

연약지반 교대 측방이동 방지를 위한 EPS토목공법의 적용

Application of EPS Construction Method for Preventing Lateral movement of Abutment in Soft Ground

최영철, Choi, Young-cheol*, 장용채, Chang, Yong-chai**

* 연구원, 한국도로공사 도로연구소 지반연구실

** 책임연구원, 한국도로공사 도로연구소 지반연구실

SYNOPSIS : This paper reports a case study of abutment displacement for A bridge in soft ground. EPS Construction Method is used of preventing against Lateral movement of abutment due to eccentric loading. On designing of EPS Construciton Method, careful application of EPS material is demanded. As a result of remedial method, settlement and lateral movement of abutment is reduced.

1. 서론

물동량의 증가와 함께 국토의 확장은 계속되고 있다. 이에 발맞추어 고속도로 건설도 산악지는 물론 해안가 건설등 다양해지면서 연약지반 개량공사가 활발해지고 있다. EPS(Expanded Poly-Styrene)토목공법은 하중경감공법의 일종으로서, 일반성토하중의 약 1/80의 중량에 해당하는 아주 경량의 재료로 압축강도가 5t/m²인 EPS블럭을 사용하는 공법으로, 토목공법중 특히 연약지반 도로성토공법으로 다양하게 사용된다. 교대배면 지반의 성토재로서 급속시공이 필요한 경우 장래 지반침하방지를 주목적으로 우리나라에서는 EPS토목공법이 주로 사용된다.

본 공사는 연약층심도가 30.0 m이고, 성토고가 12.0 m인 지반에 일반토공재료를 사용할 경우 90%압밀도를 얻기 위해서는 3,060일이 소요될 예정이기 때문에, 공기내 시공과 소요강도를 얻는 두가지 조건을 만족시키는 방법으로 EPS토목공법을 적용하였다.

고속도로 공사현장에서 사용되는 EPS 성토공법의 주목적은 연약지반에 시공되는 교대 등과 같은 구조물의 측방이동을 억제하고, 연약지반에 부과되는 성토하중을 최소한으로 경감시킴으로써 장래 침하량을 줄이며, 정해진 공기내에 공사를 종료시키기 위한 대책공법으로 사용된다. EPS성토공법이 93년부터 시험시공에 사용된 이래, 많은 구조물에 사용되어 왔다. 그동안 EPS의 품질관리와 시공관리에 주력한 결과 EPS에 인식도를 높이고, 시공기간도 많이 단축되어 왔으나, EPS성토공법을 설계시 고려해야할 사항이 일반 토사성토공법과는 많이 다르기 때문에 설계시 노력 또는 잘못 사용된 경우가 발생되고 있다. 본 연구에서는 특정지역의 시공사례를 중심으로 설계시 고려사항을 알아보고자 한다.

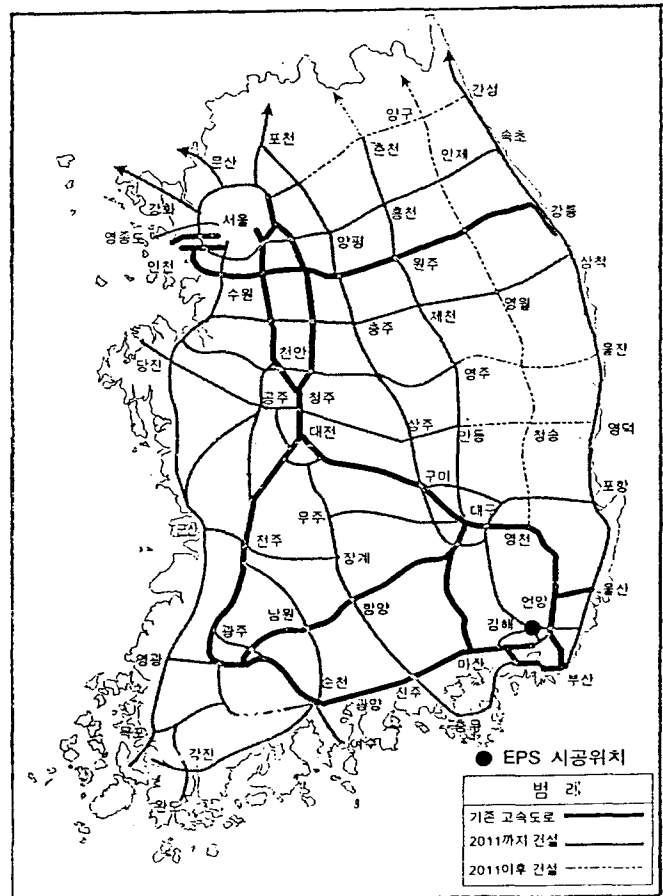
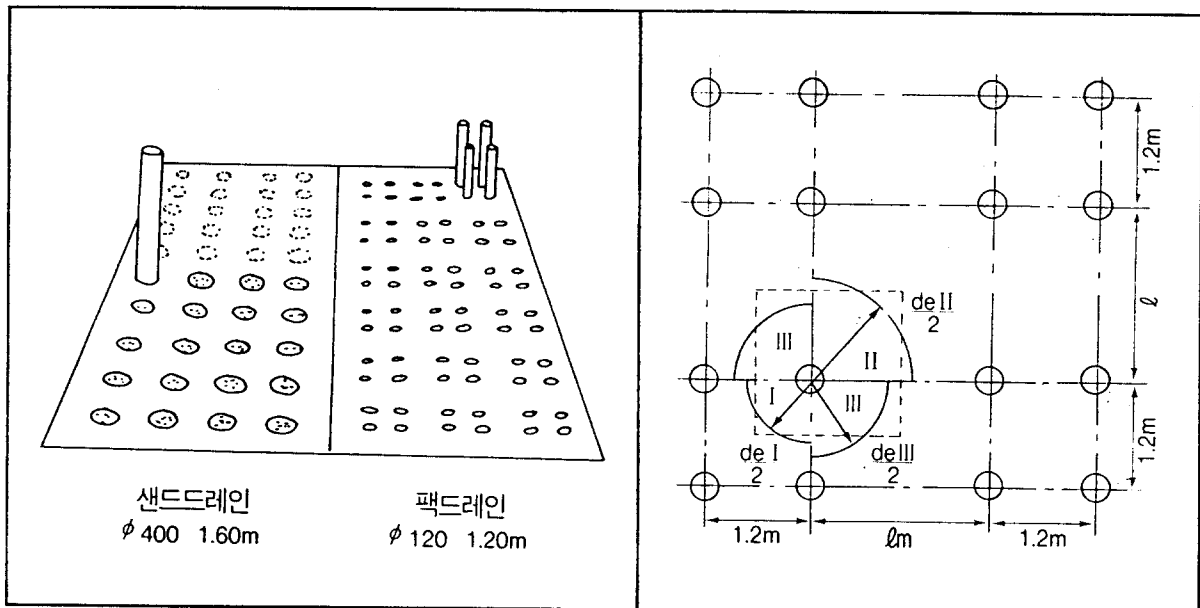


