

拡幅盛土における泥炭性軟弱地盤対策工の改良効果とコスト縮減について

— 一般国道 40 号更喜苦内防雪における試験施工 —

稚内開発建設部 稚内開発事務所 ○宮川 智史
竹森 博美
(独)土木研究所寒地土木研究所 寒地地盤チーム 橋本 聖

稚内開発建設部では、一般国道 40 号で更喜苦内防雪事業を行っている。この事業区間は、冬期間の地吹雪による視程障害をはじめとする交通障害の緩和や安全で確実性の高い道路交通の確保を目的として、現道に付加車線を整備する事業である。当該事業区間は、軟弱地盤上に拡幅盛土を構築するため、盛土のすべり破壊対策と沈下ならびに現道の引込沈下対策など組合わせた対策工法をとっている。しかしこの工法は、組合わせにより多額な建設コストを要することから、コスト縮減に対する工法の選定が重要となってくる。

キーワード：泥炭性軟弱地盤、トレンチャー式攪拌工法、バーチカルドレーン工法、試験施工

1. はじめに

更喜苦内防雪事業区間では、経済的かつ効果的な地盤対策工を行うことを目的として、泥炭性軟弱地盤の試験施工を実施している。本論文では、その試験施工の結果を論ずると共に、実際の現場に試験施工の結果を適用させた改良効果及び建設コストの比較検討の結果を報告するものである。

2. 試験施工概要

(1) 現場概要

一般国道 40 号更喜苦内の事業区間である稚内市郊外の現道の拡幅盛土区間において試験施工を実施した(図-1, 2)。試験施工は3つの軟弱地盤対策工法で構成されている(図-3)。

試験施工区間は、4タイプに分かれており、各タイプを設けた根拠を以下に記述し、表-1に各タイプの設計・施工条件を記した。

拡幅盛土の構築に伴う現道盛土の引込み沈下対策として、現道を通行する車両を解放しながら地盤改良を行える工法として単管式の高圧噴射攪拌工法(以降、MM工法とする)を採用した。設計は千鳥配置2列、設計基準強度 $q_{uck}=200\text{kN/m}^2$ とした。

圧密沈下促進対策は、泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル P67 によれば、拡幅盛土に伴う道路横断方向の許容沈下量は供用後3年間で既設盛土との不同沈下を5cm程度とするのが妥当である。ただし、当初から十



図-1 試験施工箇所

分な維持補修体制をとることが可能であれば、供用後3年間で10m程度を目安としても良い、とある。そこで、これらの条件を満たすプラスチックドレーン工法(以下PD工法とする)のドレーン間隔を検討した結果、ドレーン間隔0.9mの正方形配置とした。

拡幅盛土の安定対策工はトレンチャー式攪拌工法(以降、TMM工法とする)を採用した。TMM工法

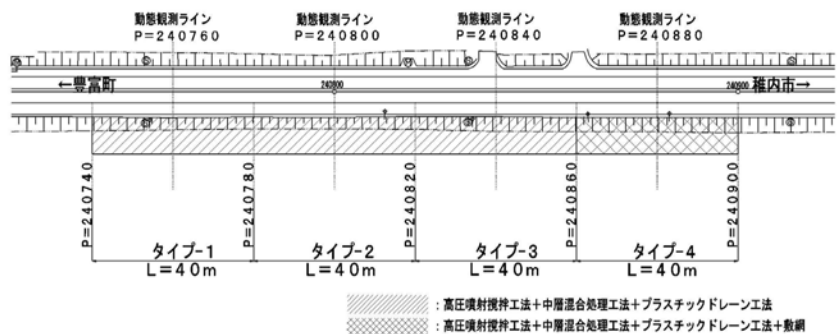


図-2 試験施工箇所平面図

は近年、急速に施工実績を増加させている工法であるが、寒地土木研究所の調査によって泥炭性軟弱地盤に対しても十分改良効果が得られることを明らかにしている。拡幅盛土法尻に改良幅 $W=3.0\text{m}$ (改良深度 $z=7.5\text{m}$) を基本断面 (タイプ 1) として、円弧すべり解析で安全率 $F_s > 1.2$ を満足する設計基準強度を設定した。改良幅を $W=3.0\text{m}$ を基本断面とした理由は、陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル P174 では、極端に改良幅を狭くし過ぎると改良体に曲げ破壊等の発生が懸念されるため、最小改良幅を $W=3.0\text{m}$ は必要であるとしている。

