

고성토 보강토옹벽의 거동에 관한 사례연구

A Case Study on Behavior of High-Raised Reinforced Soil Wall

조삼덕¹ Cho, Sam-Deok 이광우^{2*} Lee, Kwang-Wu
이훈연³ Lee, Hoon-Yeon 장기수⁴ Chang, Ki-Soo

ABSTRACT

This paper describes a field experience on geogrid-reinforced soil walls rising up to 29.5m in height. Since experiences of design and construction on very high-raised geogrid reinforced soil wall were limited, thorough design and construction management was performed for safe construction of the wall. Regarding design of the wall, both internal and external stabilities were examined based on the design guideline specified by FHWA and overall slope stability analyses were performed by using Bishop simplified method. Moreover, a series of instrumentations were performed. The results of instrumentation for two tiered reinforced soil wall showed that not only the deformations of both the wall face and the reinforcement but also the horizontal earth pressures acting on the wall facing were very small. These results indicate that the reinforced soil wall technology can be applied successfully for high-raised tiered wall more than 20m heights and FHWA design guideline is very conservative for that large wall.

요 지

최대 높이가 29.5m인 고성토 보강토옹벽에 대한 시공 및 계측이 수행되었다. 이와 같이 높은 보강토옹벽에 대한 설계 및 시공 경험이 그다지 많지 않기 때문에, 본 현장에서는 철저한 설계 및 시공관리가 이루어졌다. FHWA 설계기준에 근거하여 본 현장 보강토옹벽의 내적 및 외적안정을 검토하였고, Bishop의 간편법을 이용하여 전반활동에 대한 안정성 해석을 수행하였다. 또한 시공관리 및 안정성 검토를 위한 일련의 현장계측을 수행하였다. 본 논문에서는 높이가 20m 이상이고, 2단으로 시공된 대표단면 2개소에 대한 계측결과를 분석하였다. 계측결과, 벽체 및 보강재의 변형이 매우 작게 측정되었으며, 벽체작용 수평토압 또한 미소한 것으로 나타났다. 따라서 높이가 20m이상으로 매우 높은 옹벽구조물에 있어서, 보강토옹벽공법이 성공적으로 적용될 수 있음을 확인하였고, 또한 시공관리가 잘 이루어질 경우 이같이 높은 보강토옹벽에 대하여 FHWA 설계기준이 매우 보수적인 안전측 결과를 보임을 알 수 있었다.

Keywords : Reinforced soil wall, Tiered wall, High-raised wall, Field instrumentation, Geogrid

1. 서 론

최근 우수한 경제성과 수려한 외관 및 시공의 간편성 등에 의해 토목섬유 보강토 구조물의 건설이 나날이 증가하고 있으며, 다양한 종류의 토목섬유 보강재가 개발되어 사용되고 있다. 국내에서는 1994년 고강도 지오그리드를

보강재로 사용한 블록식 보강토옹벽이 소개되면서부터 본격적으로 콘크리트옹벽을 대체해오고 있다(Cho, 2001).

특히, 국토의 70% 정도가 산지이고 인구밀도가 높은 우리나라의 지형특성상 유효 활용 부지의 확대를 위해 15m 이상 높은 보강토옹벽의 적용이 급속히 증가하고 있다. 그러나 이러한 높은 보강토옹벽에 대한 합리적인 설계기법

1 정회원, 한국건설기술연구원 국토지반연구부 수석연구원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Eng. Research Dept., KICT)

2* 정회원, 한국건설기술연구원 국토지반연구부 연구원 (Member, Researcher, Geotechnical Eng. Research Dept., KICT, E-mail: kwangwu@kict.re.kr)

3 정회원, GS건설(주) 상무이사 (Managing Director, GS Engineering & Construction Corp.)

4 정회원, (주)보강테크 대표이사 (President, Bogang Tech)

이 명확히 정립되어 있지 않을 뿐 아니라, 설계 및 시공 경험이 풍부하지 못한 실정인어서, 벽체의 과도한 수평변위, 전면블록의 균열, 전반활동파괴 등과 같은 피해사례가 종종 발생하고 있다. 이러한 피해의 주요 원인은 부적절한 설계 및 시공관리인 것으로 보고되고 있다(유충식, 2002; 한중근 등, 2005). 즉, 설계 시, 보강토옹벽을 포함한 전체 사면에 대한 안정성이 적절히 검토되지 않는 경우가 빈번하고, 상재하중에 대한 반응이 부적절한 경우도 있으며, 지반조사 불충분으로 인해 보강토옹벽 기초의 지지력부족으로 인한 파괴가 발생하는 경우도 종종 발생하고 있다(Han et al. 2006). 또한 배수층의 부적절한 설계, 시공과 보강토체의 다짐불량도 보강토옹벽의 붕괴를 초래하는 주요 원인이 되고 있다.

