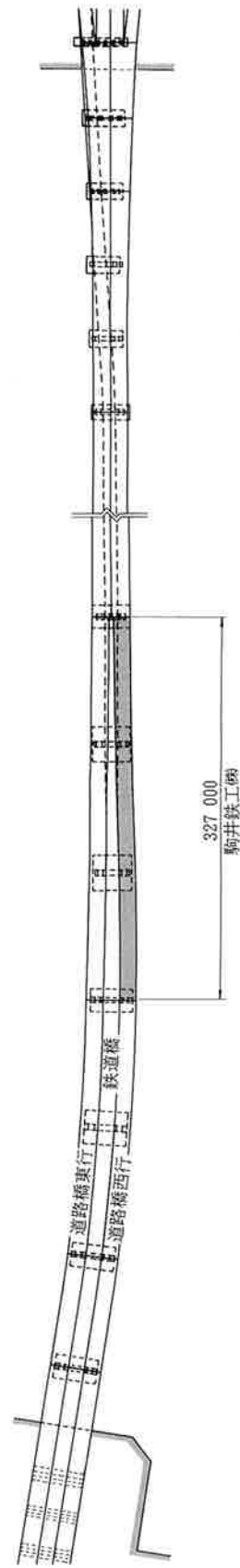


図-1 一般図

強風時（活荷重載荷時）

設計風速  $V_0 = 43\text{m/s}$

⑤ 地震荷重 (EQ)

水平震度  $K_h = 0.24$

⑥ 支点移動の影響 (SD)

支点沈下量  $\delta = L/1000$  L : 支間長

(3) 主構造の概要

1) 鋼床版・床組

鋼床版の設計は、デッキプレートとそれを補剛する縦リブとからなる鋼床版を、主桁と横リブによって支持された連続異方性版として取り扱うものとした。なお、主桁は無限に剛な支持辺とし、横リブは弾性支持辺とした。

鋼床版の解析方法は、箱桁腹板間、張出し部（ブラケット上）とも有限帯板法を使用した。また、横リブ、ブラケットの腹板のせん断応力度の照査は、阪神公団「鋼床版設計要領（案）」により行った。

2) 主 桁

主桁断面力は、横断方向のねじり荷重を考慮し、腹板位置を仮想主桁と見なす3本主桁として変形法により求めた。架設が、後述するモーメント連結工法による大ブロック一括架設を採用するため、断面は、完成系のみで決定し、大ブロック吊り上げ時の断面照査を行った。

箱断面形状は、腹板高4m、腹板間隔7mの1-BOXであるが、水平補剛材については、「空港連絡橋上部工設計要領（案）（昭和62年12月）」に基づいて3段設けることとした（表-1、2、図-2）。

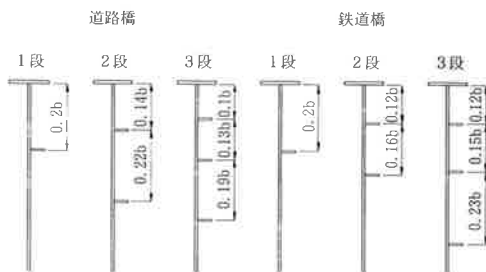


図-2 水平補剛材取付け位置

表-1 垂直補剛材間隔の照査式（水平補剛材3段使用時）

道路橋	$\frac{a}{b} > 0.58$	$(\frac{b}{100t})^4 \{ (\frac{\sigma}{67500})^2 + \{ \frac{\tau}{2410+610(b/a)^2} \}^2 \} \leq 1$
	$\frac{a}{b} \leq 0.58$	$(\frac{b}{100t})^4 \{ (\frac{\sigma}{67500})^2 + \{ \frac{\tau}{1800+810(b/a)^2} \}^2 \} \leq 1$
鉄道橋	$\frac{a}{b} > 0.5$	$(\frac{b}{100t})^4 \{ (\frac{\tau}{2900+540(b/a)^2})^2 \} \leq 1$
	$\frac{a}{b} \leq 0.5$	$(\frac{b}{100t})^4 \{ (\frac{\tau}{2170+720(b/a)^2})^2 \} \leq 1$

表-2 腹板幅厚比

項目	材 質			
		SS41	SN50 Y	SM58
水平補剛材 なし	道路橋	b/152	b/123	b/110
	鉄道橋	b/145	b/120	b/105
水平補剛材 1段	道路橋	b/256	b/209	b/188
	鉄道橋	b/250	b/250	b/250
水平補剛材 2段	道路橋	b/310	b/294	b/262
	鉄道橋	b/275	b/275	b/275
水平補剛材 3段	道路橋	b/370	b/370	b/330
	鉄道橋	b/340	b/340	b/340

※桁高4.0mでの最低値を  $t_w = 11\text{mm}$  で規定した。

3) ダイヤフラム

箱桁内に各種添架物が設置されるため、その通過経路を考慮して、端支点上ダイヤフラムのみを充腹形式とし、中間支点上および中間ダイヤフラムの形状はラーメン形式とした。

支点上ダイヤフラムは、鋼道橋橋設計便覧に基づき計算を行った。

中間ダイヤフラムは、箱桁の断面変形にともなうそり応力度  $\sigma_{DW}$  が、許容応力度  $\sigma_a$  の5%以下となるような剛性をもたせるように決定した。そり応力度の算出方法は、横リブの剛性を評価したBEAMアナロジーによった。また、板曲げ応力度についても照査を行い、十分安全であることを確認した。

結果として、本橋での中間ダイヤフラムの板厚は  $t = 12\text{mm}$  を使用するものとした。

4) 現場継手およびブロック割り

現場継手については、デッキプレートの現場ならびに地組立場での継手、およびトラフリブの地組立場での継手には溶接を採用し、その他は、高力ボルト摩擦接合（防錆処理仕様M22 F10T）とした。

