

지반재료의 응력~변형특성 및 변형정수 · 강도정수 평가기법에 관한 연구

2007. 8. .

주관연구기관 / 전북대학교

건 설 교 통 부
한국건설교통기술평가원

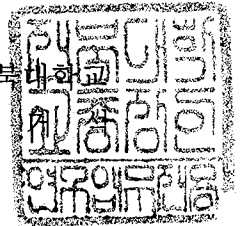
제 출 문

건설교통부장관(한국건설교통기술평가원장) 귀하

본 보고서를 “지반재료의 응력~변형특성 실험법 및 변형정수·강도정수 평가기법에 관한 연구”의 최종보고서로 제출합니다.

2007. 8. 17.

주관연구기관 : 전북대학교
총장 서



■ 총괄연구책임자 / 수석연구원 김 유성 연구의 총괄

■ 주관연구기관 참여연구원 / 수석연구원 김 유성 연구의 총괄

/ 선임연구원	원 명수	변형정수 평가기법개발 및 보고서 작성
/ 연구원	이 용안	토질별 응력~변형특성 해석기법 개발
/ 연구원	고 형우	변형정수와 강도정수와의 상관성 검토
/ 연구보조원	서 세관	실·내외 시험 수행 및 자료정리
/ 연구보조원	이 수근	실·내외 시험 수행 및 자료정리
/ 연구보조원	노 남진	실·내외 시험 수행 및 자료정리
/ 연구보조원	오 수환	실·내외 시험 수행 및 자료정리
/ 연구보조원	송 준희	실·내외 시험 수행 및 자료정리
/ 연구보조원	지 종석	실·내외 시험 수행 및 자료정리
/ 연구보조원	민 병옥	실·내외 시험 수행 및 자료정리

요 약 문

I. 제 목

지반재료의 응력~변형특성 실험법 및 변형정수·강도정수 평가기법에 관한 연구

II. 연구개발의 목적 및 필요성

최근 우리나라에서 시행되는 토목공사는 규모가 더욱 더 대형화되고 있고, 아울러 구조물의 기능도 고도화되고, 경제성측면에서의 시공기간 단축도 요구되고 있다. 이러한 조건하에서 양질의 공사를 시행하기 위해서는 시공에 앞서 사전에 적절한 원위치 지반조사 및 실내 토질시험을 시행하여 그 결과를 충분히 이용한 이론해석에 근거하여 설계, 시공을 진행해가는 것이 상식적인 내용으로 되어있고, 또 토공 구조물이나 지반의 거동을 유한요소해석과 같은 해석기법에 의해 추정하여, 보다 상세한 설계를 수행하는 방법도 시행되고 있다. 이와 같은 방법에 적용되는 해석이론의 대부분은 현장의 거동을 상당히 단순화시켜 유도된 것으로, 이 경우의 토공 구조물이나 지반 또는 지반내 각 토층의 토질은 균질한 등방체로 이상화하여 취급하는 것이 일반적이다. 설계시 필요한 주요 토질정수는 강도특성이나, 변형특성 등의 역학적 성질을 나타내는 정수이다. 설계시의 토질정수는 설계방법에 근거한 소정의 조사 및 시험을 시행하여 결정되는 것이나, 실제로 적절한 정수를 구하는 것은 다음과 같은 이유로 대단히 어려운 작업 및 과정을 필요로 한다. 첫째, 자연지반을 구성하는 토층은 복잡하고, 토질은 과거의 이력에 의해 지극히 다양하나, 이 들을 항상 명확하게 일련의 지반조사 및 토질시험을 통해 구할 수 있다고 단언할 수 없다. 둘째, 원래 설계시의 토질정수로서는, 지반내 또는 예를 들어 성토시의 다짐된 흙에 대해 있는 그대로의 성질을 나타내는 것만으로는 불충분하고, 성토 등의 재하, 굴착 등에 의한 장단기적인 지반의 물성변화, 시공순서, 시공방법, 강우, 침투수 등의 영향에 따른 토성변화 등이 고려된 정수가 필요하다. 따라서, 설계를 위한 토질정수가 획일적으로 정해진 조사, 시험만으로 결정될 수 있다고 하는 것은 결과적

으로 커다란 오류를 일으킬 수 있고, 설계의 목적과 대상 또는 방법 등에 대응한 조사, 시험의 실시가 불가결하다는 인식을 가져야 할 필요가 있다. 지금까지 현장에서 발생하는 실제거동의 이론해석에 대해서는 많은 제안이 있으나, 토질조사시험의 분석, 설계에 관련한 토질정수의 고려사항 또는 결정방법에 대해서는 정형적인 방법은 없고, 각 기관 또는 개개의 연구자 등 개인의 노력에 의탁되어 있다고 하여도 틀림이 없다. 설계에 필요한 지반정수로서 지금까지 가장 빈번히 사용되어온 것은 역학적 성질 중 강도정수와 압밀정수이다. 강도정수는 지반의 지지력문제 및 안정문제를 해명하기 위해, 압밀정수는 지반 또는 흙 구조물에 발생하는 압밀침하 문제를 검토하기 위해 필요한 필수 설계정수이기 때문에 중요한 토질정수로 취급되어 왔다. 그러나 계획되는 구조물이 대규모화되고, 구조적 기능도 복잡하고 다양화되어감에 따라 파괴의 한계를 규정하는 강도정수나 일차원 압밀만을 대상으로 하는 압밀정수만으로는 현장에서 발생하는 제반현상에 대한 충분한 답을 얻을 수 없는 경우가 많아지고 있다. 특히, 흙의 응력~변형특성에 관한 구성식을 이용하여 유한요소법에 의해 예측에 필요한 해답을 얻으려고 하는 경우에는 더 많은 지반의 데이터가 필요하다. 또한 최근에는 흙의 응력~변형률~시간관계로부터 변형과정에 있어서의 변위량을 예측하기 위하여 변형계수나 지반반력계수 등의 변형정수가 토질정수의 중요한 부분이 되어가고 있다. 예를 들어 대형 중요구조물이나 도시내 근접시공에서는 변형 또는 변위를 직접 예측해야 할 경우가 많다. 이러한 경우의 설계문제의 대부분은 대변형이 허용되지 않는 지반의 문제이고, 지반내의 변형률도 0.1%정도 이하로 대단히 작은 변형률에서의 변형계수가 필요하다. 그러나 현재 일반적으로 이용되는 시험방법에서 축 변형률을 측정할 경우 정도 및 감도가 너무 낮아 위와 같이 작은 변형률을 다루어야 하는 공학적 목적에는 이용하기 곤란하다. 또한 실내시험, 원위치시험, 현장거동의 역해석에 의한 변형계수간의 불일치와 동적시험과 정적시험에 의한 변형계수간의 불일치가 당연한 것으로 받아들여지는 상황에서는 신뢰성 있는 변형정수를 얻는 방법을 확립시키기는 어렵다. 이와 같은 배경 하에 1차 년도에서는 실내시험방법의 표준화, 특성화에 의한 분류에 주안점을 두어 연구목표를 설정하였고, 연구목표에 따라 실내에서 응력과 변형률 관계를 얻고자 하는 시험에 대해 시험목적, 시험방법의 표준화가능성, 원위치조건의 재현성, 실무활용가능성 등을 고려하여 분류, 표준화 및 특성화하였다. 2차 년도에서는 정도 높은 데이터를 얻기 위한 로드셀 및 변위계를 제작하고, 이들을 이용한 실내시

험을 실시하여 원위치 시험결과와의 조합을 통해 흙의 응력~변형 특성을 연구하고, 실내시험 결과와 원위치시험결과의 상호보완적 해석기법에 대한 연구를 수행하였다. 본 3차 년도에는 1, 2차 년도에서의 연구결과를 종합하여 표준적 조사시험방법에 의한 시험결과를 이용한 데이터 해석기법과 토질에 따른 응력~변형성의 정식화 등 해석기법에 의한 활용방안 모색에 목표를 두었다. 이와 같은 배경 하에 본 3차 년도에는 1, 2차년도 결과를 종합하여 원위치조건을 고려한 토질변형정수의 평가기법을 개발하고, 표준적 조사시험방법에 의한 시험결과를 이용한 데이터 해석기법을 개발하고자 하였다.

III. 연구개발의 내용 및 범위

3차 년도에는 표준적 조사시험방법에 의한 시험결과를 이용한 데이터 해석기법(변형정수 및 강도정수 등) 개발 및 연구결과의 활용방안 모색에 주안점을 두었다. 설계 또는 연구에 필요한 정보를 정확히, 능률적으로 얻기 위해서는 시험결과의 정리와 해석기법도 설계·연구목적에 부합되어야 한다. 1, 2차년도 연구 성과를 활용하여 흙의 종류에 따른 효과적이고 신뢰성 있는 표준적 응력~변형특성 조사시험방법 및 원위치조건을 고려한 토질변형정수의 평가기법을 개발하고 토질변형정수와 강도정수와의 상관성 분석 등을 통해 토질종류에 따른 실내시험 결과와 원위치시험결과의 상호보완적 해석기법개발에 주안점을 두고자 한다. 이를 위해 2차 년도에 미진했던 실내시험과 원위치시험 결과에 대한 분석 작업을 보완하여 기존의 계측 데이터를 이용 개발된 흙의 응력~변형특성의 구성 모델을 이용한 유한요소 시뮬레이션을 통해 설계 및 시공에 그 활용성을 높이하고자 한다.

IV. 연구개발결과

3차년도 연구개발결과의 주요사항은 1) 지반재료의 미소 변형률(0.001%이하)부터 전체변형률(10%)까지의 거동을 모델링할 수 있는 구성방정식 및 해석기법 등이 개발되었다는 점, 2) 원위치시험과 실내시험 결과로부터 얻은 변형계수의 차이는 변

형계수를 정의한 변형률의 차이에 기인한 것이므로 변형계수를 정의한 변형률을 고려할 경우 모든 데이터가 일목요연하게 상호연관성을 갖게 된다는 점 등이다. 연구 성과는 지반공학이 현재 안고 있는 혼란의 요소를 상당히 불식시킬 수 있는 계기가 충분히 되리라 생각되며, 지반구조물의 해석 및 설계에 있어 보다 신뢰적이고 합리적인 방법론의 정립이 가능하리라 판단된다.

V. 연구개발결과의 활용계획

본 연구에서 제안한 정식화된 모델을 이용할 경우 신뢰성이 있는 응력~변형률관계 모델링으로 유한요소해석과 같은 지반구조물의 비선형해석에서 정도 높은 지반거동예측이 이루어져 설계 및 해석의 최적화가 가능할 것으로 생각된다. 따라서 이 방법에 의한 결과가 효율적이고 신뢰성이 큰 설계가 가능하다는 점과 그 경제적 이득도 크다는 점을 학술회의 활동, 세미나개최 등을 통해 적극 홍보하여 그 활용성을 극대화할 계획이다. 또, 표준적 조사시험방법에 의한 시험결과를 기존의 계측데이터를 이용 개발된 흙의 응력~변형특성의 구성 모델을 이용한 유한요소 시뮬레이션을 통해 설계 및 시공에 그 활용성을 높이고, 시험 장치에 관한 정보를 공개하여 국내 상용화를 유도하고, 사용이 간편하고 표준적인 선진화된 시험장치의 활용이 활발히 이루어지도록 할 계획이다.

