

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.15 No.59 '91.7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

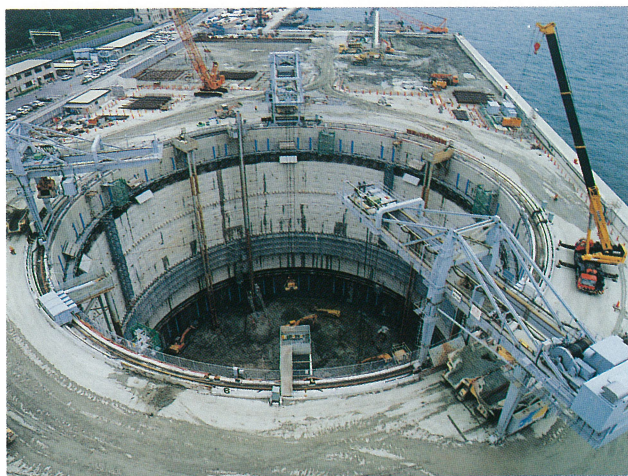
本四技報 第59号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.59

超長大吊橋と風……………	常任参与	飯島武明… 1
Ultra Long – Span suspension bridge and wind resistance		
大型風洞施設……………	設計部 設計第一課	保田雅彦… 2
Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory		
	第一建設局 舞子工事事務所 (前) 設計部 設計第一課	樋口康三
	設計部 設計第一課	勝地弘
本州四国連絡橋での摩擦接合用高力ボルトの……………	設計部 設計第二課	奥川淳志… 9
使用実績		
Survey on Specifications of High Strength bolts used in Honshu – shikoku Bridges	同上	高城信彦
	同上	大江慎一
明石海峡大橋 1A アンカレイジ基礎の設計・施工……………	第一建設局 設計部 (前) 第一建設局 垂水工事事務所	加島聰…15
(その1)		
Design and Construction of Foundation of Akashi – kaikyo Bridge 1A Anchorage	企画開発部 (前) 第一建設局 垂水工事事務所	佐野幸洋
明石海峡大橋 2P・3P 主塔基礎……………	第一建設局 垂水工事事務所	岡田凌太…31
特殊水中コンクリートの施工		
The construction of Akashi Kaikyo Bridge tower foundations, 2P and 3P, with	同上	上田忠夫
Anti – Washout Under water concrete	同上	那須清吾
来島大橋主塔の耐風特性……………	第三建設局 今治工事事務所	大橋治一…42
Aerodynamic Characteristic of Towers for the Kurushima Bridge	同上	楠原栄樹
中国への橋梁技術協力……………	第二管理局 坂出管理事務所	田島照義…48
Tecnical Cooperation for Bridge Engineering of P.R.C.		
技術ニュース……………		51
The Latest Information		
※本四技報総目次前回掲載：第55号, 次回掲載予定：第65号		

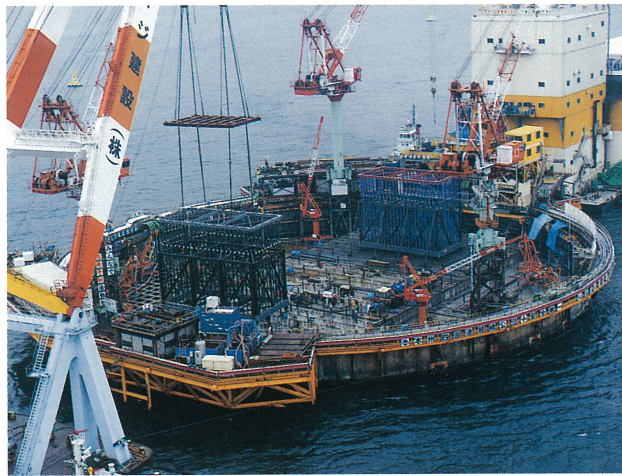
本四技報 第60号 (3.10) 掲載予定

- ・長大橋の維持管理
- ・本州四国連絡橋公団における FEM 解析の適用事例
- ・明石海峡模型設計
- ・明石海峡大橋 1A 連続壁の設計・施工
- ・明石海峡大橋景観設計
- ・生口橋 PC 桁の架設
- ・来島大橋補剛桁風洞試験



明石海峡大橋1A 基礎掘削工

(3年6月)



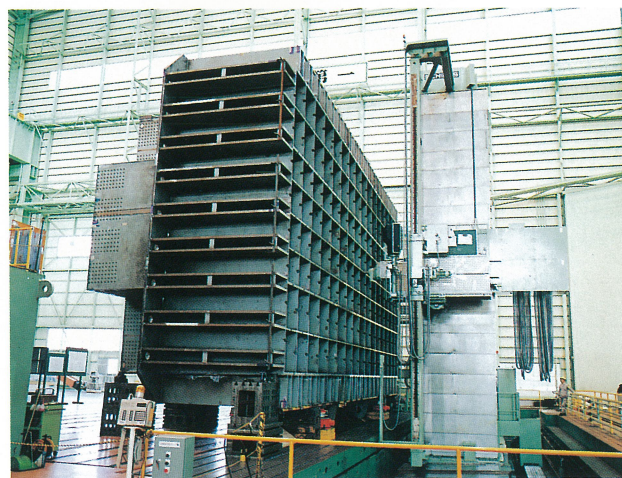
明石海峡大橋2P 西側アンカーフレーム据付

(3年6月)



明石海峡大橋3P 気中コンクリート打設状況

(3年6月)



明石海峡大橋3P1 段切削状況

(3年6月)



明石海峡大橋4A 全景作業状況

(3年6月)



舞子トンネルボーリングマシン作業状況 (1本目到達)

(3年6月)



津名町



州市



緑町



三原町



西淡町



南淡町



鳴門市



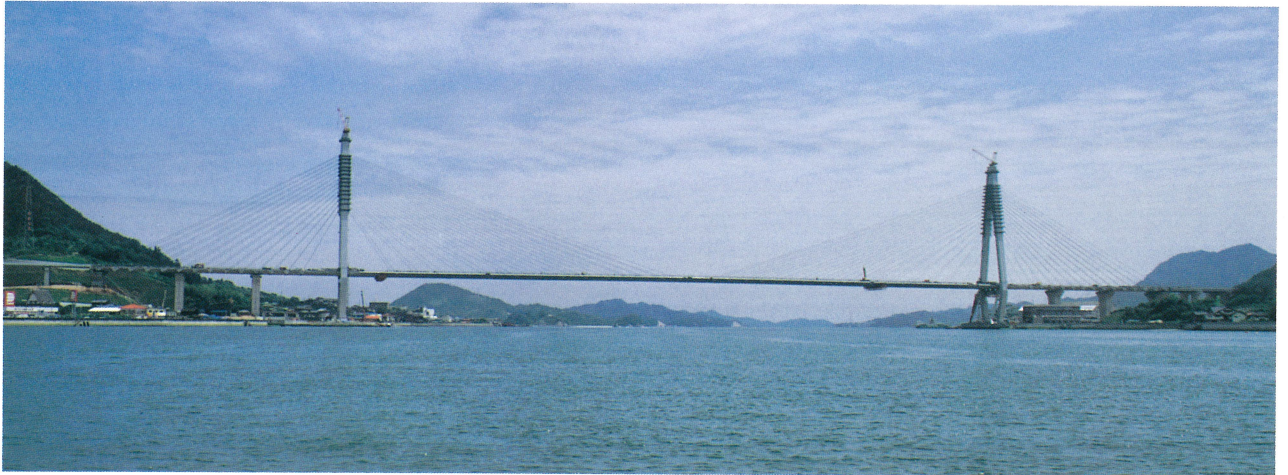
尾道市



向島町



因島市



生口橋全景

(3年5月)



州江側陸上部現況（生口橋3P塔頂より）

(3年5月)



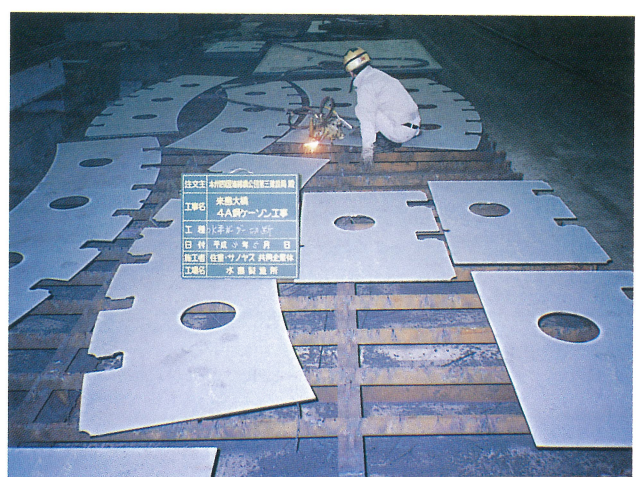
来島大橋4A海底掘削工（砕岩状況）

(3年5月)



来島大橋8P作業足場（杭打状況）

(3年5月)



来島大橋4A鋼ケーソン工事（水平ガーター切断状況）

(3年5月)

超長大吊橋と風

ULTRA LONG - SPAN SUSPENSION BRIDGE AND WIND RESISTANCE

常任参与 飯島 武明
Takeaki Iijima



構造物用としては、世界最大の大型風洞が建設省土木研究所構内に完成し、現在、明石海峡大橋の全橋模型による風洞試験が行われている。これを機会に吊橋と風について考えてみたい。

吊橋は、ケーブルの引張力により荷重を受ける構造で、鋼材を最も効率的に使用しており、長大支間の橋梁形式として最適である。その限界支間長については、既に多くの人の報文がある。

ケーブルがケーブル自身の重量で強度の限界に達する長さは、ケーブルのサグや引張強さにもよるが、サグ比を1/10とし現在の鋼線を使用するとすれば15~16km程度である。これに、活荷重、補剛桁重量、安全率等を考慮すると、実用的限界は4,000m程度と云われている。この限界長さは、ケーブル材料の単位重量と引張強さによるので、軽量、高強度で耐久性、施工性に優れた材料の開発は重要な研究課題の1つである。

一方、このような超長大支間の吊橋の建設には、従来とは異なった問題点の解明が必要となる。第1に、完成後はもとより各架設段階での耐風性の確保であり、これについては後で述べる。第2は、架設工法である。超長大吊橋の構造がどのようなものになるかにもよるが、塔は高くなり、ケーブルは太く、重くなるなど、従来の延長上で架設が可能か否か見極める必要がある。

上部工支間の長大化ができれば、下部工との関係もあるが、大水深・強潮流など厳しい自然条件のもとでも合理的な橋梁計画が成り立つ。明石海峡大橋の場合、中央支間長2,000m級吊橋の建設が、耐風性、耐震性、架設工法とも従来の延長上で可能であることが分ったため、1,780m案に比べ、淡路島側主塔基礎位置の水深、潮流条件が緩和され、支持地盤も浅くなり、また、アンカレッジ位置も海岸付近となり、海岸からの埋立が容易となるなど、合理的な橋梁計画となった。

また、従来、架橋が夢でしかなかった海峡への吊橋の建設が可能となることは、国土計画の根幹である幹線道路網構築上の制約条件を解消し、地域の振興を図り、国土の均衡ある発展の重要な戦略となる。

吊橋の歴史をふりかえてみると、風とのかかわりは劇的である。近代吊橋の始まりは、1801年Finleyがアメリカで架けたものとされ、短期間に多くが架けられたが、風による事故も多発したようである。その後、イギ

リスそしてヨーロッパ大陸へと伝えられ、ケーブルもチェーン、アイバー、ワイヤーへと発展していった。しかし、風による振動は解明されないままであった。1883年、Brooklyn橋（中央支間長486m）が補剛トラス形式で架設されてから、重厚で剛強な吊橋の建設が続き、振動の問題は生じなかった。

その後、吊橋の設計理論が進歩し、ケーブル変形の影響を考慮した撓度理論が用いられるようになった。撓度理論によれば、剛性の小さい桁を補剛桁とする吊橋の設計が可能であり、経済的でもあることから、プレートガーダーを補剛桁とするBronx - Whitestone橋（701m、1939年）やTacoma Narrows橋（853m、1940年）等が建設されたが、同時に、風による振動も再び現れるようになり、完成後4ヶ月のTacoma Narrows橋は敢えなく落橋してしまった。この事故を契機に、吊橋の風による振動の研究が進められた。また、落橋の原因解明のための風洞がWashington大学に建設され、模型の振動が実橋の振動を定性的によく再現していることから、風洞試験の有用性が認識され、新Tacoma Narrows橋（853m、1950年）の設計は風洞試験により行われた。

そして、現在では長大吊橋等特殊な橋梁の動的な耐風性の照査は風洞試験によっている。

明石海峡大橋は、中央支間が2,000m級と、従来の吊橋の規模をはるかに超える長大吊橋である。長年にわたる研究、耐風委員会での審議を通して、現行の設計思想の延長上で設計が可能であると結論づけられ、耐フラッター性に関しても部分模型試験により耐風設計基準を満足する断面が得られている。しかし、長大吊橋が故に耐風設計の重要性は飛躍的に増大しており、より厳密な耐風性の検証を、自然強風下での吊橋の3次元応答を再現できる、全橋模型を用いた風洞試験で行うこととし、大型乱流境界層風洞を建設した。この風洞は、測定部の幅41m、高さ4m、最大風速12m/s、偏角36度まで回転可能なものとなっている。

吊橋の超長大化への最大の課題が耐風性の確保にあることは既に述べた。現在の設計思想の延長上での限界支間長の解明、それを超える吊橋の耐風性に優れた形式、構造または振動制御法等の研究、開発を行うにあたって大型風洞は大きな役割を果せる筈である。

独創的で、斬新な設計思想に基づく超長大吊橋の出現を期待するものである。

大型風洞施設

Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory

設計部 設計第一課長 保田 雅彦

Masahiko Yasuda

舞子工事事務所 副所長 樋口 康三

(前)設計部 設計第一課長代理

Kozo Higuchi

設計部 設計第一課 勝地 弘

Hiroshi Katsuchi

1. まえがき

これまで長大吊橋等の耐風設計においては、風洞試験によってその動的耐風安定性の検証が行われてきた。

明石海峡大橋の耐風設計においては、これまでに部分模型風洞試験でいくつかの安定断面が得られているが、いずれもスタビライザー等の空力安定化対策や管理路・添架物等の位置の微妙な組合せによって、ようやく実現されたものである。

これらは、明石海峡大橋が従来の吊橋の規模をはるかに超える超長大吊橋であるがゆえの問題であるが、未知の領域での問題であるため、部分模型風洞試験のみでなく、できるだけ実橋に近づけた全橋模型による3次元風洞試験によって、耐風安定性を精度よく検証することが必要となったものである。

一方、このために必要な風洞施設を考えると、模型の縮尺が問題となるが、明石海峡大橋の微妙な空力特性及び構造特性を精度よく相似できる縮率を検討した結果、少なくとも1/100程度の模型縮尺が要求された。

この結果、風洞測定部断面として少なくとも幅41m、高さ4m程度が必要となるが、国内に適用可能な風洞が存在しないため、公団として上記風洞試験が可能な風洞（以下、大型風洞施設という）を建設する必要が生じた。

また、風洞建設を含め、大型全橋模型風洞試験（以下、大型風洞試験という）については建設省土木研究所との間で共同研究を行うことが決定された。この点も踏まえ、建設場所は土木研究所構内とした。

大型風洞施設の検討は、大型風洞試験の検討の中で、本州四国連絡橋耐風委員会の中に設けられた風洞試験作業班で具体的に進められ、その審議を経て基本諸元を決定した。この結果を受け、実施設計を行い、平成元年12月から現地での工事が開始され、平成3年3

月に完成した。

本報告は、大型風洞施設の設計に重点をおいて、その概要を報告するものである。大型風洞施設の外観を写真-1に、また鳥瞰図を図-1に示す。

2. 風洞に要求される基本性能

風洞の要求性能としては、風洞試験作業班で検討した結果、次のように決定した。



写真-1 大型風洞施設外観

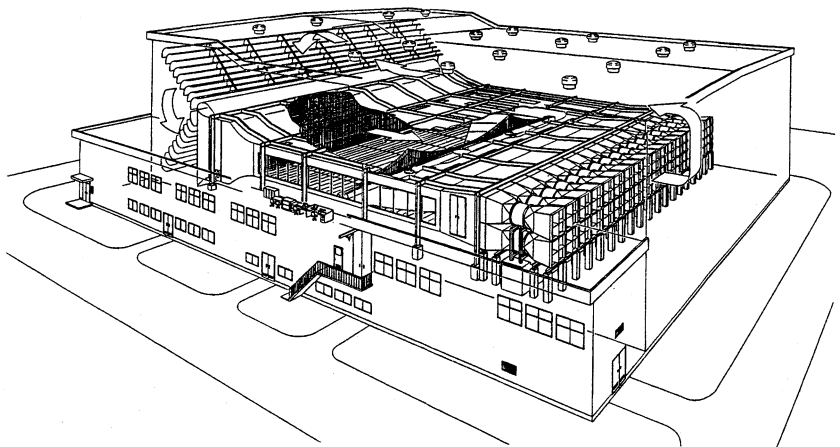


図-1 大型風洞施設レイアウト

風速範囲：0.5～12.0m/s（一様流）

風速分布の偏差：±3%以内

気流の乱れ強さ：1%以内

測定部の長さ：30m

風速範囲は、明石海峡大橋の試験を想定して決定した。すなわち、フルード数相似から風速倍率は1/10となり、フラッター照査風速の78m/sに乱流発生時の効率低下を考慮して、最高12.0m/sとした。

風速分布偏差、気流の乱れ強さは、明石海峡大橋風洞試験要領（1990）ではそれぞれ±1%、1%以内であるが、大型風洞の大断面の特殊性を考慮して、上記の値とした。

また、測定部の長さは、境界層乱流の発生を考慮して定めた。

3. 風洞の形式

風洞自体に着目すると、大きく分けてそのタイプは開回路型と閉回路型になる。

開回路型は、巨大な建屋を必要とするが、風洞自体の費用は閉回路型に比べて安い。大型風洞は型的には開回路型を採用し、運転効率を高くするために風洞を建屋で覆った形式、すなわち建屋内還流吸い込み型とした。

4. パイロット風洞試験

具体的な寸法を風洞本体、建屋について決定するため、実物の1/16縮尺模型風洞（以下、パイロット風洞という）を使って、風洞建屋の仕様による風洞気流特性への影響を調査検討した。

調査検討項目は、以下のとおりである。

- (1) 風洞建屋の最小寸法
- (2) 風洞の上下及び前後の最小空間
- (3) 縮流胴仕様（縮流比、形状、スクリーン枚数）
- (4) 建屋内のフェアリング及びコーナークーパの有無、形状
- (5) 送風機の気流に及ぼす影響
- (6) 建屋内の諸設備の気流に及ぼす影響
- (7) コーナークーパ支柱による影響
- (8) 吸込口側面の3次元的な影響
- (9) 乱流発生装置の影響

4.1 試験概要

パイロット風洞試験は、縮尺1/16で、垂直対称面でカットした半分模型で実施した。測定部断面は、実機で幅41m、高さ4mとした。また、試験目的から、天井高さ、前後壁面距離、床高さは可変構造としている。

主要な計測項目は、風速分布、気流の乱れ強さである。

4.2 試験結果と基本諸元の決定

主要な結果を表-1に示す。以下、表-1を用いて、風

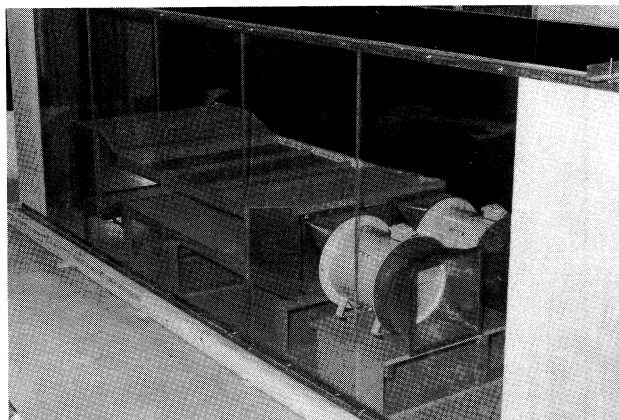


写真-2 パイロット風洞

洞諸元の決定過程を示す。

実験は、風速12m/s相当で実施しており、低風速では風洞気流特性が悪くなるため、結果の判断基準は風速分布偏差±2.5%、乱れ強さ0.7%で行った。

1) 風洞の基本形状に関する検討

集合胴金網枚数と測定部下流金網枚数をパラメータとして、風洞気流特性に及ぼす影響を調べた。実験では、建屋形状によって風洞気流の受ける影響をできるだけ小さくするため、建屋寸法は模型最大寸法にしている。

① 集合胴金網枚数の検討

まず、集合胴金網枚数については、金網を省略し、ハニカムだけにすると（01-02）、風洞気流特性は著しく悪くなるが、金網枚数4枚と2枚とでは気流特性はほとんど変わらないことから（01-01、01-03）、集合胴金網枚数は2枚とした。

また、タフト法による流れの可視化実験で吸込口上端部での気流の剥離が認められたため、2枚の金網のうち1枚を吸込口側に移すと気流特性はかなり改善される。（01-04）

② 測定部下流金網枚数の検討

測定部下流金網は、複数台の送風機により気流が悪い影響を受けないよう、送風機と測定部の間に配置する金網であるが、その効果はあまり見られず不要と考えられた。（01-04、01-05）

これまでの検討は、縮流比を2.0で行っている。一般に縮流比は大きい方が望ましいが、これは風洞の大型化につながり、建設費のアップにもなる。パイロット風洞試験ではあるが、縮流比2.0でも所要の風洞気流特性が得られる目途がついたため、縮流比は2.0に決定し、以降の検討も縮流比2.0で行っている。

2) 風洞建屋の基本形状に関する検討

建屋高さ、建屋長さ及びコーナークーパの有無をパラメータとして、気流特性に及ぼす影響を調べた。

① 建屋高さの検討

建屋高さは工費に影響するため、概ね20m以下を目標とすると、コーナークーパ無しでは所要の性能を確保できない。（04-01、04-03）流れの可視化実験では、壁、天井、床面の拘束を受けて強い乱流が発生し、その状態で風洞内に吸い込まれる。このため、吸込口前面にコー

表-1 パイロット風洞試験結果一覧表

実験目的	風洞形状						建屋形状				実建屋換算寸法 H×L×W (m)	計測項目		実験No.	評価
	縮流比	集・金網	吸・金網	下流金網	横隔板	回転数	天井〜CL	床〜CL	前スベース	後スベース		風流分布	乱れ度		
① 集合洞 金網検討	2.0	4枚	0枚	3枚	有	66Hz	1050mm	600mm	895mm	1106mm	26.5×88×42	±3.03%	0.7%	01-01	△
②	"	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	±8.71	5.7	01-02	×
③	"	2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	±3.32	0.8	01-03	△
④ 測定部 下流金網検討	2.0	2枚	0枚	0枚	有	66Hz	1050mm	600mm	895mm	1106mm	26.5×88×42	±2.45	0.8	01-04	○
⑤	"	"	"	1	"	"	"	"	"	"	"	±3.15	0.79	01-05	△
⑥	"	"	"	0	無	"	"	"	"	"	"	±2.48	0.57	01-07	◎
⑦ 金網位置	2.0	1枚	1枚	0枚	無	66Hz	1050mm	600mm	895mm	1106mm	26.5×88×42	±2.14	0.49	01-14	◎
⑧ コーナーベーン無 H20m以下の検討	2.0	1枚	1枚	0枚	無	66Hz	650mm	600mm	895mm	1106mm	20.0×88×42	±2.36	1.12	04-01	×
⑨	"	"	"	"	"	"	900	375	"	"	20.4×88×42	±2.83	0.91	04-03	△
⑩ コーナーベーン設置で 建屋の最小寸法の検討	2.0	1枚	1枚	0枚	無	66Hz	900mm	375mm	895mm	1106mm	20.4×88×42	±1.99	0.50	05-01	◎
⑪	"	"	"	"	"	"	"	"	"	750	20.4×82×42	±1.95	0.51	05-02	◎
⑫	"	"	"	"	"	"	"	"	580	"	20.4×77×42	±1.92	0.51	05-03	◎
⑬	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	±2.00	0.53	05-04	◎
⑭	"	"	"	"	"	"	305	"	"	"	19.5×77×42	±2.12	0.53	05-05	◎
⑮	"	"	"	"	"	"	下流側775	"	"	"	17.5×77×42	±2.17	0.63	05-06	◎
⑯	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	±2.11	0.66	05-07	◎
⑰ 吹出口コーナーベーン	2.0	1枚	1枚	0枚	無	66Hz	下流側775	305mm	580mm	750mm	17.5×77×42	±2.38	0.48	07-41	◎
⑱ コーナーベーン支柱	"	"	"	"	"	"	"	"	吸+支柱	"	"	±2.59	0.50	07-42	◎
⑲ 側面フェアリング	"	"	"	"	"	"	"	"	同上+フェア	"	"	±1.82	0.50	07-61	◎
⑳ 風洞後最小空間検討	2.0	1枚	1枚	0枚	無	66Hz	下流側775	305mm	580mm	580mm	17.5×75×42	±2.49	0.56	08-01	◎
㉑ 吐出側スペースの影響	2.0	1枚	1枚	0枚	無	66Hz	下流側775	305mm	580mm	580mm	19.5×74.3×42	±2.49	0.56	08-01	◎
㉒	"	"	"	"	"	"	"	"	"	500mm	19.5×73×42	±2.74	0.65	08-02	○

この状態で、どこまで風洞の上下空間を縮められるか（建屋を小さくできるか）を次に検討した。具体的には、風が建屋内を回流する際に一定の流路幅が確保されることを基本に検討を進めた。（風洞設備全体を鉛直単路回流式の風洞と見なすことになる）また、この中では建屋天井部の支持トラス（風洞建屋の骨組）の影響も加味していった。（05－01～05－07）

② 建屋長さの検討

以上の結果、風洞建屋長さとしては、風洞長さの55.5mと合せて75m (9.5 + 55.5 + 10.0m) とした。

天井部の支持トラスの影響については、乱れ強さがやや大きくなるものの、風洞性能に支障のないことを確認した。

コーナーベン支持柱の影響は、やや認められるものの(07-42)、流線形とすることでその影響は小さくできるものと考えられた。

模擬板（複数の円孔をあけた板）によって、複数台の送風機の存在をモデル化して再現した。

5) 乱流発生装置に関する検討
実機での乱流発生を想定して、
スパイアによる模型実験を行っ
た。

乱れ強さ 10 % 程度 (1.0m 高さでの値) の乱流を発生させることができた。

パイロット風洞試験からの基本諸元を受け、詳細設計を実施した。その結果を図-2に示す。

1) 風洞部の両サイドに幅2mのセンサー設置室を設け

2) センサー設置室の風洞側及び模型設置位置の風洞天井については、計測機器を設置するため、ガラス張りとした。

3) 試験位置は、3ヶ所とし、上流側からそれぞれ一様流試験位置、斜風試験位置及び乱流試験位置とする。このため、斜風試験位置では模型が回転可能な構造(6°ピッチで最大36°まで)とした。

4) 風洞床下に模型の組立て及び格納ができる空間(模型格納庫)を設けた。

また、整流装置としては、パイロット風洞試験で使
したものと圧力損失係数を同じとし、結果的に下記のも
のを使用した。

整流金網……………第1段金網：0.5φ×14メッシュ
第2段金網：0.29φ×30メッシュ
アルミハニカム 径3/8inch×板厚0.051mm×全厚
100mm

コーナーベンチ……上流側（図-2参照）に設置



送風機の配置としては、測定断面が大きいことから、複数のファンモーター系による風速制御を行うものとした。

風路断面幅41m×高さ4mに一樣な配置を考えると、送風機の配置は1段積み、2段積み、3段積みが考えられる。比較案として、① 口径1m、3段×32列（計96台）、② 口径1.8m、2段×18列（計36台）、③ 口径3.5m、1段×10列（10台）の3案を対象として、検討した。

その結果、制御方法、メインテナンス、費用等から総合的に判断し、②の口径1.8m案を採用した。なお、風速制御は、インバータによる回転数制御としている。

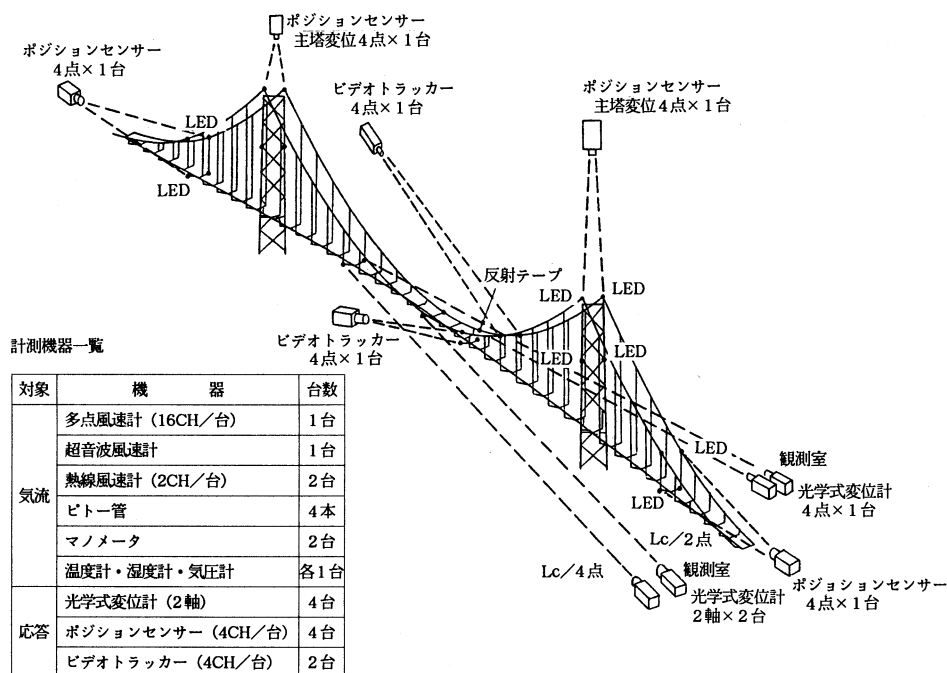


図-3 計測機器配置図

6. 試験計測システム

6.1 計測システム

大型風洞試験用に大型風洞施設に用意した計測機器は、図-3に示すとおりである。

気流計測機器は主に風洞の気流特性を計測するためのものであり、特に大断面の風速分布を効率よく計測するために多点風速計システムを採用した。

また、模型変位計測機器は、模型の対風応答を計測するものであるが、計測位置の変位量と要求精度を勘案して、3種類の計測機器の組合せとした。

6.2 データ処理システム

データ処理システムの構成を図-4に示す。

データ収集については、データ応答速度と信号種別に応じて、高速データ、低速データとデジタル出力のビデオトラッカーデータの3種類に分けて、それぞれデータ処理システムのコンピュータ（YHP-825CHX）に取り込んでいる。

データ処理では、平均風速分布、乱流諸特性、模型変位、変位応答スペクトル、V-A図、V-A- δ 数表等の出力が得られるよう設計されている。

7. 大型風洞の性能

大型風洞試験に先立ち、大型風洞の性能について測定を行った。

測定項目としては、平均風速分布、乱れ強さ、静圧分布、境界層厚等である。

1) 平均風速分布、乱れ強さ

一樣流試験位置を中心に測定を行った。平均風速分布は、断面内をほぼ均等に分割した91点（7点×13列）で測定を行った。測定風速から断面の平均風速を求め、こ

れに対する各点の風速の偏差（%）を求めたものを図-5に示す。また、乱れ強さは模型の桁、塔の位置を重点に測定した。測定の結果を図-6に示す。

平均風速分布、乱れ強さとも低風速で若干ばらつきが多くなる傾向にあるが、当初予定していた要求性能を満足していることを確認した。

2) 静圧分布

測定部風洞中心軸線上における動圧に対する静圧の偏差を一樣流試験位置を基準にとり、斜風、乱流の2ヶ所の試験位置で確認した。

当初、動圧に対する静圧の偏差として、5%以内を目標

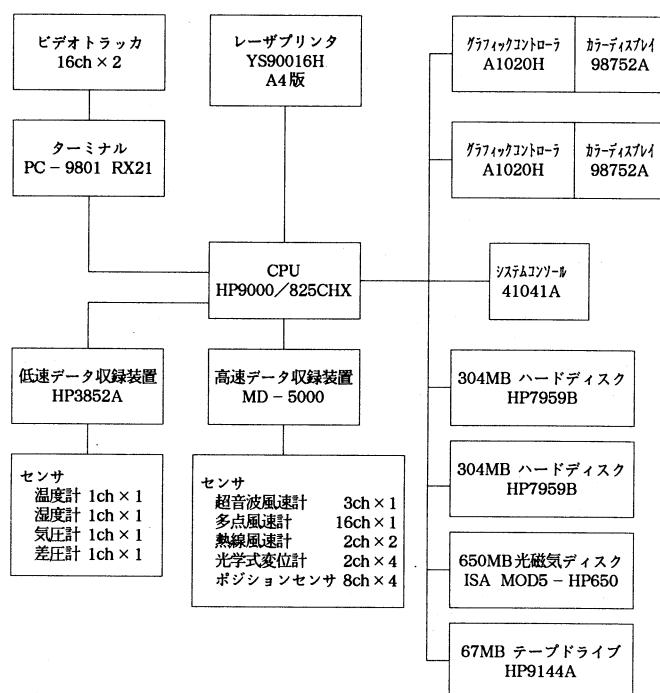


図-4 データ処理システム構成

試験位置で確認した。

当初、動圧に対する静圧の偏差として、5%以内を目標としていたが、測定の結果、極低風速を除いて5%を満足していることを確認した。

3) 境界層厚さ

一様流における境界層厚さを一様流、斜風、乱流の各試験位置で風速を変化させて測定した。

試験ケースにもよるが、一様流位置で概ね100mm程度、最も後方の乱流試験位置で300mm程度の厚さとなっている。測定の一例を図-7に示す。

4) その他

1) ~3) の測定は、一様流を対象として測定した。大型風洞試験では、乱流中での試験を予定しているが、乱

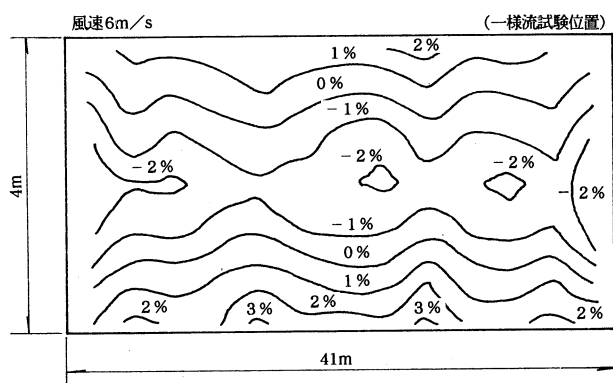


図-5 平均風速分布の偏差

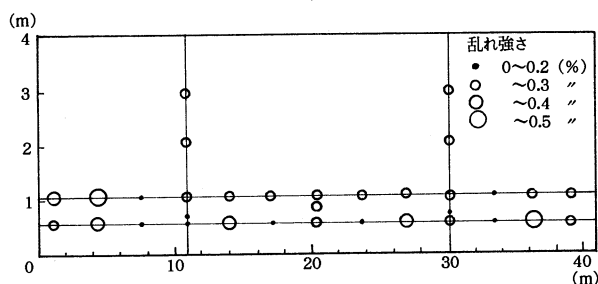


図-6 乱れ強さの分布 (主流方向)

