

고속철도 콘크리트궤도용 흙노반의 거동 특성

Characteristics of Roadbed Behaviors of Concrete Track for High-Speed Railway

이일화[†] · 이수영* · 강윤석*

Il-Wha Lee · Su-Hyung Lee · Yun-Suk Kang

Abstract

An active application of concrete track is being expected for the future constructions of Korean railroad. For the successful concrete track construction and design in earthwork areas, the roadbed behavior should be reasonably estimated using the proper analysis method. In this paper, behaviors of concrete track on the reinforced roadbed constructed with the standard stiffness and depth were estimated thorough numerical analyses and field measurements. A three dimensional finite difference method was employed to model the concrete tracks and subground. The settlement and vertical pressures caused by train load were estimated by the numerical method and compared with the field measurement results. The bearing characteristics of roadbed were presented and the proper method for the analysis of concrete track was proposed.

Keywords : Concrete Track(콘크리트궤도), Finite Difference Method(유한차분법), Roadbed(노반), Reinforced Roadbed(강화노반), Displacement(변위), Earth pressure(토압)

1. 서론

철도건설시 궤도구조형식 선정의 가장 중요한 항목은 안정성, 유지관리성, 내구성, 경제성 등을 들 수 있다. 최근 철도선진국에서의 궤도구조 선정 추세는 유지관리 측면에서 유리한 콘크리트궤도를 적극적으로 도입하려 하고 있으며, 정부고속철도 2단계, 호남고속철도 등 향후 국내 철도 건설에서도 콘크리트궤도의 본격적인 적용이 예상된다. 이는 기존의 궤도구조가 안정성 측면에서는 어느 정도 신뢰성이 확보되어 있어 향후 궤도구조의 결정에 있어 가장 현실적인 문제인 저렴한 유지관리가 궤도구조 선정에 가장 중요한 요인이 되고 있기 때문이다. 콘크리트궤도는 충분한 주행안정성을 확보할 수 있고 유지관리비를 대폭적으로 절감시킬 수 있다는 장점을 가지고 있다. 하지만 현재까지 제기되는 가능성은 주로 하부노반 즉, 콘크리트층을 지지하고 있는 흙노반에서 문제가 발생할 확률이 높다. 콘크리트궤도에서는 궤

도틀림이 기준치 이상으로 발생하였을 경우, 체결장치 등을 이용하여 틀림조정이 가능하지만, 노반에서 문제가 발생할 경우 반복적인 현상이 지속될 가능성이 크다. 즉 이음매부의 단차, 국부적인 침하나 배수불량에 의한 노반 연약화 등이 발생하였을 경우에는 콘크리트궤도의 흙노반을 보수, 보강하여야만 하기 때문에 열차를 차단할 수 없는 영업선에서는 유지보수에 많은 어려움이 따른다. 따라서 토공구간에 콘크리트궤도를 건설할 경우에는 모든 가능한 변수를 고려하여 보다 안전측으로 설계하여야 하며 상부 궤도 구성품과의 상호작용이 고려된 흙노반의 거동을 합리적으로 평가하고 예측하는 것이 필요하다. 본 연구에서는 “고속전철 선로 구축물 시스템엔지니어링 기술개발”과제에서 제안된 콘크리트궤도용 흙노반 구조의 성능을 평가하기 위하여 3차원 유한차분해석 및 실차주행시험을 수행하여 흙노반의 지지력 특성을 비교, 검토하였다. 실차주행시험은 2년간에 걸친 장기거동계측을 통하여 노반의 안정화에 대한 검토도 추가하였다. 이러한 검토를 통하여 콘크리트궤도 흙노반의 거동 특성을 이해하고, 이를 바탕으로 합리적인 설계기법을 검토하였다.

[†] 책임저자 : 정회원, 한국철도기술연구원, 궤도토목연구본부 선임연구원
E-mail : iwlee@krti.re.kr

TEL : (031)460-5326 FAX : (031)460-5319

* 정회원, 한국철도기술연구원 궤도토목연구본부 선임연구원

2. 해석 및 계측 조건

2.1 콘크리트궤도의 구조

기본적으로 콘크리트궤도에서는 자갈궤도 설계보다 엄격하게 궤도용품, 슬래브 등의 각 구성품에 발생하는 변위 및 응력이 허용치를 넘지 않도록 하여야 한다. 또한, 주행안전 혹은 승차감 등 차량의 주행 특성, 궤도 강화 혹은 보수상의 목적 때문에 열차 하중에 의해 생기는 변위와 침하의 제한치를 엄격하게 만족하는 구조로 설계하여야 한다. 이를 위해서는, 노반, 쌓기, 깎기, 평지부 등 각각의 노반형식에 적합하게 설계를 하는 것이 중요하다. 일반적으로 흙노반의 침하는 쌓기 하중 등의 사하중에 의한 원지반의 침하, 쌓기 자체의 압축하중 및 열차 하중에 의한 쌓기부 침하로 크게 구별된다. 이중 가장 문제가 되는 것은 흙노반구조에 부등침하가 발생하는 경우인데, 흙노반구조의 선정에 있어 부등침하를 방지하는 것이 가장 중요하다고 할 수 있다. 이를 억제하기 위하여 양호한 지지지반을 얻는 것, 양호한 재료를 사용하는 것, 열차 하중을 가능한 한 넓게 분산할 노반구조로 구축하는 것이 중요하다.

