

## 강화된 입상지반재료의 일축압축 응력-변형거동

### Unconfined Compressive Stress-Strain Behavior of Cemented Granular Geomaterials

박성완\* · 조충연\*\*

Park, Seong-Wan · Cho, Chung Yeon

#### Abstract

It is necessary to predict the deformation and stresses on soils to establish the nonlinear stress-strain relationship of geomaterials at various strain levels. Especially, a need exists to establish the pre-failure nonlinear characteristic of cemented granular geomaterials used in road constructions. In this paper, therefore, conventional granular soils were mixed with various cementing materials, such as cement and fly ash from coal combustion by-products. Then, the normalized nonlinear behavior of cemented geomaterials was assessed using unconfined compression test. In addition, various constitutive models of soils were evaluated for estimating pre-failure non-linear behavior of cemented geomaterials from the test results.

Keywords : stress-strain behavior, nonlinearity, unconfined compression test, cemented granular geomaterials

#### 요 지

지반재료의 응력-변형률 관계는 다양한 변형률에서 비선형적인 거동을 나타내며 지반 또는 지반구조물의 변형 및 응력예측에 필요하다. 또한 유한요소해석과 같은 수치해석을 위해서는 지반재료의 비선형 특성에 대해 보다 많은 연구가 필요하다. 이에 본 연구에서는 시멘트와 플라이애시(비회)로 혼합 강화된 입상지반재료를 대상으로 일축압축시험을 실시하였고, 시험결과에 기초하여 파괴전 비선형 거동을 재현할 수 있는 다양한 응력-변형률 예측모델의 적용성을 평가하기 위하여 정규화된 비선형 응력-변형률 관계를 일반적으로 사용되는 쌍곡선 및 대수, 지수 등과 같은 모형에 적용하여 강화된 입상지반재료의 파괴전 거동을 평가하였다.

핵심용어 : 강화된 입상지반재료, 일축압축시험, 응력-변형 거동, 비선형성

#### 1. 서 론

일반적으로 지반재료는 매우 작은 변형률에서 파괴에 이르는 대변형률까지 비선형적인 거동을 나타낸다. 이러한 특성을 가지는 지반재료의 응력-변형률 관계는 지반 또는 지반구조물의 변형 및 응력예측에 필요하며, 유한요소해석과 같은 수치해석을 위해서는 지반재료의 비선형 특성에 대해 보다 많은 연구가 필요하다. 국내에서는 이와 관련된 연구가 미흡하지만, 지반재료에 대한 응력-변형률 관계는 국외의 많은 연구를 통해 다양한 모형들이 제안된 바 있다. 또한 정밀한 비선형 응력-변형률 예측모델이라도 수치해석에 적용하기가 용이하지 않은 경우 실질적으로 사용할 수 없는 결과를 초래할 수 있으므로 비선형 응력-변형률 예측모델의 적용성에 대한 평가가 필요하다. 또한 원시료의 삼축압축시험 결과를 이용한 예측모델의 적용성 연구는 많이 수행되었지만, 강화된 입상지반재료와 같이 경화된 재료로 인하여 특성상 일축

압축시험결과를 사용할 경우 파괴전 응력-변형률과 비선형 예측모델의 적용성에 관한 연구는 미미한 실정이다.

한편, 도로 및 철도와 같은 교통시설의 확충은 입상층 재료로 주로 사용되는 골재 및 매립·성토재의 부족을 초래하였고 이를 대체하기 위하여 기존 지반재료의 역학적 성질을 개량하기 위한 연구의 필요성이 증대되고 있는 실정이다. 이에 따라 적절한 안정제를 혼합함으로써 기존 지반재료의 품질기준을 만족시킬 수 있는 안정처리방법에 관한 연구가 활발히 수행되고 있다.

따라서 본 논문에서는 한국도로공사가 보유한 중부내륙고속도로 시험도로 지역의 10mm와 20mm 입자크기의 입상재료를 채취하여 시멘트 및 재활용 플라이애시를 단일 또는 복합안정제로 적용하여 강화시킨 후 일축압축시험의 결과를 바탕으로 강화된 입상지반재료의 비선형 거동을 재현할 수 있는 정규화된 응력-변형률 예측모델의 적용성을 각각 평가하였다.

\*정회원 · 교신저자 · 단국대학교 토목환경공학과 부교수 · 공학박사 (E-mail : spark@dankook.ac.kr)

\*\* 단국대학교 토목환경공학과 석사과정 (E-mail : ccy1730@dankook.ac.kr)

## 2. 비선형 응력-변형률 예측모델

### 2.1 지반재료의 변형률 수준에 대한 고찰

지반재료의 응력-변형률 거동은 매우 작은 변형률 수준에서부터 비선형 특성을 나타내므로 지반의 변형해석을 위해서는 미소변형률로부터 파괴에 이르는 대변형률까지의 연속적인 표현이 중요하다. 또한 지반에 따라 변형률의 발생 범위는 각각 다르다. 예를 들어 연약점토 위에 제방을 쌓는 경우 변형률의 발생은 1%에서 수%까지도 가능하며, 공용하중 상태에서의 계측을 통한 실제구조물에서 지반이 거동하는 변형률의 범위는 0.1~1% 이하로 알려져 있다(Burland, 1989; Jardine 등, 1986). 또한 최근의 연구에 의하면 지반은 매우 작은 변형률 범위에서도 비선형 거동을 보임이 밝혀지고 있다(Tastuoka 등, 1995; 김동수 등, 1997).

이와 같이 비선형 거동을 나타내는 모델은 변형률 수준에 따라 다르게 연구되어 왔으며 각각의 연구자에 따라 주관적인 변형률 수준을 정의하고 있다. Hardin and Drnevich (1972)는 미소변형률 수준을 약 1% 정도로 정의하고 있으며, 이병철 등(2004)은 공용하중하 지반의 변형률이 1% 미만이라는 사실에서 미소변형률을 흙의 종류에 따라 약간의 차이는 있으나 대략 0.001%~1%까지의 변형률로 정의하였다. Jardine(1986) 등은 미소변형률의 상한을 0.1% 정도로 정의하고 있다.

