

平成29年度

ボックスカルバートの基礎地盤対策について

— カルバート基礎補強工法の施工結果 —

釧路開発建設部 釧路道路事務所 第3工務課 ○田伏 雅也
 釧路開発建設部 釧路道路事務所 第3工務課 結城 哲哉
 釧路開発建設部 釧路道路事務所 第3工務課 田中 正善

北海道横断自動車道阿寒釧路間(L=17km)は、全区間の約75%が泥炭性軟弱地盤上の盛土区間で38基のボックスカルバートが計画されている。しかし、指針改訂に伴い従来のプレロード工法では支持力不足となることが課題となり、解決策として「プレロード+カルバート基礎補強工法(ジオシンセティックス使用)」を支持力の不足するボックスカルバートで計画した。

本論文は、本線施工箇所でのカルバート背面盛土時の動態観測とFEMの再現結果を報告する。

キーワード：軟弱地盤、沈下、支持力、ボックスカルバート

1. はじめに

北海道横断自動車道「阿寒ICから釧路西IC間(L=17km)」は、釧路市阿寒町下舌辛から釧路市市街地近郊を結ぶ高速自動車国道で、全区間の約75%が平野部の盛土区間となり、盛土部には道路28基・水路10基の全38基のボックスカルバートが計画されている(図-1)。

平野部の地盤は、表層部に泥炭層(層厚1~3m程度)が分布し、砂層(層厚5~10m程度)を挟在し、下層部にはシルト質粘性土層(層厚10~25m程度)が分布する層厚15~40m弱の泥炭性軟弱地盤が形成されている。

当該地盤を形成する泥炭は、道央地域に分布する石狩低地帯と比較して、層厚が薄く($t=1\sim 3m$)、間隙比と含水比が小さい($e=3\sim 15$, $w=100\sim 500\%$)傾向にあり、さらに少雪低温地域のため未分解の繊維質を呈している。このため、載荷盛土による圧密沈下速度が速く、比較的迅速な地盤の強度増加が期待できる載荷重工法(プレロード工法・サーチャージ工法)に適した地盤であるのが特徴である。

しかしながら、平成21年度「道路土工・カルバート工指針」改訂により、地盤の許容鉛直支持力度は、カルバート底面地盤の極限支持力の1/3(常時安全率3)を満足させることが明記され、軟弱地盤上にボックスカルバートを構築する際の基礎地盤対策としては、従来のプレロード工法による対策では支持力を確保できなくなった。これにより、基礎地盤対策として、従来のプレロード工法よりも大幅にコストが高い固結工法による地盤改良が必要となることが懸念された。

そこで、建設コスト縮減を念頭にした基礎地盤対策工として、従来の「プレロード工法」(不同沈下・基礎地盤の強度増加対策)に「カルバート基礎補強工法」(支持力対策)を組み合わせた新たな基礎地盤対策について、

有識者会議による協議を交え検討することとなった。

ここで、「カルバート基礎補強工法」とは、中詰材の碎石をジオシンセティックスで巻上げ盤状構造としたもので、平成28年度の報告¹⁾では、本工法のフィールド試験とその結果を踏まえ本施工(本線での試験施工)採用に至った結果について報告した。このフィールド試験は、上載荷重を大型土のうで代用して行った試験施工で、本工法により上載荷重を低減させる可能性があることが示唆された。

そこで、本施工では、その効果等の確認を目的として、本工法を採用したNo.2, No.4ボックスカルバート箇所において動態観測を実施している。

今回、図-1に示すNo.2ボックスカルバート箇所では、躯体構築から本線天端までの盛土の施工が完了したことから、施工時の動態観測結果とFEMによる再現解析を行ったので、その結果について報告する。



図-1 動態観測箇所図(阿寒釧路間)

2. カルバート基礎補強工法の原理

カルバート基礎補強工法とは、軟弱な基礎地盤上に、中詰材（砂利・碎石）と高強度の補強材（ジオシンセティックス）を用いて立体的かつ盤状に形成した合成部材（基礎補強体）を敷設することで、上載構造物の荷重分散幅を拡げ、かつ、中詰材と補強材によりせん断抵抗を増加させることによって構造物の基礎地盤対策とする新たな工法である。ジオシンセティックスとは、ジオテキスタイルやジオグリッド等の補強材の総称であり、以下「補強材」と呼ぶ。

