

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.16 No.63 '92.7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第63号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.63

海洋架橋の歴史……………理 事	岡田 哲夫… 1
History of the bridges over the channels	
耐力点締付法を用いる摩擦接合用高力ボルトの品質……………第三建設局 今治工事事務所	高 城 信 彦… 2
Chemical and Manufactural Requirements (前) 設計部 設計第二課	
for High-strength Bolts tightened to the Yield Strength	
橋梁用マスコンクリートにおける二成分系低発熱型……………第一建設局 垂水工事事務所	有 馬 勇… 9
高流動コンクリートの開発 (その2)	
Development of highly-flowing concrete 同 上	末 永 清 冬
with binaly low-heat generating cement for mass concrete of bridge foundations 2	
明石海峡大橋ケーブルアンカーフレームの設計……………第一建設局 垂水工事事務所	平 野 茂…21
Design of Cable Anchor Frame of Akashi Kaikyo Bridge 同 上	矢 野 賢 晃
生口橋上部工の設計・製作 (その1)……………第三建設局 向島工事事務所	藤 原 亨…29
Superstructural Design and Fabrication of Ikuchi Bridge	
生口橋照明設計……………建設省 東北地方建設局	山 中 清…43
Design of Luminous for Ikuchi Bridge (前) 工務部 電気通信課	
本州四国連絡橋公団の工業所有権について……………第三建設局 向島工事事務所	森 谷 俊 美…50
Industrial Properties of HSBO (前) 企画開発部 企画課	
ネパールでの基本計画調査報告……………設計部	山 縣 守…53
Report on Basic design study in Nepal	
技術ニュース……………55	
The Latest Information	
文献紹介……………56	
Related Technical Reports in other Publications	

※本四技報総目次 前回掲載：第55号, 次回掲載予定：第65号

本四技報 第64号 (10.15) 掲載予定

- ・舞子トンネルの設計・施工
- ・明石海峡大橋主塔基礎2Pコンクリートプラント船の動揺計測工
- ・生口橋上部工の設計・施工 (その2)
- ・生口橋中央径間上部工の施工
- ・トンネル内ラジオ再放送設備

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

神戸～鳴門ルート

The Kobe - Naruto Route



2050t吊フローティングクレーン船による2Pの底板および塔柱第一段の架設

Erection of the base plate and the first block of the 2P tower by 2050t Floating crane

(4年4月)



クライミングクレーンによる2P主塔の架設

Erection of 2P tower by the self-climbing tower crane

(4年5月)

神戸～鳴門ルート
The Kobe - Naruto Route



明石海峡大橋2P主塔工事 塗装完了した塔柱第14段、15段部材
2P Tower blocks of 14th level and 15th level , already painted

(4年5月)



明石海峡大橋3P主塔工事 斜材仮組立
Shop assembly of the diagonal members , 3P tower

(4年5月)

児島～坂出ルート

The Kojima - Sakaide Route

坂出インターチェンジ
Sakaide Interchange



高松自動車道と連結前の坂出IC（左上方向が瀬戸中央自動車道）

（昭和63年2月）

Before the jointing of Takamatsu Express Way at Sakaide IC (Seto Central Express Way at upper left)



高松自動車道と連結後の坂出IC（左上方向が瀬戸中央自動車道、右下方向が高松自動車道）

（平成4年6月）

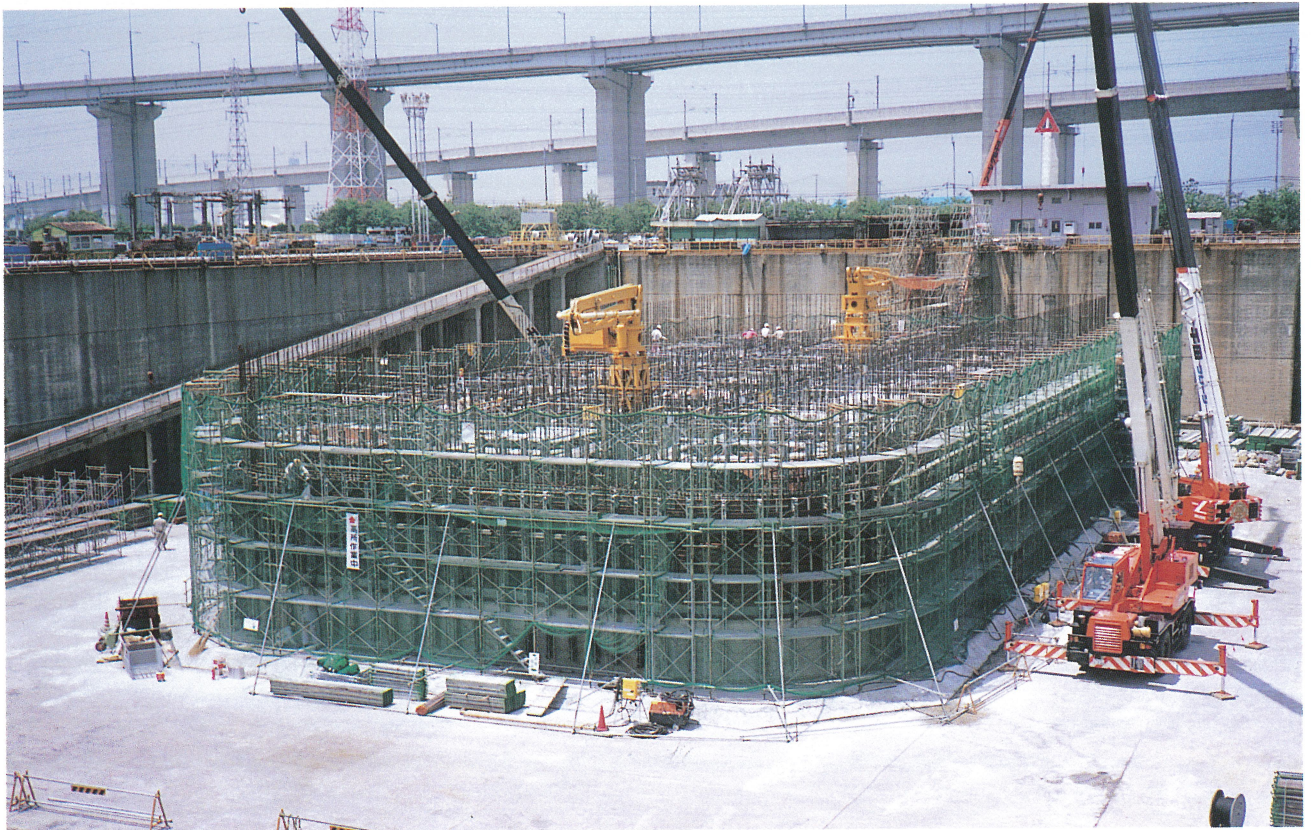
After the jointing of Takamatsu Express Way at Sakaide IC (At upper left Seto Central Express Way and at bottom right, Takamatsu Express Way)

尾道～今治ルート
The Onomichi - Imabari Route



来島大橋下部工西工事 9P 海底掘削
Excavation of sea bottom for 3P 9P of the Kurushima Bridge

(4年5月)

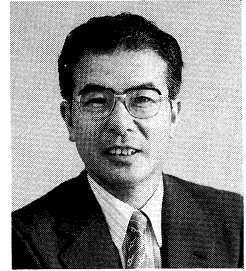


来島大橋下部工西工事 RCケーソン製作
Construction of the Reinforced Concrete Caisson for the Kurushima Bridge

(4年5月)

海洋架橋の歴史

History of the bridges over the channels



理事 岡田 哲夫

Tetsuo Okada

我が国の海洋架橋は昭和30年10月に完成した西海大橋から昭和63年に開通した瀬戸大橋とこの30年余の間に日本経済の発展とともに整備水準も技術力も大きく発展して来た。

昭和30年代には西海大橋の他、音戸大橋、若戸大橋、小鳴門橋などが完成供用されている。これら海に架ける橋は事業費が大きいことと便益が大きいことから有料道路として架けられて来ている。

本来道路法では道路はその公共性から無料公開が原則とされていたが、戦前の鉄道優先の富国強兵策、戦後の混乱による道路の整備水準の低迷に対し、世銀の調査団のワトキンスレポートが昭和31年に出され、「工業国でありながらこれだけ道路網を無視して来た国は世界に例を見ない」という有名な言葉が長年語られて来た。そして東名高速道路はその建設費のかかなりの部分を世銀からの借金で施工されたという。今の若い人には信じられないような歴史がある。

世銀の指摘を待つまでもなく、ガソリン税を徴収し財源を確保するための道路整備費の財源等に関する臨時措置法が昭和28年に、有料道路による道路整備を推進するための道路整備特別措置法が昭和27年に成立し、その後法改正は逐次行なわれたが、この2つの法律により道路特定財源制度と有料道路制度が車の両輪となって今日まで自動車交通の増大に対応して来ている。

昭和30年代に架けられた前述の海洋架橋のうち3本は既に無料開放された。若戸大橋は交通量の増大のため当初の予定を変更して四車拡幅を行ったため、相当の追加投資が行われ、現在も有料道路として運営されているが、交通量日平均約4万台と多く、採算は良好と見込まれている。

昭和40年代には天草五橋、黒之瀬戸大橋、尾道大橋、関門橋、境水道橋、浦戸大橋などがいずれも日本道路公団により架橋され、天草五橋、黒之瀬戸大橋は借入金を償還し無料開放されている。尾道大橋は尾道バイパスまでの延伸の追加投資が行なわれた後本四公団に昭和62年に移管されている。昭和51年に供用された。大島大橋は当初採算性が良好と見込まれていたが、オレンジの自由化の影響、山陽新幹線ルートが中国山地に通ったための柳井市の裏通り化などの影響などがからみ、交通量が減少し、赤字まま、無料開放せざるを得ない見通しとなり、昭和62年に山口県に有償譲渡し、県営有料として運用されている。大島島内の道路整備が遅れていたことも交通量の伸びない一因と考えられるが、この方も相当進んで

来ており又、県営有料となれば県も総合的に橋の採算性確保をはかるよう大島の開発などを行うことも可能である。県が買い取った時期は大変な低金利時代であったのでこの点でも採算は目算があったと考えられる。関門橋は高速国道であるので個別の採算性を明らかにする必要はないが2万台以上通っており問題はない。他の2橋もいずれも採算性は良好で黒字で無料開放されると予測されている。

一方山岳地帯の道路整備も早急に実施する必要がある。国道の一次改築について長大トンネルの一部が有料制で実施されて来た。例えば国道54号（広島～松江）の頓原町の長大トンネルは有料道路として実施されたが、交通量が少ないため赤字のまま、償還期限が来て無料開放されている。料金所の跡が注意して見れば気につく程度で、ここが有料道路であったと知っている人も少なくなった。この他にも全国的に国道の一次改築の長大トンネル部分を有料としていた箇所はいくつかあるが、交通量が少なく成績はいずれも良くなかった。

山岳部のトンネルと対比して河川に架ける橋も、海洋架橋もいずれも有料道路として採算がよく予定よりも早く無料開放されたものが多い。

橋は有料道路として採算が良いという実績が建設省、公団、県など地方自治体、財政当局に認識されて来た。

昭和50年代初期に出来た長崎県の平戸大橋も成績が良く、地元利用車には大幅な割引を実施している。

本四架橋はこれまでの橋と比べて桁ちがいの大規模なプロジェクトとして昭和45年公団設立と共に進められ、昭和48年には3ルート同時着工の準備が進められた。

しかし、予想もしなかった石油危機が発生し日本経済も大混乱に陥り着工延期となったが、昭和50年に1ルート3橋を当面着手するということで、経済企画、国土、建設の3大臣で合意がなされ、建設供用されて来た。

この3ルートを実施するための資金は国の出資、地方出資、財投、縁故債でその比率は2:1:6:3とすることで48年に合意された。無利子資金の比率は25%であったが石油危機後の財政難もあってこの比率は変わり国と地方の出資を2:1とすることだけが今も残っている。

瀬戸大橋の開通後、交通量が予測を下回り、償還が危ぶまれる事態になり、資金コスト6.149を4.8%まで引下げることによって国と地方との合意がなされ3ルート一体のプール採算で何とか償還の目途がつくところに来ている。

現在施工中の明石海峡大橋、来島大橋、多々羅大橋が建設費の大幅な上昇なしに安全確実な竣工を心から祈念するものである。

耐力点締付法を用いる摩擦接合用高力ボルトの品質

Chemical and Manufactural Requirements for High-strength Bolts tightened to the Yield Strength

今治工事事務所 第二工事長 高城 信彦
(前) 設計部 設計第二課長代理
Nobuhiko Takagi



概要

大鳴門橋から瀬戸大橋までの摩擦接合用高力ボルトは耐力点締付法により締付けられてきた。この締付法は施工管理等の面で優れた方法であるが、トルク法に比較し導入軸力が高いことから、ボルトの安全性について十分な検討が必要である。高力ボルトの製作規格である JIS B 1186 に加えて、ボルト材料の化学成分、焼戻し温度を規定し、製品の硬さ試験の管理を十分に実施することにより、遅れ破壊の危険性の無い安全なボルトを製作できることを確認した。

Friction-grip connections with high-strength bolts held together by the method of tightening high-strength bolts up to the yield point have been widely used by the Honshu-Shikoku Bridge Authority in the construction of bridges including Naruto Bridge to Seto Ohashi Bridge. The method excels in construction uniformity; however the safety of high-strength bolts needs to be examined thoroughly. It is confirmed that the safe and perfect bolts can be manufactured by specifying chemical components and the temperature of tempering in conformity to the standards for high-strength bolt production such as JIS B 1186, and managing the production by some hardness tests because there is no danger of delayed failure.

1. まえがき

鋼構造部材の継手形式として一般的に用いられている摩擦接合用高力ボルト継手の締付方法には、トルク法と回転法が従来より知られている。このうち、回転法はボルト導入軸力が降伏点を超過する程度に達することから、ボルトの安全性を考慮して回転法の適用は F8T のみに限定されている。

本四連絡橋の高力ボルト締付法の実績調査によると、大三島橋から大鳴門橋の一部まではトルク法による締付が行われていたが、その後の瀬戸大橋までは一部の例外はあるものの耐力点締付法による締付けが行われきている。トルク法はトルク係数を用いて導入軸力を管理する方法であるが、トルク係数が環境条件等の各種の要因によって微妙に変動しうる性質を有するため、トルク法による締付けでは必要な設計ボルト軸力が確保できない継手が起こり得ること、太径ボルトに対しては一般的なトルク法の締付け作業が著しく困難ないし不可能になること、継手部に施す防錆塗膜によって経時的な軸力抜けがある等の欠点が認識されたものである。このため、これらに対処する方法としてボルト締付けを耐力付近までに高められる耐力点締付法が着目されたものである。

耐力点締付法は施工管理が容易で、導入軸力の変動が小さい等施工面で大きな利点がある一方、トルク法に比較してボルト導入軸力が高い特徴がある。従ってボルト

の安全性については従来以上に十分な検討が必要である。

高力ボルトは JIS B 1186 摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセットに基づいて製作されているが、この規格ではボルト材質についてはボルトメーカーの材料開発に期待するとの考えにより、化学成分および製造方法の規定は設けられていない。

しかし、これらはボルトの遅れ破壊感受性と関連があることが認められる要因であり、従来はボルトメーカーの自主的技術的な判断によって良好な製品が使用者に供給されてきたのである。

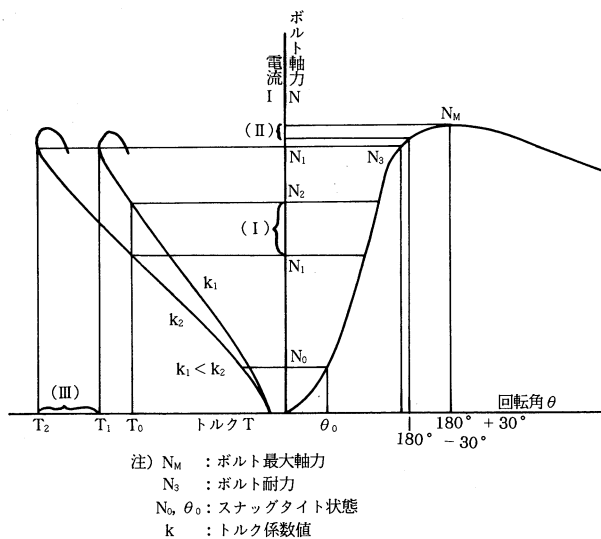
本四連絡橋では今後も大量の高力ボルトが耐力点締付法で施工されることが確実であることから、この耐力点締付法を前提にボルトの化学成分や製造方法の統一的な取り扱いを可能にするための調査を行ってきた。

本文は、これまでの調査により耐力点締付法に用いる高力ボルトに要求する品質を設定した概要を紹介するものである。

2. 耐力点締付法

耐力点締付法は高力ボルトを電動レンチで締付け、ボルト軸力を導入する方法である。ボルト締付け時のトルク、締付機の電流、ボルト軸力およびナット回転角の関係を図-1 に示す。

トルク法ではトルク T とボルト軸力間に認められる直線関係の傾き（つまりトルク係数）を一定と仮定して締



図－１ 各種締付け工法の比較

Fig. - 1 Comparison between various methods of tightening bolts.

付け管理を行うものである。しかし、トルク係数は周辺条件により変動する性質があり、一定トルク T_0 による締付け管理を行ってもボルト軸力は図中の N_1 から N_2 の範囲で変動することとなる。

これに対して、耐力点締付け法での管理は次のように行われる。図－１で回転角 θ_0 、ボルト軸力 N_0 はスナッグタイトの状態を表わし接合部材間が密着した状態である。この後はボルト締付けの過程でボルトねじ部および座金とナット間の動摩擦係数は概ね一定と仮定できるので、ボルト軸力とナット回転角は直線関係となるが、ボルト耐力 N_3 を超すと軸力と回転角には直線関係が失われる。同様のことは電流と回転角について認められ、ボルト耐力付近から電流の変化率が変化するので、これを検知して電動レンチを停止することでボルトを締付けることができる。

各締付け法によるボルト導入軸力を比較すると、トルク法ではトルク係数の変動により図－１の (I) の範囲となる。回転法ではナットをスナッグタイトから $180^\circ \pm 30^\circ$ 回転させて軸力導入するため、図－１の (II) の範囲となる。耐力点締付け法は電流の変化率に着目するため、軸力範囲はボルト耐力 N_y 付近に集中し、トルク法よりは高い軸力となるが

回転法よりは低い軸力となる。

導入軸力の変動を比較すると、変動係数でトルク法が 7.5 % 程度、回転法が 3～5 %、耐力点締付け法が 2 % 程度と言われており極めて変動の小さい締付けが得られる。

3. 高力ボルトの品質

3.1 高力ボルトの安全性

高力ボルトは強度水準の上昇につれて遅れ破壊を生じ易くなる傾向がある。また、使用環境の厳しさ（特に水分の存在）や使用応力の上昇によっても発生し易くなることが過去の研究で明らかとなっており、導入軸力の増大は遅れ破壊の危険性を高める要因と考えられる。

従って、耐力点締付け法を用いる高力ボルトに要求されることは、①機械的性質にばらつきが少なく、②伸び特性が良好で、③耐遅れ破壊安全性に優れていることである。これまでの調査結果に基づき、JIS B 1186 を基礎に、遅れ破壊との関連性が知られているボルト材料の化学成分、焼戻し温度を新たに規定し、製品の硬さ試験の規定を見直すこととした。

3.2 化学成分

高力ボルト材料の化学成分は JIS B 1186 に規定が無い、各ボルトメーカー独自の技術判断により決定さ

表－１ ボルト製作会社の化学成分の規格（ボルト）

Tab. - 1 Standards for the chemical components of bolts by various manufacturers

製作会社	種別寸法	材 質	化学成分 (%)							備 考
			C	Si	Mn	P	S	Cr	B	
A	F10T M22	BOLTEN	0.18	0.10	0.70	0.030	0.030	0.60	0.001	
	F11T M22	110N	～0.23	～0.20	～0.90	以下	以下	～0.80	～0.003	
B	F10T M22	KHB 10	0.18	0.10	0.80	0.030	0.030	0.20	0.0005	
			～0.23	以下	～1.10	以下	以下	以下	～0.003	
	F10T M24	KHB 10	0.18	0.20	0.70	0.030	0.030	0.25	0.0005	
C	F10T M22	HS20	0.18	0.10	0.70	0.030	0.030	0.60	0.0005	因島 上部
	F10T M24	BCR	～0.22	～0.30	～0.90	以下	以下	～0.80	以上	下津井主塔
	F11T M22	HS25B	0.23	0.10	0.90	0.035	0.035	0.08	0.0005	因島 主塔
			～0.28	～0.35	～1.20	以下	以下	～0.12	以上	大三橋
	F10T M22	HS20BH	0.18	0.10	0.70	0.030	0.030	0.60	0.0005	下津井上部
			～0.22	～0.30	～0.90	以下	以下	～0.80	以上	南備 上部
	F10T M22	HS20BF	0.18	0.10	0.70	0.030	0.030	0.90	0.0005	
D	F10T M22	KF10T	0.20	0.15	0.55	0.030	0.035	0.45	0.001	注 1
			～0.25	～0.35	～0.90	以下	以下	～0.85	～0.003	
E	F10T M24	KF11T	0.20	0.15	0.55	0.030	0.035	0.85	0.001	注 1
			～0.25	～0.35	～0.90	以下	以下	～1.25	～0.003	
E	F10T M22	SBR 22	0.19	0.35	0.80	0.030	0.035	0.15	0.0005	
			～0.24	以下	～1.10	以下	以下	～0.35	以上	
E	F10T M30	SBR23M	0.20	0.15	0.90	0.030	0.030	0.70	0.0005	
			～0.25	以下	～1.20	以下	以下	～0.90	以上	

注 1 : Ti 0.005～0.040 を含む。

表-2 高力ボルトの機械的性質等の規格及び実績まとめ（全橋梁）

Tab.-2 Standards for the mechanical properties of high-strength bolts and tested data

種別・寸法	ロット数	品名 項目	ボルト						ナット	座金
			耐力	引張強さ	伸び	絞り	硬さ	製品引張荷重	硬さ	硬さ
			kgf/mm ²	kgf/mm ²	%	%	HRC	kgf	HRC	HRC
F10T M22	229	平均値	102.9	100.0	17.7	66.4	32.4	32.790	25.7	39.4
		標準偏差	1.68	1.74	0.98	1.97	0.53	630	1.39	0.93
F10T M24	434	平均値	103.4	109.7	17.8	66.0	32.5	38.140	25.5	39.6
		標準偏差	2.00	1.63	1.08	2.01	0.61	630	1.57	0.97
F10T M30	144	平均値	102.7	108.6	17.9	66.3	32.2	61.090	26.4	39.6
		標準偏差	1.34	1.07	1.05	2.40	0.62	720	1.06	0.84
F11T M22	23	平均値	111.7	118.4	18.1	60.4	35.5	35.220	25.0	39.5
		標準偏差	0.76	1.47	0.80	2.73	0.71	530	0.80	0.88
F11T M24	12	平均値	113.3	118.0	16.5	60.9	36.3	40.760	25.0	39.0
		標準偏差	0.94	0.91	0.50	0.95	0.47	190	0.0	0.0

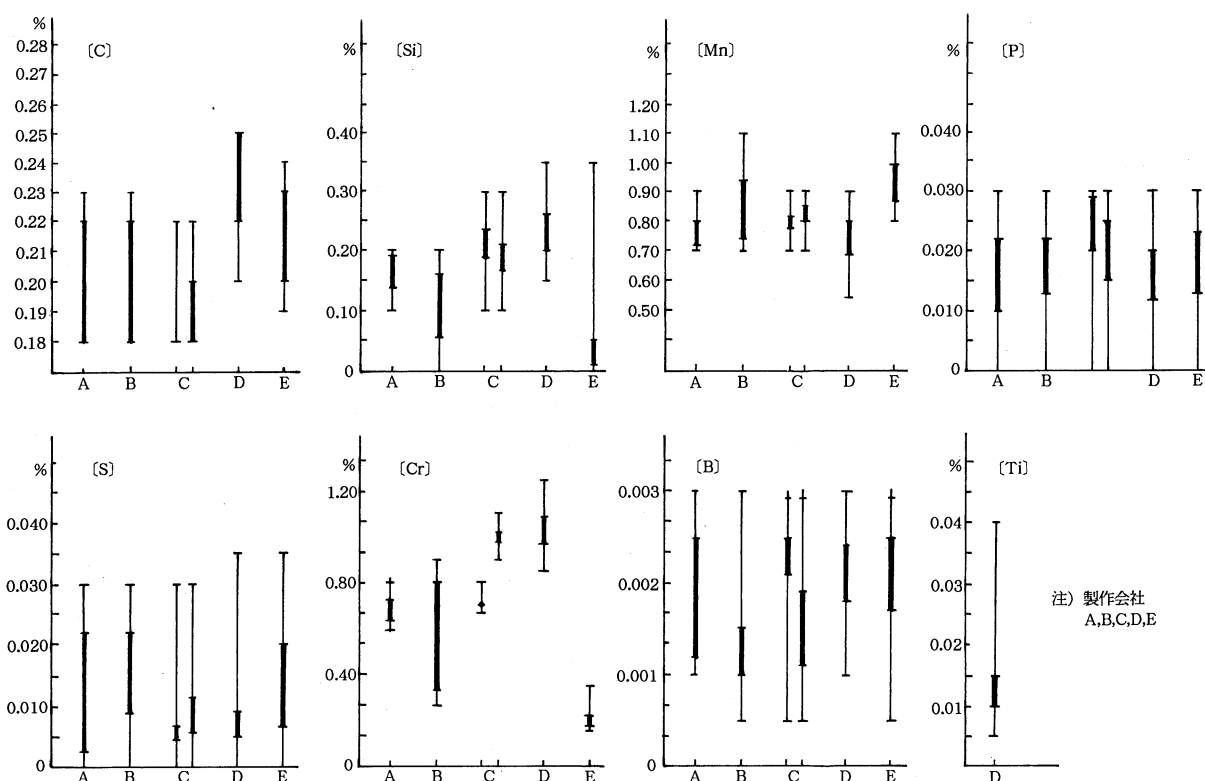


図-2 ボルトの化学成分（製作会社の規格と実績の対比）（M24）

Fig. -2 Chemical components of a bolt.

(A comparison of the measured value of a bolt to the specified value according to manufacture's specifications) (M24)

れてきた。これまで本四連絡橋で採用されてきた高力ボルト材料は一部を除いて低炭素系鋼材であり、その化学成分のメーカー規格および実際に納入された製品の分析値を表-1と図-2に示す。

図-2の結果から明らかなことは、分析値のバラツキは各メーカーとも非常に小さく、化学成分の管理が良好に実施されてきたことが伺えることである。また、メーカー間の規格範囲が重なる部分があることから、ある程度統一することができることである。

そこで、ボルト用鋼材の化学成分としては低炭素系を

前提に従来の製造実績を参考に、とりべ分析値を表-3の値に設定した。この設定にあたっては以下の点に留意した。Cについては、遅れ破壊の発生事例が従来比較的高炭素系に多かったことから、低めの範囲に設定した。

Siは下限を低めに設定しているが、冷間成形性の良好なAlキルド鋼ではSiが低めに設定されていることを考慮したものである。P、Sはいずれも遅れ破壊を促進する不純物であるので低く設定した。また、Crは太径ボルトの場合の焼入れ性を向上させるため増量の余地を残した。Bは0.0030%以上含有した材料で遅れ破壊した経験があり、

表-3 ボルト用鋼材の化学成分 (単位: %)

Tab.-3 Chemical components of bolt - manufacturing steel

ねじの呼び	C	S _i	M _n	P	S	C _r	B
M20	0.18	0.05	0.70	0.025	0.025	0.15	0.0005
M24	~0.23	~0.35	~1.00	以下	以下	~0.80	~0.0025
M27	0.18	0.05	0.70	0.025	0.025	0.60	0.0005
M30	~0.23	~0.35	~1.00	以下	以下	~1.25	~0.0025

備考: このほか、Ti、Alを有効な範囲で添加してよい。

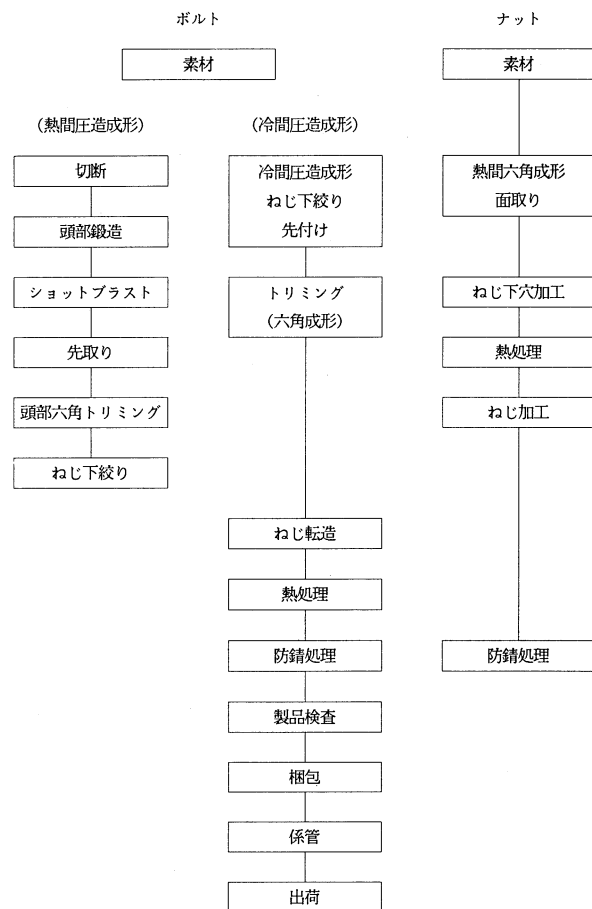


図-3 高力ボルトの製造工程の一例

Fig. -3 An example of the manufacturing process of highstrength bolts.

焼入れ性付与に必要最小限を添加するよう上限を抑えている。

3.3 熱処理

高力ボルトの製造工程は低炭素系の場合は一般に図-3に示すものであり、焼入れと焼戻しの熱処理が行われる。従来、本四連絡橋で使用された高力ボルトの熱処理実績は表-4の様である。

熱処理のうち、焼入れ方法については遅れ破壊感受性とは関係しないため特に規定する必要はないが、焼戻し温度については410℃以上と規定することとした。遅れ破壊は焼戻しマルテンサイト鋼では粒界割れを特徴としており、この傾向は350℃付近の焼戻し範囲で特に助長されるので焼戻し温度の下限を従来の実績を考慮して410℃とした。

表-4 ボルト製作会社の焼入、焼戻温度

Tab.-4 The temperature of quenching / tempering adopted by various bolt - manufacturers

ボルト製作会社	等級	呼び径	焼入	焼戻
A	F10T	M22	880℃×70分	435℃×120分
		M24	880℃×90分	435℃×140分
		M30	880℃×120分	435℃×160分
	F11T	M22	880℃×70分	415℃×120分
B	F10T	M22	880℃×60分	420℃×90分
		M24	880℃×60分	440℃×90分
		M30	880℃×70分	470℃×90分
C	F10T	M22	880℃×55分	470℃×90分
		M24	880℃×60分	470℃×100分
		M30	900℃×70分	470℃×120分
	F11T	M22	900℃×80分	435℃×120分
D	F10T	M22	860℃×60分	445℃×90分
		M24	880℃×60分	480℃×90分
		M30	880℃×60分	480℃×90分
E	F10T	M22	900℃×60分	420℃×60分
		M24	900℃×60分	420℃×60分
		M30	900℃×60分	460℃×60分

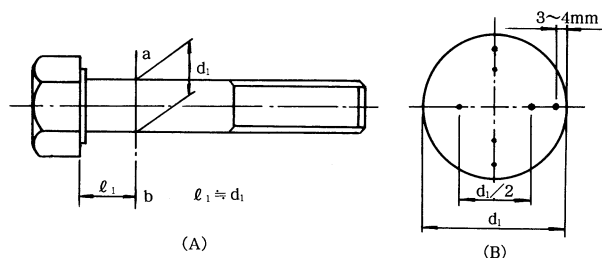


図-4 ボルトの硬さ測定箇所

Fig. -4 Measuring points of bolt hardness.

3.4 ボルトの硬さ

ボルトのかたさは遅れ破壊感受性を判断するうえで重要なパラメータとなっている。これまでの遅れ破壊の経験によれば、ボルト製品のかたさ (HRC) が35以下では遅れ破壊は発生せず、40以上では発生する領域であることが知られている。

ボルトのかたさについては、JIS B 1186を妥当なものとして踏襲した。本四連絡橋での実績を表-2に示す。

ボルトのかたさ試験は、製品についてJIS Z 2245によって行い、測定箇所は頭部側面および図-4に示す軸部断面とする。ボルト導入軸力の高さを考慮して、量産時における焼入れ焼戻し性を確実に保証するため、ボルト軸部の断面のかたさ分布を測定することを要求した。かたさ分布を測定する時の測定値は断面中心と直径 $d_1/2$ 周上の4点の平均値、周辺部の4点の平均値および頭部側面の3点の平均値をそれぞれの値とし、いずれの値も規格に適合しなければならない。

4. 遅れ破壊感受性

耐力点締付法を用いる高力ボルトの安全性を評価するため、遅れ破壊試験を行った。遅れ破壊試験としては、JIS原案法として提案された室内促進試験および実環境下での暴露試験の2種類がある。両試験法の関連性については、本四公団が国鉄鉄道技術研究所に委託して得たデータが参考となる。

その他に遅れ破壊感受性を評価する間接的な手法として、硬さ試験、水素吸収放出特性試験があり、これらについても試験を実施した。

耐力点締付法での締付けの特徴として、ボルトには耐力付近の軸力が導入されるため、ボルトねじ部は全断面降伏状態にあるものと考えられるので、試験に用いる供試体は予め降伏点に到る引張り荷重を載荷し、予歪を有する状態にしたものを用意した。

4.1 JIS原案法

JIS原案法の試験装置と試験供試体を図-5、図-6に示す。供試体は切欠角棒試験片で、試験装置にセットして切欠部に曲げモーメントを作用させる。この時、切欠部はPH2のHcl緩衝水溶液（PHを安定させるため酢酸

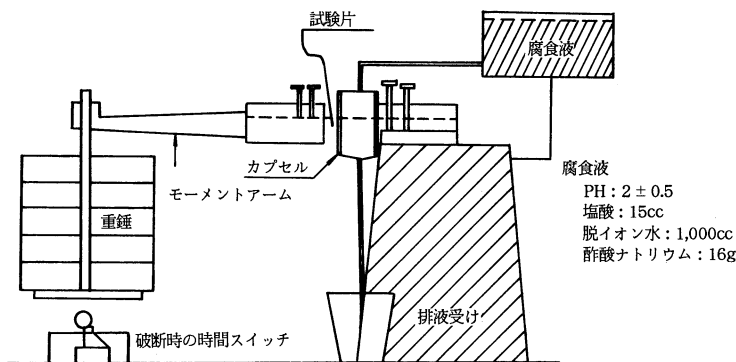


図-5 遅れ破壊試験操作

Fig. - 5 An apparatus for testing delayed failure.

