

浜岡原子力発電所冷却水取水塔の設計

渡 辺 一 郎*
井 上 昭 栄**

まえがき

浜岡原子力発電所は、浜松市と静岡市からほぼ等距離の太平洋岸に面する静岡県御前崎岬の西方約 8 km の地点にあり、電気出力 540 MWe (1号機) の沸騰水型原子炉を備えている。発電所の位置および諸設備の概要は図-1 に示すとおりである。

発電所前面の海岸線は直線状で、海底は全体として 1/100 程度の一様な緩勾配であり、その地質は薄い砂礫層でおおわれた均質な砂質泥岩である。海岸線一帯には砂丘が発達しており、漂砂、浮遊砂が多く、外海に面しているため、波浪は年間を通じて荒く、かつ沿岸流もかなり速い。

したがって、当発電所の冷却水取水設備の計画設計に際しては、こうした自然条件のほか、その他の地理的条件も十分考慮して、その方式を決定した。すなわち、発電所の東方約 9 km の位置に御前崎港があり、これを輸送基地として利用する場合と、敷地前面の海域に専用港湾を設ける場合とでは、取水方式が根本的に異なってくるからである。さらに、漁業補償面、経済面、保守運営面および地域開発等の関連から慎重に検討した結果、輸送基地としては御前崎港を利用し、復水器冷却水は発電

所前面の外海から取水することにした。

外海からの取水方式として検討された案は、沈埋管方式、水路橋方式、ケーソン連結方式、開水路方式および海底トンネル方式などであったが、海底の地盤が比較的浅く、かつ岩質についても施工可能と判断されたので、きびしい海象条件に関係なく施工しうる点、さらに漁業に与える影響が最も少なく、経済性もよいということから、海底トンネル案を採用した。

1. 取水塔の構造形式

海底取水トンネル方式による復水器冷却水の取水は、外国に二、三の例が見られるのみで、わが国では初めての試みである。そして、この方式で最も問題になるのはその取水口部分の設計施工である。

筆者らは、本取水塔の計画・設計に際して、これらの外国の先例について調べると同時に、水理模型実験を電力中央研究所に、また構造解析を同研究所および名古屋大学土木工学科川本研究室へ、それぞれ研究依頼した。さらに、斯界の諸権威のご指導を仰ぐなどして、その構造形式を決定するための理論的検討を行なった。以下にその概要をまとめて報告する。

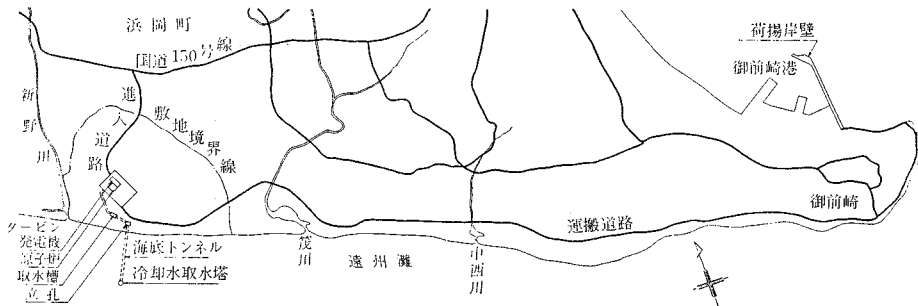


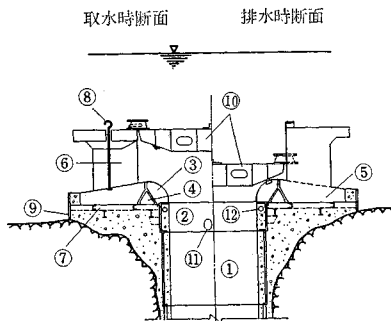
図-1 浜岡原子力発電所周辺概要図

* 中部電力(株)原子力部 次長
** 正会員 中部電力(株)原子力室 副長

(1) 取水塔の施工例

海底取水トンネル方式によって、外海から冷却水を取水している原子力発電所の例としては、ブラッドウェル (374 MWe・イギリス)、ダンジネス (577 MWe・イギリス)、ウィルファ (667 MWe・イギリス) 等がある^{1),2)}。ウィルファ原子力発電所の取水塔は、イギリス西海岸の沖合 160 m、水深 10.5 m の地点に設けられたものである。その施工法は、陸上で事前に製作されたコンクリートブロックを水中で鋼製フレームに取り付けて、ボルト締めして一体化するという方法である。そして、海底トンネルとの連絡立坑は、巧みに設計された鋼製ボックスを立坑入口部にあらかじめ沈設しておき、そのボックスを掘削作業の足がかりとして、ボックス内からドライの状態で掘り下るといった注目すべき工法であった。その概要は 図-2 に示すとおりである。この設計および施工法は、多くのすぐれた点を有する。すなわち、① 取水塔は水面下にあるため水面付近の大きい波力を受けない、② コンクリートは、陸上でプレキャストであるため海上コンクリート打設の煩わしさがなく、③ コンクリートは小ブロックに分れているので取扱いが容易である、④ 鋼製キャップは、取水時のベロシティーキャップおよび排水時の止水ゲートを兼ねている、などである。

