

海中取水塔の基礎地盤の力学的安定に関する考察

電力中央研究所土木技術研究所

北原義浩, 桜井彰雄, 中村 宏

1. まえがき

原子力発電所や火力発電所が海岸地域に立地される場合（我国ではほとんどの例がこの場合である），冷却水の取水塔が外海に設けられることがある。このような場合は，海浜が遠浅で海底地盤が比較的軟質な堆積岩ということがしばしばで，荒波にもまれる取水塔構造物の地盤との取付部近傍での地盤の安定問題は重要な土木工学上の課題の一つである。

筆者等はこの種の問題の典型として、既に稼動中の浜岡原子力発電所の冷却水取水設備について技術的な検討を行った。ここでは、その際に問題となった、外海波浪圧の考え方、地震時動水圧の考え方および、これらの荷重を受けて地盤との相互作用としての構造力学的安定問題の考え方について紹介した。今後の同種の問題解明への手がかりとなれば幸である。

2. 対象とした取水塔の構造形式決定の経緯⁽¹⁾

取水塔の位置は、海底トンネルの位置と長さから必然的に定まる。平面的な位置関係は、海底地形地質調査結果から、岩盤のかぶり厚が厚く、岩質も良好で破碎帯が少な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35m程度が限度と考えられる。したがって、それに接続される海底トンネルの下限位置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15m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.-28.100mで、陸上立坑と取水塔間のトンネル延長は660m（海底トンネル部延長600m）である。したがって、取水塔据付位置は、発電所前面沖合600m、最大水深10.75m（HWLから岩盤まで）の地点と決った。（図1）

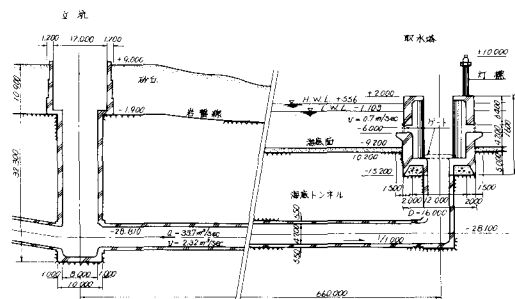


図1 取水塔および海底トンネル設計図

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。そのためにも取水流速をあまり速くしないことが必要で、種々検討の結果取水流速を 0.7 m/sec として設計した。

取水流速の分布については、水理模型実験⁽²⁾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離れた位置での水面の流速は、約6 cm/secであり、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、舳舳等についての影響はないと判断された。

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 として、温水混入率⁽³⁾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、この地点は海象条件のきびしい外海であるので、顕著な温水躍層の発達とは考えられず、このことはまた現地の水温の鉛直分布の実測結果にも現われている。したがって、当地点では、やや水深は浅いが深層取水の大きな障害はないと判断された。

次に、浮遊砂の鉛直濃度分布は、理論計算⁽⁴⁾および現地での実測結果から、海底面から2 mあたりを境にして、それ以下では海底に向かって濃度が急激に増加しているが、それ以上の海面に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。そこで実験的に取水塔内と取水口位置と同じ高さの水中での浮遊砂の濃度を測定して両者を比較検討したところ、取水塔内の

浮遊砂濃度は、同じ標高の水中の濃度より2～4倍大きくなっている(図2, (a), (b))。その原因は取水口位置の低さや、開口部の形状による浮遊砂流入の難易さなどと考えられたので、取水口敷に巾1.5 mの円環状突出部を取りつけることにより、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ることが判った(図2, (c))。また浮遊砂の流入を防ぐには、取水口の位置を低くすることは好ましくないので、実験結果に従って取水口敷の高さは、堆砂面から3 mとした。

以上の一連の検討を経て、取水口の開口高さは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、方向性の影響が少なく、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えて取水塔の天端高さを静水面上2 mとした(図1)。

