

고속철도에서의 소성침하를 고려한 강화노반 설계기법 개발

Development of Design Method for Reinforced Roadbed Considering Plastic Settlement for High-speed Railway

최 찬 용¹ Choi, Chan-Yong

최 원 일² Choi, Won-Il

한 상 재³ Han, Sang-Jae

정 재 현⁴ Jung, Jae-Hyun

Abstract

An alternative design method of existing methods based on elastic theory the design method of roadbed considering plastic deformation of roadbed and stress-strain at roadbed materials with the cyclic loading of trains passing. The characteristics of the developed design method considering traffic load, number of cyclic loading and resilience modulus of roadbed materials can evaluate elastic strain as well as plastic settlement with allowable design criteria. The proposed design method is applied to standard roadbed section drawing of HONAM high-speed railway considering design conditions such as allowable elastic and plastic settlement, train speed, the tonnage of trains. As a result, required levels of resilience modulus model parameter (A_E), unconfined compressive strength, types of soil material were evaluated.

요 지

본 설계법은 기존 탄성이론에 근거한 강화노반 설계방법의 대안으로 노반의 소성침하와 열차 반복하중에 따른 응력-변형 특성을 고려한 노반 설계 방법이다. 특징은 설계자가 요구하는 허용설계기준에 따라 교통하중과 열차 년간 통과톤수에 따라 노반의 탄성변위 뿐만 아니라 소성침하량을 평가할 수 있다. 본 설계법을 이용하여 허용 탄성 및 소성 침하량, 열차 속도 및 총통과톤수등의 설계조건을 고려하여 호남고속철도 표준노반단면에 적용하였다. 그 결과 노반의 회복탄성계수 모델인자(A_E), 일축압축강도, 흙 재료 종류 등의 요구수준 등을 평가할 수 있다.

Keywords : Reinforced roadbed, Resilient modulus, Plastic settlement, High-speed railway

1. 서 론

국내에 강화노반은 300km/h 고속철도에 대응할 수 있는 노반 구조를 만들기 위하여 처음으로 도입되었다. 경부고속철도 1단계 구간에 적용된 강화노반 설계의 근

간은 유럽과 일본 설계기준을 채용하는 수준으로 설계 및 시공되었다. 이후 고속철도뿐만 아니라 일반철도에 서도 속도 향상을 위하여 강화노반의 필요성이 언급되어 본격적으로 강화노반에 대한 연구가 국내에서 진행 되었다.

1 정희원, 한국철도기술연구원 고속철도인프라연구단 TFT 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Advanced Infrastructure Research Team, Korea Railroad Research Institute)

2 비희원, 한국철도시설공단 KR 연구원 부장 (Director, KR Institute, Korea Rail Network Authority)

3 정희원, ㈜지구환경전문가그룹 대표이사 (Member, CEO, Expert Group Earth And Environment Co., Ltd., Tel: +82-31-478-4105, Fax: +82-31-478-4115, hansj@ege.co.kr, 교신저자)

4 정희원, ㈜지구환경전문가그룹 부장 (Member, Director, Expert Group Earth And Environment Co., Ltd.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2014년 3월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

국내에서 초기에 수행된 연구는 강화노반과 흙 노반과의 성능을 비교하여 평가하는 것과 기존 강화노반 재료를 다각화시키기 위한 대체 재료 연구가 이루어졌다. 이후 강화노반 설계 개념에 대한 연구가 시도되어 일본의 2층계 탄성이론에 근거하여 허용처짐각에 따라 강화노반 두께를 제안하였으며(Kim et al., 2005), 유럽에서 사용하고 있는 설계지표 방법을 이용하여 강화노반 두께 산정 방법을 제시하였다(Yoo et al., 2007).

국외에서는 실험적, 수치 해석적 평가를 통해 강화노반 재료의 회복탄성계수를 추정할 수 있는 대체 방법과 역해석을 통해 강화노반의 설계 물성값을 제안하여 경제적인 강화노반 두께를 결정할 수 있는 기준을 제시하였으며(Radampola, 2006), Li(1994)는 열차의 반복하중과 노상토의 회복탄성계수를 이용하여 보조도상 두께를 결정할 수 있는 설계방법을 제안하였다. 또한 아스팔트 노반에 대하여 열차 이동하중을 고려하여 강화노반의 변형거동을 실험 및 해석적으로 분석하여 아스팔트의 사용년수를 고려한 설계방법을 제안하였다(Momoya et al., 2004; Momoya et al., 2005).

기존 연구 동향을 볼 때 과거에 단순한 토공구조물에서의 강화노반 두께를 결정하는 것과 달리 현재에는 노반의 성능을 고려한 연구가 많이 진행되고 있다. 또한 국내 철도건설규칙에서도 과거 일률적으로 적용하는 선로등급을 폐지하고 속도 중심의 설계 유연성을 강조하는 기준으로 변화되고 있기 때문에 최적화된 설계방법의 개발이 필요하다고 볼 수 있다.

따라서 본 논문에서는 노반재료의 회복탄성계수와 응력-변형률의 구성모델을 바탕으로 설계자가 요구하는 허용설계기준에 따라 노반의 탄성한계뿐만 아니라 소성침하량을 검토하여 최적의 강화노반 두께를 산정하는 기법을 제안하였다.

제안된 설계기법에 대하여 유한요소법을 이용하여 정식화하고 CRISP(CRITICAL STATE SOIL MECHANICS PROGRAM) 소스에 반영한 프로그램을 개발하였다. 구동 절차는 도상종류, 단면종류 및 치수, 열차종류 및 속도, 총 열차통과톤수, 노반 재료의 종류 및 일축압축강도 등의 설계조건을 입력하면 제안된 설계기법에 따라 자동으로 해석이 수행되고 최종적으로는 강화노반 두께에 따라 허용탄성침하량, 허용소성침하량, 허용축차응력, 허용소성변형률 등의 설계기준 만족 여부가 출력되고 최종적인 강화노반 두께를 결정하도록 되어 있다. 개발된 프로그램을 이용하여 강화노반 두께별로 상·하부노반 및 원

지반의 탄성계수, 노반재료 및 일축압축강도, 열차속도, 총 열차통과톤수 등의 입력 매개변수로 하여 다양한 해석조건에 따른 설계기준 만족 여부를 분석하였다. 설계기준 및 단면 조건은 호남고속철도의 표준도 및 설계지침을 적용하였다.

2. 소성침하를 고려한 강화노반 설계기법

2.1 설계개념 및 순서

Fig. 1은 본 논문에서 제안한 소성변위를 고려한 강화노반 설계흐름도이다. 이 설계기법은 설계자가 설계하고자 하는 선로의 형식과 중요도, 설계속도 및 연간통과톤수 등을 고려하여 허용설계기준(탄성, 소성)을 가정하고 노반재료의 초기 영 탄성계수를 반영하여 초기응력(In-situ)을 구하고 반복계산 과정을 통해 수렴된 회복탄성계수를 이용하여 축차응력과 탄성변위를 구하게 된다. 열차 반복하중에 의한 소성침하량은 소성침하예측 모델식을 통해 소성변형률과 소성침하량을 구하면 허용탄성침하량 및 허용소성침하량 등의 설계기준에 만족하는 강화노반 두께를 최종적으로 결정하게 된다. 본 설계법의 특징은 노반의 회복탄성계수를 고려한 응력-변형률 특성의 구성모델로서 유한요소해석을 통하여 반복/수렴 해석을 수행한다는 점과 열차의 반복하중을 고려하기 위한 노반재료의 소성침하예측 모델식이 도입된 것이다. 또한, 설계자는 선로의 중요도와 성능에 적합한 허용설계기준(탄성, 소성)을 설정하고 이에 적절한 단면구조를 계산할 수 있는 특징이 있다.

2.2 허용설계기준

본 설계기법은 식 (1)과 같이 설계자가 탄성침하량과 소성침하량에 대한 허용설계기준을 정해야 한다. Table 1은 허용탄성침하량과 허용소성침하량 기준을 제시한 것이다.

$$\begin{aligned} \rho_e &\leq \rho_{ea} \\ \rho_p &\leq \rho_{pa} \end{aligned} \quad (1)$$