しかし、この形式の取水塔を浜岡地点に採用しようとする場合、次の諸点に問題があった。まず、ウィルファの取水塔位置は、本取水塔に比して海岸に近く、陸上から栈橋が組まれているため、海上に孤立した作業台で行なう工事に比し、施工の難易さに格段の差がある。また取水塔本体は、コンクリートブロックのボルト締めされたものであるため、わが国の場合は、耐震設計上問題がある。その組立ては、すべて現地水中作業であるため熟練した水中監督者および作業者の確保と、長期間の連続水中作業可能日数の保証、および海水の透視度が良好なことなどの条件が揃わねばならない。これらの諸条件



① 鋼製作業室 ②,③,④,⑤ プレキャストコンクリートブロック ⑦ スパイダー ⑧ スクリーン ⑨ トレンチャー ⑩ 鋼製キャップ ⑪ エアーベント管 ⑫ 塩素注入管

図-2 ウィルファ原子力発電所取水塔概要²⁾

を考えると、少なくとも最初の取水塔の構造形式および工法として、これを模倣することは、技術的に無理が多いと判断された。したがって、内海においてはすでに幾多の実施例を有する鋼製ニューマチックケーソン工法による施工方法がとられた。

(2) 取水塔が満すべき条件

機能上の条件としては、① 計画取水量 33.7 m³/sec を安定して取水しうること、② 表層の温水をできるだけ混入しないこと、③ 海底の堆積土砂をできるだけ吸い込まないこと、④ 修理点検のため取水口を閉そくして内部の水を排除できること、⑤ 取水口の水利特性が良好で渦などの発生がないこと、等である。そして、これらの条件を満たすために、⑥ 波力、地震力、浮力等の外力に対して構造物として安定であること、⑦ 海水中という使用条件のきびしさを考慮のうえ取水塔の内部応力、とくに開口部周辺および基礎根入れ部分の応力集中が、材料強度上十分に安全な値であること、⑧ 取水口は海底からも水面からもある程度離れていて、かつ流入速度が速すぎぬこと、⑨ その形状は海洋構造物として無理のない形であること、⑩ 施工が容易で海上作業が少く、工期が短いこと、等である。

これらの諸条件の中には、きわめて常識的な判断で決定したものもあれば、また、以下に順を追って述べるような水理模型実験や、電算機を用いた構造解析により、その形状寸法の決定、安定性の確認を行なったものもある。さらには、工事を安全・確実に実施するため、工学的・技術的にすぐれているとわかっていても変更しなければならない点もあった。こうした考慮のもとに決められた取水塔の設計図は、図-3 に示すとおりである。

(3) 取水塔の位置、形状、および寸法の決定

a) 取水塔の位置

取水塔の位置は、海底トンネルの位置および長さに応じて必然的に決る。海底トンネルの平面的な位置関係については、海底地形地質調査結果から、岩盤のかぶり厚く岩質も良好で、破碎帯が少いこと等の考慮のもとに決められた。一方、取水塔の掘削沈下および海底トンネルの接続工事を圧気下の作業で行なおうとすれば、その基礎底面の標高は水面下 35 m 程度が限度と考えられ、したがって、それに接続される海底トンネルの下限が規定されることになる。海底トンネルの最小かぶり厚さを 15 m として採用された最終案は、トンネル先端の中心標高が T.P. -28,100 m で、陸上立坑と取水塔間のトンネル延長は 660 m (海底トンネル部延長 600 m) である。したがって、取水塔据付位置は、発電所前面沖合 600 m、最大水深 10.75 m (HWL から岩盤まで) の地