본 연구에서는 총 연장이 1,450m이고 최대높이가 29.5m에 이르는 대규모 보강토옹벽에 대한 설계, 시공 및 계측 사례를 소개하고, 고성토 보강토옹벽의 국내 현장 적용성 및 안정성을 검토함으로써, 고성토 보강토옹벽의 효율적인 설계방안 마련을 위한 기초자료로 삼고자 한다.

2. 고성토 보강토옹벽의 설계 및 시공

2.1 현장 개요

대규모 공장부지 조성을 위한 성토부지에, 총 1,450m 연장의 보강토옹벽 시공이 계획되었다. 그림 1은 보강토옹벽 현장 평면도이고, 표 1은 본 현장에 적용된 보강토옹벽 현황이다. 그림 1 및 표 1에서 알 수 있는 바와 같이 본 현장 보강토옹벽구간은 크게 3개 구간으로 구분할 수 있다. 본 현장에서는 가급적 많은 유효 활용 부지를 확보하기 위해 최대 29.5m에 이르는 높은 옹벽이 적용되었다. 또한 보강토옹벽의 높이가 13.5m를 초과하는 구간에 대해서는 2단 옹벽을 시공하는 것으로 계획하고, 설계 및 안정성 검토를 수행하였다. 전체 보강토옹벽 시공구간 중 대략 400m 구간이 13.5m 이상의 고성토 2단 옹벽 구간이다. 본 현장과 같이 최대 29.5m에 이르는 높은 보강토옹벽에 대한 설계/시공 경험은 전 세계적으로 많지 않은 실정인어서, 면밀한 설계와 철저한 시공/계측관리가 요구되었다.

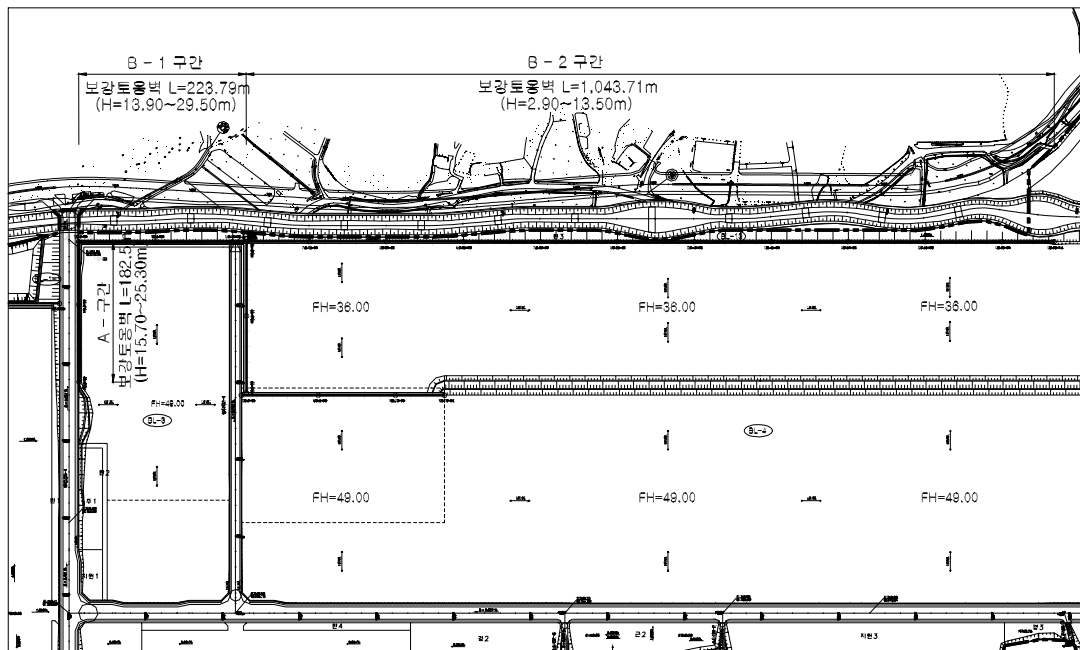


그림 1. 보강토옹벽 시공현장 평면도

표 1. 보강토옹벽 적용 현황

구간	옹벽 형태	구간 길이(m)		옹벽 높이(m)	
		상단 옹벽	하단 옹벽	상단 옹벽	하단 옹벽
A	2 단	182,50	182,50	13,5	2,7~12,3
B	B-1	223,79	223,79	0,9~13,5	12,5~16,5
	B-2	-	1,043,71	-	2,9~13,5

