

퇴적연암의 비선형특성 조사·시험기법에 관한 연구

A Study on Field and Laboratory Test Methods to Obtain Non-linear Deformation Characteristics of Soft Rocks

김 유 성*
Kim, You-Seong

Abstract

Various type of in-situ and laboratory tests were performed in order to evaluate the stiffness of sedimentary soft rock. In triaxial compression tests of sedimentary soft rocks, axial strains from the axial displacement of the loading piston or specimen cap conventionally were considerably larger than those measured locally on the lateral surfaces of specimen, due to the bedding errors at the top and bottom ends of a specimen. A local deformation transducer was used to measure axial strains free from the bedding error ranging from 0.001% to about 1%. In ultra-sonic wave tests, the elastic modulus of unconfined specimens was smaller than that of confined specimens, due probably to micro-cracks. Young's modulus E_d from ultra-sonic wave tests and those at small local strains from triaxial tests were similar, both of which agreed very well with Young's modulus E_f from field shear wave velocities. Young's modulus from the field behaviour was virtually similar to that obtained by reducing E_f based on the strain level-dependency of stiffness evaluated by the triaxial tests.

요 지

퇴적연암의 변형특성을 조사하기 위하여 여러 종류의 실내시험과 원위치시험결과를 비교검토하였다. 초음파측정시험 등의 실내시험에서 불구속 시료의 탄성계수는 원위치유효토피압에 해당하는 압밀구속압으로 구속한 시료의 탄성계수 보다 현저히 작았다. 또 삼축압축시험에서 재하피스톤의 축변위로 부터 구한 축변형률은 시료 상·하단에서의 오차(bedding error)로 인하여 정확히 측정할 수 없고, 전체적으로 신뢰할 수 없다. 따라서 시료측면에서 직접 변형률을 측정하는 국소변형측정장치를 이용하여 0.001% 이하에서 약 1%까지 연속적으로 위와 같은 오차를 제거한 축변형률을 얻을 수 있었고, 0.001% 이하 축변형률에서 정의된 탄성계수 E_{max} 는 원위치탄성파속도시험으로 얻어진 탄성계수 E_f 와 거의 일치하였다. 변형률이 0.01%에 도달하기 이전에 변

* 정회원, 전북대학교 토목환경공학부 전임강사

형은 비선형성을 보이기 시작하고, 실제 원위치 작용하중 범위에서 예상할 수 있는 최대변형률 0.1%에서의 활선탄성계수 E_{sec} 는 E_{max} 의 1/2보다 여전히 큰 값을 보인다. 위와 같은 내용을 골자로 하여 정밀측정실내시험 결과에 따른 변형특성과 현장거동 및 원위치측정결과의 비교검토를 통해 변형률레벨을 고려한 원위치 탄성계수 추정법을 제안하였다.

Keywords : Stiffness, Deformation, In-situ tests, Triaxial test, Strain-level dependency

1. 서론

압축강도가 약 $100\text{kg}/\text{cm}^2$ 이하의 퇴적연암은 토질과 경암의 중간적 성질을 나타낸다. 한편, 흙과 경암의 변형특성에 관한 조사·시험법은 반드시 같다고 할 수 없고, 위와 같은 중간적 성질을 나타내는 재료의 조사·시험법과 그 결과의 이용에 있어 혼란을 가져올 소지가 많다. 즉, 토질을 나타내는 방법에서는 지반을 비선형연속체로서 간주하고, 흐트러지지 않은 시료를 이용하여 적절한 실내시험을 통하여 원위치의 강도·변형특성을 추정할 수 있다고 생각하는 것이 통상적인 반면, 암반역학적 방법에서는 암반의 변형·강도특성은 단층, 균열, 절리 등과 같은 불연속면의 성질에 지배되고, 그러한 영향을 포함하지 않는 시료의 실내시험에 의한 강성·강도는 원위치 암반의 강성·강도를 과대평가하는 것으로 생각하는 것이 통상적 방법이라 할 수 있다. 연암에 대해서도 오래전부터 암반역학적 방법이 적용되어 왔으나, 경암과는 그 성질이 다르다는 인식이 점차로 커지고 있고 퇴적연암에 대해서도 토질역학적방법이 적용되고 있는 사례가 증가하고 있는 실정이다.

실제로 퇴적연암과 같은 비교적 단단한 지반에 구축되는 구조물은 설계시점에서 정도높은 지반의 변형계수 추정이 대단히 중요하나 현재 위와 같은 측면에서 그 추정에 관한 방법론이 정립되어 있다고 말할 수 없다. 즉, 원위치거동으로부터 역산한 변형계수, 각종 원위치시험·실내시험으로부터 구한 변형계수간에 차이가 나타나는 근본적인 원인, 또는 동적시험과

정적시험으로부터 얻어진 변형계수의 상관관계 등 변형계수에 대한 전체적 윤곽이 분명하지 못하다. 그 원인은 아래와 같은 내용으로 찾아 볼 수 있다. 우선 원위치시험만으로 변형계수를 사전에 정도높게 추정하고자 할 때 다음과 같은 문제가 있다. 첫째로 0.001%~0.01% ($\times 10^{-10} \sim 4^{-4}$)이상의 변형률에서 변형계수의 비선형성이 현저하게 나타나기 시작하나, 이 변형률레벨 부근의 측정은 탄성과속도측정 이외의 통상적인 원위치시험에서는 측정정도가 뒤따르지 못한다는 점과, 둘째로 원위치시험은 데이터의 분산이 일반적으로 크고, 또 그 분산 원인에 대한 규명이 곤란한 경우가 많다는 점, 마지막으로 원위치시험은 광범위한 변형률에 대해서 연속적인 데이터를 얻을 수 없을 뿐만 아니라, 연속된 데이터를 얻기 위하여는 여러 종류의 시험이 필요하거나 또는 특수한 시험이 요구된다는 것이다. 이상과 같은 점을 감안하여 보면 연속된 변형률에 대해 보다 신뢰성있고 정밀한 응력~변형률관계를 얻을 수 있는 실내시험의 필요성이 부각된다. 그러나 지금까지 실내시험에 대해서도 다음과 같은 문제점이 지적되어 왔다. 첫째는 동적시험과 정적시험으로 얻어지는 탄성계수(Young's modulus)가 대체적으로 10배 정도의 차이를 보이고 있고, 둘째는 코아시료를 이용하는 실내시험은 널리 이용되고 있기는 하나 다음의 이유로 그다지 인기가 없다는 점이다. 우선 토질공학적으로는 시료 채취시에 발생하는 시료교란의 영향이 크고, 또 암반역학적으로는 원위치의 균열이나 절리 등의 영향으로 코아시료에 대한 시험결과 는 실무적으로 의미가 없는 경우가 많다고 하

는 인식이 있다는 것이다.

필자는 일본의 사가미하라시(相模原市)·시즈오가켄(靜岡縣)·요코하마시(横浜市)의 지질년대가 서로다른 퇴적연암의 변형계수를 원위치시험·실내시험과 실지지반거동관측을 통해 퇴적연암의 전체적 윤곽을 밝히는 연구를 계속하여 왔다. 그 결과 지질년대가 서로 다른 이들의 경우도 퇴적연암지반을 비선형연속체로서 취급하는 토질역학적 방법을 적용할 수 있었다.

2. 연구범위

이 논문에서는 3종류의 퇴적연암 변형특성에 대하여 변형률측정의 오차, 구속압의 유무, 변형률의존성 등의 각 요인을 고려한 실내시험결과와 현장거동의 역해석치 및 각종 원위치시험결과를 종합한 퇴적연암 변형특성의 전체상을 통해, 주로 각종의 시험결과를 종합적으로 이용하는 방법론에 대해 기술하고자 하며 퇴적연암이 변형특성에 대하여는 별도로 보고하고자 한다. 전체적으로 측정오차나 구속압 유무 등의 요인을 고려하여 $0.001\%(1 \times 10^{-5})$ 이하의 변형률로부터 파괴 이후의 변형률까지 연속적이고도 정밀하게 측정할 수 있는 정적실내압축시험에 의한 변형특성은 변형률레벨을 고려하면 동적시험에 의한 소위 동탄성계수, 또 각종 원위치재하시험결과 및 현장계측의 역해석치와 모두 합치한다는 결론을 얻을 수 있었다. 위와 같은 결론에 근거하여 원위치탄성파속도측정과 실내시험결과를 이용하여 변형률레벨을 고려한 비선형변형계수를 사전에 추정하는 방법에 대해 제안하고자 하는 것이다.

3. 연구방법

이 연구는 다양한 실내시험 및 원위치시험결과에 근거하고 있는 바, 이용한 시험방법에 대하여 약간의 고찰을 보완하여 기술하고자 한다.

