

현장시험결과를 이용한 지반의 변형계수 추정에 관한 연구

A Study on Estimation of deformation Modulus with Field Test Results

천병식¹⁾, Byung-Sik Chun, 이영철²⁾, Young-Chul Lee, 송치용³⁾, Chi-Yong Song
서덕동⁴⁾, Deok-Dong Seo, 이승현⁵⁾, Sung-Hyun, Lee

¹⁾ 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Hanyang University

²⁾ 대림산업(주) 기술연구소 차장, Vice Chief, Technology Research Inst., Daelim Industrial Co.

³⁾ 대림산업(주) 기술연구소 과장, Section Chief, Technology Research Inst., Daelim Industrial Co.

⁴⁾ 대림산업(주) 기술연구소 과장, Section Chief, Technology Research Inst., Daelim Industrial Co.

⁵⁾ 정회원, 한양대학교 대학원 석사과정 Graduate student, Dept. of Civil Eng., Hanyang University

SYNOPSIS : The deformation modulus is an important variable which can be used to predict settlement of structures, analyze horizontal directions of piles and design roads. Though to predict deformation modulus relationships using standard penetration test N-value and undrained shear strength were suggested, these relationships are not appropriate in domestic areas because these relationships are based on foreign areas. Therefore, in this study, with field test results, reasonable equations in domestic area are suggested to estimate deformation modulus.

Keywords : N-value, undrained shear strength, deformation modulus, LLT

1. 서론

지반의 물성 중 변형계수는 지반구조물의 변형해석 및 침하량 예측, 말뚝의 수평방향 해석, 도로의 설계등에 이용되는 중요한 변수로서 구조물 설계시 기초자료로서 널리 활용되고 있다. 변형계수를 측정하는 방법으로는 실내시험(일축, 삼축압축시험)과 현장시험(공내재하, 평판재하시험등)이 있다. 변형계수를 측정하는데 있어서 시료의 채취, 운반, 취급등으로 발생하는 교란으로 인해 현장시험인 공내재하시험이 널리 이용되고 있으며, 지반에 따라 LLT, Menard Pressuremeter, Elastmeter, GoodmanJack등과 같은 방법이 이용된다(Briaud, 1992). 또한 변형계수를 N치와 비배수전단강도와의 관계로 추정하여 시간과 비용을 절약하는 방법도 있으며 이미 많은 연구를 통해 그 관계식이 제안되었으나 아직까지 국내 현장에는 잘 부합되지 않는 실정이다.

따라서, 본 연구에서는 지반의 변형계수에 대하여 Bowels, Schmertmann, 도로교시방서, 구조물 기초 설계기준등 기존의 10가지 문헌들을 상호 분석하여 변형계수와 N치와 관계 그리고 Peck & Davisson과 Ladd가 제안한 비배수전단강도와의 관계에 대한 관계식들의 차이와 국내현장 적용성에 대해서 파악하고자 한다. 또한 국내 14개 현장 118개의 공내재하시험(LLT) 결과를 점성토, 모래, IGM 지반으로 분류하여 N치와 비배수전단강도와의 상관관계를 비교·분석하고 국내 현장에 적절한 관계식을 제안하고 이에 따른 문제점을 고려하여 궁극적으로 보다 신뢰도가 높은 현장조사 기초방안을 제시하고자 한다.

2. 변형계수 추정식

2.1 점성토

점성토의 물성중 비배수전단강도를 구하기 위한 시험에는 UU-test, 콘관입시험, 베인전단시험 등 여러 가지가 있다. 그러나 일반적으로 시료교란이 적다는 의미에서 현장시험이 더 신뢰성이 큰 경우가 많다(이인모, 2003). 본 연구에서는 비배수전단강도를 구하는 시험중 현장시험인 콘관입시험과 베인전단시험을 사용하여 그 신뢰성을 향상시켰다. 점성토의 상태에 따라 변형계수의 범위를 Schultze & Mezler와 Braja M. Das는 표 1과 같이 제안하였다(Das, Schultze & Mezle, 1976, 1999).