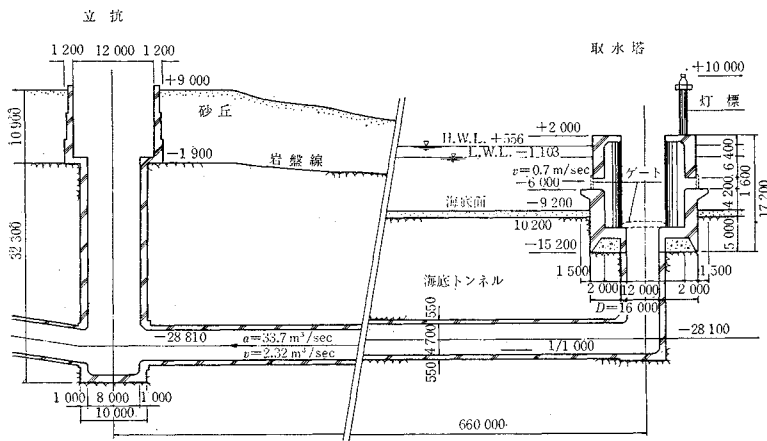


図-3 取水塔および海底トンネル設計図

点と決った。

b) 取水塔の形と大きさ

取水塔の大きさを決めるうえで考慮すべき要因の一つは、流入状況を安定させることである。そのためには取水流速をあまり速くしないことであり、種々検討の結果取水流速を 0.7 m/sec とし設計した。この場合、取水口の開口位置については、流入渦の発生と表層温水の混入から水面から取水口までの深さが限定され、また、海底堆積土砂の吸込みから海底から取水口までの高さが規定されるので、結局ある範囲に限られることになる。

取水流速分布については、水理模型実験³⁾を行なって

確認したが、その結果によれば取水塔外壁面から約 5 m 離れた位置の水面の流速は、約 6 cm/sec である。したがって、取水塔から少し離れると流速は急激に小さくなっており、舟航等についての影響は、なんら懸念するに及ばないと判断された。

また、流入渦の発生等の流入特性についての実験結果によれば、取水流量に関係なく、取水口中心までの水深が 3.5 m 以上あれば渦の発生はないという結論が得られた。そして、表層温水の混入に関しては、躍層の

厚さを 2 m とし、温水平混入率⁴⁾を計算した結果、この水深に対しては約 60% という値になった。しかし、本取水塔地点は、海象条件のきびしい外海であるので顕著な温水平躍層の発達とは考えられず、また、そのことは現地での水温の鉛直分布測定結果にも現われている。したがって、この温水平混入率の計算そのものが実情とかけ離れているきらいもあり、当地点では、深層取水を効果的に行なうには水深が少し浅いようであるが、大きな障害とはならないと判断された。