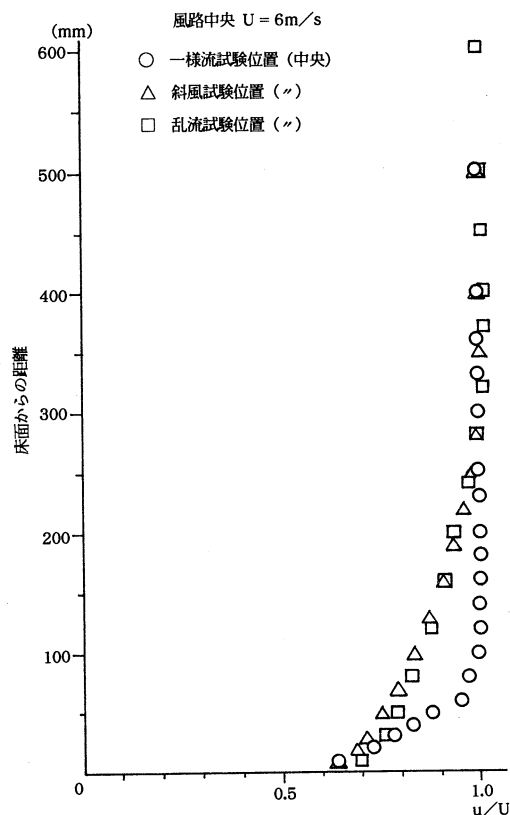


図-7 境界層厚さ

流発生装置の製作も含めて乱流を対象とした気流特性の測定は、別途行う予定としている。

また、気流傾斜角として、今回の大型風洞試験では、仰角0°と+3°の2ケースを予定しているが、仰角+3°の気流発生装置として、傾斜をつけた板（以下、傾斜板という）を風洞床面に並べ、強制的に気流に角度をつける方法をとった。傾斜板の角度は、解析によって検討した結果、傾斜板から上方へ離れるにしたがってその傾斜効果が薄れることが判明したため、補剛桁高さを基準に考えて3.5°とし、主流方向への長さは5mとした。

一様流の場合と同様に、平均風速分布、乱れ強さ、境界層厚の測定を行うとともに、気流傾斜角の測定を行った。その結果、仰角として+2.7°程度の気流が得られた。



写真-3 計測・解析室

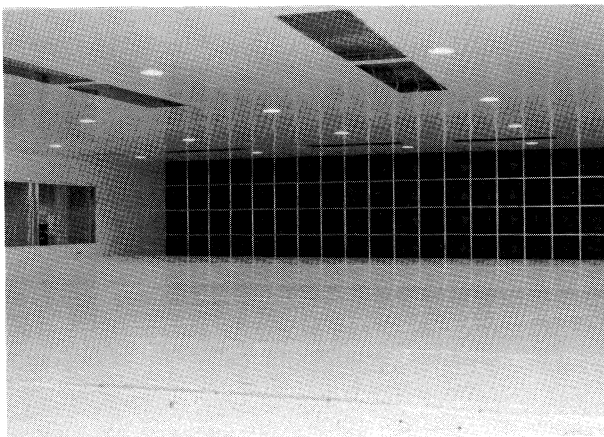


写真-4 風洞測定部 (上流→下流)

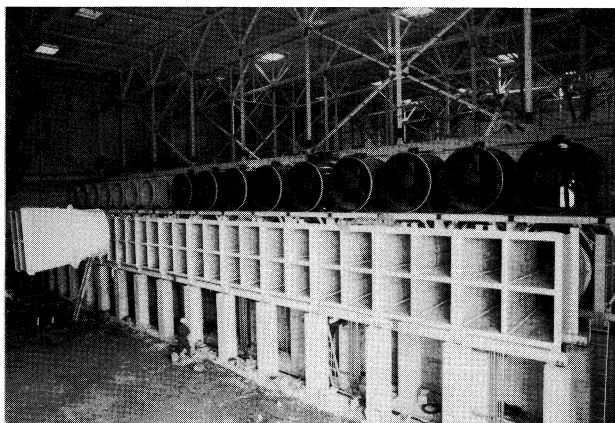


写真-5 送風機（据付中）

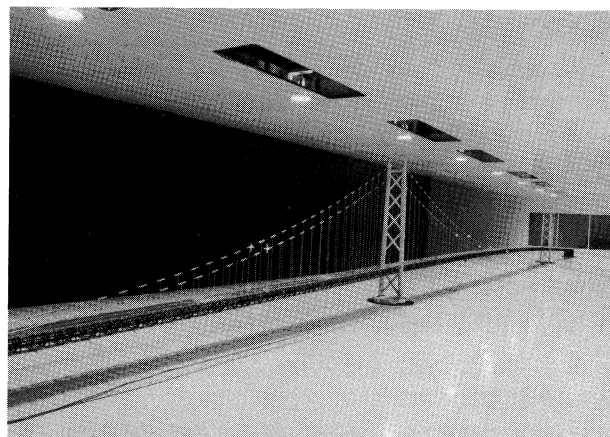


写真-7 明石海峡大橋全橋模型型（一様流試験位置）

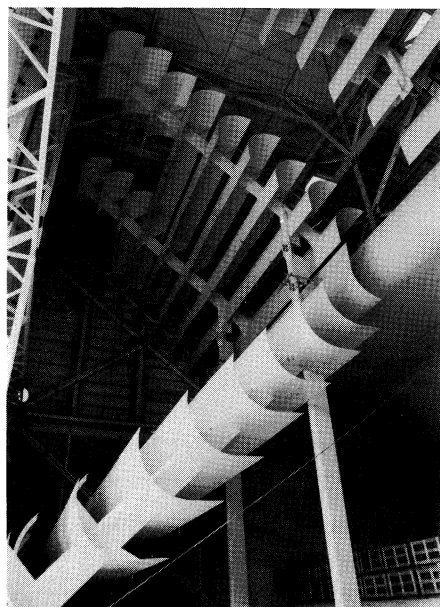


写真-6
コーナーペーン
（架設中）

8. あとがき

大型風洞では、現在明石海峡大橋の全模型試験が行われており、その後多々羅大橋、来島大橋等の全橋模型試験を予定している。今後、大型風洞試験を通じて、風洞試験に関する貴重なデータが得られるよう期待するものである。

最後になったが、風洞建設を含めた大型全橋模型試験の検討にあたり、お世話いただいた本州四国連絡橋耐風委員会（委員長：横浜国大宮田教授）、同風洞試験作業班（主査：土研横山構造研究室長）の各委員をはじめ、風洞建設にあたられた三菱重工業（株）、その他関係者に誌面をかりて厚く御礼申しあげる次第である。

本州四国連絡橋での摩擦接合用高力ボルトの使用実績

Survey on Specifications of High Strength Bolts used in Honshu - Shikoku Bridges

設計部 設計第二課長 奥川 淳志
Atsushi Okukawa
設計部 設計第二課長代理 高城 信彦
Nobuhiko Takagi
設計部 設計第二課 大江 慎一
Shinichi Ohe

1. まえがき

一般に鋼橋上部構造の現場継手としては、施工管理の容易さ等から高力ボルト摩擦接合継手が多く用いられている。

本州四国連絡橋の現場継手でも、鋼床版デッキプレートとの現場溶接継手等の一部を除いて、高力ボルト摩擦接合継手が用いられている。

本州四国連絡橋公団では、高力ボルトの規格として、HBS B 1101、1102等をJIS B 1186を補完する形で規定しているが、これらの規格では“高力ボルト用鋼材の技術開発を期待する”こととして、化学成分を規定せず、機械的性質を主体とした規定となっている。

そこで、大三島橋から生口橋の塔までについて、高力ボルトの材質、製造から締付完了検査までの実績を調査することとした。本稿は、その調査結果の概要を報告するものである。

2. 本州四国連絡橋での摩擦接合用高力ボルトの特徴

(1) ボルト種別

大三島橋および因島大橋の塔にF11Tが使用された以外、昭和54年のJIS改訂時に遅れ破壊性に問題があるとしてF11Tが()付となり、さらに昭和55年に道路橋示方書からF11Tが削除されたことを受け、因島大橋の補剛桁からはF10Tを使用している。なお、F11Tが使用された大三島橋、因島大橋の塔では、施工面でボルトの導入軸力を低く抑さえ、製造面で強度を規格の範囲で低めに設定する等、遅れ破壊に対する配慮をしている。

(2) ボルト径

本州四国連絡橋が大型鋼構造物であり板厚が大きくなることも予想されたため、太径高力ボルトとして、HBSにM27、M30、M36が規格化されているが、締付機等との関係もあり、M22、M24、M30が使用されている。

(3) 防錆処理

一般に鋼橋のボルト部は防錆上の弱点となる。特に、本州四国連絡橋は海峡を横断する長大橋梁であり、その架設期間が長期に渡ること、および海上という腐食環境の

厳しい地点に位置するという特徴を有している。従って防錆性能の向上を図って、防錆処理ボルトを採用している。

(4) 現場締付方法

当初、トルク法を採用していたが、締付け管理の容易さおよび添接板に厚膜型無機ジンクリッチペイントを塗布したことによる軸力抜けを考慮して初期締付軸力を高くとれる耐力点法が大鳴門橋の塔で採用されて以降、瀬戸大橋の大部分は、耐力点法で締め付けが行なわれた。

3. 耐力点法の特徴

耐力点法は、ボルトが耐力に達するまではボルトに作用するトルク T と締付機の電流 I が比例関係にある性質を利用したもので、ボルトの耐力近傍における締付けトルクの増加率の変化を、締付機の電流の増加率の変化として検知し、締付け機を停止させることによりボルトの軸力の管理が可能な締付け方法である。図-1は、高力ボルトを電動レンチで締付けた場合のトルク T 、軸力 N 、電流 I およびナット回転角 θ の関係を示したものである。

耐力点法は、ボルトの耐力近傍における締付け機の電

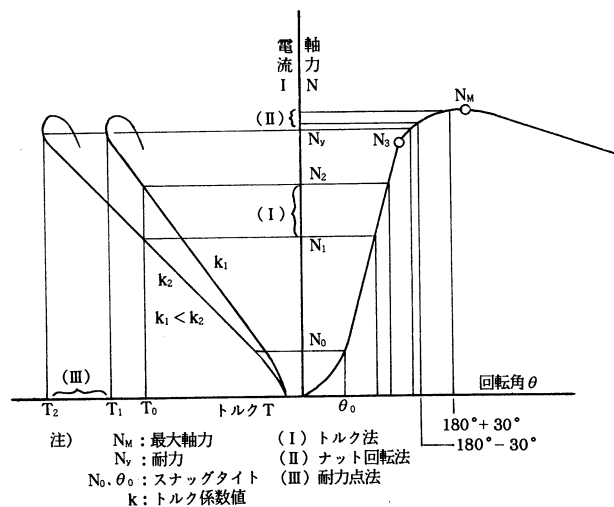


図-1 各種締付工法の比較

流の変化状態を検出しているために、トルク法に比べてトルク係数値や温度変化の影響を受けることが少なく、ばらつきの少ない安定した軸力が得られる一方、導入軸力が高く設定される特徴がある。

4. 調査対象橋梁

調査対象橋梁を、表－1に示す。

5. 調査項目

5－1 高力ボルト用鋼材の化学成分等の調査

- (1) 化学成分
- (2) 機械的性質
- (3) トルク係数値

橋梁毎、ボルト製作会社毎に、1橋梁より1納入単位を抽出して、ボルト径別、強度別に規格および実績を整理した。

5－2 高力ボルト製作方法の調査

- (1) ボルト、ナット、座金の製造工程
各製造工程を整理分析した。
- (2) ボルトの熱処理

各製作会社毎の焼入温度×時間、焼戻温度×時間について、ボルトの径別・強度別に実績を調査し、整理分析した。ここでの時間は、炉中で熱処理を実施している時間を示し、加熱し始めてから冷却し始めるまでの時間である。

- (3) ボルト製品の清浄度

各製作会社毎にボルト製品の清浄度の実績を調査し、整理分析した。

- (4) ボルト製品の金属組織

各製作会社別にボルト製品の金属組織の実績を調査し、整理分析した。

5－3 締付方法の調査

- (1) 各橋梁別の締付工法

各橋梁毎の締付方法および締付機械の実績を調査し、整理した。

- (2) 締付け実績

各橋梁毎の主構造5カ所について、締付施工実績（キャリブレーションデータ、締付検査結果等）を調査し、整理した。

6. 調査結果

6－1 高力ボルトの化学成分等の調査

- (1) 化学成分

① ボルト用材料

ボルト用材料は、わが国に高力ボルトが導入された初期の段階では、SCr4、SCM3、SCM22といった、いわゆる中炭素合金鋼が用いられ、ボルト成形も熱間鍛造方式によっていた。その後昭和40年代中期になって冷間圧造技術の大幅な進歩があり、高力ボルト用材料もこの成

表－1 調査対象橋梁

ルート区分	橋 種	橋 名	区 分
Aルート	吊 橋	大 鳴 門 橋	塔
	箱 桁	門 崎 高 架 橋	桁
	箱 桁	撫 養 橋	桁
Dルート	吊 橋	下 津 井 瀬 戸 大 橋	塔
	斜 張 橋	櫃 石 島 橋	塔
	斜 張 橋	岩 黒 島 橋	塔
	ト ラ ス	与 島 橋	桁
	吊 橋	北 備 讃 瀬 戸 大 橋	塔
	吊 橋	南 備 讃 瀬 戸 大 橋	塔
Eルート	吊 橋	因 島 大 橋	塔
	ア ー チ	大 三 島 橋	アーチリブ・桁
	箱 桁	伯 方 橋	桁
	吊 橋	大 島 大 橋	塔
	斜 張 橋	生 口 橋	塔

形方法に対応するものとして、冷間加工を容易にする目的から炭素（C）を低めに押さえ、焼き入れ性を改善する目的からマンガン（Mn）、クロム（Cr）、ボロン（B）等を添加した、いわゆる低炭素ボロン鋼が開発され、使用されはじめた。炭素量の低減は、耐遅れ破壊性の改善にも有効といわれている。今回調査した範囲の本州四国連絡橋では、全ての橋梁について低炭素ボロン鋼が用いられている。

高力ボルト用材料の化学成分については、JIS規格およびHBS規格にも規定されておらず、ボルト製作会社に適正な高力ボルト用材料を開発することを期待したものとなっている。この要求を満たすものとして開発された各社毎の化学成分規格とその使用された実績を対比したものを、図－2から図－4に示す。また、各添加元素が鋼材に及ぼす影響と本州四国連絡橋での使用実績を表－2に示す。

② ナット用材料

ナット用材料は、大三島橋および因島大橋の塔に低炭素鋼が使われた以外は、中炭素鋼が用いられている。

③ 座金用材料

座金用材料は、中炭素鋼と低炭素鋼が用いられている。低炭素鋼の場合は、MnまたはBを添加することにより、熱処理後に十分な硬さが得られるように配慮されている。

- (2) 機械的性質

全橋梁のボルト、ナット、座金の機械的性質の製造実績についてまとめたものを、表－3に示す。あわせて、規格値も表示している。

① ボルトの耐力

② ボルトの引張強さ

③ ボルトの伸び

高力ボルトの遅れ破壊限界強度は120kgf/mm²とされ

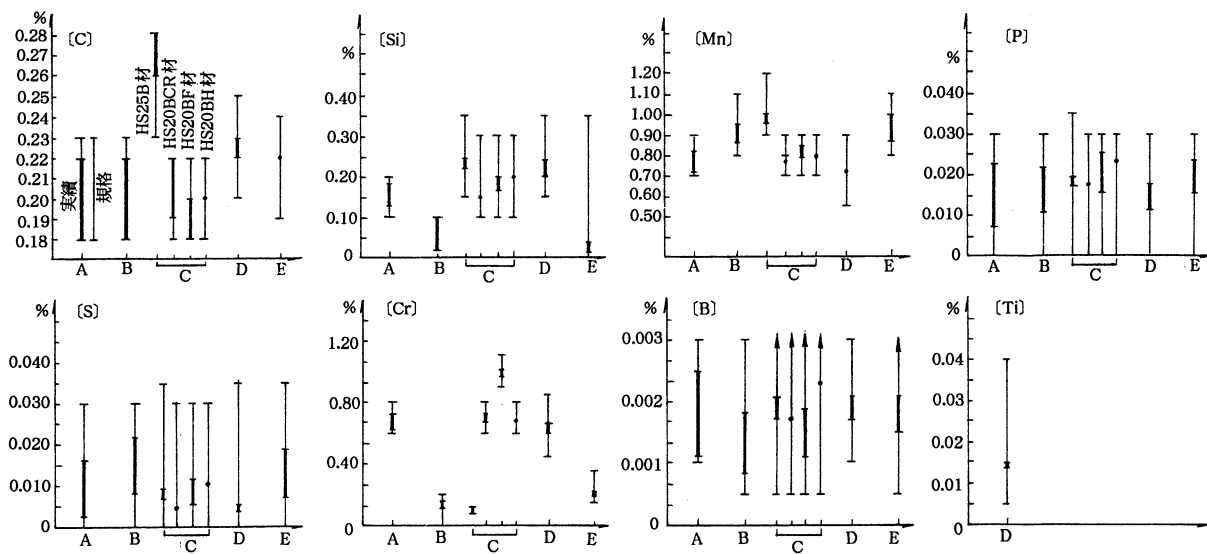


図-2 ボルトの化学成分（製作会社各社の規格と実績の対比）(M22)

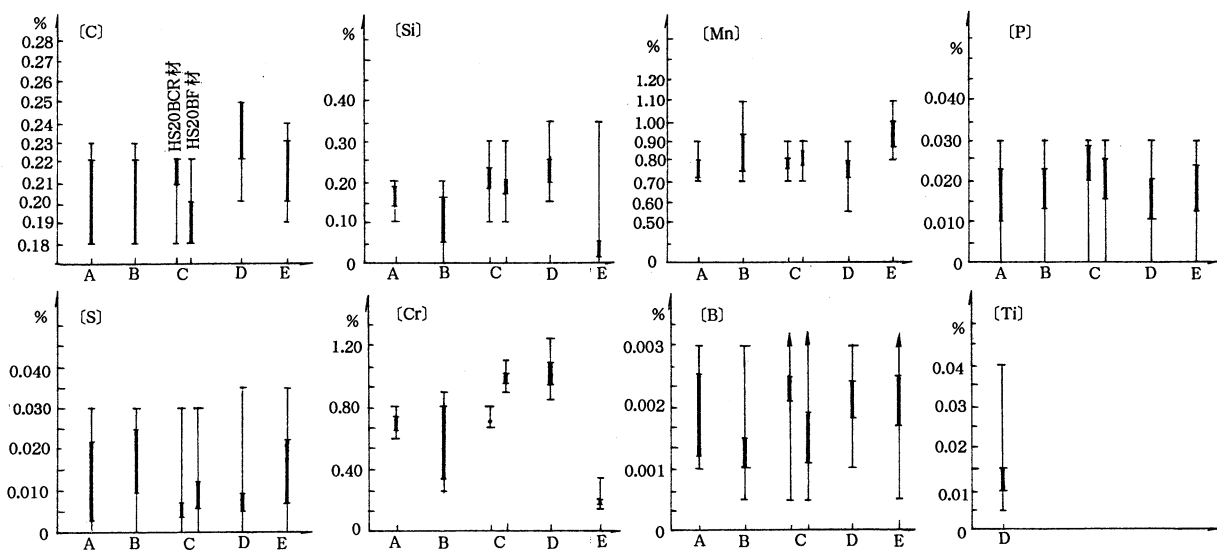


図-3 ボルトの化学成分（製作会社各社の規格と実績の対比）(M24)

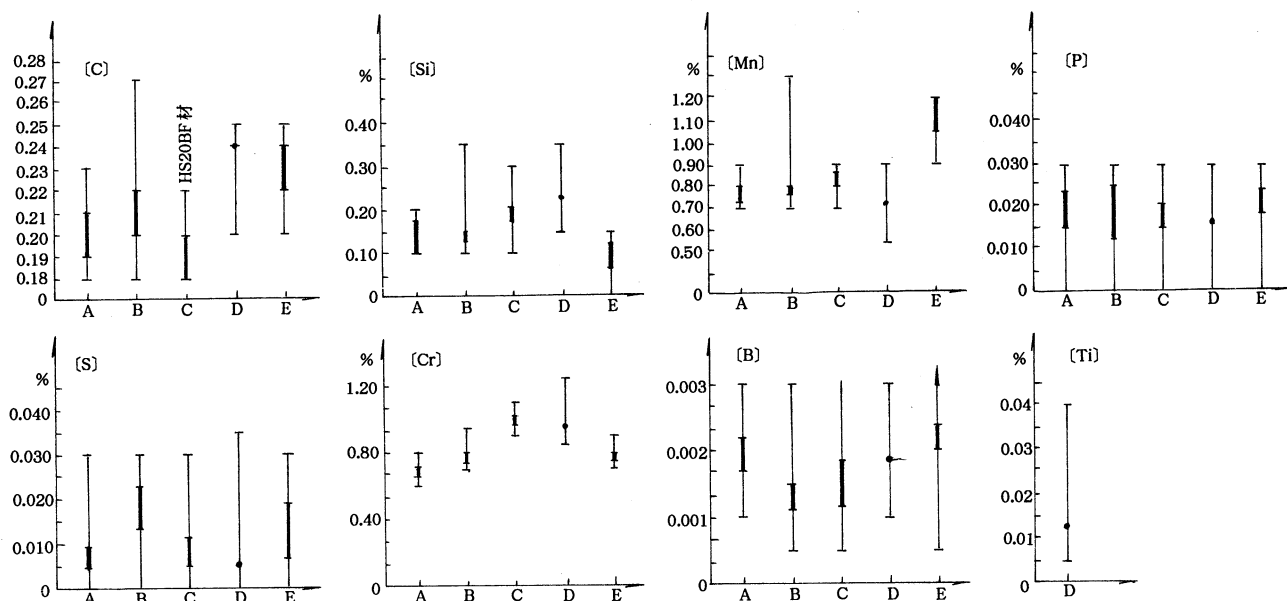


図-4 ボルトの化学成分（製作会社各社の規格と実績の対比）(M30)

表－２ ボルト用材料と添加元素について

添加元素	添加元素の鋼材に及ぼす影響	本州四国連絡橋での使用実績
C (炭素)	炭素量の増加につれて、引張強さ・降伏点・硬さが上昇する。反面、伸び・絞り・衝撃値等のじん性、および冷間加工性・溶接加工性等が低下する。耐遅れ破壊性からは、炭素量が減少するに従い、向上している。	大正島橋で利用された材料の一部を除き、0.18～0.25%となっており、低減化をはかっている。(大正島橋は0.26～0.28%)
Si (珪素)	製鋼時の脱酸剤として使用する。珪素の添加により引張強さ・硬さが上昇する。また、降伏点が上昇することにより、降伏比が高くなる。反面、伸び・絞りは、ほとんど変化しない。Si量が1%まで増加すると、低温焼き戻し脆性は高温側に移動するが、耐遅れ破壊性に影響はない。	
Mn (マンガン)	マンガンを追加することにより、鋼の機械的性質は改善される。その効果として、鋼の強度が上昇してもじん性面の低下が少ない。また、鋼の焼入性が向上する。0.5%～1.3%の範囲で耐遅れ破壊に顕著な影響はみられない。	炭素量の低減に伴う焼き入れ性の低下を補うものとして、MnまたはCrが添加されており、Mnが1%程度と高めのものについては、Crを0.4%程度と低めに、またMn量が0.8%程度のものについてはCrを0.6～1.0%と高めにしている。
Cr (クロム)	クロムは添加量を増大させるとともに焼入性が向上し、焼戻軟化抵抗を大きくすることから、鋼のじん性を向上させる。また、耐酸性、耐酸化性、耐摩耗性を著しく向上させる。溶接性は低下する。耐遅れ破壊性も向上する。	また、M30の太径ボルト用材料としては、Crをやや高めに添加し、十分な焼き入れ性としている。さらに、焼き入れ性の改善を目的として、いずれの材料についてもボロン (B) が添加されている。その添加量は0.001%～0.0025%となっており適正量となっている。
B (ボロン)	ボロンは、ごく微量 (0.0005～0.005%) の添加で、鋼の焼入性を著しく向上させる効果がある。一方、多量に添加すると偏析を起こし脆化する。耐遅れ破壊性については、議論の分かれるところであり、粒界で炭素化合物となり水素が集まってきた耐遅れ破壊を起こすと考えているが、適度の添加量により焼入性が向上し、耐遅れ破壊性にも良いと言われている。	
P (リン) S (硫黄)	リンの含有量の増大にともない鋼は脆くなり、常温脆性を示す。また、リンは、偏析する傾向がある。このようなことから、焼戻脆性の原因となるとともに、伸びを著しく低下させる。一方、切削性は向上する。また、耐酸性が増加するとともに、強度を高める効果がある。 硫黄は、0.1%までの添加量であれば、機械的性質には変化はなく、衝撃値が若干低下する。溶接性、鍛造性に悪影響を及ぼすS+P量 (%) が少なくなることによって、耐遅れ破壊性が向上するが、0.02～0.01%で変化がなく、これ以上S+P量を少なくしても、大きな変化はない。	不純物であるリン (P) については、0.025%以下、硫黄 (S) については、0.020%以下となっており、不純物の少ない材料が用いられている。

表－３ 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)

種別・寸法		ボルト数	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	%	%	H _{RC}	kgf	H _{RC}	H _{RC}
F10T M22	229	平均値	102.9	109.0	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	25.9	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	

規 格	品 名		ボルト						ナット	座金
	項 目	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	%	%	H _{RC}	kgf	H _{RC}	H _{RC}	
	F10T M22	90以上	100～120	14以上	40以上	27～38	30,300	16～35	35～45	
	F10T M24	同上	同上	同上	同上	同上	35,300	同上	同上	
	F10T M30	同上	同上	同上	同上	同上	56,100	16～32	35～43	
	F11T M22	95以上	110～130	14以上	40以上	30～40	33,300	16～35	35～45	
	F11T M24	同上	同上	同上	同上	同上	38,800	同上	同上	

ているが、実績のF10Tの引張強さの平均値については、これをかなり下回っている。また、F11Tの引張強さの平均値についても120kgf/mm²を下回っている。また、標準偏差も小さくばらつきの小さい安定した材質のものとなっている。耐力、伸びは、ともに、平均値は規格値に対し、十分に余裕のあるものとなっている。また、ばらつきも小さい安定した品質となっている。

④ ボルトの絞り

F10Tについては、平均値で66%強の値となっており、規格の40%以上に対して1.5倍程度となっている。また、F11Tについても60%を上回る値となっており、F10T同様十分に大きい。

⑤ ボルトの硬さ

ボルトの硬さは、遅れ破壊と密接な関連がある。高力

ボルトの締付け暴露試験の結果から、硬さHRC41以上であれば、遅れ破壊の可能性が高いことが示されている。また、実橋で遅れ破壊を起こしたボルトの最小硬さはHRC37.5あった。

これに対して、F10Tの平均値はHRC32程度であり、余裕のあるものとなっている。また、標準偏差も0.6程度と十分小さく、バラツキの少ない安定したものとなっていることがわかる。

F11Tの平均値は、HRC36程度であり、規格のHRC30～40に対してF10Tと同様にほぼ中央値となっている。標準偏差についても、0.7程度と十分に小さい。

なお、ボルトの硬さの測定方法を図－5に示す。一般的にボルトの硬度分布は、表面よりも3mm程度内側に入った位置が硬いことがわかっており、このことを考慮したものである。

⑥ ボルト製品の引張強さ
ボルト製品の破断荷重をボルトの有効断面積で除した値は、ボルトの引張強さとほぼ同等である。

⑦ ナットの硬さ

その平均値は、HRC25～26であり、規格のHRC16～35のほぼ中央値となっている。

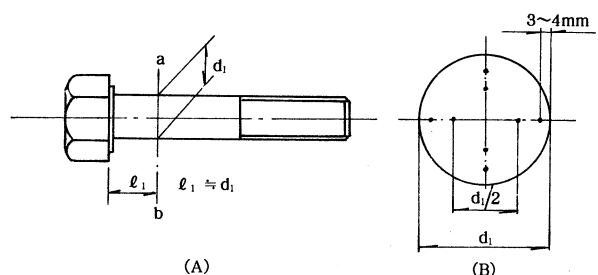
⑧ 座金の硬さ

その平均値はほぼHRC39であり、規格のHRC35～45に

対して中央値となっている。

(3) トルク係数値についての調査

HBS規格のトルク係数値を表－4に、全橋梁・全ボルト製作会社についての製造実績を表－5に示す。



図－5 ボルトのかたさ測定箇所

表-4 セットのトルク係数値の平均値

種別・寸法	セットのトルク係数値の平均値
F10T, F11T M22, M24	0.110~0.150
F10T M30	0.080~0.120

表-5 セットのトルク係数値の実績（全橋梁）

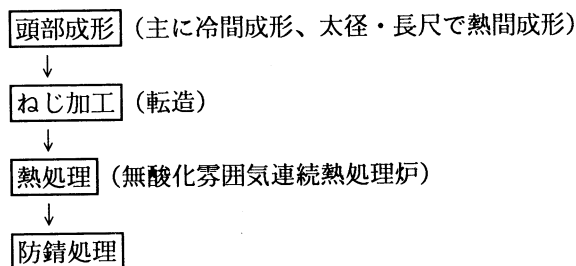
種別・寸法	ロット数		セットのトルク係数値
F10T M22	229	平均値	0.1206
		標準偏差	0.0046
F10T M24	434	平均値	0.1210
		標準偏差	0.0045
F10T M30	144	平均値	0.0970
		標準偏差	0.0048
F11T M22	23	平均値	0.1265
		標準偏差	0.0073
F11T M24	12	平均値	0.1351
		標準偏差	0.0029

6-2 製作方法の調査結果

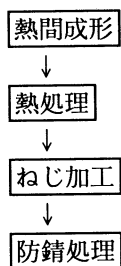
(1) 製造工程

以下に主要製造工程を示す。

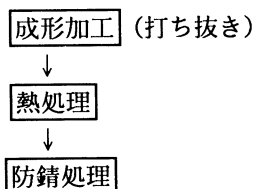
ボルト



ナット



座金



(2) 熱処理

各製作会社ごとの焼入温度、焼戻温度の実績を表-6に示す。

① 焼入温度

低炭素鋼の場合は、一般の中炭素合金鋼と比較してやや高めに設定される。今回の調査結果は、このことを十分考慮されたものとなっている。

② 焼戻温度

焼戻温度を250℃から400℃の範囲に設定するとぜい化を起しやすく、遅れ破壊の原因となることが知られている。調査結果によれば、焼戻温度の下限は415℃であり、この範囲外であり、遅れ破壊を考慮したものとな

表-6 ボルト製作会社ボルトの焼入、焼戻温度

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

っている。

(3) 清浄度

0.07を下回るものであり、不純物の少ない製品となっている。

(4) 金属組織

いずれの製作会社の製品についても、焼入・焼戻マルテンサイトの金属組織を示しており、これは適正な熱処理条件のもとに熱処理が行なわれているものと判断できる。

7. 締付方法の調査結果

(1) 使用ボルトの実績

(2) 締付工法の実績

表-7に使用ボルトと締付工法の実績を示す。

(3) 締付実績調査

耐力点法により締付けたボルトの締付け軸力の範囲をM24について整理したものを図-6に示す。F10T、M24の設計締付軸力は、23.8tであり、トルク法の標準締付軸力は26.2tであるが、耐力点法によるボルトの締付軸力はこれらに比べて、はるかに高いものとなっている。また、平均回転角について整理したものを、図-7に示す。回転角については、ボルトの首下長さにより異なり、角度の絶対値についての傾向をみることはできないが、角度範囲はすべて40°以内に収まっており、ナット回転法による合格範囲±30°を準用することが可能であることがわかる。

