

泥炭性超軟弱地盤における高盛土の情報化施工

平 岡 邦 興 鳥 井 原 誠
石 塚 聖 二 平 櫛 督 彦
(札幌支店 営業第四部) (北吉原工事事務所)
菅 原 則 明 吉 田 豊
(美唄東明工事事務所)

Observational Construction of High Embankment on Peaty Soft Ground

Kunioki Hirama Makoto Toriihara
Seiji Ishizuka Masahiko Hiragushi
Noriaki Sugawara Yutaka Yoshida

Abstract

The Ebetsubuto Higashi section of the Trans-Hokkaido Highway Project consisted of an embankment constructed in the Ishikari peat zone which is the largest in Japan and comprises extremely soft ground. The soft peat bed had natural water contents of 800 to 1,000 percent (max. 3,500 percent), q_c and $N_{\text{eq}}=0$, with maximum settlement when the height of embankment was 5 to 8 m being 4 m. In analysis of safety prior to embankment it seemed S_f was under 1.0 and there was danger that the embankment would slide during construction. However, on processing field data by a new observational construction control system, the construction was completed without accident although there were many signs of instability. The considerations based on results of construction regarding the thinking and use of observational control during construction of the embankment are described in this paper.

概 要

北海道縦貫自動車道・江別太東工事は、我が国の高速道路建設史上、かつてないほどの大規模で超軟弱な石狩泥炭地帯において実施された道路盛土工事である。その泥炭層は、自然含水比800~1,000%（最大3,500%）、 q_c とN値は自沈であり、盛土高5~8mに対し最大沈下量は4mにも達するほどの超軟弱地盤であった。盛土の安定に関する事前の解析でも、安全率が1.0を下回る場合も十分考えられ、施工中のすべり崩壊に対する危惧も非常に強いものであった。

しかしながら、施工中の動態観測に基づく最新の情報化施工管理手法を駆使した結果、数多くの不安定な兆候を見ながらも無事に盛上げることができた。この報告は、上記工事での成果を基に、盛土の情報化施工の考え方や実際の運用方法などについて検討したものである。

1. まえがき

北海道縦貫自動車道の札幌~岩見沢間約32kmは、野幌台地約5kmを除く約27kmが、石狩低地と呼ばれる日本有数の泥炭地帯を通過する。この石狩低地は、石狩川水系河川の後背地に形成された広大な湿地帯で、自然含水比800~1,000%の高圧縮性の泥炭が、2~5mの厚さで表層付近に分布している。そして、その下部には、薄い砂層を挟む粘土層が発達し、軟弱層厚は35mにも及んでいる。

当社が施工を担当した江別太東工事工区は、この札幌~岩見沢区間の中でも、泥炭層厚、軟弱層厚およびその土性からみて最も軟弱な箇所の一つであり、このような軟弱地盤上に4~8mの高盛土を施工したものである。軟弱地盤処理工としては、道路公団が事前に実施した岩見沢、江別両試験盛土工事の実績から、抑え盛土とサンドドレーンを主とした対策工が採用されている。

しかし、当工事着手前におこなった安定解析では、安全率が1.0を下回る場合も考えられ、施工中のすべり崩壊の発生という事態も十分に予想された。道路公団でも、

札幌～岩見沢間の盛土工事の設計が極限設計に近いという判断から、当工事の成否は十分な動態観測に基づく入念な施工、すなわち情報化施工の活用のいかにかかっているとの認識を持ち、当区間の盛土工事に当っては、情報化施工の考え方を全面的に取り入れた施工管理システムを採用している¹⁾。

当現場でも、この考え方を基に、動態観測データに基づく施工管理体制を充実させ、適確な盛土速度コントロールを行なうことにより、数多くの不安定な兆候を見ながらも、無事に工事を完成させることができた。

この報告は、上記工事での成果を基に、盛土の情報化施工の考え方や実際の運用方法について検討したものである。

2. 工事概要

工事概要を以下に示す。工事数量としては盛土工事に関連する主なものだけにとどめる。

| | | |
|----------|------|-----------|
| (1) 工事延長 | 総延長 | 1,827.7 m |
| | 道路延長 | 1,693.7 m |

| | |
|----------|--|
| 橋梁延長 | 134.0 m |
| (2) 工期 | 昭和54年10月13日 ～昭和57年12月25日 |
| (3) 工事数量 | 盛土工 794,200 m ³ 敷砂工 158,200 m ³ サンドドレーン工 188,200 m サンドコンパクション ンパイル工 55,500 m |

