

토목섬유보강 성토지지말뚝의 설계조건별 침하억제 효과

Effect of the Settlement Reduction to each Geosynthetic Reinforced Pile Supported Embankments Design Condition

이일화¹⁾ 이성진²⁾ 이수형³⁾ 문인호⁴⁾
Lee, Il-Wha Lee, Sung-Jin Lee, Su-Hyung Moon, In-Ho

Construction of high-speed concrete track embankments over soft ground needs many of the ground improvement techniques. Drains, surcharge loading, and geosynthetic reinforcement, have all been used to solve the settlement and embankment stability issues associated with construction on soft soils. However, when time constraints are critical to the success of the project, another measures should be considered. Especially, since the design criteria of residual settlement is limited as 30mm for concrete track embankment, it is very difficult to satisfy this allowable settlement by using the former construction method. Pile net method consist of vertical columns that are designed to transfer the load of the embankment through the soft compressible soil layer to a firm foundation and one or more layers of geosynthetic reinforcement placed between the top of the columns and the bottom of the embankment. In this paper, three cases with different embankment height and number of geosynthetic reinforcement, were studied through FEM analysis for efficient use of pile net method.

1. 서 론

연약지반 상의 성토시공은 성토자체의 안정성과 함께 성토구조물의 대상에 따른 허용 침하에 대한 기준을 동시에 고려해야 한다. 일반적으로 적용 대상, 현장 및 시공 조건에 따라 적합한 연약지반 대책공법이 선정되어야 할 것이지만, 고속철도 콘크리트궤도를 위한 성토구조물의 경우, 허용잔류침하량이 30mm로서 이에 대한 기준을 만족할 수 있는 연약지반 처리, 보강 공법이 요구된다. 특히 설계시에는 일반적으로 1차 압밀침하량만 고려하게 되는데, 2차 압밀침하량과 크리프침하량을 고려하게 되면, 기존의 연약지반처리공법으로는 허용잔류침하기준을 만족시키는 것이 어렵다.

앞서 언급한 바와 같이 연약지반상 성토 시공은 성토자체의 안정성과 함께 침하에 대한 안정성을 동시에 고려해야만 한다. 두가지 조건 중 어느 한가지라도 만족되지 못하면 구조물의 안정성을 보장할 수 없기 때문이다. 연약지반 침하 및 측방유동에 대한 대책공법 중 성토지지말뚝 공법은 말뚝 위 성토지반의 아칭현상을 이용하여 성토하중을 말뚝을 통해 직접 지지층에 전달시킴으로써 구조물의 안전성을 도모하고 연약지반의 측방유동을 적극 억제시킬 수 있는 공법이다. 다음 그림은 성토지지말뚝공법의 전형적인 설치 단면도이다. 즉 그림에서 보는 바와 같이 교대, 옹벽, 안벽 등의 뒤채움부와 연약지반 상에 설치된 도로나 철도성토의 하부기초구조물로 사용될 수 있다. 또한 성토지지말뚝공법은 구조물의 안전성 향상과 경제성 측면을 고려하여 말뚝과 성토지반 사이에 토목섬유(주로, 지오그리드)를 보강한 형태로 시공하게 된다. 토목섬유와의 복합시공은 토목섬유의 인장력으로 지탱함으로써 연약지반 압밀침하 및 지표침하를 줄이면서

1) 한국철도기술연구원 철도구조연구실 선임연구원 정희원
E-mail : iwlee@kri.re.kr
TEL : (031)460-5326, FAX : (031)460-5319
2) 한국철도기술연구원 철도구조연구실 선임연구원 정희원
3) 한국철도기술연구원 철도구조연구실 선임연구원 정희원
4) 대우건설 경의선전동차사무소 부장 정희원

성토사면의 활동을 억제시킬 수 있다. 또한 말뚝으로의 성토하중 전이효과를 증대시킴으로써 말뚝의 설치 간격을 넓힐 수 있는 이점이 있다.

