

# 敦賀バイパス沈下対策について

木村 龍之介

大和川河川事務所 工務課 (〒583-0001大阪府藤井寺市川北3丁目8番33号)

敦賀市樫曲地区の中池見湿地山麓を通過する一般国道8号敦賀バイパスでは、軟弱な腐食土層が分布するため盛土の沈下が生じている。過年度の地下水調査で、盛土基部の碎石層を通して山地から湿地への地下水流入を確認しており、地下水流の阻害・汚染等の水環境負荷が小さい沈下対策工法を検討した。路面高の経年変化と地質調査結果から沈下が収束傾向にあることを確認できたため、沈下対策として、既設のオーバーレイアスファルトを撤去し軽量材に置き換える舗装改良工法を選定し、工事費の縮減と地下構造改変・水汚濁等の課題を回避した。

キーワード 環境保全, 腐食土, 沈下予測, 沈下対策

## 1. はじめに

一般国道8号敦賀バイパスの樫曲地区は、中池見湿地の山麓部を盛土構造で通過している(図-1)。湿地表層部には腐植土が分布するため建設時から沈下が生じ、沈下抑制に軽量材(EPS)を用いた盛土構造で対策して供用を開始したが、供用開始後3年間で10~20cm程度の沈下が発生し、その後も沈下が継続して横断函渠接続部に不陸が生じる等、対策が求められている。一方、中池見湿地は、平成24年に越前加賀海岸国定公園に編入されるとともにラムサール条約にも登録され、湿地環境の保護が強く求められている。また、過年度の地下流水調査により、盛土基部の碎石層から山腹の沢水が湿地に供給されていることが確認され、道路盛土が水流を阻害していないことが判明した。このため、地下水流の阻害・汚濁等の湿地への負荷が小さく、沈下や函渠部の不陸発生に留意した対策工法の設計・施工について報告する。



図-1 位置図

## 2. 検討内容

まず、今後の盛土沈下量の把握を目的に、沈下に関する既往データを整理するとともに、現時点の路面高度を測量して、沈下量の経年変化を整理した。あわせて、地質調査・土質試験により、腐植土層の層厚・密度・自然含水比・圧密降伏応力について建設時からの変化を確認し、腐植土層が過圧密状態にあることを明確にした。これらの調査・整理結果に基づき、将来の沈下速度・沈下量を予測し、沈下対策工法を設定した。

## 3. 路面高の経年変化

### (1) 沈下の経緯

- ・平成元年7月から盛土開始  
 ⇒平成2年~3年で最大3m以上の沈下発生  
 ⇒対策工を検討し、EPSを用いた軽量盛土に変更
- ・平成8年3月に供用開始(暫定2車線)  
 ⇒平成11年までに、最大20cm程度の沈下発生(図-2)

