

高速道路における建設費と管理費を考慮した軟弱地盤対策工法の事後評価

高橋朋和¹・川井田実²・土谷和博³・新井新一⁴

¹正会員 奥村組土木興業株式会社（〒105-0013 東京都港区浜松町2丁目6番2号）

²正会員 日本道路公団名古屋建設局亀山工事事務所（〒519-0153 亀山市西町558）

³正会員 日本道路公団北海道支社（〒004-8512 札幌市厚別区大谷地西5丁目12番30号）

⁴正会員 株式会社ダイヤコンサルタント東京支店（〒171-0014 東京都豊島区池袋3丁目1番2号）

従来、軟弱地盤対策工法は、建設時の経済比較のみで評価しているのが通常である。そこで道央自動車道（札幌 IC～岩見沢 IC）における供用後10年の時点での残留沈下データおよび維持補修の実績から、建設費と補修費のライフサイクルコストで軟弱地盤対策工法の評価を行ったものである。残留沈下量に起因する補修費については、当区間における供用後10年間の補修費と残留沈下量の関係を導き、その推定を可能にした。その結果、当区間ににおいて、盛土構造は橋梁構造より著しく経済的であったこと、また盛土区間に採用した軟弱地盤対策工法の設計は妥当であったことが、検証された。

Key Words : soft ground, expressway embankment, soft ground treatments, residual settlement, construction cost, maintenance work, maintenance cost, lifecycle cost

1. はじめに

道路盛土の軟弱地盤対策工法の設計は、円弧すべり法により一定の安全率が確保され、かつ供用後の残留沈下量が一定値以下になるような対策工法の組み合せのうち、もっとも経済的なものを選定することが一般的な方法¹⁾とされている。結果として、残留沈下量を一定値以下に収めるべく、バーチカルドレンやサンドコンパクションパイルといった沈下促進あるいは沈下軽減効果のあるとされる地盤改良工法が採用されることが多い。

しかし、こうした地盤改良工法の沈下に関わる効果については、特に道路盛土などの事例を見るかぎり、改良した場合としない場合の沈下性状にはっきりした有意差が見られないことが多く²⁾、沈下促進のために地盤改良工法を採用することには疑問がもたれている。

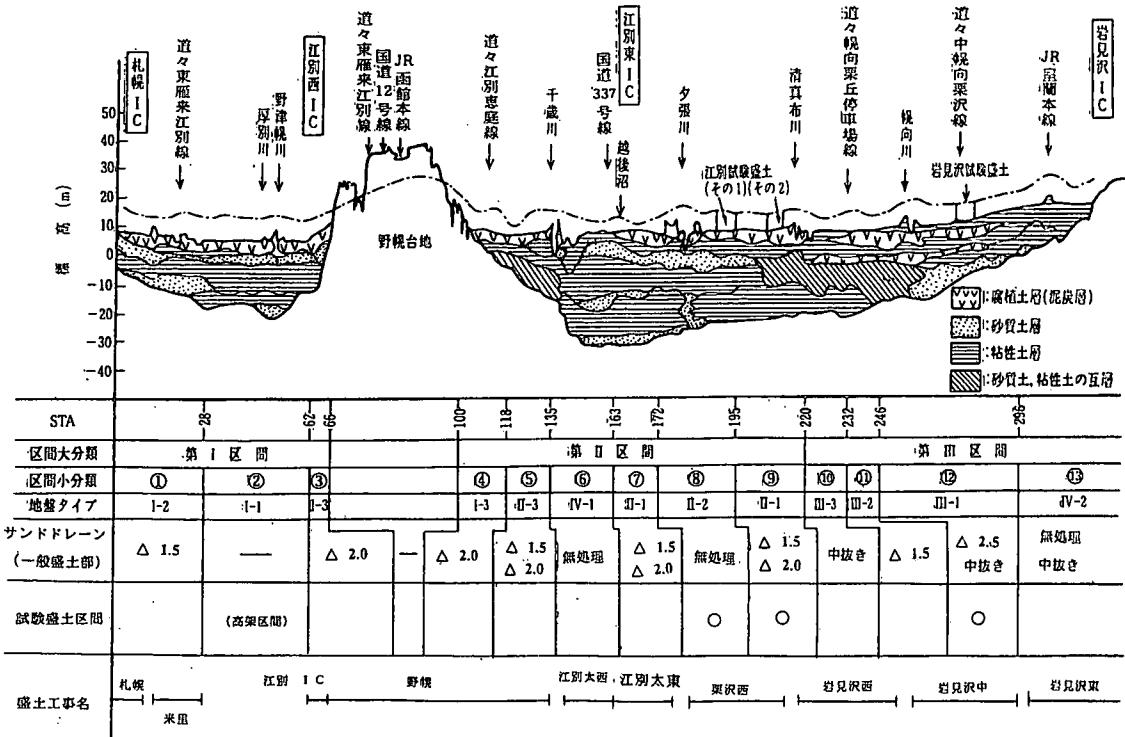
また、実際に生じている残留沈下に起因する支障に対しては、建設時での道路本体や施設の構造上の工夫と供用後の維持補修で対応可能である。道央自動車道（札幌 IC～岩見沢 IC）の軟弱地盤における高速道路盛土工事では、軟弱地盤対策工法は、盛土および地盤の安定上の必要性のみから選定し、残留沈下に対しては、いくつかの道路構造についての設

計・施工上の工夫をした上で、供用後の維持補修で対応することとした。

当該工事は、このような設計の基本的考え方を本格的に導入した最初の事例である。その結果は、「高速道路盛土の軟弱地盤対策工法の設計にあたり、残留沈下対策を目的とした地盤改良工法は採用しない」ことが日本道路公団設計要領³⁾に反映された。また建設時には、コンピュータによる現場計測の集中管理による情報化施工を行っており、大規模な軟弱地盤における高速道路盛土工事情報化施工の最初の事例となつた⁴⁾。

現在、供用後15年以上の年数が経過したが、残留沈下に起因する交通機能障害は起こっておらず、当区間の設計は、技術的を見てほぼ妥当であったと判断している。しかし建設から維持管理までトータルを見て、その経済性は検証されていない。従来、軟弱地盤対策工法の選定にあたっては、建設時の経済比較のみで検討されるのが通常であり、補修費まで含めたトータルコストでの検証は行われていない。

本論文は、道央自動車道（札幌 IC～岩見沢 IC）における供用後10年の時点での実測残留沈下データおよび維持補修の実績から、モデル区間について建設費と補修費のトータルコストを算出・比較し、軟弱地盤対策工法の評価を行ったものである。