표 1. 점성토의 상태에 따른 변형계수

점성토의 상태	변형계수(kg/cm ²)	
	Schultze & Mezler	Das
연약	10~50	21~53
중간	-	53~106
단단	60~200	106~246

한편, Peck & Davisson은 점성토지반에 대하여 식(1) 같은 변형계수와 비배수전단강도의 관계식을 제안하였다(Peck, 1962).

$$E_m = (15 \sim 95)c_u \quad (1)$$

여기서, E_m : 변형계수(kg/cm²)

c_u : 비배수전단강도(kg/cm²)

즉, 점성토에서의 변형계수의 산정은 연약한 지반에서는 $15c_u$ 를 견고한 지반에서는 $95c_u$ 값을 사용하고 통상적으로 아래식과 같은 평균값을 사용한다.

$$E_m = 40c_u \quad (2)$$

여기서, E_m : 변형계수(kg/cm²)

c_u : 비배수전단강도(kg/cm²)

노르웨이의 Ladd는 변형계수에 영향을 주는 요인으로서 시료의 양생시간이 길수록, 전단강도가 클수록 변형계수가 크게 된다고 가정하고 정규양립점성토에서 베인전단시험에 의한 비배수전단강도와의 관계를 식(3)과 같이 제안하였다(Ladd, 1981).

$$E_m = (250 \sim 500)c_u \quad (3)$$

여기서, E_m : 변형계수(kg/cm²)

c_u : 비배수전단강도(kg/cm²)

Ladd의 제안식 또한 시료의 양생시간에 따라 값의 차이가 크기 때문에 본 연구에서는 평균값인 식(4)를 적용하였다.

$$E_m = 375c_u \quad (4)$$

여기서, E_m : 변형계수(kg/cm²)

c_u : 비배수전단강도(kg/cm²)

2.2 모래/IGM

모래는 지층상태에 따라 다양한 변형계수의 범위를 가지고 그 값들은 점성토보다는 대체로 크게 나타난다. 모래의 경우 표 2와 같이 제안자에 따라 변형계수의 범위가 약간의 차이가 있으나 느슨한 상태에서는 160kg/cm², 중간 조밀한 경우는 310kg/cm², 조밀한 경우에는 600kg/cm² 평균값을 나타내어 제안자별로 변형계수의 범위는 큰 차이가 없게 나타났다(Das, Franser, 1999, 1975).

표 2. 모래의 상태에 따른 변형계수

모래의 상태	변형계수(kg/cm ²)			
	Hunt	Bowels	Poulos	Das
느슨	100~300	100~250	90~120	100~240
중간조밀	300~500	-	210~420	170~280
조밀	500~800	500~810	420~980	350~550

IGM은 토사와 암반의 중간성질을 가지는 지반으로서 일반적으로 풍화토와 풍화암이 이에 속한다(FHWA-RD-95-172, 1996). IGM 역시 표 3과 같이 제안자에 따라 변형계수의 차이가 크게 나타나지는 않고 모래와는 최대 20배 정도의 차이를 보였다. 모래와 IGM에 대해서 현재까지 다수의 변형계수와 N치간의 관계식이 제안되었고 이러한 관계식들은 대부분 1차원 선형식이다. 제안식에 따라 변형계수가 큰 차이가 있는데, N치가 50일 때, Bowels의 경우 변형계수가 140.25kg/cm²인 반면에 도로교시방서의 경우 1,400kg/cm²을 나타내어 제안식에 따라 최고 10배 정도의 차이를 보인다. 본 연구에서 모래와 IGM에 대하여 현장시험결과와 비교한 변형계수와 N치와의 관계식은 표 4와 같다.

