

# 평판재하시험을 이용한 지반반력계수와 변형률계수의 상관관계 평가

## Evaluation of Correlation between Subgrade Reaction Modulus and Strain Modulus Using Plate Loading Test

김 대 상<sup>1</sup> Kim, Dae-Sang  
박 성 용<sup>2</sup> Park, Seong-Yong  
김 수 일<sup>3</sup> Kim, Soo-Il

### Abstract

Two test methods, nonrepetitive plate loading test (NPLT) and repetitive plate loading test (RPLT) are being used to control the quality of compaction through the evaluation of the stiffness of subgrade soils in the Korea railway industry. Subgrade reaction modulus ( $k_{30}$ ) from the NPLT and strain modulus ( $E_s$ ) from the RPLT are the index values to check them. The methods have similar aspects, but they differ in the modulus evaluation method, the numbers of loading stage, termination procedures, etc. This paper analyses the differences of the two test methods and evaluates the relationship between subgrade reaction modulus and strain modulus. In order to develop the relationship, total 22 tests were performed including the NPLT and the RPLT at the 6 original grounds, and 5 upper or lower subgrades in Kyungbu High Speed Railway II stage construction sites. According to the soil conditions, the relationship between subgrade reaction modulus and strain modulus was proposed with corrections by considering strain states, mean confining pressures, and Poisson's ratio.

### 요 지

철도노반의 다짐 후 품질을 관리하기 위하여 비반복 평판재하시험(nonrepetitive plate loading test)으로부터 얻어지는 지반반력계수(subgrade reaction modulus,  $k_{30}$ )와 반복평판재하시험(repetitive plate loading test)으로부터 획득하는 변형률계수(strain modulus,  $E_s$ )의 두 계수를 혼용하고 있다. 평판을 이용한 재하시험을 수행한다는 점에서 두 시험법은 동일하나, 설계정수 획득방법, 반복재하횟수, 각 하중 단계에서의 시험 종료방법 등 시험방법에는 큰 차이가 있다. 본 논문에서는 두 시험의 차이를 비교 분석하고 두 계수에 대한 상관성을 평가하였다. 이를 위하여 경부고속철도 2단계 공사구간의 원지반 6개소와 쌓기지반 5개소에 대한 총 22회의 현장시험을 실시하였다. 현장 시험 시의 응력조건, 변형률 조건 및 포아송비 조건을 고려한 보정을 수행하여 두 계수의 상관성을 높였으며, 현장에서 사용이 가능하도록 지반종류에 따른 상관계수를 제시하였다.

**Keywords :** Nonrepetitive plate loading test, Railway, Repetitive plate loading test, Strain modulus ( $E_s$ ), Subgrade reaction modulus ( $k_{30}$ )

1 정회원, 한국철도기술연구원, 철도시스템연구센터 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Railroad System Research Center, Korea Railroad Research Institute)  
2 연세대학교 사회환경시스템공학부 토목공학과, 박사과정 (Non-member, Graduate Student, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Yonsei Univ., billiboy@yonsei.ac.kr, 교신지자)  
3 정회원, 연세대학교 사회환경시스템공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Yonsei Univ.)  
\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서론

현재 대구-부산 간에 건설중인 경부고속철도는 콘크리트궤도 형식으로 건설되고 있다. 콘크리트궤도는 궤도의 강성 구조적 특성으로 인하여, 궤도를 지지하는 지반의 궤도 부설 후 잔류변위를 엄격히 제한하고 있다.

잔류변위를 최소화하기 위해서는 쌓기 사용재료의 간극을 최소화할 수 있도록 밀도로 다짐 품질을 관리하는 방법이 적절하나, 품질관리에 많은 시간과 노력이 소요되고 입경 등 재료 특성에 따라 밀도로 다짐 품질을 관리하기는 쉽지 않다. 따라서 현장에서는 다짐 후 비반복평판재하시험(이하 평판재하시험으로 명함)과 반복평판재하시험을 통하여 현장 다짐 품질관리를 수행하고 있다.

평판에 하중을 재하하는 방식으로 진행되는 지지강성 평가법에는 일본을 중심으로 사용되고 있는 지반반력계수( $k_{30}$ )법과 독일을 중심으로 유럽에서 사용되고 있는 변형률계수( $E_v$ )법이 있다. 일반철도에서는 철도설계기준(2004)에서 제시하고 있는 지반반력계수( $k_{30}$ )를 이용하고 있으나, 고속철도에서는 고속철도설계기준(2005)에서 제시하고 있는 변형률계수( $E_v$ )를 이용하고 있다. 두 방법 모두 평판재하시험을 수행한다는 점에서는 동일하나, 시험 방법과 결과 해석방법에 큰 차이가 있다. 따라서 두 시험법 간의 차이를 분석하고 각 시험으로부터 구해진 계수들의 상관관계를 분석하는 것은 의미 있

는 일이다. 현재까지 삼축시험 등과 같은 실내시험과 평판재하시험과 같은 현장시험으로부터 구한 변형계수의 상관관계에 대한 연구(김동수 등, 2005; Ping 등, 1997; Houston 등, 1992)는 많이 수행되어 왔으나 평판재하시험과 반복평판재하시험으로부터 구해지는 지반반력계수와 변형률계수의 상관관계에 대한 연구는 미흡한 실정이다. 본 논문에서는 지반반력계수( $k_{30}$ )와 변형률계수( $E_v$ ) 결정을 위한 시험방법을 비교 분석하고, 고속철도 공사 구간의 원지반 6개소, 상하부노반 쌓기 5개소에서 총 22회의 평판재하시험과 반복평판재하시험을 수행하여 각 시험으로부터 얻은 계수간의 상관관계를 분석하였다.

# 2. 시험법 비교

본 절에서는 철도노반 건설 시 노반의 지지강성 및 변형특성을 평가하기 위하여 사용하고 있는 두 시험법에 대하여 비교 분석하였다. 또한 각 시험법으로부터 지반반력계수, 변형률계수를 구하는 과정을 요약 정리하였다.