次に、浮遊砂の鉛直濃度分布は、理論計算⁵⁾および現地での実測結果から、海底面から 2 m 辺を境にして、それ

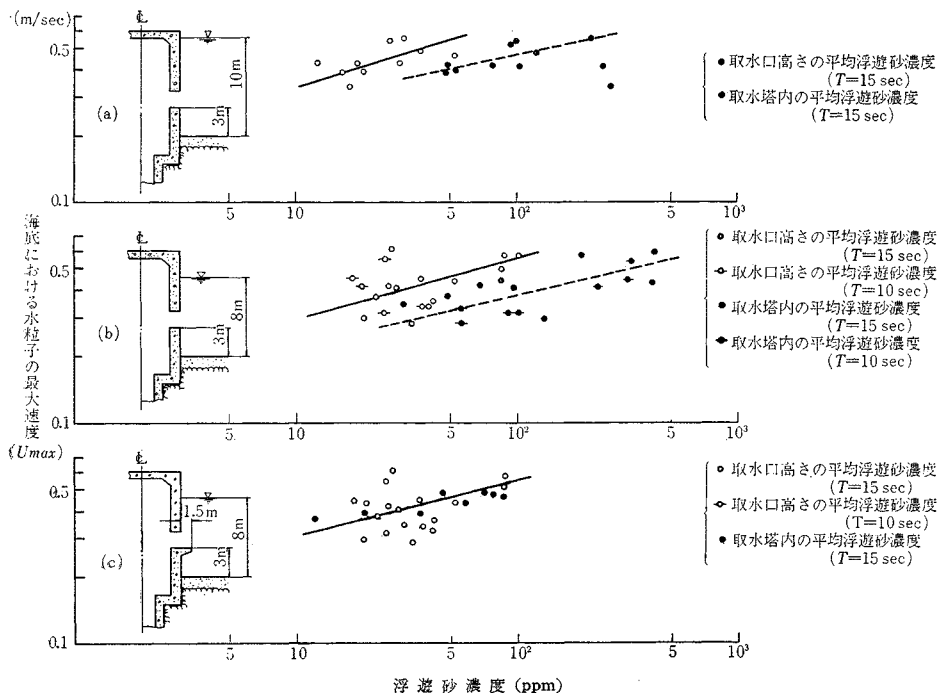


図-4 取水塔内外の海遊砂濃度と海底の水粒子最大速度の関係³⁾

以下では海底に向うに従って濃度が急激に増加しておりまた、それ以上海面へ向っては、ほとんど一様である。このことは、海底から 2 m までの範囲では海底堆砂の影響が著しいことを意味する。さて、実験では、取水塔内および取水口と同じ高さの位置における水中の浮遊砂の濃度を測定し、両者の値を比較した。ところで、水中の浮遊砂濃度は、水底の水粒子最大速度との関係から理論計算されている⁹⁾ので、実験結果を、水底の水粒子最大速度と浮遊砂濃度との関係について整理すると、図-4 に示すとおりである。図-4 (a) (b) によれば、取水塔内の浮遊砂濃度は、同じ標高の水中の濃度よりかなり大きく (2~4 倍) なっている。このことは、取水口より低い水中の浮遊砂が吸込まれていることを意味する。浮遊砂の流入量が多いと、コンデンサーチューブの侵食が促進されるので好ましくない。そこで砂の流入を軽減させるため、取水口敷に幅 1.5 m の円環状突出部を取り付けた。実験結果は、図-4 (c) に示すとおりで、取水塔内の浮遊砂の濃度は、同じ標高の水中の濃度と等しくなった。この実験では、取水口敷高さを堆砂面から 3 m としたが、これより低くすることは上述の理由から好ましくないもので、実験結果に従って、取水口敷の高さを、一応堆砂面から 3 m と決めた。

以上のような検討結果から、図-3 に示すとおり、取水口の開口高さを 1.6 m 程度とし、さらに、取水塔は構造的にも安定していて、方向性の影響が少く、水理学的にもすぐれていること、という判断から、外径 16 m の円筒形に決定した。また、保守点検作業を考慮して、取水塔の天端高さを静水面上 2 m とした。

2. 取水塔に作用する外力⁹⁾

(1) 取水塔の設計波力⁹⁾

海中に孤立した円柱に作用する波力については、すでに数多くの研究が行なわれてきているが、現在では抗力と質量力に分けて考え、位相差を考慮しつつこれらを加え^{7), 8)}、さらに、砕波衝撃力をも考えて⁹⁾ 全波力が求められている。さて、従来の海洋構造物では灯標、栈橋、観測塔など、いずれもその支柱の直径は 2~3 m 前後の小径のものが多いようであり、柱の前後面での波形の位相差とか柱による波の回折とかは問題にならなかったが直径 16 m の円筒になると、それらを無視するわけにはいかない。そのほか、取水塔地点は比較的浅い海域であるので微小振幅波理論による水粒子の速度、加速度の算定も理論上の近似にほかならない。そこで、抗力・質量力の位相差、海底地形、波の回折および砕波衝撃力といったような不確定要素を補足し、安全確実な構造物を設計するため、水理模型実験による波力の検討を実施し、

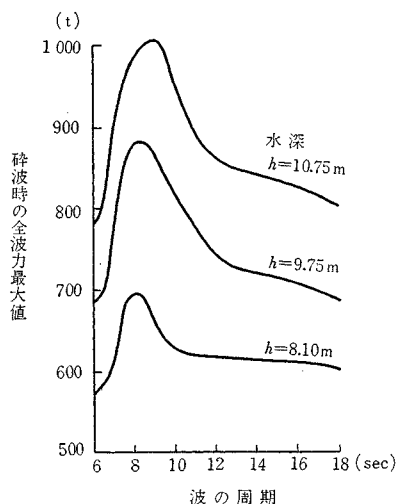


図-5 水深・周期と全波力最大値の関係⁹⁾

これらの諸効果が発せられたものとしての取水塔の設計波力を求めた。

a) 取水塔に作用する最大波力に関する考察

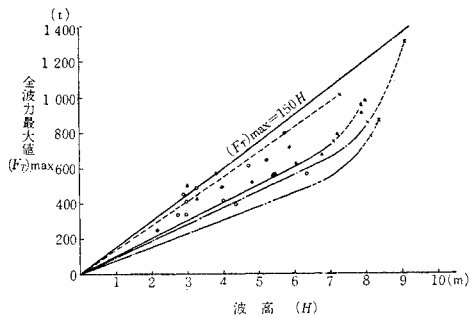
実際の海の波は、波高、波長、周期および波向等が複雑に入り混った不規則波であるため、構造物の設計を行なううえでの便法として有義波なる考えがあるが、本取水塔の場合には、プラントの寿命中に予想される最もきびしい荷重条件にも耐えなければならない。しかし、水深、波高、周期等の条件のあらゆる組合せについて検討することは徒労でもあるので、実験に着手する前に若干の理論計算を行なって実験条件を明確にした。