본 논문의 대상이 된 콘크리트궤도의 상부구조는 레일, 레일패드, 베이스플레이트, 플레이트패드, 침목, 상부콘크리트층(TCL, Track Concrete Layer), HGT(HSB, Hydraulically Stabilized Base course, 하부콘크리트층)으로 구성된다. 흙노반은 노반강화층과 배수층, 원지반으로 구성된다. 강화노반층은 최대입경이 40mm인 입도조정쇄석을 사용하였으며, 평지

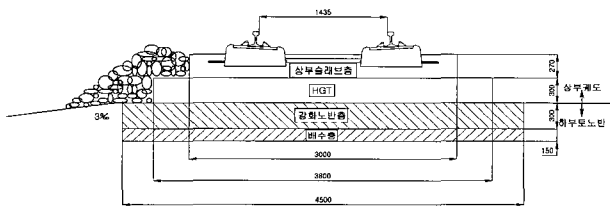


Fig. 1. 콘크리트궤도 및 흙노반의 구조

Table 1. 현장부설 노반의 설계기준값

구 분		설계 기준값
하부 흙노반	강화노반층	30cm - 재료 : 입도조정쇄석 (최대입경 40mm)(KS F 2525) - 다짐도 95% 이상 또는 지반반력계수(K_{30}) $\geq 11 \text{ kg/cm}^3$ - 15cm씩 2층 다짐
	배수층	15cm - 재료 : 모래
	원지반	- 다짐도 95% 이상 또는 지반반력계수(K_{30}) $\geq 11 \text{ kg/cm}^3$ - 원지반의 지지력 및 종류에 따라 치환 또는 다짐

및 깎기부에서는 모래를 포설한 배수층을 적용한다. 이러한 구조는 그동안의 관련 연구결과와 부설실적을 바탕으로 결정되었으며, 각 층의 설계 기준값은 향후 유지보수의 노력을 줄이기 위하여 안전측으로 결정되었다. Fig. 1과 Table 1은 각각 해당 콘크리트궤도의 구조 및 노반의 설계기준값을 나타낸다.

2.2 실차시험

실차시험을 위한 시험부설선은 오송기지내 자갈운반선으로 활용되고 있는 선로로 시험시공을 위해 기존 선로를 해체하고 노반 및 궤도를 재시공하였다. 우선 해체된 시험현장에서 노반의 설계요건을 검증하기 위하여 굴차 후 원지반의 지지력을 평가하고, 다짐도에 대한 평가를 실시하였다. 평가된 원지반의 강성과 다짐도에 따라 HGT층과 노반강화층의 두께를 결정하였다. HGT층을 충분히 양생한 후 상부콘크리트층을 시공하였으며, 개발된 궤도구성품으로 궤광공사를 실시하였다. 개발된 궤도구성품은 트윈블럭방식의 침목, 저탄성패드 및 체결구 등이며 고속전철 선로구축물 시스템엔지니어링 기술개발과제를 통하여 개발되었다[2].

시험구간에 현장실차주행시험에 사용된 차량은 4200호대 기관차와 화차가 사용되었으며 차량편성은 기관차 1량과 화차 5량을 연결하였다. 4200호대 기관차는 다른 디젤전기관차와 달리 1대차에 2운축으로 조성이 되기 때문에 3운축 1대차인 차량보다 총중량이 가볍지만, 축중은 22ton으로 고속철도 축중인 17ton을 충분히 확보할 수 있었다. 계측은 시험열

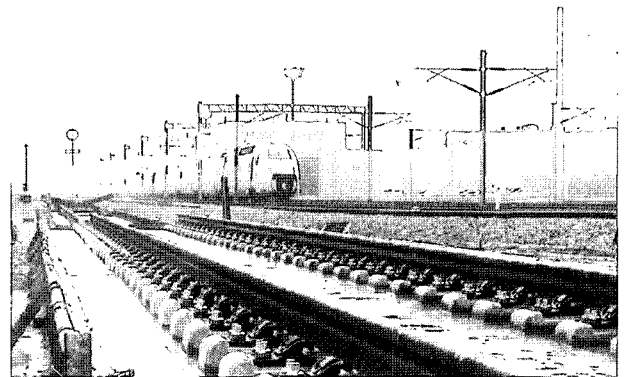


Fig. 2. 완성된 콘크리트궤도의 전경

Table 2. 콘크리트궤도 현장시험 측정 항목

시험항목	측정장비
윤하중	윤하중측정게이지
레일저부응력	응력측정게이지
레일수직변위	5mm 변위계
HGT층 표면변위	5mm 변위계
노반토압	2kgf/cm ² 매립형 토압계

차를 5회에 걸쳐 증속하면서 시험하였으며, 현장 여건상 45km/h까지 주행시험을 실시하였다. 각각의 시험 항목은 Table 2와 같다.