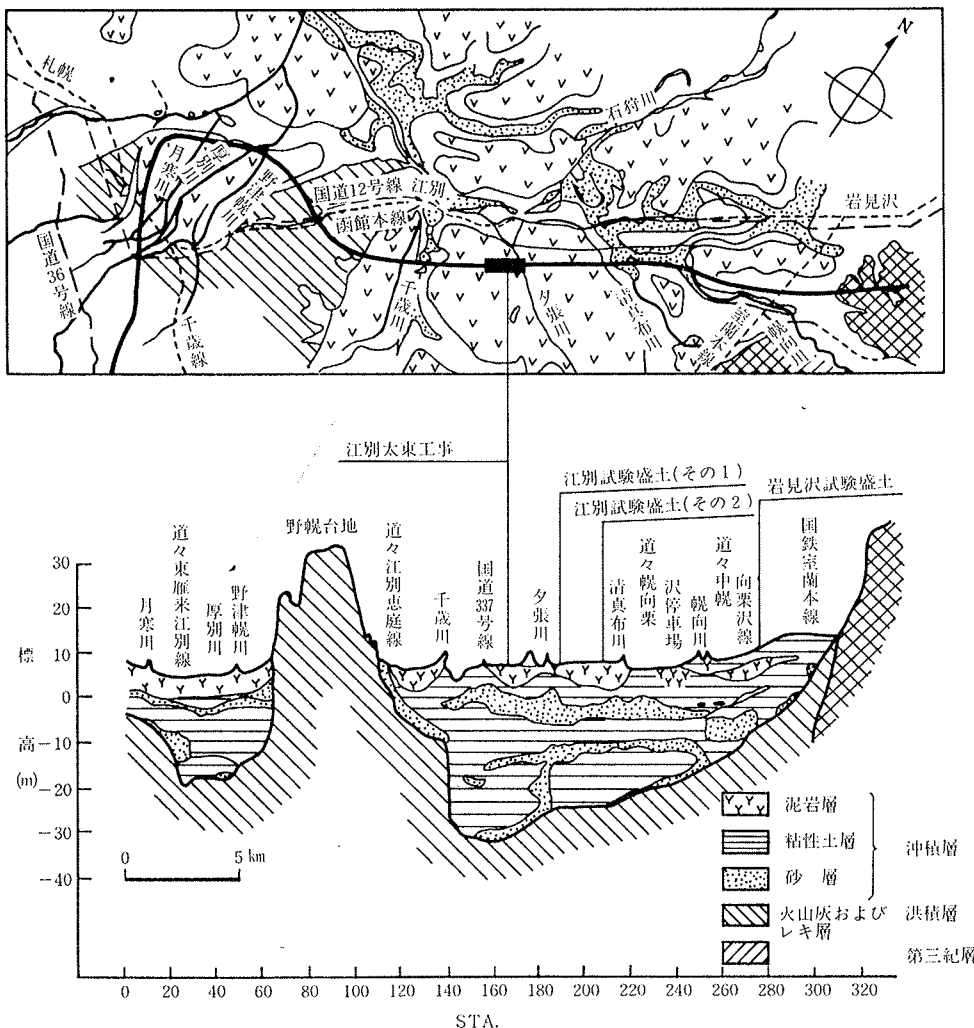
3. 地形および地質

北海道縦貫自動車道の札幌～岩見沢間の路線は、図1に示すように、石狩川の左岸沿いに、石狩低地と呼ばれる日本有数の軟弱地盤地点を東西に走っている。この石狩低地は、西北部を石狩湾に面し、周囲を第三紀の山地や洪積層より成る丘陵などに囲まれた沖積低地であり、その北部は石狩川沿いに深川付近まで達している。標高は5～7m程度の部分が多く、低地内には石狩川とその支川が数多く蛇行して流れ、自然堤防、旧河道、三日月湖などが発達している。これらの河川間や海岸砂丘の背