S U M M A R Y

I . TITLE

A Study on the Evaluation Methods of Strength-Deformation Parameter and Stress~Strain Characteristics Test Methods of the Geo-Materials

II . RESEARCH OBJECTIVES AND NECESSITIES

Construction works which are been recently performing in the country are getting larger, their structural functions are also getting advanced, and require shortening of the construction period at view point of economics. To carry out good quality construction works under these conditions, both proper in-situ exploration and laboratory tests are performed before the construction works, and it is commonsense that the design and performance of construction works should be proceeded based upon the results of in-situ exploration and laboratory tests. Numerical simulation such as finite element method are used to predict the behavior of earth work structure or foundation for the design in detail. Most analytical theories applied above methods are driven from in-situ behavior which are made pretty simple. In this case, earth work structure, foundation, or soils at each geological strata generally handle as ideally homogeneous isotropy. Soil parameters in design are determined from the results of a series of investigation and laboratory tests based on design method. In fact, it is needed very difficult working steps to determine soil parameters on account of next written reasons.

The first, soil layers formed natural in-situ ground are complicate and it is also very difficult to obtain diverse characteristics of soils from soil investigation and laboratory tests. The second, it would be not sufficient to investigate soil characteristics based on in-situ situation at present, and it is needed to take into consideration change of

characteristics, construction step and methods, rainfall and penetration water in the long and short term. Consequently, soil parameters for design could not be determined by uniformed investigation and laboratory tests, and it is need to understand that investigation and laboratory tests which take into consideration objective and method of design are indispensable.

There are many proposal on the theoretical analysis method of actual behavior occurred in-situ ground. On the other hand, there are few proposal on the analysis method of test results, and determine method of soil parameters. Strength and consolidation parameters were main parameter which were used widely and repeatedly in order to solve bearing capacity or stabilization problem in foundation or slope and consolidation settlement problem in weak ground, respectively. Recently, keeping pace with increasing large-scaled and complicating functional soil structure, resonable answer could not be obtained from traditional strength and consolidation parameters. Especially, much more soil information are needed when FEM is adopted to obtain proper answer for estimation on ground movement. As a consequence, deformation parameter is becoming main parameter among soil parameters to estimate deformation occurred in ground precisely, especially in case of large-scaled soil structure and adjacent construction in big city area. In designing of those soil structure, large deformation is not allowed and deformation parameter which is obtained under 0.1% strain level is needed in design and analysis. Unfortunately, it is very difficult to obtain strain data below 0.1% using ordinary laboratory test equipments. It is also very difficult to build up new resonable method to obtain reliable deformation parameters, under the confusing situation in which large divergence between values obtained from dynamic and monotonic tests in the laboratory and between in-situ and laboratory test. Under as like these backgrounds, the objective of the 1st year was of the standardization of laboratory test methods and the grouping of laboratory tests with their characteristics. The standardization and grouping of laboratory tests had been performed concerning the standardizing possibility of test objective and method, the reappearing possibility of in-situ conditions, and the applying possibility of practices. The 2nd year had been carried out as

following contents: 1) a sophisticated load cell and a sophisticated local displacement transducer which could get more accurate data had been manufactured; 2) a study on the stress-strain properties of soils via using them had been performed to combine a relationship between laboratory test results and in-situ test results; 3) a mutual supplementary analysis method between laboratory and in-situ test results had been invested. The objective of the present 3rd year, based on the results of the 1st and 2nd years, is to develop an evaluation method of data and a modeling of stress-strain properties with soils, and tries to find out various applications of the research results. Under as like above background, the present 3rd year has developed the evaluation method of soil deformation parameters considering in-situ condition, and a numerical analysis method using data obtained the results of a standard survey test method from the research results of the 1st and 2nd years.

III. RESEARCH DEVELOPMENT CONTENTS AND SCOPES

The 3rd year puts emphasis on the development of numerical analysis methods (deformation and strength parameter) using data obtained the results of a standard survey test method, and application plans using research results. To get accurately and efficiently information for a design or research, test result arrangements as well as numerical analysis methods correspond to the objective of design and research well. The main contents are to develop evaluation method of soil deformation parameters considering the effective and reliable standard stress-strain properties survey in accordance with soils and in-situ condition based on the research result of the 1st and 2nd years, and to develop mutual complementary numerical analysis methods about laboratory and in-situ test results according to soils through inter-relationship analyses of soil deformation and strength parameters. The constitutive modeling of soil stress-strain properties developed using measurement data which are

complemented with analyses on laboratory and in-situ test results which were unsatisfied in the 2nd year, tries to be highly applied on a design and construction through a finite analysis simulation using the modeling.

IV. RESEARCH DEVELOPMENT RESULTS

The main research results in the 3rd year are as following: 1) the constitutive equation and numerical analysis method which can simulate the soil behavior from small strain(less than 0.001%) to large strain(10%) are developed; 2) the difference between moduli obtained in-situ and laboratory tests is caused by strain at the defined moduli, so it is possible to compare with each others without inconsistency if the strain at the modulus is of concern. In present, the research results could considerably solve the complex factors in geotechnical engineering, and set up more reliable and reasonable method in the analysis and design of geotechnical structures.

V. APPLICATION PLAN OF RESEARCH DEVELOPEMENT RESULTS

The standard modelling proposed in this research would be possible to simulate a reliable stress-strain relation, and it would make the optimum design and analysis of geotechnical structures because it is possible to predict high accurate soil deformation behavior using non-linear analysis. Therefore, the application of the standard modelling would be optimized if it shows that the modelling proposed by this research is possible to have more effective and reliant design, and has an advantage in cost via academic activities and seminars. Also, the modeling proposed in this research could be used with existing finite element simulation, which improve the application to design and construction. The information related to the sophisticated test apparatus publishes to a journal to manufacture and use it in the country.

목 차

제 1 장 서 론	1
제 1 절 연구개발의 목적	1
제 2 절 연구개발의 필요성	2
제 3 절 연구개발의 범위	5
제 2 장 국내·외 기술개발 현황	7
제 1 절 국내기술동향	7
제 2 절 국외 관련 기술동향	8
제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과	10
제 1 절 연구수행 방법	10
제 2 절 연구수행 내용	12
제 3 절 연구결과	185
제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도	193
제 1 절 연구개발목표의 달성도	193
제 2 절 관련분야에의 기여도	194
제 5 장 연구개발결과의 활용계획	197
제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보	198
제 7 장 참고문헌	201

별 첨

I. 자체평가의견서

II. 연구개발결과 활용계획서

C O N T E N T S

Chapter 1 : Introduction	1
Paragraph 1. Objective of Study	1
Paragraph 2. Necessity of Study	2
Paragraph 3. Scope of Study	5
 Chapter 2 : State of the Art on the Related Study Field	7
Paragraph 1. Development situation in domestic study	7
Paragraph 2. Development situation in international study	8
 Chapter 3 : Content and Results of Study	10
Paragraph 1. Approach Method of Study	10
Paragraph 2. Content of Study	12
Paragraph 3. Results of Study	185
 Chapter 4 Achieve on Study Object and Contribution to Related Field	193
Paragraph 1. Achieve on Study Object	193
Paragraph 2. Contribution to Related Field	194
 Chapter 5 Application Plan of Obtained Results	197
 Chapter 6 Science and Technical Information from Overseas during Study ..	198
 Chapter 7 Reference	201

Separate Appendix

- I. Self Assessment on the Study Result Report
- II. Application Plans of Study Development Results

제 1 장 서 론

제 1 절 연구개발의 목적

본 연구과제의 최종적인 성과물은 지반구조물 설계를 위한 합리적인 토질정수 결정방법과 또 그 것을 얻기 위한 시험장치의 표준화가 포함되어 있으므로 이론적 아이디어 개발과 그 결과의 활용적 성격에 속한다고 볼 수 있다. 지반구조물설계를 위한 지반정수는 지반 또는 지반을 구성하는 각 토층마다의 흙의 제반 성질(간극비, 함수비, 콘시스턴시 등 물리적 성질, 압밀계수, 변형계수, 토압계수 등의 변형정수, 전단강도, 강도증가율 등의 강도정수 및 투수계수, 다짐특성 등)을 규정하는 정수(상수, 계수)를 말한다. 이 들 정수 중 설계시 필요한 주요 토질정수는 강도특성과 변형특성 등의 역학적 성질을 나타내는 정수이다. 공사의 대규모화 및 복잡화로 인해 실제문제로서 지반의 변형량 그 자체를 정확히 예측할 필요가 있는 경우가 점차 증가하고 있다. 그 중 대표적인 것은 해저점토층의 성토에 의한 압밀침하 문제이나, 이와 같이 큰 변형에 대한 문제가 아니더라도, 경질 지반상에 건설된 구조물 기초의 침하나, 도시지역 굴착지반에서의 지반변형, 터널굴착에 따르는 지반 변형 등, 비교적 작은 지반변형을 정확히 예측할 필요가 있는 경우도 계속 증가하고 있다. 이 경우는 지반을 구성하는 흙 요소의 전단변형계수(넓게는 응력~변형률 관계)를 정확히 알 필요가 있다. 전단변형계수는 변형률이 커지면 작아지는 비선형성을 갖고 있고, 기타 영향요인이 많다. 따라서, 각종의 원위치시험, 실내시험의 결과간에, 동적시험, 정적시험의 결과 간에 불일치에 의한 혼란이 지속되고 있고, 시험결과에 대한 신뢰성 저하의 원인이 되기도 한다. 결과적으로는 경제적이고도 합리적인 설계·해석이 뒤따르지 못할 가능성이 내재되어 있다고 볼 수 있다. 이와 같은 배경하에 첫째 실내시험방법의 표준화, 특성화를 위한 분류 및 시험장치 제작, 둘째 흙 종류에 따른 효과적이고 신뢰성 있는 표준적 응력~변형특성 조사시험 방법 개발, 셋째 표준적 조사시험방법에 의한 시험결과를 이용한 데이터 해석기법(변형정수 및 강도정수 등) 개발이라는 세 가지 최종목표를 설정하였다.