2.3 유한차분해석

2.3.1 모델링

수치해석에는 Itasca Consulting Group, Inc.의 상용 유한차분해석 프로그램인 *FLAC3D*(Fast Lagrangian Analysis of Continua 3D) Version 2.0을 사용하였다. Fig. 3에는 수치해석 모델의 모식도를 나타내었다. 궤도 모델링의 범위는 일반적인 단선 궤도 폭과 대차 간격(한 대의 대차에 의한 영향 범위)을 고려하여 폭 4.5m, 길이 18.2m로 결정하였다. 길이 18.2m의 궤도는 설치 간격이 0.65m인 29쌍의 레일 체결장치를 포함한다. 궤도 하부의 노반 및 원지반은 깊이 15.0m까지 고려하였다. 원지반층은 15m 깊이까지 균질하게 분포하는 것으로 가정하였고, 경계효과를 배제하기 위하여 지반 모델링 폭은 90m로 충분히 크게 하였다. 경계조건으로는 4개의 옆면을 수평방향, 바닥면을 수직방향으로 각각 구속하였다.

강화노반층 및 원지반층을 구성하는 지반재료에 대해서는 Mohr-Coulomb 파괴기준을 적용한 선형탄성-완전소성 재료로 모델링하였다. 노반층과 원지반의 두께 및 탄성계수는 Table 1에 제시된 조건을 토대로 결정하였으며, 내부마찰각, 점착력 등의 강도는 Bowles(1988) 등의 기준 문헌을 참조하여 각 층의 재료 및 다짐정도에 적합한 값을 선정하였다. 사용되는 값을 적용하였다. Table 3은 해석에 사용된 노반층 및 원지반층의 두께, 탄성계수 및 강도를 나타낸다.

콘크리트궤도에 대해서는 TCL층은 shell 유한요소를 사용하여 크기 3.2×18.2m, 두께 0.27m인 판으로 모델링하였다.

HSB층은 크기 4.0×18.2m, 두께 0.3m의 탄성연속체로 모델링하였다. 레일은 beam유한요소를 이용하여 모델링하였다. 레일 체결장치 및 패드는 수직방향으로 등가의 축강성을 갖는 beam유한요소로 모델링 하였으며, 이를 통해 레일의 beam요소와 TCL층의 shell요소가 연결되어 열차하중이 하부로 전

Table 3. 노반 및 원지반의 물성치

물성	층	강화노반층	배수층	원지반
탄성계수		80MPa	80MPa	60MPa
포아송비		0.2	0.2	0.3
점착력		1.0kPa	1.0kPa	10.0kPa
내부마찰각		35°	35°	25°
두께		0.3m	0.15m	15.0m

Table 4. 궤도 재료 및 콘크리트의 물성치

재료	모델	물성	값
레일	Beam 유한요소	탄성계수	210GPa
		포아송비	0.3
		단면적	$7.75 \times 10^{-3} \text{m}^2$
		단면2차모멘트	$3.09 \times 10^{-5} \text{m}^4$
레일패드	Beam 유한요소	축방향강성	$40 \times 10^3 \text{kN/m}$
TCL	Shell 유한요소	탄성계수	29.1GPa
		포아송비	0.2m
		두께	0.24m
HSB	탄성 연속체	탄성계수	10.0GPa
		포아송비	0.2
		두께	0.3m