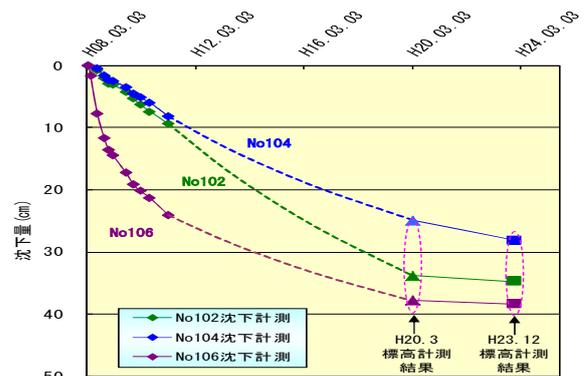


図-2 供用開始後の沈下曲線

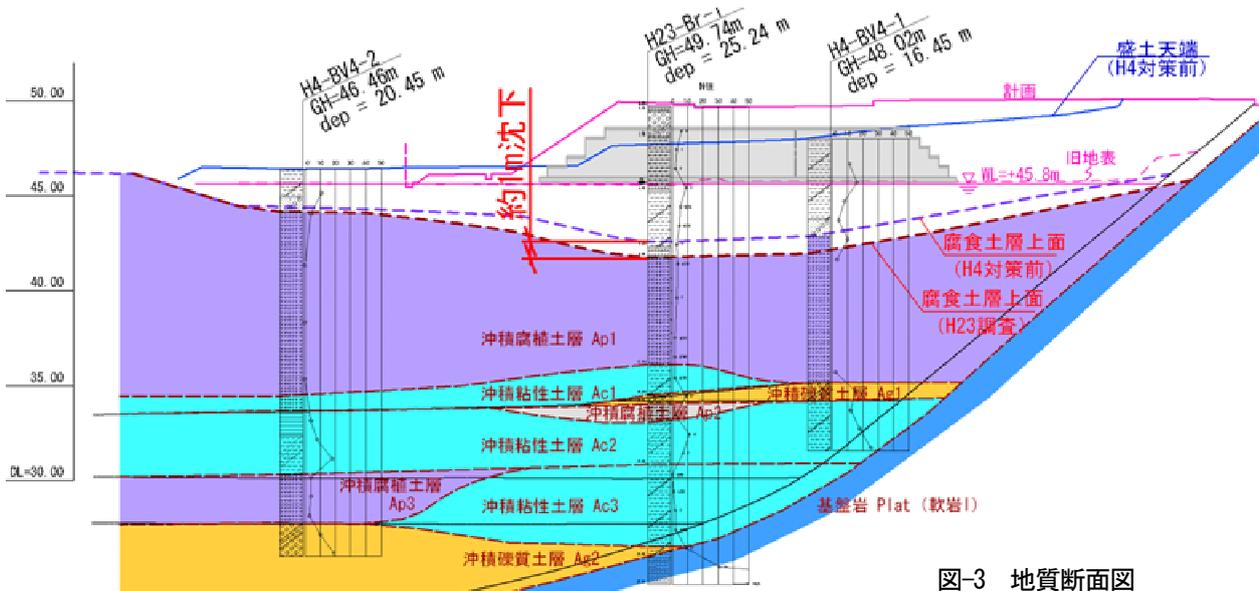


図-3 地質断面図

(2) 供用開始後の路面高の変化

平成20年3月の測量では最大40cm弱程度の路面高の沈下であった。ただし、平成23年12月の測量では平成20年の結果から沈下は大きく進行していなかった(図-2)。

4. 地質調査結果

沖積腐植土層 (Ap1) の層厚は、建設時から約1m圧密されていた(図-3参照)。また、腐植土層の圧密降伏応力が、EPS工法対策前から2倍程度に増大し、現上載圧を上回っていることを確認した(図4、表-2)。

