

# 경량성토재(EPS)를 이용한 교량 교대의 안정성 검토

## A Case Study of Stability of Bridge Abutment Using the Light Banking Materials(EPS)

장 용 채\*  
Chang, Yong Chai

### Abstract

The EPS construction method-one kind of the load reducing methods-utilizes the EPS blocks, ultra-light materials whose unit weight is about 1/100 of soils and has been applied to many soft ground sites. It needed 3,000 days to get the 90% degree of the consolidation for the case of 12m high soil embankments on the 30m thick soft clayey foundations. The N value of SPT at this deposit was less than 5. The pack drain was installed to promote the radial consolidations. Although staged embankments were planned, designers failed to get a sufficient stability of the foundation ground. Therefore, the EPS fill method was selected to reduce the load and the construction period. EPS blocks(D-20 model) replaced the upper part of the soil embankments. These complex embankments reduced the ground settlement and the construction period. The possibility of lateral movements of the bridge abutments was checked and the design scheme was reviewed.

### I. 서 론

계속되는 국토의 확장과 더불어 국민의 생활환경은 급격하게 변화하고 있다. 과거에는 바닷가에서 조개를 줍던 곳이 이제는 농경지가 들어오고 고속도로가 관통하게 됨에 따라 우리의 국토는 개발의 거친 숨을 계속해서 몰아쉬고 있다. 최근 들어 우리 나라에서는 연약지반상에 지반의 안정을 위하여 경량성토재인 EPS(Expanded Polystyrene) 성토공법을 적용하는 현장이 증가하고 있는 추세이다. 이와 같은 EPS 성토공법은

하중경감공법의 일종이며, 단위중량이 일반 토사 하중의 약 1/100에 해당하고, 압축강도가 탄성 범위에서 5~10tf/m<sup>2</sup>에 이르는 초경량의 재료(EPS Block)를 이용하여 현장에서 적용하는 공법으로서 토목현장 중 특히 연약지반 현장에서 다양하게 적용되고 있다.

우리 나라에서는 1973년 발포성 비드가 생산된 이래 농업, 어업, 가전제품 및 건축분야 등에서 다양하게 사용되다, 1993년 한국도로공사 도로연구소에서 서해안 고속도로 서창 J/C에 EPS 블록을 사용해 EPS 성토공법의 첫발을 내딛었다.<sup>5)</sup>

\* 한국도로공사 도로연구소 지반연구실

키워드 : EPS 성토공법, 측방유동, 판정지수  
T<sub>A</sub>설계법, 압밀침하량

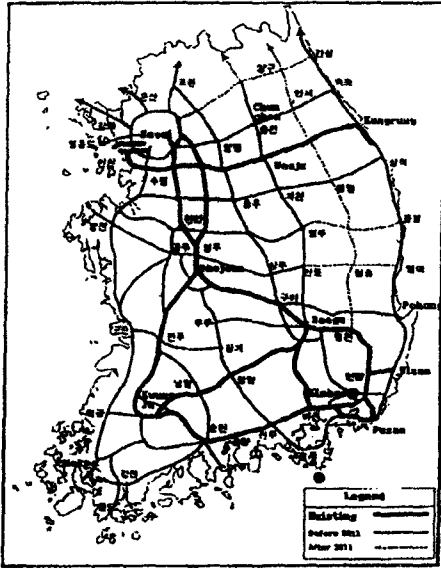


Fig. 1. Location of EPS construction site

EPS 성토공법은 대형 EPS 블록을 성토재료 및 뒷채움재료로 도로, 철도, 공원조성 등의 각종 토목공사에 적용되며, 초경량성, 자립성, 내수성, 내압축성, 시공성 및 경제성의 특징이 있다.

본 연구에서 검토하고자 하는 현장은 연약층 심도가 30.0m이고, 성토고가 12.0m인 지반에 일반토공재료를 사용할 경우 90% 압밀도를 얻기 위해서는 3,000일 정도가 소요될 예정이기 때문에, 공기내 시공과 소요강도를 얻는 두 가지 조건을 만족시키는 방법으로 EPS 성토공법을 적용하였다. 최근들어 EPS 성토공법에 대한 인지도가 높아져 설계 및 시공기간도 많이 단축되었으나, 설계시 고려할 사항이 일반토사 성토공법과는 다르기 때문에 설계시 누락 또는 잘못 사용된 경우가 발생되고 있어 시공사례를 중심으로 검토하고자 한다.

## II. EPS 성토공법의 특성 및 공사개요

### 1. EPS 성토공법의 특성

#### 가. 일반적 특성

EPS 성토공법은 초경량성, 자립성, 내수성, 내

압축성, 시공성 및 경제성의 특징이 있다.<sup>12)</sup>

- 1) 초경량성 : 흙의 약 1/100 정도 밀도로 연약지반상의 침하문제를 해결할 수 있다.
- 2) 자립성 : 자립성이 있어 수직의 자립 벽체를 형성할 수 있다.
- 3) 내수성 : 발수성 재료로 흡수에 따른 재료의 특성변화가 없다.
- 4) 내압축성 : 탄성범위 내의 허용압축강도가  $3\sim 14\text{tf/m}^2$ 이므로 성토재료로 쓸 수 있다.
- 5) 시공성 : EPS 블록 축조시 대형 건설기계 필요하지 않으며 인력으로도 시공 가능하다.
- 6) 경제성 : 지반개량공법이 불필요하고 유지관리비가 적게 들어 경제적이다.