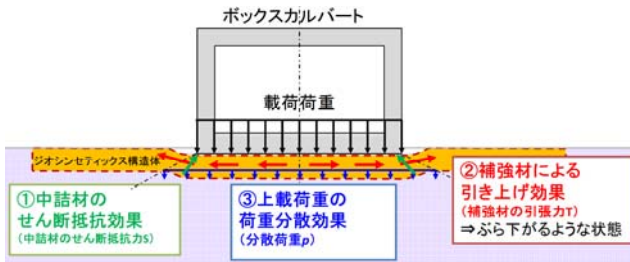


図-2 カルバート基礎補強工法の概念図

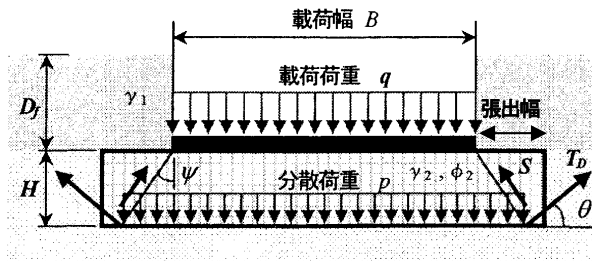


図-3 カルバート基礎補強工法の補強効果

また、本工法は「ジオグリッド工法」ガイドライン²⁾および「地盤補強技術の新しい適用」—他工法との併用技術—³⁾に示されている「マットレス工法」を応用したもので、その補強効果としては、下式に示すように、①中詰材のせん断抵抗効果（中詰材のせん断抵抗力 S ）、②補強材による引き上げ効果（補強材の引張力 T ）、③上載荷重の荷重分散効果（分散荷重 p ）が期待できるものである（図-2、図-3）。

$$\textcircled{1} S = \left(\gamma_1 D_f H + \frac{1}{3} \gamma_2 H^2 \right) K_p \tan \phi_2$$

ただし、 K_p はランキン受動動圧係数で、

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_2}{2} \right) \text{である。}$$

$$\textcircled{2} T = 2T_D \sin \theta$$

$$\textcircled{3} p = \frac{qB - S - T}{B + 2H \tan \psi} + \gamma_2 H$$

ここに、

B : 載荷幅 (m)

H : マットレスの厚さ (m)

D_f : マットレスの根入れ深さ (m)

q : 載荷荷重 (荷重強度) (kN/m^2)

ψ : 荷重の分散角 ($^\circ$)

T_D : 補強材の設計引張り強さ (kN/m)

p : マットレス下面での分散荷重 (kN/m^2)

θ : ジオグリッドの許容伸びに対する変位角 ($^\circ$)

[ガイドラインでは $\theta = 25^\circ$]

γ_1 : 埋め戻し地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_2 : 中詰め材の単位体積重量 (kN/m^3)

ϕ_2 : 中詰め材のせん断抵抗角 ($^\circ$)

[一般に C-40 か RC-40 を用いるため $\phi_2 = 45^\circ$]

3. 基礎補強体の張出幅と課題

昨年度実施したフィールド試験では、載荷端部からの張出幅を載荷幅 $B/2$ の2倍、3倍を確保した基礎補強体（合成部材）を構築することで（図-4）、基礎補強体下面の支持地盤に作用する荷重を低減させる効果があることが示唆された。