しかし、TMM 工法は、改良率 $a_p=100\%$ の連続した矩形の改良地盤が構築されるため、円柱形の深層混合処理工法 (以降、DMM とする) と異なる変形挙動が推測される。そこで、タイプ 2, 3 は改良幅をそれぞれ $W=2.0\text{m}$, $W=1.0\text{m}$ としてタイプ 1 と同様に円弧すべり解析で安全率 $F_s > 1.2$ を満足する設計基準強度を設定した。タイプ 4 はタイプ 3 と同じ改良幅 $W=1.0\text{m}$ であるが、盛土完成時にすべり安全率 $F_s=1.0$ を TMM 工法の設計基準強度で満足させた上で、安全率 $F_s > 1.2$ を満足するために不足しているせん断抵抗力をひし形金網の張力で補うタイプとした。

計測項目は、既設盛土の地表面沈下、泥炭、粘土の層別沈下、間隙水圧、側方地盤の地表面変位、TMM 工法の地中変位、既設盛土の沈下である (計測機器は図-3 に記載)。

(2) 地盤条件

試験施工箇所における地盤特性を図-4 に示す。試験施工箇所の地盤は地表面近くに未分解の泥炭層 (A_{p1})、下位に軟弱な粘土層 (A_{c2-1} , A_{c2-2}) が厚く堆積し、その下に基盤となる風化泥岩 (K_{t-w}) が続く構成となっており、北海道に分布する典型的な泥炭性軟弱地盤である。ボーリング調査から得られた地下水位は $GL-1.1\text{m}$ であった。泥炭層の自然含水比は $W_n=385\sim 870\%$ 、粘土層の自然含水比は $W_n=120\sim 145\%$ である。原位置試験の結果、

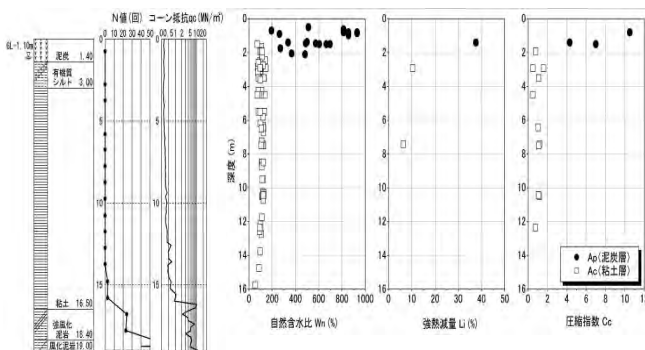


図-4 試験施工箇所の地盤特性

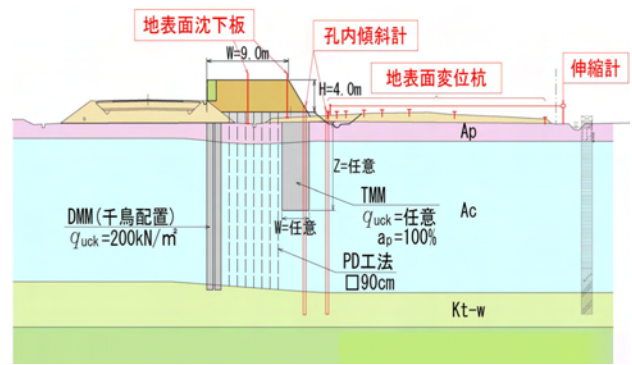


図-3 試験施工断面と動態観測計器の設置位置

表-1 各タイプの設計施工条件

タイプ	高圧噴射攪拌工法		プラスチックレーン工法		トレンチャー式攪拌工法		数網	
	設計基準強度	改良列数	ドレーン間隔	打設深度	幅	深度		設計基準強度
1	200kN/m ²	2列	0.9m(正方形)	15.9m	3.0m	7.5m	130kN/m ²	-
2	200kN/m ²	2列	0.9m(正方形)	15.1m	2.0m	7.5m	190kN/m ²	-
3	200kN/m ²	2列	0.9m(正方形)	13.0m	1.0m	7.5m	360kN/m ²	-
4	200kN/m ²	2列	0.9m(正方形)	10.7m	1.0m	6.0m	260kN/m ²	0