なお、本調査結果は、施工完了してから期間が経ってからの調査であったため、全データの収集が難しく、収集できたデータについてのみ整理したものである。

8. あとがき

生口橋の塔架設までの本州四国連絡橋の海峡部橋梁で

表-7 高力ボルトの使用実績、締付工法実績

ルート	橋梁名 部材名	F10T				F11T		締付工法	
		M22	M24	M27	M30	M22	M24	トルク法	耐力点法
A	大鳴門橋・塔	○	○						○
	大鳴門橋・桁	○	○					○	
	門崎高架橋	○						○	
	撫養橋	○						○	
D	下津井瀬戸大橋・2P塔	○	○						○
	下津井瀬戸大橋・3P塔		○					○	
	下津井瀬戸大橋・桁	○	○		○			一部	○
	櫃石島橋・塔		○						○
	櫃石島橋・桁	○	○		○				○
	岩黒島橋・塔		○						○
	岩黒島橋・桁	○	○		○			一部	
	与島橋	○	○		○				○
	北備讃瀬戸大橋・塔		○						○
	北備讃瀬戸大橋・桁	○	○		○				○
	南備讃瀬戸大橋・塔		○						○
	南備讃瀬戸大橋・桁	○	○		○				○
E	因島大橋・塔					○		○	
	因島大橋・桁	○						○	
	大三島橋						○	○	
	伯方橋	○	○						○
	大島大橋・塔	○	○					○	
	大島大橋・桁	○						○	
	生口橋・塔	○	○					○リブ	○

用いられた高力ボルトは、現場締めボルトだけで500万本以上にもなるが、本調査結果によれば、十分に安定した品質を有するボルトが製作されており、耐遅れ破壊性にも配慮されたものであることが確認できた。

また、一方、本四連絡橋ではボルトの締付工法として、耐力点法が多く用いられているが、耐力点法によると締付軸力がトルク法によるものより高くなる。このような状況から、現在、耐力点法を考慮した高力ボルトの規格化の検討を実施しているところであり、早急に規格化を図りたいと考えている。

参考文献

1) 摩擦接合用高力ボルトの使用実績調査 報告書

平成2年3月 本州四国連絡橋公団

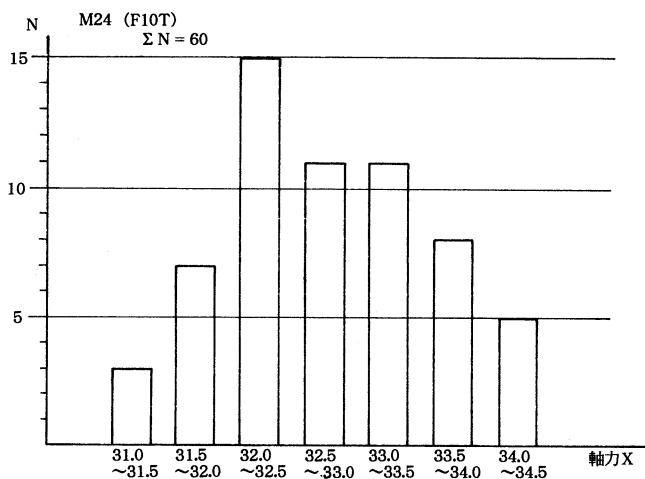


図-6 耐力点工法による締付け軸力の範囲 (M24)

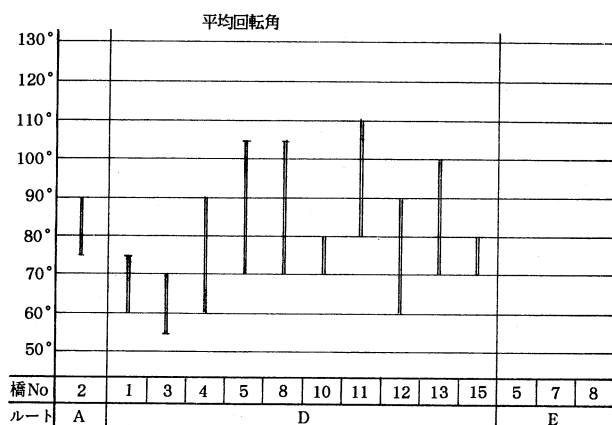


図-7 耐力点工法による締付け角度の範囲 (M24)

明石海峡大橋 1A アンカレイジ基礎の設計・施工（その1）

Design and Construction of Foundation of Akashi - Kaikyo Bridge 1A Anchorage

第一建設局 建設部次長 加島 聡
(前) 垂水工事事務所 所長

Satoshi Kashima

企画開発部 審議役 佐野 幸洋
(前) 垂水工事事務所 第一工事長

Yukihiro Sano

1. はじめに

平成9年度末完成を目指し、世界最長の吊橋となる明石海峡大橋は平成3年度初めの現在、4つの基礎において工事が佳境に入っている。このうち、神戸側の橋台となる1A アンカレイジは全高115m、長さ85m、巾62mのサイズを持ち、コンクリート体積は約53万 m^3 （地中部38万 m^3 、躯体部15万 m^3 ）に達する世界最大の橋梁基礎となる予定である。

この基礎はたんなる巨大さだけでなく、比較的軟弱な神戸層を支持地盤とし、その深度はTP - 62mの大深度にあること、また、明石海峡大橋全体のクリティカルパスになっており特に急速施工が求められていること、更に工事箇所の周辺や背後には集合住宅、一般住宅が密集しており、今迄の本四連絡橋では例をみない条件が幾重にも重なっており、その設計、施工には様々な工夫が求められた。

本報告は、調査経緯を若干紹介し、現在の設計に至った設計思想にもふれた1A基礎の設計と地下連続壁（以下「連壁」という）の施工について報告するものである。図-1に明石海峡大橋の一般図を、図-2に1Aアンカレイジの一般図を示す。

2. 施工概要

まず詳細な報告に入る前に1Aアンカレイジ基礎の施工法について紹介する。

1Aアンカレイジ基礎の寸法は直径85mの円形で、支持地盤を神戸層に置き、その深さは64.5mである。施工はまず高強度コンクリートを使用した直径85m、厚さ2.

2mの地下連続壁を築造した後、この壁を土留め壁として内部掘削を行なう。内部掘削は工程短縮を図るため、地下64mまで5つのステージで掘削、底面地盤に到達する計画である。掘削と併行して連壁の内側には、厚さ2.0mの側壁を築くが、同上の理由で順巻・逆巻を併用し構築する。底面地盤に到達後すみやかに岩盤面の処理を行い、まず地盤安定を図るための底詰めコンクリートを打設する。その後RC構造の底版を施工、そしてこの現場用に開発した貧配合コンクリートを使用したRCCF（Roller compacted Concrete Foundation）工法で内部コンクリートを施工する。施工は函内部を2分割して交互に連日コンクリートを打設し、約6ヶ月で内詰めコンクリートを終了、その上に厚さ6.0mのRC構造の頂版を施工するものである。その施工手順を図-3に示す。

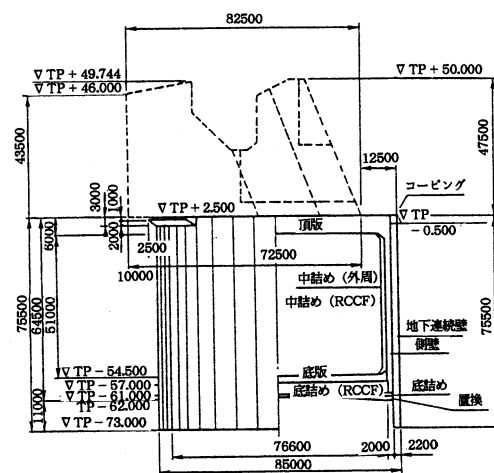


図-2 1Aアンカレイジ一般図

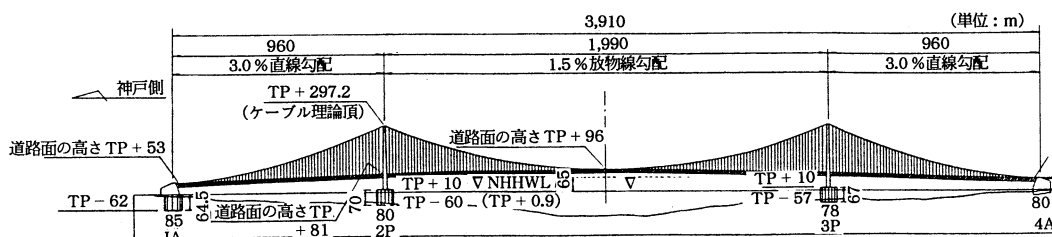


図-1 明石海峡大橋一般図

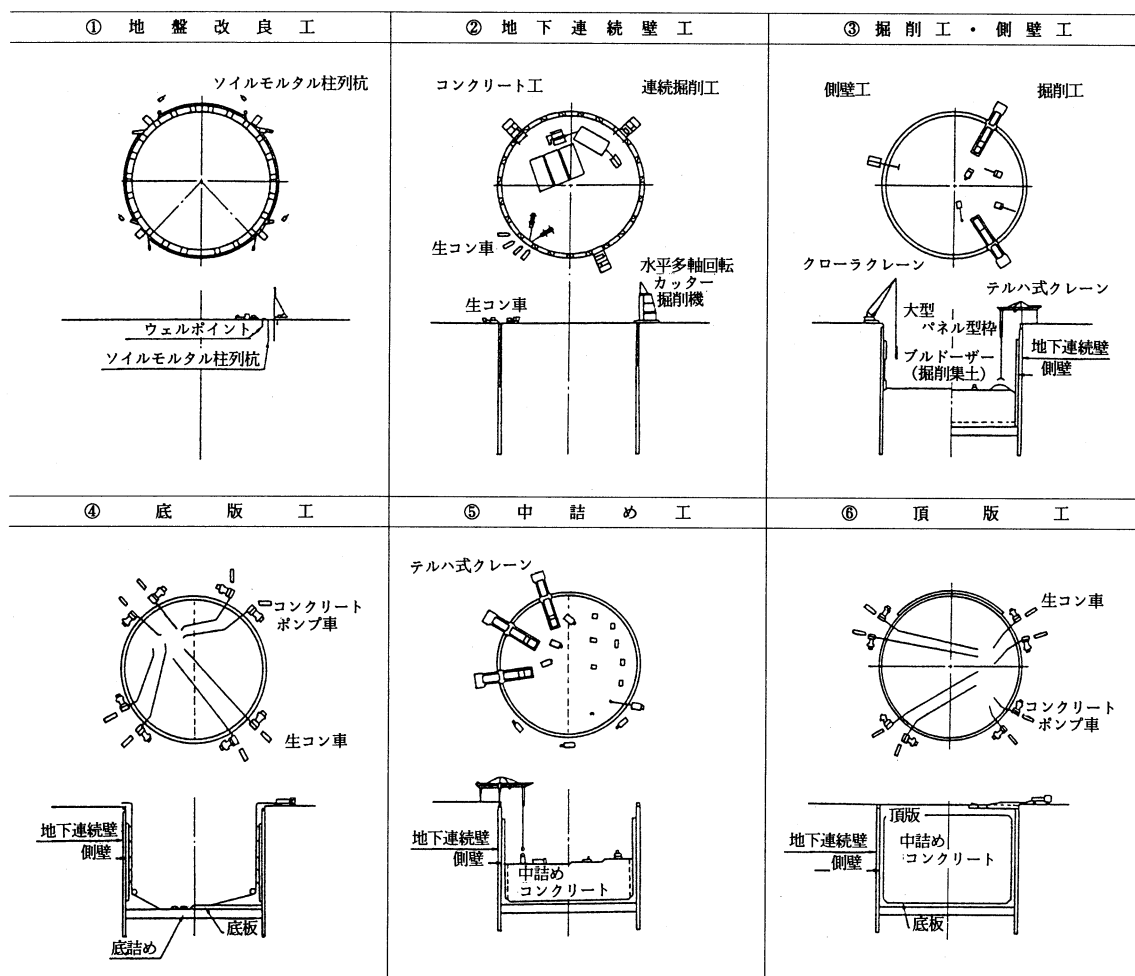


図-3 アンカレイジ施工手順図

3. 調査経緯

昭和56年10月と記された「舞子側アンカレイジ基礎施工法検討概要書・第一建設局垂水工事事務所」報告書のまえがきには1Aアンカレイジについて次の記述がある。

舞子側アンカレイジ基礎施工法の検討は、明石架橋調査の中でも重要度の高い項目である。即ち、中央支間1,780mによる大きなケーブル反力を礎着するために、平面積約8,000㎡という巨大な基礎を、比較的軟弱な地層を克服してTP-65m付近の神戸層まで下げる必要があるからである。中略、海底下の地層構成は本四連絡橋の他の吊橋の基礎と比較すれば最悪の部類に属する。その地質の悪さと平面積の大きさととの競合が、本基礎施工法の検討を技術的に興味のあるものになっている。」

1Aアンカレイジは昭和48～49年度の大がかりな地質調査及び陸上の原位置試験（明石層、神戸層）、更に昭和53年から3カ年計画で舞子沖において、海底下の神戸層の載荷試験、オープンケーソンの沈設、鋼管矢板柱列式地下連続壁などの施工実験が行なわれた。こうした調査、実験をベースに、1Aアンカレイジの施工法の検討が精力的に行なわれ以下の3案が中心に検討されてきた。

① 地下水位低下工法併用ニューマチックケーソン工法

② 地下連続壁併用オープンケーソン工法

③ 地下連続壁併用逆巻工法

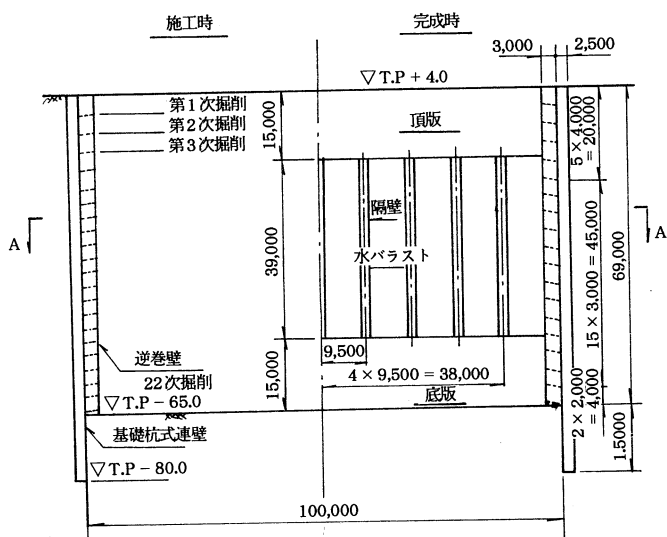
このうち③案の地下連続壁併用逆巻工法には、鋼管矢板方式と基準杭方式の2案が検討され、基準杭方式の地下連続壁の場合は、円周方向のリングバネ効果が考慮されており現設計に近い発想が採用されている。この基準杭方式の地中連続併用逆巻工法は、現在の設計や施工計画と対比すると興味深いものとなるので、参考にその計画の一部を図-4に紹介する。計画によれば地中連続壁の外径は100m、連続壁の厚さは2.5m、側壁は3.0mの厚さとなっており、側壁はほぼ3mごとに内部掘削を行なった後、直ちに構築を繰返す逆巻工法を採用している。この基礎部の施工にはおよそ5年3ヶ月を要すると見積られている。

4. 地質

4.1 支持地盤の選定

1Aアンカレイジ位置での地質は、図-5に示すとおり上層から沖積層、上部洪積層、明石層、神戸層の順序で積層しているが、本基礎の支持地盤としては以下の理由により神戸層・第1層(K₁)の砂岩を選定する。

① 沖積層・上部洪積層は未固結な砂礫であり十分な支持力が、期待できない。



A-A断面

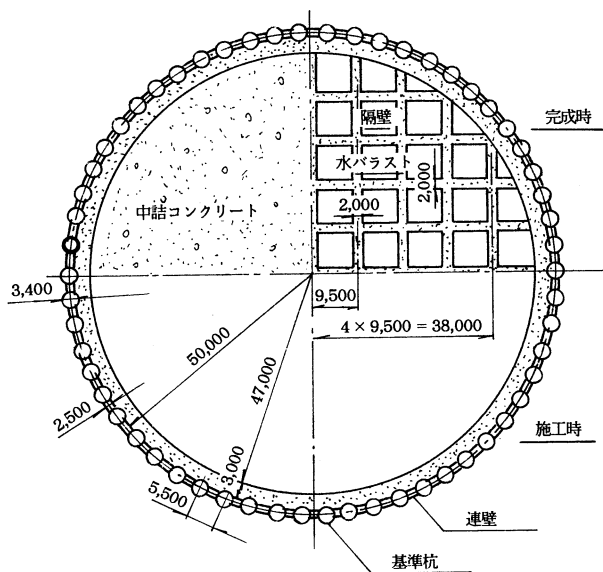


図-4 地下連続壁併用逆巻工法計画図

② 1A地点の明石層は薄層であり巨大基礎の支持層としては適さない。

③ 神戸層の泥岩はスレーキングにより、強度低下の不安がある。

④ 構造物の安全性が確保できる範囲内で施工性、経済性に配慮すれば、支持地盤として神戸層K₁が最適である。

4.2 支持地盤の決定

支持層となる神戸第1層 (K₁) の地質状況は以下の通りである。

T.P. -55m付近より始まる神戸K₁層最上位には、平均層厚3.7mの泥岩層 (K₁-1) が緩い西落ちとなって分布し、風化または細亀裂の発達が著しく軟質化している。この泥岩層の下位層厚2.0m程度の均質、塊状の

泥質細粒砂岩へ細粒砂岩 (K₁-2) が分布しており低固結軟質部及び亀裂を認めるが全体としては良好な岩盤状況を呈している。T.P. -60.0m付近には平均層厚1.8m前後 (最大2.5m、最小0.4m) の非常に軟質で亀裂の発達した破碎状の泥岩層 (K₁-3) がほぼ全域にわたって分布している。この層には層理面に沿ったほぼ水平の潜在細亀裂が発達している。この下には砂岩へ泥質細粒砂岩 (K₁-4) が分布するが層厚80cm前後の泥岩薄層を2層挟在するが連続性はない。

基礎底面の岩盤は巨大な外力に対処するためにせん断強度の大きい砂岩で下位に弱層を含まないことが望まれる。従って基礎底面は非常に軟質な泥岩層 (K₁-3) の下位とし、またT.P. -64m付近から見られる泥岩層は連続性が薄いのでこれを取り除く必要はないと考えられるので砂岩層 (K₁-4) のT.P. -62.0mを基礎底面標高とし、部分的に露頭する泥岩 (K₁-3) についてはつぼ掘りをして除去することとする。

4.3 基本地盤モデル

1Aの安定照査用の基本地盤モデルを表-1に示す。

5. 環境条件

1Aアンカレイジの施工箇所の背後地には市民の憩いの場となっている県立舞子公園があり、また、西側には集合住宅、更に背後地には一般住宅が密集しており、環境に対する意識が非常に高い地域である。このため基礎の選定に当っては、騒音、振動を初めとする環境の保全対策が可能な工法であるとともに、非常時間帯の制約を前提に考えておく必要がある。また工事の実施に当っては具体的でかつ効果的な環境保全対策を計画段階で事前に講じ、地域住民の理解と協力を得ることが不可欠である。現場周辺の状況を写真-1に示す。

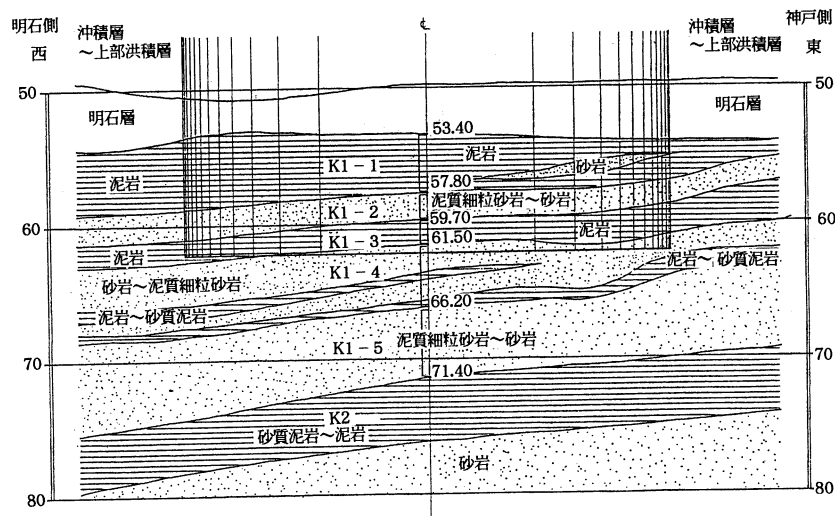


図-5 基礎底面付近地質断面図

表-1 基礎地盤モデル

	TP+2.5m ¹	1 A
	TP-4.0m	
AI	T.P.-10m	
Du	T.P.-45m	
Ak	T.P.-55m	
	T.P.-62m	
K ₁	T.P.-74m	
K ₂	T.P.-109m	
K ₃	T.P.-153m	
K ₄	T.P.-170m	
Gr ²	T.P.-180m	

地層	飽和単位重量 γ_{sat} (t/m ³)	強度定数			
		常時		地震時	
		Ccd (t/m ²)	ϕ_{cd} (°)	C*cu (t/m ²)	C*cu (°)
AI	1.96	—	—	—	—
Du	1.96	0	30	0	30
Ak	2.15	5	35	50	30
K ₁	2.25	30	25	130	30
K ₂	2.23	40	25	60	20
K ₃	2.27	20	35	100	30
K ₄	2.44	30	35	150	30
Gr ²	2.40	10	37	10	37

注) 沖積層はサーチャージのみの扱いとする。

注) 地震時についてはCD強度についても安定照査を行なうものとする。

	変形係数		クリープ定数			備考 1 (層厚) (m)
	常 時					
	E _s (t/㎡)	ν s	G *	G * / G _s	G _s / η _s (min)	
AI ~ DU	8,400	0.38				6.0
	11,000					35.0
Ak	46,000	0.33	4,500	0.08	1.95 × 10 ⁻⁴	10.0
K ₁	66,000	0.35	12,100	0.10	0.18 × 10 ⁻⁴	19.0
K ₂	83,000	0.30	21,300	0.12		35.0
K ₃	82,000	0.31	26,100	0.29		44.0
K ₄	89,000	0.37	27,200	0.29		17.0
Gr ¹	90,000	0.41	31,700	0.50	5.30 × 10 ⁻¹⁰	10.0

6. 基礎型式の検討

6.1 基礎型式の検討

基礎形式には、アンカレイジ躯体の規模及び支持地盤の深さから表-2の4案が候補にあげられるが、いずれの基礎形式も過去の施工実績をはるかに超えたものになる。

特にニューマチックケーソン工法においては6kg/cm²を超える作業気圧となる為、これを2.5kg/cm²程度に低下させることが施工上の絶対条件となることから、外側に地下連壁で止水壁を構築し、内側をディプウェルにより水位低下を図ることを基本とした。

また、オープンケーソンにおいては、ケーソンの規模・深度、そして神戸層の掘削・沈下という点を考慮すると内部掘削は非常に能率が低下する。(一案として直径3.0m程度のリバースサーキュレーションドリルによる先行掘削後、水ジェットによる掘削)そこでLNGタンクの建設に用いられているオープンドライ掘削による工法を考えた。これはニューマチックと同様、外側に地下連壁で止

水壁を構築して、完全にドライの状態にし、ケーソンの外郭だけを沈下、底版打設後、内部隔壁をつくる方法である。

検討は構造特性、施工性、環境、施工実績、工期、工費について行なった。その結果、ニューマチックケーソン工法は工費、工期と環境対策において、オープンケーソン工法は工費、工期が、また連壁剛体基礎には構造特性及び支持地盤の確認等の問題点があり、1Aに要求される確実性、工費、工期、環境対策においては連壁併用中実基礎工法が最も優れている結果を得たのでこの工法を採用することとした。それぞれの基礎型式の構造特性などの比較結果を表-2に示す。

6.2 函体、中実基礎の検討

地下連続壁を利用した基礎として、連壁内の構造を函体とする函体基礎と内部を貧配合のコンクリートで充填した中実基礎との比較検討を行った。その結果施工性、工費、工期に優れた中実基礎を採用したが、問題は地盤反力度であった。指針によれば支持力の安定は分割法を用いて照査することになっており、計算結果では16~17の安全率が確保された。しかし、過去のボーリング調査及び載荷試験の結果からクリープによる進行性破壊が発生しない地盤反力はほぼ200t/m²程度と考えられていた。その後舞子沖地質調査の載荷試験により得られた極限支持力の700t/m²は下限値に近い値と評価されていること、また「明石海峡大橋下部構造安定計算要領(案)。同解説」ではクリープ破壊は極限支持力の約60%~70%で発生するとの見解が明らかになり、安全率を考慮すればクリープ破壊は特に問題とならないとしているなど新たな知見が得られたので、神戸層の常時地盤反力度は700t/m²を安全率3で除した230t/m²を目安とすることとした。表-3に函体基礎と中実基礎の検討結果の比較表を示す。

6.3 連壁併用中実基礎工法

連壁併用中実基礎工法は、近年地下タンクなどで施工実績の多い円形の地下連続壁を土留・止水壁として構築し、内部をドライワークで掘削後、コンクリートを充填するものである。この工法はアンカレイジの如く水平力に抵抗する構造物の支持地盤面は、人間の目で直接確認

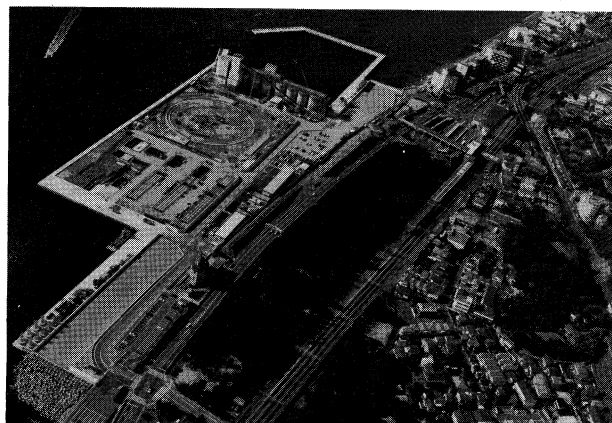


写真-1 現場周辺状況

する必要があること、また、施工法が単純であること、更に工期が短いことなど1Aアンカレイジに求められている重要な要件を満たしているが、この工法を成立させているのは地下連続壁の施工技術である。

昭和55年頃に検討されていた地下連続壁併用逆巻工法と現案とは類似した工法となっているが、地下連続壁の信頼性の評価においてかなり異なっている。円形の地下連続壁は、土圧、水圧などの外力に対して円周方向のプープコンプレッションで抵抗させる構造体である。このため連壁には全体の真円度や各ガット間のズレができるだけ小さいことが要求される。これが保たれないと連壁に作用する曲げモーメントは大きくなり、不経済な設計もしくは設計が成立しない場合もでてくる。

前掲の地下連続壁併用逆巻工法の地下連壁は、まず直径3.4mの基準杭を5.5m間隔に構築後、基準杭の間をMHL掘削機で、神戸層についてはΦ2.5m級のボーリグマシン

でラップ掘削を行うなど複雑な施工手順が必要であり、かつ鉛直精度は1/500程度と考えられていた。このため、内部掘削は厚さ3.0mの側壁をほぼ3mリフトで逆巻きながら、22回の掘削ステージを繰返して底面地盤まで掘削する逆巻工法としており、内巻となる側壁が重要な役割を担っていた。しかし、近年急速に発達した地下連続壁の技術は厚さ3.2mまでの壁厚と軟岩までの岩盤が確実に掘削でき、かつ鉛直精度も1/2,000~1/3,000が確保できる大型の水平多軸の連壁掘削機を生みだし、1Aの基礎型式を決定する時点ではすでに試験施工を終えた段階まで開発が進んでいた。

この大型水平多軸掘削機は、必要な壁厚2.2mを一度に掘削できるとともに神戸層の直接掘削が可能で、しかも鉛直精度も50mm以内を確保できることから、この機械を基本に地下連続壁の設計と施工計画を立案することとした。これと平行して、地下タンク等における施工例か

表-2 基礎型式の比較結果

	連壁併用中実基礎工法	連壁剛体基礎工法	ニューマチックケーソン工法	オープンケーソン工法
基礎型式				
構造特性	① 安定した構造体であり、基礎として信頼性が高い。 ② 連壁を除いては、全て気中で施工でき信頼性が高い。 ③ 支持地盤を目視できる。 ④ 基礎自重が大きく、転倒・滑動に対して有利。ただし、他基礎に比べ、地盤反力が大きい。 ⑤ 施工中連壁に大きな円周方向の圧縮力が働くが、高い精度で理論計算が可能である。	① 連壁相互間の継手に不安があり、一体性の信頼性が低い。 ② 全て地中施工となり信頼性が低い。 ③ 支持地盤を目視できない。 ④ 基礎下端が開放されており、常時でも周辺地盤に期待しなければならない。また、転倒・滑動に対して不利である。 ⑤ 施工中に大きな応力の発生はない。	① 信頼性の高い構造形式である。 ② 全て気中で施工でき信頼性が高い。 ③ 支持地盤を目視できる。 ④ 滑動、地盤反力は有利であるが、転倒に対しては函内に水を充填して安定を図る必要がある。 ⑤ 大規模ケーソンとなるため、施工中に大きな応力発生（不確定）が予想される。	① 信頼性の高い構造形式である。 ② 全て気中で施工でき信頼性が高い。 ③ 支持地盤を目視できる。 ④ 滑動、地盤反力は有利であるが、転倒に対しては函内に水を充填して安定を図る必要がある。 ⑤ 掘削途中は隔壁がなく、剛性に乏しいので躯体に大きな応力が発生する。
施工性	① 施工手順が単純で大型機械が使用できる。 ② 既往の施工実績の延長で施工できる。 ③ 掘削に伴い底面に80t/㎡の応力解放が生じ、地盤に緩みが生じる。 ④ 作業ヤードは比較的小さい。	① 工種が少なく、全て地上から作業ができるので安全性が高い。 ② 施工実績を平面積で8倍上回る。また、深度60mを超え、更にこれだけの連壁エレメントを剛結した例はない。 ③ 底面及び周辺地盤の緩みはない。 ④ 作業ヤードは比較的小さい。	① 作業が複雑で高気圧・沈下管理が必要である。また、大型機械を使用しにくい。 ② 作業気圧が6kg/cm²を超えるため、止水壁及びディープウェルを設けて地下水位を低下させ、2.5kg/cm²程度で作業する。 ③ 東京港連絡橋ケーソンを平面積で2倍、深度で35%超える。 ④ 平面積・神戸層の両点から、新しい掘削システムを取り入れる必要がある。 ⑤ 広い作業ヤードが必要。	① 作業手順が複雑であり、沈下管理も困難である。 ② 気中施工を可能にするため止水壁を設けて地下水を遮断する。 ③ 施工実績を平面積で10倍も上回る。 ④ ケーソンの変位が生ずるケースが多く、一度変位を起こすと修正困難である。 ⑤ 掘削に伴い底面に80t/㎡の応力解放が生じ、地盤に緩みが生ずるとともに、周辺地盤を乱す。 ⑥ 広い作業ヤードが必要。
環境	① 連壁の掘削は24時間作業とし、他は12時間作業とする。 ② 作業時間は原則として日出～日没までを要求されており、何とか説得できる範囲である。	① 連壁の掘削は24時間作業とし、コンクリート打設（頂版工含む）は12時間作業とする。 ② 長時間24時間作業となり、説得には多大の労力を要する。	① 止水壁の掘削施工及び沈下作業は24時間作業とし、コンクリート打設は12時間作業とする。 ② 長時間24時間作業となり、またコンプレッサー・ロックからの排気音などが生じ、説得はまず不可能と考えられる。	① 止水壁の掘削は24時間作業とし、コンクリート打設及び沈下作業は12時間作業とする。 ② 作業時間は原則として日出～日没までを要求されており、何とか説得できる範囲である。
施工実績	① 東京ガス袖ヶ浦 φ70m L=100m 根切高=44m ② 石油地下タンク（水島） φ90m L=53m 根切高=41m	① 本四北浦港橋梁 9.0m * 10.0 * 58.5m ② 青森大橋 20.5m * 30.0 * 42.0m	① 東京港連絡橋 70.0m * 45.0 * 46.5m ② 港大橋 40.0m * 40.0 * 35.5m	① 巨大基礎に関する実績はない。 ② 25~50㎡の物が多く、最大でも200㎡を超える程度である。
工期	35ヶ月	37ヶ月	46ヶ月	42ヶ月
工費	1.0	1.4	1.7	1.2
評価	○	△	△	△

表-3 函体、中実基礎比較結果

項 目		函体基礎	中実基礎
概要図			
比較項目	転 倒	常 時 0.375 < 0.423 地震時 0.205 < 0.288	評 価 ○
	滑 動	常 時 2.0 < 15.69 地震時 1.2 < 2.33	○
	支 持 力	常 時 3.0 < 17.71 地震時 2.0 < 2.75	○
	地盤反力	常 時 230 > 180.8 地震時 350 > 300.1	○
施 工	工 期	37ヶ月	△
	工 費	1.05	△
管 理		一般的な鉄筋コンクリート構造物であるが、隔壁施工時に高所作業となるため、支保工・足場等の安全対策が必要となる。	○
総 合 評 価		△	○

ら円周方向のバネ効果が設計通り期待できることが次第に実証され、全ての側壁を掘削終了後築く順巻工法が一部で行なわれるようになった。こうした地下連壁の施工上の実証は連壁の信頼性を飛躍的に向上させた。1Aアンカレイジの連壁は、直径と根切高の積において過去の地下タンクの施工例を大幅に上廻るものであるが、このような連壁技術の発達史を設計・施工に反映して、連壁は外力の殆どを受け持つ設計としており、これにより内部掘削はわずか5つのステージで掘削してしまい、側壁は逆巻と順巻を併用して掘削とできるだけラップし構築することが可能となった。このことにより施工法はより単純化し、洗練されたものとなり大幅な工期短縮が実現したのである。

7. 基礎の安定照査

7.1 外力条件

1A アンカレイジに作用するケーブル荷重を表-4に示す。なお、ケーブルの着点点はTP + 52.0mで入射角は3.6536°である。

7.2 計算手法

7.2.1 一般

1A アンカレイジの安定照査は「明石海峡大橋下部構造安定計算要領(案)・同解説」によりおこない、安定計算に用いる解析用地盤モデルは基本地盤モデルを用いて解析の目的および解析の手法に合致する地盤モデルを作成した。

1A アンカレイジに関しては基礎の根入れ長が非常に深いので、地震時はもとより常時についても前面地盤(沖積層以深)を考慮することとした。これによって、水平力および転倒モーメントに対して基礎底面地盤で分担する