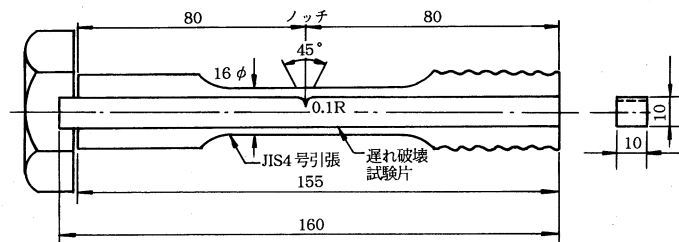


図-6 ボルトからのJIS4号引張試験片の削出と予歪後の遅れ破壊試験片の採取寸法

Fig. - 6 A test-piece from a bolt for the tension test and the delayed failure test

ナトリウムを少量加えたもの)に浸漬されており、破断に要する時間を計測する。破断時間と負荷応力の組み合わせから、破断寿命の関係が得られ、150時間の応力を遅れ破壊限度とする。200時間を超過しても破断しない場合は、切欠部が水溶液による腐食の影響を強く受けるため遅れ破壊試験の意味は持たない。

過去に本四連絡橋で用いられた6種類のボルト材料について、JIS原案法による試験結果を図-7に整理した。縦軸の遅れ破壊限度比は試験結果の応力を、Hcl緩衝水溶液に浸漬せずに破断させた時の曲げ応力(σ_0)で除した値である。

供試体はトルク法を想定して予め耐力の80%の引張り負荷を与えたものと、耐力点締付法を想定して予め残留歪0.5%の引張り負荷を与えたものの2種類である。図より、耐力点締付法で導入される軸力レベルでは遅れ破壊感受性はあまり影響を受けず、十分安全な領域にあることが確認された。

なお、図-7に示す様に硬さは遅れ破壊感受性に関連があることから、前述の引張り負荷の差異、つまり締付け軸力の差異によるボルト断面の硬さ変化を比較した結果を図-8に示す。この結果からも、耐力点締付法による軸力レベルは大きな問題とはならないことを間接的に示すものと考えている。

4.2 ボルト規格の妥当性

耐力点締付法を用いる高力ボルトの品質に関しては、3.に述べた様に①材料の化学成分、②熱処理条件および③製品の硬さが規格を満足する必要があるが、この規格を満たさない場合の遅れ破壊感受性を評価することにより規格自体の妥当性を調査した。

試験はJIS原案法によった。供試体は材質が低炭素系のもの5種類と中炭素系のもの1種類の計6種類とし、各々の化学成分、機械的性質、熱処理条件を表-5、表-6に示す。

JIS原案法による試験結果を図-9に示すが、焼戻し温度が高くなった1種類を除いて、遅れ破壊感受性は安全域から外れることが明らかである。これにより、今回設定した高力ボルトの要求品質の妥当性が確認されたと考えられる。

なお、図-9で中炭素系供試体の試験結果が最も安全域から外れるものとなった理由は、低炭素系供試体に比較して強度が高かったこと、および熱処理温度の誤差の影響を受け易い材質的特徴によるものと考えられる。

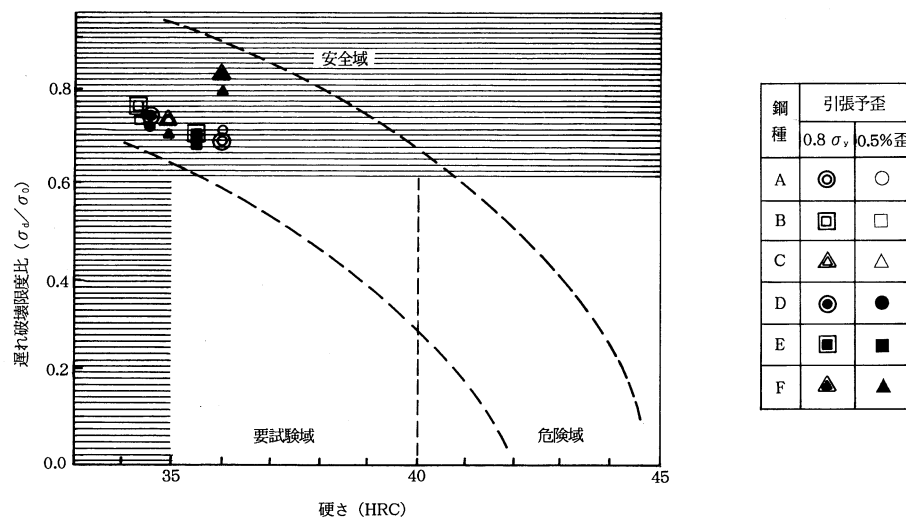


図-7 JIS原案による遅れ破壊感受性の評価(標準品)

Fig. - 7 Evaluation of delayed failure sensibility according to the proposed JIS (normal sample)

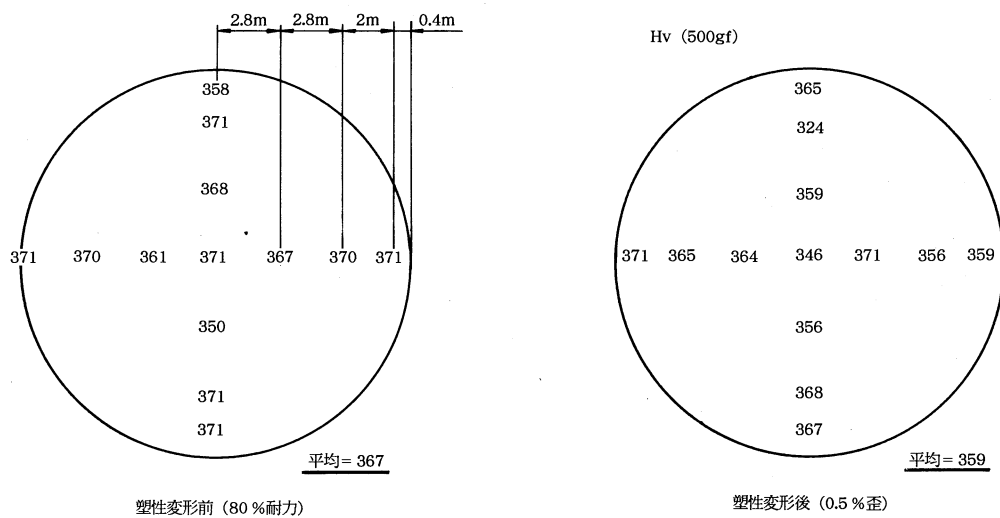


図-8 塑性変形による硬さの変化(鋼種B)

Fig. - 8 A change in hardness due to preliminary strain (steel type B)

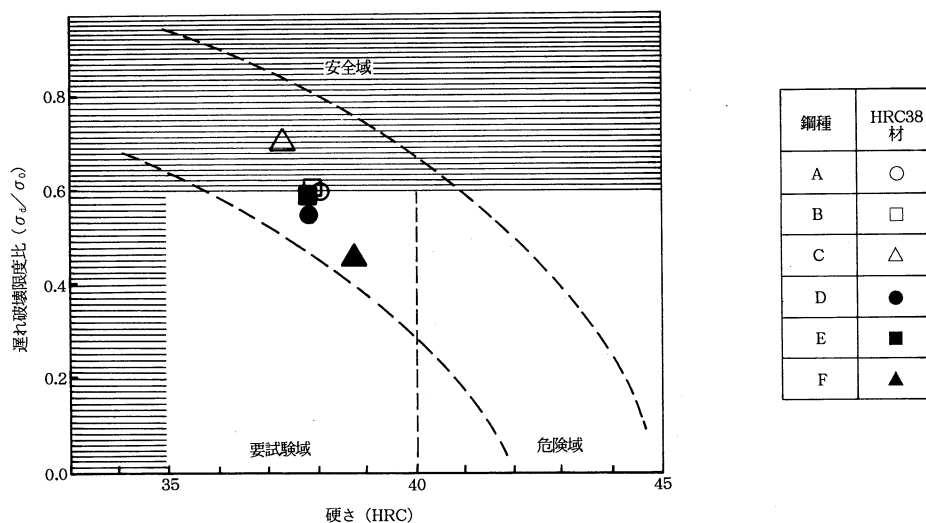


図-9 JIS原案による遅れ破壊感受性の評価(HRC 38材)

Fig. - 9 Evaluation of delayed failure sensibility (HRC 38)

5.今後の検討課題

高力ボルトの安全性の確認については、4.でJIS原案法による結果を述べたが、これらは室内促進試験の結果である。現在、表-5、表-6に示す試験ボルトにより、実環境下での暴露試験を実施中である。試験期間はボルト締付後一般に遅れ破壊が発生した傾向から判断して2年間で予定している。これらの結果により、耐力点締付法を用いる高力ボルトの要求品質の適否が更に明確化されることとなる。

表-5 ボルトの化学成分

Tab.-5 Chemical components of bolts

鋼種	材質	鋼番	C	Si	Mn	P	S	Cr	B
A	BT110N	RA1943	0.19	0.15	0.76	0.007	0.008	0.66	0.0024
B	KHB 10	D85216	0.21	0.06	0.92	0.013	0.007	0.13	0.0016
C	HS20BF	127300	0.20	0.18	0.81	0.016	0.007	0.99	0.0024
D	KF 10T	3-75160	0.22	0.23	0.75	0.014	0.010	0.58	0.0017
E	SBR 22	Y101170	0.23	0.02	0.87	0.018	0.010	0.27	0.0019
F	15B36	3965D	0.33	0.19	1.33	0.027	0.008	-	0.0021

注：鋼種Dについては、Tiを0.016%含む。

表-6 ボルトの機械的性質

Tab.-6 Mechanical properties of bolts

鋼種	ロット番号	機械的性質						熱処理条件 焼入 焼戻 (°C×分)
		耐力 kgf/mm ²	引張強さ kgf/mm ²	伸び %	絞り %	製品引張 kgf	硬さ HRC	
規格	-	90 ≤	100 ~200	14 ≤	40 ≤	30300 ≤	27~38	
A	GA3TN624	110.5 109.8	118.9 118.3	18.2 19.8	67.3 68.2	35700	38	880-70 405-120
B	C59100FH	114.4 113.7	120.9 120.9	18.8 18.8	68.2 68.2	36467	37.9	880-60 365-90
C	U1-4237	109.8 109.2	119.6 118.9	19.6 19.2	67.3 65.7	36100	37	880-55 470-90
D	S66129	112.4 114.4	122.2 123.5	18.4 16.8	64.9 64.0	36700	37.7	880-60 415-120
E	0817008	113.7 115.7	122.8 124.1	17.0 18.6	65.7 66.5	36800	37.7	880-60 380-90
F	15B36	121.5 123.5	126.7 129.3	17.0 16.8	57.8 59.6	37500	38.6	850-60 410-110

備考：焼入冷却条件 鋼種A B C D E 水冷
鋼種F 油冷
：焼戻し冷却条件 全鋼種 水冷
：4号TPの試験結果は測定値（n=2）、製品引張、硬さは3個の平均

6.あとがき

耐力点締付法は施工性に優れ、導入軸力のばらつきが極めて少ない締付ができる優れた締付法であり、大鳴門橋以降の本四連絡橋の大部分に適用されてきた締付法である。この締付法によればボルト導入軸力がトルク法に比較して高く導入されるため、高力ボルトの品質について通常より踏み込んだ要求が必要と考えられる。

これまでの調査研究の結果では、従来のボルト製作規定に追加してボルト材料の化学成分、焼戻し温度を規定し、ボルトの硬さの測定管理を十分に実施することにより安全なボルトを保証できることを確認した。

今回の報告は（財）海洋架橋調査会に委託して整理した本四連絡橋の使用ボルト実績調査および鋼上部構造委

員会摩擦接合用高力ボルト分科会（主査：松山晋作、神奈川工科大学）で平成2年度、3年度に審議した成果に基づくものであり各種の試験、研究を担当された各委員のご努力に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) (社)日本橋梁建設協会：高力ボルト締付工法検討委員会－耐力点法－報告書 1988年3月
- 2) 奥川、高城、大江：本州四国連絡橋での摩擦接合用高力ボルトの使用実績：本四技報 Vol.15 No.59 '91.7
- 3) 松山：遅れ破壊：日刊工業新聞社 '89.8
- 4) 本四公団：平成2年度鋼上部構造委員会報告書 平成3年3月
- 5) 本四公団：平成3年度鋼上部構造委員会報告書 平成4年3月

橋梁用マスコンクリートにおける2成分系低発熱型 高流動コンクリートの開発（その2）

Development of highly-flowing concrete with binary low-heat generating cement for mass concrete of bridge foundations. 2

垂水工事事務所 第四工事長 有馬 勇^{*}

Isamu Arima

垂水工事事務所 第四工事長代理 末永清冬^{**}

Kiyofuyu Suenaga



概要

本稿においては、明石海峡大橋4Aアンカレイジでの実用化を目的として行った二成分系低発熱型高流動コンクリートの現場施工性実験の結果について報告する。

現場実験は、実際の施工計画を立案するにあたり、解決又は確認しておかなければならない内容について行なうこととした。主なものは、実験用プラントを用いた示方配合の確認、コンクリートのポンプ圧送性能、打込み方法、打継ぎ目処理、バイブレーターの適正なかけ方、打込み時の落下高さの品質への影響確認を行った。これらの実験結果にもとづき、本工事の施工計画を立案することが可能となった。

This paper results of large scale experiment to verify applicability of the high-flowing concrete, which is made of binary low-heat generating cement, which experiment was conducted for one of the anchorage foundations of Akashi Kaikyo 4A Bridge.

The experiment covered a wide area of problems necessary to be solved or to be made sure for establishment of the construction plan of the foundation.

Test items are thus determined as confirmation of the mix proportion of concrete with the experimental plant, method of concreting, performance of a concrete pump, placement method of the concrete, method of treatment of construction joints, influence of the height of free fall on the quality of concrete and so on.

As a result, all the problems concerned with drafting up of the construction plan have been elucidated in a practical manner.

5. 現場実験

明石海峡大橋4Aアンカレイジのコンクリート工事の特長としては、打設面積が1,200㎡と広く、日打設量が約1,900㎡にもなり、今までに例をみない大量、急速施工が必要とされる点がある。

このため、施工方法は最大リフト高3m程度のブロックを均等に打ち上げるためにゲートバルブを数ヶ所取付けた配管を数系列固定する方法を採用したが、バルブの切り替えなどは省力化、迅速化を図るため自動制御化する必要があった。L-10配合のコンクリートは、室内実験において材料分離抵抗性、流動性および充填性に優れていることが確認されている。従って、実用化にあたりこれらの特性を施工に生かすため、前項までの室内実験結果をもとに、現場実験により各種施工方法の検討及びその結果得られる品質を詳細に検討し、施工方法の選定を行った。

以下に、L-10をアンカレイジ用のマスコンクリートとして施工する場合に留意すべき事項に重点を置いて、仮設部材を対象に行った約1,300㎡の実験打設から得られた成果を示す。

5.1 現場実験の概要

現場実験の概要を表-14に示す。

これらの項目は、室内実験で得られたL-10配合をもとに、実験用バッチャープラント（容量1㎡級の強制練り二軸ミキサー）で製造したL-10を使用して実施した。なお、細骨材の表面水管理としてサンドスタビライザー（ドラム容量0.5㎡）も併用した。材料は、3.と同様である。また、いずれの項目の実験においても、所定のスランプフローを得るための方法としては、高性能AE減水剤を調整する事とした。以下に、項目ごとの概要を示す。

(1) 確認実験

容量1㎡級の実験用バッチャープラントを用いて室内実験で得られた最適のL-10配合の確認と最適練混ぜ時間の確認を行った。

(2) 打ち込み方法

L-10の打ち込み方法は、ゲートバルブを用いた配管打設を基本とする。しかし、型枠の隅1箇所固定した吐出口からコンクリートを打設する片押し打設と、打設面全体を均等に打ち上げる層打ち打設とのいずれを採用するかは、実験結果により品質の良好なもの、施工性の優れた方を選定することが必要である。このため、実験では、流動性状、打設速度、天端勾配などについて両者を

表-14 現場施工性実験の概要

Tab.-14 Outline of site testing

	項目	目的	実験要領	実験規模	試験項目
確認実験	最適配合の確認	・室内実験で得られた配合の確認。	・L-10配合の確認 ・石粉量調整の有無	・ミニプラントヤード	・スランプフロー、空気量、コンクリート湿度
	最適練混ぜ時間の確認	・最適配合において練混ぜ時間を変化させてその性状を比較する。	・45°、60°、75°、90°と変化させる。	同 上	・スランプフローの経時変化、空気量、コンクリート湿度、ブリージング率、凝結時間
	硬化コンクリートの強度特性等	・最適配合に対し水セメント比を変化させる。	・水セメント比60.5%、55.8%、51.8%と変化させる。	同 上	・圧縮強度、割裂強度、単位容積重量
打ち込み方法	片押し打設実験	・片押し打設の流動実験	・隅部一ヶ所から打設し流動性、分離抵抗性を確認する。	・204 m ³ の打設 (パッチャープラント基礎)	・洗い試験による粗骨材率、流動速度、流動勾配、圧縮強度
		・15mの長距離流動実験	・長距離流動させた場合の限界距離を把握する。	・W2.5m × T1.5m × L18m = V67.5 m ³ の打設を行う。	・骨材分布、空隙率、圧縮強度、流動速度、流動勾配
	層打ち打設実験	層打ち打設実験 (その1)	・打設用バルブピッチ10m 天端調整用バルブピッチ5m	・W12.3m × L12m × T1m = V148 m ³ の打設を行う。 (骨材ビン基礎低床の半分)	・打設後の天端レベル 天端調整用パイプレータの必要性 粗骨材分布、空隙率、圧縮強度
		層打ち打設実験 (その2)	・打設用バルブピッチ10m 天端調整は、スランプフローの調整により行う。	・W13m × L13m × T1.4m = V217 m ³ の打設を行う。 (セメントサイロ基礎)	・打設後の天端レベル 粗骨材分布、空隙率、圧縮強度
		層打ち打設実験 (その3)	・打設用バルブピッチ7m 天端調整は、バルブピッチを短くして高低差軽減する。	・W6m × L13m × T1.5m = V117 m ³ の打設を行う。 (仮設基礎)	同 上
	ポンプ圧送性	ポンプ圧送	・圧力損失を求めポンプ圧送データを得ること。	・6インチ、8インチの配管径を用い、理論吐出量、練置き時間を変化させる。	・循環配管長 $\ell = 117\text{m}$ (水平換算長 $\ell = 180\text{m}$)
		配管内閉塞時間限度の確認	・ゲートバルブを閉塞させ、その限度を確認する。	・閉塞時間は、60分、120分、180分と変化させる。	・W12m × L8m × T1m = V96 m ³ (骨材ビン基礎低床の一部)
その他の施工性	落下高さの影響確認	・落下位置の確認。	・ゲートバルブの高さを変化 (1.2m、2.2m、3.2m) させて打設する。	・W12.3m × L12m × T1m = V148 m ³ の打設を行う。 (骨材ビン基礎低床の半分)	・粗骨材分布、空隙率、圧縮強度
	締固め方法	・締固め程度とパイプレータの適用性を検討する。	・機種 (φ60、φ42、φ30) 周波数 (240、100Hz) 締固め時間 (0、3、5、10') を変化させる。	・4m × 12' × 1.0m = 48 m ³	・粗骨材分布率、空隙率、圧縮強度
	打継目処理方法	・洗浄程度を変化させて打継ぎ部の強度を確認する。	・5ケースの打継ぎ状態を想定して実験	・W2.5m × T1.5m × L12m = V45 m ³ の打設を行う。	・打継ぎ面の圧縮強度
	コンクリート側圧の測定	・高流動コンクリートの側圧	・土圧計をセットした1m角、高さ4mの型枠により側圧計測	・4 m ³ を6回にわたって90分で打設	・側圧の経時変化
	硬化コンクリートの強度の異方性	落下方向と流動方向との強度の相違を把握する。	・層打ち打設 (その3) のコア抜き		・圧縮強度及び純引張強度試験



写真-1 サンドスタビライザーの設置状況

Photo.-1 Scene of constructed sand-stabilizer



写真-2 層打ち打設実験の配管状況

Photo.-2 Scene of steel pipe for layer placement experiment

比較した。

比較検討の場合、次の2点に着目した。

① 打設面の天端調整の必要性について

リフト上面の天端の流動勾配は、天端均し作業の軽減及び湛水養生時の水張り作業性を考慮すれば、できるだけ緩やかな方が望ましいことから、流動打設した場合の天端均しを行う必要性の有無及びその程度の確認を行う。

② 流動距離によるコンクリートの品質の変化及び実用的流動限界の確認

高流動コンクリートは、どの程度の距離まで材料分離することなく流動・変形し、所定の品質を保持できるかを確認する必要がある。

これらの事項に関して、片押し打設実験においてでは、①について、型枠の一隅からコンクリートを吐出して天端の流動勾配を測定した。②の品質及び流動限界に対しては、流動性状の観察と所定の位置でサンプリングを実施して、洗い試験により骨材の分離の指標となる粗骨材率（重量）を測定した。

さらに、流動限界に対しては、ケーブルアンカーフレームを想定した鋼材を配置し、流動距離15mの長距離流動実験も行った。

一方、層打ち打設においては、①の天端均しとして、2種類の方法を実験した。1つは、配管1系統でのゲートバルブ間隔を10mとし、それらの中間部に天端調整用のバルブを設置し、最終段階においてのみ流動勾配を調整したものと、もう1つは、同一区画内においてコンクリートを硬練りから軟練りに変化させて層状に打設（スランプフローを51、57、62cmに変化させる。）、各々の流動勾配を調査した。

また、②の品質及び流動限界に対しては、流動性状の観察とコア試験体による圧縮強度及びコア切断面の骨材面積率を測定した。

(3) ポンプ圧送性

① 圧送性能の確認

L-10配合のコンクリートの運搬は、数系列の配管を用いてコンクリートポンプで圧送を行う。この圧送性能を確認するために、配管径を変えて（6インチ及び8インチ）、L-1及びL-10配合について圧送性能の確認を行った。設定圧送能力は、 $30 \text{ m}^3/\text{h}$ 、 $40 \text{ m}^3/\text{h}$ 及び $60 \text{ m}^3/\text{h}$ とした。

② 配管内閉塞時間限度の確認

配管内にコンクリートを充填し、そのコンクリートに圧力を加えても動かない管内閉塞状態の発生時間を確認した。

これは、ゲートバルブの繰返し切替打設において開放ゲートバルブ位置から先の配管内の充填コンクリートは、コンクリートが一定時間静置されることになり、閉塞事故を避けるため配管内の閉塞が生じない範囲の時間を確認して置く必要がある。さらに、この管内静置時間を短縮すると同時に施工の省力化及びゲート操作の迅速化を図るために、自動化した開閉装置を試作し、その施工性

の確認を行った。

(4) 落下高さの影響確認

一般のコンクリートでは、高所から落下させると材料分離を生じる可能性があるため、落下高さは、1.5m以内とするのが原則となっている。しかし、L-10は、優れた材料分離抵抗性を有していることからこの限界値も高いと考えられる。そこで、これを確認するために、均しコンクリートの天端から打設高さを変化させて（1.2m、2.2m及び3.2m）、約 $40 \text{ m}^3/\text{h}$ の速度で打設し品質を確認した。

(5) 締め固め方法

締め固め作業は、打設面が広範囲にわたることや鋼材の密な部分で行う必要があることから、その作業手間の大幅な軽減が望まれる。

室内実験の小規模流動実験では、締め固めを全く行わなくても良好な結果が得られているが、現場実験では、流動性、材料分離抵抗性及び充填性に優れたL-10のバイブレーターによる締め固め性について、その機種及び締め固め時間の効果の確認を行った。

(6) 打ち継ぎ部

実施工での打ち継ぎ処理を5種類想定し、室内実験と併せて実施した。

(7) コンクリートの側圧

このコンクリートは、流動性が高いことから普通のコンクリートより側圧が大きいことが予想されたため、コンクリートの側圧実験は室内と併せて行った。現地実験では、最大側圧を確認するため打設速度は、4mのリフトを1.5hで打設した。

(8) 硬化コンクリートの強度の異方性

L-10は、打設時コンクリートの落下方向（鉛直方向）と流動方向（水平方向）とで強度に相違があることが懸念されたため、層打ち打設により打設したコンクリート部材からコア抜きして圧縮強度及び純引張強度を求め、鉛直方向と水平方向との強度を比較して異方性の程度を確認した。

5.2 現場実験結果

(1) 確認実験

① 配合の確認

室内実験で選定した配合（表-6、No.5）と同等の配合で、材料分離することなく流動性を持つ良好なものであった。

② 最適練混ぜ時間

室内実験の結果から高性能AE減水剤の使用量を一定すると練混ぜ時間を長くするとスランプフローが低下する。現場実験においては、一定スランプフロー（ $55 \pm 5 \text{ cm}$ ）とするため練混ぜ時間が長くなるに従って高性能AE減水剤量を増加させる必要がある（図-28）。この結果、図-29に示すように凝結時間も練り混ぜ時間75s、90sでは、遅延する傾向がある。しかも、これらの場合初期強度は、図-30に示すように低下が見られる。一方ブリージング

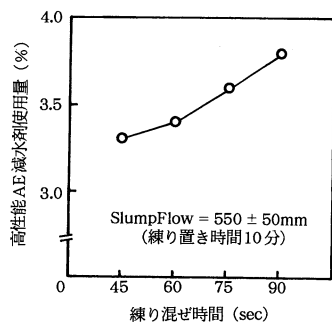


図-28 練り混ぜ時間と高性能減水剤使用量の関係 (現場実験)

Fig. - 28 Relationship with the amount of high performance water - reducing agent used (site test).

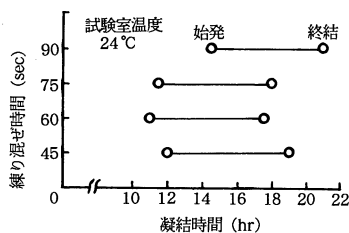


図-29 練り混ぜ時間と凝結時間の関係 (現場実験)

Fig. - 29 Relationship between the mixing time and setting time (site test).

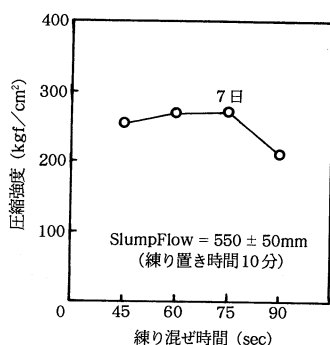


図-30 練り混ぜ時間と若材令圧縮強度の関係 (現場実験)

Fig. - 30 Relationship between the mixing time and compressive strength at early age.

表-15 練り混ぜ時間とブリーディング率との関係 (現場実験)

Tab. - 15 Relationship between the mixing time and bleeding ratio of concrete (site test)

[現場実験：試験室温度 24℃]				(空練りなし)
練混ぜ時間 (秒)	45	60	75	90
ブリージング率 (%)	1.16	0.06	0.0	0.0

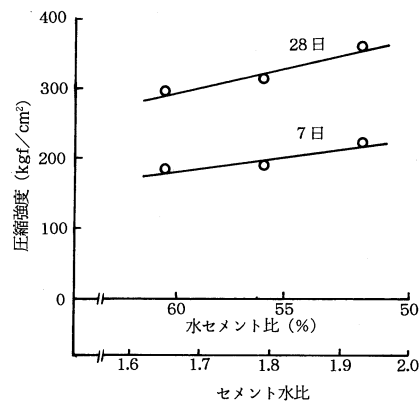


図-31 セメント水比と圧縮強度の関係

Fig. - 31 Relationship between the water cement ratio and compressive strength

は、表-15に示すように60s以下で生じており、75s以上では発生していない。これらの結果から実験用プラントでは、75sとした。

③ 硬化コンクリートの圧縮強度

セメント水比と圧縮の関係を図-31に示す。通常のコンクリートと同様に、ほぼ直線関係にある。なお割裂引張強度は、圧縮強度の1/12程度であった。

(2) ポンプ圧送性の結果

① 吐出量と管内圧力損失

図-32に実験に用いた配管図を示す。得られた吐出量と水平管の管内圧力損失の関係を図-33に示す。配管径を6インチとした場合は、吐出量に対する管内圧力損失が大きく、L-1と比較するとその勾配は、立ち上がったものとなっている。例えば、吐出量30 m³/hの場合の管内圧力損失を見ると、L-1 (0.05kgf/cm²/m) に対し、L-10 (0.10kgf/cm²/m) は、約1.4倍の値となっている。吐出量が35 m³/hを超えると、管内圧力が急激に上昇し圧送困難となることがわかる。

8インチ管とした場合は、管内圧力損失は、急激に低下し、吐出量30 m³/hの場合、L-10については、0.06kgf/cm²/mとなり6インチ管の60%である。

② 圧送前後のスランプフローの変化

圧送前後のスランプフローの変化は、図-34に示すように8インチ管を用いた場合にはほとんどスランプロスが無く、6インチ管を用いた場合スランプロスが顕著に現れている。これらのことから本施工条件では、L-10の圧送には、8インチ管が必要と考えられる。

③ 配管内閉塞時間限度の確認

配管形状及び管内圧力計測位置を図-35に示す。表-16にフレッシュコンクリートの性状を示す。いずれの存置時間においても閉塞は生じなかった。また、管内圧力とコンクリート存置時間の関係を図-36に示す。管内圧力は、コンクリートの存置時間が長くなると大きくなり、180分では、耐圧力 (45kgf/cm²) の約1/3にあたる15.1kgf/cm²であった。また、この時のポンプ主油圧も

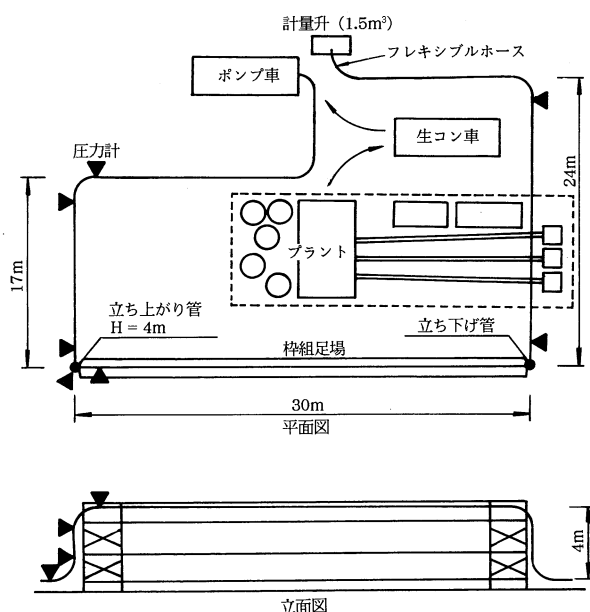


図-32 コンクリートポンプ圧送性能試験配管図

Fig. - 32 Lay - out of the piping for testing the pumpability of concrete

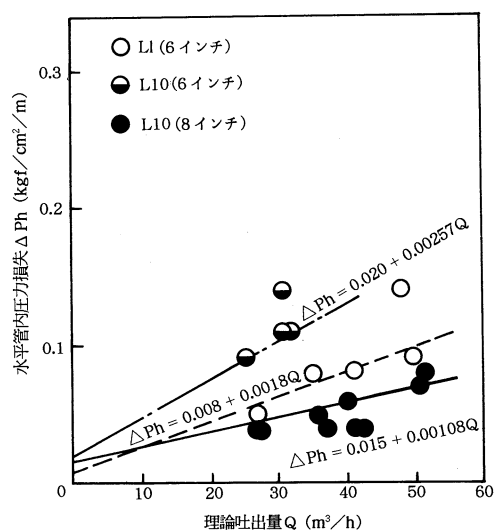


図-33 吐出量と管内圧力損失の関係

Fig. - 33 Relationship between the discharge of a pump and pressure loss due to friction in the piping

表-16 フレッシュコンクリートの試験結果

Tab.-16 The results of freshly mixed concrete testing

存置時間 (分)	スランブ (cm)	スランブフロー (mm)	空気量 (%)	コンクリート 温度 (°C)
0	24.5	558 × 567	3.5	29.5

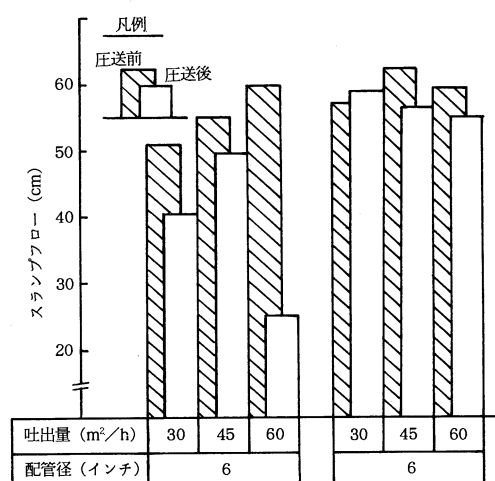


図-34 圧送前後のスランブフロー変化

Fig. - 34 Change of the slump of concrete before and ater pumping.

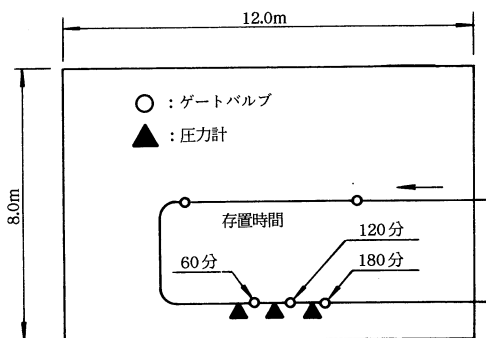


図-35 配管内閉塞実験状況図

Fig. - 35 Lay - out of the pipeline and the point to measure pipeline pressure at.