果、地表面から $GL-15\text{m}$ までの N 値は $N=0\sim 2$ 程度、ダッチコーンの貫入抵抗は $q_c=150\sim 500\text{kN/m}^2$ であることからせん断強さが非常に低い状態である。

泥炭の強熱減量は $Li=40\%$ 、圧縮指数が $C_c=4\sim 11$ であり、泥炭地盤の圧縮性が非常に高い状態である。

3. 観測結果に基づく改良効果の検討

(1) 圧密促進効果

拡幅盛土の施工日数、センター側沈下板、路肩沈下板、層別沈下の経時変化を図-5 に示す。センター側沈下板は、拡幅盛土中央部の地表面沈下を測定した結果を示している。いずれのケースも盛土施工を開始 (経過日数 50~60 日) してから、約 10~20 日程度で拡幅盛土が構築された。

各タイプのセンター側 (拡幅盛土中心) 沈下板の沈下傾向をみると、各タイプとも経過日数が 60~80 日後 (盛土構築時) 漸増している。それ以降の沈下量は緩やかに増加する傾向である。一方、路肩側の沈下傾向をみると、センター側沈下板と同様に経過日数が 60~80 日後 (盛土構築時) の沈下が卓越し、以後も経過日数が増えるに従って、ゆっくりと沈下量は増加する傾向である。

ここで、タイプ 1, 2 とタイプ 3, 4 の沈下量に大きな差がみられる。タイプ 1, 2 は TMM 工法で施工された改良体の上に沈下板が設置されているが、タイプ 3, 4 は、PD 工法 (サンドマット) 上に沈下板が設置されたためである。また、タイプ 3, 4 のセンターと路肩の沈下量を比較すると路肩側の沈下量が大きい傾向にある。これは、センター側は既設盛土構築時の圧密による強度増加の影

響を受けていたことが要因と考えられる。

層別沈下量（タイプ 1、3）をみると、経過日数が 60～80 日後（盛土施工の直後）に、泥炭層、粘土層ともに圧密が促進されていることがわかる。これは、盛土の施工直後から PD 工法の圧密促進効果が機能していることを表している。ただし、経過日数が 100 日以降の沈下傾向は、泥炭層、粘土層で若干異なる。泥炭層の沈下はタイプ 1、3 に関わらず、経過日数が進むにつれて収束する傾向にある。一方、粘土層の沈下は泥炭層と比較して、時間の経過とともに進行している。タイプ 1 の沈下が進行しているのは、タイプ 3 より粘土層厚が厚いためである。図-6 は盛土放置期間の泥炭層ならびに粘土層の沈下の圧密度を表している。沈下の圧密度は、沈下の実測値に基づいて双曲線法によって算出された各層別の最終沈下量から求めた。各タイプとも放置期間が 370、380 日で圧密度 $U=90\%$ 以上得られていることがわかる。

(2) 施工時の盛土の安定性

動態観測の結果を松尾・川村の方法（泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル p168）で整理した安定管理図を図-7 に示す。すべてのタイプにおいて盛土速度に制限を設けずに盛土を構築した。S～ δ/S の履歴をみると要注意ゾーンに入っておらず、安定した盛土施工が行われたことがわかる。ただし、S～ δ/S の履歴をみると、改良幅の狭い ($W=1m$) タイプ 3、4 は、他のタイプと比較して要注意ゾーンに接近した軌跡を示している。