砕けた波峰が構造物に衝突する結果生ずる強い衝撃的な波力を、砕波衝撃力と呼ぶが、砕けた波峰の高さに構造物がなければ、砕波は衝撃力を及ぼすことなく通過していく。合田の砕波モデル¹⁰⁾によって、検討を行なったところ、本取水塔の場合には、いかなる水深、周期の場合にも砕波衝撃力は作用しないという結果を得た。

次に、波の周期と全波力最大値の関係を理論計算により求めた結果、図-5 の関係が得られた。同図から、全波力の最大値は波の周期が 8~9 sec のときに生じる。

b) 全波力の測定

水理模型実験では、波圧計の個数が限られていることや、実験誤差等のために波圧分布の積分値が必ずしもよい精度で全波力になるとは限らないので、全波力の測定と波圧分布の測定は、測定装置を変えて別々に実験を行なった。全波力の測定は、滑動方式による全波力測定装置¹¹⁾を用いて行なった。実験結果は、図-6 に示すとおりである。同図に水深および周期の異なる場合の計算結果をあわせて示した。取水塔の設計波力としては、前述のように予想される最大全波力をとる必要があるので実験値と計算値の上限値を用いると、波高 (H) と全波力



全波力計算値

区分	水深(m)	周期(sec)	記 事
—	9.75	12	$C_D=1.0$ $C_M=2.93$
---	10.75	9	$C_D=1.0$ $C_M=2.03$
---	10.75	14	$C_D=1.0$ $C_M=2.07$
---	10.75	18	$C_D=1.0$ $C_M=2.07$

注：① ×印は合田による砕波限界波高。
 ② ※印は砕波指数による砕波限界波高。

全波力測定値

区分	水深(m)	周期(sec)
○	9.75	12
●	9.75	10
△	10.75	9

図-6 取水塔に作用する全波力最大値⁹⁾

最大値 $((F_T)_{max})$ の関係を表わす式は、 $(F_T)_{max} = 150H$ となる。ここで単位は $H: m$ 、 $(F_T)_{max}: t$ である。抗力は波高の2乗に比例し、質量力は1乗に比例するので、波高と全波力最大値の関係が1次式で表わされることは、質量力が抗力より卓越していることを意味する。本取水塔の設計波高(砕波波高)は8mだが、上の関係式によれば、全波力最大値は1200tとなる。

c) 波圧分布の測定

半導体小型圧力変換器によって模型取水塔(縮尺1/30)の側面および天端の波圧を測定し、電磁オシログラフに接続して記録させた。測定結果を整理して、いずれの場合も、取水塔のある一点の波圧と波高の関係は1次式で表わしうることが結論づけられた。

(2) 取水塔に作用する地震力¹²⁾

水中構造物は周囲の水のために振動時における動水圧を受けるので、空中の構造物とは異なり、設計に際してこの点を考慮しなければならない。とくに、耐震設計上動水圧の影響は無視できない場合が多い。

a) 動水圧

水中構造物の振動特性において、空中における場合と本質的に異なる点は、構造物のたわみが動水圧にフィー

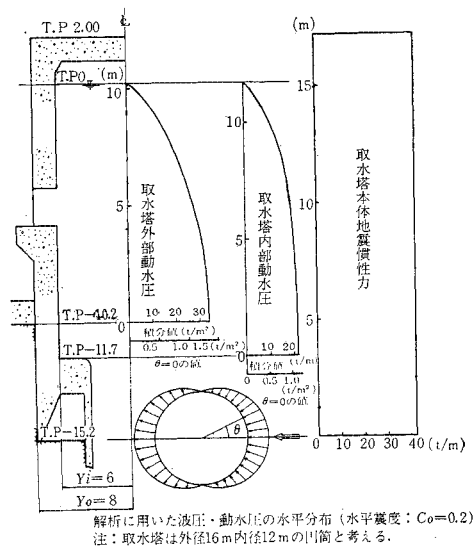


図-7 地震時動水圧および取水塔本体慣性力分布¹²⁾

ドバックされる点である。しかし取水塔の場合、構造物の変形、ロッキング振動などによる動水圧の増加は、地震の水平移動に対して無視できる。動水圧の力の向きは取水塔に働く慣性力の向きと同一にとらなければならないから、これを仮想質量分布として評価した。したがって、動水圧としては仮想質量分布に水平震度を乗じて算出できる¹³⁾。計算の結果、取水塔内外の動水圧分布は、図-7に示すようである。また、同図に取水筒を外径16m、壁厚2mの円筒と仮定した場合の水平地震慣性力分布も比較のために示した。