## 2.1 평판재하시험

평판재하시험은 그림 1과 같이 재하판 직경 2배 범위까지의 기초 강성에 대한 정보를 얻을 수 있다. 시험으로

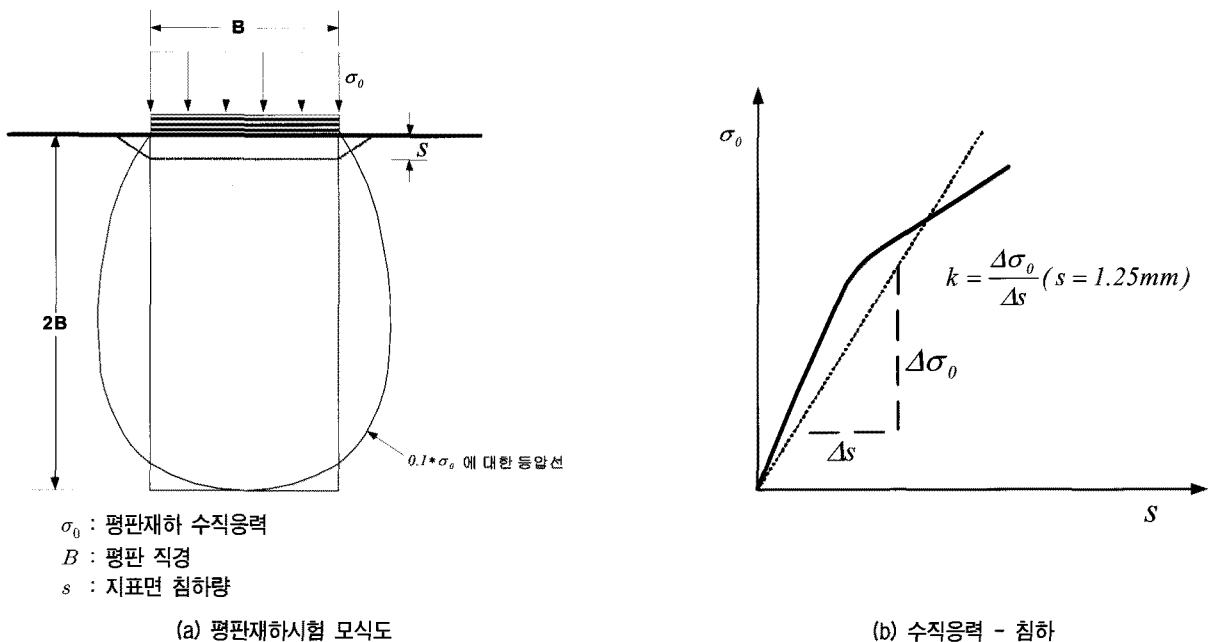


그림 1. 평판재하시험의 개요(김대상 등, 2007)

부터 구한 평균수직응력과 침하와의 관계로부터 1.25mm 침하 발생 시의 할선계수로 지지강성을 평가한다. 평판재하시험은 3종류의 재하판 직경을 사용하고, 하중 증가량은 도로용 평판재하시험(KSF 2310)에서는 35kPa을, 확대기초용 평판재하시험(KSF 2444)에서는 최대 98kPa을 사용하도록 규정하고 있다. 평판재하시험으로부터 얻은 평균수직응력과 침하량 관계로부터 지반반력계수는 식 (1)을 이용하여 구할 수 있다.

$$k = \frac{\sigma_0}{s} \quad (s = 1.25\text{mm 일 때}) \quad (1)$$

여기서,  $\sigma_0$  = 평판재하 수직응력  
 $s$  = 지표면 침하량

## 2.2 반복평판재하시험

독일을 중심으로 유럽에서 많이 사용되고 있는 반복 평판재하시험은 적용 최대하중, 단계별 하중증가량, 하중 단계 수, 단계별 하중재하시간, 반복재하 횟수 및 변형률계수 획득 방법 등에서 평판재하시험법과 상이하다. 반복평판재하시험법은 평판재하시험과 달리 2회의 재하, 1회의 재하 단계로 시험을 수행하며, 단계별 하중재하 시간이 짧아 평판재하시험보다 현장에서 빠르게 지지강성을 평가 할 수 있는 장점이 있다. 재하 단계는 최소 6단계 이상이어야 하고, 각 단계별로 1-2분 동안 하중을 일정하게 유지하고 다음 단계로의 하중증가는 1분 이내에 완료된다. 1회 재하 시의 평균 수직응력 증가량은 80-90kPa로 규정하고 있다.

변형률계수는 침하량을 식 (2)와 같이 평균수직응력의 2차원 함수로 표현하고 계수는 최소제곱근오차법을 이용하여 구한다.

$$s = a_0 + a_1 \cdot \sigma_0 + a_2 \cdot \sigma_0^2 \quad (2)$$

여기서,  $\sigma_0$  = 평판 수직응력(MPa)  
 $a_0, a_1, a_2$  = 계수(mm, mm/(MN/m<sup>2</sup>), mm/(MN<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>))

구한 계수를 식 (3)에 대입하여 변형률계수( $E_v$ )를 구한다. 독일 DIN 규정은 변형률계수를 구하는 또 다른 방법으로 최대수직응력( $\sigma_{0max}$ )의 0.3배( $0.3\sigma_{0max}$ )와 0.7배( $0.7\sigma_{0max}$ ) 사이의 할선구배(gradient of secant)를 이용하여 변형률계수를 구하는 방법을 제안하고 있다.

$$E_v = \frac{1.5r}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{0max}} \quad (3)$$

여기서,  $r$  = 재하판 반경(mm)  
 $\sigma_{0max}$  = 최대수직응력(MN/m<sup>2</sup>)

식 (3)의 유도는 다음과 같다. Boussinesq는 균질한 탄성반무한체 위에 놓여 있는 강성원형판의 침하량을 계산하였으며, 이는 식 (4)와 같다(Timoshenko와 Goodier, 1951).

$$s = \frac{q\pi D(1-\nu^2)}{4E_s} \quad (4)$$

여기서,  $q$  = 평판에 적용된 단위하중(응력) (=  $\sigma_0$ )  
 $E_s$  = 지반의 탄성계수  
 $D$  = 평판 직경  
 $\nu$  = 포아송비

식 (4)에 식 (2)를 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$E_s = \frac{\sigma_0 D \pi (1-\nu^2)}{a_0 + a_1 \cdot \sigma_0 + a_2 \cdot \sigma_0^2} \cdot \frac{1}{4} \quad (5)$$

여기서, 포아송비( $\nu$ ) 0.21, 평균수직응력이 0 일 때 초기 침하량을 0으로 가정하고,  $D=2r$ ,  $\sigma_0 = \sigma_{0max}$  를 대입하면, 식 (5)는 식 (3)과 같다. 즉 식 (3)은 평판 하부지반의 포아송비를 0.21로 가정하고(Bernhard, 2005), 각 하중 단계(재하단계, 재재하단계)에서의 최대평균수직응력 조건에서 구한 변형률계수를 의미한다.