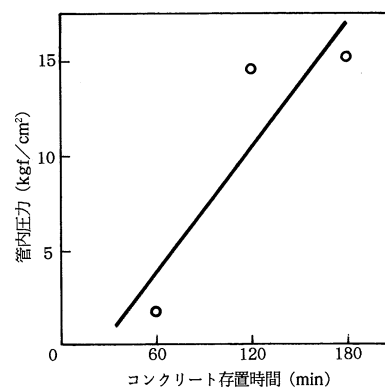


図-36 管内圧力とコンクリート存置時間の関係

Fig. - 36 Pipeline pressure and time for the concrete to stay in the pipe

限界値 ($315\text{kgf}/\text{cm}^2$) の約 $1/3$ となっている。一方コンクリートの流動性確保の点からスランプフローの下限值を 50cm 程度と考えているため、実施工上 90 分迄が存置時間の限度となる。従って、所要品質のコンクリート状態である限り閉塞事故は発生しないと考えられる。

(3) 片押し打設方法と層打ち打設方法の実験結果

片押し打設確認実験の打設地点及び洗い試験のサンプリング位置を図-37に示す。また、層打ち打設方法の確認実験(その1)及び(その2)の打設要領とコア抜き位置を図-38及び図-39に示す。

a) 流動勾配

図-40、41、42に片押し打設及び層打ち打設実験により得られた流動勾配を示す。片押し打設の流動勾配は、打

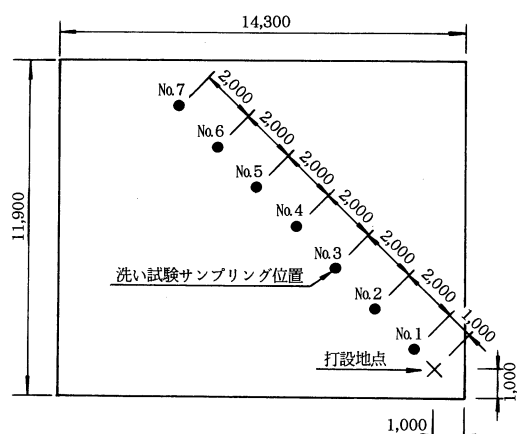


図-37 片押し打設実験と試料サンプリング位置
Fig. -37 Pump-crete placing and points to sample the concrete.

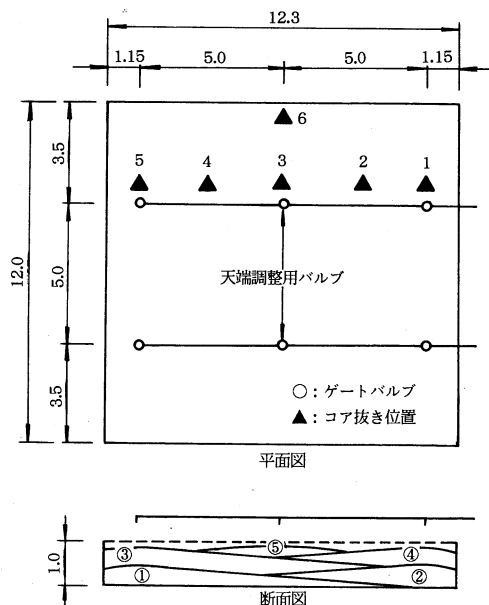


図-38 層打ち打設実験(その1)の打設要領
Fig. -38 Test to examine method of placing concrete in layers. 1. Guidelines for placement

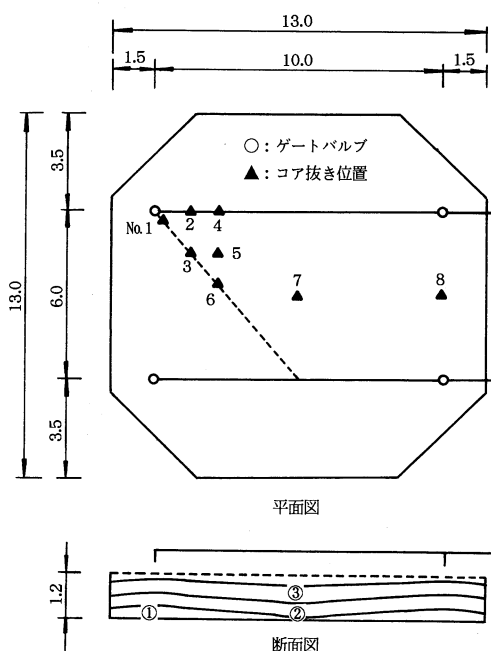


図-39 層打ち打設実験(その2)の打設要領
Fig. -39 Test to confirm effect of placing concrete in layers. 2. Guidelines for placement

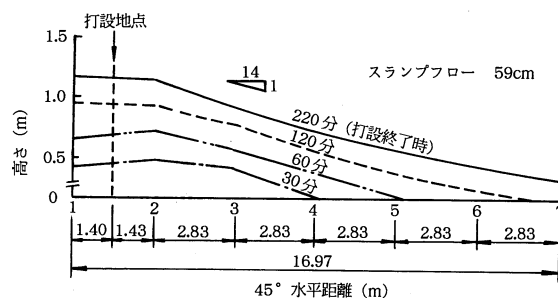


図-40 片押し打設によるコンクリート流動勾配
Fig. -40 The gradient of concrete flow by pump-crete placing.

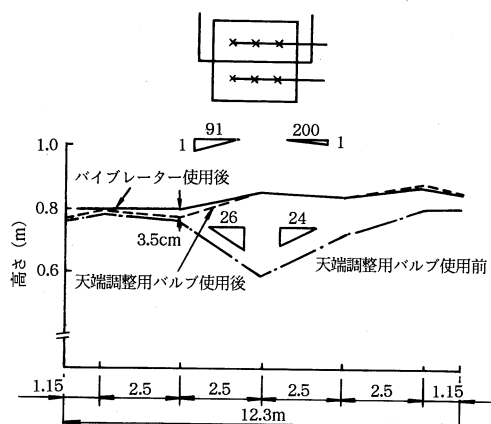


図-41 層打ち打設実験(その1)の流動勾配
Fig. -41 Test to place concrete in layers. 1. The gradient of concrete flow.

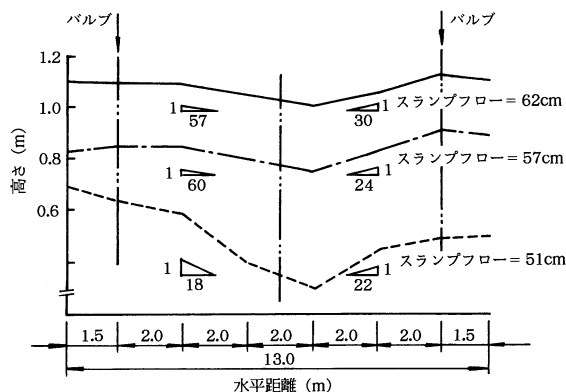


図-42 層打ち打設実験（その2）の流動勾配
Fig. - 42 Placing in layers. 2. Concrete flow gradient.

設速度 $10 \text{ m}^3/\text{h}$ において、 $1/14$ 程度となる。層打ち打設実験（その1）で打設終了時 $1/24$ となったが、天端調整用バルブを使用すると、流動勾配は、 $1/91$ と大幅に改善される効果が見られた。

層打ち打設実験（その2）の流動勾配は、打設速度 $40 \text{ m}^3/\text{h}$ において、 $1/18$ から $1/60$ まで変化する。

b) 分離抵抗性

片押し打設の場合は、打設中の目視観察によると打設地点からの流動距離が、10mを超える付近から、下筋位置でモルタル分が一部分離し先行して流動する現象がみられた。しかし、コンクリート打設終了後各サンプリング位置から採取したフレッシュコンクリートの洗い試験による粗骨材率は、図-43に示すように配合上の粗骨材率 49.3% よりもやや低めではあるがばらつき $\pm 2.6\%$ の範囲にあり、下筋鉄筋より上の部分では良好な分離抵抗性を示している。

層打ち打設実験（その2）の場合、コアサンプルの縦割り切断面における粗骨材面積率を図-44に示す。流動中に粗骨材の一部沈降が見られたが、NO.7のコア中部では若干低くなっているが、その他のコアは $40\sim 50\%$ の粗骨材面積率であり、スランプフローの違いによる大きな差異は見られず、これらの結果からほぼ均質なコンクリートが打設されている。

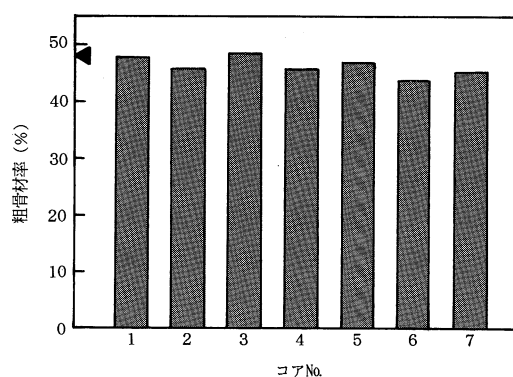


図-43 洗い試験による粗骨材率
Fig. - 43 Coarse aggregate ratio

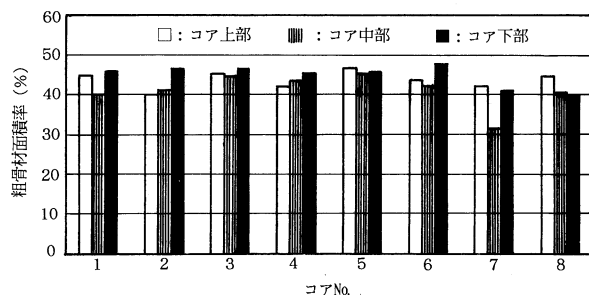


図-44 層打ち打設実験（その2）における粗骨材面積率
Fig. - 44 The surface area ratio of coarse aggregate in the test for placing concrete in layers (2).



写真-3 L-10の流動先端
Photo.-3 Sence of flowing concrete

c) 圧縮強度

層打ち打設実験（その2）では、コアの圧縮強度を測定したが、図-45に示すように採取地点による大きな差異は認められなかった。また、いずれの採取地点においても、コア上部の圧縮強度は下部に比べて若干小さくなっているが、全体的には大きな強度低下は認められない。

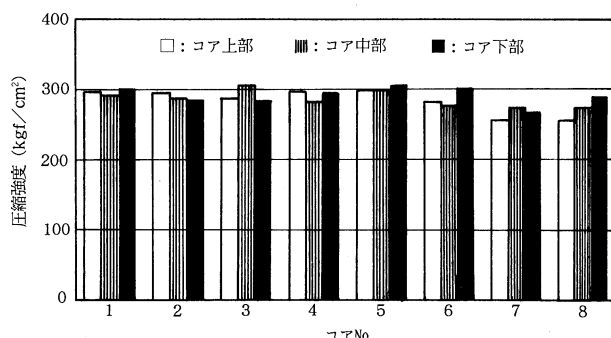


図-45 層打ち打設実験（その2）における圧縮強度（材令28日）
Fig. - 45 Compressive strength in the test for placing concrete in layers (2).

(4) 落下高さ

落下高さの影響実験の配管状況とコア採取位置を図-46に示す。

a) 流動勾配

コンクリートの流動勾配は、落下高さ 1.2m で $1/13$ 、

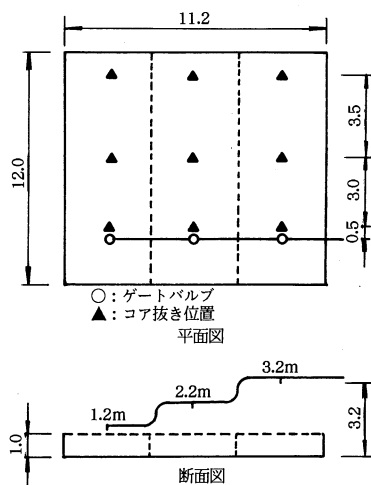


図-46 落下高さの影響実験 配管状況とコア採取位置
Fig. -46 Test to examine effect of the height of drope.

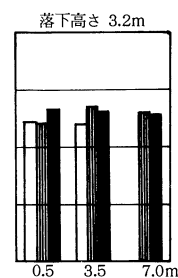
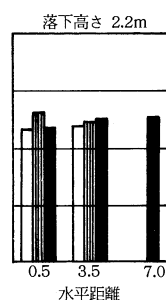
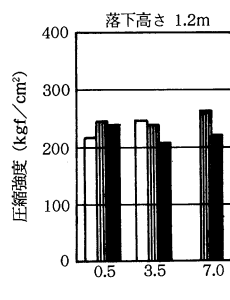


図-47 コア試験体の7日圧縮強度

Fig. -47 The 7 day compressive strength of core samples.

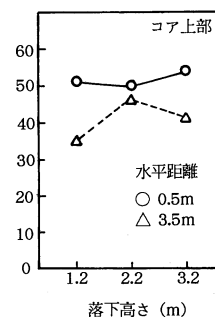
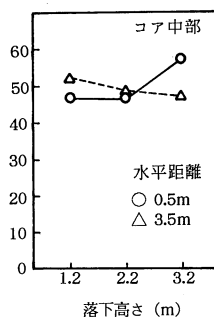
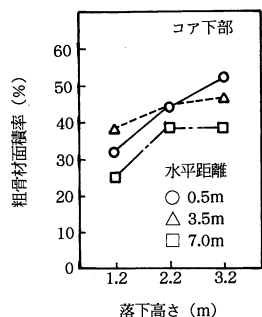


図-48 コア試験体の粗骨材面積率

Fig. -48 The surface area ratio of coarse aggregate obtained from the core samples.

表-17 バイブレーターによる締固め条件

Tab.-17 The condition of compacting concrete with a vibrator

実験No.	バイブレーター機種			周波数 (Hz)		締固め時間 (秒)			
	φ 60	φ 42	φ 30	240	100	0	3	5	10
1	○			○			○		
2	○			○				○	
3	○			○					○
4		○		○			○		
5		○		○				○	
6		○		○					○
7						○	(締固め無し)		
8			○	○				○	
9			○	○					○
10		○			○				○
11		○			○			○	
12		○			○		○		

2.2mで1/11、3.2mで1/12となり大きな差異は、認められなかった。しかしながら、定性的に流動コンクリートの流動エネルギーは位置エネルギーが換算されると考えられる。目視観測によると落下高さが高いほど流動エネルギーも大きく、流動速度が一定で間断なく流動する。この結果流動勾配も小さくなることが考えられる

b) 分離抵抗性

コア試験体の7日圧縮強度、粗骨材面積率をそれぞれ図-47、図-48に示す。落下高さによる差異は、ほとんど見られない。

(5) 締め固め方法

締め固め程度の確認を行った。実験ケースを表-17に示す。実験箇所及びコア採取位置を図-49に示す。図-50及び図-51に圧縮強度及び粗骨材面積率を示す。NO.

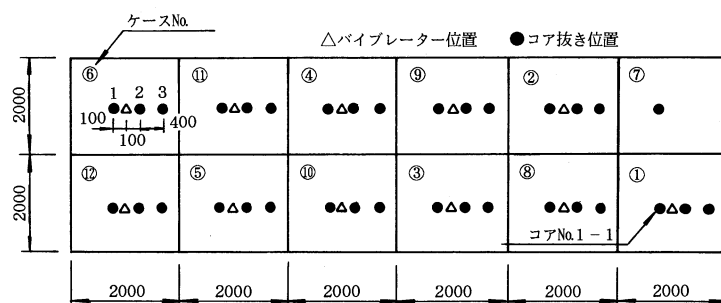


図-49 締固め実験平面図およびコア採取箇所

Fig. -49 A plan for the test and the point to sample the concrete at.

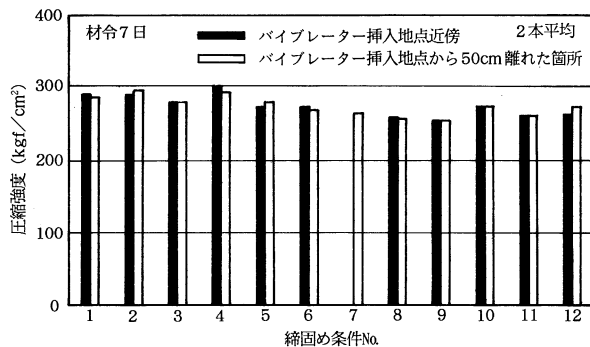


図-50 圧縮強度試験結果 (採取コア上部3~33cm)
Fig. - 50 The results of compressive tests
A core sample taken from the upper part.
The range of sampling is 3 to 33 cm deep.

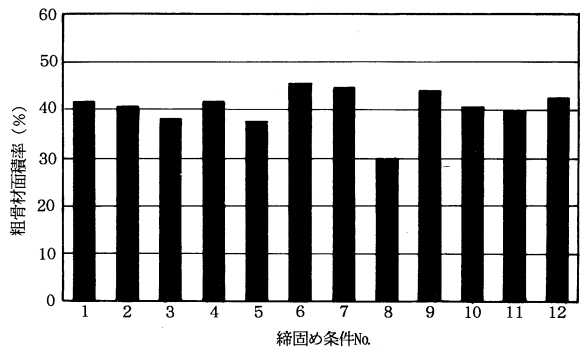


図-51 パイプレーター挿入箇所近傍の粗骨材面積率
(採取コア上部3~33cm)

Fig. - 51 The area ratio of coarse aggregate near a vibrator inserted into the concrete
A core sample taken from the upper part. The range of sampling is 3 to 33 cm deep.

表-18 打ち継ぎ目の処理方法 (室内実験)

Tab.-18 The method of treating a construction joint zone (laboratory test)

No.	コンクリート	打ち継ぎ目の処理方法 (室内実験)
1	L1	パイプレーターによる締固め+コテ均し+高圧水によるグリーンカット+敷きモルタル
2		コテ均し+高圧水によるグリーンカット+敷きモルタル
3	L10	パイプレーターによる締固め+高圧水によるグリーンカット+敷きモルタル
4		パイプレーターによる締固め+水洗い+敷きモルタル
5		パイプレーターによる締固め+水洗い

表-19 打ち継ぎ目の処理方法 (現場実験)

Tab.-19 The method of treating a construction joint zone (site test)

No.	コンクリート	打ち継ぎ目の処理方法 (現場実験)
1		水洗い
2		パイプレーターによる締固め+水洗い
3	L10	高圧水によるグリーンカット (薄皮をはがす程度)
4		高圧水によるグリーンカット (粗骨材が約1mm出る程度)
5		高圧水によるグリーンカット (粗骨材が約5mm出る程度)

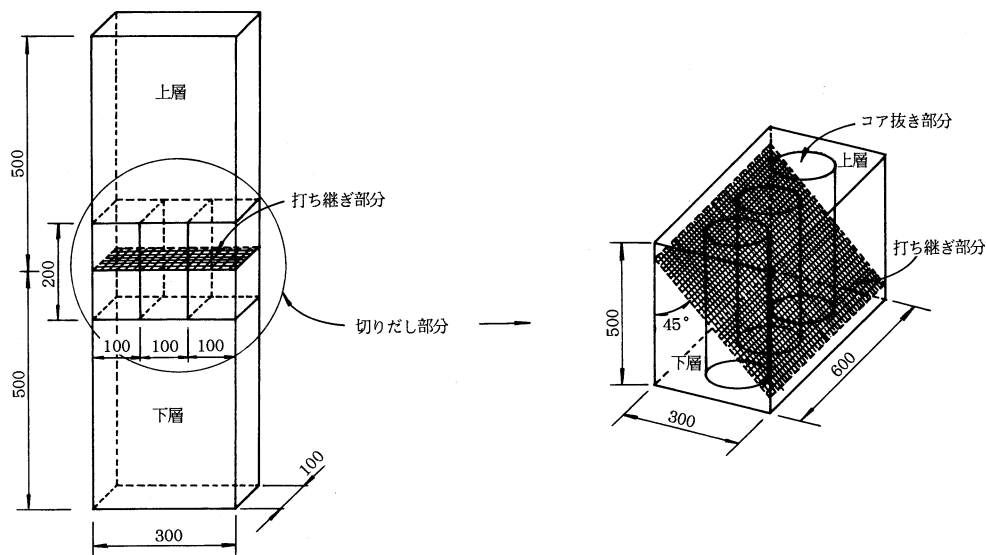


図-52 圧縮強度試験体 (室内実験)

Fig. - 52 A test - pieces for the compressive strength tests.(laboratory test)

7は、締め固めを行わなかったものであるが、圧縮強度及び粗骨材面積率について、締め固めを行ったものと対比して特に有意な差異は、見られない。つまり、L-10においては、パイプレーターによる締め固め効果は殆ど無いことがわかる。

(6) 打ち継ぎ部

打ち継ぎ部の実験は、室内及び現場で行った。処理程度は、表-18、19に示すとおりである。また、試験体の

形状を図-52、53に示す。室内試験は、下層のコンクリートを打設して2週間後に上層のコンクリートを打ち継ぎ、その後4週間養生して圧縮試験を行った。現場試験は、下層のコンクリートを打設して3日後に上層のコンクリートを打設して、その後27日間養生して圧縮試験を行った。

① 純引張強度

表-20に室内試験結果を示す。高圧水によるグリーンカットをおこなった試験体 (NO1,2,3) では、下層あるい

Tab.-20 The results of tensile strength testing
(laboratory test)

No.	コンクリート	打ち継ぎ部分	下層のコンクリート	上層のコンクリート
1	L1	20.4	24.8	20.0
2	L10	20.2	23.1	19.6
3		20.8		
4		4.8		
5		6.3		

(kgf/cm²)

Tab.- 21 The results of compressive strength testing
(site test)

No.	コンクリート	打ち継ぎ部分	下層のコンクリート	上層のコンクリート
1	L10	287	326	334
2		282		
3		316		
4		303		
5		299		

(kgf/cm²)

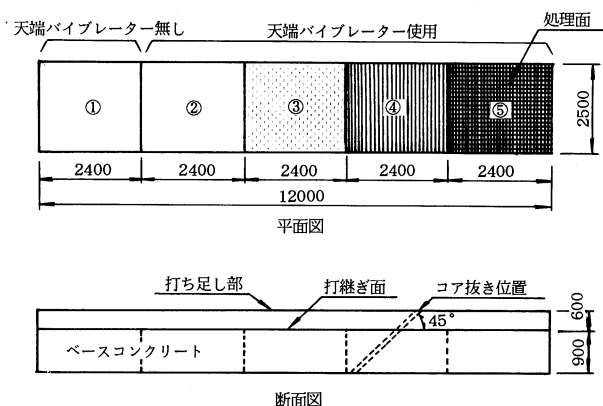


Fig. - 53 Guidelines for performing compressive strength tests.(site test)

は上層のコンクリート母材の引張強度ほぼ同等の値を示しているが、高圧水によるグリーンカットを行っていない試験体（NO4,5）では、引張強度が大幅に低下している。

② 打ち継ぎ部の圧縮強度

室内試験における圧縮強度の面では、打ち継ぎ処理方法の違いによる強度差はない。一方、現場実験における圧縮強度も表-21に示すように、下層の圧縮強度に対して88~97%と若干低いが十分な値である。以上のことから圧縮強度の面から、打ち継ぎ処理は、必要無いが、引張強度の面から、従来のコンクリートと同様に高圧水を用いて薄皮をはがす程度の処理が必要であることがわかった。

(7) コンクリートの側圧

現場実験における型枠の形状と側圧計測位置を図-54に示す。打ち上がり速度は、 $4\text{m}/1.5\text{h}$ とした。スランプフローは、比較的軟らかいものを対象にし60cm程度の安全側の値を採用した。コンクリート温度は、 26.5°C である。コンクリートの側圧を図-55に示す。下部50cmを除いてほぼ液圧で推移する。最大側圧は、打設終了時で $5.4\text{tf}/\text{m}^2$ であり、最大液圧の約 $2/3$ に相当する。

(8) 強度の異方性

強度の異方性は、ゲートバルブの間隔を7mにして層打設した図-56に示す部材においてコア抜きした供試体を用いて確認した。コンクリートの平均打設速度は、約40 m³/hとした。コア採取方向は、鉛直方向(No2,3,4,5)と水平方向(No7,8,9,10)である。

図-57に圧縮強度試験結果、図-58に引張強度試験結果を示す。圧縮強度は、鉛直方向が平均 $273\text{kgf}/\text{cm}^2$ に対し、水平方向が平均 $249\text{kgf}/\text{cm}^2$ と、やや鉛直方向が大きくなっている。また、純引張強度は、鉛直方向が平均 $16.6\text{kgf}/\text{cm}^2$ （水平方向と同じ高さの中部）に対し水平方向が平均 $17.2\text{kgf}/\text{cm}^2$ と、やや水平方向の強度が大

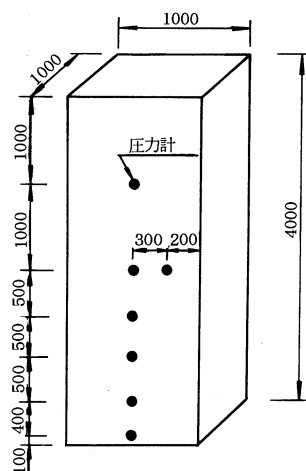


Fig. - 54 The configuration of a form (site test)

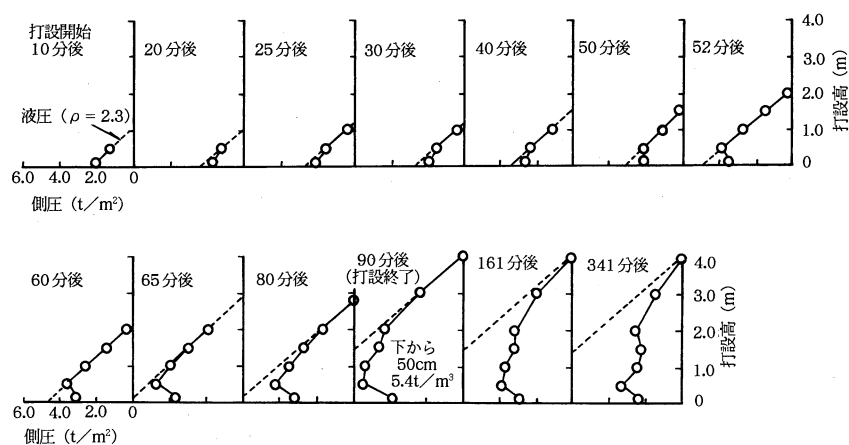


Fig. - 55 Concrete lateral pressure distribution.(site test)

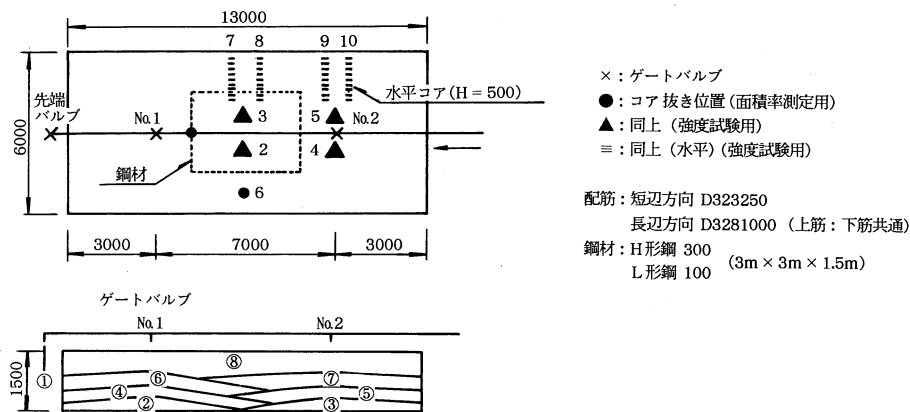


図-56 強度の異方性の確認実験

Fig. - 56 Test for confirming the anisotropy of strength.

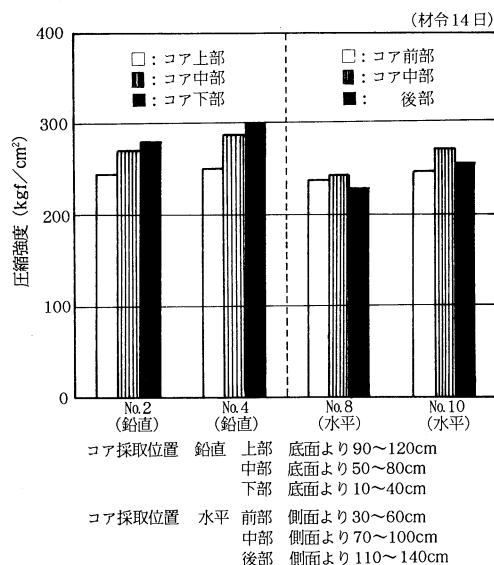


図-57 圧縮強度試験結果

Fig. - 57 The results of compressive strength testing.

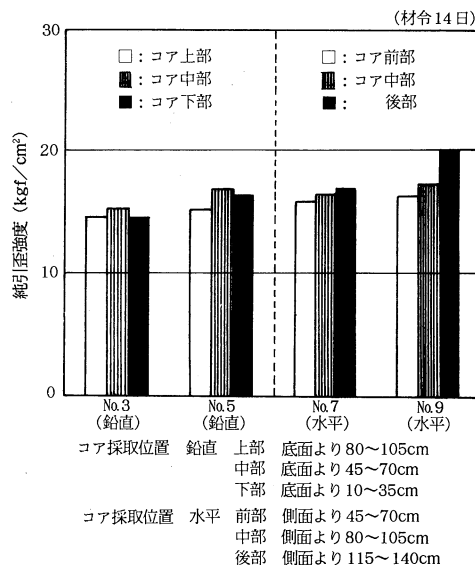


図-58 純引張強度試験結果

Fig. - 58 The results of pure tensile strength testing.

きくなっている。

以上のことから、L-10ゆえの顕著な異方性はないと考えられる。

6. まとめ

(1) 配合の確認

実験用のプラントでは、良好な結果が得られた。今後、実機プラントで確認実験を行う。

(2) 打ち込み方法

① 打設速度: 打設速度が20 m³/h程度よりも40 m³/h程度の方が流動状況は、良好である。すなわち、急速施工に適すると考えられる。

② 実用的流動距離の限界: コンクリートの流動性、材料分離抵抗性及び鋼材等の周辺の充填性は、10m程度の流動距離であれば所定の品質が確保される。

③ 層打ち打設のバルブピッチ:

・10m程度では、スランプフロー57cm程度であれば打設速度40 m³/hr程度で打設するとモルタル分が先行することなく流動状況も良好であるが、天端の不陸が大きい。そこで、中間に天端調整用バルブを使用することにより不陸が改善された。天端の均しを考慮してバルブのピッチを密にする必要がある。

・スランプフローを62cm程度にすることにより天端調整の程度の改善を目標に実験したが、一部骨材の沈降が見られるため、スランプフロー増による天端調整方法は、コンクリートの品質確保の面で安定した方法とは言えない。

④ 流動勾配

今回実験により得られた結果を図-59に示す。この結果から打設速度が大きくなると流動勾配は、小さくなる傾向が見られる。また、材料分離が生じない範囲を考慮

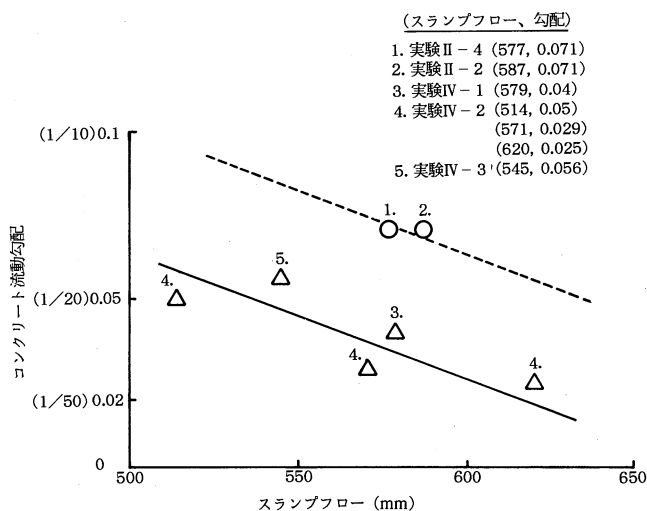


図-59 スランプフローとコンクリート流動勾配との関係

Fig. -59 Relationship between concrete flow slope and slump flow.

してスランプフローを大きくすれば、流動勾配は小さくなる。

(3) ポンプ圧送性

L-10 コンクリートを圧送する上からは、実験結果から8インチ管が望ましいと考えられる。

(4) 落下高さ

落下高さを3.2mとしても品質上問題は、認められず、高リフトにおいても配管の盛り替えすることなく上方から打ち込めることがわかった。

(5) 締め固め方法

締め固めを行わなかった場合においても、締め固めを行ったものに対して品質上有意な差は無く巻き込み気泡の追い出しや鋼材部分の充填性の悪い箇所でも部分的に使用する程度で良いと考えられる。

(6) 打ち継ぎ部

従来のコンクリートと同様に品質の確保の面から高圧水を用いて薄皮をはがす程度の処理が必要である。

(7) 強度の異方性

コア抜きした供試体を用いて確認した結果から鉛直方向と水平方向とで異方性は見られない。

(8) コンクリート側圧

現場実験における打ち上がり速度は、4m/1.5hとした、スランプフローは、比較的軟らかいものを対象にし60cm程度とした結果、最大側圧は、打設終了時で最大液圧の約2/3程度の値が得られた。

型枠の設計にあたっては、この結果を踏まえて今後さらにデータの集積を行う。

7. おわりに

以上の現場実験結果に基づいて実用化の目度が付いた。現在実工事における品質管理試験、施工管理規準の作成を検討しており、さらに本工事でもデータを集積していくことにより、橋梁用マスコンクリートを対象にした高流動コンクリートの管理方法及び施工方法の確立に努めるものである。

最後に、長大橋梁の基礎を対象とした高流動コンクリートの開発にあたり、終始御指導を戴いた構造用マスコンクリート委員会委員長長瀧東京工業大学教授並びに委員各位に対して、誌面を借りて深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 金沢克義・有馬勇・末永清冬・村田知司：橋梁用マスコンクリートにおける二成分系低発熱型高流動コンクリートの開発（その1）、本四技報 Vol.16 No.62 p23~34

明石海峡大橋ケーブルアンカーフレームの設計

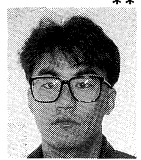
Design of Cable Anchor Frame of Akashi Kaikyo Bridge

垂水工事事務所 技術課長 平野 茂*

Shigeru Hirano

垂水工事事務所 技術課 矢野 賢晃**

Yoshiaki Yano



概要

吊橋のケーブルアンカーフレームは、ケーブルを定着し、その張力をアンカレイジ躯体に伝達する重要な鉄骨構造物である。

明石海峡大橋のケーブルアンカーフレームの基本構造には、ストランド方向と引張材方向が基本的に一致する引張材定着形式を採用しており、引張材・アンカーガーダー・支持フレームで構成されている。また、架設工法には工期が短く、精度確保が容易な大ブロック架設を採用した。

ケーブルアンカーフレームの設計にあたっては既設吊橋の実績を踏まえ、引張材先端部の偏心誤差等を見直すとともに、引張材定着部・アンカーガーダーの応力伝達を検討し設計の合理化を図っている。

The cable anchor frame has a function to transmit cable tension of a suspension bridge to the anchorage.