注) 例えは「△1.5」は、1.5mピッチの正三角形配置、「中抜き」は本体のり面部のみ施工

図-1 検討区間の土質構成および地盤タイプ分類

2. 道央自動車道（札幌IC～岩見沢IC）の概要

道央自動車道（札幌 IC～岩見沢 IC）は、延長約 32km のうち台地部を除く 27.7km が軟弱地盤を通過し、このうち 18km が高さ約 5～9m 程度の盛土で建設されている。この区間の軟弱地盤は、国内でも最大規模の泥炭性の軟弱地盤である。その地盤構成は、図-1 に示したように、陸成の腐植土層と粘性土層から成る層厚約 5～20m の上部層、その下部に中間砂層を介在して、札幌 IC～江別西 IC 間の海性粘土および野幌台地～岩見沢 IC 間の陸性粘土から成る下部層となっている。含水比は、上部層の腐植土層で約 150～1000%，粘性土層は約 60～150% であり、下部層の粘性土層は約 40～60% である。当区間の軟弱地盤は、地形、地質、土層構成などの特徴から大きくは 3 つの区間に大分類できる。設計にあたっては、これをさらに表-1 に示すように 11 の地盤タイプに分類し、それによって当区間を 13 区間に区分した。

3. 軟弱地盤対策工法の設計

（1） 対策工法の選定の考え方⁵⁾

調査段階において、道路公団の軟弱地盤盛土工事

の既往例の検討から、泥炭地盤における盛土に適した軟弱地盤対策工法として、押さえ盛土工法、緩速施工法、バーチカルドレーン工法およびサンドコンパクションパイル工法が選定されたほか、場合によってはあり得る工法としてセメント混合パイル工法が選定された。

一方、北海道内では、道内の既往例から、パイルスラブ工法やパイルキャップ工法、安価な工法でサンドコンパクションパイル工法が常識的な工法との評価を受けていた。

当初は、全線にわたって橋梁構造ということも考えられたが、建設費という点では盛土構造が断然安価であったため、本線上で実物大の試験盛土を実施することとした。

その結果、盛土が建設可能であることが確認できたので、最終的に盛土構造での建設が決定された。

当区間における盛土の軟弱地盤対策工法の選定上の基本的な考え方は、つきのとおりである。

① 計画された工期内に安定確保ができる最も経済的な対策工を採用する。

② 残留沈下対策として地盤処理工法は採用しない。

このように当区間の軟弱地盤対策工法は、盛土の安定の面のみから選定されたが、盛土の安定上問題

表-1 地盤タイプ分類

タイプ	土層構成		区間 小区分
	上部層	下部層	
I - 1	泥炭+粘土(薄い)+砂	海性粘土(厚い)	2
I - 2	泥炭+砂	海性粘土(薄い)	1
I - 3	泥炭+砂	-	3, 4
II - 1	泥炭(厚い)+粘土+砂	粘土と砂の互層	7, 9
II - 2	泥炭(薄い)+粘土+砂	粘土と砂の互層	8
II - 3	泥炭+粘土(厚い)+砂	-	5
III - 1	粘土+泥炭+粘土+泥炭+粘土	-	12
III - 2	粘土(薄い)+泥炭+粘土+泥炭+粘土	砂と粘土の互層	11
III - 3	粘土(厚い)+泥炭	砂と粘土の互層	10
IV - 1	粘土(厚い)+砂	粘土と砂の互層	6
IV - 2	粘土(薄い)	-	13

となるのは、多くの場合、深さ10m前後までの上部層である。当区間の軟弱地盤を上部層に着目して分類すると、表層に泥炭層が分布している第一のグループ(I - 1, I - 2, I - 3, II - 1, II - 2, II - 3)、粘土層と泥炭層が互層になっている第二のグループ(III - 1, III - 2, III - 3)および通常の粘土層である第三のグループ(IV - 1, IV - 2)に分けられる。第一グループの代表地盤としてII - 1タイプおよびII - 2タイプを選んで江別試験盛土(その1)、(その2)を、第二グループの代表地盤としてIII - 1タイプを選んで岩見沢試験盛土をそれぞれ実施した。第三のグループのような粘土地盤については、施工例も多いことから試験盛土は実施していない。

(2) 試験盛土による対策工法の評価

盛土構造による高速道路の建設が可能かどうかを判断するとともに、盛土の施工に伴う地盤の挙動、盛土の安定に対する各種処理工の効果および施工方法の検討を行い設計施工の指針を得るために、当区間

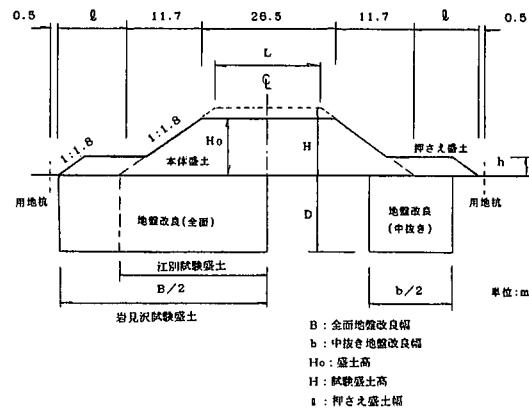


図-2 標準盛土横断図

の代表的な土層構成の地点を3個所選定して、江別試験盛土(その1)、江別試験盛土(その2)および岩見沢試験盛土(以下、それぞれ江別1、江別2、岩見沢と略称する)を実施した。試験盛土区間の標準盛土横断図および諸元を図-2および表-2に示す。ここに、N:無処理、SD:サンドドレーン、SCP:サンドコンパクションパイル、CMC:セメント混合パイル、CBD:カードボードドレーン、である(以下、この略称を用いる)。表-2の岩見沢のSD1およびCBD区間の地盤改良の改良範囲Bは、本体盛土の下だけでなく押さえ盛土の下にまで及んでいる。また、岩見沢のSD2は、押さえ盛土の下にだけサンドドレーンを施工し、本体盛土の下は無処理のままの試験区間である(以下、このタイプの断面を「SD中抜き」と称する)。表-2において盛土施工の欄でケース1, 2, 3とあるのは、図-3に示すように盛土施工のパターンが違うことを示している。すなわちケース1は、440~610日で盛土を立ち上げた後、1000~1400日放置し、必要な上げ越しをしたケースである。ケース2は、500日程度で盛土を立ち上げた後、900日程度放置し、一定の高さを取り除いたケースである。ケース3は、計画高より低い高さで一旦盛土を完了(江別1のN2区間)あるいは中断(江別2のN区間)した後、1000日程度放置して所定の高さまで立ち上げ、さらに上げ越したケースである。なお江別2のN区間は、盛土高3.5mで破壊したので、その時点で盛土を中断し、そのまま放置して地盤の強度回復を待ち、本線工事において所定の高さまで盛り上げた。

試験盛土の結果を踏まえて、基本的に高さ8mまでは盛土構造とし、最適工法を、押さえ盛土工法、緩速施工法およびサンドドレーン工法とした。なお第一グループのI - 1タイプは、下部層に厚い鋭敏粘