3.1 실제지반의 변형측정과 지보공포압의 측정

일본동경서부 사가미하라시 외곽에서 지표로부터 -20m 이하의 퇴적시기가 약 200만년 전인 연암(泥岩, 통칭 土丹)지반상에 실험공동을 굴착하였다(그림1) (金, 越智健三, 龍岡文夫, 眞保裕 1992)

그림1의 사가미하라 퇴적연암지반 실험공동 굴착은 그림 2, 그림3(a), (b)와 같이 지하 -24m까지는 H형강으로, 그 이하는 H형강과 록볼트에 의해 시공되었다. 굴착배면 50cm 위치에 심도방향으로 1.3m 간격으로 설치한 다단식경사계(최소측정변위량 $\pm 1/20\text{mm}$, 설치위치 B로 표기)에 의한 수평변위 계측결과를 이용하여 연암지반의 평균적 변형계수를 역해석하였다. 그림4에서 굴착에 따른 연암지반의 수평변위는 최대 5mm 정도임을 알 수 있다. 심도 -35m까지 굴착종료 후 다음의 굴착이

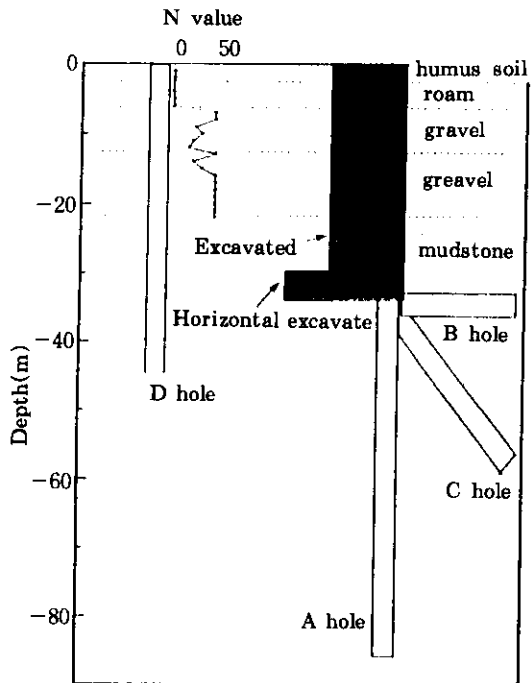


그림 1. 실험공동 굴착 개요

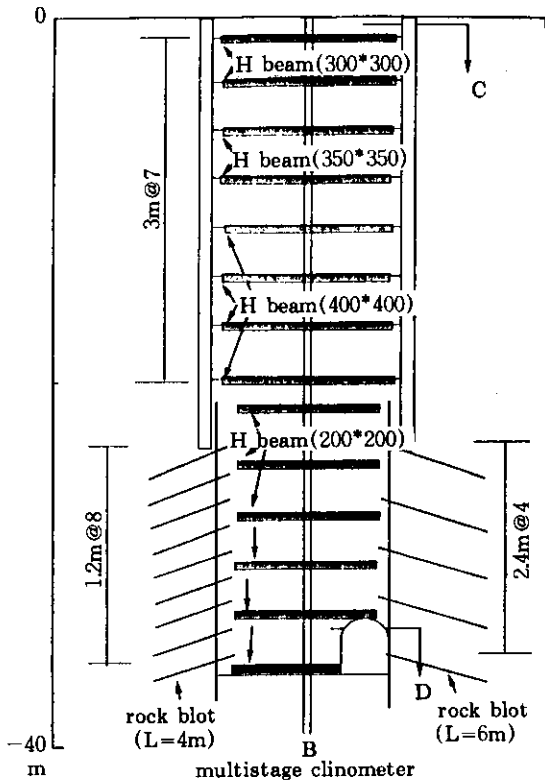


그림 2. 실험공동 굴착 구조

이루어지기 까지 약 2년간 수평변위는 거의 변화하지 않았음을 알 수 있다. 이 계측결과와 차수벽자중, 지반자중, 정수압을 고려하고 비선형성과 이방성은 불명확한 관계로 지반은 선형 탄성체로 가정하여 3차원 FEM 해석을 통해 얻어진 지반의 변형계수는 $12,600\text{kg/cm}^2$ 였다. 이 때 최대 주 변형률값은 $\epsilon_1 = 1.0 \times 10^{-3}$ 이 얻어졌다. 또한 수평굴의 내공변위 (0.5~1mm로 대단히 작다)를 측정하여 변형계수를 역산하였다. 측정오차 1/10mm를 무시할 수는 없으나 해석에 의한 최대 변형률은 $\epsilon_1 = 4.0 \times 10^{-4}$ 였고, 이에 상당하는 변형계수는 $24,000\text{kg/cm}^2$ 였다.

그림5는 지보공하중의 계측치로부터 역산된, 굴착변형에 따른 토압분포를 나타낸다. 지보공하중은 골조해석에 의해 하중분포를 역산할 수

있도록 축력과 휨모멘트를 지보공 각단의 20개소, 총 340개의 변형률계이기로 측정하였다(그림3). 그림5에서 토압은 심도에 따라 증가하나 자갈층 하부로 부터 다시 감소하여 연암지역에서는 1t/m^2 정도로 일정치로 됨을 알 수 있다. 3차원 FEM 해석에서 연암의 변형에 따르는 지보공하중(작용토압)을 재현하기 위해서는 변형계수를 $12,000 \sim 20,000\text{kg/cm}^2$ 의 범위로 설정함이 필요하였다.

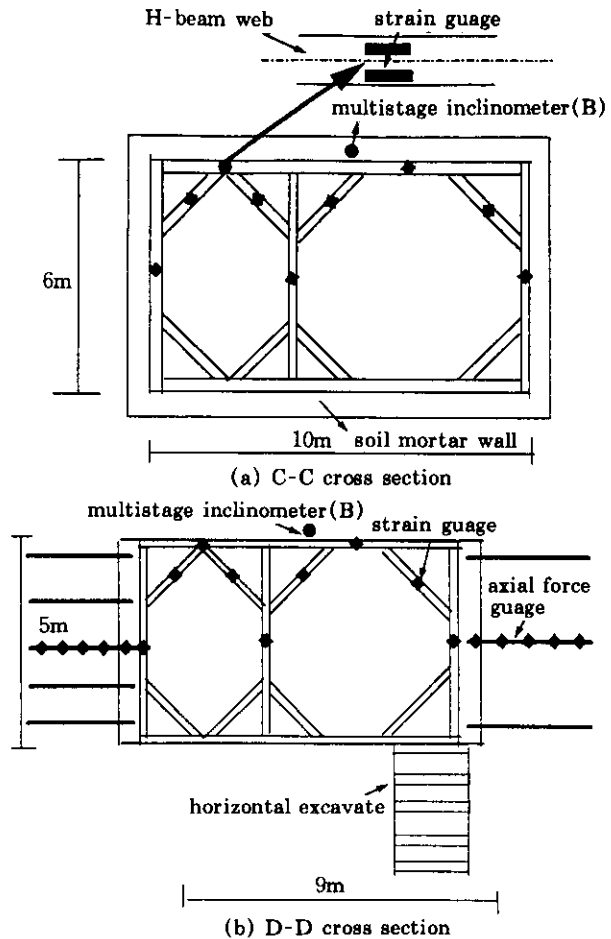


그림 3. 지보공 구조 및 계측 위치개요

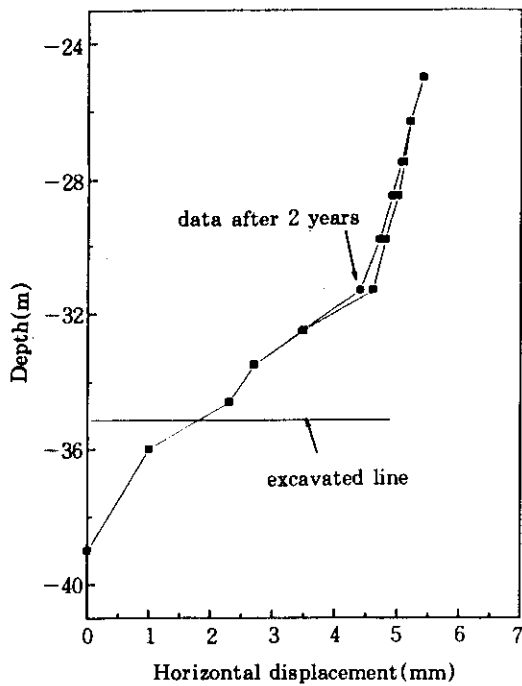


그림 4. 수평변위 측정결과

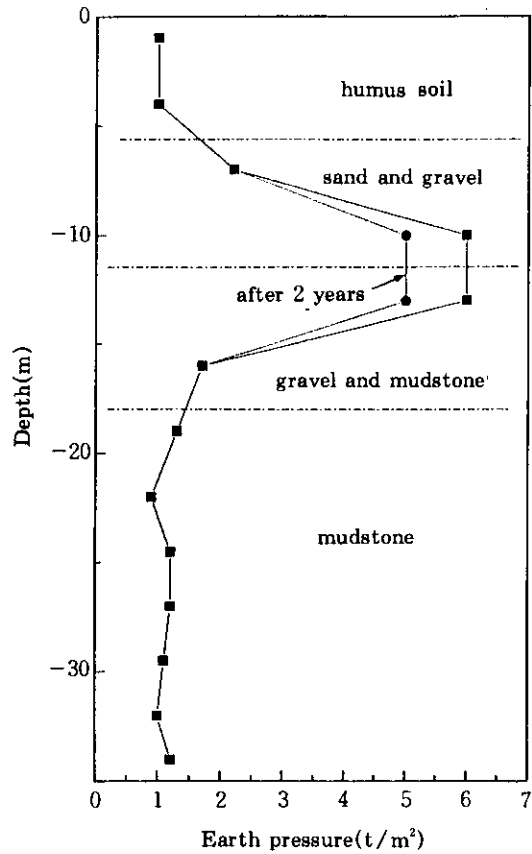


그림 5. 굴착시 작용된 토압 측정결과

3.2 원위치 전단파속도 측정

그림1의 A, B, C 공에서 다운홀법(down hole method)법으로, 심도 40m의 별도의 연직공(D)에서는 서스펜션법(suspension method)법과 다운홀법으로 PS 검층을 실시하였다. 다운홀법에 의한 검층결과는 표1과 같고, 서스펜션법에 의한 PS검층결과는 그림6과 같다.

