

2. 2. 5. サンドパイパスシステムの最適配置計画の検討

(1) 検討位置および検射波浪条件

図-2.2.5(1)にサンドボケットの検討位置を示す。図に示すようにサンドトラップ*は棧橋に沿って設置した6基のジェットポンプによって形成される6つのすり鉢状の窪みから成る。

なお、目標とするサンドパイパス量は80,000m³/年である。なお、CASE-1が前出のA案に、CASE-5が前出のB案に対応する。

ここでは、**ポンプ設置位置を沿岸方向(CASE-1~5)と岸沖方向(X0=60m~140m)と変化させ、最適位置の検討を行う。**

*サンドトラップ：漂砂を捕捉する場所

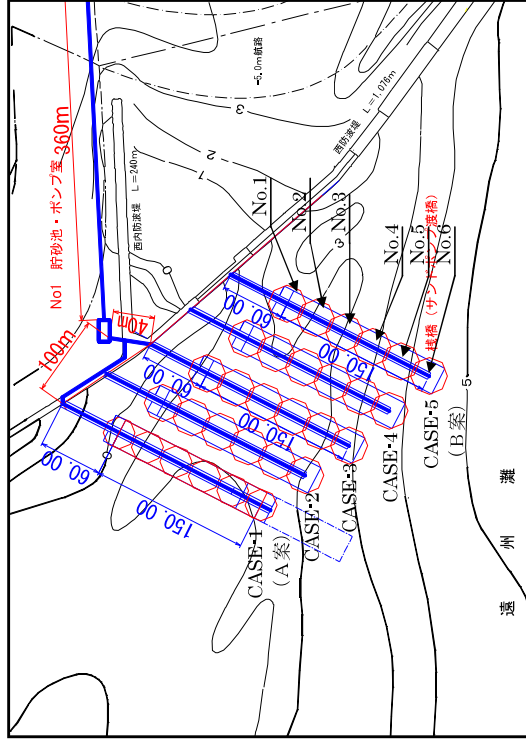


図-2.2.5(1) サンドトラップの検討位置

三次元海浜変形モデルによる解析では、過去の波浪データから算定した6つの代表波条件に対して、それぞれ福田漁港周辺の局所漂砂量分布を算定した。また、潮位による漂砂量変化の影響も考慮し、それぞれの代表波条件に対して、HWL, MWL, LWLの3潮位を考慮した。表-2.2.5(1)に代表波浪の条件を整理する。6代表波の出現日数の総和が365日に満たないのは、表-2.2.5(1)の代表波には顕著な漂砂移動が起きていないと考えられる沖波波高50cm以下の波浪が含まれていないためである。

表-2.2.5(1) 代表波浪条件

代表波	波高(m)	周期(s)	波向(度)	年出現日数
E1	0.88	6.5	28.8	120.4
E2	1.94	8.6	24.7	11.4
E3	3.74	10.7	19.3	0.9
W1	0.95	5.6	-7.4	171.8
W2	2.03	7.8	-12.5	30.1
W3	3.93	10.5	-10.6	3.7

(2) 検討結果

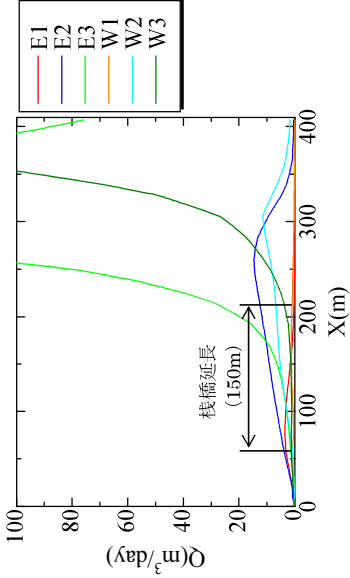
1) 棧橋側線上を通過する漂砂量の算定

三次元海浜変形モデルによる解析で、過去の波浪データから算定した6つの代表波条件に対して、それぞれ福田漁港周辺の局所漂砂量分布を算定した。

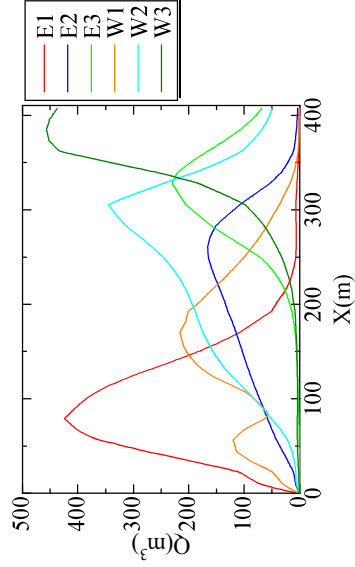
次ページの図-2.2.5(3)および図-2.2.5(4)の局所漂砂量の平面分布から、図-2.2.5(1)に示した Case1~Case5 までの棧橋設置延長線上における通過漂砂量を抽出した。図-2.2.5(2)(a)には LWL 時のそれぞれの代表波浪条件に対して算定した Case1 の漂砂量分布を示す。図中の X 軸は防波堤基部から沖向き距離を表す。さらに、図-2.2.5(2)(b)にはそれぞれの代表波浪条件に出現日数を乗じて得た年間の通過漂砂量を示す。

これらの図に見られるように、一日あたりの漂砂量では高波浪条件(E3 や W3)による漂砂が卓越しているように見えるが、実際に出現日数を乗じると、中・低波浪(E1, E2, W1, W2)による漂砂量も大きくなることがわかる。