b) 設計震度

耐震設計上のクラス分けでは、取水塔はCクラスの構造物¹⁴⁾として設計される。すなわち、静的水平震度として $C_0=0.2$ をとる。ただし、耐震性の検討は、応答スペクトル法による動的解析でも行なわれた。その場合の結果は $(0.2 \times 1.65) = 0.33$ の震度で検討したものと同等であった¹²⁾。

3. 取水塔の安定

(1) 施工中の安定

施工中の取水塔が完成後と異なる点は、まず、海上コンクリートの打設が終了するまで取水塔本体が最終重量に達しないこと、掘削沈下に応じて取水塔の受圧面積および波力の作用位置が変わること、ニューマチックケーソン工法による圧気上向き力が作用すること、などである。そのほか、作用波力は、施工期間中に予想される最大波力(波高)について考えればよく、地震力の作用は考えないこと、等があげられる。

a) 海上コンクリート打設時の安定

取水塔本体の外殻であり、海上コンクリート工事の型枠となる鋼製ケーソンを御前崎海岸壁から取水塔設置地点へ曳航し、沈下着底させてから海上コンクリート打設完了までの期間は、取水塔の安定性が最もきびしい条件下にある。なぜならば取水塔の重量が軽いうえに、海底堆積土砂の上に載っているだけであり、かつ、基礎岩盤中へ掘削沈下される分だけ重心位置が高いからである。したがって、この期間(実績 19 日間)はできる限り静穏であることが望まれた。取水塔の重量を増して安定性をよくするため、施工中は内部に注水した。理論計算によれば、取水塔底面と海底面間の摩擦係数を 0.5 とすると、その安定は滑動条件によって支配される。海上コンクリート打設期間中の最小滑動安全率(実績)は 1.5 であった。

b) 取水塔ケーソン掘削沈下時の安定

掘削沈下作業中の取水塔は、重量も十分であり、安定上特に問題となる点はない。しかも、掘削沈下により基礎の根入れ深さは徐々に増加するので、この安定は滑動、転倒よりむしろ基礎周辺の反力分布状態から論ずるのが妥当であると考えられる。そこで、波高をパラメーターとして、根入れ深さと基礎周辺の反力値の関係を計算した。その結果によれば、基礎側面の最大反力値は、根入れ深さ 1 m 辺を境にして、それより浅い場合は大きい値を示すが、それより深くなると急に小さくなり、また、基礎底面の最大反力値は、波高や根入れ深さによる変化は少く、基礎岩盤の一軸圧縮強度の 1/3 以下であった。よって、掘削沈下作業時の基礎周辺反力値は、岩盤の強度と比較して、特に問題はないと判断された。また、実際の作業における沈下曲線と、その期間の波高記録から、基礎周辺反力値の実績を計算したところでは、掘削開始後 3 日目の波高 $H=3.55$ m のときに、側面反力が少し大きくなったほかは、すべて低い値であった。

(2) 完成後の安定

完成後の取水塔の安定も、同じく基礎周辺の反力値で判断されるが、最大波力のほか地震力を考慮することや波力の繰返しによる影響についても、検討する必要がある。2. (1). b) で述べた全波力最大値、1200 t が作用した場合の取水塔の基礎周辺の反力値を計算した結果、基礎側面の最大反力値は、 $\sigma_h=2.8$ kg/cm²、底面のそれは $\sigma_b=4.8$ kg/cm² であった。また、地震力 ($C_0=0.2$) と同時に波力 ($H=2$ m、後述) が作用した場合の側面の最大反力値は $\sigma_h=3.6$ kg/cm² であり、底面のそれは最大波力による場合と同じであった。基礎岩盤の一軸圧縮強度は約 70 kg/cm² であり、岩石の疲労による強度の減少率を 0.4¹⁵⁾ と考えても、なお一軸圧縮強度は、これ

らの基礎周辺反力値に対して 5 以上の安全率を有すると考えられる。したがって、完成後の取水塔は、プラント寿命中の長期間にわたる外力に十分耐えて、その安定を保ちうるものと判断された。

