

열차하중에 대한 보강토 옹벽의 동적거동 분석

Dynamic Behaviour of the Reinforced Earth Due to Train Induced Vibration

이용재* · 주형진** · 양의규*** · 김명모****

Lee, Yong Jae · Joo, Hyung Jin · Yang, Eui Kyu · Kim, Myoung Mo

1. 서론

보강토 옹벽은 일반적인 콘크리트 옹벽과는 달리 보강재와 주변 지반 사이의 마찰저항을 이용하여 흙 입자의 수평방향 이동을 억제하는 구조물이다. 보강토 옹벽은 전면판이 조립형으로 되어 있고 보강재와 주변 흙 입자 사이의 마찰력으로 하중을 지지하므로 일반적인 콘크리트 옹벽보다 침하나 변형에 잘 견디게 된다. 반면, 열차하중, 기계의 진동하중 등과 같은 반복적인 하중이 발생하는 곳에서는 수직하중이나 보강재와 주변 흙 사이의 마찰력이 정적인 상태와 다르기 때문에 보강토 옹벽의 안정성에 대해서 의문이 제기되어 왔다.

본 연구에서는 열차하중 시간이력을 이론적인 방법과 가속도 계측자료를 이용하는 방법으로 결정한 다음, 상용 프로그램 FLAC-2D(Ver.3.3)를 이용하여 수치해석을 수행하였다. 동적 열차하중이 보강토 옹벽의 상부에 가해질 때, 철로 주변에서 침하량, 수직가속도, 수직응력 등이 거리에 따라 감소되는 양상을 살펴보고, 옹벽 전면판 인접 위치에서의 변위와 보강재 축력을 분석하여 옹벽의 안정성 여부를 확인하였다. 그리고 지반 내에 발생한 전단변형율의 크기가 탄성거동 범위 내에 해당되는 위치를 파악하여 동적 열차하중으로부터 보강토 옹벽의 안정성을 충분히 확보하기 위해 필요한 최소한의 이격거리를 제안하였다.

2. 열차하중 산정

이론 열차하중 산정에 관한 여러 문헌 중에서 가장 간편하면서도 보수적인 방법이 황선근(2004) 박사의 논문에 소개되어 있다. 이에 따르면, 진동삼축시험에 실제 지진파와 유사한 sin파를 사용하는 것과 마찬가지로 열차하중 또한 일정한 주기와 진폭을 가지는 sin파 형태로 모사될 수 있으며, 아래의 식 (1)에서 제시하고 있는 4개의 관계식으로부터 계산할 수 있다. 여기서, S_p 는 표준편차, P_{ST} 는 정적 열차하중, i 는 충격계수, V 는 기차속도(km/h), P_w 는 동적 열차하중, T 는 기차 통과시간(sec), d 는 대차간격 등을 의미한다. 『국유철도 건설규칙』(철도청, 2000)을 참조하여 정적 열차하중을 LS-22(220kN), 열차속도를 150km/h, 열차길이를 400m, 대차간격을 12.5m 가정하였고, 이를 식 (1)에 대입하여 결정한 이론 열차하중은 그림 1과 같다. 이론 열차하중의 최대값은 134.75kN, 최소값은 0kN, 진동수는 3.33Hz, 지속시간은 9.6초 등이다. 최소값을 0kN으로 결정한 이유는 보수적 설계를 위하여 동적 열차하중의 진폭을 최대로 할 필요가 있기 때문이다.

계측 열차하중을 산정하기 위하여 목포~익산 구간의 철도교량 상부에서 실제로 측정된 가속도 시간이력 자료를 ‘한국철도기술연구원’으로부터 입수하였다. 바퀴 1개에 걸리는 동적 열차하중은 정하중과 열차주행으로 발생하는 추가적인 동하중을 합산하여야 하는데, 이때의 정하중은 새마을호 동력차를 기준으로 할 때 68.75kN이고, 추가적인 동하중은 바퀴 1개에 걸리는 질량과 계측된 가속도 결과를 곱하여 산정할 수 있다. 결정된 계측 열차하중의 시간이력은 그림 2와 같다.