また、図中に示すように、棧橋延長部分で漂砂量を積分すると、各ケースの1日当たりでサンドボケットに貯まる砂量、および年間でサンドボケットに貯まる砂量を求めることができる。



(a)1日当たりの通過漂砂量



(b)年間の通過漂砂量

図-2.2.5(2) Case1 の棧橋側線上を通過する漂砂量の分布

図・2.5(3)および図・2.2.5(4)に三次元海浜変形モデルによる漂砂量分布の算定結果を示す。図中のカラーコンターは漂砂量(g/m/s)の絶対値の大きさを表し、ベクトルは海浜流の流下方向を示している。

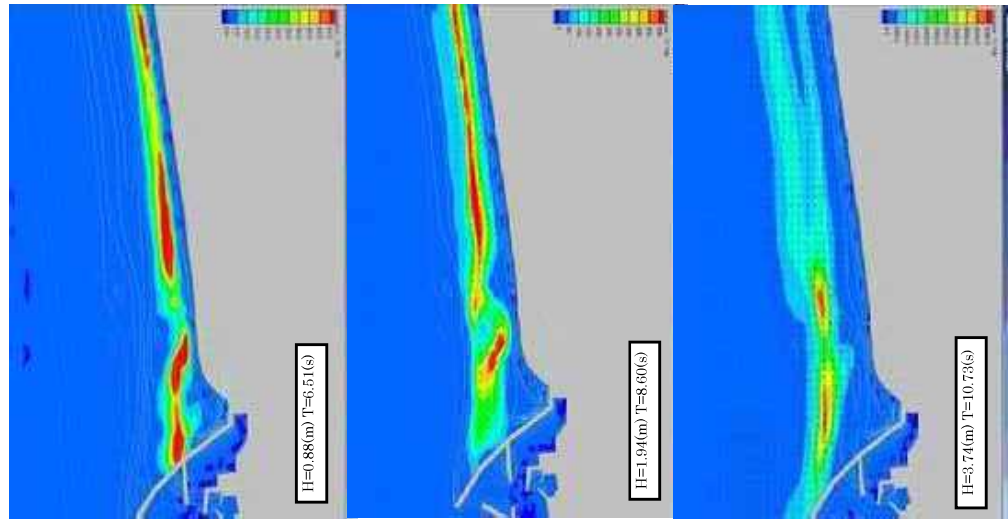


図-2.2.5(3) 三次元海浜変形モデルによる漂砂量分布の計算例(E系波浪)

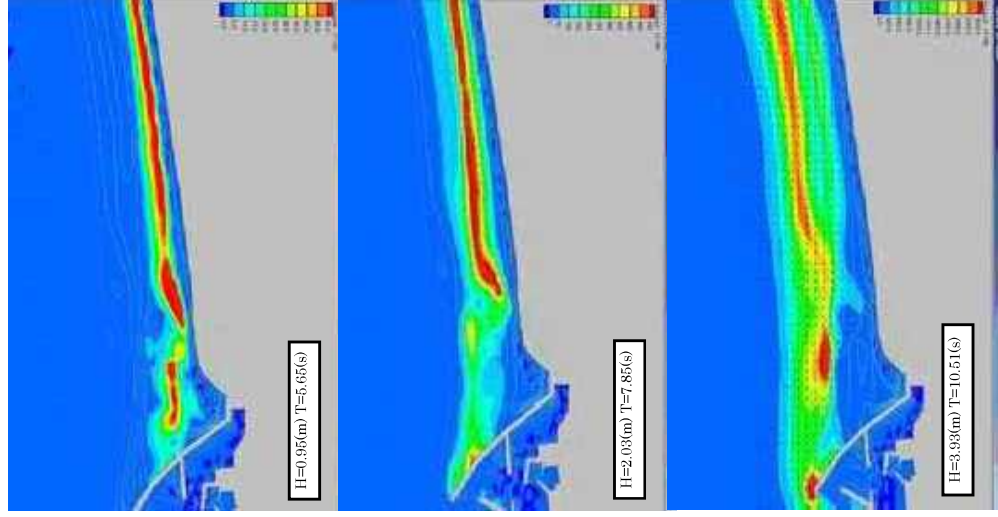


図-2.2.5(4) 三次元海浜変形モデルによる漂砂量分布の計算例(W系波浪)

2) 全サンドバイパス量の算定

前出の図-2.2.5(2)に示した解析結果より、まず、稼働期間中のサンドバイパス量を推定する。CASE-1の棧橋部分で沿岸漂砂量を算定した結果を表-2.2.5(2)に示す。トラップ内の堆積する量については、ポケットの幅が約30mと広いため、E系およびW系の漂砂量の双方が、ポケット内の堆積に寄与すると考えられる。したがって、稼働期間中のバイパス量は、グロスの漂砂量（E系とW系の絶対値の和）として評価することとする。

表-2.2.5(2)より、通常の全沿岸漂砂量に対する稼働期間(9月から4月)の全沿岸漂砂量の割合を算定すると、グロスで57%程度となる。

表-2.2.5(2) Case-1の棧橋部分における沿岸漂砂量の波高・波向・月別分布(10³m³/year)