面は後背湿地となっており、表層部には厚さ5mを超える圧縮性の極めて高い泥炭層が広範囲に分布している。

江別市野幌付近には、洪積地盤が張り出して野幌丘陵と呼ばれる台地を形成しているが、これが札幌、岩見沢に向かって急激に低下し、沖積層下の基盤となっている。沖積層の厚さは、札幌側では20m前後で、岩見沢側では江別市江別太付近で最も厚く35mに達し、それ以东、岩見沢に向かって漸減している。

この沖積層を地質時代的にみると、表1に示すように、約1万年以前の堆積層(A₁層)と、それ以後の堆積層(A₂層)に区分される。さらに、A₂層は、約5千年前までに堆積した粘性土を主体とする層(A₂₋₁層)と、



図一1 札幌～岩見沢間の地質平面図および縦断面図

約5千年前以後に堆積した泥炭および砂質土が優勢な層(A₂₋₂層)に区分される。

4. 土質特性

江別大東工事区間の基礎地盤の土性一覧を図-2に示す。表層部に3~5m厚の極めて高含水、高圧縮性の泥炭層(A_{p2-2})が分布しているが、この層の単位体積重量は1.1 t/m³を下回っており、ほとんど土としての様相を呈していない。一軸圧縮強度も0.1 kg/cm²以下と、非常に小さな値を示している。

その下位には、腐植物を含んだ粘土層またはシルト質粘土層(A_{m2-2})が2~4m厚で分布しているが、この層

も一軸圧縮強度が0.1~0.2 kg/cm²と、非常に低い値となっている。しかも、この層は鋭敏性が高く、かく乱による強度低下が生じやすいという性質を持っている。そのため、上記両層を合わせた上部軟弱層が盛土の安定を大きく左右する層と考えられる。

そして、その下位には、比較的連続性の良好な細砂層(A_{s2-2})を挟んで、下部軟弱層が深度約35mまで続いている。この下部軟弱層の一軸圧縮強度は深度方向にほぼ直線的に増加しており、その値も上部軟弱層に比べるとやや大きいので、盛土の安定性に与える影響は小さいものと考えられるが、沈下に関しては、その層厚が大きいため、かなり大きな影響を持つと考えられる。

| 地層 | 記号 | 地質 | 記 事 |
|------|------------------|-----------------------|----------------------------|
| 沖積層② | A ₂₋₂ | ts | 表土 耕作土、盛土、埋土 |
| | | Ap ₂₋₂ | 腐植土 高含水、高圧縮性の超軟弱泥炭層 |
| | | Am ₂₋₂ | 粘性土 札幌圏では砂分、岩見沢圏では腐植物含む |
| | | As ₂₋₂ | 砂質土 シルト分に富む細粒砂 |
| | A ₂₋₁ | Am ₂₋₁ | 粘性土 粘土またはシルト質粘土 |
| | | As ₂₋₁ | 砂質土 シルト分に富む細粒砂 |
| | | Ap ₂₋₁ | 腐植土 比較的圧縮された泥炭、上部基底部にまれに分布 |
| 沖積層① | A ₁ | Am ₁ | 粘性土 比較的低含水比の粘土またはシルト質粘土 |
| | | As ₁ | 砂質土 シルト分に富む細粒砂 |
| | D ₃ | Ap ₁ | 腐植土 基底部にまれに分布、圧縮された泥炭 |
| | | Dv ₃ | 火山灰 「支笏火山噴出物」の火砕流堆積物 |
| 洪積層③ | Dg ₃ | 礫質土 連続性きわめて良好な粘土を含む礫層 | |

5. 施工単位区間

道路盛土のように、施工延長が長く地盤条件その他が途中で変化する場合には、図-3に示すような施工単位区間を設定して施工管理を行なうのが合理的である。この施工単位区間は、地盤条件、盛土条件および対策工法などの各種条件が同一の区間である。

各施工単位区間ごとに1本の観測線を設けて、次節に示す動態観測を行ないながら、その結果をもとにした安定管理によって盛土施工を進めていった。

6. 動態観測

動態観測は、調査、設計時に予測した現象が実際に生じているかどうか、対策工法の効果はどうかをチェックし、予測し得なかった挙動が生じた時には、速やかにその原因を追求し、それに対処することを目的として実施するものである。施工上から動態観測を必要とする項目を列挙すると以下のとおりである。

