

大島大橋の大ブロック架設 工事における現場計測

沼田 耕一

正会員 日本道路公団名古屋管理局 技術部長
前・広島建設局 大島大橋工事事務所長

吉本 信一

日本道路公団福岡建設局 長崎工事事務所 工務課長
前・大島大橋工事事務所 工事長

西田 巖

正会員 日本道路公団広島建設局 米子調査事務所 調査課長
前・大島大橋工事事務所

辻 松雄

正会員 日本鋼管(株)技術研究所第五研究部 主任部員



Koichi Numata



Shin-ichi Yoshimoto



Iwao Nishida



Matsuo Tsuji

まえがき

大島大橋は山口県玖珂郡 大島町と瀬戸内海の屋代島(通称周防大島)とを結ぶ、総延長 1020 m の橋梁である。中央部の主橋梁は、図-1 に示すように、支間割 200+325+200 m の3径間連続トラス橋りであり、中央支間 325 m は連続トラス橋として、アメリカ合衆国の Astoria 橋に次いで世界第2位を誇るものである。

本橋の架設地点大島瀬戸は日本三大潮流の一つとして知られ、最大流速は 10 ノット (5.2 m/s) にも及ぶ。このため、本橋の下部工には、わが国で初めて多柱式基礎が採用された。

主橋梁の架設工法は、側径間部は大ブロック一括架設工法を、中央径間部はトラベークレーンによる張出し架設工法を採用したが、特に側径間部(ブロック長 212.5 m、重量約 2000 t)の架設は本橋の施工上の最大の特徴とするところである。

側径間部は、架設地点から約 6 km 離れた柳井港で地組立てし、3000 t 吊り大型海上クレーン船(以下 FC と略)で現地に吊り運搬して、急潮流の間合いを利用して架設した²⁾(写真-1 参照)。

この工法を採用するにあたり解決すべき課題が多くあったが、とりわけ下記の諸点について架設計画の妥当性を確認し、今後の同種工事の計画参考資料を得る目的で側径間部一括架設時に計測を行った。

- ① 多点吊りにおける吊り点荷重のばらつきと部材応力。
 - ② 吊り運搬時の吊り荷重と部材応力の変動。
 - ③ 吊り運搬時の橋体ブロックの動揺と FC の挙動。
- 本文は、これらの測定結果について報告するものである。

