

渡海橋下部工の建設技術

Construction Technology of Offshore Bridge Pier

勝井 秀博

Hidehiro Katsui

八重田 義博

Yoshihiro Yaeda

1. はじめに

海洋開発が脚光を浴びるようになったのは、我が国の高度成長が頂点に達する1970年（昭和45年）頃からで、浮体式海上空港や海上都市など多くの夢のような構想が世に出された。しかし四半世紀を経た現在、我が国の沿岸で実現した構造物は、ほとんどが内海域の比較的浅い水深における港湾施設（防波堤、栈橋、石油シーバース）や沈埋トンネル、海底パイプライン、埋立式海上空港や工場のための人工島、河口堰、海中展望塔などである。異色の構造物として、沖縄海洋博覧会で用いたセミサブタイプの浮体（アクアポリス）、上五島・白島石油備蓄基地における洋上備蓄施設があるが、アクアポリスは設計波高3m、備蓄施設は遮蔽された穏やかな海面上に設置されている。

海外における、海洋開発の方向性は二通りある。一つは、我が国同様土木工学の範疇に入る構造物であり、1987年に完成したオランダのデルタ計画におけるOoster Schelde Storm Surge Barrier（高潮防潮堰）や近くは今年完成予定のデンマークGreat Belt LinkのEast Bridgeがその例である（図-1.1、図-1.2参照）。もう一つは、1970年代初期から急速に発達した、北海油田に代表される海底石油掘削技術である。ここでは、大水深・高波浪の条件下で数多くの先端技術が開発された。その項目は海底地質調査、海洋調査、気象・海象予測、波・流れ・氷による荷重、プラットフォームの構造と耐久性、材料、稼働率の高い作業船形と係留方法、杭打設とプラットフォームの設置、潜水、溶接、洗掘防止工、その他石油採取に関する技術など多岐の分野にわたる。これらの技術を総称してオフショアエンジニアリング（offshore engineering）と呼ぶ。しかし北海の技術は石油ビジネスあつての技術だけにコストが高く、十年に一度発生する程度の公共土木事業へそのまま適用することは難しい。これと比較すると我が国の本格的海洋構造物は未だしの感があるが、我が国も本州四

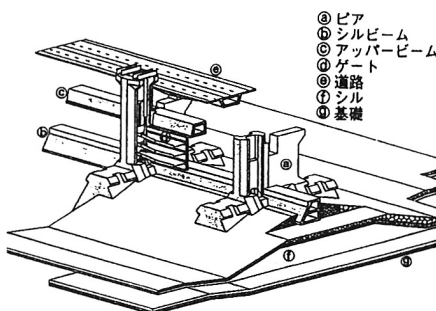


図-1.1 オランダのOoster Schelde 高潮防潮堰
(Delft University Press, 1980a)

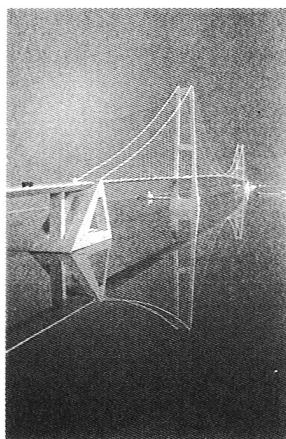


図-1.2 デンマークのGreat Belt East Bridge
(Great Belt Linkパンフレットより)

国連絡橋に代表される渡海橋橋脚の建設においては、30～50m という従来にない大きい水深と7～9kt に達する急潮流の下で、平面寸法数十 m 以上の大型構造物（基礎）を設置する経験を積んできた。その代表は現在建設中の明石海峡大橋（図-1.3）である。また釜石湾口津波防波堤（水深 60m）や阿賀沖の石油掘削リグ（水深 80m、鋼管製）など大水深と高波浪に耐える構造物の実績もある。さらには、近年、我が国独自の超大型浮体式海上空港構想も実証実験の段階にある。

ここでは、明石海峡大橋を中心として諸外国の例を折り交ぜながら、大水深と強い流れの中に設置する構造物基礎（下部工）の建設技術に焦点をあてる。その中でも、本四の下部工に最も特徴的な急潮流に対応する洗掘防止工の設計技術と各種の大型機械を用いた最新の施工技術を紹介した上で、今後の海洋構造物基礎の建設技術の課題を述べる。

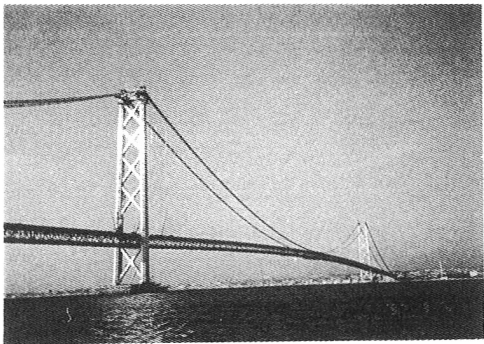


図-1.3 建設中の明石海峡大橋
(写真提供石野氏)

2. 渡海橋下部工の設計法

2.1 下部工形式の選定

渡海橋の計画フローを図-2.1 に示す。まず社会的、経済的背景から橋梁の必要性を明らかにし、スパン（支間）割りを行う。スパン割りは、橋梁の経済性を最も左右する技術項目で、海底地盤の支持条件と、

上部工の形式（鋼橋、コンクリート橋、吊橋など）により決まる。渡海橋では、できるだけスパンを広げて条件の厳しい海上工事を少なくしようとするが、スパンの技術的限界は約 2300m と言われている。海上工事の難点は、波・潮流・海水が存在するという点、地盤のデータが得難いことおよび、できるだけ航行船舶や漁業への妨げを少なくする対策を講じる必要があることなどである。したがって、プレハブ化を進め、短期間で工事が終わるように、杭打設機械、プラント船、クレーン船などの施工機械が大型化し、施工の能率化に関連する工法が発達している。橋脚の位置が決

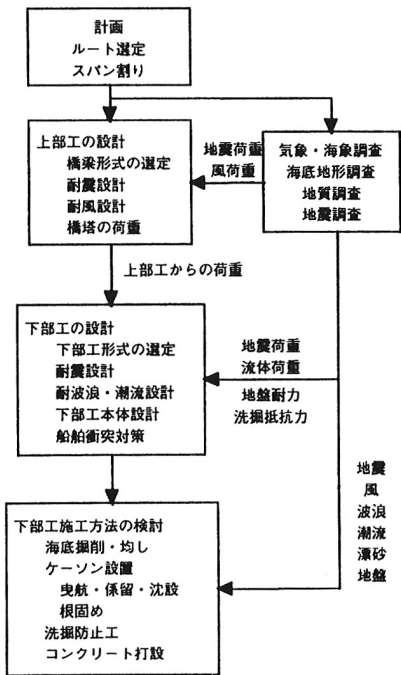


図-2.1 渡海橋下部工の設計と施工のフロー

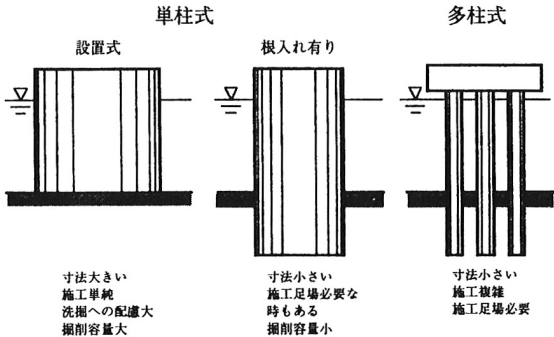


図-2.2 渡海橋下部工の形式概念図

まると、上部工の設計と並行して下部工の設計に進む。下部工（基礎）の形式は、荷重条件と地盤の支持条件、施工の難易度などを考慮して選定する。基礎の工法については青木ら（1985）や、吉田（1990）に詳しい。図-2.2に基礎形式の概念図と特徴を示す。

a) 設置式は、ドックで製作したケーソンを曳航して海底に沈設するだけのものので施工が単純で工期が短い。底面だけで水平力・鉛直力・回転モーメントに抵抗するため堅固な支持地盤、あるいは大きなケーソンの寸法を必要とする。十分な支持力を有する地盤を露出させるためには、地盤条件によっては掘削容量が大きくなることもある。我が国の本格的な設置ケーソン式渡海橋基礎は、南北備讃瀬戸大橋にはじまり、明石海峡大橋、来島大橋へと続いている。

b) 根入れ式の基礎では、根入れ部の側面抵抗と逸散抵抗（地震時）が期待できるので寸法を小さくできる。また、多少の洗掘は許容できる。しかし、根入れ式はオープンケーソン工法やニューマチックケーソン工法をとるのが通常で、いずれにしても、水深が深くなると大掛な支持枠を設置する必要がある。

c) 多柱基礎は、工事数量は小さくて済むが、堅固な施工足場が必要である。広島大橋を初めとして、直径3mを越えるロータリー式掘削機の出現によって急潮流下の山口県大島大橋や本四の大鳴門橋など施工例は多い。

下部工の平面形状は、潮流抵抗、地震時動水圧および設計地盤反力が小さくなることを考慮して多柱基礎は円、単柱基礎は隅各部を丸くした長方形、長円または円が採用されることが多い。

2.2 下部工の設計外力

渡海橋橋脚下部工への外力は、上部工からの水平・鉛直荷重、地震・波浪・潮流による荷重および船舶の衝突荷重である。寒冷地ではこれに氷荷重が加わる。しかし設計力として主要なのは、上部工からの鉛直荷重および我が国では地震荷重である。上部工からの鉛直荷重としては、死荷重と吊橋の場合ケーブル荷重がほとんどである。地震荷重としては、地震時、全橋梁（上部工+下部工）の慣性力と下部工水没部分に働く動水圧が下部工基礎に作用する。船舶衝突荷重は橋脚本体と縁を切って設ける防衛工で受けるか、本体から反力を取っても防衛工や船舶の変形によりエネルギーを吸収し、本体には大きな荷重を加えない思想である。潮流力、波力は施

表-2.1 明石海峡大橋下部工の設計条件

項目	2P	3P
地形・ 海象・ 気象条件	海峡幅：約4km、最大水深110m 平均波高：51.4cm、既往最大波高：6m 潮流：7～8kt 設計基本風速：再現期間150年46m/s (z=10m)	
地震条件	マグニチュード8.5、震央距離150Kmの 海洋性巨大地震、もしくは半径300Km 内で再現期間150年地震の加速度応答ス ペクトルの包絡線	
航路条件	国際航路：1400隻/日 必要桁高：略最高高潮面上65m	
水深	44～47m	36～39m
潮流速	3.6m/s	4.1m/s
直径	80m	78m
基礎底面	TP-60m	TP-57m
支持地盤	明石層；第四紀の 洪積砂礫層（風化 礫を含む半固結状 態）	神戸層；新第三紀の 堆積岩（固結度低い 軟質岩・砂と岩泥岩 の互層）
最大地盤 反力度	常時 1.7Mpa 地震時2.8Mpa	常時 1.6Mpa 地震時3.8Mpa