表-4 外力条件

(t/Bridge)

	1A	
	H (t)	V (t)
常時荷重 (D + L + T)	115,000	7,300
地震時荷重 (D + L (EQ) + EQ + T)	118,000	7,500

力は、基礎から地盤への作用力から前面地盤で分担する力を差し引いた力とした。

7.2.2 鉛直支持力安定計算

鉛直支持力安定計算は基本として、分割法を用い荷重条件は以下の組合せとした。

・常時

常時上部工荷重 + 躯体荷重 (上屋も含む) + 下部工荷重 + (浮力)

・地震時

地震時上部荷重 + 躯体荷重 (上屋も含む) + 下部工荷重 + 地震時外力 + (浮力)

7.2.3 滑動・転倒安定計算

滑動・転倒安定計算においては、前記した通り前面地盤を考慮し、「明石海峡大橋下部構造安定計算要領(案)」に基づき照査を行った。

7.2.4 変位

(1) 弾性変位

弾性変位の算出は、弾性FEMを用い、解析に用いる荷重は各施工段階毎(躯体完成時、橋梁完成時)に載荷した。

(2) クリープ変位

クリープ変位の算出は線形粘弾性FEMを用い、解析に用いる荷重は各施工段階毎(躯体完成時、橋梁完成時)に載荷した。

(3) 地震時変位

地震荷重による基礎の変位は「明石海峡大橋下部構造安定計算要領(案)・同解説」に基づいて、FEM時刻歴解析法から求める最大応答変位とした。

7.2.5 耐震設計

耐震設計は「明石海峡大橋耐震設計要領(案)・同解説第2次原案」に準拠し図-6の手順で設計を行った。

7.3 計算結果

7.3.1 常時、施工時

躯体基礎の最終形状による安定計算結果を表-4-1に、またその時の地盤反力状況を図-7に示す。

7.3.2 地震時

FEM動的解析で得られた最大応答加速度の分布を図-8に示す。また、最大加速度応答値より各部の設計震度を以下の様に設定した。

上屋 $K_H = 0.22$

アンカレイジ躯体 $K_H = 0.16$

基礎 $K_H = 0.12$

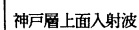
7.3.3 変 位

変位は線形粘弾性FEM解析により基礎地盤の変位を求めた。基礎底面及びスプレー点における経年変位を図-9に示す。

7.3.4 結 果



		単位	施工時	常 時
回転中心深さ h		m	50.132	69.277
回転角 θ		r・d	7.070×10^{-4}	4.805×10^{-4}
天端変位 δ		cm	4.00	3.64
前面地盤反力度	P ₁₂	t/m ²	13.5	14.3
	P ₂₁	〃	17.6	18.7
	P ₂₂	〃	4.7	9.9
	P ₃₁	〃	19.8	41.6
	P ₃₂	〃	- 18.1	15.8
底面地盤反力度	Q ₁	〃	243.6	213.8
	Q ₂	〃	52.5	83.9
底面剪断力 R		t	- 3558.7	31156
有効底面幅 d		m	85.0	85.0
滑動安全率			15.8	18.1
傾斜率			0.419	0.445



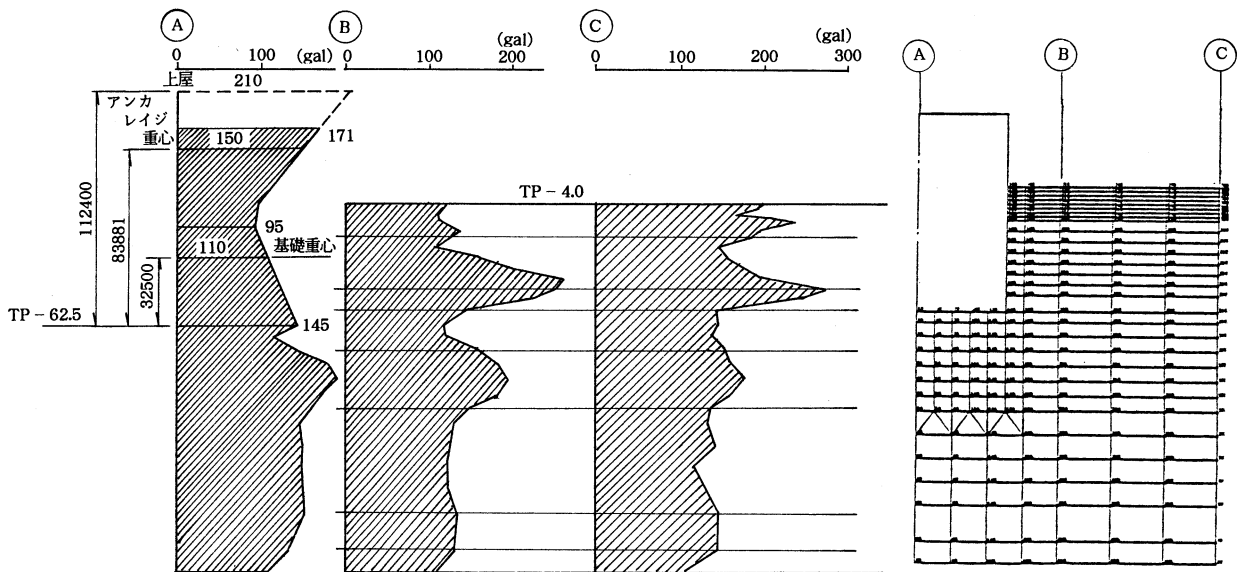


図-8 最大応答加速度

スプレー点における経年変位 (mm)					*海側を正とする。
	基礎完成時	躯体完成時	上部工完成時	供用後100年	
水平変位*	-4	-24	4	58	
鉛直変位	18	55	83	82	

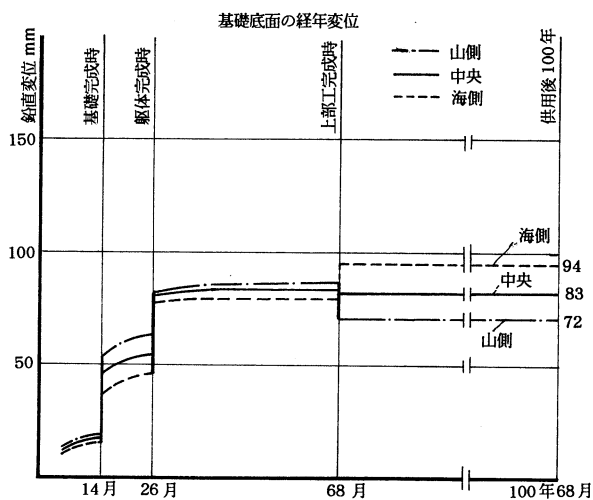


図-9 スプレー点及び基礎底面の経年変位

各安定照査による結果を安全率との関係で整理したものを表-5に示す。

8. 基礎地盤の検討

1A アンカレイジの支持地盤となる神戸層は砂岩と泥岩の互層からなり、砂岩の一軸圧縮強度 q_u は $30 \sim 50 \text{ kgf/cm}^2$ 、泥岩にいたっては $10 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$ と低く、また現場大型載荷試験から泥岩と砂岩の境界面に弱層の存在も指摘されている。これに加え、施工時における内部の大深度掘削に伴う地盤応力の解放による地盤強度の低下、スレーキングによる強度低下、また施工手順による地下連壁下端への応力集中などの問題点、更に常時 200 t/m^2 を

表-5 安全率との関係

		φ 85 中実基礎	許容値
滑 動	常 時	18.80	> 2.0
	地 震 時	3.13	> 1.2
転 倒	常 時	0.441	> 0.375
	地 震 時	0.357	> 0.205
支 持 力	常 時	16.28	> 3.0
	地 震 時	2.58	> 2.0
地盤反力 度	常 時	218.0 (t/m ²)	< 230 (t/m ²)
	地 震 時	342.0 (t/m ²)	< 350 (t/m ²)

超える地盤反力が作用することから、地盤の安定に関して種々な角度から検討を実施したのでその概要を紹介する。

8.1 弾塑性解析

8.1.1 検討方針

1A アンカレイジは、先ず連壁を構築し、順次内部掘削を行い、側壁を施工するという作業のくりかえしで底面まで達した後、内部構造を施工し、続いて躯体、上部工架設に至る。基礎地盤への影響はこのような複雑な荷重履歴を考慮した弾塑性解析が必要であることから、地盤の弾塑性解析を実施した。本解析により連壁根入れ部、底版直下部の地盤応力の変動、集中度を確認するとともに別途浸透流解析結果との組み合わせにより盤ぶくれ、パイピングの検討も行った。解析は2次元FEM弾塑性解析とし Drucker - Prager の降伏条件式を用いた。

8.1.2 解析モデル及び解析ステップ

解析モデル及び解析ステップを図-10と図-11に示す。解析ステップはできるだけ施工手順を反映し、かつスパコンの計算能力に納まるよう10ステップとした。

8.1.3 変形図

内部掘削完了時の変形状態を図-12に示す。基礎中心において67mm - 端部において32mmのリバウンドが発生している。一方、上部工が完成し全ての荷重が作用した段階では96mmの鉛直方向の沈下が生じている。

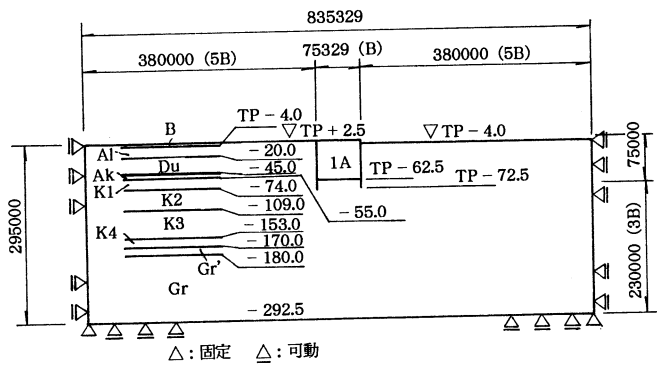


図-10 弾塑性解析モデル

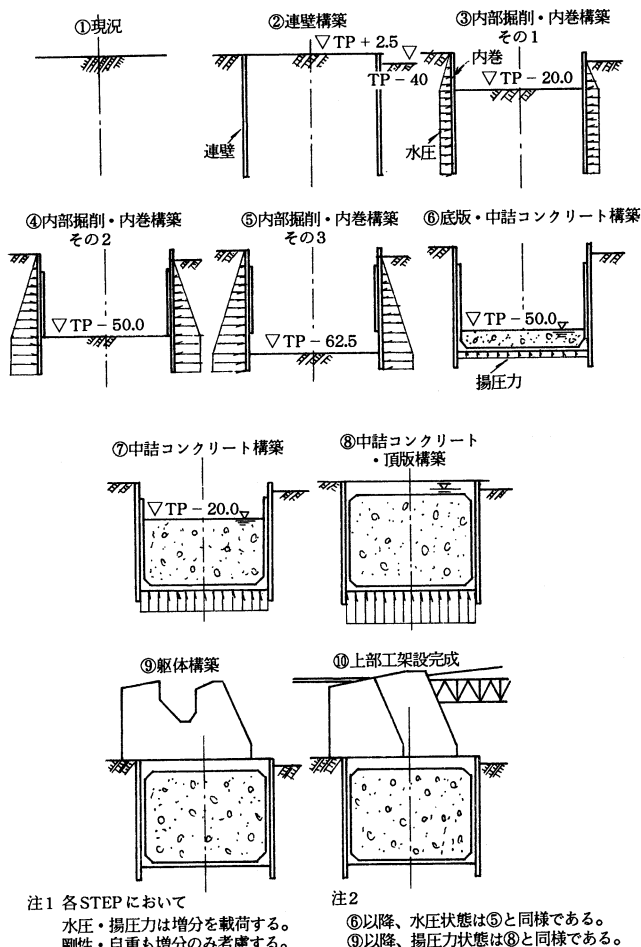


図-11 解析ステップ

8.1.4 主応力図

内部掘削完了時及び上部工完成時の主応力図を図-13に示す。

8.1.5 考 察

(1) 地盤をバネに置き換えた解析方法に比較して、本解析による鉛直方向の変位は9.1cmから9.6cmと若干大きくなった。しかし水平方向の変形は45mmから5mmと非常に小さくなっている。これは本解析のモデルは地盤と連壁を一体化していることも一因であるが、地盤の根入効果を示唆しているものと考えられる。

(2) 周辺地盤の剪断応力は充分期待できる値であり、(1)項によりモデルの関係もあるが、基礎の根入部は現実に

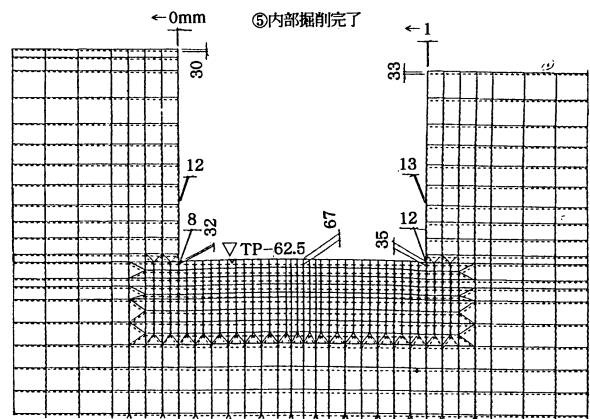


図-12 変形状態

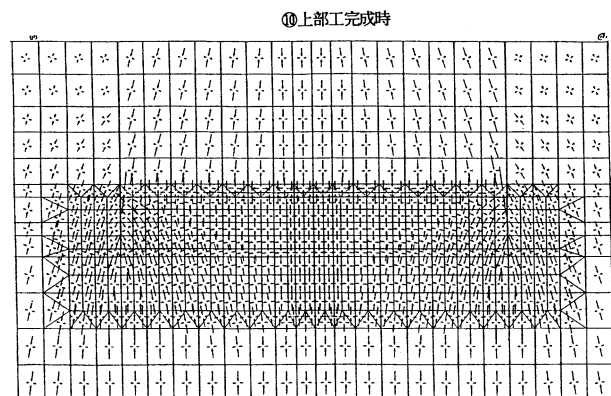
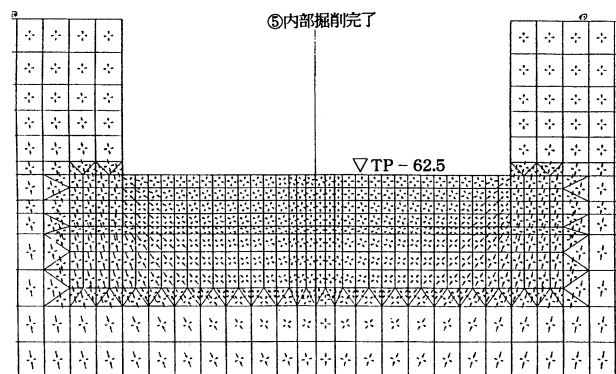


図-13 主応力図

は回転が拘束され、地盤反力度もフラットな状態となったと考えられる。

(3) 連壁根入部に地盤の応力集中を呈している。これはモデル上1節点に荷重を載荷していることもあるが、施工手順を考慮した簡易計算でも同様な結果となり、約250t/m²の反力が生じている。(図-14参照)

(4) 基礎地盤全体の剪断強度は安全側の値にある。本解析の結果による地盤の降伏領域は連壁の根入部直下に局部的に発生している。しかしこれは内部掘削完了時点から発生しており、上部工完成時には若干範囲が拡大している。(図-15参照)

(5) 連壁直下部及び底版中央部の地盤の応力～変形の関係は、いずれもほぼ直線変化しており、支持力的に十分弾性範囲内にある。掘削完了前後に傾きが変化するの地盤の降伏領域が増えその影響によるものと考えられる。(図-16参照)

(6) 本解析地盤内応力と浸透流解析結果を組合せたハイドロフラクチャリングによる破壊領域は根入周辺部に集中して発生した。これに対しては排水工をかねたディープウェル等による減圧を施し対処するものとした。

(7) 本解析によって、実際の施工順序を考慮した載荷条件、地盤の非線形性を反映した基礎の安定が照査できた。これまでの安定計算結果とは必ずしも傾向的に一致しない面もあったが、本基礎は安定上、十分安全であると判断できる。

8.2 支持地盤のゆるみ、弱層を考慮した支持力の検討

内部掘削により支持地盤にゆるみが生じたり、神戸層

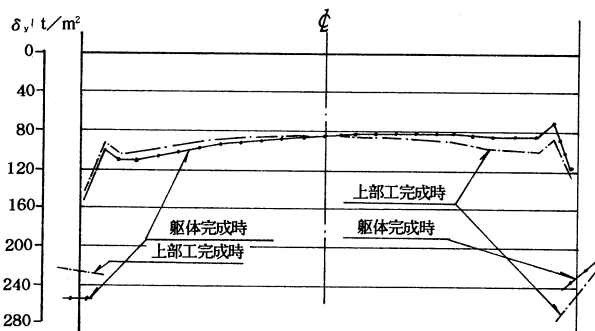


図-14 底面地盤反力度

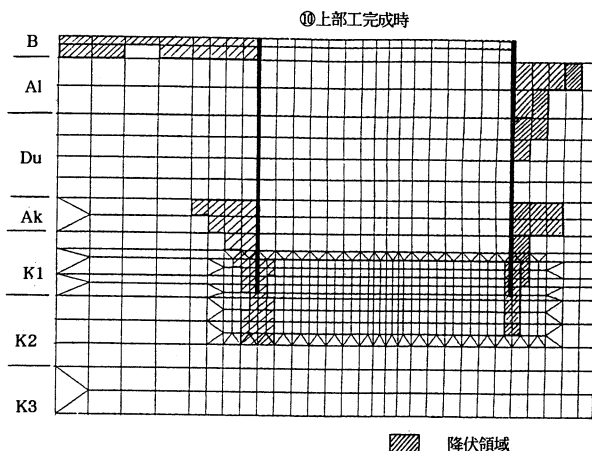


図-15 降伏領域図

における泥岩軟質部の挟在が支持力に及ぼす影響を検討した。検討概念図を図-17に示す。

8.2.1 地盤強度低減ケースと支持力の安全率

弱層および地盤強度の低下を定量的に評価することは困難なため、弱層はCを無視することで、またゆるみによる強度低下はΦを2/3または1/3に低減することで支持力の安全率の試算をおこなった。図-18に基本ケースによる分割法によるスベリ面を、表-6には地盤強度を低減した場合の計算結果を示す。

8.2.2 考 察

(1) 掘削地盤のゆるみによってK₁層の強度が低下しても支持力安全率は大きく問題とならない。

(2) 神戸層における泥岩軟質部弱層としてK₂層の粘着力を無視し、かつ内部摩擦角を半分に評価した場合でも所要の安全率は確保できる。

(3) K₂層の粘着力を無視し、内部摩擦が1/3というケー

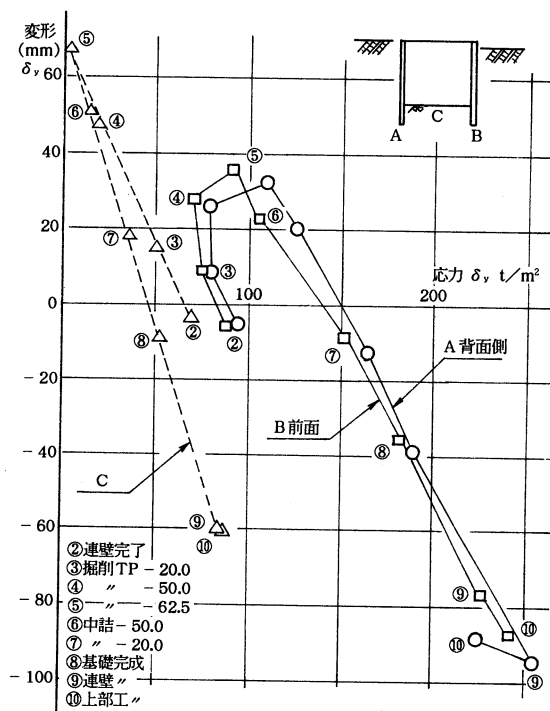


図-16 地盤反力と変形の関係図

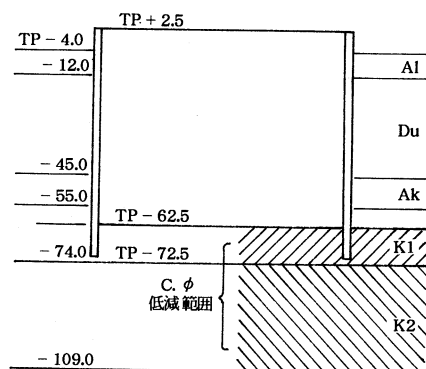


図-17 支持地盤のゆるみ等検討概念図

表-6 各計算ケースと安全率

ケース	K ₁ 層		K ₂ 層		安全率	備考
	Ct/m ²	φ°	Ct/m ²	φ°		
その1	30	25	40	25	16.3	基本ケース
2	0	25	40	25	15.7	K ₁ C 無視
3	0	17	40	25	13.9	K ₁ C 無視 φ×¾
4	30	25	0	25	11.9	K ₂ C 無視
5	30	25	0	17	4.82	K ₂ C 無視 φ×¾
6	30	25	0	8	2.40	K ₂ C 無視 φ×½
7	0	25	0	25	11.2	K ₁ K ₂ C 無視
8	0	17	0	17	4.00	K ₁ K ₂ C 無視 φ×¾

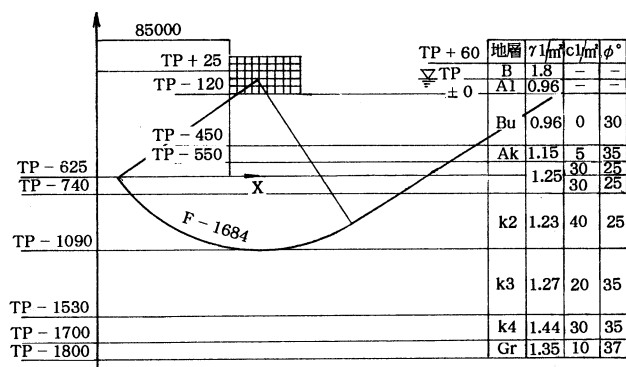


図-18 分割法による支持安全率（基本ケース）

スで初めて所定の安全率を割るが、設定値は極めて安全側の値であることから、現実的に局部的な弱層が挟んでも支持力は問題とならないと判断される。

9. 地下連続壁の設計

本基礎の地下連続壁は掘削深度、施工面積、連壁厚において過去の実績を上回ることから設計、施工の両面から膨大な量の調査、検討を行ったが、そのうち主要な検討項目について紹介する。

9.1 連壁の特徴

本基礎に用いられた地下連続壁には次の特徴がある。

- ① 直径85m、長さ75.5m、壁厚2.2mに及ぶ我国では最大規模の連壁である。
- ② 連壁を基礎本体の構造物として利用している。
- ③ 真円形を確保するため、連壁は92の多角形で構成しており、先行エレメント（3ガット）、後行エレメント（1ガット）それぞれ23個を組合わせた。
- ④ 継手はコンクリートカッティングとし、連壁をより真円形に近づけるため、テーパカッティングを採用した。
- ⑤ 連壁コンクリートには3成分系の低発熱セメントを使用し、設計基準強度 $f'_{CK91} = 370\text{kgf/cm}^2$ 、配合強度は 560kgf/cm^2 の高強度コンクリートを使用した。

9.2 側壁の有無

本基礎の連壁の設計において側壁を設けるか否かは基

本的問題であり、様々な角度から検討した結果、連壁の設計は側壁がなくても設計上は成立するが、以下の理由により側壁を設けることにした。

- ① 本連壁は直径においては前例はあるものの、根切り深さが過去の実績を大幅に超えること。
- ② 側壁が内側のRCCFコンクリートのひび割れ対策に有効であるとともに、底版・頂版と一体となって基礎全体の剛性を高めることができること。
- ③ 側壁を設けることにより連壁を本体構造物として利用できること。

④ 順巻工法（側壁を設けない）で施工された地下タンク類は、以前に同地点において逆巻工法で施工され、地質等が熟知されているとともに計測データも整っていること。

⑤ 順巻施工では、エレメント間の継手はすべて剛結構造が採用されている。しかし、本連壁の規模および神戸層に根入れするという点から、継手部の確実な施工が困難であり、また、施工手順の複雑化による不確定要素も増えることから、剛結構造の採用は避けたいこと。

⑥ 順巻工法の場合、工期短縮に魅力はあるが、前記した側壁の構築に順巻・逆巻を併用することにより、工期の差を縮めることが可能なこと。

円形地下連続壁の施工実績を根切深さと直径および根入長の関係を整理したものを図-19に示す。

9.3 解析モデルと解析手法

地下連続壁および側壁は、図-20の計算フローに示すように2次元骨組構造モデルと、軸対称FEMモデルの2種類により解析し、断面力を合わせて検討した。

等圧（軸対称荷重：土・水圧）に対する変位、断面力解析は地盤の弾塑性性を考慮した2次元骨組構造における施工ステップごとの解析をおこない、円形であることをリングバネとして評価した。

偏圧（偏土圧、偏水圧、地震時土圧の増分）に対する変位、断面力解析は地盤をNon-tensionバネ（引張領域はバネを考慮しない）、土留め（地下連続壁+側壁）はソリッド要素で構成し、等圧モデルにおいて、最大断面力が発生するステップを対象とし、軸対称モデル（図-21）におけるFEM解析結果を等圧に重ね合わせた。

9.4 荷 重

連壁の設計に考慮した荷重は以下の通りで、荷重の組合せは表-7に示す3ケースについて検討を行った。

- ① 等圧（静止土圧、主動土圧、静水圧）
- ② 偏圧（偏土圧：静止土圧の20%、偏水圧：静水圧の20%、地震時土圧の常時土圧に対する増分）
- ③ 多角形効果（解析モデルは真円であるが、実際には多角形であることによる円周方向モーメントの増分）
- ④ 施工誤差（隣接する地下連続壁パネル間の施工誤差を5cmとした時に、軸芯のズレにより付加されるモーメント）

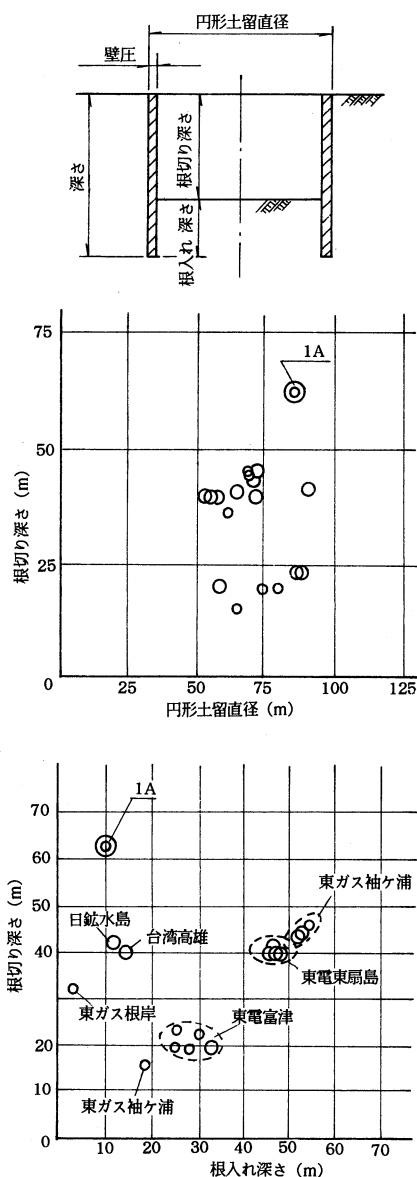


図-19 円形地中連続壁の施工実績

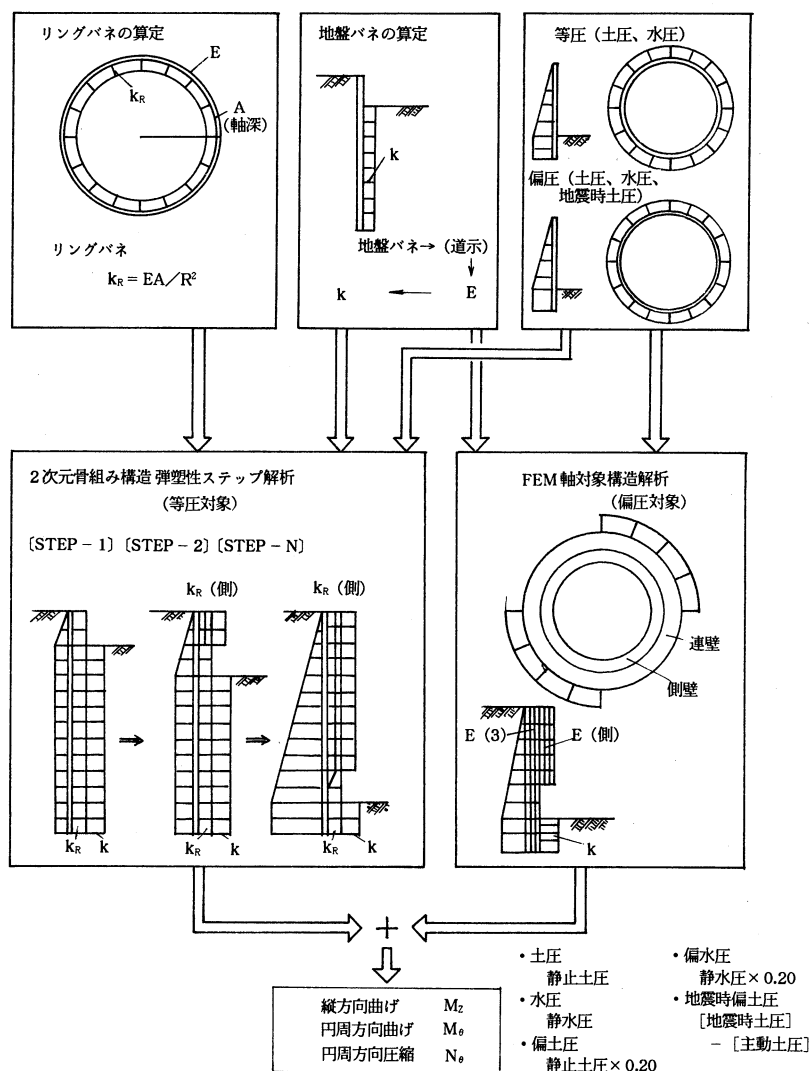


図-20 連続設計フロー

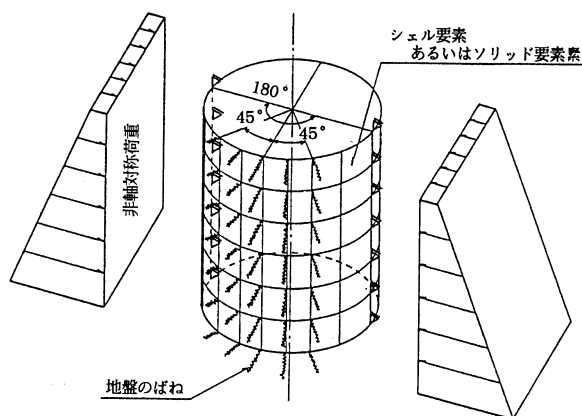


図-21 偏圧に対する非軸対象モデル

9.5 掘削ステップ

連壁内部の掘削は図-22、23に示すように基本的に5次のステージで掘削し、これと平行して、側壁を順巻、逆巻の併用で構築することとした。連壁の設計にはこの施

表-7 荷重組合せ

荷 重		Case - 1	Case - 2	Case - 3
等 圧	静止土圧 K_0	○		○0.8 K_0
	主動土圧 K_a		○	
	水圧 K_w	○	○	○0.8 P_w
偏 圧	0.2 × 土圧	○0.2 K_0		○0.2 K_0
	(地震、常時) 土圧		○	
	0.2 × 水圧			○0.2 P_w

工ステップおよび打設コンクリートの材令を忠実に反映した。

9.6 解析結果

9.6.1 地下連壁厚とコンクリートの必要強度

連壁の円周方向に生ずる最大応力はTP-50m付近に生じ、深さ1m当り約3000tonの圧縮力が発生している。これに前記した多角形効果と施工誤差により付加される曲げモーメントを加え、コンクリートの必要強度との関係を整理したものを図-24に示す。