2.3 설계교통하중

본 설계법에서의 설계교통하중은 열차의 축중과 동

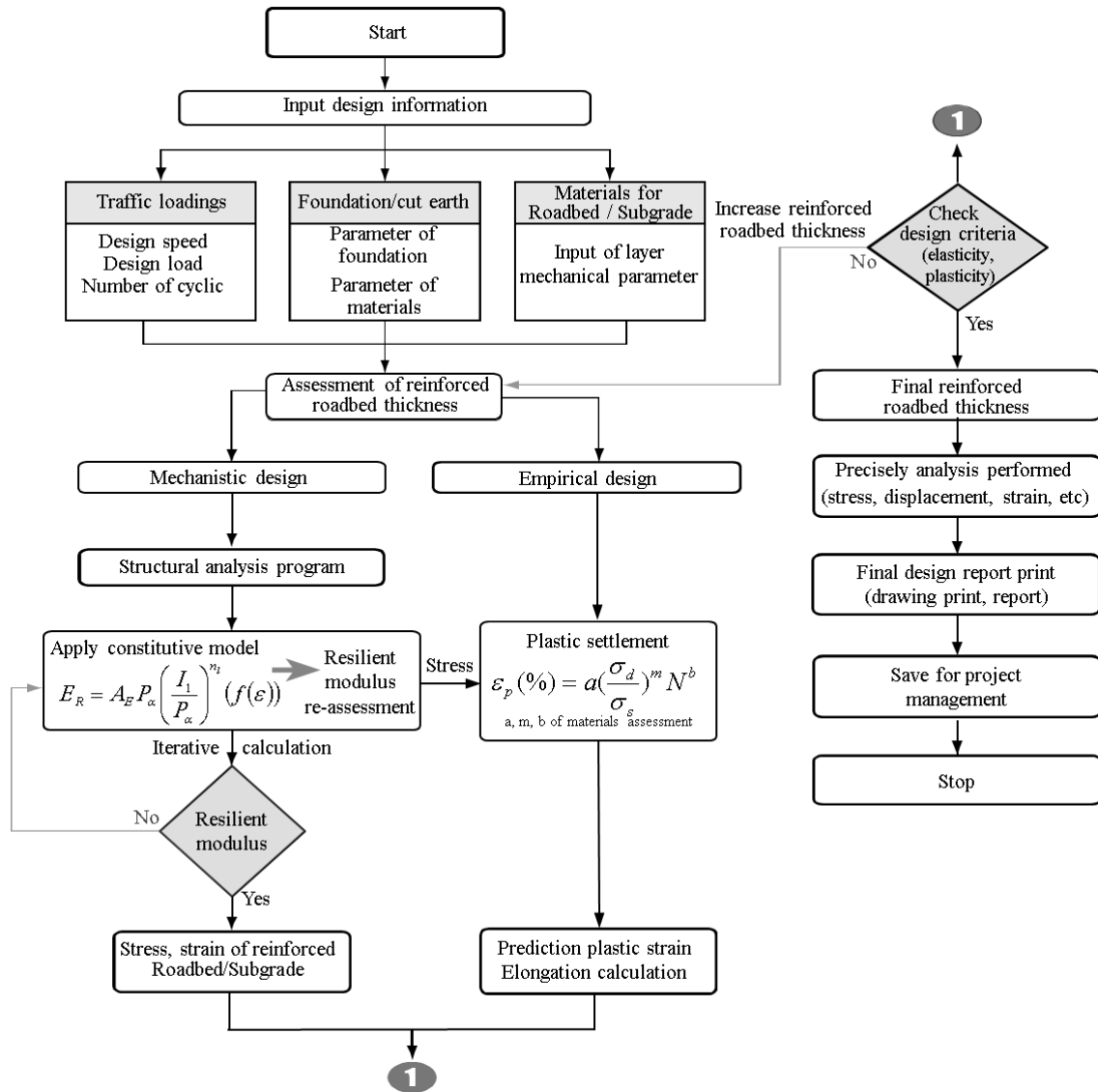


Fig. 1. Flow chart for design method of reinforced roadbed considering plastic settlement

Table 1. Design criterion of allowable deformation and strain at roadbed

Design criterion	Criterion	Remark
Allowable elastic settlement (ρ_{ea})	Ballasted track : 2.5 mm Concrete track : 2.5 mm	Japan
Allowable plastic settlement (ρ_{pa})	Ballasted track : 100 mm Concrete track : 25 mm	Korea

적충격계수로 표현되는 준-동적하중을 설계교통하중으로 가정하였다. 식 (2)는 경부고속철도 KTX 시험선구간의 속도함수에 따른 충격계수(i)산정식이며, 식 (3)은 충격계수를 고려한 준-동적하중을 산출식이다. 준-동적하중은 탄성침하량과 노반의 유효응력을 계산하고, 반복하중등가횟수(N)을 고려하여 노반의 소성침하량을 해석하는데 활용된다.

사용기간 동안의 열차하중에 의한 반복하중 등가횟

수(N)는 인접한 두 대차의 2개 보기에 의해 4개 축이 지나가는 것을 1회 하중재하로 가정하여 식 (6)과 같이 구할 수 있다. 여기서, 식 (5)의 T(Total traffic tonnage)는 총열차통과톤수로 식 (4)의 연간통과톤수(MGT)에 대하여 설계기간(설계사용년수)를 곱하여 궤도사용기간 동안의 총통과톤수로 정의하였다.

$$i = 1.070 + 3.511 \times 10^{-4} V \quad (2)$$

$$P_d = (1+i) \times P_s \quad (3)$$

$$\text{MGT} = (\text{일별 상행 혹은 하행선 운행횟수}) \times 365 \times \text{열차충중량} \quad (4)$$

$$T = \text{MGT} \times \text{설계사용년수} \quad (5)$$

$$N = \frac{T}{8P_s} \quad (6)$$

여기서 i : 충격계수, P_d : 준동적하중, P_s : 정적하중, V : 열차속도(km/h), MGT : 총 열차통과톤수, N : 반복하중 등가횟수, T : 총통과톤수 이다.

2.4 회복탄성계수 구성모델

반복하중을 받는 노반재료의 회복탄성계수는 체적응력과 축차응력을 조합한 응력의 함수로서 이는 초기 응력함수로 회복탄성계수를 입력하고, 반복해석을 통해 체적응력과 축차응력 그리고 회복탄성계수가 결정된다. 회복탄성계수의 모델은 입상재료에 대한 평균유효주응력과 변형률의 크기의 함수로 식 (7)을 적용하였다(May 등, 1981). 이 구성모델은 평균유효주응력으로 노반 내부의 체적응력과 변형률 크기를 이용해 회복탄성계수에 대한 축차응력의 영향이 반영되었다. 여기서, β_0 와 β_1 은 실험 또는 문헌 값으로 결정되는 모델상수이다.

$$E_R = \beta_0 (I_1)^{\beta_1} f(\epsilon_e) \quad (7)$$

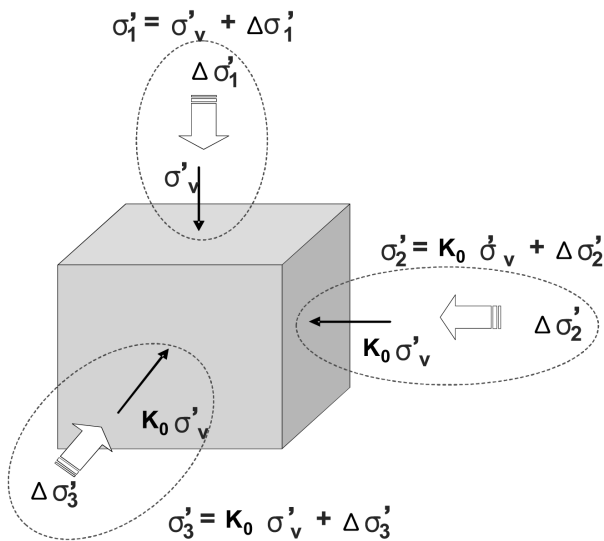


Fig. 2. A stress of in soil with dead load and train load

I_1 은 평균유효 주응력으로써 응력함수로 표현되기 때문에 탄성해석을 할 때 노반 상재 사하중(자중) 및 열차하중에 의한 응력상태가 잘 반영되어야 한다. Fig. 2와 같이 노반 내부의 유효응력은 상재 사하중에 의한 유효응력($\sigma'_v, K_0\sigma'_v, K_0\sigma'_v$)과 열차하중에 의한 유효응력($\Delta\sigma'_1, \Delta\sigma'_2, \Delta\sigma'_3$)으로 구분될 수 있다. 식 (8)의 평균유효주응력(I_1)은 상재하중과 열차하중에 의한 응력을 모두 고려한 것이고, 만약 열차하중이 작용하지 않은 조건에서의 평균유효주응력은 상재하중에 의한 평균구속응력($\sigma'_0 = (\sigma'_v + K_0\sigma'_v + K_0\sigma'_v)/3$)과 같다. 식 (7)에서 변형률(ϵ_e)은 열차하중만을 고려한 축차응력($\Delta\sigma_d$)의 변화량에 대응되는 값이다.