期間	E系漂砂量			W系漂砂量			合計	合計(net)	合計(gross)
	H(m)≦1.0	1.0<H(m)≦3.0	3.0<H(m)	H(m)≦1.0	1.0<H(m)≦3.0	3.0<H(m)			
1月	-0.12	-0.25	0.00	0.31	1.03	0.03	1.36	0.99	1.74
2月	-0.06	0.00	0.00	0.34	0.74	0.00	1.08	1.03	1.14
3月	-0.21	-0.36	0.00	0.67	1.41	0.67	2.34	1.77	2.91
4月	-0.21	-0.42	-0.05	0.24	0.75	0.07	1.06	0.92	2.09
5月	-0.26	-0.41	0.00	0.21	0.67	0.23	1.31	0.64	1.98
6月	-0.17	-0.23	0.00	0.36	1.19	0.11	1.66	1.06	2.06
7月	-0.15	-0.26	-0.04	0.38	1.16	1.08	2.62	2.74	3.82
8月	-0.10	-0.27	-0.33	0.17	0.46	0.28	0.91	-0.70	0.89
9月	-0.44	-0.37	-0.02	0.16	0.16	0.10	0.42	-0.68	1.81
10月	-0.31	-0.42	-0.01	0.14	0.51	0.20	0.84	0.10	1.50
11月	-0.17	-0.38	-0.02	0.29	1.21	0.20	1.63	1.13	2.25
12月	-0.23	-0.36	-0.23	3.08	12.06	4.73	19.83	11.83	27.88
合計									

netの漂砂量、E系漂砂量とW系漂砂量の和
grossの漂砂量、E系漂砂量とW系漂砂量の絶対値の和
稼働期間中の漂砂量(gross): 16.05
通常の漂砂量との比較: 57%

また、図-2.2.5(5)に示すように、CASE-1のX0=60mの位置では、全てのサンドポケットの容量と4ヶ月間に流入(通過)する土砂量がほぼ同じである。一方、CASE-3のX0=120mの位置では、全てのサンドポケットの容量よりも4ヶ月間に流入(通過)する土砂量の方が大きくなるため、休止期間にサンドポケットに貯まる漂砂量はサンドポケットの全容量と一致する。

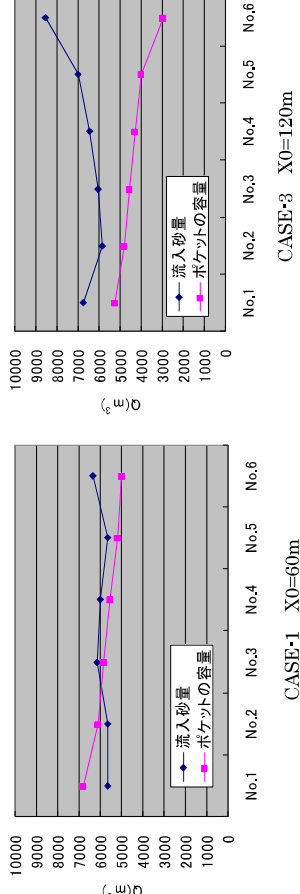


図-2.2.5(5) サンドポケットの容量と休止期間中に流入(通過)する漂砂量

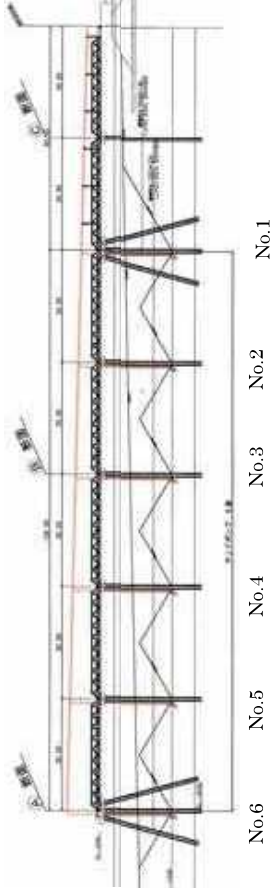


図-2.2.5(6) ポケットの縦断形状

したがって、稼働期間の全サンドバイパス量は、通常のサンドバイパス量(gross)に57%を乗じた値に、休止期間中にサンドポケットに貯まった土砂量の総和とみなすことができる。

3) ジェットポンプ設置位置の検討(パラメーター・スタディ)

図-2.2.5(1)に示したように、ポンプ設置位置を沿岸方向(CASP-1~5)と岸沖方向(X0=60m~140m)と変化させ、稼働期間中の全サンドバイパス量を算定した。各検討ケースに対するサンドバイパス量を図-2.2.5(7)に示す。

図-2.2.5(7)に示すように、サンドバイパス量は、Case3でX0=100mとした条件で最大となった。しかし、それよりも岸側のCase1やCase2においてもほぼ同量のサンドバイパス量が見込まれ、目標とするサンドバイパス量を満足することが可能と考えられる。