表-2 試験盛土の諸元

区間	改良	地盤改良				計画盛土形状			盛土立ち上り時		盛土施工
		種別	仕様	改良範囲 B又は2b (m)	改良深さ D(m)	本体 盛土高 H_o (m)	押さえ 盛土高 h (m)	押さえ 盛土幅 l (m)	本体 盛土高 H (m)	本体盛土 天端幅 L (m)	
江別1	N1	無処理	—	—	—	6.5	2.0	7.80	7.33	23.51	ケース1
	N2	無処理	—	—	—	6.5	2.0	7.80	6.60	26.14	ケース3
	SD	サンドドレーン	正三角形1.8m	49.9	10.1	6.5	2.0	7.80	7.30	23.62	ケース1
江別2	N	無処理	—	—	—	6.5	2.0	7.80	6.05	28.12	ケース3
	SD	サンドドレーン	正三角形1.5m	49.9	11.5	6.5	2.0	7.80	8.63	18.83	ケース2
	SCP	サンドコンパクションパイル	正四角形1.5m	49.9	11.5	6.5	2.0	7.80	8.45	19.48	ケース2
	CMC	セメント混合パイル	置換率50%	41.4	11.5	6.5	2.0	7.80	7.40	23.26	ケース2
岩見沢	N	無処理	—	—	—	6.5	2.5	12.5	6.80	25.42	ケース1
	SD1	サンドドレーン	正三角形2.0m	69.3	13.0	6.5	2.5	12.5	7.29	23.66	ケース1
	SD2	サンドドレーン 中抜き	正三角形2.0m	35.0	13.0	6.5	2.5	12.5	7.15	24.16	ケース1
	CBD	カードボードドレーン	正三角形1.25m	69.3	13.0	6.5	2.5	12.5	6.51	26.46	ケース1

注) サンドドレーンは、 $\phi 40\text{cm}$ 、サンドコンパクションは $\phi 70\text{cm}$

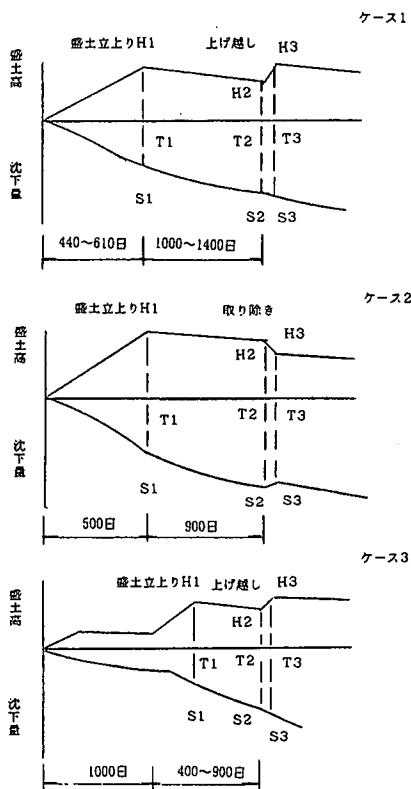


図-3 試験盛土施工パターン

土層が分布しており、検討の結果、高架構造とした。また第三のグループは、高さ10mまで盛土とした。

(3) 安定対策

まず側道、工事用道路、引き込み沈下、堆雪余裕などからの必要性、工法の効果の確実性および用地費の安さから、押さえ盛土工法を第一義的な工法として全線に採用することにした。さらに安定上必要な場合は、本体盛土の下に上部層を対象にサンドドレーン工法を施工することにした⁵⁾。

サンドドレーン工法については、試験盛土の結果から標準設計として、III-1タイプ地盤で $\Delta 2.5\text{m}$ 配置(一般盛土部)および $\Delta 2.0\text{m}$ 配置(プレロード部)、II-1タイプ地盤で $\Delta 1.5\text{m}$ 配置(一般盛土部、プレロード部とも)をまず決定した。次いでこの標準設計との対比から、地盤条件および盛土条件などに応じたサンドドレーン工法($\Delta 1.5\text{m}$, $\Delta 2.0\text{m}$, $\Delta 2.5\text{m}$, $\Delta 2.0\text{m}$ 中抜き, $\Delta 2.5\text{m}$ 中抜き)を決定した。一般盛土部のサンドドレーン配置の概要は、図-1に示したとおりである。なおプレロード部は、一般盛土部より先行する関係上盛土速度が速くなることから、配置(打設ピッチ)は原則として1ランクアップすることにした。例えば、一般盛土部が $\Delta 2.5\text{m}$ 配置ならば、プレロード部は $\Delta 2.0\text{m}$ とした。ただし、一般盛土部が $\Delta 1.5\text{m}$ の場合は、同じく $\Delta 1.5\text{m}$ とした。

(4) 残留沈下対策

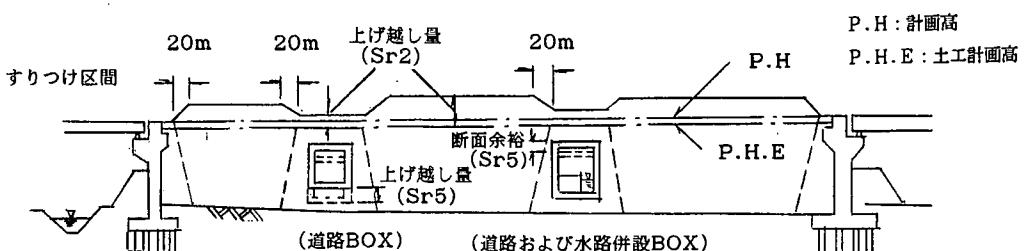
軟弱地盤上の道路盛土は、供用後に発生する残留沈下によって様々な支障が生じる。既往例から予測される支障と設計時の対応方針は、表-3のようにまとめられる。当区間では、残留沈下対策は、沈下を

表-3 予測される支障と対応方針

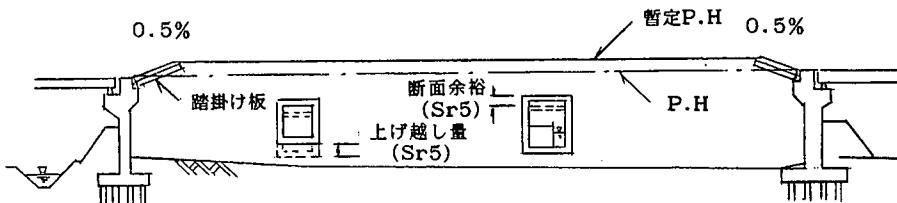
予測される支障		対応方針
盛土部	構造物取付部の段差	・長期沈下に起因する支障を吸収し得るよう、あらかじめ余裕ある構造としておく
	縦断線形の悪化	・補修の容易な構造としておく
	排水勾配の悪化	・補修の容易な構造としておく
C-Box部	断面不足	・可能な限り沈下を促進させておく(プレロード、十分な放置期間)

表-4 予残留沈下対策

対策箇所	残留沈下対策	施工の目安となる推定残留沈下量
盛土部	路面の上げ越し	土工竣工から供用後2年までの対象区間の平均沈下量(Sr2)
	幅員余裕	土工竣工から供用5年までの対象区間の平均沈下量(Sr5)
C-Box部	上げ越し(道路専用)	プレロード撤去時から供用後5年までの沈下量(Sr5)
	断面余裕量(道路水路併用、水路専用)	プレロード撤去時から供用後5年までの沈下量(Sr5)