4. 取水塔および周辺基礎岩盤の構造解析

取水塔は、海底基礎岩盤中への根入れ深さ 5 m を有する円筒状の比較的マッシブな鉄骨・鉄筋コンクリート構造物である。構造解析に関して考慮すべき点は、海中に設置されていることと、波力という繰返し外力を常に受けている点である。取水塔および、それを支える周辺基礎岩盤の応力解析は、代表的と思われる二、三の外力および境界条件について実施されたが、ここでは、それらの結果を要約して紹介する。

これらの解析は、いずれの場合も電算機を用いた有限要素法によるもので、取水塔本体については非対称荷重を受ける回転体の^{12), 16)}、また、周辺基礎岩盤については三次元連続体の変形・応力問題^{17), 18)}として扱われた。外力条件は、最大波力が作用した場合と、地震力が作用した場合の 2 ケースである。そして、地震力と同時に作用する波力は、確率的に考えて最大波高をとらず、現地での波浪観測記録をもとにして波高を 2 m とした。さらに、取水塔の根入部周辺の岩盤が、施工時の掘削作業や長期間の波浪による繰返し応力を受けるための“ゆるみ”については、基礎岩盤の弾性係数を低下させたり、根入部と周辺岩盤の間に構造解析上、間げきを設けるなどして内部応力や変形の比較から“ゆるみ”による影響を判断した。

最大波力が作用する場合の取水塔の最大軸方向応力は海底岩盤面近くに生じ、引張り $\sigma_z=-2.2$ kg/cm²、圧縮 $\sigma_z=6.2$ kg/cm² 程度である。円筒側壁部の円周方向応力の最大値は、引張り圧縮ともに $\sigma_\theta=1.2$ kg/cm² である。また、地震力が作用する場合の最大軸方向応力は、同じ位置に生じ、引張り $\sigma_z=-3.4$ kg/cm²、圧縮 $\sigma_z=9.5$ kg/cm² である。円筒側壁部の円周方向応力の最大値は同じく引張り圧縮ともに $\sigma_\theta=1.9$ kg/cm² である。せん断応力の最大値は $\tau=3.8$ kg/cm² 程度で、円筒側壁下部の内面に生じる。取水塔周辺岩盤の“ゆるみ”の影響を調べるために弾性係数を変化させても、取水塔の応力値はほとんど変化しない。しかし、根入部周囲に間げきを仮定した解析では、上記の各最大応力値は約 3 倍程度大きくなっている。

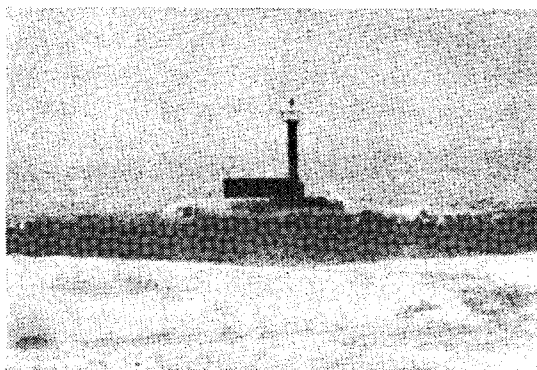
次に、取水塔周辺基礎岩盤内の応力状態は、最大波力についても、地震力についても、ほぼ同じである。取水塔底面隅角部に生じる最大圧縮応力 $\sigma_z=13$ t/m² と、それと直交する最小応力 $\sigma_x=3$ t/m² を 2 方向の主応力とみなして、別途に得られている岩石(泥岩および未固結

砂岩)の破壊包絡線と対比した。最大軸差応力は約 10 t/m^2 で、この値は、泥岩は、もちろん、未固結砂岩という最も浜岡地点で弱いと考えられている地盤材料の破壊をひき起すに至っていないし、部分的に予想される応力集中を考えても、かなり安全であると判断された。

あとがき

浜岡原子力発電所の取水塔工事のうち、海上作業は、昭和 47 年 4 月 4 日に鋼製ケーソンを現地へ曳航沈設して以来、7 月 2 日に海上作業台「かいよう」が現地を離れるまでの 90 日間をもって事実上終了した。そして、これは、海洋構造物としての取水塔工事がほぼ完了したことを意味する。ここにまとめた取水塔の設計に関する報告は、いま目前に築造された取水塔を対象に、設計の経緯を順を追って述べたものである。しかし、取水塔がこのような形状寸法で決定されるまでには、ここに述べた以外の種々な検討がなされた。そのうちのおもなものは、水没型取水塔である。これは完成後の形として、取水塔本体が水面下に没してしまうものである。また、船舶および漂流物体の衝突は、海洋構造物の設計において最もやっかいな問題である。本取水塔については、過去の事故実績から、現地付近の難破漁船(最大 500 t 程度)の漂流衝突に対して安全であるよう、必要な防舷材を取り付けたが、船舶そのものの衝突については、本取水塔を含めて、斯界全体の課題であると思われる。さらに、波力の問題としては、打込み波、取水塔自体の回折波の影響等は今後さらに追及することが必要な問題である。そのほか、取水塔外径寸法についての評価も行なったが紙数の都合で割愛した。これらに関する記述は、また別の機会にゆづりたい。

