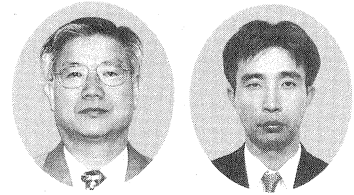


発泡スチロールを用いた剛性カルバートの鉛直土圧軽減工法の長期安定性

Long term stability of vertical earth pressure reduction methods for rigid culverts using expanded polystyrol

島田 忠則 Tadanori SHIMADA (日本道路公団中国支社)
 小野塚和博 Kazuhiro ONOZUKA (日本道路公団北海道支社)



日本道路公団では、昭和 53 年より 7 事例の発泡スチロールを用いた剛性カルバートの鉛直土圧軽減工法の現地試験を実施しカルバートに作用する鉛直土圧が軽減できることを確かめた。本工法の長期安定性について確認するために、施工後 15~18 年経過した 2 個所の現場で追跡調査を実施した。発泡スチロールの圧縮沈下が裏込め部の圧縮沈下を上まわる場合、発泡スチロールの圧縮ひずみは 63%程度で鉛直土圧軽減の効果が約 18 年経過しても十分発揮されていること、また、裏込め部の圧縮沈下が発泡スチロールの圧縮沈下を上まわる場合は鉛直土圧軽減の効果は発揮しているものの発泡スチロールの圧縮ひずみが 90%に達していることを確認した。

キーワード: カルバート, 土圧, 鉛直土圧軽減, 発泡スチロール, EPS (IGC: E-5, H-8)

1. はじめに

高速道路が、一般道路や小河川などと交差する場合、通常、盛土の中に鉄筋コンクリート造の横断構造物(剛性カルバート)を設置する。この剛性カルバートの設計法は、昭和 36 年 8 月制定の名神高速道路設計要領で確立し、内空断面が小さい場合はパイプカルバートで、大きい場合はボックスカルバートで設計することとした。

ボックスカルバートの幅や高さ比べて盛土高さが大きい場合には、ボックスカルバートがいわゆる突出型の埋設構造物として挙動し、横断構造物には土かぶり厚から算定した土かぶり荷重よりも大きい鉛直土圧が作用する。このため、ボックスカルバートの設計に用いる鉛直土圧は土かぶり荷重を基本とし、土かぶり厚が大きい場合には、土かぶり厚に応じてこれを割り増した値が用いられる(図-1)。

名神や東名高速道路は、地形的にもそれほど急峻な山岳地を通過することなく、高盛土が構築されることはほとんどなかった。昭和 50 年代に入ると、高速道路が

急峻な山岳地に建設されることが多くなってきた。従来なら橋梁で計画していた 20~30m を越える深い谷を、切盛土量のバランスの関係など建設費節減のために、高盛土で計画して通過するようになってきた。

高盛土下でのボックスカルバートを建設するにあたり、従前の設計要領をそのまま適用すると、土かぶり荷重を 1.6 倍割り増すことが大きく影響して、部材厚の非常に大きいカルバートとなり、不経済な面が相当目立ちはじめた(図-2)。

そこで昭和 54 年 4 月制定の設計要領では、カルバートの設計に用いる鉛直土圧の考え方は従前のままとし、土かぶり厚が 15m 以上の場合、ボックスカルバートにかえてアーチカルバートで設計するようにした。しかし、アーチカルバートの断面構造を幾度か改善し建設費節減につとめたが、アーチというコンクリート構造物は鉄筋・型枠の施工が難しく、また、型枠のセトルがその個所限りでしか使用できないことが多く、さらに、工期を長くとる必要があるため、高盛土下のボックスカルバ

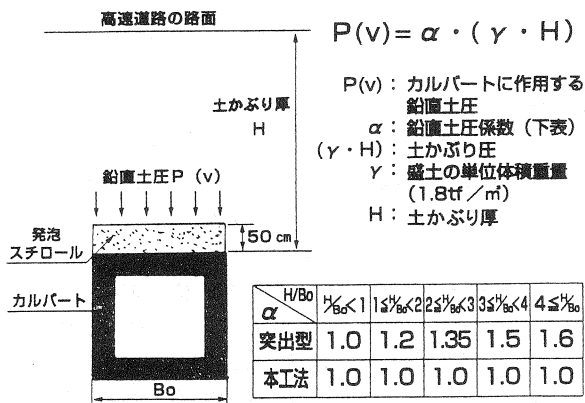


図-1 カルバートの設計に用いる鉛直土圧係数の考え方

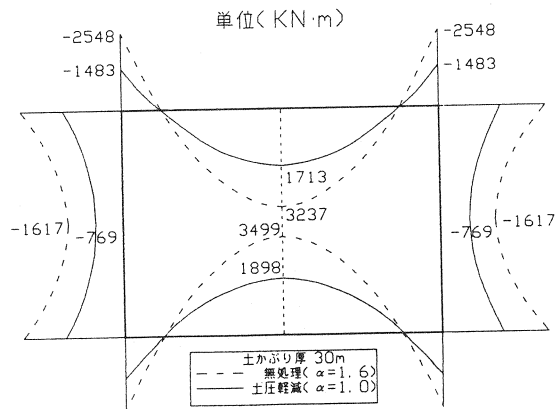


図-2 最大曲げモーメント図

表-1 鉛直土圧軽減工法の現地試験の実施状況

NO	施工主体	カルバート		発泡スチロール		土被り厚さ(m)	調査年月																												
		形式	幅(Bo)(m)	高さ(Ho)(m)	密度(Mg/m ³)		厚さ(cm)	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10	H11	H12			
1	JH	ボックス	10.70	7.60	16	40	13.7																												
2	JH	アーチ	8.40	10.10	20	60	23.6																												
3	JH	パイプ	1.74	1.74	12	10	9.6																												
4	その他	パイプ	1.95	1.95	20	50	14.0																												
5	その他	ボックス	2.00	2.55	20	50	11.3																												
6	JH	アーチ	4.70	5.05	16	60	22.0																												
7	JH	パイプ	1.72	1.72	16	20	6.1																												
8	JH	アーチ	13.00	15.20	16	60	18.4																												
9	その他	ボックス	7.10	7.20	20	100	20.4																												
10	JH	ボックス	7.00	7.00	25	50	12.9																												
11	その他	ボックス	4.70	3.45	30	50	61.4																												