(a) 土工竣工時の上げ越し形状



(b) 舗装時の上げ越し形状

図-4 盛土の上げ越し

想定した道路構造の採用と将来の維持管理で対処しえるとの見通しを立て、そのための設計、施工上の配慮を行うことにした。具体的には、盛土施工時の沈下データから将来沈下量を予測し、そこから求めた推定残留沈下量に応じて表-4に示す対策を実施した。なお橋台およびカルバートボックス（以下「C-Box」と表記）等の構造物に対しては、プレロードを実施した。表-4に示した残留沈下対策は、具体的には、次のとおりである。

a) 盛土の上げ越し

橋台間の路面を図-4に示したようになるように、土工竣工時は盛土材料、舗装時は路床材料の2回に

分けて、盛土を上げ越し将来の残留沈下を相殺する計画とした。

b) 盛土の幅員余裕

橋台取付部の供用後の段差修正によりアスファルト層の厚さが厚くなると、縦断修正による嵩上げ路面から盛土部へのすり付け長が長くなり幅員不足を生じるため、図-5に示した幅員余裕を確保し、幅員不足に対処する計画とした。

c) C-Box の上げ越し、断面余裕

C-Box部は浮き基礎とし、事前にプレロードを施工して沈下促進を図るが、それでも供用後の残留沈下によるC-Boxの沈下は避けられない。

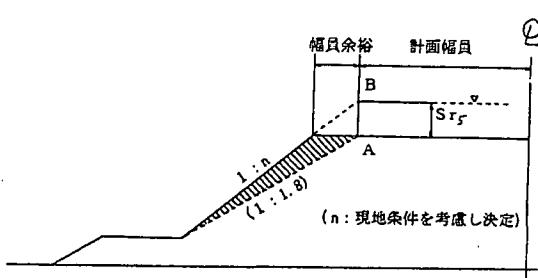


図-5 盛土の幅員余裕

残留沈下が発生すると道路専用C-Boxの場合,C-Box内の道路路面の嵩上げにより内空断面不足を生じる。また道路水路併用C-Boxあるいは水路専用C-Boxの場合,道路専用C-Boxと同様の内空断面不足に加えて,水路の断面不足を生じ道路が冠水することになる。

このような残留沈下対策として,道路専用C-Boxは上げ越しを行い,水路併用C-Boxあるいは水路専用C-Boxは,水路の通水のため上げ越しができないことから断面余裕を確保した(図-4参照)。

d) 暫定舗装

供用後予測される不同沈下とスパイクタイヤによるわだち掘れの補修等を考慮して,表層(5cm)を施工しない暫定舗装で供用し,最初の縦断線形修正時に表層をオーバーレイする計画とした。

e) その他

路面排水施設や防護柵を補修しやすい構造としたほか,橋台取付部に踏掛け板を設置した。

4. 供用後の残留沈下と補修

(1) 残留沈下とサンドドレーン効果

盛土開始から供用後10年までの全沈下量と供用から供用後10年までの残留沈下量との関係を図-6に示した。図から,全沈下量に対する供用後10年間の残留沈下量の割合を見ると,まずSDの場合はほとんどが10%以下となっている。

一部10%以上のものが見られるが,これらは図-1の第I区間のI-2タイプ地盤の区間のもので,ここでは用地等の事情により工程が遅れたため,急速盛土を実施し,他の区間より盛土工程が1年程度短くなったという事情がある。一方,無処理の場合は,ほぼ10%以上となっている。このうち20%以上のもの

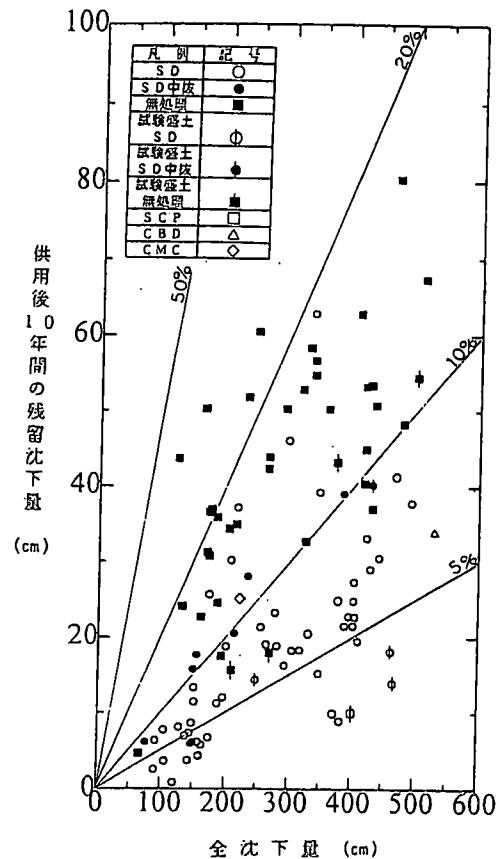


図-6 全沈下量に対する供用10年間の残留沈下量

のは,第II区間のSTA145+00～STA178+00の区間のもので,この区間は,上部層が4～9m程度に対して下部層の粘性土層が30mと厚く,SDは上部層のみであるため,下部層の残留沈下が大きく,他の区間にやや異なる傾向を示しているものと見られる。

またSD中抜きの場合は,ほぼ10%程度となっている。以上から,残留沈下量はSD区間の方がN区間よりも小さい傾向が明らかである。すなわち,サンドドレンによる沈下促進効果は,当区間においては,図-6に見られる程度の効果が認められる。

(2) 補修

a) 段差修正(橋台およびC-Boxの取付部)

段差修正は,残留沈下によって橋台およびC-Boxの取付部に生じた路面の段差を緩和するために実施される。

実施の目安は,橋台取付部の場合は,すり付け勾配が0.5%以上になったとき,C-Box取付部は,段差が15mm以上になったとき,とした。

段差修正は,図-7に示したように,段差部にアス

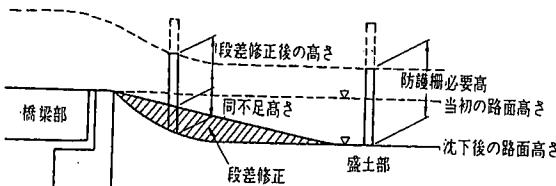


図-7 段差修正

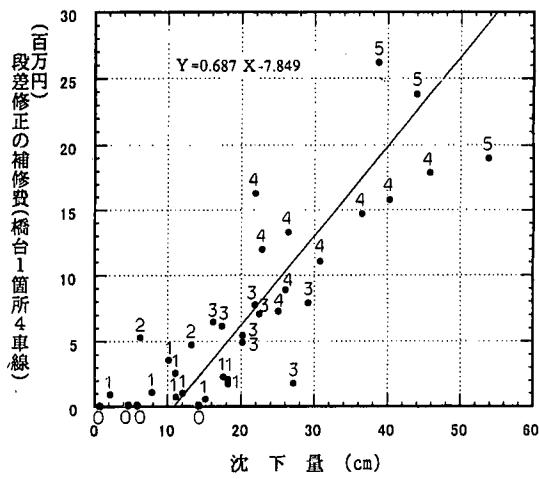


図-8 段差修正費と残留沈下量の関係(橋台部)