제 2 절 연구개발의 필요성

설계 및 시공의 원칙은 단기간에 경제적인 공사비로 목적에 부합되는 양질의 공사를 시행하는 것이다. 양질의 공사는 구축된 구조물이 파괴되지 않아야 함과 동시에 구조물의 목적과 기능에 악영향을 끼칠 수 있는 부등침하, 변위 또는 경사 등을 허용치 이하가 되도록 품질이 확보된 공사를 의미한다. 최근 우리나라에서 시행되는 토목공사는 규모가 더욱 더 대형화되고 있고, 아울러 구조물의 기능도 고도화되고, 경제성측면에서의 시공기간 단축도 요구되고 있다. 이러한 조건하에서 양질의 공사를 시행하기 위해서는 시공에 앞서 사전에 적절한 원위치 지반조사 및 실내 토질시험을 시행하여 그 결과를 충분히 이용한 이론해석에 근거하여 설계, 시공을 진행해가는 것이 상식적인 내용으로 되어있고, 또 토공구조물이나 지반의 거동을 유한 요소해석과 같은 해석기법에 의해 추정하여, 보다 상세한 설계를 수행하는 방법도 시행되고 있다. 이와 같은 방법에 적용되는 해석이론의 대부분은 현장의 거동을 상당히 단순화시켜 유도된 것으로, 이 경우의 토공구조물이나 지반 또는 지반내 각 토층의 토질은 균질한 등방체로 이상화하여 취급하는 것이 일반적이다. 설계시의 지반정수(또는 토질정수, 토질계수)는 이와 같이 이상화시킨 토공구조물이나 지반 또는 지반을 구성하는 각 토층마다의 흙의 성질을 규정하는 정수(상수, 계수)를 의미함이 일반적이다. 이 들 정수 중 설계시 필요한 주요 토질정수는 강도특성이나, 변형특성 등의 역학적 성질을 나타내는 정수이다. 설계시의 토질정수는 설계방법에 근거한 소정의 조사 및 시험을 시행하여 결정되는 것이나, 실제로 적절한 정수를 구하는 것은 다음과 같은 이유로 대단히 어려운 작업 및 과정을 필요로 한다. 첫째, 자연지반을 구성하는 토층은 복잡하고, 토질은 과거의 이력에 의해 지극히 다양하나, 이 들을 항상 명확하게 일련의 지반조사 및 토질시험을 통해 구할 수 있다고 단언할 수 없다. 둘째, 원래 설계시의 토질정수로서는, 지반내 또는 예를 들어 성토시의 다짐된 흙에 대해 있는 그대로의 성질을 나타내는 것만으로는 불충분하고, 성토 등의 재하, 굴착 등에 의한 장단기적인 지반의 물성변화, 시공순서, 시공 방법, 강우, 침투수 등의 영향에 따른 토성변화 등이 고려된 정수가 필요하다. 따라서, 설계를 위한 토질정수가 확일적으로 정해진 조사, 시험만으로 결정될 수 있다고 하는 것은 결과적으로 커다란 오류를 일으킬 수 있고, 설계의 목적과 대상 또는 방법 등에 대응한 조사, 시험의 실시가 불가결하다는 인식을 가져야 할 필요가 있

다. 지금까지 현장에서 발생하는 실제거동의 이론해석에 대해서는 많은 제안이 있으나, 토질조사시험의 분석, 설계에 관련한 토질정수의 고려사항 또는 결정방법에 대해서는 정형적인 방법은 없고, 각 기관 또는 개개의 연구자 등 개인의 노력에 의탁되어 있다고 하여도 틀림이 없다. 설계에 필요한 지반정수로서 지금까지 가장 빈번히 사용되어온 것은 역학적 성질 중 강도정수와 압밀정수이다. 강도정수는 지반의 지지력문제 및 안정문제를 해명하기 위해, 압밀정수는 지반 또는 흙구조물에 발생하는 압밀침하 문제를 검토하기 위해 필요한 필수 설계정수이기 때문에 중요한 토질정수로 취급되어 왔다. 그러나 계획되는 구조물이 대규모화되고, 구조적 기능도 복잡하고 다양화 되어감에 따라 파괴의 한계를 규정하는 강도정수나 일차원 압밀만을 대상으로 하는 압밀정수만으로는 현장에서 발생하는 제반현상에 대한 충분한 답을 얻을 수 없는 경우가 많아지고 있다. 특히, 흙의 응력~변형특성에 관한 구성식을 이용하여 유한요소법에 의해 예측에 필요한 해답을 얻으려고 하는 경우에는 더 많은 지반의 데이터가 필요하다. 또한 최근에는 흙의 응력~변형률~시간 관계로부터 변형과정에 있어서의 변위량을 예측하기 위하여 변형계수나 지반반력계수 등의 변형정수가 토질정수의 중요한 부분이 되어가고 있다. 예를 들어 대형 중요구조물이나 도시내 근접시공에서는 변형 또는 변위를 직접 예측해야 할 경우가 많다. 이러한 경우의 설계문제의 대부분은 대변형이 허용되지 않는 지반의 문제이고, 지반내의 변형률도 0.1%정도 이하로 대단히 작은 변형률에서의 변형계수가 필요하다. 그러나 현재 일반적으로 이용되는 시험방법에서 축변형률을 측정할 경우 정도 및 감도가 너무 낮아 위와 같이 작은 변형률을 다루어야 하는 공학적 목적에는 이용하기 곤란하다. 또한 실내시험, 원위치시험, 현장거동의 역해석에 의한 변형계수간의 불일치와 동적시험과 정적시험에 의한 변형계수간의 불일치가 당연한 것으로 받아들여지는 상황에서는 신뢰성 있는 변형정수를 얻는 방법을 확립시키기는 어렵다. 위와 같은 배경하에 본 연구에서는 다음과 같은 내용에 주안점을 두어 연구목표를 설정하였고, 연구목표를 달성하기 위한 세부적 연구내용 및 구체적 시행방법을 설정하였다.

첫째, 실내시험방법의 표준화, 특성화에 의한 분류에 주안점을 두었다. 공학으로서의 토질시험은 가급적 원위치상태를 재현하고자 하는 시험이 기본이 되어야 하나, 개개 프로젝트의 상황에 따라 원위치 지반의 응력~변형률 이력과 전단시의 조건을 간략화한 시험이 많이 시행되고 있고, 한편으로는 지반의 변형~강도관계의 기

본적 특성 및 전체적 특성과 지금까지 밝혀지고 있지 않은 영향인자나 그에 따른 영향에 대한 연구시험도 시행되고 있다. 예를 들어 일축압축시험은 원위치지반의 조건을 거의 고려치 않는 현재 실무에서 많이 사용되고 있는 일종의 지표시험이다. 이에 반해 이방압밀 비배수 삼축압축시험 등과 같이 가능한 한 원위치의 응력~변형률상태를 재현하고자 하는 시험은 앞의 일축시험과 같은 지표시험과 별도의 분류가 필요하다. 실내에서 응력과 변형률 관계를 얻고자 하는 시험에 대해 시험목적, 시험방법의 표준화가능성, 원위치조건의 재현성, 실무활용가능성 등을 고려하여 분류, 표준화 및 특성화하여 각각의 시험에서 얻어진 결과가 각각 독립적이 아니라 결국 상호보완적이 될 수 있도록 하여 종합적 이용방안을 제시하고자 한다.

둘째, 흙 종류에 따른 효과적이고 신뢰성 있는 표준적 응력~변형특성 조사시험방법 개발에 주안점을 두었다. 일반적으로 간편한 시험방법이 실용적인 시험방법이고, 복잡한 시험방법이 연구용의 시험방법이라는 인식이 있다. 이상적으로는 간편하면서도 복잡·다양한 흙의 응력~변형특성을 정확히 구할 수 있는 시험방법이 최상의 토질전단시험방법이라고 할 수 있으나, 현실적으로는 달성하기에 단순한 문제는 아닌듯하다. 즉, 흙의 응력~변형특성의 특징은 비고정적(응력~변형특성 그 자체는 토질정수라 할 수 없다)이고, 지반이력 등의 영향요인이 많고, 복잡(강한 비선형, 다일러탄성 등)하고, 대상으로 하는 흙, 암석의 종류가 다양(강도, 강성의 범위는 1만배 이상)하고, 대상변형률 범위(백만배이상)가 넓다. 따라서 간편한 시험은 시험의 경계조건을 충분히 제어하지 못하므로, 실행은 용이하나 결과의 해석은 반대로 대단히 어렵게 된다. 복잡한 시험이라고 하는 것은 결과의 해석을 용이하게 하기 위해 시험의 경계조건을 가급적 제어하려고 하는 것이다. 간이시험과 복잡시험의 예로서, 일축압축시험과 이방압밀삼축압축시험, 또 표준관입시험, 콘관입시험과 공내수평재하시험을 들 수 있다. 실제로는 간이시험과 복잡시험은 상호보완적이 될 수 있다. 간이시험에서 넓게 대략적으로, 대표적인 지점에서 복잡시험을 실시하는 것이 적절한 사용법일 것이다. 즉, 복잡한 시험은 실용적이 아니다라고 하는 것은 정확한 표현이 될 수 없다. 따라서, 시험법을 정리하여 어느 정도 표준화시켜 놓을 필요가 있다. 표준화되는 시험법은 1)원위치와의 대응이 일정이상 정도 가능할 것, 2)간명하고 폭넓게 보급이 가능할 것, 3)높은 시험정도와 재현성의 확보가 쉬운 것이라야 한다. 즉, 공학적 측면에서의 토질시험은 기능적인 측면만의 토질시험과는 다르다. 만족할 만한 토질시험 결과를 얻기 위하여는 뛰어난 기능을 필요로

하나, 공학적 목적에 부합한 토질시험을 통해 필요한 수량을 제한된 기간 내에 시행하기 위하여는 단지 개인의 기능적 자질에 의존하지 않고, 통상적인 시험자에 의한 시험결과가 언제나 재현될 수 있도록 시험장치, 시험시스템이 체계화 되어 있을 필요가 있다. 또한, 시험상의 기법이 토질역학 이론에 근거하고 있고, 압밀조건, 전단조건 등을 포함한 시험순서가 가능한 한 세부적으로 표준화 및 특성화되어 있을 필요가 있다.

셋째, 표준적 조사시험방법에 의한 시험결과를 이용한 변형정수·강도정수 등 데이터 해석기법 개발에 주안점을 두었다. 설계 또는 연구에 필요한 정보를 정확히, 능률적으로 얻기 위해서는 시험결과의 정리와 해석기법도 설계·연구목적에 부합되어야 한다. 1차년도 연구결과에 따른 토질별 실내시험 및 원위치시험을 실시하여 원위치조건을 고려한 토질변형정수의 평가기법을 개발하고, 토질변형정수와 강도정수와의 상관성 분석 등을 통해 토질종류에 따른 실내시험 결과와 원위치시험결과의 상호보완적 해석기법개발에 주안점을 두고자 한다. 또한 유한요소해석 등 해석적 기법에 필요한 응력~변형특성에 관한 일반적 구성식을 개발하여 예측을 위한 설계기법의 진일보에 기여하고자 한다.

제 3 절 연구개발의 범위

3차년도 에는 표준적 조사시험방법에 의한 시험결과를 이용한 데이터 해석기법(변형정수 및 강도정수 등) 개발 및 연구결과의 활용방안 모색에 주안점을 두었다. 설계 또는 연구에 필요한 정보를 정확히, 능률적으로 얻기 위해서는 시험결과의 정리와 해석기법도 설계·연구목적에 부합되어야 한다. 1, 2차년 연구성과를 활용하여 흙의 종류에 따른 효과적이고 신뢰성 있는 표준적 응력~변형특성 조사시험방법 및 원위치조건을 고려한 토질변형정수의 평가기법을 개발하고 토질변형정수와 강도정수와의 상관성 분석 등을 통해 토질종류에 따른 실내시험 결과와 원위치시험결과의 상호보완적 해석기법개발에 주안점을 두고자 한다. 이를 위해 2차년도에 미 진행던 실내시험과 원위치시험 결과에 대한 분석 작업을 보완하여 기존의 계측데이터를 이용 개발된 흙의 응력-변형특성의 구성 모델을 이용한 유한요소 시뮬레이션을 통해 설계 및 시공에 그 활용성을 높이고자 하였다. 3차년도의 연구목표에 대한 주요연구내용을 요약하면 다음과 같다.