그림-1. EPS성토공법 시공위치도

2. 공사개요

경부고속도로의 물동량 폭증으로 새로운 고속도로 건설의 필요성이 증대되어 그림-1에서 나타난 바와 같이 양산-구포간 4차선 고속도로를 신설하게 되었다. 신설되는 구간중 양산-구포 00공구의 연장은 3.66 km이고, 도로의 폭은 23.4m이다. 공사기간은 1991년 12월 2일에 시작하여 1996년 6월 개통으로 1,360일 동안 공사하게 되어 있다. 연약지반은 거의 전구간에 걸쳐 있으며, 심도는 20.0 ~ 40.0 m, N값은 5이하이다. 연약지반 처리공법으로 Pack Drain을 시공하였으며 시공물량은 3,607,703 m 이다. 도로제방은 단계 성토로 시공하였는데, 지지층의 강도가 작고, 성토하중이 20.0 tf/m²로 크기 때문에 시공기간이 다른 공사구간보다 길다. 본 A교량 지역은 연약층의 심도가 깊고 토질의 물리적, 공학적 성질이 열악하며, 공사시행시 지장물의 철거가 지연되어 단계성토가 늦게 이루어지게 되어 공사기간을 단축시키고, 측방유동압을 줄이고, 침하량을 경감시키기 위해서 EPS 성토공법을 시행하였다.

그림-2는 본 공사지역내 연약지반구간에 시공된 Pack Drain공법을 Sand Drain공법과 함께 나타낸 것이다.



(a) Pack Drain공법과 Sand Drain공법과 비교

(b) Pack Drain 설치간격

그림-2. Pack Drain 공법개요

2.1. 토질개요

본 지역은 행정구역상 경상남도 양산군에 속하며, 35번 국도와 1~2차 소지류가 합류한 양산천이 북에서 남으로 유하하여 낙동강으로 유입되고 있는 수지상 분포를 나타낸다.

이러한 본 지역의 분포는 현재 농경지로 이용되고 있는 전답토층과 하천의 운반작용에 의해 퇴적되어진 충적토층(점토층, 모래층, 모래자갈층)이 전지역에 걸쳐 분포하고 있다.

성토층은 점토와 $\phi 10\sim 400\text{mm}$ 정도의 자갈, 호박돌 등으로 구성되어 있으며, 두께는 9.50 ~ 13.80 m로 분포되어 있다. 실트질 점토층은 일축압축강도 qu 가 0.10 ~ 1.89kg/cm²이며, 두께는 15.20~36.70m로 비교적 두껍게 분포하고 있다. 모래층은 표준관입시험결과 N값이 14~50회 이상으로 하부로 갈수록 조밀한 상대밀도를 보이고 있으며, 지층의 두께는 7.20~17.50m이다. 모래자갈층은 표준관입시험결과 N값이 30~50회를 상회하는 조밀함(Dense)~대단히 조밀함(Very Dense)의 상대밀도를 보이고 있고, 지층의 두께는 7.20~17.50m이다.

위의 사항을 표로 정리하면 다음 표-1과 같다.

표-1. 증산교 시추조사 총괄표(단위: m, 회)

구분	보링 위치	성토층	실트질 점토	모래	모래 자갈	계	SPT (회)	U.D(회)	지하수위	비고
교대A1	2+900	11.30	36.70	4.70	3.30	56.00	23	8	-7.50	
교대A2	3+250	11.70	22.30	17.50	5.00	56.50	24	6	-8.00	
평균	-	11.50	29.50	11.10	4.15	56.25	-	-	-7.75	

3. 교대측방이동

3.1 개요

연약지반에 편재하중이 작용하면, 하부지반은 처음에는 탄성거동에 의한 침하가 발생하고, 간극수압이 소산되기 전에 계속적으로 단계하중을 증가시키면 과잉간극수압의 급증으로 강도가 저하되어 소성영역이 확대되어 점차 소성평형의 상태로 변하게 된다. 이때 지반의 저항력이 토압과 측방유동압의 작용력에 비해서 상대적으로 작아지게 되어 토립자의 자립이 어려워져서 횡방향으로 소성적인 유동이 발생하고, 마침내는 진행성 파괴의 형태를 나타낸다. 지반은 침하량에 비해서 측방변위 및 용기량이 증가하고, 하중의 증가와 시간의 경과에 따라 소성평형의 상태인 국부 전단파괴의 양상을 나타내면서 활동에 의한 전단파괴를 유발하게 된다.

3.2 측방이동의 유무

3.2.1 측방이동의 판정기준

연약지반에 축조되는 교대의 측방이동에 영향을 미치는 인자는 1) 교대배면의 성토고, 2) 연약지반의 전단강도, 3) 연약지반의 심도, 4) 교대형식, 5) 기초의 형식 및 강성 등으로 알려져 있다. 지금까지 여러나라에서 연구되어져온 측방유동에 대한 판정방법들은 주로 실제교대등의 구조물의 측방이동사례를 통해, 상기 여러 인자들을 부분적으로 이용하여 경험적인 예측방법을 정립하여 놓은 상태이다. 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.

3.2.2 사면안정 해석결과를 이용하여 변형량과 비교를 통하여 간접적으로 추정하는 방법

일본수도고속도로공단에서 제안한 원호활동에 대한 저항비와 압밀침하량에 의한 판정법으로 교대와 말뚝기초가 없는 것으로 가정하여 연약지반 중간을 통과하는 최소안전율을 구하여 다음과 같은 기준을 제안하였다.