식 (9)에서 변형률의 함수($f(\epsilon_e)$)는 정규화 전단탄성계수 감소곡선을 포아송비를 이용하여 정규화 영 탄성계수 감소곡선으로 변환할 수 있으며, 정규화 영 탄성계수 감소곡선은 수정 쌍곡선 모델로 식 (10)과 같이 적용될 수 있다(Darendeli, 2001).

$$\beta_0 (I_1)^{\beta_1} = E_{\max} = A_E P_\alpha \left(\frac{I_1}{P_\alpha} \right)^\eta \quad (8)$$

$$f(\epsilon_e) = E/E_{\max}(\epsilon_e) = \frac{1}{1 + \left(\frac{\epsilon_e}{\epsilon_\tau} \right)^a} \quad (9)$$

$$E_R = A_E P_\alpha \left(\frac{I_1}{P_\alpha} \right)^\eta \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{\epsilon_e}{\epsilon_\tau} \right)^a} \right) \quad (10)$$

여기서, E_R : 변형률 ϵ_e 에서의 회복탄성계수(kPa)

ϵ_e : 열차하중으로 유발된 노반의 축차응력에 상응하는 탄성 변형률(%)

I_1 : 평균유효주응력(kPa, $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$)

ϵ_τ : 정규화 영탄성계수 감소곡선의 기준 변형률(%)

a : 정규화 영탄성계수 감소곡선의 곡률계수

A_E, η : 노반재료에 따른 무차원 모델인자

P_α : 대기압(=101.3kPa)

식 (10)에서와 같이 회복탄성계수는 지반 심도에 따른 평균유효주응력과 열차하중으로 인한 탄성 변형률에 의해 변화하게 된다. 무차원 모델인자(η)는 평균유

Table 2. Model parameter of resilience modulus for roadbed materials (Park, 2009)

Model parameter	Roadbed materials		
	Crushed stone	Soil	Mixed soil (crushed stone+soil)
A_E	18590	2312	13135
η_i	0.61	0.1	0.35
Reference modulus parameter (η_i)	$1.02 \times \left(\frac{I_1}{P_\alpha}\right)^{0.34}$	$0.06 \times \left(\frac{I_1}{P_\alpha}\right)^{0.23}$	$1.01 \times \left(\frac{I_1}{P_\alpha}\right)^{0.29}$
Coefficient (a)	$\alpha = 0.86 + 0.1 \times \log\left(\frac{I_1}{P_\alpha}\right)$	$\alpha = 0.9 \times \left(\frac{I_1}{P_\alpha}\right)^{0.084}$	$\alpha = 0.86 + 0.1 \times \log\left(\frac{I_1}{P_\alpha}\right)$

효주응력과 관련이 있고 기준 변형률과 곡률계수는 정규화 영 탄성계수 감소곡선의 결정에 필요하다. 노반재료에 따른 무차원 모델인자(η_i)는 구속압 보정계수로서 기존 연구결과의 경험 값을 사용하였다.

일반 성토재료의 경우 반복평판재하시험과 크로스홀 시험 등으로 SW인 흙의 중간변형률(0.01%~0.1%)에서의 영 탄성계수는 약 170MPa에서 약 90MPa 정도로 감소된다고 알려져 있다(Kim et al., 2005). 또한 철도 상부 노반 토사재료에서 탄성 변형률의 범위는 0.01%일 때 최대 영 탄성계수의 약 70%로 감소된다고 보고되고 있다(Yoo et al., 2007). Table 2는 회복탄성계수를 산정하기 위한 무차원 모델인자(A_E, η_i)는 현장실험과 실내공진주실험 등을 실시한 값으로 대표적인 철도노반재료인 입도조정쇄석과 화강풍화토 그리고 암버력과 토사가 혼합된 재료의 물성치를 제시하고 있다(Park, 2009).

2.5 소성침하 예측 모델식

강화노반 두께를 결정하는데 있어서 중요한 설계인자는 탄성침하량과 소성침하량이다. 탄성침하량은 해석 프로그램을 이용하여 구하지만 소성침하량은 구조해석으로 구하기에는 한계가 있다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 소성침하량은 파워함수 모델을 이용하여 반복하중(N)에 대한 노반재료별 침하특성을 구하였다.

일반적으로 흙은 반복횟수(N)가 증가함에 따라 점진적으로 침하가 커지며 침하곡선 형태는 파워함수의 형태를 가진다. 따라서 노반의 소성변형률은 축차응력에 비례하고 구속응력에 반비례하며 축차응력의 증가에 따라 소성변형이 급격하게 발생하고 구속응력이 증가할 때 천천히 증가한다고 알려져 있다(Barksdale, 1972; Wood, 1982; Radampola, 2006; Choi 등, 2008). 본 설계 방법에서는 응력비(축차응력/노반재료의 정적강도)의 파

워함수 모델로 식 (11)과 같다. 식 (11)에서 A는 응력함수로서 노반이 경험하는 축차응력과 노반재료의 허용 압축강도의 영향을 받으며, A를 전단응력비로 표현하면 식 (12)와 같이 정의할 수 있다(Selig, 1996). 예상소성침하량은 식 (12)를 적분함으로써 식 (13)에서와 같이 소성침하량을 산정할 수 있다. 열차하중과 연간통과톤수의 횡수에 의해 발생하는 예상 소성침하량을 산정하기 위하여 변형층(T)을 산정하여야 한다. 기존 방법에서는 변형층(T)을 하나의 층으로 가정하였으나 다층 구조인 국내 여건을 반영하지 못한다. 본 설계법에서는 열차하중으로 인한 각 층에서 발생하는 탄성 변형률이 중간 변형률 단계인 0.01%가 되는 층까지를 소성변형영향층(T)으로 가정하였다.

$$\varepsilon_p(\%) = AN^b \tag{11}$$

$$\varepsilon_p(\%) = a \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s} \right)^m N^b \tag{12}$$

$$\rho = \int_0^T \varepsilon_\sigma dt \tag{13}$$

여기서, ε_p : 소성변형율(strain)

N : 반복응력의 작용 횟수

σ_d : $\sigma_1 - \sigma_2$, 열차 축하중에 의한 흙의 축차응력

σ_s : 흙의 일축압축강도

a, m, b : 흙 종류에 따른 변수

ρ : 소성변형량

T : 침하영향 범위 두께.

Table 3은 통일분류법에 따라 SP, SW, GP, GW 등의 국내 철도노반재료 대상으로 일축압축강도 및 변수(a, m, b)

Table 3. Model parameter of roadbed materials for plastic settlement (Choi et al., 2008)

USS	<i>a</i>	<i>m</i>	<i>b</i>
CH	1.2	0.18	2.4
CL	1.1	0.16	2.0
MH	0.84	0.13	2.0
ML	0.64	0.10	1.7
SP	0.44	0.05	2.2
SW	0.59	0.056	1.9
GP	0.63	0.031	2.2
GW	0.28	0.034	2.0

등을 제시하였다(Choi et al., 2008). 이 시험에서 일축압축강도(σ_s)는 KS F2314 시험법에 따라 상부직경 3.5cm, 높이 7cm의 공시체를 90%이상 다짐도로 3회 반복 시험하여 파괴 될 때의 강도 평균을 적용하였다. 변수(*a, m, b*)는 원형 토조 모형(직경 300mm, 높이 500mm)에 5kN, 15kN, 20kN, 25kN 등의 하중을 3Hz로 반복재하 하여 얻어진 소성변형률에 대하여 식 (12)를 이용하여 산정하였다. Table 3에서 제시된 변수(*a, m, b*)와 식 (12)의 예측치와 실험치를 비교한 결과 σ_d/σ_s 가 작은 구간에서는 R^2 가 80% 정도 이지만, σ_d/σ_s 의 범위를 0.8까지 확장을 하면 R^2 가 90% 이상의 신뢰도를 가진 것으로 평가되었다.

3. 설계 해석 프로그램 개발

3.1 개요

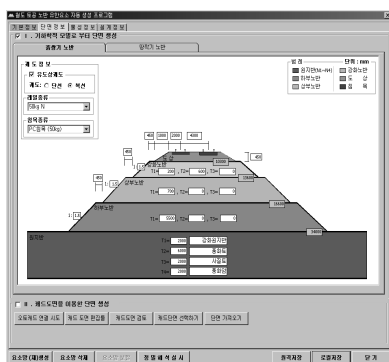
컴퓨터의 성능 향상 및 다양한 유한요소 해석 도구의 등장으로 범용 수치해석 프로그램을 응용한 노반 및 원지반의 거동 해석이 많이 이루어지고 있다. 하지만 범용 유한요소 프로그램을 철도 노반 해석에 활용할 경우 열

차하중에 의한 중간변형률(0.01%~0.1%)에서의 탄성계수의 변화에 따른 탄성침하 영향, 열차 년간통과톤수에 따른 소성침하량 영향 등을 복합적으로 고려할 수 없어 해석결과에 대한 적정성을 확인하기 곤란하다.

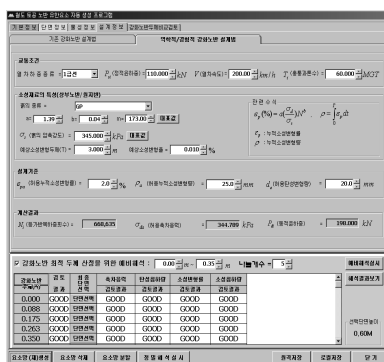
본 논문에서는 열차 반복하중으로 인한 회복탄성계수와 소성침하량을 고려하기 위해서 철도 토공노반 설계/해석 통합 자동화 프로그램을 활용하였다(Choi, 2009). 이 프로그램을 이용한 강화노반 설계과정은 Fig. 3과 같이 하중, 단면, 재료 등의 설계기준 정보 입력, 설계기법의 유한요소 해석, 강화노반 두께에 따른 설계기준 만족여부 결과 출력등의 3단계 과정으로 이루어진다. 단면정보는 Fig. 3(a)와 같이 노반 단면 치수를 입력하면 자동으로 철도노반의 유한요소망이 생성되며, 노반 단면 종류는 유무도상, 쌓기 및 깎기등을 지원한다. 설계정보 입력 단계는 열차종류, 총통과톤수, 정적 및 동적 율하중, 상부노반의 흙종류 및 일축압축강도등의 설계조건을 입력하며, 허용설계기준 입력항목은 허용소성침하량 및 허용탄성침하량을 입력한다. 마지막으로 검토할 강화노반의 두께 범위를 입력하면 강화노반 두께 범위에 따른 입력파일이 자동으로 생성된다. 해석단계에서는 개발 프로그램을 이용하여 노반 깊이에 따른 초기응력상태(In-situ)를 자동으로 계산하고, 열차하중에 의한 축차응력과 변위를 해석하여 Fig. 3(b)과 같은 노반의 허용탄성변형률, 허용소성변형률, 허용축차응력등의 기준으로 최적의 강화노반의 두께를 제시하게 된다. 또한 Fig. 3(c)와 같이 해석결과에 대한 도면 및 보고서 자동화 툴을 이용하여 결과값을 자동으로 표출할 수 있다.