연 차	연구 목표	주요 내용 및 범위
3차년도	표준적 조사시험방법에 의한 시험결과를 이용한 데이터 해석기법(변형정수 등) 개발	- 2차년도에 미진했던 토질별 실내외 시험 실시 - 원위치조건을 고려한 토질변형정수 평가기법개발 - 토질변형정수와 강도정수와의 상관성 검토 - 토질종류에 따른 실내시험 결과와 원위치시험결과와의 상호보완적 해석기법개발
	표준적시험결과 및 해석기법에 의한 결과 활용방안 모색	- 2차년도 연구결과에 의한 토질정수를 이용한 설계 해석의 효용성분석 - 1,2차년도 연구결과에 의한 토질별 응력~변형특성의 정식화 - 실험표준화의 시방화 등 연구성과의 활용방안모색

제 2 장 국내·외 기술개발 현황

제 1 절 국내기술동향

국내에서는 위 연구개요에서 기술한 바와 같이 기본적으로 원위치시험에 대하여는 데이터의 분산이 일반적으로 크고, 또 그 분산 원인에 대한 규명이 곤란한 경우가 많다는 것과 광범위한 변형률에 대해서 연속적인 데이터를 얻을 수 없다는 인식이 있고, 또 원위치에서 채취한 불교란시료를 이용하는 실내시험은 일축압축시험을 중심으로 삼축압축시험 등이 널리 이용되고 있기는 하나 토질공학적으로 시료 채취시에 발생하는 시료교란의 영향이 크고, 암반역학적으로는 원위치의 균열이나 절리 등의 영향으로 원위치에서 채취한 코아시료에 대한 시험결과는 실무적으로 의미가 없는 경우가 많다고 하는 인식이 있다. 이와 같은 인식 때문에 각종 원위치시험 간에 나타나는 결과 값의 차이, 각종 실내시험 간에 나타나는 결과값의 차이 또 원위치시험과 실내시험 간에 보여지는 결과 값의 차이는 당연한 것으로 받아들여지고 있는 경향이 있다. 이러한 혼란된 상황으로 인해, 결과적으로 얻어진 데이터를 어떻게 이용할 것인가에 대하여는 변형정수 등 지반정수 값을 각종시험에 의한 정밀한 정보에 근거하기 보다는 과거의 경험이 주요한 포인트를 점하게 되고 숙련된 기술자의 판단에 지나치게 크게 의존하는 경향이 있는 것으로 생각된다. 그러나 지반정수라고 하는 물성 값은 지층구조에 따라 다소 변할 수 있고, 제반 영향인자가 많은 것은 사실이나, 지반재료로서 가지고 있는 본래의 물성은 시험방법 등에 따라 변할 수 없는 값, 즉 고유의 값을 지니고 있다고 보아야 할 것이다. 다만 변할 수 있다라고 한다면 「응력 등 상태의 변화에 따른 외적조건이 변화되어 있을 경우뿐이다」라고 보는 것이 합리적이고 타당하다. 위에서 기술한 각종시험간의 결과에 차이가 나타나는 것은 이러한 외적조건 변화 또는 측정상의 오류로 인한 것 외에 달리 설명될 수 없다. 이와 같은 관점에서 각종 시험방법상의 오차 및 상관관계를 규명하고, 각종시험으로 얻어진 결과를 종합적으로 이용하고자 하는 측면에서의 연구는 아직까지는 매우 미미한 실정인 것으로 판단된다. 또한 원위치의 조건을 재현한다고 하는 측면에서의 실내시험방법과 실내시험장치에 관한 연구는 거의 전무하다고 할 수 있다.

제 2 절 국외 관련 기술동향

국외에서도 원위치시험과 실내시험이 갖고 있는 문제점에 대한 인식은 국내의 경우와 다를 바 없다고 생각된다. 다만, 유럽에서는 영국 임페리얼대학의 Jardine, R.J 등(1985)이 실내시험의 변형률 측정방법상의 문제점, 특히 실제 원위치 작용하중 하에서 보편적으로 지반에 발생할 수 있는 변형율의 한인 0.1%이하 변형률 측정상의 문제점을 인식하고 실내에서 위와 같은 변형률 이하의 응력~변형률관계의 정확한 측정을 위한 특수한 변형률 측정장치를 고안하였다. 실제로 이와 같은 미소변형률에서의 연속적인 응력~변형률관계의 측정시도는 이것이 효시라 할 수 있고, 원위치시험으로서는 탄성과속도측정으로 일점의 데이터만 얻을 수 있을 뿐이다. 그 이후 같은 영국의 서레이대학 등에서 유사한 시도가 있었으나 그다지 실효성이 없는 것으로 판정되고 있다. 아시아에서는 최근 일본 동경대학의 타츠오카 교수를 중심으로 영국의 임페리얼대학의 Jardine과 같은 내용의 인식하에 국소변형률 측정장치(LDT; Local Displacement Transducer)라고 하는 새로운 방법의 고안으로 주요 프로젝트의 지반조사 시에 사용하고 있고 상용화까지 되어 있다. 위와 같은 움직임의 발단은 과거의 경험과 숙련된 기술자의 판단이 보다 중요시된다고 하는 점이 비합리적이기 때문이라기 보다는 지반의 진실된 정보(지반정수)를 알고자 하는 연구자들의 욕망에서 비롯된 것이었다라고 보는 것이 타당할 것이다. 그러나 위와 같은 시도는 과거의 경험과 숙련된 기술자의 판단에 과학적인 근거가 뒷받침될 수 있다 라는 관점에서 지반공학이라는 학문적, 기술적 진보에 또 하나의 커다란 전기를 가져오는 계기가 되었다고 생각된다. 그러나 실제 설계와 해석단계에서 적용되는 사례는 아직까지 일본의 경우도 비교적 균질한 연암지반 상에 대해 국한되어 있고, 또한 각종의 원위치시험과 실내시험을 종합적으로 이용하여 실제 설계와 해석에 범용적으로 이용하기까지에는 미치지 못하고 있는 실정인 것으로 판단되고 있으나, 현재 위와 같은 측면에서의 연구가 계속 이루어지고 있다. 또한, 위 두 연구기관에서는 원위치의 조건을 재현한다고 하는 측면에서의 실내시험방법과 실내 시험장치에 관한 연구가 계속적으로 활발히 진행되고 있다. 국내에서는 본 연구과제와 관련한 성과물은 없고, 일본에서는 국외기술동향에서 기술하였듯이 특히, 동경대학 생산기술연구소의 경우 원위치의 조건을 재현한다고 하는 측면에서의 실내 시험방법과 실내 시험장치에 관한 연구성과는 탁월하다고 할 수 있다. 동경대학 생

산기술연구소의 시험장치의 특징은 완전분해가 가능하고, 비교적 용이하게 접근할 수 있도록 되어 있어, 이곳의 연구성과를 도입할 수 있다면 본 연구가 보다 효율적이고 성공적으로 진행될 수 있을 것으로 판단되어 시험장치의 설계, 시방작성 등에 있어 많은 부분을 일본 동경대학의 보유기술을 도입하고자 하였다.

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

제 1 절 연구수행 방법

3차 년도에는 1, 2차년 연구 성과를 활용하여 흙의 종류에 따른 효과적이고 신뢰성 있는 표준적 응력~변형특성 조사시험방법 및 원위치조건을 고려한 토질변형정수의 평가기법을 개발하고 토질변형정수와 강도정수와의 상관성 분석 등을 통해 토질종류에 따른 실내시험 결과와 원위치시험결과의 상호보완적 해석기법개발에 주안점을 두었다. 이를 위해 2차 년도에 미진했던 실내시험을 실시하고, 시험 결과와 원위치시험 결과에 대한 분석 작업을 보완하여 기존의 계측데이터를 이용 개발된 흙의 응력~변형특성의 구성 모델을 이용한 유한요소 시뮬레이션을 통해 설계 및 시공에 그 활용성을 높이하고자 하였다. 각 연구범위에 대한 연구수행방법을 다음 표에 정리하였다.

연구 범위	연구수행방법
토질별 실내외 시험 실시	점토, 모래, 개량토에 대한 삼축압축, 벤티엘리먼트시험을 추가로 시행하였음.
원위치조건을 고려한 토질변형정수 평가기법개발	원위치 조건을 가능한 고려할 수 있도록, 실내시험, 원위치 시험의 조합방법을 통해 토질변형정수를 평가할 수 있는 방법을 제안하였음.
토질변형정수와 강도정수와의 상관성 검토	기존의 데이터와 이 연구에서의 데이터의 분석을 통해 강도정수를 통해 토질변형정수를, 토질변형정수를 통해 강도정수를 편리하게 추정할 수 있는 방법을 제안하였음.
실내시험결과와 원위치시험결과의 상호보완적 해석기법 개발	원위치조건을 고려한 토질변형정수 평가기법에 대한 결과와 토질변형정수와 강도정수와의 상관성 연구결과에 따라 실내시험결과와 원위치시험결과의 상호보완적 해석기법을 제안하였음.
연구결과에 의한 응력~변형특성의 정식화	쌍곡선 모델에 기초한 범용적 수정쌍곡선 모델을 제안하였음.
연구결과에 의한 토질정수를 이용한 설계·해석의 효용성 분석	제안된 수정 쌍곡선 모델에 의한 유한요소해석을 통해 해석의 효용성을 검증하였음.
실험표준화의 시방화 등 연구구성과의 활용방안모색	연구결과에 대한 기준, 시방화등 다각적 방안을 모색하였음.

제 2 절 연구수행 내용

1. 실내 정밀삼축압축시험 및 벤더엘리먼트 시험 결과

가. 개요

현장에서 채취한 불교란 점토, 실트질 모래, 실트질 모래, 플라이애쉬 혼합 개량토, 표준사등에 대한 일축압축시험, 정밀삼축압축시험(단순재하, 반복재하, creep) 및 벤더 엘리먼트(bender element 시험) 등을 실시하였다. 각 실험에서 LDT를 이용하여 10^{-5} 이하의 변형률을 구하였다. 10^{-4} 이하의 변형률에서 정의된 변형계수 E_{mx} 를 구해, 벤더엘리먼트 시험에 의해 얻어진 10^{-6} 이하에서의 변형계수 E_d 및 현장에서 얻어진 데이터와 비교분석하였다. 각각의 실험결과에 대한 주요내용에 대해 기술에 앞서 본 연구에서 사용된 정밀삼축압축시험장치의 특징과 응력~변형특성 실험법을 기술하고자 한다.

(1) 정밀삼축압축시험장치의 특징

흙의 종류에 따른 효과적이고 신뢰성 있는 표준적 응력~변형특성 조사, 시험방법 개발을 위해 본 연구에서는 다음과 같은 장점 및 특징 있는 정밀 시험장치를 제작하였다.

- 비반복재하시험에서 0.0001%/분 정도의 축변형률 속도로 재하 가능 .
- 0.001%/분 정도의 축변형률 진폭으로 반복재하 가능.
- 시간적 지연이 없는 재하 방향의 반전이 가능.
- 컴퓨터에 의한 자동응력 제어 가능.
- 삼축압축(인장)과 평면변형률 시험이 가능.
- 국부변형률장치(LDT)와 삼축셀내 로-드셀 설치로 미소변형률(0.0001% 이하) 측정이 가능.
- Bender element를 장착하여 P, S파 생성 가능.