보강토옹벽의 내적 및 외적 안정에 대하여는 FHWA 설계법(Elias & Christopher, 1996)을 이용하여 안정성을 검토하였고, 범용 사면안정해석 프로그램인 TALREN을 이용하여 전반활동에 대한 안정성을 검토하였다. 또한 기초지반의 침하에 대한 안정성을 검토하기 위하여 유한차분법에 의한 수치해석을 수행하였다. 보강토옹벽의 시공관리 및 안정성 평가를 위해 주요 단면에 대한 계층계획을 수립하였다.

2.2 설계 및 시공

전체 1,450m에 이르는 보강토옹벽 구간 중 31개 주요

단면에 대한 안정해석을 수행하였다. 전 세계적으로 최대 높이가 29.5m에 이르는 고성토 보강토옹벽의 설계 및 시공 사례가 거의 없는 실정이어서, 설계단계에서부터 면밀한 검토가 요구되었다. 따라서 국내에서 블록식 지오그리드 보강토옹벽의 설계에 주로 활용되고 있는 FHWA 및 NCMA(Collin, 1997) 설계기준에 대한 사전검토를 통해 대체적으로 보다 안전측의 해석결과를 보이는 FHWA 기준에 근거하여 보강토옹벽의 내적 및 외적 안정을 해석하였다. FHWA 기준에 근거하여 수행한 보강토옹벽의 내적 및 외적 안정 해석 결과는 표 2에 나타내었다. 한편, 이들 단면에 대해 범용 사면안정해석 프로그램인 TALREN을 이용하여 Bishop의 간편법으로

표 2. 보강토옹벽 내적 및 외적 안정 해석 결과

구간	단면	높이 (m)	안전율					
			Overall stability (≥ 1.3)	외적 안정		Bearing capacity (≥ 2.0)	내적 안정	
				≥ 2.0	$e/L \leq 0.167$		FS_p (≥ 1.5)	FS_t (≥ 1.0)
A 및 B-1	1-1	16.9	1.866	2.99	0.098	7.44	1.544	1.012
	1-2	19.3	1.880	2.76	0.1287	5.71	1.680	1.024
	1-3	21.9	1.867	2.53	0.1572	4.45	1.525	1.021
	1-4	24.3	1.912	2.51	0.1664	4.02	1.639	1.006
	1-5	25.3	1.949	2.55	0.1651	4.02	1.561	1.006
	1-6	27.7	2.005	2.60	0.1665	3.90	1.563	1.002
	1-7	28.1	2.026	2.63	0.1645	3.96	1.566	1.027
	1-8	28.5	2.031	2.63	0.1651	3.93	1.515	1.076
	1-9	29.1	2.039	2.63	0.1661	3.88	1.647	1.052
	1-10	29.5	2.057	2.67	0.1642	3.93	1.502	1.036
B-2	2-1	3.5	1.785	3.47	0.0483	6.39	5.717	1.762
	2-2	4.3	1.708	2.82	0.1015	4.57	5.447	1.126
	2-3	4.9	1.822	2.88	0.1053	4.40	5.676	1.065
	2-4	5.3	1.792	2.67	0.1253	3.85	5.992	1.095
	2-5	5.7	1.821	2.63	0.1328	3.65	5.259	1.065
	2-6	6.3	1.811	2.46	0.1527	3.17	5.485	1.081
	2-7	6.7	1.839	2.44	0.1575	3.06	5.426	1.033
	2-8	7.1	1.914	2.53	0.1523	3.19	5.718	1.081
	2-9	7.5	1.891	2.41	0.1654	2.90	6.528	1.093
	2-10	8.1	1.972	2.49	0.1614	2.99	4.932	1.048
	2-11	8.5	2.037	2.58	0.1566	3.11	5.192	1.017
2-12	9.1	2.109	2.65	0.1536	3.20	5.230	1.081	
2-13	9.5	2.168	2.73	0.1497	3.31	6.411	1.049	
2-14	9.9	2.226	2.81	0.1460	3.41	5.940	1.063	
2-15	10.5	2.290	2.88	0.1437	3.49	6.177	1.020	
2-16	11.1	2.353	3.62	0.0183	6.44	6.410	1.007	
2-17	11.5	2.407	3.03	0.1381	3.67	6.664	1.070	
2-18	12.1	2.469	3.10	0.1357	3.75	6.904	1.065	
2-19	12.5	2.523	3.18	0.1327	3.85	10.034	1.033	
2-20	13.1	2.585	3.26	0.1302	3.93	7.398	1.044	
2-21	13.5	2.640	3.34	0.1273	4.03	7.650	1.001	