3.2 유한요소법 정식화

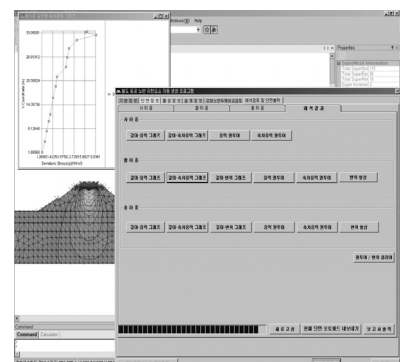
흙 노반의 역학적 설계를 위해 노반의 탄성 모델식과



(a) Roadbed Mesh Generator



(b) Design Criterion



(c) Output

Fig. 3. FEM Program for Mechanistic-Empirical Design

소성침하 모델식을 유한요소 구성식에 적용하였다. 탄성 모델식은 식 (10)과 같이 회복탄성계수 모델을 적용하였다. 일반적으로 열차하중에 의한 노반의 변형률은 0.1% 미만이다. 따라서 회복탄성계수는 중간변형률(0.01%~0.1%)에 의한 탄성계수의 변화를 고려할 수 있어 다층 탄성모델을 이용한 철도노반의 설계시 열차의 반복 운하중에 의한 철도 궤도 하부구조의 거동을 가장 잘 반영할 수 있는 입력 변수이다. 식 (14)와 식 (15)는 회복탄성계수를 탄성 매트릭스 및 강성 매트릭스에 적용한 식이다. 식 (10)에서와 같이 E_R 은 응력-변형률 의존적이기 때문에 점선탄성계수로 볼 수 있다.

$$[D_R] = \frac{E_R}{2(1+\nu)} \begin{bmatrix} D_1 & D_2 & D_2 & 0 & 0 & 0 \\ D_2 & D_1 & D_2 & 0 & 0 & 0 \\ D_2 & D_2 & D_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (14)$$

여기서, $[D_R]$: 회복 탄성 매트릭스

ν : 프아송비

$D_1 = 2(1+\nu)/(1-\nu)$, $D_2 = 2\nu/(1-2\nu)$,

G : 전단탄성계수

E_R : 열차하중으로 인한 탄성변형률에 따른 회복탄성계수

$$[K_R] = \int [B^T D_R B] d(vol) \quad (15)$$

여기서, $[K_R]$: 회복 탄성 계수가 반영된 강성 매트릭스

$[B]$: 변위형상함수 미분 매트릭스

식 (10)과 같이 회복탄성계수는 열차하중으로 인한 탄성 변형률과 평균유효주응력에 의존적이기 때문에 식 (16)~(18)에서와 같이 열차 하중에 의한 탄성 변형률 및 평균유효주응력 등을 식 (10)에 대입하여 회복탄성계수 값을 계산하고 전회 계산된 회복탄성계수값과의 차이 비율이 허용오차 범위(tolerance 0.01%) 이내에 수렴하면 이때의 영 탄성계수를 이용하여 식 (14)~식 (18) 과정을 거쳐 응력과 탄성변위량을 계산한다.

$$\{F\} = [K_R]\{d\} \quad (16)$$

여기서, $\{F\}$: 열차 하중 벡터

$\{d\}$: 탄성 변위

$$\{\varepsilon_e\} = [B]\{d\} \quad (17)$$

여기서, $\{\varepsilon_e\}$: 탄성 변형률

$$\{\sigma\} = [D_R]\{\varepsilon_e\} \quad (18)$$

여기서, $\{\sigma\}$: 열차하중으로 인한 유효 응력

$\{\varepsilon_e\}$: 열차하중으로 인한 탄성 변형률

Fig. 4는 회복탄성계수를 결정하기 위한 반복계산의 흐름도이다. 초기 영 탄성계수를 구하기 위해서 해당 침하에서의 자중에 의한 평균유효주응력을 구하고 최초 탄성 변형률은 0.01%로 가정한다. 이는 단순히 반복-계산의 편의성을 고려한 것이다. 초기 탄성계수와 열차하중을 식 (15)~식 (18)에 적용하여 평균유효주응력과 탄성변형률을 계산하고 식 (10)에 대입하여 회복탄성계수를 계산한다. 이 과정은 회복탄성계수가 전회 탄성계수 계산값과의 차이 비율이 허용오차(0.01%) 이하 일때까지 반복적으로 이루어진다.

소성변형률 모델식은 식 (12)와 같이 축차응력, 일축 압축강도, 반복하중 횟수(N) 및 재료변수(a, m, b)의 함수로 구성되며 재료변수는 Table 3과 같이 실험 및 문헌

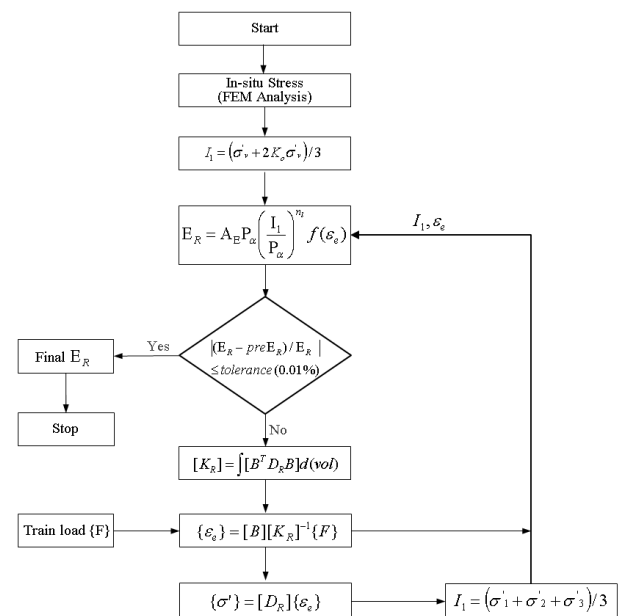


Fig. 4. Flow chart for iterative calculation of Resilient Modulus

등을 참조하고 반복하중 회수는 식 (6)을 이용하여 노반의 설계 조건을 고려하여 결정 될 수 있다.

열차 반복하중 횟수(N)를 고려한 소성침하량 산정과정은 식 (14)~식 (17) 등의 반복계산을 통해 계산된 탄성변형률을 식(18)을 이용하여 응력을 구하고, 식 (12)를 이용하여 소성변형률을 요소별로 계산한다.

식 (13)과 같이 소성침하량을 계산하기 위해서는 변형층(T)를 산정하여야 한다. 기존 Selig 등(1993)에 제안된 방법은 변형층(T)을 하나의 층으로 가정하였다. 이러한 방법으로는 다층 토공노반구조인 국내 여건을 충분히 반영되지 못하는 한계가 있다. 따라서 본 논문에서는 각 층별 발생하는 변형률을 고려할 수 있는 방법을 제안한다. 일반적으로 열차하중에 의해 토공부의 변형률이 약 0.01%가 되면 매우 작은 변형률이기 때문에 침하가 거의 발생되지 않는다. 유한요소해석에서는 탄성 변형률이 0.01% 미만인 요소는 축차응력이 작기 때문에 최종 소성침하량에 영향이 거의 없었다. 따라서 식 (17)에서 산정한 열차하중으로 인한 탄성 변형률이 0.01% 미만인 요소는 소성침하변형이 발생하지 않은 것으로 가정하여 소성침하량 계산에서 제외하였다.