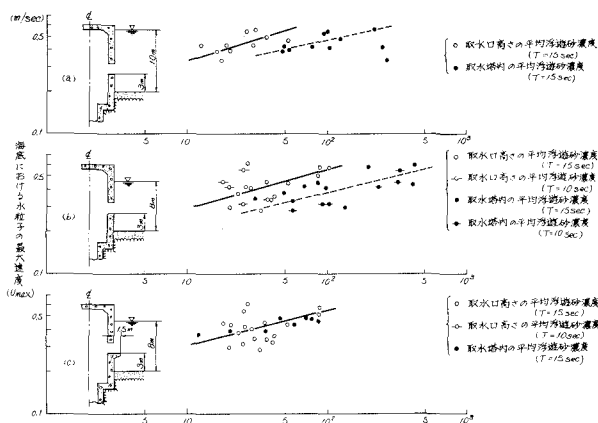


図2 取水塔内外の海遊砂濃度と海底の水粒子最大速度の関係

3. 取水塔に作用する波浪圧³⁾

海中に孤立した円柱に作用する波力については既に数多くの研究が行なわれていて、現在では抗力と質量力とに分けて考え位相を考慮してこれらを加え全波力を求めるのが普通である^{6), 7)}。抗力と質量力とは波が砕けないときの波力であるが、海底勾配が急な場所で、砕けかけた波が円柱に衝突する場合には、さらに衝撃砕波力が作用するから、抗力と質量力との外に衝撃波力も考え、位相を考慮してこの三つの波力を加え全波力を求めることになる。通常の海洋構造物では、灯標、棧橋、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くあり、柱の前後面での波の位相差とか、柱による波の回折とかは問題にならなかったが、当地点の取水塔のように直径16 mの円筒では、このような影響を無視出来なくなる。その他、この地点が海底勾配約1/100という遠浅の海岸であることから、微小振巾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、水理実験による波力の検討を実施し、既往の研究結果を補って、取水塔の設計波力を求めた。

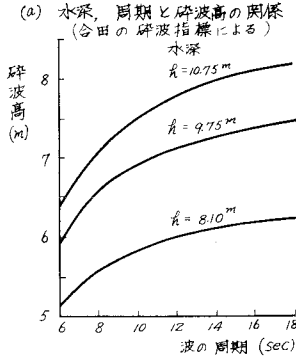
(1) 取水塔に作用する最大波力の推定値

取水塔に作用する最大波力を求めるには、建設地点で起り得るすべての水深、波の周期について砕波時の波力を検討する必要がある。浜岡地点の水深は、L. W. L. で8.10 m, H. W. L. で9.75 m, 取水塔周囲に堆積している砂がすべて洗掘されて岩盤が露出した場合のH. W. L. で10.75 mである。したがって取水塔に作用する波力の算定は、この三つの水深について行なった。また波の周期は6～18 secとした。

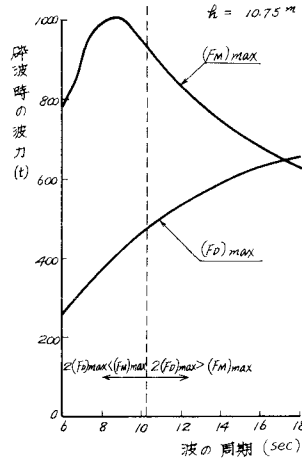
まず、各々の水深に対して砕波高を、Beach Erosion Boardの砕波指標、Inversionの実験結果⁸⁾、合田の提案した砕波指標⁹⁾によって求めた。次に合田の砕波モデルによって衝撃砕波力の検討を行なって見たが、結局、衝撃砕波力作用範囲は取水塔天端より上の空間にあり、取水塔にはいずれの水深、周期の場合にも砕波力は作用しないことが判った。また、砕波は、砕け方の相違からくだけ寄せ波、巻き波および崩れ波の三つの型に分類されていて、砕波がどの型になるかは海底勾配と沖波勾配とから決まる。当地点の先の地形、波高、波の周期の条件では、沖波勾配 $H_0/L_0 = 0.013 \sim 0.126$ となり、砕波の型式は崩れ波となり、波峯の一部が砕けるだけである。このような崩れ波型式の砕波が、静水面上の高さが低い取水塔に作用する場合には、衝撃砕波力は作用しないと考えてよい。仮に作用したとしても、この大きさは、抗力、質量力に比べてかなり小さいと考えられる。