$F_s \geq 1.6$ 및 $s \leq 10$ cm : 측방유동에 대한 가능성 없음

$1.2 \leq F_s \leq 1.6$ 및 10 cm $\leq s \leq 50$ cm : 측방유동에 대한 가능성이 있음, 대책공법요망

$F_s < 1.2$ 및 $s > 50$ cm : 측방유동에 가능성이 큼, 대책공법 필요

3.2.3 교대측방이동 판정지수(I_L)

일본건설성 토목연구소 기초연구실에서는 성토안정계수를 여러가지 계수로 보정한 새로운 측방이동 판정수가 되는 판정기준을 제안하였다. 즉, 안정계수 $c/\gamma H$ 를 측방이동에 주로 영향을 준다고 생각되는 3개의 요인으로 보정한 다음 I_L 값을 측방이동 판정수로 하였다.

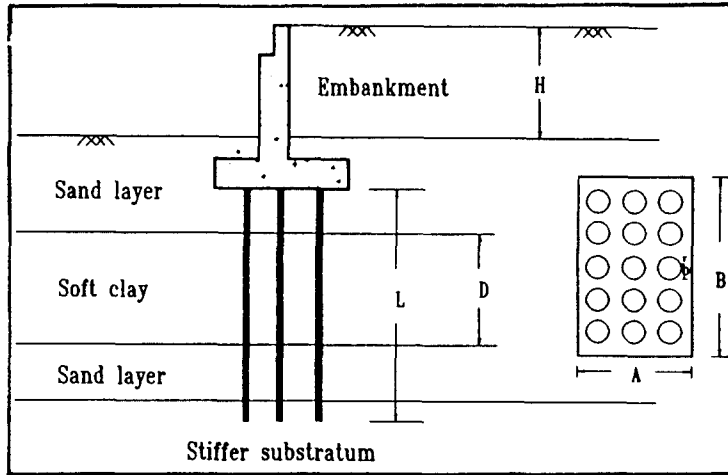


그림-3. 교대측방이동 판정지수(I_L) 계산단면

$$I_L = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times \frac{\gamma \cdot H}{C}$$

I_L : 측방이동판정지수

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

$\mu_2 = \frac{\Sigma b}{B}$; 기초체 저항에 관계되는 보정계수

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

$\frac{\gamma \cdot h}{C}$ = 성토안정계수

한편, 일본 토목연구소에서 조사한 바에 의하면 이동한 교대와 안정되어 있는 교대는 $I_L = 1.5$ 를 경계로 구분되어 있는 것을 알 수 있다. ($I_L \geq 1.5$; 움직임 있음, $I_L < 1.5$; 움직임 없음)

3.2.4 측방유동지수(F)

일본 도로 공단은 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. 이 지수 값은 안정수에 연약층 두께의 역수를 곱한 형상으로 m^{-1} 의 차원을 갖으며, 측방이동에 미치는 연약층의 두께의 효과를 높게 평가하고 있다.

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

F : 측방유동지수 ($*10^{-2} m^{-1}$)

$\frac{\bar{c}}{\gamma H}$: 안정수 \bar{c} : 연약층의 평균점착력 (t/m^2)

γ : 성토의 단위체적중량 (t/m^3)

H : 성토고 (m)

D : 연약층 깊이 (m)

$F \geq 4$: 측방유동의 우려없음 $F < 4$: 측방유동의 우려있음

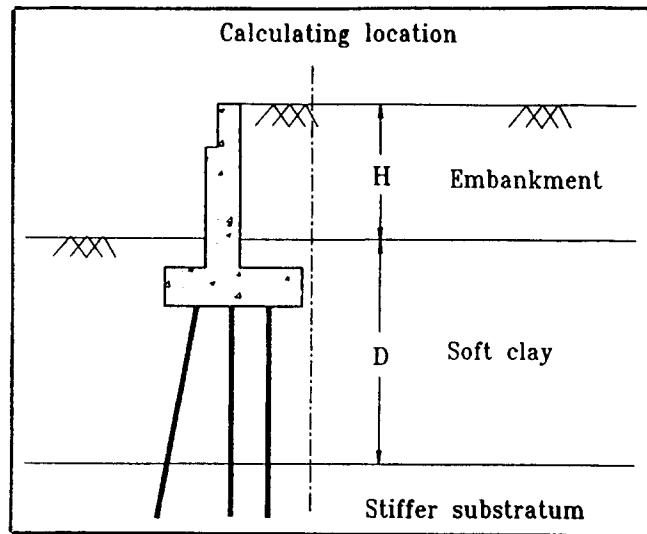


그림-4. 측방유동지수(F) 계산단면

3.2.5 A교량에 대한 측방이동의 유무판정

일본도로공단에서 만든 측방유동지수(F)와 일본건설성 토목연구소 기초연구실에서 제안한 교대측방이동 판정지수(I_L)를 이용하여 A교량의 교대 1,2에 대해서 적용한 결과 다음과 같은 결과를 얻었다(표-2 참조).

표-2. A교량 교대에 대한 측방이동 판정

교량제원					연약지반		성토		F ($10^{-2}m^{-1}$)	$I_L(\mu_1 \mu_2 \mu_3 \gamma H/c)$				교대 변위 (cm)	
명칭	A	B	L	Σb	점착 력(C)	깊이 (D)	단위 중량 (γ)	성토고 (H)		μ_1	μ_2	μ_3	I_L		
A교량	A1	5.25	12.1	50.4	9.144	1.7	40.1	2.14	8.562	0.2	0.796	0.756	3.0	19.45	23.4
	A2	5.25	12.1	49.2	9.144	1.7	40.1	2.14	10.162	0.2	0.815	0.756	3.0	23.64	8.1

위 결과를 정리하면 다음과 같다.

A교량 A1의 F치는 0.2로 4보다 작고, I_L 은 19.45로 1.5보다 크다. 따라서, 두결과 모두 측방이동의 가능성이 큰 것으로 나타났으며, 실제 계측치도 23.4cm로 구조물의 허용변위량 1.5cm를 초과한 것으로 나타났다. 그리고, A교량 A2의 F치는 0.2로 4보다 작고, I_L 은 23.64로 1.5보다 큰 것으로 나타났으며 실제 계측치도 8.4cm로 구조물의 허용변위량 1.5cm를 초과한 것으로 두 교대 모두 측방이동에 대한 대책공법이 필요한 것으로 나타났다.

