

흙의 고변형률 진동 특성(한계 변형률을 중심으로)

Dynamic Properties of Soils at High Amplitude (With Emphasis on Threshold Strain)

송 정 략*
Song, Chung-Rak

Stokoe K.H. II*²

Abstract

This study investigated the variation of the threshold strain and pore water pressure response of the soils at high amplitude vibration using resonant column test.

As a result of tests, threshold shear strains of soft clay, clean quartz sand and stiff volcanic deposit were turned out to be $1 \times 10^{-2}\%$, $1 \times 10^{-3}\%$, $1 \times 10^{-4}\%$ respectively.

Also, threshold shear strain was found to be changed with confining pressure for the clean quartz sand. An increase of pore water pressure with shear strain was not significant within the shear strain $3 \sim 4 \times 10^{-3}\%$, but it was abruptly increased beyond shear strain $1 \times 10^{-2}\%$.

요 지

본 연구에서는 공진주 실험을 수행하여 흙의 한계변형률과 간극수압의 변화를 고찰하였다. 그 결과 흙의 한계 전단 변형률은 약한 점토질 흙의 경우 $1 \times 10^{-2}\%$ 부근, 깨끗한 석영질 모래의 경우 (ASTM C-100 Ottawa Sand) $1 \times 10^{-3}\%$ 부근, 단단한 착산 퇴적물 (pozzolana)의 경우 $1 \times 10^{-4}\%$ 부근임을 보여주었다.

또 깨끗한 석영질 모래의 경우 구속 압력의 변화에 따라 한계 변형률이 변화되는 현상을 보여주었다. 간극 수압의 경우 전단 변형률 $3 \sim 4 \times 10^{-3}\%$ 부근에서부터 미세한 변화를 보이다가 전단 변형률 $1 \times 10^{-2}\%$ 부근에서부터 현격한 증가를 보여 주었다.

* 대학원, 토목공학부 지니어링 전문사업본부 대리

* The Swick Abernathy Regent Professor, The University of Texas at Austin

1. 서 론

강재의 응력-변형률 관계 곡선은 일반적으로, 원점에서부터 어느 지점까지는 곧게 뻗어나간 직선으로, 다음 항복점을 지나 소성 변형을 보이는 구간에서는 올라갔다 내려갔다 하는 몇 개의 연결된 곡선으로 표시된다.¹³⁾ 이때 이 곡선의 처음 부분 즉 원점에서 어느 지점까지 곧게 뻗어나간 직선부는 그 기울기(σ/ϵ)가 일정하므로 강재의 탄성계수(E)가 일정함을 표시한다. 그리고 그 이상의 변형률에서는 강재의 종류에 따라 기울기(E)의 변화가 매우 다르게 나타난다. 이와 같이 강재나 흙과 같은 물질이 응력-변형률 관계 곡선에서 일정한 기울기를 나타내는 변형률의 최대치를 한계 변형률(threshold strain)이라 한다. 본 연구에서는 정밀하게 조절된 상태에서 전단진동 공진주 실험을 통하여 지반의 한계 변형률과 진동 특성의 변화를 살펴보고자 한다.

2. 실험재료

본 실험에서 사용된 실험 재료중 깨끗한 모래는 ASTM C-109 Ottawa Sand이며, 점토 시료는 미국 휴스턴 근방의 멕시코만에서 채취된 해양성 유기질 점토이고, 화산재 퇴적물은 이탈리아의 Pozzolana로서 후자의 두 시료는 불교란 현상시료이다. 시료의 기본특성은 표 1에 나타난 바와 같다.

3. 실험 방법 및 순서

본 연구에서 사용된 공진주 실험법은 기존의 연구¹²⁾에 잘 나타나 있으므로 자세한 내용은 생략한다. 실험순서는 보편적으로 가장 흔히 채택되는 저-저-저-고-저-고-저-고-저-고-저 변형률의 순서와 구속압력으로는 3psi(=2.1t/m²), 12psi(=8.4t/m²), 48psi(=33.7t/m²) 3가지의 등방 공기 압력이 사용되었다.