そこで、波力として抗力、質量力のみを
考えることとし、先に検討した水深と波の
周期の内、合田の提案した碎波指標を最も
適当と判断

して、全波
力の最大値
を算定した。
その結果、
仮定した三
つの水深で
の波の周期
と碎波高と
の関係（図
3-(a)）が
得られ、周
期が長い程



(b) 周期と $(F_D)_{max}$, $(F_M)_{max}$ の関係



(c) 水深、周期と $(F_T)_{max}$ の関係

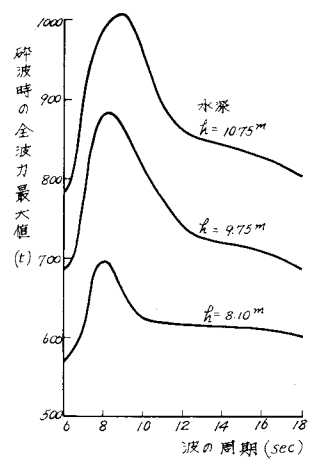


図3 碎波時に水上型取水塔に作用する波力

碎波高が高くなる。また、水深が10.75mの場合については、抗力の最大値 $(F_D)_{max}$ は、周期が長くなるにつれて単調に増加するが、質量力の最大値 $(F_M)_{max}$ は周期9secで最大となる（図3-(b)）。 $(F_D)_{max}$ と、 $(F_M)_{max}$ との位相差を考慮して、全波力の最大値を求めると、その最大値は、周期が長く碎波高が高くなった時に現われるのではなく、この地点の場合周期8～9sec程度で、むしろ碎波高が幾分小さくなったときに現われている（図3-(c)）。取水塔設置地点では、起り得る最大水深が10.75mであるから、生じ得る最大波力は、

1.005 tonとなる。

(2) 波力の実験値

取水塔に作用する
波力に関する実験は、
当所屋外水理実験場
にある中型造波水槽
（長さ26m、巾8m、
高さ1m）で行なっ
た。取水塔模型は
1/30の縮尺で、水
槽の一端に設けたフ
ラップ型造波機と、
他の一端に設けた消
波装置とにより、波
高と周期とを与えた。

