

# 波による水圧変動に対する底泥層の安定について

土 田 孝\*・五 明 美智男\*\*

## 1. はじめに

海底の地盤は河川から運搬された土が海底で堆積して形成される。この過程において、海中で沈降し堆積した土は波浪や潮流により攪乱され運搬されたりしながら最終的にある場所に落ち着き、圧密されて地盤となっていく。土がある場所に落ち着いた時を地盤の初期状態とすると、このときの状態は土の強度と堆積時の外力との関係で決まってくると考えられる。五明ら (1985) は波の作用下における底泥の挙動を調べる実験を行い、液性限界  $w_L$  の 1.5 倍～2.0 倍の含水比において底泥と波の相互作用が最大となり、その含水比を境に地盤が安定ないしは流動する傾向があることを示した。

本研究では、波による圧力変動に対して海底の底泥が安定する条件を地盤の安定解析の手法を用いて求め、さらに造波水路による実験を行って、求められた条件の妥当性を検討している。

## 2. 波による圧力変動と底泥安定の条件

波が海底地盤の表面に及ぼす水圧変動  $p$  は、微小振幅波理論を用いると次式で与えられる。

$$p = \gamma_w \frac{H}{2 \cosh kh} \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $k = 2\pi/L$  で  $L$ ,  $H$ ,  $T$ ,  $h$  はそれぞれ波長、波高、周期、水深、 $\gamma_w$  は水の単位体積重量、 $t$  は時間である。

図-1 に示すように、海底地盤に作用する水圧変動によって円弧すべりが発生すると想定する。 $d$  は底泥内でのすべり面深さ、 $c$  は底泥粘着力であり、深度によらず一定と仮定する。抵抗モーメント  $M_R$  とすべりモーメント  $M_S$  を計算すると以下ようになる。

$$M_R = c \left(\frac{y^2}{d} + d\right)^2 \tan^{-1}\left(\frac{2dy}{y^2 - d^2}\right) \dots\dots\dots (2)$$

$$M_S = \frac{LH^*}{2\pi} \gamma_w \left\{ \frac{L}{2\pi} \sin(ky) - y \cos(ky) \right\} \dots\dots\dots (3)$$

なお、 $H^* = H / \cosh kh$  である。これより、すべりに対する安全率  $F$  は以下ようになる。

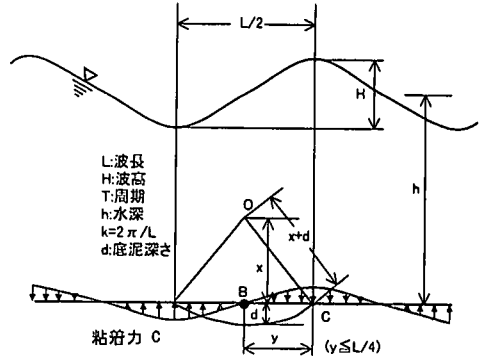


図-1 波動によるすべりに対する底泥の安定

$$F = M_R / M_S = \frac{\pi c}{H^* \gamma_w} K, \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

$$K = \frac{(y^2/d + d)^2}{2\{\sin(ky)/k^2 - y \cos(ky)/k\}} \tan^{-1}\left(\frac{2dy}{y^2 - d^2}\right)$$

ある底泥深度  $d$  に対し円弧通過点  $C$  の位置  $y$  を変化させて  $K$  の最小値  $K_{min}$  を求めると、すべりの安全率が最小となる円弧を求めることができる。図-2 は、 $L$  を 1 m ～300 m,  $d$  を 1 cm ～1 m に変化させたときの  $K_{min}$  と  $L/d$  の関係であるが、図より、

$$K_{min} = 0.152(L/d) + 0.5 \dots\dots\dots (5)$$

という関係が得られる。(4) 式で  $F=1$  とし、(5) 式を用いると、底泥層のすべりが発生する限界のせん断強度  $c_{dyn}^*$  が以下のように求められる。

$$c_{dyn}^* = \frac{H^* \gamma_w}{\pi\{0.152(L/d) + 0.5\}} \dots\dots\dots (6)$$

波長  $L$  が底泥深度  $d$  よりも十分に大きいとき、(6) 式は、以下のように簡単になる。

$$c_{dyn}^* = 2.1H^* d \gamma_w / L \dots\dots\dots (7)$$

ここで  $c_{dyn}^*$  は波浪による繰返し荷重に対する底泥の動的強度であり、ペーンせん断試験などで測定される静的な強度  $c_{sta}^*$  と異なっていることに注意する必要がある。動的強度の静的強度に対する比を  $\mu$  とすると、 $\mu$  は一般に 1 より小さく、繰返し回数が増加するとともに小さくなることが知られている。 $\mu$  を用いて (6) 式、(7)