그림 2는 반복평판재하시험의 수직응력-침하량 관계

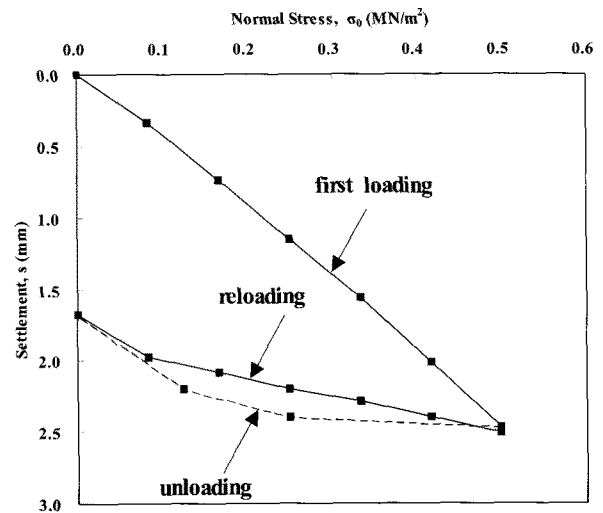


그림 2. 반복평판재하 시험결과

곡선이다. 그림을 보면 첫 번째 하중단계에서 발생한 변위가 재하 단계(unloading)에서 모두 회복되지 못하고 소성변형이 발생함을 알 수 있다. 한 번의 재하 과정만 있는 평판재하시험과 달리, 반복평판재하시험에서는 재하단계(reloading)를 통해 초기 재하단계에서의 소성변형을 배제할 수 있다. 재하단계와 재재하단계의 하중변위 관계로부터 식 (2)의 계수를 구하고 식 (3)을 이용하여  $E_v$ 를 구한다. 이와 같이 구한 첫 번째 재하단계의 변형률계수를  $E_{v1}$ , 두 번째 재하 단계(reloading)에서의 변형률계수를  $E_{v2}$ 라 한다.

### 2.3 시험법 비교결과

두 시험법 모두 직경 30, 40, 75cm의 강체 원판을 노반 표면에 놓고 하중을 가하여 평균수직응력과 침하량을 측정한다. 시험으로부터 얻은 평균수직응력과 침하량사이의 관계로부터 지지강성 평가를 위한 계수를 구한다는 측면에서 상호 공통점이 있다.

표 1은 평판재하시험과 반복평판재하시험의 주요사항을 정리한 결과이다. 평판재하시험은 실질적으로 변위제어형 시험이고, 반복평판재하시험은 응력제어형 시험이라는 차이가 있다. 두 시험법 사이의 차이점 중 하나는 최대하중 결정 방법이다. 평판재하시험에서의 단계별 하중증가량(35kPa)을 열차하중에 의하여 노반이 경험하는 최대하중 이상으로 재하하기 위해서는 많은 시험 시간이 필요할 수 있으며, 이는 현장 적용시험법으로서 큰 단점 중의 하나이다. 또 다른 차이는 단계별 하중 종료 방법이다. 평판재하시험에서는 단계별 하중 종료 시 침하 발생을 충분히 수렴시킨 후 다음 단계로 진행하나, 반복평판재하시험은 동일 하중을 1-2분 동안 유지한 후 다음 단계의 하중 단계로 진행한다. 따라서 흙의 크립 특성에 따라 하중-침하 곡선 형상에 큰 차이가 발생한다. 계수 획득 방법에 있어서도 큰 차이가 있다.

평판재하시험은 1.25mm변위가 발생한 시점에서의 할선계수를 구하나, 반복평판재하시험은 일정 응력 범위 내에서의 할선계수를 구하며, 설계에 사용하는 변형계수는 2회 하중 재하 시의 변형계수( $E_{v2}$ )를 적용한다. 따라서 토질조건에 따라 발생 소성 및 점성 변위가 큰 경우 두 시험 방법으로 결정한 계수에는 큰 차이가 발생할 수 있다. 이 외에도 반복평판재하시험은 2회 하중 재하 시험을 수행한다는 측면에서 소성을 어느 정도 제거한 반복하중 작용 후의 탄성계수에 보다 근접한 계수를 얻을 수 있는 시험법이다.

### 3. 현장시험결과

평판재하시험으로부터 구한 지반반력계수와 반복평판재하시험으로부터 구한 변형률계수 사이의 상관성을 분석하기 위해 원지반 6개소, 쌓기지반 5개소에서 가능한 근접위치, 동일 날짜에 평판재하시험과 반복평판재하시험 총 22회를 수행하였다. 이는 함수비 조건이 시험에 큰 영향을 미치므로, 현장 강우조건이 시험에 영향을 미치지 않도록 하기 위함이었다.

평판재하시험은 KSF 2310에 준하여 수행하였으며, 반복평판재하시험은 DIN 18134에 준하여 수행하였다. 각 시험법에 규정된 방법으로  $k_{30}$ 과  $E_{v1}$ ,  $E_{v2}$ 를 구하였으며, 표 2에 시험 위치정보와 그 결과를 정리하였다.

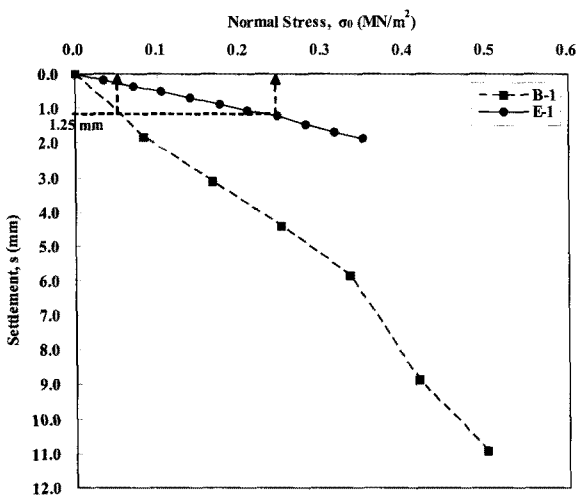
그림 3은 원지반 B-1과 쌓기지반 E-1에서 평판재하시험과 반복평판재하시험을 수행하여 얻은 수직응력-침하 관계를 나타낸 것이다. 시험 결과, 원지반에 대한  $k_{30}$  값의 범위는 41.3-105.6MN/m<sup>3</sup> 범위에 있었고,  $E_{v1}$  값의 범위는 10.9-21.9MPa 범위에,  $E_{v2}$  값의 범위는 17.8-34.2MPa 범위에 있었다. 쌓기지반에 대한  $k_{30}$  값의 범위는 133.0-478.5MN/m<sup>3</sup> 범위에 있었고,  $E_{v1}$  값은 44.9-117.6MPa 범위에,  $E_{v2}$  값은 128.7-216.8MPa 범위에 있었다. 전체적으로 쌓기지반의 지지 강성이 원지반

표 1. 평판재하시험과 반복평판재하시험 비교

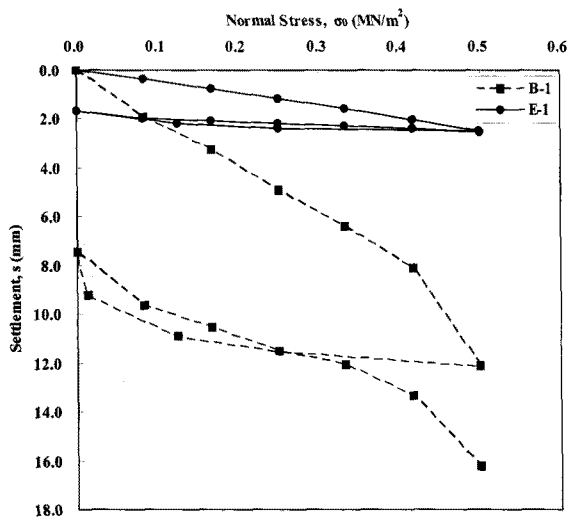
항목	평판재하시험	반복평판재하시험
규정	KSF 2310	DIN 18134
계수	지반반력계수( $k_{30}$ )	변형률계수( $E_v$ )
최대하중(kPa)	최대접지압력 또는 지반항복응력 이상, 침하량 15mm이상	500
단계별 하중증가량(kPa)	35	80 - 90
단계별 하중종료방법	1분간 침하량이 그 하중단계 침하량의 1%이하 혹은 0.02mm/min보다 작아 질 때까지	1-2분 동안 일정 하중 유지