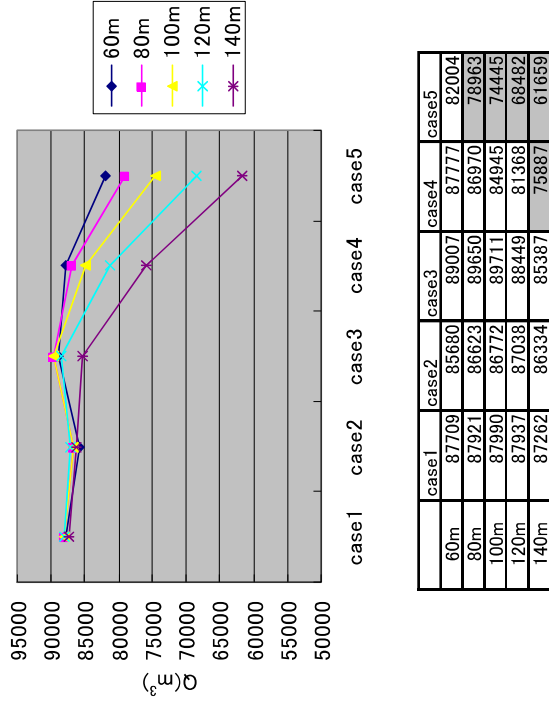


図-2.2.5(7) 各検討ケースにおける全サンドバイパス量の比較

4) 必要ポンプ容量の推定

同様に、稼働期間1日当りに、サンドポケットへ流入する土砂量の最大値を算出した結果を図・2.2.5(8)に示す。サンドバイパスポンプの設置水深が浅い Case-1 で流入土砂量が最小となり、約 3000m³/日となる。

一方、沖側へサンドバイパスポンプの設置位置が移れば、高波浪時に発生する漂砂がサンドポケットへ流入してくるため、土砂流入量は増加する傾向となる。

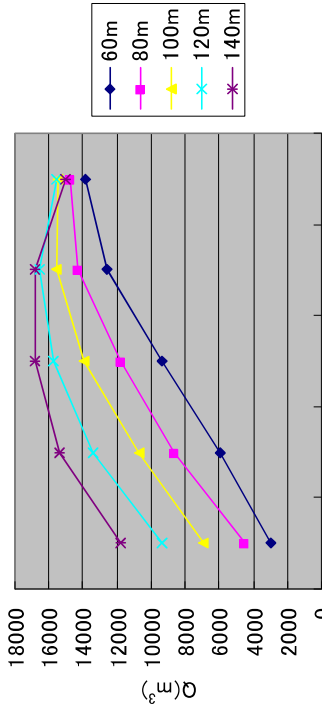


図-2.2.5(8) サンドポケットへの一日当りの最大流入土砂量

図-2.2.5(8) サンドポケットへの一日当りの最大流入土砂量

しかし、実際にはサンドポケットの容量が十分に大きい場合、土砂流入量の変動を勘案しながら数日間かけてポケットに貯まった土砂を吸引・流送することとし、必要なポンプ容量を求める。ただし、日単位の流入土砂量の変動については、3次元海浜変形モデル等により予測することは困難であるため、モンテカルロ法を用いた統計的な検討を行う。

A) 検討手順

- 3次元海浜変形モデルによる各代表波浪条件に対する漂砂量分布と、過去の来襲波浪の時系列データ(サンプリング時間間隔=1時間)から、サンドポケットへの一日あたりの土砂流入量の経時変化を計算する。
- 得られた一日あたりの土砂流入量の経時変化から、各ケースにおける土砂流入量の出現確率分布を算定する。
- 得られた土砂流入量の出現確率を基に、一日毎のサンドポケットへの土砂流入量の時系列モデルをランダムに作成し、以下に示すモンテカルロ法によって任意のポンプ容量(一日あたりの土砂吸引量)に対する目標サンドバイパス量の達成確率を評価する。

B) サンドポケットへの土砂流入量 (m³/day) の出現確率

前述の①と②の手順により算定したサンドポケットへの土砂流入量の出現確率分布の計算例を図・2.2.5(9)に示す。図に見られるように、サンドポケットの設置水深が相対的に深い Case 5 では、Case 1 に比べて高波浪時の大きな漂砂移動量をトラップしているため最大土砂流入量が大きい。一方、年間の60%超過確率40%以上では土砂流入量が10~20m³/日となり、低波浪時の比較的小さな漂砂移動量を効果的にトラップできていない。

図の出現確率には、サンドバイパスの運転期間(9月~4月)における土砂流入量を示した。サンドバイパスの運転停止予定期間(カメの産卵期)についても、同様の解析を行い土砂流入量の出現確率を別途算定した。これらの結果は次に示すモンテカルロ法による検討に入力条件として用いられる。

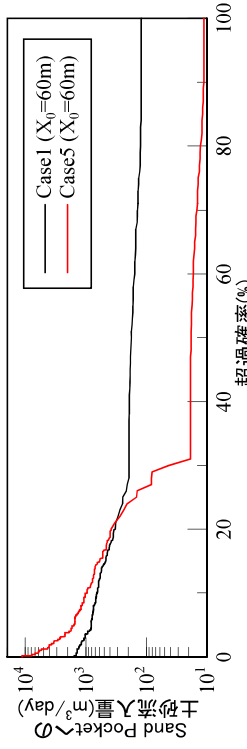


図-2.2.5(9) 土砂流入量 (m³/日) の出現確率(超過確率分布)

C) モンテカルロ法による目標サンドバイパス量の達成確率の推定

任意のポンプ容量(一日あたりの土砂吸引量)に対する、目標サンドバイパス量の達成確率を算定するために、モンテカルロシミュレーションによる検討を行った。モンテカルロ法による解析手順は以下の通りである。