4. 해석 및 설계 조건

4.1 설계조건 및 기준

해석단면은 Fig. 5와 같이 설정하였으며, 콘크리트 궤도인 호남고속철도의 표준 성토노반 단면을 채택하였다. 설계조건은 Table 4과 같이 하중조건은 KTX-II(산천) 제원을 사용 하였으며, 충격계수는 식 (4)와 같이 경부고속철도 KTX 구간의 산정식을 사용하였고, 속도는 300km/h을 공통 조건으로 하였다. 소성침하량을 산정하기 위하여 총통과톤수는 1,000MGT로 설정하였으며 경부고속철도가 약 30MGT/Year임을 감안하면 약 33년에 해당된다. 지반물성치는 Table 5, 6과 같이 현장 크로스홀시험, 공진주시험, 토조모형시험 등으로 산출된 값을 적용하였다(Choi, 2008). 상부노반의 흙재료는 암버락토사로써 GW계열에 해당되며, 하부노반과 원지반은 USCS분류법으로 SW의 토종으로 단면을 구성하였다. 레일(Rail), 침목(Sleeper), TCL(Track Concrete Layer), HSB(Hydraulic Stabilized Base)등은 고정 탄성계수를 적용하였으며, 강화노반(Reinforced roadbed;RR), 상부

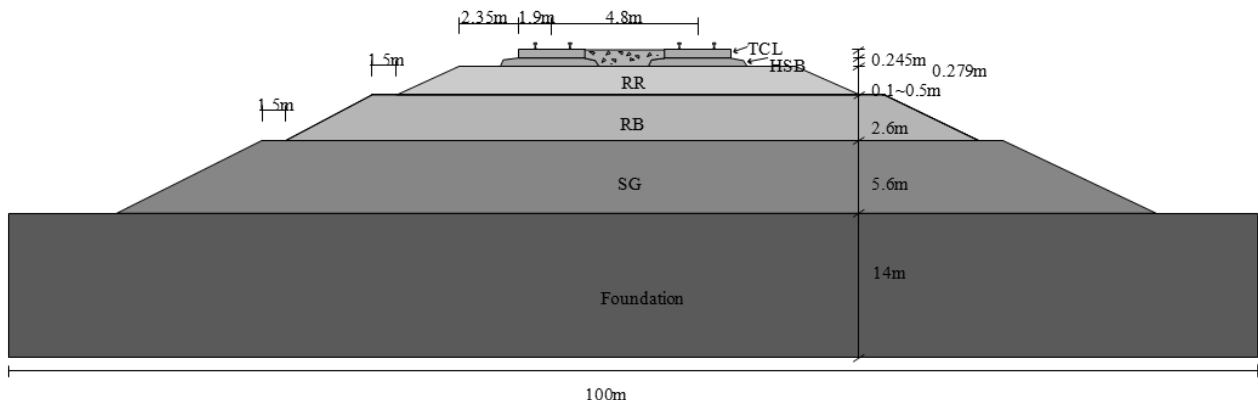


Fig. 5. Drawing of Roadbed

Table 4. Design Conditions

Contents	Condition	Remark
Layout	Honam high-speed railway	
Track	Concrete track Rail : UIC 60	
Load	Wheel load 85 kN	KTX-II
Impact coefficient	$i = 1.070 + 3.511 \times 10^{-4} V$	
Train speed	300 km/h	
Total Train Passage Weight	1000 MGT	30 MGT/year
Design Criteria	Allowable elastic settlement < 2.5 mm Allowable plastic settlement < 25 mm	Concrete track

Table 5. Material Elastic parameters

Name	Thickness (m)	Young's Modulus (kPa)	Poisson ratio	Weight (kN/m ³)	Material Type	A_E	η_i
Rail	-	210,000,000	0.25	76	Steel	-	-
Sleeper	0.095	29,100,000	0.25	15	Concrete	-	-
TCL	0.245	34,000,000	0.25	23	Concrete	-	-
HSB	0.279	12,900,000	0.25	23	Concrete	-	-
RR (Reinforced roadbed)	0.1~0.5	Variable With Axial Strain	0.33	20	Gravel And Sandy Soil	18,590 (10000~30000)	0.61
RB (Roadbed)	3.0~2.6	Variable With Axial Strain	0.33	20	Mixed soil (crushed stone+soil)	13,135 (1000~10000)	0.35
SG (Sub-grade)	5.0	Variable With Axial Strain	0.33	20	Sandy Soil (SW)	2312	0.1 (0.1~0.5)
Foundation	5.0	Variable With Axial Strain	0.33	20	Sandy Soil (SW)	2312 (500~3000)	0.1 (0.1~0.5)

Table 6. Material Plastic Parameters

USCS	a	b	m	Unconfined compressive strength (kPa)
SP	4.41	0.051	2.2	191
GP	2.77	0.034	2.0	187
SW	5.94	0.056	1.9	372
GW	6.31	0.031	2.2	402

노반(Roadbed;RB), 하부노반(Sub-grade;SG) 및 원지반(Foundation) 등은 식 (10)과 같이 열차하중으로 인한 탄성 변형률에 따른 회복탄성계수 모델을 적용하였다. 허용 설계조건은 Table 4와 같이 열차하중으로 인한 탄성 침하량은 2.5mm 이하이며 소성침하량은 25mm 이하로 설정하였다.

4.2 파라미터 영향 조건

파라미터 영향 조건은 Table 7과 같이 강화노반 두께 영향에 따라 노반 흙 구성층의 재료, 강성, 강도에 따른 영향을 설정하였다. CASE A는 강화노반 두께 0.1m~0.5m에 따라 강화노반의 회복탄성계수 무차원 모델인자(A_E), 상부노반은 응력보정계수, A_E , 흙 종류와 압축 강도 등을 고려하였다. 원지반은 강화노반 두께별(0.1m~0.5m)로 A_E , 열차속도, 열차 총통과톤수에 따라 노반의 탄성 및 소성 침하영향을 분석하였다. 파라미터 선정기준은 노반 침하 설계기준에 영향을 주는 조건을 우선적으로 선정하였다. 탄성침하량은 회복탄성계수 무차원 모델인자(A_E)값을 노반 층 전체에 대하여 분석을 실시하였으며, 소성침하량은 상부노반의 흙종류 및 압축강도, 원지반조건, 열차 총통과톤수에 대한 매개변수 영향을 분석하였다.

5. 해석결과

5.1 강화노반의 응력보정계수(η_i)에 따른 침하영향

식 (10)과 같이 응력보정계수는 구속압(심도) 및 상재 하중에 따른 회복탄성계수의 보정계수이다. 응력보정계수는 흙 종류에 따라 결정되며, 식 (19)는 쇄석을 대상으로 대형 공진주시험을 수행하여 균등계수에 따른 응력보정계수 산출식이다(Menq, 2003).

$$\eta_i = 0.48 \times C_u^{0.09}, \quad 1.2 \leq C_u \leq 50 \quad (19)$$

여기서, η_i : 구속압에 따른 응력보정계수

C_u : 균등계수

Fig. 6은 입도조정쇄석으로 구성된 강화노반 두께 (0.1m~0.5m)에 대한 균등계수의 침하 영향 해석 결과이다(CASE A-1~5). 균등계수 변화는 강화노반의 탄성 침하량에는 영향이 거의 없는 것으로 해석되었으며, 소성침하량도 상관관계가 크게 없는 것으로 나타났다. 균등계수는 식 (19)와 같이 강화노반의 응력보정계수와 상관관계가 있으나, 강화노반의 구속응력이 약 25kPa 이하로써 노반에 비해 상대적으로 낮아 탄성계수에 크

Table 7. Parameter Analysis case

Thickness of reinforced roadbed (m)	Parameter	CASE
0.1	SB Coefficient of Uniformity (C_u) 0.1~30	CASE A-1
0.2		CASE A-2
0.3		CASE A-3
0.4		CASE A-4
0.5		CASE A-5
0.1	RB Stress Compensation factor (η_r): 0.1~0.5	CASE B-1
0.2		CASE B-2
0.3		CASE B-3
0.4		CASE B-4
0.5		CASE B-5
0.1	A_E (Roadbed): Range : 10000~30000	CASE C-1
0.2		CASE C-2
0.3		CASE C-3
0.4		CASE C-4
0.5		CASE C-5
0.1	A_E (Reinforced roadbed): 1000~10000	CASE D-1
0.2		CASE D-2
0.3		CASE D-3
0.4		CASE D-4
0.5		CASE D-5
0.1	A_E (Foundation) : Range: 500~3000	CASE E-1
0.2		CASE E-2
0.3		CASE E-3
0.4		CASE E-4
0.5		CASE E-5
0.1	Roadbed Soil Type : ML, SP, SW, GW	CASE F-1
0.2		CASE F-2
0.3		CASE F-3
0.4		CASE F-4
0.5		CASE F-5
0.1	Train Speed: 300~500 km/h	CASE G-1
0.2		CASE G-2
0.3		CASE G-3
0.4		CASE G-4
0.5		CASE G-5
0.1	SB Compression Strength : 50~300 kPa	CASE H-1
0.2		CASE H-2
0.3		CASE H-3
0.4		CASE H-4
0.5		CASE H-5
0.1	RB Soil type : Soil (SW) Total Train Passage Weight : 0.1~1000 MGT	CASE I-1
0.2		CASE I-2
0.3		CASE I-3
0.4		CASE I-4
0.5		CASE I-5
0.1	RB Soil type : GW (crushed stone + soil) Total Train Passage Weight : 0.1~1000 MGT	CASE J-1
0.2		CASE J-2
0.3		CASE J-3
0.4		CASE J-4
0.5		CASE J-5

계 영향을 미치지 못하여 탄성 및 소성 침하량에는 영향이 크지 않는 것으로 보인다.

Fig. 7는 암버력 토사로 구성된 상부노반의 응력보정계수 변화에 따른 탄성 및 소성침하량을 도시하였다 (CASE B-1~5). Fig. 6(a)처럼 응력보정계수가 증가할 경우 선형적으로 탄성침하량이 증가되며, Fig. 7(b)는 응

력보정계수가 증가됨에 따라 강화노반의 두께와 관계없이 소성침하량이 1.3배 이내로 증가되었다.