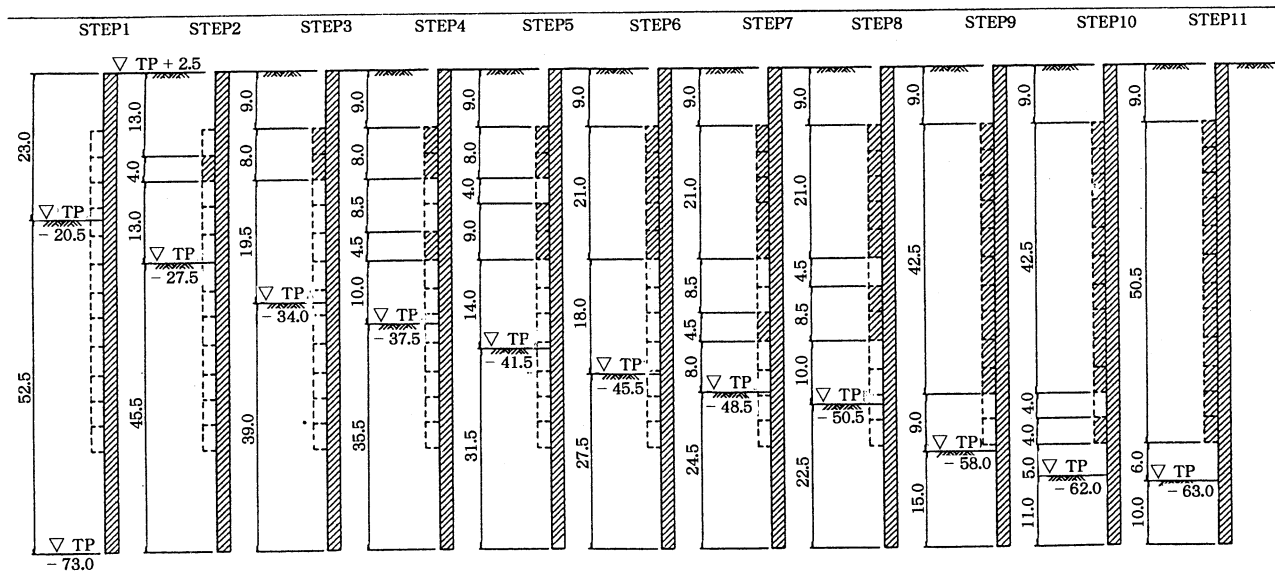


図-23 解析ステップと土留めの関係

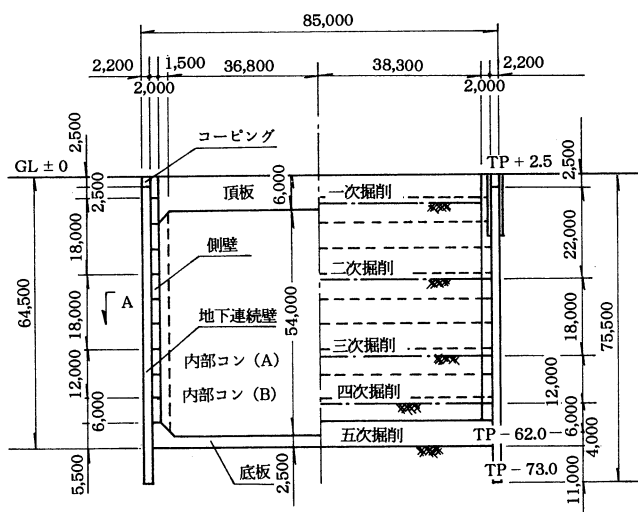


図-22 内部掘削ステージ図

壁厚は「静止土圧+静水圧+偏水圧」のケース1で決まり、コンクリートの設計基準強度を $\sigma_{s1} = 370 \text{ kgf/cm}^2$ とし、2.2mの壁厚を決定した。なお、コンクリートの設計基準強度は地下タンクにおける施工実績およびその変遷を調査するとともに、室内実験、施工実験を実施し、泥水中でも確実に得られる強度として 370 kgf/cm^2 を設定した。

9.6.2 連壁の長さ方向の設計

連壁の縦方向に発生する曲げモーメントの分布と配筋計画を図-25に示す。縦方向曲げモーメントの最大値が発生するのはTP-50m付近であり、この等圧による断面力に、この時の偏圧载荷に対するFEM解析結果を重ね合わせ、それにより配筋計画を行った。地下連続壁の自重による軸力は、背面土と地下連続壁間に作用するせん断摩擦抵抗により低減されるが、その値を定量的に評価するのは困難であるので、配筋計算時に軸力は無視して、

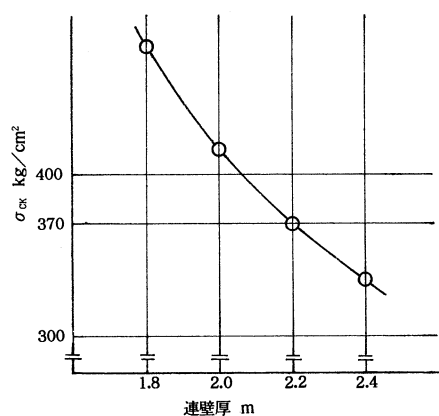


図-24 地下連続壁厚とコンクリート強度

曲げ部材として設計した。縦方向曲げモーメントは掘削底面付近が最大となり、上方は比較的小さく計算上の必要鉄筋量は少なくなるが、最小鉄筋量として断面の0.15%以上(D29@200)を配筋した。最大せん断力も掘削底面付近に発生するが局所的であり、他の部分は小さいので、スターラップはせん断力の大きい下半分に配置した。

9.6.3 連壁に発生する引張力

円形の連壁に等圧が作用すれば円周方向に引張力は生じないが、土圧、水圧、地震時の偏圧による曲げモーメント M_1 、多角形効果による曲げモーメント M_2 ($M_2 = N \cdot \ell / 8 \cdot R$) 施工誤差による曲げモーメント M_3 ($M_3 = Nn \cdot \delta$) を考慮した場合、軸力の小さい連壁の頂部附近に曲げ応力が卓越し引張力が発生する。

本連壁はエレメント間の継手がコンクリートカッティングで円周方向に鉄筋をつないでいないため、この範囲は鉄筋で一体化する必要がある。荷重の組合せ、施工機械による背面の上載荷重を考慮し、最大の発生範囲を検

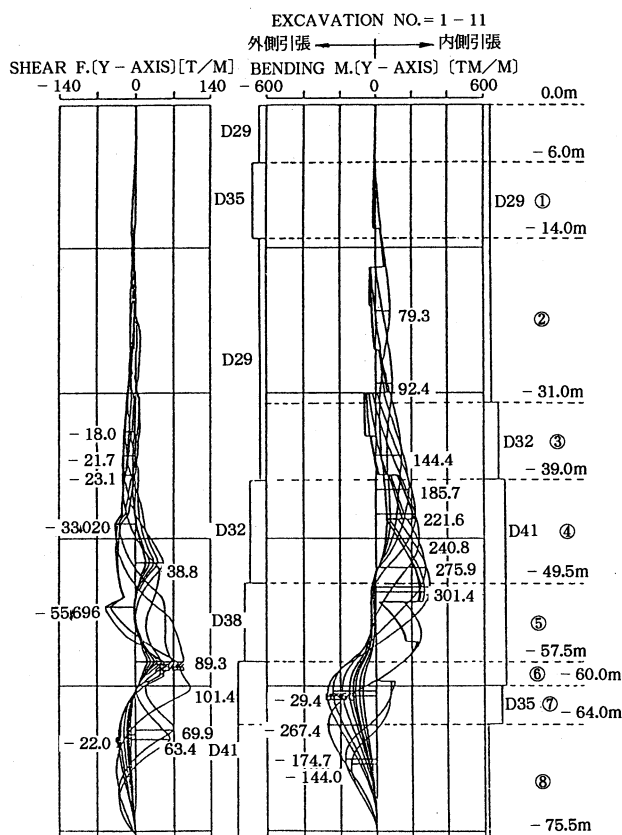


図-25 各ステップにおける縦方向曲げモーメント

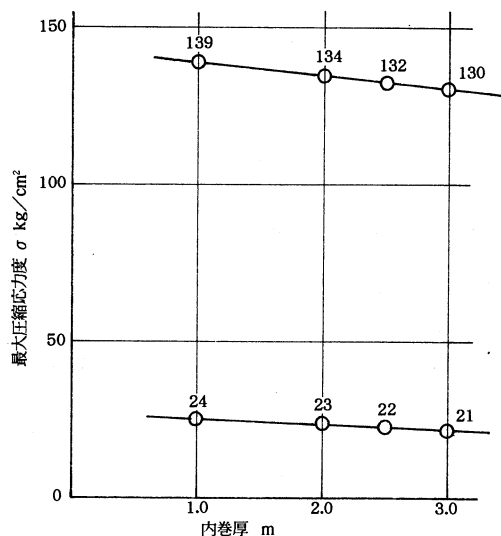


図-26 側壁厚と連壁及び側壁厚に作用する最大圧縮応力度の関係

討した結果、上端から約8mとなった。しかし、この範囲を後打ちのコーピングとし円周方向に鉄筋を連結することは困難なため、コーピングは上端より2.5mとし、それ以深の応力は連壁の縦曲げにより抵抗させてコーピングに伝達することで処理した。

9.6.4 側壁の設計

側壁の厚さを1.0~3.0mまで変化させ、連壁応力に与える影響を検討した。その結果を図-26に示すが、側壁

厚が連壁応力に及ぼす影響は僅かである。

これは内部掘削後、側壁を構築する時点で既に連壁には円周方向の変形が生じ軸力が導入されているためである。

側壁の厚さは基礎内部応力解析による引張領域の範囲、施工性及び連壁を無視しても函体が破壊に至らない強度等を検討し、2.0mの厚さを決定した。

9.6.5 座屈に関する検討

本基礎は、従来の地下連続壁円形土留め（LNGタンクのうち最大クラスのもの）に比べて、径が約20%大きいので、座屈荷重は半径の3乗に逆比例することから、円環座屈に対する検討も実施したが、周辺の地盤が地下連続壁の変形を拘束する（地盤のゆるみ等を考慮し、バネ値を1/3に低減しても）ため、座屈に対して安全であることが確認された。

9.6.6 連壁の耐震検討

最終掘削時を対象した軸対称FEMモデルによる動的解析を行い、その地震時挙動を把握するとともに連壁に発生する最大断面から耐震安全性の検討を行った。解析モデルは図-27に示す様に地盤を含む軸対称FEMモデルとし、地盤定数ならびに入力地震動は本体基礎の耐震設計と同じものを用いた。その結果、地震力により発生する軸力の最大値は（静止土圧+水圧）により発生する軸力の10%程度であり、コンクリート応力にして $\delta_c = 14\text{kg/cm}^2$ であることが判った。また、円周方向、縦方向の曲げモーメントも地震時の応力割増の範囲内にある結果を得た。

9.6.7 多角形効果の確認

連壁は施工上真円ではなく多角形構造となる。このため設計上多角形により生ずる2次応力を検討した。連壁のパネル割りは掘削機械、継手方法など施工方法により決定されるが、本検討では表-8に示す29多角形、48多角

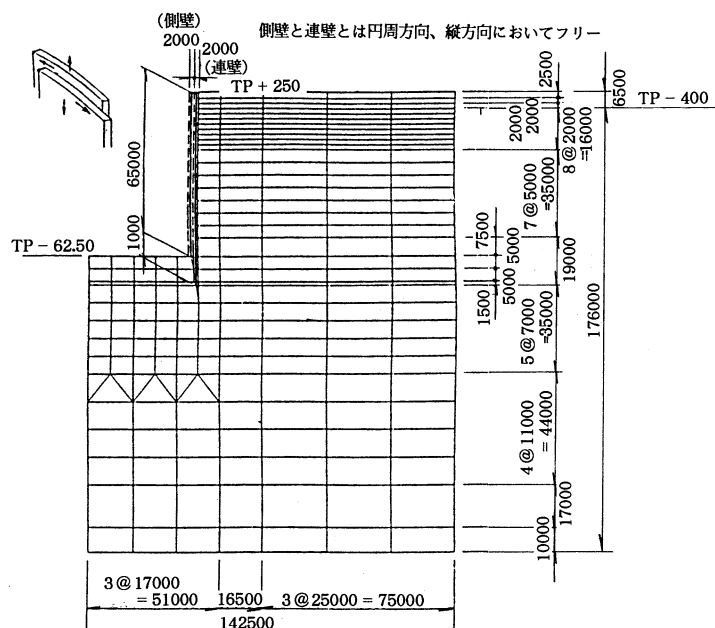


図-27 連壁耐震設計モデル

表-8 連壁パネル割比較表

		29多角形案		48多角形案		92多角形案	
概要図							
施工法		先行パネルは2ガット1パネル(①、②の順で掘削)。先行パネル構築後、先行パネル端部をカッティングしながら(両面各10cm)後行パネルを掘削する。		先行パネルは3ガット1パネル(①、②、③の順で掘削)。後行パネルの構築は同じである。		先行パネルは3ガット1パネル(①、②、③の順で掘削)。後行パネルは、先行パネルの端部を斜めにカッティングしながら掘削する。	
パネル	—	先行パネル	後行パネル	先行パネル	後行パネル	先行パネル	後行パネル
	パネル数	2ガット29パネル	1ガット29パネル	3ガット24パネル	1ガット24パネル	3ガット23パネル	1ガット23パネル
施工性		後行パネルの掘削は、先行パネルを平行カッティングする。		同 左		後行パネルの掘削は、先行パネルを斜めにカッティングする。	
多角形効果による応力への影響		40%アップ		30%アップ		10%アップ	

形、92多角形の3案について比較を行った。29及び48多角形は先行パネルと後行パネルの端部は平行となるが、92多角形は斜めとなっている。

図-28に上記3案と真円形の連壁のコンクリート強度と厚さとの関係を示す。但し、この計算にはガット間のズレによる附加モーメントは評価されていない。これによれば真円形に近づけば連壁の厚さは当然薄くできるが、29多角形の場合には応力は40%もアップしてしまう。このことは連壁をいかに真円形に近い多角形で構成するかが大切であり、これが合理的かつ経済性で安全性の高い連壁に連がることを示唆している。そこで、本連壁では92多角形に採用することとし、これにより生ずる先行エレメントのテーパカッティングに我国では初めて挑戦することとした。

9.7 地下連続壁の長さや地盤の安定検討

支持層である神戸層まで64.5mの大深度の掘削となり、支持地盤が軟岩に相当する砂岩～砂質泥岩であることから、盤ぶくれの検討、浸透流量、ハイドロフラクチャリングの検討など地盤内の水理・応力に着目したさまざまな検討を行い、地盤の安定と地下連続壁の長さの検討を行った。

9.7.1 盤ぶくれに対する検討

図-5に示すように1Aの支持地盤となる神戸層は泥岩層と砂岩層が互層をなしており、その層序の連続性は比較的よい。この層序に不透水層が介在するため、掘削に伴う盤ぶくれが懸念される。そこで、盤ぶくれに対する検討は、地下水圧と地盤重量の関係から地盤深度112m以浅について行う必要がある。まずボーリング孔内湧水試験より確認したTP-85m～TP-105m間の不透水層での盤ぶくれに対する安全率は0.92になるが、地盤厚が大きく、神戸層の鉛直方向のせん断抵抗力が期待できると考えられるため、この地盤での盤ぶくれに対する安全性は確保できると判断した。その1つ上の不透水層であるTP-71m～TP-75m付近の泥岩層では、安全率は0.68と

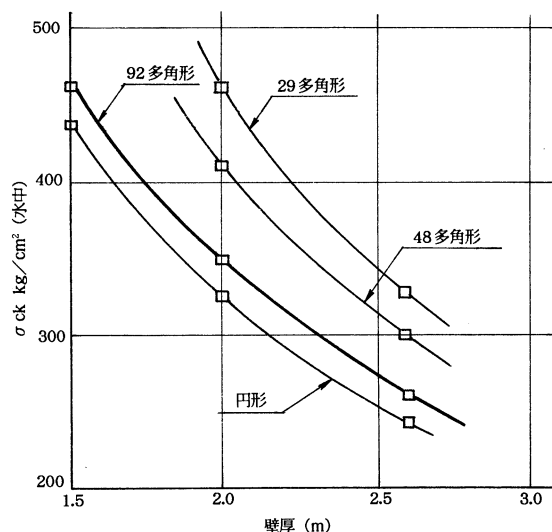


図-28 各パネル割と壁厚の関係図

なり、何らかの対策が必要と判断した。そこで、スーパーコンピュータを使用して、3次元モデルによる内部掘削に伴う地盤応力解放、水の流れによる浸透力および間隙水圧の変化を同時に考慮した応力浸透達成解析を行った。この結果、地下連続壁の根入れを増しても底面地盤の安定に及ぼす効果は比較的小さく、地下連続壁の内側にディープウェルとリリーフウェルを設置すれば対処可能であることが判った。

9.7.2 ハイドロフラクチャリングに対する検討

盤ぶくれ対策として計画したディープウェルの効果を取込んで、基礎地盤のハイドロフラクチャリングに対する検討を行った。ハイドロフラクチャリングとは、地盤内の水圧が地盤強度以上になり破壊する現象であるが、ハイドロフラクチャリングに対して、掘削に伴う応力解放後の変形応力に、掘削によって生じる間隙水圧の変化の影響を考慮した場合の応力を有限要素法により求め、モー

ルの応力の破壊線 $\tau = \sigma \tan \phi + c$ に対する接近度（局所安全率）によりハイドロフラクチャリングに対する安全性を評価した。地盤条件から、解析対象を TP-58m～TP-85m とし、ディープウェルの数、能力、配置等による効果について検討した結果、円形連壁の内側にディープウェル4本およびリリーフウェル5本で地盤の安定をはかれる結果を得た。

9.7.3 連壁根入長の決定

連壁の根入長は盤ぶくれに対する検討、ハイドロフラクチャリングに対する検討、連壁内の浸透流量等の検討結果とともに、地下タンクの実績、更に軟岩に根入する点を勘案して10mとした。

9.8 エレメントの割付

エレメントの割付は、以上の検討結果を基に国内最大の連壁掘削機の使用を前提にエレメントの割付を行った。先行エレメントは3ガットで構成し、中抜きガットの大きさは既往の実績を参考に決定した。エレメントの割付図を図-29に示すが、先行エレメントの両端のカッティングしろは最小50mm以上とし、51mmから213mmのテーパーカッティングの計画とした。（以下次号）

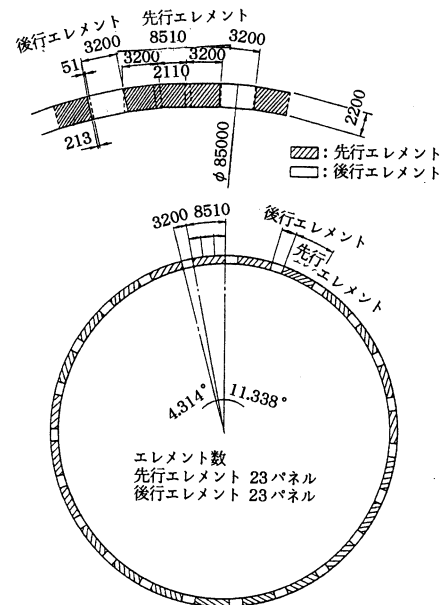


図-29 エレメント割付図

明石海峡大橋2P・3P主塔基礎特殊水中コンクリートの施工

The construction of Akashi Kaikyo Bridge tower foundations, 2P and 3P, with Anti – Washout under water concrete

垂水工事事務所 第三工事長 岡田 凌太

Ryota Okada

垂水工事事務所 第三工事長代理 上田忠夫

Tadao Ueda

垂水工事事務所 第三工事長代理 那須清吾

Seigo Nasu

1. まえがき

明石海峡大橋主塔基礎は昭和63年5月に現地工事に着手して以来、工事が順調に進捗しており、平成元年3月に神戸側主塔基礎（2P）、同年6月に淡路側主塔基礎（3P）の鋼ケーソンを設置した。

2P 鋼ケーソン内に平成元年 10 月、3P 鋼ケーソン内に平成 2 年 1 月より特殊水中コンクリートを打設開始し、2P は平成 2 年 10 月、3P は平成 2 年 12 月に合計約 50 万 m³のコンクリートを打設した。

主塔基礎の特殊水中コンクリートはマスコンクリートであることから、水和熱の発生を低減するために開発した低発熱型セメント、水中不分離性を増す特殊混和剤を使用したこと、また自然条件が厳しいために専用の施工設備を製作する等、多くの課題に取り組んだ。

本文は、2P・3Pで打設した特殊水中コンクリートの施工実績について報告するものである。

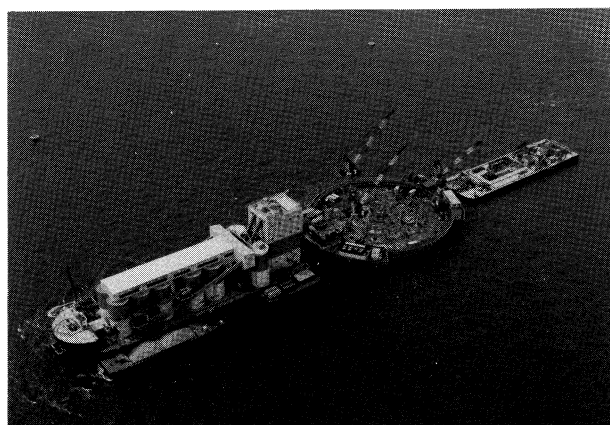


写真-1 2P主塔基礎

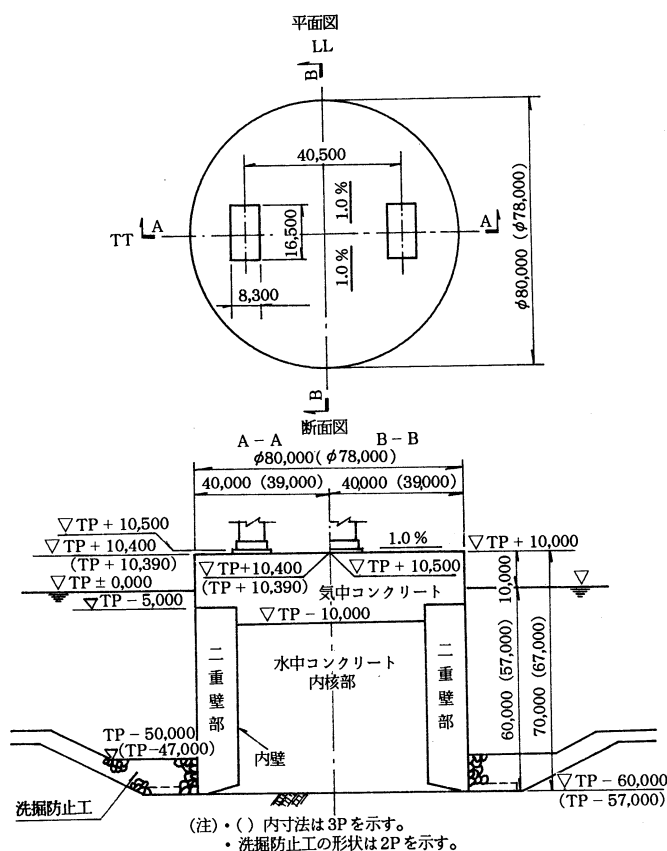


圖-1 主塔基礎一般圖

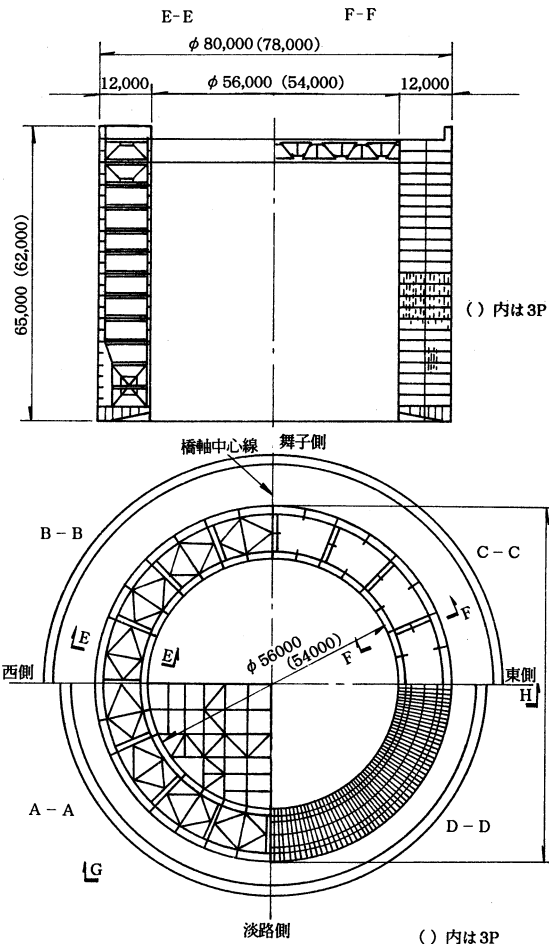


図-2 2P、3Pケーソンの概要

表-1 2P施工設備

(1) 鋼ケーソン上設備の仕様

アジテータ	40㎡×1基
コンクリートポンプ	IPK 40SA-6N 型43㎡/時×8基
分岐弁	200A×6基(ロータリー式)
打設管引上装置	200A-57m×24基
打継目処理装置	走行速度4m/分 排気量110㎡/時×1基
タワーレーン	10t-40m級×3基
発電機	800KVA×3基

(2) 資材台船の設備の仕様

台船	12,000t 積級
船体寸法	長さ94.0m×幅32.0m×深さ7.5m 吃水3.0m
濁水処理設備	清水30㎡/日 海水20㎡/日×各1基(濁度・脱水・中和処理)
給水設備	海水淡水化 144㎡/日 96㎡/日×各1基(逆浸透膜方式)
タワーレーン	5t-40m級×1基
係留ウインチ	巻力44t プレーキ力170t×8基(複胴)
発電機	1350KVA×3基 150KVA×3基

(3) コンクリートプラント台船の設備の仕様

バッチャープラント部	プラント能力	最大180㎡/日×2系列(計量: 動揺補正装置付)
	ミキサー	2.5㎡(油圧加変速強制2軸)×2系列
	アジテータ	7.0㎡(バン型)×2系列
	コンクリートポンプ	IPF 110S-7E型 95㎡/日×6台
材料・貯蔵供給設備	冷水プラント	85t/時(+34℃→3℃) 135万kcal/時
	冷砂プラント	50㎡×2基 50万kcal/時
	冷骨プラント	30万kcal/時×2系列
	材料供給能力	粗骨材 1,189㎡×4基 1,085㎡×2基 細骨材 1,316㎡×4基 無補給打設量10,000㎡ セメント 1,808T×2基 骨材 500t/時×2系列 セメント 60t/時×2系列
船体部	台船	25,000t 積級
船体寸法	船体寸法	長さ150.0m×幅40.0m×深さ8.5m 吃水6.5m
発電設備	発電機	AC440V×800KVA×6基
係留設備	係留ウィンドラス	100t×5m/min×8台 プレーキ力150t 巻き力350t
	係留鎖	φ84mm×8本
	係船ウインチ	15t×19m/min×4台

2.2 施工設備

2P、3Pの施工設備を表-1、2に示す。基本的には2P、3P各々約9000㎡の特殊水中コンクリートを、材料無補給で、連続して確実に施工出来るような設備を採用している。ただし部分的には型式、仕様が異なるので以下それらの点について概説する。

(1) ケーソン上設備

1) 分岐弁

内核部は、打設管24本を配置し、特殊水中コンクリート圧送中の稼働ポンプ6台でコンクリート打設を行った。すなわち、1台のポンプが4本の打設管を受け持つこととなり、圧送管を分岐するために分岐弁を採用した。2Pは、2連の分岐弁3台で4本の打設管に分岐しているのに対し、3Pは4連のロータリー式分岐弁を採用した。

(2) 資材台船上設備

1) 淡水化装置

特殊水中コンクリートの混練等に使用する清水は海水淡水化装置によって造水している。2Pは逆浸透膜式、3Pは蒸留式を採用した。

(3) コンクリートプラント船上設備

1) バッチャープラント

強制2軸ミキサー2系列から構成されており、ミキサー容量は2P3.0㎡、3P2.5㎡である。なお3Pではセメントと特殊混和剤を先練りするために本練ミキサーの前に1㎡ミキサーを設けている。

表-2 3P施工設備

(1) 鋼ケーソン上設備の仕様

アジテータ	40㎡×1基
コンクリートポンプ	IPK 40SA-6N 型42㎡/時×8基
分岐弁	200A×6基(ロータリー式)
打設管引上装置	200A-57m×24基
打継目処理装置	走行速度4m/分 排気量110㎡/時×1基
タワーレーン	10t-40m級×3基
発電機	800KVA×3基

(2) 資材台船の設備の仕様

台船	12,000t 積級
船体寸法	長さ94.0m×幅32.0m×深さ7.5m 吃水3.0m
濁水処理設備	清水30㎡/日 海水20㎡/日×各1基(濁度・脱水・中和処理)
給水設備	海水淡水化 144㎡/日 96㎡/日×各1基(真空蒸気圧縮方式)
タワーレーン	5t-40m級×1基
係留ウインチ	巻力44t プレーキ力170t×8基(複胴)
発電機	1350KVA×3基 150KVA×3基

(3) コンクリートプラント台船の設備の仕様

バッチャープラント部	プラント能力	最大200㎡/日×2系列(計量: 動揺補正装置付)
	ミキサー	2.5㎡(油圧加変速強制2軸)×2系列
	アジテータ	7.0㎡(バン型)×2系列
	コンクリートポンプ	IPF 110S-7E型 95㎡/日×6台
材料・貯蔵供給設備	冷水プラント	42.5t/時(+34℃→3℃) 135万kcal/時
	冷砂プラント	50㎡×2基 50万kcal/時
	冷骨プラント	30万kcal/時×2系列
	材料供給能力	粗骨材 1,189㎡×4基 1,085㎡×2基 細骨材 1,316㎡×4基 無補給打設量10,000㎡ セメント 1,808T×2基 骨材 500t/時×2系列 セメント 60t/時×2系列
船体部	台船	25,000t 積級
船体寸法	船体寸法	長さ150.0m×幅40.0m×深さ8.5m 吃水6.5m
発電設備	発電機	AC440V×800KVA×6基
係留設備	係留ウィンドラス	100t×5m/min×8台 プレーキ力150t 巻き力350t
	係留鎖	φ84mm×8本
	係船ウインチ	15t×19m/min×4台

2) プレクーリング設備

2Pはフレクアイスを混練水置換し、3Pは骨材の冷却によってそれぞれ プレクーリングを実施した。そのため2Pでは製氷、貯氷設備を設置し、3Pでは冷水とサンドスタビライザーによる冷砂設備を設置した。

(4) その他

1) 作業管理装置

特殊水中コンクリートの打設は水深5～60mで行なわれるため、安全、確実な施工を行う上で特殊水中コンクリートの製造からケーソン内での流動状況に至るまでリアルタイムな施工管理が必要とされた。

本装置は、このような要求から開発された装置であり、表-3に示すような管理項目を主体として施工管理上必要な情報が監視パネル、CRT上に表示される機構となっている。(写真-2)

特に特殊水中コンクリート打設面の状況を2Pでは自動レベル計を開発し、3Pでは水中テレビを打設管先端に取付けることにより管理した。

2.3 特殊水中コンクリートのブロック割

特殊水中コンクリートの打設は内核部と二重壁部(各々約9000㎡/回)に分割し、温度応力、地盤沈下の解析結果にもとづいて内核部を先行して打設した。

図-3、4は2Pと3Pの内核部のリフト割を示しており、それぞれ14、11リフトで特殊水中コンクリートを層状に打設した。また、図-5は二重壁部の打設順序を示しており、ケーソン支持地盤に均等な荷重が作用するよう対称に1ブロック毎に打設した。

3. 特殊水中コンクリートの要求品質と配合

3.1 特殊水中コンクリート要求品質

内核部の打設では特殊水中コンクリートの打上り速度が5～8cm/Hr程度と非常にゆっくりとした速度で、かつ1本の打設管の受け持つ面積が約100㎡にも及ぶため、各管から排出された特殊水中コンクリートが合流し一体

表-3 作業管理装置による管理項目

管 理 項 目
コンクリート製造量の経時変化(製造量、製造速度)
アジテータレベルの経時変化(レベル)
ポンプ吐出圧、圧送圧
総打設量の経時変化(打設量、打設速度)
系統別打設量の経時変化(打設量、ポンプ状況)
系統別打設量差
各打設管毎の打設量、コンクリート高さ、打設管高さ
各打設管毎の打設量経時変化
打設管引上げ管理(かぶり、コンクリート高さ)
コンクリートレベルの経時変化(高さ)
コンクリートレベル断面図(A、B、C、D)
コンクリートレベルレッド測深断面図(A、B、C、D、E、F)

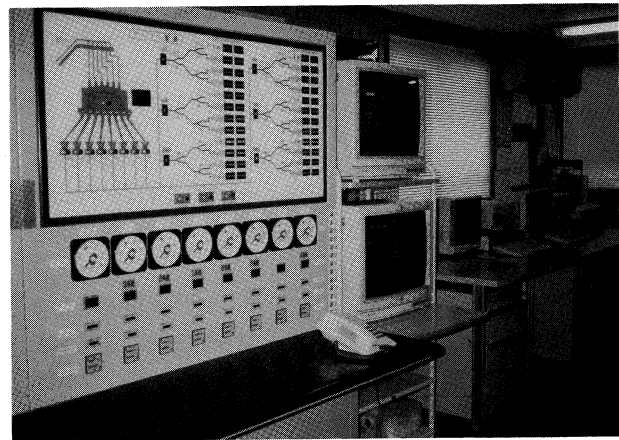


写真-2 作業管理装置

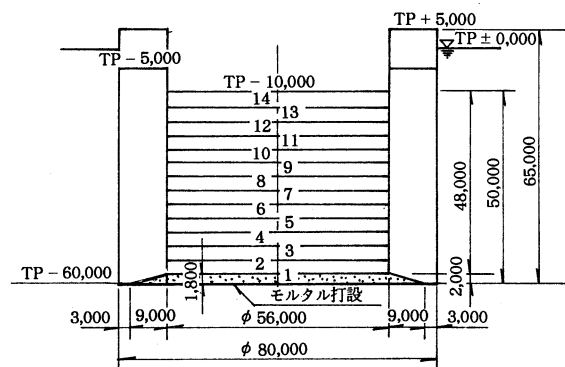


図-3 2P 内核部打設割

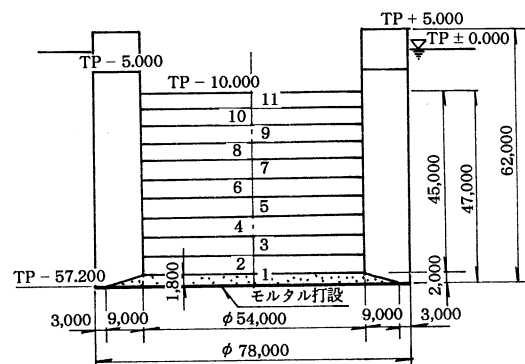


図-4 3P 内核部打設割

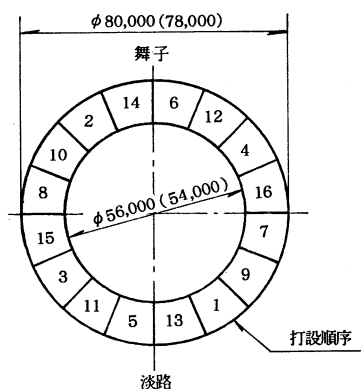


図-5 二重壁部打設割

化するまで特殊水中コンクリートは十分な流動性を保持する必要がある。一方、二重壁部では特殊水中コンクリートが80cm～1m/Hrの打設速度となるため、鋼ケーソンの設計側圧である20t/m²を超えるコンクリート圧が作用しないよう特殊水中コンクリートの凝結始発時間の調整が必要なこと及びマスコンクリートとなることから特殊水中コンクリートの断熱温度上昇量の管理等従来の施工にない厳しい品質要求となった。