ファルト表層材を施工し、同時に防護柵の高さ不足や排水施設の補修も実施した。供用後10年間の橋台取付部の段差修正費と盛土部の残留沈下量の関係は、図-8に示したとおりである。段差修正費は、橋台1箇所4車線当たりのものである。図中の数字は補修回数であり、残留沈下量の大きい箇所は補修回数も多く、掛かった費用も多い。

段差修正費と残留沈下量は、ほぼ比例関係にある。またC-Box取付部の段差修正費と残留沈下量との関係は、図-9に示したとおりである。段差修正費は、C-Box片側4車線当たりのものである。図-9によれば、C-Box取付部の段差修正費は、残留沈下量とほとんど関係がない。当区間のC-Boxは基礎がないため、C-Box取付部の段差は、近傍の盛土部とC-Box部の荷重差による沈下差によって生じるが、C-Boxの土被り厚さが大きいと路面に現れる段差が緩和されることが考えられる。

そこで図-10に、C-Boxの土被り厚さと残留沈下量との関係を示した。図によれば、一部例外もあるが、土被り厚さがおおむね1.0mより小さいと段差修正が行われているようである。

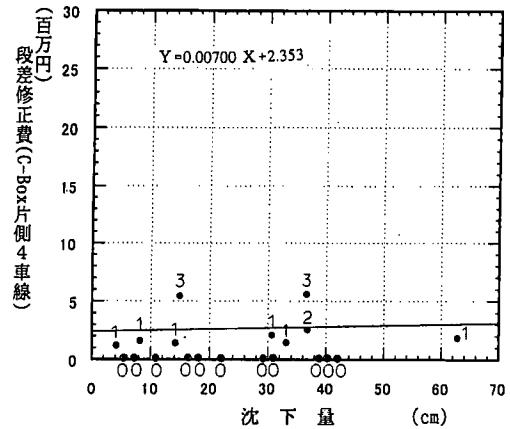


図-9 段差修正費と残留沈下量の関係(C-Box部)

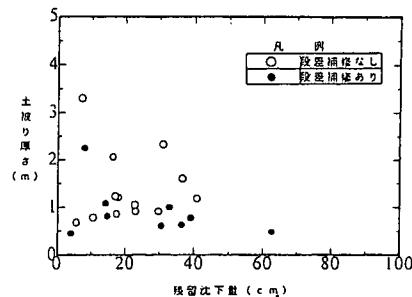


図-10 土被り厚さと残留沈下と補修の有無

b) 縦断線形修正

盛土部の残留沈下量がある程度以上に大きくなると、路面の縦断線形が規定値を逸脱し、段差修正だけでは対処し切れなくなる。

そこで一定の範囲で縦断線形の修正が行われる。縦断線形の修正は、当初の線形に戻すのではなく、現況にフィットした線形にすることとし、当区間の設計速度100km/hに対する最小縦断曲線半径の絶対最小値（凸形曲線半径6,500m、凹形曲線半径3,000m）に抵触しないような線形を設定した。最初の縦断線形修正は、暫定舗装から完成舗装に移行する供用後6年目に併せて実施した。この補修は、アスファルト表層材によるオーバーレイを伴うため、路面の嵩上げを行うことになり、車道部が高くなる。このため二次的な補修として、防護柵等の嵩上げ、排水構造物の嵩上げおよび排水勾配の確保が同時に行われた。縦断線形修正の例を図-11に示す。

供用後10年間の縦断線形修正費と補修範囲内の盛土部の最大残留沈下量との関係は、図-12に示し

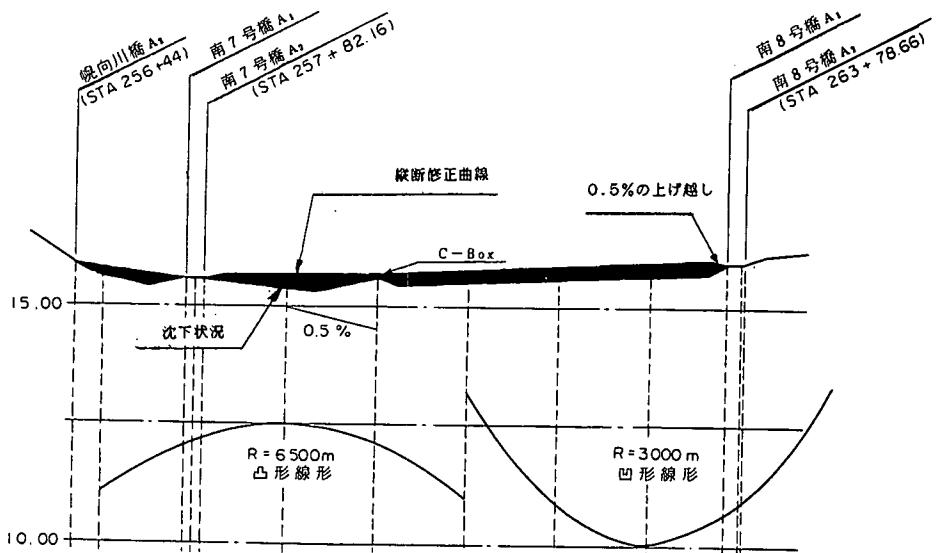


図-11 縦断修正の例

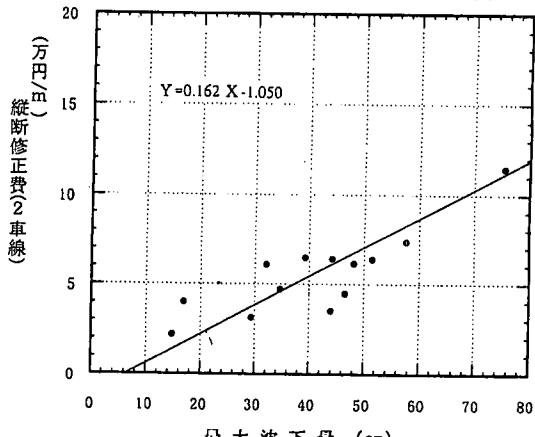


図-12 縦断線形修正費と最大残留沈下量の関係

たとおりである。縦断線形修正費は、補修延長1~2車線当たりのものである。実績によれば縦断線形修正は、すべて橋台取付部と盛土部の段差に起因するものであり、最大残留沈下量が30cm未満の場合は補修延長は200m程度、すなわち橋台と最初のC-Boxの間で収まっているが、30cm以上の場合は補修延長は最初のC-Boxを越えて次のC-Boxにまで、つまり400m程度まで及んでいる(5.2.1参照)。これは、実際に補修を行う場合、最小縦断曲線半径の制限があることと、補修は橋台とコントロールポイントになる構造物の間で行われるのが普通であることによる。