なお、一括架設工事は 1975 年 5 月 30 日から同 6 月 3 日に施工されたものである。

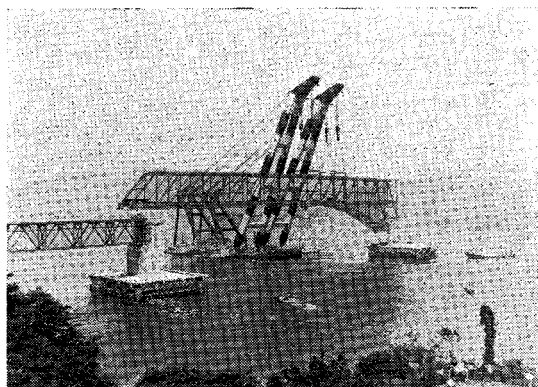


写真-1 大島大橋工事におけるブロックの一括架設状況

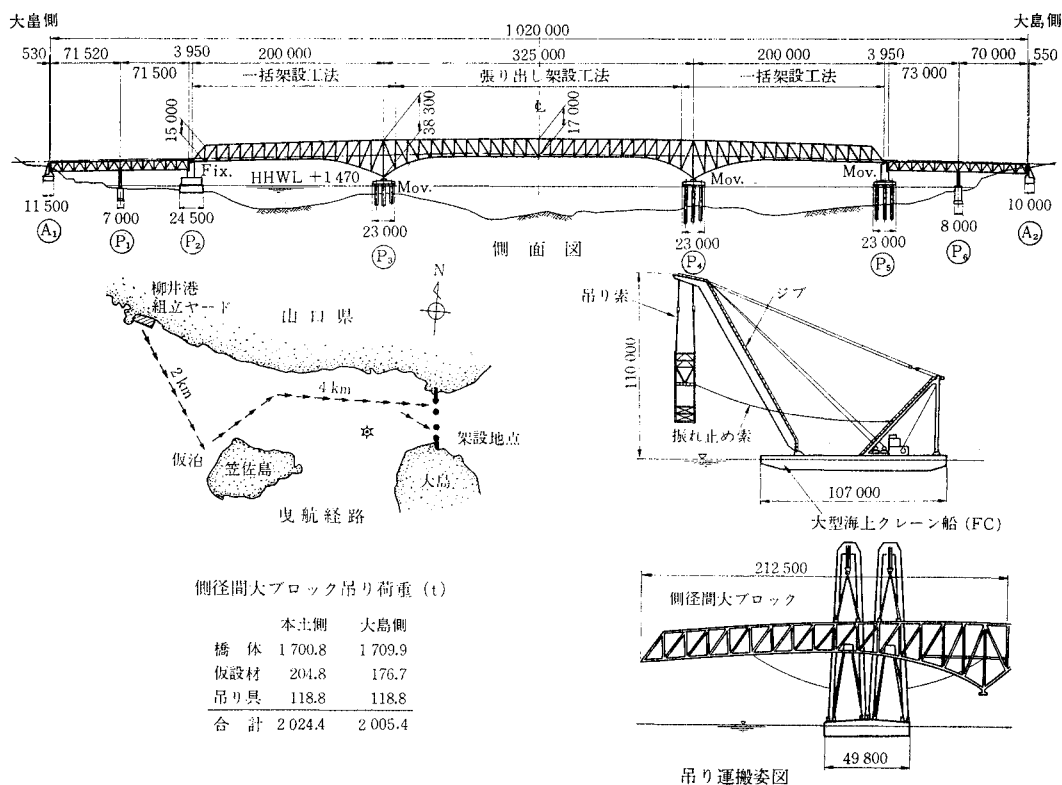


図-1 大島大橋一括架設工事一般図

1. 測定項目

測定項目は まえがき に述べた目的に従い、表-1 に

表-1 測定項目と目的

測定項目	測定目的	測定対象および方法	測定時点と点数		
			吊上げ	曳航	据付け
吊り荷重	静的測定 多点吊りにおける吊り荷重の分布状況を知る	16か所の吊り点に配置されるすべての平衡滑車の側板ひずみを測定	21	—	—
	動的測定 ある吊り点について、その吊り荷重の時間的変動を知る	16か所の平衡滑車のうち4個について、その側板ひずみを連続的に測定	4	4	4
部材応力	静的測定 橋体自重により生ずる部材応力度を知る	吊り点の両外側断面の上・下弦材、斜材の計12部材のひずみを測定	24	—	—
	動的測定 動的な要因による部材応力度の時間変動を知る	上記部材のうち上弦材4部材および斜材4部材のひずみを連続的に測定	8	8	8
橋体動揺	動的測定 FCに対する橋体動揺の大きさや周期性を知る	橋体の3点の動きをビデオ鏡でFC上の変位計に導き、ビデオ線方向の変位として連続的に測定	—	3	—
FCの挙動	動的測定 FCのピッチング、ローリングの振幅、周期および旋回角速度を知る	FC上に設置した傾斜計とレートジャイロにより連続的に測定	3	3	1

注：① ●印、ある時点の値を記録する測定（大島側工事のみ）。

② **印、適宜選定した時間を連続的に記録する測定（大島側工事、本土側工事とも）。

示すように定めた。表-1 には、各測定項目の目的、測定対象、測定方法、および測定時点の概要をまとめた。

2. 測定方法

(1) 吊り荷重の測定

ここでは、吊りワイヤーロープの張力を直接測定することが困難であるため、橋体の吊りピースに取付けられた平衡滑車の側板のひずみを測定して、平衡滑車に作用する張力を推定する方法をとった。平衡滑車は2枚の側板をもっているが、これらの分担力不均等と板曲げの影響を避けるため、1個の滑車に4板のクロスゲージを貼り、これらをブリッジに結線して1測点とした。また、大島側ブロックのB1滑車では、側板内の応力分布を知るため、さらに5測点を配置した。図-2に大島側ブロックにおける平衡滑車番号を、図-3に平衡滑車のゲージ貼付け位置を示す。

橋体ブロック吊上げ時の静的測定はFCの4個のフック荷重計の表示合計で600, 1 200, 1 800 および 1 830 t (地切り^{a)}直後)の5つの吊上げ荷重段階について行う

^{a)} 吊り上げる物体が地面あるいは架台から離れて空中へ上がること。水面あるいは台船から上がる場合は「水切り」。

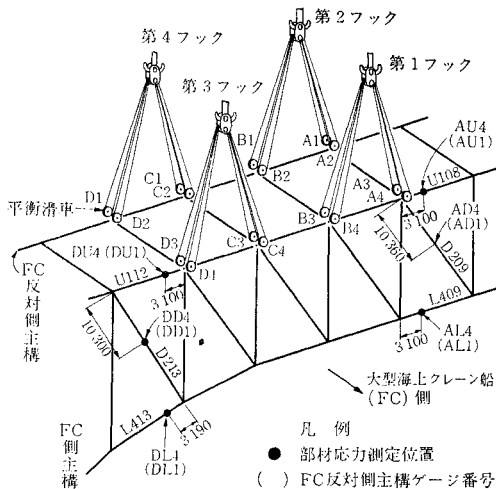


図-2 平衡滑車番号および応力測定部材(大島側)