포화된 공시체(Ottawa Sand의 경우)를 실험하는 경우에는 간극수압을 측정하였다. 이 경우 한계 변형률 이하에서는 배수 밸브를 계속 잠그

표 1. Mexico bay mud clay와 Pozzolana 시료의 기본성질

Properties	Mexico bay Mud clay	Pozzolana
W_n	0.465	0.114
S_r	0.859	0.210
e	1.051 ^a	1.360
	1.002 ^b	
	1.461 ^c	
G_s	2.70	2.50
γ_d	68.51pcf	50.62pcf
G_{max}	1.14×10^6 psf ($\sigma_o=55.6$ psi)	1.90×10^7 psf ($\sigma_o=0$ psi)
D_{min}	22.01%	0.2%
Color	Dark Gray	Red Brown
Feeling	Very Sticky & Soft	Very Stiff
Depth	74.7 ft	34.6 ft
General Description	Soft, Sticky, Smelly, Organic Marine Clay	Stiff Volcanic Deposit

a : void ratio at the beginning of the test($\sigma_o=55.6$ psi)

b : void ratio at the end of the test($\sigma_o=55.6$ psi)

c : void ratio of the specimen in the shelly tube($\sigma_o=0$ psi)

어둔 상태에서 실험을 수행하였고, 한계 변형률 이상에서는 진동중에는 배수 밸브를 잠그고 진동이 끝나면 배수 밸브를 열어서 과잉 간극 수압이 소산되도록 하였다. 다음 약 5분간 압밀시키고 저 변형률 공진주 실험을 수행하고 다시 변형률을 증가시켜 고 변형률 실험을 수행하였다. 그림 1에는 이 과정이 그림으로 표시되어 있다.

공시체를 포화시키는 방법으로는 모래를 물속에 넣고 끓이는 방법을 이용하였다. 실험에서 공시체의 포화정도를 알아보는 데는 B-계수를 측정하여 그 값이 0.98 이상인 경우에만 포화가 된 것으로 가정하였다.

실험에서 공시체의 제작에 사용된 고무막은 두께 0.012in.(=0.03cm), 직경 2in.(=5.08cm), 길이 6in.(=15.2cm)인 생 고무로 만들어진 것

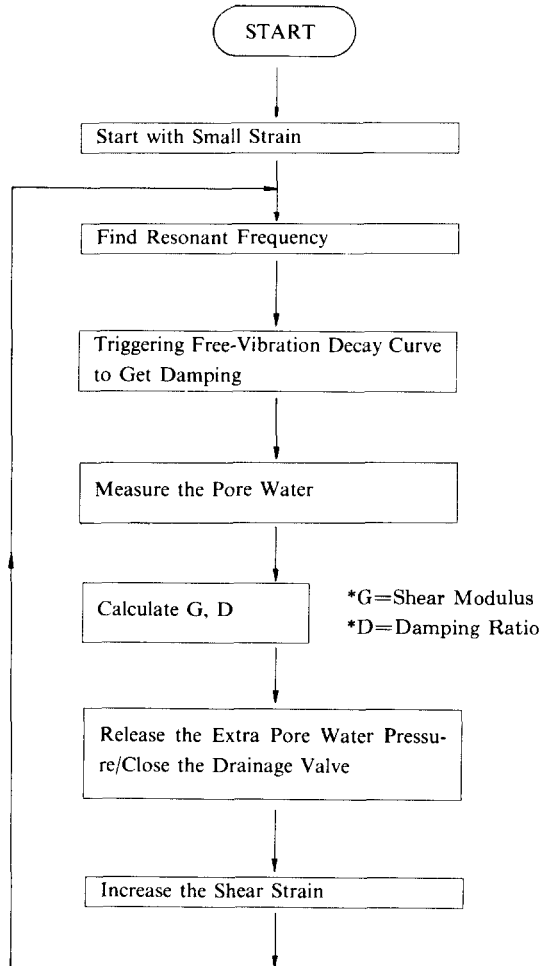


그림 1. 포화된 시료에 대한 고변형률 실험의 순서도

(Soil Test Inc., T-604)이었고, 구속 압력으로 쓰이는 공기가 포화된 공시체속으로 들어가지 못하도록 공시체 주위에 강통을 설치하고 여기에 silicone oil을 채워 공기와 고무막의 직접 접촉을 차단하였다(oil bath). silicone oil 이외에 물과 수은도 시도 되었으나 표 2와 같은 문제가 있어 Silicone Oil만이 사용되었다.