5.2 회복탄성계수 무차원 모델인자(A_E)에 따른 침하영향

A_E 는 흙 재료 및 다짐 상태에 따라 결정되는 값으로

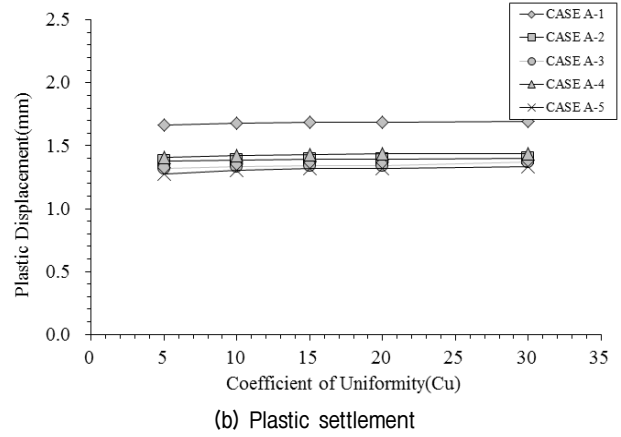
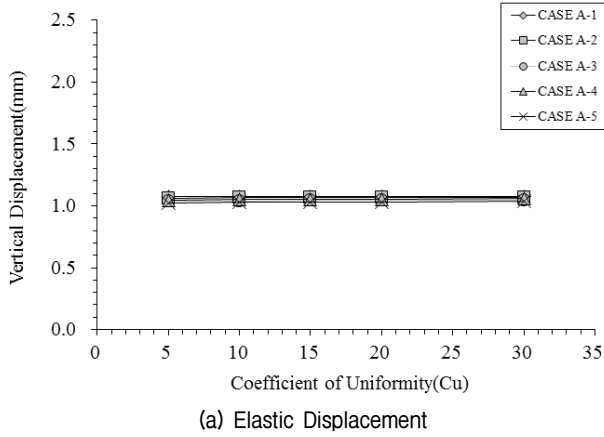


Fig. 6. Displacement with Coefficient of Uniformity (C_u) of reinforced roadbed (RR)

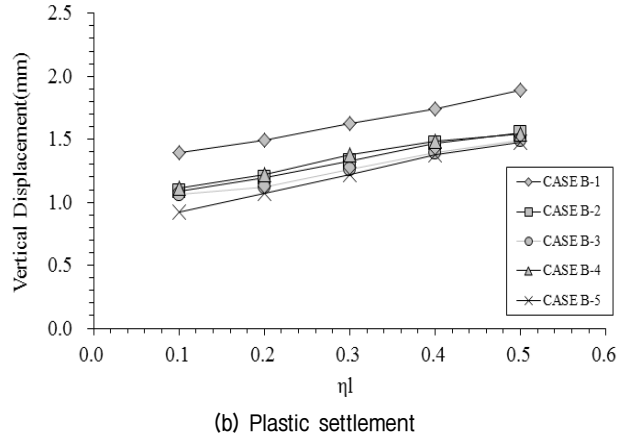
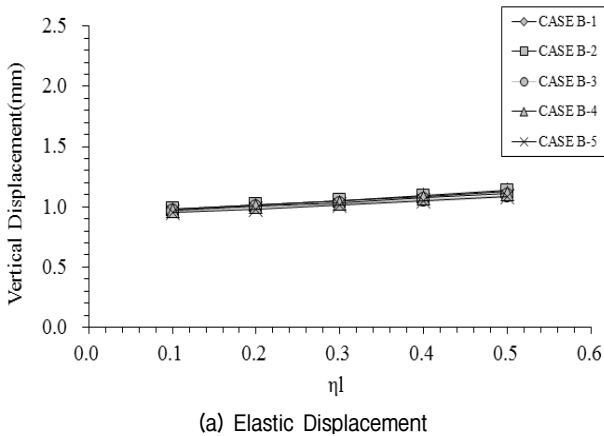


Fig. 7. Displacement with Stress correction factor η_l of roadbed (RB)

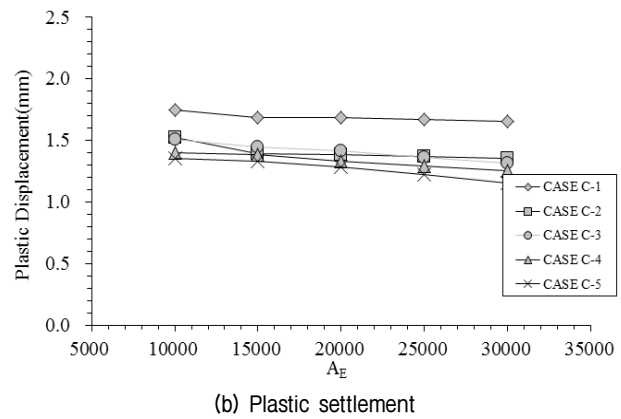
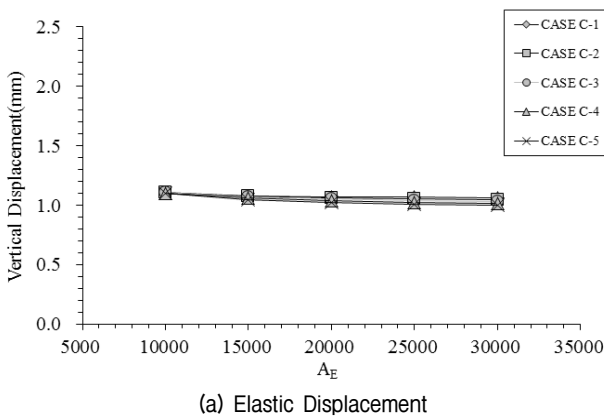


Fig. 8. Displacement with A_E of reinforced roadbed (RR)

강화노반, 상·하부노반, 원지반에 따라 침하 영향을 검토하였다(CASE C-1~5). 공진주시험 등으로 구한 강화노반 입도조정쇄석의 A_E 값은 18,590으로써(Choi et al., 2008), Fig. 8(a)는 강화노반의 A_E 값을 10,000~30,000 까지 변화시킨 해석 결과이며 강화노반의 두께와 A_E 의 변화에 따른 탄성침하량과 소성침하량의 차이는 거의 없는 것으로 해석되었다. 성토노반 같은 경우 강화노반의 두께가 성토고에 비해 상대적으로 적은 비율을 차지하기 때문에 강화노반의 탄성계수의 영향이 해석상 침하에 큰 영향을 주지 않은 것으로 사료된다.

상부노반의 A_E 변화에 따른 침하량 변화를 Fig. 9에 도시하였다(CASE D-1~4). A_E 값이 커짐에 따라 탄성 침하량과 소성침하량 모두 작아졌으며, 탄성침하량이 2.5mm이하가 되기 위해서는 A_E 값이 최소한 2,500 이상 되어야 하는 것으로 나타났다. Fig. 9(b)에서 A_E 값이 3,000 이상일 경우 강화노반의 두께와 관계없이 동일한 소성 침하량으로 계산되었으며 A_E 값이 1,000이고 강화노반 두께가 0.2m이하일 때 허용 소성침하량 25mm를 만족

하지 못하는 것으로 나타났다. 따라서 흙 분류가 SW인 일반 토사의 A_E 값이 2,312임을 감안하면 상부노반에 SW계열 흙 재료 사용시 허용 탄성침하량을 고려하여 강화노반 두께 및 상부노반의 흙 재료 선정에 신중을 기해야 할 것으로 사료된다(Choi et al., 2008).

원지반의 A_E 변화에 따른 침하량 변화를 Fig. 10에 도시하였다(CASE E-1~4). 원지반의 A_E 값이 증가함에 따라 강화노반 두께에 관계없이 탄성 및 소성침하량이 감소하였는데, 이는 A_E 값이 증가됨에 따라 원지반 탄성계수가 증가되기 때문이라고 판단된다. Fig. 10(a)에서 허용탄성침하량(2.5mm)를 만족하기 위해서는 A_E 값이 500 이상 확보되어야 하며, 특히 Fig. 10(b)에서 A_E 값이 1,500 이하일때는 원지반의 소성침하량이 급격하게 증가하는 것으로 나타났기 때문에 원지반의 A_E 가 해석상 소성침하량에 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 이는 열차하중으로 인하여 원지반의 변형률이 흙의 중간변형률(0.01%) 이상 되어 소성변형이 발생된 것으로 사료된다.