#### 나. 역학적 특성

역학적 특성에 열거한 내용은 본 연구에서 사용된 재료를 기준으로 외국의 실험사례와 본 연구소 시험결과를 토대로 일반적인 값을 정리하면 다음과 같다.<sup>12)</sup>

- 1) 압축 강도 : EPS 블록은 약 1% 압축 변형률까지는 탄성거동을, 그 이상의 변형률에서는 소성거동을 보인다. EPS 블록 밀도에 관계없이 1% 변형에서의 압축강도는 5% 변형시 강도 값의 1/2 정도로 나타나며, 탄성한계변형률(1% 변형률)에서의 EPS 블록의 압축강도는 밀도 증가에 따라 선형적으로 증가한다(Table 6 참조).
- 2) 변형계수 : 초기 탄성계수는 EPS 블록의 밀도 증가에 따라 거의 직선적으로 증가한다.
- 3) 크리프 특성 : 재하하중이 작은 경우에는 시간 경과에 따른 압축변형이 거의 없고, 재하하중이 크게 되면 시간 경과에 따라 압축변형이 꾸준히 증가되며, 크리프에 대해 안정상태를 유지할 수 있는 재하하중은 대체로 5% 변형률에서 EPS 블록의 압축강도의 1/2 이하로 평가할 수 있다.

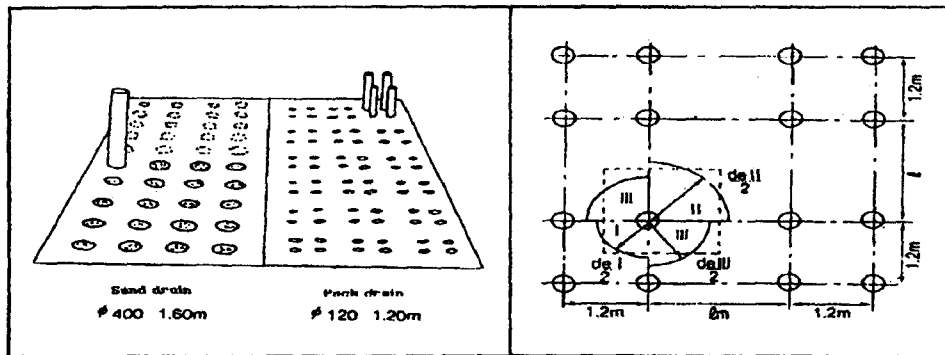
5) 내열성과 내화성 : EPS 블록의 원재료는 폴리스티렌 수지로서, 열가소성이므로 고온에서 수지 자체가 연화하여 팽창하거나 수축하는 등의 변형을 일으킨다. 그러나, EPS 블록의 변형과 강도 저하를 유발시키는 온도는 70℃ 이상이므로 EPS 블록 사용시는 70℃ 이하에서 사용하여야 한다.

## 2. 공사개요

경부고속도로의 물동량 폭증으로 새로운 고속도로 건설의 필요성이 증대되어 Fig. 1에서 나타난 바와 같이 양산-구포간 4차선 고속도로를 신설하게 되었다. 신설되는 구간중 양산-구포 ○○공구의 연장은 3.66km이고, 도로의 폭은 23.4m이다. 공사기간은 1991년 12월 2일에 시작하여 1996년 6월 개통으로 1,360일 동안 공사하게 되

어 있다. 연약지반은 거의 전구간에 걸쳐 있으며, 심도는 20.0, 40.0m, N값은 5이하이다. 연약지반 처리공법으로 Pack drain을 시공하였으며 시공물량은 3백 60만 m 정도이다. 도로제방은 단계성토로 시공하였는데, 지지층의 강도가 작고, 성토하중이 20.0tf/m<sup>2</sup>로 크기 때문에 시공기간이 다른 공사기간보다 길다. 본 교량 지역은 연약층의 심도가 깊고 흙의 물리적, 공학적 성질이 열악하며, 공사시행시 지장물의 철거지연으로 단계성토가 늦어져 공사기간 단축, 측방유동압저감 및 침하량을 경감시키기 위해서 EPS 성토공법을 시행하였다.

Fig. 2는 본 공사지역내 연약지반구간에 시공된 Pack drain공법을 Sand drain공법과 함께 나타낸 것이다.



(a) Pack drain & Sand drain method

(b) Pack drain construction

Fig. 2. Design method of pack drain

## III. 교대측방이동

### 1. 개요

연약지반에 성토하중이 작용하면, 하부지반은 초기에 탄성거동에 의한 침하가 발생하고, 간극수압이 소산되기 전에 계속해서 단계하중을 증가시키면 과잉간극수압의 급증으로 강도가 저하되어 소성영역이 확대되고, 이에 따라 점차 소성평형

상태로 변하면서 측방유동압이 발생하게 된다.

이러한 측방유동압이 발생하면 지표면의 융기가 발생되어 극한상태에서는 제체의 활동파괴를 유발시켜 파괴에 이르기도 한다.<sup>12)</sup> 이와 같이 연약지반이 성토하중 등의 편재하중에 의해 지반이 수평방향으로 변형하는 현상을 측방유동(lateral flow)이라 하고, 이와 같은 측방유동으로 인해 시공 중 또는 시공 후에 구조물이 움직이는 현상

을 측방이동(lateral movement)이라 한다.

## 2. 측방유동의 유무

### 가. 측방유동의 영향인자

연약지반상에 축조되는 교대의 측방이동에 영향을 미치는 인자는 1)교대배면의 성토고, 2)연약지반의 전단강도, 3)연약지반의 침도, 4)교대 형식, 5)기초의 형식 및 강성 등으로 알려져 있다. 측방유동의 판정시 주로 이용되는 방법은 사면안정 해석결과를 이용하여 변형량과 비교를 통하여 간접적으로 추정하는 방법, 성토고 및 지지층이 되는 연약지반의 비배수 전단강도에 의한 안정수 개념, 계측에 의한 변위의 경향에 의한 판정방법으로 나눌 수 있다.