- 조립에 의한 완성품으로 고장수리 및 부품교체에 있어 매우 유연.
- 유사 목적의 타 장치에 비하여 저가이며, 구조적으로 간단.

그림 3.1은 본 연구에서 제작한 정밀 삼축압축 시험장치의 정경 및 대표적인 각부 설명을 나타낸 것이다. 본 시험 장치를 이용할 경우 종래 삼축압축 시험장치에서 발생하고 있는 그림 3.2(a)와 같은 단부 오차를 그림 3.2(b) 나타낸 국부변형률계(LDT)를 이용하여 제거할 수 있고, 그림 3.3에 나타낸 바와 같이 시간 지연이 없는 재하 반전이 가능하다. 그림 3.4와 그림 3.5에 나타낸 바와 같이, 삼축 셀 부분의 부품을 교체하면 평면변형률시험과 Bender element를 장착하여 P, S파 생성이 가능하다.

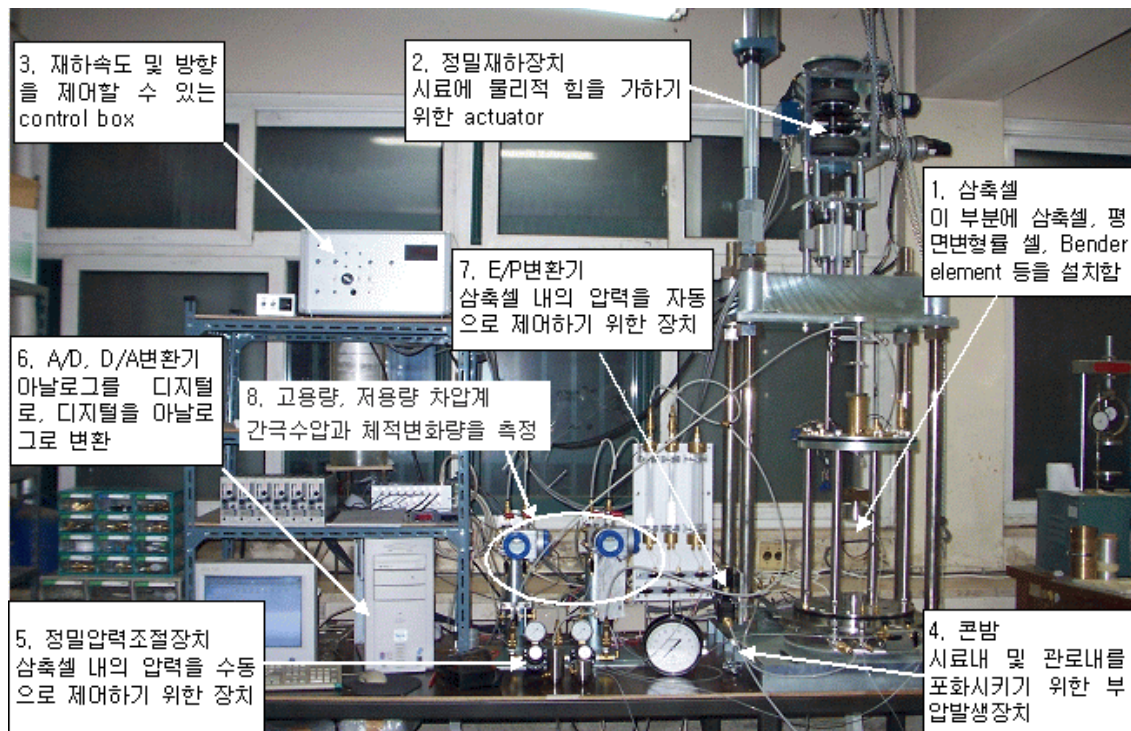
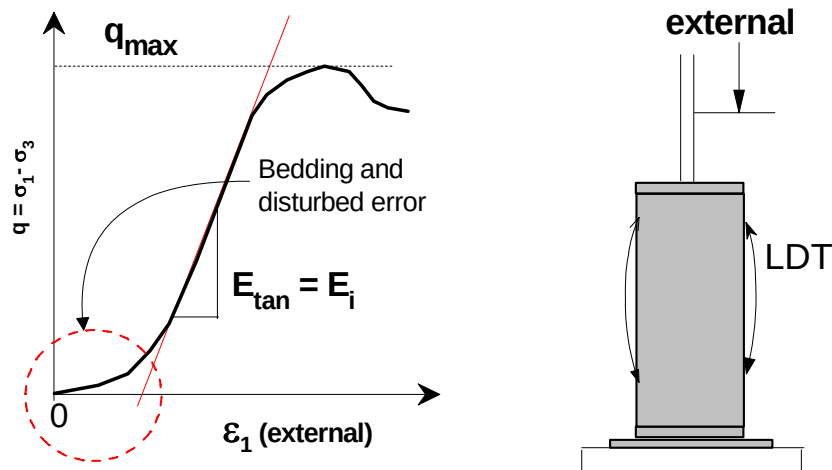


그림 3.1 제작된 정밀 삼축압축 시험장치

(2) 응력~변형특성 시험방법

응력~변형특성 시험방법 및 시험 장치에 관한 구체적인 내용이 1, 2차년도 보고서에 기술된 관계로 본 3차 년도에서는 응력~변형특성 시험방법과 기본(종래)시험방법과의 차이점을 표 3.1에 나타낸 바와 같이 요약하여 정리하였다. 기본 시험방법

과의 가장 큰 차이점은 초기시료세팅 후 응력제어가 컴퓨터에 의해 이루어진다는 것과 정도 높은 데이터를 얻기 위한 재하장치, 로드셀 및 국소변형장치 등이 부착되어 하나의 시험을 통해 미소변형률(축변형률 0.0004%)에서부터 전체변형률(축변형률 10%)까지의 데이터를 연속적으로 얻을 있다는 것이다. 그림 3.6~3.21은 표 3.1과 그림 3.1에 나타난 정밀 삼축압축시험장치의 검정작업과 시험과정을 보여주고 있다.



(a) 단부오차(Bedding error)

(b) 시료에 국부 변위계(LDT) 정착

그림 3.2 단부오차 및 시료에 국부 변위계 정착

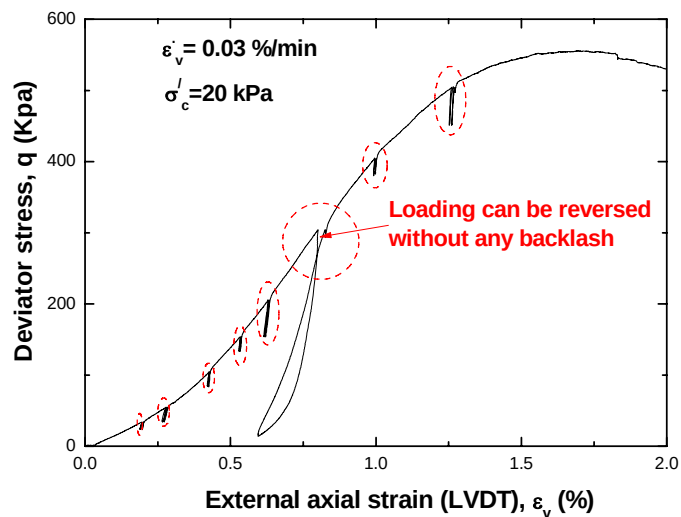


그림 3.3 정밀 삼축압축 시험장치의 경우 시간 지연이 없는 재하 반전 가능



• 평면변형률 셀 장치



• 평면변형률 및 마찰 로드 셀

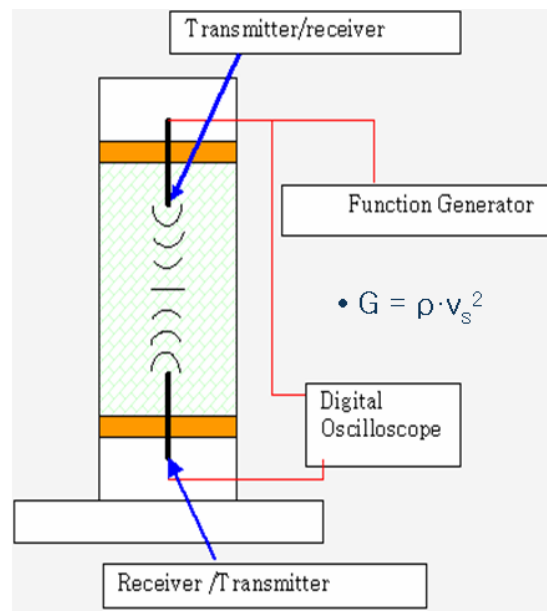


• 하부 평면변형률 셀 장치

그림 3.4 평면변형률 셀 및 마찰 로드 셀



• Triaxial apparatus with bender element



• Bender element schematic diagram

그림 3.5 정밀 삼축압축 셀 내 bender element 정착

표 3.1 시험방법 및 기본(종래)시험법과 차이점

시험과정	기본시험법과 차이점	비고
1. 각종 센서 검증 -로드셀:단위 추의 재하에 따른 voltage값을 무게로 환산 -LDT, LVDT, CGs:파이크로미터를 이용 변위에 따른 voltage값을 길이로 환산 -HCDPT:레클레이터로 가한 압력을 브루튼게이지와 HCDPT의 voltage값으로 압력 환산 -LCDPT:뷰렛의 수위차와 LCDPT의 voltage값으로 부피환산 -BE:상·하부 캡의 BE를 맞대어 탄성과 발생시킨 후 오실로스코프의 발신파와 수신파의 동일 파장 확인 -검정결과로부터 관계곡선의 변수값 입력	-매 시험시 마다 자체검정으로 시험의 정밀도 향상 -LDT, CGs의 사용으로 베딩에러 제거 및 미소변형레벨(10^{-5} 이하)에서 응력 ~변형관계 측정	-각 센서의 이상유무 확인 -특히, 센서의 장기간 사용으로 인한 변형 고려
2. 시료성형 및 거치 -불교란 시료:5×10, 7.5×15, 10×20cm, 16×20×8(평면변형률) -표준사:공중낙하법 -개량토:현장다짐도 적용 -시료거치 및 크기 입력	-기존의 5×10cm 시료보다 큰 시료사용 -입력값에 의한 결과값 자동 계산	-상·하부 캡 교환만으로 각종 크기의 시료에 대한 실험 가능 -시료 거치, 하중측 고정, LDT, CG장착시 시료교란 최소화
3. 포화 -2중 부압법 사용:부압을 이용 2개의 수조의 수위차에 의한 자유낙하식포화 -셀압 및 배압을 일정압력까지 올려 B값 측정 -B>0.95시 포화종료	-강제포화법 배제, 자유낙하식 포화법 고려	-강제포화에 따른 시료교란(배부름, 압밀) 배제 -자유낙하식 포화법의 포화시간 단축
4. 압밀 -셀압과 축하중에 의한 압밀 -로드 면적 및 무게 입력 -압밀과정 제어:재하속도 0.01mm/min, 가압속도 1kPa/min -압밀 종료 후 변위 및 축차응력 제로세팅	-축하중 적용에 의한 보다 정밀한 압밀상태 재현 -이방압밀시에도 자동제어	-로드셀의 피드백에 의한 셀압과 축하중의 복합압밀 - σ_1 과 σ_3 의 선형관계 유지로 실제지반상태 재현
5. BE시험 -각각의 구속압에서 Function Generator에 의한 탄성과 발생 -주파수를 변화(1, 2, 5, 10, 20kHz)시켜 탄성과 속도의 신뢰성 확보	-국내 실험 결과 없음	-실내 탄성과 시험에 의한 현장 탄성과 시험과 비교
6. 전단 -전단 실시 전 재하방법(응력제어, 단조제하, 반복제하, 크리프, 변형률 속도 제어) 프로그램 후 입력 -전단 실시	-한 시험내에서 전단방법 선택 및 조합	-실험 조건에 따른 광범위한 변형률 속도 제어 가능 (Min:0.003mm/min, Max:0.1 mm/min)