- (1) 盛土のすべりによる破壊の危険性の有無の判断
- (2) 盛土による周辺地盤の変状の把握と第三者への被害の予知と対策
- (3) プレロード取除き時期の決定および構造物(カルバートボックスなど)の上げ越し量の判断
- (4) 沈下の推定による必要土量の把握、盛土の上げ越し量の決定

表-1 札幌~岩見沢間の地層および地質

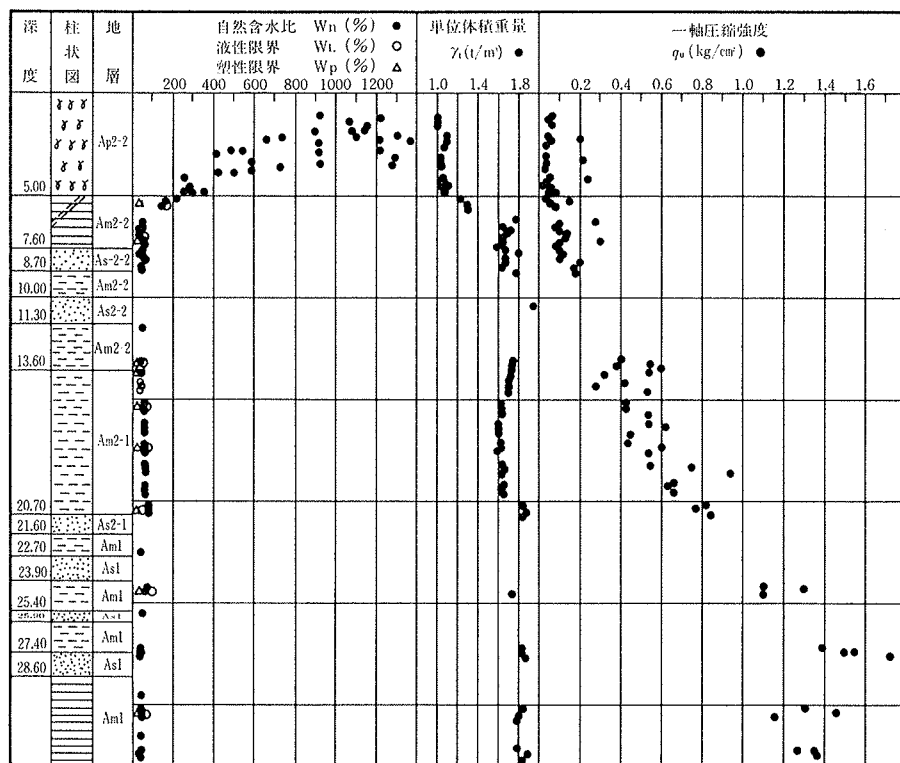
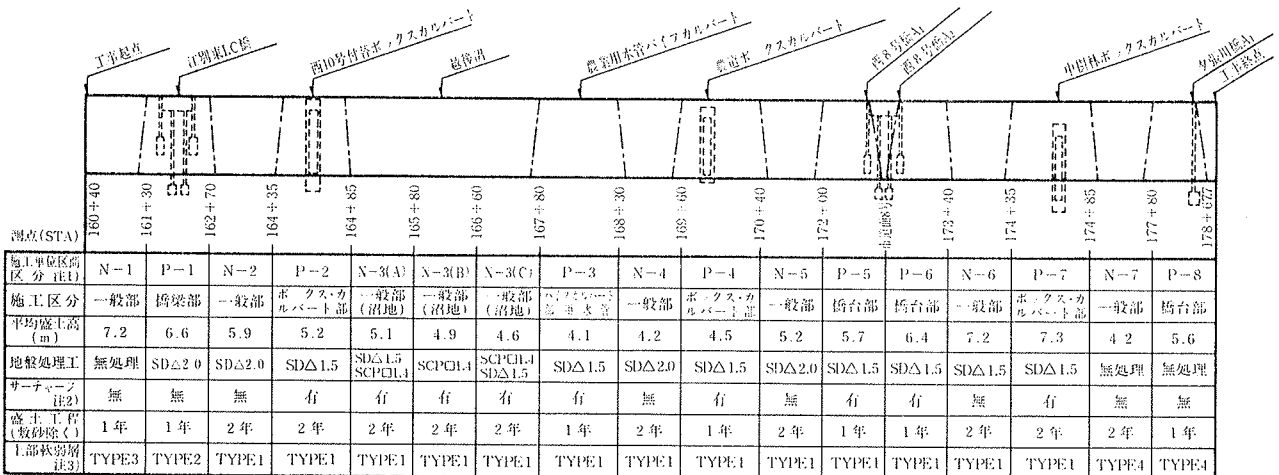