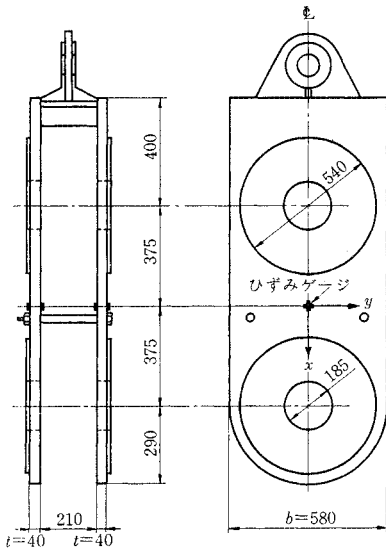


図-3 平衡滑車のゲージ貼付け位置

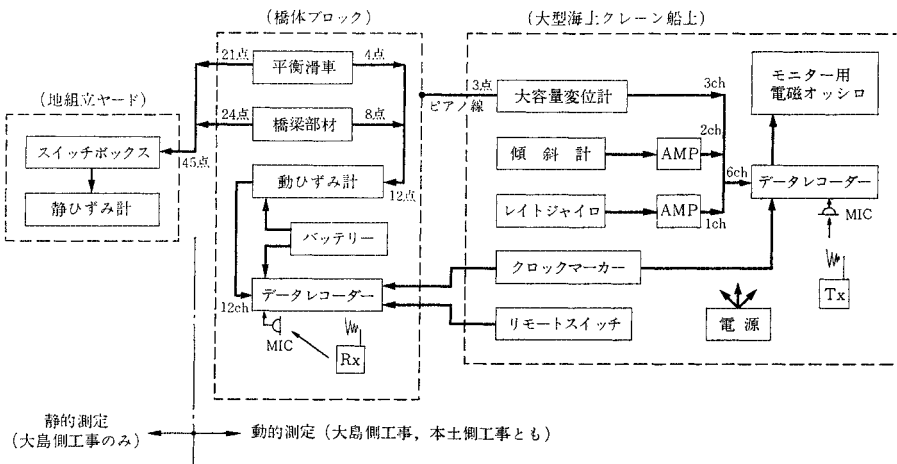


図-4 計器配置ブロックダイアグラム

よう計画した。この測定は全平衡滑車 16 点と応力分布測定用 5 点について行った。

吊り荷重の動的測定は、A 2, A 3, D 2, および D 3 の 4 平衡滑車を対象とした。

(2) 部材応力の測定

部材応力の測定は、吊り点外側断面の上・下弦材および斜材について行った。大島側ブロックの部材応力測定位置と測点番号を図-2 に示す。

各部材断面の発生ひずみは、静的測定では上・下フランジのひずみを個別に測定した。すなわち、12 部材の 24 測点である。動的測定では上・下フランジの平均ひずみを測点として、上弦材および斜材の計 8 部材の 8 測点を測定した。

(3) 橋体動揺の測定

本文において橋体動揺とは、橋体と FC との相対運動をいう。これを水平面内の微小運動とみなし、橋軸方向並進 u 、橋軸直角方向並進 v 、および回転 θ の三成分を求める。

FC のジブ第 1 ビーム上に設置した 3 台の大容量変位計 (± 4 m 計測可能) と橋体との間を 0.5 mm ϕ のピアノ線で結び、ピアノ線方向の相対変位 δ_R , δ_C , および δ_L を測定し、これを換算して u , v , および θ を求めた。すなわち、橋体動揺を微小とみなすことにより、 u , v , および θ は、 δ より次式によって求められる。

$$\{u, v, \theta\}^T = [D] \{\delta_R, \delta_C, \delta_L\}^T \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 $[D]$ は幾何学的関係から定まる変換マトリックスである。

(4) FC の挙動測定

FC のピッチング角およびローリング角は傾斜計で、

旋回角速度（ヨーレイト）はレイトジャイロで動的に測定した。

上述した諸計測に対する計器配置を図—4のブロックダイアグラムに示す。

3. 測定結果と考察

大島側、本土側ブロックとも、それぞれ2日間の工程で行われた。すなわち、第1日目は台付^{b)}ワイヤー滑車の取付け、吊上げ、出航、および仮泊地までの曳航、第2日は架設地点までの曳航、係留、潮待ち、位置合せ、据付け、および後退回航である。

(1) 吊り荷重

a) 吊り荷重の測定結果

表—2 吊上げ荷重段階とフック荷重計の指示値（大島側）

荷重段階	時刻 (5月30日)	フック荷重計の指示値 (t)				
		第1フック	第2フック	第3フック	第4フック	合 計
0	8:03	0	0	0	0	0
5	8:18	150	150	150	150	600
10	8:28	310	300	300	305	1215
13	8:48	410	405	410	400	1625
15	8:56	440	450	460	450	1800
16	9:08	500	550	410	370	1830
	(6月2日 9:00)	(465)	(450)	(450)	(460)	(1825)

注：① *印、吊上げ作業を16段階に分けて荷重制御した。

② **印、地切り直後、()は本土側ブロックの場合の値を示す。

各吊上げ作業段階におけるFCの4個のフック荷重計の指示値記録を表—2に示す。

平衡滑車に作用している張力 P kg は、側板中央の応力度 σ_{xc} kg/cm² に応力分布を考慮して求めた。すなわち

$$P = 2Kbt\sigma_{xc} \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 K は応力分布係数であり、B1 滑車のデータをを用いて各荷重段階に対し

$$K = \int_0^b \sigma_x dy / (\sigma_{xc} b) \dots\dots\dots (3)$$

により定め、全平衡滑車にこの K を用いた。

このようにして求めた平衡滑車張力 P の一部を表—3および図—5に示す。

b) 吊り荷重測定結果の検討

① 荷重段階15から16にかけて、ひずみ増加傾向に乱れがあった。これは段階16の地切り時にフック荷重のバランス調整^{c)}が行われたことと、ひずみ測定とフック荷重読取りの時刻にずれがあったことが原因と考えられる。なお、フック荷重計は、機構上、増荷重時と減荷重時とで、それぞれ5%ほど小さめおよび大きめの値を示すことも配慮する必要がある。

② フック荷重計の指示値と測定した滑車張力の鉛直成分の和は本来一致すべきものであるが、明らかに差が認められ、滑車張力の測定値のほうが小さい。これは両者の測定精度上やむを得ぬ数値と判断される。滑車張力の測定は、絶対値を求めるよりも滑車間の張力比較を目