ートの代替案としては不十分であった。

日本道路公団（JH）は、アーチカルバートの設計要領制定とは別の流れとして、昭和53年頃から、土かぶり荷重を割り増さずにすむ、鉛直土圧を軽減する工法の検討を始めた。鉛直土圧軽減工法は、図-1に示すように、カルバートの上面に発泡スチロール（略記はEPS）を布設し、かつ、裏込め部の盛土を入念に施工して、その上に盛土するだけの極めて単純で経済的な工法である。平成10年までにJHではこの工法を試験的に採用し7つの現場で試験施工を実施した^{1)~4)}。また外国でも著者らの知るかぎり2事例が報告されており、国内の他機関を含めてこれまでに11事例の実施例が報告されている（表-1）。

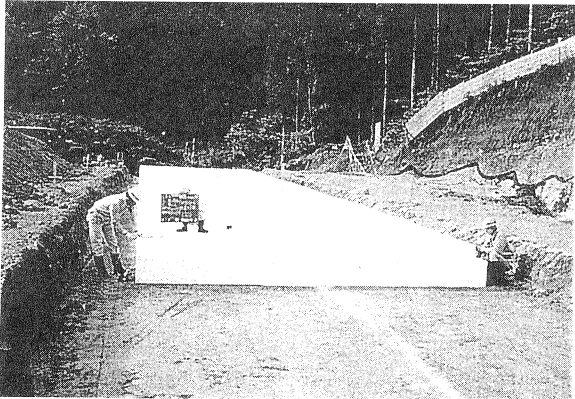


写真-1 発泡スチロールの布設状況

著者の1人は11事例の鉛直土圧軽減工法の現地試験結果を整理して、発泡スチロール布設による剛性カルバートの鉛直土圧軽減効果を確保する要件についてとりまとめた⁵⁾。これらの結果に基づき、JHでは平成9年12月に「発泡スチロールを用いたボックスカルバートの鉛直土圧軽減工法の設計要領（暫定案）」を制定した。

しかし、この工法による土圧軽減効果の長期安定性についての資料は十分でなかったため、JHで施工した2つの現場で、施工後15~18年経過した時点でカルバート内部からボーリングして発泡スチロールの変形状況や土圧軽減効果を調べてみることにした。

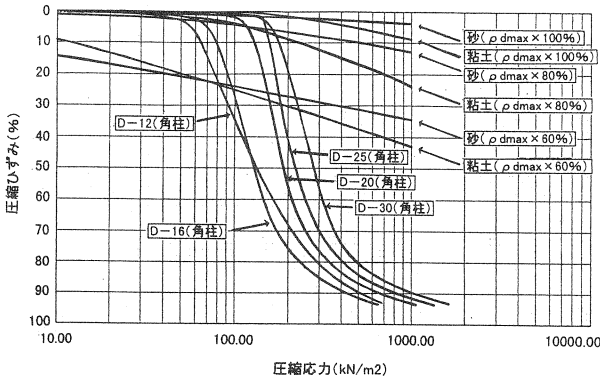


図-3 発泡スチロールと盛土材の圧縮特性の比較

本報文は、鉛直土圧軽減工法の追跡調査の結果をとりまとめその長期安定性について報告するものである。

2. 鉛直土圧軽減工法の概要

写真-1は、発泡スチロールの布設状況を示す。この鉛直土圧軽減工法は、剛性カルバート直上の発泡スチロールが土かぶり荷重で圧縮されることにより、構造物周辺の土中応力分布が変化し、横断構造物に作用する土圧の挙動が突出型からいわゆる溝型に変わることを応用したものである。

図-3は、横軸に圧縮応力（kN/m²）をとり、縦軸に圧縮ひずみ（%）をとって、発泡スチロールと盛土材（砂質土

及び粘性土）の値をプロットしたものである。発泡スチロールについては、各密度ごとの角柱（10×10×10 cm）の一軸圧縮試験（載荷速度 1.0%/min）の値である。砂質土及び粘性土については、最大乾燥密度 ρ_{dmax} と（ρ_{dmax} × 80%）と（ρ_{dmax} × 60%）の締め固め状態でのモールド（直径 15 cm × 高さ 10 cm）につめた試料の側方拘束一軸圧縮試験（載荷速度 1.0%/min）の値である。発泡スチロールとボックスカルバート側方の裏込め盛土材の圧縮量の差によって、カルバート上面に作用する鉛直応力状態は次の3つの状態になる。①発泡スチロールが降伏点に達

するまでの発泡スチロールの圧縮ひずみ増分が小さい状態（一次圧縮状態）②降伏点に達したあとの発泡スチロールの圧縮ひずみ増分が裏込め材より大きい状態（二次圧縮状態）③盛土荷重が大きくなり発泡スチロールの圧縮性が小さくなり再び盛土の圧縮ひずみ増分より小さくなる状態（最終圧縮状態）。盛土中の発泡スチロールが二次圧縮状態にあるとき、横断構造物に作用する土圧の挙動は溝型を示し鉛直土圧は軽減する。発泡スチロールが最終圧縮状態に達したとき、横断構造物に作用する土圧の挙動は突出型を示し鉛直土圧は増加に転ずる。

前述の図-2 に示した土かぶり厚 30m のボックスカルバート（内空断面幅 5.0m×高さ 3.0m）の無処理と土圧軽減の場合の最大曲げモーメントの試算例によれば、土圧軽減（ $\alpha=1.0$ ）の場合には無処理（ $\alpha=1.6$ ）に比べて最大曲げモーメントは 55%程度に軽減され、このためボックスカルバートの建設費は 60~70%程度に縮減できる。