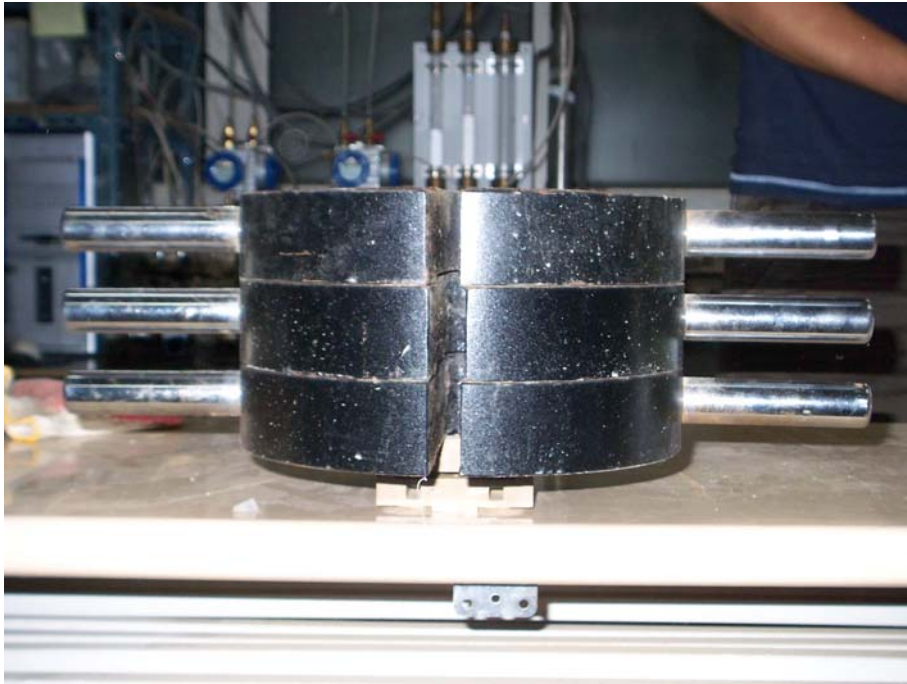


그림 3.6 로드셀의 검정 모습

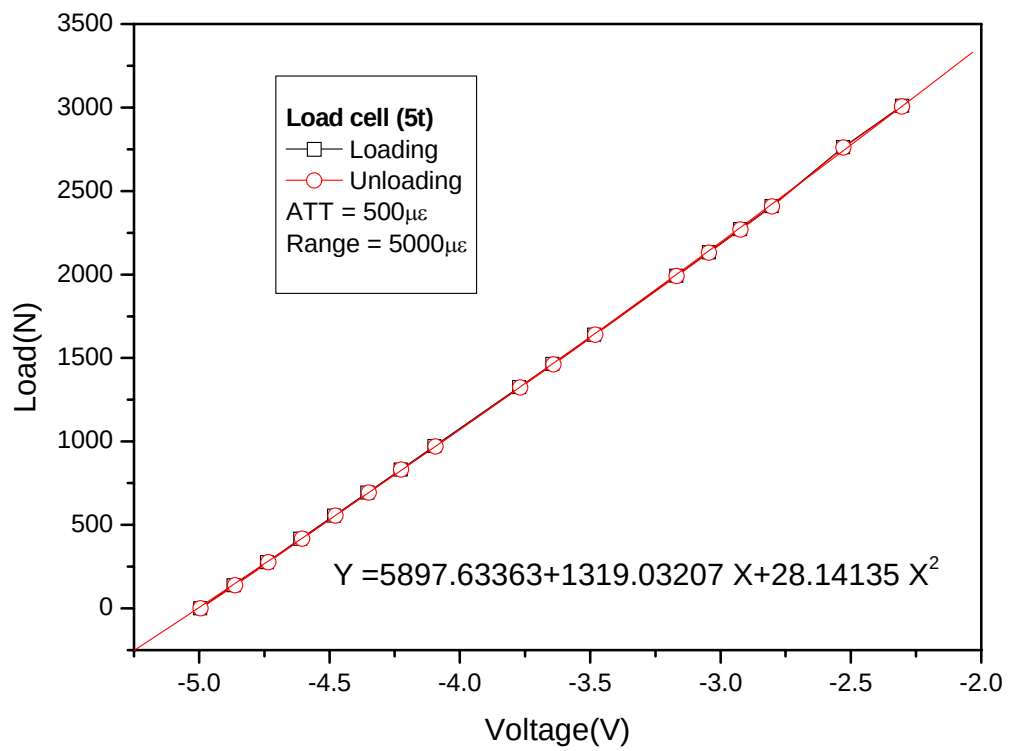


그림 3.7 로드셀의 검정 결과

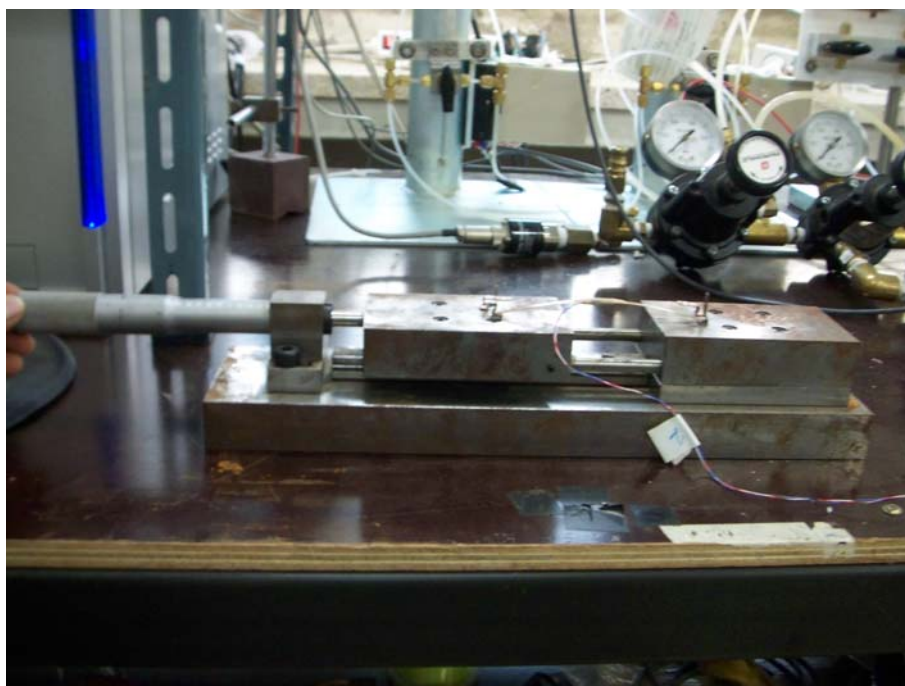


그림 3.8 LDT의 검정 모습

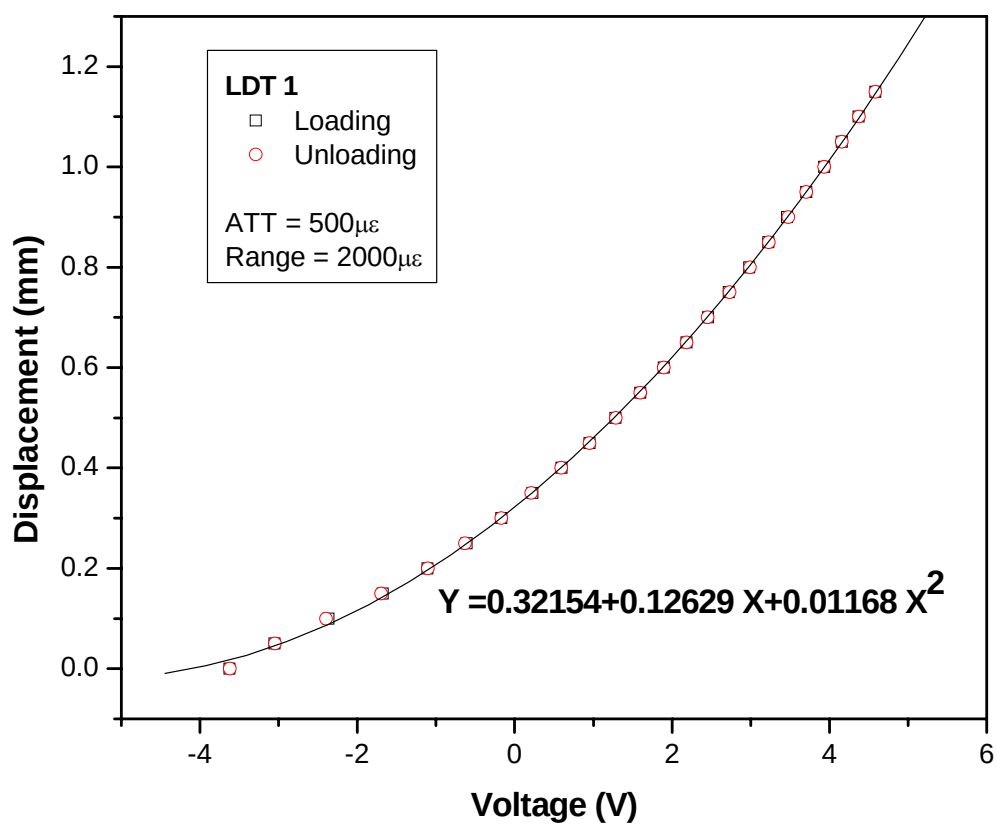




그림 3.10 LVDT의 검정 모습

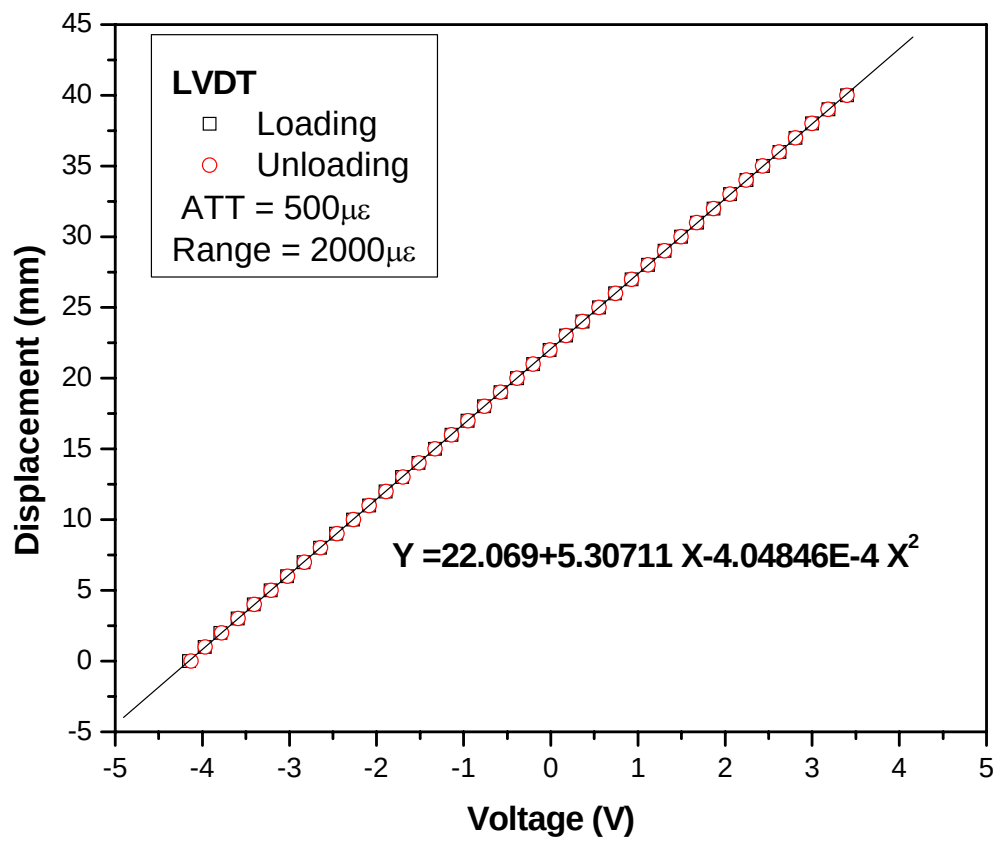


그림 3.11 LVDT의 검정 결과

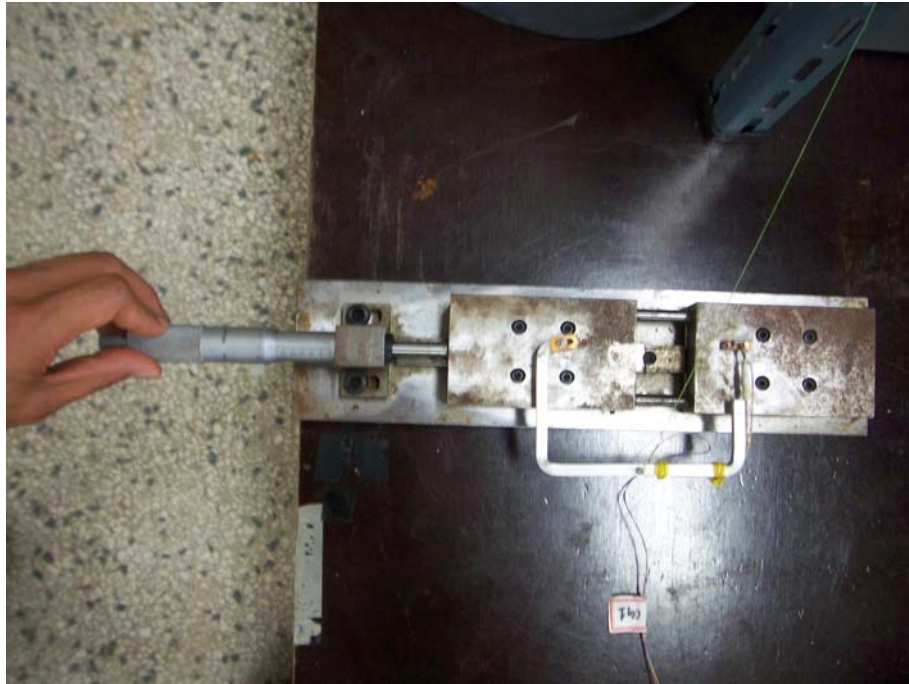


그림 3.12 Clip Gauge의 검정 모습

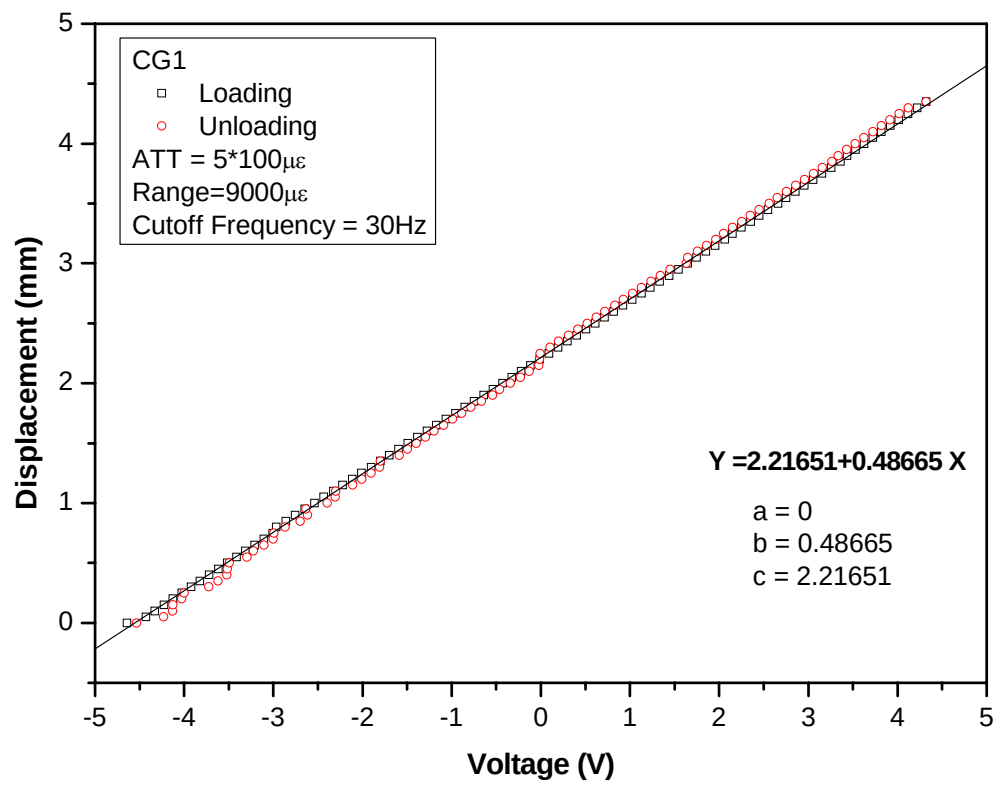


그림 3.13 Clip Gauge의 검정 결과

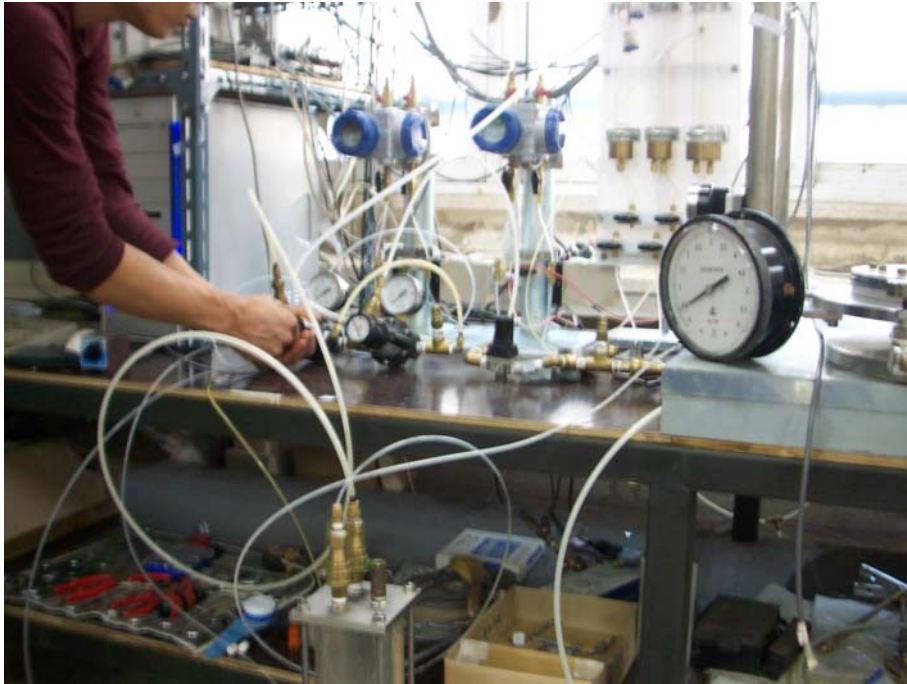


그림 3.14 HCDPT의 검정 모습

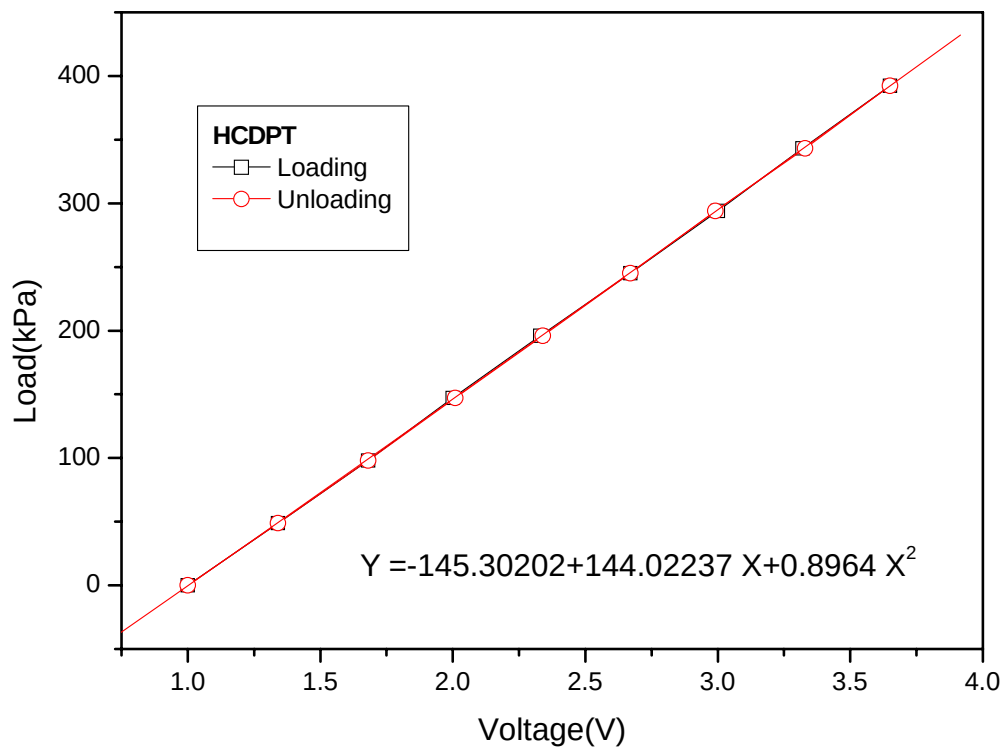


그림 3.15 HCDPT의 검정 결과

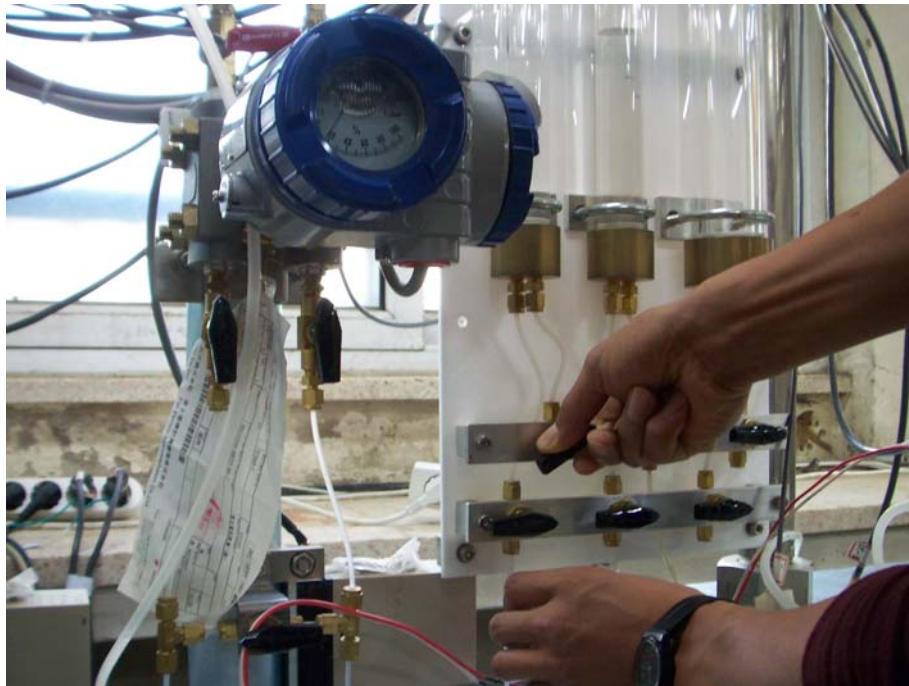


그림 3.16 LCDPT의 검정 모습

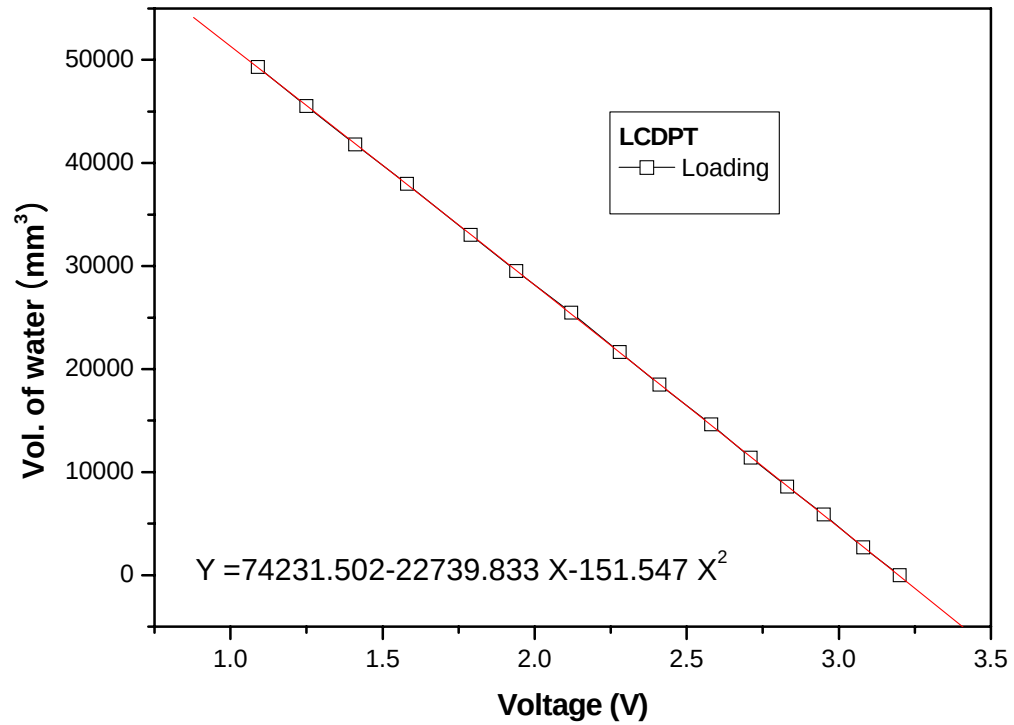


그림 3.17 LCDPT의 검정 결과