### 나. 사면안정 해석결과 이용한 간접 추정방법

일본 수도고속도로공단에서 제안한 원호활동에 대한 저항비와 압밀침하량에 의한 판정법으로 교대와 말뚝기초가 없는 것으로 가정하여 연약지반 중간을 통과하는 최소안전율에 의해 다음과 같은 기준을 제안하였다.<sup>6)</sup>(Fs : 원호활동 저항비, s : 압밀침하량)

$Fs \geq 1.6$  및  $s \leq 10\text{cm}$

: 측방유동에 대한 가능성 없음

$1.2 \leq Fs \leq 1.6$  및  $10\text{cm} \leq s \leq 50\text{cm}$

: 측방유동에 대한 가능성이 있음, 대책공법요망

$Fs < 1.2$  및  $s > 50\text{cm}$

: 측방유동에 가능성이 큼, 대책공법 필요

### 다. 교대측방이동 판정지수( $I_L$ )

일본 건설성 토목연구소 기초연구실에서는 성토안정계수를 여러가지 계수로 보정한 새로운 측방이동 판정지수에 의한 판정기준을 제안하였다. 즉, 안정계수( $\gamma H$ )/C를 측방이동에 주로 영향을 준다고 생각되는 3개의 요인으로 보정한 다음의  $I_L$ 값을 측방이동 판정지수로 하였다(Fig. 3 참조).

$$I_L = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times \frac{\gamma \cdot H}{C} \dots\dots\dots (1)$$

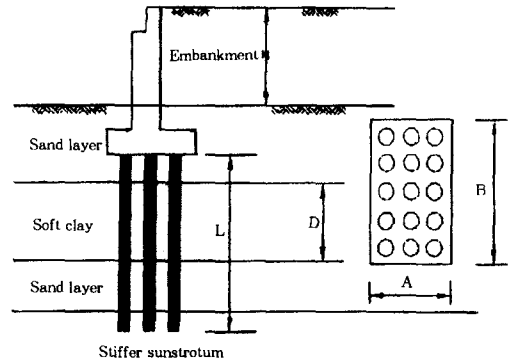


Fig. 3. Diagram of the index of lateral movement

$I_L$  : 측방이동 판정지수

$\mu_1 = \frac{D}{L}$ ; 연약층비에 관계되는 보정계수

$\mu_2 = \frac{\sum b}{B}$  기초체 저항에 관계되는 보정계수,

$\sum b$  = 교축방향 말뚝직경의 합

$\mu_3 = \frac{D}{A}$ ; 약층 두께 및 교대길이에 관계되는 보정계수

$\frac{\gamma \cdot H}{C}$  = 성토안정계수,

C = 연약층의 평균점착력( $tf/m^2$ )

H = 성토고(m)

$I_L \geq 1.5$  ; 움직임 있음,

$I_L < 1.5$  ; 움직임 없음

### 라. 측방유동지수(F)

일본 도로공단은 연약지반상의 교대의 이동에 관한 교량교대의 조사연구 결과, 주요 영향을 미치는 요소로서 지반의 강도(점토의 일축압축강도), 연약지반의 두께, 그리고 성토높이를 들고 있으며, 이들 관계를 수식화하여 측방유동지수(F)를 구하고 있다.<sup>13)</sup>

$$F = \frac{C}{\gamma \cdot H} \cdot \frac{1}{D}$$

F: 측방유동지수 (\* 10<sup>-2</sup> m<sup>-1</sup>) ..... (2)

$\frac{C}{\gamma H}$  : 안정수

C : 연약층의 평균점착력(tf/m<sup>2</sup>)

γ : 성토의 단위체적중량(tf/m<sup>3</sup>)

H : 성토고(m)

D : 연약층 깊이(m)

F ≥ 4 : 측방유동의 우려없음

F < 4 : 측방유동의 우려있음

마. A교량에 대한 측방유동의 유무판정

측방유동지수(F)와 교대측방이동 판정지수(I<sub>L</sub>)를 현장에 적용한 결과 다음 Table 1과 같다.

A교량 교대1(A1)의 F값은 0.2로 안정값 4보다 작고, I<sub>L</sub>은 19.45로 안정값 1.5보다 크다. 따라서, 두 결과 모두 측방유동의 가능성이 큰 것

으로 나타났으며, 실제 계측치도 23.4cm로 구조물의 허용변위량 1.5cm를 초과한 것으로 나타났다. 그리고, 교대2(A2) 역시 F값이 0.2로 안정값 4보다 작고, I<sub>L</sub>은 23.64로 안정값 1.5보다 큰 것으로 나타났으며 실제 계측치도 8.4cm로 구조물의 허용변위량 1.5cm를 초과하여 두 교대 모두 측방이동에 대한 대책공법이 필요한 것으로 나타났다. 한편, 여기서 교대2의 I<sub>L</sub>값이 교대1의 I<sub>L</sub>값 보다 약간 크게 나타났는데, 실제 교량교대의 변위를 측정한 계측 값은 교대1이 교대2보다 3배 정도 크게 나타났다. 이는 교대1이 교대2보다 교량교대의 설치를 위한 구조물시공 및 배면성토가 먼저 이루어졌기 때문에, 교대1은 이미 측방유동압이 교량교대에 작용하여 변위가 많이 발생하였고, 교대2는 배면성토의 재하 시점이 계측시점과 근접해 교대1보다 작은 값이 나타난 것으로 판단된다.