Note : FS_p 는 인발에 대한 안전율, FS_t 는 보강재 파단에 대한 안전율

수행한 사면안정해석 결과, 전반활동에 대한 안전율은 기준 안전율 1.3을 만족하는 것으로 나타났다.

본 해석 시 적용한 설계정수는 지반조사 및 실내실험 결과에 근거하여 표 3에 나타낸 바와 같이 결정하였다. 또한 보강재로는 일체형 HDPE(High Density Polyethylene) 지오그리드를 사용하는 것으로 계획하였다. 해석에 적용된 지오그리드의 인장강도는 표 4에 나타낸 바와 같다. 표 4에서 최대인장강도는 생산자가 제시한 수치이고, 허용인장강도는 시공중 손상, 크리프 변형 및 환경적 요인에 의한 지오그리드의 장기적인 강도 손상을 고려하여 산정한 장기 설계인장강도이다.

보강토옹벽 시공시 전면벽체로는 23.5MPa의 압축강도를 가지는 키(Key)형 블록을 사용하였으며, 벽체 배면에 30~50cm 폭의 자갈 배수층을 설치하였다. 또한 높이 20m 이상의 고성토구간과 옹벽의 배면 상부에 중량구조물이 시공되는 구간이 길게 분포하고 있어, 보강토옹벽의 장/단기 안정문제가 발생할 가능성이 우려되어 뒤택음흡의 품질 및 다짐 상태 등에 대한 시공관리를 철저히 수행하였다. 뒤택음흡으로는 통일분류법 상 SW로 분류되는 화강 풍화토를 사용하였다. 뒤택음흡의 다짐은 10ton 진동롤러를 이용하여 95%의 다짐도를 확보할 수 있도록 수행하였고, 벽체 배면의 자갈배수층을 포함한 1m 정도의 폭에 대해서는 시공 중 다짐작업에 의한 벽체 전면변위를 방지하기 위하여 1ton 롤러를 이용한 다짐을 수행하였다. 다짐시 층별 다짐두께는 25cm 이하가 되도록 하였다. 뒤택음흡에 대한 다짐시험결과 최대건조단위중량은 19kN/m³, 최적함수비는 8.2%인 것으로 나타났다. 한편, 보강토옹벽의 곡선부에서 발생할 수 있는 블록의 균열 등과 같은 문제를 방지하기 위하여, 보강토옹벽의 우각부에 보강토 부설다

표 3. 보강토옹벽 안정해석에 적용된 설계정수

구분	γ_t (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
뒤택음재	17.0	0.0	33
원지반	매립토	0.0	33
	충적토	0.0	33
	풍화토	0.0	35
	풍화암	50	35

표 4. 지오그리드 종류별 인장강도

Geogrid	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
최대 인장강도(kN/m)	60.0	90.0	120.0	160.0
허용 인장강도(kN/m)	27.0	40.4	53.9	71.9

집시 Soil Cement 공법을 적용하여 보강토체의 강성을 증가시켰다. 이 때 Soil Cement의 배합비는 보강토 중량에 대하여 5~8%로 하고 혼합재의 일축압축강도는 200kPa 이상 확보할 수 있도록 하였다.