표1의 결과를 보면 공의 입구부근에서는 굴착공에 따른 교란의 영향으로 다소 작은 값이 얻어지고 있으나 전체적으로는 $30,800 \text{ kg/cm}^2 \sim 33,500 \text{ kg/cm}^2$ 의 범위로 거의 일정한 값을 보이고 있고, 따라서 이방성은 작은 것으로 추정된다.

그림6에서 1m간격의 탄성과 속도측정으로 얻은 탄성계수는 $24,000 \text{ kg/cm}^2 \sim 35,000 \text{ kg/cm}^2$ 의 범위이고, 이 공에서의 다운홀법에 의한 탄성계수는 $30,100 \text{ kg/cm}^2 \sim 34,100 \text{ kg/cm}^2$ 의 범위로 서스펜션법에 의한 평균치와 같은 값을 보이고 있다. 그림에서 탄성계수가 약간 저하되고 있는 구간은 모래층을 개재하는 구간이나, 이구간에서 탄성계수의 저하비율은 그다지 크지 않고 지반전체의 강성평가에 미치는 영향은 작은 것으로 판단된다. 전체적으로 PS검층으로부터 안정된 측정결과가 얻어졌다고 할 수 있다. 그림에는 상기의 역해석 결과로 얻어진 탄성계수 범위가 표시되어 있으나 이후에 비교된다.

표 1. 다운홀법에 의한 PS 검층 결과

| 구 분 | A | | B | | C |
|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 발신원~수신점 거리(m) | 0~5 | 5~50 | 0~5 | 5~15 | 0~22 |
| S파 속도(m/sec) | 560 | 760 | 620 | 780 | 730 |
| P파 속도(m/sec) | 1,520 | 2,050 | 1,450 | 2,200 | 1,920 |
| 포아슨 비(ν) | 0.421 | 0.420 | 0.338 | 0.438 | 0.415 |
| 전단탄성계수(G_r) | 18,200 | 33,500 | 21,800 | 31,300 | 30,800 |
| 탄성계수(E_r) | 6,400 | 11,800 | 7,840 | 10,900 | 10,900 |
| 평균단위중량(g/cm^3) | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.0 | 2.0 |

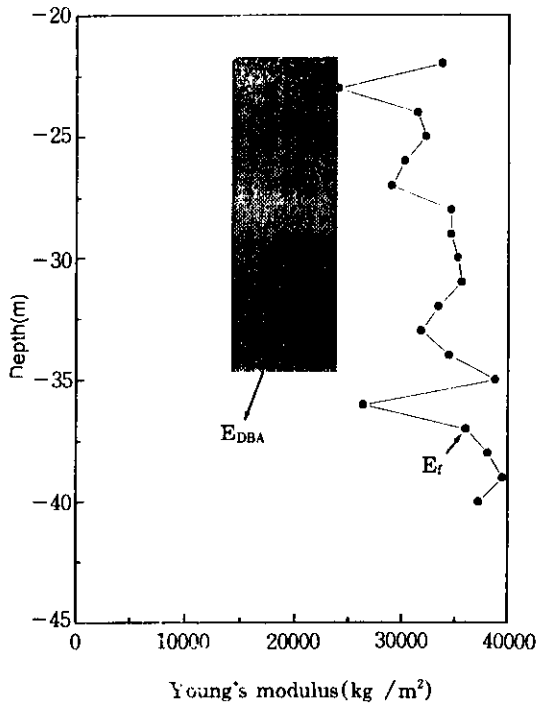


그림 6. 서스텐슨법에 의한 PS 검층 결과

3.3 공내수평재하시험

그림1의 사가미하라 굴착실험공동 근접보-링공에서 실시한 공내수평재하시험은 심도 -40m까지는 단조재하방법으로, 그 이하의 심도에서는 반복재하방법으로 실시하였다. 그림7에 반복재하방법의 대표적 재하압력과 공벽접선방향의 변형률 ϵ_c (반경의 변화율)의 관계를

나타낸다. 변형률은 지반이 탄성적 거동을 나타내기 시작하는 점(P_0)의 공내반경을 초기치로 하여 구하였다. 시험장치의 최소 디지털 표시값은 반경방향의 변형률 ϵ_c 로 환산하여 2.6×10^{-4} 이나, 출력결과를 아날로그 전압치로 수록하여 최소읽기 변형률을 2.6×10^{-5} 로 증폭시켰다. 그림7에 나타내는 것과 같이 3종류의 경사가 얻어졌고 포아슨비 0.3으로 하여 탄성계수 E_{BUILD} 를 구하였다. 일반적으로 경사1은 변형계수, 경사3은 탄성계수로 정의되고 있으나, 이 시험에서 얻어진 경사2(모든 시험에서 경사2>경사1 이었다)에 대해서는 특별히 정의되어 있지 않다. 경사2>경사1의 원인은 반복재하부분과 그 후의 재하부분의 재하속도의 영향(부분배수의 영향을 포함), 반복재하에 의한 과압밀화 및 소위 지반의 이완등이 생각될 수 있으나 아직 불명확한 상태이다. 그러나, 실무적으로는 반복재하 후 항복하중이 얻어질 때까지 재하하는 경우가 많으므로 향후 경사2에 대한 공학적해석이 필요할 것으로 생각된다. 이들 경사의 선택에 따라 공내수평재하시험에서 얻어진 시험결과는 극단적으로 상이한 변형특성이 얻어진다는 것을 알 수 있다. 특히 경사3은 분산정도가 크고 상대적으로 특이하게 큰 변형계수 값을 나타내는 경우도 있다. 그 이유는 작은 변형률(10^{-4} 이하)레벨에서 정의되었기 때문이나, 오히려 측정정도보다는 공벽의 마무리정도, 시험장치 존데고무면의 베딩에러, 존데보정계수의 정도의 문제가 더 클 것으로

생각된다. 경사1은 상기의 역해석치 보다 작은 값을 나타내었고 3종류의 경사중 명확한 정의가 없는 경사2가 역해석치와 가장 근접치를 나타내었다. 결과적으로 공내수평재시험으로 얻어진 탄성계수(혹은 변형계수)는 대략 $3,000 \text{ kg/cm}^2 \sim 30,000 \text{ kg/cm}^2$ 의 범위에 있다는 정도의 결론 밖에 얻을 수 없으나, 이하에 변형률레벨 의존성을 고려하여 검토된다.

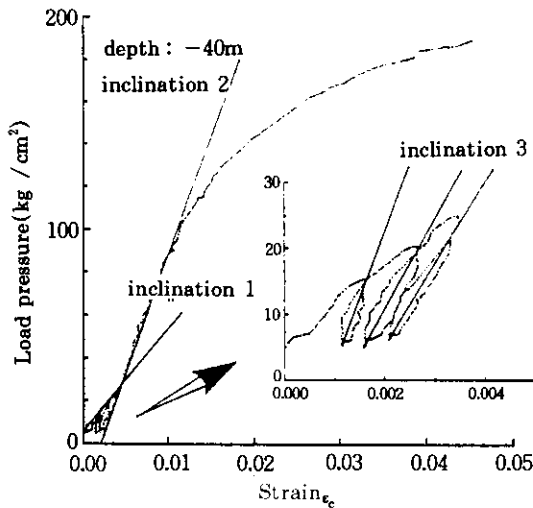


그림 7. 공내수평재시험의 일례

3.4 초음파펄스 시험

초음파펄스시험은 시료에 초음파를 통하게 하여, 그 파가 시료내를 전파하는 속도를 측정하는 방법이다. 초음파를 발생시키기 위해 진동소자를 이용하고, 이 소자는 전압을 가하면 변형률을, 역으로 변형률을 가하면 전압을 발생시키는 성질을 갖는다. 이 원리에 따라 시료 양단에 진동소자를 접촉시켜, 일단의 소자에 펄스전압을 가하여 반대 단면의 소자에 전파된 초음파를 전압변화로서 검출하게 되는데, 진동형태에 따라 P파, S파를 검출하여 속도를 구하였고 이들 속도로부터 포아손비, 전단탄성계수 및 탄성계수를 구하였다. 측정결과 사가미하라 퇴적연암지반의 경우 탄성계수의 범위가 그림

8과 같이 $32,000 \text{ kg/cm}^2 \sim 50,000 \text{ kg/cm}^2$ 의 범위로 원위치탄성과검층에 의한 탄성계수보다 약간 큰 값을 나타내는 경향이 있으나 그 이유는 아직 확실치 않다. 그림8을 보면 불구속상태하에서 실내초음파측정시험으로 얻어진 $E_{d(1)}$ 은 깊이 방향으로 데이터의 분산이 나타나고 있다. 이들 값 중에서 상대적으로 대단히 작은 값은 사질이암의 값으로 아마도 원지반에서 원래 존재하였거나 시료채취시 또는 시료정형시에 형성된 마이크로 크랙이 열려져 있었기 때문일 것으로 생각된다. 그러나 원위치 유효토 피압으로 압밀한 시료의 $E_{d(2)}$ 은 깊이 방향으로 거의 일정하게 나타나고 있고, 또한 원위치 탄성과속도측정으로 얻은 탄성계수(E)와 유사한 값을 보여주고 있다(평균적으로 약15%정도 클 뿐이다).