図-2 土性一覧図



注1) N:一般盛土部, P:プレロード部 注2) 「H=2m」:計測盛土高+2mのサーチャーン。「水抜き」:敷砂層から揚水して地下水位低下によりサーチャーン。
 注3) TYPE1:泥炭(3~5m厚い)+粘土+砂, TYPE2:泥炭(2m以下薄い)+粘土+砂, TYPE3:泥炭(部分的で薄い)+粘土+砂, TYPE4:石炭灰+泥炭(0~2m)+粘土+砂。

図-3 施工単位区間

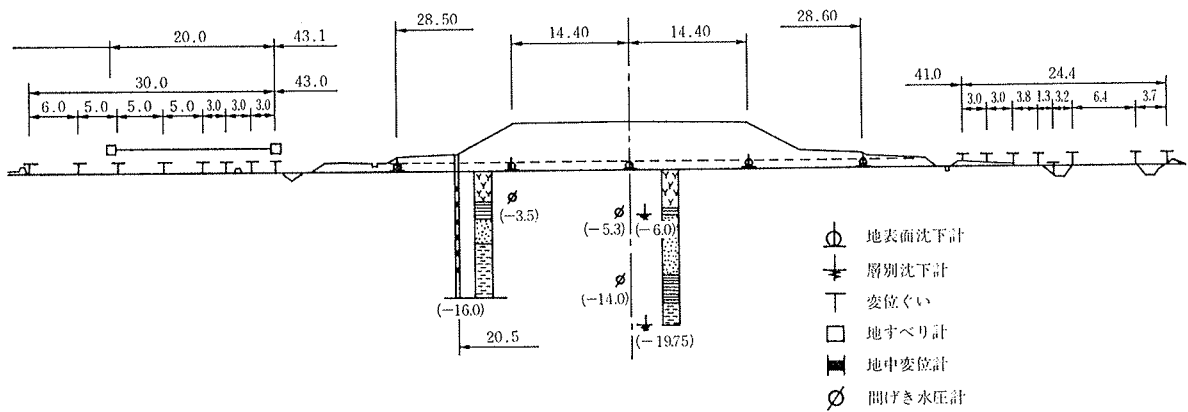


図-4 動態観測計器配置図

上記目的の達成のため、各施工単位区間の観測線ごとに表-2に示す計器を、図-4に示すような要領で配置した。観測頻度は表-2に示すとおりである。

図-5は、後述する安定管理上、最も重要な指標となる盛土中央部の地表面沈下量と法尻部の側方変位量の経時変化の観測結果の一例を示したものである。盛土施工の進行に伴って、沈下量、側方変位量とも急激に増大している様子が明らかである。

7. 安定管理

今回、施工管理のために用いた安定管理手法は表-3に示す4種類である。この表には、各手法で採用した不安定の判定基準値も併せて示しているが、これらの基準値は本工事に先立って行なわれた二つの試験工事で既に検討されたものである²⁾。

安定管理は、日々の観測結果をもとに上記の各管理図を作成し、判定基準値と比較することを基本とした。各

| 項目 | 観測計器 | 観測内容 | 観測頻度 | |
|----------|-----------|--------------------|-------|---------------------------------|
| | | | 盛土期間中 | 放置期間中 |
| 沈下測定 | 地表面沈下計 | 盛土下原地盤の鉛直沈下量の測定 | 1回/日 | 盛土完了後1箇月間 1回/日 " 1~4箇月間 1回/週 |
| | 層別沈下計 | 盛土下原地盤内各層の沈下量の測定 | 同上 | 同上 |
| 変位測定 | 変位ぐい | 盛土外周地盤の水平および鉛直変位測定 | 同上 | 盛土完了後1箇月間 1回/日 |
| | 地すべり計 | 盛土外周地盤の水平変位測定 | 同上 | 同上 |
| 埋込式地中変位計 | 埋込式地中変位計 | 地盤内の水平変位測定 | 1回/週 | 盛土完了後1箇月間 1回/週 |
| | 空気式開けき水圧計 | 地盤内の開けき水圧測定 | 1回/日 | 盛土完了後1箇月間 1回/日 " 1~4箇月間 1回/週 |
| 水位測定 | 水位計 | 同上 | 同上 | 同上 |