이상으로 알 수 있는 것은 A교량 교대의 밀립현상은 기초지반에 지지력 이상의 성토하중의 작용으로 하부 연약지반이 소성변형을 일으켜 말뚝이 횡방향으로 변형된 것으로 추정된다.

3.3 측방이동에 대한 대책공법

측방이동의 주원인이 상부의 편재하중에 의한 비배수 전단변형이며, 측방유동은 지반강도가 낮을수록 발생가능성이 높다. 따라서, 이에 대한 보강방법은 다음과 같이 고려해 볼 수 있다.

- 1) 지반의 강도를 증가시키는 방법(연약지반 자체의 강성증가)

- 2) 주변지반의 저항력증가 방법(압성토공법 등)
- 3) 측방이동을 일으키는 상부편재하중(성토하중)을 직접 지지층에 도달시켜 측방유동압을 줄이는 방법
- 4) 상부편재하중(성토하중)의 재료를 경량성토재로 대체하여 측방유동압을 일으키는 상부편재하중을 경감시키는 방법

이 공법들은 측방이동을 일으키는 상부하중의 특성(성토체, 옹벽등)과 공사기간, 공사규모, 공사비 등을 고려하여 각 공법 단독으로 혹은 타공법과 병행하여 적용함이 보통이다. 도로제방의 건설시 현재 일반적인 연약지반 처리공법은 프리로딩과 수직배수재의 설치(샌드드레인, 팩드레인 등)를 병행하는데 이들 공법의 병행은 압밀이 충분히 진행되지 않은 상태에서 계속적인 단계성토가 실시되면 오히려 측방변형을 일으킬 수 있다.

본 A교량 지역에서는 현장여건상 다른 지역보다 수직배수공법시행후 프리로딩이 제때 이루어지지 못하여 충분한 압밀이 기대되지 않은 곳이 발생하였다. 본 지역은 연약지반의 심도가 깊고 연약지반의 지지력 또한 상부 고성토하중을 지지하기에는 매우 부족한 상태이며 연약지반 처리공법의 효과가 충분히 발현되지 않은 상태에서 교대배면의 성토가 이루어져 측방이동의 가능성이 매우 큰 것으로 나타났다. 그리고 본 지역은 공기가 매우 부족한 상태였기 때문에 위의 여러 가지 대책공법중에서 원지반의 하중상태를 변화시키지 않고 공사기간이 매우 짧고 공사비가 상대적으로 싼 하중경감공법을 채택하게 되었다.

4. EPS토목공법의 적용

4.1 개요

양산-구포 신설도로구간공사 00공구 관내에 있는 A교량 교대배면의 성토를 시행함에 있어 연약층의 심도가 깊고 지지력이 크지 않아 뒤편성토시 교대측에 과도한 변위가 발생되어, 현재 추가변위 발생방지를 위하여 뒤편성토의 제거와 압성토를 실시한 상태로서 이에 대한 교대밀림의 원인을 분석하고 더 이상의 변위를 억제하기 위한 목적으로 EPS성토공법 적용의 타당성 여부를 검토하고자 한다.

4.2 설계순서

EPS성토공법은 종래부터 옹벽 등의 구조물에 대해서 실시되고 있는 설계기법을 적용할 수 있는 것이 많다. 그러나, EPS가 초경량, 자립성면에서 종래의 건설재료와 상이한 특성을 갖고 있으므로 이 공법 특유의 특성을 도입하여 설계하여야 한다.

연약지반이나 사면활동 가능성이 큰 지역에서 EPS성토공법을 설계할 경우에는 다음의 항목에 대해서 검토해야 한다.

- 1) EPS부재의 응력도 검토(상재하중에 대하여 EPS작용 응력이 EPS부재의 허용응력이하인가?)
- 2) 지반의 안정검토(성토하중이나 교통하중에 대해서 사면활동과괴가 발생하지 않는가?)
- 3) 부력에 대한 검토(EPS가 지하수위면 아래에 있을 경우 검토)
- 4) 지반의 침하검토(성토기초지반이 연약할 경우 성토하중, 교통하중에 대하여 발생하는 지반의 침하량은 허용침하량이하인가?)

이외에 고려해야할 사항으로는 기설구조물과의 접속방법, 배수시설, EPS블럭의 야적방법, 방호방법 등에 대해서 검토하여야 한다.

4.3 A교량에 대한 EPS성토공법의 적용

4.3.1 EPS성토공법적용시 포장설계

설계시 고려하는 상재하중은 용도에 따라 다르나 일반적으로 EPS상부에 재하되는 포장 및 도로시설 등의 자중(사하중)과 활하중이다. 자중의 계산시에는 일반 품질관리 시방서에 나오는 재료의 단위체적중량을 사용한다(표-3참조).

표-3. 각 재료의 일반적인 단위체적중량

재료	단위체적중량
철근콘크리트	2.50 tf/m ³
아스팔트 콘크리트	2.30 tf/m ³
	2.00 tf/m ³
모래	1.90 tf/m ³
점성토	1.80 tf/m ³

도로의 경우 활하중은 표준하중으로 DB-24를 사용하고, 등분포하중으로 환산하여 통상 1.3 tf/m²을 사용한다. 아스팔트 포장요강에서 통상의 포장은 CBR법에 따라 설계하고 실적이 적은 특수한 포장은 다층탄성이론에 따라서 설계한다.

본 지역의 포장설계는 T_A설계법으로 검토하였다. EPS상부에 사용되는 RC상판은 노상의 일부로 간주하며, EPS노상의 설계CBR은 8로 한다.

예상 설계교통량은 1일 1방향기준으로 할 때, 5,000대이상으로 D교통량에 해당한다(표-4 참조).

표-4. 교통량의 구분

교통량의 구분	대형차 교통량 (대/일, 일방향)	설계윤하중(t)
L	100미만	2.08
A	100 ~ 250 미만	3.11
B	250 ~ 1,000 미만	5
C	1,000 ~ 3,000 미만	8.13
D	3,000 이상	12.16

설계CBR과 교통량구분에서 다음의 표-5의 목표로 하는 T_A보다 적지않고, 또한 총두께도 목표로 하는 총두께보다 1/5이상 감소한 것이 되지 않도록 포장 각층의 두께를 결정한다.