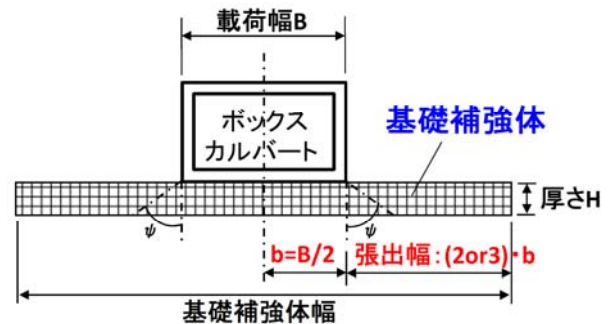


図-4 基礎補強体の張出幅の概念図

このフィールド試験の結果は、張出部に盛土を載荷していない状態での結果であり、張出部に盛土を載荷した場合における効果については、これまで確認されていなかった。

今回、本施工（本線での試験施工）において動態観測を実施しているNo.2ボックスカルバート箇所では、本線天端までの盛土の施工が完了している。No.4ボックスカルバート箇所については、カルバート頂版高さまでの盛土を施工している（天端までの盛土は未実施）。

そこで、張出部に盛土を載荷した状態における本工法の有効性について、盛土施工が完了したNo.2ボックスカルバート箇所における動態観測結果により確認するものとした。また、その結果を踏まえたFEMによる再現解析を行い検証するものとした。

次章でNo.2ボックスカルバート箇所での動態観測結果について報告する。

4. 本施工での動態観測結果

本線天端までの盛土の施工が完了したNo.2ボックスカルバート箇所での動態観測結果について報告する。

4.1 基礎補強体の対策規模

当該箇所のカルバート基礎補強工法の対策規模は、平成28年度の報告のとおり、フィールド試験結果を踏まえた検討により「基礎補強体の張出幅3倍（厚さ55cm）、補強材の引張強度20kN/m」を採用しており、本線プレロードによる沈下収束が完了した後のプレロードを撤去した地盤（表-1）に、図-5、図-6に示す範囲で構築している。

この補強材の引張強度は、カルバート設計荷重に対するすべり計算を行い、所定の安全率 $F_s \geq 1.20$ を満足する強度に設定している。また、基礎補強体の張出幅や厚さについては、フィールド試験で確認された荷重低減率を用いて支持地盤に作用する分散荷重を求めて支持力計算を行い決定している。このときの地盤強度については、設計時に素地盤の粘着力($C=19.5\text{kN/m}^2$)からプレロード後の粘着力($C=52\text{kN/m}^2$)を推定⁴⁾して決定し、その後、プレロード完了後に原位置試験等で得られた粘着力($C=56\text{kN/m}^2$)により最終的な対策規模を決定している。表-1に現地におけるプレロード前後の試験結果を示す。

表-1 当該箇所の地盤特性(プレロード前後)

地下水位	土層名	土層記号	深度 Z (m)	層厚 h (m)	単位体積重量 γt (kN/m^3)	プレロード前 (素地)		プレロード後 (強度増加後)	
						粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
GL-									
-0.0m									
	粘性土	Ac1-U	3.00	3.00	15.5	19.5	0	56.0	0
	粘性土	Ac1-L	5.60	2.60	16.5	27.9	0	56.0	0
	砂質土	As1	6.00	0.40	17.0	0	30	0	30

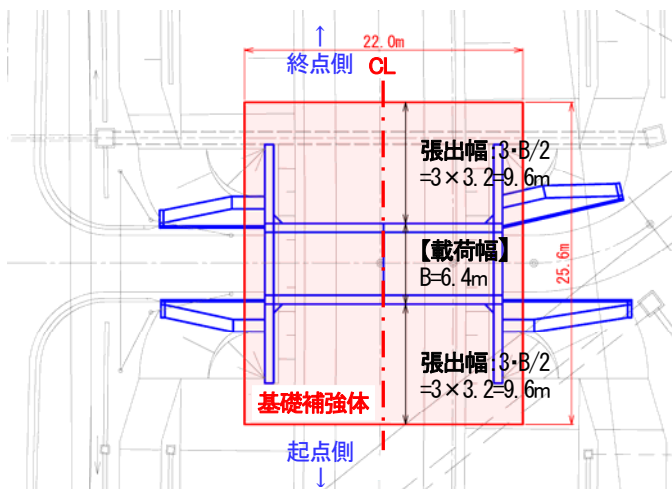


図-5 カルバート基礎補強工法の平面図
(No. 2 ボックスカルバート)