表-2 計器と観測頻度

管理値が判定基準値をオーバーした時(W_n表示:警告マーク)には、ただちに盛土を中止し、その原因が盛土

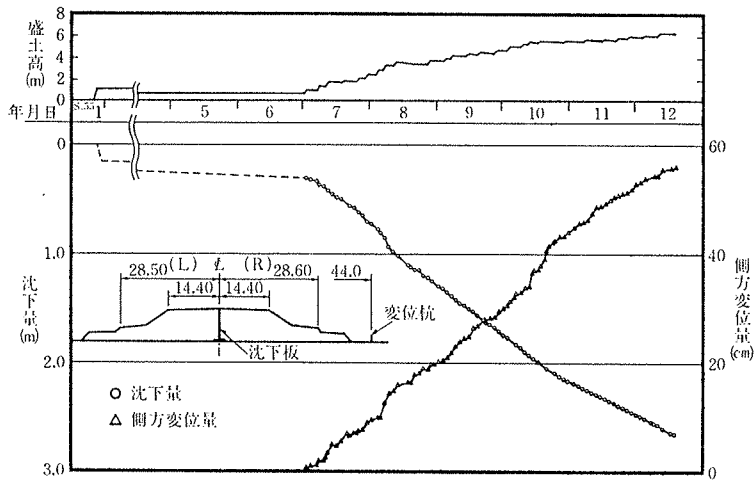


図-5 地表面沈下と側方変位 (P-5)

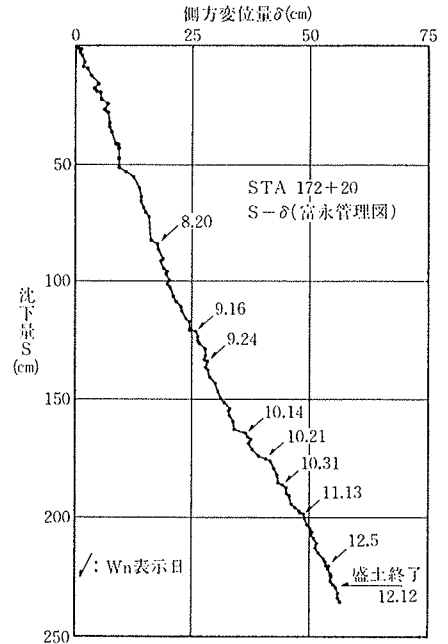


図-6 S~δ 管理図 (P-5)

| 安定管理手法 | 不安定の判定基準 |
|--|--|
| S-δ法 (富永・橋本) | $\alpha_2 \geq 0.7$ または $\alpha_2 \geq \alpha_1 + 0.5$ |
| $\Delta\delta/\Delta t$ 法 (栗原・一本) | $\Delta\delta/\Delta t \geq 1.5\text{cm}/\text{日}$ |
| S-δ/S法 (松尾・川村) | $\delta/S \geq 0.6$ または $\delta/S \geq 0.1$ で $q/q_f \geq 0.95$ または $q/q_f \geq 0.8$ で $-1 \leq \alpha_3 \leq 1$ |
| $\Delta q/\Delta\delta$ -H法 (柴田・関口) | $\Delta q/\Delta\delta \leq 15\text{t}/\text{m}^2$ |

S: 沈下量, δ: 側方変位量, t: 時間, q: 荷重, H: 盛土高さ

表-3 安定管理手法と判定基準¹⁾

荷重によるものだけであるのか、他の要素も絡んでいるのかを検討し、施工現場のチェック（法先部原地盤の盤ぶくれ、盛土のクラックなど）を照らし合わせ、さらに、地すべり計、地中変位計、間げき水圧計など、各種観測計器の測定結果を考慮し、その後の盛土の可否を判断した。