이처럼 연구자마다 변형률 수준이 다르게 정의된 것은 과거에 정밀한 변형률 측정방법이 부족하여 나타났던 것이며, 최근에는 미소변형률 측정 장치 등을 이용하여 0.01% 이하 변형률을 신뢰성 있게 취득하고 있다. 따라서 약 0.01%까지를 미소변형률 또는 저변형률, 0.01%~1%까지를 중간변형률, 1%이상을 대변형률로 정의하는 것이 타당하다고 판단된다.

### 2.2 응력-변형률 곡선의 정규화

각기 다른 지반재료의 비선형 응력-변형률 거동은 광범위한 범위로 나타나기 때문에 Hardin and Drnevich(1972)에 의해 소개된 정규화된 응력-변형률 관계를 사용하여 비교하는 것이 편리하다. 그림 1과 2는 각각 비선형 응력-변형률 관계의 정규화 과정을 나타낸 것이다.

정규화된 축차응력 및 축변형률은 식 (1)과 (2)을 통해 구할 수 있다.

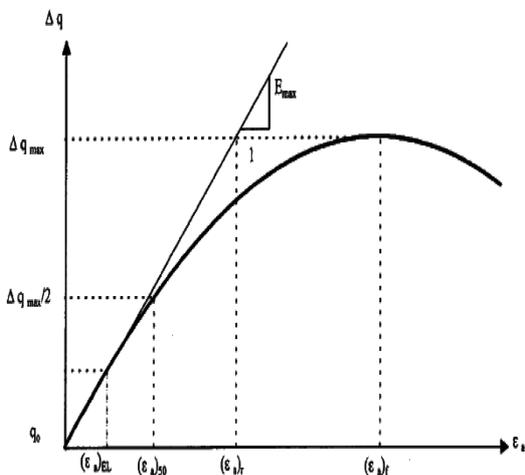


그림 1. 비선형 응력-변형률 관계(Hardin 등, 1972)

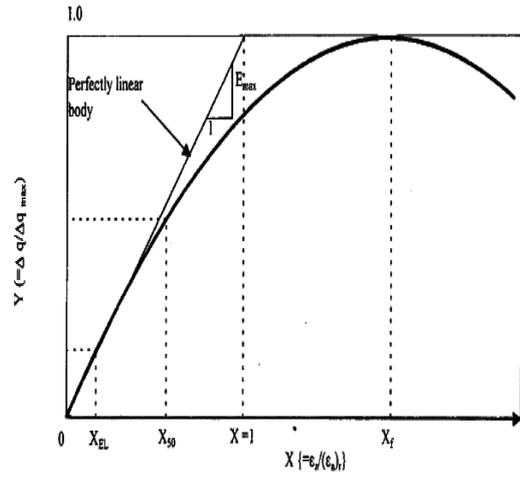


그림 2. 정규화된 응력-변형률 관계(Hardin 등, 1972)

$$Y = \Delta q / \Delta q_{max} \quad (1)$$

$$X = \epsilon_a / (\epsilon_a)r \quad (2)$$

여기서,  $q_{max}$  : 최대일축압축강도

$(\epsilon_a)r$  : 기준변형률

$\epsilon_a$  : 축변형률

### 2.3 응력-변형률 예측모델

지반재료의 비선형 응력-변형률 거동을 예측하기 위하여 국내외 선행연구에서 다양한 모델들이 제안되었으나 본 논문에서는 일반적으로 널리 사용되며 일축압축시험결과를 이용할 수 있고, 매개변수의 수가 합리적인 구성방정식 모델 3가지를 선정하였다. 일반적으로 지반재료의 응력-변형률 관계는 Kondner(1963) 및 Duncan(1970) 등의 쌍곡선모델을 사용하여 적용성을 평가하였으나 재료 및 실내시험의 특성상 강화된 지반재료의 응력-변형률 거동을 규명하기 위해서 본 연구에서 사용한 응력-변형률 모델은 Hyperbolic Model(쌍곡선 모델), Logarithmic Model(대수모델), Double Exponential Fitting Model(DEFM, 지수모델)이다.

쌍곡선모델로 불리는 Hyperbolic Model은 Kondner(1963)에 의해 제안되었으며 유한요소해석을 통한 토질공학적인 많은 문제들에 적용되어왔다. Kondner(1963)는 정적재하 삼축 압축시험 결과를 토대로 흙의 응력-변형률 관계를 쌍곡선 관계로 식 (3)과 같이 표현할 수 있다고 제안하였다.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_a}{a + b \cdot \epsilon_a} \quad (3)$$

여기서 상수  $a$ 는 매개변수이고,  $q$ 는 축차응력,  $\epsilon_a$ 는 축변형률이다. 매개변수  $b$ 는 식 (4)와 같이 구할 수 있으며,

$$\lim_{\epsilon_1 \rightarrow \infty} (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{b} = k \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_f \quad (4)$$

여기서  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 는 실측에 의한 파괴강도이고  $k$ 는 보정계수를 나타낸다. 실제로는 유한의  $\epsilon_1$ 값에서 파괴강도에 이르기 때문에  $k$ 는 1.0 이상의 수치가 되어야만 실측값을 나타낼 수 있다. 또한 Kondner는 식 (3)을 다음과 같이 나타낼 수

이므로 그림 3과 같이 직선회귀방법으로 매개변수  $a$ 와  $b$ 를 구하는 방법을 제안하였다. 그러나 이와 같은 방법은 작은 변형률 수준 및 대변형률 영역에서 비선형 거동을 정확하게 나타내지 못하는 단점이 있다. 이러한 단점에도 불구하고 지반공학 분야에서는 여전히 가장 널리 사용되고 있는 모델이다.

$$\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b \cdot \varepsilon_1 \quad (5)$$