また、ブロック割りについては、最大部材長を約25mとし、工場製作における最大部材重量を約50tonとして決定した。

(4) 付属物の設計概要

箱桁橋の付属物標準配置を、図-3に示す。

1) 支承、耐震連結装置、伸縮装置

支承、耐震連結装置、伸縮装置の破壊に至るメカニズムを

伸縮装置の破壊→耐震連結装置の破壊→主桁桁端の衝突破壊→支承の破壊

という順序で考え、それぞれ移動量を決定した。また、移動量の決定に際しては、地震時の動的解析の結果をも考慮した。

支承は、ピボット (Fix) およびピボットローラー (Mov) 形式を使用し、材質はSCW49で、溶融亜

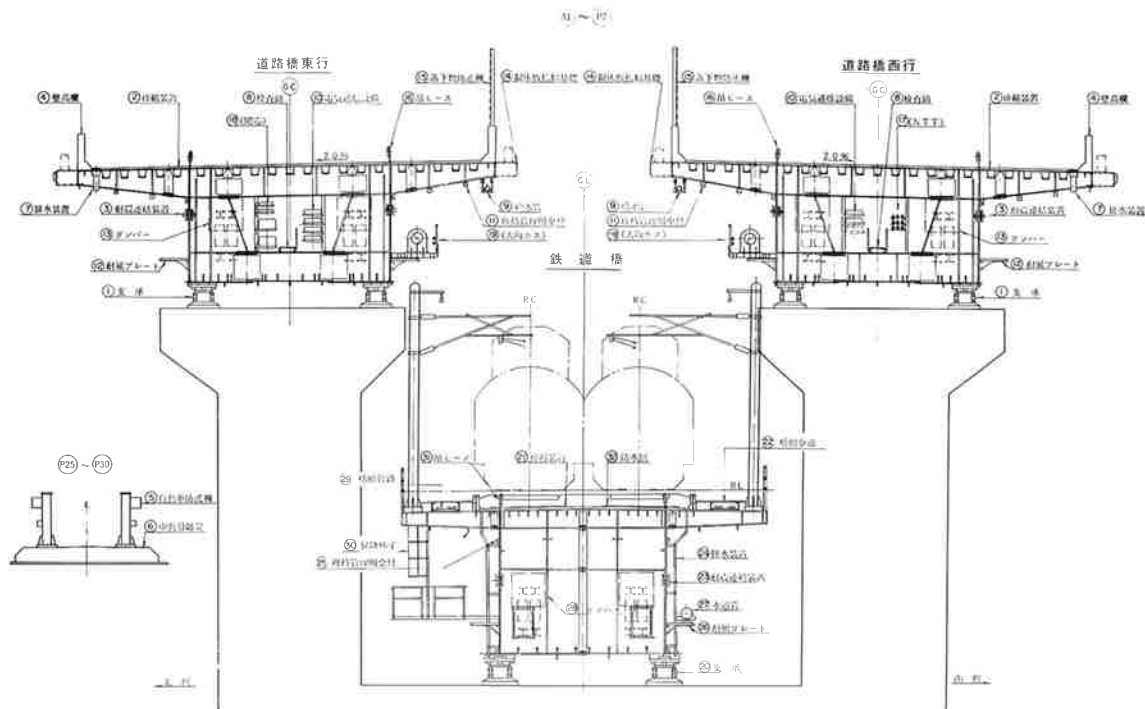


図-3 付属物標準配置図

鉛メッキ仕様とした。また、可動支承には防塵対策として、支承カバーを取付けた。

耐震連結装置は、リンク方式のタイプを採用した。

伸縮装置は、ダクティル製フィンガー形式を使用した。

### 2) その他の付属物

壁高欄、中央分離帯および自動車防護柵は、全て鋼製とし、設計速度  $V = 80\text{km/h}$  に対応する設計水平力として、一般部は  $H = 1.6\text{tf/m}$  を考えた。

また、電気通信設備は、照明、非常電話、トラックカウンター、スピーカー、および橋脚灯などがあり、その設備のための配管、プルボックス、ケーブルラック等を設置した。

以上の他には、排水装置、桁内検査路、給水管、維持管理用金具および梯子などの付属物を設置した。

### 3) 添架物

添架物としては、NTTの通信ケーブルと大阪ガスの400Aガス管が設置された。

## 2. 耐風設計

### (1) 概要

空港島側箱桁橋は、支間長が100m程度であるが、本橋梁が、海上に位置すること、さらに道路2橋と鉄道1橋の相対位置が橋軸方向で連続的に変化する並列橋であるため、耐風安定性が懸念された。そこで、施

主側で風洞試験を行い、その結果に基づいて動的耐風設計がなされた。

風洞試験の結果、風速40m/s付近から発生する発散的なギャロッピング振動と、低風速での渦励振振動も比較的大きな振幅に発達する可能性があることが認められた。

そこで制振対策が施されることになったが、様々な検討の結果、対策としては、

- ① 高風速域に対しては、ギャロッピングを低減することのできるプレートを、腹板の下方に設置する。
- ② 低風速域に対しては、渦励振を低減するために、架設時の対応と経済性を考慮して、フラップとスカートを設置した場合と同じ効果が得られるダイナミックダンパーを設置する。

ものとした。

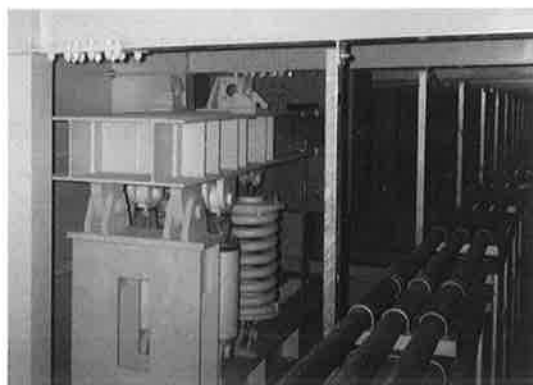


写真-1 ダイナミックダンパー

(2) ダイナミックダンパー (写真-1)

ダイナミックダンパー (以下D/Dと称す) が橋梁の振動を止める際の原理を、図-4に示す。D/Dの性能については、橋梁固有の対数減衰率を $\delta = 0.06$ と考え、目標 $\delta = 0.10$ 程度を確保するよう付加対数減衰率 $\Delta\delta = 0.04$ で設計されている。

D/Dの設置位置を、概略図および主要諸元を、図-5、6、表-3に示す。

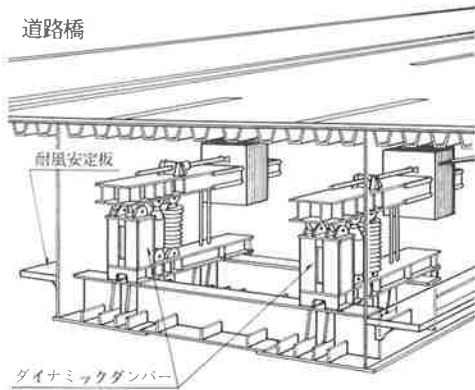
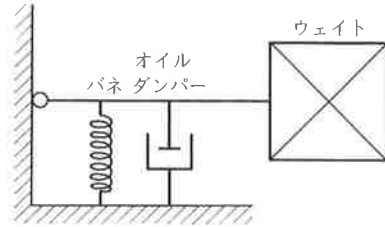