図-6～8は、今回の工事で最も多くの W_n 表示が出た P-5 地点の管理図である。ここでは、前述の4種類の管理手法のうち、実際の運用上特に有効であった $S \sim \delta$ 、 $\Delta\delta/\Delta t$ 、 $S \sim \delta/S$ 法の結果を示している。

この盛土では合計26回 W_n 表示が出たが、最も多いのは図-8に示す $S \sim \delta/S$ 法によるものである。この傾向は、沈下が進む盛土後半において特に顕著である。このように盛土施工中に W_n 表示が多発する時には、その原因および状況を適確に把握し、速やかに対策を講じる必要が

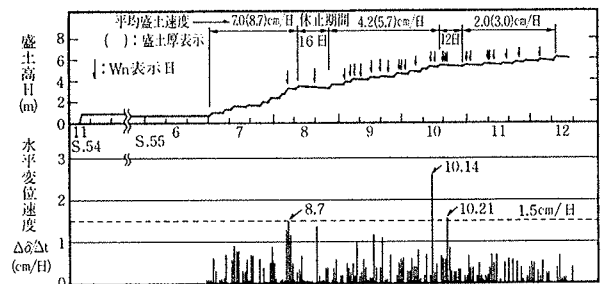


図-7 $\Delta\delta/\Delta t$ 管理図 (P-5)

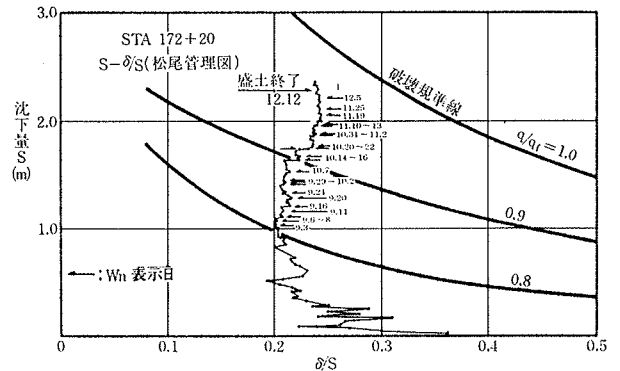


図-8 $S \sim \delta/S$ 管理図 (P-5)

ある。表-4は当工事での実施例を示したものである。

管理図上で W_n 表示が出た場合には、とりあえず盛土を休止して変位の収束を待たねばならないが、その後、盛土の再開が可能なのかどうかの判断は非常に難しい。そこで、当工事では、図-9、10に示す過剰間げき水圧と地中変位の計測結果を基に、以下に示す検討を行なった。

| 年月日 | 盛土高 (進捗率) | Wn表示 | | | 原因および状況 | 対策 |
|-----------------------------|-----------------------------------|-------------|-------------------------|---------------|--|---|
| | | S- δ | $\Delta\delta/\Delta t$ | S- δ/S | | |
| 55.8.7 | 3.27m (54%) | | ○ | | 施工の不手際で盛土厚1層57cmとなったためと思われる。S- δ 管理図でも折点が確認されたが $a_2=0.68<0.7$ であった。盛土高で全体の50%を超え、初めてのWn表示となった。 | 1層の盛土厚30cmの厳守。 $\Delta\delta$ が小となるまで放置。 盆体をはさんで、2週間程度盛土休止期間を確保した。 |
| 55.8.20 | 3.41m (57%) | ○ | | | 盛土休止期間で直接の原因は不明である。前日の降雨が41%あり、法尻変位ぐいは泥炭上に設置しているので、その影響が出たとも思われる。 | 盛土休止期間中であり、管理図で動きを追跡。 |
| 55.9.3 } } 55.9.11 | 3.61m (60%) 4.06m (67%) | | | ○ | S- δ/S 管理図で $q/q_1>0.8$ となり不安定な状態で、Wn表示が継続して出るようになった。準備排水溝の盤ぶくれが目立ってきた。又、D.T走路は変位ぐい脇の側道を使用していたが、その影響も考えられた。 | D.T走路の切替えをしたが変位は継続していた。 盛土は観測結果を見ながら続けた。 |
| 55.9.16 } } 55.10.7 | 4.29m (71%) 4.96m (82%) | ○ | | ○ | $q/q_1=0.85\sim 0.90$ の範囲で盛土高は70~80%程度。不安定な状態のもとで、Wn表示も継続して出た。 $\Delta\delta_{max}=12\%$ | 現場チェックでは急激な状態変化が認められなかった。Wn表示は継続していたが、管理図上で極めて不安定な動きとはならなかったので、盛土サイクルを維持した。盛土施工中は観測班が盛土および周囲の状況をチェックした。 |
| 55.10.14 } } 55.10.22 | 5.38m (89%) 5.44m (90%) | ○ | ○ | ○ | 南3線大排水路および準備排水溝で盤ぶくれが顕著になり、排水勾配確保のため50cm前後の庭ざらえをした。これが直接の要因となり変位が続いた。 $\Delta\delta_{max}=26\%$ | $\Delta\delta$ が大ですべりの要因ともなるのでしばらく休止、次回の盛土より1層20cmの施工とした。 又、地すべり計を増設し、施工中および施工後の動きを観測した。 |
| 55.10.31 } } 55.12.5 | 5.51m (92%) 6.05m (100%) | ○ | | ○ | $q/q_1=0.92\sim 0.96$ と破壊規準線へ近付いてきて極めて不安定な状態にあった。 $\Delta\delta$ は5%前後であった。 | 1層の盛土厚20cm(2.0cm/目の盛土速度に抑止)地すべり計の観測により盛土中に異常な動きがあれば、(δ/H の増大)すぐに盛土中止、載荷撤去できるような体制で盛土した。 |