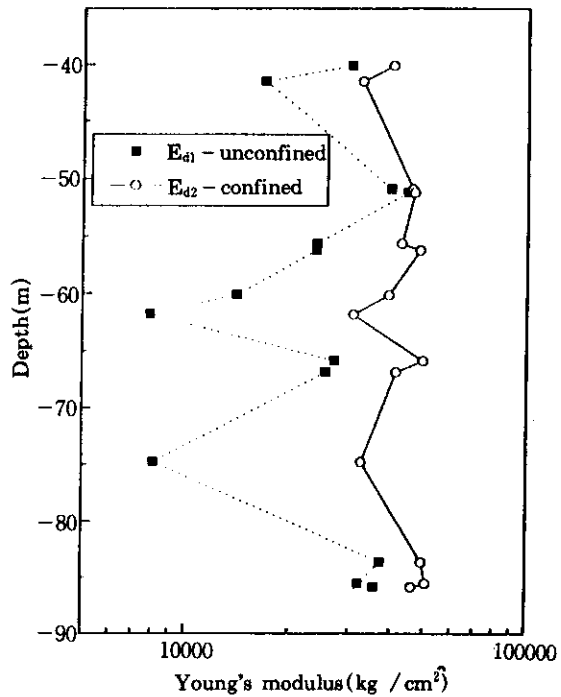


그림 8. 실내초음파펄스측정 시험결과

3.5 삼축압축시험

일축·삼축압축시험에서 피스톤의 캡 또는 피스톤의 연직변위로 부터 구한 축변형률은 시

료정형시에 형성되는 상·하단면에서의 이완층(또는 영역), 여과지(filter paper) 등 배수층의 압축과 시료 단면과 캡·페데스탈면과의 불완전접촉 등에 의해 과다하게 평가된다. 이 문제를 해결하는 방법의 하나로 필자 등이 개발하여온 축변형률을 시료의 측면에서 측정하는 장치(LDT:local deformation transducer, 국소변형측정장치) (Goto, Tatsuoka, Shibuya, Kim, Sato, 1991)를 들 수 있다(그림9).

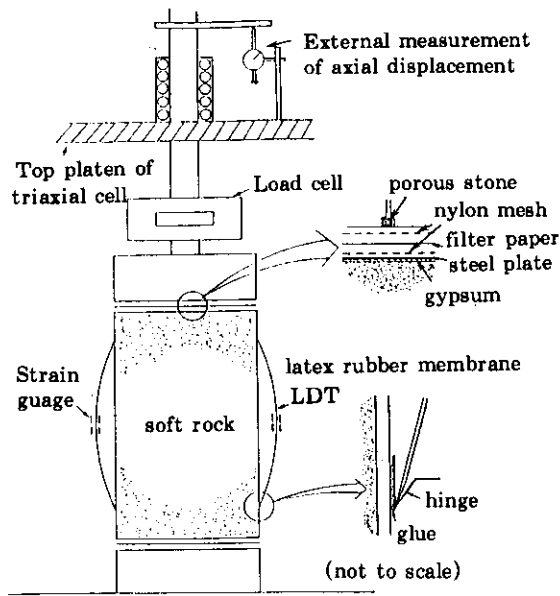
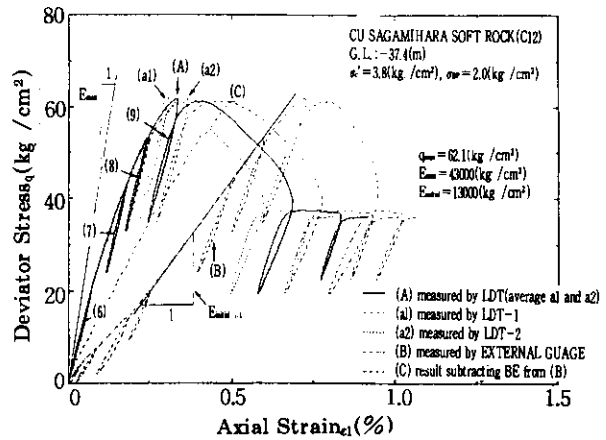


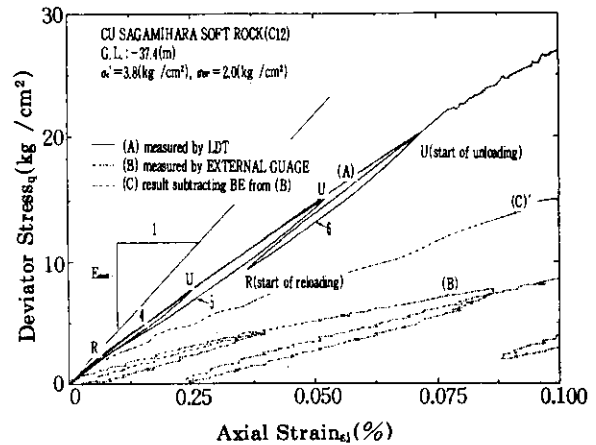
그림 9. 삼축압축시험장치 개요

그림10은 이 장치를 이용한 시험결과의 예로서 재하도중에 탄성적성질을 확인하기 위하여 작은 폭의 반복재하를 수차례 실시한 결과를 보여주고 있다. 그림에서 외부변위계(dial guage)로 측정한 축변형률은 LDT로 측정한 축변형률 보다 현저히 크다는 것을 알 수 있다. 그림10(a), (b)에서 곡선(C)는 외부변위계로 측정한 축변형률로부터 하중측정장치(삼축셀 내부에 설치한 load cell)·재하피스톤의 휨처짐과 배수층의 압축량을 제거한 축변형률을 나타낸다. 이 곡선의 축변형률과 LDT에 의한 축변형률과의 차이가 시료 상·하단에서의 이완

층(또는 영역)의 압축에 기인한다는 결론을 내릴 수 밖에 없고, 또 LDT를 이용할 경우 $\epsilon_i \leq 0.001\%$ 에서의 응력~변형률 관계를 정확히 구할 수 있음을 알 수 있다(그림10(d), 그림에서 상기한 미소변형률 범위에서의 변형특성은 선형관계이고 반복재하에 대해서도 가역적이다. 따라서 이 범위의 축변형률에서 산정한 영률을 E_{max} 로 정의하였다. 또, 위 변형률 범위에서는 $0.0001\%/min \sim 0.1\%/min$ 범위의 축변형률 속도의 변화에 따른 의존성이 없음이 확인되고 있다.(김, 龍岡文夫, 1995) 위와 같은 사항은 이 시료가 위 변형률 범위에서 명백한 탄성적성질을 나타내고 있음을 말해주고 있다.



(a) 축변형률 1.5%



(B) 축변형률 0.1%

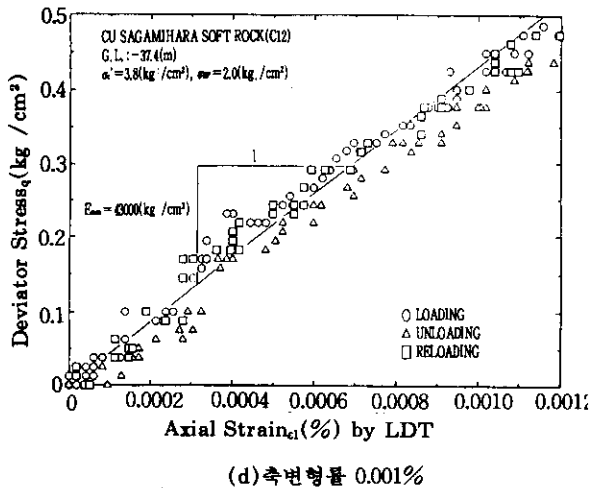
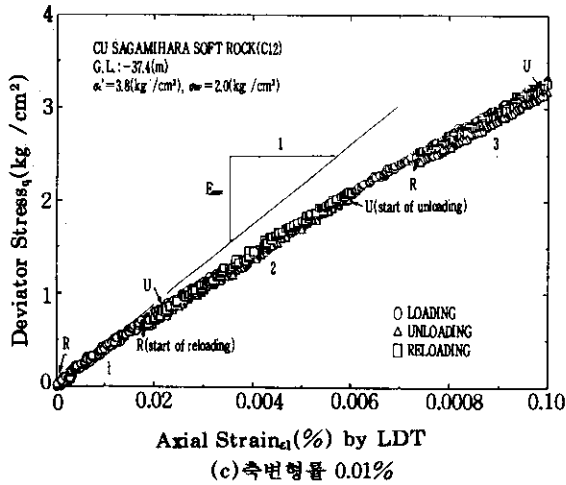


그림 10. 삼축압축시험의 전형적 응력~변형률 관계

이와 같은 결과는 필자 등이 행한 모든 퇴적연암에 관한 실험에서도 얻어졌다.(김, 1996, 越智健三, 龍岡文夫, 眞保 裕, 1992, 龍岡文夫, 1995) 그림 11은 3개현장의 퇴적연암과 시멘트혼합개량사질토 타설현장에서 채취한 시료(金, 1989)의 $E_{initial}$ 과 E_{max} 의 비교를 나타낸다. $E_{initial}$ 은 소위 정탄성계수라 불리우고 있으나 이것은 앞에서 기술한 바와 같은 많은 오차를 내포하고 있고, 0.1% 이상의 축변형률에서 정의되고 있어 결과적으로 그 값은 E_{max} 보다 상당히 작은 값을 나타내고 있는 것이므로 이 값은 실질적인 탄성계수라기 보다는 걸보기 탄성계수라고 정의하는 것이 타당할 것이다.