4. 결 과

Drnevich(1969)⁷⁾는 실험결과를 바탕으로 모래

표 2. 물, 수은, Silicone oil의 장단점

Liquid	Advantages	Disadvantages
Water	Easy to Use Unharmful to Human Body Easy to Clean	Cause Rust on the Electric Connection High Solubility of Air
Mercury	Smallest Air Solubility	Difficult to Use Heavy Weight Extremely Harmful to Human Body and Bronze Tube Fittings Pressure Gradation between Top and Bottom
Silicone oil	Small Air Solubility Easy to Use Unharmful to Human Body and Bronze Tube Fittings	Once Used Specimen Cannot Be Used Again Difficult to Clean

질 흙의 한계변형률은 약 $1 \times 10^{-3}\%$ 이라고 보고했으며, Seed & Idriss(1970)¹¹⁾는 여러 자료들을 종합한 결과에서 전단 변형률 $1 \times 10^{-3}\%$ 부근에서 전단 탄성계수 및 감쇠비가 변하기 시작하는 것으로 보고하였다. Anderson(1972)³⁾은 점토질 흙의 경우 한계 변형률이 $1 \times 10^{-2}\%$ 근방임을 보고하였다. Isenhower(1978)⁸⁾는 캘리포니아 만 점토의 경우 한계 변형률이 약 $1 \times 10^{-2}\%$ 임을 발견하였다.

그림 2에는 본 실험의 결과와 다른 여러연구 결과들의 평균치를 비교하고 있다. 그림에서 알수 있듯이 실험된 3종류의 흙은 3종류의 한계 변형률을 보여주고 있다. 가장 약한 흙인 멕시코 만 점토의 경우 $1 \times 10^{-2}\%$ 부근에서 G/G_{max} 가 급격히 변화하였으며, ASTM C-109 Ottawa Sand의 경우는 $1 \times 10^{-3}\%$ 근처, Pozzolana의 경우는 $1 \times 10^{-4}\%$ 근처에서 G/G_{max} 가 변화하였다. 이 공시체들의 저 변형률 전단 탄성계수(G_{max})

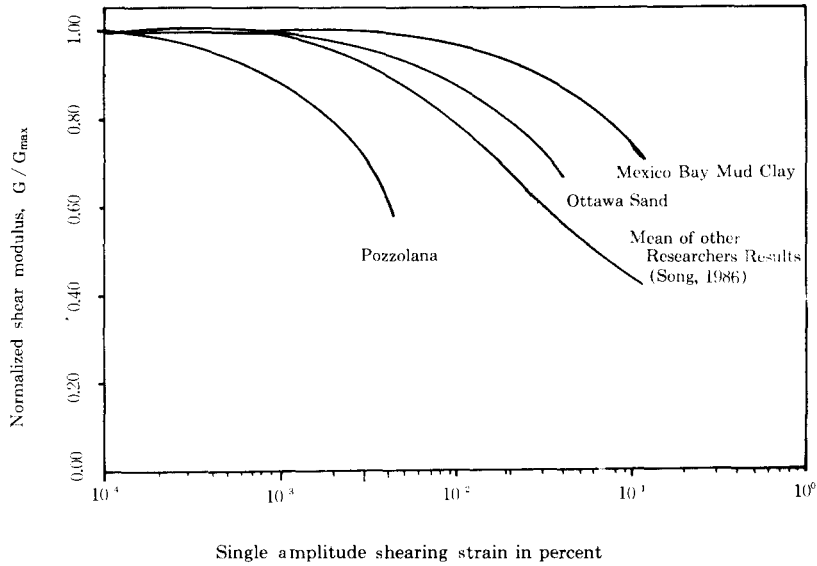


그림 2. 여러가지 흙의 표준화 전단탄성 계수

를 살펴보면 멕시코만 점토의 경우 $G_{max}=1.14 \times 10^6 \text{ psf} (=5566.2 \text{ t/m}^2)$ ($\sigma_o=55.6 \text{ psi} (=39.1 \text{ t/m}^2)$), Ottawa Sand의 경우 $G_{max}=1.2 \times 10^6 \text{ psf} (=5859.2 \text{ t/m}^2)$ ($\sigma_o=3 \text{ psi} (=2.1 \text{ t/m}^2)$), Pozzolana의 경우 $G_{max}=1.9 \times 10^7 \text{ psf} (=92770.1 \text{ t/m}^2)$

($\sigma_o=0 \text{ psi} (=0 \text{ t/m}^2)$)임을 보여준다. 즉 강성도가 높은 흙에서는 낮은 한계 변형률을, 강성도가 낮은 흙에서는 높은 한계 변형률을 보여줌으로써 한계 변형률이 일정하게 고정된 수치가 아님을 나타내었다.