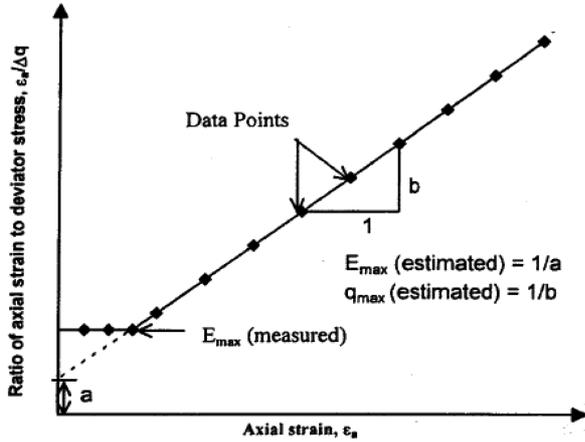


그림 3. 쌍곡선 관계에서 매개변수  $a$ 와  $b$  (Kondner, 1963)

Purzin and Burland(1996)에 의해 제안된 Logarithmic Model(대수모델)은 정규화곡정을 통해 식 (6)과 같이 제안되었으며, 이 모델은 작은 변형률에서 강도 값이 없을 때 적용가능하며 선형탄성영역은 무시할 수 있다.

$$Y = X - \alpha X [\ln(1+X)]^R \quad (6)$$

여기서  $\alpha$ 는  $R$  매개변수이고, 식 (6)로부터 할선탄성계수 및 접선탄성계수를 구할 수 있다.

$$\frac{E_s}{E_{max}} = \frac{Y}{X} = 1 - \alpha [\ln(1+X)]^R \quad (7)$$

$$\frac{E_t}{E_{max}} = \frac{dY}{dX} = 1 - \alpha [\ln(1+X)]^R - \frac{\alpha R X}{(1+X)} [\ln(1+X)]^{R-1} \quad (8)$$

대수모델의 모델계수  $c$ 는 그림 4에서 볼 수 있듯이 정규화 곡선의 한계변형률( $X_L$ )에서 파괴가 일어난다는 가정하에 한계점에서의 접선과  $Y$ 축의 교점으로부터 쉽게 결정할 수 있고, 대수모델은 응력-변형률관계 예측에 있어 변수  $c$ 값에 매우 민감하게 반응하고 있는 특징을 지니고 있다. 또한 식 (7)의 매개변수  $\alpha$  및  $R$ 은 계수  $c$ 와 한계변형률( $X_L$ )를 사용하여 식 (9)와 식 (10)을 통해 구할 수 있다.

$$R = \frac{c(1-X_L)\ln(1+X_L)}{X_L(X_L-1)} \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{X_L-1}{X_L[\ln(1+X_L)]^2} \quad (10)$$

Tatsuoka and Shibuya(1992)는 지반재료의 실내압축실험으로 구해진 응력과 접선탄성계수의 관계를 정규화를 통해

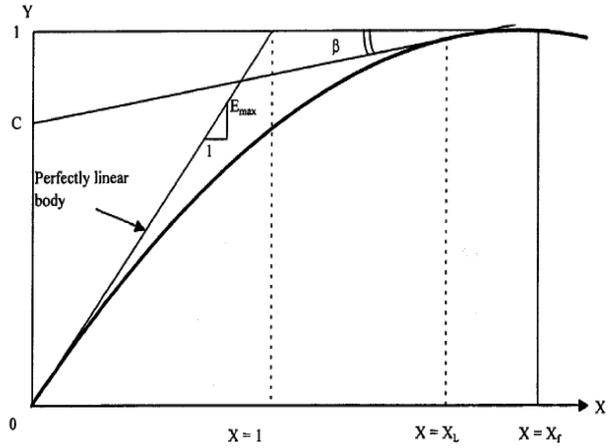


그림 4. 대수모델의 매개변수( $c$ ) 결정(Purzin 등, 1996)

Double Exponential Fitting Model(DEFM, 지수함수)로 식 (11)과 같이 제안하였다.

$$\frac{dY}{dX} = (1-Y^m)^n \quad (11)$$

지수모델(DEFM)은 2개의 지수  $m$ 과  $n$ 으로 이루어진 함수로 선형과파괴의 범위( $Y=0\sim 1$ )에서의 tangent-stiffness와 응력의 변화를 나타낸다. 또한 본 모델은 soft clay에서부터 hard rock까지 지반재료의 실내삼축압축실험으로 구해진 응력과 tangent modulus의 감소를 도시함으로써 구해졌다. 또한 매개변수  $m$ 과  $n$ 은  $0.2 < Y < 0.5$  범위의 임의의 값 2개 또는 3개를 선정하여 쉽게 구할 수 있다.

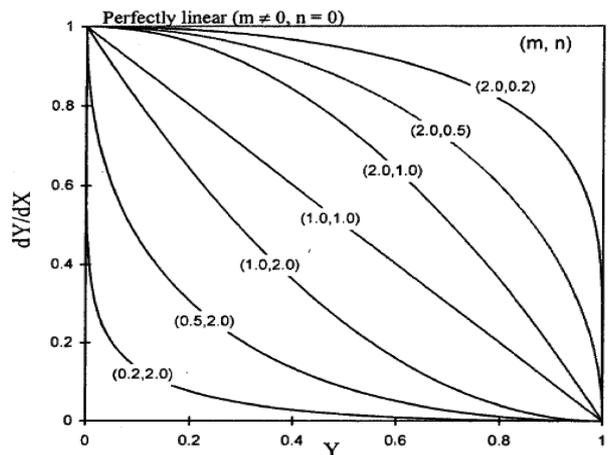


그림 5. 매개변수  $m$ ,  $n$ 의 변화에 따른 DEFM 모델(Shibuya, 2002)

그림 5는 매개변수  $m$ 과  $n$ 의 조합에 따른 tangent-stiffness의 감소와 응력의 다양한 패턴을 나타낸 것으로  $Y-X$ 의 관계는 tangent stiffness의 감소곡선을 수학적 적분을 통하여 구할 수 있다.