표 3. IGM의 상태에 따른 변형계수

IGM의 상태	변형계수(kg/cm ²)		
	Hunt	Bowels	Das
느슨	300~800	500~1,500	690~1,720
중간조밀	800~1,000	-	
조밀	1,000~1,200	1,000~2,000	

표 4. N치 제안식

제안자	제안식	
	모래(kg/cm ²)	IGM(kg/cm ²)
Bowels	$E_m = 5(N + 15)$ 정규압밀 $E_m = 2.55(N + 15)$ 포화	$E_m = 12(N + 15)$
Schultze & Menzenbach(1966)	$E_m = 4.5N + 39$	$E_m = 10.5N + 38$
Schmertmann(1970)	$E_m = 7N$	$E_m = (12 \sim 15)N$
Meigh & Nixon(1961)	$E_m = 10N$	$E_m = (24 \sim 32)N$
Imai	$E_m = 4N$	-
Webb(1970)	$E_m = 4.88N + 73.1$	-
구조물 기초 설계기준(2003)	$E_m = 7.86N$	$E_m = 12(N + 6)$
Histake	$E_m = 5N + 70$	$E_m = 5N + 70$
도로교시방서(2001)	$E_m = 28N$	$E = 28N$
Yoshinaka	$E_m = 6.78N^{0.998}$	$E_m = 6.78N^{0.998}$

3. 현장시험 결과 및 분석

3.1 현장개요

본 연구에서는 점성토, 모래, IGM의 변형특성을 파악하기 위하여 국내에서 시행된 14개 현장 130개의 LLT 결과를 분석하였다. 남해안인 J현장과 내륙지방인 A현장, 서해안 부근인 C현장등을 분석하여 특정 현장에 대한 결과보다는 국내 다수의 현장을 통해 전국의 지반변형특성에 대해서 분석하였다.

3.2 점성토

점성토에서 변형계수와 비배수전단강도와의 관계를 파악하기 위해 6개 현장 12개 현장시험결과를 비교·분석하고 Ladd와 Peck & Davisson이 제안한 관계식과도 비교·분석하였다. 그림 1과 같이 Ladd의 제안식의 경우 전반적으로 실측치보다 과대평가 되어 비배수전단강도가 1.2kg/cm²일 때 변형계수는 실측치보다 4배이상 크게 나타났고, Peck & Davisson의 제안식은 실측치보다 작은 양상을 나타내어 시험결과와는 큰 차이를 보여주고 있다. 점성토의 변형계수와 비배수전단강도와의 관계는 아래 식(5)와 같이 나타낼 수 있고, 신뢰도(R²)가 60.31%이므로 설계에 적용할 경우 현장조건에 따른 세심한 주의가 요구된다.

$$E_m = 71.065C_u + 9.9117 \quad (5)$$

여기서, E_m : 변형계수(kg/cm²)

c_u : 비배수전단강도(kg/cm²)

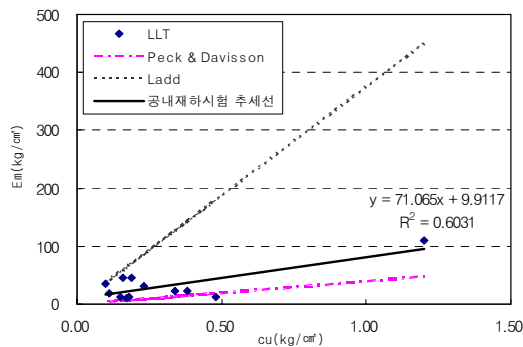


그림 1. - l형계수

한편, 점성토의 변형계수와 N치의 관계를 알아보기 위해 9개 현장 54개의 현장시험결과를 분석하였다. N치는 1~15의 비교적 적은 범위이며, LLT 시험결과 변형계수는 최소 7.23kg/cm²에서 최대 64.13 kg/cm² 사이의 값을 보이고 있다. 점성토의 경우 일반적으로 연약하여 SPT 햄머 타격시에 타격에너지가 세분화되면서 지층에 영향을 주게 되므로 N치를 활용할 경우 신뢰성에 문제가 있는 것으로 알려져 있으며, 현장시험결과로 변형계수와 N치의 관계를 그림 2에 도식화 하였다. 그 결과 변형계수와 N치의 관계는 식(6)과 같고 신뢰도(R²)가 58.44%이므로 이 또한 설계 적용시 주의가 요구된다.