\* 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所  
 \*\* 正会員 水修 東亜建設工業株式会社技術研究所

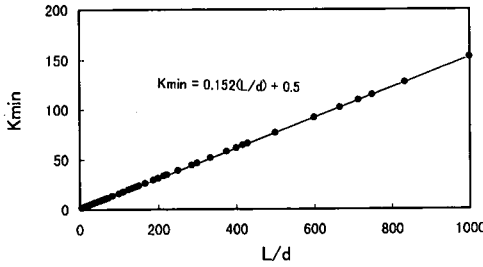


図-2  $K_{min}$  と  $L/d$  の関係

式を静的強度を用いた式にすると次式ようになる。

$$c_{sta}^* = \frac{H^* \gamma_w}{\pi \mu (0.152(L/d) + 0.5)} \dots\dots\dots (8)$$

$L$  が十分に  $d$  よりも大きいときは

$$c_{sta}^* = 2.1 H^* d \gamma_w / (\mu L) \dots\dots\dots (9)$$

上式をみると、すべりに対する底泥の限界強度は底泥強度と波形勾配  $H^*/L$  に比例し、底泥の動的強度の静的強度に対する係数  $\mu$  に反比例している。

中野ら (1991) は、波による底泥の流動限界について考察し、地盤を圧縮性流体で飽和した多孔質弾性体とみなしたときの波浪時の地盤内最大せん断応力  $\tau_{max}$  が、次のようになることを示した (ただし、記号は本論文の表記による)。

$$\tau_{max} = \gamma_w \frac{\pi H^* d}{L} \exp(-kd) \dots\dots\dots (10)$$

中野らは底泥の降伏値  $\tau_y$  が (10) 式による  $\tau_{max}$  よりも小さいときに底泥の流動が生じることを実験により明らかにし、 $\tau_{max}$  を底泥流動の有無の指標値としている。式 (9) と (10) とを比較すると、誘導に用いた仮定は異なるものの、両者はよく類似しているといえる。

### 3. 造波水路による実験と考察

波浪作用下における底泥の安定性を調べるため、造波実験を行った。従来から波浪下における底泥の応答については、巻き上げ、波高減衰、質量輸送、底泥の流動化などの視点から実験が実施されている (例えば、五明ら (1985)、鶴谷ら (1986)、中野ら (1991))。これらによると、(8) 式の安全率を支配するパラメタのうち、波形勾配が波と底泥の相互干渉によって変化することが知られている。しかし、底泥の圧密・流動化による底泥含水比の変化に着目した実験例はあるが (沈ら、1993)、底泥のせん断強度の変化に着目した研究は少なく、特に、動的強度と載荷回数の影響を考慮した実験例はほとんどない。本実験では、底泥のせん断強度と波の作用時間に着目しながら、波浪作用下における底泥の安定性を調べるための造波実験を行った。

### 3.1 実験概要

#### (1) 実験施設と試料

造波実験に用いた施設は、長さ 25 m、幅 0.3 m、高さ 0.6 m の片面ガラス張り 2 次元造波水槽であり、水路中央部には図-3 に示すような導入部となる斜路、水平床および底泥敷設用のトレンチ (長さ 4 m、深さ 15 cm) が設置されている。水槽の岸側には反射波の影響をなくすために、消波材により 1/20 勾配の斜面を設けた。また、比較のために実施した静水実験では、直径 15 cm、高さ 50 cm のアクリルパイプを使用した。

実験に用いた底泥は東京湾の浚渫粘土で、試験に先立ち貝殻・ゴミなどを取り除き 1 度静置し圧密させたものである。この段階での液性限界、塑性限界はそれぞれ 100%、43% であり、塑性指数 57 の高塑性粘土である。これに川崎沖で採水した海水を足して十分練り返し、含水比を調整して試験に用いた。