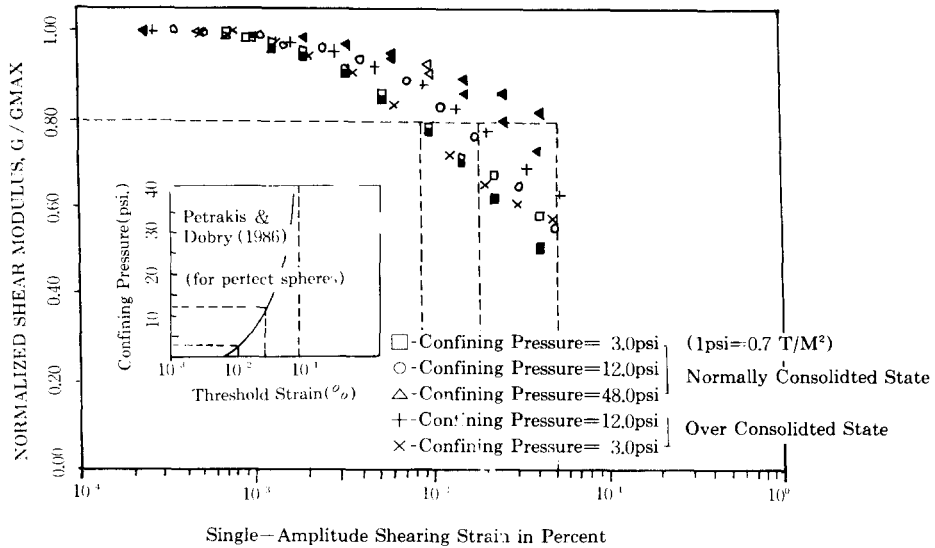


그림 3. 한계변형률에 대한 구속압력의 영향 (ASTM C-109 Ottawa Sand)

그림 3은 각각 다른 구속 압력에서의 전단 탄성계수의 변화를 보여준다. 이 그림은 구속 압력이 클수록 보다 완만한 변화를 보여 주며, $G/G_{max}=0.8$ 인 점을 비교해보면 그 변화를 보다 확실히 알 수 있다. 그림 3에서 $G/G_{max}=0.8$ 인 점을 찾아 이때의 전단 변형률을 살펴보면 구속 압력 3psi(=2.1t/m²), 12psi(=8.4t/m²), 48psi(=33.7t/m²) 일때 각각 $1 \times 10^{-20}\%$, $2 \times 10^{-20}\%$, $5 \times 10^{-20}\%$ 로, 구속압력이 증가함에 따라 해당 전단 변형률이 증가하였다. 마른모래의 경우 $G/G_{max}=0.8$ 인 지점은 Cyclic Sensitive 한계 변형률이라 불리는 것으로 Petrakis & Dobry (1986)⁹⁾는 Cyclic Sensitive 한계 변형률이 구속 압력에 따라 변화함을 이론적으로 발견하였다 또한 전단 탄성계수가 변하기 시작하는 지점에서의 한계 변형률은 Strain Sensitive 한계 변형률이라 불린다. 그림 3의 두가지 그림을 비교하여 보면 두가지 그림이 서로 매우 유사함을 알 수 있다.

그림 3의 현상은 Ramberg-Osgood 방정식을 써서 해석하여도 동일한 결과를 얻는다.

송정락·김수일(1988)²⁾의 식(6)을 다시쓰면 식(1)과 같다.

$$\gamma_{th} = [(1-G')/(CG^R)]^{1/(R-1)} \quad (1)$$

여기서,

γ_{th} =한계 변형률

G' = G/G_{max}

G =고변형률 전단 탄성계수

G_{max} =저변형률 전단 탄성계수

C, R =Ramberg-Osgood 상수

식 (1)은 전단 탄성계수가 얼마나 감소하는 지점을 γ_{th} 로 택하느냐에 따라 결과가 달라진다. 전단 탄성계수가 최대치로부터 1% 감소하는 지점과 20% 감소하는 지점(각각 $G'=99\%$, 80%)에서 한계 변형률과 구속압력과의 관계를 도시하면 그림 4와 같다(이때 C, R 은 ASTM C-109 Ottawa Sand의 실험결과를 종합하여 산출했다)