表—3 平衡滑車張力

荷 重 段 階		10					16				
フック	平衡滑車名	平衡滑車張力 (P^t)	P_{FV}^t (P_{FV}^t)**	$\beta_0 = \frac{4P}{P_F}$	$\beta_F = \frac{P_F}{P_F}$	$\beta = \frac{P}{P}$	P^t	P_{FV}^t (P_{FV}^t)	β_0	β_F	β
No. 1	A 3	77.2		1.02		0.98	101.4		0.94		1.02
	A 4	77.2	304	1.02		0.98	114.7	432	1.06		1.15
	B 3	77.2	(294)	1.02	0.97	0.98	114.7	(418)	1.06	1.09	1.15
	B 4	72.3		0.94		0.92	101.4		0.94		1.02
No. 2	A 1	65.4		0.90		0.83	114.7		0.90		1.15
	A 2	59.8	292	0.82		0.76	121.1	511	0.95		1.22
	B 1	77.2	(282)	1.06	0.93	0.98	127.6	(494)	1.00	1.28	1.28
	B 2	89.3		1.22		1.14	147.6		1.15		1.48
No. 3	C 3	83.2		1.01		1.06	95.5		1.12		0.96
	C 4	77.2	330	0.93		0.98	83.2	343	0.97		0.84
	D 3	83.2	(319)	1.01	1.05	1.06	77.2	(331)	0.90	0.86	0.78
	D 4	86.6		1.05		1.10	86.6		1.01		0.87
No. 4	C 1	77.2		0.93		0.98	77.2		1.01		0.78
	C 2	95.5	330	1.16		1.22	76.3	305	1.00		0.77
	D 1	77.2	(320)	0.93	1.05	0.98	74.5	(295)	0.98	0.77	0.75
	D 2	80.5		0.98		1.03	77.2		1.01		0.78
平 均		$\bar{P} = 78.5$	$\bar{P}_{FV} = 314$	1.00	1.00	1.00	$\bar{P} = 99.4$	$\bar{P}_{FV} = 398$	1.00	1.00	1.00
合 計 荷 重			$\Sigma P_{FV} = 1215$					$\Sigma P_{FV} = 1538$			

注：① *印、フック内における平衡滑車張力の合計。

② **印、フック内における平衡滑車張力鉛直成分の合計（フック荷重に対応する）。

b) クレーンフックと吊り上げる物体との間を結ぶワイヤーロープなどの器材

c) 負荷の小さいフックを巻き上げることにより、複数フックの負荷をより均等にする操作。

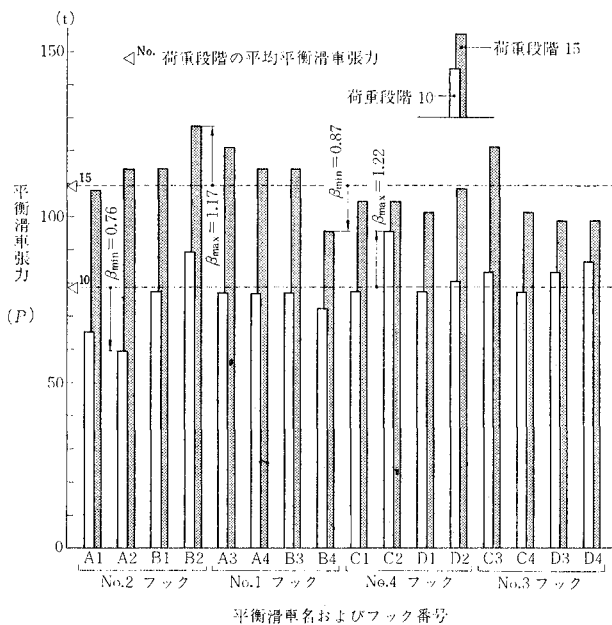


図-5 平衡滑車張力の分布 (大島側)

的とするものであり、このための有意なデータは得られたと考える。

③ 表-3 に示したように、1 フック内の滑車張力のばらつきは荷重分担係数 β_0 で 0.82~1.22 であった。また、滑車張力の和で求めたフック荷重の各フック間のばらつきを β_F で表わすと、大島側ブロック吊上げの段階 15 までは 0.93~1.06 と小さいが、段階 16 の地切り時には 0.77~1.28 と増大した。

吊上げは、一般的には $\beta_F=1.0$ を目標に行われる。しかし、 β_F は物体が地切りするまでは主にフック巻上げ操作に左右され、地切り後は、さらに吊り物体の重心位置の影響を受ける。

大島側ブロックの地切り後のフック荷重から重心位置を推定すると、事前の計算によりバランス調整を行ったが、台付中心から端支点側へ約 1.2m ずれていたことになる。本土側ブロックでは、この大島側ブロックの実績を考慮してバランスウェイトを修正した結果、ほぼ均等なフック荷重で吊り上げることができた。

ある平衡滑車の荷重分担係数 β ($=$ 平衡滑車荷重/全平均滑車荷重) は、 $\beta_0 \times \beta_F$ で表わされる。 β_0 は台付構成が今回と同様な条件であれば上記の値が参考となる。 β_F は偏心の推定、ウインチの性能、操作者の熟練度などによるので、上記の値は一つの実例ということになる。

④ 滑車張力の動的測定結果によれば、出港時に張力変動が認められた。この変動はフック No. 1 と No. 4、および No. 2 と No. 3 の対角位置の 2 組に分けられ、組のフックは同位相であり、組相互には逆位相になって

いる。また、その変動周期は後述の橋体回転運動周期に、ほぼ一致している。これらのことより、この張力変動は橋体の回転に起因したものと考えられる。

その変動量は滑車 1 個あたり ± 5 t、フックあたり ± 20 t であり、平均荷重の約 $\pm 5\%$ に相当する。

ただし、この張力変動は、振れ止め索 (図-9 参照) がゆるい状態で発生しており、索を緊張した状態 (出港後) では、ほとんど変動は認められなかった。

(2) 部材応力

a) 部材応力の測定結果

大島側ブロック吊上げ段階 16 の静的測定ひずみを表-4 に示す。この表では、上・下フランジひずみの平均値を $\bar{\epsilon}$ 、対応する設計計算軸力から算出したひずみを ϵ_T 、これらの比を α として示した。