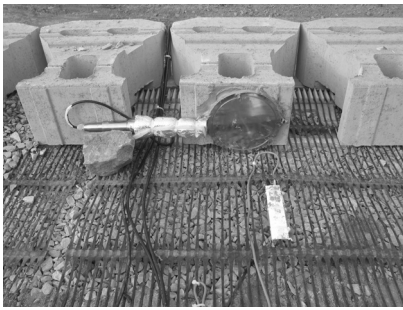
2.3 현장 계측

본 현장 보강토옹벽구간은 최대 29.5m 높이에 이르는 고성토구간과 중량구조물인 Pipe Rack이 시공되는 구간의 연장이 길기 때문에, 보강토옹벽 및 중량의 상부구조물 시공 중 과도한 벽체 변위나 활동파괴가 발생할 경우 막대한 피해가 예상되어 표 5에 나타낸 바와 같은 일련의 계측관리 계획이 수립되었다. 계측계획이 수립된 단면은 표 5에서 알 수 있는 바와 같이 2단으로 시공되는 고성토옹벽 단면과 옹벽 상부에 중량구조물 시공이 계획된 단면으로 구분된다. 총 12개 계측단면에 대해 벽체 전면변위를 주요 계측항목으로 결정하였으며, 3개 단면에 대해서는 벽체에 작용하는 측방토압, 보강재 유발 인장력을 추가로 계측/분석하는 것으로 계획하였다. 그림 2는 계측기 설치 장면을 촬영한 사진이고, 표 6은 각 계측항목별 측정 시기 및 계측관리기준을 나타낸다.

벽체에 작용하는 측방토압의 측정을 위해 직경이 200mm이고 최대 측정용량이 350kPa인 토압계를 블록 뒷면에 설치하였다(그림 2a). 지오그리드의 인장변형을 측정하기 위한 변형률계는 길이가 100mm이고 보강재의 항복 인장변형률(대략 15%)을 상회하는 인장변형도 측정할 수 있도록 측정용량이 $\pm 3000\mu\text{strain}$ 인 제품을 사용하였으며,

표 5. 계측기 설치계획

구분	옹벽 높이 (m)	옹벽 형태	계측항목		
			벽체 측방토압	보강재 인장변형	벽체 변위
A-1	19.1	2 단	-	-	5
A-2	20.7		3	12	5
A-3	25.1		-	-	6
A-4	25.5		-	-	6
A-5	29.3		6	21	6
B-1	8.3	1 단	-	-	4
B-2	9.1		-	-	4
B-3	9.7		-	-	4
B-4	12.5		-	-	4
B-5	13.1		-	-	4
B-6	13.3		-	-	4
B-7	13.5		3	9	3



(a) 토압계



(b) 변형률계



(c) 광파 타겟

그림 2. 계측기 설치

표 6. 계측관리 계획

구 분	측정시기	측정빈도	관리기준	허용기준
토압계	설치후 공사진행중 공사완료 후 3개월 이내 공사완료 후 12개월 이내	3회/일, 2일간 2회/주 1회/주 1회/2주	수평토압	Rankine 토압
변형률계	설치 후 공사진행 중 공사완료 후 3개월 이내 공사완료 후 12개월 이내	2회/일 2회/주 1회/주 1회/2주	TT060 TT090 TT120 TT160 PG 6 PG10 PG15	27.0 KN/m 40.4 KN/m 53.9 KN/m 71.9 KN/m 31.7 KN/m 52.9 KN/m 73.5 KN/m
광파 타겟	설치 후 1일 경과 공사진행 중 공사완료 후 3개월 이내 공사완료 후 12개월 이내	2회/일 2회/주 1회/주 1회/2주	수직 및 수평 변위 배 부 름 부등침하	상단기울기 : 1/100 최대오차 : 7.5cm 0.8% 이하 L/100

장기 계측시 변형률계의 망실을 방지하기 위하여 방수처리
리를 하였다(그림 2b). 벽체 전면변위 계측을 위해 보강토
옹벽 전면에 광파타겟을 설치하였으며, 광파 측정기를 이
용하여 X, Y, Z축의 3차원적 변위를 측정하였다(그림 2c).

보강토옹벽 시공 완료 후 1년 이상 장기 계측을 수행하
고 있다. 본 논문에서는 계측단면 중 시공높이가 20m 이
상인 2개 단면에 대한 계측결과를 분석/소개 하고자 한다.
본 논문에서 고찰한 2개소 계측지점의 단면도는 그림 3과
같다.

3. 계측 결과 및 고찰

그림 3에 나타낸 높이 20.7m(A-2 단면) 및 29.3m(A-5
단면)의 보강토옹벽 단면에 대한 현장계측결과를 분석하
였다. 그림 3에서 알 수 있는 바와 같이 보강토옹벽의 전면
변위, 벽체에 작용하는 측방토압 및 보강재 인장변형이 계
측되었다. 보강토옹벽의 전면변위에 대한 계측결과, 보강
토옹벽 시공 중 벽체 수평변위는 두 개 단면의 모든 측정