$$S_p = 0.5 \times P_{ST} \times (i - 1), \quad i = 1 + 0.3 \frac{V}{100}, \quad P_w = P_{ST} + S_p, \quad f = \frac{1}{T} = \frac{V}{d} \quad (1)$$

* 서울대학교 공과대학 지구환경시스템공학부 박사과정 · 공학석사 · E-mail: lyj415@snu.ac.kr
 ** 서울대학교 공과대학 지구환경시스템공학부 석사과정 · 공학학사 · E-mail: joohj@chol.com
 *** 서울대학교 공과대학 지구환경시스템공학부 석사과정 · 공학학사 · E-mail: sky12907@hanmail.net
 **** 서울대학교 공과대학 지구환경시스템공학부 교수 · 공학박사 · E-mail: geotech@snu.ac.kr

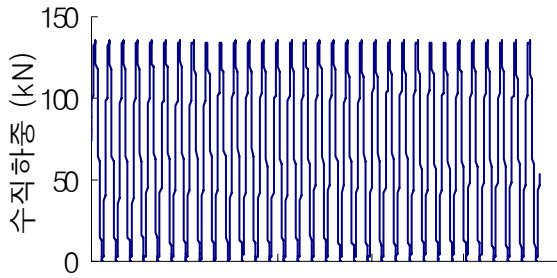


그림 1. 이론 열차하중

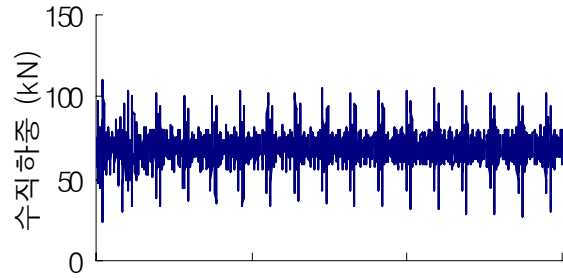


그림 2. 계측 열차하중

3. 해석 단면

상용 프로그램 FLAC-2D(Ver.3.3)에 사용한 해석 단면은 그림 3과 같다. 지반은 지표면에서부터 뒤채움 지반(두께 10m), 퇴적층(두께 5m), 풍화토층(두께 5m) 등 총 3개의 층으로 구성하였고, Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다. 입력 물성은 지반공학 관련 문헌과 각종 설계 자료를 참고하여 표 1과 같이 결정하였다. 보강토 옹벽은 지표면에서부터 퇴적층 1m 깊이까지 근입된 것으로 보아 총 높이가 11m이며, beam 요소를 적용하였다. 보강재는 지표면에서부터 깊이 1m부터 시작하여 뒤채움 지반과 퇴적층 사이의 경계면까지 1m 간격으로 총 10개를 설치하였고, 보강재의 길이는 10m로서 cable 요소를 적용하였다. 보강토 옹벽과 보강재의 입력 물성은 각각 콘크리트와 강재에 해당하는 일반적인 값을 사용하였고, 세부적으로 필요한 자료들은 프로그램 매뉴얼 및 보강토 옹벽에 대한 구조 계산서 등을 참조하였다.

위에서 결정한 동적 열차하중 시간이력은 그림 3에 나타낸 바와 같이 보강재 끝단에서부터 수평거리 3m, 즉 보강토 옹벽으로부터 수평거리 13m 떨어진 곳과 이곳에서 철로 간격 1m만큼 보강토 옹벽 배면 방향으로 떨어진 곳 등, 총 2개의 지표면 절점에 입력되었다. 동적 열차하중이 입력된 곳에 인접한 절점 5곳에서의 침하량과 수직가속도 및 수직응력, 옹벽 전면판 부근 절점 3곳에서의 변위 및 보강재 축력, 상부지반 내에서 발생한 수평변위 등을 측정하였다.