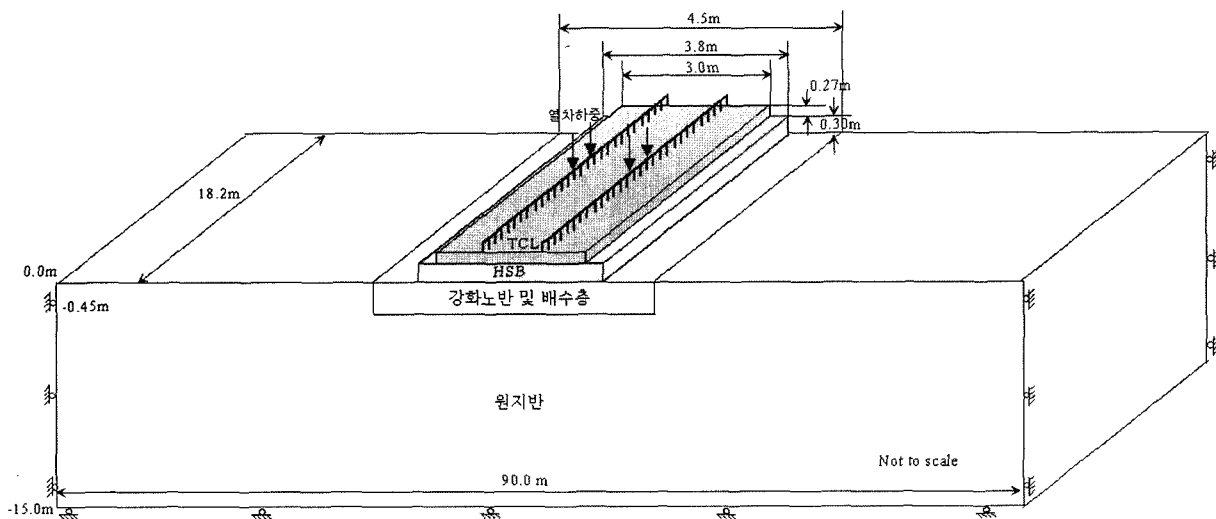


Fig. 3. 수치해석 모식도

달릴 수 있도록 하였다. 궤도 재료의 물성치는 전형적인 값을 사용하였으며 Table 4에 정리하여 나타내었다.

2.3.2 수치해석 적용 하중 산정

주행시험에서는 4200호대 기관차가 사용되었으며, 해석시에는 기관차의 주행하중을 정적 집중하중으로 환산하여 고려하였다. 열차하중의 동적 효과를 고려하여 산정되는 주행운하중(P_d)은 정적운하중(P_s)에 열차속도의 함수인 속도 충격률을 곱하여 구할 수 있다. 일반적으로 속도에 따른 충격계수는 열차속도를 V 라고 하면, 장대레일에 대하여 $1+0.3V/100$ 를 적용한다. 주행속도 45km/h에 대하여, 축중 22ton의 1/2인 11ton을 정적운하중으로 적용하면 아래의 식 (1)과 같이 주행운하중을 산정할 수 있다.

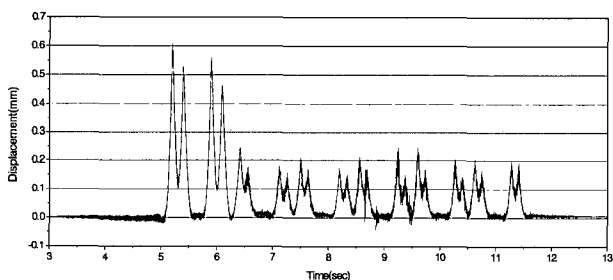
$$P_d = P_s \times (1 + 0.3V/100) \\
 = 11 \times \{1 + 0.3(45/100)\} = 12.485 \text{ kN} \quad (1)$$

해석은 현장시험 측정 조건을 참조하여 주행속도가 14, 23, 30, 36, 45km/h인 5가지 조건에 대하여 각각 수행하였다.

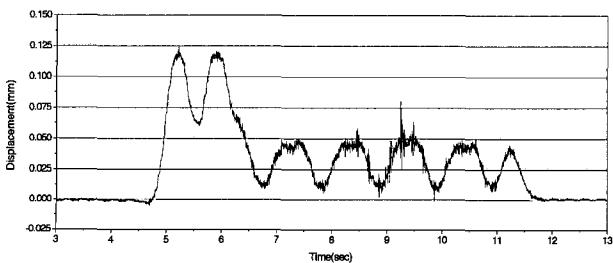
3. 계측 및 해석 결과

3.1 탄성변위

탄성변위 측정은 레일두부의 수직 및 수평변위와 침목저면 즉, HGT층 상부에서의 탄성변위량을 계측하였다. Fig. 4는



(a) 레일두부 수직변위



(b) HGT 상부면에서의 수직변위

Fig. 4. 주행속도 45km/h인 경우 위치별 수직변위량

시속 45km/h로 주행시의 시간에 따른 열차 하중에 의한 상대 탄성변위(HGT층 및 노반 기준)를 나타낸다. 주행속도가 45 km/h인 경우 최대 탄성변위는 레일두부에서 0.6mm, HGT상부면에서 0.12mm 정도로 나타나서, 대부분의 변위(0.48mm)가 레일 및 레일체결장치의 변형(레일두부의 변위와 HGT 상부면에서의 변위 차이)에 의해 발생하는 것으로 계속되었다. Fig. 4(b)에 나타난 시간에 따른 변위의 변화는 Fig. 4(a)와는 다른 형태를 보이고 있는데, 이는 HGT층의 상부구조에서 고주파성분이 감쇠됨을 나타내며 주파수분석결과에서도 이를 확인할 수 있다.