- サンドポケットへの土砂流入量の年間確率分布(図・2.2.5(9))を 365 分割し、365 個(一年分に相当)の1日あたりの土砂流入量のデータ列を作成する。
- 任意のポンプの容量(一日あたりの土砂吸引量)を決定する。
- ①の365日分のデータの出現順序をランダムに決定する。(運転期間・運転停止期間も考慮する)
- ③で決定した日々の流入土砂量と土砂吸引量に基づき、サンドポケットへの日々の土砂堆積量を計算する。ここで、サンドポケットへの土砂の堆積量はゼロよりも小さくならず、また、最大サンドポケット容量よりも大きくならない。すなわち、サンドポケットの堆積量がゼロとなった時点で、サンドポケットからの土砂の吸引量もゼロとなる。また、サンドポケットが堆積土砂で満杯になった時点で、流入土砂はサンドポケットをそのまま通過するものと仮定する。さらに、運転停止期間については土砂の吸引を行わず、サンドポケットへの土砂流入量からサンドポケットの堆積量を計算する。
- ④の計算における毎日の土砂吸引量の合計から、一年間の土砂吸引量を計算する。
- ③に戻って365個のデータ列を並び替え、③~⑤の操作をN回(本検討では50,000回)繰り返す。
- ⑥のN回の計算結果のうち、目標サンドバイパス量(80000m³)を達成した回数をカウントし、目標バイパス量を達成した確率を計算する。
- ②に戻ってポンプ容量を変更し、②~⑦の操作を繰り返す。

D) モンテカルロ法による検討結果

Case 5, $X_0=60m$ の条件について、モンテカルロ法を用いて推定したポンプ容量(一日あたりの上砂吸引量)に対する年間の目標サンドバイパス量(80,000m³)の達成確率と、年間バイパス量の期待値(50,000回の計算結果の平均値)を図2.2.5(10)に示す。

なお、日当たりのサンドバイパス量としては、後述の「2.3. ジェットポンプの設計および性能試験結果」より、年間の稼働日数も考慮すると、最低でも 1000m³/日は必要である。

図2.2.5(10)に見られるように、**Case 5, $X_0=60m$ の条件では、土砂吸引量を 2000m³/日とすれば目標バイパス量の達成確率が 95%程度となった。**また、年間バイパス量の期待値については、一日あたりの土砂吸引量を 1000m³/日とした条件でも目標値である 80,000m³を上回るが、達成確率が 80%程度に低下する。

なお、同様の計算を **Case 1, $X_0=60m$ の条件に対して行ったところ、目標バイパス量の達成確率は土砂吸引容量 1000m³/日以上全ての条件で 100%となった。**

達成確率のグラフでは土砂吸引量の増加に伴い達成確率が階段状に増加している。これは、漂砂量の算定結果が、代表波 6 条件に対してのみであったため、土砂流入量についてもある程度の不連続性があったためであると考えられる。評価手法の精度向上については今後の課題である。

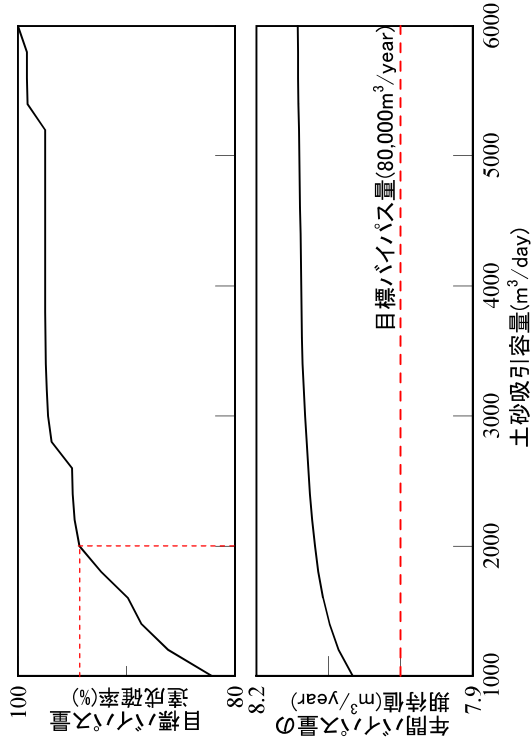


図2.2.5(10) ポンプ容量に対する目標バイパス量の達成確率と年間バイパス量の期待値 (Case-5, $X_0=60m$)

E) 最適設置位置に関する考察

以上の考察から、Case 5, $X_0=60m$ の条件では、目標バイパス量の達成確率として 95%を目安とすれば、必要ポンプ容量は 2000m³/日以上を見込めばよいと推定される。Case 1 では、さらに小さい 1000m³/日程度のポンプ容量でも、計算上は目標バイパス量を達成できることが推察される。

しかしながら、ゴールドコーストにおけるサンドバイパスシステムでは、ポンプの上砂吸引能力が土砂の乾燥重量で 2000ton/hour (地算土砂体積で約 130m³/hour に相当)としており、これよりも小さな吸引量では互磯によるシステムの問題などの問題が生じやすくなる。さらに、ゴールドコーストでの実績に加え、将来的にサンドバイパス量の増加に対処する必要がある場合や、高波浪の来襲により稼働可能日数が少なくなつた場合でも柔軟に対応できるよう、能力的な余裕を見込み、ポンプ容量は 2000m³/日とすることが望ましいと考えられる。

すなわち、Case 1~Case 5 の範囲では場所によらずポンプ容量として 2000m³/日は必要と考えられ、上タクルコストにも大きな差は生じず、港口堆積土量の低減効果を勘案すれば Case 5 が優位になると考えられる。