#### (2) 実験方法

##### 1) 造波実験

空気が極力混入しないよう供試泥をトレンチ内に投入し、コテ等で整形した後、底泥層を乱さないように緩やかに通水した。その後、所定の規則波を 7 日間作用させ、造波前・中・後に種々の計測を実施した。計測項目は次のとおりである。

- ①せん断強度鉛直分布：ハンドペーンを用い通水前および造波終了後に測定
- ②含水比鉛直分布：投入時に計測および造波終了後にピストンサンブラにより採取し計測
- ③波高：固定床上 1 箇所、底泥上 3 箇所で容量式波高計により計測
- ④底泥運動：ガラス面で振幅・地盤高を目視で計測
- ⑤底泥面の変化：目視、カメラおよびビデオ撮影

なお、座標を沖側トレンチ端部 ( $x=0$ ) からの距離で定義し、①～③については  $x=0.5, 2.0, 3.5$  m 地点で、④、⑤については適宜測点を追加しながら測定した。

##### 2) 静水実験

造波実験と同じように供試泥をアクリルパイプ内に投入し通水した後、造波実験と同じ時間静置し、ペーンせん断強度、含水比の鉛直分布を測定した。

実験は、表-1 に示す条件で合計 3 ケース実施した。

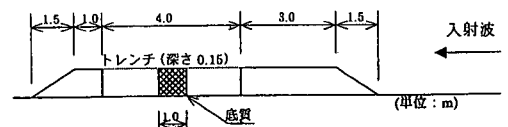


図-3 トレンチ断面の形状

表-1 実験条件および実験ケース

初期底泥厚さ：15 cm		底泥上水深：25 cm			
造波静置時間：168時間		塩分濃度：2.2~2.8 psu			
	初期強度 (Pa)	含水比 (%)	周期 (sec)	波高 (cm)	載荷条件
Case 1	330	152			静水
			1.24	5.3~5.6	造波
Case 2	430	137			静水
			1.04	3.0~3.6	造波
Case 3	310	150			静水
			1.14	4.0~4.6	造波

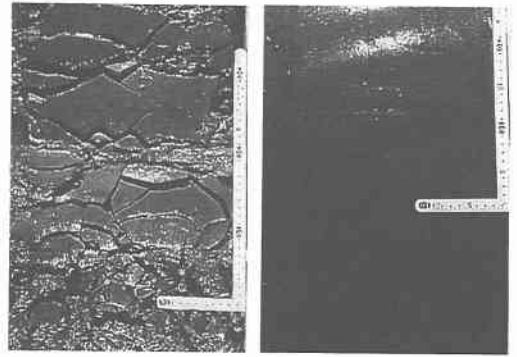


写真-1 造波終了後の底泥表面の状況 (左: Case 1, 右: Case 2)

## 3.2 実験結果

### (1) 波に対する底泥の応答と波高減衰

最初に、波の作用中に見られた特徴的な現象について説明する。Case 1では、造波後ただちに底泥表面に薄い高濁度層が形成された。その後底泥面の振動と底泥層全体での岸沖方向の周期的な運動が見られ、底泥表面に亀裂が入り巻き上げと侵食が進んだ。Case 3においてもCase 1とほぼ同様の現象が見られたが、Case 1よりも厚い高濁度層が形成された。また、どちらのケースにおいても底泥の運動と侵食は徐々に緩まりやがて止まること確認された。これらに対し、Case 2では非常に安定した状態が造波終了時まで継続していた。造波後わずかながら底泥の巻き上げが見られたが、Case 1, 3のように高濁度層に発達することはなく、底泥の振動も小さく底泥表面数カ所に亀裂が入るのみであった。写真-1は、Case 1とCase 2の造波終了後の底泥表面の状況であるが、顕著な違いが見られる。

図-4は、Case 1における各測点での波高減衰、地盤高変化、底泥運動の経時変化を示したものである。造波後すぐに底泥上を進行する波が減衰し始め、25分後に波高減衰がほぼピークに達している。しかしながら、造波後90分以降では徐々に波高減衰が小さくなり最終的にはほとんど減衰が見られなくなっている。こうした変化に対応し、ガラス面から計測した底泥地盤高の変化量、底泥振動の振幅も低減し、75時間後には地盤高は一定となり底泥の振動が収まっていることがわかる。