ここで、破壊時の盛土荷重 (P_f) に対する施工中の任意の盛土荷重 (P_j) の比 (P_j/P_f) の逆数を、盛土のすべり安全率と考えることができるので、各タイプの安全率を P_j/P_f から算出する。次に、各タイプの現場の一軸圧縮強さ（以降、 q_{uf28} ）の平均値を用いてすべり安全率を算出し、S～ δ/S の履歴から算出したすべり安全率と比較した（表-2）。

その結果、 q_{uf28} から算出した安全率は S～ δ/S の履歴と同様にタイプ 3 が最も小さかったが、その他は、改良幅の厚さと安全率の大きさに関連し

ないことがわかる。ただし、定性的に言えば、S～ δ/S の履歴で整理した安全率は、改良幅が厚いタイプほど要注意ゾーンから離れる傾向（安全率が大きくなる）にある。改良幅の違いによって S～

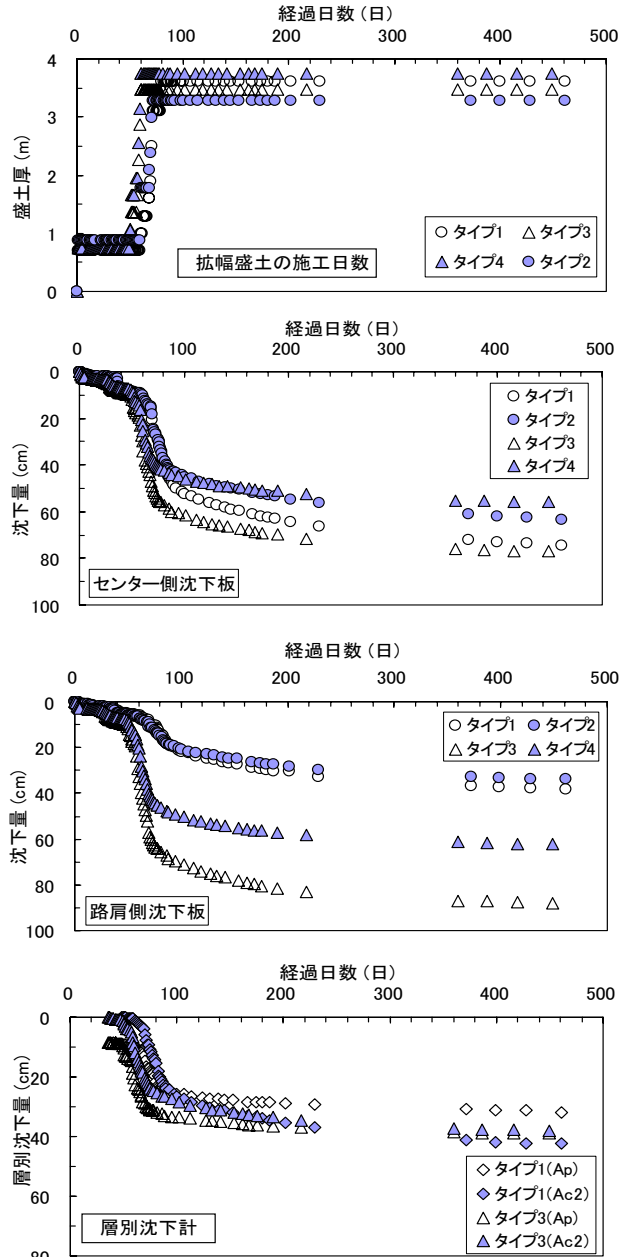


図-5 盛土厚、地表面沈下、層別沈下の時刻歴

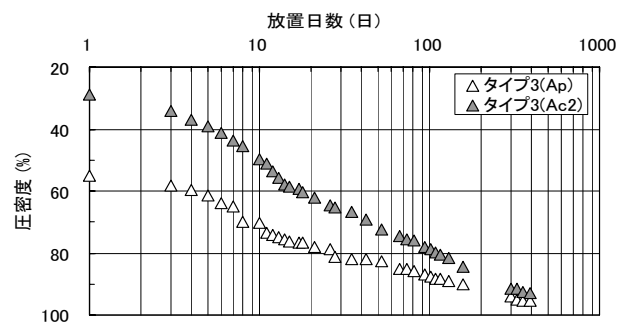
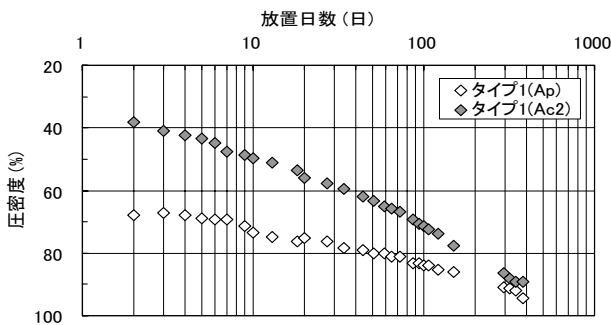


図-6 盛土放置期間の泥炭層、粘土層の圧密度（タイプ 1、タイプ 3）

δ/S の履歴が異なることは、改良幅と改良効果に密接な関係があることを示唆している。

一方、 q_{uf28} から算出したすべり安全率は、 q_{uf28} が設計基準強度との差が大きいくほど安全率が大きくなる傾向である。 $S \sim \delta/S$ の履歴と q_{uf28} のそれぞれで算出した安全率の傾向が異なることから、一義的に改良幅と改良強度を決定するのは望ましくないと考えられる。