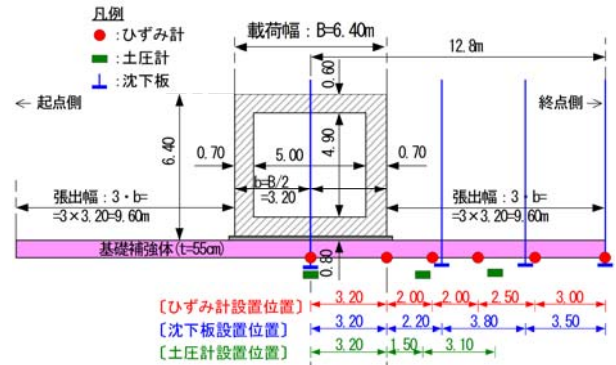


図-6 動態観測の計器設置断面図
(No. 2 ボックスカルバート)

4.2 動態観測の計測項目と施工状況

基礎補強体を構築する際には、動態観測を行うための計器を設置しており、その計測項目は、①土圧計による基礎補強体の下面に作用する鉛直土圧の計測、②基礎補強体の下面に貼付したひずみ計によるひずみ発生状況の計測、③沈下板による上載荷重による荷重直下および周辺地盤の沈下量の計測である（図-6）。

また、当該箇所の施工状況を写真-1（基礎補強体の構築完了時の状況）および写真-2（躯体および盛土の施工状況）に示した。



写真-1 カルバート基礎補強工の施工状況
(No. 2 ボックスカルバート: 2016. 7. 27 撮影)

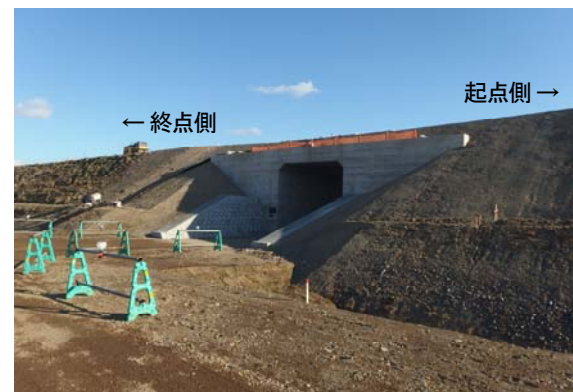


写真-2 躯体および盛土の施工状況
(No. 2 ボックスカルバート: 2017. 12. 1 撮影)

4.3 動態観測結果

(1) 沈下量の計測結果

図-7(a)にカルバート背面盛土施工時の沈下量の推移、図-8(a)に各施工段階のボックスカルバート断面方向の沈下状況を示した。

カルバート基礎補強工法の施工箇所では、事前にプレロードを実施して圧密沈下により発生する残留沈下量を最終沈下量に対して10cm以下とすることをプレロード撤去の判定基準として施工を行っているが、実際には、図-7(a)、図-8(a)に示すように、最終盛土完了後の沈下量(12/1計測データ)は、基礎補強体の荷重中央部で9cm程度、張出部で12~13cm程度発生した。

この沈下の発生については、各段階の沈下の推移が盛土施工直後に短時間で収束状態になっており、最終盛土完了後からは増加傾向にないことより、上記沈下の大部分はプレロード撤去時に発生したリバウンド量によるものと推察される。

これより、カルバート基礎補強工法の施工に際しては、「プレロード除荷時に計測しているリバウンド量」≒「施工時の上げ越し量」として構築することも検討されたい。

(2) 土圧の計測結果

図-7(b)に施工時の土圧の推移、図-8(b)に各施工段階のボックスカルバート断面方向の土圧の状況を示した。これらの土圧計については、図-9に示す基礎補強体の底面にて計測を行った。

カルバート基礎補強工法の基礎補強体に作用する躯体自重および土被り圧($\sigma = \gamma \cdot t \cdot h$)の上載荷重(単位面積当たりの荷重)については、図-10に示すように躯体幅分を「カルバート領域」、それ以外を「盛土領域」とする2つの検討領域に区分して考えている。