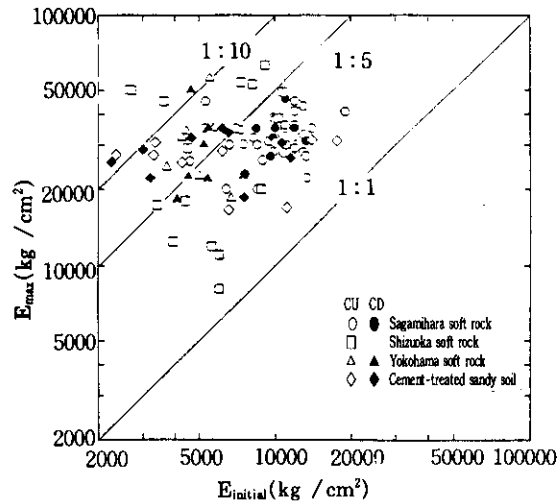


그림 11. 퇴적연암의 E_{max} 와 $E_{initial}$ 의 비교

그림12는 동일시료를 이용하여 압밀유효구속압 σ'_c 를 변화시켜 반복하여 재하한 압밀비배수 삼축압축시험의 예이다. 이 시험에서는 시료를 구속압 $\sigma'_c = 1 \text{ kg/cm}^2$ 으로 압밀후 축변형률 약 0.005% 까지 비배수전단시켜 응력 q ($\sigma_1 - \sigma_3$)=0 상태로 되돌린 후 다른 유효압밀 구속압으로 같은방법의 비배수전단시험을 되풀이하였다. 같은 방법의 시험이 배수전단시험에도 적용되었다. 그림13은 축변형률 $\epsilon_1 = 0.001\%$ ($=E_{max}$)와 $\epsilon_1 = 0.003\%$ 에서 정의된 할선영률 E_{sec} 를 정리한 것이다. 각각의 경우에서 E_{max} 와 E_{sec} 값은 전체적으로 σ'_c 의 증가에 따라 증가하고 있으나, 그 증가비율은 σ'_c 가 유효토피압 σ'_v 에 이르는 단계에서는 보다 크다. $\sigma'_c > \sigma'_v$ 에서는 상대적으로 σ'_c 에 거의 무관하다는 것을 알 수 있고, 다른 퇴적연암시료에 대하여도 같은 결과를 얻었다. σ'_c 에 대한 E_d 의 변화추이에 대해서도 각각 다른 심도에서 채취된 시료에 대해 위와 같은 방법으로 조사한 결과가 그림14이고 그림13과 거의 유사한 경향을 보인다. 또 일축압축시험에서는 LDT를 이용하여도 E_r 보다 작은 영률이 얻어지는 경향이 있었다.(Tatsuoka, Shibuya, 1992) 따라서 실내시험에 있어 원위치 퇴적연암의 거동을 재현하여 정확한 변형계수를 측정하기 위하여는 적

절한 유효압밀구속압(유효토포압)을 가할 필요가 있다는 결론을 얻을 수 있고 이점의 중요성은 Morgenstern & Eigenbrod(1974) 및 Tatsuoka & Shibuya(1992)에 의해서도 지적된 바 있다. 그림13에서 결보기 초기 탄성계수 $E_{initial}$ 은 모든 범위의 σ'_c 에 대해 증가하고 있으나, 이러한 증가는 실제적인 것이 아니라 σ'_c 의 증가에 따라 BE가 감소하기 때문인 것이 지배적인 이유로 보아야 할 것이다. 상기의 그림8도 이와 같은 추정에 합리적인 근거를 제시하고 있다.

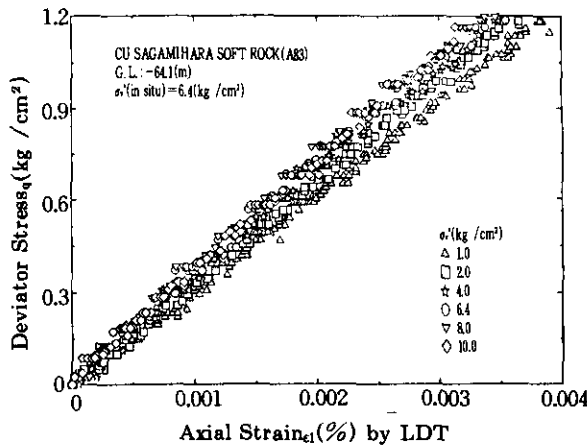


그림 12. 압밀구속압 크기에 따른 용력~변형률의 변화

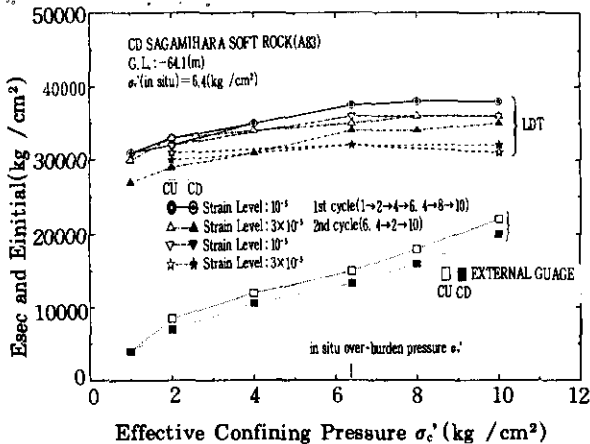


그림 13. 변형계수의 압밀구속압 의존성(삼축압축시험)

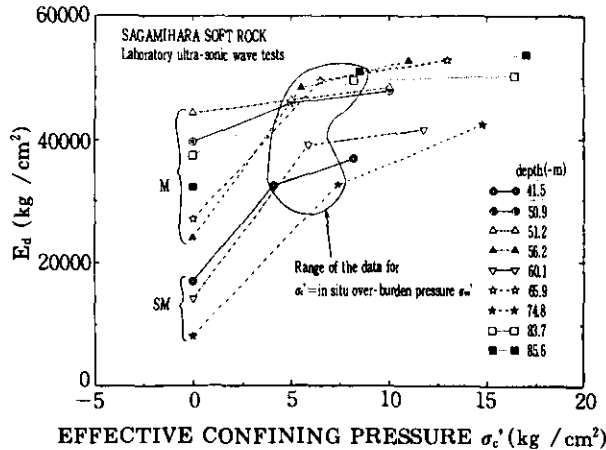


그림 14. 변형계수의 압밀구속압 의존성(초음파시험)

4. 실내시험·원위치시험 및 실제지반의 거동

그림15에는 사가미하라 퇴적연암에 대해 아래에 기술하는 각종방법으로 얻은 탄성계수를 비교하고 있다.

- 1) E_{DBA} : 굴착에 따른 실제지반의 변형과 지보공도압 및 깊이 -35m의 시험수평공의 변형으로부터 유한요소법과 경계요소법으로 역산한 값으로 작은 값은 큰 변형률에 대응한다.(변형률은 $10^{-3} \sim 10^{-4}$).
- 2) E_r : 원위치 전단탄성파속도로부터 구한 값으로, 심도 -40m까지는 두 개공에서 서스펜션법(suspension method)(Ogura, Uchiyama, Ohhashi, Saito, 1989)으로 측정(◇, ◆표)한 값이고, 그 이외는 다운홀법(down hole method)(Imai, 1977)으로 측정(-■-)한 값이다. 심도 -35m의 수평공(H로 표기)과 수평공으로부터 45도의 경사공(I로 표기)에서 측정한 값도 표기하였다.
- 3) E_{BHLT} : 공내수평재하시험(pressuremeter test)(Braind, 1992)의 초기재하곡선에서 $(1+\nu) \times \Delta p / \Delta \epsilon_1$ 로 구한 값(-△-표)으로 깊이가 깊어질수록 변형률레벨은 1%로부터 0.1%정도 까지 감소한다. 포아손비 ν 는 0.3으로 가정하였고, $\Delta \epsilon_1 = \Delta r / r$ 은 공

벽면에서의 최대주변형률을 의미한다.