2.3 ジェットポンプの設計および性能試験結果

2.3 ジェットポンプの設計および性能試験結果

ジェットポンプ性能試験工事は、基本条件で設定しているジェットポンプ能力の特性値を満たすことを確認すると共に効率の良い運転条件を把握するものである。
性能試験は、海水試験とスラリー試験との2種類を行った。

2.3.1. ジェットポンプ必要能力の設定

基本条件

- ・**サンドパイプ量 80,000m³/年を確保するための能力を確認する。**
- ・**漂砂の効率的な浚渫を行うため、ジェットポンプ最大能力を確認する。**

①ジェットポンプの駆動水ポンプ能力 ②ジェットポンプ揚程

・**運転可能日数**：68日/年（アカウミガメの上陸・産卵期（5～8月）を除き、波高が1～3mである日）を表-2.3.1(1)より算出

(1) ジェットポンプの概要

ジェットポンプは、写真-2.3.1(1)に示すような機構をしており、図-2.3.1(1)に示すような流体の動きによって海底の土砂を浚渫するポンプである。

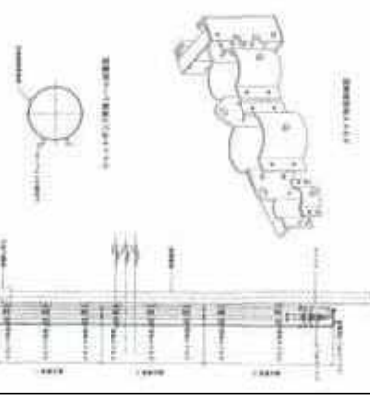


写真-2.3.1(1) ジェットポンプ 図-2.3.1(1) ジェットポンプ

(2) ジェットポンプ揚程の検討

・ジェットポンプで浚渫したスラリーは、栈橋上を自然流下で350m程輸送する。2.5%の配管勾配をとるため海面上15mの揚程が必要であり、海面下15mの位置にジェットポンプを設置すると図-2.3.1(3)に示すように**30mの揚程が必要である。**

(3) ジェットポンプ運転台数の検討

・オーストラリアで稼働中の駆動水と液状化水を送るための高圧ポンプは550kWであるため、これを基本に検討した。550kW 高圧ポンプは、ジェットポンプを2～3台同時に運転する程度の能力があるため、同時に運転できるジェットポンプ台数を2台と設定する。

2台同時運転を行うものとしてジェットポンプ能力の検討を行う。

図-2.3.1(3) ジェットポンプ揚程

(4) ジェットポンプ能力の検討

- ・1時間当たりの必要土砂輸送量（地山体積換算） Q_1 (m³/h) の算出
年間 80,000m³ を 68日×8時間で輸送するので 147 (m³/h)
- ・ポンプ1台当たりの必要土砂輸送量（地山体積換算） Q_2 (m³/h) の算出
上記 Q_1 の土砂をポンプ2台で輸送するのでポンプ1台当たりの必要土砂輸送量 Q_2 は 73.5 (m³/h)
- ・ポンプの必要能力 Q (m³/h) の算出

1時間当たり $Q_2 = 73.5$ (m³/h) の土砂を輸送可能で、効率 η_1 と η_2 を加味したポンプの能力 Q は 109 (m³/h)

$$\eta_1 = 0.75$$

$$\eta_2 = 0.90$$

$$(Q = Q_2 / \eta_1 / \eta_2 = 73.5 \div 0.75 \div 0.9)$$

ポンプの必要能力を時間当りの質量であらわすと $Q' = 173$ (t/h)

$$(Q' = Q \times (1-n) \times \rho_s = 109 \times (1-0.4) \times 2.65)$$

ポンプ能力は $Q = 173$ (ton/h) であるが確実な運転を行うための安全性を考慮して $Q = 200$ (t/h) とする。

2.3.2 ジェットポンプの性能試験

(1) 海水試験

ジェットポンプの基本性能を確認するため、まず土砂を含まない海水のみで実験を行った。実験では、図-2.3.1(1)に示すジェットポンプの駆動水側の圧力を $P_1 = 0.8$ (MP)、 1.0 (MP)、 1.1 (MP)、 1.2 (MP)、 1.3 (MP)、 1.4 (MP) の6段階に変化させ、ジェットポンプの吐出流量 (Q_0) と揚程 (H) との関係 (Q_0 - H 曲線) を求めた。