Table 1. Judgment index of lateral movement in the abutment

Bridge specific property					Soft clay		Embankment		F (10 <sup>-2</sup> m <sup>-1</sup> )	I <sub>L</sub>	Abut disp. (cm)	
Name	A (m)	B (m)	L (m)	Σb (m)	C (tf/m <sup>2</sup> )	D (m)	γ (tf/m <sup>3</sup> )	H (m)				
Abutment.	A1	5.25	12.1	50.4	9.144	1.7	40.1	2.14	8.562	0.2	19.45	23.4
	A2	5.25	12.1	49.2	9.144	1.7	40.1	2.14	10,162	0.2	23.64	8.4

3. 측방유동에 대한 대책

측방유동의 주원인이 상부의 편재하중에 의한 비배수 전단변형이며, 측방유동은 지반강도가 작을수록 발생 가능성이 높다. 본 연구 대상지역은 연약지반의 심도가 깊고 지지력 또한 상부 고성토하중을 지지하기에는 매우 부족한 상태로, 연약지반 처리공법의 효과가 충분히 발휘되지 않은 상태에서 교대배면의 성토가 이루어져 측방이동의 가능성이 매우 큰 것으로 나타났다. 또한, 현장 여건상 공기가 매우 부족한 상태였기 때문에 여러 가지 대책공법중에서 원지반의 하중상태를 변화시키지 않고 공사기간이 짧은 하중경감공법을 채택하였다.<sup>8)</sup>

IV. EPS성토공법의 적용

1. 설계순서

연약지반이나 사면활동 가능성이 큰 지역에서 EPS 성토공법을 설계할 경우에는 다음의 항목에 대해서 검토해야 한다.<sup>12)</sup>

- 1) EPS 블록의 응력도 검토(EPS 블록에 작용하는 응력이 EPS 블록의 허용응력 이하인가?)
- 2) 지반의 안정검토(성토하중이나 교통하중에 대해서 사면활동과파괴가 발생하지 않는가?)
- 3) 부력에 대한 검토(EPS 블록이 지하수위면 아래에 있을 경우 검토)

4) 지반의 침하검토(성토기초지반이 연약할 경우 성토하중, 교통하중에 대하여 발생하는 지반의 침하량은 허용침하량 이하인가?)

2. A교량에 대한 EPS 성토공법의 적용

가. EPS 성토공법 적용시 포장설계

도로성토체에 적용되는 재료의 단위체적중량은 다음 Table 2의 값을 사용한다. 도로의 경우 활하중은 표준하중으로 DB-24를 사용하고, 등분포 하중으로 환산하여 통상 1.3tf/m<sup>2</sup>을 사용한다. 아스팔트 포장요강에 의해 통상의 포장은 CBR법에 따라 설계하고 실적이 적은 특수한 포

Table 2. Unit weight of material

Material		Unit weight
Steel concrete		2.50tf/m <sup>3</sup>
Asphalt concrete	Base	2.30tf/m <sup>3</sup>
	Sub-base	2.00tf/m <sup>3</sup>
Sand		1.90tf/m <sup>3</sup>
Clay		1.80tf/m <sup>3</sup>

Table 3. Classification of traffic amount

Traffic division	Traffic amount of large vehicle(Ea/day, one way)	Design load(tf)
L	100 Under	2.08
A	100~250 Under	3.11
B	250~1,000 Under	5.00
C	1,000~3,000 Under	8.13
D	3,000 Above	12.16

Table 4. Value of T<sub>A</sub> and pavement depth

Design CBR	Object(cm)									
	L		A		B		C		D	
	T <sub>A</sub>	H	T <sub>A</sub>	H	T <sub>A</sub>	H	T <sub>A</sub>	H	T <sub>A</sub>	H
2	17	52	21	61	29	74	39	90	51	105
3	15	41	19	48	26	58	35	70	45	83
4	14	35	18	41	24	49	32	59	41	70
6	12	27	16	32	21	38	28	47	37	55
8	11	23	14	27	19	32	26	39	34	46
12	-	-	13	21	17	26	23	31	30	36
20	-	-	-	-	-	-	20	23	26	27

Table 5. Composition of pavement layer

Devison	Thickness (m)	Unit weight (tf/m <sup>3</sup> )	Load (tf/m <sup>3</sup> )
Surface	0.10	2.3	0.230
Base	0.25	2.3	0.575
Sub-base	0.45	2.0	0.900
RC	0.15	2.5	0.375
Sum.	0.95	-	2.080

장은 다층탄성이론에 따라 설계한다.

본 지역의 포장설계는 T<sub>A</sub>설계법으로 검토하였다. EPS 블록 상부에 사용되는 RC상판은 노상의 일부로 간주해야 하나, EPS 블록에 작용하는 응력을 분산하는 층으로 보아 포장의 일부로 보며, 노상의 설계 CBR은 8로 한다. 예상 설계교통량은 1일 1방향기준으로 할 때 5,000대 이상으로 Table 3에 의해 D교통량에 해당한다.

T<sub>A</sub>값은 설계 CBR과 교통량구분에서 다음 Table 4의 목표 값보다 커야 하며, 총두께 역시 목표 값보다 1/5 이상 감소하지 않도록 포장 각 층의 두께를 결정한다.

EPS 블록 상부에 사용할 T<sub>A</sub>는 34cm, 총두께는 46cm로 최소치는 46(1-1/5)=36.8cm이다.

T<sub>A</sub>와 H를 계산하면,

$$T_A = a_1T_1 + a_2T_2 + a_3T_3 + \dots + a_nT_n \dots (3)$$

a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub>, ..., a<sub>n</sub>; 등가환산계수

T<sub>A</sub>: 포장을 전부 표층용 가열 아스팔트 혼합물로 설계했을 때의 필요두께

표층의 두께를 10cm, 기층의 두께를 25cm, 보조기층의 두께를 60cm로 하면, T<sub>A</sub>=1.0×10+0.80×25+0.25×60=45cm, H=10+25+60=95cm가 되어, T<sub>A</sub>와 H의 기준치를 만족한다. 보조기층의 두께 60cm에는 RC 상판의 두께 15cm가 포함된 것으로 이것을 정리하면 Table 5와 같다. 따라서, EPS 블록의 상부 포장하중(σ<sub>z1</sub>)은 2.08tf/m<sup>2</sup>이다.