- 4) E_d : 코아시료채취로 얻은 불교탄시료의 실내초음파 펄스시험법(laboratory ultra-sonic measurement) (Kanamori, Mizutani, 1965)으로 얻은 값(불구속 $E_{d(1)}$: +표, 원위치유효토포압 σ' 로 압밀한 경우 $E_{d(2)}$: ×표)이다.
- 5) E_{max} : 코아시료채취로 얻은 불교탄시료로 축변형률을 시료 측면에서 국소적으로 측정 한 압밀삼축시험에서 $\epsilon_1=0.001\%$ 이하의 초기응력~변형률관계로 부터 구한 값(CU: ○표, CD: ⊙표)이다. 그림 중에 h는 수평공에서, i는 45도의 경사공에서 채취한 시료를 의미한다.
- 6) $E_{initial}$: 상기5)와 같은 시험에서 축변형률을 재하피스트의 축변위로 부터 구한 경우의 응력~변형률관계에서 직선부분의 값(CU: ⊕표, CD: ●표)이다.

위에서 열거한 탄성계수 값 사이에는 상당한 차이가 있어 전혀 상관성이나 법칙성이 결여되어 있는 것으로 보이나, 우선 그림으로부터 다음과 같은 것을 읽을 수 있다.

- ① 영률 $E=20,000\text{kg/cm}^2$ 정도를 경계로 하여 열핏 2종류의 영률영역이 존재하는 것처럼 보이나 이것은 소위 정탄성계수와 동탄성계수의 차이라고 할 수 없다. 그 이유는 아래와 같은 내용으로 설명될 수 있다.
- ② 원지반의 다소의 비균질성으로 데이터의 분산은 있으나 국소적으로 측정한 영률 E_{max} 는 실내초음파펄스법으로 측정한 소위 동탄성계수 E_d 와 거의 일치하고 있고, 또 E_{max} 에 미치는 변형률속도의 영향은 거의 없는 것으로 확인되고 있다.(김, 1996) 따라서 적어도 이 연암에 대해서는 동탄성계수, 정탄성계수의 구별은 본질적이지 아니다. 다만 $E_d^{(2)}$ 가 E_{max} 보다 약간 큰 경향이 있으나 지금까지로서는 그 명확한 이유를 알 수 없다.
- ③ E_{max} 와 $E_d^{(2)}$ 는 원위치 전단탄성과속도 측정으로 얻어진 E_r 와도 일치하고 있다. 따라서 이 연암지반에서는 절리·균열·단층의

영향이 없거나 대단히 작다는 것을 알 수 있고, 이 결과로 부터 원위치시험과 실내시험으로 얻어진 값이 기본적으로 일치하고 있다고 말할 수 있다.

- ④ 공내수평재하시험에서 구한 E_{BHLT} 와 종래의 삼축압축시험에서 얻어진 $E_{initial}$ 도 유사한 값을 보이고 있다. 이러한 결과로 종래 객관적으로 정탄성계수가 존재하는 것으로 인식되었을 것으로 생각된다. 그러나 이들 값은 E_{max} , $E_d^{(2)}$ 및 E_r 보다 상당히 작은 값이다. 그 이유에 대해서는 이후에 상술되나 측정오차, 탄성계수를 정의한 변형률레벨의 차이 및 E_{BHLT} 에 있어서는 보링공벽의 교란 등이 주 원인일 것으로 생각된다.

위와 같은 내용과 이하에 기술하는 바와 같이 실내시험에서의 측정정도와 구속압의 영향,

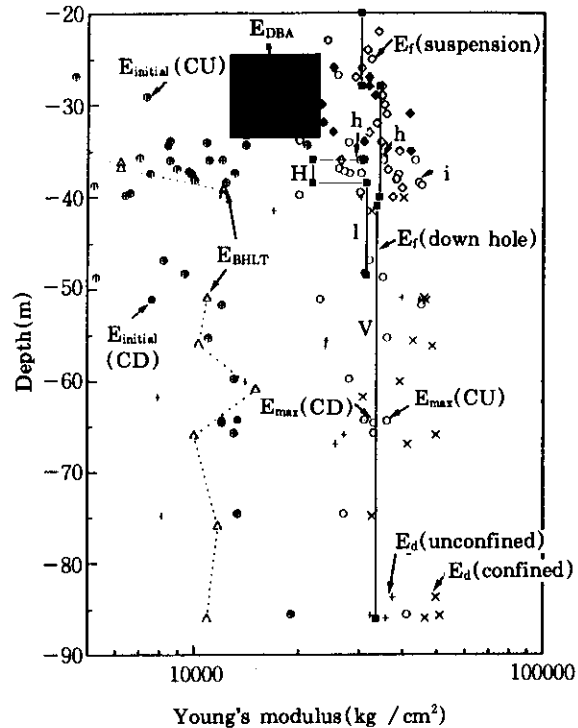


그림 15. 심도와 각종시험으로 부터의 탄성계수 관계 (사가미하라 퇴적연암)

변형계수의 탄성적성질과 비선형성을 고려하면 위 값들 사이의 명확한 법칙성을 발견할 수 있다.

그림16, 17은 시즈오카 퇴적연암지반과 요코하마 퇴적연암지반에 대한 같은 방법에 의한 비교예이다. 사가미하라시의 퇴적연암보다 시즈오카현 퇴적연암의 퇴적연대가 약간 오래되었고 요코하마시의 퇴적연암은 그 퇴적연대가 약간 늦다. 그림17에서의 E_{50} 은 최대응력의 1/2에 해당하는 축변형률에서 정의된 통상적인 일축압축시험에서 외부변위계(dial gauge)로 얻은 값이다. 이들 예에서도 E_{max} 와 E_f 는 거의 일치하고 있고, 이들 값 보다 $E_{initial}$ 과 E_{50} 은 상당히 작다.

이상의 결과는 종래 동탄성계수·정탄성계수라고 하는 구별은 시험방법의 차이(엄밀하게는 시험방법의 오차)에 따른 외형적인 것으로, 본 연구에서 검토한 퇴적연암지반에서는

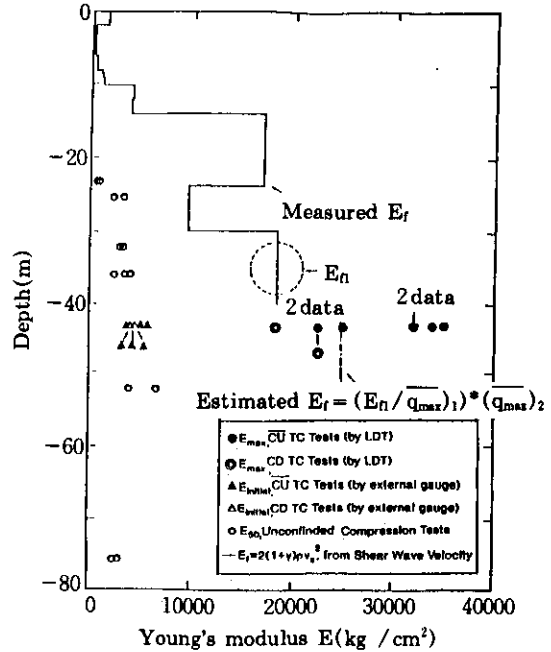


그림 17. 심도와 각종시험으로부터의 탄성계수 관계(요코하마 퇴적연암)

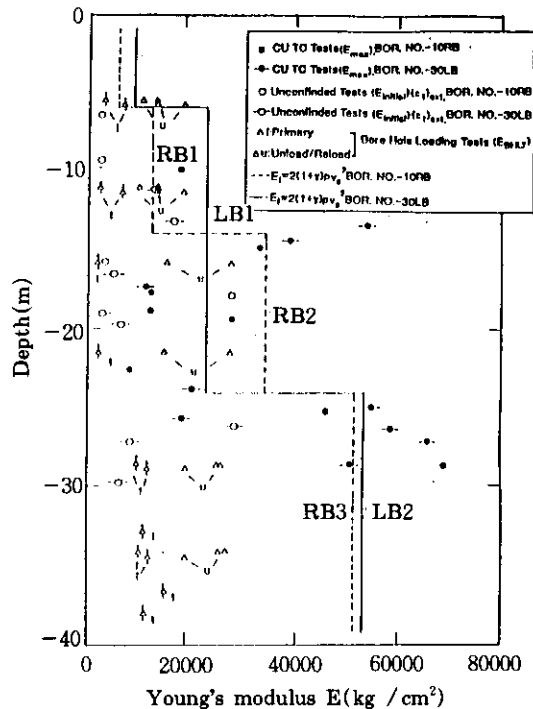


그림 16. 심도와 각종시험으로부터의 탄성계수 관계(시즈오카 퇴적연암)

단층·균열·절리의 영향은 대단히 작고 비고결(uncemented)토질재료와 같이 연속체로서 취급할 수 있다는 것을 보여주고 있다.