그림 4로부터 한계 변형률이 구속 압력에 따라 변하는 것을 알 수 있으며 그림 3의 두 그림과 그림 4의 결과는 매우 잘 일치함을 알 수 있다. 그림 3과 그림 4의 결과는 동일한 지역에서 모래

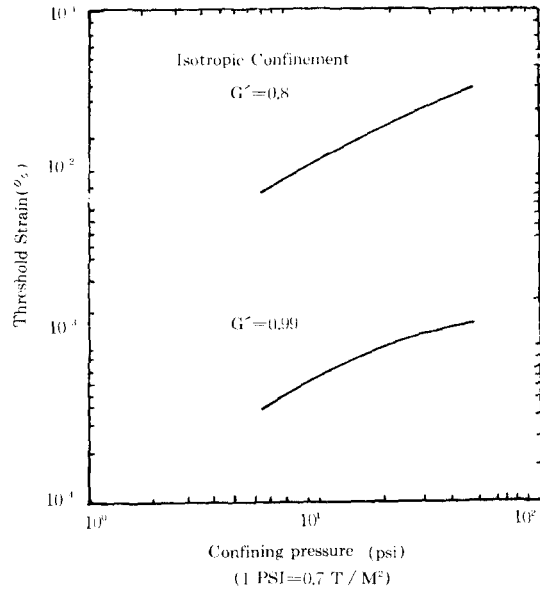


그림 4. 구속압력에 대한 한계변형률의 변화
(ASTM C-109 Ottawa Sand)

질 흙이 지진을 받았을때 깊은 곳에 있는 흙은 액상화 현상(liquefaction)이 발생하지 않으나 지표부근의 흙에서 액상화 현상이 발생한다는 사실을 뒷받침한다. 동일한 강도의 지진을 받을 지라도 깊은 곳의 사질토는 한계 변형률이 그만큼 크므로(구속 압력이 크므로) 동일한 변형률에 대해서 보다 탄성적으로 거동한다. 그러나 얇은 곳에 있는 사질토는 한계 변형률이 낮으므로 보다 비 탄성적으로 거동한다. 더 큰 변형률이란 흙입자가 본래 위치를 이탈하고 미끄러져 새로운 위치를 찾는 것이므로 느슨한 모래질 흙의 경우(한계 간극비 이상, Casagrande(1975)¹⁰⁾, 위치 재배열은 체적의 감소를 가져온다. 이는 양의 간극 수압을 유발시키게 되며 이 과잉 간극이 구속압력과 같은 수준이 되면 유효응력이 "0"이 되어 역상화현상이 발생하게 된다.

그림 5는 포화된 공시체에 대한 실험 결과로서, 전단 변형률에 따른 간극수압의 변화를 보여 주고 있다. 이를 보면 간극수압은 전단 변형률 $1 \times 10^{-3}\%$ 이하에서는 실질적인 변동이 없고 $3 \sim 5 \times 10^{-3}\%$ 정도에서부터 미소한 간극수압이