### 3. 지반재료 및 시험조건

본 논문에서 사용된 지반재료는 한국도로공사 중부내륙고속도로 시험도로의 입상재료로 기본물성은 표 1과 같다. 시험

표 1. 공시체 직경에 따른 허용 최대입자크기(한국도로공사, 2002)

시편직경(mm)	허용 최대 입자(공칭입자) 크기(mm)
200	38
150	30
100	19
70	13
50	10

표 2. 지반재료의 기본 물성

채취장소		시험도로	
구 분		노상토	보조기층
최대 입자크기(mm)		9.25	19.0
#200 통과율(%)		4.92	3.38
#4 통과율(%)		93.82	43.09
흙 분류	통일분류	SW	GW
다짐시험 결과	최적함수비(%)	9.50	5.51
	최대건조단위중량(KN/m <sup>2</sup> )	18.86	21.58

을 위한 공시체는 최적함수비와 최대건조단위중량의 조건에서 각각의 안정제를 함량별로 첨가하고 현장에서의 기계다짐 효과를 모사할 수 있는 선화다짐기를 활용하여 직경 100와 높이 150로 제작하였다. 공시체의 직경은 원시료에서 시험이 가능한 최대입자크기 이상을 모두 제거하고 남은 입자만으로 시료를 성형하는 방법인 matrix model(한국도로공사, 2002)을 적용하여 시료 최대 입자크기 19mm로 시편의 직경을 100mm로 정하였다. 또한 공시체의 다짐방법은 전단 다짐의 원리를 활용한 선화다짐을 실시하였고 선화다짐기의 현장 모사효과는 기존의 연구에서도 잘 알려진 바 있다(Lee et al., 2007). 표 3은 공시체별 복합안정제 함량을 나타낸 것으로써 재료에 대하여 각각 안정제 종류 및 함량을 9가지 정하여 공시체를 제작하였다.

표 3. 공시체별 안정제 함량

시료 종류	안정제 및 함량	기 호
SW(노상재료) GW(기층재료)	Cement(1%)	C1
	Cement(3%)	C3
	Cement(5%)	C5
	Cement(1%), Fly-ash(5%)	C1F5
	Cement(1%), Fly-ash(10%)	C1F10
	Cement(3%), Fly-ash(5%)	C3F5
	Cement(3%), Fly-ash(10%)	C3F10
	Cement(5%), Fly-ash(5%)	C5F5
	Cement(5%), Fly-ash(10%)	C5F10

표 4. 강화된 지반재료의 일축압축강도 및 한계변형률

구 분	SW		GW	
	축변형률(%)	일축압축강도(kPa)	축변형률(%)	일축압축강도(kPa)
원시료	1.2761	87.89	1.0695	138.43
C1F5	0.8689	814.28	0.8621	2186.23
C3	0.9547	1278.37	1.019	3377.12

일반적으로 안정제를 혼합하는 배합은 안정제의 함량에 따른 최대건조밀도와 최적함수비를 다짐시험을 통하여 각각 구하고 이에 따라서 실험을 실시하게 된다. 그러나 이는 특정한 조건의 안정제를 미리 선택한 후 실시하는 방식으로 여러 안정제를 동일한 조건으로 평가하기가 어렵다. 따라서 1994년 Hopkins 등이 제시한 방법을 참고하여 안정제의 함량에 따라서 다짐시험을 실시하지 않고 흙 시료만의 최적다짐시험 결과를 활용하여 안정처리로 공시체 완성 후 항온항습 조건에서 각각 7일간 양생시킨 후 AASHTO TP46-94에 제시되어 있는 일축압축강도시험을 실시하였다. 일축압축시험기는 Instron 8509 만능재하시험기를 사용하여 실시하였고, 시험기는 응력 및 변형제어가 자동적으로 조절되며 최대 재하시 축하중은 98KN이다. 표 4는 강화된 지반재료의 일축압축시험 결과를 나타내고 있다.

#### 4. 비선형 응력-변형률 예측모델의 적용성 평가

##### 4.1 쌍곡선모델

일축압축시험을 통해 구한 원시료 및 안정처리 시료의 응력-변형률 관계를 Kondner(1963)가 제시한 쌍곡선모델에 적용해 보았다. 일반적으로 쌍곡선 모델은 상대적으로 미소변형률 수준에서 비선형거동을 전혀 나타내지 못하고, 파괴에 이르는 대변형률 영역에서도 정확하게 나타내지 못하는 것으로 알려져 있다. 그러나 그림 6과 같이 안정처리로 강화된 지반재료의 일축압축시험결과 전체적으로 중간변형률 이후부터의 응력-변형률 값이 측정되었기 때문에 본 모델을 응력-변형률 예측모델로써 적용할 수 있을 것으로 판단되었다.

그림 6은 일축압축시험을 통해 구한 원시료 및 안정처리 시료의 응력-변형률 곡선을 쌍곡선 모델에 적용한 결과를 나타낸 것으로 대표적으로 원시료 및 C1F5, C3의 적용결과를 나타내었다. 그림에서 볼 수 있듯이 쌍곡선 모델은 전체적으로 최대일축압축강도 및 최대변형률 전까지 즉 한계변형률