표-5. T_A와 포장총두께의 목표치

설계 CBR	목표로 하는값(Cm)									
	L 교통		A 교통		B 교통		C 교통		D 교통	
	T _A	두께	T _A	두께	T _A	두께	T _A	두께	T _A	두께
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
20이상	-	-	-	-	-	-	20	23	26	27

EPS상부에 사용할 T_A는 34cm이고, 총두께는 46cm로 총두께의 최소치는 46×(1-1/5) = 36.8cm이다.

T_A와 H를 계산하면,

$$T_A = a_1 T_1 + a_2 T_2 + a_3 T_3 + \dots + a_n T_n$$

a₁, a₂, ..., a_n; 등치환산계수

표층의 두께를 10cm, 기층의 두께를 25cm, 보조기층의 두께를 60cm로 하면,

$$T_A = 1.0 \times 10 + 0.80 \times 25 + 0.25 \times 60 = 45 \text{ cm}$$

$$H = 10 + 25 + 60 = 95 \text{ cm}$$

T_A 와 H 의 기준치를 만족한다. 보조기층의 두께 60 cm에는 RC상판의 두께 15 cm가 포함된 것이다. 이것을 표로 정리하면 다음의 표-6과 같다.

표-6. 포장구성

구 분	두께(m)	단위중량 (tf/m ³)	하중 (tf/m ²)
표 층	0.10	2.3	0.230
기 층	0.25	2.3	0.575
보조기층	0.45	2.0	0.900
RC상판	0.15	2.5	0.375
계	0.95	-	2.080

따라서, EPS상부 포장하중(σ_{z1})은 2.08 tf/m²이다.

4.3.2 EPS부재의 응력도 검토

EPS부재에 작용하는 응력은 포장하중(사하중)과 교통하중(활하중)으로 구분되며, 포장하중(σ_{z1})은 2.08 tf/m²이고, 교통하중에 의한 EPS층의 증가응력은 다음 식으로 구한다.

$$\sigma_{z2} = \frac{P(1+i)}{(B+2 \cdot Z \cdot \tan \theta)(L+2 \cdot Z \cdot \tan \theta)}$$

σ_{z2} : EPS 상부의 응력도

P : 율하중(DB-24하중의 경우, P = 9.6 ton)

i : 충격계수($i=15/(40+L)$)으로 계산하며, 0.3 이하)

Z : 노면으로부터 EPS 상부까지의 깊이

(표층, 노반, 콘크리트 상판등을 포함)

B, L : 율하중의 재하폭(B=50cm, L=20cm)

θ : 하중분산각도(콘크리트 상판을 사용하는 경우, 45°)

$$\sigma_{z2} = \frac{9.6(1+0.3)}{(0.2+2 \times 0.95 \tan 45)(0.5+2 \times 0.95 \tan 45)}$$

$$= 2.476 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\therefore \text{EPS상부하중} = \text{포장}(\sigma_{z1}) + \text{교통하중}(\sigma_{z2})$$

$$= 2.080 + 2.476$$

$$= 4.556 \text{ tf/m}^2$$

$$= 4.556 \text{ tf/m}^2 < 5.0 \text{ tf/m}^2 \text{ (D-20의 허용응력)} \quad \therefore \text{안정}$$

보온판 3호의 허용압축강도 5.0 tf/m²를 초과하지 않지만, 재하응력이 허용압축강도의 91.12%에 이르므로 장기압축거동, Creep거동에 의한 변형의 우려가 있다. 최상부EPS층과 최상부층 밑의 EPS층(그림-6 종단면도참조)을 보온판 1호 및 2호로 쌓아 위의 사항에 대비하는 것이 보다 안전

하리라 판단된다. 다음의 표-7은 EPS단위체적중량에 따른 허용압축강도를 나타낸 것이다.

표-7. EPS의 단위체적중량과 허용압축강도

호칭	제조법	발포배율(%)	단위체적중량 (kgf/m ³)	허용압축강도 (tf/m ²)
DX -29	압출발포법	34.5	29.0	14.0
보온판 1호	비드발포법	33.3	30.0	9.0
보온판 2호	비드발포법	40.0	25.0	7.0
보온판 3호	비드발포법	50.0	20.0	5.0
보온판 4호	비드발포법	62.5	15.0	3.5

4.3.3 EPS성토공법 적용시 사면안정 검토

사면안정은 전단활동 파괴면에서의 한계평형상태를 해석하여 완전한 평형을 이루지 못하는 임계면을 임의적으로 추적하여 임계활동면을 찾아내는 방법으로 검토하였다.

측방유동압의 범위를 고려하여, EPS 밀면의 길이를 연약층 깊이(D)의 1.0배를 하였다. EPS블럭의 성토높이는 사면안전을 1.50을 기준으로 이보다 안전측으로 계산한 결과 7단성토로 결정하였으며, EPS상부와 중간에 leveling concrete층을 설치하였으며, 이는 EPS성토면보다 1~2m이상 토사성토부쪽으로연장을 시켜 EPS블럭과 토사와 일체거동을 하도록 설계하였으며, 일반토사부와 단차를 줄이기 위해서 EPS배면구배를 1:2로 하였다. EPS블럭 상부2단은 각각 보온판 1호와 보온판2호를 사용하고, 3단부터 7단까지는 보온판 3호를 사용하였다(그림-5, 6참조).