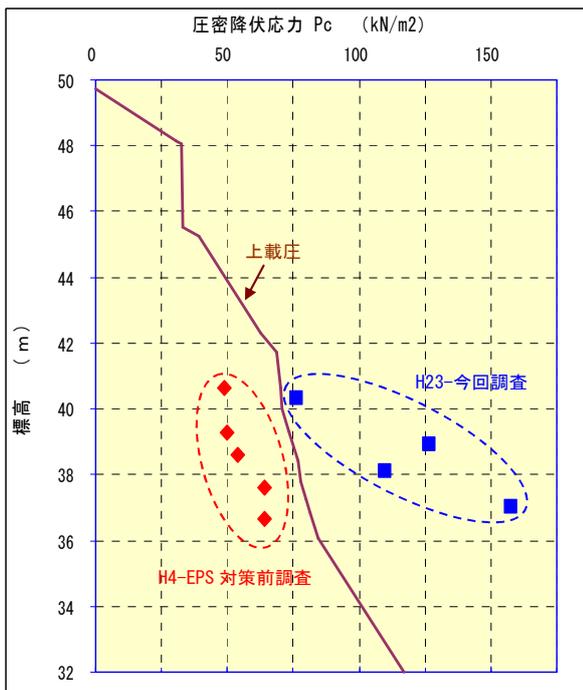


図-4 圧密降伏応力の深度分布

表-1 腐植土層の物理特性の対比表

採取地点	採取標高 (m)	湿潤密度 $\gamma_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	自然含水比 Wn (%)
H23-Br-1	40.32	0.999	1.622	449.9
	38.92	1.297	1.905	176.6
	38.11	1.086	1.996	152.6
	37.04	1.267	2.099	154.1
	平均値	1.162	1.901	233.3
H4-BV4-1 H4-EPS 対策前調査	40.62	1.114	1.821	288.0
	39.62	1.097	1.739	346.9
	38.62	1.116	1.990	283.2
	37.62	1.249	2.331	165.3
	36.68	1.330	2.365	125.0
平均値	1.181	2.049	241.7	

表-2 腐植土層の圧密特性の対比表

採取地点	採取標高 (m)	圧密降伏応力 $P_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	有効上載圧 $P_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	*過圧密度 OCR
H23-Br-1	40.32	76.5	70.3	1.09
	38.92	126.5	75.0	1.69
	38.11	109.7	77.4	1.42
	37.04	157.7	80.8	1.95
	平均値	117.6	—	1.54
H4-BV4-1 H4-EPS 対策前調査	40.62	49.0	75.3	0.65
	39.62	50.0	77.4	0.65
	38.62	54.0	79.5	0.68
	37.62	61.0	82.3	0.74
	36.68	64.0	85.8	0.75
平均値	55.6	—	0.69	

\*過圧密度  $OCR = P_c / P_0$

$OCR \geq 1.0$  : 正規~過圧密  $OCR < 1.0$  : 圧密未了

5. 将来沈下量の予測

(1) 沈下量の予測式

現況盛土地盤下に分布する腐植土層 (Pt) は、圧密の進行によって圧密降伏応力 ( $P_c$ ) が増加し、過圧密土であることが今回の圧密試験結果より明らかとなった。過圧密領域での腐植土層の沈下量について、「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル(平成23年3月)独立行政法人土木研究所寒地土木研究所」(以下: マニュアル) の、過圧密化された泥炭性軟弱地盤に対する沈下量の算定方法が

ある。

これによると、過圧密化された泥炭性軟弱地盤の二次圧密沈下量 $S_s$ は、下記の式で計算する。

$$S_s = C_{ai} \times H1 \times \log(t/t_s) \quad (1)$$

$$C_{ai} = R \times C_a \quad (2)$$

$$C_a = 3.3 + 0.0043W_n(\%) \quad (3)$$

$$OCR = (P_o + P_e + P_s) / (P_o + P_e) \quad (4)$$

ここに、

$S_s$  : 残留沈下量(cm)

$C_{ai}$  : 過圧密化した場合の二次圧密係数(%)

$H1$  : 圧密層厚(cm)

$t$  : 残留沈下量を計算する時間

$t_s$  : 二次圧密が始まる時間

$C_a$  : サーチャージを行わない場合の二次圧密係数(%)

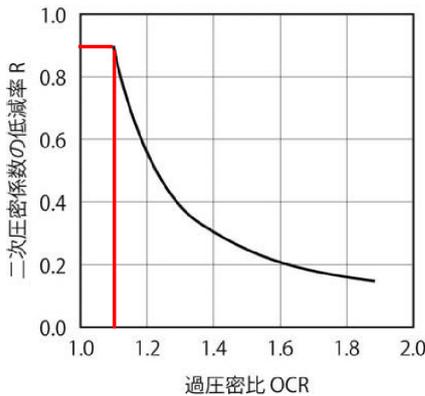
$W_n$  : 泥炭の自然含水比(%)

$R$  : 二次圧密係数の低減率であり、式(4)で定義される過圧密比 $OCR$ と図-5から決定する。

$P_o$  : 初期有効土被り圧(kN/m<sup>2</sup>)

$P_e$  : サーチャージ撤去後の盛土による応力(kN/m<sup>2</sup>)