그림 3.18 BE의 검정 모습



그림 3.19 시료의 거치



그림 3.20 2중 부압법에 의한 포화과정

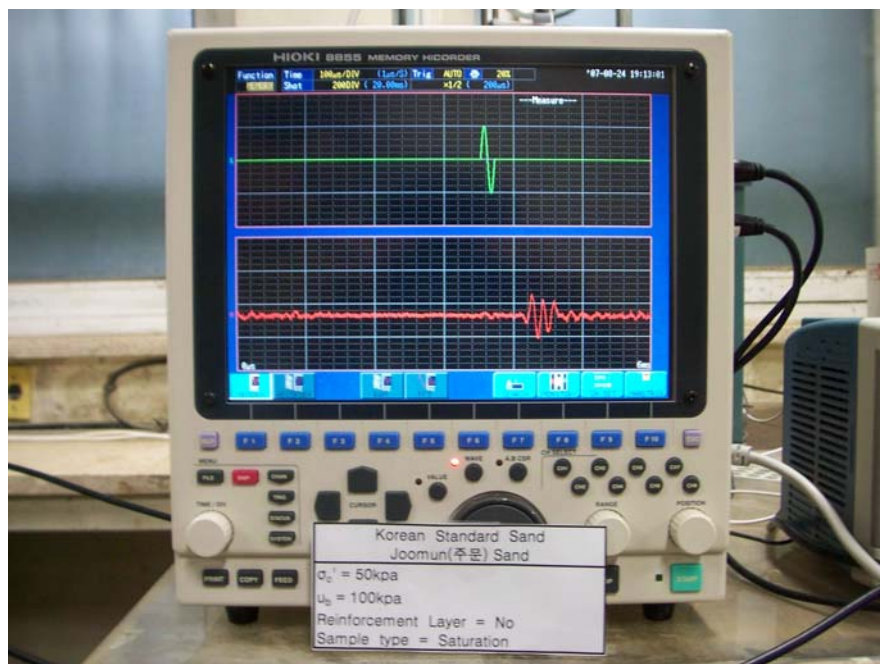


그림 3.21 BE의 시험 결과(오실로스코프)

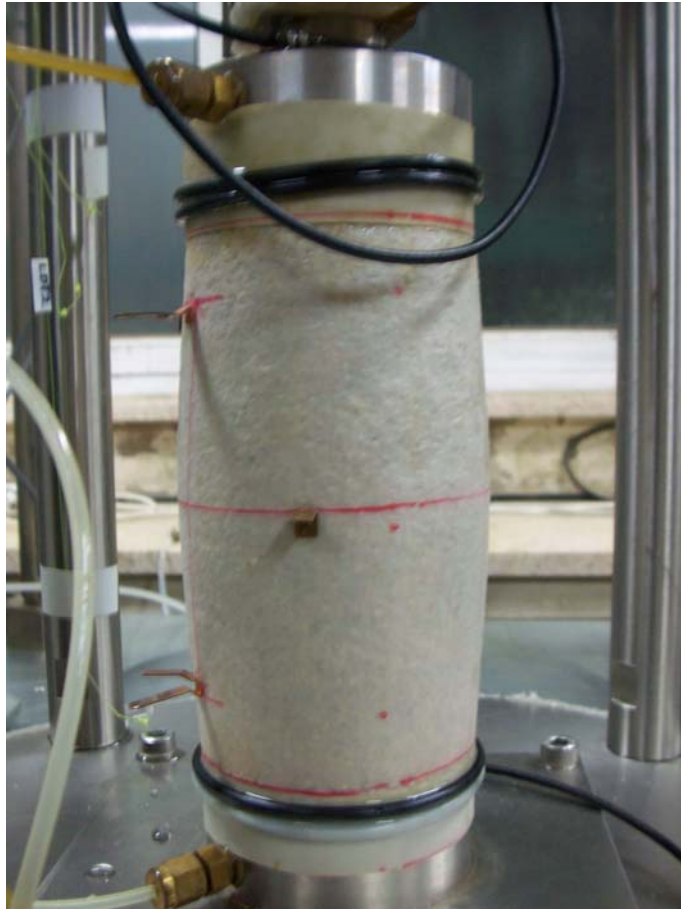


그림 3.22 시료의 전단

나. 실트질 점토

그림 3.23 ~ 3.40은 각각 심도 2.5m ~ 4.5m에서 채취한 시료의 삼축압축시험에 의한 응력~변형률 관계를 나타낸 것이다. 그림 3.24, 3.26, 3.28, 3.30 은 LDT로 측정 한 미소변형률에서의 응력~변형률 관계이다. 각 시험 결과에서 알 수 있듯이 압밀구속압이 증가할수록 압축강도 q_{max} 가 커지고 있고, LDT에 의한 미소변형률에서의 변형계수 E_{max} 도 압밀구속압의 증가에 따라 증가하고 있음을 알 수 있다. 그림과 표 3.23에서도 알 수 있듯이 LVDT에 의한 E_{initial} 또는 E_{30} 은 E_{max} 값에 비해 작은 값을 나타내고 있다. 이것은 앞에서 언급하였듯이 베딩에러에 기인한 것으로 생각할 수 있다. 그림 3.31 ~ 3.41에는 할선변형계수 E_{sc} 의 변형률의존성을 나타내었다. 또한 그림 3.42에는 벤더엘리먼트에 의한 전단파(V_s)의 측정결과를 나타내었다. 이 결과로