나. EPS 블록의 응력도 검토

EPS 블록에 작용하는 응력은 포장하중(사하중)과 교통하중(활하중)으로 구분되며, 포장하중( $\sigma_{z1}$ )은  $2.08\text{tf/m}^2$ 이고, 교통하중에 의한 EPS 블록 층의 증가응력은 다음 식으로 구한다.<sup>12)</sup>

$$\sigma_{z1} = \frac{P(1+i)}{(B+2 \cdot Z \cdot \tan \theta)(L+2 \cdot Z \cdot \tan \theta)} \dots (4)$$

- $\sigma_{z1}$  : EPS 블록 상부의 응력도
- P : 윤하중(DB-24하중의 경우, P=9.6tf)
- i : 충격계수(0.3)
- Z : 노면으로부터 EPS 블록 상부까지의 깊이
- B,L : 윤하중의 재하폭(B=50cm, L=20cm)
- $\theta$  : 하중분산각도(콘크리트 상판을 사용하는 경우,  $45^\circ$ )

$$\begin{aligned} \sigma_{z2} &= \frac{9.6(1+0.3)}{(0.2+2 \times 0.95 \tan 45)(0.5+2 \times 0.95 \tan 45)} \\ &= 2.476(\text{tf/m}^2) \end{aligned}$$

$\therefore$  EPS 블록 상부하중=포장( $\sigma_{z1}$ )  
 +교통하중( $\sigma_{z2}$ )=2.080+2.476  
 =4.556tf/m<sup>2</sup><5.0tf/m<sup>2</sup>  
 (토목용 3호(D-20)의 허용응력)  $\therefore$  안정

Table 6. Density and allowable compressive strength of EPS block

	Production method	Expandable ratio (%)	Density (kgf/m <sup>3</sup> )	Allowable strength (tf/m <sup>2</sup> )
DX-29	Extrusion	34.5	29.0	14.0
Civil No. 1	In-forming	33.3	30.0	9.0
Civil No. 2	In-forming	40.0	25.0	7.0
Civil No. 3	In-forming	50.0	20.0	5.0
Civil No. 4	In-forming	62.5	15.0	3.5

다음 Table 6은 EPS 블록의 단위체적중량에 따른 허용압축강도를 나타낸 것이다.

다. EPS 성토공법 적용시 사면안정 검토

EPS 블록 저면의 길이는 측방유동압의 범위를 고려하여, 연약층 깊이(D)의 1.0배, EPS 블록의 성토높이는 사면안전을 1.50을 기준으로 계산하여 7단으로 성토하였다. 레벨링 콘크리트층은 EPS 블록 상부와 중간에 각각 설치하였으며, 이는 EPS성토면보다 1~2m이상 토사성토부 쪽으로 연장시켜 EPS 블록이 토사와 일체거동을 하도록 설계하였으며, 일반토사부와 단차를 줄이기 위해서 EPS 블록의 배면구배는 1:2로 하였다(Fig. 4, 5참조).

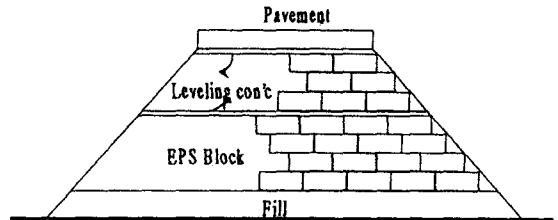


Fig. 4. Front section of EPS block

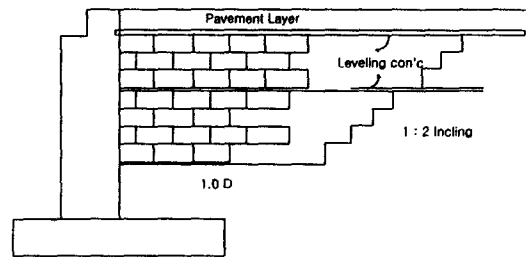


Fig. 5. Cross section of EPS block

라. EPS 성토공법 적용시 부력 검토

부력에 의한 EPS 블록의 부상에 대한 안전율은 다음 식으로 계산한다.

$$F_s = \frac{\text{EPS 블록 상부에 작용하는 하중(포장하중, 레벨링콘크리트층)}}{\text{물에 침수된 EPS 블록의 부피}} \dots (5)$$

부력에 대한 설계안전율은 최대 홍수위를 기준으로 통상 1.2 이상의 값을 취하며, 이를 만족

하지 않을 경우 다음과 같은 대책을 고려해야 한다.

- 1) 굴착깊이의 감소(EPS 블록 치환두께를 감소시킨다.)
- 2) 성토하중의 증가(EPS 블록의 두께를 감소시켜 포장두께를 증가시킨다.)
- 3) 배수공의 채택(지하수위를 저하시킨다.)

A교량 주변의 허용침수위는 1.5m로 EPS 블록의 성토 높이 아래에 있어 침수에 대한 영향은 없는 것으로 판단되어 부력에 대해 안정하다.