$P_s$  : 撤去されるサーチャージ盛土による応力(kN/m<sup>2</sup>)



1) 図-5 過圧密比と二次圧密低減係数の低減率

(2) 沈下量の計算

沈下量の計算は、建設時の調査・計測やその後の軟弱地盤解析結果との対比が可能で、土質調査による地盤条件が明確なNo102 (EPS施工地盤) 地点を代表させた。

また、腐植土層の過圧密比は、残留沈下量が過小評価とならないよう、腐植土層の $P_c$ と有効上載圧の関係より、過圧密比:  $OCR_{min}=1.1$ を代表させ安全側に評価(残留沈下量を大きく見積もる方向)した。

あわせて、含水比最大の $W_n=449.9\%$ を用いた場合と、No105地点 (H23-Br-2) の含水比・層厚を用いて沈下量を計算した結果を下表-3、4に示す。

表-3 腐植土層の二次圧密係数 $C_{ai}$ の計算結果

区分	自然含水比 $W_n$ (%)	$C_a$ (%) ( $C_a=3.3+0.0043W_n$ )	R (図-5)	$C_{ai}$ ( $=R \times C_a$ )
No. 102	代表176.6	4.06	0.9 ( $OCR=1.1$ )	3.65
	最大449.9	5.23		4.71
No. 105	代表133.3	3.87	1	3.87
	最大381.3	4.94		4.94

表-4 長期残留沈下量の計算結果

区分	$C_{ai}$ (%)	圧密層厚 $H1$ (cm)	$C_{ai} \cdot H1$	$t_s$ (日)	残留沈下量 $S_s$ (cm)	
					5年後 9983日	10年後 11808日
No. 102	代表3.65	570	21	8158	1.8	3.3
	最大4.71				2.4	4.3
No. 105	代表3.87	700	27	8158	2.4	4.3
	最大4.94				3.2	5.8

この結果を、供用後の沈下曲線に加筆して整理したものを図-6に示す。

将来の沈下量は、5年で2cm程度、10年でも3~4cm程度以下と小さく、また、平成20年3月~平成23年12月の約4年間の沈下量と推定曲線はほぼ一致している。

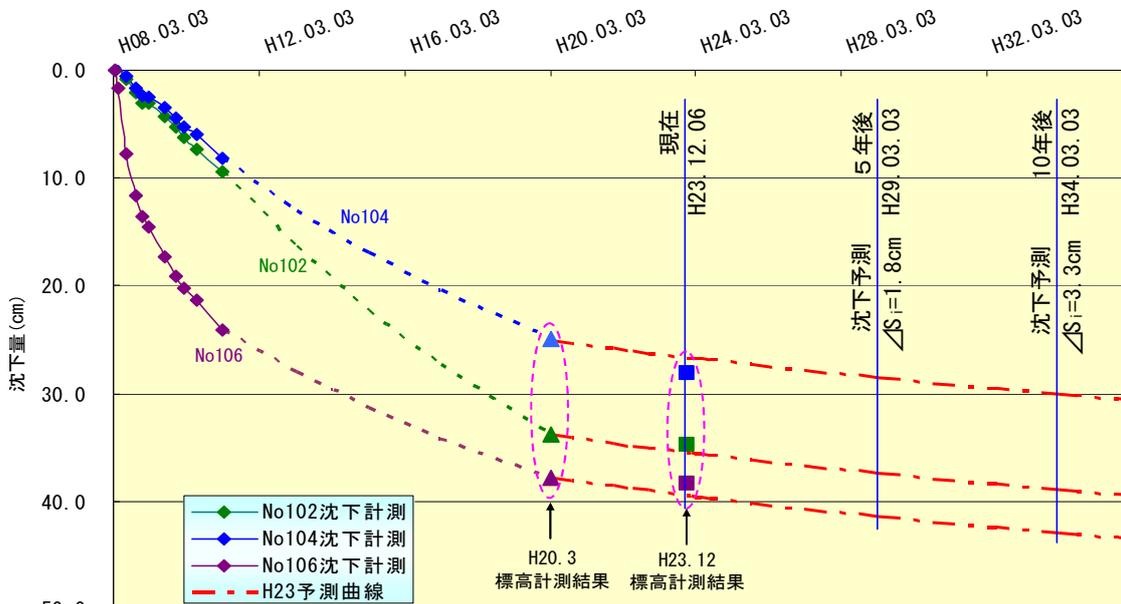


図-6 沈下曲線 (供用開始~将来予測)