표 2. 평판재하시험과 반복평판재하시험 결과

시험명	시험위치	지반종류	흙분류	$k_{30}$ (MN/m <sup>3</sup> )	$E_{v1}$ (MPa)	$E_{v2}$ (MPa)
A-1	000k880(좌)	원지반	CL	105.6	21.9	34.2
A-2	000k880(중)	원지반	CL	100.8	11.3	18.1
A-3	000k880(우)	원지반	CL	88.3	10.9	19.4
B-1	000k500(좌)	원지반	SM	59.5	13.2	26.7
B-2	000k500(중)	원지반	SM	61.5	11.1	17.8
B-3	000k500(우)	원지반	SM	41.3	11.2	18.7
C-1	000k930(좌)	쌓기지반	GP	216.4	53.4	137.3
D-1	000k850(중)	쌓기지반	GP	478.5	117.6	216.8
E-1	000k220(좌)	쌓기지반	GP	193.2	44.9	173.5
E-2	000k220(중)	쌓기지반	GP	441.8	74.6	183.2
E-3	000k220(우)	쌓기지반	GP	133.0	67.1	128.7



(a) 평판재하시험

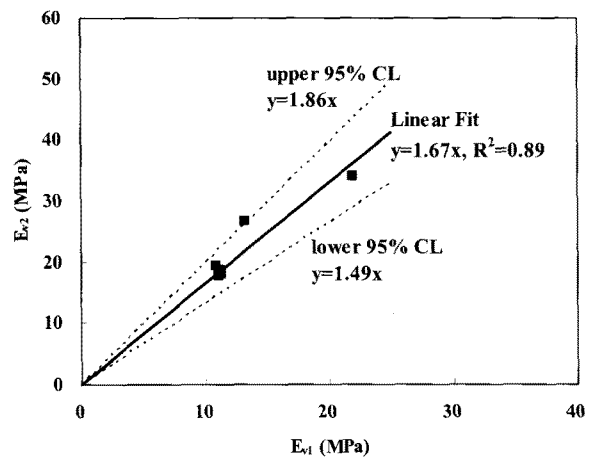


(b) 반복평판재하시험

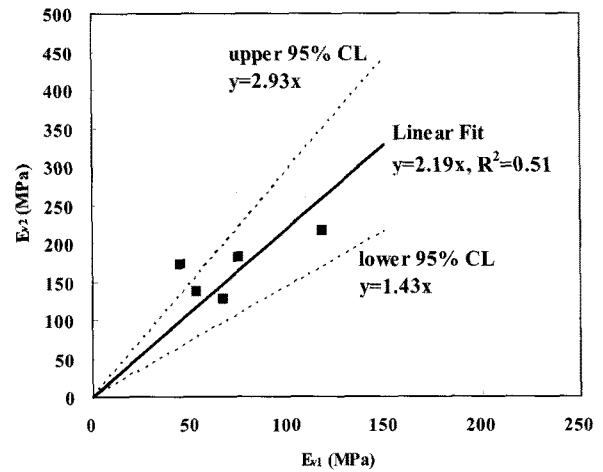
그림 3. 수직응력-침하 곡선 관계

보다 큰 결과를 보여 주었다.

그림 4는 원지반과 상하부노반에서 반복평판재하시험을 수행하여 얻은  $E_{v1}$ 과  $E_{v2}$ 의 관계를 나타낸 것으로,



(a) 원지반



(b) 쌓기지반

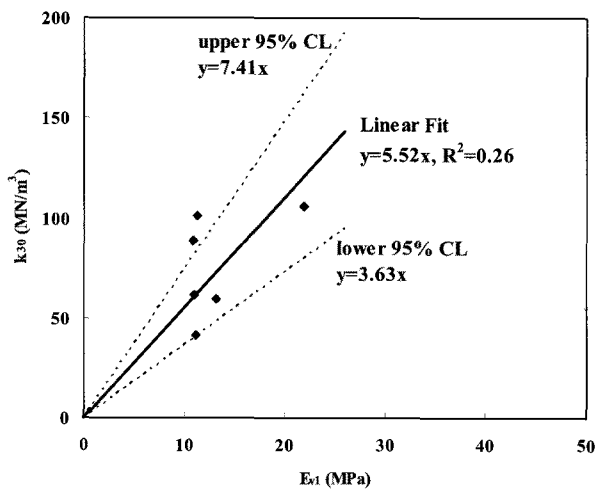
그림 4. 변형률계수  $E_{v1}$ 과  $E_{v2}$  관계

선형회귀분석 결과 원지반의 경우 가장 높은 상관성을 나타내는 선형회귀식의 기울기는 1.67,  $R^2$ 은 0.89로 비교적 높은 상관성을 나타내었다. 쌓기지반의 경우 기울기는 2.19,  $R^2$ 은 0.51로 원지반에 비해 낮은 상관성을 나타내었다.

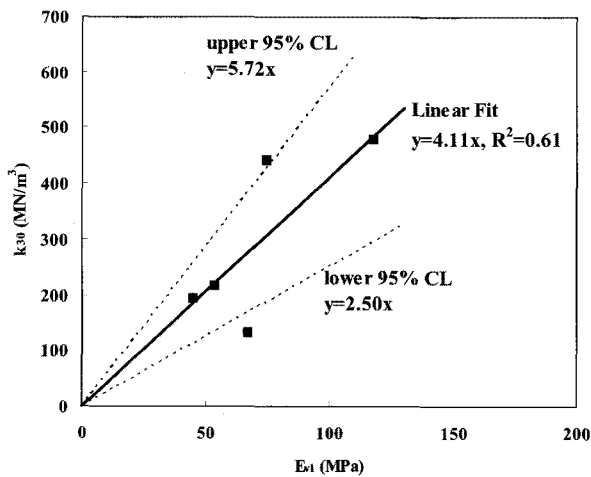
#### 4. 시험결과분석

##### 4.1 지반반력계수( $k_{30}$ )와 변형률계수( $E_{v1}$ )의 상관관계

그림 5는 원지반과 쌓기지반에서 평판재하시험을 수행하여 얻은 지반반력계수( $k_{30}$ )와 반복평판재하시험을 수행하여 얻은 변형률계수( $E_{v1}$ )와의 관계를 나타낸 것이다. 그림 5(a)는 원지반에서의 시험 결과로, 분산이 크며, 변형률계수( $E_{v1}$ )가 증가할수록  $k_{30}$  값이 증가하는 경향을 나타냈다. 선형으로 회귀분석 한 결과 기울기는 5.52,  $R^2$  값은 0.26으로 두 계수 사이의 상관성은 낮았다. 그림 5(b)의 쌓기지반의 지반반력계수와 변형률계수( $E_{v1}$ )의 관계를 살펴보면, 변형률계수가 증가할수록 지반반력계수가 증가하는 경향을 보이지만, 선형회귀식의 기울기가 4.11,  $R^2$  값은 0.61로 데이터의 분산정도가 큰