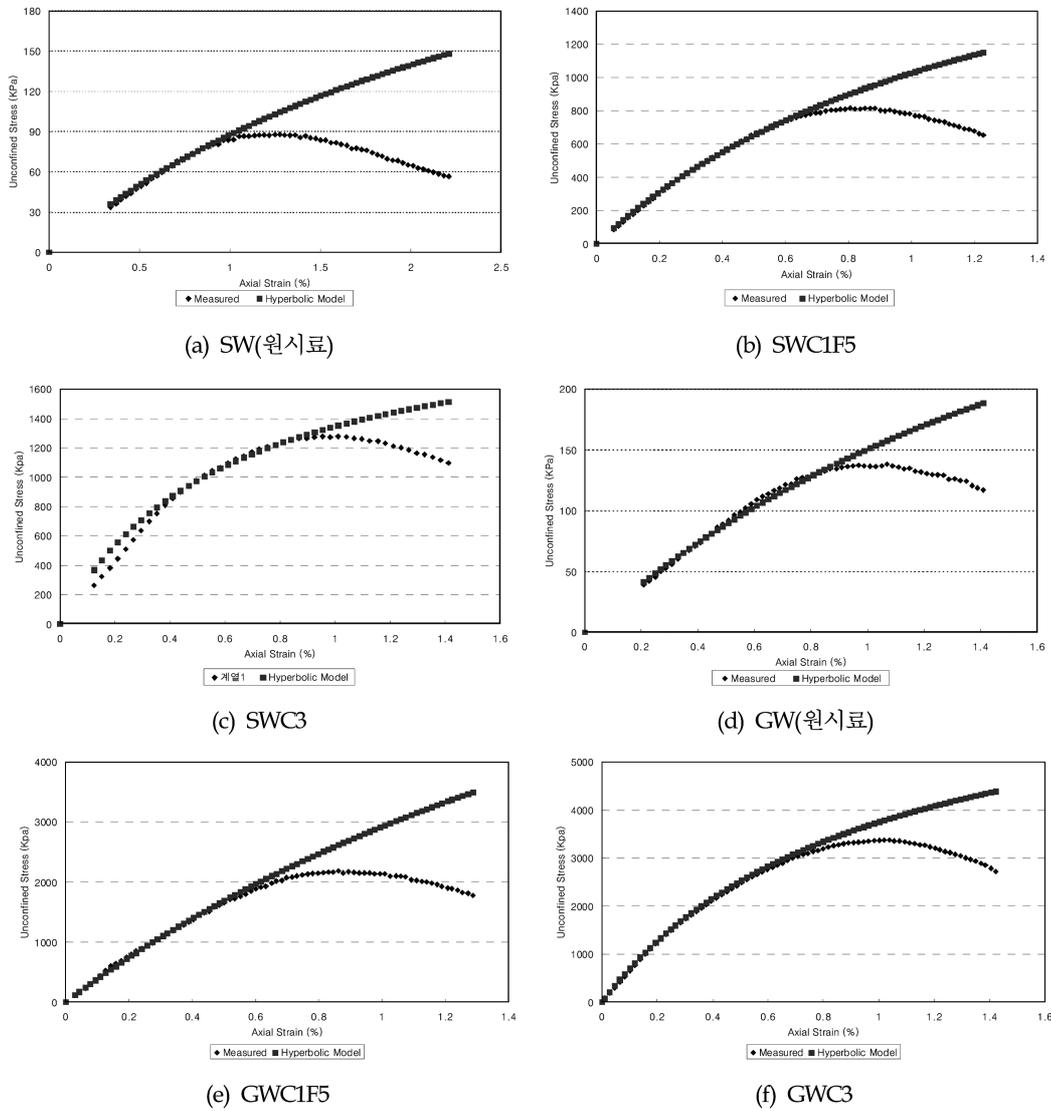


그림 6. 쌍곡선모델의 적용결과(SW, GW)

까지 비선형 응력-변형률 거동을 잘 예측하는 것으로 나타났다. 그러나 쌍곡선모델은 변형률이 증가함에 따라 일축압축 강도 역시 계속해서 증가하는 경향을 나타내므로 최대변형률 이후의 응력-변형률 관계를 예측할 수 없음을 확인할 수 있었다. 따라서 쌍곡선 모델은 시료별 또는 안정제 함량별 변형률의 범위를 결정하여 적용하게 되면 좋은 예측결과를 나타낼 수 있을 것으로 판단된다.

#### 4.2 대수모델

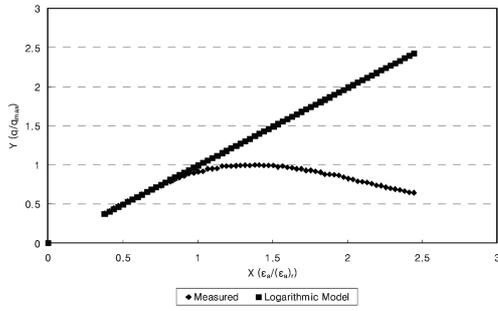
일축압축시험을 통해 구한 원시료 및 안정처리 시료의 응력-변형률 관계를 Purzin and Burland(1996)가 제안한 대수 모델에 적용해 보았다. 그림 7은 일축압축시험을 통해 구한 원시료 및 안정처리 시료의 응력-변형률 관계를 대수모델에 적용한 결과를 나타낸 것이다. 4.1절과 마찬가지로 대표적으로 원시료 및 C1F5, C3의 적용결과를 나타내었다. 그림에서 알 수 있듯이 대수모델은 변형률이 증가함에 따라 일축압축 강도는 선형적으로 증가하는 경향을 나타냄을 알 수 있었다. 그러나 원시료 및 강화된 지반재료의 일축압축시험을 통해 구한 응력-변형률 곡선은 초기부분을 제외한 대부분의 영역에서 비선형 거동을 나타내므로 앞서 설명한 쌍곡선모델과 비교해 보면 전체적으로 초기변형률의 선형구간에서만 잘 일

치하고 비선형구간에서는 전혀 예측하지 못하는 것을 알 수 있었다. 따라서 대수 모델은 비선형거동을 나타내는 강화된 지반재료의 응력-변형률 관계를 예측하기에는 적용성이 높지 않은 것으로 판단된다.