図-6 耐風安定化対策概略図

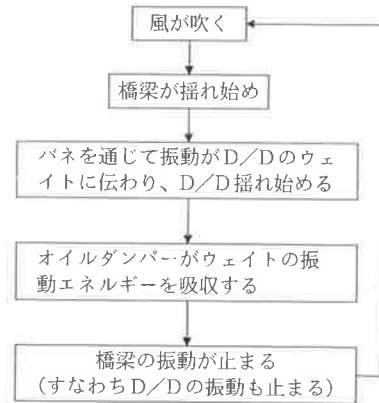


図-4 D/Dの原理

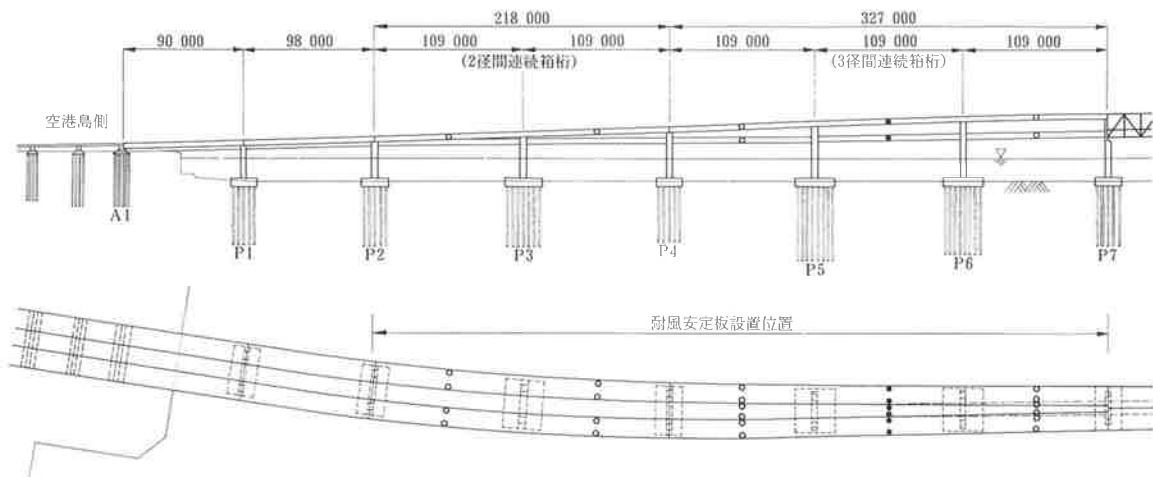


図-5 耐風安定化対策設置位置図

- 1次、2次用ダンパー
- 3次用ダンパー

表-3 ダイナミックダンパーの主要諸元

	3径間道路桁1, 2次	3径間道路桁3次	3径間鉄道桁1, 2次	3径間鉄道桁3次	2径間道路桁1, 2次	
外形寸法(m)L×B×H	5.0×1.24×2.5	5.0×1.17×2.5	5.0×1.22×2.5	5.0×1.17×2.5	5.0×1.24×2.5	
重り重量(tf)	7.5	8.0	10.5	8.0	7.5	
コイルバネ(kgf/cm)	約800×2	約800×2	約950×2	約950×2	約800×2	
油圧ダンパ(kgf・s/cm)	約680×2	約750×2	約740×2	約750×2	約680×2	
D/D重量(tf)	約13.5	約14.0	約16.5	約14.0	約13.5	
設置数(計26台)	8	4	4	2	8	
架設系	桁固有振動数(Hz)	0.85~1.10	1.61~1.65	1.12~1.36	2.00	0.82~1.24
	D/D振動数(Hz)	0.86	1.40	1.08	1.66	0.85
	付加対数減衰率	0.04以上	同左	同左	同左	同左
完成系	桁固有振動数(Hz)	0.76~0.98	1.42~1.46	0.85~1.04	1.50	0.72~1.24
	D/D振動数(Hz)	0.76	1.30	0.83	1.38	0.76
	付加対数減衰率	0.04以上	同左	同左	同左	同左

注) (1) 架設系と完成系のD/Dは同一とし、ウェイト位置等を調整して振動数を規定値に合わせる。  
 (2) 付加対数減衰率を調整し確認するためには、振動実験が必要となる。(架設後、完成後各1回)

(3) 耐風安定板 (プレート) (写真-2)

耐風安定板の作用荷重としては、風速60m/sでの幅1.1mのプレートに対する風洞試験結果より、プレート基部に作用するモーメントが、 $M = 0.450tf \cdot m/m$ として与えられていた。よって、この値を補正して、設計荷重を求めることにした。

本橋においては、自励振動の限界風速を設計風速の1.2倍とし、 $71.3m/s \times 1.2 = 85.6m/s$ の風速と、幅1.0mのプレートに換算して作用モーメントを、 $M = 0.757tf \cdot m/m$ として設計した。これによりプレートにかかる力を計算すると、 $1.514tf/m^2$ となった。

構造詳細については、風洞試験との整合性を中心に考えるとともに施工性を配慮して決定した。主な事項は以下のとおりである (図-7)。

- ① 取付位置は、風洞試験と同様、主桁腹板下端より0.75m (鉄道では1.0m) とし、幅についても1.0mとした。
- ② 本体と耐風安定板の取付けは、施工性等を考慮して、ボルト止めを採用した。
- ③ 風を極力透過させないようにするため、主桁腹板との取合い部は、現場継手部も含めて密閉構造とした。
- ④ 大阪ガス添架側耐風安定板については、腹板の上方からは、ガス管および歩廊による取付け位置の制限を、腹板下方からは、①による制限を受けるため、耐風安定板の全厚を極力小さくするように配慮した。

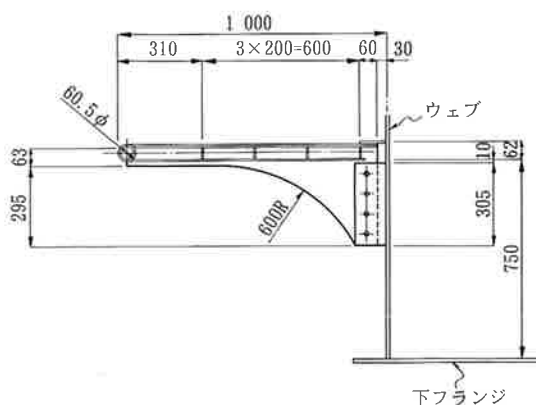


図-7 耐風安定板の構造

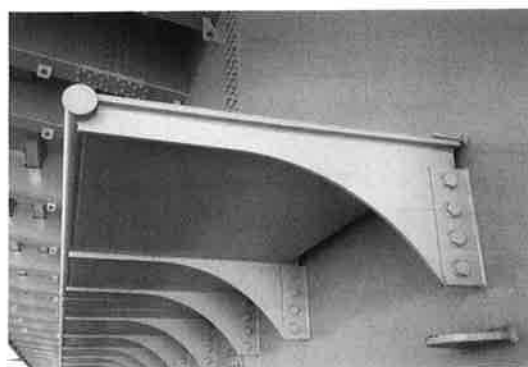


写真-2 耐風安定板

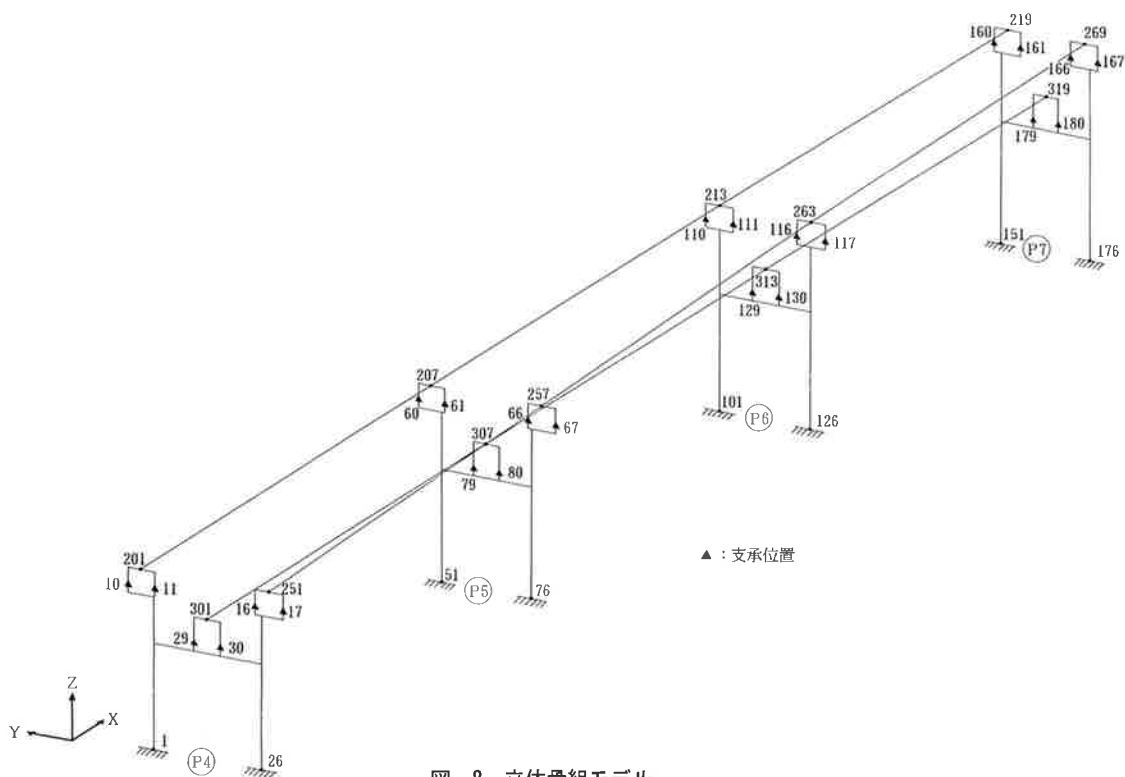


図-8 立体骨組モデル

### 3. 耐震設計

本橋の耐震設計は、他の連絡橋梁と同様に連絡橋の重要性から、静的耐震設計と動的耐震設計の両設計法にて照査するものとした。

(1) 静的耐震設計では、100年間に数回発生することが予想される地震による地震力（水平震度  $K_h = 0.24$ ）を想定し、許容応力度法を用いて設計を行った。