3. 試験施工の概要

(1) 事例 No1

表-1 に示した施工事例 No1 のケースである。当該現場の施工期間は昭和 53 年 11 月から 55 年 1 月である。カルバートの形状寸法はボックスカルバート（幅 10.7m×高さ 7.6m）である。基礎地盤は表層部（厚さ 2.5m）が含水比 50~70%でN値 3~4 の有機質土混り砂、中間部（厚さ 2.7m）はN値 10~16 の火山灰質砂、下層部はN値 25~30 の火山灰質砂からなる水平成層である（図-4）。カルバートは直接基礎で不良地盤の置き換えなどはせず、圧縮沈下を予測してカルバートの施工高さを盛土によって上げ越して施工している。盛土材は火山灰質砂で単位体積重量は平均 13kN/m³ である。最大土かぶり厚は 13.7m である。施工時の土圧計測は図-5 に示すようにカルバート中央部の 2 ブロックで実施した。3B ブロックは無処理で 4B ブロックはカルバート上面に盛土を 1m した後、密度 16Mg/m³ (D-16)、厚さ 40cm の発泡スチロールを布設した。鉛直土圧は、土圧計をカルバート天端に 5ヶ所設置し計測した。発泡スチロールと裏込め部の圧縮沈下量は、クロスアーム沈下計を図-4 に示すようにカルバート上部と裏込め部に設置して計測した。

図-6 は、土かぶり荷重と鉛直土圧及び発泡スチロールの圧縮ひずみの経時変化を示す。この図に示す鉛直土圧は前記 5ヶ所の計測値の平均値である。鉛直土圧（土圧軽減）は 65kN/m² 付近で土圧軽減の効果が表われ始め、最大土かぶり厚 13.7m のとき、無処理の場合が約 200kN/m²（ $\alpha=1.2$ ）であるのに対し約 75kN/m²（ $\alpha=0.4$ ）となっており良好な鉛直土圧軽減の効果を発揮した。ここで（）内の α 値は実測した鉛直土圧を土かぶり荷重で割った値である（以下同じ）。

発泡スチロールの圧縮沈下量は施工期間に 40cm の厚さが約 21cm 圧縮して 19cm（圧縮ひずみ 53%）程度の厚さになった。この時点でカルバート自体が約 40cm 沈下し、裏込め部の圧縮沈下は基礎地盤の圧縮沈下を含めて

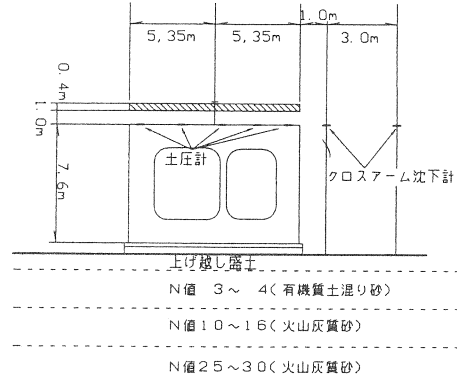


図-4 基礎地盤及び計器配置（事例 No1）

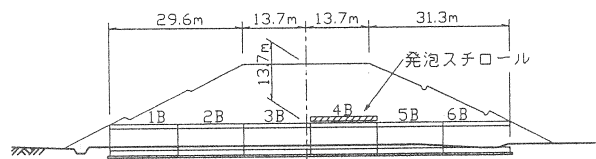


図-5 カルバートおよび盛土の形状（事例 No1）

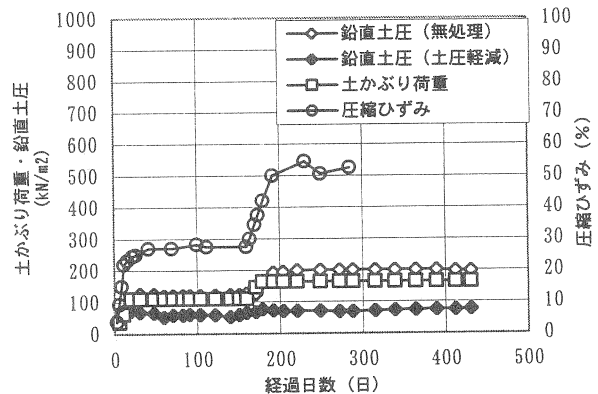


図-6 土かぶり荷重、鉛直土圧、圧縮ひずみの経時変化（事例 No1）

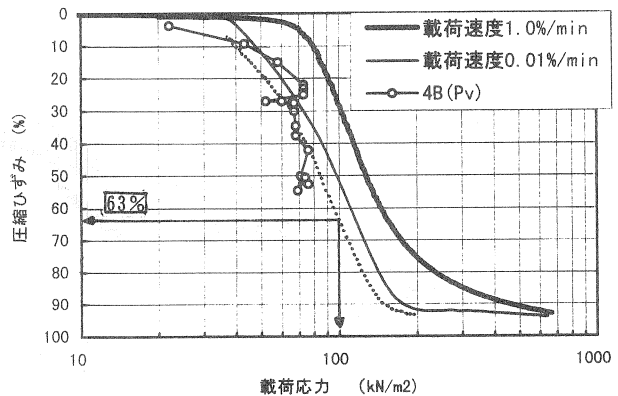


図-7 発泡スチロールの $\sigma - \varepsilon$ 曲線（事例 No1）

最大 42cm である。事例 No1 は発泡スチロールの圧縮沈下が裏込め部の圧縮沈下を約 19 cm 上まっている。

図-7 は、横軸に載荷応力を取り、縦軸に圧縮ひずみをとって、建設段階での発泡スチロールの実測値をプロットしたものである。図中の実線は発泡スチロールの室内の一軸圧縮試験（載荷速度 1.0%/min）と側方拘束一軸圧縮試験（載荷速度 0.01%/min）の $\sigma - \epsilon$ 曲線を示している。発泡スチロールの圧縮沈下の実測値は、室内試験の $\sigma - \epsilon$ 曲線よりも同一載荷応力で圧縮ひずみが大きめに推移している。現地試験の完了時点では載荷応力 75 kN/m^2 、圧縮ひずみ 53% であった。