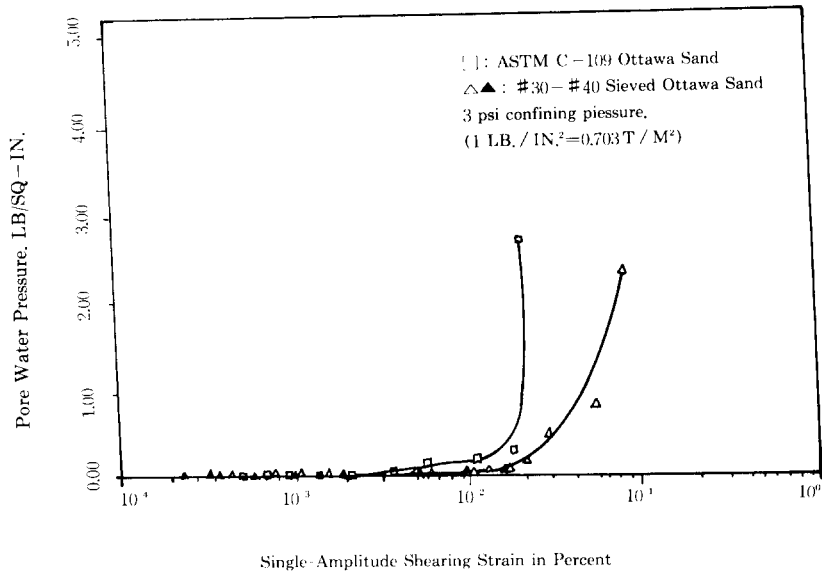


그림 5. 전단변형률에 대한 간극수압의 변화

발생하기 시작하여 $1 \times 10^{-2}\%$ 근방에서부터 간극 수압이 현격하게 증가되었다. 이상의 결과는 Chung et al.(1984)⁵⁾, Dobry(1985)⁶⁾, Presti & Monti(1986)¹⁰⁾ 등의 결과와도 잘 일치한다.

그림 5는 비교적 큰 진폭의 변형률까지는 진행

되지 못하였는데 그 이유는 전단 변형률 $1 \times 10^{-2}\%$ 에서 조금 더 지나 곧 액상화 현상이 발생하였기 때문이다.

한편 감쇠비와 전단 변형률 사이의 관계는 그림 6과 같이 나타났다. D/D_{min} 의 전단 변형률

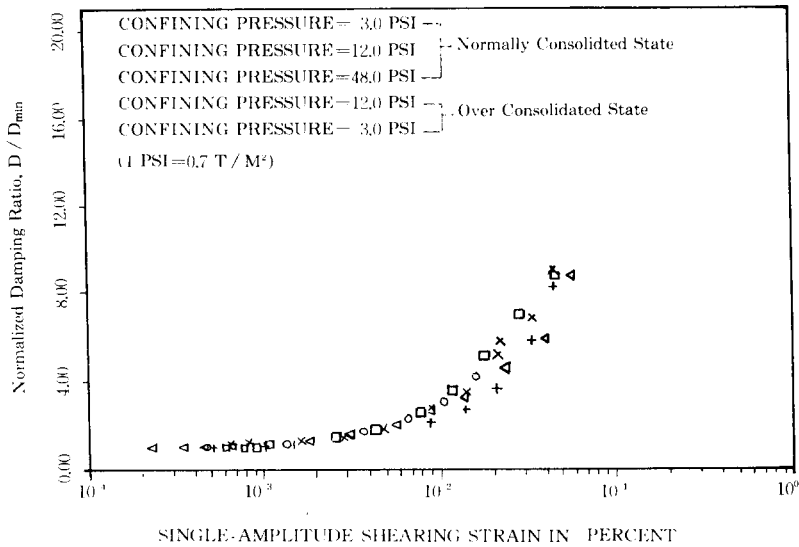


그림 6. 전단변형률에 대한 감쇠비의 변화 (ASTM C-109 Ottawa Sand)

에 대한 변화는 구속 압력이 높을수록 완만하여 오른쪽 아래로 놓이고 구속압력이 낮을수록 급하여 왼쪽위로 놓여졌다. 전체적인 형상 또한 전단 변형률 $1 \times 10^{-3}\%$ ~ $1 \times 10^{-2}\%$ 사이에서 완만하게 변하고 $1 \times 10^{-2}\%$ 부근에서 부터는 비교적 심하게 변화하였다.

이 현상은 그림 3의 G/G_{max} 의 전단변형률 γ 에 대한 변화도로부터 예상할 수 있는 것과 일치 하였다. 이상 그림 2~그림 6의 결과를 종합해보면 그림 7을 얻을수 있다. 그림 7에서 보면 G/G_{max} , D/D_{min} 그리고 u 의 변화가 서로 거의 같은 지점에서 변화되는 것을 볼수 있다 (이때 G/G_{max} , D/D_{min} 은 마른 Ottawa Sand의 구속 압력 12psi (=8.4t/m²)의 결과이고 u 는 포화된 Ottawa Sand의 3psi(2.1t / m²)의 결과이다.).