**마. 압밀침하량의 산정**

1) 구성 방정식

압밀침하량을 산정하기 위하여 사용된 프로그램에서 탄성해석은 Duncan이 제안한 Hyperbolic 모델을 이용하였으며, 지반의 압밀침하 해석은 수정 Cam-clay 모델(Roscoe & Burland, 1968)을 이용하였고, 흙의 장기 크리프 변형해석은 Hohenemser-Prager 모델에 Bingham 모델을 연결한 점탄소성모델인 Vyalov 모델을 이용하였다. 여기서, Hyperbolic 모델과 수정 Cam-clay 모델은 익히 알려져 있기 때문에, 장기 크리프해석에 이용한 Vyalov 모델을 간략히 나타내면 다음과 같다.

$$\epsilon = \epsilon^{HP} + \epsilon^B \dots\dots\dots (6)$$

여기서  $\epsilon^{HP}$ 은 Hohenemser-Prager 모델에 의한 변형이고,  $\epsilon^B$ 은 Bingham 모델에 의한 변형이다. 하중이 일정하게 작용하는 경우에 모델식은 다음과 같다.

$$\sigma < \sigma_y \text{ 일 때}$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{G} - \sigma \left( \frac{1}{G} - \frac{1}{G_0} \right) e^{-t/T_p} \dots\dots\dots (7)$$

이 경우에는 감쇄변형효과를 나타내며, Hohenemser-Prager 모델에 따른 거동을 한다.

$$\text{또한, } \sigma \geq \sigma_y \text{ 일 때}$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{G - \sigma} \left( \frac{1}{G} - \frac{1}{G_0} \right) e^{-t/T_p} + \frac{\sigma - \sigma_y}{\eta_{pl}} t \dots\dots (8)$$

여기서,  $G_0$ 는 초기전단탄성계수,  $G$ 는 전단탄성계수,  $\eta_{pl}$ 은 소성점성계수이고,  $T_p$ 는 잔류효과인 감쇄변형시간이다. 이 경우에는 흙의 탄성 및 점소성흐름의 효과를 포함한 비감쇄진동효과를 나타내며, Hohenemser-Prager 모델과 Bingham 모델 모두가 거동한다.

2) 유한요소 해석망

본 해석을 위한 유한요소망의 생성은 시공관리 프로그램내에 포함되어 있는 유한요소망 작성 프로그램을 이용하여 작성하였으며, 총 요소 수 360개, 총 절점 수 407개로 구성하였다. 해석에 사용된 토질상수값은 Table 7과 같다.<sup>1)</sup>

**Table 7. Soil properties**

Abutment	Depth(m)	N value	$\gamma t(\text{tf/m}^3)$	C(tf/m <sup>2</sup> )	e <sub>0</sub>	PI(%)	k(cm/s) × 10 <sup>-7</sup>
A1	44.1	2~8	1.55	2.4	2.11	19.1	1.74
A2	22.3	2~9	1.65	2.4	2.12	15.0	1.16

3) 지반변형의 예측방법

본 연구에서 사용된 시공관리 프로그램은 지반변형의 예측시 log t방법으로 명명된 방법을 적용하여 장래 침하량을 예측할 수 있도록 구성되어 있다. 따라서, 초기단계에서의 해석 수행 후 임의의 시점에서의 지반변형을 예측하여 최종예측치와 비교함으로써 예측방법의 적용성을

판단하고자 하였다. 현재까지의 침하량을 정리하여 장기 침하량을 역해석하여 분석한 결과 다음과 같다.

가) A교량 교대1(STA. 2K+950)

① 본 구간은 연약지반 처리기간이 준비공을 포함하여 총 36개월로 설정되어 있으나, 여러 가지 현장 상황으로 인하여 공기가 지연되어 추



가적인 성토재하가 불가능하여 하중경감공법을 현장에 적용하게 되었다. 본 현장은 현재 성토고가 9.55m일 때 침하판에 의하여 측정된 실측 침하량 값이 330.4cm로 나타났다. 따라서, 앞서 언급한 해석방법에 의하여 지금까지의 실측값을 중심으로 본 구간을 역해석한 결과, 2년 후의 최종 침하량 값이 425.3cm로 나타나 앞으로 잔류 침하량 값은 94.8cm로 추정된다(Fig. 6 참조). 따라서, 본지역은 지역 물동량의 원활한 이동을 위해 일반 구간과 동일하게 개통시기를 맞춰야 하기 때문에, 잔류 침하량을 10cm내외로 조절할 수 있는 조기 성토공법이 필요하였다.

② 현장의 교대안정성 확보 및 제체의 침하량을 최소화하기 위하여 성토체에 EPS 성토공법을 적용하여 성토체를 완성한 경우의 수치해석 결과는 다음과 같다. 일반적으로 도로성토에서 성토체의 안정은 연약지반개량 후 과재성토하중을 재하하여 지반을 소요의 강도가 발현되면 일정하중을 제거하는 프리로딩공법을 많이 적용한다. 본 현장에서는 차후 추가되는 하중을 고려하여 현재 성토고 9.55m에서 프리로딩 효과를 최대화하기 위해 6.25m만큼의 하중을 제거하고, 잔류 토사성토 3.3m 위에 Fig. 4, Fig. 5에 나타난 바와 같이 EPS 블록을 7단(60cm \* 7=4.2m)을 설치하였으며, 여기에 장래 교통 및 포장하중 3.65tf/m<sup>2</sup>을 고려하여 해석하였다. 앞에 기술한 방법으로 본 현장의 침하량 값을 역해석한 결과 Fig. 6에 나타난 바와 같이 시공시점을 기준으로 800일이 지난 현재상태에서 169.6cm, 이후 공사가 마무리된 2년 후(총 1530일)의 최종침하량은 180.91cm로 해석되 최종 잔류침하량 값이 11.3cm로 추정되었다. 따라서, 본 현장은 이와 같이 EPS 블록을 이용하여 장기 침하량을 최소화함과 동시에 성토체제 및 구조체의 안정성을 기할 수 있었으며, 공기내에 도로를 개통함으로써 국가 경쟁력 증진에 기여할 수가 있었다.

나) A교량 교대2(STA. 3K+080)

① 교대1과 같은 방법으로 검토한 결과,

Fig. 7에서 나타난 바와 같이 성토재하 시점으로부터 760일이 지난 현재 성토고가 11.9m일 때 침하량 값이 335.4cm로 나타났다. 따라서 현 성토고를 유지한 채 현시점(760일)으로부터 2년 후(총 1490일)의 최종 침하량 값은 420.7cm로 잔류 침하량 값이 85.3cm로 추정된다.