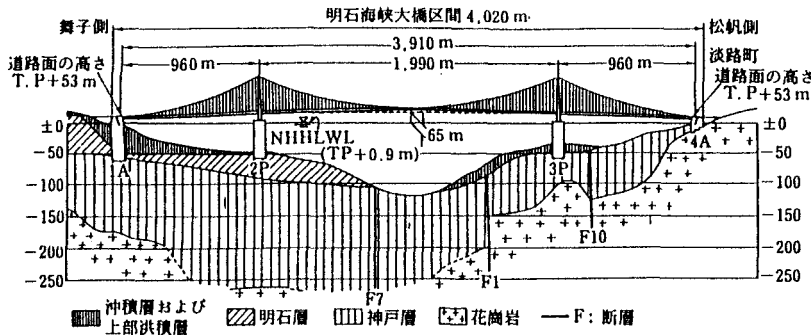


図-2.3 明石海峡大橋と地質概念図（山縣、1990）

工上重要な荷重であるが、設計への寄与は小さい。

2.3 明石海峡大橋下部工の設計

世界最長のスパン（1990m）を誇る明石海峡大橋の場合、堅固な岩盤とはいえない支持層、30mを越える水深、最大 8kt に達する潮流などの条件下で、下部工に対する検討は慎重を究めた。地盤調査は最も重要な調査項目の一つで、1973 年～1987 年までに 9 つのボーリングおよび載荷試験を含む調査が行われた（山田，1988a）。図-2.3 に明石海峡大橋と海底地質構造を示す（山縣，1990）。また、表-2.1 に主塔基礎 2P と 3P の設計条件を掲げる。図-2.3 から明かなように、堅固な支持岩盤である花崗岩の深度は深く、2P では半固結の砂礫層（明石層）、3P でも固結度の低い軟質砂岩・泥岩（神戸層）を支持層としなければならない。また、ここでの橋梁形式は世界最長スパンを有する吊橋であるため、主塔の鉛直荷重は $1.3 \times 10^6 \text{KN}$ ($1.3 \times 10^5 \text{tonf}$) と巨大である（山田，1988a）。そこで、地盤支持力と施工条件を勘案した多くの下部工形式が検討された。吉田（1991）によれば、検討にあがった工法は主塔基礎だけで、支持枠併用オープンケーソン工法、海中型枠工法、管棚工法、多柱基礎工法、単体継ぎ足しケーソン工法、鋼管連壁ケーソン工法（鋼製ケーソンの 2 重殻部から鋼管連壁を打設して根入れ部を作る工法）、設置ケーソン工法などである。最終的に、鋼管連壁ケーソン工法と設置ケーソン工法の詳細比較の末、1) 支持層までの事前掘削は可能、2) 洗掘防止対策は可能、3) 前者にしても設計寸法を大幅に減少できない、4) 施工の単純性と実現可能性および瀬戸大橋の実績などから、「設置ケーソン工法による直接基礎」が採用されるに至った（加島ら，1990）。以下、設計の概要を山田（1988b）にしたがって紹介する。設置ケーソン式主塔基礎の照査では、鉛直支持に対しては、偏心傾斜荷重での極限支持力＋多層地盤に対する分割法（Bishop 法）を用い、地震短期荷重に対しては、圧密・非排水条件で地盤強度定数を設定した。滑动安全率は、地震時 2.0、施工時 1.2 を確保した。鋼製設置ケーソンは 12m 幅の二重壁バルクヘッドにより浮力を得て、設置後水中コンクリートにより重量を獲得する。また、船舶衝突防止工は 3000GT の船舶が 10kt で衝突する条件で対策を施した。

3. 下部工周辺の洗掘と洗掘防止工の設計

渡海橋の洗掘防止工は、河川橋脚や護岸に対する伝統的な工法をそのまま使えない場合が多い。水理条件に関する渡海橋橋脚と河川橋脚との相違は次ぎの 2 点である。

- 1) 河川の流れ方向は一定であるが、海峡では一日 4 回流向が変化する。河川橋脚の前面と側面は洗掘領域、後面は堆積領域となるのに対し、海峡の橋脚では周辺全体が洗掘領域となる。
- 2) 河川での施工は水深が浅い時期に実施したり、一部を締め切ってドライな状態で施工する場合が多いので、入念な洗掘防止工の施工が可能である。しかし海峡での施工では、数十 m の水深と波や風の存在を考慮しなければならない。

水深数十 m に及び、なおかつ洗掘防止工が必要となる海洋構造物は、明石海峡大橋以前には我が国には存在していなかった。ここでは、海洋構造物の洗掘防止工の一般的

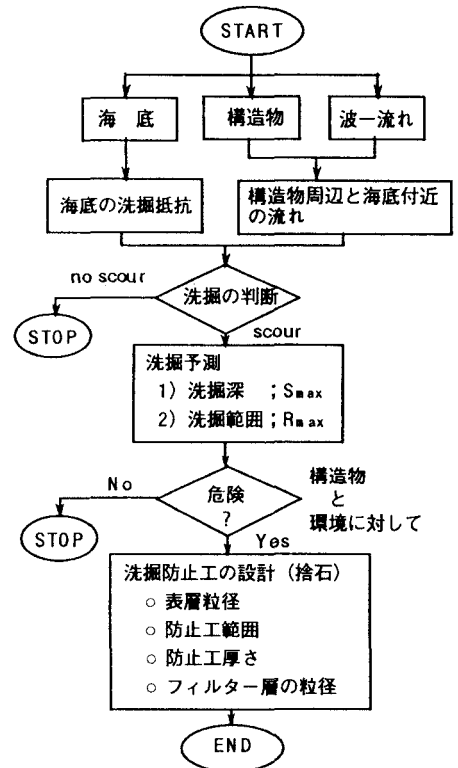


図-3.1 洗掘防止工の設計フロー

な設計方法を述べ、海外の大型土木構造物の下部工と、我が国初の本格的海洋構造物の洗掘防止工を採用した明石海峡大橋の例を紹介する。

3.1 海洋構造物の洗掘防止工の設計方法

渡海橋の橋脚を始めとする大型海洋構造物の洗掘防止工の設計方針を図-3.1のフローに示す。

(1) 海底地盤の洗掘予測：まず、海底の地盤調査を行って構造物近傍の地盤の洗掘抵抗を評価する。既往の洗掘評価式のひとつが非粘着性の砂礫を対象としている（たとえば水理公式集（土木学会，1985b））が、粘着土の許容流速に関してもアメリカ開拓局の河床に関するデータを吉川（1971）が紹介している。岩盤の場合も、風化が激しいと、洗掘を受けるので注意が必要である。並行して、構造物周辺の流況を把握し、海底面に働く洗掘力を把握する。これには、流速で直接評価するか、底面の摩擦力で評価するかの二通りがあるが、構造物周辺のごく近傍の流れは二次流、馬蹄渦、カルマン渦などの影響で複雑であるため評価が難しい。これらを考慮した河川橋脚を対象とした局所洗掘に関しては、中川・辻本（1986）に詳しい。海底地盤が洗掘されるか否かの判断は、したがって堅固な岩盤以外は洗掘は免れないものと判断し、次ぎのステップである洗掘予測に進む。洗掘抵抗の差（地盤の粒径、粘着性・固結度合いなど）は、洗掘の進行速度と洗掘範囲に影響を及ぼすが、設計で最も重要な最大洗掘深には大きな影響を及ぼさないと考えてもよい。設計的に使いやすい最大洗掘深の公式としては、IAHR Task Force (Breusers ら，1977) がまとめた橋脚周りに関する以下の式が使いやすい。

橋脚回りの洗掘深

$$S_{\max}/b = f_1(U/U_c) \cdot [2.0 \tanh(d_0/b)] \cdot f_2(\text{shape}) \cdot f_3(\alpha, l/b) \quad (3.1.1)$$

$$f_1(U/U_c) = 0 \quad ; \quad U/U_c < 0.5 \quad (\text{no scour}) \quad (3.1.2)$$

$$= 2 \cdot U/U_c - 1 \quad ; \quad 0.5 \leq U/U_c < 1.0 \quad (\text{clear water scour})$$

$$= 1 \quad ; \quad 1.0 \geq U/U_c \quad (\text{scour with sediment motion})$$

$$f_2(\text{shape}) = 1.0 \quad ; \quad \text{円柱またはそれに近い形状} \quad (3.1.3)$$

$$= 0.75 \quad ; \quad \text{流線形}$$

$$= 1.3 \quad ; \quad \text{長方形}$$

$$f_3(\alpha, l/b) : \text{流れの迎え角の影響 (図-3.2 参照)}$$

ここで、 d_0 ：最大洗掘深、 b ：橋脚の幅（短辺）、 l ：橋脚の長さ（長辺）、 U ：入射平均流速、 U_c ：底質の移動限界流速、 d_0 ：前面の水深、 α ：迎え角。ただし、式(3.1.1)における $[\]$ 内の係数2.0は、実験値1.5に対して安全側の値をとっている。

(2) 洗掘防止工の設計：以上の予測結果から、洗掘孔の存在が構造物の安全（滑動、沈下、円弧すべりなど）と周辺構造物や環境への影響を検討した上で、洗掘防止工の設計にかかる。海洋構造物周辺の洗掘防止工に関しては様々な研究と実績があり、文献が整理されている（勝井，1991）。ここでは、最も経済的で実績の多い捨石洗掘防止工の設計方法と、

海外での実施例について述べる。海洋工事で捨石が多用される理由は、経済性に加え、水深が大きく波が存在するという厳しい施工条件の下での確実性、かつ、建設後の洗掘状況に応じて追加修正が自由であるという、フレキシビリティによる。捨石洗掘防止工では押さえ石の安定がまず要求される。これに関しては、流れによる底面せん断力が既知ならそれより十分大きな移動限界を有する粒径を水理公式集などから選べば良い。より直接的には、以下の公式を用いることができる。

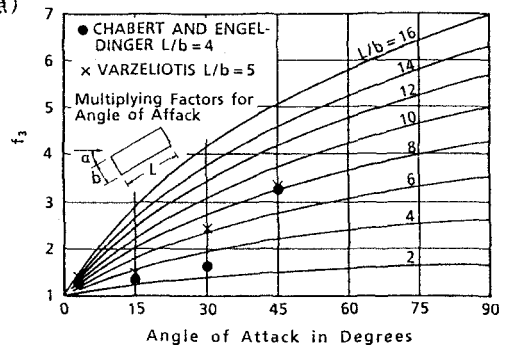


図-3.2 迎え角 α と補正係数 $f_3(\alpha, l/b)$ の関係 (Breusers ら，1977)

$$\text{許容接近流速} : U_{\max} = 0.5 U_c \quad (3.1.4)$$

$$\text{移動限界流速} : U_c = 0.85 \{2g(s-1)D\}^{1/2} \quad h/D < 5 \quad (3.1.5)$$

$$= 0.70 \{2g(s-1)D\}^{1/2} \cdot (h/D)^{1/6} \quad (3.1.6)$$

$$\text{捨石工幅} : B = 2b \quad (\text{橋脚表面より}) \quad (3.1.7)$$

$$\text{層厚} : H = 3D \quad (3.1.8)$$

ここで、 D : 捨石の粒径、 s : 捨石の水中比重、捨石表層の粒径は、式(3.1.4.)、(3.1.5)、(3.1.6)を用いて求めることができる。式(3.1.4.)～(3.1.8)のうち式(3.1.6)を除き、洗掘深の式と対をなす形で IAHR の公式に採用されている。式(3.1.4)は、円柱の周辺の流速最大値は入射流速の2倍になると仮定して得られたもので、実際は安全側の値を与える。式(3.1.5)は Shore Protection Manual (CERC, 1977) の捨石防波堤の設計にも用いられている Isbash (1935) の公式である。しかし、流速分布形が考慮されていないので大水深では過大な値を与える。式(3.1.6)は指数型の流速分布形を仮定したもので、Pilarczyk (1984a) がまとめた公式 $U_c/U_* = 6.0(h/D)^{1/6}$ とシールズ数 $\psi_c = 0.0275$ とから筆者が導いたものである。ちなみに有名な Manning-Strickler の流速分布型は、 $U/U_* = 7.66(h/D)^{1/6}$ である。捨石洗掘防止工の設計では、さらに、捨石の表面は海底レベルより少し下げて強い流れに直接曝さないこと、捨石工の下部には吸い出し防止のためのフィルターを設けることなどの配慮が必要である。施工範囲については、式(3.1.7)で安全側の値を与えることもあるが、上下流の端部では流砂量のバランスが取れていないので、洗掘または堆積が生じる。洗掘防止工の端部はできるだけなだらかに元の海底地盤にすり付ける配慮が必要である。