また、Case 2では波高減衰、地盤高変化、底泥運動ともにほとんど見られず、造波終了後の地盤高変化はわずかに0.1~0.3 cmであった。Case 3は、Case 1と類似した経時変化を示していた。

### (2) 底泥の含水比、せん断強度の変化

図-5には、造波後および静置後の底泥含水比とせん断強度を試験前と比較して示した。図のようにいずれの場合もペーンせん断強度は試験前の2倍以上となっており、これは波をあてないで静置した場合においても同様であった。底泥が不安定であったCase 1とCase 3では上層の底泥が輸送されており、底泥内部には部分的に非

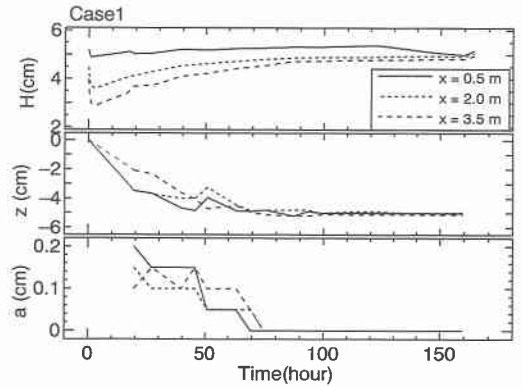


図-4 波高減衰、底泥運動、地盤高変化の経時変化

常に含水比が小さく強度の大きい箇所が存在する。これに対して、Case 2では含水比、強度とも静置の場合とほぼ同様であり、深さ方向にも均一であった。

図-4をみると、波高減衰が急激に増大していくCase 1とCase 3の造波初期においては、底泥運動のエネルギー伝達が顕著であり、これに伴って底泥の流動化が進んでいる。流動化が顕著になる時間帯は、Case 1, Case 3でそれぞれ造波後25分、30分程度、波数換算で1200~1600波程度であり、確認はできていないもののこの時には底泥のせん断強度が低下していると推定される。その後、波高減衰が徐々に小さくなる過程で底泥の巻き上げと質量輸送が進み、高含水比となった上層の底泥の輸送が生じている。底泥振動が収まってからは、シキソトロピーや圧力変動による圧縮と圧密の進行により、残った底泥のせん断強度の回復と増加が起こっていると考えられる。これに対して波に対して安定であったCase 2では、流動化による強度低下はなく、強度は時間とともに徐々に増大しているものと推測される。