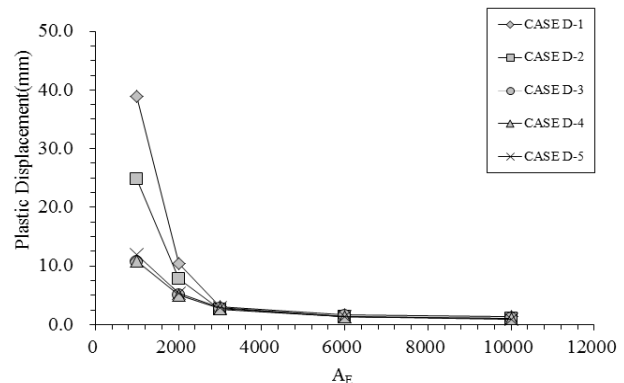
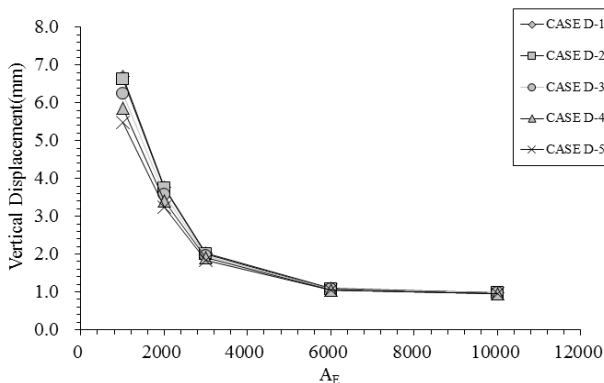


Fig. 9. Displacement with A_E of roadbed (RB)

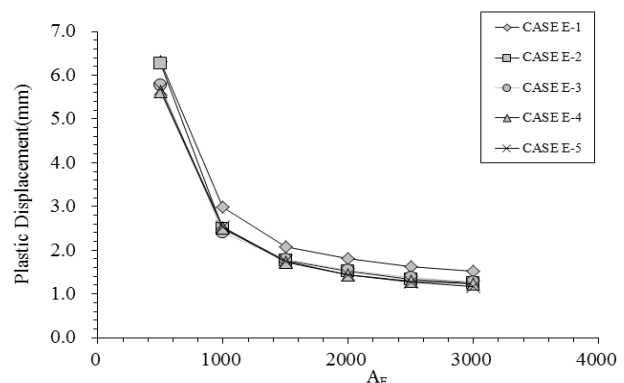
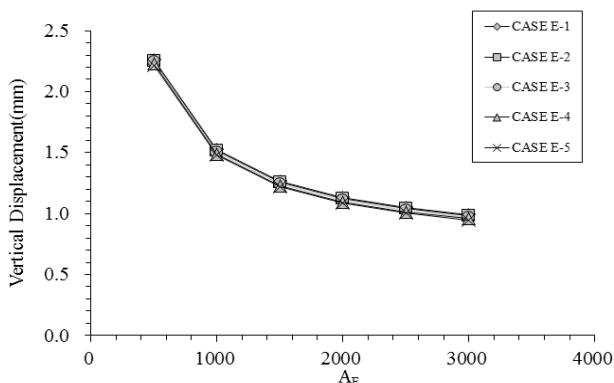


Fig. 10. Displacement with A_E of Foundation

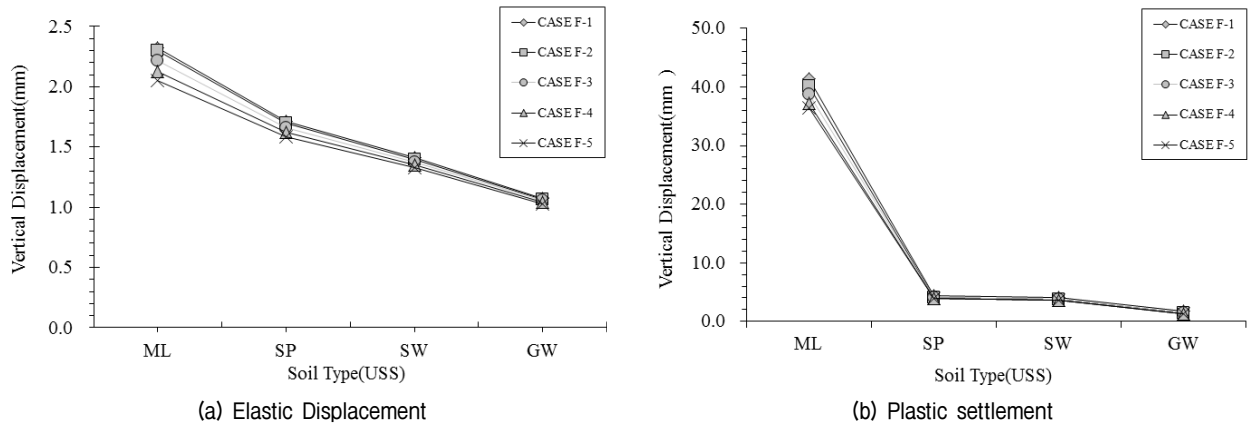


Fig. 11. Displacement with soil type of roadbed (RB)

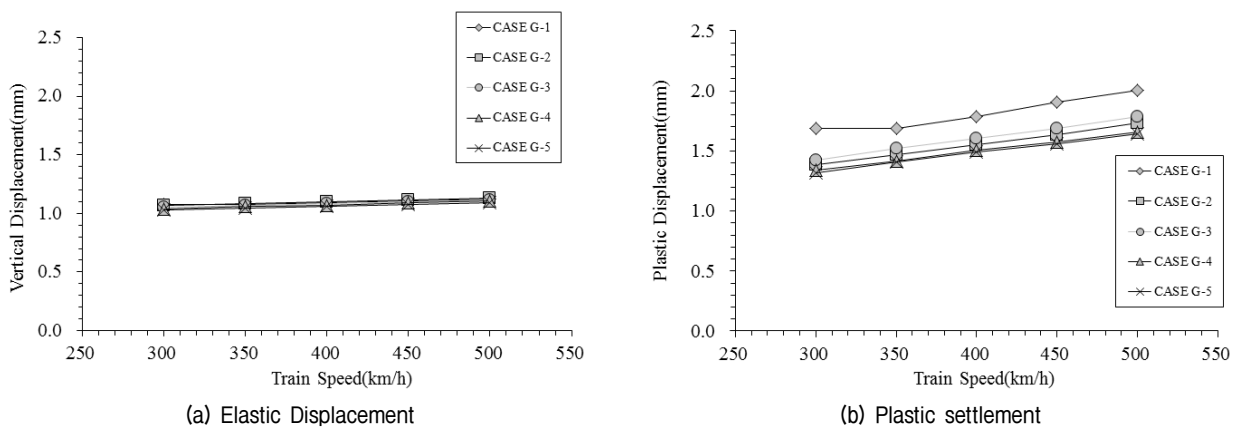


Fig. 12. Displacement and train speed

5.3 상부노반의 흙 종류에 따른 침하영향

상부노반의 USC 분류에 따른 침하량 변화를 Fig. 11에 도시하였다(CASE F-1~4). 탄성침하량은 Fig. 11(a)에서와 같이 USC분류법으로 ML계열은 허용탄성침하량 2.5mm를 초과하지 않아 허용탄성침하량 기준을 만족하나, 소성침하량은 강화노반 두께와 관계없이 40mm 이상 발생하여 노반 재료로서는 부적절하다. SP계열은 강화노반 두께에 따라 탄성침하량이 1.6mm~1.8mm로써 하중조건, 응력보정계수에 따라 허용탄성침하량을 초과할 가능성이 있기 때문에 성토재료로서 부적절할 수 있다. SW, GW계열은 강화노반의 두께와 관계없이 탄성침하량과 소성침하량 허용기준을 모두 만족하였다.

5.4 열차속도에 따른 침하영향

열차속도에 따른 침하 영향 검토결과를 Fig. 12에 도시하였다(CASE G-1~4). 탄성침하량은 Fig. 12(a)에서와

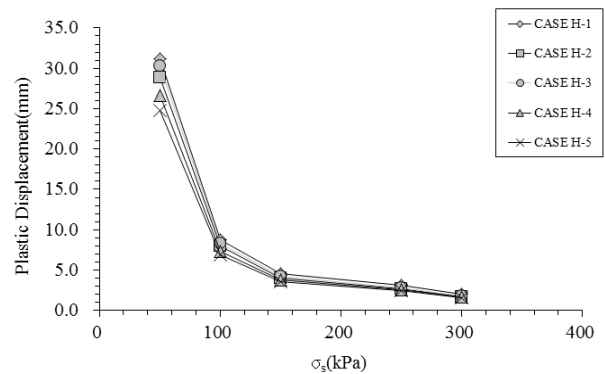


Fig. 13. Plastic settlement with compression Strength of roadbed (RB)

같이 열차속도에 따른 탄성침하량의 변화폭이 0.3mm 이하 범위로 크지 않은 것으로 해석되었다. Fig. 12(b)에서와 같이 열차속도에 따른 소성침하량의 변화폭은 1mm이하로 열차속도에 따라 크게 변하지 않은 것으로 나타났다. 다만 본 설계기법은 정적해석을 이용하여 침하량을 산정하기 때문에, 속도 증가에 따른 노반의 동적

거동해석을 고려하지 않았다. 이와 같은 이유는 본 설계 방법은 실무에서 현실적으로 도입 가능한 방법이어야 하는데, 동적거동해석은 설계단계에서 고려하기에는 해석 과정이 복잡하고 동적 물성치를 구하는 데에도 실시설계 등에서 수행하는 조사 및 실험 범위를 벗어나 있기 때문이다.