全波力の測定は、
滑動方式による全波

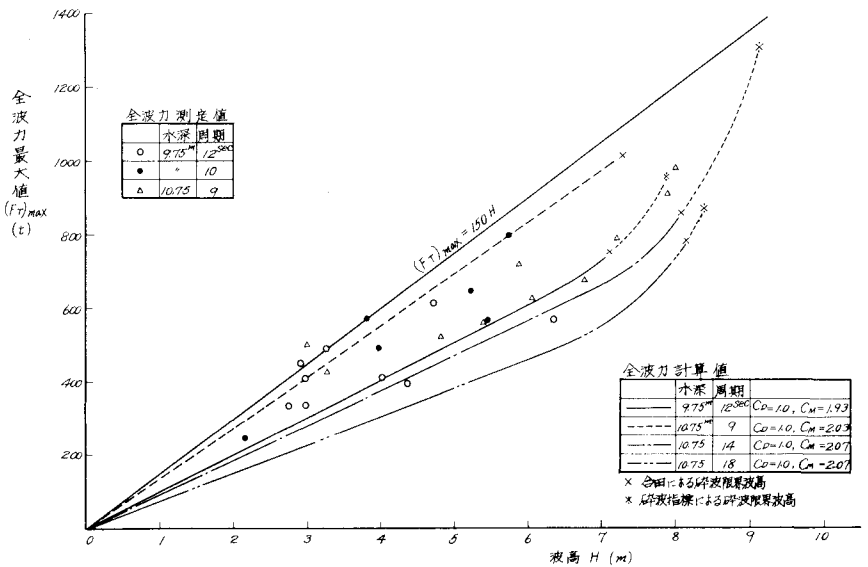


図4 水上型取水塔に作用する全波力最大値

力測定装置を用いて行なった。実験の結果得られた全波力の最大値 $(F_T)_{max}$ は、 $(F_T)_{max} = 150H$ となる（図4）。抗力は波高の二乗に比例し、質量力は一乗に比例するので、上述の一次関係は、実験によれば質量力が抗力より卓越していることが判った。本取水塔の設計波高は8m、したがって全波力最大値は1200tonとなる。

(3) 波圧分布の測定

取水塔側面に作用する波圧の測定は、縮尺 1/30 の模型を用いて行なった。波圧の測定には、模型の側面に取り付けられた半導体小型圧力変換器（受圧板直径 5 mm，測定可能範囲 $-0.5 \sim +0.5 \text{ kg/cm}^2$ ）によって行ない，これを増巾器を経て電磁オシログラフに接続して記録させた。

波圧の測定における実験条件は，水深 9.75 m，波高 1～7 m，周期 6～12 sec である。

実験の結果，取水塔側面に作用する波圧は，波向きに対して正面側の静水面の高さの点で最大となり，この点の波圧 P と波高 H の関係は，実験式 $p = 0.8 \cdot wH$ で表わされることが分った（図 5）。

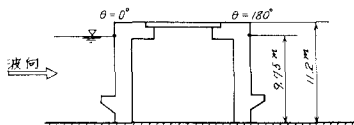
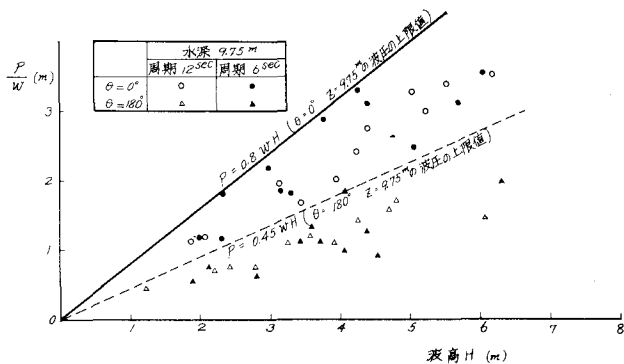


図 5 取水塔側面に作用する波圧と波高の関係

4. 取水塔に作用する地震時の動水圧

取水塔は，その構造物の動的性質より，慣性力で検討さるべきものである。取水塔に働く地震時外力は，構造物に働く慣性力，周囲および取水塔内部の海水の動水圧，常時波力および自重である。ここでは，地震時動水圧の考え方を述べる。

地震時には，取水塔内外の海水の慣性抵抗圧すなわち，地震時動水圧が働く。動水圧は，これを仮想質量，すなわち virtual mass として表現した方が，取水塔質量と共に同等の取扱いが出来て便利である。ただし，仮想質量に剛性増加は勿論見込むことは出来ない。

取水塔には，取水口が開いているため正確な動水圧を評価することは困難であるが，取水塔を円筒に置換えれば，仮想質量は次式で求められる（円筒に置換えたことは，取水塔に働く動水圧を大きく評価することになる）¹⁰⁾。

動水圧算定式（並進のとき）

(1) 取水塔外部の海水に対し，

$$m(x, \theta) = \rho_0 a \sum_{i=0}^{\infty} \frac{(-1)^i}{\lambda_i} \cdot K^{(i)}\left(\frac{a}{h}\right) \cos \lambda_i \frac{x}{h} \cdot \cos \theta$$