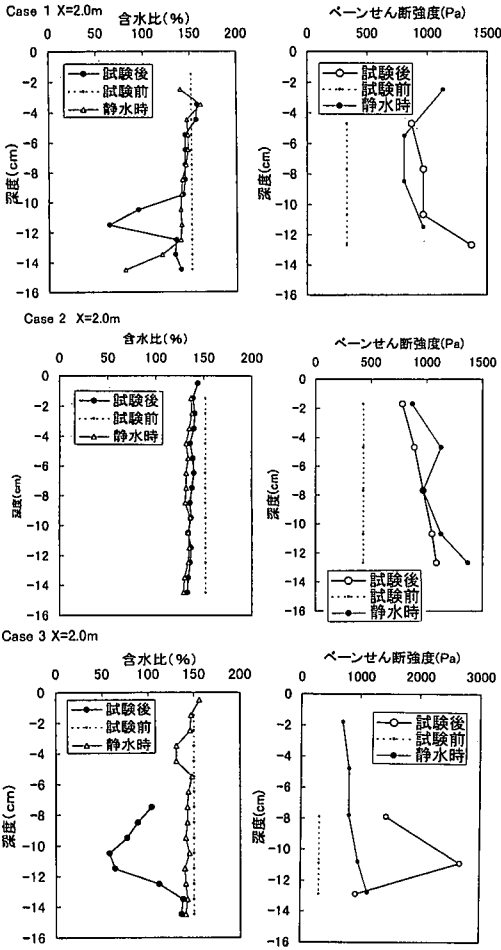


図-5 造波後および静置後の底泥含水比とせん断強度の変化

#### 4. 造波試験の結果と底泥強度の関係

##### 4.1 限界せん断強度および流動限界の指標値の計算

波高減衰，底泥振動，地盤高変化の有無から判断すれば，明らかに Case 1, 3 は不安定，Case 2 は安定と考えられる。

3つの実験の結果と(8)式から得られる限界強度との比較を試みる。ここで問題となるのはペーン試験による静的強度と波浪下での動的強度の比を示す $\mu$ である。本実験では周期が1.01~1.24秒なので実験開始後20分程度で載荷回数は1000回に達する。粘性土の動的強度と静的強度の関係を調べた研究によると(大根田ら, 1984)，このような載荷回数のレベルでは強度比 $\mu$ は0.3~0.4まで低下する。また，今回使用した底泥のように繰り返された状態の粘土では，ペーンせん断試験によって求めた強度は破壊ひずみ20%以上の大変形状態で発揮される強度を示している。通常安定解析において一般に用

いられる破壊強度のひずみレベルは大きい場合でも10%以下と考えられるので，この点を考慮するとペーンせん断強度と動的せん断強度の比はいつも小さくする必要があると考えられる。そこで，動的強度と静的強度の関係から求めた $\mu=0.30$ とひずみレベルを考慮してこれを1/3の $\mu=0.10$ とした2つの場合について，(8)式から深度10cmと15cmでの限界静的強度を計算した。また，式(10)による流動限界の指標値 $\tau_{max}$ (中野ら, 1991)も算定した。 $\tau_{max}$ との比較に用いる底泥の降伏値 $\tau_y$ は，五明・三村(1992)による東京湾泥の降伏値とペーンせん断強度の関係式 $\tau_y=7.2 \times 10^{-2} \tau_{vane}$ から求めた。これらの計算結果は，表-2にまとめて示した。

##### 4.2 実験結果と計算の比較

表-2をみると，動的強度に関する補正係数として0.30を用いた場合はいずれのケースでも底泥すべりの安全率は1以上となった。一方， $\mu=0.10$ を用いた場合はCase 1とCase 3で不安定でありCase 2では安定という実験結果と対応した数値が得られた。

このように動的強度を静的強度の1/10とすることで安定解析から得られる式(8)による限界強度は実験における現象をよく説明する。また，このときの限界強度は降伏強度と同じオーダーになっている。

次に流動限界の指標値をみると，Case 1とCase 3では $\tau_{max} > \tau_y$ となり，Case 2では $\tau_{max} < \tau_y$ となって指標値は現象をよく説明している。

##### 4.3 せん断強度の変化について

本実験では実験開始から終了までの160時間の間に底泥のせん断強度に顕著な増加が見られたが，ここではその原因について考察する。最近，土田・湯(1999)は粘性土が含水比一定の条件のもとで時間とともに強度が増加するシキソトロピー(あるいはセメンテーション)について実験によって調べ，これらの強度増加が時間の対数に比例して発生すること，時間の常用対数1スパンの間の強度増加 $\Delta\tau$ は次式で表されることを示した。

$$\Delta\tau/\Delta(\log_{10} t) = k\sqrt{p} \dots\dots\dots(11)$$

$k$ は強度増加の係数であるがせん断強度と有効応力の単位を $kN/m^2$ とすると0.3から0.4の範囲にある。今回の実験では底泥の初期練り返し時の含水比から初期有効応力が250~350 Paと推定されるので，(11)式を用いて計算すると練り返し後30分の造波試験前と168時間経過した試験後の間のシキソトロピーによる強度増加は400~600 Paとなる。図-5に示すように，静水実験での底泥の強度増加は500~700 Paであり計算値とほぼ対応していると考えられる。このような強度増加は造波試験中の圧密による強度増加としては大きすぎるので，主にシキソトロピーによるものである。