表-4 部材のひずみ (大島側、荷重段階 16)

測 点	測 定 ひ ず み			理論値 ϵ_T ($\times 10^{-6}$)	$\alpha = \frac{\bar{\epsilon}}{\epsilon_T}$
	上 ($\times 10^{-6}$)	下 ($\times 10^{-6}$)	平均 $\bar{\epsilon}$ ($\times 10^{-6}$)		
AU1	1434	1246	1340	1493	0.90
AU4	1462	1242	1352	1493	0.91
AD1	735	654	694	723	0.96
AD4	715	638	677	723	0.94
AL1	-1673	-1873	-1773	-1984	0.89
AL4	-1646	-1888	-1767	-1984	0.89
DU1	898	762	830	908	0.91
DU4	904	748	826	908	0.91
DD1	-1223	-1352	-1288	-1391	0.93
DD4	-1204	-1348	-1276	-1391	0.92
DL1	-262	-479	-370	-433	0.85
DL4	-271	-469	-371	-433	0.86
					$\bar{\alpha} = 0.91$

図-6 は上弦材 AU の上・下フランジのひずみと荷重の関係を示したものであり、動的測定 (上・下フランジの平均値測定) の値も参考までに記入した。

b) 部材応力測定結果の検討

部材ひずみの静的測定結果と動的測定結果を総合して検討する。測定値は単純系 (地組立て完了時の両端単純支持状態) と吊上げ系 (FC に吊られた状態) との相対差であるから、ひずみ (応力度) の絶対値より部材相互の関係や、ひずみの荷重に対する増加傾向などを主体に検討する。

① 各部材の上・下フランジのひずみは、明らかに異なった値を示しており、軸力に曲げモーメントが付加していることが認められる。FC 側主構 (4 側) と反対側主構 (1 側) のひずみ差はほとんど無く、部材応力的に

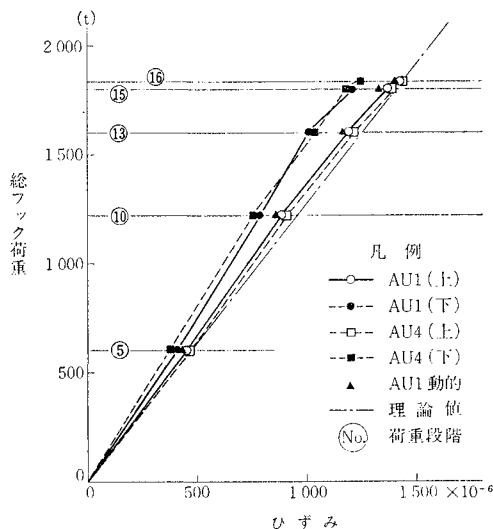


図-6 部材ひずみと吊り荷重

は両主構の吊り方に片寄りはない。

② 荷重とひずみの関係は、段階 15 から 16 にかけてひずみの増加傾向が変わっている。これは段階 16 へ巻上げたとき、フック荷重が不均等になり、フック No. 1 と No. 2 の負担割合が増大したためと考えられる。

③ 発生部材軸力の計算予測値に対する比 α は、測定部材全体の平均で約 0.91 である。 α の値は上弦材が平均値に近く、斜材が大きく、下弦材が低いという傾向を示している。この傾向は、主構計算に見込んでいない部材、格点ピンの仮定、自重とその分布などの影響によるものであろう。

④ 表-5 に上・下フランジのひずみ差と断面性能から算出した曲げモーメントを実測値として示す。一方、トラス節点を剛結として解析した部材曲げモーメントの測定断面における値と軸力による断面偏心曲げモーメントを表-5 に併記して比較した。

D209 および D213 は発生応力が小さいので精度の点から除外すれば、U108 以外は理論値の 60% 程度の値となっている。

表-5 部材曲げモーメント成分

部材名	実測値 $M(t \cdot m)$		理論値 (ひずみ測定断面) $(t \cdot m)$			$\frac{M}{M_c}$
	両主構値	平均値	剛結計算 (M_g)	偏心計算 (M_e)	合計モーメント ($M_c = M_g + M_e$)	
U108	-25.4 -29.5	-27.5	-22.3	+8.0	-14.3	1.92
U112	-22.8 -30.6	-26.7	-63.8	+22.4	-41.4	0.64
D209	-2.6 -2.5	-2.6	-2.9	0.0	-2.9	0.90
D213	-7.1 -8.0	-7.6	-3.3	0.0	-3.3	2.30
L409	-27.6 -33.5	-30.6	-53.9	-2.9	-56.8	0.54
L413	-67.4 -61.6	-64.5	-110.0	+3.0	-107.0	0.60

⑤ 動的測定データによれば、曳航中のひずみは段階 16 で測定された値を保持しながら推移し、特に周期的な変動も無く、橋体ブロックの振動などによる応力の増分は、測定精度の範囲において認められない。

(3) 橋体動揺

a) 橋体動揺 u, v および θ の測定結果

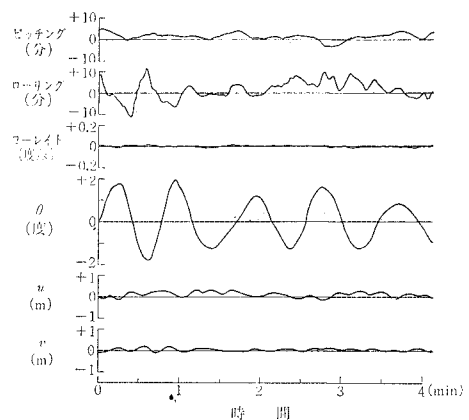
動揺データの一例として、大島側橋体の出港時の u, v および θ の状況を、FC の挙動とともに図-7 に示す。