#### (2) 動的耐震設計

動的耐震設計では、最大応答値をCQC法（完全2次結合法）とSRSS法（2乗和平方根法）とで比較した結果、従来から文献等で報告されているような誤差は生じておらず、最大25%に収まった。よって、本橋梁では、CQC法を採用するものとした。解析は、立体骨組モデル（図-8）を用い、橋脚と一体でのモード解析を行った。

動的解析の結果は、支承設計に適用し、橋軸方向の水平力としては一支承線上の平均値を、橋軸直角方向の水平力としては支承直上の主桁の水平方向せん断力を、また、鉛直方向反力としては、一支承線上の平均値を用いるものとした。

### 4. 箱桁橋の架設

#### 4.1. 架設概要

##### (1) 架設方法

本橋は海上に架設される橋梁であり、地理的条件、施工性、安全性、および工期短縮を重視して、大型FCを用いた大ブロッカー一括架設工法を採用した。

架設においては、上層部に道路橋、下層部に鉄道橋が配置される2層構造となっていること、およびP7側では、トラス橋がすでに架設されていることを考慮して、図-9のような架設順序を決定した。

架設ブロック長は、P7側から127m、98m、102mの3ブロックで、架設重量は約1,070t、800t、810tとなり、全て2,200t吊りFCで架設することにした。

##### (2) モーメント連結工法

モーメント連結工法は、一般的によく採用されているヒンジ連結工法と違って、桁をFCにより吊り上げた状態で仕口を合わせ、無応力状態である継手部の高力ボルト締めを行うことにより、逐次剛結する方法である。各状態を、図-10に示す。

FC開放後は、継手部に連続桁としての所定の死荷重曲げモーメント、およびせん断力が発生する。モーメント連結工法による架設では、ヒンジ連結のようにFCの開放後、仕口部で全反力を負担、大ブロック

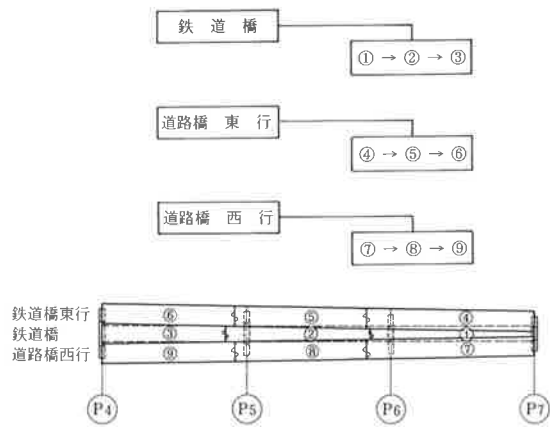


図-9 架設順序図

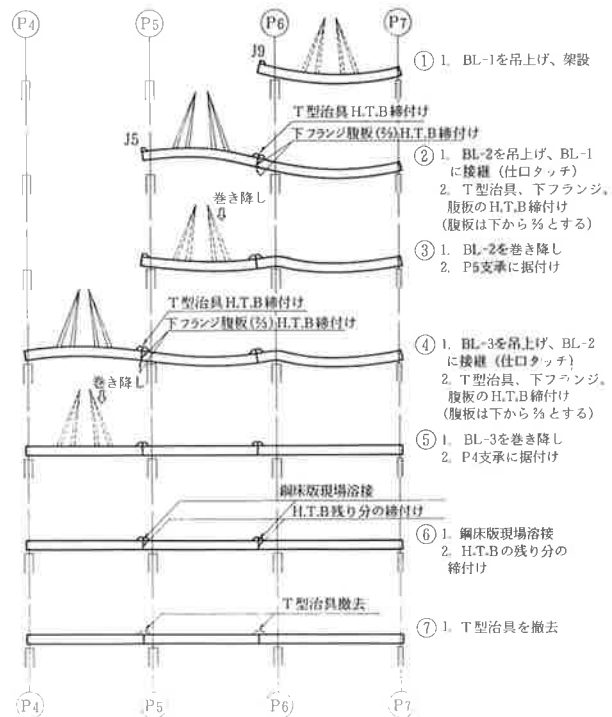


図-10 架設段階図

の仕口部の接合を容易にするために用いる大規模なセッティングビームが不要である。しかし、FCが動揺するなかで仕口を合わせることが困難であるという問題が発生する。また、鋼床版が溶接構造であるため、形状保持と鋼床版が溶接されるまで、鋼床版に代わって応力伝達をする部材が必要となってくる。

そこで、仕口合せを容易にするため、簡易なガイド金具を設置するとともに、鋼床版が溶接されるまでの応力伝達部材として、セッティングビームを用

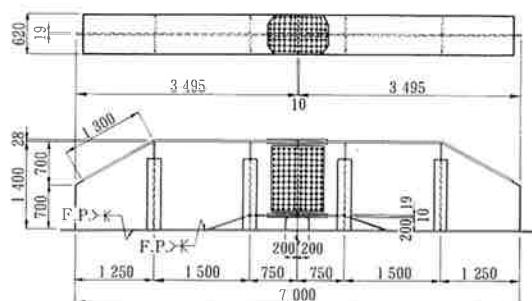


図-11 T型治具形状図

いずら仮連結治具（T型治具）を設けることにした（図-11）。

このモーメント連結工法を採用する上での問題点としては、

- ① 箱桁本体断面は、完成系のみで設計を行っているため、各架設段階での応力照査が必要。
- ② 大ブロックの連結部においては、FCで吊ったまま下フランジおよび腹板の高力ボルトの本締めを行うが、後で施工する鋼床版の現場溶接によって生じる残留応力（収縮による応力）を考慮して、腹板のボルトの先締め範囲を決定することが必要。
- ③ 仮連結治具（T型治具）の設計
- ④ T型治具の連結→鋼床版の現場溶接→腹板の高力ボルトの後締め→T型治具の撤去という手順の中での各部材の応力分布の変化の予測。
- ⑤ ④の応力分布の確認と完成系状態での安全性の確認。
- ⑥ FC開放を容易にするための部材取合い部の精度。

といったことがあげられる。

このうち①の項目については、各架設段階での発生断面力（応力）を完成系のそれと比較し、十分安全であることが確認できたが、②～④については、通常考えている梁理論の解析により計算を行い、FEM解析にてその確認を行った。

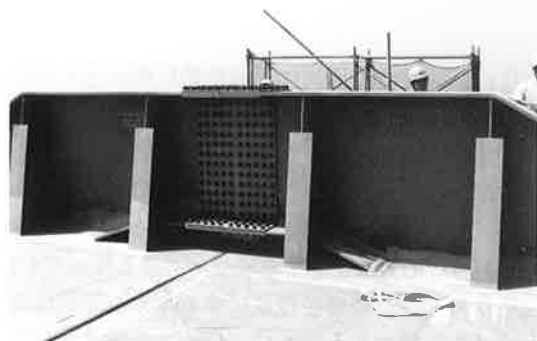


写真-3 T型治具

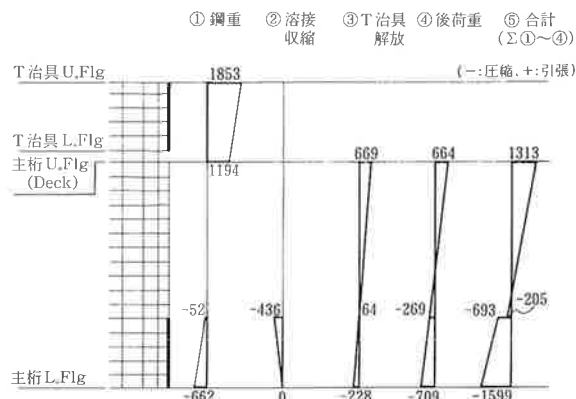


図-12 梁理論による腹板の応力度（先締めボルト $\frac{1}{2}$ ）

さらに⑥については、応力状態を確認するために、FC解析後にストレインゲージを用いて応力測定を行い、計算値の確認を行った。

また、⑥の問題については、T型治具の施工精度だけでなく、主桁、ブラケットおよび鋼床版すべての仕口部の調整（連結部材間の出入り）を地組立時に十分行うことで対処した。