$$E_m = 1.9423N + 10.842 \quad (6)$$

여기서, E_m : 변형계수(kg/cm²)

N : N치

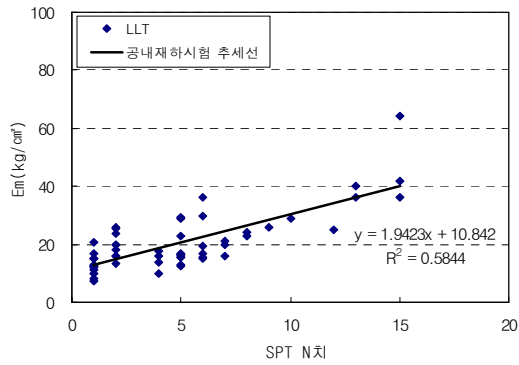


그림 2. 점성토의 N치-변형계수

3.3 모래

모래에 대해서 7개 현장 32개의 현장 시험결과를 Bowels, Schultze & Menzenbach, Schmertmann, Meigh & Nixon, Imai, Webb, 구조물 기초 설계기준, 도로교 시방서, Histake의 제안식과 비교·분석하였다. 그림 3, 4, 5, 6에 의하면 Meigh & Nixon과 Schmertmann, 구조물기초설계기준, Bowels(정규압밀) 그리고 도로교시방서의 제안식은 실측결과 보다 크게 나타났고, Bowels(포화)의 경우는 실측결과보다 작게 나타났다. 모래에 대해서는 10가지 변형계수와 N치 제안식 중 Schultze, Imai, Web, Yoshinaka 그리고 Histake의 제안식이 시험결과와 비교적 근접하였다. 또한, 현장시험결과를 식(7)과 같은 관계식으로 나타낼 수 있다.

$$E_m = 4.9544N \approx 5N \quad (7)$$

여기서, E_m : 변형계수(kg/cm²)