大島側ブロックの動揺振幅と周期性を表-6 にまとめた。明瞭な周期性が認められない動揺成分の振幅は、比較的動きの大きい時点の平均的な値を示した。

b) 橋体動揺測定結果の検討

動揺の振幅の値を理論的に究明することはかなり難しい問題があるので、ここでは周期性についてのみ検討してみる。

① 固有周期の推定計算式：ブロックの吊下げ系を簡単な振動系とみなすと、固有周期は吊索部と振れ止め索の構成、およびブロックの質量と回転慣性モーメントで決まる。前者は復元力特性として、ばね定数に置き換える。



(大島側、出港時 5 月 30 日 13 時 35 分)

図-7 クレーン船の挙動と橋体動揺

表-6 橋体動揺 (大島側)

状態	成分	振 幅	周 期 性 (s)	周期の計算値 (s)
出港時	θ	平均 $\pm 1.5^\circ$ (max $+1.9^\circ$)	有り、平均 51.0 (40~60)	59.6
	u	± 30 cm	無し	15.2
	v	± 20 cm	明確ではない、16~18 程度	15.2
曳航時	θ	$\pm 0.33^\circ$	明確ではない、16~19 程度	17.3
	u	± 20 cm	10 程度の周期波を含んで変動	12.4
	v	± 10 cm	一部あり、平均 10.5	11.0
架設直前	θ	$\pm 0.23^\circ$	有り、平均 17.9	17.3
	u	± 25 cm	明確ではない、10 程度	12.4
	v	± 10 cm	有り、平均 10.7	11.0

振れ止め索のばね作用は非線形であるが、ここでは中立点のばね定数を用いることとした。

まず、回転運動 θ の周期 T_θ について述べる。吊り索部および振れ止め索を 図-8, 9 に示すような構成にモデル化した場合、それぞれの回転ばね定数 (tm/rad) は、以下の式で表わされる³⁾ (記号は図参照)。

吊り索部の回転ばね定数 k_w

$$k_w = \frac{Wl_d}{H_L} (l_3 - l_2 + l_2 \alpha_d^2) \quad \text{.....(4)}$$

振れ止め索部の回転ばね定数 k_s

$$k_s = l_c^2 \cdot \sin^2(\beta_a - \beta_M) \cdot k_0 \quad \text{.....(5)}$$

ここに、 k_0 は振れ止め索 1 本の水平方向のばね定数 (t/m) であり、次式で表わされる。

$$k_0 = \frac{W}{(1 + 8n^2) \frac{l}{EA_c} \sec^3 \alpha_c}$$

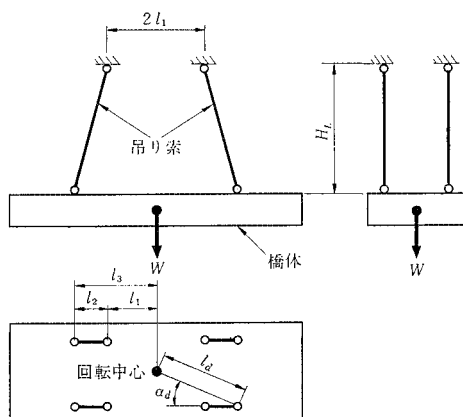


図-8 吊り索部のモデル

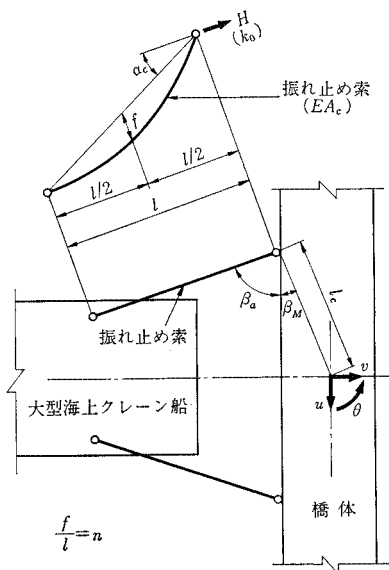


図-9 振れ止め索の構成

$$\frac{1}{+1 \left\{ \left(\frac{2}{l} + \frac{3l}{16f^2} \sec^4 \alpha_c \right) H \right\}} \quad \text{.....(6)}$$

吊りブロックの回転慣性モーメントを I_p (t・m・s²) とすれば、回転振動の固有周期は次式で計算される。

$$T_\theta = 2\pi \sqrt{\frac{I_p}{k_w + k_s}} \quad \text{.....(7)}$$

一方、 u (橋軸方向) および v (橋軸直角方向) 運動は、振れ止め索のばねがついた振子とみなせば、次式で固有周期 T_a を表わせる。

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{H_L}{g} \cdot r} \quad \text{.....(8)}$$

ただし、

$$r = 1 / \left(1 + \frac{k_a H_L}{W} \right) \quad \text{.....(9)}$$

ここに、 g は重力加速度、 k_a は振れ止め索のばね定数であり、 u および v に対して、それぞれの方向成分を考慮する必要がある。 r は振れ止め索の影響係数である。