表-4 安定管理とそれに基づく対策の実施例 (P-5)¹⁾

一般に、盛土荷重によって基礎地盤に局部的な破壊が生じると、 $\Delta u \sim q$ の関係に折点が現われ、 $\Delta u = q$ の直線と平行に Δu が急激に増加することが知られている。ところが、当地点では、図-10で最も側方変位量の大きい泥炭層の Δu が、図-9に示すように比較的安定した挙動を示していた。その結果、盛土再開も可能であると判断することができた。このように、盛土途中で W_n 表示が頻繁に現われる場合には、間げき水圧や地中変位の動きも加味した総合的な判断が必要となる。

謝辞

この報告をまとめるにあたって多大の御配慮を賜った道路公団札幌建設局関係各位に謝意を表します。

また、今回の札幌〜岩見沢間の高速道路の計画、設計、施工について、道路公団札幌建設局に対し、昭和56年度

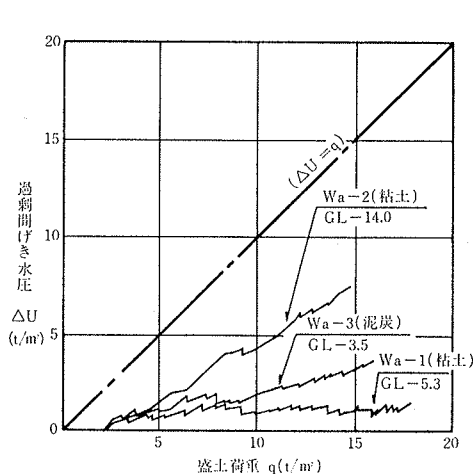


図-9 過剰間げき水圧 (P-5)

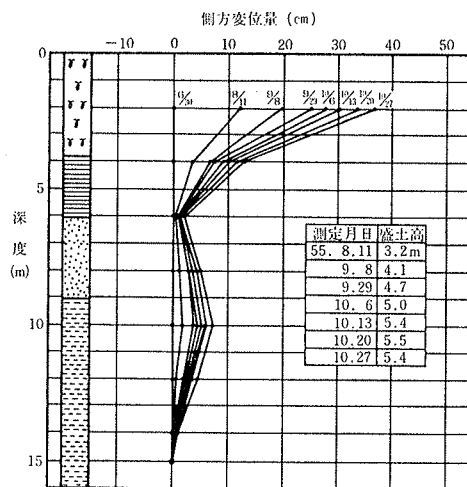


図-10 地中変位 (P-5)

の土木学会技術賞が贈られたが、工事の一端をになったものとして無上の喜びであったことを付記します。

参考文献

- 1) 栗原：軟弱地盤における道路盛土の情報化施工，土と基礎，Vol. 30, No. 7, (1982), pp. 55~62
- 2) 栗原，高橋：盛土基礎地盤の破壊予測に関する考察，第14回土質工学研究発表会講演集，(昭和54. 6), pp. 801~804