(3) フィルターの設計

捨石の空隙内の流れは主流に引きずられるせん断流と橋脚周辺の動水勾配による流れの和である。空隙が大きいと、浸透流による洗掘を防ぎ切れない。また、いったん移動を開始した海底の底質(砂)が空隙を通して主流部に吸い出されることを防止できない。そのために層厚を厚く、捨石粒径を小さく取れば良いが、粒径が小さすぎると施工中に潮流で流されてしまう。また層厚はむやみに厚くしても動水勾配による流れの低減には効果がない。そこで、一般に捨石洗掘防止工の最下層には、海底面の砂の吸い出し防止を目的としてフィルターを設置する。フィルターは、多くの場合砂利や碎石によって形成するか、そだ沈床や合繊のシート、あるいは合繊と砂利でマットレスを形成したものを用いることもある。また、砂利層やマットレスの層厚を厚くして上載荷重の分散機能を兼ねることもある。

フィルターは、ロックフィルダムやアースダムなどの設計において古くから研究され、フィルター層に直角な鉛直方向流れに対する設計はほぼ確立している。表-3.1は、フィルターの粒径の設計公式について、Pilarczyk (1984b) の記述をまとめ作成したものである。

同じ書に、フィルター層厚 t の設計例として、粗砂 ; $t \geq 10\text{cm}$ 、砂利 ; $t \geq 20\text{cm}$ 、捨石 ; $t \geq 2 \sim 3 \times D_{\max}$ が示してあり、

(2) で述べた Shore Protection Manual でも $t = \max \{23\text{cm}, 3D_{50}, 3(W_{50}/w_r)^{1/3}\}$ となっている。ただし、 W_{50} : フィルター材の一個当たり質量、 w_r : フィルター材の単位体積当たり見かけ質量である。しかし、従来の設計公式がフィルターの粒径についてしか考慮しなかったのに対して、de Graauw ら (1983, 1984) は、底質の安定度はフィルターの粒径だけでなく浸透流の動水勾配によっても異なり、

表-3.1 フィルターの粒径の設計公式

対象		公式
底質	条件	D_f : フィルターの粒径 d_f : 底質の粒径
一般の土砂	1) Stability Criterion (吸出防止条件)	a. $D_{15}/d_{85} < 5$
		b. $D_{50}/d_{50} < 3 \sim 5$
		c. $\log[D_{10}/d_{10 \cdot 2}] < 1.9/\log[(d_{10} - 0.001) \cdot 10^3]$ (単位: mm)
	2) Permeability Criterion (透水条件)	a. $D_{15}/d_{15} < 4 \sim 5$
		b. $D_{20}/d_{20} < 4 \sim 5$
	3) Uniformity Criterion (均等条件)	a. $D_{50}/d_{50} < 25$ b. $D_{60}/d_{10} \leq 10$
岩・碎石	Stability Criterion (吸出防止条件)	$D/d < 10$

さらにその安全率は流れがフィルター層に直角か平行か、あるいは定常流か振動流かによっても異なることを実験的に示している。

3.2 海外の渡海橋洗掘防止工の実例

3.2.1 オランダ・デルフト計画の高潮防潮堰

オランダの南西部 Oosterschelde 河口部に建設された Storm Surge Barrier (高潮防潮堰) の基礎の洗掘防止工について紹介する (Delft University Press, 1980a,b) 。高潮防潮堰は、44 基の鋼製可動ゲート、シルおよびそれらを支持する 45 基のピアで構成されており、ピア間は往復 4 車線の道路橋でつながれている。完成前の自然条件は、水深 $h=25\sim45\text{m}$ 、流速 $V=2\text{m/s}$ 、流積 $A=80,000\text{m}^2$ である。これが完成時、流積 $14,000\text{m}^2$ まで縮小されるため、ピア付近は施工中および完成時に大きな流速によって洗掘されることが予想された。そこで河口部全長 3.2km、堰付近の上下流の幅 600m にわたって洗掘防止工が施工された。図-3.3 にピアおよびシル付近の概念設計図を示す。海底を良質の置換砂で改良後、荷重分散と洗掘防止を兼ねたマットを敷設した。マットは最下層にポリプロピレン製シートと $1\sim25\text{mm}$ の砂・礫で構成された 3 層のサンドイッチ構造 (平面寸法 $200\times42\text{m}$ 、厚さ 32cm) のものを設置し、その上に単一粒径 25mm の礫を入れたマット ($60\times31\text{m}$) を敷設し、更に高さ 15cm のコンクリートブロックとシートからなるディンプルマットを敷く構造となっている。このマットの上に高さ 40m 、底版面積 $25\times50\text{m}$ 、質量 $18,000\text{ton}$ の PC 製のピアが載る。ピアとピアの間は捨石で構成されたシルとなる。シルの上にシルビームが載り、アッパービームと一対になって鋼製ゲートを受ける。洗掘防止工の設計の基本的な考え方は、1) 防潮堰が健全で、 6.2m の潮位差に対して、地下浸透圧によって被覆工が浮き上がらないこと、2) 防潮堰が 1 基破壊した時、 $+4.2\text{m}$ の潮位差と最大 5m/s の流れに対して被覆工が健全であること、3) 端部の海底面の洗掘に追従してなじみ、新たな洗掘を助長させないこと、4) 安価なことである。

3.2.2 デンマークのグレートベルトリンク

デンマークでは、現在 Zealand 島と Funen 島を結ぶグレートベルトリンクを建設中で本年夏には完工となる。この中で、East Bridge と呼ばれる吊橋 (図-1.2) の中央径間 ($l=1,624\text{m}$) は完工時に世界最長となるが、現在施工中の明石海峡大橋に僅か半年で世界一の座を譲ることになる。コンクリート性橋脚は水深 $5\sim27\text{m}$ の海底に設置される。支持地盤は 0.2MPa 程度の氷河砂礫である。図-3.4 は、橋脚の洗掘防止工例で、表層数 m を掘削し、掘削底に碎石マウンドを敷き均した上に 30cm の鋼製スカートを設置し、図に示す 2 層の捨石洗掘防止工を敷設する。

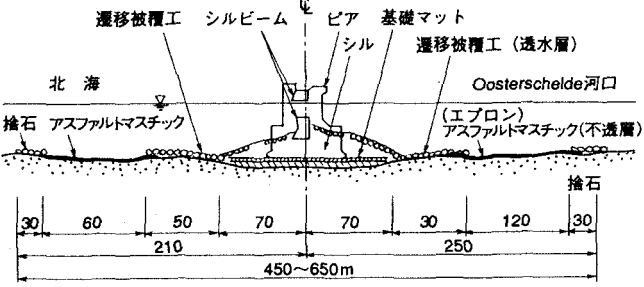


図-3.3 高潮防潮堰の洗掘防止工概念図 (Delft University Press, 1980a,b)

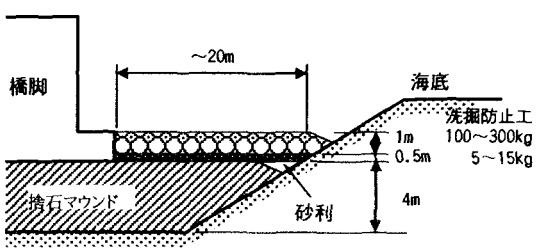


図-3.4 グレートベルト East Bridge の橋脚洗掘防止工

3.3 明石海峡大橋の事例

我が国でも、これまで急潮流に多柱式橋脚 (大

島大橋：山口県，大鳴門橋：徳島県）や，設置ケーソン式橋脚（瀬戸大橋）を建設してきたが，本格的な洗掘対策を施す必要がある渡海橋は明石海峡大橋が初めてのケースである．そのため，明石海峡大橋では早くから洗掘防止に関する検討がなされ，多くの模型実験，現地実験，学識経験者による詳細な検討を経て下部工の完成に至った．以下，明石海峡大橋の下部工の洗掘防止対策に関して，主に設計の面から紹介する．

3.3.1 事前掘削および沈設時の洗掘・堆積

直径 80m(2P)，78m(3P)の橋脚ケーソンを水深 45m，37m の海底に確実に設置するためには，事前に海底を掘削して支持地盤を露出させておく必要がある．しかし，海底の表層数 m は砂礫であるため，明石海峡の海底では常に潮流に従って大量の砂礫が東西を一日 2 往復している．施工計画で最も懸念されることは，掘削ボリュームが大きいかつ水深が大きいため，掘削に一年以上の長期を要し，その間，掘削孔が出来形を保てるのか，埋め戻りが生じるのではないかという点である．僅かの埋め戻りでも，ケーソンは傾いて設置される恐れがある．次に，ケーソン沈設時，ケーソンと掘削孔底面あるいは法面とが接近した場合，その瞬間にあらたな洗掘・堆積が発生して，掘削孔底面に不陸が生じないかという懸念がある．これらの問題を解決するため，一連の模型実験（縮尺 1/100）と現地掘削実験を行った（吉田 1990，加島ら 1991）．図-3.5 に掘削孔の埋め戻り状況を示す（吉田 1990）．その結果，掘削孔の深さを 10m 以上にとっておけば埋め戻りの影響は小さいこと，法面の勾配は砂礫は 1：3，明石層は 1：2，神戸層は 1：1 で安定すること，法尻とケーソンとの距離は 10m だけとて置けば良いこと（実際は 15m とした），ケーソン設置時の底面の洗掘・堆積の影響は無視できることなどが明らかになった．

3.3.2 海底地盤の洗掘抵抗

明石海峡大橋の支持地盤は図-3.5 に示すように，明石層と神戸層である．明石層は指で押してもへこまないほどの固結砂礫で，神戸層は砂岩および泥岩である（表-2.1 参照）．固結砂礫の粒度分布は $D_{50}=5\sim10\text{mm}$ ， $D_{max}=35\sim130\text{mm}$ ，砂岩と泥岩のほうは，亀裂が多い軟岩であり， $q_u=1\sim3\text{MPa}$ （ $10\sim30\text{kgf/cm}^2$ ）である．さて，7～8kt の潮流は橋脚周辺で 1.5～2 倍に加速されるので，洗掘防止工を設置する前の支持地盤は場所によって 8m/s もの流れに曝されることになる．上述した固い地盤と言えども果たして，この流れに耐えるだけの洗掘抵抗力を有するであろうか．高沢ら（1988）は，海底地質調査のために採取した直径 30cm のボーリング資料を循環水路の底面に取り付け，供試体表面に実際の流速と同程度の流れを加えて固結砂礫