② 周期の計算値と実測値との比較：吊り索部の回転ばね定数を算出するに必要な諸元は、

$$H_L = 57.64 \text{ m} \quad \alpha_d = 0.415 \text{ rad} \quad W = 1887 \text{ t}$$

$$l_d = 13.66 \text{ m} \quad l_2 = 0.5 \text{ m} \quad l_3 = 12.5 \text{ m}$$

であり、式 (4) により $k_w = 5400 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ となった。

振れ止め索には 30 mmφ のワイヤーロープを用い、FC のボックスティフフレームに取付けた滑車を介してウインチへ連結し、索の緊張度を調節できるようにした。

振れ止め索は両ブロックとも、緊張前 (出港時) と緊張後 (曳航開始以後) の 2 つの状態がある。表-7 に大島側ブロックの場合の回転ばね定数 k_s とこれを算出するための諸元を示す。緊張後の l はウインチで巻き取った索長 $4l$ を緊張前の l に加えたものであり、これはばね定数決定の便宜上、索の巻取り緊張を同一索の支間拡大とみなしたものである。

橋体ブロックの回転慣性モーメント $I_p = 601700 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$ と k_w, k_s を式 (7) に用いて T_θ が求められる。

u あるいは v 方向の振子運動周期を表わす式 (8) の

表-7 振れ止め索部の回転ばね定数 (大島側)

索の 状 態	緊 張 前		緊 張 後	
左・右の別	左 索	右 索	左 索	右 索
l (m)	120.45	120.90	122.17	122.62
f (m)	8.55	8.55	1.30	1.35
H (t)	0.70	0.70	4.71	4.57
k_0 (t/m)	0.30	0.30	18.0	16.5
k_0 の平均値	0.30		17.3	
β_M (rad)			0.0793	
β_a (rad)			1.142	
l_c (m)			69.46	
k_s (t・m/rad)	1 277		73 664	

中の r の値は、振れ止め索緊張前では約 1.0 であり、周期にほとんど影響していない。緊張後の r は、大島側ブロックの u 方向で 0.81, v 方向で 0.72, 本土側ブロックの u 方向で 0.90, v 方向で 0.84 と計算される。

以上の u, v および θ 運動周期の計算結果の一部を表一6 に実測値と並記したが、これらの値は実測値とほぼ一致している。

なお、式 (5) の k_s は理論的には 2 倍されるべきであるが、橋体が回転したときにゆるむ側の振れ止め索のばね定数が急激に低下するので、2 本の索は交互にきくものとみなし、ここでは 2 倍としていない。

③ 橋体動揺は回転運動が支配的であり、周期性も強い。一方、並進運動では、 u 運動に比べて v 運動が周期性を示しているが、振幅は u, v ともに片振幅で 10~20 cm と同程度である。

振れ止め索の効果は大きく、特に回転運動では索の緊張前後の周期および振幅に顕著な差が認められる。例えば、大島側ブロックは、緊張後の振幅が緊張前の約 1/5 に抑えられている。

(4) FC の挙動

橋体の動揺測定と同時に、FC のピッチング、ローリング、ヨーイングの測定を行った。図一7 に測定データの一部を示した。

ローリング角およびピッチング角のデータをスペクトル解析した結果、出港時と架設地点係留作業中のローリングに卓越した周期が認められた。この周期は約 33 s であり、載荷された FC の固有ローリング周期(計算値)に一致している。ピッチングには明瞭な周期性は見られなかった。

曳航時のローリング、ピッチングには明瞭な周期性は認められなかった。これは工事が平穏な天候に恵まれ、風波による動揺に類するものがほとんど無かったためと思われる。

ヨーイングは、おもにタグボートからの外力により生じるものであるから周期性の検討はしない。

ローリング角、ピッチング角およびヨーレイトの最大値を表一8 に示す。これら三者間の関連性は特に見い

表一8 ローリング角、ピッチング角およびヨーレイトの最大値(大島側)

ブロック	測定時点		ローリング角 (分)	ピッチング角 (分)	ヨーレイト (度/s)
	FC の状態	日 時			
大島側	出 港 時	5月30日 12:15	-13.0	(±3.6)	(±0.09)
	曳 航 時	5月30日 13:44	(+7.5)	(±0)	-0.39
	曳 航 時	5月30日 14:22	(+11.0)	+11.0	(-0.36)
	係留作業時	5月31日 5:53	+15.0	(±0)	(±0.11)
本土側	空荷回航時	6月3日 16:24	-30.0	(±3.0)	(-0.41)

注：() 内は、ある成分が大きな値を示したときの他の成分の値を示す。

せない。

FC は橋体ブロックの吊上げ時に前傾し、架設時に後傾する。この傾斜角の測定値の平均は、吊上げ時の前傾が 118 分であるのに対して、架設時の後傾が 138 分となった。

事前の計算予測値は約 133 分である。これらの数値の相互の差は、潮流力、係留索、錨、FC のバランス調整などの影響によるものと考えられるが、それらの因果関係を明らかにすることはできなかった。

4. 結 論

(1) 吊り荷重

1 個のフック内の 4 個の吊り点の荷重分担係数 β_0 の範囲は 0.82~1.22, 4 個のフックの荷重分担係数 β_F は 0.93~1.06 であった。ただし、大島側ブロックの地切り時には、偏心の影響などにより、 $\beta_F=0.77\sim1.28$ と分担荷重のばらつきが増大した。

曳航中の吊り点荷重の変動はほとんど無かったが、振れ止め索をゆるく張った出港時には橋体の動揺(回転)に起因すると思われる、周期的な変動(平均荷重の ±5 %)が認められた。