(2) 事例 No2

表-1 に示した施工事例 No2 のケースである。当該現場の施工期間は昭和 55 年 6 月から 57 年 10 月である。カルバートの形状寸法はアーチカルバート（幅 8.4m × 高さ 10.1m）である。基礎地盤は表層部（厚さ 2m）が腐食土を含む N 値 9~13 のルーズな層でそれ以下が N 値 20 以上の軽石層である（図-8）。カルバートは直接基礎でカルバート中央部は地表面下約 5m の根入れ深さとなっており N 値 20 以上の基礎地盤上にある。裏込め部は

表層部のルーズな層がそのまま残っている。盛土材は火山灰で単位体積重量は平均 17 kN/m^3 である。

土圧計測は図-9 に示すように土かぶり厚が 4 通りの個所でそれぞれ無処理と土圧軽減のブロックで実施した。土圧軽減のブロックはカルバート上面に盛土を 1m したあと密度 20 Mg/m^3 (D-20)、厚さ 60cm の発泡スチロールを布設した。鉛直土圧はカルバート天端に設置した土圧計で計測した。発泡スチロールと裏込め部の圧縮沈下量はクロスアーム沈下計を図-8 に示すようにカルバート上部と裏込め部に設置して計測した。ここでは A2-2、B2-2 断面の調査結果を示す。このブロックの最大土かぶり厚は 23.6m である。

図-10 は土かぶり荷重と鉛直土圧および発泡スチロールの圧縮ひずみの経時変化を示す。鉛直土圧（土圧軽減）は約 100 kN/m^2 付近で土圧軽減の効果が表われ始め、盛土するにしたがい鉛直土圧が約 150 kN/m^2 ($\alpha = 0.8$) まで増加する。冬期休止期間の 5 ヶ月間で鉛直土圧は約 110 kN/m^2 ($\alpha = 0.6$) まで減少したあと、その後の盛土では無処理の場合よりも少し大きめに鉛直土圧の増加をつづけ、盛土完了時点で鉛直土圧は約 360 kN/m^2 ($\alpha = 0.9$)

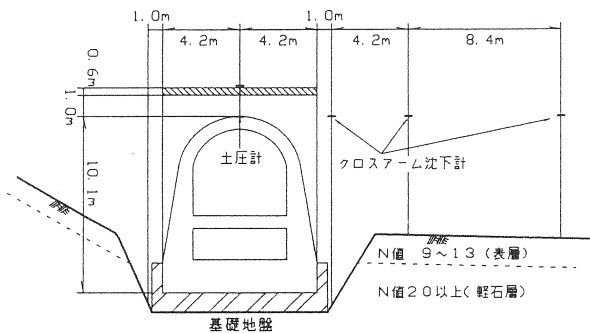


図-8 基礎地盤及び計器配置（事例 No2）

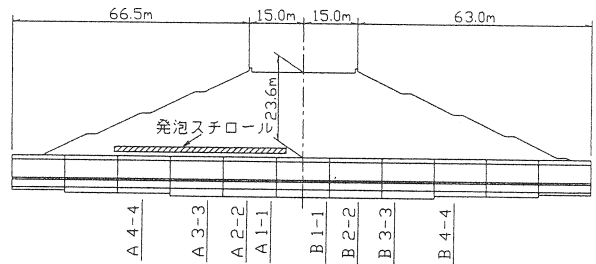


図-9 カルバートおよび盛土の形状（事例 No2）

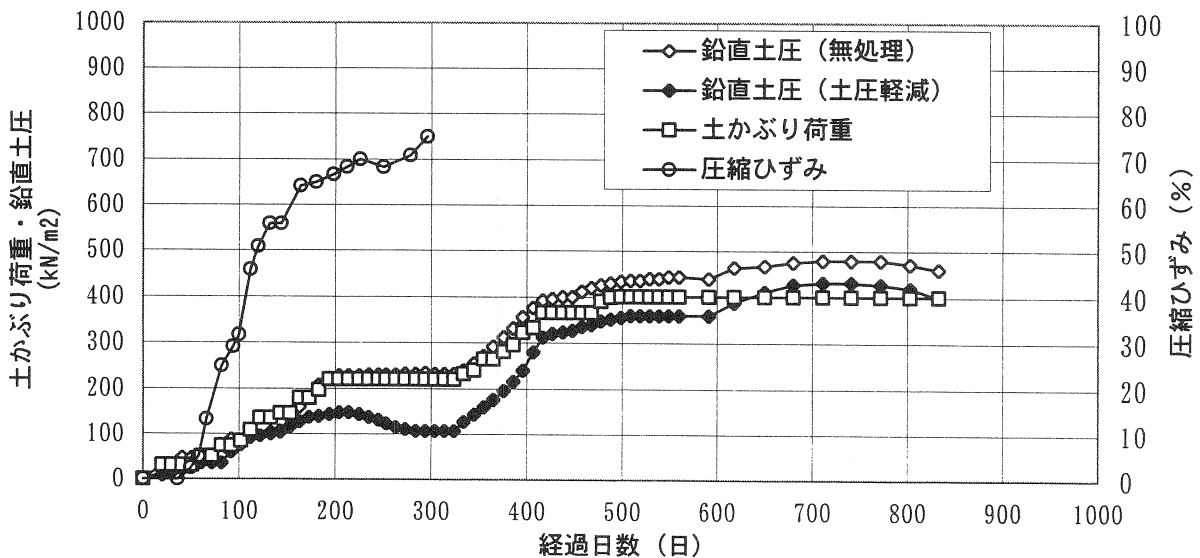


図-10 土かぶり荷重、鉛直土圧、発泡スチロールの圧縮ひずみの経年変化（事例 No2）

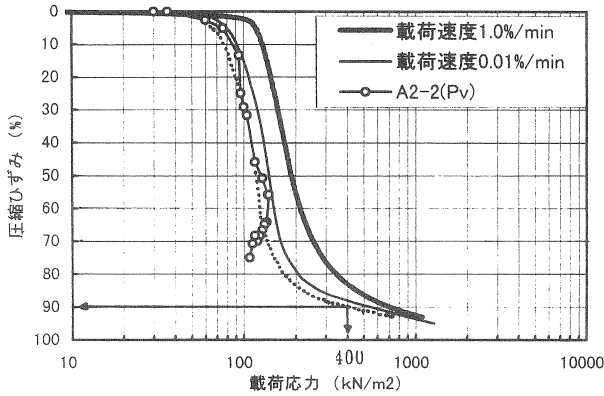


図-11 発泡スチロールのσ-ε曲線(事例No2)