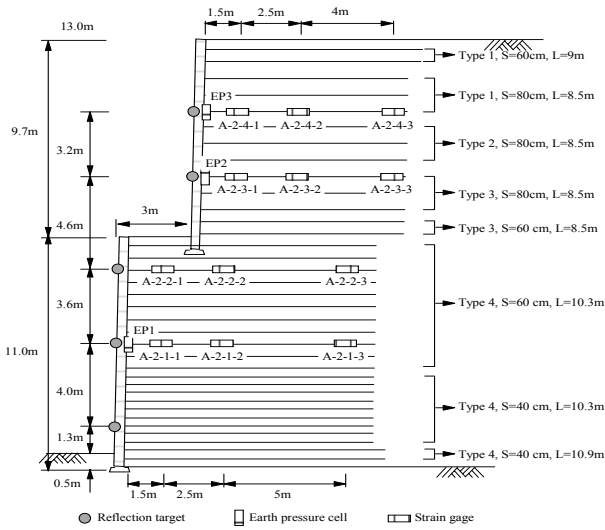
지점에서 최대 10mm 이내인 것으로 나타났다. 이와 같이
매우 미소한 수평변위의 원인은 보강토옹벽의 설계가 매
우 보수적이었고, 시공관리가 적절히 이루어 졌기 때문인
것으로 판단된다.

변체변위 계측결과가 분석이 어려울 정도로 매우 미소
하여, 본 논문에서는 벽체에 작용하는 측방토압과 보강재
인장변형에 대한 측정결과를 다음과 같이 분석하였다.

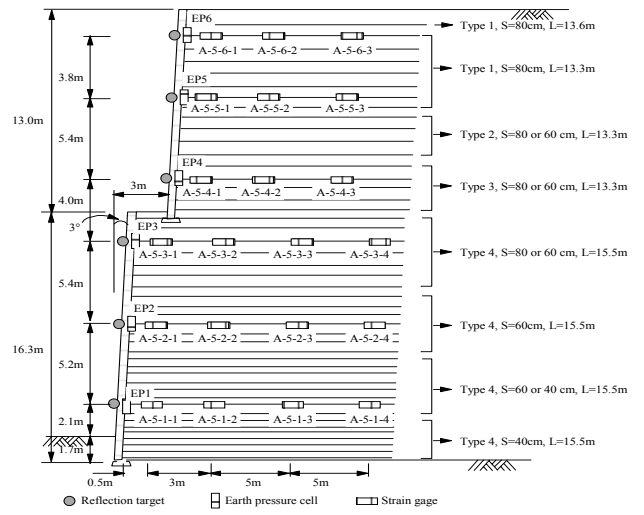
3.1 벽체 작용 측방토압 측정 결과

시공 단계별 보강토옹벽 벽체에 작용하는 측방토압 측
정 결과를 그림 4에 나타내었다. 그림 4(a)는 그림 3(a)에
나타낸 A-2단면에 대한 측정결과이고, 그림 4(b)는 A-5단
면에서의 측정결과이다. 그림에서 EP1은 그림 3에 나타낸
토압계의 설치위치 중 옹벽의 맨 하단에 설치한 토압계를
의미한다.