(2) 部材応力

部材応力は吊上げ荷重に比例して上昇しているが、大島側ブロックの地切り時にはその増加傾向が変化しており、これは吊り荷重で述べたと同様に、偏心の影響と考えられる。曳航中の応力変動はほとんど認められなかった。測定された部材軸力の設計計算値に対する比は、弦材で 0.90, 斜材で 0.95 であった。曲げ応力の存在が認められたが、その大きさは格点剛結および材軸偏心を考慮した解析値の約 60% であった。

(3) 橋体動揺

鉛直軸回りの回転運動が支配的であり、その振幅は振れ止め索の張り方に左右される。回転の最大振幅は出港時に発生し、1.9° の片振幅であった。

振れ止め索を緊張した状態の架設地点における回転は ±0.3° (端点で ±65 cm に相当)、並進は ±10 cm 程度であった。動揺の周期は本文に述べた計算法により、ほぼ推定できる。

(4) FC の挙動

FC のローリングおよびピッチングの周期性は明瞭ではないが、これらの片振幅の最大は 10~15 分および 5~12 分程度であった。曳航中のヨーレイトは、大きく

ても 0.4 度/s 程度である。

上記の結果を吊上げ時の橋体のたわみやたわみ角による沓の移動量などの工事管理量と併せて総合的に判断すると、今回の工事計画は、ほぼ妥当なものであったと考える。

ただ、大ブロックの重心位置は、事前の計算による重心から 1.2 m ずれた。しかし、この影響は諸処の余力の中でカバーされ、工事にはなんらの支障もきたさなかった。今回の経験からみて、本橋の大ブロックのような規模で、複雑な構造の重心位置推定には、計算精度改善にかなりの努力をしてもこの程度の誤差が生ずるので、工事計画にあたっては十分注意する必要がある。

あとがき

一括架設工事は好天に恵まれ、計画どおり順調に施工され、以上に報告した諸測定も、ほぼ当初の目的を達することができた。

橋体および FC の動揺については、動揺周期の計算値を除いて発生した値を記録するにとどまったが、これらの値を理論的に予測することが今後の課題の一つであろう。

工事計画の面では、重心位置推定の精度向上、平衡滑車による吊り点荷重の平均化、吊具や部材の合理的な余力、控索の活用、潮流潮位の変化と作業時間配分などが重要なポイントであり、事前の周到な計画準備こそがトラブルのない工事につながるといえる。

本文に報告したデータが、今後の同種工事の計画参考資料として、なんらかのお役に立てば幸いである。

参考文献

- 1) 沼田・吉本・西田・柘植：大島大橋の上部工の設計について、橋梁、1975 年 6 月。
- 2) 沼田・吉本・西田・柘植：大島大橋上部工の架設、橋梁と基礎、1975 年 11 月。
- 3) 藤森・有馬・堤・加納：大ブロック工法による扇島大橋上部工事、橋梁と基礎、1975 年 3 月。

(1976.4.10・受付)

海洋鋼構造物設計指針(案)解説 海上作業足場の設計要領

1 800 円
1 600 円 (〒 200)
2 000 円
1 800 円 (〒 200)

土木施工法講座 9 巻 <第 6 回配本> 9 月下旬刊行

河川構造物施工法

伊藤弘住 著
A 5・400 頁 3,800 円

《主要目次》 1 章自然河川の荒さ／護岸水制概論 2 章河川構造物施工上の問題点 3 章基礎工基礎の種類／地盤改良／地盤沈下対策 4 章仮締切種類／セルラーコップファグム／湧水対策／仮締切を利用した護岸基礎 5 章床固工床固工法／施工／粗礫沈床工 6 章堰構造／施工 7 章水門、樋門、樋管設計／施工／鋼管矢板を使用した翼壁の例 8 章排水・取水施設 9 章閘門、魚道、船溜り最近の閘門と実施例／ほか

既刊 4 巻	コンクリート橋上部構造施工法	国広哲男他	3,900 円
5 巻	橋梁下部構造施工法	駒田敬一他	3,900 円
12 巻	電力土木施工法	水越 達雄	3,900 円
15 巻	地下鉄道施工法(上・下)	渡辺 健他	上 3,500 円 下 3,800 円
19 巻	トンネル施工法	高山 昭他	3,900 円

建設省河川関係技術者の総力を結集——全面改訂新版！

建設省河川砂防技術基準(案)

一 調査編・計画編 二 詳細内容見本

建設省河川局監修／日本河川協会編

B 5 判・920 頁・2 分冊 6,500 円

4 年に亘る歳月を費し、建設省の河川技術者の総力を結集して、技術基準にわかり易い解説を付したものである。技術の進展に即応した項目の設定および河川砂防に関する技術基準の体系化。

別冊『土木施工』No. 4 1,600 円

下水道工事技術者試験

別冊『土木施工』No. 3 1,300 円

造園施工管理技術検定

別冊『土木施工』No. 2 1,300 円

管工事施工管理技術検定

コンクリート主任技士・同技士のための

コンクリート技術

村田二郎著 A 5 判・262 頁 2,300 円

造園技術者試験問題選集

日本造園設計研究所編 1,500 円

発破ハンドブック

工業火薬協会編 A 5 判・520 頁 8,000 円

推薦＝菊池三男／島田隆夫

発破技術の全貌を高効率と安全性を主眼にまとめた集大成。最近注目されている水中発破、制御発破等についても詳解。



発行

山 海 堂

〒113 東京都文京区本郷 5-5-18
振替東京 4-194982 ☎ 816-1617-9