② 위에서와 같은 방법으로 11.9m의 현 성토고에서 제체의 안정성 증진과 잔류침하량의 최소화를 위해, 6.8m에 해당하는 성토하중을 제거하고 토사 성토체 대신에 하중경감공법의 일종인 EPS 성토공법을 적용하였다. 즉, 5.1m의 토사성토체 위에 EPS 블록을 7단(60cm \* 7=4.2m) 설치하였으며, 여기에 교통하중 및 포장하중 3.65tf/m<sup>2</sup>을 고려하여 본 구간을 역해석한 결과 현재 침하량 값이 203.1cm로 나타났으며, 이로부터 2년 후(총 1490일)의 최종침하량 값은 215.7cm로 나타나 최종 잔류침하량 값이 12.6cm로 추정되었다.

따라서, 두 교대 모두 최종 잔류침하량 값이 10cm 내외로 나타나, 성토체의 침하에 대한 안정을 이룰 수 있었다.

#### 바. 지반의 지지력에 대한 검토

Terzaghi의 극한 지지력식을 나타내면 다음과 같다.

$$q_u = \alpha \cdot C \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_r \cdot N_q \dots (9)$$

위 식은 전단파괴(비배수파괴)에 대한 안전지지를 평가하는 식이므로 압밀침하는 고려의 대상이 되지 않는다. 이 공식은 점토지반에서는 2항이  $\phi=0$ 이기 때문에 1항과 3항 즉  $\alpha CN_c + \gamma_2 D_r N_q$ 로 구성되는데, 지표면 재하이기 때문에  $D_r = 0$ 이면  $\alpha CN_c$  항만 남는다. 여기서, 연속기초일 경우  $\alpha=1.0$ 이기 때문에 Terzaghi 지지력 도표에 의해  $N_c$  값을 찾아 대입하면  $q_d \approx 5.7 C_u$  값으로 놓고 해석한다. EPS 성토공법을 시행하기 전에 현장에서 지반조사를 한 결과, 공사직전의

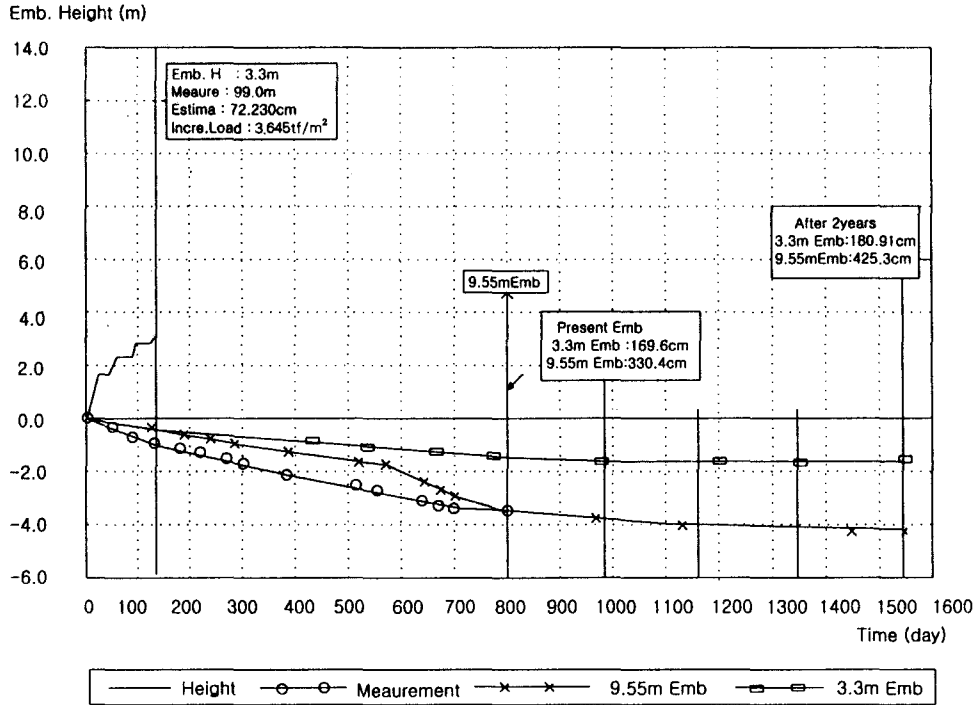


Fig. 6. Load-settlement curve(Abut. 1)