となった。約1年間の放置中に、鉛直土圧は約420kN/m² (α=1.1)まで上昇した後390kN/m² (α≒1.0)となった。無処理の場合は約470kN/m² (α=1.2)であった。

発泡スチロールの圧縮沈下は、当初の厚さ60cmが約45cm圧縮して15cm(圧縮ひずみ75%)程度の厚さになった時点で計測が不能となった。その時点で裏込め部の圧縮沈下は約44cmであり、裏込め部の圧縮沈下は発泡スチロールの圧縮沈下より小さいが、盛土完了時点ではこの差は逆転したと判断される。

図-11は、図-7と同様に建設段階での発泡スチロールの実測値をプロットしたものである。発泡スチロールの圧縮沈下の実測値は、室内試験のσ-ε曲線よりも同一載荷応力で圧縮ひずみが大きめに推移している。

4. 追跡調査の方法

鉛直土圧軽減工法の長期安定性を確認するために追跡調査を平成9年7月に実施した。調査箇所はJHが本工法を最初の段階で実施した前記の2箇所である。建設段階で設置した土圧計など各種計器はすべて使用不可能となっていたため、追跡調査として目視調査、ボーリング調査、原位置孔内載荷試験などを実施した。

(1) 目視調査

気象履歴、対象カルバートのクラックなどの変状の有無、路面の補修履歴などを調査した。

(2) ボーリング調査

図-12、13に示すようにカルバート内から垂直にボーリングを実施し発泡スチロールの現状の厚さをポアホールカメラで測定した。また、ボーリングコアを採取して発泡スチロールの応力解放後の厚さの復元程度の測定と、変色変質および吸水状態などの目視調査を実施した。

(3) 原位置孔内載荷試験

盛土中の発泡スチロール及び盛土までカルバート内からボーリング(直径12.5cm)を行い、その孔を利用して図-14に示すように発泡スチロールと盛土の載荷試験(載荷板直径6cm)を実施した。事例No1では図-12に示すように、載荷試験を無処理ブロックの盛土で1箇所、土圧軽減ブロックの盛土で2箇所と発泡スチロールで1

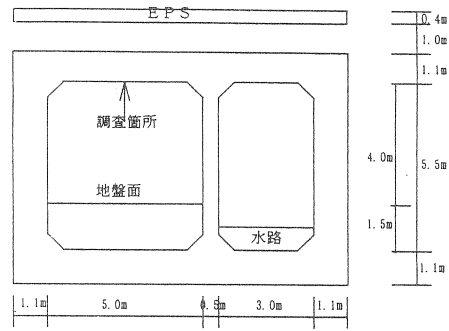


図-12 載荷試験の位置(事例No1)

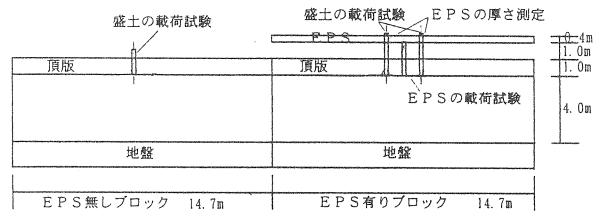


図-12 載荷試験の位置(事例No1)

図-12 載荷試験の位置(事例No1)

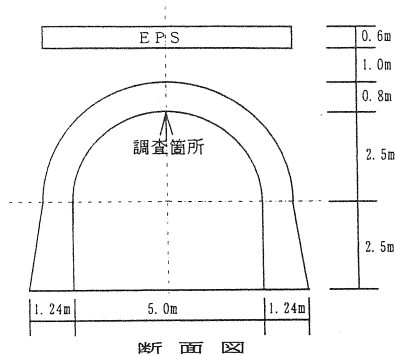


図-13 載荷試験の位置(事例No2)

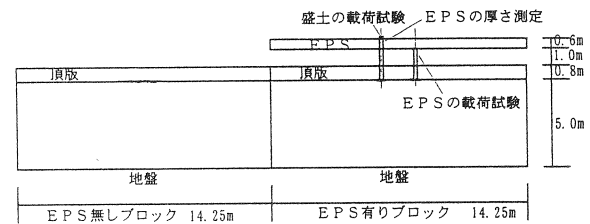


図-13 載荷試験の位置(事例No2)

図-13 載荷試験の位置(事例No2)