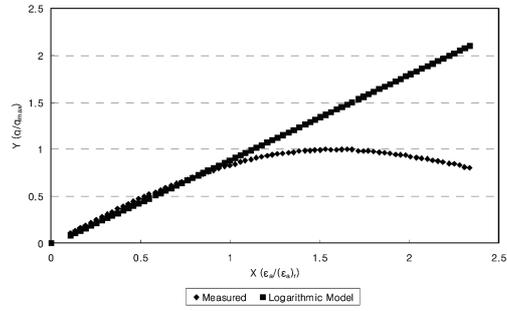
#### 4.3 지수모델

일축압축시험을 통해 구한 원시료 및 안정처리 시료의 응력-변형률 관계를 1992년 Tatsuoka와 Shibuya가 제안한 지수모델에 적용해 보았다. 지수모델은 삼축압축시험 결과를 토대로 제안된 경험식으로 본 모델에서는 초기(미소)변형률에서의 탄성계수 측정이 무엇보다 중요하다. 그러나 본 연구에서 수행한 일축압축시험결과 전체적으로 중간변형률에서의 탄성계수가 측정되어 지수모델을 본 연구의 비선형 응력-변형률 관계에 적용하는데 다소 문제가 있었다.

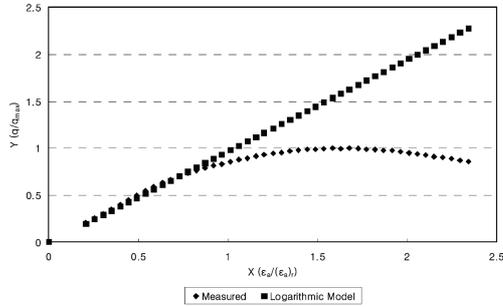
그림 8은 각 시료별 일축압축시험을 통해 구한 원시료 및 안정처리 시료의 응력-변형률 관계를 지수모델에 적용한 결과를 나타낸 것이다. 그림에서 볼 수 있듯이 정규화시킨 실측값들이 전체적으로 산만하게 분포되는 경향을 나타내었다. 이는 중간변형률에서의 점선탄성계수( $E_{max}$ )가 미소변형률에서의 점선탄성계수( $E_{max}$ )보다 대부분 작게 측정되기 때문에 그래프상의  $dY/dX$ 축을 정규화 시키는 과정에서 산만한 분포



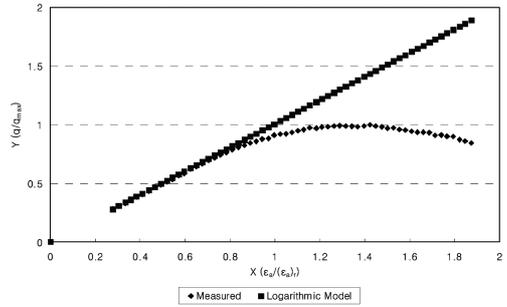
(a) SM(원시료)



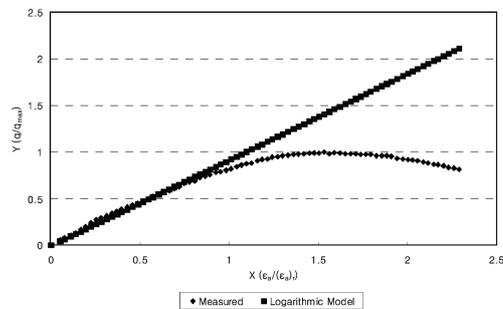
(b) SWC1F5



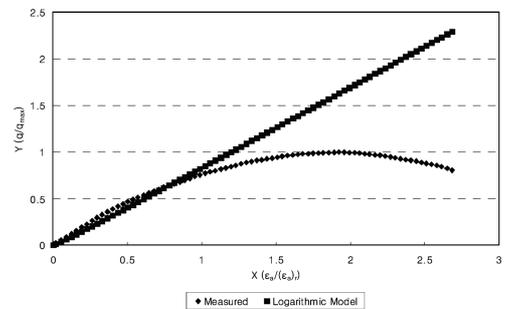
(c) SWC3



(d) GW(원시료)



(e) GWC1F5



(f) GWC3

그림 7. 대수모델의 적용결과(SW, GW)

를 나타내는 것으로 판단된다. 또한 매개변수  $m$ 과  $n$ 은 측정값의 분산이 크게 나타남에 따라 임의의 점을 선정하는 과정에 무리가 있어 시행착오를 통한 상관분석을 통해 산정하였다.

지수모델은 일축압축시험시 미소변형률 영역에서 정확한 응력 및 변형률의 측정이 가능하다면 연약한(soft) 시료부터 단단한(hard) 시료까지 좋은 응력-변형률 예측결과를 나타낼 것으로 예상된다. 또한 각 시료마다 안정제 함량이 증가할수록 데이터의 분산이 줄어들며 실측값과 예측값 사이의 상관계수가 0.9이상 나오는 것으로 보아 지수모델은 강화되어 매우 단단한 지반재료의 응력-변형률 거동을 잘 예측할 것으로 판단된다.

#### 4.4 응력-변형률 예측모델의 비교

제한적인 범위에서 각 시료별 일축압축시험을 통해 구하여진 원시료 및 다양한 안정처리 시료의 비선형 응력-변형률 관계를 모델에 적용해 본 결과 쌍곡선모델이 가장 좋은 결과를 나타내고 있다. 그림 9는 쌍곡선모델과 대수모델의 적용성을 비교해본 것이다. 그림에서 알 수 있듯이 대수모델의 경우 초기선형부분을 제외한 비선형구간은 전혀 예측하지 못

하는 것을 확인할 수 있었고, 쌍곡선모델은 최대일축압축강도 및 축변형률 전까지 잘 예측하는 것을 확인할 수 있었다. 그러나 쌍곡선모델의 경우 파괴가 발생하는 변형률에서는 정확한 예측을 하지 못하며, 변형률이 증가할수록 일축압축강도 역시 계속해서 증가하는 경향을 나타내므로 쌍곡선모델을 적용하기 위해서는 적절한 변형률의 범위를 결정하여 적용해야 될 것으로 판단된다. 또한 쌍곡선모델은 매개변수의 수가 적고 그 구성방정식이 간단하므로 유한요소해석 등과 같은 수치해석에 제한적으로 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

한편 지수모델(DEFM)은 단단한 시료나 일축압축시험시 미소변형률에서의 응력 및 변형률을 보다 정확하게 측정한다면 예측결과가 향상 될 것으로 사료된다.