## 4. 2. 連結部の設計

### (1) 梁理論での設計

#### 1) T型治具の設計（写真-3）

T型治具は、箱桁腹板上に溶接して取付ける構造であるが、設計は、架設系（鋼重載荷時）で発生する断面力に対して、主桁の下フランジと腹板の先締めボルト範囲、およびT型治具の断面が抵抗するものとして、通常の梁理論によって設計を行った。

荷重としては、不均等および衝撃などを考慮して15%増しを行い、架設時の許容応力度以下になるように断面を決定した。

ここで問題となるのは、腹板のボルトの先締め範囲であるが、一般的には、鋼床版の現場溶接によって生じる腹板の残留応力と高力ボルトに発生する付加応力を考えて、下フランジ側から腹板高の $\frac{1}{2}$ あるいは $\frac{2}{3}$ の区間のみ締めるのが良いと報告されている。本橋は、腹板高が4.0mあることから、腹板の下方から、 $\frac{1}{2}$ と $\frac{2}{3}$ の範囲を先締めするという2通りを考慮して有利な方を採用することにした。

#### 2) 鋼床版の現場溶接による残留応力度の算定

突合わせ溶接継手の溶接後の収縮量は、技報Vol.3<sup>9)</sup>で報告されているように、1溶接線あたり約2.0mmが妥当な数値である。

また、文献<sup>2)</sup>によれば、残留応力のピーク値として、継手中心点で腹板高の腹板の下方から $\frac{1}{2}$ 区間



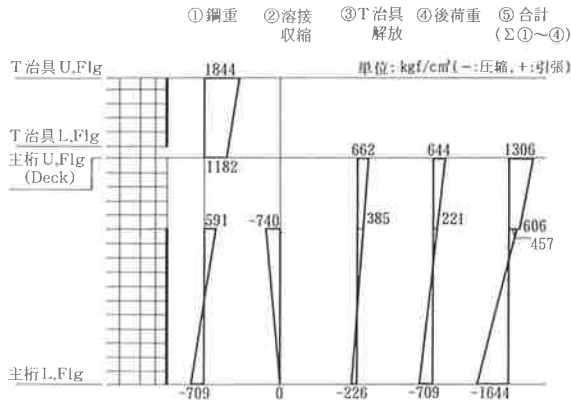


図-13 梁理論による腹板の応力度 (先締めボルト%)

を本締めすれば、約800kgf/cm<sup>2</sup>、 $\frac{2}{3}$ 区間であれば、約1,500kgf/cm<sup>2</sup>発生すると報告されている。そこで、文献<sup>2)</sup>と本橋との断面の関係から応力補正を行い、 $\frac{1}{3}$ 本締め時および $\frac{2}{3}$ 本締め時の本橋の残留応力を、各々436kgf/cm<sup>2</sup>、740kgf/cm<sup>2</sup>と仮定した。

3) T型治具の撤去による応力度の算出

T型治具の撤去は、鋼床版の現場溶接およびU-Ribと腹板の高力ボルトをすべて本締めした後に行うため、完成系の主桁断面として、応力計算を行った。梁理論によって計算した腹板の応力度を、図-12、13に示す。

(2) FEM解析

梁理論および文献等から推測した応力度の照査と腹板の高力ボルトの先締め範囲の適否を照査・検討するため、有限要素法 (FEM) による解析を行った。解析は、腹板のボルトの先締め範囲を決定するため、立体モデルを用いた。また、T型治具構造の応力検討のため、平面モデルを補足的に適宜用いた。

1) 解析モデル

① 平面解析

3径間連続の全体モデルを考え、大ブロック継手J5とJ9の2箇所のうち断面力の大きいJ5

に着目し、J5の継手中心をはさんで両側16mの範囲について、図-14に示すメッシュ割りを行った。

主桁とT型治具の腹板の要素は板厚入力とし、上下フランジ、上下縦リブ (U-Rib、PL-Rib) およびT型治具フランジなどは線材扱いとし、有効幅内の断面積を入力した。J5をはさんで、両側16mを超える部分は、有効幅を考慮した剛度および断面積を有する線材扱いとした。入力は、すべて1腹板当たりで行った。

② 立体解析

大ブロックの継手部から応力が伝達されると考え、継手部を固定点とする片持梁の系 (図-15) を抜き取り解析に用いるものとした。

片持梁の長さは、腹板高の4倍 (4 × 4.0m = 16.0m) 程度と考え、また、鋼床版の張出し長を左右同一と考えて、対称条件から、断面方向には2分の1モデルとした。上下縦リブは、断面積のみの線材扱いとし、その他は板厚入力とした。また、補剛材とダイヤフラムの影響は、考えないものとした。

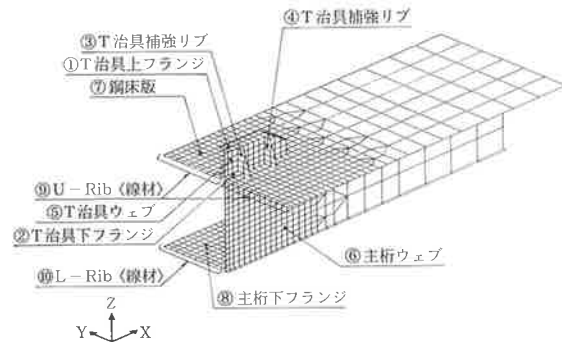


図-15 立体解析モデル

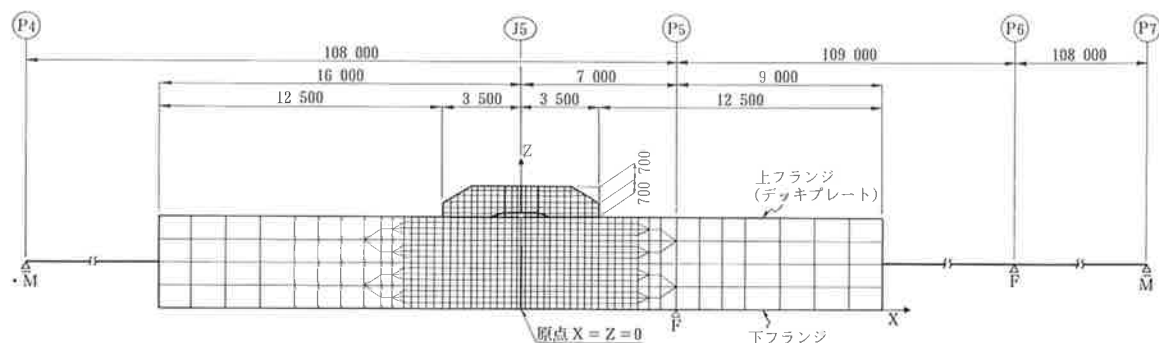


図-14 平面解析モデル

2) 荷 重

荷重ケースは、平面、立体解析ともに表-4に示す4ケースを基本ケースと考えた。

① 鋼重載荷-モーメント連結時 (FC開放後) の応力状態として、鋼重を考えた。

鋼重の荷重方法としては、平面解析では、鋼自重を全載荷し、立体解析では、鋼自重載荷時のJ5の発生断面力と一致するように、主桁腹板上に等分布荷重、モデル自由端の剛体重心に集中荷重およびモーメントを載荷した。