세가지 성질 모두 전단 변형률 $1 \times 10^{-3}\%$ 부근에서부터 완만히 변화하기 시작하였으며, $1 \times 10^{-2}\%$ 부근에서부터 보다 심한 변화를 보여주었다. 이는 전단 변형률 $1 \times 10^{-3}\%$ 까지는 흡입자 사이의 상대적인 위치변화가 거의 없이 공시체속의 흙은 모두 일체가 되어 탄성적으로 거동함을 알려준다. 그러므로 G/G_{max} , D/D_{min} 값은 1로써 일정하고, u 값은 0을 보여준다. 전단 변형률 1

$\times 10^{-3}\%$ 와 $1 \times 10^{-2}\%$ 사이에서 G/G_{max} , D/D_{min} , u 모두 변화를 보이고 있으나 심한편은 아니다. 이는 이 전단 변형률 구간에서는 상대적 위치 이동이 시작되나 심하지는 않아 어느 정도 탄성 거동을 나타냄을 의미한다.

전단 변형률 $1 \times 10^{-2}\%$ 이상에서는 세가지 특성 모두 심하게 감소 혹은 증가하였는바 이는 공시체속의 흡입자들이 매우 심한 위치이동을 하여 비 탄성 거동을 함을 나타낸다. 지금까지 살펴본 결과들을 개념적으로 나타내면 그림 8과 같이 설명될 수 있다(그림 8에서 구속압력의 영향은 고려되지 않았다.).

5. 결 론

다수의 공진주 실험을 행하여 고 변형률에서의 흙의 진동특성을 조사한 결과 다음과 같은 결론이 얻어졌다.

- 1) 흙의 Strain Sensitive 한계 전단 변형률은 일정 상수가 아니고 흙의 종류에 따라 다르다. 대체로 단단한 화산재의 경우 $1 \times 10^{-4}\%$ 깨긋한 모래의 경우 $1 \times 10^{-3}\%$, 점성토의 경우 $1 \times 10^{-2}\%$ 근방이다.

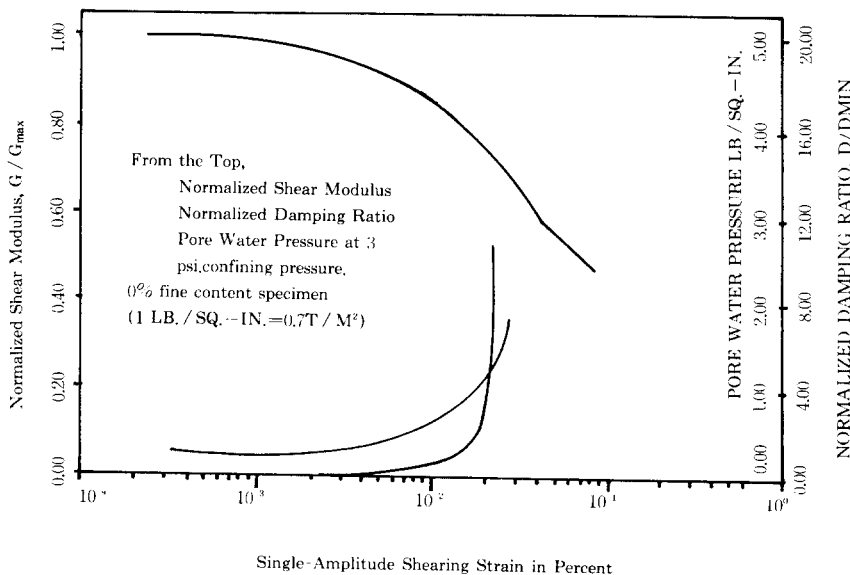


그림 7. 전단변형률과 동적 특성간의 복합적 관계 (ASTM C-109 Ottawa Sand)

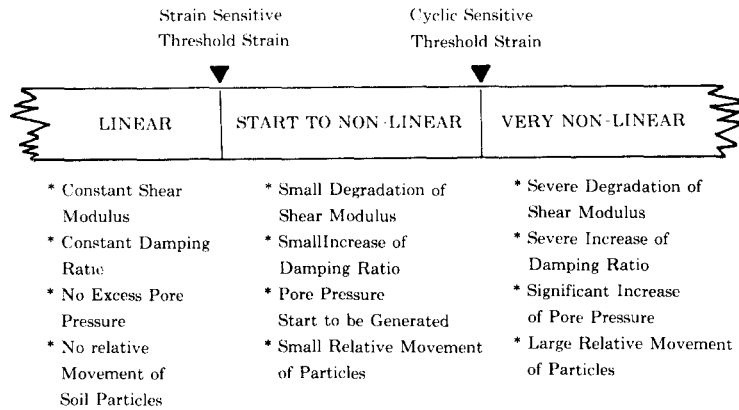


그림 8. 전단변형률적 관점에서의 선형 및 비선형거동의 개념도

2) 흙의 Cyclic Sensitive 한계 변형률은 동일한 흙인 경우에도 구속압력에 따라 크게 차이가 있다. 구속압력이 높은 경우에는 한계 변형률이 크고 구속압력이 낮은 경우에는 한계 변형률이 작다.