5. トータルコストによる評価

(1) 盛土と橋梁の比較

当区間では、基本的には盛土構造が採用され、その

表-5 盛土と高架橋のトータルコスト比較

(単位: 万円/m)

	用地費	工費	集中管理費	小計	補修費 (11年間)	トータル コスト
盛土	27.9	142.6	1.3	171.8	13.0	184.8
高架橋	9.1	339.6	—	348.7	5.8	354.5

軟弱地盤対策工法は、通常、泥炭地盤で用いられているものにくらべて、建設費はかなり安いものであった。当然、橋梁にくらべても建設費は著しく安かった。そこで、補修費まで加えたトータルコストで比較した場合を検討した。

表-5は、「北海道縦貫自動車道函館名寄線工事実施計画明細書(第8回変更)」、北海道札幌市広島町字大曲から岩見沢市東山町まで、平成7年11月、日本道路公団から抜粋した盛土部と高架部の用地費、建設費、補修費の比較表である。

一般に軟弱地盤を回避するために採用されるのは高架橋であるから、盛土との比較としては、高架橋の費用を採用した。

また用地については、道路の幾何構造は、第一種3級Bであり、盛土、高架ともに両側に用地余裕幅0.5mをとっている。盛土は、高さ7m、のり面勾配1:1.8、押さえ盛土幅10mとした。さらに補修費は、供用後11年間の累計額から求めている。

表-5から、当区間で採用した盛土構造は、建設費と補修費を合わせたトータルコストで橋梁構造と比較しても、著しく安価であったことが分かる。

$$\text{トータルコスト} = \Sigma \text{建設費} + \Sigma \text{補修費} \quad (1)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \Sigma \text{建設費} &= \text{用地費} + \text{盛土工費} (\text{押さえ} \\ &\quad \text{盛土含む}) + \text{地盤改良工費} \\ &\quad + \text{盛土上げ越し工費} + \text{盛土} \\ &\quad \text{幅員余裕工費} + C-Box \text{工費} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\Sigma \text{補修費} = \text{橋台取付部段差修正費}$$

$$+ C-Box \text{取付部段差修正費}$$

$$+ \text{縦断線形修正費} \quad (3)$$

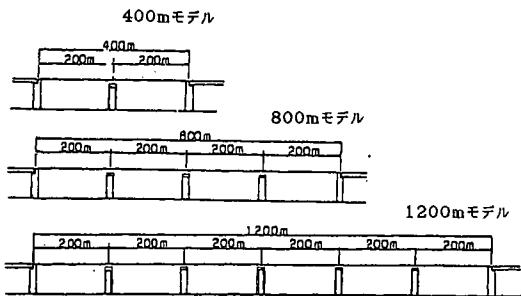


図-13 評価モデル

(2) 盛土区間の軟弱地盤対策工法の評価

a) 評価の考え方と評価モデル

次に、当区間の盛土部における軟弱地盤対策工法をトータルコストによって評価する。そのためには、厳密には同一地盤条件で対策工法を変えて施工した比較データが必要である。しかし、それは実際にはあり得ない。

そこで地盤条件がほぼ同一で、しかも 対策工法を変えて施工されており、なおかつ供用後の残留沈下が計測されている3つの試験盛土を取り上げ、各工法のデータを用いて、当区間の盛土部の評価モデルについての各工法ごとの仮想のトータルコストを算出し、それらを比較することで評価することとした。当区間の路線は、各所で河川や道路を横断しているため、盛土部は、おおよそ200~1500m間隔の橋台に挟まれており、その中に100~400m（平均200m）間隔でC-Boxが設置されている。

図-13に示したような3つの評価モデルを想定し、両端に橋台、中間にC-Boxが200m間隔にあるとした上で、試験盛土の各工法がそれぞれこのモデル区間に全面的に採用されたと仮定してトータルコストを算出した。

なお試験盛土は、本線盛土に対して施工期間（盛土開始から供用までの期間）が長いため、一般的に残留沈下が小さく、無処理に有利に働くことになる。したがってこの点は、総合的評価において考慮する必要がある。

b) トータルコスト算出条件

トータルコストを比較検討する試験盛土の補修費の算定の基礎になるデータを表-6に示す。

供用後10年までのトータルコストは、次式のように表される。

ここに、

$$\begin{aligned} \Sigma \text{建設費} &= \text{用地費} + \text{盛土工費} (\text{押さえ} \\ &\quad \text{盛土含む}) + \text{地盤改良工費} \\ &\quad + \text{盛土上げ越し工費} + \text{盛土} \\ &\quad \text{幅員余裕工費} + C-Box \text{工費} \end{aligned} \quad (2)$$

なお建設費には、舗装費、現場計測工費および集中管理工費もあるが、これらは各工法に共通であり、ここでは相対比較ができればいいので計上していない。また補修費は、図-8、図-9、図-12に示した実績データの相関関係を用いて、供用後10年間の残留沈下量から算出した。また、以下の計算に用いた各種の単価は、「北海道縦貫自動車道函館名寄線工事実施計画明細書（第8回変更） 北海道札幌市広島町字大曲から岩見沢市東山村まで 平成7年11月 日本道路公団」によれば、用地費=4,000円/m²、盛土材=700円/m³、上部路床材=2,600円/m³、サンドマット材=2,300円/m³、SD=1,000円/m、SCP=3,800円/m、CMC=10,000円/m³、CBD=600円/m、C-Box鉄筋コンクリート=28,000円/m³である。

c) 建設費の算出

1) 用地費

用地費は、盛土断面の敷幅の両側に0.5mの余裕幅を加えた用地幅と用地単価から算出した。

2) 盛土工費（押さえ盛土含む）

盛土工費は、表-2に示した諸元と表-6に示した盛土完了時の沈下量から沈下土量を含めた盛土量を求めて算出した。沈下土量は、押さえ盛土部は小さいものとし、本体盛土部のみ算出した。

沈下土量は、本体盛土中央部の沈下量をS、本体盛土のり肩部の沈下量を0.8Sとし、これらと本体盛土のり尻部を直線で結ぶ多角形から算出した。使用材料は、盛土材およびサンドマット材（厚さ1m）である。

3) 地盤改良工費

地盤改良工費は、表-2に示した諸元より算出した。

4) 盛土上げ越し工費

本線盛土の施工では、橋梁と橋梁の間で、土工竣功から供用後2年までの推定沈下量相当分だけ盛土計画高より上げ越した。

上げ越しには、上部路床材を用いた。しかし試験盛土の場合は、図-3に示したようにいろいろな盛り

表-6 費用算定の基礎データ

(単位: cm)