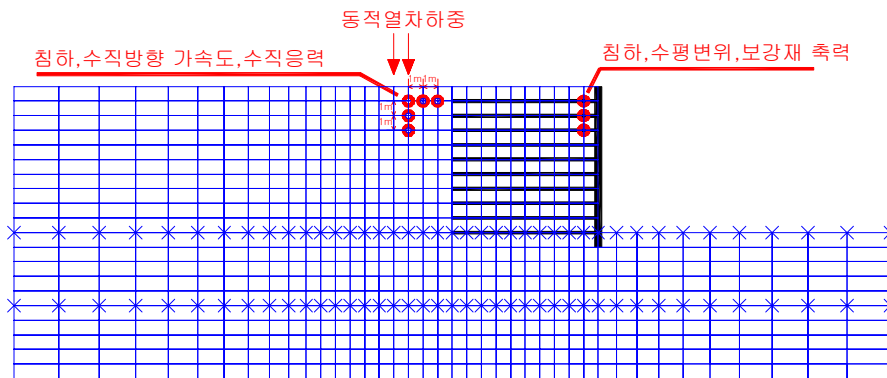


그림 3. 해석 단면 및 계측 위치

표 1. 입력 물성

| 지층 | ρ (t/m ³) | ϕ (°) | c (kPa) | 정적 물성 (kPa) | | | | 동적 물성 (kPa) | | | |
|-----|-------------------------------|---------------|--------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------|-------------------|-------------------|-------|---------|
| | | | | K_s | G_s | E_s | ν_s | K_d | G_d | V_s | ν_d |
| 뒤채움 | 1.9 | 40 | 0 | 3.3×10^4 | 1.1×10^4 | 3.0×10^4 | 0.35 | 8.9×10^4 | 1.9×10^4 | 100 | 0.4 |
| 퇴적층 | 1.8 | 30 | 10 | 1.1×10^4 | 3.7×10^3 | 1.0×10^4 | 0.35 | 3.4×10^5 | 7.2×10^4 | 200 | 0.4 |
| 풍화토 | 2.0 | 35 | 20 | 5.6×10^4 | 1.9×10^4 | 5.0×10^4 | 0.35 | 2.3×10^6 | 5.0×10^5 | 500 | 0.4 |

4. 해석 결과

동적 열차하중이 입력된 곳 부근의 질점 5곳에서 계측한 결과 중 수평거리에 따른 침하량, 수직가속도, 수직응력의 시간이력을 그림 4와 그림 5에, 그리고 모든 결과를 정리하여 표 2와 표 3에 나타내었다. 표 2와 표 3에서 괄호 밖 숫자는 이론 열차하중에 대한 결과이고, 괄호 안 숫자는 계측 열차하중에 대한 결과이다. 계측 열차하중에 대한 수직가속도 시간이력은 그림 4 및 그림 5에서 알 수 있듯이 매우 불규칙하므로 진폭의 크기를 산정하기 어려웠다.