3) 포화된 모래질 흙의 간극 수압은 전단 변형률 $1 \times 10^{-2}\%$ 에서부터 현저하게 증가되며, 그전에는 매우 미소한 변화만을 보여준다.

4) 본 실험에서 사용된 흙들은 Strain Sensitive 한계 변형률 이하에서는 거의 완전한 탄성거동을 보여주었고, 그 이상에서 Cyclic Sensitive 한계 변형률 까지는 심하지 않은 비 탄성 거동을 보여주었고, Cyclic Sensitive 한계 변형률 이상에서는 매우 심한 비 탄성 거동을 보여주었다.

6. 감사의 글

본 실험은 The University of Texas at Austin 에서 수행되었으며 결과 해석에 조언을 준 Rensselaer Polytechnic Institute 의 R.Dobry 박사에게 감사드립니다. 그리고 Pozzolana 시료를 제공한 이탈리아 Torino Polytechnical University 의 Jamiolkowski 박사에게 감사드립니다. 또한 원고의 검토와 교정에 많은 도움을 주신

연세대학교 김수일 교수와 (주)대우엔지니어링의 김교원 박사에게 심심한 감사를 표한다.

참고문헌

1. 송정락, 김수일(1987), "모래의 입도가 동적 특성에 미치는 영향", 대한 토질공학회지, 제3권, 제2호, pp.7-16.
2. 송정락, 김수일(1988), "Silt 질 모래의 고변형률 진동특성(기본 성질)", 대한 토질공학회지, 제3권, 제2호, 9월, pp.27-33.
3. Anderson, D.G.(1974), "Dynamic Modulus of Cohesive Soils", Ph.D. Dissertation Submitted in Partial Fullfillment of the Requirement for the Degree of Doctor of Philosophy(Civil Engineering) in The University of Michigan, pp.125-140.
4. Casagrande, A.(1975), "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands-A Critical Review", Harvard Soil Mechanics Series No.88, Presented at Fifth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Nov. pp.1-30.
5. Chung, R.M., F.Y. Yokel & Wechesler, H.(1984), "Pore Pressure Buildup in Resonant Column Tests", J. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. Vol.110, No.2, Feb. pp.247-261.
6. Dobry, R.(1985), "Small Strain Cyclic Loading

- of Granular Soil”, Class Presentation, The University of Texas at Austin, Feb. pp.1-13.
7. Drnevich, V.P.(1967), “Effects of Strain History on the Dynamic Properties of Sand”, A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy at The University of Michigan, pp. 63-101.
 8. Isenhower, W.M.(1979), “Torsional Simple Shear / Resonant Column Properties of Sanfransisco Bay Mud”, Geotechnical Engineering Thesis GT80-1, Geotechnical Center, Civil Engineering Dept. The University of Texas at Austin, Dec. pp.124-146.
 9. Petrakis, I. & Dobry, R.(1986), “A-Self Consistent Estimate of the Elastic Constants of a Random Array of Equal Spheres with Application to Granular Soil under Isotropic Conditions”, CE Report No. CE-86-04, Dept. of Civ. Eng. Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York, July, pp.74.
 10. Presti, D.L. & Monti, S.(1982), “Caratteristiche Dinamiche di Alcune Argille Italiane” Politecnico di Torino Ingegneria, Giugno, pp.1-71.
 11. Seed, H.B. & Idriss, M.(1970), “Shear Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis”, EERC(Earthquake Engineering Research Center), University of California, Berkerly, Report No. EERC 70-10, Dec. pp. 1-41.
 12. Song, C.R.(1986), “The Effects of Gradation and Cycles of Loadings of Dynamic Properties of Silty Sands”, Thesis, The University of Texas at Austin, pp.80, 108.
 13. Timoshenko, S.P. & Gere, J.M.(1972), “Mechanics of Materials”, Litton Educational Publishing, Inc. pp.5.

(접수일자 1991. 3. 16)