土圧計測の結果、最終盛土完了後の基礎補強体下面に作用する土圧(12/1計測データ)は、図-8(b)に示すように

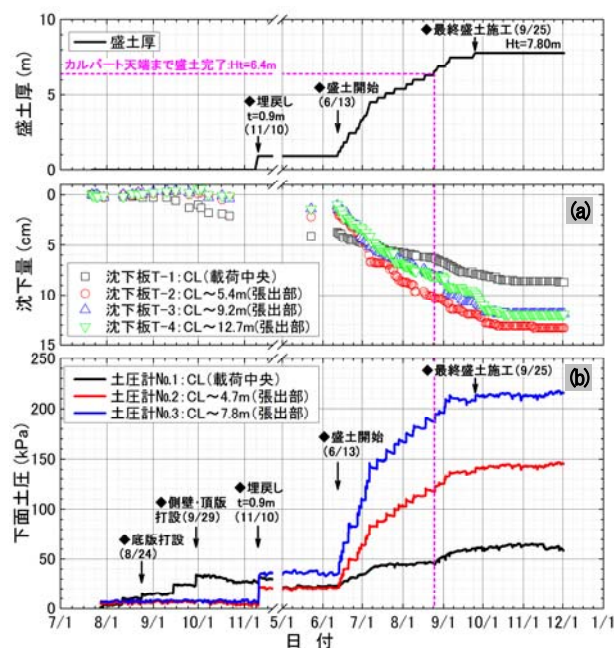


図-7 沈下・土圧の経時変化

荷重中央部で58.5kPa(=kN/m²)となっており、図-10に示す設計時の上載荷重88.5kPaと比べると30.0kPa小さな値を示している。一方、張出部の中央部(センターから7.8m地点)における下面土圧は、図-8(b)に示すように最大215.7kPaを示しており、図-10に示す上載荷重140.4kPaと比べると75.3kPaも大きな値を示す結果が得られた。