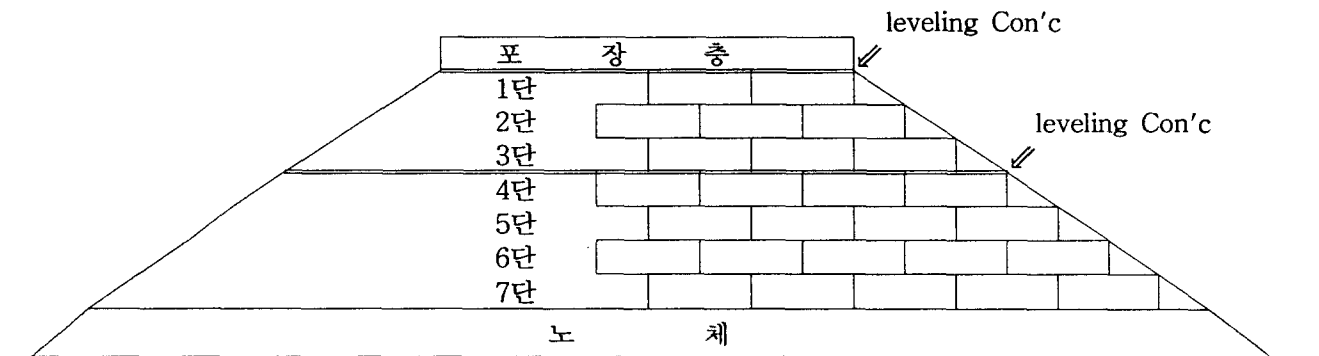


그림-5. A교량 EPS 설치 개략 횡단면도

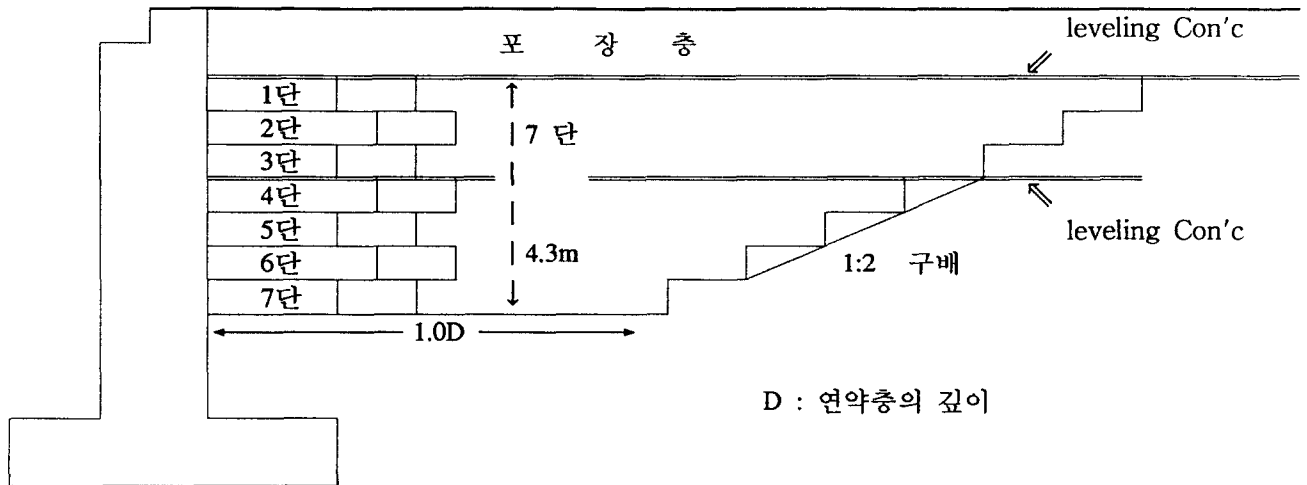


그림-6. A교량 EPS 설치 개략 종단면도

4.3.4 EPS성토공법 적용시 부력 검토

EPS블럭의 단위체적중량이 0.020tf/m^3 이기 때문에 다른 토사 성토재와는 달리 물에 침수될 경우에는 부력이 발생한다. 따라서, EPS성토공법을 적용할 경우에는 반드시 부력에 대한 검토가 필요하며, EPS설치시에는 되도록 최대홍수위로 설치되도록 해야하며, 부득히 최대홍수위아래에 설치하게 될 경우에는 별도의 대책이 필요하다.

1) 낙동강으로 유입되는 준용하천인 양산천 하구에서의 기점 홍수위

기점홍수위는 「낙동강 하천 정비기본계획, 1992.12 건설부」에서 산정한 양산천 하구 지점의 빈도별 홍수위를 기점홍수위로 하였으며 그 결과는 표-8와 같다.

표-8. 빈도별 기점홍수위

(단위 : EL.m)

하천	빈 도 별					비고
	50년	80년	100년	150년	200년	
양산천	6.88	7.25	7.43	7.73	7.95	제방(7.80m)

2) 양산지역 배수 펌프장 주변의 허용 침수위

양산-구포간 고속도로주변은 농경지로 형성되어 있으며, 배수시설이 미비하고, 홍수시 양산천 외수위보다 지반고가 낮아 상습적으로 침수되는지역이라 홍수시 원활한 배수기능을 유지하기 위해서 침수위를 정해 놓은 것이다. 배수 펌프장의 허용 침수심은 0.30m이고, 이때의 허용침수위는 EL. 1.50m로 설계되어 있다.

3) STA. 1+940 지점의 계획고 EL. 3.2 m 기준

낙동강 유역의 200년 빈도시 계획홍수위는 7.95m로 현 제방의 높이 EL. 7.8m 보다 높은 것으로 나타나 있으나 현실적으로 범람의 위험은 없을 것으로 여겨진다.

홍수의 범람에 의한 고속도로 유실의 가능성을 배제하면, A교량은 제방의 안쪽에 있으므로 홍수에 의한 위험보다는 침수에 대한 고려가 있어야 한다. A교량 주변의 허용침수위는 1.5m로 EPS 성토 높이 아래에 있고, 또한, STA. 1+940지점의 계획고(EL.3.2m)를 기준으로 하더라도 침수에 대

한 영향은 없는 것으로 판단된다. 따라서, 부력에 대해 안정하다.

4.3.5 압밀침하량의 산정

압밀침하량을 예측하는데 이용한 프로그램은 한국도로공사와 한양대학교 토목공학과가 공동으로 연구하여 개발한 것으로, 연약지반의 단계성토에 대한 안정관리와 장래침하량을 예측하는데 있어서 현장실무자들이 손쉽게 프로그램을 수행할 수 있게 만든 것이 특징이다. 이 프로그램에서 탄성해석은 Duncan이 제안한 Hyperboilc 모델을 이용하였으며, 지반의 압밀침하해석은 수정 Cam-Clay모델 (Roscoe & Burland, 1968)을 이용하였고, 흙의 장기크립 변형해석에는 Hohenemser-Prager모델에 Bingham모델을 연결한 점탄소성모델인 Vyalov모델을 이용하여 해석을 시도하였다.