取水塔内部の海水に対し，

$$m(x, \theta) = \rho_0 a \sum_{i=0}^{\infty} \frac{(-1)^i}{\lambda_i} \cdot I^{(i)}\left(\frac{a}{h}\right) \cos \lambda_i \frac{x}{h} \cdot \cos \theta$$

$$\lambda_i = \frac{2i+1}{2} \pi \quad (i=0, 1, 2, \dots)$$

$$K^{(i)}\left(\frac{a}{h}\right) = \frac{2}{\frac{a}{h}} \cdot \frac{K_1\left(\lambda_i \frac{a}{h}\right)}{\lambda_i K_0\left(\lambda_i \frac{a}{h}\right) + \frac{h}{a} \cdot K_1\left(\lambda_i \frac{a}{h}\right)}$$

$$I^{(i)}\left(\frac{a}{h}\right) = \frac{2}{\frac{a}{h}} \cdot \frac{K_1\left(\lambda_i \frac{a}{h}\right)}{\lambda_i K_0\left(\lambda_i \frac{a}{h}\right) + \frac{h}{a} \cdot K_1\left(\lambda_i \frac{a}{h}\right)}$$

(2) 取水塔下部堅坑部分の仮想質量

二次元動水圧理論による，

$$m(\theta) = \rho_0 a \cdot \cos \theta$$

で求めることができる。

ここに，

a_0 : 取水塔の（外，内）半径

h : 水深

x : 深さ方向の座標（水底より測る）

θ : 角座標（振動方向を初線とする）

ρ_0 : 海水の密度

K_0, K_1 : 変形ベッセル関数

I_0, I_1 : 変形ベッセル関数 である。

なお， $K^{(i)}\left(\frac{a}{h}\right)$ ， $I^{(i)}\left(\frac{a}{h}\right)$ の数表は文献¹¹⁾の付録に与えられている。

5. 取水塔周辺地盤の力学的安定性

海中取水塔に限らず無限に広がる地盤中に単立して存在する構造物の基礎の周辺の地盤の力学的挙動を詳しく検討するためには、従来良く用いられている平面ひずみ、平面応力などの二次元的な取扱いから一歩進んで三次元的に扱うことが必要である。

ここでは、取水塔と地盤とを対象として予想される波浪圧、地震慣性力に対して、比較的軟質な砂岩と泥岩とで構成される基礎地盤が安定か否かを、三次元有限要素法¹²⁾による数値解析によって検討した¹³⁾。

(1) 計算の諸条件

有限要素モデルは、取水塔と周辺地盤とを、288節点、168個の六面体（直方体）でモデル化し、面対称問題として扱った（図5等）

静水圧、自重などは、泥岩やコンクリート中には間隙水圧が作用すると考えて、鉛直下方への自重として全ての単位重量から水の単位重量を差し引いた値を用い、海底の泥岩表面には鉛直方向の水圧を作用させた。

波浪圧については、第3章の所論により、ここでは、高さ8m、周期13秒の当地点で予想される高波による鉛直、水平波力の分布を与えた（図6）。

地震時慣性力として、第4章に示した理論式により、設計基盤震度0.2Gに対応する動水圧の鉛直分布を計算して求めた（図7）。なお、地盤と構造物とは均等な水平慣性力を作用させた。

計算に用いる諸物理常数として、弾性係数E、ポアソン比 ν 、単位体積重量 γ などの値が必要となる、これらの値は、有限要素の各部分に対して表-1の値を与えた。これらの値は、原位置岩盤の平板載荷試験、ポーリングコアや岩片ブロックから作った供試体を用いた室内の一軸圧縮試験や、三軸圧縮試験の結果にもとづいて定められている。また、波浪や地震などを想定したくり返し荷重下で一軸圧縮試験を行なって、くり返し回数やくり返し荷重の大きさが、強度や変形性に及ぼす影響をたしかめてある。