表-4は特殊水中コンクリートの要求品質を示しており、本工事に先立ち実施した基礎実験及び大規模実験の結果に基づいて決定した。これらの要求品質の中にはスランプフロー保持時間と凝結始発時間のようコンクリートの性質上相反する品質規定も含まれている。

3.2 使用材料

(1) セメント

単位セメント量320kg/m³でコンクリートの断熱温度上昇量が30℃以下を満足する市販のセメントはないため、本工事に新たに開発した低発熱型のセメントを使用した。

セメントは、2Pで2種、3Pで1種の計3種類使用しておりそれらの品質は表-5に示すとおりである。3種類ともポルトランドセメントをベースに高炉スラグ、フライアッシュを混入したいわゆる3成分系のセメントである。

表-6に、低発熱型セメントに使用した原材料の品質を示す。低発熱でなおかつ必要な強度を確保するために、ポルトランドセメント、高炉スラグの粉末度上げる等、工夫がなされている。

また、フライアッシュについては、品質の変動が最も大きくなると予想されたため、採取工場、炉あるいは燃焼条件等を限定することによって品質の安定に努めた。

(2) 混和剤

1) 特殊混和剤

特殊水中コンクリートの品質を支配する特殊混和剤は、2PがUWB（ドイツ製）、3PがASCA（日本製）を使用した。両者ともセルロース系の粘調剤であり図-6に示す構造形となっている。

2) その他の混和剤

特殊水中コンクリートの要求品質を確保するために、特殊混和剤の他に、スランプフローを大きくするために高性能減水剤とスランプフロー保持及び凝結始発時間を調整する目的の遅延剤の2種類の混和剤を使用した。

(3) 骨材

粗骨材は最大粒径20mmの碎石を使用し2Pは赤穂産、3Pは家島産を使用した。細骨材は2Pは香川産細砂、愛媛産粗砂、3Pは香川産の1種類の砂と、それぞれ海砂を使用した。

3.3 特殊水中コンクリートの配合

2P・3Pの示方配合は表-9に示すとおりである。

3Pは内核部と二重壁部で高性能減水剤の使用量を変更したため両者で単位水量が異なっている。また2P3Pで単

表-4 要求品質一覧表

項 目	特殊水中コンクリート
設計基準強度 (91日)	$\sigma_{91} = 180 \text{ kgf/cm}^2$
水中・気中供試体強度比	0.8以上
スランブロー	$52.5 \pm 2.5 \text{ cm}$
スランブロー保持期間	8時間以上
凝結始発時間	30時間程度以内
断熱上昇温度	30℃以下
SS	150ppm以下
PH	12以下

表-5 低発熱セメントの品質

項 目	2P		3P
	内核部	二重壁部	
比重	2.70	2.72	2.64
比表面積 (cm ² /g)	4,750	5,450	4,010
凝結 (時-分)	始発	5-09	4-32
	終結	7-19	6-10
安定性	良	良	良
圧縮強さ (kgf/cm ²)	3日	80	73
	7日	164	158
	28日	305	301
	91日	393	383
化学成分 (%)	強熱減量	0.5	1.4
	不溶残分	22.4	23.0
	酸化カルシウム	35.3	35.6
	酸化マグネシウム	3.0	3.4
	三酸化硫黄	1.6	2.5
	全アルカリ量	0.42	0.39
水和熱 (cal/g)	7日	41.4	42.0
	28日	49.5	50.9
3成分 配合割合 (%)	ポルトランドセメント	16.1	21.5
	スラグ粉末	53.9	50.1
	フライアッシュ	30.0	28.4

表-6 原材料の品質 (セメント)

項 目	2P		3P
	内核部	二重壁部	
セメントの種類	普通ポルトランドセメント	中熱ポルトランドセメント	中熱ポルトランドセメント
比重	3.16	3.20	3.20
比表面積 (cm ² /g)	3,198	6,570	3,150
凝結 (時-分)	始発	2-16	2-18
	終結	3-27	3-16
安定性	良	良	良
圧縮強さ (kgf/cm ²)	3日	160	194
	7日	262	276
	28日	414	470
酸化マグネシウム (%)	1.4	1.1	2.5
三酸化硫黄 (%)	2.0	1.8	2.1
強熱減量 (%)	0.5	1.0	0.4

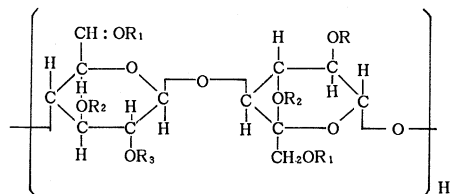


図-6 セルロース系水中不分離性混和剤の化学式の例 (R₁～R₃はHまたはアルキル基などを示す)

表-7 原材料の品質 (スラグ)

項 目	2P		3P
	内核部	二重壁部	
塩 基 度	1.96	1.86	1.84
硫 貨 物 硫 黄 含 率	0.8	0.6	0.7
三 酸 化 硫 含 率	2.1	0.0	2.9
酸 化 マ グ ネ シ ウ 含 率	4.6	6.1	7.0
湿 分 含 率	0.0	0.0	0.0
強 熱 減 量 含 率	+0.3	+0.1	+0.1
ガ ラ ス 化 率	98.5	99.0	-
比 重	2.91	2.90	2.91
比 表 面 積 (c m ² /g)	6,140	6,000	4,740
活 性 度 指 数 含 率	7 日	92	77.1
	28 日	104	111.0
	91 日	108	123.4
モ ル タ ル の フ ロ ー 値 比	104	102	107

位水量がセメント種類、細骨材の粒度の違いにより若干異なっている他はほぼ同様である。

4. 特殊水中コンクリートの打設

4.1 打設実績

2P、3Pの特殊水中コンクリートの打設実績は表-10のとおりである。

打設順序は図-3～5のとおりであり、2Pは約12ヶ月、3Pは約11ヶ月でそれぞれ30回、27回の打設を計画通りに完了した。

1回当たりの打設時間は、平均51時間で3昼夜連続打設が行なわれ、打設量は2Pで平均8,850 m³/回、3Pで平均8,800 m³/回であった。

4.2 内核部の打設

内核部の特殊水中コンクリートは支持地盤と直接接しており、地盤と特殊水中コンクリートとのなじみをよくするために、層厚約2mの特殊水中モルタルを打設した。特殊水中コンクリートは水平打継目を設け、当該工事用に開発した打継目処理機（写真-3）により特殊水中コンクリート打設後、毎回打継目処理し、また、特殊水中コンクリート打継面には気中部と同様に敷モルタルを施工し、層状打設とした。内核部は計24本の打設管で特殊水中コンクリートを圧送した。各打設管から排出された特殊水中コンクリートは水平方向に同心円状に流動し、隣

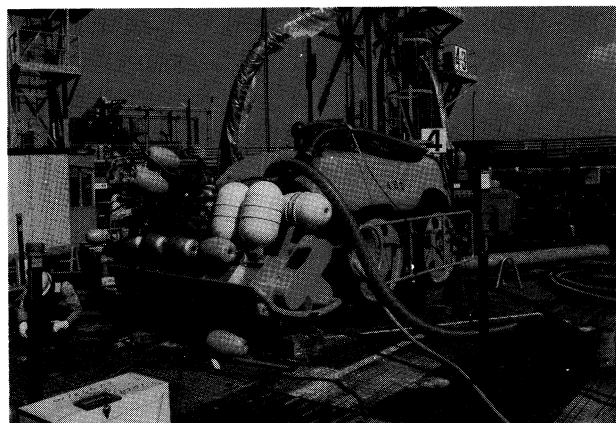


写真-3 打継目処理機

表-8 原材料の品質 (フライアッシュ)

項 目	2P		3P
	内核部	二重壁部	
比 重	2.24	2.26	2.11
比 表 面 積 (c m ² /g)	3,240	3,530	3,730
単 位 水 量 比 含 率	96	91	96
圧 縮 強 度 比 (%)	28 日	76	83
	91 日	96	96
二 酸 化 け い 素 含 率	53.3	61.7	59.8
湿 分 含 率	0.02	0.1	0.1
強 熱 減 量 含 率	1.9	2.3	1.4
メチレンブルー吸着量 (mg/g)	0.31	0.3	0.29

表-9 2P、3Pの示方配合表

基礎名	細骨材率 s/a (%)	水セメント比 W/C (%)	単位量 (kgf/cm ³)				単位量 (ℓ/m ³)		
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	特殊 混和剤	流動化 剤	AE減水 剤
2P	内核部	40	69.7	223	320	644	988	2.3	3.2
	二重核部	40	69.7	223	320	644	988	2.3	3.2
3P	内核部	40	66.6	213	320	648	1005	2.3	1.6
	二重核部	40	65.0	208	320	658	1024	2.3	3.2

表-10 打設実績

	内核部		二重核部	
	2P	3P	2P	3P
打 設 割 数	14	11	16	16
1 回 当 り 平 均 打 設 時 間 (時 間)	50.51	54.35	52.55	46.76
1 回 当 り 平 均 打 設 量 (m ³)	8,991	9,991	8,723	7,984
時 間 当 り 平 均 打 設 量 (m ³ /時 間)	178	184	166	171
総 打 設 量 (m ³)	125,878	109,905	139,569	127,743
打 設 開 始 日	元年10月17日	2年1月29日	2年5月8日	2年7月3日
打 設 完 了 日	2年4月23日	2年6月21日	2年10月22日	2年12月12日

接した打設管から排出された特殊水中コンクリートと合流し一体化する。一方特殊水中コンクリートの品質は流動距離が長くなるに併なって徐々に低下していくことから、内核部では過大な流動が生じないように打設管の配置および各管への特殊水中コンクリートの供給管理が極めて重要であった。

さらに、連続するリフトで合流部が同一箇所に生じることを避けるために、図-7～8に示すごとく2タイプの打設管の配置を考え各層毎にシフトした。(写真-4)なお、打設管は最大流動距離が8m以内となるよう計画し、



写真-4 内核部の打設状況

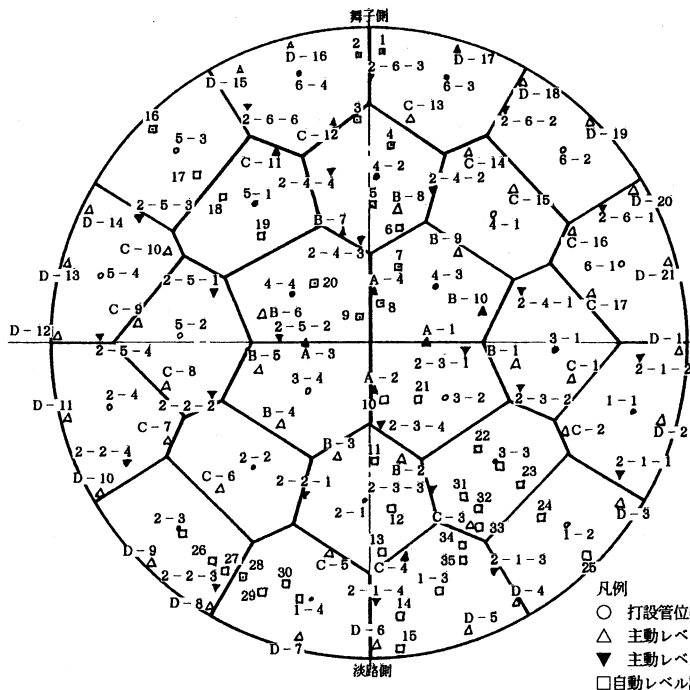


図-7 打設管の配置 (タイプI)

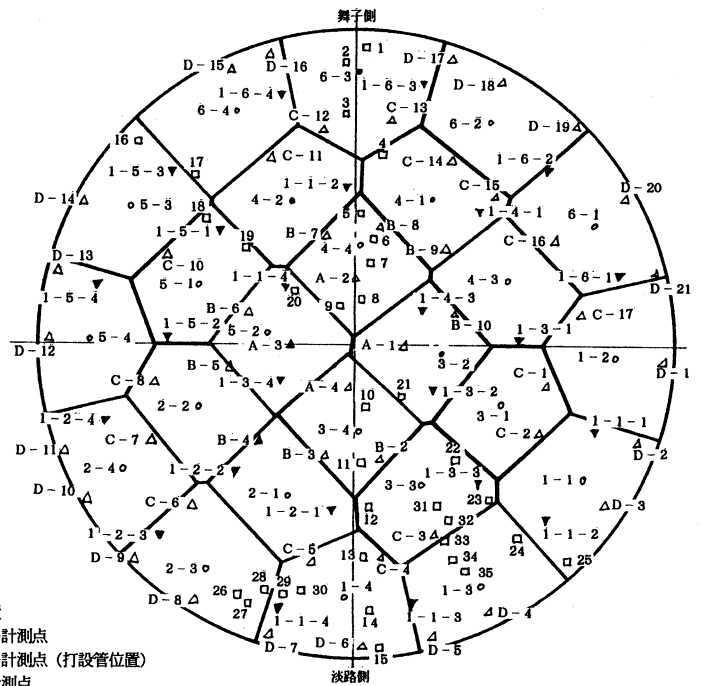


図-8 打設管の配置 (タイプII)

同図中に示した合流線で囲まれた範囲が各打設管の受持面積である。

したがって、各打設管への特殊水中コンクリートの圧送量はこの受け持面積に応じて計画し、ポンプ吐出量、分岐弁の切換時間 (約2分) によって調整した。

打設中の計測した特殊水中コンクリート打設面高さの経時変化の一例を図-9に示す。打設開始後、特殊水中コンクリートが50cm程度上昇するまでの間は下部リフトの影響で特殊水中コンクリート打設面高さは均一にならないが、除々に特殊水中コンクリートが上昇していたことがわかる。一方、図10~11に、2P、3Pの内核部最終リフト打設後、ドライアップして特殊水中コンクリートの打上り面を観察した結果を示す。(写真-5) 図中の破線は計画上の合流位置を示しており、実際の合流位置とも比較的良く一致しており、計画通りに特殊水中コンクリート打設が行なわれたことが確認できる。

4.3 二重壁部の打設

内核部では特殊水中コンクリートの最大流動距離が最も重要な管理項目の1つであったのに対し、二重壁部ではTP-60mから-5mまでの高さ55mを一挙に打設することから、特殊水中コンクリートの作用側圧の管理が最も重要な管理項目となった。

そのため、最初に打設するブロックの二重壁部と内核部を仕切るスキンプレートに土圧計を取付た。特殊水中コンクリート打設時に発生する側圧を計測し、その結果に基づいて以後の打設速度を決定した。

1) 側圧の測定結果と打設速度

土圧計中最も大きな側圧を感知したゲージの側圧を鉛直圧に対して、1時間毎にプロットしたものを図-12に示す。この結果より以下のことが解る。

1) 鉛直圧と側圧の関係は、土圧計に特殊水中コンクリートが接触してから15時間は1:1となっている。



写真-5 2P内核部最上層

2) 15時間以降は勾配がゆるやかになり20時間で急激に側圧が増加しなくなる。

これらの計測結果より二重壁に作用する特殊水中コンクリートの側圧を図-13のごとくモデル化した。

図-13のモデルで打設速度を算出した結果、2Pの場合で特殊水中コンクリートの打上り速度は

TP-60m~-26.5mまで 1.29m/Hr

TP-26.5m~-5.0mまで 1.08m/Hrとした。ただし、この側圧はこのブロックに打設した特殊水中コンクリートのスランプフロー、スランプ、凝結開始時間での値であることから、以後の打設においては図-14に示す特殊水中コンクリートの品質管理限界図を用いて、打設する特殊水中コンクリートのスランプフロー、スランプが管理値内であることを確認することによって間接的に側圧の管理を行なった。

(2) 打設状況

二重壁部の特殊水中コンクリートの打設には、6本の打設管を使用し各打設管に1台づつポンプを直結した。

また、55mの高さを一挙に打設するため特殊水中コンクリートの上昇に伴って打設管の切り離しを行なって

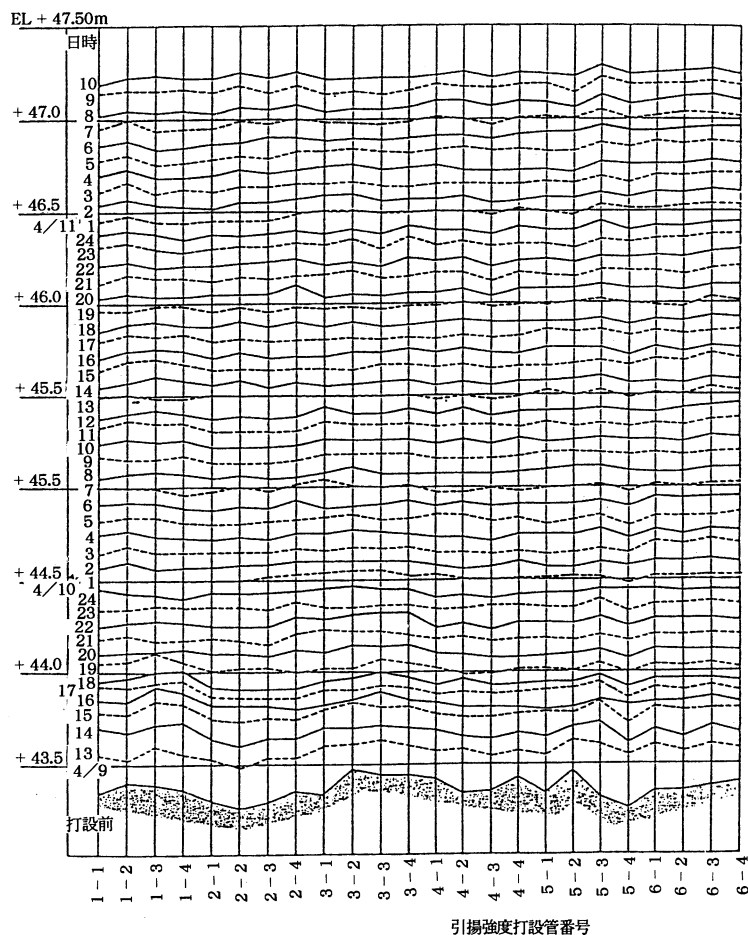


図-9 第13回コンクリート打設高さ (打設管部)

いる。さらに打設管は最大流動距離が5m以内となるように配置した。図-15は二重壁部における特殊水中コンク

リート打設面の経時変化を表わしており、打設速度は速く、最大流動距離が短いため、最終段階に至るまで特殊水中コンクリートは水平に上昇していたことがわかる。

4.4 施工管理

特殊水中コンクリート打設中は、中央監視室に設置した作業管理装置によって施工状況を常時監視した。特に、圧送管内での特殊水中コンクリート閉塞は復旧までに長時間を要し致命的となるため、写真-6のごとくCRT上で圧送管内圧を連続モニターし、打設管の特殊水中コンクリート内への入れ込み長さを調整して管内圧を一定に保持して閉塞をなくすることに努めた。また、表-3に示す圧力以外の情報は必要に応じてCRT上に呼び出した。自動レベル計による特殊水中コンクリートの打上り状況のモニター例を写真-7に示す。

5. 特殊水中コンクリートの品質管理

5.1 品質管理の概要

特殊水中コンクリートの品質管理は図-16に示すフローに沿って実施した。品質管理試験は、基準、定期、日常の3つの管理試験から構成されている。すなわち、基準管理試験で使用材料、プラントの適否を判断し、示方配合を決定した上で、特殊水中コンクリート打設前に毎回行う定期管理試験で使用材料の品質、配合のチェックを行ない、必要に応じて現場配合の修正を行なった。さらに、特殊水中コンクリート打設中は必要な頻度で製造

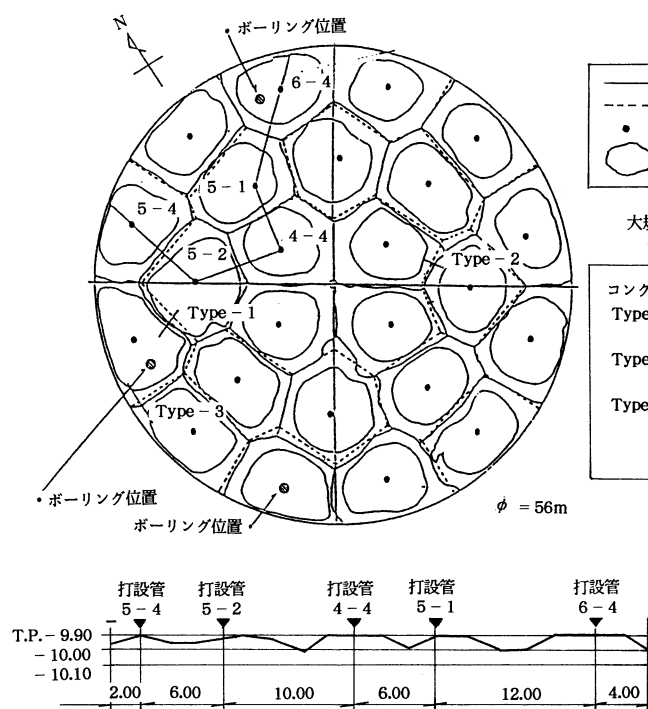


図-10 2P内核部最上層断面図

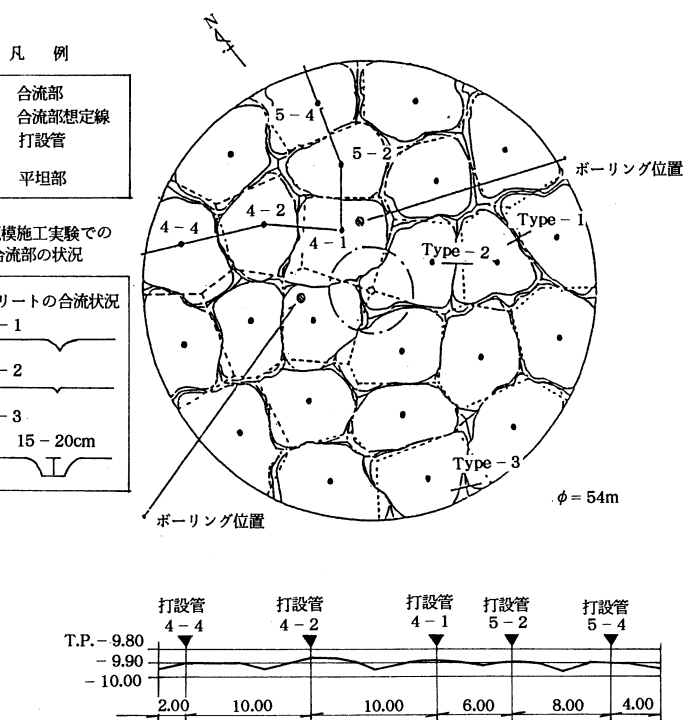


図-11 3P内核部最上層断面図

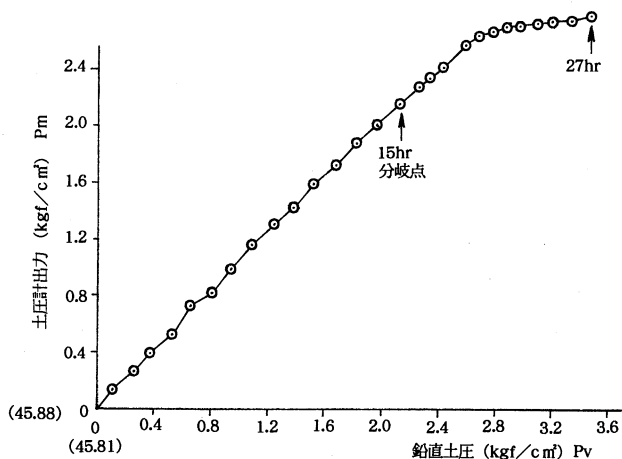


図-12 二重壁部で計測した側圧

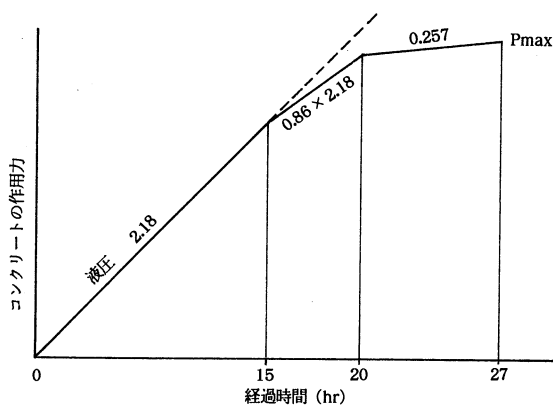


図-13 側圧のモデル化

中の材料、特殊水中コンクリートの品質についてチェックした。

打設時におけるフレッシュコンクリートの品質管理結果を図17～19に示す。

(1) スランプフロー、空気量 (図-17)

特殊水中コンクリート練り上がり8時間後のスランプフロー値を52.5 ± 2.5cmを確保するため練り上がり直後のス

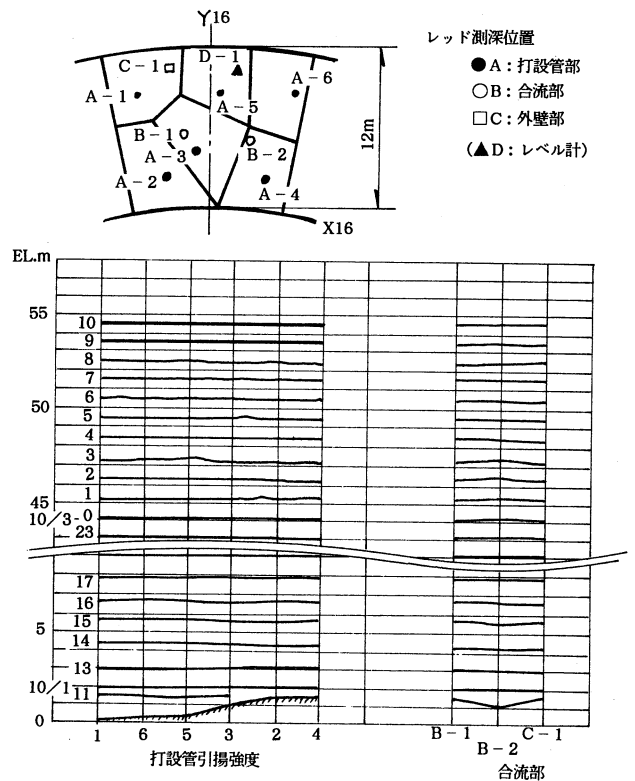


図-15 コンクリート打設高さの1例

ランプフロー値を高目に管理した。2Pの場合、二重壁部のスランプフロー値の8時間後の低下量が内核部のそれに比べて、やや大きくなっているが、これは使用したセメントの性質の差と考えられる。空気量については、空気非連行型の遅延剤を用いたため、極めて安定した結果が得られた。

(2) 練り上り温度、凝結始発時間 (図-18)

特殊水中コンクリートの練り上り温度を20℃以下に保持するため必要なプレクーリングを6～10月の間実施した。凝結始発時間は使用するセメントによって差が生じている。特に2Pの内核部では若干始発時間が遅くなった

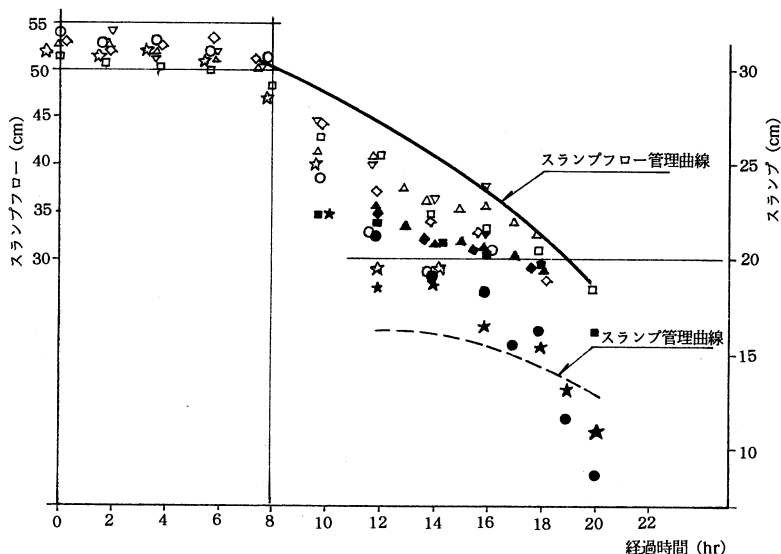


図-14 コンクリート側圧対応SF、SP試験結果

打設No	配合番号	採取時間	コンクリート温度 (°C)	空気量 (%)	測定項目	備考
O-1 (7BL)	0-1-17	5/8 21:00	19.0	2.3	SF	△
					SP	▲
	0-1-32	5/9 15:30	17.0	2.5	SF	▽
					SP	▼
O-2 (15BL)	0-2-13	5/21 17:00	16.0	2.8	SF	□
					SP	■
	0-2-36	5/22 22:00	17.5	2.2	SF	◇
					SP	◆
O-3 (11BL)	0-3-16	6/1 16:00	17.0	2.2	SF	○
					SP	●
	0-3-31	6/2 13:00	13.0	2.2	SF	☆
					SP	★

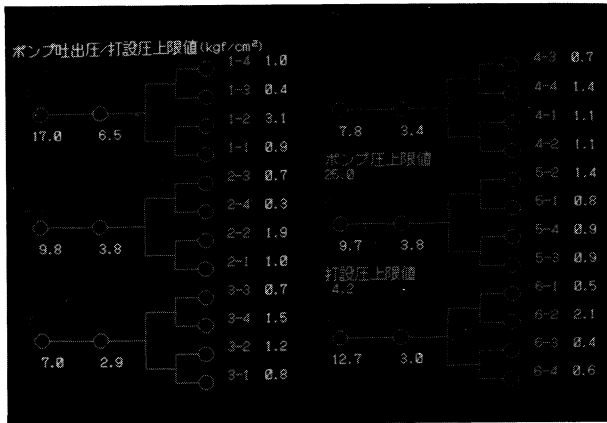


写真-6 圧送管内圧力のモニター状況

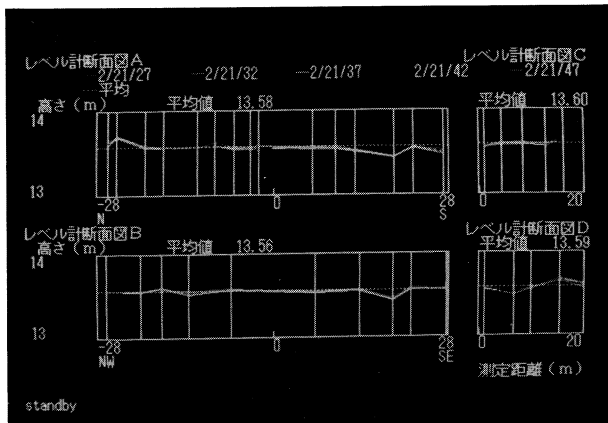


写真-7 自動レベル計の出力例

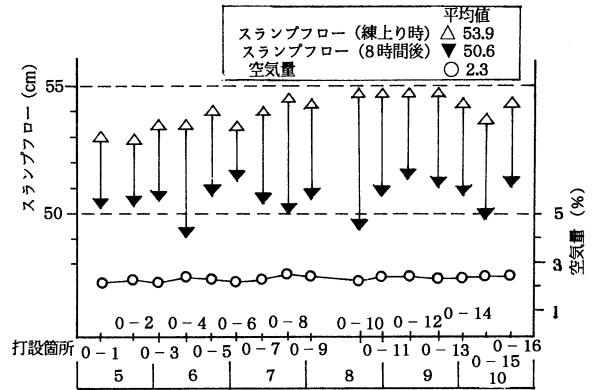
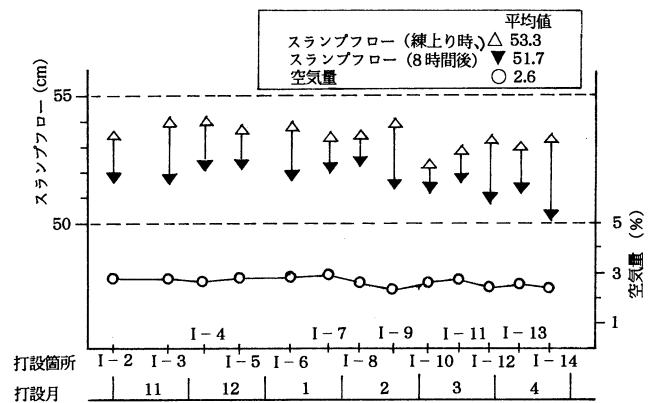