表-2 各実験ケースにおける限界強度と指標値

実験	初期せん断強度	底泥の安定	$d=10\text{ cm}$ での限界静的強度と安全率		$d=15\text{ cm}$ での限界静的強度と安全率		指標値 $\tau_{\max}$	降伏値 $\tau_y$	$\frac{\tau_{\max}}{\tau_y}$
			$\mu_1=0.30$	$\mu_2=0.10$	$\mu_1=0.30$	$\mu_2=0.10$			
1	330 Pa	不安定	120 Pa (2.75)	360 Pa (0.92)	167 Pa (1.98)	500 Pa (0.66)	55.9	23.8	2.35
2	430 Pa	安定	81 Pa (5.29)	244 Pa (1.76)	111 Pa (3.87)	334 Pa (1.29)	29.3	31.0	0.94
3	310 Pa	不安定	120 Pa (2.58)	360 Pa (0.86)	164 Pa (1.89)	492 Pa (0.63)	49.6	22.3	2.22

波が作用した3つの実験ケースをみると、底泥の流動があまり起こらなかったCase2では試験後の強度は静水時の強度よりやや小さいがほぼ一致し、試験後の含水比の変化も小さい。これに対して大きく流動したCase1とCase3では全体に静水時の強度よりも大きくなり、一部には非常に大きな強度増加を示す部分も見られた。さらに、これらの強度増加は含水比の減少とも対応している。すなわち、底泥の流動がないときの強度増加は静置時と同様のシキソトロピーによるものであるが、底泥の流動が起こることによってさらに大きな強度増加と含水比の変化が起こっているといえる。特に、Case1とCase3の一部で見られるような大きな強度増加と液性限界を下回る含水比への低下は、通常の土質力学の理論では説明しがたいきわめて興味深い現象である考えられる。

沈ら(1993)は、高含水比のカオリンを底泥とした同様の実験において、波の作用による底泥表層部の含水比の増加と下層部での含水比の低下を報告している。今回の実験においても部分的な含水比の低下がみられるが、深度方向の傾向が異なっており、沈らの指摘する波による圧密では十分に説明できないと考えられる。

## 5. まとめ

波浪作用下における底泥の安定に関して、安定解析と造波実験実験により検討を行い、以下のことが分かった。

- 1) 波が海底面に及ぼす圧力変動を外力とする海底面の安定解析を行い、底泥の安定に必要な限界動的せん断強度の計算式を誘導した。誘導された式は、中野ら(1991)が示した流動限界の指標値と類似している。

- 2) 厚さ15cmの東京湾泥に波を作用させた実験の結果、誘導式において底泥の動的強度と静的強度の比を適切に設定することにより、波浪下の底泥の安定性がよく説明できることがわかった。

- 3) 波を160時間作用した後の底泥層のせん断強度は試験前の強度の2倍以上に増加した。底泥層が安定しているときの強度増加は、シキソトロピーによるものと考えられるが、底泥が大きく流動した場合には全体に強度がさらに大きく一部には4~8倍に増加し、含水比が大きく低下する部分が見られた。

## 参考文献

- 大根田秀明・梅原靖文・樋口嘉章(1984): 振動単純せん断試験による粘性土の繰り返し強度特性について、港研報告23巻4号, pp. 71-94.
- 五明美智男・矢内栄二・堺和彦・大槻忠(1985): 波と底泥の相互干渉に及ぼす物性の影響について、第33回海岸工学講演会論文集, pp. 322-326.
- 五明美智男・三村信男(1992): 現地不攪乱底泥の強度特性、海岸工学論文集, 第39巻, pp. 501-505.
- 沈道顕・横木裕宗・磯部雅彦・渡辺昇(1993): 波による底泥の質量輸送および泥浜の地形変化について、海岸工学論文集, 第40巻, pp. 356-360.
- 土田孝(1994): 海底粘土地盤の $e-\log p$ 関係に関する統一的な解釈について、第39回土質工学シンポジウム-海底地盤と海洋施工技术-, pp. 171-178, 土質工学会.
- 土田孝・湯怡新(1999): 粘性土のセメンテーションによる強度発現メカニズム、港湾技術研究所報告, 第38巻, 第2号.
- 鶴谷広一・中野晋・野濱潤(1986): 波と底泥の動的相互作用による波高減衰と底泥運動、第33回海岸工学講演会論文集, pp. 317-321.
- 中野晋・伊東信幸・井上洋(1991): 波による底泥の流動限界と巻き上げ限界、海岸工学論文集, 第38巻, pp. 461-465.