그림 4에서 알 수 있는 바와 같이 A-2 및 A-5 단면 모두
측방토압 작용거동이 매우 유사하며, 전반적으로 성토높

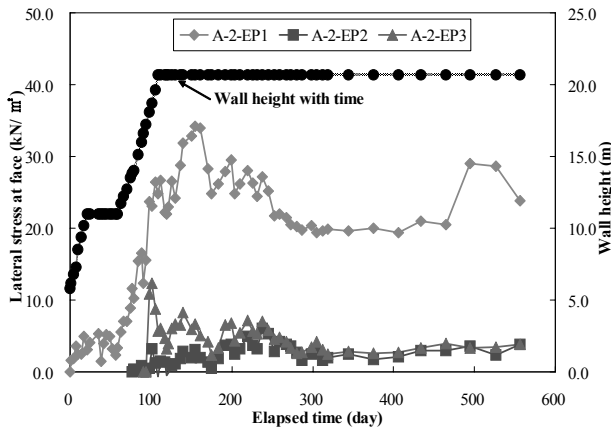


(a) A-2 단면

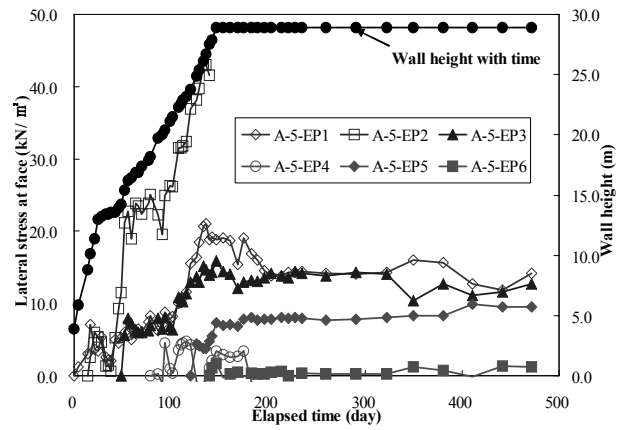


(b) A-5 단면

그림 3. 계측 단면도



(a) A-2



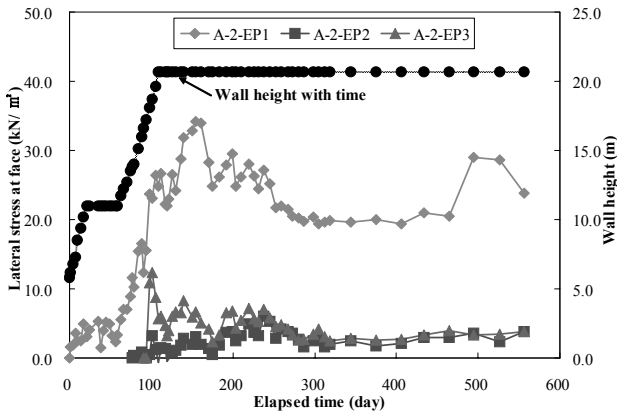
(b) A-5

그림 4. 벽체에 작용하는 측방토압 측정 결과

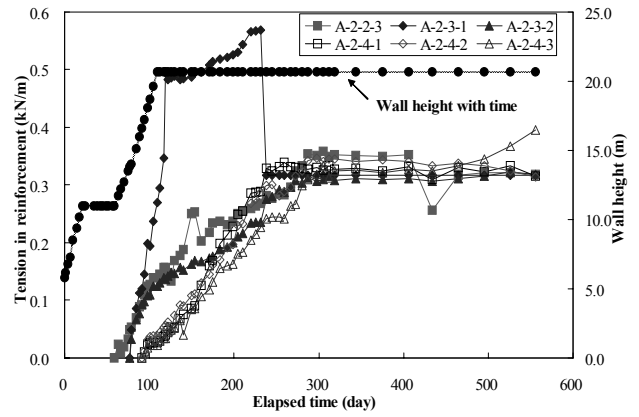
이의 증가에 따라 벽체에 작용하는 측방토압이 점차 증가하고 벽체시공이 최종 성토높이 까지 완료된 이후 그 값이 일정한 값에 수렴하는 경향을 보이고 있다. 또한 벽체 하부에 가까울수록 큰 토압이 측정되었음을 알 수 있다. 그러나 측정된 토압은 최대 50kN/m^2 이하로 Rankine의 토압이론에 의해 예측된 최대 측방토압의 40% 이하만이 벽체에 작용하고 있다. 이와 같이 벽체 작용토압이 작은 원인은 뒤채움흙과 지오그리드 보강재 사이의 상호 작용에 기인한 것으로 판단된다. 즉, 본 현장의 경우 옹벽 높이가 20m 이상으로 매우 높기 때문에 그림 3에 나타난 바와 같이 지오그리드 보강재 포설 간격이 비교적 작고 포설 층수가 많기 때문에 보강재의 토압분산효과가 비교적 크게 발현된 것으로 판단된다.

3.2 보강재 작용 인장력 측정 결과

벽체 시공단계별 변형률계 측정값을 보강재에 발현된 인장력으로 환산하여 그림 5 및 그림 6에 나타내었다. 시공단계별 보강재에 작용하는 인장력은 그림 4에 나타난 토압측정결과와 유사한 것으로 나타났다. 즉, 보강재 인장력은 A-2 및 A-5 단면 모두 보강토옹벽의 시공높이 증가에 따라 커지고, 옹벽시공이 완료된 이후에 일정한 값에 수렴하는 경향을 보인다. 또한 벽체에 가까울수록 더 큰 인장력이 보강재에 발현되는 경향이 있다. 그러나 최대 인장력은 두 옹벽단면 모두 0.6kN/m 로 표 4에 나타난 장기 설계인장강도에 비해 매우 미소한 것으로 나타나, 매우 안전한 설계 및 시공이 이루어 졌음을 알 수 있다.