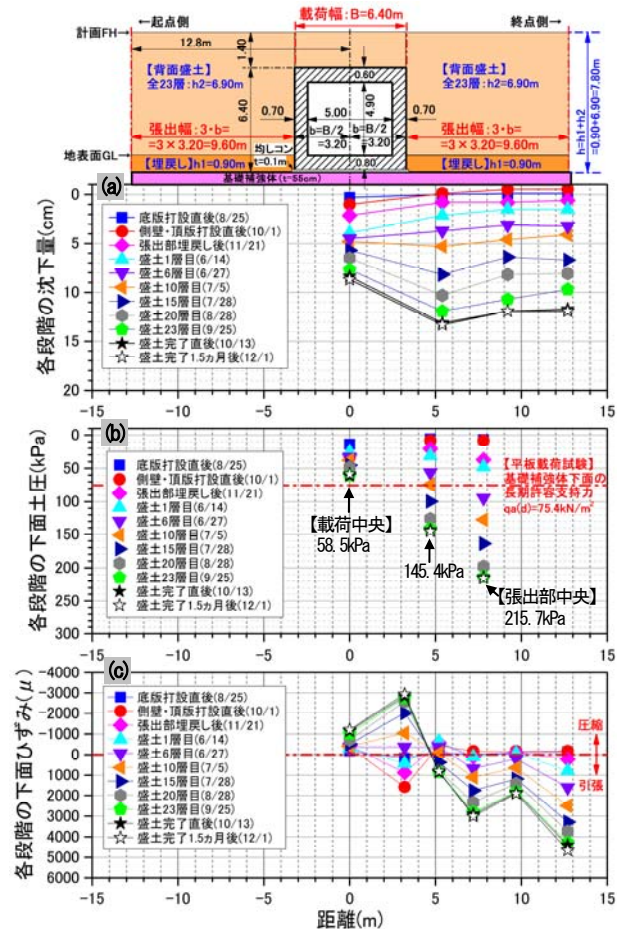


図-8 断面方向の沈下・土圧・ひずみ計測結果

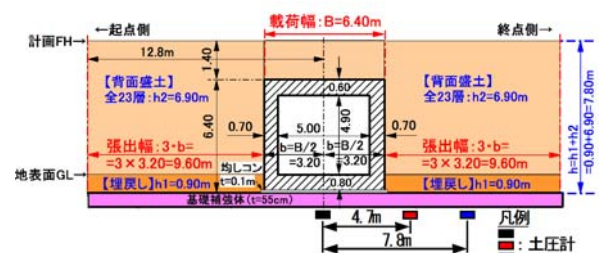


図-9 断面方向の土圧計測位置

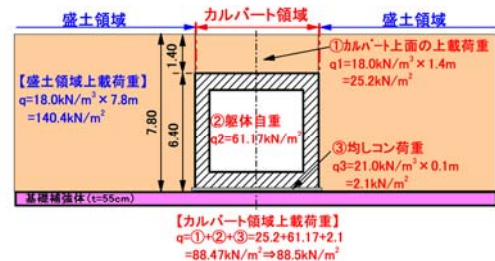


図-10 基礎補強体に作用する上載荷重

これら土圧について、設計時の上乗荷重と基礎補強体の下面土圧(土圧計の計測値)の関係を図-11に示した。

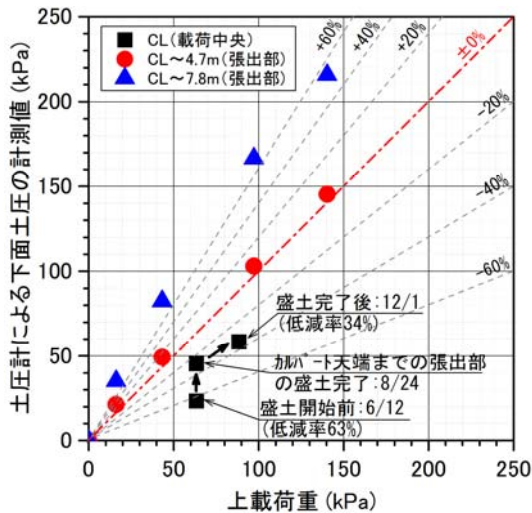


図-11 上乗荷重(設計時)と下面土圧の関係

これより、張出部の下面土圧は、盛土载荷による上乗荷重に比例して増加する傾向にあり、その値はセンターから4.7m地点で上乗荷重よりも約5%増加、センターから7.8m地点で約60%増加した鉛直荷重が作用している。この要因については、今後検討していく予定としている。

一方、载荷中央部の下面土圧は、躯体構築後の盛土開始前の状態の時には上乗荷重よりも約63%低減された値を示し、フィールド試験で確認された低減率60%と同等の効果が確認されていた。その後、基礎補強体の張出部の盛土载荷に伴い、下面土圧は増加傾向となったものの、最終的には荷重が低減された状態を保持し、盛土完了後においては、上乗荷重よりも約34%低減された値を示す結果となった。

以上より、カルバート基礎補強工法は、躯体構築後、基礎補強体の張出部に盛土を载荷した状態においても、カルバート領域における支持地盤に作用する荷重を低減させる効果があるものと考えられる。ただし、载荷中央部での荷重低減率は、フィールド試験で得られた値の1/2程度になった。

(3) 補強材のひずみ計測結果

図-8(c)に各施工段階のボックスカルバート断面方向の補強材のひずみ状況を示した。

これより、基礎補強体の張出部の盛土施工前までは、躯体端部直下に引張側のひずみが作用し、その外側の張出部では圧縮側のひずみが確認でき、躯体部分(カルバート領域)が基礎補強体にぶら下がるようなひずみ状態(基礎補強体が下に凸の形状)になっていた。

しかし、張出部の盛土载荷に伴い、基礎補強体のひずみ状態は変化し、盛土完了後においては、沈下の進行に伴い躯体直下で圧縮側、その外側の張出部では引張側のひずみが確認でき、盛土施工前とは真逆の基礎補強体が躯体部分で上に凸となるような形状のひずみ状態となっていることが推察できる。