Fig. 5는 열차 주행속도에 따른 위치별 최대변위량을 나타낸다. 레일두부에서의 최대변위량은 속도별로 약 0.5~0.65 mm의 변위량을 나타내어, 변위기준을 만족하는 것으로 나타났다. 참고로 현재 고속철도 자갈궤도에서의 레일 상대수직 변위(노반층 기준)는 약 0.3~0.66mm 범위이고 터널구간에서는 약 0.44mm이다. HGT층은 강성이 커서 변형이 거의 없으므로, 강화노반층과 HGT층 상부면과 발생하는 수직변위량 범위는 거의 같다고 할 수 있으며, 그 범위는 0.118~0.124

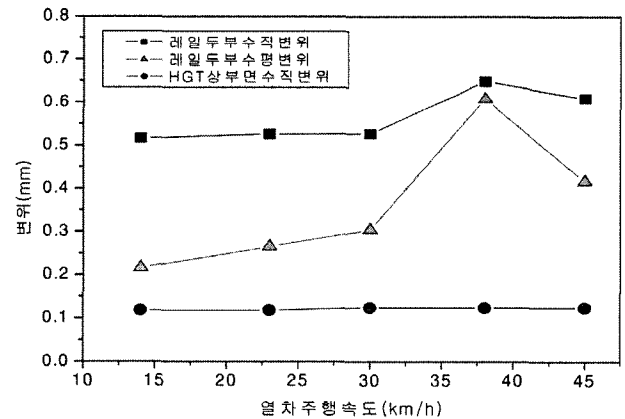


Fig. 5. 열차주행속도별 최대변위량

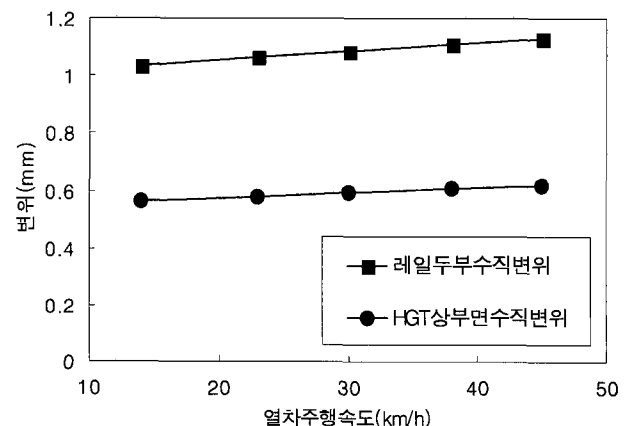


Fig. 6. 해석결과로 산정된 열차주행속도별 최대변위량

mm로서 기준치를 충분히 만족하였다.

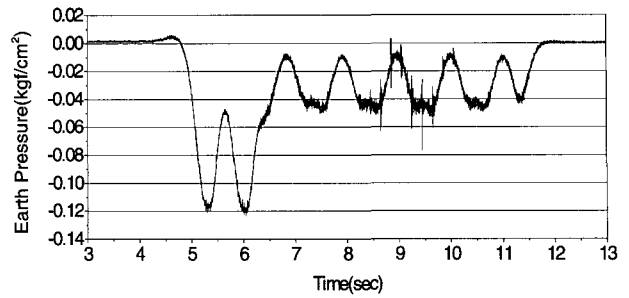
Fig. 6은 수치해석결과로 나타난 위치별 최대변위량을 나타낸다. 최대변위량은 열차주행속도에 따라 선형적으로 증가하는 것으로 나타났으며, Fig. 5에 나타난 계측결과에 비해 최대변위량이 0.35~0.41mm 정도 크게 산정되었다. 이는 실차시험의 경우는 노반층을 기준으로 하는 상대변위를 측정하였기 때문이고 수치해석에서는 절대값을 계산하였기 때문에 실제 결과는 유사하다고 할 수 있다. 한편, 레일두부에서의 변위량과 HGT 상부면에서의 변위량의 차이로 산정되는 레일 및 레일체결장치의 변형에 의해 발생하는 변위는 해석결과와 계측결과 모두 0.4~0.5mm 정도로 나타났다. 따라서 해석결과와 계측결과와의 최대변위량의 차이는 기준점의 차이로 판단할 수 있으며, 주로 하부 노반부의 변위량 예측치에 다소 차이가 있는 것을 알 수 있다. 이는 변형률에 따라 강성이 감소하는 지반의 비선형적인 거동이 고려되지 않았기 때문인 것으로 예측되며, 열차하중에 의해 콘크리트궤도 하부 노반에 발생하는 변위가 비교적 작기 때문에 본 해석과 같이 선형탄성-완전소성 모델을 적용한 경우 일반적인 지반의 탄성계수 적용 시에는 열차하중에 의한 콘크리트궤도의 변위를 과대평가할 수 있는 것으로 판단된다.