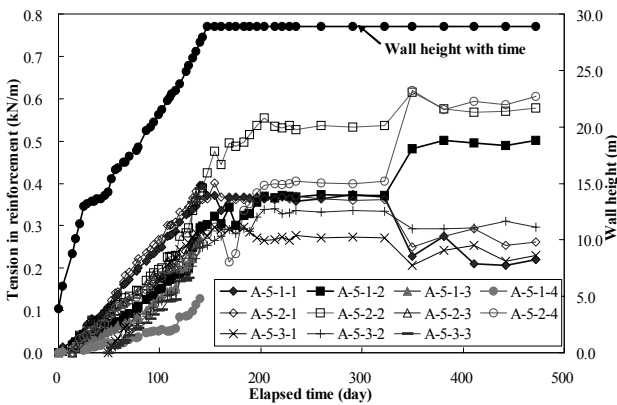


(a) 하단 옹벽

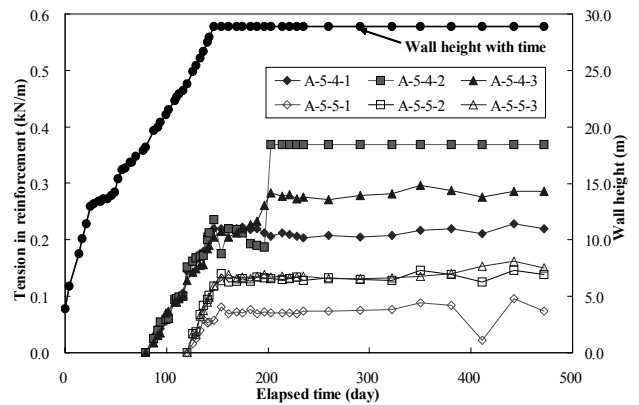


(b) 상단 옹벽

그림 5. A-2 단면 보강재 작용 인장력 측정 결과



(a) 하단 옹벽



(b) 상단 옹벽

그림 6. A-5 단면 보강재 작용 인장력 측정 결과

4. 결론

대규모 공장부지 조성공사 시, 총 연장 1,450m의 보강토 옹벽이 적용되었다. 보강토옹벽의 최대 시공높이는 29.5m 이고, 대략 400m 구간이 높이 13.5m 이상인 고성토 2단 옹벽 구간이다. 높이 20m 이상의 고성토 보강토옹벽에 대한 설계/시공 사례가 거의 없기 때문에 설계시 비교적 안전 측 해석결과를 보인 FHWA 기준을 토대로 보강토옹벽의 내적/외적 안정을 검토하였다. 또한 전반활동에 대한 안정 해석은 범용 사면안정해석 프로그램인 TALEN을 이용하였다. 한편, 철저한 시공관리와 고성토 보강토옹벽의 장기 거동평가를 위해 일련의 현장계측을 수행하였다. 계측결과 옹벽의 전면변위는 최대 10mm, 벽체 작용 측방토압은 설계토압의 40% 이하, 보강재 작용 인장력은 최대 0.6kN/m로 측정되어, 모든 계측항목이 설계치에 비해 매우 작은 것으로 나타나 보강토옹벽의 설계/시공이 매우 안전측으

로 이루어졌음을 알 수 있다. 또한 이러한 계측결과로부터 FHWA 설계기준이 높이 20m 이상의 고성토 2단 보강토 옹벽 설계에 있어 매우 보수적이고 안전측인 결과를 보임을 알 수 있다.

참고문헌

1. 유충식 (2002), “다단식 보강토옹벽의 설계 - 사례연구”, 한국토목섬유학회논문집, 제1권, 제1호, pp.31-41.
2. 한중근, 조삼덕, 정상섭, 이광우, 김지선 (2005), “시공환경을 고려한 블록식 보강토옹벽의 붕괴요인 분석 및 대책 방안 사례연구”, 한국토목섬유학회논문집, 제4권, 제3호, pp. 35-43.
3. Cho, S.D. (2001), “Application and Outlook of Geosynthetics-Reinforced Earth Wall in Korea”, Outcome of TC9 Activities of ISSMGE (1998-2001), pp.40-41.
4. Collin, J. (1997). Design Manual for Segmental Retaining Walls, 2nd Ed. NCMA, Virginia.

5. Elias, V. and Christopher, B.R. (1996), *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines*, FHWA Demonstration Project 82, Washington, DC.
6. Han, J.K., Cho, S.D. Joung, S.S., Lee, K.W. and Hong, K.K. (2006), "Case Study on the Clobal Slope Failure with Geogrid Reinforced Soil Wall", *Proceedings of 8th ICG*, Yokohama, pp.1141-1144.

(논문접수일 2006. 10. 2, 심사완료일 2006. 12. 4)