(a) 원지반



(b) 쌓기지반

그림 5. 지반반력계수( $k_{30}$ )와 변형률계수( $E_{v1}$ )와의 관계

것을 알 수 있다. 이는 동일한 지반이라도, 각각의 시험법에서 계수를 구할 때 지반이 경험하는 응력 및 변형률 수준이 서로 상이하기 때문에 이러한 조건을 고려하여 두 계수를 보정하지 않고서는 두 계수간의 상관성을 도출하는데 어려움이 있을 것으로 판단되었다.

##### 4.2 탄성계수( $E_s$ )와 변형률계수( $E_{v1}$ )의 상관관계

4.1절의 지반반력계수( $k_{30}$ )와 변형률계수( $E_{v1}$ )와의 상관관계는 데이터의 분산정도가 심해서 하나의 식으로 수식화하여 나타낼 수 없었다. 따라서 본 연구에서는 지반반력계수로부터 식 (4)를 이용하여 지반의 탄성계수( $E_s$ )를 구하여, 반복평판재하시험으로부터 구한 변형률계수( $E_{v1}$ )와 함께 그림 6에 나타내었다. 포아송비는 흙의 종류에 따라 일반적으로 사용되는 값을 사용하였다. 원지반의 경우 지반종류가 점토인 경우는 0.4, 사질토 지반인 경우는 0.3을 적용하였으며, 쌓기지반의 경우 0.3을 적용하였다. 그림 6을 보면 탄성계수와 변형률계수와의 상관성이 지반반력계수와 변형률계수와의 상관성에 비해 비교적 높게( $R^2=0.72$ ) 나타나는 것을 알 수 있다. 그러나 식 (4)로부터 구한 지반의 탄성계수는 1.25mm의 침하가 발생했을 때의 값이며, 변형률계수는 최대하중(500kPa)이 평판에 가해졌을 때의 조건으로, 계수 산정 시점에서의 지반의 응력 및 변형률 조건이 다르다. 또한 식 (3)으로부터 구한 변형률계수는 포아송비가 0.21인 조건에서 유도된 식으로 실제 지반의 포아송비와는 상이하다. 따라서 두 계수를 보다 정확하게 비교하기 위해

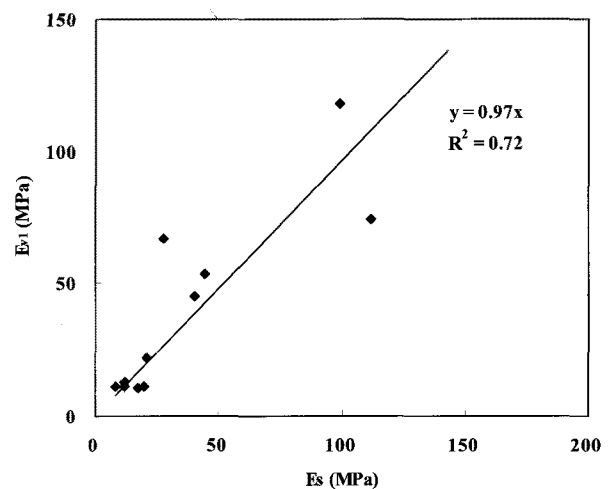


그림 6. 평판재하시험과 반복평판재하시험으로부터 구한 변형률계수 비교

서는 포아송비, 응력 및 변형률 수준을 고려하여 보정한 후에 비교해야 한다. 포아송비 보정을 위하여 식 (5)에서 포아송비를 변수로 두면 식 (3)은 식 (6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_v = \frac{1.57r(1-\nu^2)}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{0max}} \quad (6)$$

또한 평판재하시험에서 지반반력계수( $k_{30}$ )를 구할 때의 지반의 응력과 반복평판재하시험으로부터 변형률계수를 구할 때의 지반의 응력조건은 다르다. 따라서 두 시험으로부터 구한 탄성계수와 변형률계수를 비교하기 위해서는 지반의 응력조건을 동일한 상태에서 비교해야 한다. 즉 기준이 되는 응력상태에서의 탄성계수 또는 변형률계수 값으로 보정해야 한다. 평판재하시험 수행 시 대표변형률 깊이에서의 평균유효응력을 각 하중 단계마다 구하면, 각 응력단계에 대하여 보정한 탄성계수 또는 변형률계수는 식 (7)을 이용하여 구할 수 있다. 실내시험을 통하여 구속압 보정계수  $n$ 을 구하지 못할 경우에는 흙의 종류에 따라 0.2-0.5 사이의 값을 가정하여 사용할 수 있다(김동수, 2005).

$$E_{corrected} = E_{original} \left( \frac{\sigma'_{m,reference}}{\sigma'_{m,original}} \right)^n \quad (7)$$

- 여기서,  $E_{corrected}$  = 기준 평균유효응력에 대해 보정된 변형률계수
- $E_{original}$  = 각 시험법 수행 시 평균유효응력에서의 변형률계수
- $\sigma'_{m,reference}$  = 기준 평균유효응력
- $\sigma'_{m,original}$  = 각 시험법 수행시의 평균유효응력
- $n$  = 구속압 보정계수

식 (7)을 적용하기 위해서는 하중재하 시 지반이 경험하는 평균유효응력을 구해야 한다. 지표면에서 원형 등분포하중 작용 시에 지반 내 응력 증가는 Boussinesq의 해를 이용하여 구할 수 있으며, 대상 깊이에서의 지반의 응력상태는 다음 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$\sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_v + \Delta\sigma'_v + 2\sigma'_h + 2\Delta\sigma'_h) \quad (8)$$

- 여기서,  $\sigma'_m$  = 지반의 평균유효응력
- $\sigma'_v$  = 지반의 상재하중에 의한 수직응력
- $\sigma'_h$  = 지반의 상재하중에 의한 수평응력

$\Delta\sigma'_v$  = 평판에 작용하는 하중 강도  $q$ 에 의한 수직응력 증가분

$\Delta\sigma'_h$  = 평판에 작용하는 하중 강도  $q$ 에 의한 수평응력 증가분

식 (8)로부터 각 하중단계에 따른 평균유효응력을 구하고 식 (7)을 이용하여 각 시험에서 구한 변형률계수를 보정하였다. 지반의 수평응력을 구하기 위한 정지토압계수는 0.5, 구속압보정계수  $n$ 은 0.5로 가정하였다(Kramer, 1996). 평판의 직경 깊이(30cm)에서의 평균유효응력의 범위는 평판재하시험의 경우 8.7-67.3kPa 범위에 있었으며, 반복평판재하시험의 경우는 약 50.4kPa로 거의 일정하였다. 평판재하시험에 의한 쌓기지반의 평균유효응력의 평균값은 40.7kPa로, 이를 고려하여 기준 평균유효응력( $\sigma'_{m,reference}$ )은 40kPa을 적용하였다.