The cable anchor frame of Akashi Kaikyo Bridge consists of tension members, anchor girders, and supporting frame. Each tension member anchoring the cable strands at the end is arranged radiately. The large block erection method using floating crane is adopted to shorten the construction period and to secure accuracy easily.

Considering the experience of the existing suspension bridges, the errors of the structure has been reexamined, and the ultimate strength of the details has been studied to refine the design.

1. まえがき

明石海峡大橋は橋長3,910m、中央支間長1,990mの世界最長の吊橋で、ケーブルの最大張力は64,800tf／ケーブルにも達する。このケーブルを定着するため、吊橋の両端のアンカレイジに、鉄骨構造のケーブルアンカーフレームが埋込まれる。

本橋のケーブルアンカーフレームの基本構造は、因島大橋、大鳴門橋と同じ引張材直接定着形式を採用している。また、設計にあたって、瀬戸大橋を含むこれまでのケーブルアンカーフレーム工事の経験及び実績を踏まえ、架設計画を策定するとともに、設計手法の改善を行い、構造の合理化と経済性の向上を図った。

本文は、明石海峡大橋ケーブルアンカーフレームの設計で特に配慮した事項の概要を報告するものである。

2. 構造形式の選定

本橋のケーブルアンカーフレームは下記の理由により、ストランド方向と引張材方向が基本的に一致する引張材直接定着形式を採用した。

(1) ケーブル架設工法には、短期間の工期で高品質の施工が可能なプレハブストランド工法(PS工法)が採用されるため、ストランド本数(290本／ケーブル)に見合

った定着部が必要である。さらにケーブルには従来の吊橋に比べ高強度の素線(引張強度180kg／mm²)が使用されるため、ストランド張力が大きくなっている。

従って、南北備讃瀬戸大橋の前面ガーダー方式を採用した場合、ストランド方向と引張材方向が異なるため曲げ応力が大きくなり、鋼重が大幅に増える。一方、引張材直接定着形式の場合、応力伝達機構が合理的で、結果的に鋼重が軽く、経済的な構造になる。

(2) 引張材直接定着形式のアンカレイジ躯体幅は一般に大きくなる。しかし、本橋の場合、アンカレイジ寸法がケーブル張力に対する安定計算で決定されるため、アンカーフレーム形式を決定する要因にならない。

(3) 引張材直接定着形式の支持フレーム構造は複雑であり、組立精度の確保に多くの労力を要する。しかし、本橋のアンカレイジが海岸に面しているメリットを生かし、製作工場の岸壁で精度良く立体組立したケーブルアンカーフレームをブロック架設工法により、短期間(約1ヶ月以内)で現地に据付ることが可能である。

3. 構造概要

ケーブルアンカーフレームは図-1及び写真-1に示すように、引張材、アンカーガーダー、支持フレームで構成されている。ストランドのアンカースパン長は25m、引張材長は26mである。ただし、ケーブル工事のケーブル

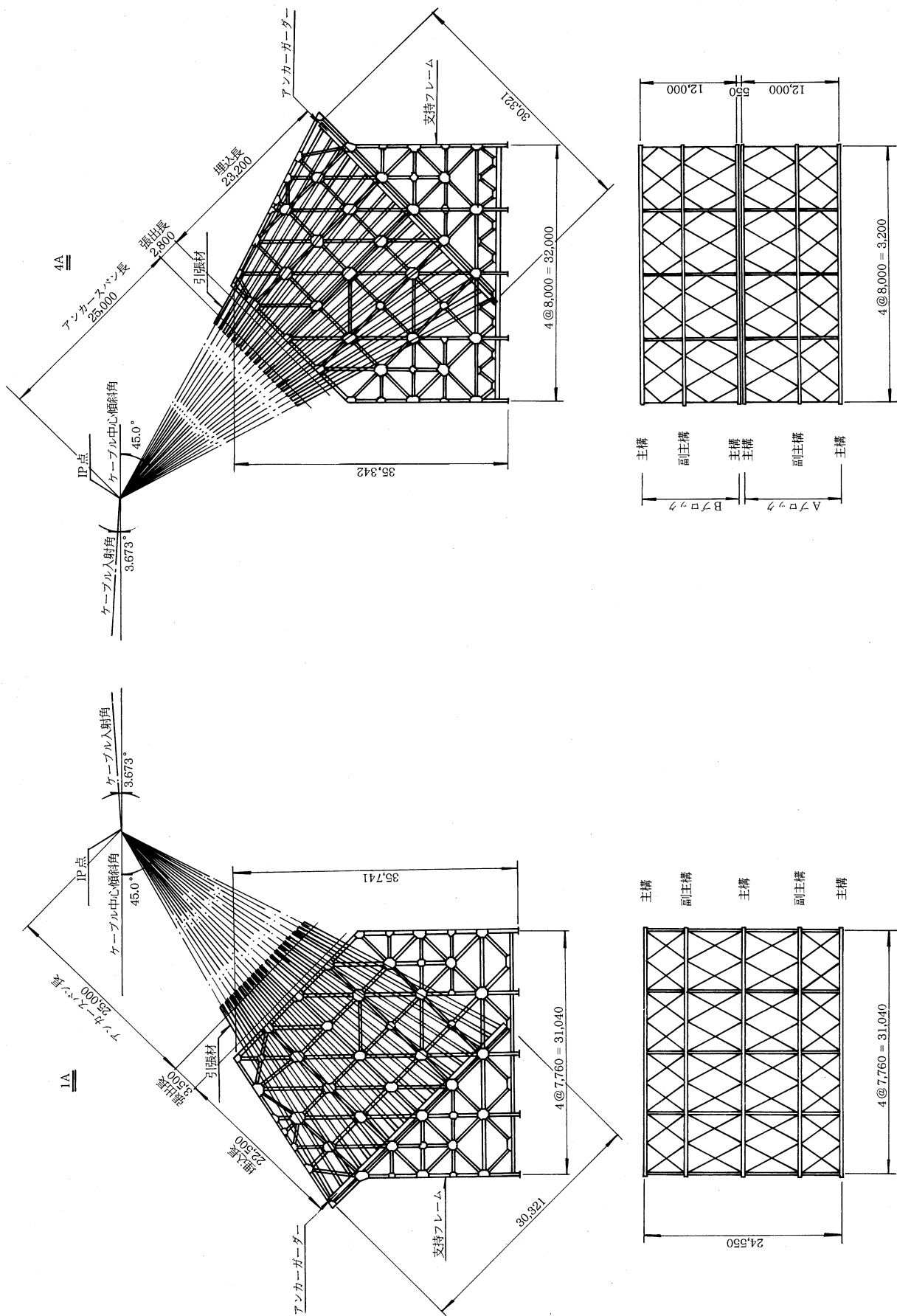


図-1 ケーブルアンカーフレーム一般図
Fig. - 1 A Cable anchor frame.

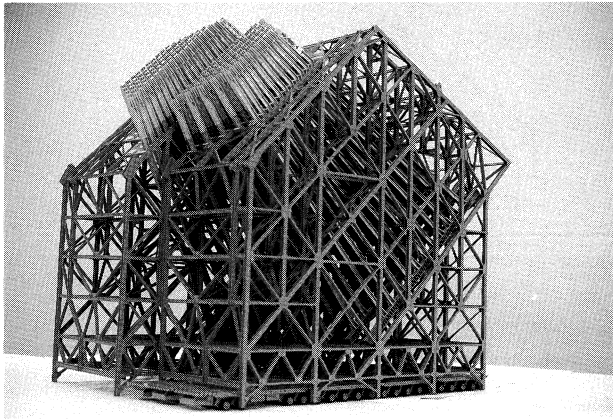


写真-1 4Aケーブルアンカーフレームの据付状況(模型)

Photo.-1 Installation of 4A anchor frame (model)

サグ調整を3P固定で実施することから、設計最大シム量が1Aで1,240mm、4Aで560mmと異なるため、これに応じて引張材の張出長を変えている。

スプレーサドル上のストランド配置を図-2に、引張材定着部のストランド配置を図-3に示す。ケーブル1本(290ストランド)当りの引張材本数は1本定着が10本、2本定着が140本である。2本定着引張材は、設計上の偏心が生じないように2本のストランドの平均線形を求めて

表-1 ケーブルアンカーフレーム鋼重内訳(全橋)
Tab.-1 Total weight of the cable anchor frame.

	1A	4A
引 張 材	1,925 tf	1,847 tf
アンカーガーダー	371 tf	374 tf
支持フレーム	1,589 tf	1,562 tf
合 計	3,885 tf	3,783 tf

配置している。

また、アンカーフレームの組立精度向上を目的に引張材定着部のアンカーフェイス面を平面とした。

アンカーガーダー本数は1基当たり、10本である。

支持フレームは架設計画の違いにより、4Aケーブルアンカーフレーム1基を縦方向に2分割している。また、引張材埋込長に差があるため、骨組寸法を多少変えている。

本橋のケーブルアンカーフレーム鋼量内訳を表-1に示す。

4. 架設計画

4.1 1Aケーブルアンカーフレームの架設

架設計画の概要を図-4に示す。ケーブルアンカーフレームの設置位置は、1A基礎の頂版コンクリート上面(TP+2.5m)である。まず、製作工場の岸壁で1基毎(約2,000tf)、ケーブルアンカーフレームの立体組立を行い、3,500tf吊級クレーン船で舞子作業基地まで一括吊曳航する。

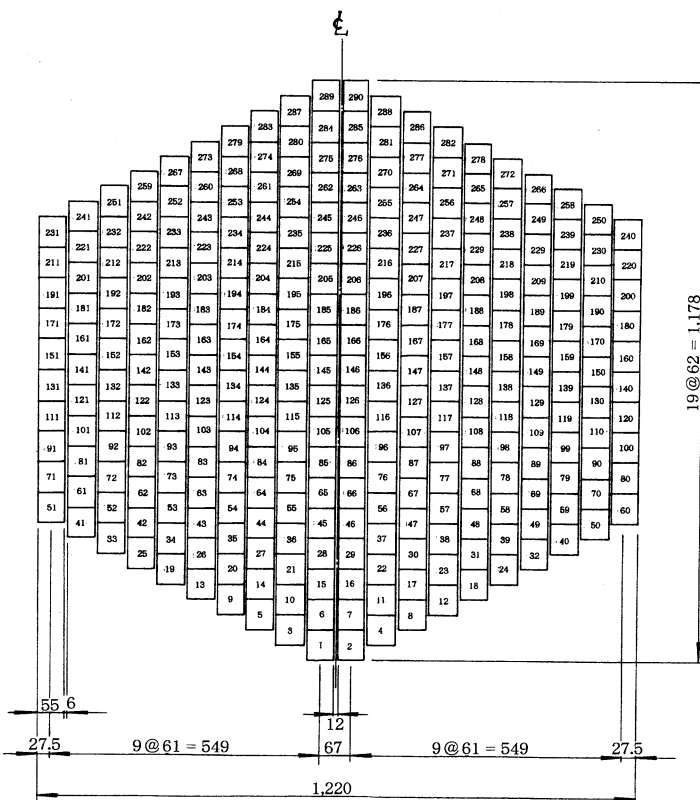


図-2 スプレーサドル上のストランド配置

Fig. -2 Arrangement of the cable strands on the splay saddle. Fig. -3 Arrangement of the cable strands on the anchor face

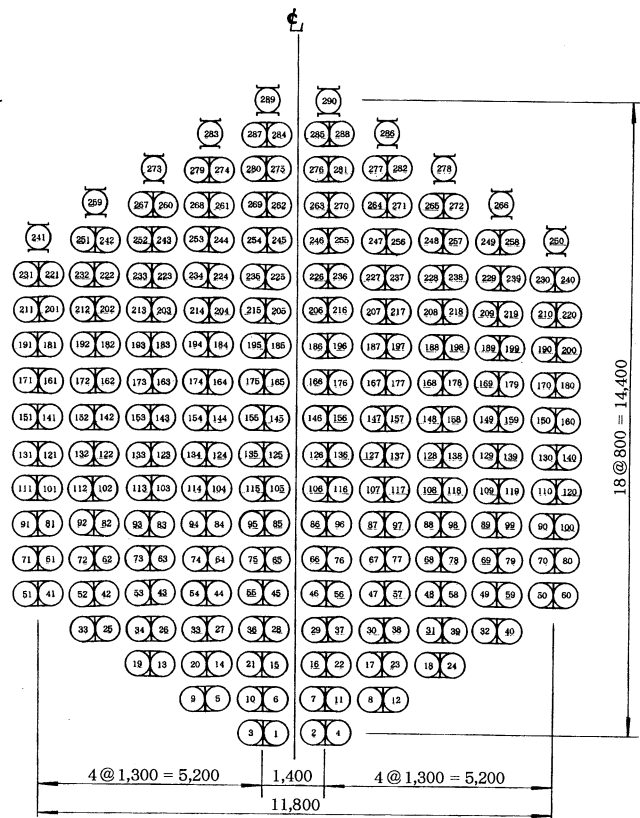


図-3 定着部のストランド配置

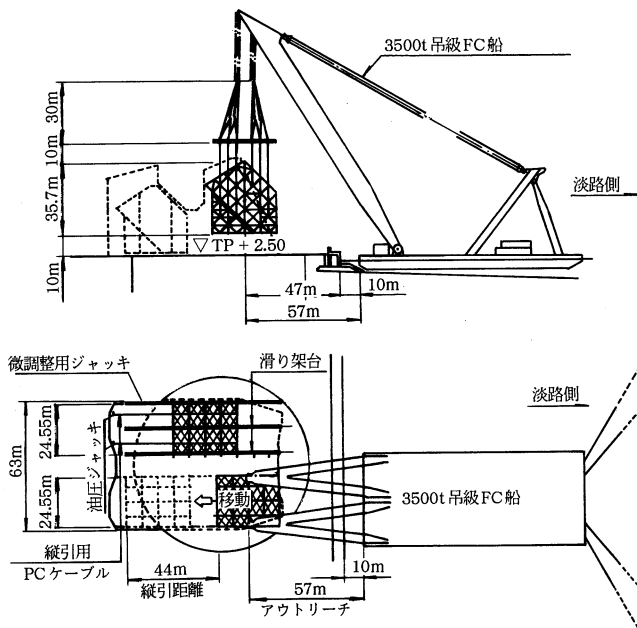


図-4 1Aケーブルアンカーフレーム架設要領

Fig. - 4 Erection method of 1A anchor frame.

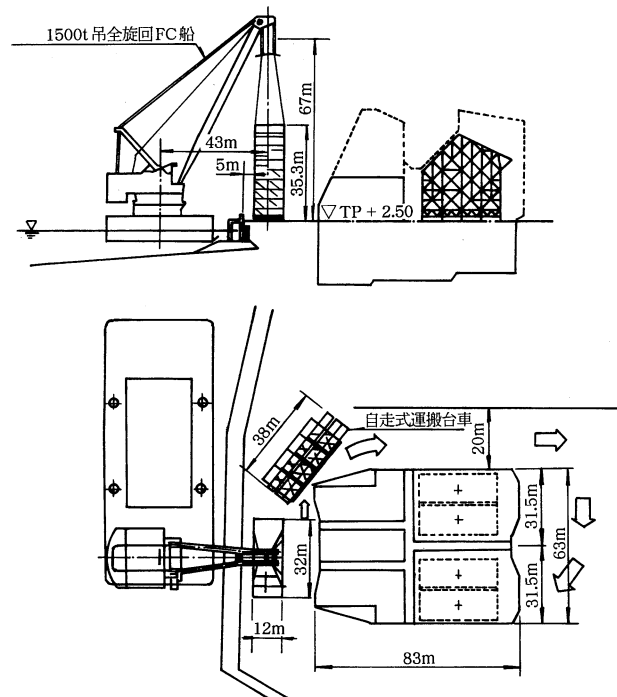


図-5 4Aケーブルアンカーフレーム架設要領

Fig. - 5 Erection method of 4A anchor frame.

クレーン船のアウトリーチの制約から、とりあえず頂版コンクリート前部にケーブルアンカーフレームを仮置した後、油圧ジャッキとPTFE製の支承板を使用して、所定位置まで縦引きする。この工法は、南北備讃瀬戸大橋4Aケーブルアンカーフレームで実績がある。

4.2 4Aケーブルアンカーフレームの架設

ケーブルアンカーフレームを架設する時点において、アンカレイジ前方のベントピアのコンクリート打設が先行している。したがって、場内運搬路の幅員の制約から、1基のケーブルアンカーフレームを縦方向2分割とした。

架設計画の概要は図-5に示すとおりである。分割して立体組立したケーブルアンカーフレーム（約1,000tf）は、1,500tf吊級クレーン船により、松帆基地まで一括吊曳航し、アンカレイジ前面の作業ヤード上に仮置する。その後、荷台が油圧により昇降する自走式運搬台車（12両編成、最大搭載重量1,630tf）に搭載し、アンカレイジ側面通路を通して、設置位置まで運搬する。運搬台車の位置決めを行い、アンカーフレームを所定位置に据付ける（写真-1参照）。

なお、クレーン船には全旋回式を使用することにより、シンカーを用いなくて岸壁に平行係留することが可能で、航行船舶に及ぼす影響を最小限にしている。

5. 引張材の設計

5.1 設計条件

(1) 設計ストランド張力

設計ストランド張力としては、作用張力を基本とする方法と、ストランド全強を用いる方法がある。今回、表

表-2 ストランド張力のばらつき
Tab.-2 Additional tension of the cable strand.

	要 因	ストランド張力のばらつき
1	ストランド張力調整時の張力測定機械誤差	1 tf/st
2	ストランド張力調整時の張力読取り誤差	1 tf/st
3	シム厚最小調整量(1mm)による張力のばらつき	2.2 tf/st
4	ストランド張力調整時のストランド温度測定精度2℃による張力のばらつき	1.2 tf/st
5	スプレーに伴うストランド張力のばらつき(幾何学的要因)	13.7 tf/st
	合 計	19.1 tf/st
	平均ストランド張力	204.6tf/st
	平均ストランド張力204.6tf/stの9.3%	

表-3 引張材張出部設計偏心誤差
Tab.-3 Design eccentricity errors at the end of tension members.

	偏心誤差発生要因	偏心量 (mm)	
		e _x (鉛直)	e _y (水平)
設計上	① 支持フレーム、アンカーフレームの弾性たわみ	15	0
	② 基礎の沈下による偏心	60	60
構造上	③ スプレーサドルの移動による偏心	12	5
	④ スプレーサドルの製作誤差	☆ 2	☆ 2
製作上	⑤ 支持フレームの製作誤差	☆ 25	☆ 25
	⑥ 支持フレームの仮組誤差	☆ 25	☆ 25
施工上	⑦ アンカーフレーム据付位置測定誤差	☆ 5	☆ 5
	⑧ アンカーフレーム据付誤差	☆ 20	☆ 40
	⑨ コンクリート打設によるアンカーフレーム移動	10	10
	⑩ コンクリート温度収縮によるコンクリートブロックの変形	10	10
	⑪ スプレーサドル据付位置測定誤差	☆ 10	☆ 10
	⑫ スプレーサドル据付誤差	☆ 5	☆ 5
	⑬ サドル上でのストランド形状誤差	70	25
	⑭ 定着位置へのソケット取付誤差	10	10
合 計	2本定着	220	170

－2に示すスプレーに伴うストランド張力のばらつき、架設時の張力調整誤差を考慮し、平均作用張力204.6tfに対して10%割増した値225tfを設計張力とした。なお、本橋の設計ストランド張力はストランド全強224tfにほぼ等しい値になった。

(2) 偏心荷重

引張材張出部には、設計、構造、製作、施工上の誤差によって偏心曲げ応力が発生する。設計で考慮した誤差発生要因と誤差量は表－3のとおりである。

今回、ケーブルアンカーフレーム設置からアンカレイジ完成までの期間の基礎の沈下（クリープ及び不等沈下も含む）による偏心誤差も考慮した。また、据付位置測定誤差、据付誤差、ストランド形状誤差については、現地条件及び既存吊橋の実績を考慮し、低減した値を用いた。このうち、確率的に発生する誤差（☆印）については二乗和平方根で評価した。この誤差量をスプレーサドルIP点における偏心量と考え、引張材ストランド定着部に偏心荷重を作用させた。

5.2 張出部・一般部の設計

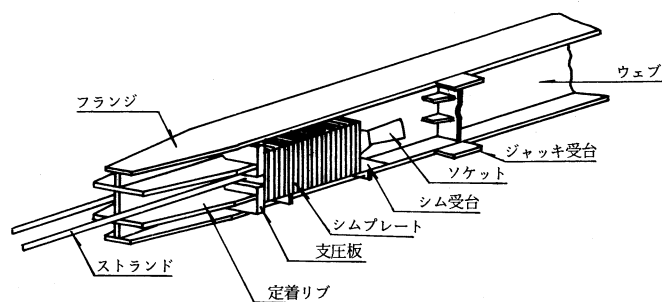
張出部の設計にあたっては、前述の設計張力、偏心荷重の他に、2本定着構造のストランド張力差に起因する曲げモーメント、引張材・調整シム自重による曲げモーメントを考慮する必要がある。

引張材の基本断面はビルトアップH形断面で、2本定着引張材の断面寸法及び発生応力を表－4に示す。この表から、コンクリートに埋込まれる一般部断面は設計張力で決定されているのに対し、張出部については、偏心誤差等による曲げ応力が約半分を占めていることがわかる。

なお、引張材の途中で継手を設けた場合、コンクリートとの縁切対策が必要となることから、工場でケーブルアンカーフレームを立体組立するメリットを生かし、途中で継手がない1本もので製作することにした。

5.3 ストランド定着部の設計

ストランド定着部は、因島大橋、大鳴門橋、南北備讃瀬戸大橋と同じ構造を採用した。図－6に2本定着部の構造概略図を示す。この構造形式の応力伝達経路は基本的に下記のとおりである。



図－6 引張材2本定着部の構造

Fig. - 6 Anchor system of the tension member.

ストランドソケット→シムプレート→支圧板→定着リブ→引張材ウェブ→引張材全断面

2本定着部の設計では、従来から定着リブのフィレット部の応力集中が問題になり、この応力集中により定着リブの板厚が決定されている。従来の設計手法によると本橋の定着リブの板厚は48mmにも達し、非常に重くなった。そこで、既存吊橋において支圧板と引張材ウェブ・フランジを溶接していることに着目し、その効果をFEM解析により確認することにした。

解析は図－7に示すように、支圧板も取付けた1/4断面モデルを用いて2次元FEM解析を行った。モデルケースは下記のとおりである。

CASE1：支圧板と引張材との溶接なし

CASE2：支圧板と引張材フランジと溶接

CASE3：支圧板と引張材フランジ・ウェブ共に溶接
解析の結果、図－8に示すとおり、定着部フィレット部の応力集中は溶接による拘束により、CASE1 (3,522kgf/cm²) に比べCASE2では87% (3,056kgf/cm²)、CASE3では63% (2,219kgf/cm²) に低下している。しかし、CASE3の場合、支圧板と引張材ウェブのすみ肉溶接部に過大な引張応力（サイズ10mmで1,600kgf/cm²）が生じ、すみ肉溶接でこの応力を伝達する設計は不可能である。CASE2では、支圧板と引張材フランジとの溶接部に発生する応力はせん断力が主体であり、特に問題ないことからCASE2で定着リブを設計することにした。FEM

表－4 引張材断面と発生応力

Tab.- 4 Cross section and the stress of the tension member.

単位 kgf/cm²

		フランジウェブ (mm)	断面積 (cm ²)	軸引張応力度	強軸まわりの曲げ応力度			弱軸まわりの曲げ応力度		合計応力度 Σσ = σ _t + σ _{bx} + σ _{by} (kgf/cm ²)
				σ _t (kgf/cm ²)	σ _{bx} (kgf/cm ²)			σ _{by} (kgf/cm ²)		
				引張材設計張力に起因	偏心誤差に起因	引張材自重に起因	調整システム自重に起因	偏心誤差に起因	張力差に起因	
張出部	1A	400×34 500×36	452	996 (50%)	179 (9%)	70 (3%)	54 (2%)	597 (30%)	111 (6%)	2007 (100%)
	4A	400×32 500×36	436	1032 (54%)	151 (8%)	51 (3%)	44 (2%)	507 (27%)	111 (5%)	1896 (100%)
一般部		400×16 500×19	223	2018 (99%)	— —	30 (1%)	— —	— —	— —	2048 (100%)

注) 上段：各応力度、下段：各応力度の合計応力度に占める割合 $\sigma_s = 2100\text{kgf/cm}^2$ (SM490Y)

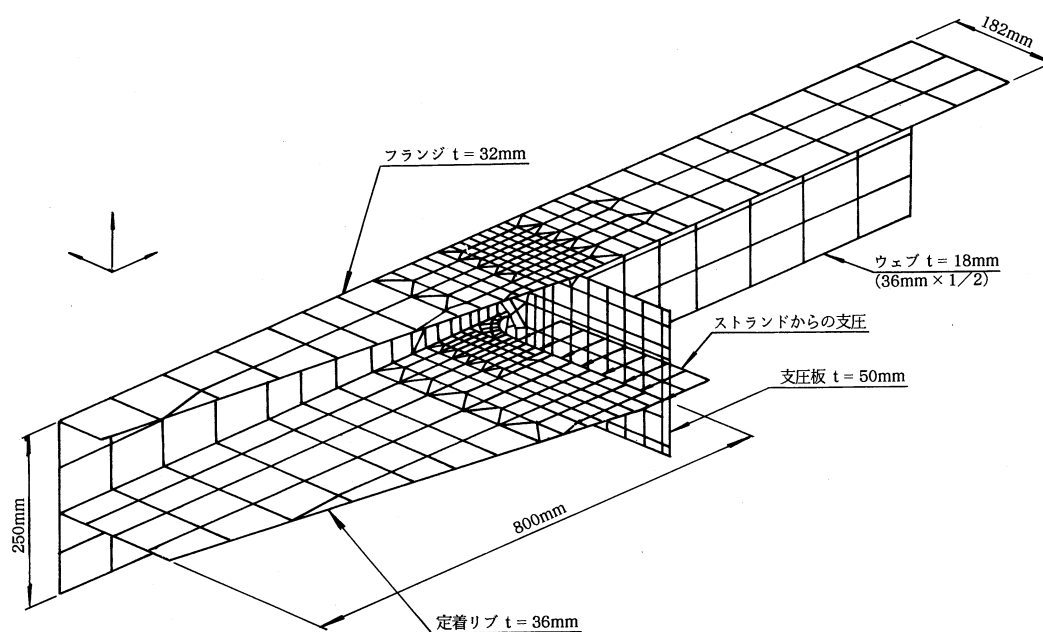


図-7 定着部FEM解析モデル
Fig. - 7 Finite element analysis model of the anchor system.

	CASE1 支圧板とウェブ・フランジ溶接なし	CASE2 支圧板とフランジのみ溶接	CASE1 支圧板とウェブ・フランジ共に溶接
定着リブ	$\sigma_{\max} = 3521.8 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{\max} = 3055.7 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{\max} = 2217.5 \text{ kg/cm}^2$
支圧板		$\tau = 70 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{\max} = 455 \text{ kg/cm}^2$

図-8 定着部FEM解析結果
Fig. - 8 Results of the finite element analysis.

解析では定着リブの板厚は36mmであったが、板厚40mmのSM490Yを使用することにより、要素中心の最大応力は $\sigma_{max} = 2,750\text{kgf}/\text{cm}^2$ で、 $0.8\sigma_y = 2,880\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以下となる。

なお、ケーブル架設時のストランド引込み力が120tfと南備讃瀬戸大橋の58tfの2倍にもなるため、従来のボルト継手ではジャッキ受台の取付及びストランド引込み作業が困難になる。本橋ではジャッキ受台仕口を溶接で取付けることにした。

6. アンカーガーダーの設計

アンカーガーダーは引張材張力を支圧力によりアンカレイジ躯体コンクリートに伝達する構造部材である。構造は南北備讃瀬戸大橋と同じ上フランジ面を支圧面とするI型断面支圧板型式を採用した。図-9に構造を示す。

部材力は、アンカーガーダー前面のコンクリートをバネ評価し、アンカーガーダーを弾性支承上の梁にモデル化して求めた。

なお、引張材がアンカーガーダーに傾斜して連結しているため、アンカーガーダーに圧縮力が発生する。この圧縮力は、アンカーガーダー支圧面の摩擦、引張材フランジ面の支圧等により、コンクリートに伝達されることから、圧縮力は累積しないものと考えた。

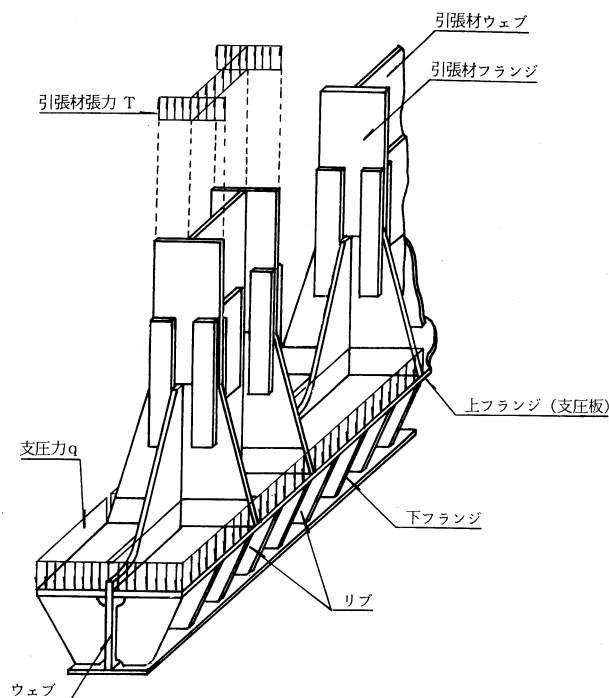


図-9 アンカーガーダーの構造
Fig. - 9 Structure of the anchor girder.

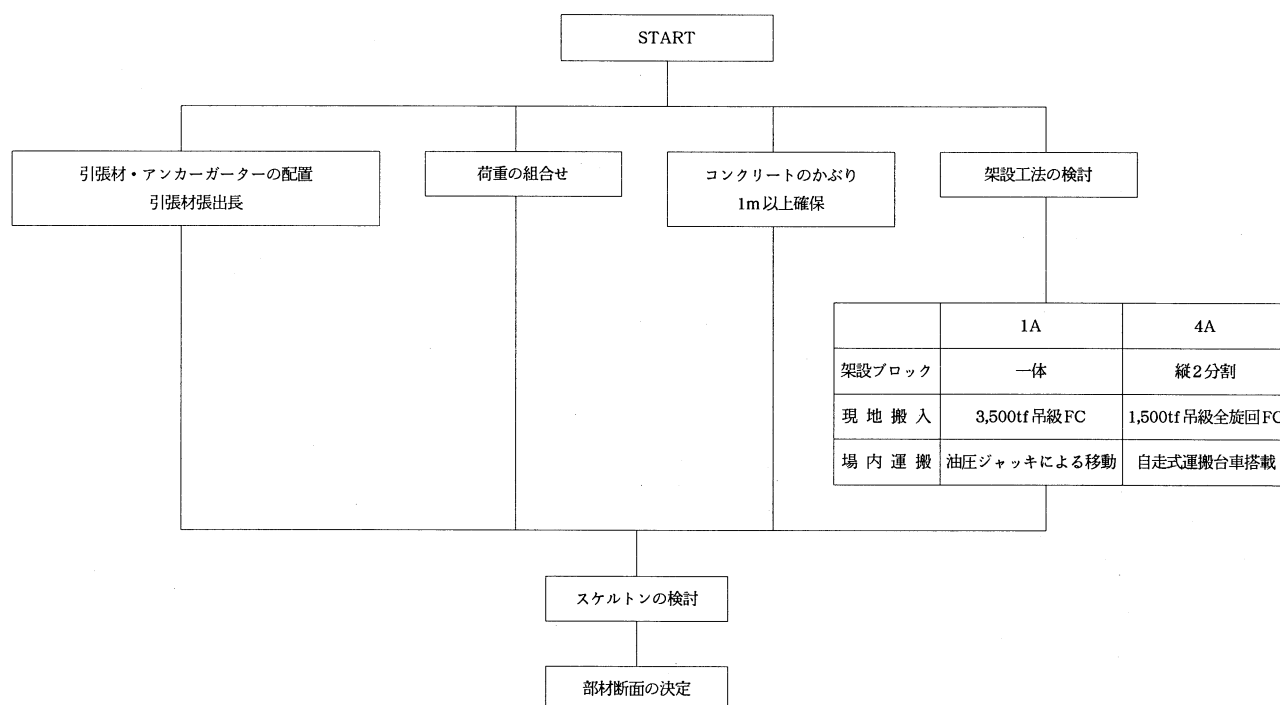


図-10 支持フレーム設計の流れ
Fig. - 10 Design flow of the supporting frame.