図-17 スランプフロー、空気量

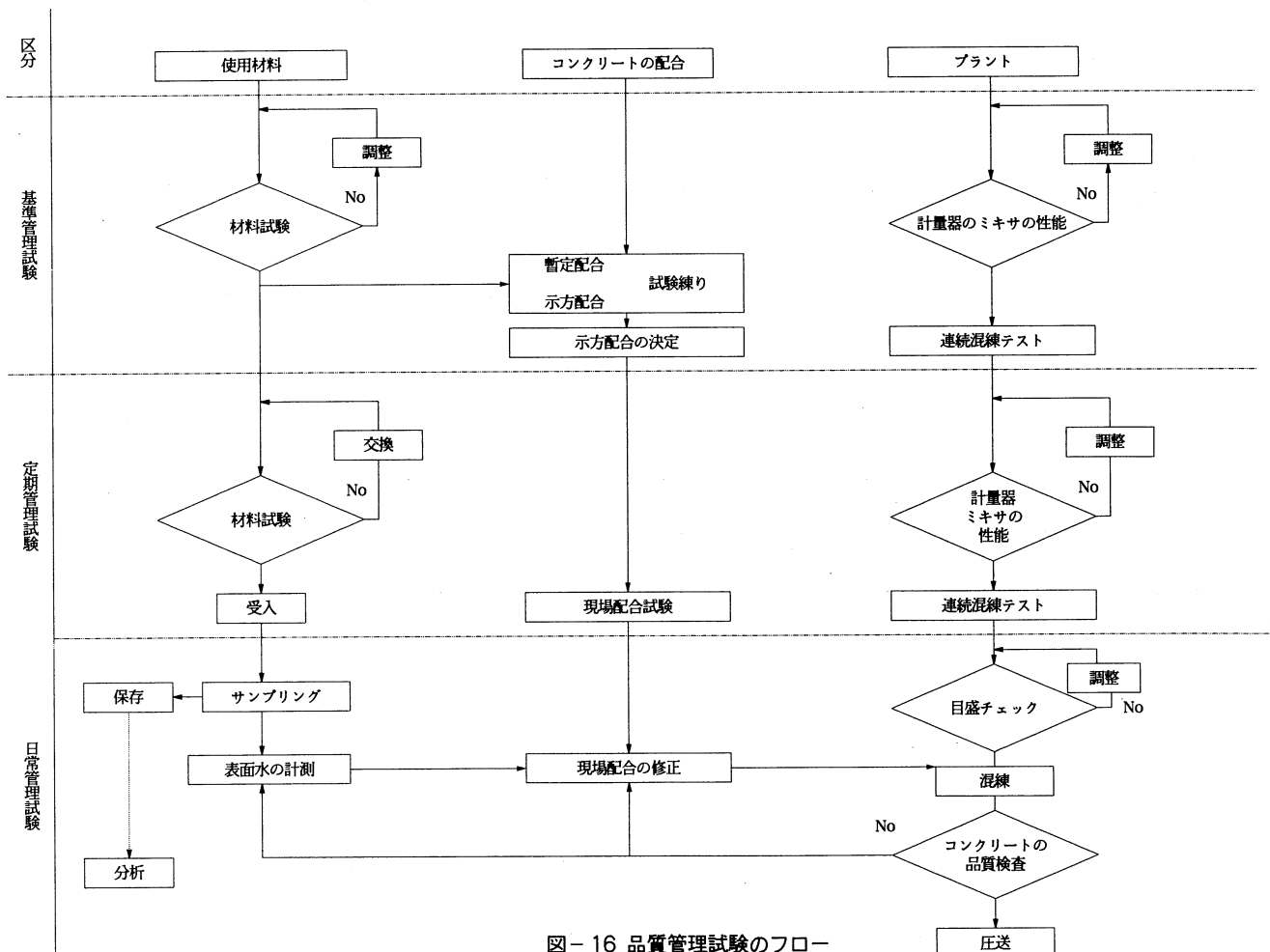


図-16 品質管理試験のフロー

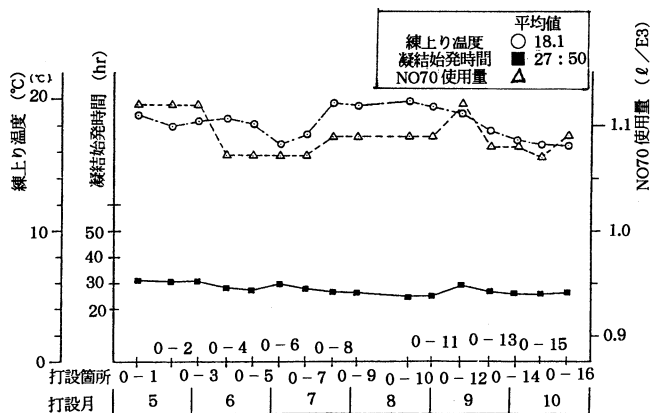
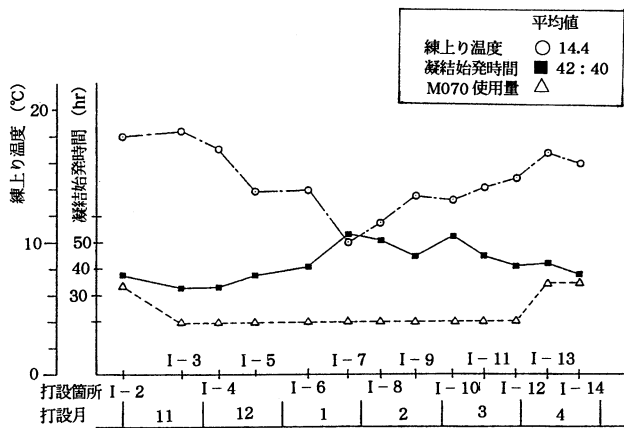


図-18 凝結時間と繰り上り温度

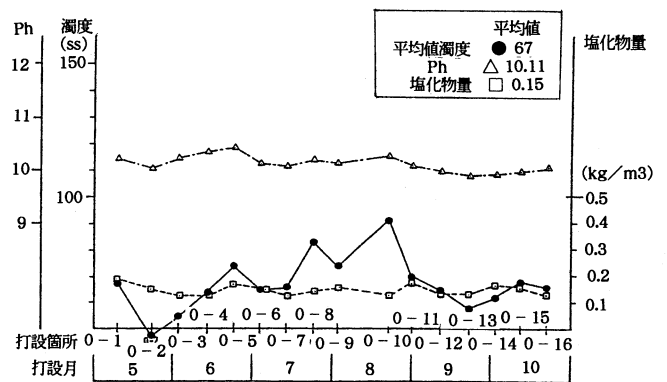
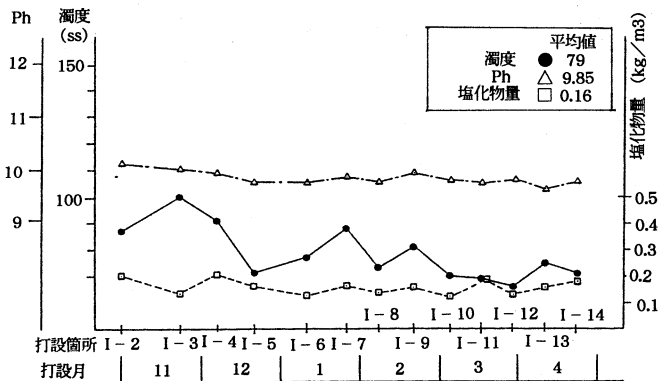


図-19 P.H 濁度および塩化物質

が、これを早めるとスランプフローの8時間保持が悪くなるため、スランプフロー値の保持時間を優先させることにより、流動後の特殊水中コンクリートの品質を確保した。

(3) P.H・濁度・塩化物 (図-19)

P.H・濁度・塩化物の測定結果は、規制値を十分下廻り特殊水中コンクリートは十分な不分離性を有していることが確認出来た。

(4) 硬化コンクリートの品質

特殊水中コンクリートの強度試験およびボーリングコアの強度試験の結果を表-11に示す。

製造された特殊水中コンクリートは2P、3Pとも十分な強度を有するとともに標準偏差も10kgf/cm²以下と極め

て安定しており、良好な品質管理が行なわれたものと判断される。

ボーリングコア強度は、内核部の合流部で若干低くなっているものの、設計基準強度は上廻っていた。

また、内核部のリフト間付着強度はボーリングコア試験結果では3~10kg/cm²であった。

6. 温度計測結果

特殊水中コンクリートの最高温度は、マスコンクリートで生じる温度ひびわれを防止するために50℃程度に抑える必要がある。そのために、打込み温度は20℃以下とし、セメントの水和に伴う発生温度は30℃以下を目標と

表-11 水中コンクリート試験結果集計

項 目		2P					3P				
		試料数	平均値	最大値	最小値	標準偏差	試料数	平均値	最大値	最小値	標準偏差
内 核 部	水中供試体強度 (材令91日)	133	248	274	227	8.9	118	238	262	208	10.5
	水中強度比 (材令91日)	133	0.86	0.94	0.80	0.03	118	0.89	0.98	0.81	0.04
	ボーリングコアの 圧縮強度	一般部	52	259	302	20.3	54	272	355	191	41.1
		合流部	6	205	265	182	13	223	263	201	21.6
	ボーリングコアの 引張強度	一般部	15	23.4	27.1	17.4	12	19.8	24.6	14.3	5.4
		合流部	6	6.75	9.83	3.48	6	10.1	19.3	1.9	7.2
二 重 壁 部	水中供試体強度 (材令91日)	144	265	298	241	10.0	126	232	269	206	13.3
	水中強度比 (材令91日)	144	0.87	0.94	0.82	0.02	126	0.88	0.98	0.80	0.04
	ボーリングコアの 圧縮強度	一般部	12	251	294	220					
		合流部	12	240	270	205	13	223	263	202	21.6
	ボーリングコアの 引張強度	一般部	3	26.1	27.9	24.5					
		合流部	3	24.9	25.0	24.7	3	18.3	21.3	16.8	2.1

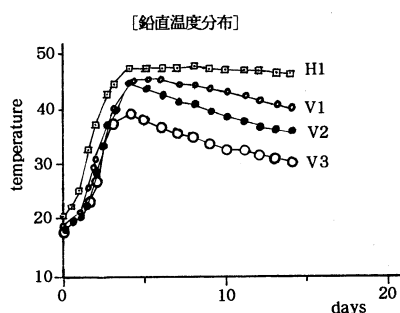


図-20 3P内核部温度上昇履歴

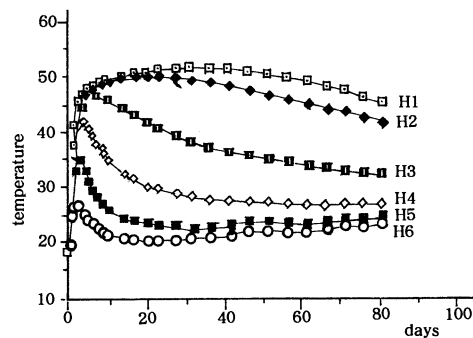
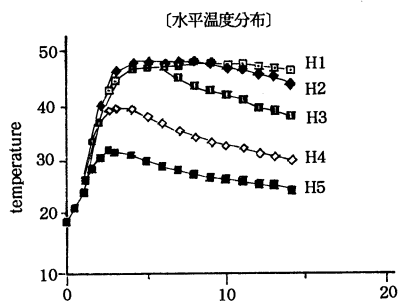


図-21 2P二重壁部温度上昇履歴

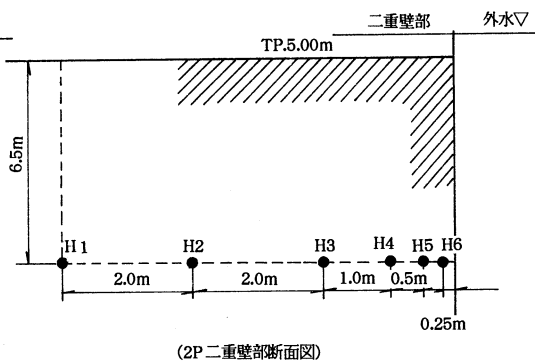
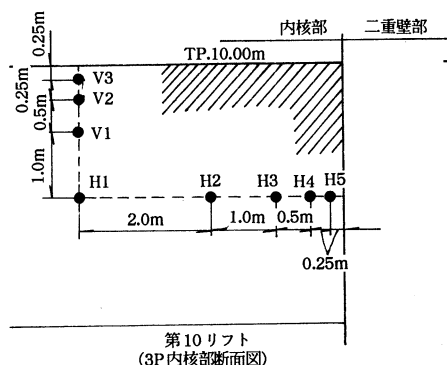


図-22 温度センサー取付位置図 (●・・・熱電対の位置)

した。図-20～21に、それぞれ内核部および二重壁部に図-22の要領で取り付けられた温度計での温度測定結果を示す。これによると、最高温度は50℃程度で温度上昇量はほぼ計画どおりであった。

なお、特殊水中コンクリート打設前に確認したセメントの断熱温度上昇量は、全て30℃以下であったが、夏期は、打設配管部での温度上昇が予想外に大きく、またセメントの製造管理に用いた断熱温度上昇測定器の誤差等により、目標値を若干上廻るものがあったため、プレクーリングを強化し、打設温度を低く抑えた。

7. あとがき

特殊水中コンクリートに添加する特殊混和剤が西ドイ

ツにおいて発明されたのは、今から15年前の事であり、日本に輸入され実用に供して、わずか10年しか経っていない。本工事で約50万㎡の特殊水中コンクリートを約1年間で無事完成させる事が出来た。この結果、特殊水中コンクリートの品質の優秀さ及び施工法の妥当性を確認した。

さらに、低発熱型セメントの開発等、本工事が手がけた技術的課題はマスコンクリートに対しても大きく寄与するものと考えられる。

最後に、本工事を遂行するに当たり、貴重な御助言、御助力をいただいた関係各位にたいし、深く感謝いたします。

来島大橋主塔の耐風特性

Aerodynamic Characteristic of Towers for the Kurushima Bridge

今治工事事務所 技術課 長 大橋 治 一

Harukazu Ohashi

今治工事事務所 技術課 楠 原 栄 樹

Shigeki Kusuhara

1. まえがき

来島大橋（以下「本橋」という）は、尾道～今治ルートの中で最も今治側に位置する吊橋であり、図-1に示すように中央支間長600m、1,020m、1,030mの吊橋が連なる世界でも初めての三連吊橋である。架橋地点は、辺りに島々が点在し、瀬戸内海特有の多島海景观を呈する景勝地と成っている。主塔の形状はラーメン塔を採用し、三連吊橋としての景観上の連続性や周辺の景観との調和等について景観委員会で審議された結果、路面から上に二層の水平材を有する同一の形式となっている。また、道路部の水平材上面から塔頂に向かい約0.45%の斜塔となっている。

従来、吊橋の主塔で風による振動（渦励振）は、主に架設状態及び独立状態に限定してその耐風性が検討され、制振対策が実施されてきた。

しかし、明石海峡大橋の風洞試験において吊橋完成状態においても比較的低風速での渦励振発生を確認しており¹⁾、本橋における第三大橋を対象とした全橋3次元弾性模型による風洞試験においても吊橋完成状態で主塔の渦励振を確認している²⁾。このように、吊橋の長大化あるいは本橋のように補剛桁として抗力係数の小さな流線型箱桁の採用に伴い、従来の主塔に比べて剛性の比較的低い主塔が出現するに至り、その結果主塔の耐風性は、架設時のみならず完成時についても確認を行う必要があることが明らかとなった。

そこで、本橋では塔高の最も高い8Pを対象に2次元剛体模型及び3次元弾性模型による風洞試験から主塔の耐風特性を調査した。

2. 架橋地点の気流特性

本橋に作用する風は周囲の島により乱され、現地特有の性質を示す。そこで、現地風の特徴を把握するために図-2に示すように6Pと8Pの位置する馬島にギル型風速計を設置し、平成元年度より観測を行っている。1年間の観測結果を整理すると図-3のようになり、①主に橋軸方向の発生頻度が高く、②周辺地形の影響を受けて主流方向の乱れ強さ（ I_u ）は10%程度である。

3. 風洞試験

3.1 試験概要

昭和63年度に補剛桁の耐風性に着目した全橋風洞試験で主塔の渦励振を確認し、それを受けて平成元年度から平成2年度にかけて主塔の3次元弾性模型（縮尺1/90）を用いた風洞試験を十字形と六角形の塔柱断面について実施した。さらに六角形断面については、形状に着目して2次元剛体模型（縮尺1/80）による試験を実施した。

試験結果の詳細は後述するが、六角形断面は十字断面に比べて全般的に耐風性が劣ることが判明した。このようなことから詳細な検討は十字断面に絞って行い、その橋軸方向の隅切り率（ h/D ）を0.10から0.13に変化させた範囲では0.12とした場合が最も耐風性が良い結果となった。

図-4は実験の対象とした8Pの塔柱一般図を示す。なお、平成2年度の実験の平成元年度からの構造上の変更点は塔基部の橋軸方向の断面寸法を6.6mから7.5mに拡大したこと、塔柱の断面構成としては3セル構造からモノセル構造としたことである。

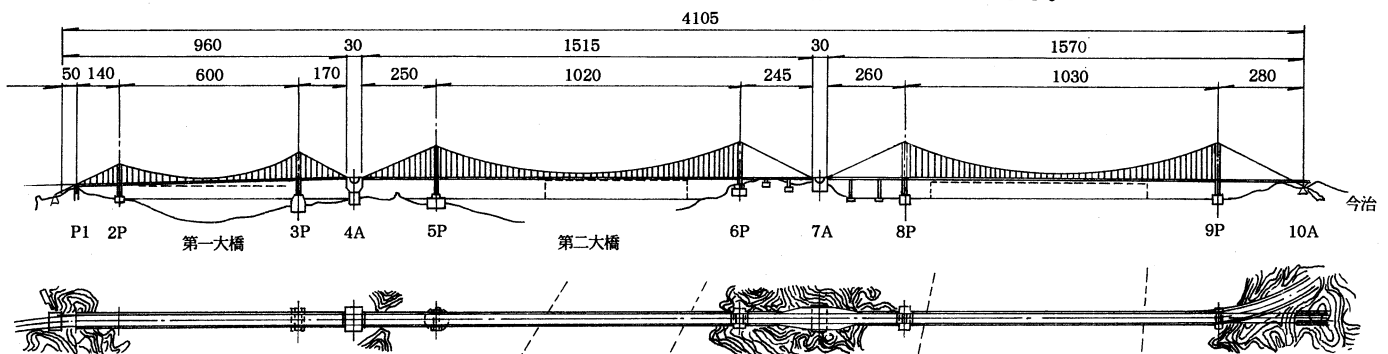


図-1 来島大橋全体一般図

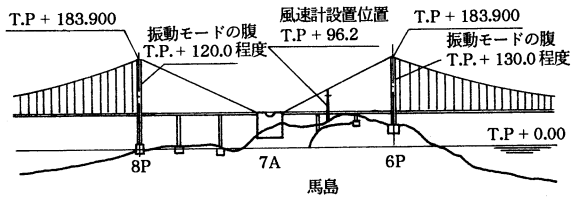
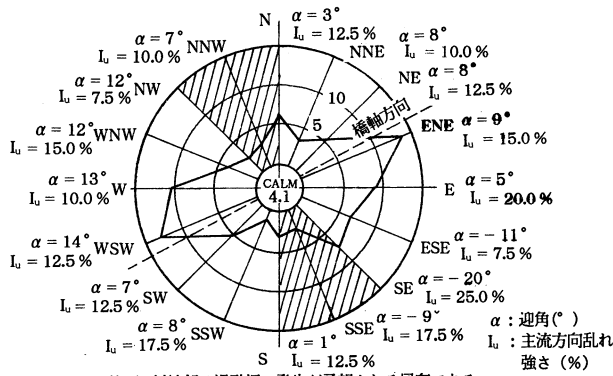


図-2 風速計取付位置



注1) 斜線部は渦励振の発生が予想される風向である。
注2) SW-S-Eの風向は微風時のデータである。

図-3 現地風の特性

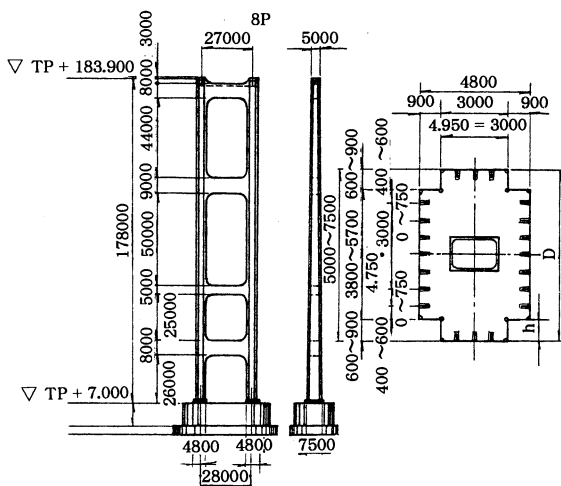


図-4 塔柱一般図 (8P)

3.2 試験方法

まず、実橋の塔独立状態での固有振動解析を実施し、振動特性が相似となるように模型 (縮尺 1/90) を設計する。次に、全橋振動解析を行い、吊橋完成状態及びキャットウォークシステム完成状態における主塔の振動特性 (振動数、振動モード、一般化質量及び等価質量) を明らかにする。そして、先に設計した模型の振動特性が全橋解析で求めた各々の状態の振動特性と相似になるように、塔頂部等をピアノ線と適当なバネ定数を有するバネで拘束し、模型の振動モードを実橋に相似させる。ここで、吊橋完成時におけるケーブル及び補剛桁の付加質量は塔との連成状態により大きく変動するが、安全側の評価としてこれらの付加質量は無視した。

別途に六角断面の耐風性調査のために面外曲げ 1 次及びねじれ 1 次の振動モード値が最大を示す付近の塔高の 65 % の位置の断面を代表とし、縮尺 1/80 の 2 次元剛体模型によるバネ支持試験も実施した。

試験としては、吊橋完成状態、架設状態及びキャットウォークシステム完成状態のそれぞれについて風洞試験要領^{3,4)}に基づく一様流のもとで風速 (V) と応答振幅 (A) の関係の調査を行い (V-A 試験)、各々の状態における最大応答を示す風向風速については、構造減衰 (δ) と最大応答振幅 (Amax) との関係調べた (δ -Amax 試験)。

また、吊橋完成状態において耐風性の良いと判断された断面について、抗力係数の測定を行い、さらに架橋地点の気流特性が周辺の地形の影響をかなり受けていることを踏まえて、乱れ強さを 3 段階に変化させた境界層乱流試験を実施した。

3.3 吊橋完成状態の耐風特性

3.3.1 振動解析

図-5に示すようなモデルにより全橋モデルによる固有値解析を実施した。その結果をまとめたものを表-1に示す。先に述べた基部断面の拡大と 3 セル構造からモノセル構造への変更に伴い、剛性の増加と質量の低減が図られ、固有振動数が 2 割程度上がり、渦励振の発振風速は大きく向上した。

3.3.2 一様流中試験結果

① 十字断面と六角形断面の耐風性の違い

塔柱断面の形状決定にあたり六角形断面の可能性について耐風性からの検討を行った。従来の吊橋で塔柱の断面に六角形断面を採用した例はないがその特性を把握するため、塔柱断面は六角形の頂角を変化させた。十字断面については隅切り率を変化させた断面を選定し、六角形断面との耐風性の比較を行った。図-6には試験に用いた塔柱断面を示す。この時の十字断面は基部寸法を拡大する前の断面である。

いずれの断面においても比較的低風速で渦励振が発生している。十字断面と六角形断面のうち最も応答振幅の小さなもの同志を比較すると図-7のようになり、試験を実施した断面においては十字断面の方が耐風性が良いことが判明した。また、六角形断面ではギャロッピングの発生が予想されること、渦励振について風の水平偏角の変化に対して一貫して良好な断面が見い出せなかったことから、以後の検討は耐風安定化の容易な十字断面で行うこととした。

② 十字断面における隅切りの効果

矩形断面の 4 隅を切り欠くことにより、その断面の耐風性が向上するが、この断面に対する切り欠きの割合 (隅

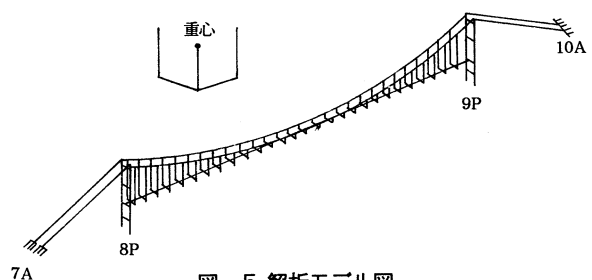


図-5 解析モデル図

表-1 固有値解析結果

塔基部拡大前（平成元年度試験）			塔基部拡大後（平成2年度試験）		
面内曲げ一次振動		塔全体の一般化質量の比 18.5 % 8Pの一般化質量の比 16.6 %		塔全体の一般化質量の比 18.5 % 8Pの一般化質量の比 17.6 %	等価質量 $m_{eq} = 2.727\text{tfs}^2/\text{m}^2/\text{塔}$
		等価質量 $m_{eq} = 2.309\text{tfs}^2/\text{m}^2/\text{塔}$		固有振動数 $f = 0.391\text{Hz}$	
		固有振動数 $f = 0.391\text{Hz}$			
面外曲げ一次振動		塔全体の一般化質量の比 86.8 % 8Pの一般化質量の比 86.3 %		塔全体の一般化質量の比 98.1 % 8Pの一般化質量の比 97.6 %	等価質量 $m_{eq} = 2.136\text{tfs}^2/\text{m}^2/\text{塔}$
		等価質量 $m_{eq} = 2.436\text{tfs}^2/\text{m}^2/\text{塔}$		固有振動数 $f = 0.565\text{Hz}$	
		固有振動数 $f = 0.565\text{Hz}$			
ねじれ一次振動		塔全体の一般化質量の比 78.5 % 8Pの一般化質量の比 48.6 %		塔全体の一般化質量の比 79.3 % 8Pの一般化質量の比 44.0 %	等価質量 $m_{eq} = 2.023\text{tfs}^2/\text{m}^2/\text{塔}$
		等価質量 $m_{eq} = 2.313\text{tfs}^2/\text{m}^2/\text{塔}$		固有振動数 $f = 1.115\text{Hz}$	
		固有振動数 $f = 1.115\text{Hz}$			

切り率）が耐風特性に大きな影響を及ぼすことはよく知られている。

ここでは、その隅切り率を東神戸大橋や明石海峡大橋で効果の大きかった0.11～0.115を含めた0.10～0.13の範囲で実験を行い、応答振幅を比較した。その結果、図-8に示すように隅切り率を0.12とした場合が耐風性がよい。断面の風向による特性は図-9のように、応答振幅

は風向により大きく影響を受け、橋軸直角方向から20°偏った方向から作用する場合が最も大きい。

次に、面内振動については低風速（15m/s程度）で渦励振が発生しているが、その応答振幅は最大でも実橋換算で5cm程度であり、試験では安全側の評価としてケー

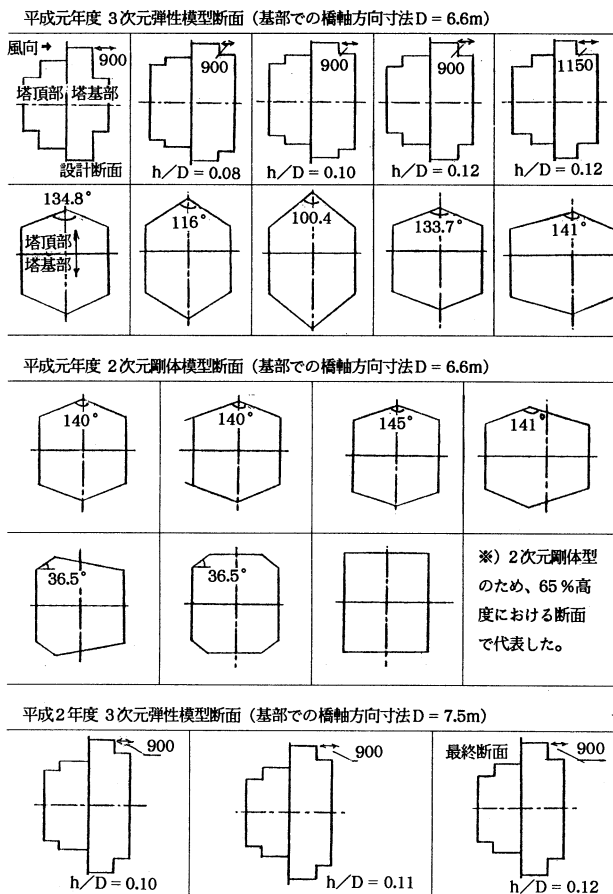


図-6 塔柱断面の比較

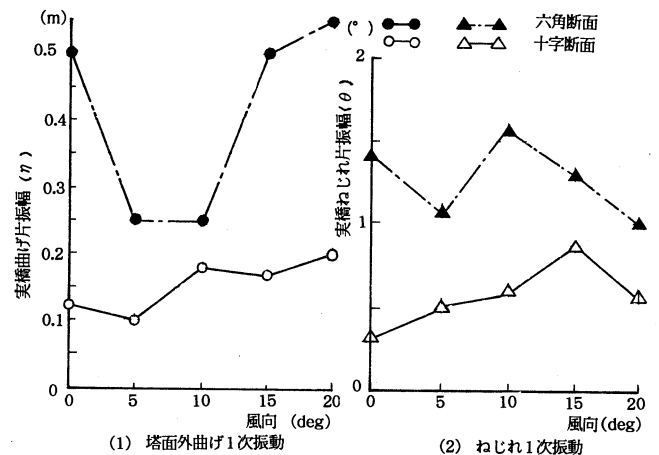


図-7 十字断面と六角形断面の耐風特性

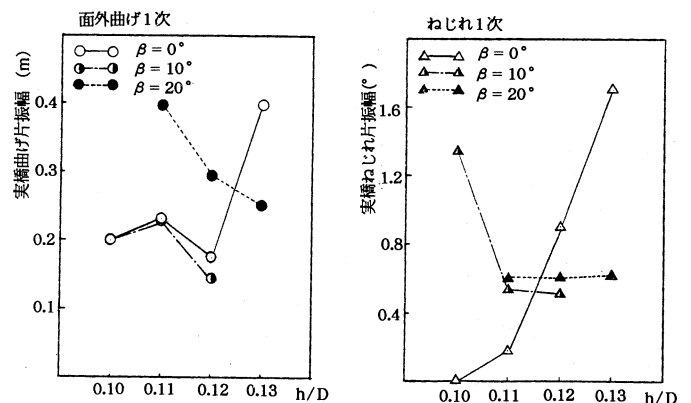


図-8 隅切り率と最大応答振幅の関係

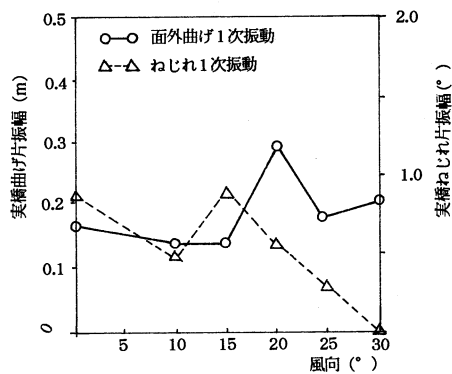


図-9 水平偏角と最大応答振幅の関係

ブル及び補剛桁の付加質量を無視しているため応答振幅はさらに小さな値となることが予想されること、橋軸直角方向暴風時の変位が50cm程度であり応答振幅ははるかに小さな値であることを考慮すると、問題にはならない。

3.3.3 境界層乱流中試験結果

現地風の特徴が、前述のように周辺の地形の影響を受けてかなり乱れていることが予想されるため、境界層乱流試験を実施した。試験は、耐風設計要領⁹⁾に従って風速の鉛直分布が1/7のべき指数に従うような乱れ強さ (I_u) 2.5%、5%、7%の3種類の気流条件について、最大応答を示した風向 (水平偏角 20°) で実施した。なお、乱流の発生方法は、乱れ強さ2.5%と5%についてはせん断格子により、5%と7%についてはボルテシィ・ジェネレーター (渦発生装置) によるもので、その気流特性を表-2に示す。

各々の乱流試験結果と一様流試験結果を比較したものを図-10に示す。乱流中での渦励振は一様流中での結果よりも全般的に応答が小さくなったが、面外曲げ一次振

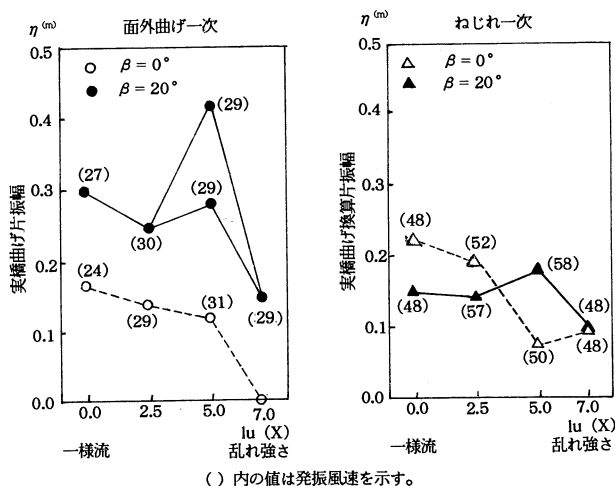


図-10 乱れ強さと最大応答振幅の関係

表-2 境界層乱流の気流条件

標準べき指数	1/7	1/7	1/9	1/8
塔高の65%高度での乱れ強さ (I_u)	2.5%	5.0%	5.0%	7.0%
塔高の65%高度での乱れのスケール	0.2m (18m)	0.3m (27m)	0.6m (54m)	0.6m (54m)
乱流の発生方法	格子乱流	格子乱流	ボルテシィ・ジェネレーター (渦発生機)	ボルテシィ・ジェネレーター (渦発生機)

動がせん断格子を用いた乱れ強さ5%の試験時に一様流中の時よりも大きな応答を示す結果となった。このような例は、因島大橋⁶⁾や北備讃瀬戸大橋⁷⁾でも報告されている。

3.3.4 抗力計測結果

静的な設計に用いる風荷重を算出するために、耐風性の良好な隅切り率0.12とした主塔の橋軸直角方向と橋軸方向の抗力係数を計測した。その結果、橋軸直角方向は0.8、橋軸方向は1.5というともに耐風設計要領で決められた1.8に比べて小さな値となっている。

3.4 架設状態の耐風特性

3.4.1 振動解析

塔の架設状態として以下の5つの状態を取り上げた。

- ① 中間水平材架設前
- ② 塔頂水平材架設前
- ③ 塔独立完成状態
- (以上3つは架設用のクリーパクレーンを考慮)
- ④ 塔独立完成状態 (塔頂クレーンのみ考慮)
- ⑤ キャットウォーク (CW) システム完成状態