표-9. 해석대상지점의 토질물성치

대상지점	연약층두께(m)	N치	γ t(tf/m ³)	C(tf/m ²)	e ₀	PI(%)	k(cm/sec) × 10 ⁻⁷	비고
0K+900	26.3	1~10	1.63	1.2	1.95	18.0	1.42	
2K+100	44.1	2~8	1.55	1.3	2.11	19.1	1.74	
3K+250	22.3	2~9	1.65	1.5	2.12	15.0	1.16	A교량 A2

현재까지의 침하량을 정리하여 장기침하량을 역해석하여 분석한 결과 다음과 같다.

가. A교량 교대1 (STA. 2K+950)

- 1) 현재 성토고 9.55m가 일때 침하량은 330.404cm이며, 앞으로 2년후의 최종침하량은 425.309cm로 잔류침하량이 94.835cm로 추정된다(그림-7 참조).
- 2) EPS를 적용하여 성토고를 3.3m로 하고 교통하중 및 포장하중을 3.645tf/m'으로 볼때, 역산을 한 침하량은 169.644cm이고, 2년후의 최종침하량은 180.911cm로 잔류침하량은 11.267cm로 추정된다.

나. A교량 교대2 (STA. 3K+080)

- 1) 현재 성토고 11.9m가 일때 침하량은 330.4cm이며, 앞으로 2년후의 최종침하량은 420.658cm로 잔류침하량이 90.838cm로 추정된다(그림-8참조).
- 2) EPS를 적용하여 성토고를 5.1m로 하고 교통하중 및 포장하중을 3.645tf/m'으로 볼때, 역산을 한 침하량은 203.108cm이고 2년후의 최종침하량은 215.676cm로 잔류침하량은 12.568cm로 추정된다.

다. 위에서 계산한 압밀침하량은 실제성토에 의한 침하경향을 분석하고, 실제 토질자료를 입력함으로써 얻은 값을 나타낸 것이다.

4.3.6 지반의 지지력에 대한 검토

EPS성토공법은 원지반에 하중증가를 최소한 억제하여, 연약지반의 낮은 지지력을 보강하지 않고 원 상태의 지지력으로 상재하중을 부담하는 공법이다. 일반적인 경우, 증가하는 상재하중만큼 지반을 굴착하여야 하나, 본 지역의 여건상 굴착치환을 하지 않고, 지반의 지지력을 검토하여 현 공사기간동안 증가된 지지력으로 상재하중을 부담케하였다. EPS성토공법을 시행하기 전에 현장에서 지반조사를 한 결과, 공사직전의 비배수 전단강도 2.4 tf/m²에서 현상태는 3.5 tf/m²으로 1.1 tf/m²이 증가된 상태이다.

지반의 극한지지력(qd)를 $q_d = 5.7 C_u$ 로 하면, $q_d = 5.7 \times 3.5 = 19.95 \text{ tf/m}^2$ 로 볼 수 있다. 성토체의 안전율을 1.5로 하면, $19.95 \text{ tf/m}^2 / 1.5 = 13.3 \text{ tf/m}^2$ 가 된다. 한계성토고를 구하면, $13.3 \text{ tf/m}^2 / 1.8 \text{ tf/m}^3 = 7.39 \text{ m}$ 가 된다. A교량 교대 1의 경우 3.3m(토사성토고) + 0.95m(포장체) = 4.25

m, A교량 교대 2의 경우 5.1m(토사성토고) + 0.95m(포장체) = 6.95 m가 되어 두 경우 모두 허용치 안에 든다.