表-5 支持フレーム設計荷重

Tab.-5 Design load for the supporting frame

死 荷 重 D	引張材・アンカーガーダーおよび支持フレームの自重	
風 荷 重 W	架設完了時 輸送時、場内運搬時	$V_{10} = 29\text{m/sec}$ $V_{10} = 10\text{m/sec}$
地 震 荷 重 EQ	設計震度 $K_H = 0.1$	
温 度 荷 重 T	$\pm 15^\circ\text{C}$	
不均等荷重 U	吊運搬時 場内運搬時	0.1 0.5
衝 撃 荷 重 I	吊運搬時 0.2	
摩 擦 F	油圧ジャッキによる縦引き時 摩擦係数 0.1	

表-6 荷重の組合せと許容応力度の割増し

Tab.-6 Combination of loads for the supporting frame

条 件	荷重の組合せ	割増係数
架 設 完 了 時	D + T	1.25
	D + T + W (IV)	1.35
	D + T + W (II)	1.65
	D + T + EQ + W (IV)	1.65
吊 運 搬 時	D + U	1.25
	D + I + U	1.38
仮 置 場 内 運 搬 時 (4 A)	D + U	1.25
	D + W (IV) + U	1.38
縦 引 き 時 (1 A)	D + W (IV) + U + F	1.38
	D + U + F	1.25

表-7 支持フレームの変形量

Tab.-7 Deformation of the supporting frame

	1A	4A
架 設 完 了 時 (鉛直方向)	9.8mm	7.8mm
吊 運 搬 時 (鉛直方向)	19.2mm	3.9mm
暴 風 時 (横 方 向)	22.5mm	33.4mm
自走式運搬台車による場内運搬時	-	9.2mm

7. 支持フレームの設計

支持フレームは、引張材・アンカーガーダーをアンカレイジのコンクリート打設完了までの間、所定位置に保持する仮設的な構造物である。

支持フレームの設計の流れを図-10に示す。

設計荷重を表-5に、荷重の組合せと許容応力度の割増しを表-6に示す。

1A、4Aの引張材・アンカーガーダーの配置および支持フレーム設置高は共通であることから、支持フレームの骨組構成は基本的に同じである。引張材支持点は前面受棚、中間受棚、アンカーガーダーの3点とし、受棚の剛性を向上するため、ケーブル中心線に沿ってブレースを

設置した。4Aについては架設条件より縦2分割するとともに、自走式運搬台車が支持フレーム下部に進入できるスペースを確保している。

支持フレーム立体骨組解析を行い、設計断面力を算出して、部材断面を決定した。

支持フレームの変形量を表-7に示す。支持フレームの外主構を吊って吊運搬することが原因で、外主構間隔が24mと広い1Aケーブルアンカーフレームは、鉛直方向の変形が大きくなっている。

一方、4Aの場合縦方向に2分割するため、暴風時横方向変位が比較的大きくなる。これを抑制するため、設置完了後、2分割した左右のブロックの上縁をタイププレートとで横つなぎすることにした。

8. あとがき

現在、明石海峡大橋の工事は順調に進捗しており、1Aケーブルアンカーフレームは平成4年秋に、4Aについては平成5年新春に現地架設を行う予定である。ケーブルアンカーフレームの工場製作もこれに合せ、鋭意進めているところである。

ケーブルアンカーフレームは、吊橋のケーブルを定着する重要な役割を担っているとともに、部材数が非常に多い大規模特殊構造物である。設計にあたっては、既存吊橋の実績を踏まえ、引張材先端部に生じる偏心誤差等の見直しを行った。さらに、引張材定着部・アンカーガーダーの応力伝達を検討し、設計の合理化を図った。

最後に、設計に携わった関係者各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 林有一朗：因島大島ケーブルアンカーフレームの設計 本四技報 Vol.4 No.11 80.1
- 2) 田中敦之：大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計 本四技報 Vol.4 No.13 80.7
- 3) 山中鷹志、栗原敏広：南北備讃瀬戸大橋4Aケーブルアンカーフレームの設計 本四技報 Vol.7 No.24 83.4
- 4) 栗原敏広、吉川章三：南北備讃瀬戸大橋4A・7Aケーブルアンカーフレームの一括架設 本四技報 Vol.8 No.31 84.10

生口橋上部工の設計・製作（その1）

Superstructural Design and Fabrication of Ikuchi Bridge

向島工事事務所 第一工事長 藤原 亨

Tohru Fujiwara



概要

生口橋は、中央径間が鋼桁、側径間がPC桁という主桁複合構造をわが国で初めて採用した斜張橋である。本稿では生口橋の上部工の設計・製作の全般について報告している。設計上の特徴の1つとして、側径間PC桁のクリープ、乾燥収縮に伴う断面力の変化および塑性変形の取扱いについて述べている。また、中央径間の鋼桁は、鋼床版2箱桁形式で、主桁の設計における有効幅の考え方、軸力の卓越した腹板および縦桁の設計法ならびにケーブル定着部の設計法など特徴的な事項を中心に報告している。塔は継手を溶接継手としたため、溶接施工試験を行い溶接法を定め、実施工にあたっては、溶接による変形防止策を施した。桁の製作では、大きな応力集中の生じるケーブル定着部の溶接法に特に注意を要した。

Ikuchi Bridge is the long cable-stayed bridge in which a hybrid system has been adopted for the first time in Japan, i.e. steel structure for the central span and prestressed concrete for both the side spans.

This paper reports the design and fabrication of the superstructure of Ikuchi Bridge. One of the characteristic points in design is the design considerations on changes in the section force and plastic deformations due to creep and drying shrinkage in the prestressed concrete girders.

In designing the steel deck two-box girder, special attention was paid for the concept of effective width, design method of a web-plate subject to a predominant axial force, design method of stringers and cable anchorages.

A series of welding tests were made to select a welding method for joints in the main towers. Preventive measures were taken for control of deformation induced by welding during the fabrication of the towers. Serious attention must be paid to the welding in the cable anchorage area of steel girder where significant stress concentration occurs.

1. まえがき

生口橋は、中央径間が鋼桁、側径間がPC桁という主桁複合構造をわが国で初めて採用した斜張橋である。本橋の設計は、実施設計の成果を基に、鋼桁製作工事、PC上部工工事、塔工事の各工事において詳細設計が行われた。特に、鋼桁とPC桁の詳細設計にあたっては、本橋が複合主桁形式の斜張橋であることを考慮し、共同の設計事務所を設け、検討を進めた。

本稿では、生口橋上部工の設計と製作について全般的な概要を報告することとするが、本橋特有の構造である主桁接合部については、本技報No.58,'91.4においてその設計、施工が報告されているので、ここでは、製作面で若干の補足をするに留める。

2. 構造概要

2.1 主桁形式

本橋は、架橋地点の地形・地質条件および航路条件等から中央支間長490mに対し、側支間長が150mと短い

支間割りとなるため、側径間を重量のあるPC桁、中央径間を軽量の鋼桁とする主桁複合構造をわが国で初めて採用し、側径間支承部に負反力を生じない安定した構造を合理的かつ経済的に実現している。

中央径間の鋼桁部は、2箱桁、1箱桁およびトラス桁の3形式について比較検討し、鋼重が最も少なく経済的に有利であり、また、耐風安定性上も風洞試験において1箱桁と有意な差が見られなかったことから、鋼床版2箱桁を選定した。桁高は、断面中央で2.7mであり、耐風安定性およびレーダー偽像対策から下フランジ外縁部を水平に対し25°傾斜させている。

側径間PC桁部は、側径間の負反力対策としてある程度の死荷重があることおよび施工性の面から4室構造の1箱桁とし桁高は2.7mで、下フランジには鋼桁部に合わせた斜フランジを設けている。なお、側径間には、橋梁全体の経済性、力学的特性、施工性などから2基の中間橋脚を設けている。鋼桁とPC桁の接合部では応力伝達を考慮し、鋼桁を2箱桁から1箱桁に断面変化させている。

2.2 塔

塔形状の選定にあたっては、A形、A形下絞り、門型、コンクリートおよび橋脚付A形等について比較検討し、鋼重、基礎寸法、力学的特性、施工性等から総合的に優れたA形下絞り形状とした。

2.3 ケーブル

ケーブル形状はファン型とハーブ型を比較し、主桁、塔の変形量、断面力が比較的に小さく、ケーブル重量も少なく経済性に優れることからファン型とし、ケーブル面数は桁のねじり変形に対しケーブルが有効に働き、耐風安定性、架設時の安定性が向上する事などから2面吊りとした。ケーブル段数による桁、塔の断面力の変化はわずかで、ケーブルの全体重量も変わらないことから、施工性（張出しブロック数）、床組寸法、経済性等からケーブル段数は14とし、中央径間の桁側ケーブル間隔は16m

を標準とした。ケーブルは現場でのグラウト作業が不要となることから、新たに開発されたポリエチレン被覆のロングラウト平行線ケーブルを採用した。

2.4 耐震固定法

斜張橋の橋軸方向固定法は、地震時の移動量、下部工への作用力から固定箇所、固定方法について種々の形式が実施されている。本橋では、地震力が特定の橋脚に集中するのを避けるため、側径間の全橋脚で弾性固定する分散弾性固定法を採用した。ばね定数は、橋梁本体の固有周期、移動量、断面力等を総合的に判断し、1橋脚当り1,500t/m、全橋で9,000t/mとした。側径間をPC桁としたことにより負反力が生じないため、弾性支承としては構造の単純なゴム沓を使用している。なお、本橋の耐震固定法の選定およびゴム沓の選定等については、本四技報No.56、'90.10に報告されている。

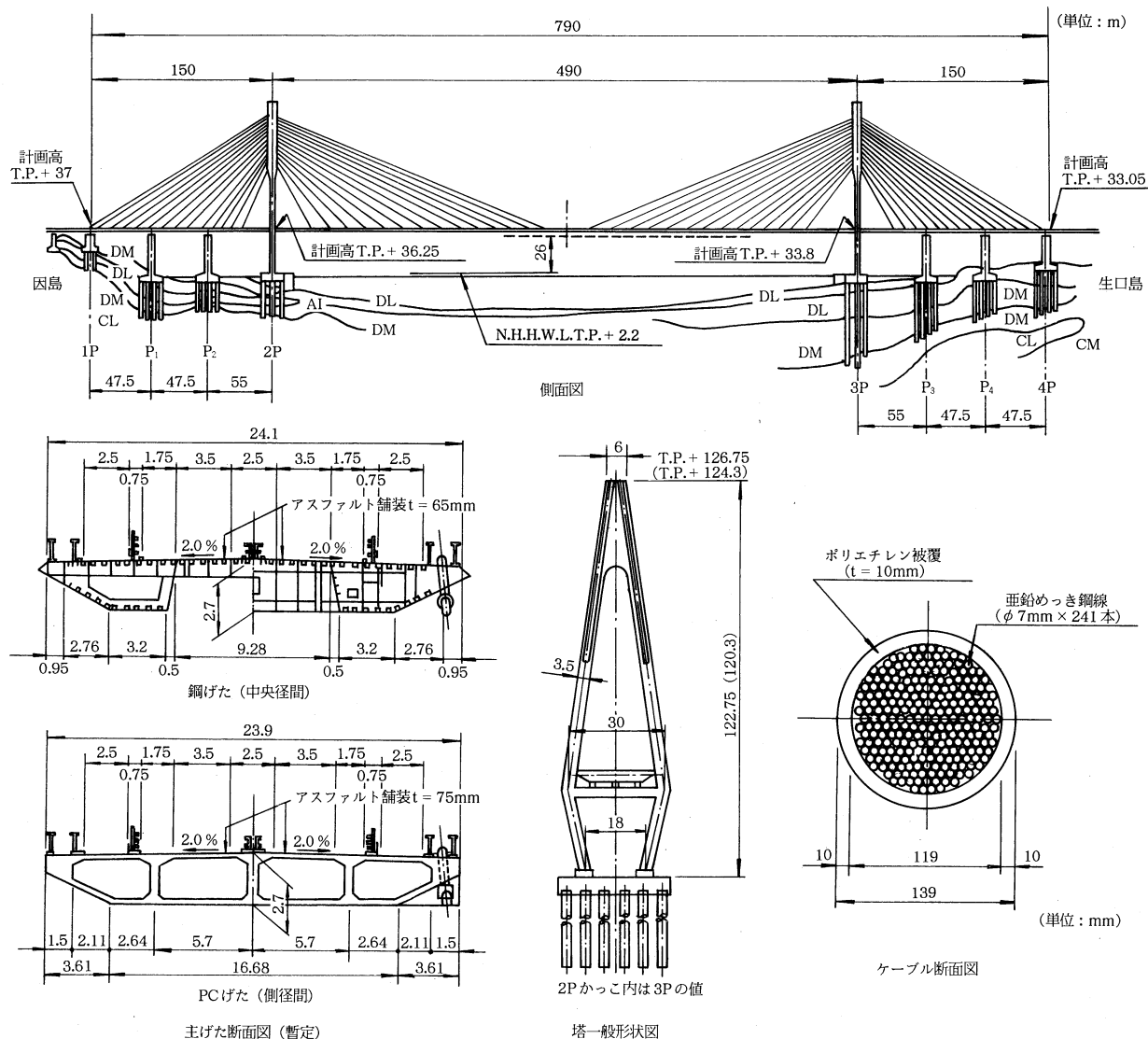


図-1 一般図

Fig.-1 A general plan

3. 設計概要

3.1 設計条件

以下に本橋の設計荷重および荷重の組合せと許容応力度の割増しについて示す。

(1) 設計荷重

- 1) 活荷重 TL - 20、TT - 43
- 2) 衝撃係数 桁 中央径間 0.1、側径間 0.15、
塔 0.15、ケーブル 0.2 (ケーブル定着部0.25)、支
承 0.15

3) 風荷重 設計風速 暴風時(W) 架設時(W_(ER))

桁	51.9m/s	42.0m/s
塔	59.4m/s	36.7m/s
ケーブル	58.4m/s	41.3m/s

4) クリープ・乾燥収縮 道路橋示方書による

5) 地震荷重

使用スペクトル 本四スペクトル
入力加速度 完成時 (EQ) 180gal
架設時(EQ_(ER)) 90gal

6) 温度荷重 (T)

全部材の温度昇降

鋼桁、ケーブル ± 30℃、PC 桁 ± 15℃

ケーブルの温度上昇 15℃

桁上下面の温度差

鋼桁、ケーブル 15℃、PC 桁 5℃

桁左右の温度差

鋼桁、ケーブル 15℃、PC 桁 0℃

7) 支点移動の影響 (SD)

塔基部	沈下	5cm
	橋軸方向回転	5×10^{-4} rad
	橋軸直角方向回転	2.5×10^{-4} rad

8) 製作及び架設誤差の影響 (E)

塔頂で橋軸方向に10cmの変位を生じるような基部回転変位 (8.23×10^{-4})

(2) 荷重の組合せと許容応力度の割増しを表-1に示す。

表-1 荷重の組合せと許容応力度の割増し

Tab.-1 Combination of loads and an increase in the allowable stress

区分	荷重の組合せ	割増し係数
完成系	1 D + L + S _D + E + T	1.00
	2 D + W _(L) + L _(W) + T	1.35
	3 D + W + T _(W) + S _D + E	1.50
	4 D + E _Q + L _(EQ) + T + S _D + E	1.50
	5 L	1.00
	6 D + S _D + E + T	1.00
架設系	1 E _R	1.25
	2 D _(ER) + W _(ER) + T _(ER)	1.50
	3 D _(ER) + E _Q (ER) + T _(ER)	1.50

D : 死荷重 (ケーブルプレストレス、クリープ・乾燥収縮を含む)

L : 活荷重 (衝撃を含む)

W_(L): 活荷重載荷時の風荷重 (橋面位置における風速30m/s時の風荷重)

L_(W): 風荷重載荷時の活荷重 (全橋長に負載した自動車荷重 (衝撃を含む) × 1/2)

T_(W): 暴風時の温時荷重 (温度荷重のうち全部材の温度昇降 × 1/2)

L_(EQ): 地震時の活荷重 (L_(W) に同じ)

E_R : 架設時荷重 (架設途上すべての系を含む)

T_(ER): 架設時温度荷重 (ケーブルの温度上昇を除く温度荷重)

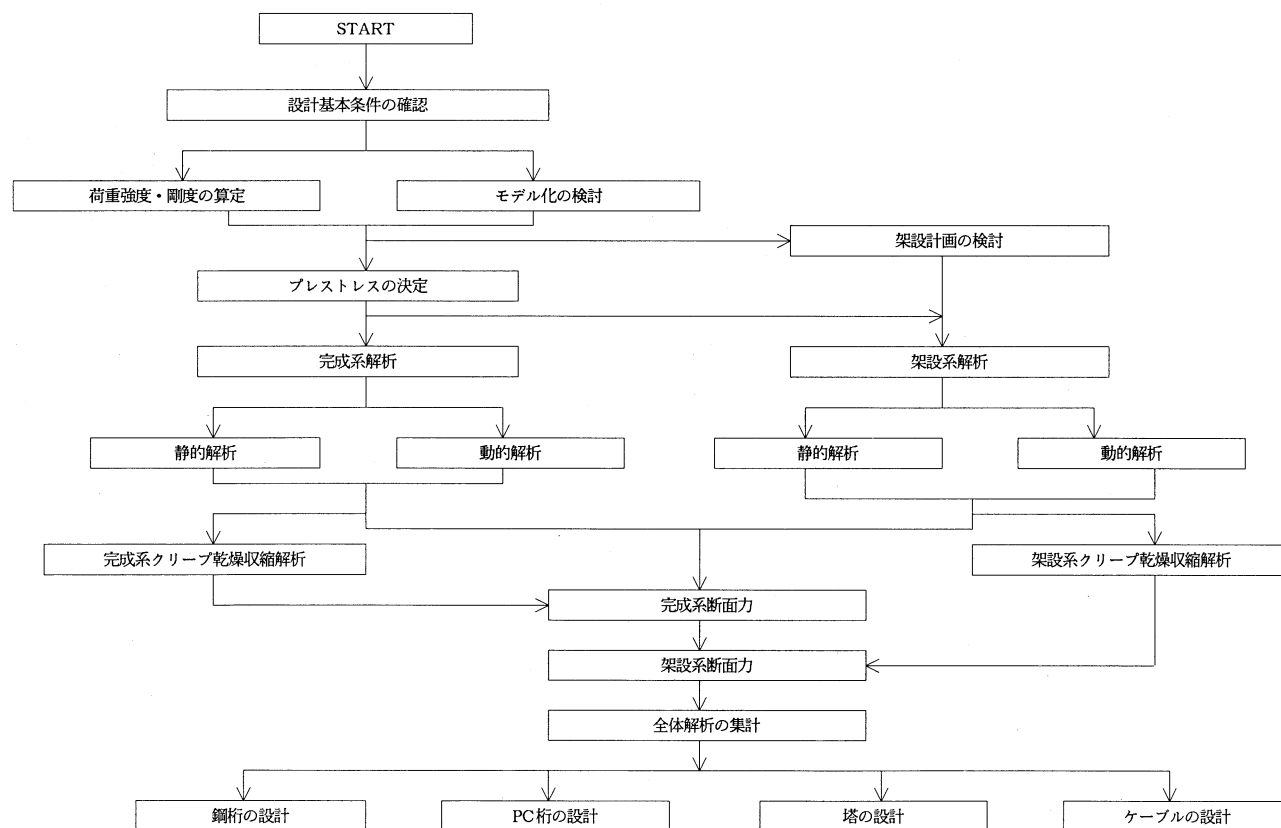


図-2 全体解析フロー

Fig.-2 Flowchart to explain the whole analysis.

3.2 全体解析

(1) 概 要

斜張橋全体構造系に対する解析は、完成系および架設系について実施した。完成系については静的解析と動的解析を行い、一方架設系については架設計画に基づく静的解析（解体計算）を実施するとともに、最も不安定な状態と想定される閉合直前に着目した系による動的解析も行った。

全体解析の流れを図-2に示す。

(2) 解析方法

解析モデルは、各荷重の特性を評価できるよう図-3に示す4タイプとし、表-2に示す荷重に対する使い分けを行った。

静的解析では、微小変形理論に基づく骨組解析を基本とし、ケーブルサグ及び有限変位による影響は、有限変位理論に基づく解析を行って検討し、最終的には応力余裕として考慮した。表-3に比較結果の総括を示す。

(3) ケーブルプレストレス

側径間が中央径間の鋼桁に比べて剛性の大きなPC桁であるため、ケーブルプレストレスにより中央径間鋼桁は容易に応力改善ができるが、側径間PC桁はアンカーとして働き、応力改善は不可能である。このため、本橋のプレストレス導入は以下の点に着目した。

- 1) 塔の曲げモーメントは、死荷重状態において発生させない。
- 2) 鋼桁の曲げモーメントの分布は死荷重状態において平滑化を図り、主桁の曲げモーメントを減少させ主桁

表-2 荷重と解析モデルの使い分け

Tab.-2 When to choose loads or analytical models

モデル	荷 重	名 称	備 考
1	D 死 荷 重	全橋平面モデル	偏載のない荷重に対して適用
	P _s プ レ ス ト レ ス		
	C _{ts} C _R 乾燥収縮・クリープ		
	E _R 架設荷重（解体計算）		
2	L 活荷重（影響線載荷）	全橋立体モデル（2主桁）	偏載の影響を直接評価
3	T 温 度	全橋立体モデル（1主桁）	主桁面外の曲げモーメントを生ずる荷重に対して適用
	W 風		
	S _D 支 点 移 動		
	E 製 作 ・ 架 設 誤 差		
	E _R 架設荷重（1/2モデル）		
4	E ₀ 地 震	全橋立体モデル（1主桁）	下部工含む

表-3 解析方法の比較

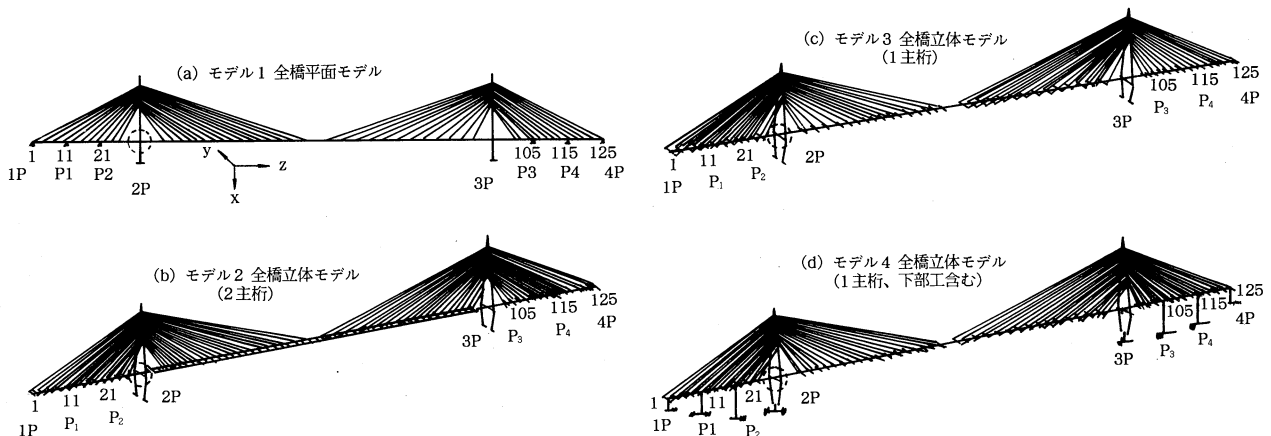
Tab.-3 A comparison between analytical methods.

着 目 部 材	比 較 結 果
主 桁	PC 桁 部 すべての断面力に対し影響は認められなかった
	鋼 桁 部 ・ L/4点で $\Delta M/M = 10.5\%$ の変動があった ・ L/2点で $\Delta M/M = 3.8\%$ 、 $\Delta N/N = 15.8\%$ の変動があった
	塔 最下段ケーブル定着位置で $\Delta M/M = 3.0\%$ の変動があった
ケ ー ブ ル	張力に対し影響は認められなかった

注）表中の変動量は、有限変位理論に基づく解析結果の微小変形解析結果に対する変動の絶対値を示す。

を軸力部材に近づけることによって経済的な断面とする。

- 3) 各ケーブル張力を平均化し、ケーブルの種類を少なくする。
- 4) 接合部の曲げモーメントはなるべく小さくし、引張り応力に対して設ける縦締のPC鋼棒によるプレスト



	橋脚上支持条件						塔上支持条件	
	端橋脚	中間橋脚				端橋脚	2P	3P
	1P	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	4P		
鉛直方向	固 定	固 定	固 定	固 定	固 定	固 定	固 定	固 定
橋軸方向	弾性固定 K = 1500tf/m	弾性固定 K = 1500tf/m	弾性固定 K = 1500tf/m	弾性固定 K = 1500tf/m	弾性固定 K = 1500tf/m	弾性固定 K = 1500tf/m	可 動	可 動
橋軸直角方向	固 定	弾性固定 K = 1500tf/m	弾性固定 K = 1500tf/m	弾性固定 K = 1500tf/m	弾性固定 K = 1500tf/m	固 定	固 定	固 定

図-3 解析モデル

Fig.-3 Analytical model.

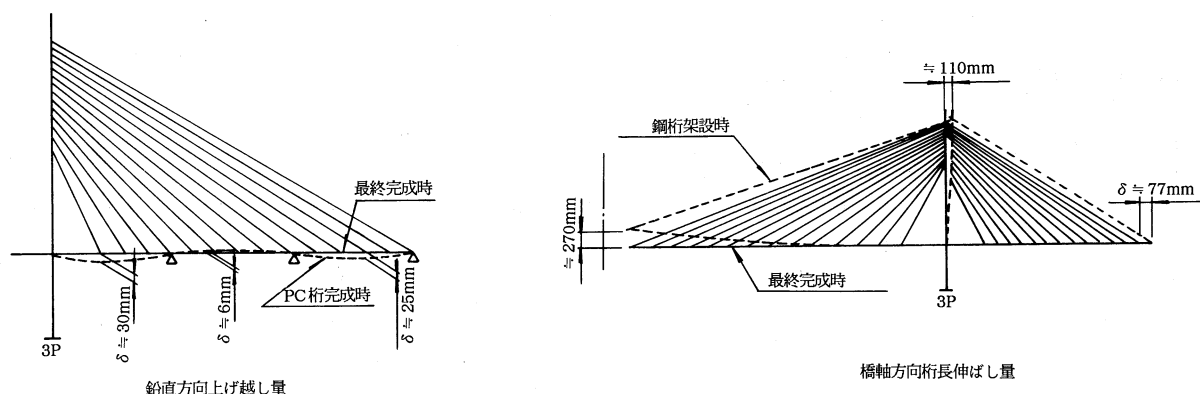


図-4 クリープ乾燥収縮による塑性変形への対処

Fig. - 4 Control of the plastic deformation caused by creep and drying shrinkage.

レス量が少なくなるようにする。

- 5) 鋼桁の曲げモーメントは鋼桁剛性が小さいため、活荷重に対しては正曲げモーメントの方が大きいので、死荷重完成時では若干の負曲げモーメントを発生させる。

(4) クリープ・乾燥収縮

側径間のPC桁の架設、その後の中央径間の鋼桁の張出し架設の過程で生じるPC桁のクリープ・乾燥収縮による断面力の変化は、施工ブロック単位でクリープ係数、乾燥収縮度を定めて全体解析結果（弾性解）の断面力を用いてクリープ解析を行い、完成系、架設系それぞれの弾性解に加算することにより全体解析結果に集計した。また、側径間PC桁部のクリープ・乾燥収縮による影響は、ケーブル・塔を介し中央径間の鋼桁にも形状変化を与えるが、この影響は事前の検討により側径間部の鉛直方向変形に比べ軸短縮による影響が支配的で、その約90%が軸短縮により生じることが確認された。これに対する対処方法として本橋では、側径間PC桁のクリープ・乾燥収縮による変形を鋼桁及び塔の製作キャンバーには考慮せず、PC桁の桁長を長くし、ケーブル定着点を軸短縮分移動して施工することで対処することとした。クリープ・乾燥収縮量の誤差にともなう塔及び鋼桁形状への影響は、ケーブル張力の調整により十分対処できると考えた。なお、鉛直方向の変形量はPC桁施工時の上げ越し量として考慮するものとした。図-4にクリープ・乾燥収縮に対するPC桁架設時の上げ越し量および橋軸方向伸び量（3P側）を示す。

3.3 塔の設計

(1) 設計断面力

図-5に断面力の1例を、図-6に断面形状を示す。塔の設計断面力は、基本的に全体解析の結果を用いた。ただし、平面骨組モデルを用いて全体解析を行った死荷重時断面力については、全体解析から得られたケーブル張力および塔水平梁上支承反力を塔面内モデルに載荷して算出した断面力を用いた。

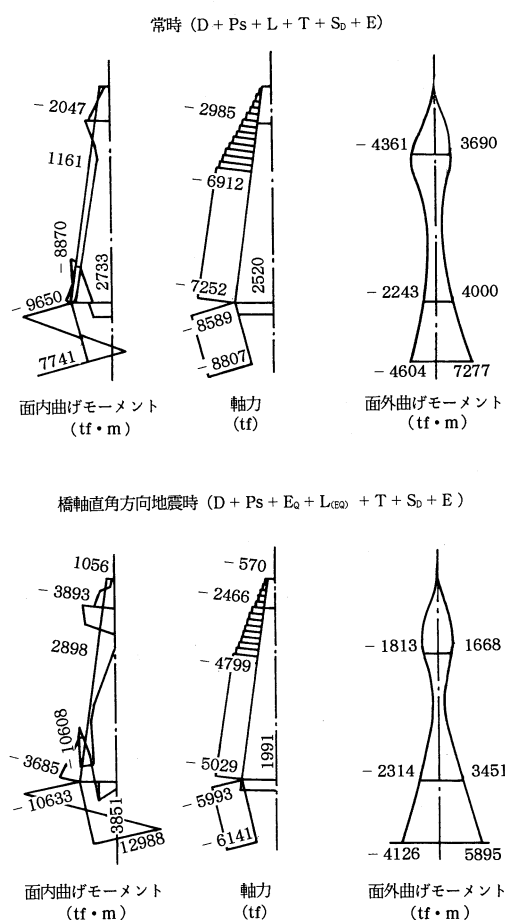


図-5 塔の断面力 (3P)

Fig. - 5 The sectional force of towor "3P"

(2) 応力照査

1) 有効座屈長

塔の有効座屈長は、「吊橋主塔設計要領（案）・同解説」（本四公団）に基づき、図-7の要領にて塔柱座屈時の初期曲がりや残留応力の影響を考慮した接線弾性係数 E_t を

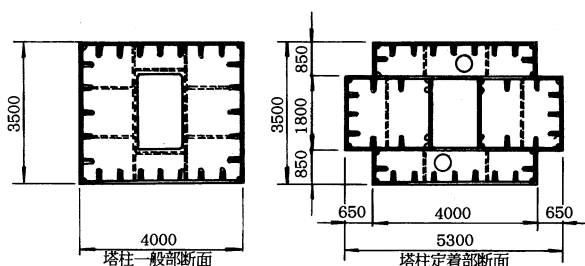


図-6 塔柱断面形状

Fig. -6 The section of the tower columns.

算出し、塔の座屈解析を行い、次式により有効座屈長を求めた。

$$\ell_e = \pi \sqrt{Ef \cdot I / P_{cr}} \quad (1)$$

ここで、

Ef : 有効接線弾性係数

I : 塔柱の曲げに対する平均断面2次モーメント

P_{cr} : 最小座屈荷重

表-4に座屈解析結果および設計に用いた有効座屈長を示す。

2) 有効幅

塔柱下部及び水平梁について、面内曲げモーメントの

分布形状から道路橋示方書に準拠し有効幅を考慮した。等価支間長を計算する場合の $\ell_1 \sim \ell_4$ は常時の曲げモーメントの形状から決定した。(図-8) 塔上部の面内方向および面外方向については、全断面有効とした。

3) 照査方法

断面照査は、応力度及び安定について行った。塔柱応力度は、軸力による軸方向圧縮応力と、塔面内及び塔面内曲げモーメントによる曲げ応力度の合計を局部座屈に対する許容応力度で照査した。また安定の照査は、軸力と曲げモーメントによる応力を用いて塔面内及び塔面外について個別に行い、同時に連成座屈に対する照査も行った。

水平梁は、作用する軸力が引張であり、応力度の照査は、軸力による引張応力と塔面内及び塔面外曲げモーメントによる曲げ応力度の重ね合わせを、許容軸引張応力度及び局部座屈に対する許容応力度で行った。また、同時に合成応力度の照査も行った。各照査式を式(2)～(10)に示す。

(塔柱応力度照査式)

$$\sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal} \quad (2)$$

・安定照査

$$\text{塔面内} \quad \frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bac}(1 - \sigma_c/\sigma_{cay})} \leq 1.0 \quad (3)$$

$$\text{塔外面} \quad \frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bac}(1 - \sigma_c/\sigma_{caz})} \leq 1.0 \quad (4)$$

ここに

σ_c : 作用軸方向圧縮応力度

$\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: 塔面内方向及び塔面外方向の作用曲げ

表-4 座屈モード及び有効座屈長

Tab.-4 Buckling mode and effective buckling length

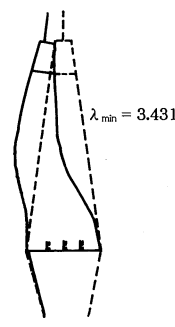
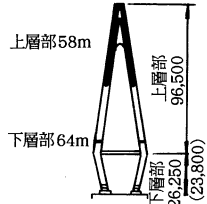
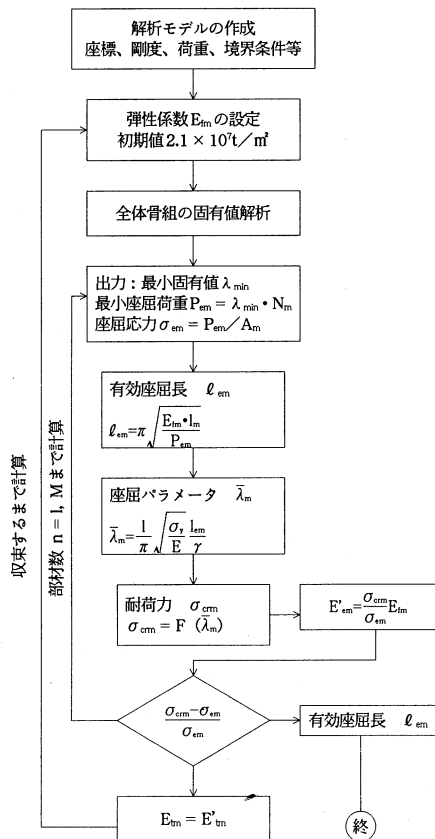
	面内座屈	面外座屈
座屈モードおよび最小固有値		
有効座屈長		62m

図-7 有効座屈長算出要領

Fig. -7 Guidelines for calculating the effective buckling length



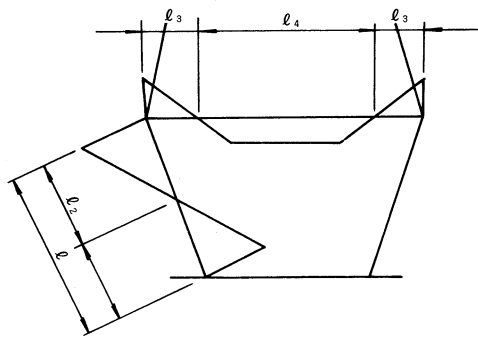


図-8 塔柱下部の曲げモーメント形状

Fig. -8 The configuration of bending moments at the bottom of the tower columns.