海水実験状況を写真-2.3.2(1)に示す。（1MP=0.1kgf/mm²）

海水実験による Q_0 - H 曲線及び Q_0 - η 曲線を図-2.3.2(1)に示す。

効率 η は、駆動水のエネルギー E_1 に対する吐出側のエネルギー E_2 の割合である。



写真-2.3.2(1) 海水実験状況

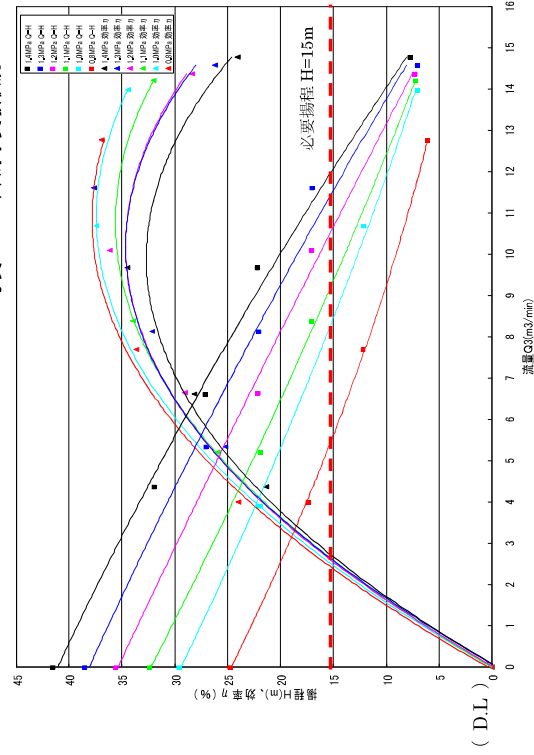


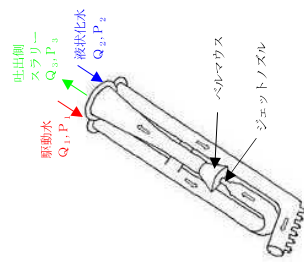
図-2.3.2(1) 海水実験による Q_0 - H 曲線及び Q_0 - η 曲線

(2) スラリー実験

スラリー実験も海水実験と同様に、 P_1 の圧力を $P_1=0.8$ (MPa)、 1.0 (MPa)、 1.1 (MPa)、 1.2 (MPa)、 1.3 (MPa)、 1.4 (MPa)の6段階での実験を行い、それぞれの駆動水圧力ごとに吐出側の圧力を測定してジェットポンプの Q_3 - H 曲線を求めた。スラリー実験状況を写真-2.3.2(2)に示す。実験結果を図-2.3.2(2)、図-2.3.2(3)に示す。



写真-2.3.2(2) スラリー実験状況



グラフの見方

- ①設計液濃土量 $Q_{0.2} = 200$ ton/h $= 3.3$ ton/min を示す水平線と $Q_3 - Q_{0.2}$ 曲線の交点から吐出側流量 Q_3 を求める。
- ② Q_3 から立てた垂線と $Q_3 - H$ 曲線の交点から、 Q_3 に対する揚程 H を求める。
- ③ H と設計揚程 15 m の比較により、ジェットポンプの必要性能を満足する駆動水圧 P_1 が決定される。

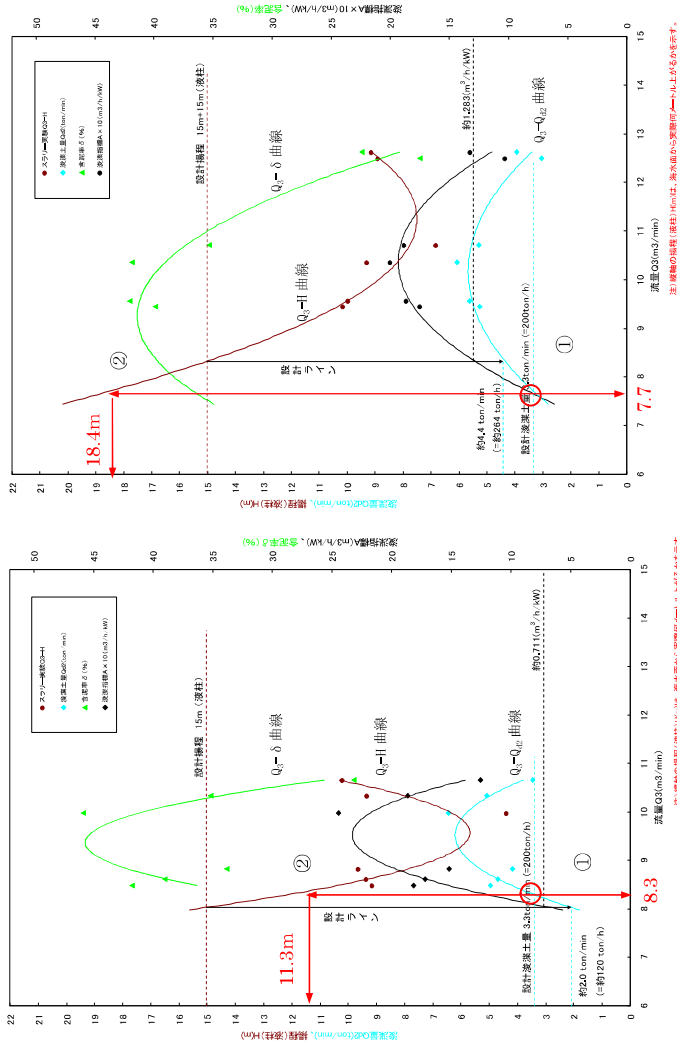


図-2.3.2(2) $P_1=1.1$ MPa のスラリー実験結果

$P_1=1.1$ (MPa) の場合

- ①設計液濃土量 $Q_{0.2} = 200$ ton/h $= 3.3$ ton/min の水平線と $Q_3 - Q_{0.2}$ 曲線の交点から吐出側流量 $Q_3 = 8.3$ m³/min を求める。
- ②吐出側流量 $Q_3 = 8.3$ m³/min から立てた垂線と $Q_3 - H$ 曲線との交点より、流量 $Q_3 = 8.3$ m³/min に対応する揚程 $H = 11.3$ m を求める。
- ③したがって、設計揚程 15 m を満足しない。
- ④したがって、駆動水圧 $P_1 = 1.1$ (MPa) 以下ではジェットポンプの必要性能を満足しない。