표 3은 각 시료별 응력-변형률 예측모델의 매개변수 범위를 나타낸 것이고, 표 4는 국내외 기존연구에서 수행한 실험자료를 나타낸 것이다. 직접적인 비교는 불가능하지만, 지수모델의 경우 매개변수  $m$ 이 대체적으로 유사한 범위에 존재함을 알 수 있으나 매개변수  $n$ 은 기존의 연구결과에 비해 큰 값을 나타내었으므로 본 논문에서 실험한 강화된 지반재료의 비선형성이 보다 증가되었음을 판단할 수 있었다. 또한 쌍곡선모델의 경우 매개변수  $a$ ,  $b$ 가 한강모래와 현무암사이

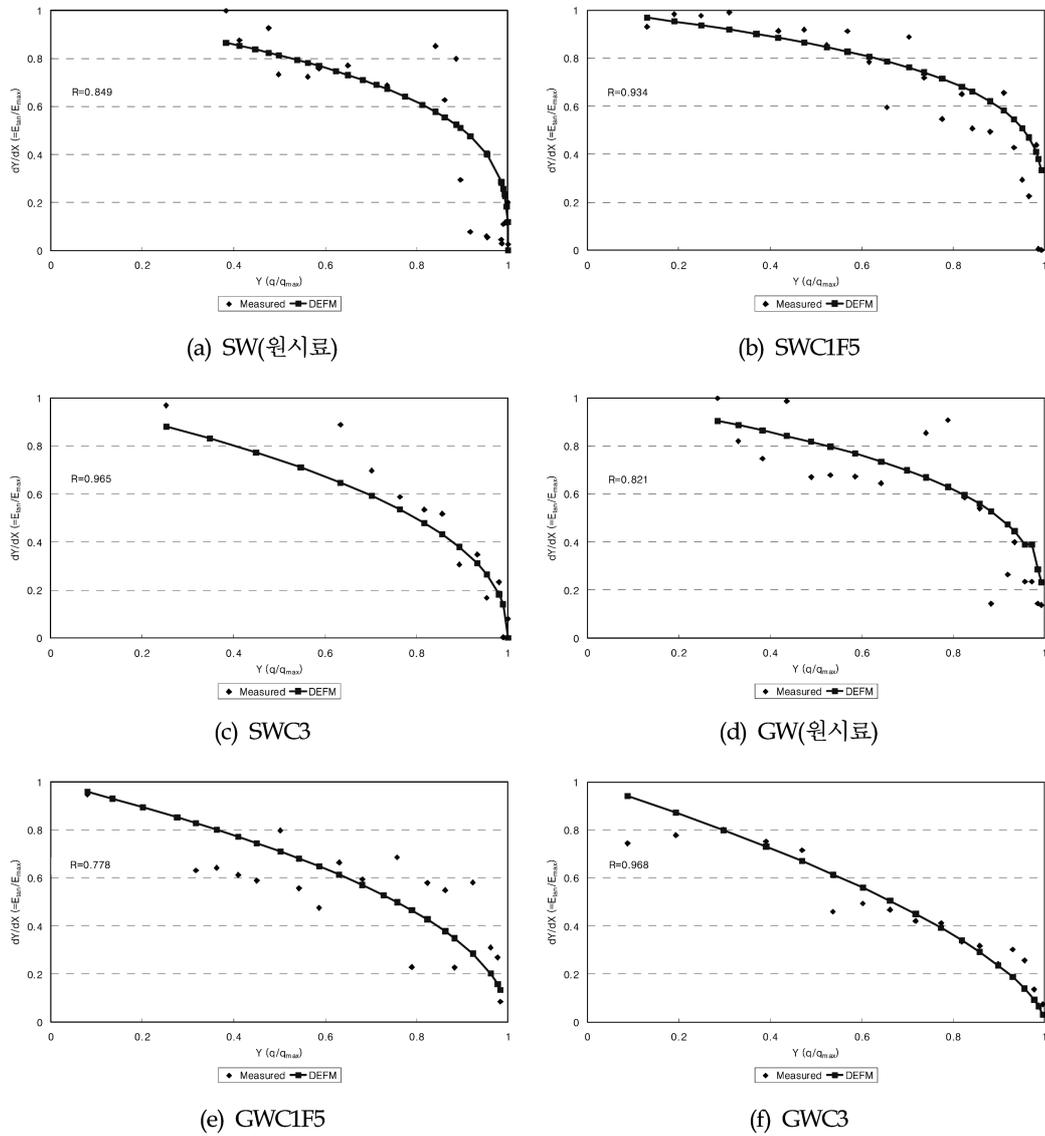


그림 8. 지수모델의 적용결과(SW, GW)

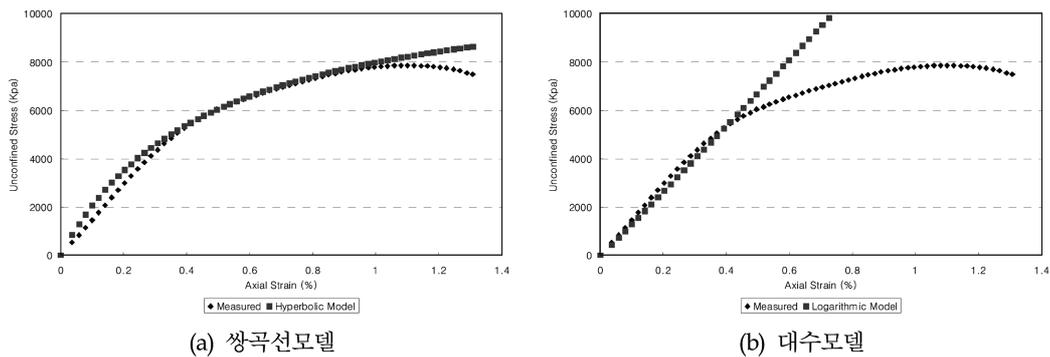


그림 9. 쌍곡선모델 및 대수모델의 적용성 비교(GWC5F10)

의 범위에 존재하는 것을 확인할 수 있었다.