5. 퇴적연암과 탄성적 성질과 비선형성

그림18은 그림15에 나타내는 E_f , $E_d(2)$, 공내재시험에서 초기재하곡선 및 반복재하곡선에 의한 $E_{BHLT(1)}$, $E_{BHLT(c)}$, 평판재하시험에서 지반내에서 측정된 지중변형률과 평판하중으로부터 탄성론을 적용하여 구한 $E_{PLT(s)}$ 및 실제지반변형으로부터 역산하여 얻은 E_{DBA} 를 각각의 심도에 해당하는 삼축압축강도로 나눈 값을 축변형률 ϵ_1 에 대해 나타낸 결과와 정밀삼축압축시험에서 얻어진 전형적인 할선변형계수 E_{sec} 를 삼축압축강도로 나눈 값에 대한 축변형률 관계를 비교한 것이다. 탄성계수를 압축강도로 나눈 이유는 지반내의 비균질성의 영향을 되도록 제거하여 비교하기 위한 것이다. 그림상의 'A'선은 피크상태($q=q_{max}$) 즉 \log

$(E/q_{max}) + \log(\epsilon_1) = 0$ 를 나타내고 있다. 이 그림으로부터 알 수 있는 것은, 공내수평재하시험에서의 초기재하곡선에 의한 $E_{BHLT(1)}$ 의 변형률은 0.3% 이상으로 동일변형률로 비교할 경우 삼축압축시험에서의 할선변형계수와 유사하며, 약간 가압한 후 작은 진폭의 반복재하를 하면 변형률레벨이 작아짐에 따라 측정된 탄성계수도 커지는 경향을 보인다. 그러나 $E_{BHLT(e)}$ 는 변형률이 0.1% 이하로 되면 비정상적으로 커지고 있다. 이 이유는 명확히 말할 수 없으나 0.1%의 변형률은 0.04mm의 공벽변위에 해당하고, 원위치시험으로서는 대단히 작은 값으로 정도가 낮을 가능성이 높다. 지반의 변형으로부터 역산하여 구한 영률 E_{DBA} (사선 표시)도 동일변형률에서 비교하면 삼축압축시험에서의 할선변형계수 E_{sec} 와 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 다만 평판재하시험에서 얻은 $E_{PLT(S)}$ (●, ◆: 2개소)의 경우 삼축압축시험과의 대응은 일단 성립한다고 할 수 있으나 데이터의 분산이 크다. 이 그림에서 결론적으로 말할 수 있는 것은 원위치·실내시험과 지반거동으로부터 얻은 탄성계수는 동일변형률레벨에서 비교하면 잘 일치하고 있다라고 하는 것이다. 다만, 공내수평재하시험(반복재하)과 평판재하시험으로부터 얻은 탄성계수는 상대적으로 데이터의 분산이 크다.

시즈오카 퇴적연암에서도 동일한 변형률레벨에서 비교하면, 공내수평재하시험과 삼축압축시험결과로 얻은 할선변형계수는 거의 일치한다.(Tatsidla, Shibuya, 1992) 또한, 요코하마시 퇴적연암지반에서 LNG지하 탱크기지를 위한 깊이 46m, 내경58m의 원통형 굴착현장의 실제 지반변형으로부터 역산한 퇴적연암의 탄성계수는 $10,000 \sim 12,000 \text{ kg/cm}^2$ 이었다.(小松原徹, 青木浩之, 西川洋二, 田中住利, 1992, 青木浩之, 天野 悟, 1992) 이 값은 심도 -17m ~ -46m에서의 E_r 에 가까운 값이나 E_{50} , $E_{initial}$ 보다는 상당히 크다는 것을 그림17로부터 알 수 있다. 이 굴착으로 발생한 변형률은 대단히 작았고(굴착측벽면 원주방향에서 $\epsilon_1 = 0.03\%$), 측

벽면으로부터 멀어질수록 작아진다. 따라서 이 경우에는 변형계수의 변형률레벨 의존성의 영향이 대단히 작다는 것을 알 수 있었다.

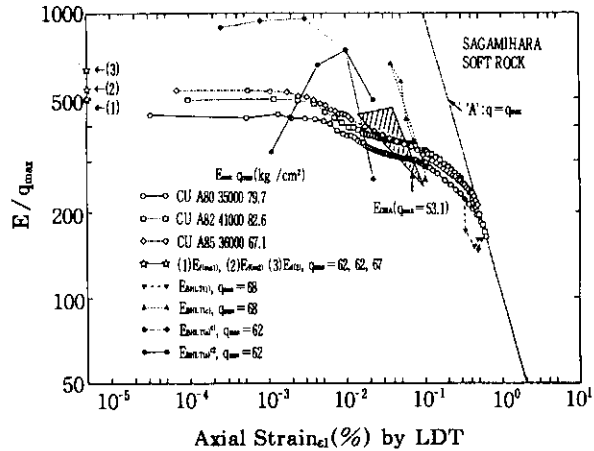


그림 18. 변형률 의존성을 고려한 변형계수의 비교

그림10에 나타내는 데이터로부터 할선영률 $E_{sec} = q/\epsilon_1$ 과 접선영률 $E_{tan} = dq/d\epsilon_1$ 을 구해 이들 값을 정의한 ϵ_1 과 q/q_{max} 에 대해 각각 나타낸 것이 그림-19(a), (b)이다. 그림에서 E_{eq} 는 재하도중 수차례 실시한 반복재하에 의한 폐하곡선의 기울기로부터 정의한 할선영률로서 폐하곡선 상단의 축변형률 ϵ_1 과 q/q_{max} 에 대해 나타내었다(번호는 그림10참조), 선형탄성거동을 나타내는 축변형률 ϵ 의 범위는 0.001%이고 그 변형률에서의 q/q_{max} 는 0.005이다. ϵ_1 과 q/q_{max} 가 선형탄성범위를 넘어서면 강성은 급격히 감소한다. 이러한 결과가 실질적인 탄성특성이 종래의 보편적시험에서 얻어지기 어려운 이유와 E_{max} 또는 E_r 가 실제 설계 단계에서 사용되기는 너무 큰 값이다라고 하는 이유를 설명해주고 있다. 탄성범위를 넘어서 선 범위의 E_{eq} 는 E_{sec} 보다 크고 또 E_{sec} 는 E_{tan} 보다 크다. 그러나 그 차이는 최대응력상태에도달하기 전까지는 그다지 크지 않다. 이것은 퇴적연암이 비고결(uncemented)토질재료에 비해 비선형성이 크지 않다는 것을 말해 주고 있다. 이것은 이 연구의 전체시험결과에서 E_{sec}/E_{max} 값이 $\epsilon_1 = 0.1\%$ 에서 0.5 이상이라는 사실과

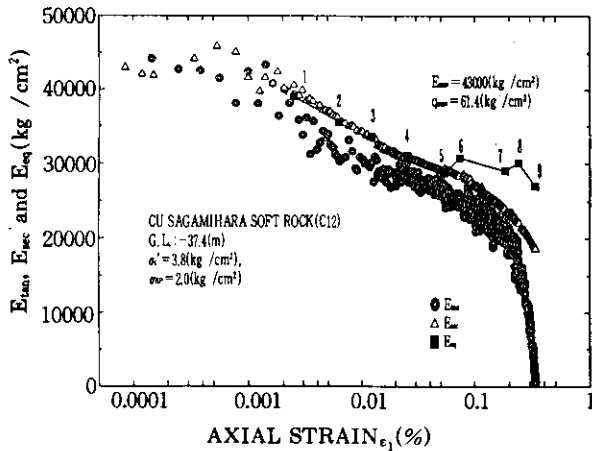


그림 19.(a) 합선영률 E_{sec} , 접선영률 E_{tan} 와 축변형률 ϵ_1

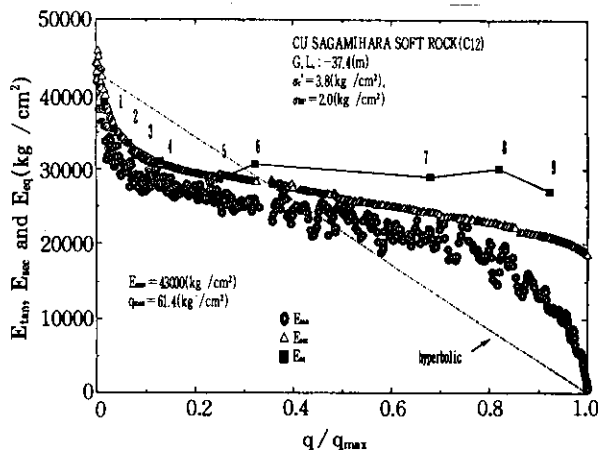


그림 19.(b) 합선영률 E_{sec} , 접선영률 E_{tan} 와 응력 q/q_{max}

일맥을 같이 한다.