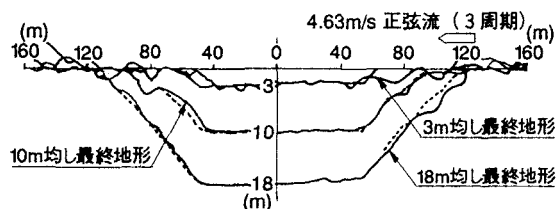


図-3.5 掘削孔の埋め戻り状況実験（吉田 1990）

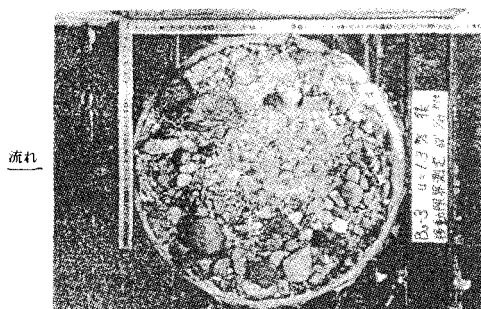


図-3.6 明石層の洗掘抵抗実験
($U=1.3\text{m/s}$ 通水後，高沢ら，1988)

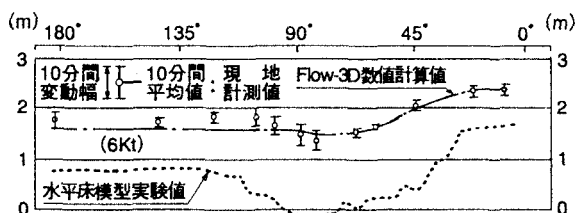


図-3.7 3P ケーソン周辺の水面勾配（平野ら，1990）

の洗掘抵抗を調べた（図-3.6）。その結果、固結砂礫の洗掘限界流速は $U_c=1.3\text{m/s}$ （ $\phi_c=0.06\sim0.08$ ）程度で、これは非固結砂礫と大差ないことが分かった。同様に、砂岩・泥岩の洗掘抵抗は、岩と言っても風化の激しいものは $3\sim4\text{m/s}$ の流れで表層の剥離を生じ、 $7\sim8\text{m/s}$ になると表層は数 cm の厚さにわたって崩壊することを明らかにした。しかし、表層を捨石で被って限界流速以下にしておけば明石層も神戸層も長期にわたって安定することを確認した。

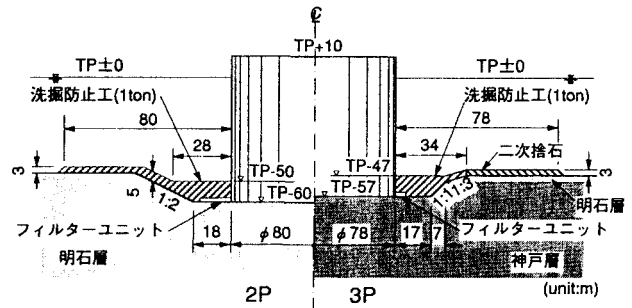


図-3.8 明石海峡大橋主塔基礎の洗掘防止工概念図
(中込, 1993 より作成)

3.3.3 捨石洗掘防止工の緒言

(1) 表層粒径；3.1 で述べたように、捨石

洗掘防止工の設計項目は、表層粒径と施工範囲、層厚およびフィルター粒径である。表層捨石の粒径は $h \approx 40\text{m}$, $U_0=4.1\text{m/s}$ を式 (3.1.6) に代入すると $D=1.4\text{m}$ (球と仮定した質量 $M=3.9\text{ton}$) となる。北川ら (1991) は模型実験により、表層捨石は $M=1\text{ton}$ 程度で安定することを確認した上で、設計では安全率を見込んで $0.8\sim2\text{ton}$ の捨石を採用した。

(2) 設置範囲；捨石洗掘防止工の設置範囲は、橋脚の構造形式の検討と併せて、数多くの模型実験がなされ (加島ら, 1991; 北川ら 1991), 最終的には系統的な実験により 2P ではケーソン直径 D の 1 倍とし、3P では神戸層の掘削露出部のみを被覆する目的で 0.35 倍となった。なお、3P では捨石設置後、海底地形をモニタリングし、状況に応じて 2 次捨石を行うことにした。

(3) 層厚；層厚は上記の表層捨石粒径の 3~4 層としておけば底質が安定することは模型実験で確かめられている (たとえば北川ら, 1991)。しかし、模型実験の相似則から見て底質の吸い出しと表層粒径の実験を同時に行うことは問題がある。石野ら (1991) は、橋脚周辺の動水勾配により洗掘防止工内に浸透流が生じ橋脚側面付近から上昇流となって主流に吸い込まれて行く現象を模型実験により明らかにした。図-3.7 は 3P ケーソン側壁の周辺に沿って実測した水面形状である (平野ら, 1990)。このように急潮流下の構造物周辺では、局所的に $i=1/10$ に達する大きな動水勾配が生じるため、捨石層の空隙を流れる浸透流速はかなり強くなることが予測される。したがって、ケーソン周辺の動水勾配が大きい場合、捨石の層厚をむやみに大きく取っても浸透流は低減しない。最終設計では、捨石層は掘削孔を海底の元のレベルまで埋め戻すことはせず、2P, 3P 共に層厚 10m とすることになった。

(4) フィルター；浸透流速低減と吸い出し防止は、デルタ計画と同様に底層にフィルター層を設置することが不可欠である。しかし、粒径の小さい捨石の投入は急潮流下では四散して効率が悪い。これを改善するため、高澤ら (1988) は、合成繊維 (ポリプロピレン) 製の網袋に粒径 $50\sim150\text{mm}$ の碎石約 1ton を入れたもの (フィルターユニット；FU) を鋼製型枠に吊り下げてケーソン周辺に設置した。詳細は、4.5 で述べる。

(5) 捨石洗掘防止工の設計断面：以上の検討を経て図 3-8 に示す洗掘防止工が設計された。

(6) モニタリングと維持；捨石洗掘防止工の特徴は、追加投入に対してフレキシブルな点にある。岡田ら (1992) は 2P ケーソン設置後周辺海域の海底地形を計測し、洗掘防止工端部周縁の洗掘状況が室内模型実験と類似していることを確認した。現状、橋脚への影響は無視できるが長期間の安定度合を定期的なモニタリングによって確認する必要があるとしている。

4. 施工

長大吊橋の海中基礎の施工方法は、世界の施工例から見ると少数の例外を除けばコファダム工法とオープンケーソン工法に二分される。本州四国連絡橋の海中基礎の特色は、海中構造物が巨大であることと、深い海中で掘削除去すべき風化岩層がかなり厚いということであった。世界の例では、水深 20m 以上の長大吊橋の海中基礎のほとんどがオープンケーソンで施工されているのであるが、何れも堆積層中の掘削沈下であった。オープンケーソン工法では、厚い風化岩層を掘削し、沈下させるのは非常に困難であるので、これを克服し、2章で述べた厳しい施工条件を満足する工法として設置ケーソン工法が開発された。

この工法を構成している主な施工技術は、海底掘削、鋼製ケーソン、水中コンクリートおよびそれらの施工を可能にする設備機械であるがパイロット工事の役割を果たした備讃瀬戸大橋 5P から、明石海峡大橋、来島大橋に至るまで十数年あまりの技術の蓄積を経て、超大型グラブ船、水中不分離性コンクリート、低発熱セメントなどの新技術が実用に供されてきた。

ここでは、これらの施工技術と明石海峡大橋の基礎の設計・施工の最終的な詰めを行うために実施された現地調査について述べる。

4.1 現地調査工事

明石海峡大橋両主塔の支持層は、2.3 で述べたように堅固とは言えない堆積岩（神戸層）と砂礫層（明石層）が主体であるため、安定計算に用いる精度のよい地盤定数を求める必要があった。また、最大約 8 ノットという強潮流に対する、大型グラブ船の施工性、掘削後の埋め戻り、基礎設置後の洗掘等について現地実験で確認することが施工方法の決定に不可欠であった。

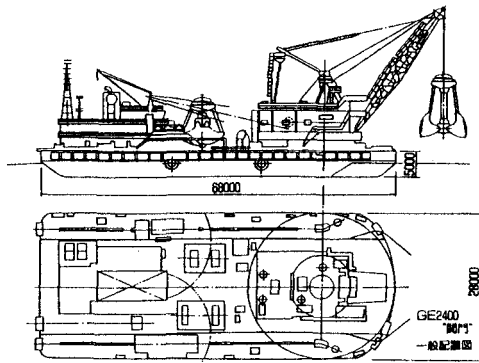
明石海峡大橋は、昭和 61 年度に事業化され、昭和 63 年 5 月から本格的工事に着手したが、この間に行われた現地調査の主な内容を表-4.1 に示す（山田，1988b）。

表-4.1 現地調査内容（昭和 61～62 年）（山田，1988b）

調査項目	目 的	確 認 方 法
潮流調査	調査設計のためのバックデータの収集	磁気記録式流速計（灯浮標）、ドップラー流速計（模擬ケーソン周辺）、電磁流速計（模擬ケーソン近傍）
地質	コア観察、電気 PS 検層、孔内載荷試験、現場透水試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験（CD、CU、UU）、振動三軸試験、くり返し三軸試験、クリープ三軸試験など。	
掘削調査	超大型グラブ船（グラブ質量 125ton）の施工性	掘削精度
		精密音響測深機による出来形測定、海底架台を使用し ての測深機による掘削底面の形状
	急潮流下における掘削海底面の状況	掘削能率 保留、位置決め、掘削等のサイクルタイム バケットの掘削能率 作業限界調査
洗掘	模擬ケーソン（φ 15×H30cm）設置に伴う洗掘状況	埋戻り量
		測深による出来形と土運船積込量との対比
		ダイバーによるビデオ撮影 無人潜水艇（ROV）によるビデオ撮影 ケーソン固定カナラによるビデオ撮影 傾斜計（ケーソン本体、フィルターユニット外縁部） 精密音響測深機
	のり面状況	大潮後の精密音響測深機による形状測定

4.2 海底掘削

本州四国連絡橋の巨大な基礎を支える堅固な支持地盤までの掘削は膨大な量となる。したがって、この海底掘削を効率よく実施するためのシステムの開発が必要となる。児島・坂出ルートの中基礎では、ほとんどの基礎底面は、CL～CH 級の花崗岩層とされていたが、これらはグラブ船による直接掘削が困難であり、発破工法を併用して対処された。明石海峡大橋の海中基礎では、支持層を明石層（砂礫層）または神



船体寸法	長さ 68m × 幅 28m × 深さ 5m × 喫水 2.8m	
係留設備	ウインドラス 50/25t × 8/16m/min	2基
	シンカーウインチ 60/30t × 8/16m/min	2基
	ストックアンカー 18t	4丁
	スタッドチェーン Φ 73 × 475m	4本
	シンカーワイヤー Φ 85 × 400m	2本
浚渫機	巻上荷重 250t	
	作業半径 25m	
	浚渫深度 100m	
主発電機	3500KVA × 600rpm	
主原動機	5000PS × 600rpm	
グラフバケット	17.5 m³ 200t	
	32.5 m³ 250t	