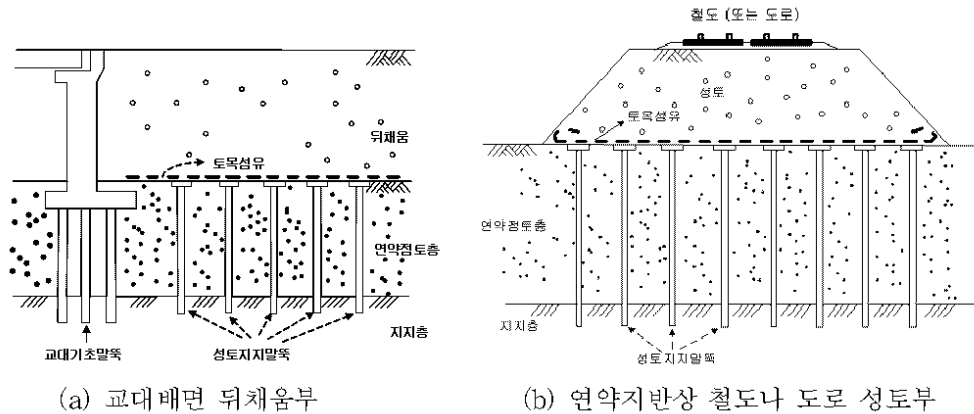


그림 1. 성토지지말뚝의 전형적인 시공 단면

아직까지 국내에서는 이 공법의 적용실적이 많지 않은 실정이지만 외국의 경우 특히, 북유럽 및 동남아시아에서는 많이 활용되고 있는 공법이다. 외국에서의 성토지지말뚝 시공사례에 의하면, 연약지반의 측방 유동을 적극 억제할 수 있을 뿐 아니라, 시공성 및 경제성 측면에서도 효과적임이 입증되고 있다. 즉, 성토지지말뚝공법은 말뚝 설치 후(현장 상황에 따라 토목섬유로 보강), 즉시 성토를 시공할 수 있기 때문에 지반개량을 위한 압밀소요기간이 필요없게 되어 공사기간을 단축시킬 수 있을 것으로 기대되는 공법이다.

이에 본 논문에서는 성토지지말뚝공법의 효과적인 적용 조건을 위한 기초 연구로서 토목섬유와 성토 교의 차이에 따른 침하억제 효과를 유한요소해석을 통해 검토해 보았다.

2. 설계조건

조건별 침하효과를 검토하기 위하여 3가지 조건에 대한 검토를 수행하였다. 표 1에서 CASE-1은 쌓기고 10m에 토목섬유를 1장만 적용하였으며, CASE-2에서는 쌓기고 10m에 토목섬유를 3장 적용하였다. 토목섬유의 총 인장강도는 두 방법 모두 동일한 값을 적용하였다. CASE-3은 상재하중의 영향을 검토하기 위하여 CASE-2의 조건에서 쌓기고를 5m로 조정하였다. 조건별 침하영향을 효과적으로 비교할 수 있도록 말뚝의 간격은 2.3m×2.3m로 고정하였다. 해석을 위해 상용프로그램인 PLAXIS를 사용하여 2차원 연속해석을 수행하였다. 검토단면은 2007년 제정된 호남고속철도 설계지침을 따랐으며, 최대 성토고는 10m, 소단은 고려하지 않았다.

표 1. 설계조건

구 분	쌓기고	연약층심도	토목섬유	총강성	토목섬유(1장당)
CASE-1	10.0m	10.0m	1장	4,000kN/m	4,000kN/m
CASE-2	10.0m	10.0m	3장	4,000kN/m	1,333kN/m
CASE-3	5.0m	10.0m	3장	4,000kN/m	1,333kN/m

해석에 사용한 원지반 및 노반의 물성치는 “철도 토공구간 원지반 안정성강화기술 개발(2008)”(3)에서 수행한 호남고속철도 예정노선상의 연약지반의 평균값을 사용하였다. 성토재료 및 연약지반은 잔류 침하해석을 위하여 비선형해석모델인 Mohr-Coulom모델과 Cam Clay모델을 사용하였으며 설계정수는 표 2와 같다. 표 3은 토목섬유보강 성토지지말뚝의 설계정수로서 일반적인 말뚝과 토목섬유의 설계정수

를 적용하였다. 토목섬유의 총인장강도는 4000kN/m이다.