箇所計4箇所を実施した。事例No2では図-13に示すように、載荷試験を土圧軽減ブロックの盛土で1箇所と発泡スチロールで1箇所の計2箇所を実施した。

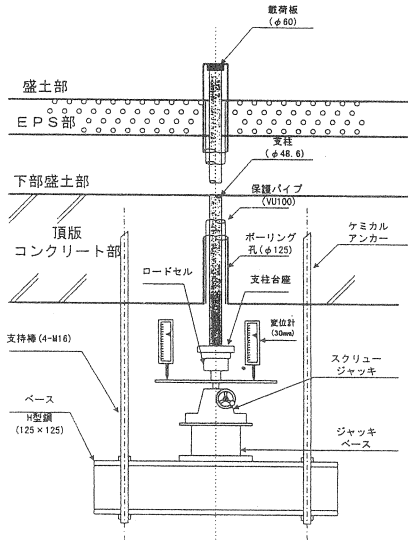


図-14 載荷試験方法

5. 追跡調査の結果

(1) 気象履歴及び目視調査の結果

事例 No1 の近傍の気象官署で昭和 53 年以後に観測した有感地震と時間降水量 20mm 以上の発生回数は次のようであった。図-15 は、有感地震の年別ヒストグラムである。横軸は震度階を示す。震度 5 以上の地震は発生していない。事例 No1 は試験施工完了時点から追跡調査時点までに、震度 4 クラスの地震を 7 回受けている。図-16 は時間降水量 20mm 以上の年別ヒストグラムである。横軸は降雨強度を A (20~30mm)、B (30~50mm)、C (50mm 以上) の 3 レンジで示す。事例 No1 は時間降水量 20~30mm の降雨を 33 回、30~50mm を 5 回、50mm 以上を 2 回受けている。最大値は時間降水量 75mm である。

事例 No1、2 とともにカルバートの壁面と天井のコンクリート表面にはクラックなどの変状は見られなかった。また、対象カルバートの上部の路面も他の個所と補修状況は変わらなかった。カルバート周辺の盛土のり面にも陥没などの変状は見られなかった。なお、事例 No1 で発泡スチロールを布設していない 3B ブロックの継目に数 cm の上下の段差が見られた。これは発泡スチロールの布設の有無による鉛直土圧の大きさの違いに起因して生じたものと考えられる。

(2) ボーリング調査の結果

①事例 No1

ボーリング孔を利用して測定した発泡スチロールの厚さは約 15 cm (圧縮ひずみ 63%) であった。現地調査完了時点での厚さは約 19 cm (圧縮ひずみ 53%) であったので、約 18 年間経過して 4 cm 程度の圧縮沈下の進行である。ボーリングコア (厚さ約 15 cm) が応力解放によって約 16 cm の厚さに復元した。また目視ではコアに変色変質とも見られず吸水もほとんどなかった。事例 No1 の発泡スチロールは図-3 で示した二次圧縮状態にあり今でも圧縮を期待できる状態にある。

図-7 において、発泡スチロールの現地試験の実測値

北海道苫小牧における有感地震の年別ヒストグラム

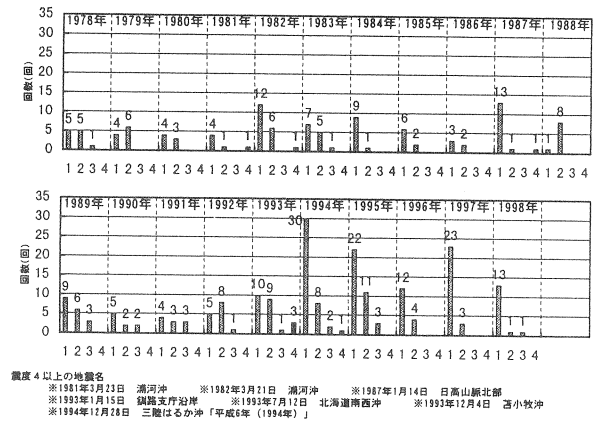


図-15 有感地震の回数 (事例 No1)

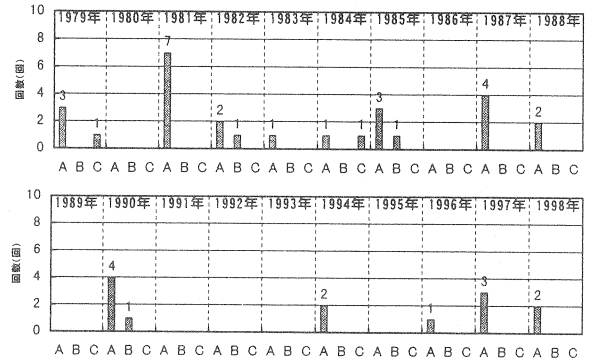


図-16 時間降水量 20mm 以上の回数 (事例 No1)

が室内試験とおおむね平行な $\sigma - \varepsilon$ 曲線上を推移すると仮定すると、追跡調査時点での圧縮ひずみは 63% であるから現状の鉛直土圧は約 100kN/m² となる。

②事例 No2

ボーリング孔を利用して測定した発泡スチロールの厚さは約 6 cm (圧縮ひずみ 90%) であった。事例 No2 の発泡スチロールは図-3 で示した最終圧縮状態に達していると判断され、鉛直土圧軽減効果を発揮するための圧縮は期待できない。なお、ボーリングコア (厚さ約 6 cm) は応力解放によって約 6.5 cm の厚さに復元した。また、目視ではコアに変色変質とも見られず吸水もほとんどない状態であった。図-11 において、発泡スチロールの現地試験の実測値が室内試験とおおむね平行な $\sigma - \varepsilon$ 曲線上を推移すると仮定すると、追跡調査での圧縮ひずみは 90% であるから現状の鉛直土圧は約 400kN/m² となる。

(3) 原位置孔内載荷試験の結果

ボーリングにより応力解放された発泡スチロール及び盛土を再度載荷した場合、その結果を縦軸に貫入量を普通目盛でとり、横軸に載荷応力を対数目盛でとってプロットすると、開放された応力が元に戻るまでは勾配が変化していくが応力が戻った時点で勾配は一定になる。この変曲点の応力を現状の鉛直土圧と仮定する。事例 No1 の発泡スチロールの載荷試験結果を図-17 に示す。発泡

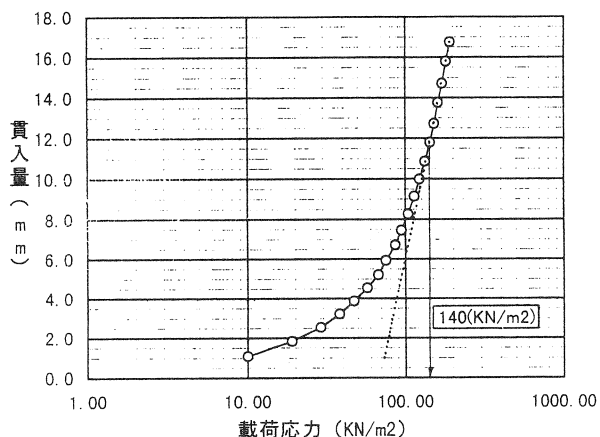


図-17 発泡スチロールの載荷試験結果 (事例 No1)