삼축압축시험에서 얻은 변형률 $\epsilon_1=0.1\%$ 에서의 E_{sec}/E_{max} 값의 평균값과 표준편차 범위는 비배수 시험에서 0.652 ± 0.070 이고 배수시험에서는 0.632 ± 0.064 으로 산출되었다. 또 q/q_{max} 의 대부분의 범위(0.1~0.8)에서 E_{sec} 는 $E_{max}/2$ 이상이고, $q/q_{max}=0.5$ 에서 E_{sec}/E_{max} 의 평균값과 표준편차의 범위는 비배수시험에서 0.555 ± 0.032 , 배수시험에서 0.507 ± 0.022 였다. 위의 결과는 간단한 선형해석에 있어서 근사법으로 $E_{max}/2$ 또는 $E_t/2$ 를 E_{sec} 로 취할 수 있음에 합리적인 근거를 제공한다. 위에서 기술하였듯이 $\epsilon_1=0.1\%$ 또는 $q/q_{max}=0.5$ 에서 비배수시험에서의 E_{sec} 값이 배수시험에서의 E_{sec}

값보다 크나, 그 차이는 경미하다. 이것은 위 응력 또는 변형률레벨에서 배수조건에 따른 영향은 그다지 크지 않다는 것을 의미한다. 그림 19(b)에서 점선은 E_{sec} 의 설정에 종종 사용되는 고전적 쌍곡선 관계를 나타낸다. 그림에서 이 쌍곡선 관계로 시험결과를 모델화하기에는 적절하지 못하다는 것을 보여주고 있다.

6. 설계계산 이용 변형계수

이상 나타낸 데이터로부터 퇴적연암의 변형계수가 비선형임을 감안할 때, 변형해석에 이용하는 값으로서 일반적으로 E_t , E_{max} , $E_{d(2)}$ 는 너무 크고, E_{BHLT} , E_{PLT} , $E_{initial}$, E_{50} 은 너무 작다고 말할 수 있다. 위와 같은 결과로서 원위치 지반의 $E_{sec} \sim \epsilon_1$ 관계를 추정하는 방법으로서 다음과 같은 방법을 제안할 수 있다($G_{sec} \sim \gamma$ 관계에 대해서도 같은 논리가 성립한다) (그림 20). ① 우선 원위치에서 E_t 를 구한다. ② E_{BHLT} 와 이에 대응하는 변형률을 구한다. 가능하면 반복재하를 시행하여 1%이하의 변형률에서의 변형계수를 구한다. ③ 양질의 시료를 원위치응력(유효토포압)으로 압밀한 단조재하 삼축압축시험을 실시하여 0.0001%~10% 변형률범위에서의 정확하고 연속적인 합선변형계수 E_{sec} 를 구한다. ④ 삼축압축시험에 의한 E_{max} 와 E_t 는 지반의 비균질성이나 시료교란의 영향 등으로 일치하지 않을 수도 있으나 지반 전체에서 2배 이상의 차이가 보일 경우, 원위치·실내시험법을 재검토한다. ⑤ 그림 20에서와 같이 $E_t/E_t=1$ 과 E_{BHLT}/E_t 의 2점을 삼축압축시험으로부터 구한 연속적 $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_1$ 관계를 참고로 외삽적으로 연결하여 이 관계의 종축을 E_t 로 곱하여 원위치 $E_{sec} \sim \epsilon_1$ 관계를 구한다. ⑥ 설계목적에 따라 반복재하(반복재하와 단조재하의 차이)·응력레벨·응력경로·배수조건 등의 영향을 검토한다.

프로젝트의 성격에 따라 상기의 방법이 비경제적이고 불필요하다고 판단될 경우, 보다 간편하고 근사적인 방법으로서 $E_t/2$ 을 이용하는

방법도 생각할 수 있다. 이 방법의 근거는 첫째로, 지반내에 발생하는 전형적인 변형률의 상한(Atkinson, Sallfors, 1991, Burland, Symes, 1982, Jardine, Symes, Burland, 1984)인 $\epsilon_1 = 0.1\%$ 에서의 E_{sec}/E_{max} 가 약 0.5라는 점과, 둘째로 그림19(b)에 보이는 것과 같이 E_{sec}/E_{max} 값이 약 0.5인 응력레벨 범위가 넓다고 하는 점이다. 이 $E_f/2$ 값은 종래의 소위 정적탄성계수라 불리우는 값보다는 여전히 큰 값이다.

이러한 방법은 토질역학적이기는 하나 현재로서는 제안의 단계로 앞으로 많은 현장에서의 측정결과에 의해 검토될 필요가 있으며, 다른 토질재료에 대한 적용가능성에 대해서도 검토될 필요가 있을 것으로 생각된다.

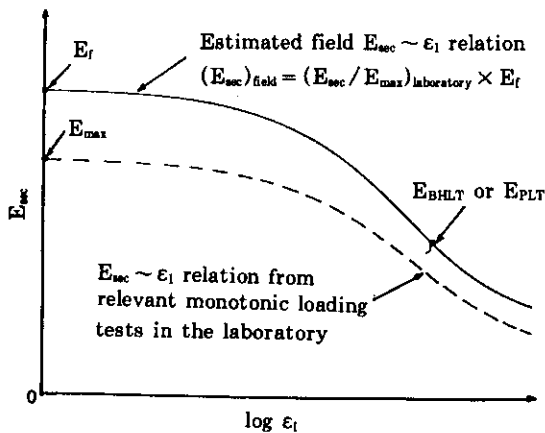


그림 20. 원위치 비선형탄성계수 추정방법

7. 결 론

이상 표기한 데이터에 의하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1) 각종 원위치시험·실내시험과 지반의 변위로부터 역산한 영률은, 동일한 변형률로 비교하면 잘 일치하고 있다. 따라서 질리·균열·단층 등의 불연속면이 이 연구에서 검토한 퇴적연암의 지반 전체의 지반변형특성

에 미치는 영향은 작다.

- 2) 0.001% 이하 미소변형률 범위에서의 변형계수는 탄성적이고 이에 대응하는 원위치전단탄성과속도측정에서 구한 영률 E_f 와 단조재하삼축압축시험에서 구한 미소변형레벨에서의 영률 E_{max} 는 거의 일치한다.
- 3) 삼축압축시험에서 정확한 변형계수를 구하기 위하여는 원위치 응력상태를 재현한 응력으로 압밀 후, 축변형률을 시료측면에서 정확히 측정할 필요가 있다.
- 4) 퇴적연암지반의 비선형변형계수는 원위치전단탄성과속도의 측정, 공내수평재하시험, 상술한 정밀삼축압축시험의 결과를 종합하여 구할 수 있다. 간단히 근사적방법으로서 원위치전단탄성과속도로부터 구한 영률의 1/2을 이용하는 방법도 제안할 수 있다.

참 고 문 헌

1. 김유성(1996), "변형률·응력의존성을 고려한 퇴적연암의 변형특성에 관한 연구", 대한토목학회논문집 투고중.
2. 김유성, 龍岡文夫(1995), "퇴적연암의 미소변형을 영역에서의 변형특성", 1995년도 토목학회 학술발표회 논문집Ⅲ, pp.203~206.
3. 金有性(1989), "三軸壓軸試驗によるセメント改良砂質土의 強度·變形特性", 日本東京文學修士論文,
4. 金有性, 越智健三, 龍岡文夫, 眞保 裕(1992), "原位置試驗と室内試驗による變形係數の變形率レベル依存性を考慮した比較例, 日本土木學會第24回岩盤力學に關するシンポジウム論文集, pp.241~245.
5. 小松原徹, 青木浩之, 西川洋二, 田中佳利(1992), "吹付けコンクリート及びロックボルト工法による大規模圓筒掘削の計測結果に關する一考察", 日本土木學會第24回岩盤力學に關するシンポジウム論文集, pp.331~335.
6. 青木浩之, 天野 悟(1992), "堆積軟岩中の大深度圓筒掘削地盤舉動に對して", 日本土木學會第47回年次學術講演概要集, 第Ⅲ部.

7. Atkinson, J. H. & Sallfors, G.(1991), "Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests", Proc, 10th Eur. Reg. Conf. Soil Mech., Florence 3, pp.915~956.
8. Braind, J.L.(1992), "The pressuremeter" Rotterdam: Balkema, pp.32~33.
9. Burland J. B. & Symes, M.(1992), "A simple axial displacement guage for use in the triaxial apparatus", Géotechnique 32, No.1, pp. 62~65.
10. Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S. Kim, Y. -S. & Sato, T.(1991), "A simple guage for local small strain measurements in the laboratory", Soils and foundations 31, No.1, pp.169~180.
11. Imai, T.(1977), "P-and S-wave velocities of the groun in Japan", Proc, 9th Int. Conf. Soil Mech., Tokyo 2, pp.257~260.
12. Jardine, R. J., Symes, M. J., & Burland, J. B.(1984), "The measurements of soil stiffness in the triaxial apparatus", Géotechnique 34, No.3, pp.323~340.
13. Kanamori, H. & Mizutani, H.(1965), "Ultrasonic measurements of elastic constant of rocks under high pressures", Bull. Earthq. Res. Inst. Tokyo Univ. 43-1, pp.173~194.
14. Morgenstern, N. R. & Eigenbrod, K. D. (1974), Classification of argillaceous or frictional materials", J.Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs 100, GT10, pp.1137~1156.
15. Ogura, K., Uchiyama, S., Ohhashi, T. & Saito, H.(1989), "Study of continuous measurements of suspension PS logging". Proc. 59th Ann. Int. Meet. Soc. Explor. Geophys. Expanded Abstracts, pp.43~46.
16. Tatsuoka, F. & Shibuya, S.(1992), "Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests", Proc. 9th Asian Reg. Conf. Soil Mech, Bangkok, pp. 101~170.

(접수일자 1996. 2. 27)