5. FEMによる再現解析結果

前章の動態観測結果で確認された沈下・土圧の挙動を再現し、本工法の対策効果等について検証することを目的に、FEMによる再現解析を行った。解析は、躯体構築から背面盛土完了までの施工工程を反映させ、各段階で検討を行った。表-2にFEM解析で設定した地盤定数を示した。

表-2 地盤定数一覧

土層名	土層記号	解析モデル	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
粘性土	Ac1-U	弾塑性	15.5	38,500	0.365	56.0	25.2
粘性土	Ac1-L	弾塑性	16.5	38,500	0.340	56.0	29.0
砂質土	As1	弾性	17.0	42,000	0.300	-	-
盛土	Bk	弾性	18.0	14,000	0.300	-	-
砕石		弾性	21.0	102,900	0.300	-	-
BOX		弾性	24.5	2.50E+07	0.200	-	-

ジオシンセティックスは通常、引張に対する剛性のみを考慮する材料である。しかし、カルバート基礎補強工法は、中詰材の砕石をジオシンセティックスで巻上げた盤状構造である。このため、カルバート基礎補強工法のジオシンセティックスは、ジオシンセティックスを単独で敷設した場合とは異なる挙動を示す可能性がある。

つまり、従来の解析モデルでジオシンセティックスを引張剛性のみでモデル化することは非常に困難であることから、本解析では、ジオシンセティックスを①引張剛性のみを考慮した材料(トラス要素)の場合と、②引張剛性、せん断剛性および曲げ剛性も考慮した材料(梁要素)の場合の2ケースを想定した。

また、カルバート基礎補強工法は、上乗荷重の増加によって、砕石が締め上がり剛性が増加することが想定される。このため、剛性の違いによる沈下量および鉛直土圧への影響を確認するために、剛性を① $E=1.0E+06kPa$ と② $E=1.0E+15kPa$ の2ケースを想定した。表-3にジオシンセティックスの解析条件を示した。

表-3 ジオシンセティックス解析条件一覧

解析ケース	モデル	剛性E (kPa)
ケース1	トラス要素	1.0E+06
ケース2		1.0E+15
ケース3	梁要素	1.0E+06
ケース4		1.0E+15

図-12(a)に最終盛土完了から1.5ヶ月経過した段階の実測沈下量およびFEM解析より算出された沈下量を、図-12(b)に下面土圧を示した。これより、実測沈下量は9~13cm程度発生しているのに対し、解析沈下量は1~2cm程度しか発生していない。これは、FEM解析ではプレロードによる圧密沈下が収束した地盤をモデル化して解析を行っているため、実測沈下量と解析沈下量の間で違いが発生している結果となった。

また、沈下量の横断形状に着目すると、実測値では張出部の沈下量に対して、ボックスカルバート直下の沈下

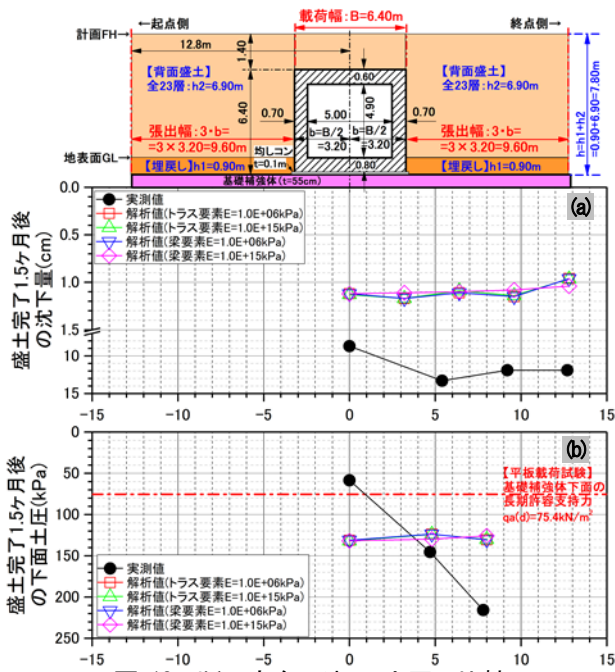


図-12 断面方向の沈下・土圧の比較

量が小さくなっていることが分かる。これは、図-12(b)の下面土圧の横断分布からも分かる通り、実測値ではボックスカルバート直下の下面土圧が大きく低減されているが、FEM解析ではどの解析ケースにおいてもボックスカルバート直下の荷重低減効果が再現できておらず、上載荷重がそのまま基礎地盤へ伝達している結果となっているためである。