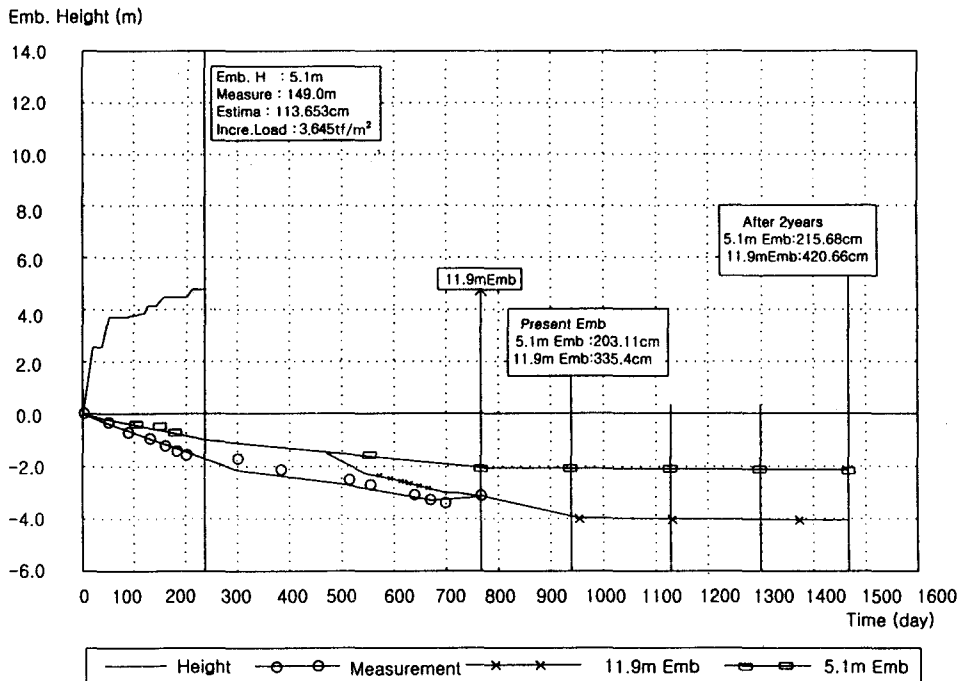


Fig. 7. Load-settlement curve(Abut. 2)

비배수 전단강도  $2.4\text{tf}/\text{m}^2$ 에서 일정 성토하중이 재하된 현재는  $3.5\text{tf}/\text{m}^2$ 으로  $1.1\text{tf}/\text{m}^2$ 이 증가된 상태이다. 따라서, 위의 Terzaghi 극한 지지력 공식을 적용하면,  $q_d=5.7 \times 3.5=19.95\text{tf}/\text{m}^2$ 가 된다. 성토체의 안전율은 통상적으로 3.0을 택하나, 수치해석결과 최종 잔류침하량이 10cm 내외로 추정되고, 사면안정검토 결과 안정한 것으로 판단되었기 때문에 시공성 및 성토체의 최소 안정성만을 고려해 최소 안전율을 1.5로 하면,  $19.95\text{tf}/\text{m}^2/1.5=13.3\text{tf}/\text{m}^2$ 가 된다. 따라서, 한계성토고  $H_c=q_a/\gamma_s$ 로부터  $H_c$ 를 구하면,  $H_c=13.3\text{tf}/\text{m}^2/1.8\text{tf}/\text{m}_3=7.39\text{m}$ 가 된다. A교량 교대 1의 경우  $3.3\text{m}$ (토사성토고)+ $0.95\text{m}$ (포장체)= $4.25\text{m}$ , A교량 교대 2의 경우  $5.1\text{m}$ (토사성토고)+ $0.95\text{m}$ (포장체)= $6.05\text{m}$ 가 되어 두 경우 모두 허용치 안에 든다.<sup>4)</sup>

## V. 결 론

1. 대상교량의 측방유동에 대한 안정성 검토 결과  $I_L$ 값과  $F$ 값이 모두 기준치를 초과해 교대의 측방이동 대책공법이 필요하다. 따라서, 본 지역에서는 10m정도 성토 재하중인 현 상태에 추가 성토에 따른 체체의 침하 및 안정성 증진을 위하여 약 6.5m의 토사 성토체를 제거한 후, 그 위에 EPS 블록을 이용한 EPS 성토공법을 적용하였다.

2. 본 지역의 포장층 설계는  $T_A$ 설계법으로 검토한 결과 표층 10cm, 기층 25cm, 보조기층 60cm로 하면  $T_A$ 는 45cm, H는 95cm로 설계 기준치를 만족하였다.

3. EPS 블록의 적용범위는 측방유동압을 고려하여 교대배면으로부터 길이는 연약층 심도(D)의 1.0배, 높이(H)는 사면 및 지지력에 대한 안전율 1.5를 적용해 7단( $60\text{cm} \times 7\text{단}=4.2\text{m}$ )을 적용하였다.

4. 현장에 적용한 EPS 블록은 검토 결과 EPS 블록의 상부하중인 포장과 교통하중이  $4.56\text{tf}/\text{m}^3$

으로 계산되 탄성변형시에  $5\text{tf}/\text{m}^3$  이상의 압축 강도를 갖고 있는 토목용 3호(D-20)를 적용하여 EPS 블록과 성토체의 안정성을 증대시켰다.

5. 장기침하는 해석프로그램을 이용해 역해석한 결과 10cm 내외로 추정되어 체체가 안정하였다.

## 참 고 문 헌

1. 노한성의외 1, 1995, "연약지반 침하량추정에 관한 연구", 한국도로공사 도로연구소 연구 보고서.
2. 박병기, 1994, "연약지반의 변위에 대한 사례연구", 한국지반공학회, 94년 학술발표회.
3. 이재훈, 1995, "연약지반의 측방유동 및 대책 공법에 관한 고찰", 서울대 석사학위논문.
4. 장용채외 1, 1995, 연약지반에서의 토질공학, 도서출판새론.
5. 장용채외 1, 1996, "교대변위 억제대책에 관한 연구", 한국도로공사 도로연구소 연구 보고서.
6. 정재성, 1995, "연약지반상 성토에 의한 교대의 측방이동", 전남대 석사학위논문.
7. 조성민, 1994, "성토에 의한 연약지반의 전단파괴연구", 서울대 석사학위논문.
8. 홍원표, 1995, "수동말뚝", 중앙대학교 공과대학.
9. 홍원표외 3인, 1994, "연약지반상 교대의 측방이동에 관한 연구" 한국지반공학회.
10. Gregory P. Tschebotarioff, 1973, "Foundations, Retaining and Earth Structures".
11. Kimura Mamoru, 1982, "연약지반상 교대의 측방이동대책", 흙과 기초.
12. 發泡 スチロール開發機構, 1993, "EPS工法" -發泡 スチロールお 用いだ 超 輕量 盛土工法一, 理工圖書.
13. 土質工學會, 地盤の側方流動.