試験盛土	区間	盛土	上 げ 越 し量 (ま たは取 り除き 量)	土工竣 功か ら 供用後 5年 まで の沈下 量)	供用後 10年間 の残留 沈下量	供用後 20年間 の予測 残留沈 下量
		完了時 の沈下 量 S1	S3-S2			
江別1	N1	164	49	9.7	17.9	23.1
	N2	146	70	7.7	15.6	18.2
	SD	162	65	4.9	14.3	17.0
江別2	N	350	44	70.9	54.4	75.1
	SD	368	-195	22.3	13.9	19.6
	SCP	322	-158	15.0	10.0	13.0
	CMC	98	-70	29.1	25.1	34.1
岩見沢	N1	223	30	63.7	43.2	61.9
	SD1	336	25	23.1	18.1	25.4
	SD2	239	35	58.2	40.2	61.5
	CBD	354	172	69.8	33.9	50.2

方をしているため、上げ越しについては本線盛土のようにはなっていない。例えば、江別2のSD区間とSCP区間は8m以上まで盛土したため、土工竣工前に必要な盛土高(盛土計画高+必要上げ越し量)まで盛土を取り除いている(結果的に除去した盛土荷重分がサーチャージになっている)。

したがって、ここでは、試験盛土の各区間ごとの実際の盛土工程に従って、一旦所定の盛土高まで施工を完了した後に上げ越した、あるいは取り除いた工費(江別2のSD区間とSCP区間は、取り除き工費)を計算した。

取り除きの場合は、必要な盛土高より30cm余分に取り除き(取り除き工費単価=300円/m³)、30cmの上部路床材を施工した。

5) 盛土幅員余裕工費

本線盛土の施工においては、土工竣工から供用後5年までの推定沈下量に対応した必要な盛土の幅員余裕をとった。使用材料は、盛土材である。

しかし、表-6に示した土工竣工から供用後5年までの沈下量(実測値)の最大値70.9cm(江別2のN区間)に対応する幅員余裕幅は、図-5によれば片側1.08mとなり、これによる盛土幅員余裕工費は盛土工費の0.7%に過ぎない。

したがって、盛土幅員余裕による工費差は無視できるものとし、ここでは計上しないこととした。

6) C-Box工費

本線施工では、道路水路併用C-Boxは、プレロード

撤去時から供用後5年までの推定沈下量相当分の断面余裕をとったが、試験盛土ではプレロードを実施していない。

そこで検討モデルの道路水路併用C-Boxの必要内空断面余裕量は、表-6に示す土工竣工から供用後5年までの実測沈下量とする。

C-Boxは、道路専用、道路水路併設、水路専用という種類によって内空断面は様々である。

そこで平均的な内空断面を4m×4mとし、長さ27m、鉄筋コンクリート厚さ40cmとして、C-Boxの工費を計算すると1,517万円/基である。

表-6から、必要断面余裕を最大70cmとして工費の増分を計算すると、42万円/基となり、高々C-Box 1基の工費の2.8%に過ぎない。

そこで断面余裕による工費差は無視できるものとし、ここでは計上しない。

d) 補修費の算出

1) 橋台取付部段差修正費

図-8から橋台取付部1個所4車線当りの段差修正費Y(百万円)と盛土部の残留沈下量X(cm)との間には、 $Y = 0.687X - 7.849$ の相関関係がある。したがって各評価モデルの延長をL(m)とすると、モデル延長1m当りの橋台取付部段差修正費は、次式で求められる。

$$\text{橋台取付部段差修正費(万円/m)} = 2 \times (0.687X - 7.849) \times 100 / L \quad [\text{橋台2個所4車線}] \quad (4)$$

2) C-Box取付部段差修正費

図-9および図-10から、C-Box取付部段差修正費は、残留沈下量とは無関係で、土被り厚さによる。そこで、ここでは土被り厚さが十分大きいと仮定して、C-Box取付部段差修正費は計上しない。

3) 縦断線形修正費

図-12より、修正延長1m 4車線当りの縦断線形修正費Y(万円/m)と補修範囲の盛土部の最大残留沈下量Xとの間には、 $Y = 2 \times (0.162X - 1.05)$ の相関関係がある。したがって、橋台1個所当りの縦断線形修正の延長をZ(m)、各評価検討モデルの延長をL(m)とすると、モデル延長1m当りの縦断線形修正費は、次式で求められる。

$$\text{縦断線形修正費(万円/m)} = 2 \times (0.324X - 2.10) \times Z / L \quad [\text{橋台2個所4車線}] \quad (5)$$

ここで、4.(2), b)で述べた縦断線形修正の

表-7 トータルコストの比較表(供用後10年)

(単位:万円/m)

試験盛土	区間	建設費					補修費			トータルコスト		
		用地費	盛土(押さえ盛土・SM含む)工費	地盤改良工費	上げ越し工費	計	400mモデル	800mモデル	1200mモデル	400mモデル	800mモデル	1200mモデル
江別1	N1	26.6	35.5	0	3.4	65.5	5.9	3.0	2.0	71.4	68.5	67.5
	N2	26.6	33.6	0	4.8	65.0	4.4	2.2	1.5	69.9	67.2	66.5
	SD	26.6	35.4	18.0	4.1	84.1	3.5	1.8	1.2	87.6	85.9	85.3
江別2	N	26.6	37.8	0	3.0	67.4	30.3	22.9	15.3	97.7	90.3	82.7
	SD	26.6	43.1	29.4	3.8	102.9	3.3	1.6	1.1	106.2	104.5	104.0
	SCP	26.6	41.6	97.0	3.6	168.8	1.1	0.6	0.4	169.9	169.4	169.2
	CMC	26.6	34.1	238.0	0.6	299.3	10.7	5.4	3.6	310.0	304.7	302.9
岩見沢	N	30.4	39.5	0	2.1	72.0	22.8	17.4	11.6	94.8	89.4	83.6
	SD1	30.4	43.1	26.0	1.7	101.2	6.1	3.0	2.0	107.3	104.2	103.2
	SD2	30.4	40.6	13.1	2.4	86.5	20.8	15.8	10.6	107.3	102.3	97.1
	CBD	30.4	42.0	40.0	11.8	124.2	16.6	12.7	8.5	140.8	136.9	132.7