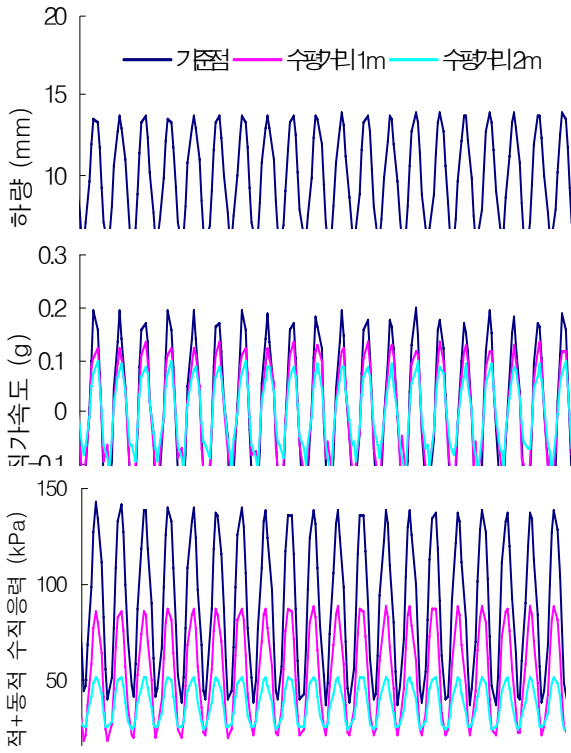


그림 4. 이론 열차하중에 대한 수치해석 결과 예

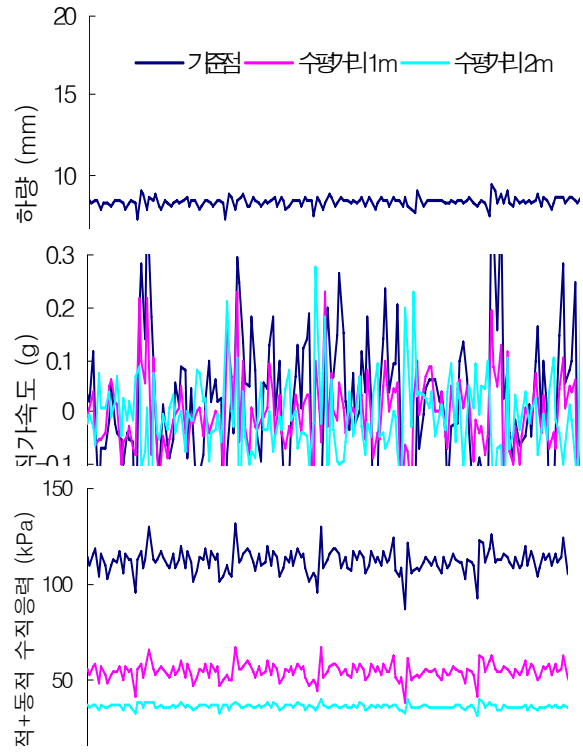


그림 5. 계측 열차하중에 대한 수치해석 결과 예

표 2. 이론(계측) 열차하중 작용 시 수평거리에 따른 물리량 감소

| 수평방향 측정위치 | 침하량 (mm) | | | | 수직가속도 (g) | | 동적 수직응력 (kPa) | | | |
|-----------|-----------|--------|----------|--------|-----------|-----|---------------|--------|---------|--------|
| | 진동축 | 감소율 | 진폭 | 감소율 | 진폭 | 감소율 | 진동축 | 감소율 | 진폭 | 감소율 |
| 기준점 | 10.0(8.4) | (%) | 8.0(1.5) | (%) | 0.20 | (%) | 71(91) | (%) | 100(38) | (%) |
| 수평거리 1m | 3.5(3.3) | 65(61) | 5.4(1.1) | 33(27) | 0.13 | 35 | 34(33) | 52(64) | 66(24) | 34(37) |
| 수평거리 2m | 2.5(2.9) | 75(66) | 4.0(1.0) | 50(33) | 0.10 | 50 | 19(17) | 73(81) | 26(6) | 74(84) |

표 3. 이론(계측) 열차하중 작용 시 깊이에 따른 물리량 감소

| 깊이방향 측정위치 | 침하량 (mm) | | | | 수직가속도 (g) | | 동적 수직응력 (kPa) | | | |
|-----------|-----------|--------|----------|--------|-----------|-----|---------------|--------|---------|--------|
| | 진동축 | 감소율 | 진폭 | 감소율 | 진폭 | 감소율 | 진동축 | 감소율 | 진폭 | 감소율 |
| 기준점 | 10.0(8.4) | (%) | 8.0(1.5) | (%) | 0.20 | (%) | 71(91) | (%) | 100(38) | (%) |
| 깊이 1m | 6.7(5.8) | 33(27) | 6.6(1.3) | 18(24) | 0.15 | 25 | 56(56) | 22(39) | 74(27) | 26(29) |
| 깊이 2m | 4.7(4.2) | 53(50) | 5.4(1.1) | 33(27) | 0.13 | 35 | 25(29) | 65(62) | 60(20) | 40(48) |

표 2와 표 3을 살펴보면 두 가지 방법의 동적 열차하중 모두 거리에 따른 침하량, 수직가속도, 수직응력 등의 물리량 변화양상은 비슷한 경향을 나타내었으며, 열차하중이 가해지는 철로로부터 멀어질수록 절대값(진동축)과 진폭 모두 급격하게 감소하였고, 깊이보다는 수평거리가 멀어질수록 더 크게 감소하였다.