3.2 토압

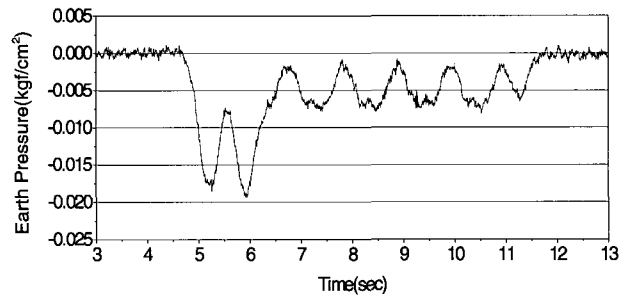
열차주행으로 상부콘크리트 및 HGT층을 통하여 강화노반과 원지반면에 전달되는 하중을 측정하기 위하여 각 위치에 토압계를 설치하여 측정하였다. Fig. 7은 시속 45km/h로 주행시의 열차하중에 의해 깊이별로 발생하는 토압을 나타내고, Fig. 8은 열차주행속도에 따른 깊이별 토압을 나타낸다.

Fig. 7과 8에서 강화노반층 상부면에서의 최대 토압의 크기는 0.122~0.124kgf/cm²의 범위를 나타내고 있다. 일반적으로 경부선 자갈궤도의 경우 자갈면 하부에 작용되는 토압은 약 0.2~0.6kgf/cm²의 범위를 가진다. 원지반 상부면에서 측정된 토압은 0.019~0.021kgf/cm²의 범위로 열차하중이 거의 전달되지 않는 것으로 나타났다. 원지반에 작용하는 토압의 크기가 작고 속도에 따른 토압차가 거의 없기 때문에 대부분의 하중이 콘크리트층 및 강화노반층에서 분산되는 것으로 평가되었다.

Fig. 9는 수치해석으로 산정된 열차주행속도에 따른 깊이별 토압을 나타낸다. 토압은 열차주행속도에 따라 선형적으로 증가하는 것으로 나타났으나 속도에 따른 증가율은 크지 않았다. 강화노반층 상부면에서의 토압은 0.104~0.113kgf/cm²으로 산정되어 계측결과와 매우 유사하였다. 그러나 원지반 상부면에서의 토압은 0.078~0.086kgf/cm²으로 계측된 결과에 비해 크게 산정되었다. 이는 탄성침하의 경우와 마찬가지로



(a) 강화노반층 상부면에서의 토압



(b) 원지반 상부면에서의 토압

Fig. 7. 주행속도 45km/h인 경우 깊이별 토압

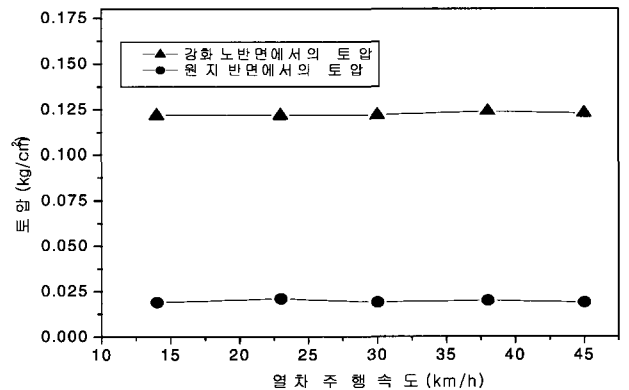


Fig. 8. 열차하중에 의한 주행속도별 토압

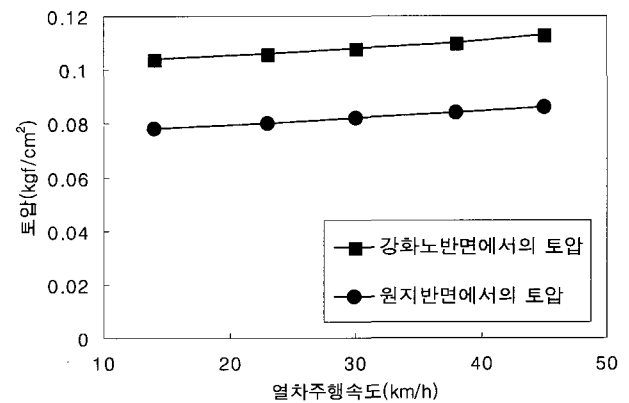


Fig. 9. 해석결과로 산정된 주행속도별 토압

흙의 비선형적 거동이 고려되지 못하였기 때문인 것으로 판단된다. 즉, 일반적인 해석의 지반강성을 적용할 경우 강화노반의 강성이 과소평가되어, 강화노반층에 의한 하중 분산 효과가 잘 반영되지 않는 것으로 판단된다.