표 2. 노반 설계정수

구 분	단 위	성토체	쇄석매트	연약지반	기반암
구성방정식	-	M-C	M-C	Cam Clay	M-C
단위중량(γ_t)	kN/m ³	19	20	16	21
점 착 력(c)	kN/m ²	15	0	25	100
내부마찰각(ϕ)	°	25	40	-	33
탄성계수	kN/m ²	2×10^4	1.5×10^5	-	1.0×10^6
Cc	-	-	-	0.440	-
Cr	-	-	-	0.044	-
e ₀	-	-	-	1.383	-
κ^*	-	-	-	0.080	-
λ^*	-	-	-	0.016	-
Interface	-	-	0.9	0.9	-
Kx	m/day	1.0	1.0	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}
Ky	m/day	1.0	1.0	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}
배수조건	-	배수	배수	비배수	배수

표 3. 토목섬유보강 성토지지말뚝의 설계정수

구 분	단 위	말뚝	말뚝캡	토목섬유
탄성계수(E)	kN/m ²	3.5×10^7	3.5×10^7	-
직경(D)	m	0.5	0.5(높이)	-
단면적(A)	m ²	0.1571	0.5	-
2차단면모멘트	m ⁴	5.54×10^{-3}	1.04×10^{-2}	-
EA	kN/m	2.39×10^6	7.61×10^6	2,000
EI	kN·m ² /m	8.26×10^4	1.59×10^5	-
중량(w)	kN/m/m	1.65	5.00	-

※ 여기서, EA는 축방향강성 "EA=F/ε"으로 표기되며, F는 ε=10%일때 인장력임.

3. 해석 결과

3.1 토목섬유의 인장력

그림 2(a)는 설계단면(CASE-1)에서의 단일 토목섬유층에서 발생하는 인장력의 분포특성을 보여주는 그림이다. 성토체의 중심에서 가장 큰 인장력이 발생하며, 끝단으로 갈수록 인장력이 줄어드는 것으로 나타났다. 중심부에서의 최대 발생인장력은 9.05t/m으로 이론식으로 계산된 값보다 작게 계산되었다. 이는 성토체내부에서의 아칭현상과 토목섬유와의 마찰력에 의해서 감소된 것으로 판단된다.

그림 2(b)는 설계단면(CASE-2)에서의 3개의 토목섬유층에서 발생하는 인장력의 분포특성을 보여주는 그림이다. 그림 2(a)와 유사하게 성토체의 중심에서 가장 큰 인장력이 발생하며, 끝단으로 갈수록 인장력이 줄어드는 것으로 나타났다. 중심부에서의 최대 발생인장력은 3.75t/m로 이론식으로 계산된 값보다 크게 계산되었다. 3개의 토목섬유층에서의 발생인장력은 2.29~3.75t/m로 비슷한 범위를 가지며 일체형으로 거동하는 것으로 계산되어 보방법(Beam method)의 특성을 잘 표현하고 있다.

그림 2(c)는 CASE-2에서 흙쌓기고가 10m에서 5m로 감소한 경우로서 토목섬유층에서 인장력은 길이 방향으로 균일하게 작용하며, CASE-2와 비교하여 발생인장력 또한 0.66~0.87t/m의 범위로 균일하게 작

용하는 것으로 나타났다.