以上のことから、カルバート基礎補強工法の動態観測で確認された挙動をFEMで再現するための課題として、今後、ジオシンセティックスのモデル化（トラス要素・梁要素）や上載荷重の増加に伴うジオシンセティックスの剛性変化に着目したモデル化について検討を要する。

6. まとめ

カルバート基礎補強工法の本施工（本線での試験施工）の動態観測結果とFEMによる再現解析結果について以下にまとめた。なお、カルバート基礎の平板載荷試験での支持力確認については、躯体下面（置換材や改良体上面）で実施するのが通例である。ただし、本工法の基礎補強体形状においては明確な評価規定がないため、ここでは基礎補強体下面での土圧計測結果についてまとめるとともに、その上面での支持力評価についても整理した。

- (1) 基礎補強体下面の土圧計測結果により、荷重中央部の計測値は、盛土開始前では上載荷重よりも約63%低減された値を示し、フィールド試験で確認された低減率60%と同等の効果が確認されていた。しかし、盛土完了後においては、上載荷重よりも約34%低減された値となり、張出部に盛土を載荷した状態においても荷重の低減は保持されるが、その値はフィールド試験で確認された値の1/2程度になった。

これに対し、張出部の下面土圧の計測値は、実際

の土被り圧よりも増加した値を示し、この要因については今後検討していく予定としている。

- (2) 一方、盛土完成後の支持力の評価位置については、躯体下面で評価することが通例であるため、当該現場においても基礎補強体の上面で平板載荷試験を実施した。その結果、許容支持力を満足することが確認できた。しかし、その評価については明確な規定がないのが実情で、今後、動態観測箇所を増やして精査していく予定である。
- (3) 現場におけるボックスカルバートの安全性の評価については、躯体や盛土の静荷重が作用した状態での確認となるのが現状である。このため、今後、複数箇所での動態観測を実施し、活荷重が作用した状態での基礎補強体、躯体および下面土圧への影響について確認を行い、継続して有識者会議を開催し、当該箇所のボックスカルバートの長期的な安全性について評価していくことにしている。
- (4) 今回のFEM解析では動態観測で確認された沈下および土圧の挙動を再現できなかったため、今後、FEMで再現するための課題としては、ジオシンセティックスのモデル化（トラス要素・梁要素）や上載荷重の増加に伴うジオシンセティックスの剛性変化に着目したモデル化についての検討を要する。

7. おわりに

今後は、泥炭層が分布するNo.24ボックスカルバート箇所においても今回と同様の計器を設置し、動態観測を行う予定である。また、これまでの箇所も含めた動態観測を継続し、本工法の問題点・課題等を整理するとともに、対策効果やそのメカニズム等について動態観測やFEM解析結果により確認していく予定としている。

最終的には、有識者会議を継続的に開催し、これまで得られた知見等を取りまとめた「カルバート基礎補強工法の設計・施工の手引き」を完成させていく予定である。

謝辞 最後にこの論文作成に御協力頂いた室蘭工業大学大学院木幡行宏教授、寒地土木研究所橋本聖研究員、山根土建(株)、(株)ドーコンの関係各位に深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 釧路道路事務所 富田・谷野・片井：ボックスカルバートの基礎地盤対策について－カルバート基礎補強工法の施工－，第60回(平成28年度)北海道開発技術研究発表会，2017.2
- 2) ジオグリット研究会：「ジオグリット工法」ガイドライン（第1分冊）－材料試験法，設計法ガイドライン－，pp.219-228, 1990.7
- 3) (社)地盤工学会：地盤補強技術の新しい適用－他工法との併用技術－，pp.60-69, 2006.9
- 4) (国研)土木研究所 寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，p.66, 2017.3