図-4.1 大型グラフ船「関門」

表-4.2 重容比とN値の関係(土木学会, 1985)

重容比	対 象 土 砂	N 値
1.5以下	軟泥、粒状の砂	4 以下
1.5～2	軟質土砂 (ゆるい砂質土、中位の粘性土等)	4～10
2～3	中質土砂 (中位の砂質土、硬い粘性土等)	10～20
3～5	硬質土砂 (特に固い粘性土、礫混り土砂等)	20～30
5 以上	硬土盤、岩盤 (破砕岩)	30以上

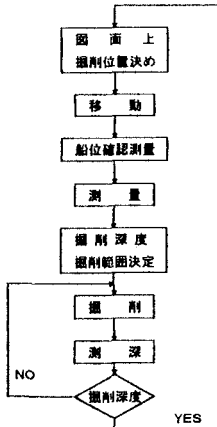


図-4.2 掘削作業フロー

表-4.3 作業別掘削作業限界

使 用 バ ケ ッ ト	2 P	25.0m³	13.0m³	平バケット
	3 P	32.5m³	17.5m³	18m³, 6m³
粗掘削 (I), (II)		3.5kt	4.2kt	
仕 上 げ 掘 削		—	2.0kt	—
さ ら え 掘 削		—	—	2.0kt
法 面 掘 削		2.0kt	2.0kt	—

戸層 (軟岩) としており、超大型グラフ船が開発されたこともあって直接掘削のみで施工された。来島大橋では、児島・坂出ルートと同じ CL～CH 級の花崗岩が支持層となっているが、環境面への配慮から発破工法の採用を見送り、砕岩船による砕岩工法とグラフ掘削の併用で施工された。これらの掘削で使用された代表的なグラフ船を図-4.1 に示す。

基礎地盤の掘削は、通常の浚渫作業とは異なり、掘削後にケーソンを据え付けるため、平坦性の確保が特に重要となる。瀬戸大橋では、海上作業足場に搭載した大口徑掘削機によって平坦に仕上げた。この工法は岩盤の強度にかかわらず確実に掘削でき、かつ高い平坦性が得られる優れた工法であるが、費用が嵩むとともに、工期が長くなる難点がある。また、60m の水深下で、8ノットの潮流に耐えることのできる海上作業足場は我が国には存在しないので、明石海峡大橋ではグラフ船のみで仕上げることにした。これらグラフ船は、船上に 2～3 種類のバケットを装備しているが、バケットの選択は重容比 (バケット重さ ÷ 容量) と対象土砂 (N 値) に関係し、一般には表-4.2 と考えられている (土木学会, 1985a)。本州四国連絡橋の基礎では、岩掘削が必要なだけでなく、大水深、急潮流下で高精度で掘削する必要があり、潮流による動揺が少ない重容比 9 以上の超硬土盤用グラフを主として使用した。

掘削作業は、図-4.2 に示すフローで行った。掘削の進行状況により、・粗掘削 (基礎底面より約 1 m 上までの掘削効率を優先して行う掘削)、・仕上げ掘削 (基礎底面より約 1 m 上から基礎底面までの基礎底

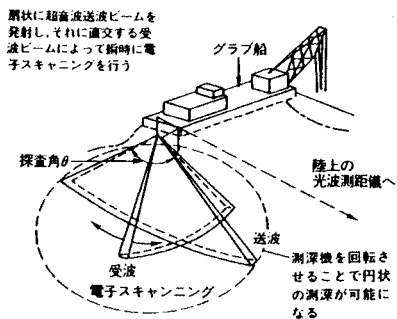


図-4.3 マルチファン測深概念図

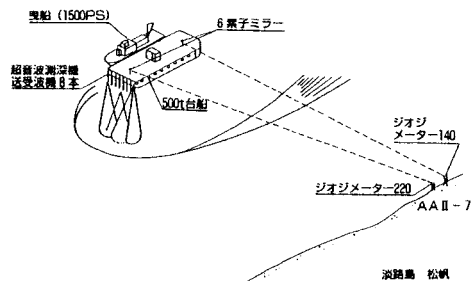


図-4.4 台船測深概念図

表-4.4 測深方法比較

	マルチファン測深	台船測深	グラブ船音探
測深機の主な仕様	・周波数 500kHz ・指向角 1° クロスファン方式	・周波数 400kHz ・指向角 3.8° 8素子	・周波数 400kHz ・指向角 2.5° 1素子
使用船舶、機	・グラブ船に設置 ・回転測深架台一式	・500 t D/Bに設置 ・2,000PS級引船	・グラブ船船首に搭載 ・走行レール、伸縮アーム
測深、データ処理方法	・係留大型グラブ船での定点観測 ・クロスファンビームを回転 ・マイコンによるデータ処理システム	・曳航横抱き台船での航行快速 ・8本の測深機を台船に取付 ・大型コンピュータによるデータ処理	・アナログデータを即時
調査時間、範	潮止まり時1.0～1.5時間 (2kt以下) φ150m (水深57m)	潮流4kt以下7～8時間 250m×250m	・潮流4kt以下20分 掘削1シフト分
データ処理、解析時間	1.0日	7日	即時
測 深 作 業 人 員	5人	5人(船員は除く)	4人
データアウト	鳥瞰図、メッシュ水深図、断面図 土量変化図(土量変化量)	等深線図、メッシュ水深図、断面図 土量変化図(土量変化量)	・アナログデータ
適 用	・仕上面の精度 ・法面の崩れ込み、流入砂観測	・掘削の進捗状況 ・広範囲の海底面の変動	・掘削中の高さ管理

面を乱さないよう高精度の施工が要求される掘削)、・さらえ掘削(仕上げ掘削後の残留ずりを平バケットを使用してさらえる掘削)に区分される。これらの掘削は、仕上がり精度、潮流によるバケットの変位、回転等から施工実験を通じて、作業限界潮流が求められ、本工事ではそれに基づいて潮流計で計測して、確認しながら作業を行った。明石海峡大橋での、使用バケット、作業別掘削作業限界潮流を表-4.3に示す(鈴木ら、1989a; 鈴木ら、1990; 池田、1993)。

高精度の掘削は、綿密な測深管理によって初めて可能となる。明石海峡大橋3Pでは、埋め戻りの確認が重要であり、事前測深から3ヶ月に1回全区域を測深し、掘削出来形、流砂の把握、法面の変化などの管理を行った。

測深方法は500t台船に音響測深機を8台搭載し、2000psの曳船で走らせ、所定の範囲を陸上から測量で誘導しながら測深した。さらに、最終測深では高精度定点測深が可能なマルチファン測深、台船測深、グラブ船測深の3系統の測深方法によるデータを比較検討して、鋼ケーソンの設置高さ、傾きを想定し、ケーソンの設置に備えた(後藤ら、1991)。

4.3 ケーソン製作

設置ケーソン工法においてケーソンは水中コンクリートの型枠としての機能を有している。そのため、急潮流によっても移動することなく、水中コンクリートの側圧に耐えるものであることが必要である。本州四国連絡橋で使用されたケーソンは、来島大橋2P、9PがRCコンクリートケーソンである以外はすべて鋼製ケーソンとなっている。これは、RCコンクリートケーソンでは設置時刃口部の応力集中による

表-4.5 主塔基礎設計基本条件

項 目	設 計 条 件	決 定 要 因
基礎寸法	2 P $\phi 80 \times h70m$	完成時（地震時）の安定計算
鋼ケーソン構造	二重壁式鋼ケーソン	鋼ケーソン自重及び積載品が2万ton近い重量となるため、浮体としての機能を持たせて輸送するため
鋼ケーソン	外壁 T.P. + 5m 内壁 T.P. + 2.5m	下部工工事中の波高 鋼ケーソン沈設後のサーチャージ水高等
二重壁間隔	12m	浮体として鋼ケーソンの吃水を10m以下とする
鋼ケーソン刃	刃口部底面幅30m 刃口部傾斜角 1 : 5	特殊水中モルタルの充填性
二重壁部の区画割	16区画	コンクリート打設1回当たり10,000m ³ 以下で軸対象区画割
沈設方法	全区間ポンプ注水方法	施工性等により、総合的に判断
水中コンクリート打設方法	特殊水中コンクリートにより 内 核 部 層状打設 二重壁部 一括打ち上げ打設	品質、工期、工事、施工性を総合的に判断
コンクリート鋼圧	0.2MPa(20tonf/m ²)	特殊水中コンクリートの側圧
係留	8点係留 (Tmax=400t/m ²)	現地気象、海象条件、施工性

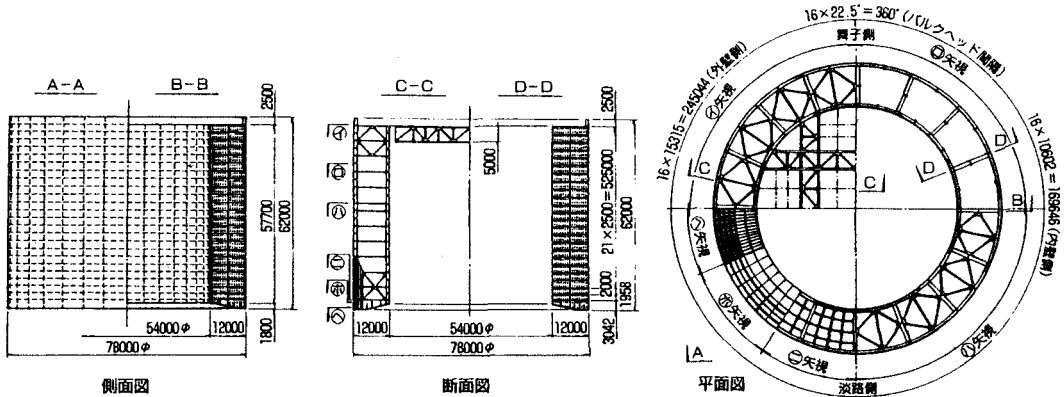


図-4.5 明石海峡大橋鋼製ケーソン一般図

機 装 品	仕 様	数 量
係留システム		
係留索	$\phi 120mm$ 耐力1000t	8 組
クイックジョイント	耐力1000t	
フェアリーダー	$\phi 2400mm$ 耐力1000t	
リーディングブロック リニアウィンチ	400t $\times$ 2m/min	
沈設システム		
注水ポンプ	20m $\times$ 10m ³ /min	32台
予備注水ポンプ	30m $\times$ 10m ³ /min	2 台
排水ポンプ	30m $\times$ 10m ³ /min	16台
作業システム	ケーソンの平面位置、高さ、傾斜を陸上側と連動してリアルタイムに管理する。また、ウィンチ、ポンプの作動状態もリアルタイムに把握でき、これらすべてのデータは中央の監視室にて集中管理できる。	1 組