圧縮応力度

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度

$\sigma_{cay}, \sigma_{caz}$: 塔面内方向及び塔面外方向の許容軸圧縮応力度

$\sigma_{oay}, \sigma_{oaz}$: 塔面内方向及び塔面外方向の許容オイラー座屈応力度

σ_{bao} : 許容曲げ圧縮応力度の上限値

(水平梁応力度照査式)

・ 応力度照査

$$\sigma_t + \sigma_{bty} + \sigma_{btz} \leq \sigma_{ta} \quad \dots (5)$$

$$\sigma_t + \sigma_{bty} + \sigma_{btz} \leq \sigma_{cal} \quad \dots (6)$$

・ 合成応力度照査

$$\sigma_2 / \sigma_a + \tau_2 / \tau_a \leq 1.2 \quad \dots (7)$$

$$\sigma = \sigma_t + \sigma_{bty} + \sigma_{btz} \quad \dots (8)$$

$$\tau = \tau_z + \tau_{tw} + \tau_y \cdot t_f / t_w \quad (\text{面内方向}) \quad \dots (9)$$

$$\tau = \tau_y + \tau_{tf} + \tau_z \cdot t_w / t_f \quad (\text{面外方向}) \quad \dots (10)$$

ここに

σ_t : 軸方向による引張応力度

σ_{bty} : 面内方向曲げ引張応力度

σ_{btz} : 面外方向曲げ引張応力度

σ_{bcy} : 面内方向曲げ圧縮応力度

σ_{bcz} : 面外方向曲げ圧縮応力度

σ_{ta} : 許容軸引張応力度

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度

τ_y : 面内方向曲げに伴うせん断応力度

τ_z : 面外方向曲げに伴うせん断応力度

τ_{tf}, τ_{tf} : ねじりによるせん断応力度

4) 照査結果

断面照査の結果、2Pは全て常時で断面が決定している。3Pは塔柱基部及び隅角部が橋軸直角方向地震時その他の部分は全て常時で決定している。また、連成座屈の照査も行ったが、横倒れによる許容応力度の低減はなく、連成座屈に対して問題はなかった。

(3) 細部設計

1) 隅角部

隅各部の設計断面力は、全体系の立体構造解析の結果により6成分の断面力が作用する。設計は、せん断遅れを考慮した薄肉構造ラーメンの隅各部として応力度照査を行った。

2) 定着部ブロック

ケーブルの塔柱への定着構造は、図-9に示すように鋳鋼品 (SC440) のブロック形式とし、定着ブロックは高力ボルトにより直接塔壁に取り付ける構造としている。応力度の照査は、曲げ応力度とせん断応力度について行い、この時のせん断応力は、応力集中係数1.5を考慮すると同時に合成応力度の照査を行った。なお、ケーブル定着部については、定着ブロック及び定着シャイベをモデル化したFEM解析も実施し、設計計算の妥当性を確認した。

3) 現場継手

塔の架設は大型クレーン船を用いた一括架設工法を採用している。大ブロック間の現場継手は高力ボルト継手とした。現場継手の端面は機械切削を行いメタルタッチを目標としたが、設計上は継手作用力を全てボルトの摩擦接合で伝達させることとした。

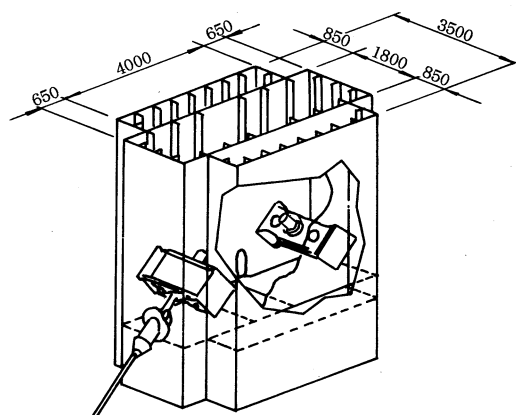
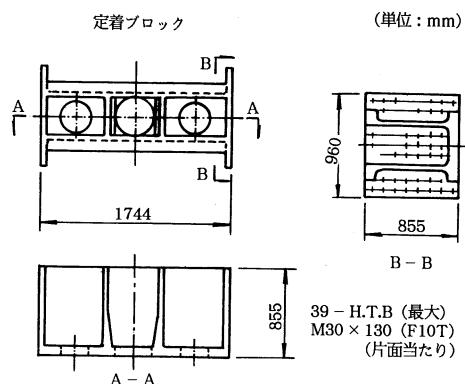


図-9 塔側ケーブル定着部構造

Fig. -9 Cable anchorage on the side of the tower.



4) 塔基部及びアンカーフレーム

塔基部の設計は「吊橋及び斜張橋の塔基礎設計要領(案)」(昭和57年2月本四公団第2建設局)に従った。

アンカーボルトは120φ(S340CN)を1柱当り32本基部に配置し、必要プレストレス量は、地震時ベース部浮き上がりとベース下面コンクリート許容応力度から140t/本とした。3P側の橋軸直角方向地震時にのみベース先端で0.6mm浮き上がる結果となったが、負の応力範囲も小さいことから、浮き上がりに対しては問題ないと判断した。

3.4 鋼桁の設計

(1) 主桁

1) 設計断面力

設計断面力を図-10に断面形状を図-11に示す。なお、断面力の計算においては以下の事項を考慮した。

- ① 主桁の有効断面は、暫定時断面のみとする。
- ② 腹板(内側腹板・定着腹板・縦桁ウェブ)の水平補剛材およびコーナプレートは無視する。
- ③ デッキプレートの横断勾配を考慮する。断面計算は、応力度が最も厳しくて、断面決定に影響を及ぼす常時(D+L+T+S₀+E)の面内曲げモーメント最大・最小時および軸力最小時の3ケースについて行った。

2) 有効幅

本橋の鋼桁断面形状は、接合部の偏平5室1箱桁及び一般部の偏平並列2箱桁の2種類があり、またケーブルプレストレスの導入により主桁の曲げモーメントが非常に複雑な分布を示す。

従って、道路橋示方書で規定されている、等価支間長に基づく有効幅の規定をそのまま適用することはできないため、既往の設計例等の調査を含めた各種の検討を行い、以下の様に有効幅を考慮した。

- ① 曲げモーメントに対する有効幅は、シアラグに関する基礎微分方程式より導いた次式を用いた。

$$\rho_M = \Sigma b_i / \Sigma b_{ei} \dots \dots \dots (11)$$

$$b_{ei} = \{1 - 4\lambda / (5 - 3.1\lambda)\} \cdot b_i \quad (\lambda \geq 0) \dots \dots \dots (12)$$

$$b_{ei} = \{1 - 4\lambda / (5 - 1.9\lambda)\} \cdot b_i \quad (\lambda < 0) \dots \dots \dots (13)$$

ここに、

b_i : 各腹板間隔の1/2

b_{ei} : 各腹板間隔の有効幅

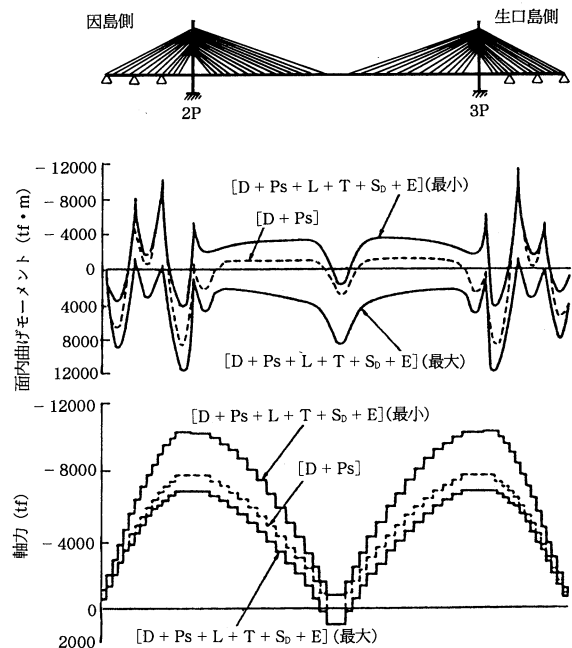


図-10 主桁設計断面力

Fig. - 10 Design sectional force of the main girder.

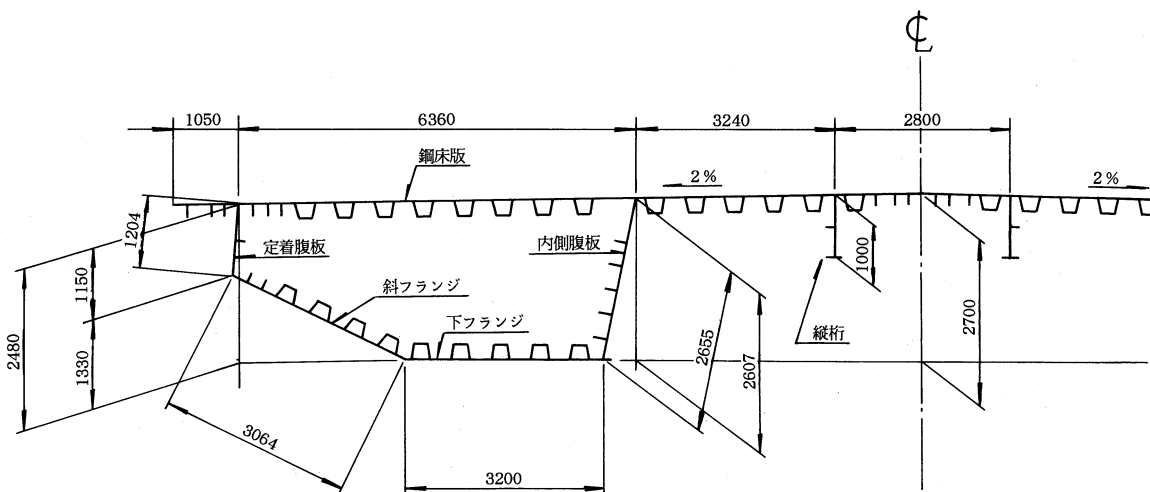


図-11 主桁断面形状

Fig. - 11 The cross section of the main girder.

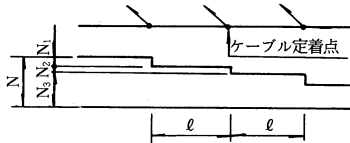
λ : m/M

m : シアラグによる付加モーメント

M : 作用曲げモーメント

- ② 軸力に対する有効幅は、ケーブル定着点3スパン分を取り出したモデルによりFEM解析を行い応力集中係数を算定した。応力集中係数の算定結果を次に示す。

$$\rho_N = \frac{\rho_1 N_1 + \rho_2 N_2 + \rho_3 N_3}{N} \dots\dots\dots (14)$$



	$\ell = 16\text{m}$	$\ell = 12\text{m}$
ρ_1	2.60	2.60
ρ_2	1.25	1.50
ρ_3	1.00	1.05

以上より算出した応力集中係数の計算値を図-12に示す。

3) 応力照査

以上の応力集中係数をもとに、主桁応力度は次式により算定した。

① 主桁作用による応力度

$$\rho_N \sigma_N + \rho_M \sigma_{MZ} + \sigma_{MY} \leq \sigma_a \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 σ_n : 軸力による応力度 (全断面有効)

σ_{mz} : 面内曲げモーメントによる応力度 (全断面有効)

σ_{my} : 面外曲げモーメントによる応力度 (全断面有効)

ρ_n : 軸力に対する応力集中係数

ρ_m : 面内曲げモーメントに対する応力集中係数

② 主桁+床組作用による応力度

$$\sigma_c + \sigma_f \leq \sigma_{acon} \dots\dots\dots (16)$$

ここに、

σ_c : 主桁作用による応力度

σ_f : 床組作用による応力度

③ 垂直応力度とせん断応力度による合成応力度

$$[\sigma_c / \sigma_a]^2 + [\tau_y + \tau_z + \tau_u / \tau_a]^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (17)$$

ここに、

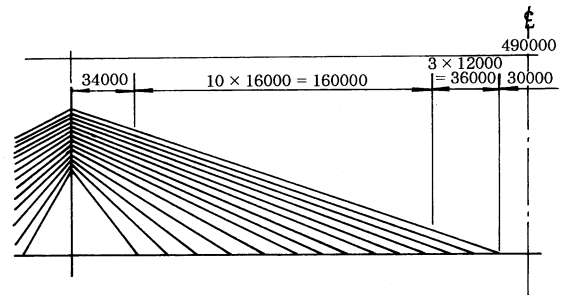
τ_y : 面内せん断力によるせん断応力度

τ_z : 面外せん断力によるせん断応力度

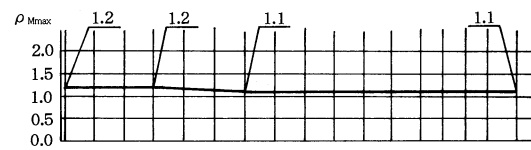
τ_u : ねじりモーメントによるせん断応力度

4) 腹板の設計法

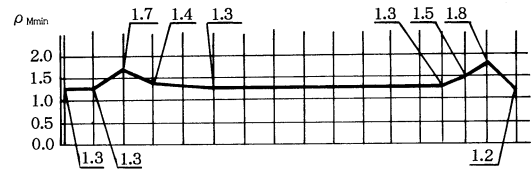
中央径間鋼桁の断面力は、軸圧縮力が卓越し、中央径間中央部を除いたほとんどの領域で軸圧縮力が支配的になっている。このため、本橋の腹板は通常のプレートガー



曲げモーメント最大



曲げモーメント最小



軸力

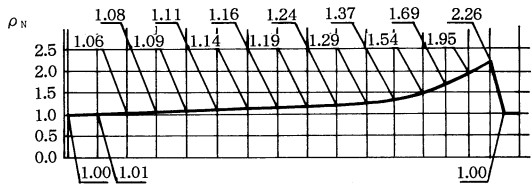


図-12 主桁有効幅に対応する応力集中係数

Fig. - 12 Factor of stress concentration corresponding to the main girder effective width.

ダーの腹板とは異なり、圧縮補剛材としての取り扱いも必要と考えられた。そこで、腹板の設計および構造について、次のような方法をとった。

① 腹板の座屈照査

圧縮・曲げ・せん断の組合せ応力に対して、水平垂直補剛材で囲まれた板パネルの座屈照査を次式にて行った。

$$\frac{(2-\phi)}{2} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cal}} \right) + \frac{\phi}{2} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cal}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cal}} \right)^2 < 1 \dots\dots\dots (18)$$

ここに

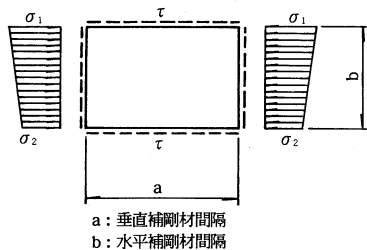
σ_{cal} : 補剛板の局部座屈に対する許容応力度 (道示 (道路橋示方書) II 表-3.2.5)

τ_{cal} : 許容せん断応力度 (道示 II 表-2.2.4)

ϕ : 応力勾配 $\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

σ_1, σ_2 : 作用垂直応力度

τ : 作用せん断応力度



② 補剛材の所要剛度

腹板の水平・垂直補剛材の必要剛度は、圧縮補剛板及びプレートガーダーの両面を満足するように決定した。

③ 水平補剛材

腹板は、圧縮応力を受ける補剛材としての性質が強いことから、その水平補剛材は、一般の箱桁のように横リブ位置で不連続とせず、横リブにスカラップを設けて連続構造とした。

(2) 鋼床板

鋼床板の解析は本橋の構造特性を考慮して、箱桁内と箱桁間の2つの領域に分けて行った。

箱桁内は、直交異方性版理論によるPelikan - Esslinger法により解析を行い、その結果を有限帯板法 (Finite Strip Method) で検証した。

箱桁間は、箱桁腹板に比べて剛性の低い縦桁があり、縦桁の不等撓みの影響による縦リブの付加モーメントを考慮する必要があるため、変形法による等価格子法を用いて解析した。

なお、鋼床板の現場継手は現場溶接とし、溶接が出来ない一部の縦リブは、高力ボルト継手とした。

(3) 床組

1) 断面力解析

床組の解析は、主桁腹板、縦桁、横リブ及び横桁を部材とした格子骨組解析とした。解析モデルは、ケーブル定着点を支点とし、多径間連続と見なせるケーブル間隔5パネルを対象とした。

また、本橋の主桁剛性は床組の剛性に比べて著しく大きく、床組の断面力に対して主桁のねじり剛性の影響は小さい。そこで、格子解析では、床組の橋軸直角方向の連続性を重視して主桁のねじり剛性を無視し、曲げ剛性のみを評価したモデルを用いた。

2) 縦桁の設計法

本橋の縦桁は、床組部材としての機能のみならず主桁の一部としての機能及び鋼床版パネルの全体座屈を防止する縦方向補剛材としての機能も考慮して以下の様な設計法を採用した。

① 応力度の照査

応力度照査は、主桁作用、床組作用及び (主桁+床組) 作用による応力度について行った。

なお、(主桁+床組) 作用による応力度に対する許容応力度は、道示Ⅱ 10.8「直接床版を支持する弦材」に準じて、許容圧縮及び引張応力度の上限値を用いた。

② 鋼床版パネルの全体座屈照査

縦リブ、横リブ及び縦桁で補剛された鋼床版パネルが所要の座屈強度を有していることを次式で照査した。

$$R = \sigma_y / \sigma_{cr} \leq 0.5 \quad \dots\dots\dots (19)$$

ここに

σ_y : 鋼材の降伏点強度

σ_{cr} : 鋼床版パネルの弾性座屈強度

③ 部材の安定照査

道示Ⅱ 3.3「軸方向力と曲げモーメントを受ける部材」を適用して、部材もしくは板の局部座屈、全体座屈が生じないことを照査した。

④ 鋼床版パネルの補剛材としての照査

縦桁下フランジの横座屈が発生せず、補剛板としての縦桁ウェブの単純支持条件を満足できるように、縦桁下フランジ剛性を次式で照査した。

$$\sigma_{crfe} \geq \sigma_{crwe}$$

$$\lambda \leq 0.2$$

ここに

σ_{crfe} : フランジを単独の柱とみなした時の弾性座屈強度

σ_{crwe} : 補剛板としてのウェブの弾性座屈強度

λ : フランジを単独の柱とみなした時の細長比パラメーター

(4) ケーブル定着部

1) 構造的特徴

① 定着構造は、応力の流れがスムーズで補強構造が簡単である事などから、腹板中心定着形式 (パイプ形式) とした。

② 定着鋼管は溶接構造用遠心力鋳鋼管 (SCWCF) および溶接構造用鋳鋼管 (SCW) を使用した。

③ 定着鋼管は、定着腹板との溶接性及び品質の向上を目的にヒレ付とした。

④ ダイヤフラム位置は、腹板中心と鋼管中心の交点に配置した。

⑤ 構造狙い点は、定着腹板中心と充腹ダイヤフラム中心とし、ケーブル狙い点は、鋳鋼管下端とした。

2) 設計断面力

ケーブル定着部は、斜張橋全体系断面力による応力 (主桁作用応力) と、ケーブル張力による局部的な応力 (付加応力) とを受ける。従って、ケーブル定着部の設計は、主桁作用応力とケーブル張力による付加応力の重ね合わせにより行うものとした。

なお、ケーブル定着部の設計に用いる設計張力はケーブルの全強とし、またケーブル張力は水平成分と鉛直成分に分けて考え、それぞれの成分に対して各部材が安全であることを照査した。

3) 水平成分に対する照査

ケーブル張力の水平成分による定着腹板の付加圧縮応力度は、FEM解析の結果から、次式の様な簡易式により算出することとした。

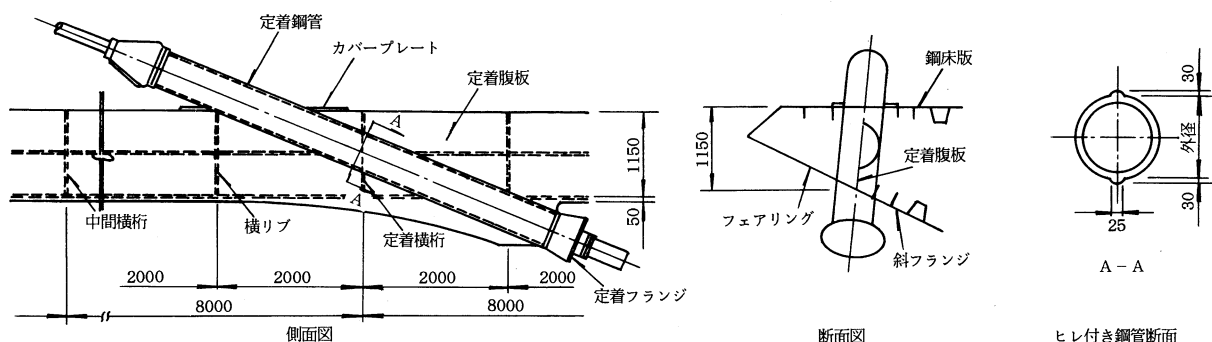


図-13 鋼桁ケーブル定着部構造

Fig. - 13 Cable anchorage on the side of the steel girder.

$$\sigma_1 = H_{\omega} / Ae$$

ここに

H_{ω} : 任意断面に作用する仮定水平力

Ae : 任意断面における有効断面積

また、任意断面の有効断面積は、定着腹板のフィレット部及び鋼管背面部を無視し鋼管中心から 45° 分布するものとして算出した。図-14に任意断面に作用する仮定水平力および有効断面積の算出方法を示す。

(5) 架設時の検討

1) 解体計算

中央径間鋼桁ブロック (29ブロック) の張出し架設ステップに従い、微小変形理論に基づく架設時解体計算を実施し、桁、塔、ケーブルの安全性について照査を行うとともに表-5に示す項目について検討を行った。

2) 定着横桁

鋼桁の架設工法は、全断面を一体とした架設ブロックを既設桁上のクレーンで架設地点直下から吊上げる直下吊り工法を採用している。架設時、定着横桁位置はクレーン載荷位置になるため、横桁の変形が大きく吊上げブロックと架設済ブロックの仕口合わせが困難となる。

そこで、この変形を極力少なくするよう定着横桁腹板高を主桁腹板高に合致させ、かつ下フランジに大型断面 (1-PL700×22) を使用した。

さらに、定着横桁に続く箱桁ダイヤフラムについては、クレーン反力に対する補強として、クレーン軌条桁直下から、定着ウェブまでの板厚を一般部の 12mm から 32mm に増厚した。

3.5 PC桁の設計

(1) 主桁

本橋は施工に伴い構造系が段階的に変化するため、図-15に示す架設系、完成系の各構造系を考え、平面骨組解析により作用断面力を算出し、応力度の照査を行い主鋼材およびせん断鋼材 (ともにPC鋼棒SBPR95/120, ϕ 32) の配置、主桁各部の鉄筋量等を決定した。図-16に

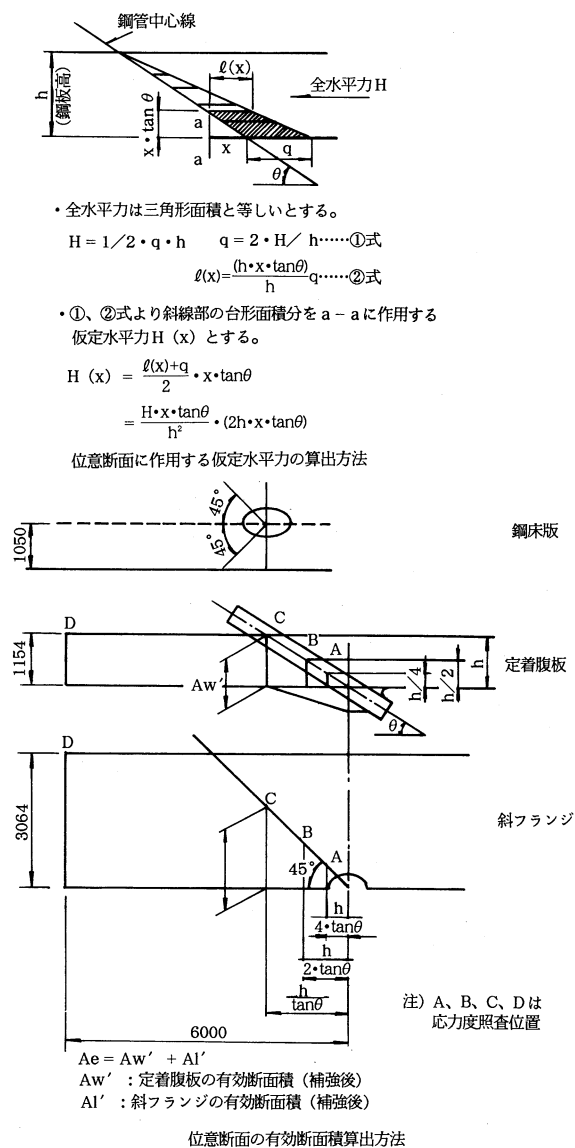


図-14 ケーブル張力水平成分に対する付加応力の算出

Fig. - 14 Calculation of the added stress corresponding to the horizontal component of the cable tension.

表-5 架設時の検討項目

Tab.-5 Point to be checked during erection

検討項目	内 容
中央径間閉合方法の検討	本橋は、プレストレスを含めて断面力の算出及び設計を完成系の状態でやっている。従って、ここでは閉合時の施工の可能性を検討し、可能であることを確認した。
架設時接合部断面力改善の検討	鋼桁を張出し架設していく際、接合部に大きな負曲げモーメントが働き、接合部コンクリートに引張応力が作用して好ましくない。そこで、斜ベント上でのジャッキアップについて検討し、その最適量を求めた。
架設時仮固定およびセットバックの検討	張出し架設中の状態での仮固定位置を塔上として、仮固定応力、セットバック量、セットバック時のゴム沓、セットバック反力、塔基部断面力について検討した。
架設時セットバック位置・方法の検討	本橋の鋼桁閉合に当たって、閉合部材を吊り込むためにセットバックを必要とする。従って、セットバックを行う位置を構造上、施工上から検討して選定した。

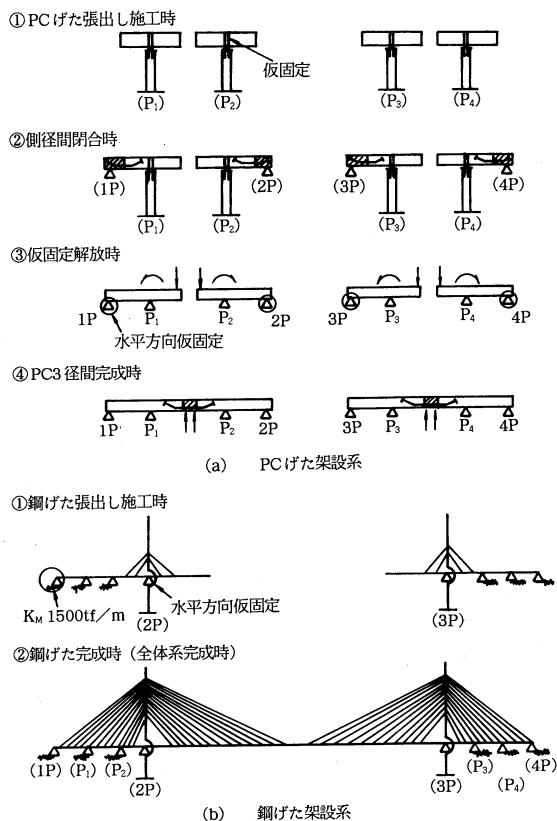


図-15 構造系

Fig. -15 Structural system.

各構造系の曲げモーメント図を、表-6に主要断面の最大、最小曲げ応力度を示すが、PC桁断面は架設時で決定されている。

(2) 床版

床版の設計は、上床版、下床版およびウェブで構成される4室の箱桁断面を橋軸方向単位幅1mのボックスラーメン構造と考え、平面骨組解析により各部の作用断面力を算出し、上床版横締め鋼材 (PC鋼棒SBPR930/1180 ϕ 32) の配置、ウェブならびに下床版の配置鉄筋量を決定した。

因島側径間拡幅部において道示Ⅲ 5.5.1に規定される床版の設計曲げモーメント式の適用範囲 ($0 \leq L \leq 6m$) を

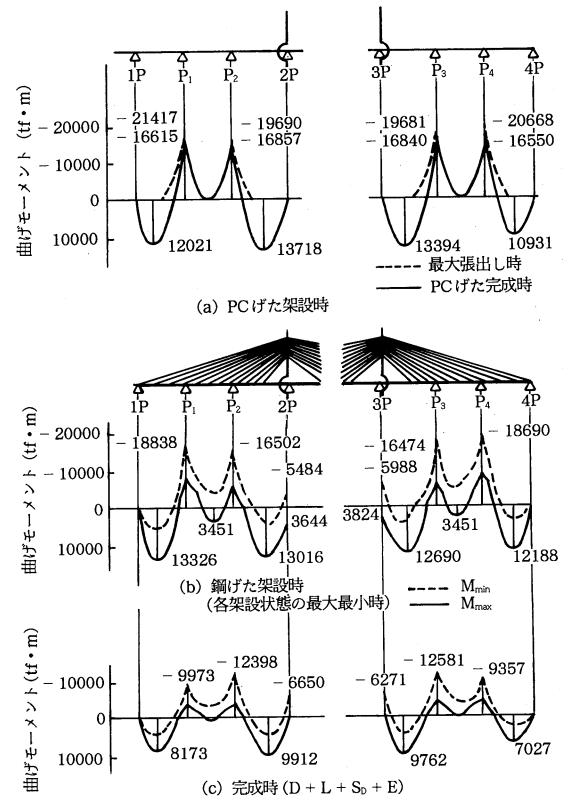


図-16 曲げモーメント図

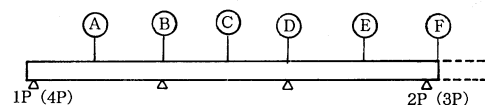
Fig. -16 Bending moment diagram.

表-6 主要断面の曲げ応力度

Tab.-6 Bending stress intensity in the main girder cross section

(単位: kgf/cm²)

			A	B	C	D	E	F
架設系	P C 桁架設時	上緣	24.9	- 17.7	9.4	- 14.8	46.5	0.0
		下緣	- 2.0	163.1	13.6	147.3	- 2.5	0.0
	鋼桁架設時	上緣	58.1	- 13.7	- 15.1	0.2	- 12.4	- 17.2
		下緣	- 11.5	140.2	- 13.7	121.2	86.9	68.0
完成系	全死荷重用時	上緣	25.6	61.5	28.2	76.2	76.1	50.8
		下緣	41.9	70.6	57.8	81.8	80.1	69.8
	設計荷重用時	上緣	37.0	51.1	39.2	63.4	90.5	33.6
		下緣	26.2	85.4	44.1	98.3	64.8	113.0



許容応力度

架設荷重用時 $-25 \leq \sigma \leq 175$ (kgf/cm²)

全死荷重用時 $0 \leq \sigma \leq 140$ (kgf/cm²)

設計荷重用時 $-15 \leq \sigma \leq 140$ (kgf/cm²)

主桁上縁部はフルプレストressing

超える箇所があるため、Pucherの影響線図表を用い、床版の支間中央および支点部の活荷重 (T 荷重) による曲げモーメントを算出し、道示式により求めた曲げモーメントと比較検討した結果、道示式を拡大適用することとした。

(3) 横桁

本橋の横桁は、次のように大別される。

- 1) 支点上横桁（端支点、中間支点、塔支点）
- 2) ケーブル定着部横桁
- 3) 塔部と最下段ケーブル定着部の間の横桁

このうち1)、3)については、PC鋼棒（SBPR95/120, $\phi 32$ ）による補強を行い、2)については、PC鋼より線（27T15.2）による補強とした。また、横桁の応力度算定に際しては、有効幅内の床版横締め鋼棒も考慮した。

横桁に作用する断面力解析法として、1)は支承位置を支点とした連続ばりとし、2)はケーブル定着位置を支点とした単純ばりとし、3)は主桁ウェブ位置を支点とした連続ばりとして自重、静荷重、活荷重およびケーブル張力の鉛直成分を荷重項とした。

なお、自重については、分布荷重とした場合および格子解析より算定した各主桁におけるせん断力の荷重分配値より求めた集中荷重とした場合の2種類について行うものとした。また、支点上横桁部では、ゴム沓をばね支点とした支持条件のもとで断面力の算定を行った。なお、PC桁ケーブル定着部の設計については、本四技報 No.58,'91.4に概略が報告されているので、ここでは省略する。

3.6 ケーブルの設計

(1) 設計張力および応力照査

ケーブル設計張力は各荷重組合せの内、常時が最大であり、断面は全てこのケースで決定されている。

応力照査結果は許容応力度 $6400\text{kg}/\text{cm}^2$ に対し、設計張力の比率は85～96%、死荷重張力の許容張力に対する比率は60～70%の範囲となった。表-7に設計張力の代

表例を示す。

(2) 疲労照査

活荷重変動に伴うケーブルの疲労強度については、DIN1073（1974）に準拠し照査した。

照査の結果全て応力変動比Kが0.681を上回るため、疲労許容応力度 σ_f の上限値は $6400\text{kg}/\text{cm}^2$ となり、疲労ではケーブル断面は決定されなかった。

(3) 細部設計

1) ソケット

ケーブルソケットの設計作用力は、各ケーブルの全強とした。応力照査は、ソケット本体の圧縮応力度、内壁垂直応力度および架設用テンションロッド取付用の後部ねじ部（桁側）について行った。

2) 座金

座金は、ソケットを定着部に固定するためにソケット前面と定着部支圧面の間に取付けられるものである。座金の設計作用力は各ケーブルの全強とし、応力照査は梁モデルに置換した簡易設計法によったが、座金の応力伝達および安全性の確認のため3次元FEM解析も実施した。

なお、ケーブル軸方向と定着部取付方向とが垂直とならない箇所については、座金をテーバー加工することにより対処することとした。

3) シムプレートの設計

シムプレートは、製作・架設誤差等によって生ずる形状および張力誤差を調整するため、ケーブルソケットと座金の間に取付ける張力調整用の鋼板である。

シムプレートの板厚の決定にあたっては、以下の誤差要因を想定した。なお、側径間PC桁部についてはクリー

表-7 ケーブル設計張力
Tab.-7 Cable design tension

Tab.- 7 Cable design tension																tf/cable
ケーブル番号			D	P _s	D + P _s	L		T		SD		E		D + P _s + L + SD + E		備 考
						max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
因島側	側 徑 間	C1	366	37	403	129	- 2	15	- 15	11	- 3	3	- 3	561	380	φ 7mm × 241 本
		C7	340	23	363	126	- 4	1	- 1	4	- 3	1	- 1	495	354	φ 7mm × 223 本
		C11	261	23	284	101	- 7	18	- 18	4	- 20	5	- 5	412	234	φ 7mm × 175 本
	中 央 徑 間	C18	210	25	235	100	- 9	0	0	1	- 1	0	0	336	225	φ 7mm × 151 本
		C22	332	- 2	330	137	- 9	1	- 1	1	- 1	0	0	469	319	φ 7mm × 199 本
		C25	374	8	382	145	- 5	0	0	4	- 4	0	0	531	373	φ 7mm × 223 本

因島側

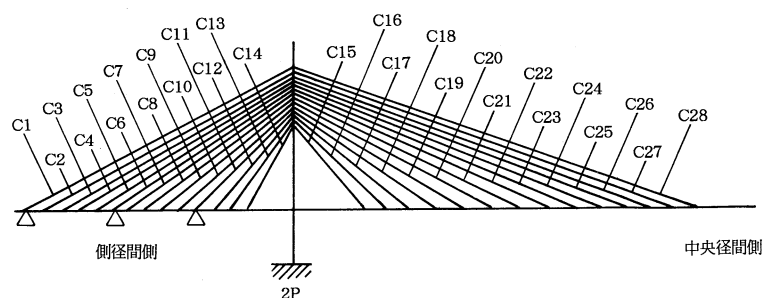


表-8 ケーブル製作長
Tab. - 8 Fabricated cable length

ケーブル番号			ケーブルのサグ量（中央）		カタナリー ケーブル長 L（m）	座 金 、 シ ム 厚				ケーブル 無応力長 LO（m）
						塔 側		桁 側		
			f（mm）	D（mm）		ta（m）	ts（m）	tb（m）	tc（m）	
因 島 側 （ 上 り 線 ）	側 径 間	C1	684.5	604.6	169.860	0.120	－ 0.077	0.140	0.110	170.153
		C7	311.2	255.4	112.811	0.120	－ 0.071	0.140	0.100	113.100
		C11	144.5	102.2	77.175	0.120	0	0.120	0.095	77.510
	中 央 径 間	C18	256.2	213.2	99.126	0.120	0	0.125	0.085	99.456
		C22	634.0	579.1	161.192	0.120	0	0.125	0.095	161.532
		C25	1039.8	973.4	208.991	0.120	0	0.125	0.105	209.341

ブ・乾燥収縮誤差を考慮した。

① ケーブル定着間距離の誤差

δ_1 : 塔の倒れ誤差

δ_2 : 塔高の誤差

δ_3 : 主桁長の誤差

δ_4 : 主桁キャンバーの誤差

δ_5 : クリープ・乾燥収縮の誤差 (側径間側のみ)

② ケーブル自体の誤差

δ_6 : ケーブル製作誤差

δ_7 : ケーブル断面性能誤差

この誤差要因の設定には、各部材製作時の製作および仮組立ての許容値並びに実測データを参考とした。これら単独で考えた誤差は、相互に関連し合っ発生するため、2乗和平方根により設計シム厚を決定した。また各種誤差が最大発生した場合でも、ケーブルソケットと座金の間に最低残置される位置決め兼用の基準シムは、既設斜張橋の実績および製作上の観点から $t = 25\text{mm}$ とした。設計シム厚は、中央径間ケーブルで 85mm、95mm、105mm の3種類、側径間ケーブルで 95mm、100mm、110mm の3種類とした。(基準シムを含む)

4) ケーブル製作長

ケーブル製作長は、カタナリー曲線長 (RLo) に対し完成時弾性伸び (ΔL)、座金厚および設計シム厚を考慮した次式により算定した。

$$L_o = L + t_a + t_b + t_c + t_s$$

ここで、

L_o : ケーブル製作長 (無応力長)

L : カテナリー曲線長 (= $RLo - \Delta L$)

t_a : 塔側座金厚

t_b : 桁側座金厚

t_c : 設計シム厚

t_s : 塔側ソケット (中間支圧型) の切り込み量 (C1~C10 ケーブルのみ)

表-8 にケーブル製作長の1例を示す。また、ケーブル定着部の1例として鋼桁定着部の詳細図を図-17 に示す。

5) 角折れ緩衝材

活荷重によるケーブルサグの変動およびケーブル定着

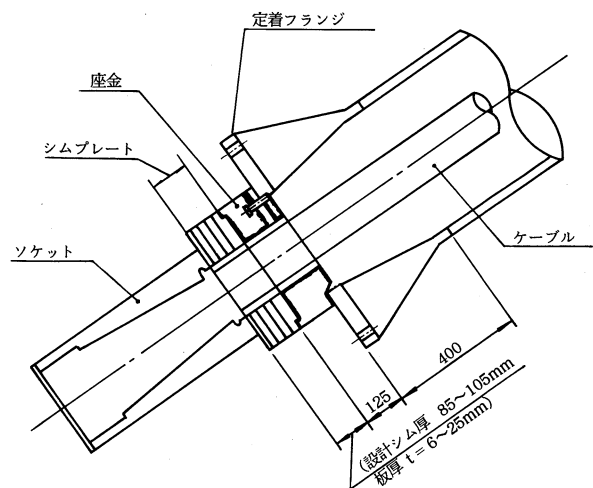


図-17 鋼桁定着部詳細図

Fig. - 17 Details of the steel girder cable anchorage.