6. 沈下対策工の検討

(1) 沈下対策工の判断

対象地のような腐植土等が分布する軟弱地盤では長期的に沈下が継続するので、今後の沈下量を踏まえ、沈下対策工事費と将来的な維持管理等を総合的に判断して沈下対策の要否を判断する必要がある。

そのため、今後の沈下量について「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル(平成23年3月)独立行政法人土木研究所寒地土木研究所」に準拠し、許容残留沈下量の目標値と比較して対策工法を判定した。上記マニュアルによると、許容残留沈下量の目標値は表-5のようである。

表-5 残留沈下量の目標値

区 間	許容残留沈下量の目標値	摘 要
一般盛土区間	市街地 10cm程度	供用開始後 3年間の沈下量
	郊外地 30cm程度	
高規格盛土区間	10cm程度	
橋梁等の構造物との接続盛土部	10cm程度	

許容値は3年間沈下量で30cm程度以下、橋梁等の構造物との接続盛土部で10cm程度以下となっており、検討結果による将来沈下量は、前記のように5年で2cm程度と十分に小さい。

(2) 沈下対策工の比較

今後の沈下量が許容沈下量以下であったため、将来の維持管理費について、沈下対策工を実施した場合と実施しない場合について概算し、LCCを踏まえて、対策工法を判断した。前記マニュアルによると、維持修繕の要否判断は表-6のようである。

表-6 維持修繕要否判断の目標値

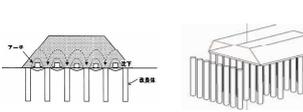
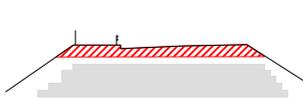
道路の種類	段差 (mm)		縦断方向の凹凸 (mm)	ひび割れ率 (%)
	橋	函渠		
自動車専用道路	20	30	8mプロファイル 90 (PrI) 3mプロファイル 3.5 (σ)	20
交通量の多い一般道路	30	40	3mプロファイル 3.5 (σ)	30~40
交通量の少ない一般道路	30	—	—	40~50

沈下検討結果では、10年後の沈下予測量で33mm程度であり、10年に一回程度の舗装修繕で対応可能となる。

このことを踏まえ、①軟弱地盤改良工と、②盛土改良工の2案について、環境面や施工性・経済性から、沈下対策工法を比較した。

その結果、腐植土層への施工が無く地下水流への影響がほとんど無く、経済性にも優れる②盛土改良工を対策工法に選定した。

表-7 沈下対策工法比較表

対策工法	工法概要	経済性	施工性	環境面
 <p>軟弱地盤改良工</p>	軟弱地盤を深層混合処理工等で改良・強化し、将来沈下量を抑制する。地下水流動保全に、礫置換層を設ける。	198百万円 (直接工事費)	盛土の全面改築のため迂回路が必要で、大規模工事になる。施工時に仮締切が必要で、地下水流動確保策が必要になる。	【工事中】礫置換層の施工には締切工が必要で、地下水流動確保が必要になる。また、濁水等の処理策も必要になる。 【供用後】改良杭による地下水流動の変化に注意が必要になる。
 <p>盛土改良工</p>	沈下した路面形状を所定の高さに復旧する。この際、舗装オーバーレイの重量部を撤去して、EPS等の軽量盛土材に置き換えることで重量軽減し、今後の沈下軽減を図る。	76百万円 (直接工事費)	路面上のみの施工のため一車線規制での施工が可能であり、施工規模は小さい。	【工事中】腐植土層に施工しないので、地下水への影響は無いが、濁水等の処理策は必要になる。 【供用後】腐植土層に施工しないので、地下水流動は現環境から変化は生じない。