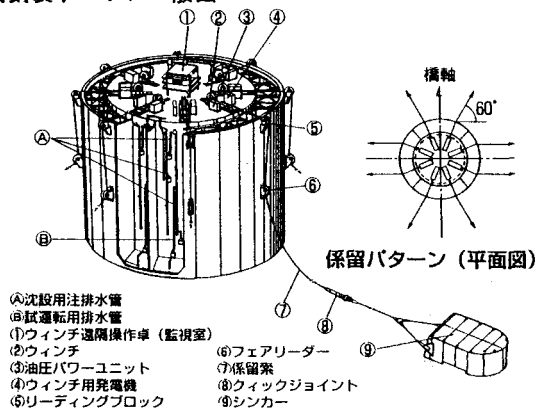


図-4.6 ケーソン沈設概念図

ケーソン損傷の恐れがあること、製作工期が長くなる等の問題があるためである。鋼製ケーソンは、基礎底面が大きく、設置水深が深い場合にはケーソン鋼重が大きくなるので二重壁構造を持つフローティング形式を採用し、設置水深が比較的浅くケーソン鋼重が起重機船の吊能力以下に出来る場合には一重壁構造を採用している。

急潮流による滑動に対しては、ガイド杭で水平力を受ける方法、水バラストで重量負荷を増す方法、ケ

ケーソン形状を抗力係数の小さい円形にする方法で対処している。明石海峡大橋 2 P, 3 P 鋼ケーソンの主要構造の決定要因を整理したものを表-4.5 に示す。また、ケーソン構造図を図-4.5 に示す(鈴木ら, 1989b; 坂本ら, 1989)。表-4.5 の設計条件に基づき、「鋼設置ケーソン設計要領(案)」(本四公団, 1979)により、設計を行った結果、鋼ケーソン本体質量は、2 P で約 15,300ton, 3 P で約 14,000ton となった。

ケーソンの製作では、本体以外に、ケーソンを安全・確実に設置するための機器が機装される。これらの機装機器を、作業目的別に区分すると、・係留システム、・沈設システム、・作業管理システム、・雑機装品となる。これらの機装品は、ケーソン上に設置した機装架台上に搭載し、他のケーソン設置への転用と搭載、および撤去作業の効率化を図ったユニットとされた。ケーソン沈設の概念と機装品を図-4.6 に示す。

4.4 ケーソン設置

ケーソン設置の方法は、ケーソンの形式・形状、沈設地点の自然条件および施工条件により各種の方法がとられているが、概略は以下のとおりである。一重壁ケーソンは、起重機船により吊運搬し、起重機船のウィンチで位置決め後、吊り降ろす方法で設置する。誘導位置決めは、測量あるいはガイド杭により行っている。二重壁ケーソンは、曳船により浮体曳航して、係留索でシンカーに係留し、ウィンチ操作によ

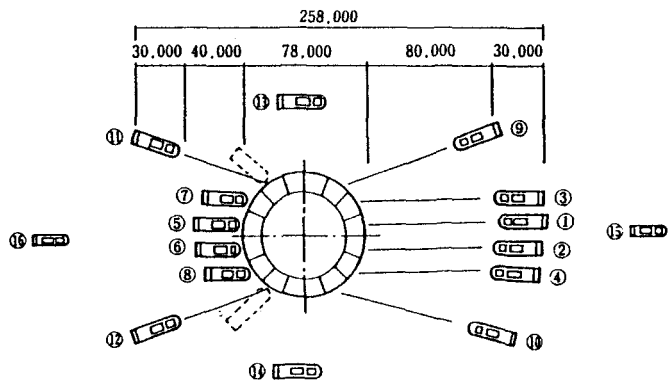
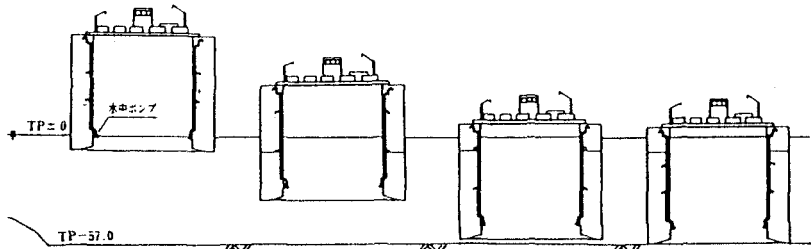


図-4.7 鋼ケーソン曳航時の曳船配置

No.	船 団	推 力
①	主曳航船	3,400PS
②	〃	3,400
③	補助曳航船	3,200
④	〃	3,400
⑤	〃	3,400
⑥	〃	3,400
⑦	〃	3,200
⑧	〃	3,200
⑨	補助舵取り船	3,200
⑩	〃	3,200
⑪	〃	3,200
⑫	〃	3,200
⑬	側方警戒船	3,200
⑭	〃	3,200
⑮	前方警戒船	1,000
⑯	後方警戒船	1,000



- ①一次注水
吃水 8m～34m
6/10 15:40～17:15
6/11 8:16～9:43
係留索張力1.5MN～2MN
(150 tonf～200 tonf)
- ②二次注水
吃水34m～55m
6/11 11:50～14:17
係留索張力2MN ～2.5MN
- ③三次注水
吃水55m～着底
6/11 14:52～15:52
係留索張力3MN ～3.5MN
- ④サーチャージ注水
着底後の安定を図る
6/11 15:52～16:44

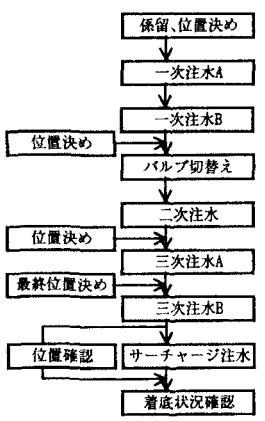


図-4.8 沈設作業の流れ

る位置決め後、ポンプ注水で沈下させる方法で設置する。沈設中の位置管理は情報管理システムにより、情報を収集・処理し、CRTディスプレイに集中表示して行っている（坂本ら、1991）。

明石海峡大橋では、ケーソンの形状やケーソン設置時の水理的問題点（潮流による抗力係数、潮流および波浪によるケーソンや作業船等の動揺他）を現地の自然条件に即した実的な室内実験等の研究を行って施工に反映した。最も施工条件の厳しかった明石海峡大橋3Pの施工例を以下に紹介する。

明石海峡大橋3P鋼ケーソンは、岡山県玉野市の三井造船所ドックで製作され、小豆島沖で機装機器の試運転・沈設習熟訓練の後、明石海峡の設置位置に向け曳航を開始した。曳航時の鋼ケーソン喫水は約8mで、必要曳航馬力約30,000psに対し、図-4.7に示すように曳船、警戒船を配置した。鋼ケーソンの係留は、明石海峡の厳しい潮流条件のため、係留後の沈設作業も含めた一連の作業に適した小潮時期は予備日を考慮すると1年に2回しかない（作業条件：係留日5kt以下、沈設日4kt以下、予備日4kt以下）。したがって、予定した日程を逃すと次の作業可能な小潮時期は半年先となるので、この係留作業に失敗は許されなかった。係留作業を短時間で確実にを行うため、係留索自動脱着装置を開発するとともに、分刻みの綿密なスケジュールで作業手順が組まれた。こうした準備により、8点の係留が予定通り完了し、沈設作業が引き続き行われた。沈設作業は、図-4.8に示すように、着底までの注水を3段階に分けて実施し、着底後位置確認を行い、引き続きケーソン安定のためのサーチャージ注水を行った。鋼ケーソンの設置作業完了後、無人潜水ロボット（ROV）を使用して、水中テレビと写真撮影によりケーソン着底状況を調査した。3Pケーソン着底時の設置精度は、平面位置5cm以内、最大傾斜0.118°、高さ設計TP-57.0mに対しTP-57.009mであった（城所、1993）。

4.5 洗掘防止工

大水深で強潮流があり、しかも海底底質が厚い砂礫層からなる海域に大型構造物を建設する場合、構造物周辺の局所洗掘対策が重要な課題となる。

明石海峡大橋主塔基礎では、3章で示したように、海底を支持地盤層まで掘削し、ケーソンを設置した後、初期洗掘防止工として袋詰め砕石（フィル・ユット：以下FUと称す）を敷設し、長期洗掘防止工として、捨石被覆を施す施工方法が採用された。以下に2Pの洗掘防止工の例を概説する。

2P海域は、水深が約46mで最大流速7kt（3.6m/s）である。海底は中央粒径約2cm、最大粒径約10cmの沖積および洪積の砂礫層（明石層）が数十mの厚さで覆っている。基礎の設置地盤はTP-60mとなっており、図-3.8に示すような断面で平面形状は円形である。施工は、まず、初期洗掘防止工として、ケーソンの安定性上最も重要な刃口部周辺の設置地盤を保護するためのFUを敷設し、次に長期洗掘防止工として、1ton級捨石によりケーソン周囲に1D幅（Dはケーソンの直径）の同心円帯状範囲をスリ鉢状に被覆した。スリ鉢状としたのは、捨石工周辺部の流速を低減させるためである（中込、1993）。

FU単体は、25mmメッシュの網袋にΦ50mm～Φ150mmの碎石を約0.7m³詰め約1tonとなるよう製作した。（図-4.9）設置する数量は約8,000個であるが、次のような条件・課題があった。・室内水理実験におけるFU敷設時洗掘実験より、ケーソン設置直後の海底面の経時変化を考慮すると、FU設置はケーソン設

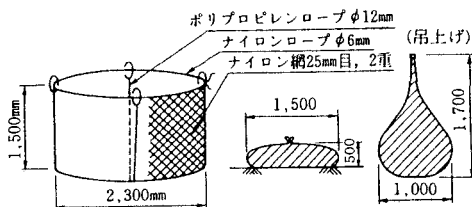


図-4.9 FU詳細図

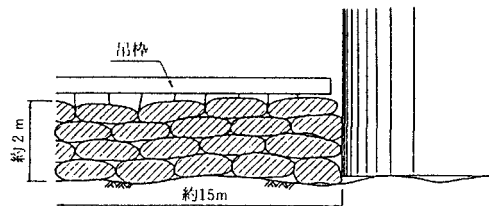


図-4.10 2PのFU設置計画断面

置後の大潮 1 回を経過した次の小潮期（約 6 日間）までに施工完了させる急速施工が必要である。・水深 60m 下において、ケーソン外壁沿いに隙間なく設置し、図-4.10 に示すように、均一に厚さ 2m 程度を確保する必要がある。・設置精度の確保から、作業限界は潮流 2kt 以下とすると、1 日 1～2 回の転流時作業となり、実作業時間は 1 回当たり 2 時間程度以下とする必要がある。これらの課題を克服するため、F U を計画設置状態通り吊枠に吊下げ、さらに急速施工とするため図-4.11 に示すように 1 2 分割の大ブロックを大型起重機船で一括設置する方法を行った。

長期洗掘防止のための捨石は、ケーソン近傍を層厚 10m、ケーソン外周から幅 80m の同心円帯状範囲の掘削法面および現海底面上を層厚 5～3m で被覆した。捨石には比重 2.5 以上、質量 0.8～2.0ton（3P では 1.0～2.0ton）の岩を用い、概算施工数量は約 270,000 m³ であった。

捨石においても、短期間に大量の施工と層厚の精度良い管理が必要である。このため、大量の捨石を 1 度に投入できる全底開バジを使用し、投入精度をあげるため、投入時にこのバジを接舫係留して位置を静止させる標的台船方式を採用した。標的台船は、自身が海底にアンカー係留し強潮流に耐える係留力を保持していること、バジから直接投入できないケーソン近傍をバケット投入出来ること、また、投入捨石の層厚に過不足がある時、不陸修正が可能であることから、大型グラブ船を使用した。