② 溶収縮-鋼床版の現場溶接による収縮を考慮して、平面、立体解析ともに、鋼床版の溶接線に沿った要素に温度変化荷重を入力するものとした。入力値は、溶接による収縮量を2.0mm (片側1.0mm) とし、次式により求めた。

$$\delta = \alpha \times \lambda \times \Delta T$$

$\delta$ : 溶収縮量 (片側1.0mm)

$\alpha$ : 線膨張係数 ( $12 \times 10^{-6}$ )

$\lambda$ : 溶収縮 (温度変化) の影響範囲

(メッシュ割りの関係から200mmとする)

$\Delta T$ : 温度変化量

表-4 FEM解析時荷重ケース

ケース名	形 状	連結状態	断面力 (J5上1腹板当り)
CASE-① (鋼重)		<ul style="list-style-type: none"> <li>T治具</li> <li>Web高の3/4</li> <li>L-Flг</li> <li>L-Flг Rib</li> </ul>	$M = -3550 \text{ tf}\cdot\text{m}$ $S = 249 \text{ tf}$ $MT = 15 \text{ tf}\cdot\text{m}$ T治具に反力R1が発生
CASE-② (溶収縮)		同上	温度荷重 $-417^\circ\text{C}$ (溶接線をはさみ、片側200mmずつ) T治具に反力R2が発生
CASE-③ (T治具開放)		<ul style="list-style-type: none"> <li>Deck溶接</li> <li>U. Rib</li> <li>Web全て</li> <li>L-Flг</li> <li>L-Flг Rib</li> </ul>	T治具に反力R1+R2を作用させる。
CASE-④ (後荷重)		同上	$M = -3050 \text{ tf}\cdot\text{m}$ $S = 211 \text{ tf}$ $MT = 323 \text{ tf}\cdot\text{m}$
CASE-⑤	CASE ①+②		
CASE-⑥	CASE ①+②+③		
CASE-⑦	CASE ①+②+③+④		

$$\Delta T = \frac{\delta}{\alpha \cdot \lambda} \text{ より、} -417^\circ \text{ とした。}$$

③ T型治具撤去-T型治具の切断を想定して、①、②により発生するT型治具の反力を作用させるものとした。

④ 後荷重載荷-完成系の断面を考慮して、舗装と支点沈下の荷重および活荷重を載荷した。

平面解析時は、J5に着目した時の各荷重を、立体解析時は、後荷重を集中荷重とモーメント荷重に置換してモデル自由端に載荷した。

3) 解析結果

図-16~18に全ての解析結果を示す。

解析結果について説明すると、

鋼重載荷ステップでは、T型治具下方の切欠き(スカーラップ)部に大きな垂直応力とせん断応力が発生している。また、局部的に応力集中がみられる。

鋼床版の現場溶接後の収縮によるケースについては、収縮影響範囲のメッシュ(200mm区間)を無視するものと考えれば、特に問題となる応力の発

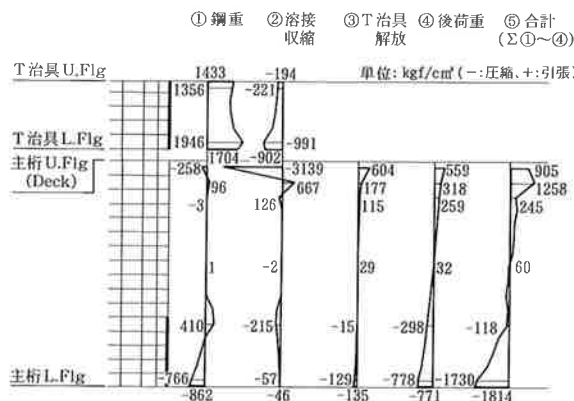


図-16 立体FEM解析による腹板の応力度 (先締めボルト1/3)

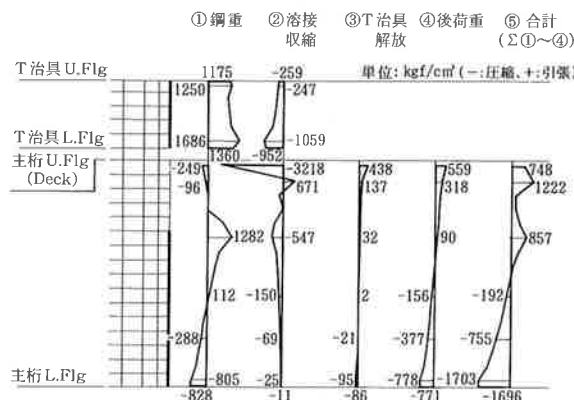


図-17 立体FEM解析による腹板の応力度 (先締めボルト3/3)

生はみられない。また、T型治具の撤去ステップでも応力超過などの問題はみられない。

ここで、腹板の高力ボルトの先締め範囲であるが、上記の解析結果を考慮して、鋼重載荷ステップで、T型治具の応力レベルの低い%区間の先締めを行うことに決定した。

### 4. 3. 応力測定ならびに溶接収縮量の測定

#### (1) 応力測定 (写真-4)

計算値の確認を行うために、応力測定を実施した。

応力測定は、J5部分の継手付近に、図-19のようにストレインゲージを配置して行った。ストレインゲージは、3軸ゲージと1軸ゲージを使用した。

測定は、全ブロック架設後の鋼重載荷時を0として、現場溶接完了後とT型治具撤去後に行った。また、撤去後のT型治具の応力測定を行うことにより、鋼重載荷時に導入されていたT型治具内の応力を算定するものとした。

応力測定の結果としては、板曲げによる応力を無視して考えれば、以下のようになった。



写真-4 応力測定

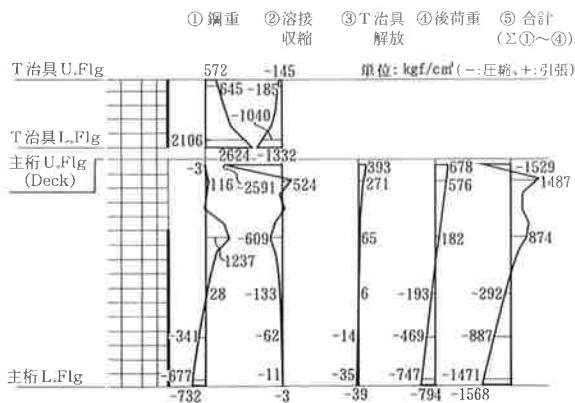


図-18 平面FEM解析による腹板の応力度 (先締めボルト%)

鋼床版、腹板および下フランジとも応力値は異なるが応力分布の傾向は、計算値と一致していると考えられる。また、T型治具部の鋼重載荷時の応力状態であるが、撤去した治具の応力から逆算してみると、梁理論に近い応力分布形状になることがわかった。

#### (2) 溶接収縮量の測定

計算では、溶接収縮量を2mmと仮定したが、実際の収縮量を確認するため、本橋の鋼床版の溶接による収縮量の測定を行った。

測定は、一般に行われているように溶接線をはさんで長さ200mm、600mmおよび1,000mmのところに標点を設けて、断面方向には、図-20のような位置で測定を行った。