그림 7은 평판재하시험으로부터 구한 탄성계수와 반복평판재하시험을 수행하여 구한 변형률계수를 평균유효응력 40kPa에 대해서 보정한 결과를 나타낸 것이며, 표 3은 보정된 탄성계수와 변형률계수 및 반복평판재하시험에서 첫 번째 하중 단계에서의 평판직경 깊이(30cm)에서의 수직변형률을 나타낸 것이다(수직변형률은 다음절에서 설명). 반복평판재하시험을 시 원지반 수직변형률은 0.79-1.85%의 범위이며, 쌓기지반의 경우 0.13-0.38%의 범위를 나타내고 있다. 평판재하 시험 시 지반반력계수( $k_{30}$ )를 구할 때의 수직변형률은 1.25mm 침하 발생시의 변형률로 포아송비에 따라 차이가 있으나, 대략 0.19% 수준으로 두 시험의 변형률 발생 수준이 크게 차이가 나는 것을 알 수 있다. 또한 그림 7을 살펴보면 그림 6의 응력에 대한 보정을 하기 전과 비교했을 때, 두

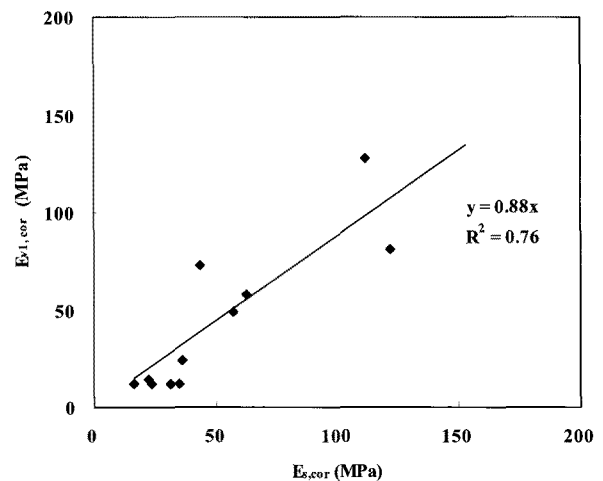


그림 7. 보정 탄성계수와 보정 변형률계수 관계(응력보정 후)

표 3. 보정탄성계수( $E_{s,cor}$ )와 보정변형률계수( $E_{v1,cor}$ )

시험명	지반종류	$E_{s,cor}$ (MPa)	$E_{v1,cor}$ (MPa)	$\epsilon_{v1}$ (%)
A-1	원지반	27.6	23.9	0.79
A-2	원지반	26.6	12.3	1.67
A-3	원지반	24.0	11.8	1.79
B-1	원지반	18.2	14.3	1.70
B-2	원지반	18.7	12.1	1.78
B-3	원지반	13.5	12.2	1.85
C-1	쌓기지반	49.0	58.1	0.33
D-1	쌓기지반	87.6	128.1	0.13
E-1	쌓기지반	45.1	48.9	0.38
E-2	쌓기지반	95.7	81.2	0.24
E-3	쌓기지반	34.0	73.0	0.24

계수간의 상관관계가 조금 증가하지만 여전히 데이터의 분산 정도가 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 이는 평판재하시험으로부터 탄성계수를 구할 때와 반복평판재하시험으로부터 변형률계수를 구할 때의 지반의 변형률이 시험 방법의 차이에 의하여 서로 다르기 때문인 것으로 판단되었다.

#### 4.3 변형률 수준을 고려한 $E_s$ 와 $E_v$ 관계

평판재하 시 지반에 발생하는 수직변형률( $\epsilon_v$ )은 Schmertmann(1970, 1978)의 변형률 영향계수(strain influence factor,  $I_z$ )를 이용하여 구하였다. 깊이비(깊이/평판직경)

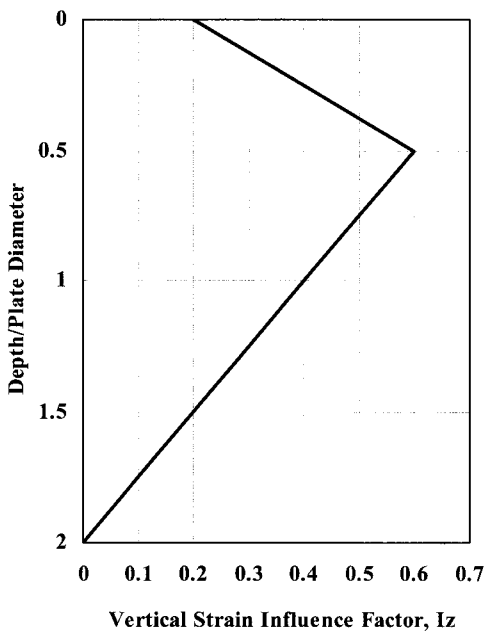


그림 8. 수직변형률 영향계수(Schmertmann 등, 1978)

에 따른 변형률 영향계수의 값은 그림 8과 같다. 변형률 영향계수로부터 평판재하시험 시 평판 중심아래에서의 수직변형률은 식 (9)로부터 구할 수 있다.

$$\epsilon_v = \frac{q}{E_s} I_z \quad (9)$$

여기서,  $q$  = 평판 작용하중(응력)

$E_s$  = 지반 탄성계수

식 (9)에 식 (4)를 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$\epsilon_v = \frac{4s}{\pi D(1-\nu^2)} I_z \quad (10)$$

김동수 등(2005)은 동일한 지반일 경우에는 구하고자 하는 대표 깊이에 해당하는 변형률 영향계수를 적용하면 변형률 영향계수에 상관없이 거의 동일한 변형특성

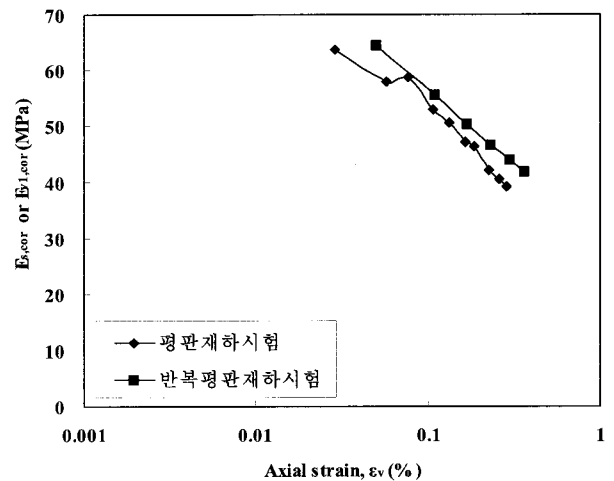


그림 9. 수직변형률과 변형률계수와의 관계(E-1)



을 얻는다고 하였다. 본 연구에서는 평판재하시험 영향 범위의 중간 깊이인 평판 직경 깊이에서의 변형률을 대표 변형률( $I_z = 0.4$ )로 결정하여 사용하였다.