捨石の拡散状況は、潮流、海底地形、バジ船型等によって変わると考えられたので、室内水理実験でこれらの条件下での海中落下状況を確認して、測深システム、台船位置決めシステム、捨石出来形予測システムからなる施工管理システムを開発して、効率よく施工を行った（北川ら、1991；本四公団、1988）。

4.6 水中コンクリート

設置ケーソン工法において使用する水中コンクリートとしては、瀬戸大橋の施工で実績のあるプレバックドコンクリートと、明石海峡大橋で使用された水中不分離性コンクリートがある。明石海峡大橋の主塔基礎の水中コンクリートは強潮流、大水深の厳しい海象条件下での大量施工となる。このため、プレバッ

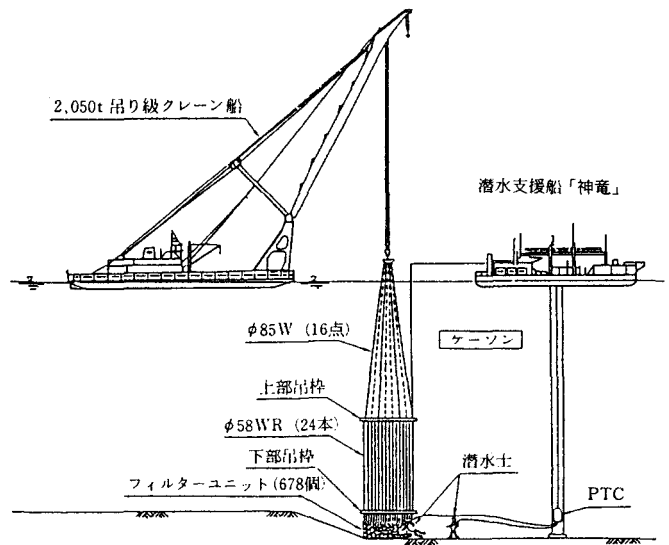
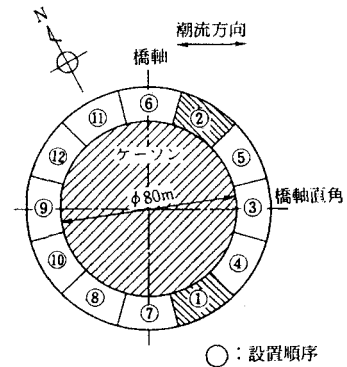


図-4.12 2PのF U設置作業状況図

クドコンクリートを採用した場合、・強潮流下でも係留可能な特殊大型作業船の調達が必要となるとともに、船体動揺によっては稼働率の低下が予想される。・大規模な骨材の製造、貯蔵、積出し設備が必要である。・水中打継目の処理が不可能なことから、鋼ケーソン区画割りが増大する。等の問題があげられる。

一方、水中不分離性コンクリートは、・材料、設備の調達が容易である。・水中・気中コンクリートに同じ設備が使用できる。・プレバッドコンクリートに比べセメント量を減らすことができ、温度応力が低減できる。・レイタンスの発生が少なく、水中打継目処理が可能なため、ケーソン鋼重を軽減できる。等の利点を有しており、本工事に採用されることとなった（加島ら，1989；加島ら，1992）。しかし、本工事への適用に先立って解決すべき課題として、・コンクリートの性状の確認（長距離流動特性、合流部・打継目部の品質、側圧特性）・施工規模の大型化があげられた。

室内実験、大規模実験の結果、水中不分離性コンクリートの品質基準が表-4.6のように決定され、施工設備として、コンクリートプラント台船、資材台船およびケーソン上設備の仕様が表-4.7のように決められた。これらの作業台船の設計に使用された自然条件は表-4.8に示す通りである。コンクリートプラント台船は、作業時ラダー先端で平面移動が±2m以下、上下動揺±1m以下となるように設定され、係留計算の結果、初期張力約1MN（100tonf）とすることになった。

ここで技術開発された主な事項として、・低発熱セメントを用いた水中不分離性コンクリートの開発・大容量アジテータ・打設管引上げ装置・打設管切換装置（2分岐，4分岐）・水中打継目処理機・作業集管理システム等があげられる。

本工事では、図-4.13に示すように、

表-4.6 水中不分離性コンクリート品質基準

種 別	水中不分離性 モ ル タ ル	水中不分離性 コンクリート
設計基準強度(材齢91日)	180 kgf/cm ²	180 kgf/cm ²
水中・気中供試体強度比	0.8 以上	0.8 以上
ス ラ ン プ フ ロ ー	65±2.5 cm	52.5±2.5 cm
スランプフロー保持時間	8 時間以上	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	150 ppm 以下	150 ppm 以下
pH	12 以下	12 以下

表-4.7 水中不分離性コンクリート打設設備

コン ク リ ー ト プ ラ ン ト 台 船	台 船 体 寸 法	24 000 t 積み級 長さ 141.02 m, 幅 36.0 m, 深さ 8.7 m, 喫水 6.9 m
	発 電 機	船用 1215 kVA×3 基, 250 kVA×1 基
	係 留 ウ ィ ン チ	巻力 14t, ブレーキ力 190 t, ラチェット力 380 t×3 基 (複胴)
	バッチャープラント セメントサイロ	3 m ³ 強制練り 100 m ³ /h×2 系列 1 500 t×2 基
	骨 材 サ イ ロ	7 500 t×2 系列
資 材 台 船	製 氷 設 備	25 t/日×4 基
	コンクリートポンプ	IPF 110 S-7 E 型 110 m ³ /h×6 基
	台 船 体 寸 法	12 000 t 積み級 長さ 102.5 m, 幅 29.9 m, 深さ 7.0 m, 喫水 3.6 m
	発 電 機	300 kVA×2 基, 15 kVA×1 基
	係留ウインドラス	巻力 45 t, ブレーキ力 130 t×8 基
ケ ー ソ ン 上	濁 水 処 理 設 備	清水 10 m ³ /h, 海水 10 m ³ /h×各 1 基
	給 水 設 備	海水淡水化 190 m ³ /日×1 基
	クローラクレーン	100 t 吊り×1 基
	ア ジ テ ー タ	40 m ³ ×1 基
	コンクリートポンプ	1PK 40 SA-6 N 型 42 m ³ /h×8 基
分 岐 弁	200 A×18 基	
	打設管引上げ装置	200 A-60 m×24 基
	打継目処理装置	走行速度 4 m/min 排水量 50 m ³ /h×1 基
	タワークレーン	10 t-40 m 級×3 基
	発 電 機	800 kVA×4 基, 90 kVA×1 基

表-4.8 明石海峡大橋 3 P の施工時の自然条件

施工条件	I	IV	III
海・気象条件			
風速	32m/s	10m/s	20m/s
風向	全方向	全方向	全方向
潮流	5kt	6kt	7kt
流向	320°, 115°	320°, 115°	320°, 115°
波浪	全方向	全方向	全方向

施工条件
I：施工期間6ヶ月以上、または台風期にかめる場合
III：施工期間1週間以上1ヶ月未満で、予報によって施工条件
I、IIに示すような強風を避けられると判断される場合
IV：施工条件IIIと同じであるが、施工期間が1日以上1週間未満
の場合

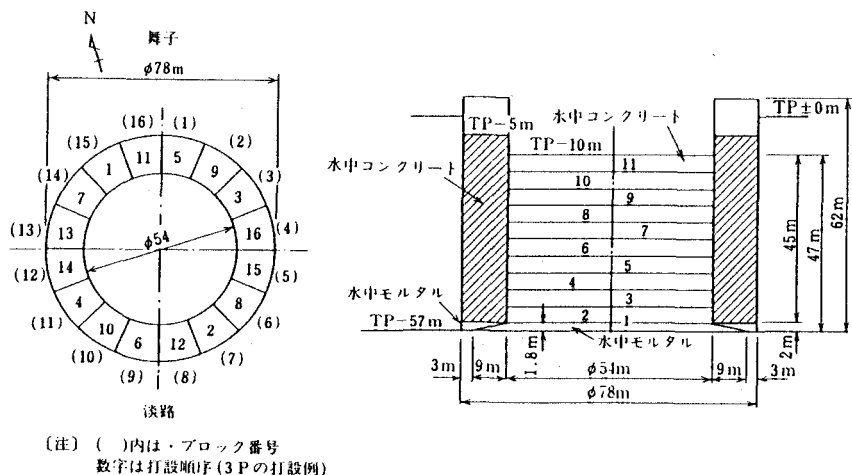


図-4.13 リフト・ブロック割り

内核部は層打ちとし、二重壁部は16分割して高さ50m余りを1回で打ち上げていく方法で施工した。2Pは約265,000m³を平成元年10月から約12ヶ月で、3Pは約238,000m³を平成2年1月から約11ヶ月でそれぞれ打設した(岡田ら, 1991)。

4.7 気中コンクリート(マスコンクリート)

本州四国連絡橋の基礎はいずれも巨大な構造物であるが、なかでも橋台は、備讃瀬戸大橋4Aで約25万m³、明石海峡大橋1Aで約14万m³(中詰めRCCFコンクリート約25.5万m³、頂版部他約12万m³を加えると約51.5万m³)とダムに匹敵するマスコンクリートとなっている。

橋梁基礎のコンクリートは、ダムコンクリートと比べて、設計・施工上の必要性から富配合となるため、コンクリートの温度ひびわれを防止することが重要な課題である。

この課題に対し、①セメント：低発熱型セメントの開発②ブレーキング：アイスプラント、冷水設備、冷砂設備、冷骨設備、液体窒素冷却設備、粗骨材浸水冷却設備(実施工ではこれらを組み合わせて使用している)③施工方法：スロット工法、パイプクーリング工法のような各種の対策が講じられてきた。

気中コンクリートにおけるその他の技術開発として、明石海峡大橋橋台工事において、1Aの基礎の中詰めコンクリートとして、ダムで実績のあるRCD(Roller Compacted Damconcrete)工法を橋梁基礎用に改良したRCCF(Roller Compacted Concrete Foundation)コンクリート、アンカーフレーム部など鋼材が大量に配置されている部分でも、締固めに頼らず充填できる高流動コンクリートの開発があげられる(辰巳, 1993; 保田ら, 1994)。

施工数量

基礎部	RCCF	約380,000m ³
躯体部	高流動	約140,000m ³

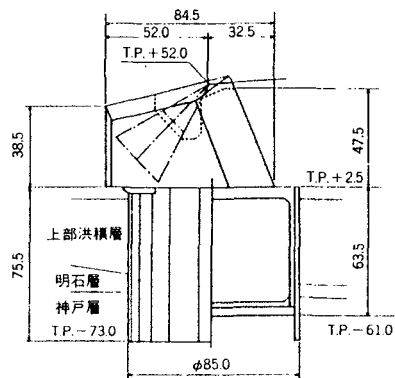


図-4.14 明石海峡大橋1A構造一般図
(辰巳, 1993)