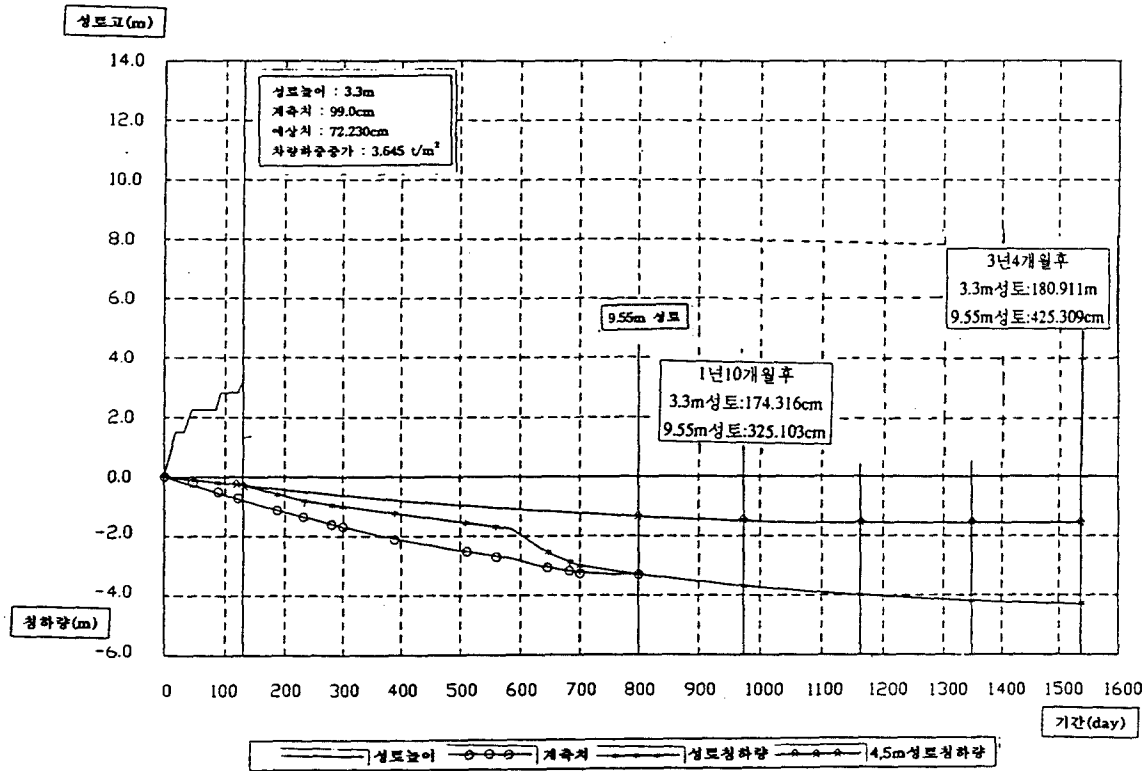


그림-7. A교량 교대 1의 압밀침하곡선

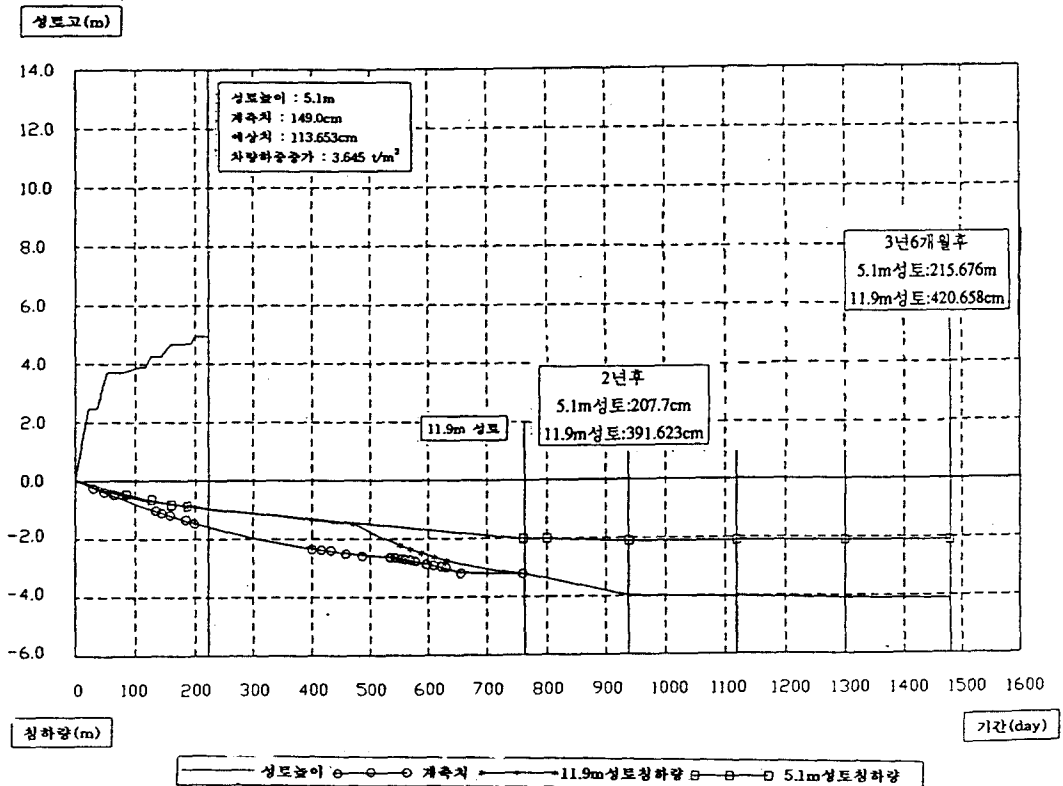


그림-8. A교량 교대 2의 압밀침하곡선

5. 결론

본 현장의 경우 연약지반 심도가 깊고 고성토 구간으로 기존의 연약지반 처리공법으로는 지반의 안정과 공기가 부족하여, 하중경감공법의 하나인 EPS성토공법을 적용하였다. 그 결과를 정리하면 다음과 같다.

1) 양산-구포간 고속도로건설공사 00공구에 있는 A교량 교대의 밀림현상은 교대 뒷채움시의 성토하중에 의해 야기된 연약지반의 측방유동이 주요 원인으로 판단된다.

2) 측방유동을 억제하기 위해서는

① 기초지반의 지지력증가

② 성토하중의 경감

③ 기초지반의 치환 등의 방법이 있다.

①,③의 경우 연약지반의 심도가 45m이상으로 기초지반의 보강시 보강방법이 어렵고 보강에 대한 신뢰도가 낮으며 보강비가 매우 고가로 비경제적이다.

②의 경우 성토압을 경감시키기 위해서 경량재인 EPS를 사용하면 비용은 고가이나 경량효과 및 품질관리는 공산품이므로 확실하게 할 수 있다.

3) EPS성토공법은 시공시 부력의 영향을 감소시키기 위해서 최대홍수위이상으로 시공을 해야하므로 토사성토를 실시하여야 한다. 따라서, 하중의 증가로 인한 연약지반의 소성변형 및 압밀침하가 발생한다.

4) EPS성토공법을 사용하면 측방유동에 대해서는 안정하나, 침하에 대해서는 허용치 (10cm)안팎으로 발생할 가능성이 있기때문에 차후에 overlay로 보정해야 한다.

5) 수치해석을 통해 장래침하량을 산정한 결과, A교량에 EPS성토공법을 적용할 경우 교대1(토사성토고;3.3m)에는 2년후의 잔류침하량이 11.267cm으로 추정되고, 교대 2(토사성토고;5.1m)는 2년후의 잔류침하량이 12.568cm으로 추정된다.

< 참고문헌 >

1. 장용채, “연약지반상 교대변위 대책공법으로서 EPS토목공법의 적용성에 관한 연구”, EPS토목공법 국제학술 세미나 논문집, 1995.10, 한국건설기술연구원.
2. 장용채외 1, 연약지반에서의 토질공학, 도서출판새론, 1995.
3. 장용채외 1, “양산-구포간 고속도로건설 제 2 공구 증산교 EPS성토공법 적용범위 검토서”, 제4권 기술자문사례집, 1995.
4. 장용채외 1, “교대변위 억제대책에 관한 연구”, 한국도로공사 도로연구소 연구보고서, 1995.
5. 정재성, “연약지반상 성토에 의한 교대의 측방이동”, 전남대 석사학위논문, 1995.
6. 노한성의 1, “연약지반 침하량추정에 관한 연구”, 한국도로공사 도로연구소 연구보고서, 1995.
7. 일본도로공단, “연약지반상의 교대기초에 관한 조사연구보고서”, 1979.
8. Kimura Mamoru, “연약지반상 교대의 측방이동대책”, 흙과 기초, 1982
9. 이재훈, “연약지반의 측방유동 및 대책공법에 관한 고찰”, 서울대 석사학위논문, 1995.
10. 조성민, “성토에 의한 연약지반의 전단파괴연구”, 서울대 석사학위논문, 1994.
11. Gregory P.Tschebotarioff, Foundations, Retaining and Earth Structures, 1973.
12. 土質工學會, 現場計測計劃の立て方, 1990.