$P_1=1.2$ (MPa) の場合

- ①設計液濃土量 $Q_{0.2} = 200$ ton/h $= 3.3$ ton/min の水平線と $Q_3 - Q_{0.2}$ 曲線との交点から吐出側流量 $Q_3 = 7.7$ m³/min を求める。
- ②吐出側流量 $Q_3 = 7.7$ m³/min から立てた垂線と $Q_3 - H$ 曲線との交点より、 $Q_3 = 7.7$ m³/min に対応する揚程 $H = 18.4$ m を求める。
- ③したがって、ジェットポンプの必要性能を満足するためには、最低 $P_1 = 1.2$ (MPa) の駆動水圧が必要である。

図-2.3.2(3) $P_1=1.2$ MPa のスラリー実験結果

(3) スラリー実験についての考察

スラリー実験により次の結果を得た。
 ・ジェットポンプの必要性能である、**ジェットポンプ設置から30m、水面上15mまでの揚程（スラリー液柱）、および200ton/hの揚土能力を発揮させるためには、駆動水圧力 $P_1=1.2$ (MPa)以上必要である。**
 ・スラリー実験において、 P_1 の条件の違いによりそれぞれ含泥率、効率、揚程などに最大値があると考えられる。したがって、使用条件に合わせて最も効率の良い条件を検討して使用するべきである。
 ・ P_1 を大きくしてジェットポンプを運転すると、表-2.3.2(1)及び図-2.3.2(4)に示すように、必要エネルギー量が減り、効率良く浸漑できるようになる。この理由は、 P_1 が大きくなると、駆動水ポンプの必要エネルギー量も大きくなる必要がある。しかし、浸漑スラリーの含泥率も上がるため、結果として効率が良くなるためである。
 ・ P_1 を大きくするためには、機械設備、配管設備、電気設備等を大きくする必要がある。2台のジェットポンプを1.2MPaで同時運転するためには550kWの高圧ポンプが必要であり、2台のジェットポンプを1.2MPaで同時運転するためには630kW、1.3MPaでは685kWの高圧ポンプが必要となり、設備費用が増加する。最大使用電力が大きくなるので、電気使用料（基本料）も比例して高くなる。このようにコスト比較をした結果を表-2.3.2(2)に示す。**経済的な駆動水圧として $P_1=1.2$ MPaを認定**して以下の検討を行う。

表-2.3.2(1) P_1 の違いによるジェットポンプの特性の変化

	P_1 (MPa)		
	1.1	1.2	1.3
浸漑土量 Q_d	86	189	266
必要エネルギー量 Q_{ec}	120	264	372
必要エネルギー量 (kWh)	112,518	62,354	42,373

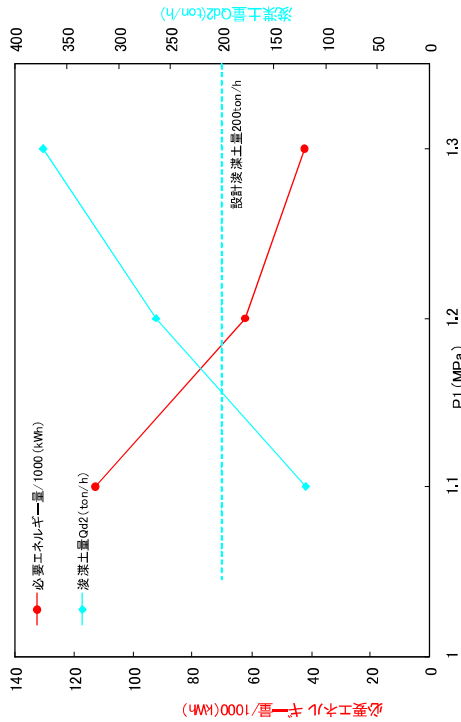


図-2.3.2(4) P_1 の違いによるジェットポンプの特性の変化

表-2.3.2(2) 駆動水圧 $P_1=1.2$ MPa 及び 1.3 MPa のコスト比較 (50年間)

項目	回数	駆動水圧1.2MPa		駆動水圧1.3MPa	
		単位価格	金額	単位価格	金額
初期コスト	1	1,431	1,431	1,442	1,442
ポンプ及び配管メンテナンスコスト	4	492	1,968	502	2,008
電気関連メンテナンスコスト	2	375	750	371	754
年間ランニングコスト	50	56	2,800	57	2,850
合計			6,949		7,054

表-2.3.1(1) 波高・波向の月別分布

期間	E系波浪			W系波浪		
	H(m)<1.0	1.0<H(m)<3.0	H(m)>3.0	H(m)<1.0	1.0<H(m)<3.0	H(m)>3.0
	1月	6.4	1.4	0.0	15.3	7.9
2月	5.0	0.0	0.0	16.8	6.2	0.0
3月	8.9	2.5	0.1	10.7	8.4	0.5
4月	12.2	5.3	0.0	8.3	4.8	0.3
5月	13.5	4.1	0.0	9.1	4.1	0.2
6月	8.6	0.5	0.0	14.0	6.8	0.1
7月	8.2	2.3	0.4	10.9	8.7	0.9
8月	8.2	3.5	0.6	11.0	6.8	1.1
9月	15.2	3.8	0.0	7.7	2.5	0.2
10月	16.4	6.0	0.0	5.9	2.7	0.0
11月	13.9	3.6	0.0	8.8	3.6	0.0
12月	6.9	2.5	0.1	13.8	6.5	0.1
年間	123.4	35.5	1.2	132.3	69.0	3.4
1~4,9~12	84.9	25.1	0.2	87.3	42.6	1.1

2.4 土木施設配置計画