<p>(Max=9.05t/m)</p>	<p>상단(Max=3.56t/m)</p> <p>중단(Max=2.29t/m)</p> <p>하단(Max=3.75t/m)</p>	<p>상단(Max=0.66t/m)</p> <p>중단(Max=0.81t/m)</p> <p>하단(Max=0.87t/m)</p>
(a) CASE-1인 경우	(b) CASE-2인 경우	(c) CASE-3인 경우

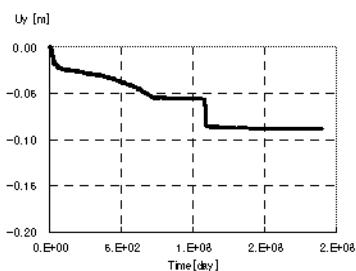
그림 2. 토목섬유의 인장력 분포

3.2 잔류침하량

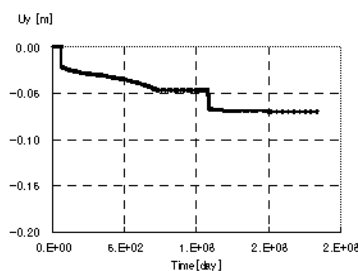
그림 3(a)는 설계단면(CASE-1)에서의 토목섬유 위치에서의 잔류침하량을 2,000일 기준으로 해석한 결과로서 1,200일에 공용하중을 재하하였다. 전체 기간 동안의 총침하량은 9.7cm이며, 공용하중 재하직후부터는 4.1cm가 침하하였다. 그림에서 공용하중재하 직후 과도한 침하가 발생하지만, 그 이후에는 침하의 진행이 수렴하는 것으로 보여주고 있다. 따라서, 실질적인 잔류침하량은 없을 것으로 판단되지만, 설계단계에서의 잔류침하량은 4.1cm로 설계기준을 초과하는 것으로 나타났다.

그림 3(b)는 설계단면(CASE-2)에서의 토목섬유 위치에서의 잔류침하량을 2,000일 기준으로 해석한 결과로서 1,200일에 공용하중을 재하하였다. 전체 기간 동안의 총침하량은 7.1cm이며, 공용하중 재하직후부터는 2.3cm가 침하하였다. 그림에서 공용하중재하 직후 과도한 침하가 발생하지만, 그 이후에는 침하의 진행이 수렴하는 것으로 보여주고 있다. 따라서, 실질적인 잔류침하량은 없을 것으로 판단되며, 설계단계에서의 잔류침하량은 2.3cm로 기준을 만족하는 것으로 나타났다.

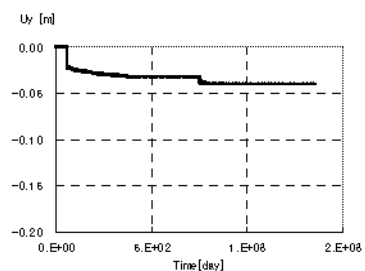
그림 3(c)는 설계단면(CASE-3)으로 상재하중의 영향을 검토하기 위하여 해석을 수행하였다. 토목섬유 위치에서의 잔류침하량을 2,000일 기준으로 해석한 결과로서 1,200일에 공용하중을 재하하였다. 전체 기간 동안의 총침하량은 4.3cm이며, 공용하중 재하직후부터는 0.7cm가 침하하였다. 유한요소해석결과에서는 상재하중의 영향이 토목섬유의 인장력에 직접적으로 반영되는 것으로 나타났으며, 성토고가 낮은 경우에는 매우 안정적인 침하억제효과가 있는 것으로 나타났다.



(a) CASE-1



(b) CASE-2



(c) CASE-3

그림 3. 토목섬유의 잔류침하량

3.3 성토후의 수직변위

성토후의 수직변위는 성토시작 직후부터 발생한 총 변위로서 흙쌓기 중의 침하량도 포함된 값이다. 그림 4(a)는 CASE-1인 경우, 공용후의 총 수직변위를 나타낸 그림으로서 중심부에서 최대 17.8cm의 변위가 발생하였으며, 토목섬유에서는 최대 9.7cm의 변위가 발생하였다. 그림 4(b)는 CASE-2인 경우, 공용후의 총 수직변위를 나타낸 그림으로서 중심부에서 최대 14.5cm의 변위가 발생하였으며, 토목섬유에서는 최대 7.1cm의 변위가 발생하여 CASE-1보다 수직변위가 25%감소한 것으로 나타났다. 그림 4(c)는 CASE-3인 경우, 공용후의 총 수직변위를 나타낸 그림으로서 중심부에서 최대 5.1cm의 변위가 발생하였으며, 토목섬유에서는 최대 4.3cm의 변위가 발생하여 흙쌓기고가 낮을 경우에는 매우 안정적인 경향을 나타내었다.