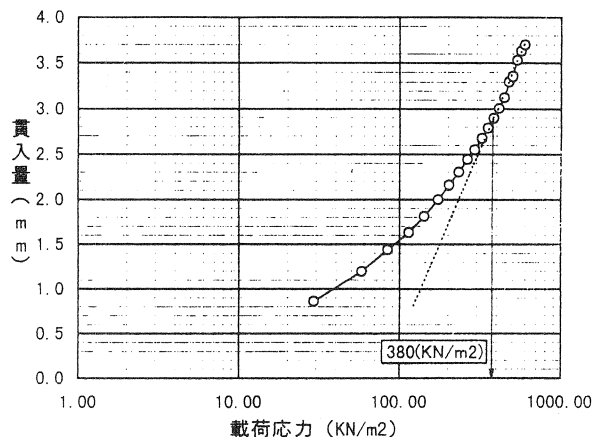


図-20 発泡スチロールの載荷試験結果 (事例 No2)

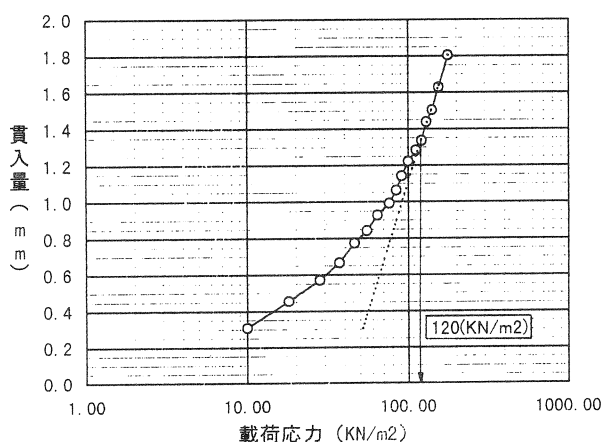


図-18 盛土の載荷試験結果 (土圧軽減・事例 No1)

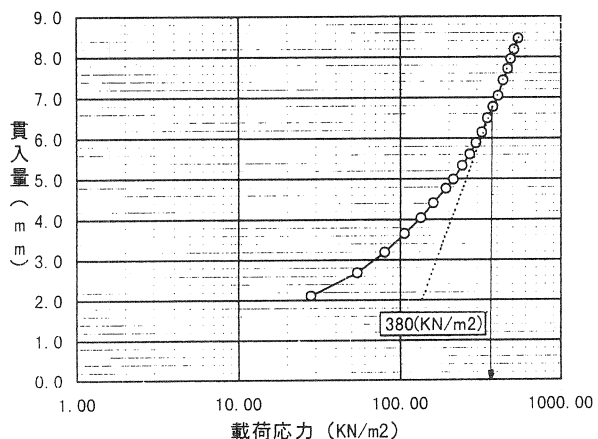


図-21 盛土の載荷試験結果 (土圧軽減・事例 No2)

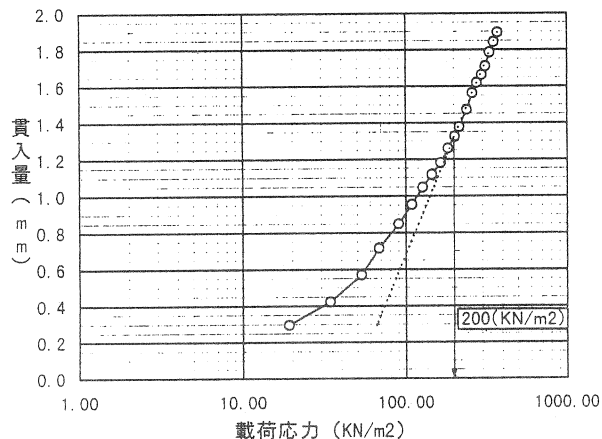


図-19 盛土の載荷試験結果 (無処理・事例 No1)

スチロールに作用している鉛直土圧は曲線の変曲点から約 140kN/m² と推定される。前記の発泡スチロールの厚さから推定した結果より大きい。事例 No1 の盛土 (土圧軽減、無処理) の載荷試験の結果を図-18、19 に示す。発泡スチロールを布設した場合の盛土の鉛直土圧は曲線の変曲点から約 120 kN/m²、無処理の場合の鉛直土圧は曲線の変曲点から約 200 kN/m² と推定される。

事例 No2 の発泡スチロールの載荷試験結果を図-20 に

示す。発泡スチロールに作用している鉛直土圧は曲線の変曲点から約 380 kN/m² と推定される。前記の発泡スチロールの厚さから推定した結果とおおむね一致する。事例 No2 の盛土 (土圧軽減) の載荷試験の結果を図-21 に示す。発泡スチロールを布設した場合の盛土の鉛直土圧は曲線の変曲点から約 380 kN/m² と推定される。

以上の結果から、試験施工段階から現在に至るまでの鉛直土圧の経年変化を整理してみると図-22、23 となる。事例 No1 の場合、発泡スチロールを布設したカルバートに作用する鉛直土圧は、試験施工完了時点で約 75 kN/m² ($\alpha=0.4$) であったものが、約 18 年経過した現状で約 100~140 kN/m² ($\alpha=0.6\sim0.8$) 程度となっている。鉛直土圧の増加はあるものの鉛直土圧軽減の効果は十分に発揮している。また、発泡スチロールの現状の圧縮ひずみ (63%) から推察すると二次圧縮状態であるのでこれからも鉛直土圧軽減の効果の継続は期待できる。なお、無処理の場合に鉛直土圧は、試験施工完了時点で土かぶり荷重よりも大きい 200 kN/m² ($\alpha=1.2$) であったが約 18 年経過しても減少せず同様の値を示している。事例 No2 の場合、発泡スチロールを布設したカルバートに作用する鉛直土圧は、試験施工完了時点で約 390 kN/m² ($\alpha=1.0$) であったものが、約 16 年経過した現状で約 380~400