이론 및 계측 열차하중을 산정하는 과정에서 정적 열차하중과 열차속도 등에 대한 다른 기준이 적용되었으므로 결과를 분석할 때 동적 열차하중 산정방법에 따른 계측 결과의 차이를 직접 비교하는 것은 큰 의미가 없다고 할 수 있으나, 실제의 값과 유사한 것으로 간주되는 계측 열차하중이 간편하면서도 보수적인 이론 열차하중에 비하여 지반에 전달되는 수직방향 물리량을 어느 정도로 작게 평가하는지 살펴볼 필요가 있다. 표 2와 표 3에서 침하량과 동적 수직응력의 절대값(진동축)의 경우에는 두 가지 방법 사이에 큰 차이가 없었으며, 이는 동적 열차하중의 진동축이 모두 68kN 정도로 비슷하기 때문으로 판단된다. 반면, 침하량과 동적 수직응력의 진폭은 계측 열차하중에 대한 결과가 이론 열차하중에 대한 결과에 비하여 각각 약 20% 및 40% 정도에 해당하였으며, 이는 이론 열차하중을 산정할 때 보수적인 결과를 얻기 위하여 sin파의 진폭이 최대가 되도록 가정하였기 때문이다. 한편, 열차하중이 가해지는 위치로부터 멀어질수록 수직방향 물리량이 감소되는 정도, 즉 표 2와 표 3에서의 감소율(%)은 동적 열차하중의 산정방법과 상관없이 매우 비슷한 값을 보였다.

옹벽 전면판 부근에서의 변위를 살펴보면 침하량 및 수평변위 모두 발생하지 않았고, 보강재의 축력도 열차하중의 종류에 상관없이 항복강도의 40% 범위 내에서 변화하는 양상을 나타내었으므로 본 해석 단면에 대한 보강토 옹벽의 안정성에는 문제가 없는 것으로 판단된다. 또한, 지반 내의 전단변형을 분포를 살펴보면 열차하중으로부터의 수평거리가 5m 이상이 되면 깊이에 관계없이 10⁻³% 이하의 전단변형률이 발생하였다. Tatsuoka(1997)는 사질토지반의 경우 전단변형률이 10⁻³% 이하이면 선형탄성거동을 한다고 보고한 바가 있으므로, 이를 기준으로 볼 때 열차하중이 보강토 옹벽의 안정성에 미치는 영향이 전혀 없도록 하기 위해서는 철로로부터 보강토 옹벽에 이르는 수평거리를 5m 이상 확보하여야 할 것으로 판단된다.

5. 결론

수치해석 결과로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 동적 열차하중에 의해 발생한 지반 내의 침하량, 수직가속도, 수직응력 등은 열차하중이 가해지는 철로로부터 멀어질수록 절대값과 진폭 모두 급격하게 감소하였고, 깊이보다는 수평거리가 멀어질수록 더 크게 감소하였다.
2. 침하량과 동적 수직응력의 진폭은 계측 열차하중에 대한 결과가 이론 열차하중에 대한 결과에 비하여 각각 약 20% 및 40% 정도이었고, 이로부터 이론 열차하중이 계측 열차하중에 비하여 보수적임을 확인할 수 있었다. 그러나 열차하중이 지반에 전달되면서 진폭의 크기가 감소하는 정도는 두 가지 방법 모두 비슷하였다.
3. 열차하중으로부터의 수평거리가 5m 이상 멀어지면 10⁻³% 이하의 전단변형률이 발생하였고, 이는 선형탄성거동 영역에 해당한다. 따라서, 열차하중이 보강토 옹벽의 안정성에 미치는 영향이 전혀 없도록 하기 위해서는 철로로부터 보강토 옹벽 벽체에 이르는 수평거리를 5m 이상 확보하여야 한다.

감사의 글

본 연구는 SK 건설과 지앤지 컨설턴트의 지원으로 이루어진 것입니다. 관계자 여러분께 감사드립니다.

참고문헌

1. 황선근 (2004), "settlement characteristics of the reinforced railroad roadbed with crushed stones under a simulated train loading", 한국지반공학회 논문집, 제 20권 2호, pp. 5-13.
2. Tatsuoka et al. (1997), "Characterizing the pre-failure deformation properties of geomaterials", Theme lecture, Proc. XIVth ICSMFE, Hamburg, Vol. 4, pp. 447-482.