5.5 상부노반의 일축압축강도에 따른 소성침하 영향

상부노반은 강우, 함수비, 동결융해 반복작용 등으로 인하여 강도가 저하될 수 있다. 식 (12)와 같이 노반의 소성변형률은 흙의 일축압축강도(σ_s)와 관계가 있으며 강도가 저하되면 소성변형률은 증가된다. Fig. 13은 총통과톤수가 1,000MGT일때 일축압축강도 변화에 따른 소성침하량의 변화량을 도시하였다(CASE H-1~4). 상부노반의 일축압축강도가 150kPa이하일 경우 소성침하량이 급격하게 증가하고 일축압축강도가 50kPa가 될 경우 강화노반의 두께와 관계없이 약 30mm 이상의 소성침하량이 발생됨을 알 수 있다. 또한 함수비에 따라 회복탄성계수 및 변형계수가 영향을 받기 때문에(Kim, 2005), 철도노반에 대한 함수비에 따른 강도 및 강성 변화에 대해서는 현장 실측 결과를 토대로 추가적인 연구가 필요로 할 것으로 보인다.

5.6 총통과톤수에 따른 소성침하 영향

열차 총통과톤수에 따른 침하량 변화를 Fig. 14에 도시하였다(CASE I-1~4, CASE J-1~4). 상부노반의 흙재료가 일반토사(SW)일때 Fig. 14(b)와 같이 소성침하가 최대 5.1mm 이하로 해석되었으며, Fig. 14(a)와 같이

상부노반 흙종류가 암버릭-토사(GW) 이고 열차 총통과톤수가 1000MGT일 때 소성침하가 2mm 이하로 해석되었다.

6. 결론

본 논문에서 제안한 철도 강화노반의 설계기법은 강화노반, 상·하부 노반 및 원지반의 성능을 역학적으로 평가하고 허용기준 이내로 설계하여 구조물의 안정성과 사용성을 만족하도록 하는 설계방법이다. 설계기법에 활용되는 회복탄성계수 및 소성침하량 예측모델식은 유한요소법을 이용하여 정식화하고 프로그램화하였으며, 침하 영향 인자에 대하여 호남고속철도의 성토노반 표준도 및 설계지침을 반영하여 탄·소성침하량 영향을 검토하였다. 그 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 회복탄성계수의 무차원 모델인자(A_E)에 따른 철도노반의 탄성 및 소성 침하량 영향을 검토하였다. 강화노반 두께는 전체 노반에 비해 상대적으로 적은 비율(1%~5%)이기 때문에 침하 영향은 크지 않은 것으로 해석되었으나, 상부노반의 경우 A_E 값이 커짐에 따라 탄성 침하량이 감소하였다. 성토고가 8.7m일 때 콘크리트 궤도의 허용 탄성침하량(2.5mm)를 만족하기 위해서는 A_E 값이 최소한 2,500이상 이어야 하며, 허용 소성침하량(25mm)를 만족하기 위해서는 A_E 값이 1,000이상이고 강화노반 두께가 0.2m이상 확보되어야 하는 것으로 해석되었다. 따라서 A_E 값이 2,312임을 감안하면(Park, 2009), 상부노반의 재료를 SW로 설계할 경우 침하에 대한 설계조건을 만족하기 위해서는 성토고, 흙 재료 및 열차 하중등

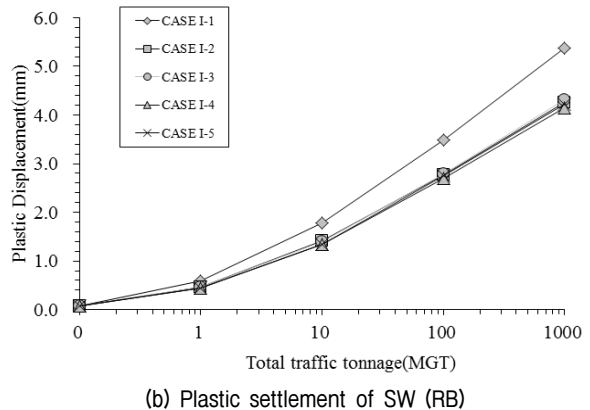
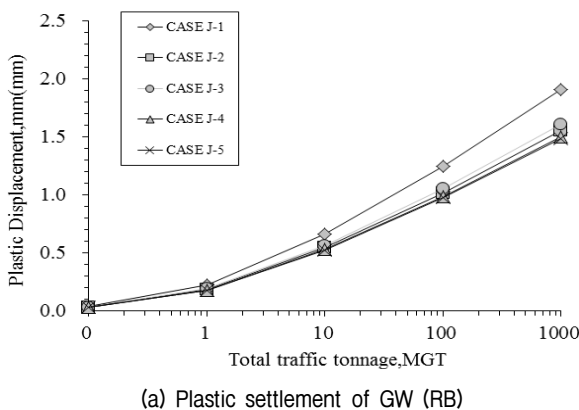


Fig. 14. Plastic settlement with total traffic tonnage (MGT)

을 역학적으로 고려하여 강화노반 두께를 신중하게 결정할 필요가 있다.

- (2) 열차통과톤수가 1,000MGT(경부고속철도에서 사용 기간 약 33년)일 때 상부노반 흙 재료가 GW, SW인 경우 허용 침하 조건을 만족하였으나, 일축압축강도가 50kPa 이하일 경우 강화노반 두께와 관계없이 허용 소성침하량을 만족하지 못하기 때문에 국내 고속철도 노반의 장기 실측 결과를 이용하여 노반의 강도변화에 대한 연구가 필요로 할 것으로 보인다.
- (3) 열차의 준동적 하중을 이용한 정해석에서는 열차(KTX-II) 속도가 300km/h에서 500km/h로 증가됨에 따라 탄성침하량은 약 0.3mm 증가하였으며, 소성침하량은 약 1mm(1,000MGT일때) 이내로 증가한 것으로 나타났다. 따라서 열차 속도에 따른 노반의 탄·소성 침하량 변화량은 전체 허용 침하 범위이내에서 미비한 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 국토교통부에서 지원한 “400km/h급 고속철도 인프라 시범적용 기술개발” 사업의 일환으로 수행되었습니다.

참 고 문 헌

1. Kim, D.S., Lee, S.H., Choi, C.Y., and Hwang, S.K. (2005), “Study on the Reinforcing Subgrade Depths of High speed and Conventional Railroads”, *Journal of the Korean Society for Railway*, Vol.8, No.2, pp.128-136.
2. Yoo, C.H., Choi, C.Y., and Kim, D.S. (2007), “Determination Method of Reinforced Roadbed Thickness based on Design Chart”, *2007 Autumn Conference of the Korean Society for Railway*, pp. 1273-1279.
3. Radampola, S.S. (2006), “Evaluation and Modelling Performance of Capping Layer in Rail Track Substructure”, Ph.D. Dissertation,

Central Queensland University, Queensland, Australia.

4. Li, D. (1994) “Railway Track Granular Layer Thickness Design Based on Subgrade Performance under Repeated Loading”, Ph.D. Dissertation, University of Massachusetts, Amherst.
5. Momoya, Y. and Sekine, E. (2004), “Reinforced Roadbed Deformation Characteristics Under Moving Wheel Loads”, *QR of RTRI*, Vol.45, No.3, pp.162-168.
6. Momoya, S., Sekine, E., and Tatsuoka, F. (2005), “Deformation characteristics of Railway Roadbed and Subgrade under Moving Wheel Load”, *Japanese Geotechnical Society (JGS), Soil and Foundations*, Vol.45, No.4, pp.99-118.
7. May, R.W. and Witzczak, M.W. (1981), “Effective Granular Modulus to Model Pavement Responses”, *Transportation Research Record* 810, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.1-9.
8. Darendeli, B. M. (2001), “Develop of A New Family of Normalize Modulus Reduction and Material Damping Curves”, Ph. D. Dissertation, Univ. of Texas at Austin, Tex.
9. Kim, D.S., Seo, W.S., and Kweon, G.C. (2005), “Evaluation of Field Nonlinear Modulus of Subgrade Soils Using Repetitive Static Plaste Bearing Load Test”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.21 No.2, pp.67-79.
10. Park, C.S. (2009), “Evaluation of Resilient Modulus and Quality Control Procedure for Railroad Trackbeds Based on Dynamic Properties”, Ph. D. Dissertation, Kung Hee Univ.
11. Choi, C.Y., Mok, Y.J., and Shin, E.C. (2008), “A Study of Design Standards and Technology to Estimate Optimum Thickness of Earth Roadbeds”, *Korea Railroad Research Institute*.
12. Barksdale, R.D. (1972), “Laboratory evaluation of rutting in base-course materials”, *Proceedings 3rd International Conference on structure of Asphalt Pavements*, pp.161-174.
13. Wood, D. M. (1982), “Laboratory Investigation of the Behavior of soils under Cyclic loading: A review”, In *Soil Mechanics, Transient and Cyclic Loads*, John Wiley and Sons Inc. New York, pp.513-582.
14. Selig, E.T. and Li, D. (1996), “Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.122, No.12, pp.1006-1013.
15. Menq, F. Y. (2003), “Dynamic Properties of Sandy and Gravelly soils”, Ph. D. Dissertation Univ. of Texas at Austin.
16. Choi, C.Y. (2009), “Development of the Integrated Automation Software Development of Railroad Roadbed FEM Analysis & Design”, *Railroad track and structure*, No.209, pp.41-47.

(접수일자 2013. 5. 14, 수정일 2013. 7. 30, 심사완료일 2013. 8. 21)