N : N치

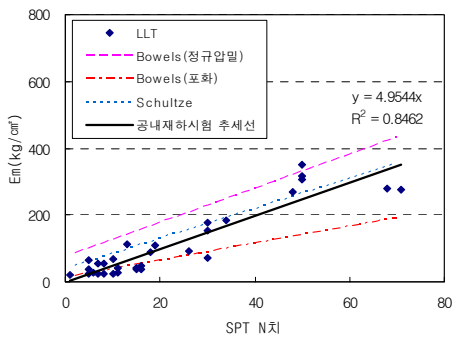


그림 3. 모래의 N치-변형계수 제안식 비교

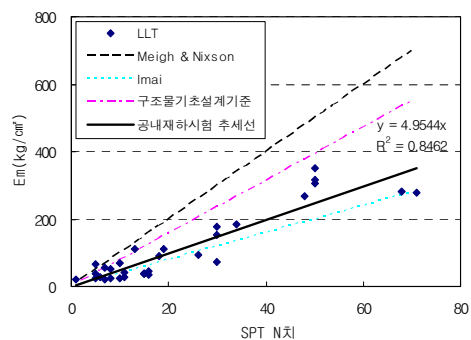


그림 4. 모래의 N치-변형계수 제안식 비교

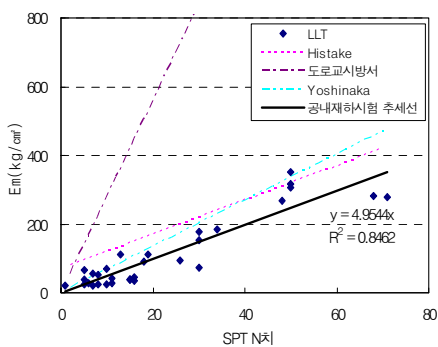


그림 5. 모래의 N치-변형계수 제안식 비교

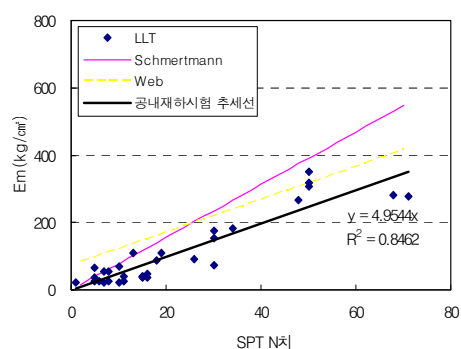


그림 6. 모래의 N치-변형계수 제안식 비교

3.4 IGM(Intermediate Geomaterials)

토사와 암반의 중간성질을 지닌 IGM은 N치 50이상의 값을 가진다. IGM의 경우 6개 현장 16개 현장시험결과를 이용하여 변형계수와 N치와의 그림 7, 8, 9, 10과 같이 상관관계를 분석하였다. N치는 50 ~ 188의 범위를 가지고 실측된 변형계수는 최소 44kg/cm²에서 최대 5,782kg/cm²의 사이의 값을 나타내어 큰 차이를 보였다.

IGM의 경우 변형계수와 N치간에 뚜렷한 상관관계가 나타나지 않는데, 이는 IGM이 풍화토와 풍화암이 주를 이루며 지층 곳곳에 호박돌과 같은 암석이 존재함으로써 SPT hammer 타격시에 관입정도가 일정하지 않기 때문이라고 사료된다. 따라서 N치만을 이용하여 변형계수를 추정하는 것은 실무 적용시 주의를 요한다고 판단된다. IGM에 대한 변형계수와 N치간의 관계는 현장시험결과를 토대로 식(8)과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_m = 38.362N - 1686.9 \quad (8)$$

여기서, E_m : 변형계수(kg/cm²)

N : N치

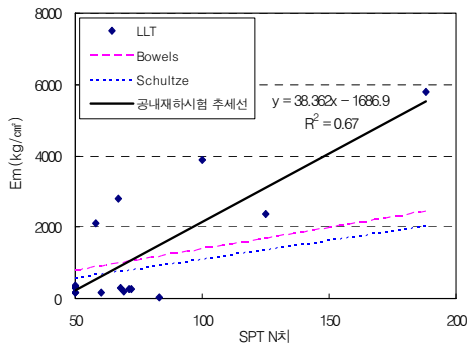


그림 7. IGM의 N치-변형계수 제안식 비교

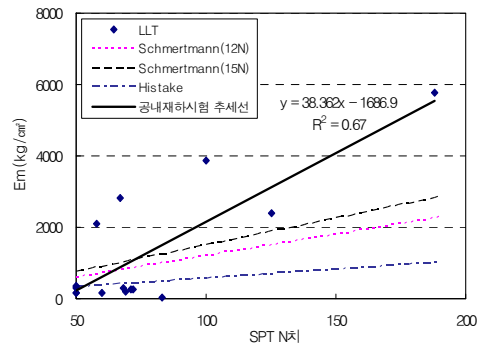


그림 8. IGM의 N치-변형계수 제안식 비교

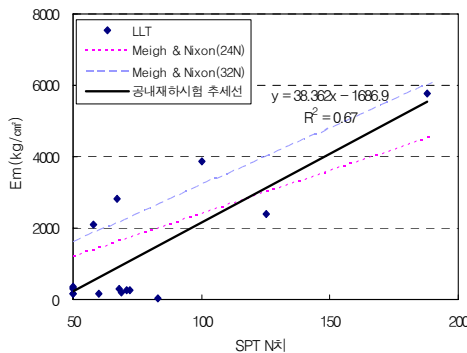


그림 9. IGM의 N치-변형계수 제안식 비교

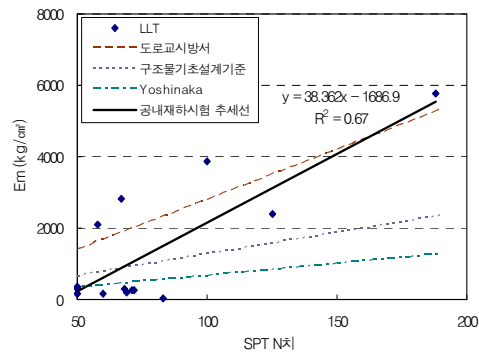


그림 10. IGM의 N치-변형계수 제안식 비교

4. 결론

본 연구에서는 국내 현장시험결과를 대상으로 점토, 모래, IGM에 대한 변형계수의 특성을 현장시험인 콘관입시험과 배인전단시험 그리고 표준관입시험을 통하여 연구하였다. 각 실험결과를 통하여 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1) 점성토에서 비배수전단강도-변형계수 현장시험결과를 기존의 제안식들과 비교한 결과, Ladd와 Peck