5. おわりに

我が国の海洋土木技術の飛躍的發展に貢献してきた本四架橋プロジェクトも、明石海峡大橋が平成 10 年、多々羅緒大橋・来島大橋が平成 11 年に開通する予定であり、まさに終盤を迎えている。しかし、この技術を継承しながら、我が国の社会・經濟の發展と広域な地域の活性化を図るため、全国各地で図 5-1 に示すような海峡横断のプロジェクト構想が打ち出されている。海外のメッシナー海峡（海上距離 3.3km，最大水深 300m），ジブラルタル海峡（海上距離 15km，最大水深 900m）などの構想も進行中である。いずれの構想も、橋脚水深は 100～300m と深く、海域は外洋に面しており、流れ構造は複雑で波浪も大きい。昨今の社会・經濟情勢からは、このような厳しい設計・施工条件の下で工費の低減と工期の短縮が強く求められることとなる。

明石海峡大橋の下部工（設置ケーソン）の設計・施工の基本思想は先発の瀬戸大橋のそれと同じである。異なっている点は、約 10 年の間に目覚ましく進歩した材料や施工機械の利用が設計・施工の自由度を高め、より厳しい条件での確実性と施工能率を著しく向上させたことである。その意味で冒頭で述べた、先端のしかし割り高のオフショアエンジニアリングの技術を、土木事業へいかに応用するかが重要である。水深が深くなるにつれて重要性が増大する項目として、まず海底地質と地盤の調査方法が挙げられる。また、外海における波浪、潮流、海流の予測技術の向上が求められる。下部工の形式としてはケーソン工法または、ジャケット工法あるいは北海の石油プラットフォーム型が考えられる（吉田，1993）。このような構造物の外海での確実な設置方法、長周期波作用下の作業船の動揺軽減方法や簡易なアンカー技術、大水深下での掘削と均しの技術、洗掘防止工の設置技術、大水深下でのコンクリート打設技術など開発すべき技術項目は多い。

私たち海洋工事に携わる技術者、研究者は、今後、我が国の渡海橋を含めた海洋構造物に対する技術のブレークスルーを着実に担って行かなければならない。おわりに、明石海峡大橋の調査工事～本工事完了に至るまで指導頂いた京都大学名誉教授中川博次博士、大阪大学名誉教授榎木亨博士、本州四国連絡橋公団第三建設局向島工事事務所高澤勤所長、同第一建設局洲本工事事務所鈴木幹啓所長および同第一建設局機械課坂本光重課長に深謝申し上げる。また、捨石洗掘防止工については大成建設（株）技術研究所構造研究部石野和男主任研究員の助言を参考にしたことをここに付記する。

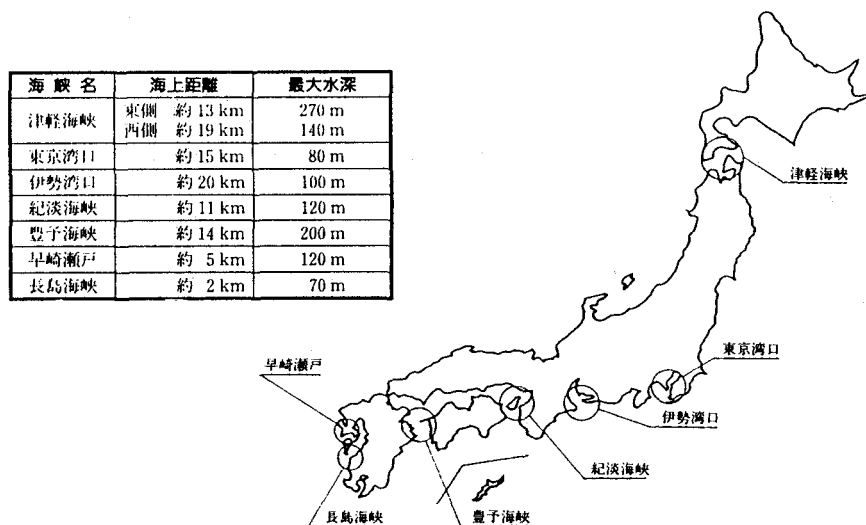


図-5.1 海峡横断プロジェクト位置図

参考文献

- 青木一二三・和田克哉・青木重雄(1985):44. 橋梁下部構造, 土木学会編新体系土木工学, 332p.
- 池田雅一(1993):海底掘削工, 建設の機械化, 基礎工, Vol. 21, No. 5, pp. 52-57.
- 石野和男・大谷英夫・坂巻明人・遠藤伸治・那須清吾(1991):急潮流下海洋構造物の洗掘防止工内の浸透流特性, 海岸工学論文集第 37 巻, pp. 494-498.
- 石野和男(1993):急潮流下における橋脚周辺の捨石洗掘防止工に関する研究, 日本大学提出学位論文, 181p.
- 岡田凌太・上田忠夫・那須清吾(1991):明石海峡大橋 2 P・3 P 主塔基礎特殊水中コンクリートの施工, 本四技報, Vol. 15, No. 59, pp. 31-41.
- 岡田凌太・今井貫爾・小池司・池谷毅・中込國喜(1992):大規模海洋構造物の洗掘特性に関する研究, テクノオーシャン '92 国際シンポジウム論文集, pp. 64-70.
- 加島聡・坂本光重・樋口康三・北口雅章(1989):明石海峡大橋の水中コンクリート施工計画, セメントコンクリート, No. 508, pp. 6-13.
- 加島聡・成井信・保田雅彦・平原伸幸(1990):明石海峡大橋の設計概要, 橋梁と基礎, Vol. 24, No. 1, pp. 17-25.
- 加島聡・高沢勲・樋口康三・今井貫爾(1991):強潮流下における大規模橋梁基礎の洗掘特性に関する研究, 土木学会論文集第 438 号/・-17, pp. 51-60
- 加島聡・樋口康三・坂本光重・岡田凌太(1992):大規模海洋コンクリート構造物における水中コンクリートの施工—明石海峡大橋を中心にして—, 材料, Vol. 41, No. 460, pp. 1-10.
- 城所靖夫(1993):鋼ケーソンの曳航と設置, 基礎工, Vol. 21, No. 5, pp. 65-73.
- 勝井秀博(1991):海洋構造物周辺の洗掘と洗掘防止工に関する研究, 東京大学提出学位論文, 382p.
- 吉川秀夫(1971):河川工学, 浅倉書店, 286p.
- 北川信・伊藤進一郎・土屋政治・今井貫爾(1991):強潮流下における大規模橋梁基礎の洗掘防止工に関する研究, 土木学会論文集第 438 号/・-17, pp. 61-70.
- 後藤英一・中川良隆・中林進(1991):大型グラブ船による橋梁基礎の岩盤掘削の変遷, 土木学会論文集, No. 427/VI-14, pp. 307-316.
- 坂本光重・北口雅章・樋口康三・土屋政治・佐々木雅敏・広田昭次(1989):明石海峡大橋 2 P 鋼ケーソン製作及び設置, 橋梁, Vol. 25, No. 9, pp. 2-11.
- 坂本光重・佐々木雅敏・北口雅章・今井貫爾(1991):強潮流下における大規模橋梁基礎の施工時の水理的諸問題に関する研究, 土木学会論文集, No. 438/II-17, pp. 71-80.
- 鈴木幹啓・坂巻明人(1989a):大型グラブ浚渫船による明石海峡大橋橋脚基礎の海底掘削, 建設の機械化, No. 468, pp. 19-25.
- 鈴木幹啓・佐々木雅敏・鳥海隆一・土屋政治(1989b):明石海峡大橋 2 P・3 P ケーソン設計・製作, 本四技報, Vol. 13, No. 51, pp. 11-20.
- 鈴木幹啓・高塚正修・坂巻明人・岩淵伸一郎(1990):大型グラブ浚渫船による明石海峡大橋橋脚基礎の海底掘削 (その 2), 建設の機械化, No. 479, pp. 39-45.
- 高沢勲・鈴木幹啓・八重田義博・勝井秀博(1988a):急潮流下における海洋構造物の洗掘防止工の設計, 第 35 回海岸工学講演会論文集, pp. 412-416
- 高沢勲・樋口康三(1988b):急潮流下における海洋構造物の洗掘防止工の設計, 第 35 回海岸工学講演会論文集, pp. 412-416
- 辰巳正明(1993):世界最大の吊橋 明石海峡大橋 143 万 m³のコンクリート工事, セメントコンクリート, No. 552, pp. 10-23.
- 土木学会(1985a):海上工事の施工技術—本四連絡橋児島～坂出ルートの下部工—
- 土木学会(1985b):水理公式集, 625p.

- 中川博次・辻本哲郎(1986)：新体系土木工学 23 移動床流れの水理，技報堂出版，310p.
- 中込國喜(1993)：明石海峡大橋の基礎工/主塔基礎洗掘防止工，基礎工，Vol.21，No.5，pp.74-81.
- 平野茂・坂巻明人・石野和男・遠藤伸治・牧田鈴子(1990)：急潮流下海洋構造物の洗掘防止工内の浸透流に関する現地観測，海岸工学論文集第37巻，pp.494-498.
- 保田雅彦・古屋信明・糸日谷淑明・有馬勇(1994)：明石海峡大橋高流動コンクリートの施工概要，橋梁，Vol.30，No.1，pp.47-51.
- 本州四国連絡橋公団(1979)：鋼設置ケーソン設計要領(案).
- 本州四国連絡橋公団(1988)：明石海峡大橋主塔基礎施工報告書.
- 宮口(1995)：海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会，海峡横断，(財)海洋架橋調査会.
- 山縣守(1990)：本州四国連絡橋の地質調査，基礎工，Vol.18，No.10，pp.107-115.
- 山田勝彦(1988a)：明石海峡大橋の土質調査と主塔基礎計画
- 山田勝彦(1988b)：明石海峡大橋主塔基礎の調査と設計，基礎工，Vol.16，No.9，pp.41-47.
- 吉田巖(1990)：明石海峡大橋の基礎-調査と計画-，土木学会論文集，第418号，III-13，pp.1-15.
- Breusers,H.N.C.,G.Nicollet,H.W.Shen(1977):LOCAL SCOUR AROUND CYLINDRICAL PIERS, Journal of Hydraulic Research 15, IAHR, pp.211-252.
- CERC(1977):SHORE PROTECTION MANUAL VOLUME II, Coastal Engineering Research Center, U.S.Army Corps of Engineers,pp.7-211~7-213.
- de Graauw,A.F., T. van der Meulen, M.R. van der Does de Bye(1983)：Design criteria for granular filters, Delft Hydraulics Laboratory, Publication No.287,Delft.
- de Graauw,A.F., T. van der Meulen, M.R. van der Does de Bye(1984)：Granular filters：Design criteria,Journal of Waterway,Port,Coastal and Ocean Engineering,ASCE, Vol.110,No.1,pp.80-96.
- Delft University Press(1980a)：Hydraulic Aspects of Coastal Structures, Part I, 133p.
- Delft University Press(1980b)：Hydraulic Aspects of Coastal Structures, Part II, 235p.
- Pilarczyk,K.W.(1984a)：Interaction Water Motion and Closing Elements 2.4.8 Stability of rock-fill structures, The Closure of Tidal Basins, Delft University Press,pp367-386.
- Pilarczyk,K.W.(1984b)：Interaction Water Motion and Closing Elements 2.4.13 Filters, The Closure of Tidal Basins, Delft University Press,pp.467-489.