①～④については塔のみの平面モデル解析を行い、表-3に各架設段階における振動諸元を示す。

3.4.2 試験結果

各架設段階における最大応答を示す風向、風速及び応答値をまとめたものを表-4に示す。これらの結果をもとに今後架設状態での制振装置の設計を行っていく予定である。

3.5 他の主塔の耐風特性の推定

本橋は三連吊橋であるため主塔の数は6基ある。これらの主塔の塔柱間隔はほぼ同一で隅切り率は同一であるが、吊橋規模の違いや地形条件の違いから、空力特性に影響を及ぼすと考えられる橋軸方向と橋軸直角方向の断面寸法比、高さ方向への断面の変化率等が異なっている。

風洞試験は塔高の最も高い8Pのみを対象としたため、他の2P、3P、5P、6P、9Pの耐風性は8Pの結果を基に簡便的に推測するか、それぞれの塔に対して風洞試験を行う必要がある。ここでは6基の主塔は幾何学的に相似であり渦励振の発生する時のストローハル数 fD/V (f : 塔の固有振動数、 D : 断面代表長、 V : 共振風速) が等しいという仮定のもとで前者を採用し、図-11に示す手順で共振風速及び応答振幅の推定を行った。表-5に推定結果をまとめたものを示す。

表-3 架設段階での振動諸元

		中間水平材架設前	塔頂水平材架設前	塔独立完成状態 (クリーパ・クレーン有)	塔独立完成状態 (クリーパ・クレーン無)	CWシステム完成状態
面内	等価質量 tfs^2/m^2 /塔	3.988	3.596	3.693	2.485	2.377
	固有振動数 Hz	0.648	0.473	0.481	0.565	0.561
面外	等価質量 tfs^2/m^2 /塔	3.447	3.482	3.722	2.633	2.313
	固有振動数 Hz	0.322	0.166	0.160	0.190	0.509
ねじれ	等価質量 tfs^2/m^2 /塔	2.502	2.898	2.700	2.270	2.083
	固有振動数 Hz	0.770	0.626	0.726	0.800	1.662

表-4 架設段階での応答値

	中間水平材 架設前	塔頂水平材 架設前	塔独立完成状態 (グリーン有)	塔独立完成状態 (グリーン無)	CWシステム 完成状態
最大応答値 (m)	1.59	1.15	1.00	0.87	0.33
共振風速 (m/s)	18	8	8	7.8	19
風向 (°)	10	10	0	10	20
最大応答値 (m)	0.44	0.39	0.45	0.67	0.33
共振風速 (m/s)	44	42	28	51	57
風向 (°)	0	10	0	10	0

4. 吊橋完成状態における許容振幅の設定

明石海峡大橋での手法にならって、図-12及び図-13に示す流れにより許容振幅を求めた。

4.1 初通過破壊から決まる許容振幅

渦励振の発振風速が低風速の場合は活荷重が載荷されている状態が考えられる。そのため、許容応力度の割り増しは、路面上の風速が30m/s以下の場合に活荷重の載荷状態を考え、耐風設計基準⁵⁾を準用して1.35とし、路面上の風速が30m/sを越える場合はその生起確率が低いことから、振動により発生する応力が降伏レベルに達しないものとして1.70を採用した。各主塔の許容振幅を整理したものを図-14に示す。

表-5 他の塔の推定

吊橋完成状態	2P	3P	5P	6P	8P (実験値)	9P
曲 応 答 値	0.21	0.25	0.32	0.30	0.30	0.31
げ 共振風速	39	30	34	43	27	31
ね 応 答 値	48	42	52	57	47	47
じれ 共振風速	0.13	0.14	0.18	0.17	0.22	0.18

4.2 累積疲労から決まる許容振幅

渦励振による繰返し回数の推定では、現地(馬島)における風観測データ1年間しかないため大三島でのアメダスの10年間のデータも利用して累積時間を算出した。現地観測データから推定した繰返し回数が125,000回程度であったのに対して、大三島でのデータでは20,000回程度でしかなかったため、回数の評価として安全側である現地観測データで疲労照査を行った。その結果、表-6に示すように累積疲労から決まる許容振幅は、初通過破

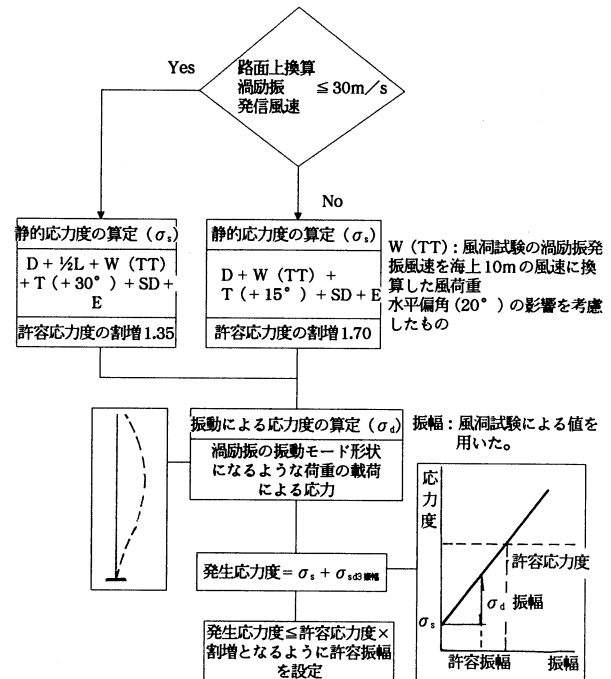


図-12 初通過破壊から決まる許容振幅

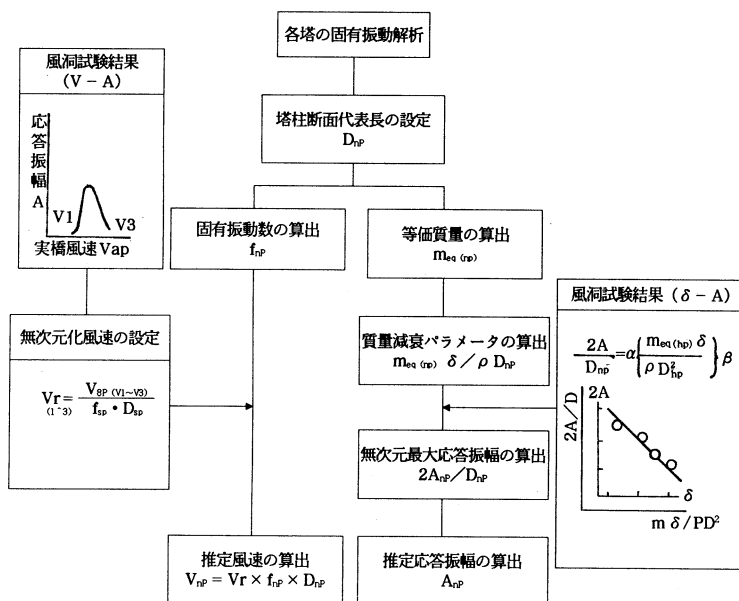


図-11 他の主塔の応答振幅の推定

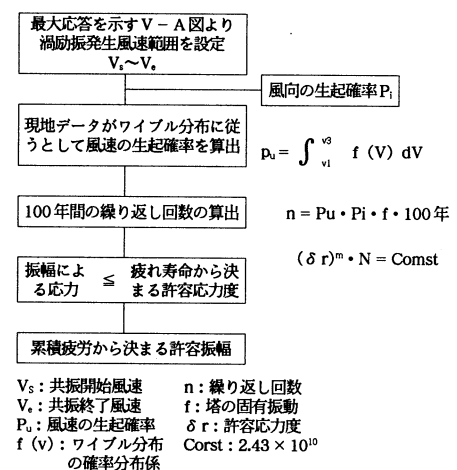
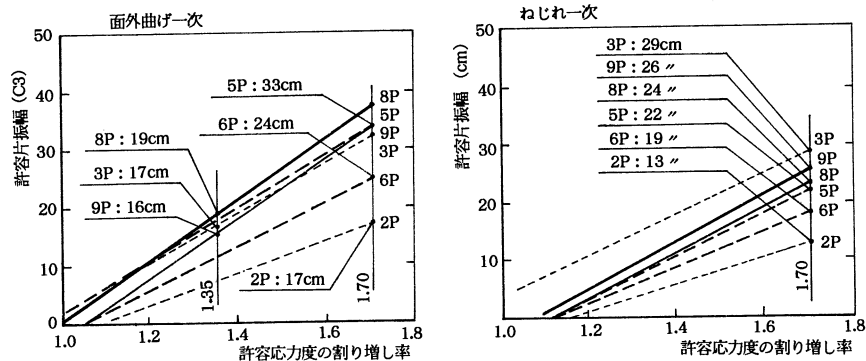


図-13 累積疲労から決まる許容振幅



注) 上部構造設計基準における許容応力度の割り増し率は、常時1.0、暴風時1.5である。

図-14 許容振幅の設定

表-6 橋梁完成時の許容振幅

		2P	3P	5P	6P	8P	9P
発生振幅	面外曲げ一次	0.21m (39m/s)	0.25m (30m/s)	0.32m (34m/s)	0.30m (43m/s)	0.30m (27m/s)	0.31m (31m/s)
	ねじれ一次	0.13m (48m/s)	0.14m (42m/s)	0.18m (52m/s)	0.17m (57m/s)	0.22m (47m/s)	0.18m (47m/s)
初通過破壊	面外曲げ一次	0.17m	※ 0.17m	0.33m	0.25m	0.19m	0.16m
	ねじれ一次	0.13m	0.29m	0.22m	0.19m	0.24m	0.26m
疲労	面外曲げ一次	0.45m	0.26m	0.43m	0.66m	0.33m	0.35m

注1) () 内の値は最大応答時の風速である。

注2) ねじれの疲労については発振風速が高いため発生確率が低く問題とならない。

注3) ※は活荷重載荷の可能性があるので許容応力の割増を1.35として算出した。

壊で決まる許容振幅よりも大きな値である。

4.3 供用性に及ぼす影響

主塔の渦励振による吊橋の供用性への影響については、ねじり振動の発生振幅が20cm程度で構造上の問題はなく、その時の共振風速も50m/s程度と高風速であり、通行止めとなるため問題はない。面外曲げ振動時には、最大応答時の路面での風速が25m/s程度であり、供用している状態が考えられる。しかし、塔の振動については表-1のモード図にも見られるように、補剛桁との連成の影響は少なく、供用性からみた問題はないものと考えられる。

また、維持管理を行う場合の作業性については、発振初期(24m/s)には66gal(0.07G)程度であるが、最大応答時(27m/s)に580gal(0.6G)に達するため、作業の安全性及び塔内設備の安全性についての検討を加える必要がある。

5. 結 論

本橋のように、道路単独橋での補剛桁に箱桁を採用した場合、主塔の剛性は従来の吊橋に比べて小さくなるため、吊橋完成時の主塔は低風速で渦励振が発生する可能

性がある。そのため、耐風性の良い塔柱断面を選定するために風洞試験を実施した。

その結果、塔柱断面としては十字断面とし、隅切り率を0.12とした場合が耐風性が良いが、その応答振幅は許容振幅を僅かに上回る。この影響について静的な応力度に振動による応力度を付加した場合には、塔基部において許容応力度を僅かに超えるが塔基部の断面性能の向上により許容応力度におさめることが可能である。

6. あとがき

来島大橋の主塔の風洞試験結果について述べてきたが、規模が異なる三連吊橋であるために6基の主塔がそれぞれに関連しつつも、各々違った特性を示すようである。今後は、工事発注までに今まで明らかとなった問題点をさらに検討し、適切な対策を施していく予定である。

最後に、本橋の主塔の耐風性について御指導・御意見を戴いた耐風委員会(宮田委員長)の先生方に対し、厚く御礼を申し上げる。

参考文献:

- 1) 岡野、栗野、森下：明石海峡大橋主塔の耐風性(主塔断面形状の選定) 本四技報No.54'90.4
- 2) 本州四国連絡橋公団：来島大橋風洞試験(その3) 平成元年3月
- 3) 本州四国連絡橋公団：風洞試験要領(1980)・同解説 昭和55年6月
- 4) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋風洞試験要領(1990)・同解説 平成2年2月
- 5) 本州四国連絡橋公団：耐風設計要領(1976)・同解説 昭和51年3月
- 6) 松崎、牛尾、南條：独立状態の吊橋主塔の渦励振に関する実験的研究 土木学会論文集 1983.11
- 7) 成井、小川、松田：乱流中における吊橋主塔の耐風安定性について 風工学シンポジウム 1984
- 8) 本州四国連絡橋公団：来島大橋主塔風洞試験 平成2年3月
- 9) 本州四国連絡橋公団：来島大橋主塔風洞試験(その2) 平成2年3月
- 10) 本州四国連絡橋公団：来島大橋主塔風洞試験(その3) 平成3年1月

中国への橋梁技術協力

Technical Cooperation for Bridge Engineering of P.R.C.

坂出管理事務所 副 所 長 田 島 照 義

Teruyoshi Tajima

1990年度日中鉄道技術協力の一環として1990年10月11日より11月9日まで中華人民共和国（PRC）に国際協力事業団（JICA）より派遣され、『新型橋梁基礎と軟弱地盤対策に係る技術指導』の一員として参加して来たので、状況と見学した橋等について報告する。

〔中国の鉄道〕

最近、日本では社会資本の蓄積や生活基盤の整備の必要性が言われているが、発展途上国の中国においても輸送手段としての鉄道や道路の整備が急務となっている。それらが高速化されるにともない、線形や地形、社会環境の関係で当然長大トンネルや長大橋梁が必要になってきている。中国の人口10億8千万人、鉄道営業キロ52600kmとそれぞれ日本の9.3倍、2.0倍（1987年）となっており、貨物輸送・旅客輸送とも鉄道が中心的役割をはたしているが、どの輸送機関でも輸送需要が供給を上回っており、交通部門が中国の経済発展の隘路となっていると言われている。したがって運輸交通部門をエネルギー部門と並んで重点部門としており、年間1000km程度の新線建設、複線化、電化等を行っているが追い付かない状態である。

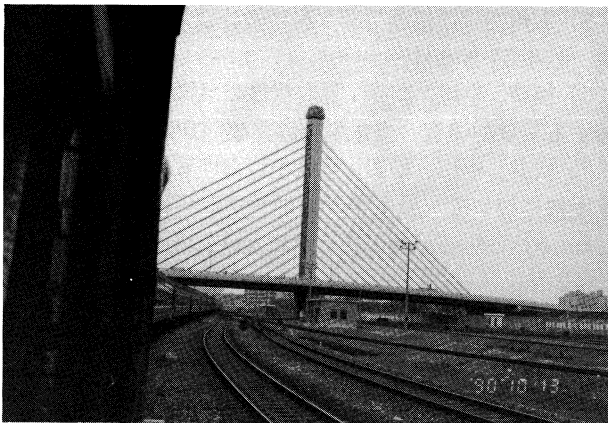


写真-1 上海駅構内の斜張橋

〔技術協力〕

10年目をむかえた日中鉄道技術協力は、毎年様々な分野にわたって数回の専門家の派遣や研修員の受入れを行っている。そのうち建設関係の分野の専門家派遣として、1990年度は新型橋梁基礎と軟弱地盤対策が実施された。

受入れ先は中国鉄道部大橋工程局（湖北省武漢）で、揚子江の中流にある工業都市にある。なぜ大橋工程局がそこにあるかということ、武漢の長江大橋を造ったときにそのまま住み着いたからと言う事であった。北京でのアジア大会が終了するのを待って上海から入国し、揚子江ぞいに杭州・南昌・九江と各铁路局や鉄路分局を表敬訪問し、橋梁架設現場の調査をしながら列車で移動した。九江からは揚子江をフェリーで遡上し武漢に到着した。途中、上海の地下鉄の工事、杭州の錢塘江第2大橋や九江の九江長江大橋の工事を見学し、相手先との討論によって考え方や技術水準を知る絶好の機会となった。中国鉄道部大橋工程局には様々な部門があり外国の技術雑誌や資料は翻訳者がいてよく勉強をしているようであるが、今回は実際の技術を聞きたいということで、大鳴門橋や南北備讃瀬戸大橋等の多柱基礎や設置ケーソン基礎工法を指定され、できるだけビジュアルに講義をしてほしいという要望に対し、講義集のほかパンフレット、スライド、OHP、ビデオを用いて実施した。講義は10月23日から29日まで大橋工程局で、30日から11月2日まで第四勘测设计院で行い、それぞれ午前、午後ごとに2時間半ないし3時間を一人でやり、最後に質問時間を設けた。昼休みが2時間半あり職住接近なので、出張者以外は自宅で昼食をとっており我々はホテルに戻って食べた。通勤はマイクロバスまたはワンボックスカーで送迎を受けた。

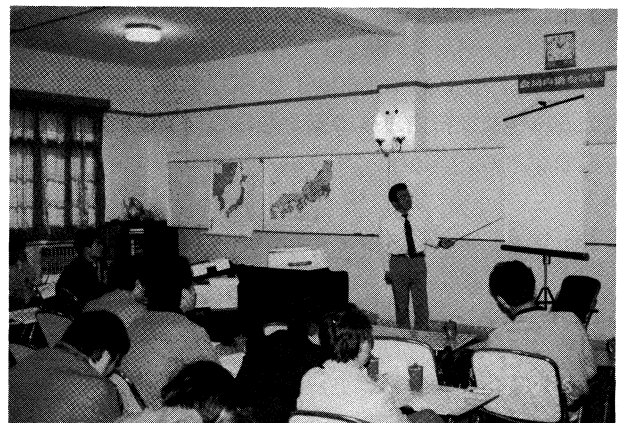


写真-2 大橋工程局での講義

私の担当した部分は、瀬戸大橋における設置ケーソン基礎工法、大鳴門橋における多柱基礎、横浜ベイブリッジにおける多柱基礎の設計・施工などである。

他に吊橋や斜張橋の上部工の設計・施工について別途

専門家グループへ講義をしたが、耐風安定性の問題、列車走行性、ケーブルの防錆等について具体的な質問を受けてこれらに答えた。他の担当者は青森大橋の下部工や第2阿武隈川橋梁等のPC橋の設計・施工について講義をした。ここでトラブルがあり、10月23日より講義が始まるのに別便で送った講義集などの資料が到着せず、とりあえず持参のパンフレットをOHPで映し説明して時間稼ぎで急場を凌いだ。が、武漢の税関検査で3日間かかるのを北京からも電話をしてもらいなんとか翌24日の夕方到着したが、日本からの発送からして指示した日より遅れ且つ中国国内でも遅れており、前年と同じミスに一同不満をぶちまけていた。



写真-3 第四勘测设计院での講義

[橋梁見学]

見学した橋梁の概要を紹介する。10月12日に上海の黄浦江に架設中の南浦大橋（斜張橋）を見学する予定になっていたが、落下事故があったとかで中止となった。大変残念であったが、鉄道部の管轄ではないため無理は言えず、黄浦江遊覧の船からカメラの望遠レンズを通して斜張橋のタワーを見るだけであった。

10月16日に杭州の虎跑到に架設中の銭塘江第二大橋を船で見学した。この橋はPC連続箱桁の道路と鉄道の並列橋であり、基礎は別々で桁はわずかしき離れていない。道路4車線、鉄道複線で川幅2kmを80mスパンの3径間連続ディビダーク工法（水深大）、押し出し工法（水深小）で架設中であった。河底は沖積層で深さ18m、微粒で移

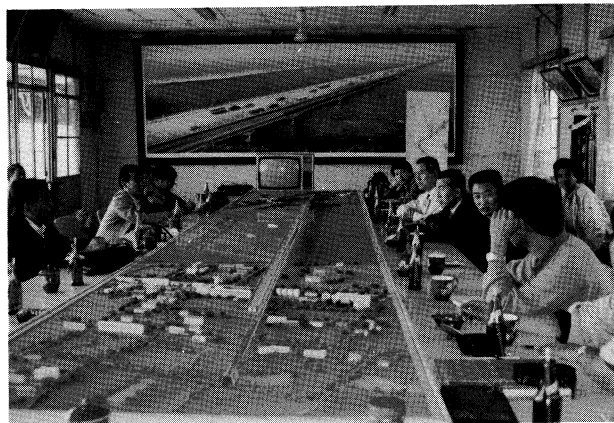


写真-4 銭塘江第二大橋での討議

動し易く河道も変化すること。最大の問題は海潮と言って、V字形の入江に大潮の満潮時に潮位差で起こる波が川を遡り、波高2.9m、推定波圧5~6tf/m²に達し、ビデオでみたが時間は予測でき対処できるとはいえ作業工程にそうとう影響している様子であった。



写真-5 銭塘江第二大橋の工事

10月21日に見学した九江長江大橋は揚子江に架かる最大の橋で道路鉄道併用橋である。中央部の1806m（11径間）は併用部で連続トラス及びアーチで架設中であつた。アプローチを含め鉄道部分7675m、道路部分4460mであり、単独部はPC桁である。トラス部（スパン162m）の架設はトラベラー・クレーンを使用し、アーチ部（180・210・180m）は仮設タワーを用いた張出工法であった。基礎工法はオープンケーソンで陸上部はリバース杭である。

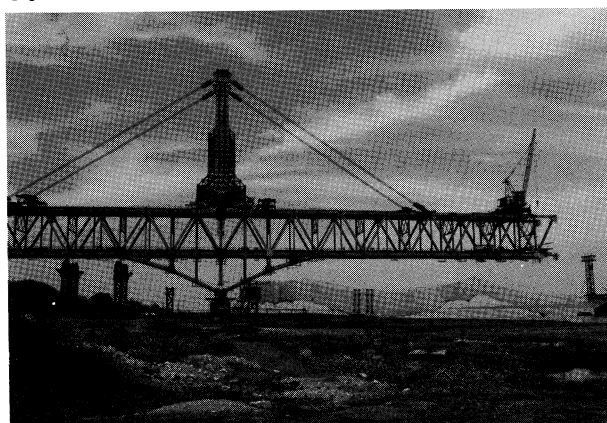


写真-6 九江長江大橋架設工事

10月27日に見学した武漢の長江第二大橋は工事に着手したところであり、揚子江を横断するセンタースパン400mのPC斜張橋を含む1877mの道路橋である。数km上流にある武漢長江大橋は1957年に完成した道路鉄道併用トラス橋（1679m）であるが、新橋は道路4車線に歩道が両側につき、将来自転車道2線分を軽電車にする計画があるとのこと。揚子江の水位差が20mもあり、航行船舶も多く施工条件は厳しいことが予想される。基礎は鋼製の二重締切りを船上クレーン（100t吊×2台）で吊り下ろしながら溶接し継ぎ足しする工法（高さ46.5m）で、内部に直径2.5mのリバース杭を21本、深さ23m施工する計画である。この橋の上部工に関しケーブルの防錆方法

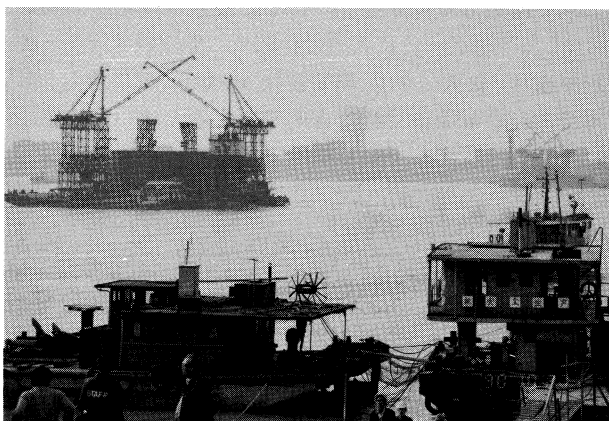


写真-7 武漢長江第二大橋の下部工事

はなにが良いか、ニューPWSは良いかなどいろいろと質問を受けたが、回答は比較論までとしておいた。

見学した各施工現場を見ると施工機械は旧式であるがその能力に合わせいろいろと工夫して施工しているのが良くわかった。ただ設計法は限界状態設計法を採用しており、日本ではまだ準備中であるのと較べ進んでいるようであるが、風や地震の影響が小さく採用しやすいものと思われる。下津井瀬戸大橋への船舶の衝突例を紹介したら、武漢大橋にも船が衝突したことがあり、桁が曲がったことがあるそうである。

11月3日に武漢長江大橋の見学もしたが、この橋には小銃を持った警備兵がおり近くで兵隊の写真を撮るのは禁止されたので遠景として撮影した。また鉄道階は撮影

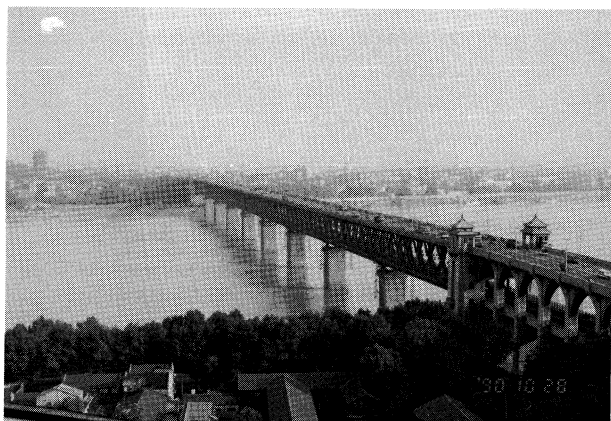


写真-8 武漢長江大橋

禁止と言われていたが、現場で了解をとりSLを撮影した。揚子江には現在3本しか橋がないということで、保安上警備が厳しいものと思われる。

〔感想〕

わが国と中国の技術協力は各分野で大変盛んであり、行く先々の組織で日本へ研修に行ったことのある人がおり、ときには瀬戸大橋の現場にいたことがある人もいて驚いた事もあった。逆に日本人が一人でホテルで食事をしているので聞くと、コンピューターの技術指導で来ており久し振りの日本語を話せたと喜んでた。中国の研究者や技術者は大変真面目で熱心であり、へつらうことなく対等の立場で付き合いおうという気持ちが強く感じられ、我々も意気に感じ一生懸命に技術交流を行った。

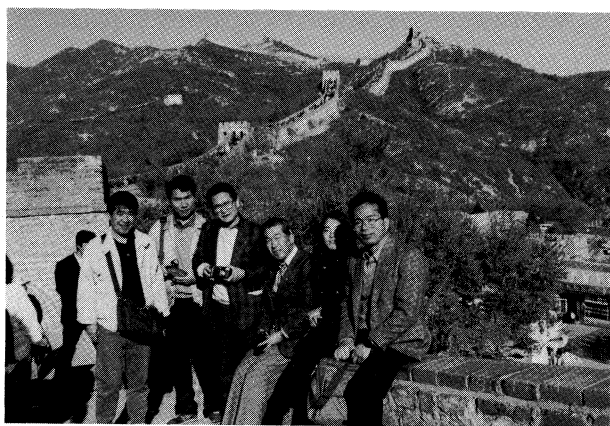


写真-9 万里の長城にて（日本女性はウィーン国連機関職員）

2年前（1988年）にある国際会議で行ったときに比べ確実に社会の進歩が感じられたが、サービスの観念がまだまだであること、12億人の人口をどうまとめて発展させて行くのか、インテリの待遇がそれ程良くないことなど、いろいろといらぬことを考えた1か月であったが、大好きな中華料理を毎日食べ、親切な対応に大変満足した出張であった。私が担当している瀬戸大橋にも多くの外国からの見学者が来られ感嘆して帰られるが、我々はこれまでの技術開発の現状に満足すること無く謙虚に世界の状況をみながら、維持管理の結果を建設に反映させると共に、新技術の開発に取組み新たな要求に答えて行きたいものである。

土木工事共通仕様書の改訂について

日米政府の合意に基づく「大型公共事業プロジェクトに対する特例措置」の実施にともない、土木工事共通仕様書の見直しを行っていたが平成3年5月1日付けで改訂されたのでその「総則」について改訂の内容をお知らせします。

現行の仕様書は不明確な点があることから、海外企業の参入に備えより明確なものに改訂し円滑かつ適正

な事業の執行を図ろうとするものです。

主な改訂点は

- ① 契約上の権限の明確化（監督員・現場代理人）
 - ② 契約条件の明確化
 - ③ 事務手続きの明確化（契約変更・新単価変更単価等）
- などとなっております。

土木工事共通仕様書改訂概要（総則）

項 目	改 訂 内 容	備 考
1-3 支払通過、度量衡及び使用言語	支払い、計量及び使用言語はそれぞれ「日本国通貨」、「メートル法」及び「日本語」とした。	
1-7 監督員	発注者の権限のうち総括監督員に委任した権限を明記した。主任監督員、監督員の権限を明記し、その氏名を書面で請負者に通知することとした。	
1-8 現場代理人	現場代理人が行使できない権限を明記した。	
1-9 工事関係者に対する措置請求	契約書第1条第1項に規定する「必要な措置」について明記した。	
1-10 提出書類	提出書類において様式の定められていないものは、請負者において様式を定め提出することとした。書類は持参し提出することとした。	
1-15 着工日	契約締結後30日以内に着工することとした。	
1-17 工事の下請負	「主体的部分」は特記仕様書に掲げるものとし、これを下請負にする場合は承諾を得ることとした。下請負人は、指名停止期間中、共同企業体でないこととした。	
1-20 技術業務	公団が行う業務について、請負者が行う補助業務の内容とその費用を要する場合の取扱いを明記した。	
1-24 工事用材料	工事用材料は、仮設物を除き新品を使用することとした。	
1-26 監督員の行う施工検査	監督員は、製作工場に随時立入り又は滞在して、立会又は施工検査を行うことができることとした。 施工検査及び立会は公団の勤務時間内であることとした。 監督員は、契約図書に定められた立会、施工検査を省略でき、又、指定されたものの他、必要と認めるものについて随時立会ができることとした。 監督員の立会を受け、又は検査に合格した場合においても、最終の検査において不合格とされた場合の補償業務を免れないこととした。	
1-30 工事の一時中止	工事の一時中止の要件、費用の負担、工事の再開について明記した。	
1-32 工事の変更等	工事の変更指示手続き、費用の負担、条件変更等の確認手続を明記した。	
1-33 新単価及び変更単価	新単価及び変更単価の事務手続き、算定方法を明記した。	
1-34 一般的損害	契約書第22条に規定する「その他の工事の施工に関して生じた損害」、「火災保険等」について明記した。	
1-35 天災その他の不可抗力による損害	災害が発生した場合の通知方法並びに災害条項の採択基準を明記した。	

技術ニュース

項 目	改 訂 内 容	備 考
1-36 スライド条項の適用基準	スライド条項の適用基準について明記した。	
1-37 単品スライド条項の適用基準	単品スライド条項の適用基準について明記した。	
1-38 契約変更	契約変更の手続きを明記した。	
1-39 工期変更	工期変更の手続き、請負者の請求による工期の延長、公団の請求による工期の短縮について明記した。	
1-40 部分払	工事出来形部分の検査手続きを明記した。	
1-41 しゅん功検査及び一部しゅん功検査	履行完了（一部完了）通知書提出の要件、検査の手続き及び検査の方法、並びに軽微な修補の取扱いを明記した。	
1-42 設計図書不適合の場合の改造義務	設計図書に不適合の場合の、その改造が必要な場合、改造にかえて損害賠償を請求することができることとした。	
1-43 請負代金の支払	請負代金の支払い方法は金融機関の口座へ振り込むこととした。	
1-44 遅延日数の算定	遅延日数の算定方法を明記した。	
1-45 部分使用	部分使用の手続きを明記した。	
1-53 特許権等の使用に係る費用負担	特許権その他第三者の権利の対象となっている施工方法の使用に関して費用の負担を公団に求める場合の協議を義務付けることとした。	
1-59 協議事項の取扱い	単価及び工期の変更に係る協議が不成立で事務手続きに支障を来す場合、単価及び工期の変更日数を決定し、請負者に通知して事務手続きを行うことができることとした。	
1-60 紛争の解決	あっせん、調停及び仲裁に係る手続きについて定めた。契約書に定める場合を除き、相方協議の期間中及び紛争中の工事の継続義務を明記した。	

生口橋閉合

尾道・今治ルートの特設橋（因島市）と生口島（豊田郡瀬戸田町）を結ぶ生口橋（3径間連続複合桁斜張橋、全長790m）は、平成3年5月15日、萩原本州四国連絡橋公団総裁ら関係者出席の中、鋼床版桁の最後のボルト締めを行い閉合された。

中央径間（490m）部の鋼床版桁は、31ブロックに分割し、直下吊上げ工法により、昨年7月20日より架設を開始した。両岸よりスパン中央へ張出し架設され約9箇月後の4月12日に閉合ブロックの吊上げを完了した。これにより、既に架設済の側径間部（PC桁）と併せ、因島と生口島が陸続きになった。

閉合ブロックの架設は、両岸より張出した主桁上の2台のジブクレーンの相吊りにより行うが、この遊間を確保するため、まず、主桁のセットバックを行った。主桁のセットバックは、両岸主塔（2P、3P）の塔付鉛直沓を1沓当り2台、計8台の油圧ジャッキを連動させ、上沓を押して両側に130mmの遊間を確保した。桁の吊上げ完了後、



生口橋閉合ブロック吊上げ状況

セッティングビームを引き出しピン固定を行い、引寄せ装置により3P側に引寄せ、仮添接を行った。その後、セットバックの戻しとセッティングビーム及び引寄せ装置によって仕口合せを並行して行い閉合した。

今後、舗装工事及び維持管理設備工事等を行い、本年12月供用開始の予定である。

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2.4.一部改訂及び追加]	昭和48年10月
測量・調査・設計等共通仕様書[平成元.5.一部改訂]	昭和56年11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準	
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[平成元.5.追録]	昭和63年10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
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置設計要領・ 同解説	昭和59年3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[平成2.4.一部改訂]	昭和55年3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[平成2.4.改訂]	昭和55年3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) [平成2.8.改訂]	昭和50年3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

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	松本 弘輝	
編集委員	青山 銀三	阿部 明弘
	糸日谷 叔光	磯江 浩
	岡野 哲	岡本 泰臣
	加島 延行	河村 幸夫
	梶原 博道	小原 経隆
	鈴木 周一	高城 信彦
	土谷 和博	中尾 信幸
	中野 洋一	星野 剛
	日里 正夫	平原 信幸
	森谷 俊美	山岸 一彦
	山中 清	吉川 章三
	小暮 三郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第59号

発行 平成3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

本 四 技 報