그림 9는 E-1 지역의 평판재하시험 및 반복평판재하시험의 수직응력-침하 결과로부터 각 하중단계에서 평판직경 깊이에서의 수직변형률과 할선탄성계수를 구하고 할선탄성계수를 평균유효응력 40kPa로 보정하여 나타낸 탄성계수 감소곡선과 변형률계수 감소곡선을 나타낸 것이다. 그림을 보면 평판재하시험과 반복평판재하시험 모두 비슷한 수직변형률 범위에서 탄성계수와 변형률계수의 값이 변하며, 기울기 또한 비교적 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 위와 같은 방법으로 모든 대상 지역에 대해 수직변형률에 따른 보정탄성계수, 보정변형률계수 감소곡선을 구하였으며, 각 시험에서 동일 변형률수준( $\epsilon'_{v1}$ )에 대한 보정탄성계수( $E'_{s,cor}$ )와 보정변형률계수( $E'_{v1,cor}$ )를 표 4에 정리하였다.

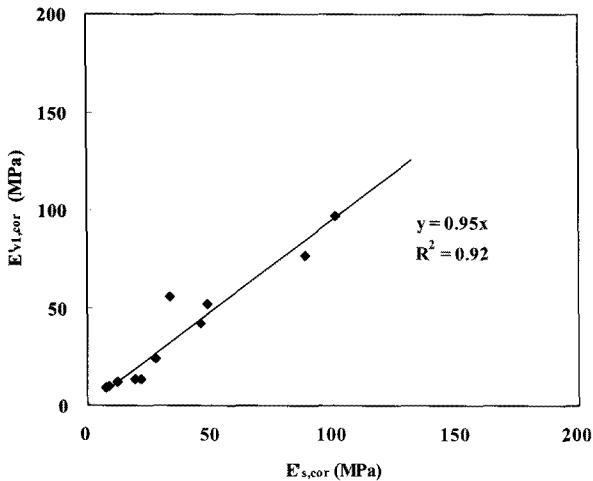


그림 10. 보정탄성계수와 보정변형률계수의 관계(변형률 보정 후)

표 4. 수직변형률 수준을 고려한 보정탄성계수( $E'_{s,cor}$ )와 보정변형률계수( $E'_{v1,cor}$ )

시험명	지반종류	$E'_{s,cor}$ (MPa)	$E'_{v1,cor}$ (MPa)	$\epsilon'_{v1}$ (%)
A-1	원지반	27.6	26.4	0.19
A-2	원지반	21.9	15.0	0.30
A-3	원지반	19.6	14.7	0.33
B-1	원지반	12.2	13.5	0.89
B-2	원지반	8.7	10.7	1.47
B-3	원지반	7.7	10.5	1.42
C-1	쌓기지반	49.0	59.0	0.19
C-1	쌓기지반	100.9	110.0	0.13
E-1	쌓기지반	46.4	48.0	0.23
E-2	쌓기지반	89.0	87.0	0.11
E-3	쌓기지반	33.5	63.0	0.23

그림 10은 수직변형률 수준을 고려하여 보정된 보정탄성계수( $E'_{s,cor}$ )와 보정변형률계수( $E'_{v1,cor}$ )와의 관계를 나타낸 것이다. 보정탄성계수와 보정변형률계수의 관계가 그림 8의 수직변형률에 대한 보정을 하지 않은 경우와 비교하여 높은 상관관계를 나타내고 있으며, 이로부터 보정탄성계수와 보정변형률계수의 관계는 식 (11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$E'_{v1,cor} = 0.95E'_{s,cor} \quad (11)$$

여기서,  $E'_{v1,cor}$  = 포아송비, 응력, 수직변형률을 고려한 보정변형률계수

$E'_{s,cor}$  = 포아송비, 응력, 수직변형률을 고려한 보정탄성계수

#### 4.4 $k_{30}$ 과 $E_v$ 상관관계

평균유효응력, 변형률수준 및 포아송비에 대해 보정한 보정탄성계수와 보정변형률계수와의 관계는 식 (11)과 같이 나타낼 수 있었다.  $E_{v1}$ 과  $E_{v2}$ 의 관계는 그림 4로부터 식 (12)와 같이 나타낼 수 있다. 식 (12)에서  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 변형률계수  $E_{v1}$ 과  $E_{v2}$  사이의 기울기로 원지반의 경우는 1.49에서 1.86의 범위이며, 쌓기지반의 경우는 1.43에서 2.93의 범위이다.

$$(\text{원지반}) \quad E_{v2} = \alpha E_{v1} \quad (\alpha = 1.49 \sim 1.86) \quad (12a)$$

$$(\text{쌓기지반}) \quad E_{v2} = \beta E_{v1} \quad (\beta = 1.43 \sim 2.93) \quad (12b)$$

변형률계수  $E_{v2}$ 와 지반반력계수  $k_{30}$ 의 상관관계식을 도출하기 위해 식 (1), (4), (7), (11) 및 (12)를 정리하면,

식 (13)과 같이 나타낼 수 있다. 식 (13)은 평균유효응력 40kPa에 대해 보정된 식이다.

$$\begin{aligned} \text{(원지반)} \quad E_{v2} &= \alpha' k_{30} (1 - \nu^2) \left( \frac{40}{\sigma'_m} \right)^{0.3} \\ (\alpha' &= 0.358 \sim 0.446) \end{aligned} \quad (13a)$$

$$\begin{aligned} \text{(쌓기지반)} \quad E_{v2} &= \beta' k_{30} (1 - \nu^2) \left( \frac{40}{\sigma'_m} \right)^{0.3} \\ (\beta' &= 0.343 \sim 0.703) \end{aligned} \quad (13b)$$

여기서,  $k_{30}$  = 지반반력계수(MN/m<sup>3</sup>)

$E_{v2}$  = 변형률계수(MPa)

$\sigma'_m$  = 평판직경 깊이에서의 평균유효응력(kPa)

$\nu$  = 지반의 포아송비

식 (4), (11)과 식 (13)을 통하여 시험 대상지반의 포아송비와 지반반력계수( $k_{30}$ ), 평판직경 깊이에서의 평균유효응력을 알면, 지반의 변형률계수값을 산정할 수 있다. 실무에서 식 (13)을 편리하게 사용하기 위하여 포아송비와 평균유효응력을 고려한 상관계수  $\alpha''$ ,  $\beta''$  을 적용하면 식 (14)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{(원지반)} \quad E_{v2} = \alpha'' k_{30} \quad (14a)$$

$$\text{(쌓기지반)} \quad E_{v2} = \beta'' k_{30} \quad (14b)$$

원지반과 쌓기지반의 지반반력계수  $k_{30}$  계산 시 평판 재하시험 깊이(30cm)에서의 평균유효응력의 평균값은 각각 18.1, 40.8kPa이므로, 식 (13)에서 원지반과 상하부 노반의 평균유효응력( $\sigma'_m$ )을 각각 20, 40kPa, 포아송비를 0.4, 0.3으로 정했을 때의  $\alpha''$ ,  $\beta''$  의 하한, 평균, 상한 값을 표 5에 정리하였다. 표 6은 현행 철도설계기준의 평판

재하시험을 통한 다짐품질관리 기준에서 쌓기지반인 상하부노반에 대한 지반반력계수 기준 값인 69, 108MN/m<sup>3</sup>에 대하여 식 (14)를 적용하여 변형률계수를 구한 결과이다.