& Davisson의 식 모두 현장시험결과와 근접하지 않았고, N치 또한 변형계수와 상관관계를 보여주지 않았다. 따라서 비배수전단강도와 N치를 이용한 변형계수의 추정에는 상당한 주의를 요한다.

- 2) 모래의 경우에 Schultze & Menzenbach, Imai, Histake, Yoshinaka의 N치를 이용한 변형계수 제안식이 비교적 현장시험결과와 유사하게 나타났고 따라서 국내현장 적용에 적합하다고 판단되며 현장시험 결과를 토대로 다음과 같이 모래에 대해서 N치를 이용한 변형계수 관계식을 제안할 수 있다.

$$E_m = 5N \quad (9)$$

여기서, E_m : 변형계수(kg/cm²)

N : N치

- 3) IGM에서는 현장시험결과와 N치를 이용한 변형계수 제안식을 비교한 결과, 서로 유사한 제안식은 없었으며 N치와 변형계수간에 상관관계가 나타나지 않기 때문에 N치를 이용한 변형계수 추정에는 무리가 있다고 판단된다.
- 4) 본 연구에서는 현장시험결과의 수집 한계에 의해 점성토의 비배수전단강도-변형계수, IGM에서의 N치-변형계수 관계 규명에 한계가 있었다. 따라서 보다 방대한 현장시험결과를 통하여 변형계수 추정에 관한 연구가 필요하다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부(2003), "구조물기초설계기준". 지반반공학회.
2. 건설교통부(2000), "도로교설계기준 해설", 한국도로교통협회.
3. 이인모(2003), "토질역학의 원리", 도서출판 새론, pp.353~416.
4. Braja M. Das(1999), "Principles of Foundation Engineering", international Thomson publishing, p.199.
5. Briaud, J.L.(1992), "The Pressuremeter", A. A. Balkema, Rotterdam, Brokfield.
6. Franser, R. A(1975), "Correlations between SPT and deformation modulus for settlement prediction on sands", paper to symposium on in-situ testing for design parameters Melbourne.
7. H. Denver(1982), "Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT, Proceeding of the Secound Europran Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.
8. Joseph E. Bowels(1996), "Foundation analysis and design", fifth edition, p.316.
9. Ladd, C, C, J(1981), "Undrained settlement of plastic and organic clays" Geotech Engng Div ASCE, V107, NGT8, pp.1079~1094.
10. Satoru Ohya, Tsuneo Imai & Mikio Matsubara(1982), "Relationships between N-value by SPT and LLT measurement results, Proceeding of the Secound Europran Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.
11. Schultze & Mezle(1976), "Horizontal deformation modulus of coastal soft clay", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 102-9, pp.945~962.
12. S. Peck(1962), "Relationship between the settlement of soft clays and excess pore pressure due to imposed loads" : Conference. Session one Chang, YC Harzia Engng. Co. Chicago, Ill. USA Bross, B Swed. Geotech. Inst. RB Univ. Illinois Urbana, USA 6F, 6R Proc. Eighth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng, Moscow, 1973, V1.1, pp.93~96.
13. US. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1996), "Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials", Publication No. FHWA-RD-95-172.
14. Webb, B. P(1986), "Relationship between deformation modulus and N for gravels, papers to the conference, Blacksburg, pp.23~25.
15. Yoshida, I. Yoshinaka, R(1965), "A method to Estimate Modulus of Horizontal Subgrade Reaction for pile", JSCE, Vol.12, No.3, p.14.