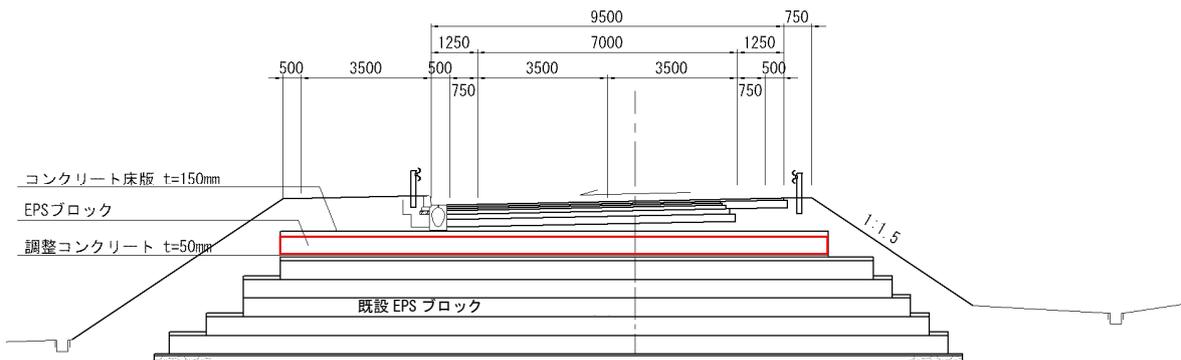
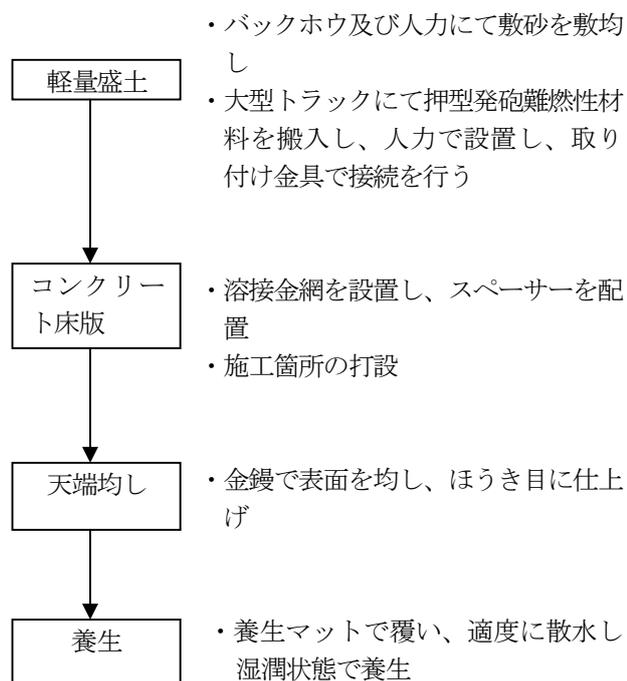


図-7 盛土改良工標準図

7. 沈下対策工の施工

6. (2) のとおり、地下水流への影響が少ない盛土改良工であるEPS工法を選定した。



8. 今後の課題

現時点で沈下は収束に向かっているが、対象地は腐植土が分布する軟弱地盤であるため長期的に沈下継続することも想定される。また、延長全体の沈下量だけでなくEPS工法で施工した区間において交通の妨げになる局所的な高低差等に注意を払う必要がある。

今後は、舗装傷み等の日常管理も踏まえ、引続き沈下測量を継続していく必要がある。

謝辞：本論文の作成にあたり、多くの知識や示唆を頂いた方々に、感謝の気持ちと御礼を申し上げたく、謝辞にかえさせていただきます。

参考文献

- 1) 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル (平成23 年3 月)  
 独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所