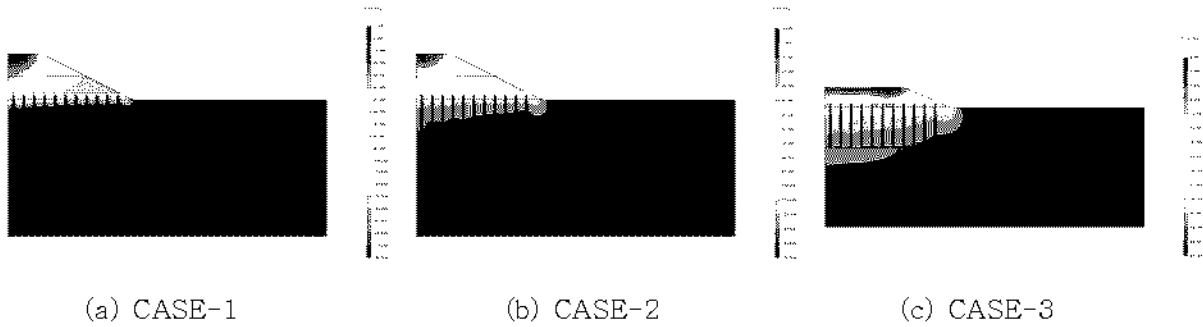


그림 4. 공용후의 수직변위 특성

4. 결 론

본 논문에서는 섬유보강 성토지지말뚝의 안정성 평가를 위하여 토목섬유의 장수와 성토고의 차이에 따른 설계조건별 유한요소해석을 수행하였으며 그 결과를 표 4에 나타내었다. 해석 결과 토목섬유의 전체 휨강성이 같더라도 여러 겹을 사용하는 것이 안정적인 것으로 나타났으며, 성토고가 낮을수록 상당히 안정적인 침하억제 효과가 있는 것으로 나타났다.

표 4. 설계조건별 유한요소해석 결과

구 분		CASE-1(1겹)	CASB-2(3겹)	CASE-3(3겹)
토목섬유 상단에서의 잔류침하량(cm)		4.1 > 3.0	2.3 < 3.0	0.7 < 3.0
토목섬유인장력 (kN/m)		90.5 < 400	37.5 < 133.3	8.65 < 133.3
말뚝휨모멘트 (kNm/m)		109.9 < 156.9	92.3 < 156.9	58.9 < 156.9
성토후 수직변위량(cm)		17.8	14.5	5.1
제체 안전율	시공시	1.93 > 1.1	1.58 > 1.1	1.81 > 1.1
	공용시	1.53 > 1.3	2.03 > 1.3	2.78 > 1.3
판 정	토목섬유상단	N.G	O.K	O.K

참고문헌

- 1) “철도토공구간 원지반 안정성 강화기술개발연구(2008)”, 한국철도시설공단

- 2) 이재호(2006), "토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템에서의 지반아칭", 중앙대학교대학원, 박사학위논문.
- 3) 이일화, 이성진, 이수형, 방의석, 정장용(2008), "콘크리트궤도 침하억제를 위한 파일네트공법 적용성 검토", 한국철도학회 춘계학술발표회
- 4) Aubeny, C.P., LI, Y. & BriAud, J.L.(2002), " Geosynthetic reinforced pile supported embankments: numerical simulation and design needs ", 7th ICG, pp365-372.
- 5) Jonnes, C.J.F.P., Lawson, C.R. & Ayres, D.J.(1990), "Geotextile reinforced piled embankment", Geotextile, Geomembranes and Related Products, Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5410 8339, pp. 155-160.
- 6) Russell, D. & Pierpoint, N.(1997), "An assessment of design methods for piled embankments", Ground Engineering, London, England, November, pp 39-44.