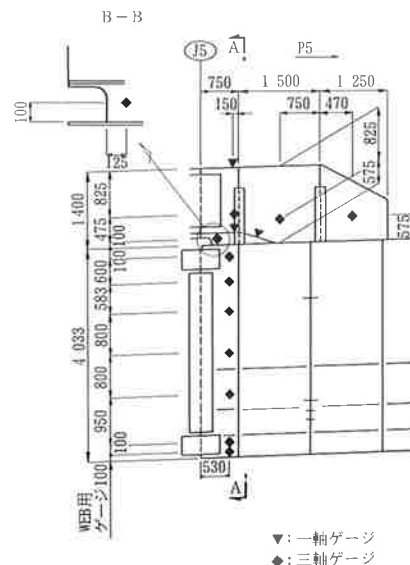
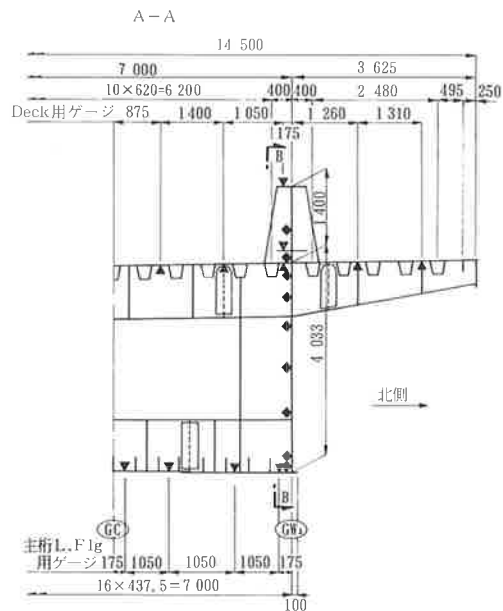


図-19 応力測定箇所

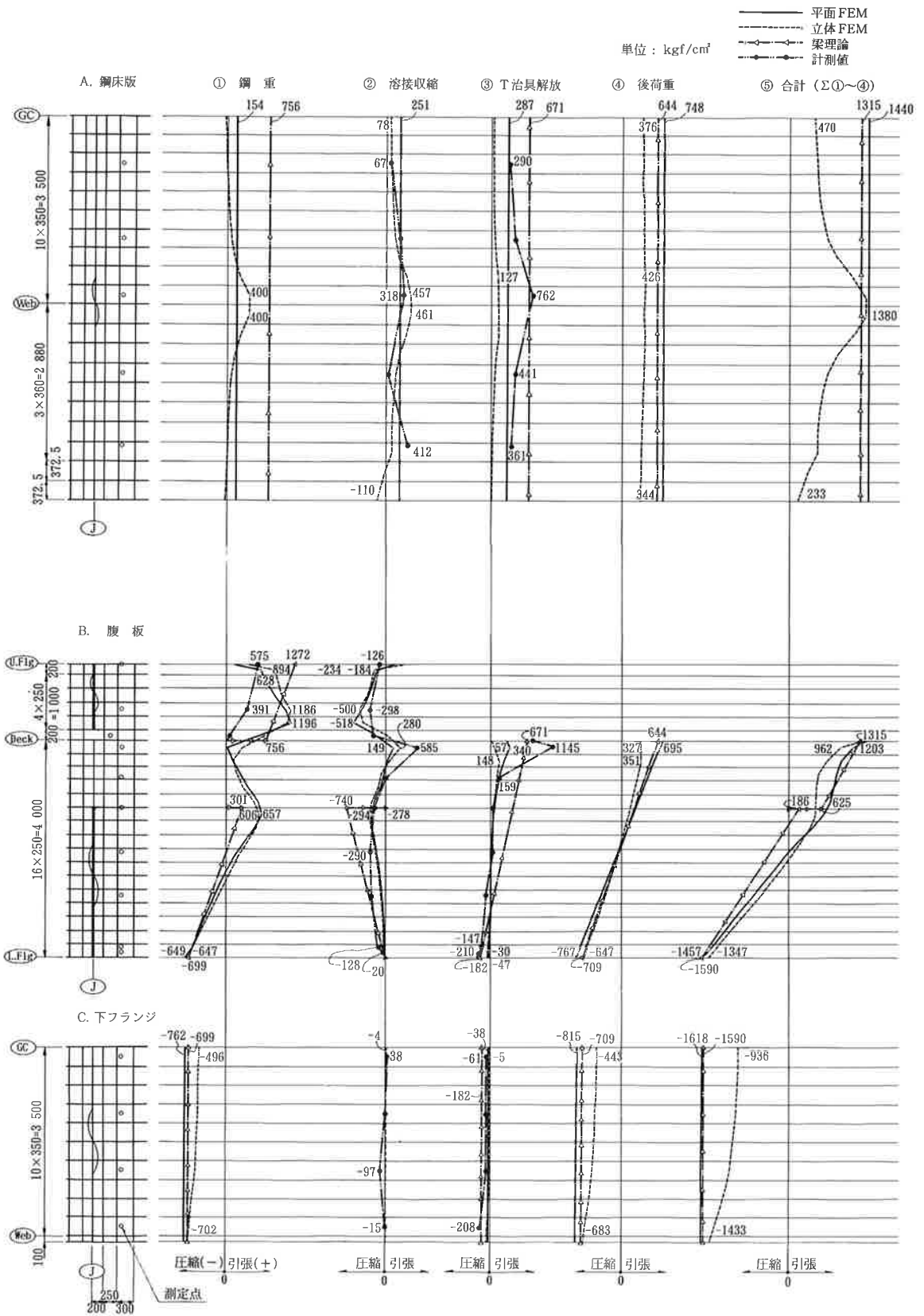


図-21 応力度の比較

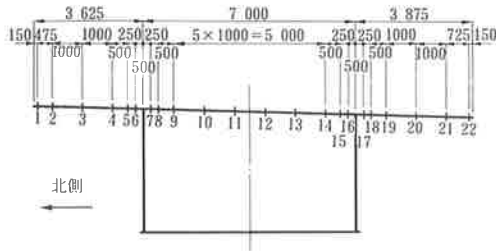


図-20 溶接収縮量の測定位置

表-5に、200mmの標点の測定結果を示す。計測値は、平均して約2.0mmであり、計算（仮定）値と一致している。

4. 4. 考察とまとめ

梁理論、平面FEM、立体FEMおよび計測値について、それぞれ鋼床版、腹板および下フランジの応力の推移を、図-21に示す。

鋼床版と下フランジについては、計算値と計測値

表-5 溶接収縮量測定結果

測点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
収縮量	1.8	2.1	1.8	2.0	1.8	1.9	1.7	2.0	2.0	2.3	2.1
測点	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
収縮量	2.3	1.8	1.7	1.6	1.5	2.0	1.7	1.5	1.4	1.5	1.6

とも、よく一致しており、一般的な結果となった。腹板については、T型治具の上フランジ側がFEMの結果のみが異なっているが、応力分布の傾向としては、計算値と計測値に近い値となっていることがわかる。

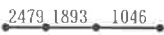
次に、鋼床版の現場溶接に伴う先締め高力ボルトへの影響であるが、計測値から判断すれば、上側については、全く問題がなく、逆に下側の最遠ボルト部で応力が増える傾向になっており、この部分の方に安全性の確認を行う必要が生じている。

以上の結果をまとめてみると、以下のことがわかる。

- ① モーメント連結工法の一方法として、鋼床版の溶接を実施するまで、T型治具にて応力伝達を行

Case - A

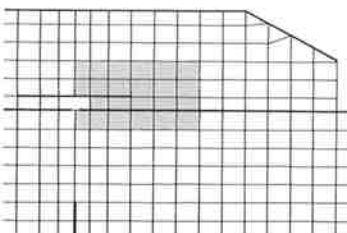
1. 主応力度



1309	1336	1349	1114		
1975	1620	1175	1639	1202	1019
	2176	2229	2125	1148	956
	-3130	-2348			
-1055	-1681	-829	615		