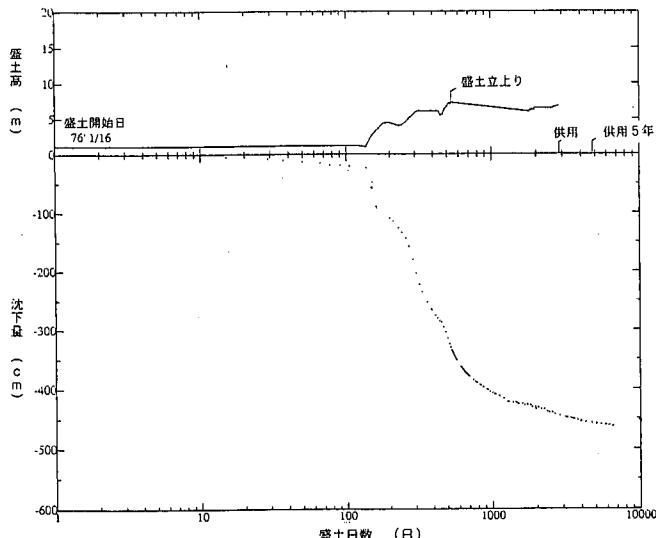


図-14 沈下曲線の例

補修範囲の実態から、盛土部の最大残留沈下量 X が、30cm未満の場合は $Z = 200\text{m}$ (橋台と最初のC-Boxの間) とし、30cm以上の場合は $Z = 400\text{m}$ (橋台と2番目のC-Boxの間) とした。ただし、400mモデルの場合で残留沈下量が30cm以上の場合、 $Z = 400\text{m}$ とすると補修範囲は橋台と橋台の間全部となるので、上式は次式のようになる。

$$\text{縦断線形修正費(万円/}\text{m}) = 0.324X - 2.10 \quad (6)$$

e) トータルコストによる評価

以上で算出した建設費と補修費から、各区間ごとのトータルコストを算出し、表-7に示した。表-7から次のことが分かる。供用後10年までのトータルコストの区間ごとの順位は、江別1の場合、N2 < N1 <

SD、江別2の場合、N < SD < SCP < CMC、岩見沢の場合、N < SD2 ≤ SD1 < CBDである。ただし、いずれの試験盛土の場合でも、トータルコストの区間ごとの順位は、モデルによって変化しない。

このように供用後10年までのトータルコストで評価すると、Nが最も経済的である。これは、供用後10年間の残留沈下量は、図-6あるいは表-6から分かるように、地盤改良した場合より無処理の場合の方が大きいが、それによる補修費の差が建設費の差を解消するまでには至っていないためである。今後もっと時間が経過した場合について検討する。そこで供用後20年間の残留沈下量を予測して、次にその時点でのトータルコストを比較する。供用後10年までの実測沈下データを時間の対数にプロットすると、図-14に示したように供用後10年に近い部分はほ

表-8 トータルコストの比較(供用後20年)

(単位:万円/m)

試験 盛土	区間	建設費	補修費		トータルコスト			
			400m モデル	800m モデル	1200m モデル	400m モデル	800m モデル	1200m モデル
江別1	N1	65.5	9.4	4.7	3.1	74.9	70.2	68.6
	N2	65.0	6.1	3.1	2.0	71.1	68.1	67.0
	SD	84.1	5.3	2.7	1.8	89.4	86.8	85.9
江別2	N	67.4	44.1	33.2	22.1	111.5	100.6	89.5
	SD	102.9	7.1	3.5	2.3	110.0	106.4	105.2
	SOP	168.8	2.7	1.3	0.9	171.5	170.1	169.7
	CMC	299.3	16.7	12.8	8.6	316.0	312.1	307.9
岩見沢	N	72.0	35.3	26.6	17.7	107.3	98.6	89.7
	SD1	101.2	10.9	5.5	3.6	112.1	106.7	104.8
	SD2	86.5	35	26.4	17.6	121.5	112.9	104.1
	CBD	124.2	27.5	20.8	13.9	151.7	145.0	138.1

ほぼ直線的になっている。その直線を20年まで外挿することによって、供用後20年間の残留沈下量を予測することができる。表-8は、こうして求めた予測残留沈下量に基づいたトータルコストの比較である。表から次のことが分かる。

供用後20年までのトータルコストの区間ごとの順位は、江別1の場合は、供用後10年までの場合と変わらない。江別2の場合は、400mモデルではNとSDが逆転し、800mモデルの場合も逆転はしないが差は非常に少ない。岩見沢の場合は、SD1とSD2が逆転している。

ところで、江別2のNの場合、高さ3.5mで破壊し、長期間放置されていた経緯があるが、今回この点の費用は計上していない。また、試験盛土は本線盛土より先行して施工された関係上、盛土完了から供用までの時間は本線盛土の場合より長く、本線盛土の場合のSDとNの供用後の残留沈下の差は、試験盛土の場合より大きいものと考えられる。したがって、試験盛土のデータを用いて行ったトータルコスト比較では、無処理のケースに有利となっていると考えられる。なお岩見沢のSD1区間は、押さえ盛土の下まで地盤改良しているが、もし本線盛土のように本体盛土の下のみ改良したとすると、地盤改良工費は26万円/mが18.7万円/mになる。この場合、沈下等のデータが変わらない、すなわち補修費は変わらないと仮定してトータルコストを算定すると、供用後10年まででは全てのモデルでSD1はSD2より安くなり、さらに供用後

20年まででは400mモデルでSD1はNより安くなる。実際には、これらの事情を割り引いて考えなければならないが、表-7、表-8は、結局のところ、盛土が立ち上がる最小限の対策を行えば、それがトータルコストで見ても安いということを示している。このことは、当区間での設計方針であった「対策工法は盛土の安定のみから決定し、残留沈下は補修で対応する」が妥当であったことを裏付けるものである。

6.まとめ

道央自動車道（札幌～岩見沢）の盛土区間の軟弱地盤対策工法は、「安定のみから決定し、供用後の残留沈下に対しては補修で対応する」という方針で設計され、施工された。供用後10年間の補修実績を踏まえて、当区間で実施された試験盛土の区間ごとのトータルコストを試算し比較検討した結果、当区間の設計方針はトータルコストから見ても妥当であったとの評価が得られた。

しかし、本論文は高速道路における建設費と補修費のトータルコストについて述べたもので、今後はさらに、橋梁と盛土の建設における工期の違い、管理における補修に伴う交通規制の頻度による渋滞等の走行性への影響、縦断線形の悪化による乗り心地等、費用便益まで考慮した総合的な評価が必要である。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針, pp.54～60, 1986.
- 2) 持永龍一郎：圧密による軟弱地盤改良効果について、土と基礎, Vol.20, No.8, 1972.
- 3) 日本道路公団：設計要領第一集 土工編, pp.180, 1983.
- 4) 栗原則夫, 高橋朋和：大規模な軟弱地盤における高速道路盛土工事の施工管理, 土と基礎, Vol.29, No. 3, pp.37～42, 1981.
- 5) 栗原則夫：泥炭地盤上の道路盛土、実例による土質調査－第一章一、土質工学会, pp.1～47, 1983.

(2000.11.2 受付)

LIFECYCLE COST POST-EVALUATIONS ON SOFT GROUND TREATMENTS WITH ACTUAL CONSTRUCTION AND MAINTENANCE COSTS

Tomokazu TAKAHASHI, Minoru KAWAIDA, Kazuhiro TUCHIYA and Shinichi ARAI

The paper analyzes the effectiveness of the applied treatments with reference to their actual lifecycle costs that are summations of actual construction and maintenance costs. The maintenance costs and residual settlements are collected for 10 years after the opening of Do-Oh Expressway for the section between Sapporo and Iwamizawa. Then, the relationship between maintenance costs and residual settlements has been analyzed and formulated. This study has also proved that the various treatments applied for the section are most effective ones and thus, far more cost effective than the alternative, i.e. construction of bridges on the soft ground section.