3.3 하부노반의 안정화시험

안정화시험에서는 콘크리트궤도 흙노반의 장기특성변화에 대한 계측을 수행하였다. 노반의 변화 특성을 분석하기 위하여 매설된 토압계와 변위계를 이용하여 매설직후, 1년 후, 2년 후의 지지 특성의 변화를 평가하였다. 안정화시험선로의 열차운행조건은 실차시험을 제외하고는 거의 운행이 없는 작업선이다.

3.3.1 HGT층 상부면에서의 수직변위 변화

HGT층 상부면에 발생하는 수직변위량은 HGT층이 탄성거동을 하고 압축이 없다고 가정하였을 때 강화노반층 상부변위량과 같다고 할 수 있다. Fig. 10은 측정시간별 최대 수직방향 탄성변위량의 변화를 나타낸 그림으로서 시간이 지남에 따라 변위가 감소하여 안정화되어가는 경향을 보여주고 있다. 초기 시공후 HGT층에서의 탄성변위량의 범위는 0.118~0.124mm로서 열차속도에 따른 변동량이 크지만, 기준치인 0.3mm를 충분히 확보하고 있었다. 시공 1년 후의 측정에서는 50km/h 주행시 최고 변위량이 0.102mm인 것으로 계측되었고 시공 2년 후의 측정에서는 45km/h주행시 0.095mm인 것으로 계측되었다. 시간이 경과하면서 변위량이 감소하는 것은 노반안정화의 전형적인 경향으로서 콘크리트궤도의 하부노반도 자갈궤도의 안정화경향과 유사한 형태를 보여주고 있다. 이는 시공후 노반 압축과 압밀로 인하여 탄성변위량이 작아진 것으로 판단할 수 있다. 시간이 경과할수록 변위량은 일정값으로 수렴하여 안정화될 것으로 예상된다.

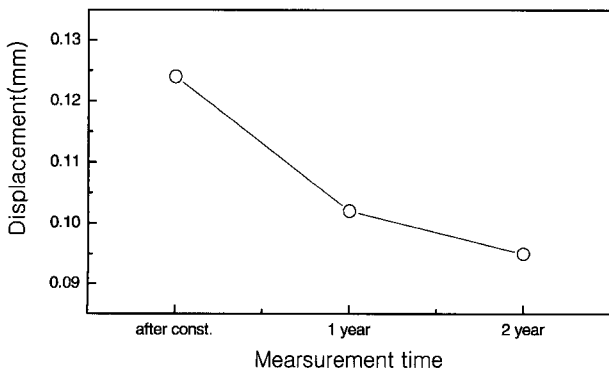


Fig. 10. 측정시기별 HGT상부면에서의 수직변위량 변화

3.3.2 흙노반에서의 토압변동

Fig. 11은 콘크리트궤도 강화노반면에서의 측정시기별 토압 변화량이다. 시공직후, 노반강화면에서는 0.122~0.124 kgf/cm²의 범위를 나타내고 있으며 시공 1년후의 최대토압은 0.18kgf/cm²로서 시공직후보다 약 45%정도 증가한 것으로 계측되었다. 시공 2년 후의 최대토압은 0.16kgf/cm²으로서 계측시기에 따라서 다소 불규칙한 변동을 나타내고 있다. 일반적으로 경부선 도상자갈궤도의 경우 자갈면 하부에 작용되는 토압은 약 0.2~0.6kgf/cm²의 범위인 것과 비교해볼 때 상대적으로는 매우 작은 값인 것을 알 수 있다.

Fig. 12는 콘크리트궤도 원지반면에서의 토압 및 측정시간별 변화량으로서 시공직후, 0.02kgf/cm²에서 시공 1년후에는 0.17kgf/cm², 시공 2년후에는 0.172kgf/cm²로서 노반강화면과는 달리 측정시간별로 안정화되는 추세를 나타내고 있다.

노반토압 측정결과, 속도에 따른 토압의 변화가 거의 없는 것으로 나타났으나 시공직후에 비해 토압이 증가한 것으로 나타났다. 이는 시간이 지남에 따라 자연적인 압밀이 진행되면서 자체 안정화가 진행되었기 때문인 것으로 판단된다. 그러나, 토압 자체는 매우 작은 값을 나타내었으며 시공후 1년 동안 노반자체의 안정화가 빠르게 진행되는 것으로 나타났다.