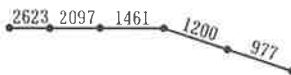
2. せん断応力度

597	792	888	787		
917	980	1008	1089		
	2653	2289	1701		
587	923	653	589		



Case - B

1. 主応力度



1398	1391	1218	1024	963	
2107	1767	1476	1056	982	
	-2736	-1773	1053	879	
	1956	2076	1033	1033	
-952	-1501	-828	-892	841	

2. せん断応力度

998	1052	1040	686	772	770
	2346	1924	774	796	
			987	912	
527	827	538	762	662	

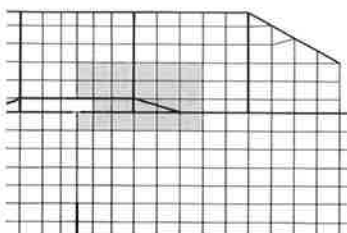


図-22 T型治具の応力度 (Case A, B)

Case - C

単位: kgf/cm<sup>2</sup>

1. 主応力度



1949	1933	1896	1567	1305	1173
			-1690	1206	-1134
			-1862	-1288	1092
			1411		
			-1354	-2181	966
					-815

2. せん断応力度

957	951	894	952	1130	770
			-1330	1247	813
			1637		
527	827	538	762	1644	487
				662	

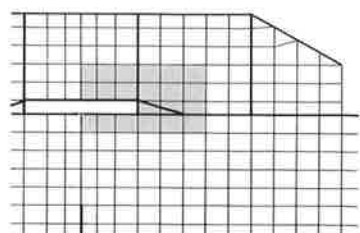


図-23 T型治具の応力度 (Case C)

ったが、その場合の応力の推移は、梁理論に基づいた計算で十分実際の応力度に近いものが算定できる。

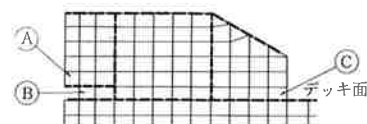
- ② 応力の推移を平面および立体のFEMで確認を行ったが、T型治具部分の応力分布が計測値と異っていたが、これはモデル化の問題であったかもしれない。
- ③ T型治具の構造であるが、FEMの結果からいえば、鋼床版の現場溶接のために、大きなスカーラップ (200×200) を設けたが、ここに応力集中が発生し、補剛的に設けたフランジ (T型治具下フランジ) が、通常の切欠き部の割り込みフランジ同様の効果を示すことになった。

このT型治具下フランジを鋼床版部に溶接した場合 (Case B) と、途中で切断した場合 (Case A) の平面FEMでの応力分布を図-22に示す。

このスカーラップに囲まれた部分についても、後の検討で判明したが、結果的には不必要な部材であり、参考までにこの部分を削除した場合 (Case C) の応力分布を、図-23に示す。

また、この切欠きに用いたスカーラップは、施工性 (溶接機の関係) から設けたものであるが、実施工ではT型治具のために、溶接機用レールの敷設ができないため、無意味な構造となって

表-6 T型治具の主応力度



	(kgf/cm <sup>2</sup> )		
	A	B	C
① 主応力度 (ボルト 1/4)	2 811	3 106	2 753
② " (ボルト 3/8)	2 357	2 581	2 563
②/①	0.84	0.83	0.93

しまっており、今後は設けない方針の方が良さそうである。また、T型治具の上フランジについても、端部の自由端の部分では、腹板応力に応力集中が発生しており施工面 (T型治具切断時) での煩わしさは残るが、フランジを鋼床版に接続しておくべきであったように思える。

- ④ T型治具部分の設計方法については、FEMの結果とは少し異っているが、T型治具の上フランジ部分の鋼床版との連続部の応力の流れを良くする構造を考えれば (例として、鋼床版と溶接にて接続する) 梁理論での計算方法で良いと考えられる。
  - ⑤ 鋼床版の現場溶接における収縮量は、実施工においても約2.0mmであった。収縮量を2.0mmと考えた場合の検討においては、FEM解析での応力が計測応力とほぼ一致した。よって、残留応力の算定には、FEM解析を用いるのが良いと考えられる。
  - ⑥ 高力ボルトの先締め範囲を腹板の下方から1/4、3/8の範囲に変えることによって、T型治具の応力度 (垂直応力度・せん断応力度) が、図-24、25ならびに表-6に示すように変化した。
- 高力ボルトの先締め範囲については、腹板高が4.0mであることと、T型治具部の応力を減少させる目的で、腹板下端から3/8の範囲の先締めを考えたが、残留応力による腹板の座屈のような特に大きな問題はなかった。よって、腹板高にもよるが、一般的に実施工されているように3/8の範囲で良いと思われる。

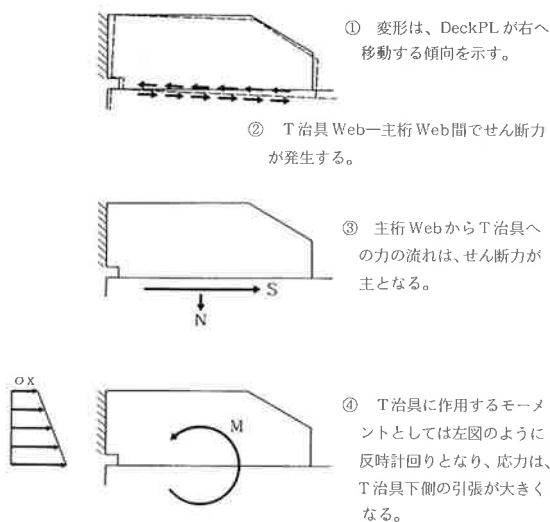


図-24 T型治具に発生するせん断力

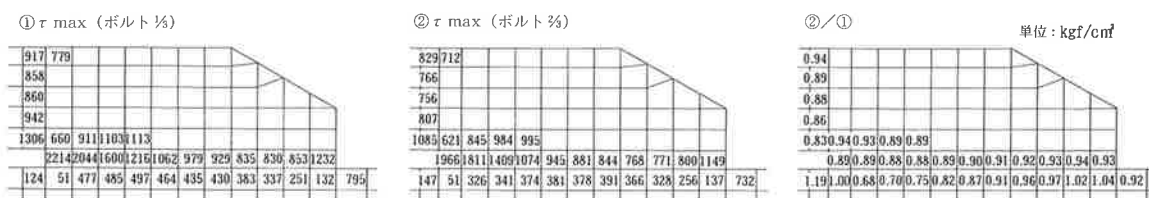


図-25 T型治具のせん断応力度

- ⑦ モーメント連結工法の場合の各部材の応力の推移について、計算および計測を行ったが、おおむね仮定どおりの応力分布が得られたようである。また、後死荷重と活荷重が載荷されても、完成系の応力分布になる結果となり、本橋梁の安全性は、確保されたものと考えられる。

## あ と が き

本報告では、当社が設計・施工した関西国際空港連絡橋の道路橋の箱桁について、本橋の特徴であるモーメント連結工法による大ブロック架設の概要と、施主側で実施された、耐風安定性の検討と対策について報告したが、今後、海上部に架橋されるであろう同様な橋梁への参考になれば幸いである。

また、最後に本橋の設計に際して、熱心にご指導いただいた、関西国際空港株式会社の本社ならびに建設事務所の関係者各位に深く感謝致します。

なお、本施工工区（P4～P7）については、駒井・片山・高田・横河建設工事共同企業体で受注した。

## 参 考 文 献

- (1) 播本、千歳、森本、伊藤：塩浜工区（その3）工事における溶接前後の収縮量の測定 駒井技報 Vol.3
- (2) 新井、桜井：鋼床版の現場溶接による腹板の残留応力と変形 東骨技術報No.24