表1 モデル各部の物理常数

	弾性係数 E/m^2	ポアソン比 (ν)	単位体積重量(γ) t/m^3
コンクリート	2,400,000	0.160	2.4
泥 岩	100,000	0.250	2.0
水平トンネル部	200,000	0.300	1.12

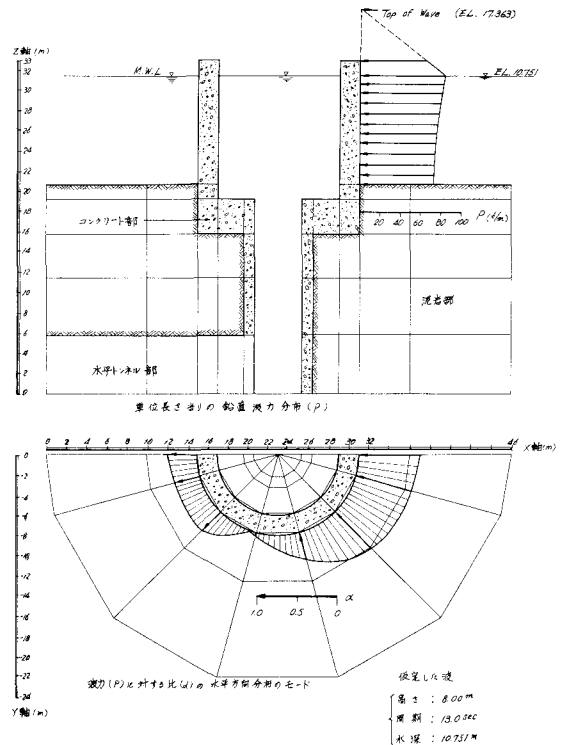


図6 仮定した波浪圧の分布

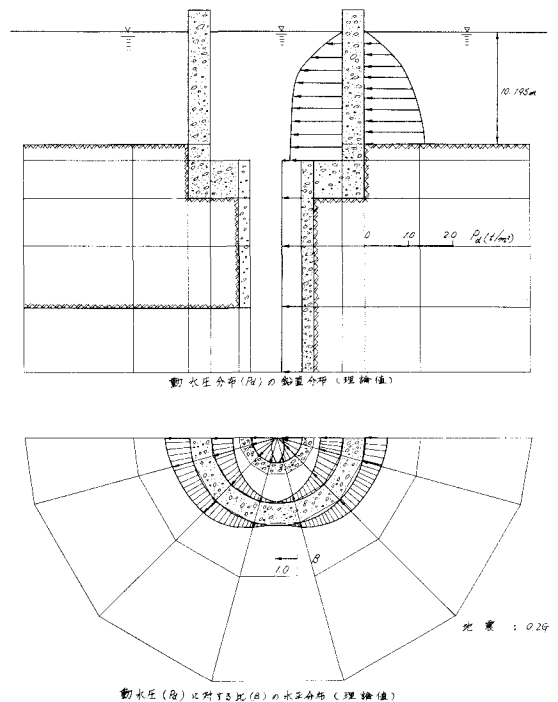


図7 仮定した動水圧

(2) 計算の結果

計算の結果を要約して示すと以下の通りである。

- イ) 取水塔は、自重により約 2.6 mm の沈下、想定される最大波高の波浪圧に対しては、繰り返しの影響を含めて約 0.8~0.9 mm の水平変位、0.5 G の設計震度で約 1.2 mm の水平変位を生ずるものと考えられる。
- ロ) 鉛直、水平応力共、取水塔の自重、静水圧による値が卓越している。波浪圧あるいは地震によって取水塔のコンクリートには、 $8 \sim 16.5 \text{ t/m}^2$ の鉛直引張応力、地盤中には約 3 t/m^2 の水平引張応力を生じるが自重・静水圧による応力成分と加え合わせると圧縮側へ移行する。