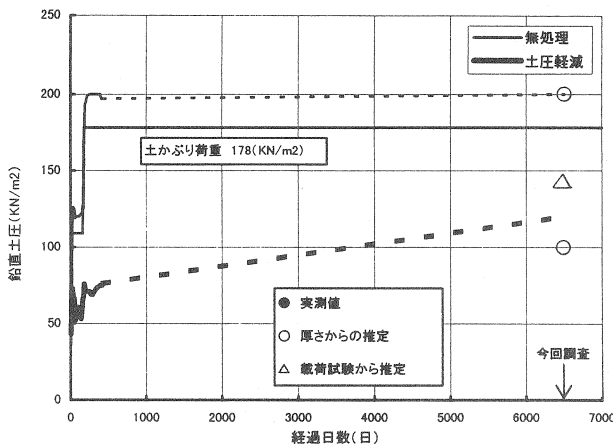


図-22 鉛直土圧の経年変化 (事例 No1)

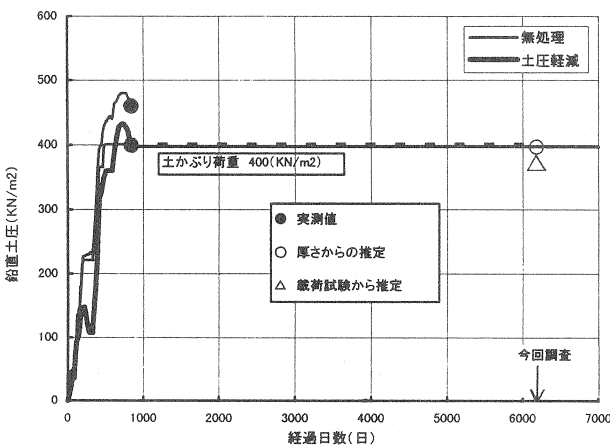


図-23 鉛直土圧の経年変化 (事例 No2)

kN/m^2 と大差ない。無処理の区間で追跡調査を実施していないが、試験施工完了時点の鉛直土圧は土かぶり荷重より大きい約 470kN/m^2 ($\alpha=1.2$) であった。これと比較すると事例 No2 の鉛直土圧軽減の効果は事例 No1 ほどではないが発揮されている。しかし、発泡スチロールの現状の圧縮ひずみ (90%) は最終圧縮状態に達していると判断されるのでこれ以上の圧縮は期待できない。

事例 No1 の発泡スチロールと盛土の鉛直土圧が約 140kN/m^2 と約 120kN/m^2 でおおむね等しく、また、事例 No2 の発泡スチロールと盛土の鉛直土圧が約 380kN/m^2 で等しい。このことは、地中にある発泡スチロールが緩い状態であればその上の盛土も緩い状態となり、発泡スチロールが硬く締った状態となればその上の盛土も硬く締め固まった状態になることを意味する。事例 No1 において、無処理の盛土の鉛直土圧が約 200kN/m^2 であったことを合せて考えると、発泡スチロールとその上の盛土は一体となってゆるみ領域を形成していることをうかがわせる。

6. 結論

追跡調査から判明した鉛直土圧及び発泡スチロールの現状から次の3点を結論づけることができる。

① 今回の追跡調査箇所は、紫外線等から隔離され水も入

りにくい条件であり、発泡スチロールに特段の劣化は見られない。

② 事例 No1 のように発泡スチロールの圧縮沈下が裏込め部の圧縮沈下を上まわる場合は、約 18 年経過して震度 4 クラスの地震を 7 回、時間降水量 20mm 以上の降雨を 40 回受けているが、鉛直土圧軽減の効果が十分に発揮されており長期安定性は継続されている。

③ 事例 No2 のように裏込め部の圧縮沈下が発泡スチロールの圧縮沈下を上まわる場合は、鉛直土圧軽減の効果は発揮しているものの、発泡スチロールの圧縮ひずみが 90% に達しておりこれ以上の圧縮は期待できない。

7. あとがき

本報文は、日本道路公団試験研究所が平成 9 年度実施した「EPS によるカルバート土圧軽減効果の確認調査」をもとにとりまとめたものである。発泡スチロールの圧縮沈下が裏込め部の圧縮沈下を上まわる場合は、鉛直土圧軽減効果が長期間にわたり継続されることを確認したけれども、土のリラクゼーションの問題など未確認なことがあるため、平成 9 年 12 月制定の暫定案では鉛直土圧係数 $\alpha=1.0$ として設計することとした。

(謝辞)

本件に関する貴重なデータを観測し蓄積されてきた JH 現地事務所の大勢の方々に改めて敬意と謝意を表します。本文のとりまとめにあたって、とくにご指導を賜った広島大学佐々木康先生に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐藤嘉平他：高盛土下の剛性カルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法について、土と基礎、Vol. 29、No. 12、pp. 3-7, 1981
- 2) 鬼丸良雄他：剛性カルバートにおける土圧軽減の試験工事—北海道縦貫道糸井東工事・札幌工事—、土木技術、Vol. 38、No. 1、pp. 103-108, 1982
- 3) 島田忠則：剛性のパイプカルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法、土と基礎、Vol. 41、No. 11、pp. 29-34, 1993
- 4) 島田忠則他：発泡スチロールを用いたカルバートの鉛直土圧軽減工法の実用化に関する研究、高速道路と自動車、第 41 巻、第 11 号、pp. 20-30, 1998
- 5) 島田忠則他：発泡スチロール布設による剛性カルバートの鉛直土圧軽減効果に関する現地試験結果、土木学会論文集 (投稿中)