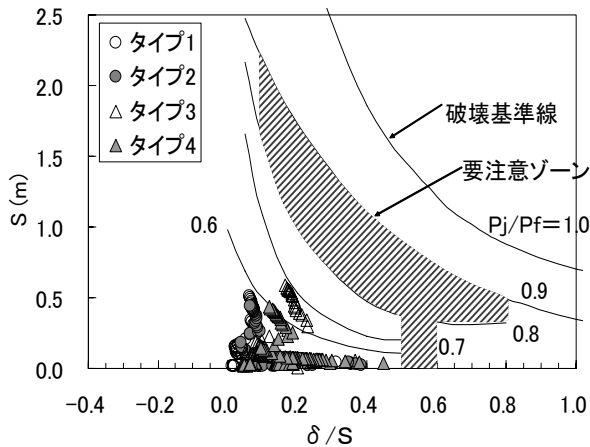


図-7 松尾・川村の管理図

表-2 TMM工法の強度、盛土のすべり安全率

タイプ	設計基準強度	現場強度 (q_{uf28})	すべり安全率 (q_{uf28})	すべり安全率 (P_j/P_f)
1	130kN/m ²	326kN/m ²	1.79	2.49
2	190kN/m ²	604kN/m ²	2.30	3.43
3	360kN/m ²	543kN/m ²	1.65	1.60
4	260kN/m ²	1027kN/m ²	2.18	2.42

(3) 試験施工の各タイプの経済比較

試験施工を行った、各タイプの直接工事費を図-8に示す。タイプ1~4はPD工法のドレーンピッチならびに打設深度が同じであるため、TMM工法の改良幅、深度、改良強度が工事費に直接影響を与える。

タイプ4が最も安価な工事費となったが、施工後の長期的な安定性の検証が必要なため、すべりの安全率、残留沈下量、施工時の安定性、コスト面から総合的に見て、現場で採用するにはタイプ3が望ましいと考える。

(4) 工事現場への適用について

ケース名	測点 KP(m)	延長 L(m)	TMM工法			
			タイプ3		タイプ1	
			改良幅 B(m)	必要改良強度 $q_{up}(kN/m^2)$	改良幅 B(m)	必要改良強度 $q_{up}(kN/m^2)$
case3-7(R-1)	241.81~241.90	90	1.0	340	30	100
case3-7(L)	241.90~241.08	180	1.0	340	30	100
case3-7(R-2)	241.08~242.11	30	1.0	340	30	140