## 5. 결 론

본 논문에서는 시멘트와 플라이애쉬로 강화된 입상지반재료의 비선형 특성을 평가하기 위하여 일축압축실험을 수행하였으며, 입상지반재료의 응력-변형률 관계를 재현할 수 있는 예측모델의 적용성을 비교평가해 본 결과는 다음과 같다.

1. 일축압축시험을 통해 구한 강화된 입상지반재료에 대한 비선형 응력-변형률 관계를 선택한 모델에 적용한 결과 쌍곡선 모델의 경우 파괴전 일축압축강도 및 최대변형률까지 양호하게 예측하는 것으로 나타났다. 또한 매개변수의 수가 적고 구성방정식이 비교적 간단하여 유한요소해석 등에 적용할 수 있을 것으로 판단된다.
2. 쌍곡선모델에 적용해본 결과 강화된 입상지반재료는 보통 1% 미만의 변형률 범위에서 비선형 맞춤곡선화가 효과적인

표 5. 강화된 지반재료의 예측모델 매개변수의 범위(SW 및 GW계열)

구 분		강화된 지반재료(SW)	강화된 지반재료(GW)
쌍곡선모델	a	0.00015 ~ 0.00056	0.00004 ~ 0.00034
	b	0.000085 ~ 0.000903	0.000071 ~ 0.000201
대수모델	R	-0.3528 ~ 0.0151	-0.3656 ~ -0.2184
	a	-0.1838 ~ 0.1167	-0.1183 ~ 0.1541
지수모델	m	0.12 ~ 0.4	0.17 ~ 0.36
	n	1.6	1.75

표 6. 단단한 지반재료의 응력-변형률 예측모델 매개변수의 범위 비교

구 분			범 위	비 고
지수모델	Cemented Sandy Soil (6%)	m	0.16 ~ 0.41	Shibuya(2002)
		n	0.16 ~ 1.13	
쌍곡선모델	한강모래	a	0.000015 ~ 0.000028	백규호(1991)
		b	0.000063 ~ 0.0017	
	제주도 현무암	a	0.0023 ~ 0.0035	황세환 등 (2002)
		b	0.079 ~ 0.209	

임을 알 수 있었다.

3. 대수모델의 경우 직선적으로 증가하는 경향으로 인해 초기 선형부분을 제외한 대부분의 비선형영역에서는 응력-변형률 예측모델로서의 적용성이 떨어지는 것으로 판단된다.
4. 지수모델의 경우 작은 변형률 범위에서의 부정확한 응력 및 변형률 측정으로 적용성은 떨어지나 일축압축시험시 미소변형률에서의 응력과 변형률 측정이 가능하다면 좋은 예측결과를 나타낼 것을 판단된다.
5. 본 논문에서 제시된 입상지반재료에 대한 입자 크기는 각각 10mm와 20mm로 기존 연구와 차별화 되는 만큼 보다 다양한 시료 및 현실적인 입자 크기를 고려한 연구가 필요하다고 판단된다.

참고문헌

김동수, 정순용, 권기철, 박재영(1997) 실내시험 및 현장시험을 통한 지반의 비선형 변형특성 평가, **한국지반공학학회지**, 한국지반공학회, 제13권, 제5호, pp. 89-100.

백규호(1991) **한강모래의 비선형 거동에 관한 실험적 연구**, 석사학위논문, 한국과학기술원.

이병철, 김동수, 고동희(2005) 역재하/재재하시 저변형률 영역에서 지반의 응력-변형률 모델, **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제25권, 제6C호, pp. 405-412.

한국도로공사(2002) **동결심도를 고려한 포장 하부구조 개선방안 연구**, 2002년도 연구보고서.

황세환, 김중수, 권오균(2002) 사석지반에 대한 쌍곡선 구성모델의 적용성 연구, **한국지반환경공학회논문집**, 한국지반환경공학회, Vol. 3, No. 3, pp. 53-63.

Burland, J. B. (1989) Ninth lauritis bjerrum memorial lecture : Small is beautiful - the stiffness of soils at small strains, **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 26, pp. 52-65.

Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970), Nonlinear analysis of stress and strain in soils, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, Vol. 96 (SM5), pp. 1629-1653.

Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972) Shear modulus and damping in soils : Design equations and curves, **Journal of SMF Div.**, ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692.

Hopkins T. C., Hunsucker D. Q., and Beckham T. (1994) Long-term performance of flexible pavements located on cement-treated soils, **Transportation Research Record**.

Jardine, R. J., Potts, D. M., Fourie, A. B., and Burland, J. B. (1986) Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, **Geotechnique**, Vol. 36, No. SM1, pp. 115-143.

Kondner, R. L. (1963) Hyperbolic stress-strain response cohesive soils, **Journal of SMF Div., Proc. ASCE**, Vol. 89, No. SM1, pp. 115-143.

Lee, K., Prezzi, M., and Kim, N. (2007) Subgrade design parameters from samples prepared with different compaction methods, **Journal of Transportation Eng.**, Vol. 133, No. 2, pp. 82-89.

Puzrin, A. M. and Burland, J. B. (1996) A logarithmic stress-strain function for rock and soils, **Geotechnique**, Vol. 46, No. 1, pp. 157-164.

Shibuya, S. (2002) A non-linear stress-stiffness model for geomaterials at small to intermediate strains, **Geotechnical and Geological Engineering**, Vol. 20, pp. 333-369.

Tatsuoka, F., Jardine, R. J., Presti, D. L., Benedetto, H. D., and Kodaka, T. (1995) **Characterizing the Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials**, Handbook.

Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1992) Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, **Proceedings of Ninth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 2, pp. 101-170.

(집수일: 2009.4.20/심사일: 2009.6.5/심사완료일: 2009.8.31)