- ハ) せん断応力の値は、自重・静水圧による値と波浪圧、或いは地震による応力を加え合わせると、取水塔コンクリート中で約 4.4 t/m^2 、地盤中で約 6 t/m^2 が最大と考えられる。

(3) 取水塔近傍の地盤の安定

取水塔近傍の地盤は、おおむね良く締った泥岩の均質な状態とされているが、部分的には脆弱な砂岩が層状に入っている。中部電力の報告¹³⁾によればこの部分のせん断強度 $\tau_u = 1.1 + 1.17 \sigma_n \text{ (t/m}^2\text{)}$ とされている。応力計算の結果から、自重と静水圧と波浪圧あるいは地震力による応力を加え合わせ、局所的なせん断破壊に対する安全係数 S を次式により求めた。

$$S = \frac{\tau_u}{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}$$

その結果取水塔周辺の地盤中の S の値は 1.6 ~ 5.7 の範囲にあり、地盤は安定と考えられた (図 8)。

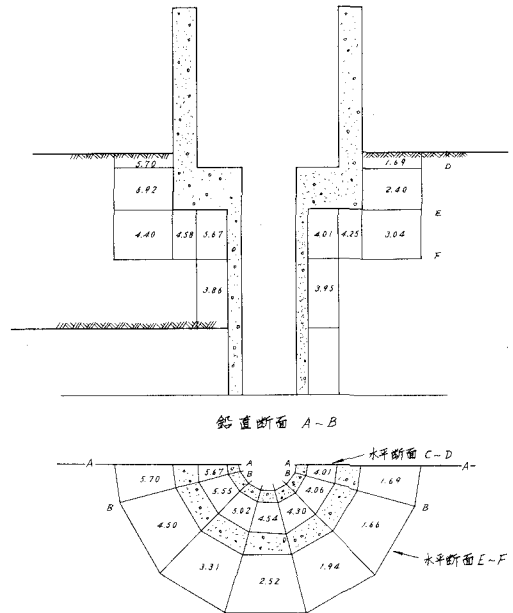


図8 自重と波浪圧による地盤中のせん断摩擦安全係数の分布

参 考 文 献

- 1) 渡辺一郎, 井上昭榮; “浜岡原子力発電所冷却水取水塔の設計”, 土木学会誌 1973年2月号
- 2) 中村宏, 阿部宣行; “外海の冷却水取水塔の水理に関する検討”, 電研報告, 土木 71565, 1972年5月
- 3) 千秋信一; “冷却水排水に関する技術的問題”, 土木学会水理委員会, 水工学に関する講義集, 1970年7月
- 4) 土木学会; “海岸保全施設設計便覧—昭和44年改訂版—”, pp. 113~114, 昭和44年4月
- 5) 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”, 電研依頼報告 71541, 1972年2月
- 6) 土木学会; “水理公式集”, p. 514, 1963年
- 7) 土木学会; “海岸保全施設設計便覧—昭和44年改訂版—”, p. 47, 昭和44年4月
- 8) 土木学会; “水理公式集”, p. 481, 1963年
- 9) 合田良実; “砕波指標の整理について”, 土木学会論文報告集, No. 180, 1970年
- 10) 桜井彰雄; “水中構造物の振動 (仮想質量分布・自由振動・強制振動)”, 電研報告土木 63006, 昭和38年8月
- 11) 桜井彰雄; “水中構造物の振動 (地震応答に関する一考察)”, 電研報告 65051, 昭和40年9月
- 12) 北原義浩; “ケーソン基礎の横抵抗に及ぼす根入れの効果—地盤と構造物の三次元応力解析とその応用—”, 電研報告 No. 69071, 1970年3月
- 13) 北原義浩他; “海中の冷却水取水塔ケーソンの基礎地盤に関する安定解析”, 電研依頼報告 72570, 昭和48年2月