海洋開発が、その掛け声のもとに喧伝されはじめてからすでに数年が経過した。しかし、それを具体化し実現していくためには、地道な技術検討の積み重ねが必要で



写真一 海上作業終了後の取水塔

ある。本取水塔工事が、わが国の今後の海洋開発にとって多少なりとも参考になれば幸いである。

終りに、この設計検討に際して終始ご指導を賜った本間仁、平井弥之助、渡部弥作、速水頌一郎、鶴岡鶴吉、鶴田千里、堀川清司の諸先生をはじめ、貴重な助言をいただいた、長崎作治、伊藤喜行、合田良実の諸先生方、および全力をあげてご指導・応援下さった垣谷電研所長を始めとする技術第二研究所の皆様へ深甚の謝意を表す。しだいである。

参考文献

- 1) Brown, A.H. et al.: Civil engineering works at Bradwell, Latina, Dungeness & Oldbury, Nuclear Engineering, Oct. 1966, pp. 785~789.
- 2) Chapman, E.J.K. et al.: Cooling water intakes at Wylfa Power Station, Proc. Inst. Civ. Engrs. (London), 1969, 42 (February), pp. 193~216.
- 3) 中村 宏・阿部宣行: 外海の冷却水取水塔の水利に関する検討, 電研技術第二研究所報告, 土木 71565, 1972 年 5 月.
- 4) 千秋信一: 冷却水排水に関する技術的問題, 土木学会水利委員会, 1970 年度水工学に関する夏期研修会講義集, P. 09-1, 1970 年 7 月.
- 5) 土木学会: 海岸保全施設設計便覧一昭和 44 年改訂版一, pp. 113~114, 昭和 44 年 4 月.
- 6) 中村 宏・阿部宣行: 外海の冷却水取水塔に作用する波力に関する検討, 電研技術第二研究所報告, 土木 71541, 1972 年 2 月.
- 7) 土木学会: 水理公式集一昭和 46 年改訂版一, p. 522, 昭和 46 年 11 月.
- 8) 日本港湾協会: 港湾構造物設計基準, p. 2-4-41, 昭和 42 年 4 月.
- 9) 合田良実: 海中構造物の設計一波力について一, 土木学会誌, Vol. 55, No. 9, pp. 2~7, 昭和 45 年 9 月.
- 10) 合田良実: 直柱に働く衝撃碎波力の研究, 港湾技術研究所報告, Vol. 5, No. 6 (1966).
- 11) 森平倫生・柿崎秀作・菊谷 徹: 異形ブロックの波力減殺効果に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol. 6, No. 4, pp. 4~7, 1967.
- 12) 桜井彰雄・栗原千鶴子・矢島 浩: 原子力発電所冷却水路系の耐震性, 電研技術第二研究所報告, 土木 71514, 1971 年 10 月.
- 13) 土木学会: 水理公式集一昭和 46 年改訂版一, pp. 350~351, 昭和 46 年 11 月.
- 14) 岡本舜三: 耐震設計, 土木学会誌, Vol. 57, No. 2, pp. 28~34, 昭和 47 年 2 月.
- 15) 堀部富男・小林良二・池見保紘: 岩石の疲労試験, 第 3 回岩の力学国内シンポジウム(1970)講演集, pp. 29~33, 昭和 45 年 11 月.
- 16) 斎藤敏明・川本眺万: 取水塔の応力解析について, 第 26 回土木学会年次学術講演会講演集 (I-153), pp. 459~460, 昭和 46 年 10 月.
- 17) 北原義浩: ケーソン基礎の横抵抗に及ぼす根入れ効果一地盤と構造系の三次元応力解析とその応用一, 電研技術研究所研究報告, No. 69071, 1970 年 3 月.
- 18) 北原義浩・中新井克子: 海中の冷却用取水塔ケーソンの基礎地盤に関する安定解析, 電研技術第二研究所報告, No. 72570, 1973 年.
- 19) たとえば, 文献 9).

(1972. 8. 18・受付/同 11. 21・再受付)