部の回転変位により、ケーブルソケット前面にはケーブルの角折れ現象が生じ、局部的な曲げ応力が発生する。

本四公団上部構造設計基準・同解説では、この2次応力を含めたケーブル最大応力は引張強度に対して約2倍の安全率を有することとしている。

Wyattの基礎式に基づき、角折れによる2次応力を算定した結果、鋼桁側で安全率が2を下回る箇所が生じたため、ケーブル定着管先端に弾性支点となる角折れ緩衝材を取付け2次応力の低減を図ることとした。角折れ緩衝材としては、現場注入型のポリブタジエン系ゴムを採用した。詳細な計算については省略するが、2次応力の影響の大きい鋼桁側で、ソケット前面の曲げモーメントと緩衝材位置の曲げモーメントが等しくなる最適ね定数を確保することを基本とし、鋼桁側注入長を20cmとし、塔側およびPC桁側は10cmとした。

誌面の都合で、制作については、(その2)として次号で報告することとする。

生口橋照明設計

Design of Luminous for Ikuchi Bridge

建 設 省 東北地方建設局 山 中 清
(前) 工 務 部 電気通信課長代理 Kiyoshi Yamanaka



概 要

海峡部の照明は海事関係者が橋梁上の道路照明によって、海面に洩れる光がグレアとなって操船に大きな支障が生じるため、大三島橋から器具の開発と配光制御についての検討を行なうため委員会等を設け検討を重ね、大三島から開発した器具を設置してきた。その後、因島大橋、鳴門大橋、瀬戸大橋、伯方大島大橋でも逐次照明器具と配光制御、ボールのカルマン渦励振対策等について改良を加え、今回の生口橋では中央配列のため更に厳しい配光制御を行なっている。

生口橋はA型しほり型構造で優美な橋であり、照明ボールのデザインについても瀬戸内海の「さざ波」をイメージしたデザインボールとし、細心の注意を払ったもので、完成後は橋梁ともよく調和したデザインとなっており講評を博している。

Seamen complained that the glare of strong lights on the surface of the sea from a bridge across the Narrows is a big obstacle to steering their ship. A committee has been set up to examine the development of non-dazzling lighting fittings since Oomishima Bridge. Consequently lighting fittings designed to central light distribution have been widely used so far. Later, some improvements were successively made on lighting fittings, light distribution control and preventive measures against Karman vortex street overexcitation of lighting poles on Innoshima, Naruto, Seto and Hakata Bridges. Stricter control is taken of the light distribution because lighting fittings have been arranged in the middle of Ikuchi Bridge for the first time. The bridge is a very elegant structure with the tower form of a slender for which lighting poles are designed to conjure images of a ripple.

1. まえがき

本四公団に於ける海峡部の照明は海事関係者が橋梁上に設置した道路照明から海面に洩れる光の量の多寡によって、グレアが生じ操船に大きな支障が生ずるため、大三島橋が海峡部照明器具の配光開発の端緒となったものである。

大三島橋以降の橋梁への施工は逐次改良が加えられ、因島大橋において海面上の照度0.01Lx以下の条件を充分満足するものとなった。

因島大橋は車道部の下に自歩道が設置されているので車道照明と同様に海面への洩光を規制したものとなっている。

その後、瀬戸大橋で開発された照明器具は伯方・大島大橋でも採用されている。

生口橋は斜張橋ケーブルによって、路肩側に等間隔に設置することが困難なために、やむなく中央配列としていたので、灯具前方の桁によるカット角以上の光については、格別に配光上の検討を行ない、既設の照明器具よりも更なる改良を加えている。

ボールについては、大三島橋では丸型テーパースポールとしたが、因島大橋からはカルマン渦励振の発生を防ぐため断面を正八角形とし、さらに、伯方・大島大橋では

チェーンダンパーを外部に取り付けた構造としているが、生口橋はこれらの橋よりも定常風が強くないので、丸型テーパースポールとしチェーンダンパーはボール内に収納した構造とし、中央配列のためY型ボールとしている。

2. 照明設計

2.1 ポール位置

生口橋の照明設計にあたっては図-1の生口橋一般図に示すように暫定時の形であるため、次のとおり決定した。

- (1) ポール配置 - 中央配列とし、中央分離帯に設置する。
- (2) ポール間隔 - 30m
- (3) 海面上高さ - 路面と海面の間の最も低い所 33.8m

2.2 使用光源、ポール高さ、保守率

(1) 使用光源

光源は、光束、光色と演色性、ランプと安定器を含む総合効率および光の制御性、寿命と動程特性等を検討する必要があるが、本四公団の既設各橋梁への採用実績及び「生口橋関連管理設備基本設計」により始動器内蔵型高圧ナトリウムランプとした。

後出の照度計算において180Wが適することから、180Wを標準として設計した。

NHT 180・L (明、直管型)

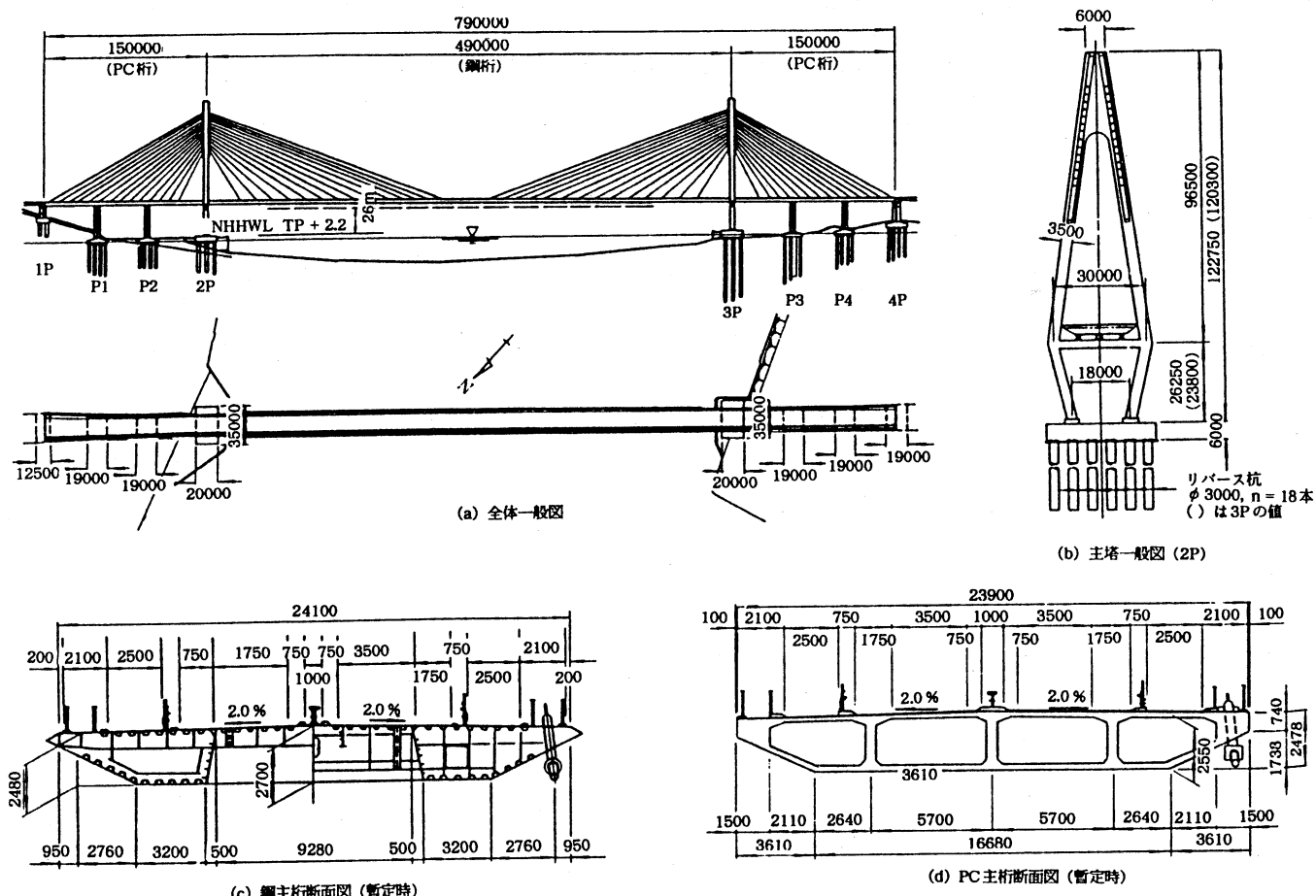


図-1 生口橋の一般図

Fig. - 1 A general plan of Ikuti bridge.

ランプの全光束 19000Lm

(2) ポール高さ

路面上からの灯具の取付け高さ、オーバーハングについては道路照明施設設置基準・同解説（以下「基準」）（昭56.4 日本道路協会）では表-1のとおり規定している。

灯具の取付け高さは、風圧に対するポールの強度確保、海面への光カット角度、路面照度の均斉度など総合的判断により決定する必要がある。生口橋の照明設計では表-2の照度計算結果が求められたので、NHT180・L（F

=19000Lm）を選定し、さらに、照明特性、経済性、ポールの強度などから、高さは10mとした。

(3) 保守率

路面平均照度（輝度）は保守管理を行なっている期間中つねに維持しなければならない下限値である。したがって、光源の光束低下や灯具の汚れがあっても基準照度（輝度）を下まわってはならない値である。

灯具から出る光束は光源の発光効率の低下や灯具の内外の汚れなどによって、初期の値より次第に減少する。

今回の設計では「基準」に示されている0.65~0.75の中でランプ光束減退特性が他のランプよりも良い高圧ナトリウムランプを選定したので0.75とした。

2.3 灯具の配光、デザイン

灯具の具備条件として次のようなことが考えられる。

(1) 配光性能

- 1) 路面照度（輝度）及び均斉度
- 2) グレアの規制
- 3) 船舶の安全航行に関する配慮

表-1 灯具の取付け高さ、オーバーハングおよび傾斜角度

Tab.-1 Hight for installing lights: Overhanging-type and angle of inclination.

灯具1灯当たりの光束の光量 (lm)	H (m)	O_h (m)	θ (度)
15,000 未満	8 以上	$-1 \leq O_h \leq 1$ ただし発光部分が0.6m以上の灯具は $-1.5 \leq O_h \leq 1.5$	5 以下
15,000 以上 30,000 未満	10 以上		
30,000 以上	12 以上		

表-2 照度計算結果

Tab.-2 The results of illumination calculation.

単位: lx

器 具	完成2車線		暫定1車線		完成時	暫定時	完成時	暫定時
	車道面照度				海面上最大照度 M = 1.0		自歩道平均照度	
	平均	最小	平均	最小				
生口配光灯具A	22.1	1.0	35.6	17.6	0.000	0.001	0.036	2.07
生口配光灯具B	23.6	6.5	30.4	21.9	0.003	0.011	0.220	5.76

-

Photo.- 1 Lighting fittings for bridges across the Narrows.

(3) 灯具の外観デザイン検討

(4) 灯具の配置

(5) 照度計算

- $$\frac{F}{S} = \frac{W \times E}{N \times U \times M}$$

ここに

F : 光源の光束 (Lm)

S : 灯具の間隔 (m)

W : 車道幅員 (m)

E : 平均照度 (Lx)

N: 灯具の配列による係数

片側、千島配列：N = 1、向き合せ配列：N = 2、
今回は片側の組み合わせとしてN = 1となる。

U : 照明率

M: 保守率

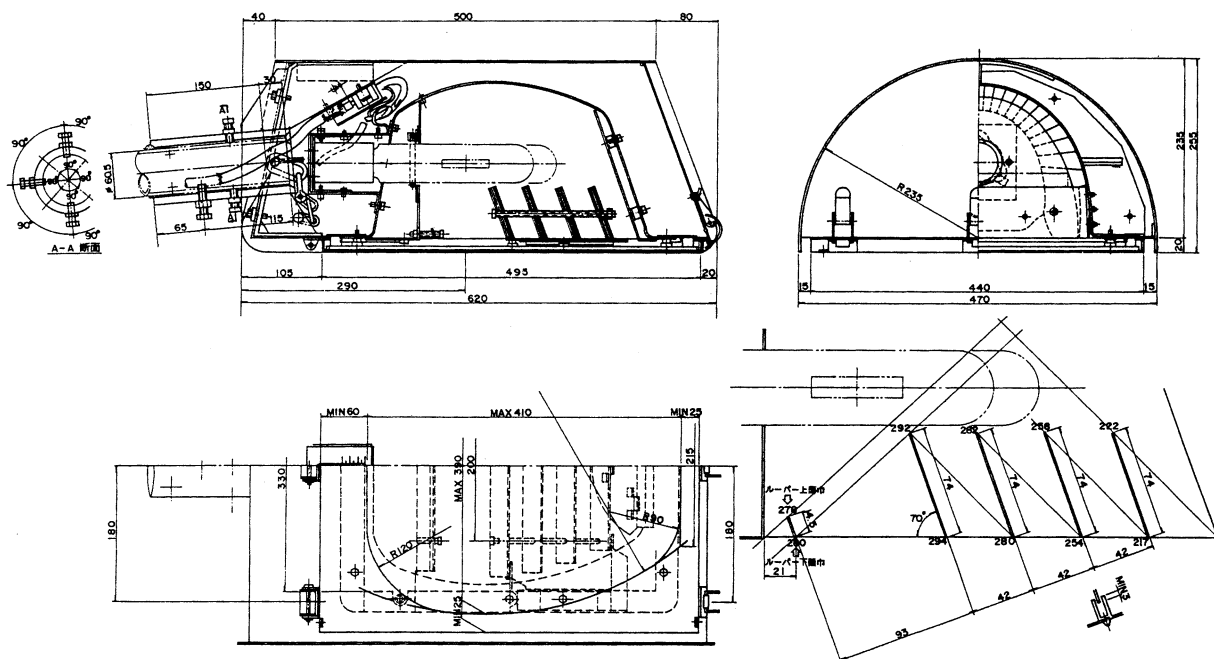


Fig. - 2 Lighting fittings for bridges across the Narrows.

(6) 計算条件

- 1) 道路構造 (幅員構成)
- 2) 照明器具：特殊配光器具
- 3) 使用光源：高圧ナトリウムランプ (直管型)
光束 NHT・180L、F = 19000Lm
- 4) 路面上の基準照度：12.5Lx
- 5) 規制照度：海面上の最大照度 0.01Lx 以下
(初期値 M = 1.0)
- 6) 灯具配列：中央配列
- 7) 灯具高さ：H = 10m
- 8) 灯具間隔：S = 30m
- 9) 保守率：M = 0.75
- 10) オーバーハング：Oh = 0m
- 11) 傾斜角度：0°

(7) 照明率

灯具真下から車道側端までの累積光束を照明率曲線から求める。

- 1) 暫定車線に対して 0.170
- 2) 完成車線に対して 0.252

(8) 照度計算

- 1) 暫定車線に対して F = 10293Lm
- 2) 完成車線に対して F = 13890Lm

よって、NHT180・L (F = 19000Lm) が適する。照度計算結果は表-2に示すとおりである。

(9) 検討結果

1) 路面平均照度

十分得られるが、灯具は前方への光を厳しく規制しているため、完成2車線に適用すると走行側車線で 9.36Lx と 12.5Lx を下回る。

2) 自歩道照明

暫定時自歩道には十分な明るさが得られるが、前方への光を制限している関係上完成時自歩道への光は殆ど得られない。

3) 尾道-今治ルートに性格から自歩道部分の明るさが必要となるので、完成時には次の対応が必要となる。

- a. 光を前方に伸ばすため配光変更を行う。(ルーバーや、ランプ位置の変更、灯具そのものの変換も考えられる。)
- b. 自歩道の海側高欄に高欄照明を取付ける。

(10) 海面への光

ルーバー等の工夫により、かなり規制できる。海面上における灯具からの洩れ光の確認は、11月25日に海事関係者立会いのもと行なったところ基準値 0.01Lx を下回っており了解が得られた。

実際的には高欄による透過率や空気の透過率等により減衰要因がある。

(11) 施工面での留意事項

灯具は反射鏡・ルーバーにより厳密な配光制御を行っているため、所定の照明効果を得るために灯具とポールとの取付関係に特に注意を要した。

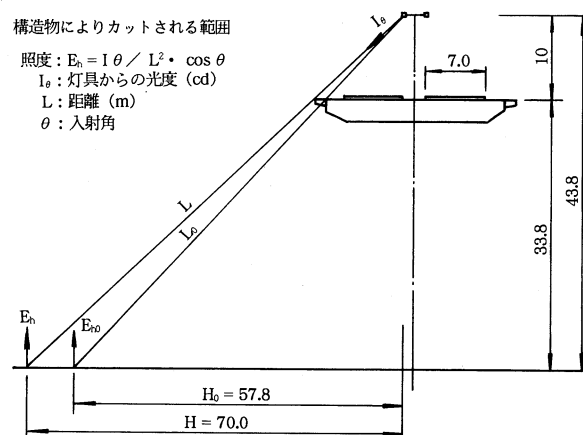


図-3 灯具と海面からの高さの関係

Fig. - 3 Area within which glare or reflection can be reduced by the structure itself.

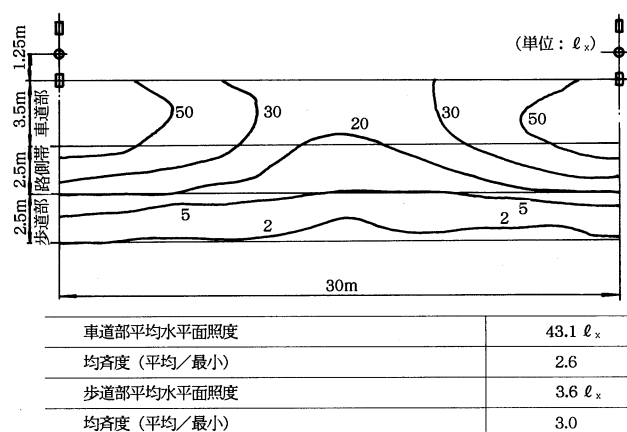


図-4 路面照度分布図 (海峡部)

Fig. - 4 Pavement surface illumination distribution diagram (for a bridge across the Narrows.)

それは、灯具の道路軸に対する直角や水平を出すといった点である。

図-3は灯具と海面からの高さの関係を示す。

図-4は路面照度分布図 (海峡部) を示す。

3. 照明ポールの設計

3.1 ポール形状

照明用ポールについて従来から下記の理由等によりテーパーポールが使用されてきている。

- (1) デザイン的にスマートである。
- (2) 変圧面積が小さくなり風圧に対して条件が良い。そのためストレート柱に対して軽量となる。
- (3) カルマン渦励振等の自励的振動が発達しにくい。したがって、生口橋においてもテーパーポールを採用することとしYポールとした。写真-2参照
- (4) 断面形状

照明用ポールの断面形状には丸型、角型が考えられる。

本四公団においては因島大橋の本設計で橋体の風洞実験結果等から八角ポールが提案され採用された。以後、大鳴門橋、瀬戸大橋の海峡部に使用されている。

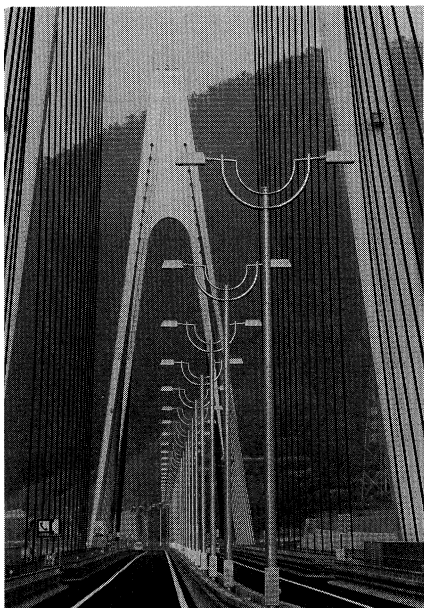


写真-2 Yポール
Photo.-2 Y-shaped pole.

しかし、大鳴門橋において、八角形のポールにカルマン渦励振が発生することが確認されたので実橋実験、コンピュータによる解析、風洞実験、実物による振動実験等により、振動減衰のためチェーンダンパーが開発され効果を上げている。

ただし、カルマン渦励振はある一定時間定常風が発生しなければ発生することがないので、ポールの建柱場所の環境条件によって大きく左右される。

尾道・今治ルートの場合、大鳴門橋、瀬戸大橋と比べ定常風の発生も少なく地形的にも定常風発生頻度が少ないと考えられる。

このようなことから、伯方・大島大橋では丸型ポールが採用された。しかし、万一、カルマン渦励振が発生することも考慮し、チェーンダンパーを後付け可能な構造とし、実橋では設置している。

丸型ポールの場合、風圧係数を八角形ポールに比べ小さく取ることができることを考慮し、生口橋に於ても丸型ポールを採用した。

生口橋も伯方・大島大橋と同様コンピュータ解析を行ない対策仕様を決定したが、カルマン渦励振対策としてポール内に上段と中段に2本のチェーンダンパーを設置している。

4. ポールの強度検討

4.1 静的検討

(1) 設計条件

- 1) 設計風速 : 生口橋基本風速+高さ補正又はJIL 基準
- 2) ポール高さ : 10m
- 3) アウトリーチ : 1.1m² 灯用
- 4) ポール形状 : 丸型テーパポール
- 5) 塔載灯具形状 : 伯方・大島大橋タイプ又は別途

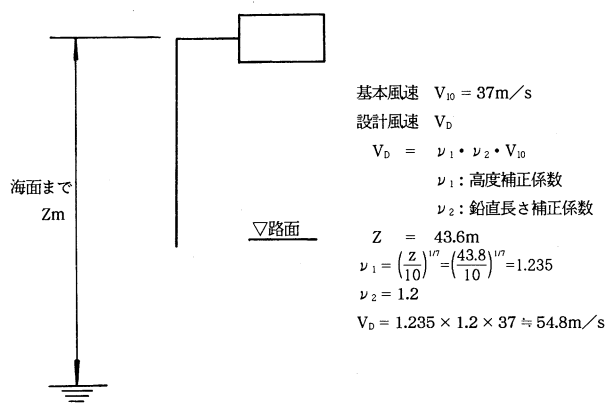


図-5 設計風速の設定

Fig. -5 Specification of design wind velocity.

デザイン

(社)日本照明器具工業会(JIL)によれば照明用ポールの風圧強度計算では60m/sを採用することとしている。

したがって、耐風設計基準とJILの両方を満足することとして60m/s以下で設計を行なった。

(2) 設計風速の設定

耐風設計基準(1976)・同解説による計算を図-5に示す。

4.2 動的検討

(1) カルマン渦励振

1) 生口橋では低風速域でのカルマン渦励振に対して対策を考慮しておく必要があり、4.1(4)で述べたように、ポール内部にチェーンダンパーを取付けられる構造とした。

2) ポールの固有振動特性

面外1次~4次、面内1次~4次の固有振動モードを固有振動数をそれぞれ図-6、図-7に示す。

3) 渦励振発生風速の推定

発生風速と変位振幅は風洞実験等により求めなければならないが、発生風速については表-3に示すように計算によって近似的に求められる。

4) チェーンダンパーの取付位置

尾道-今治ルートの場合風速の発生頻度から判断して各固有振動モードの内面外、面内共に4次モード以降の高次モードについては検討の対称からはずした。

1次~3次の各モードにおける変位振幅は風洞実験によって把握しなければならないが、大鳴門橋、瀬戸大橋等の実験値を参考として振動性状は今回のポールと比較的近いのでチェーンとポールの重量比を過去のポールに合せて同様の減衰効果が出る。

モード図から分る様に面外3次モード及び面内2次、3次モード共に柱頭部と柱中間部の変位振幅が大きい。

したがって、振動対策一般について言えるように大き

く振動する箇所にダンパーを取付けることが効果的であるので、各モードに有効に働く位置は柱頭部と柱中間部の2箇所となる。

なお、面外2次モードはアーム単独の振動モードであり、照明器具形状に起因して発生する事が考えられるが柱材とアーム材の剛性の差により発生しにくいと考えられる。

5) チェーンダンパーによる減衰効果の推定

a. 所定減衰定数の推定

過去の実験値からカルマン渦励振が生じないために必要とされた減衰定数は0.6~1%となっている。

b. チェーン重量が減衰定数に与える影響

チェーンダンパーを柱頭部に、柱中間部の2箇所に取付けた場合、面外3次モードにおける減衰定数とチェーン重量比との関係は図-8の様になっている。図-8からチェーン重量比を1/25以上にすれば減衰定数1%以上を確保することができる。

6) チェーンダンパー決定の諸元

チェーン重量比を1/25以上に確保するためにポール概算重量（照明器具を除く）470kgから判断してチェーン総重量を19kg以上としなければならない。

また、チェーンと外装管とのクリアランスは過去の実験値を参考にして12mm程度とする。

a. チェーン

a) 呼び径 22mm φ

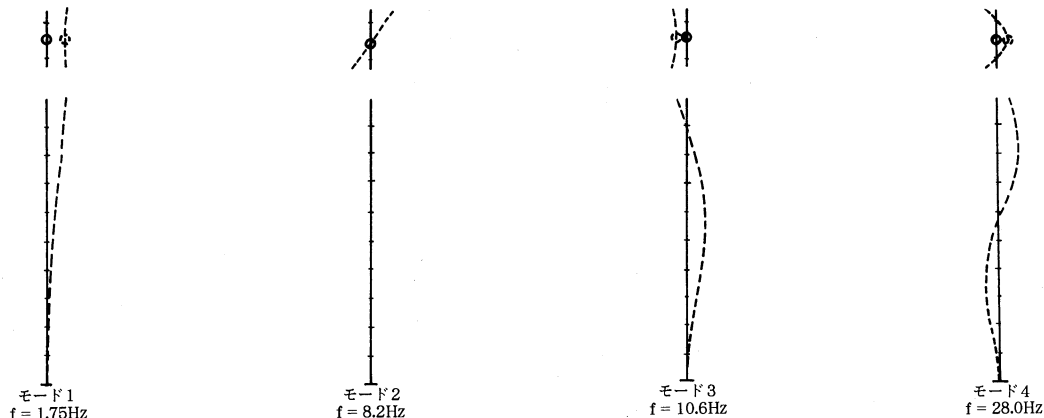


図-6 面外変形図

Fig. -6 Out of plane deformation diagram.

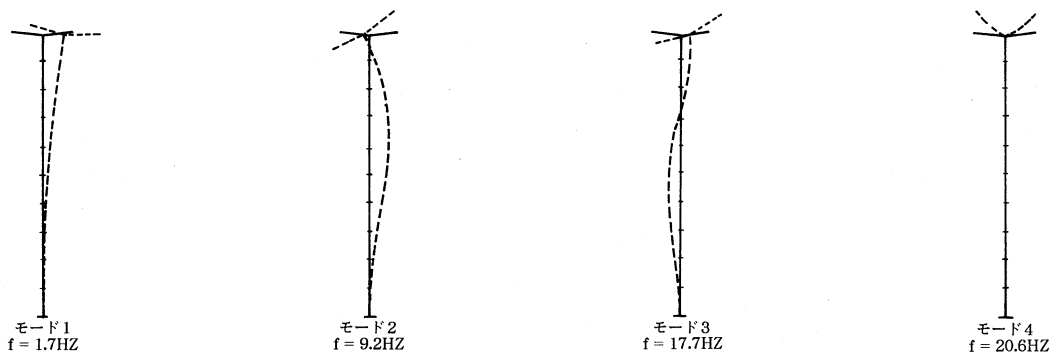


図-7 面内変形図

Fig. -7 In plane deformation diagram.

表-3 過励振発生風速の測定

Tab.-3 Estimation of wind velocity at which over excitation can be produced.

	モード	固有振動数 (HZ)	予想発生風速 (m/s)
面 外	1	1.75	1.9
	2	8.2	9.1
	3	10.6	11.8
	4	28.0	31.1
面 内	1	1.7	1.9
	2	9.2	10.2
	3	17.7	19.7
	4	20.6	22.9

b) 重量 10.48kg/m

c) 幅寸法 75mm

d) 長さ 1400mm

b. 外装管

a) 外径 101.6mm

b) 板厚 4.2mm

c) ライニング厚 3.0mm

c. チェーンと外装管とのクリアランス

a) クリアランス 12.2mm

d. チェーンとポールの重量比

a) チェーン総重量 (2箇所)

$$m = 2 \times 10.48 \approx 21\text{kg} > 19\text{kg}$$

(7) チェーンダンパー外装効果

チェーンダンパーを外装構造とすれば、取付けが容易

しかし、チェーンダンパーを外部に取り付けると美観上はスマートではなくなるので、生口橋では内部に取り付けている。

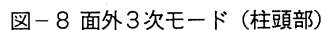


Fig. - 8 Out of plane three dimensional model (for the column top)

生口橋の照明設計にあたって一番悩んだのは、照明ポールの設置位置とポールのデザインであった。即ち、前者は歩道側に設置しようとするると斜張橋のケーブルとクロスする事となるため、やむを得ず中央分離帯に設置した。供用後における維持管理の上からは走行車線側の規制を伴うこととなり必ずしも望ましい方法ではない。したがって、今後建設が行われる多々羅大橋の設計に当っては生口橋での経験を反映させて設計する必要がある。

ポールのデザインの決定にあたっては2.3 (3) で述べたように10数案の中から決定したが、橋梁そのものがスレンダーなA型しぼり構造で優美な橋であり、イメージとしては瀬戸内のさざ波を現わす、やや半円形のダブルアームとなっており、斜張橋の特徴と良くマッチした景観を醸し出しており担当者としてはホッとしているところである。デザインの決定にあたっては現地第3建設局にお願いしたことと、海事関係者との見え方についても完全に現地に於いて問題点はクリアされており、関係各位の御尽力により立派に完成したことを共に喜び、この稿のしめくくりとしたい。

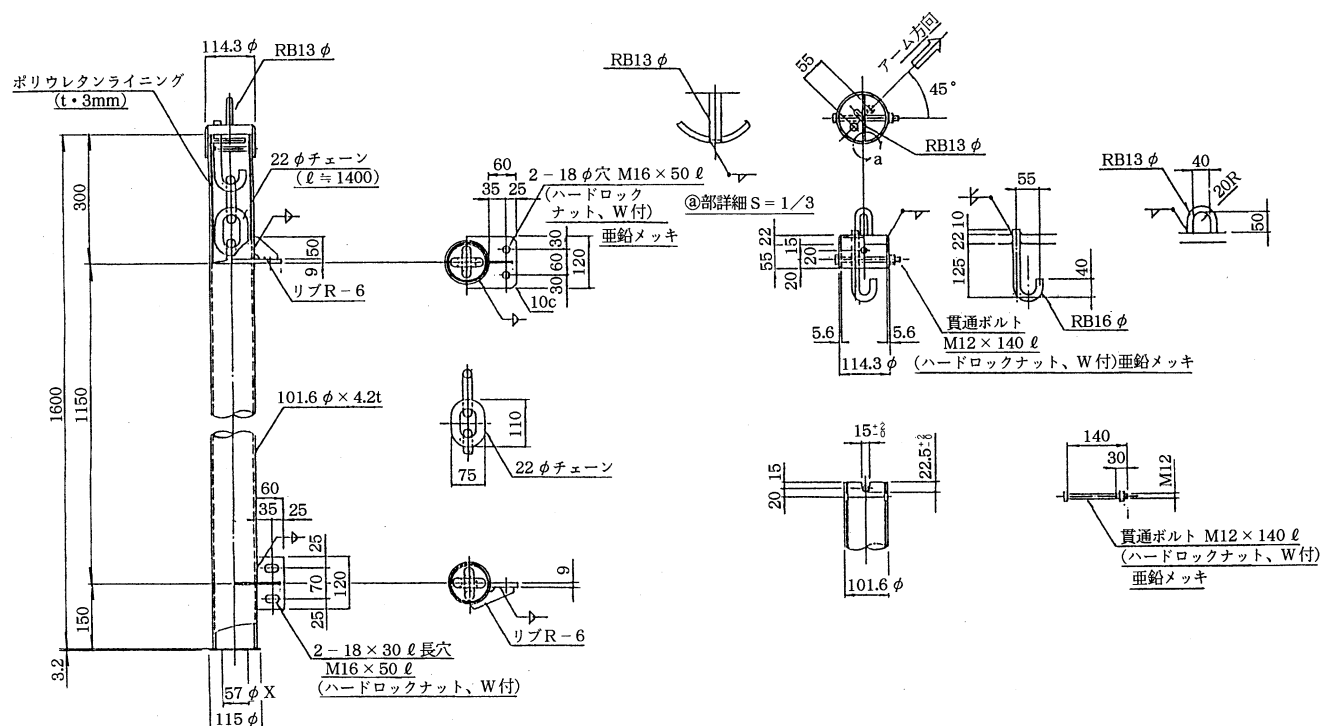


図-9 チェーンダンパー詳細図
Fig. -9 Details of a chain damper.