## 5. 결론

고속철도 건설 시 쌓기 완료 후 다짐 품질관리 기준, 원지반 개량 깊이 결정에 사용되고 있는  $k_{30}$  값과  $E_v$  값 사이의 상관관계를 평가하기 위하여 두 계수를 얻기 위한 시험법 고찰과 현장 시험을 수행한 결과는 다음과 같다.

- (1) 평판재하시험의 경우 침하가 충분히 수렴하도록 허용하여 발생한 침하에는 흙의 소성 및 크립 특성이 포함되어 있으나, 변형률계수를 평가하기 위한 반복평판재하시험은 침하가 충분히 수렴하기 전에 다음 단계로 하중을 증가시킴으로써 흙의 소성 및 크립 변형을 어느 정도 배제할 수 있는 시험법으로 판단된다. 특히  $E_{v2}$  변형률계수는 초기 재하 시의 흙의 소성성을 제거하고, 열차하중 반복 재하 시 흙의 거동을 대표할 수 있는 설계 변수로 판단되었다.
- (2) 평판직경 깊이에서의 수직변형률은 평판재하시험의 경우 약 0.19%이었으나, 반복평판재하시험의 경우, 0.13-1.85%로 넓은 범위에 걸쳐 분포하는 것을 알 수 있었다. 또한 평판직경깊이에서의 평균유효응력은 반복평판재하시험의 경우 약 50.4kPa로 거의 일정하지만, 평판재하시험의 경우 8.7-67.3kPa로 넓은 범위에 걸쳐 분포하는 것을 알 수 있었다. 평판

표 5. 지반반력계수와 변형률계수의 상관계수

지반종류	평균 유효응력의 범위 (kPa)	평균 유효응력 (kPa)	적용 포아송비	상관계수			
					하한	평균	상한
원지반	8.6-32.3	20	0.4	$\alpha''$	0.370	0.415	0.461
쌓기지반	19.7-67.3	40	0.3	$\beta''$	0.312	0.479	0.640

표 6. 지반반력계수와 변형률계수의 상관관계

지반 종류	$k_{30}$ (MN/m <sup>3</sup> )	$E_{v2}$ (MPa)		
		하한	평균	상한
원지반	69	25.5	28.6	31.8
	108	40.0	44.8	49.8
쌓기지반	69	21.5	33.0	44.1
	108	33.7	51.7	69.1

재하시험은 지반반력계수 결정 시 발생 변형률 수준은 일정하고 응력수준이 변화하는 시험인 반면, 반복평판재하시험은 변형률계수 결정 시 응력 수준은 일정하나, 발생변형률 수준이 크게 변화하는 것을 확인할 수 있었다.

- (3) 평균유효응력, 포아송비 및 변형률 수준을 고려하여 평판재하시험으로부터 보정탄성계수를, 반복평판재하시험으로부터 보정변형률계수를 구하여 비교한 결과 보정을 하지 않은 경우와 비교하여 두 계수간의 상관관계가 매우 높게 나타났다. 따라서 시험 방법이 상이하더라도 현장시험 조건을 확인할 수 있다면, 두 시험 사이의 상관성을 도출할 수 있었다.
- (4) 원지반과 쌓기지반에 대한 지반반력계수( $k_{30}$ )와 변형률계수( $E_{v2}$ )와의 상관계수를 제시하였다( $E_{v2} = \alpha'' k_{30}$ ,  $E_{v2} = \beta'' k_{30}$ , 표 6). 도출한 상관관계를 이용하면 지반반력계수( $k_{30}$ )와 변형률계수( $E_{v2}$ )를 혼용하고 있는 국내 철도설계기준의 통일성을 향상시킬 수 있을 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 권기철 (2004), “국내 보조기층 재료의 변형특성을 고려한 전체 변형률 영역의 구성모델 개발”, *한국도로학회논문집*, 제6권, 제3호, pp. 65-77.
2. 김대상, 최찬용, 김성중, 유진영, 양신추 (2007), “지반반력계수( $k_{30}$ )와 변형률계수( $E_v$ )에 대한 고찰”, *한국철도학회논문집*, 제10권, 제3호, pp. 264-270.
3. 김동수, 서원석, 권기철 (2005), “반복식 평판재하시험을 이용한 노상도의 현장 변형률계수 평가”, *한국지반공학학회논문집*, 제21권, 제6호, pp. 67-79.
4. 철도구조물 등 설계표준·동해설 생력화제도용구조물-일본어판 (1999).
5. 한국철도시설공단 (2004), *철도설계기준(노반편)*, 건설교통부.
6. 한국철도시설공단 (2005), *고속철도설계기준(노반편)*, 건설교통부.
7. Bernhard Lichtberger (2005), *Track Compendium*, Eurail press.
8. Houston, W. N., M. S. Mamlouk, and R. W. S. Perera. (1992), “Laboratory versus Nondestructive Testing for Pavement Design”, *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, Vol.118, No.2, pp.207-222.
9. Klaus Lieberenz and Claus Gobel (2004), *Handbuch Erdarbeiten der Bahnen*, Eurail press (in Germany).
10. Kramer S. L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., pp.232-237.
11. Ping, W. V. and Ge, L. (1997), “Field Verification of Laboratory Resilient Modulus Measurements on Subgrade Soils”, *Transportation Research Record*, No.1557, pp.53-61.
12. Ping, W. V. and Ge, L., and Goodwin, H. (1995), “Evaluation of Pavement Layer Moduli Using Field Plate Bearing Load Test”, *Transportation Research Record*, No.1501, pp.39-49.
13. Schmertmann, J. H., Hartmann, J. P., and Brown, P. R. (1978), “Improved Strain Influence Factor Diagrams”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.104, No.GT8, pp.1131-1135.
14. Timoshenko, S. and Goodier, J. N. (1951), *Theory of elasticity*, New York, McGraw-Hill Book Co., Inc., pp.368-372.

(접수일자 2007. 12. 14, 심사완료일 2008. 6. 19)