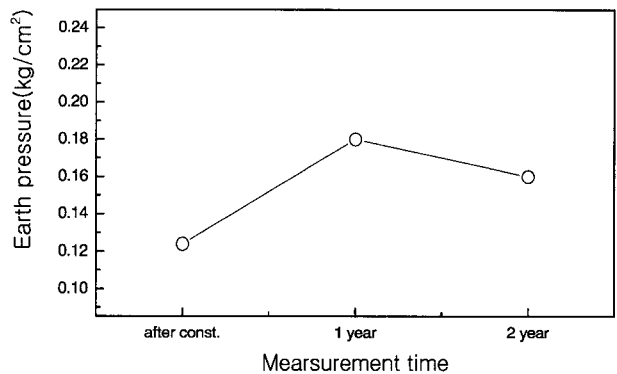


Fig. 11. 측정시간별 노반강화면에서의 토압 변화

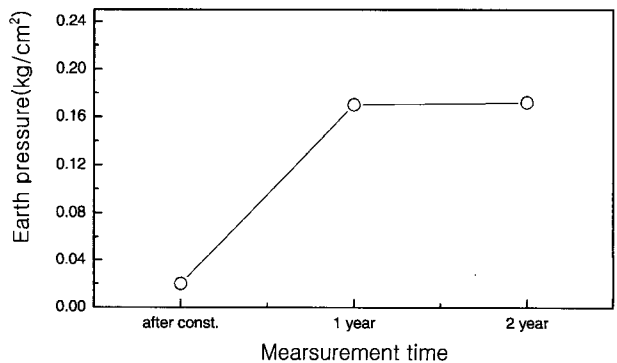


Fig. 12. 측정시간별 원지반면에서의 토압 변화

4. 결론

본 연구에서는 현장실차주행시험과 유한차분해석을 통하여 콘크리트궤도 흙노반의 거동 특성을 연구하였으며 이를 통하여 합리적 설계 및 해석기법을 제시하고자 하였다. 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 제안된 궤도구조의 현장시험 계측 결과, 열차운행에 가장 직접적인 영향을 미치는 변위량 및 토압은 허용 기준값의 약 30% 정도로, 적용된 콘크리트궤도 및 하부노반의 구조가 적합한 것으로 평가되었다.
- (2) 2년 동안의 계측을 통한 변위와 토압에 대한 안정화시험 결과, 노반에 작용하는 토압은 증가하고 변위는 감소하는 경향을 나타내었다. 이는 시험기간 동안의 자연 압축과 압밀에 의한 것으로 판단되며, 시공 후 1년 동안 60~70%의 안정화가 진행되는 것을 확인하였다. 특히 시험선로에서는 열차의 운행이 거의 없었기 때문에 본선에서는 보다 빠른 안정화가 진행될 것으로 예상된다.
- (3) 수치해석으로 산정된 변위 및 토압을 현장시험 계측결과를 비교 분석한 결과, 레일 및 체결장치 등의 궤도 상부 구성품의 변형에 의한 변위나 슬래브 바로 아래 노반의 토압 등은 비교적 정확한 예측이 가능하였다.
- (4) 콘크리트궤도에 작용하는 열차하중의 경우 일반적인 전면기초에 작용하는 구조물 하중에 비해 그 크기가 상당히 작으며, 자갈궤도와 비교할 때도 열차하중이 강성이 큰 슬래브에 의해 지중에 골고루 분산되므로 노반 및 원지반에 발생하는 변위나 응력 수준이 매우 작다. 따라서 수치

해석을 위한 지반의 강성을 선택하는데 있어서 지변형률의 변형계수를 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

현재 국내외에 적용되고 있는 콘크리트궤도는 유사한 구조를 가지고 있기 때문에 노반에서의 거동 특성은 큰 차이가 없을 것으로 예상된다. 하지만, 보다 정확한 분석을 위해서는 실제 주행속도 대역에서의 연구가 필요하며, 흙노반에서 가장 문제가 되는 부등침하특성에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

참고문헌

1. 이일화, 김현기, 황선근, 조용권 (2000), “고속전철 강화노반의 침하특성에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, Vol.20, Vol.6-d, pp.681-690.
2. 고속전철 선로구축물 시스템엔지니어링 기술개발 보고서 (2003), 한국철도기술연구원.
3. Bowles, J. E. (1988). “Foundation analysis and design”, 4th edition, McGraw-Hill
4. Li D. and Selig E. T. (1998), “Method for Railroad Track Foundation Design I, II, Journal of Geotechnical Engineering”, Vol.124, No.4.
5. Etsuo Sekine and Katsumi Muramoto (1995), “Bearing Capacity of Actual Existing Roadbed”, RTRI Report, Vol.9, No.7.
6. Itasca Consulting Group Inc. (1997) “FLAC3D Manual: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Version 2.0”, Itasca Consulting Group Inc., Minnesota, USA.
7. Makoto Ishida, Shigeru Miura, Akiko Kono (1997), “The Influence of Track Stiffness on Track Dynamic Behaviour”, QR of RTRI, Vol.38, No.3.