本州四国連絡橋公団の工業所有権について

Industrial Properties of HSBO

向島工事事務所 副 所 長 役 森 谷 俊 美
(前) 企画開発部 企画課 審議役

Toshimi Moritani



概 要

工業所有権制度の概要と本州四国連絡橋公団が保有する工業所有権の現況及び平成3年度に取得した工業所有権の紹介を行った。

On the Industrial Property Rights of Honshu - Shikoku Bridge Authority

An outline of the industrial property system, the present situation of industrial property owned by the Honshu - Shikoku Bridge Authority, and the one gained in fiscal 1991 are introduced.

1. はじめに

近年、国際貿易において「技術」の役割が重要になってきている。これに関連して、ガットや、国連の世界知的所有権機関等において、知的所有権の保護についての議論がなされている。また、日本のメーカーが、アメリカ企業から特許侵害で訴えられていることがテレビで報道される等、知的財産権についての関心が急速に高まっている。

本州四国連絡橋公団においては、本四事業の実施に必要な技術の開発にあたって、その成果の一部の特許などの工業所有権として保有している。公団が獲得している特許等は、橋梁工事に係わる世界をリードする技術に関するものであり、大規模工事に関連したものであるが、近年、国内外において数多く長大橋プロジェクトが計画されていることから、その運用、保護について一段と意を注ぎ、きめの細かい配慮が必要だと考えられる。

そこで、日本における工業所有権制度の概要と、本州四国連絡橋公団が所有する工業所有権のうち特許及び実用新案について紹介する。なお一般的には、特許、実用新案、意匠、商標を総称して工業所有権と呼んでいる。

2. 日本における工業所有権制度

工業所有権は、特許法、実用新案法、意匠法、商標法により保護された権利であり、特許庁がこれを所掌している。

このうち、特許権は、自然法則を利用した技術思想の創作のうち高度の発明に係わるものを、また、実用新案権は、自然法則を利用した技術思想の創作であって、物品の形状、構造又は組み合わせに係わる考案に係わるも

のをいう。

特許権等の制度は、発明等の新しい技術を作り、その内容を広く社会に公表した人に、その公表（公開）の代償として“特許権”等という権利を一定期間付与してその発明等を国家が保護する一方、第三者には、その公表された発明等を利用する機会を与え、新しい技術の開発を促進し、産業全体の発展を図るという制度である。

日本では、先発明主義をとるアメリカ等とは異なり、同一発明について2つ以上の出願が出された場合には、最初に出願した者に特許を与える先願主義をとっている。つまり、同じ発明ならば最も早く出願した者にのみ特許が与えられる。このため、学会等で特許に係わる論文を不用意に発表する事は、他人に特許の出願をされたり、その技術の新規性が失われ、特許としての要件が否定される恐れがあるため、特許に係わる論文を発表する前に特許の出願をする必要がある。(図-1)

また、工業所有権制度については、世界各国が独自の制度をもっており、外国に対して特許権を主張するためには、その国において特許権を取得する必要がある。

3. 本州四国連絡橋公団における特許等の現状

本州四国連絡橋公団では、公団職員が職務に関し発明や考案を行ったときは、「本州四国連絡橋公団特許取扱規定」に基づき、その届出を受けて、発明・考案の要件、社会的有用性を審査の上、本四公団の名義で出願を行っている。(図-2)

また、公団以外の者との共同発明・考案の時は、特許権等の持ち分、特許の実施に関する条件等を定めた契約を行った後に、共同して出願している。

現在公団が所有及び出願中の特許等の件数は、101件有りその内訳は表-1に示すとおりである。なお、分野別内

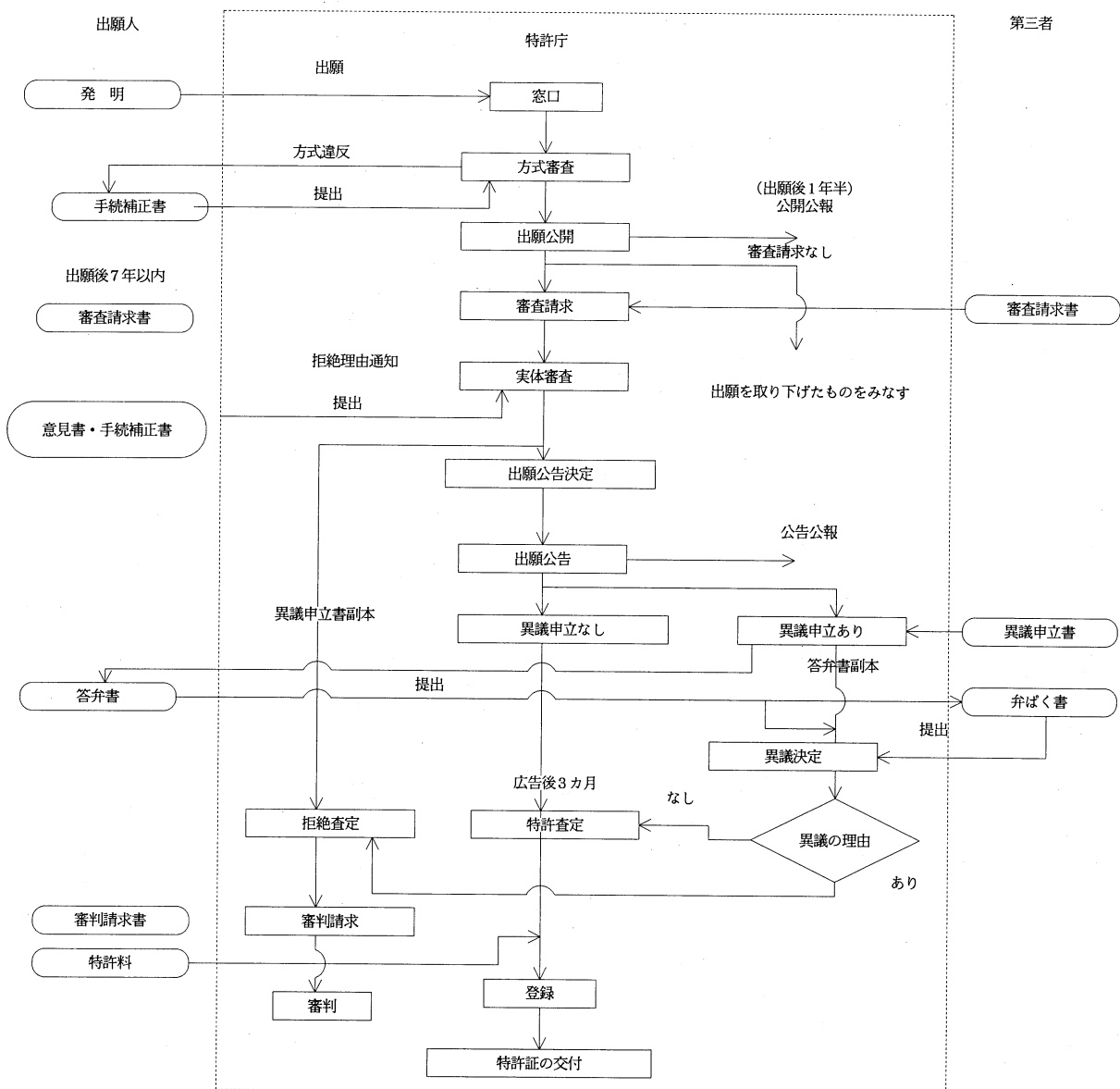


図-1 特許出願・審査のフローチャート

Fig.-1 Flowchart for patent application and examination.

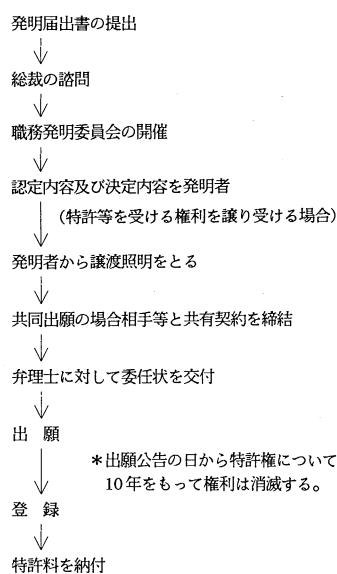


図-2 本州四国連絡橋公団における特許等の取扱

Fig.-2 Patent - handling rules of the Honshu - Shikoku Bridge Authority

表-1 特許等保有及び出願状況

Tab.-1 Change in the number of patent property rights and applications.

H4/2/5 総務課					
種 類	件 数	単 独	共 有	出願公告済	
特 許	36	8	28		
特 許 出 願	37	6	31	5	
小 計	73	14	59		
実 用 新 案	15	0	15		
実 用 新 案 願	13	0	13	5	
小 計	28	0	28		
合 計	101	14	87		

訳は、材料等の共通的な事項が約25%、橋梁上部工関係約40%、下部工関係約20%及び維持管理関係が約15%となっている。

4. 平成3年度における登録特許等

平成3年度において登録及び出願公告された特許等及びその公団発明者は以下の通りである。

発明等の名称	登録番号	発明等の概要
2層PC高架橋の同時施工装置 加 島 聰 大 江 慎 一	1622229 H3/10/09	2層PC高架橋の桁施工にあたって、上下段のPC桁の施工を同時に行うため、移動式架設桁の上下部に桁用型枠を支持したことを特徴とする2層PC高架橋の同時施工装置
地盤表面の台座の構築方法 青 木 忠 宗 徳 原 靖 久	出願公告 H3/07/26	地盤に固定されるアンカ材と、下面が平坦に形成されかつアンカ材の上端に固定されて、地盤表面に配設される基台と基台上面に突設される掛け止め金具とを備えたことを特徴とする地盤表面の台座を構築する方法
電波吸収体の施工方法 中 山 武 志 酒 井 和 吉	出願公告 H3/09/05	防塵塗装を施した金属構造体の表面に、両面を耐食性プラスチックで被覆した金属箔を積層させ、この金属箔の表面に電波吸収材を貼着してなることを特徴とする電波吸収体の施工方法
構造物の振動発生装置 黒 田 満 穂	出願公告 H3/06/21	橋梁構造物等の負荷試験をしたり固有振動数を測定したりするために小さい動力で有効な垂直方向の起振力を発生させるよう構成したことを特徴とする構造物の振動発生装置
素地調整装置 坂 本 光 重	出願公告 H3/12/17	ハウジング内室に回転するシリンダ状ワイヤブラシを設け、ハウジング内室に連通して集塵筒を設け、ホースを介して吸塵装置を連結してなることを特徴とする素地調整装置
長大吊橋におけるハンガーロープを利用したケーブルバンド捻れ矯正装置 香 川 裕 次	1873003 H3/11/19	ハンガーロープ長手方向の受け溝に対応する特定箇所ロックピースを固設し、ケーブルバンド天頂点に、ハンガーロープ長手中間点に対応すべくケーブルバンドの外周特定箇所ロックピースに係合させた事を特徴とする長大吊橋におけるハンガーロープを利用したケーブルバンド捻れ矯正装置
吊橋のストランド成形機 神 弘 夫 奥 田 基 大 麻 毅 梶 尾 光 邦	出願公告 H3/09/27	パラレルワイヤーストランド周囲に着脱可能な組立式でかつ内面にストランド長さ方向に溝列を有する成形枠と、同成形枠状に取り付けたバイブレータを備えたことを特徴とする吊橋のストランド成形機
脱索防止装置付シーブブロック 神 弘 夫 奥 田 基 大 麻 毅 梶 尾 光 邦	出願公告 H3/11/18	固定シーブが付いたシーブブロック枠組に取り付けられた複数のシーブ取付部材に、それぞれ同部材に沿って移動自在な可動シーブ及び可動シーブを常に枠組みに沿って移動させるコントロール部材が付いていることを特徴とする脱索防止装置付シーブブロック
塗装装置 坂 本 光 重	出願公告 H3/07/25	塗装用ハケグリップ先端のホルダーに植毛された刷毛の基部に塗料ノズルを付け、このノズルに塗料供給ボタン付きの供給弁を介して、供給ホースに連結し、このホースに塗料容器とポンプを付けた塗料装置 グリップとホルダーが着脱自在のもの 塗料供給ボタンは、弁の開度を調節できるもの
洗浄装置 坂 本 光 重	出願公告 H3/07/25	鋼橋、鉄塔等の塗装面の洗浄装置に関する考案であって、ハウジングの下面を開口し、ここに洗浄水ノズルの付いた洗浄ブラシを回転可能に取り付け、洗浄水を収塵装置を介してホースにより排水タンクに排水するようにしたもので、洗浄ブラシは、ターボファンに連動するようにした事を特徴とするもの

5. おわりに

初めに述べたとおり、本州四国連絡橋公団が保有する特許等は、近年の国内外において数多くの長大橋建設が計画されている中で、ますます重要になってくると思われるため、公団における架橋に関する技術開発はもちろ

ものこと、その技術の保全、活用についても十分な検討が必要と考える。

参考文献

佐藤秀一、松本邦夫；特許の基礎知識、オーム社（1989）

ネパールでの基本計画調査報告

Report on Basic design Study in Nepal

設計部審議役 山 縣 守

Mamoru Yamagata



ネパールで、橋の架け替え計画（フェーズ2）のために
行った基本設計調査について報告を行う。

ネパール国は、図-1に示すように、東西に長い国で、
北はヒマラヤ山脈を隔てて中国と、東西南の三面はイン
ドと国境を接しており、面積は日本の約0.4倍で、国土の
8割以上は丘陵と山岳地帯である。特に北部は3000m以
上の山々の乱立する険しい地勢を有する。ネパールはこ
のような地理的条件により、その開発は大きく制約され遅
れてきた。急峻な山岳の連なりやモンスーン期の大量出
水等は運輸インフラ、特に道路、鉄道の整備・維持管理
を困難にしている。またネパールは海に面していないた
めに道路交通に頼るしかないが、インド、中国の両大国
に、海からの輸送路を握られており、経済の進展に著し
い制約を受けている。

この様な中でも道路整備は進められ、道路網総延長は、
1951年にはわずか376kmであったのが、1987年には
6306kmと大幅に増加している。これらの整備は、日本、
インド、ソ連、アメリカ、中国、イギリスおよびADB（ア
ジア開発銀行）、世界銀行の援助によるところが大きい。

橋梁についてのべると、特にカトマンズ市内のそれは、
架設後の経過年数が長いこと、予算不足のために維持管
理が不十分なことなどの理由から老朽化が進んでおり、雨
期には洪水による洗掘等により不安定な状態にある（写
真-1参照）。さらに同地域は地震の危険があり、過去に
その被害が記録されている。また、近年ではカトマンズ
市を中心とする経済発展に伴って自動車交通量と載荷重
量が増加し、既設橋梁の規模では不十分となってきた。

1989年、ネパール国政府はカトマンズ市内には23橋
の架け替えを要する橋があるとし、そのうち4橋の架け替
えを世界銀行に、6橋を日本国政府に対して援助要請を行
った。その後、日本国政府は、上記6橋にかかる無償資金
協力を決定し、現在その工事を実施している。これが「フ
ェーズ1」である。「フェーズ2」は、残る13橋の中から
選定された5橋を対象に援助要請が出てきているもので、
日本政府はこれを受けて、「基本設計調査」の実施を決定
し、国際協力事業団（JICA）は調査団を派遣した。派遣
は2度にわたった。私は団長としての任務を仰せつかった。

1回目は、次のようであった。最初に、ネパール国の公
共事業省の道路局長から要請内容について説明を受け、道
路局の担当者の案内で現地を視察した。その後、カトマ
ンズ市および周辺の道路・橋梁事情、架け替え橋梁の環
境、建設資材の調達状況および建設事情などに関する調

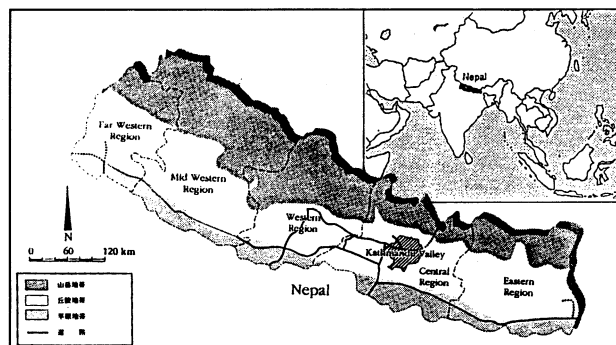


図-1 ネパール国の地図

Hig.1 Map of Nepal



写真-1 洪水などによって引き起こされた洗掘

Photo.1 The problems of scour caused by floods of bridges

査、地形地質調査、交通量調査などを行い、架け替え計
画の妥当性に対する判断並びに橋梁に関する基本事項す
なわち架け替え橋梁の位置、形式、橋長、幅員、計画高
などの設定をしていった。

基本計画の骨子を作成した段階で、それをたたき台に
して、公共事業省の道路局長、住宅設備計画省や大蔵省
の次官らと討議し、まとめた内容を覚え書きにまとめ
取り交わしていった。この段階で、対象橋梁は5橋から4
橋になった。道路運輸行政は、公共事業省の担当であ
ったが、都市計画およびそれに関連する道路計画は住宅
設備省が立案するようになっていたため、計画の基本的な
内容については、大蔵省、住宅設備計画省が加わった3省
と調査団との協議により決めねばならなかった。協議に
は日本の大使館が立ち会った。話をしている面白かった
のは、公共事業省と住宅設備省が持っている道路構造規
格に違いがあることであった。聞いてみると、それぞ
れの省を援助している国際機関が異なり、それぞれの
機関が持っている規格の違いがそのまま出ているので
あった。まだ独自に基準を作るだけの体制にないことを
知った。そこで我々は、世界銀行、アジア開発銀行の基
準、日本の道路橋示方書に定める基準等をもとにネパ
ールの実状にあった案を作り、それを基にして協議を進
めていった。ネパールの人は紳士的な人が多く議論をして

いて楽しかった。またヒアリングを行ったアジア開発銀行の担当者も真摯で、有益な資料を提供してくれた。

ここで、現地の調査の中で感じたいくつかのことに
ついてふれておきたい。橋梁の位置の設定のむずかし
さ、援助機関同士の連携の必要性、調査期間の短さ、ア
フリカとアジアに対する援助水準の違い等を感じた。特
に最後の問題は考えさせられた。アフリカでは、橋が
無いためにミルクやとうもろこしを市場に出せないと
ころが沢山あるのに援助が少なく、アジアでは、緊急
性に疑問のある橋が架け替え計画に入っていたりして
疑問を感じた。アジアは日本の庭だからだという答を
現地の事務所で聞いた。

援助機関同士の連携の必要性について述べると、援
助競争というようなものがあって調整が難しいと聞い
ていたが、話をしてみると彼らと共鳴できるところが
多く、むしろもっと機会をとらえて話し合いを持つよ
うにするならば、より質の高い援助が出来るのではな
いかと思った。橋梁の位置の設定の難しさについてコ
メントすると、架け替えなのにどうして位置が問題な
のかと疑問に思う方もいるであろうが、実は架け替えだ
から難しいのである。多くの発展途上国では、河川のリ
バートレイニングをほとんど行っていない。そのために
河川は雨期があるたびに流道を変える。新設する場合、将
来の河川の動きや経済の発展を予測して最適位置を選ぶ
ことは比較的容易であるが、架け替えの場合、自由度が
少なく、道路周辺の開発も進み、また無償援助の額も少
ないために取付部の改修に十分な費用をかけることがで
きず、妥協せざるをえない場合が多い。

帰国後、覚え書きをもとに基本設計や維持管理計画、概
算事業費の算出などを行った。

2回目は、基本設計の案をネパール政府に示し、基本設
計に関する覚え書きを結ぶことが主要な仕事であったが、
雨期後の橋梁の状況とくに洗掘の影響を調べることも1つ
の課題であった。最終案に対してネパール政府と協議し
ていたとき、我々が協議して決めたシャンカモール橋の
計画に対してドイツがクレームをつけてきた。ドイツは
文化財の保護で援助を行っているが、シャンカモール橋
建設地点は古都に近い位置にあるため、橋梁の設計にお
いては景観を考慮する必要があると主張し、ドイツで計
画したいという意志を間接的に伝えてきた。また教育文
化省も景観配慮を要請してきた。そこで、カトマンズ市
内の橋梁の景観への配慮の度合いやネパール人の美観感
覚を知るために景観調査を行ってみた。実施してみて解
ったことは、ネパール国は基本的にはレンガ文化であり、
非常に落ちついた雰囲気を大事にする国民だと認識した。
吊橋であるバグマティ橋のアンカレイジはレンガで見事
に修景されていた(写真-2参照)。機能一辺倒の橋は馴
染まないのである。無償援助資金は限られているため修
景をどのようにするかが問題であったが、JICAも外務省
も理解を示してくれたため配慮することができた。説明
資料を作るのに時間を要したが、ネパール側に喜ばれた
のは何よりも嬉しいことであった。おかげで休日でも仕事

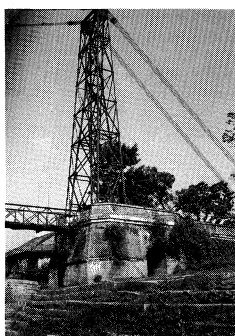


写真-2 レンガで修景された吊橋のアンカレイジ
Photo.2 Beauty is found in refinement of abutment

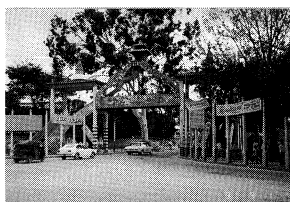


写真-3 優雅な歩道橋
Photo.3 The dexterity of this footway bridge is conspicuous

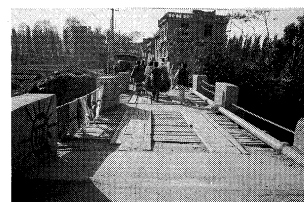


写真-4 架け替えを待つコトコーラ橋
Photo.4 Kodku Kola Bridge to the replaced

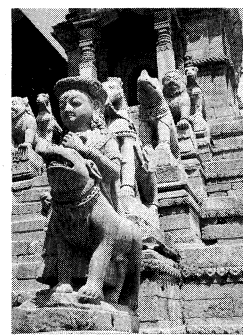


写真-5 寺院の前の彫像
Photo.4 Guardian statues flank the entrance to the temple

で走り回ることになってしまった。団員が皆熱心で、い
いものを作ろうという気持ちが強かったために出来たよ
うに思う。メンバーに恵まれた。

洗掘についてであるが、途上国において洗掘は大きい
問題で橋梁の破壊につながる。ネパール国への報告書の中
および協議の中でも、その危険性を指摘し、砂等の採取
に制限を設けるとか、橋梁設計に配慮をすべきだ、対
策を取らないと橋は壊れると警告をしていたが、帰国後、
ネパール国よりの連絡で橋が現実に壊れたとの報告を受
けた。「基本計画調査」で終わるはずであった私のアサイ
メントは終わらず、その後も外務省に呼び出され、対策
の顧問にさせられた。

最後に、日本と外国の援助機関の仕事の進め方の違い
について印象を書いておきたい。国際機関の場合、資金
を償還させる必要からか、調査に曖昧さが少ないという
印象を持った。日本の調査は期間も短く、コンサルタント
や商社が要請を出させるところがあるためか調査をして
いくと、要請内容に納得できないところがみられる。国
際機関の場合、常駐する人がいて、しかも5年から10年
の長きにわたって従事し、採算性をにらみながら計画を
実行して行くわけで、差が出て当然かも知れない。しか
し日本のやり方にも面白いところがあり、複眼で計画を
チェックしているということも出来るし、官庁サイドの
技術者がゼネラリストとして育てられているために、最
大公約数的な仕事が出来るということも事実であると思
う。集団で仕事をする強みがあるのである。まったく忙
しい出張であったが、メンバーに恵まれ、またネパール
側の紳士的で人なつこい人々、大使館やJIA事務所の人
たちの連携プレイの良さに助けられて大役を無事果たす
ことが出来た。この場を借りて関係者にお礼を申し上げ
る次第である。またこのような機会をあたえていただい
たことに心から感謝します。

明石海峡大橋 2P 主塔工事 底盤、塔柱第 1 段架設完了

明石海峡大橋の主塔工事は、1989 年 8 月に契約し、現在まで、工場製作を進めてきている。

このうち、2P では、気中コンクリートの完了に引続き本年 1 月より研磨工等の準備工事を進めてきたが、去る 4 月 7、8 日に、底盤と塔柱第 1 段の架設を完了した。

今回の架設工の特色は、底盤（約 190ton）と塔柱第 1 段（約 460ton）を同時に大型クレーン船を用いて、架設したことである。

架設は、まず 4 月 7 日に、ワイヤーにより連結した東側の底盤と塔柱第 1 段を、大型クレーン船（2,050ton 吊）により、吊り上げた状態で現地に運搬し、工事海域内で FC 船を係留・位置決めした後、まず底盤を据え付け、位置の微調整を行い、引き続き、塔柱第 1 段を据え付け、位置調整した。



続いて、4 月 8 日に、西側の底盤と塔柱第 1 段を同様の手順で架設した。

設置制度としては、 $\pm 2\text{mm}$ の許容値に対し、全て 1mm 以内におさめることができた。

現在、2P では、塔柱部材の架設を進めており、来年早々には、主塔がその全容をあらわす予定である。

（文責：垂水工事事務所 第五工事長 秦 健作）

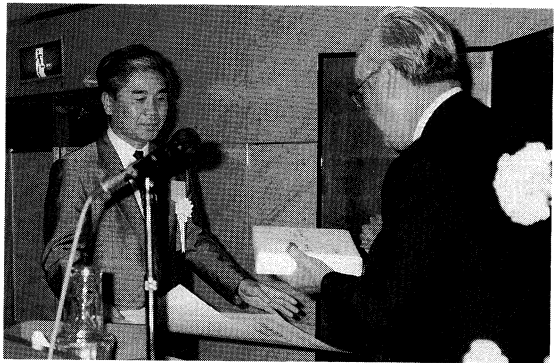
生口橋が土木学会田中賞を受賞

5 月 28 日東京市ヶ谷の私学会館（アルカディア市ヶ谷）にて、土木学会田中賞（作品部門）の授与式が行われた。表彰式には第三建設局の旭局長が出席され、土木学会長の岩佐義朗氏から表彰状と賞牌とを受け取られた。生口橋の受賞理由は次の通りです。

①生口橋は地形上の制約より側径間長が制約されアンバランスな支間割りとなるが側径間部を重量の重い PC 桁、中央径間部を鋼桁とし負反力を生じない構造とした。このような複合構造を採用した斜張橋は我が国では初めてのものである。このために主桁接合部の設計方法、施工方法を新たに開発したこと。

②斜張橋で問題となる橋軸方向地震時の耐震固定法については、側径間の中間橋脚 2 基と端橋脚で弾性支持する分散弾性固定法を採用したこと。

③主塔を大ブロック架設し、中央径間の鋼桁を直下吊



岩佐会長より賞牌を受け取られる旭局長



受賞後、会場となった私学会館前にて、左より山口設計部長、旭局長、宮下次長



祝賀パーティ会場にて、副総裁御祝辞

りブロック架設し、工期の短縮を計ったこと。

④主塔の上部水平材を無くしたこと、大ブロック架設の採用により主塔の高力ボルト継手箇所を少なくしたこと、桁高を抑えスレンダーな形状にしたこと、景観等に配慮した設計を行ったこと。

なお受賞当日の晩に本社食堂で副総裁、遠藤理事、旭局長をお迎えしてささやかながら盛大な（出席者約 100 名）祝賀パーティーが開かれました。今回の田中賞（作品部門）には 29 橋が応募し、かなりの激戦でしたが、生口橋を除くと、受賞した他の 6 橋は次のとおりです。

生月大橋：3 径間連続トラス橋、関西新空港連絡橋：ダブルデッキ 3 径間連続トラス橋、亀甲橋：3 方向対称 PC 吊床版橋、白屋橋：2 径間連続 PC 斜張橋、東名足柄橋：PC3 径間連続斜張橋、ナウアン橋：PC3 径間連続中央ヒンジ付ラーメン箱桁橋。

（文責：設計部 設計第二課長代理 松本 毅）

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'92.3～5月受入分

文献紹介の対象は、公団職員が本四技報以外の刊行物に投稿し、文献抄録票の提出のあったものです。掲載もれの場合は文献複写1部を、公団本社企画開発部・企画課・技術情報担当者宛送付下さい。

◎著者欄の※印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻	号	年 月	頁
NON - DESTRUCTIVE INSPECTION FOR HONSHU SHIKOKU BRIDGES	澁田政信	FRONTIER R&D FOR CONSTRUCTED FACILITIES			1991.10	137 - 152
本州四国連絡橋の概況 －明石海峡大橋、多々羅大橋および来島大橋の現況－	肥田木修	土木技術	47	1	1992.1	30 - 39
明石海峡大橋主塔基礎コンクリートの施工	岡田凌太、梶野茂	橋梁と基礎	26	2	1992.2	9 - 14
超長大橋梁の耐風安全性に関する大型風洞試験	勝地弘、宮田利雄※、横山功一※ 金崎知樹、保田雅彦、鈴木周一	構造工学論文集	38 A		1992.3	879 - 888
800Mpa級鋼材を用いた実大トラス弦材各種構造の疲労強度	大江慎一、三木千寿※、奥川淳志 安井成豊※	構造工学論文集	38 A		1992.3	1031 - 1044
明石海峡大橋1A アンカレイジにおける大壁厚土留め連壁の設計と施工	加島聰、佐野幸洋、古屋信明 山岡禮三※	土木学会論文集		444	1992.3	87 - 96

本州四国連絡橋公団の基準類

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。この基準類は(財)海洋架橋調査会(TEL)03-3555-8361)で販売しています。

*仕様書・要領等

土木工事共通仕様書	平成3年 5月
測量・調査・設計等共通仕様書	平成3年 5月
電気通信施設標準仕様書集(3分冊)(貸出しのみ)	昭和61年 4月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和60年 4月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物	昭和60年 10月
保安規程電気通信施設保安規程	
電気通信設備標準図集	昭和58年 4月
図面作成要領(貸出しのみ)	昭和59年 10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生 の一例	昭和58年 1月
植生のり面工施行要領	昭和62年 4月
維持・修繕等共通仕様書	平成 4年 4月

*設計基準類(上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説	平成元年 4月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年 3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年 6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年 4月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年 3月
鋼床版設計要領・同解説	平成元年 4月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年 3月
ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年 3月
トラス格点構造設計指針(案)	昭和51年 3月
吊橋リンク・支承構造設計指針・同解説	平成元年 4月
下路管理路設計マニュアル(案)	昭和53年 9月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年 2月

*設計基準類(上部工・製作・材料編)

鋼橋等製作基準	平成元年 4月
鋳鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年 3月
鋼橋等塗装基準・同解説(案)	平成2年 4月
橋面舗装基準(案)	昭和58年 4月
鋼床版現場溶接施工基準(案)	昭和54年 3月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)[60.3.一部改訂]	昭和48年 9月
材料規格	昭和60年 8月
HBS鋼材規格[53.10.改正]	昭和52年 11月
HBSケーブル材料規格	昭和54年 6月
HBS塗料規格(案)	平成2年 4月

*設計基準類(下部工編)

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針 [56.8.一部改訂]	昭和52年 3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年 3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説(案)	昭和52年 8月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説(案)	昭和54年 11月
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説	昭和55年 3月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・同解説(案) [付属資料]	平成2年 8月
1. 低発熱型コンクリート仕様(案)	平成元年 7月
2. 高性能AE減水剤品質規格(案)	平成2年 8月
鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年 2月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年 3月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年 3月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年 3月

※表紙右上記号(ISSN0912-6953)説明

ISSNはInternational Standard Serial Number(国際標準逐次刊行物番号)の略で、逐次刊行物に付与される国際的なコード番号で、ISSD(国際逐次刊行物データベース)という組織のもとで逐次刊行物の組織や検索に利用されます。

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長 山口 浩 二

編集委員	阿部 明 弘	大 廣 始
	岡野 哲	加島 延 行
	河村 幸 夫	古村 学
	鈴木 周 一	土谷 和 博
	長尾 日出男	中尾 信 幸
	中尾 洋 一	野作 哲 弘
	日里 正 夫	平原 伸 幸
	帆 足 博 明	星 野 剛
	松 本 毅	南 竹 悦 男
	宮 口 典 博	山 岸 一 彦
	吉 川 章 三	
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第63号

発行 平成4年7月15日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人 海洋架橋調査会

〒104東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話03(3555)8361

発行者 井 上 義 光

制作 株式会社 エディック

定価 2,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