表-3 各Case及び各改良幅における必要改良強度

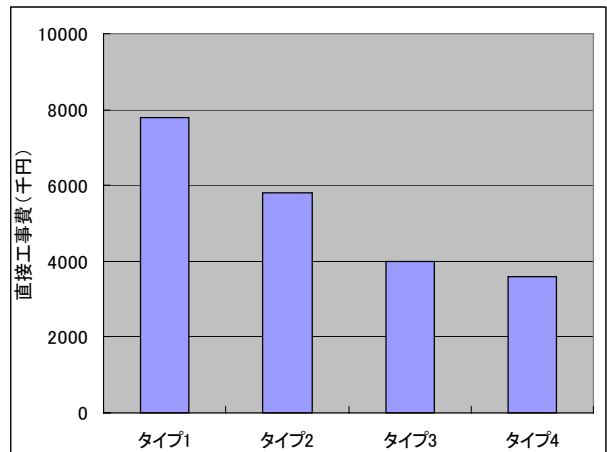


図-8 各タイプの経済比較

試験施工の結果から、H20年度の施工箇所において、TMM工法を改良幅3m(タイプ1)、改良幅1m(タイプ3)で行い、経済比較を行った。

表-3は、当該区間の3種類のケースにおける、各改良幅での必要改良強度を表したものである。この強度をもとに室内配合試験を行い、高炉B種、一般軟弱土用、高含水比用の3種類の固化材を使用して、一軸圧縮試験を行った。そしてこの試験結果から、各改良幅での必要な固化材添加量を算出し、経済比較をした(表-4)。

TMM工法では、添加量によりスラリーの最大吐出量を確保しなければ、現場での施工できない。そのため、タイプ1、タイプ3の毎分のスラリーの吐出量を算出した(表-5)。その結果、タイプ3の時、高炉B種、一般軟弱土用を使用する時には、スラリーの最大吐出量をオーバーすることが確かめられた。これにより、タイプ1は、高含水比用の固化材を使用することとする。

この結果を受けて、タイプ3は高含水比用の固化材を用いて、タイプ1は一般軟弱土用の固化材を用いて、直接工事費を比較した(図-9)。

図-9より、タイプ3がタイプ1に比べ、施工費が約2/3となった。この結果を受け、タイプ3を用いて試験施工を行い、必要改良強度を満たすことを確認した。

そのため今回の現場では、タイプ3を使用することとした。

改良幅	固化材	添加量 (kg/m ³)	固化材単価 (円/t)	改良幅 1m ³ 当りの固化材単価	安価順位
タイプ3 1.0m Case3-7 (R-1, R-2, L)	高炉B種	468	12,300	5,756	1
	一般軟弱土用	332	19,000	6,308	2
	高含水比用	203	33,000	6,699	3
タイプ1 3.0m Case3-7 (R-1, L)	高炉B種	289	12,300	3,555	2
	一般軟弱土用	175	19,000	3,325	1
	高含水比用	135	33,000	4,455	3
タイプ1 3.0m Case3-7 (R-2)	高炉B種	205	12,300	2,522	2
	一般軟弱土用	131	19,000	2,489	1
	高含水比用	113	33,000	3,729	3

表-4 各改良幅ごとの 1m³ 当たりの固化材単価

改良幅(m)	固化材	日当り作業量(m ³)	時間当たり作業量(m ³ /h)	改良土量(m ³)	作業時間(分)	比重	添加量(kg/m ³)	スラリー注入量(L)	吐出量(L/分)	最大吐出量(L/分)	判定
タイプ3 1.0m case3-7(R-1,R-2L)	高炉B種	266	50	1,180	1,411	3.04	468	733,898	520	350	×
	一般軟弱土用	266	50	1,180	1,411	3.12	332	517,324	367	350	×
	高含水比用	266	50	1,180	1,411	2.98	203	319,923	227	350	○
タイプ1 3.0m case3-7(R-1,L)	高炉B種	266	50	1,042	1,246	3.04	289	400,197	321	350	○
	一般軟弱土用	266	50	1,042	1,246	3.12	175	240,796	193	350	○
	高含水比用	266	50	1,042	1,246	2.98	135	187,875	151	350	○
タイプ1 3.0m case3-7(R-2)	高炉B種	266	50	138	165	3.04	205	37,596	228	350	○
	一般軟弱土用	266	50	138	165	3.12	131	23,872	145	350	○
	高含水比用	266	50	138	165	2.98	113	20,827	126	350	○

表-5 各改良幅ごとの最大吐出量の判定

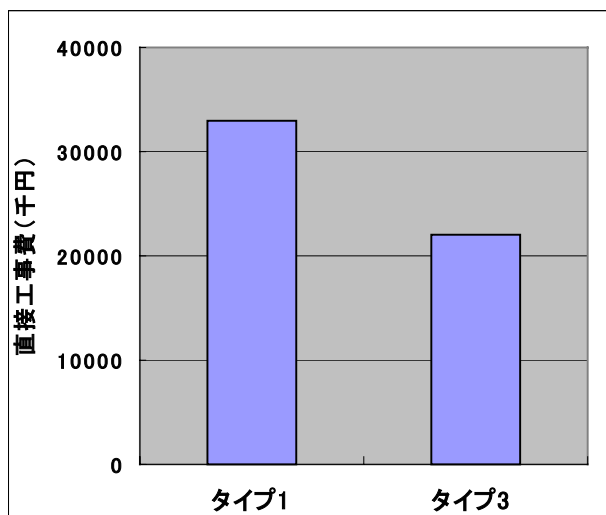


図9 タイプ別の直接工事費

(5) 施工時の盛土安定性について

3. 2で試験施工時の盛土安定性を記述したが、ここでは現場施工時の盛土安定性を記述する。

そして動態観測の結果を松尾・川村の方法(泥炭弱地盤対策工マニュアル p168)で整理した安定管理図を図-10に示す。今回の現場では、盛土速度に制限を設けずに盛土を構築した。今回載荷盛土を施工したのは、Case3-7(R-1)、Case3-7(R-2)である。2ケースともほぼ似たような軌跡をたどり、 $S \sim \delta / S$ の履歴をみると要注意ゾーンに入っておらず、安定した盛土施工が行われたことがわかる。

4. まとめ

現段階では、以下のことが整理できる。

◇試験施工について

- ① 全タイプとも残留沈下は、盛土完了後から約1年ほどで収束することが分かった。
- ② 全タイプとも盛土の安定性は確保され、松尾・川村の安定管理図で要注意ゾーンに入るタイプはなかった。

- ③ フローティング式地盤改良は改良幅に関わらず、改良地盤に曲げ変形ならびにせん断変形を生じなかった。ただし、タイプ 3 の改良地盤の水平変位は、他と比較して大きくなった。
- ④ 試験施工後の経済比較の結果、盛土安定性、残留沈下、すべりの安全率、コスト面において優位なタイプ 3 を現場を適用することが望ましいと考えた。

◇現場施工について

- ① タイプ 1 とタイプ 3 を工事現場で適用した所、試験施工の結果どおり、タイプ 1 よりもタイプ 3 で施工したときの方がコストが安価となった。
- ② 動態観測の結果、松尾・川村の管理図で要注意ゾーンに入ることなく、十分安定した施工が行われたことが確認できた。

今回、試験施工の成果を工事現場に反映した結果、試験施工の成果がうまく当てはめられることが分かった。引続き動態観測を続けて行い、次年度の工事につなげていきたい。

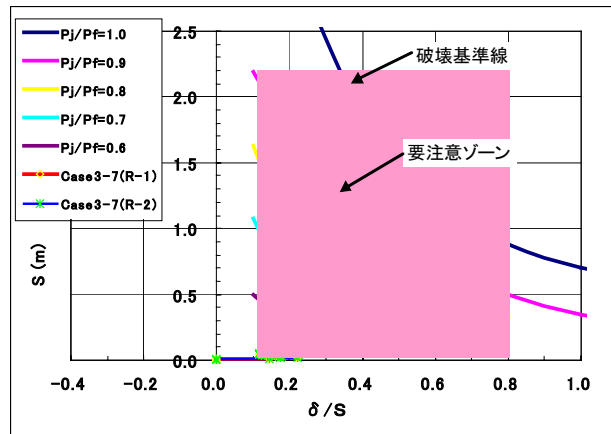


図-10 松尾・川村の管理図