부터 구한 E_d 를 그림 3.36에 표기하였다. 그림에서 E_d 가 $E_{\max}$ 보다 약간 큰 값을 나타내나 대체적으로 일치하고 있음을 알 수 있다. 또한 현장에서 실시한 공내재하시험에 의한 E_{BHLT} 는 큰 변형률에서의 값이고 상대적으로 작은 값을 알 수 있고 E_{50} 과 우연히 비슷한 값을 보이고 있다. 이 시험결과들의 상호보완적 이용방안에 대해서는 이하 제2절 3항~5항에서 기술한다.

표 3.2 실트질 점토의 $E_{\max}$, $E_{initial}$, E_{50} 의 비교

시험명	구속압 (kPa)	변형계수			
		$E_{\max}(kPa)$	$E_{initial}(kPa)$	$E_{50}(kPa)$	$E_d(kPa)$
BH-1(1)	50	42,000	25,000	3,400	
	100	80,000	35,000	6,000	
	200	150,000	60,000	17,000	
BH-1(2)	50	84,000	40,000	4,300	
	100	140,000	60,000	5,000	
	200	130,000	45,000	11,000	
BH-2(1)	50	80,000	25,000	8,200	100,000
	100	100,000	22,000	10,000	
	200	150,000	60,000	14,000	
BH-2(2)	50	50,000	20,000	3,100	
	100	60,000	15,000	6,000	
	200	70,000	25,000	10,000	

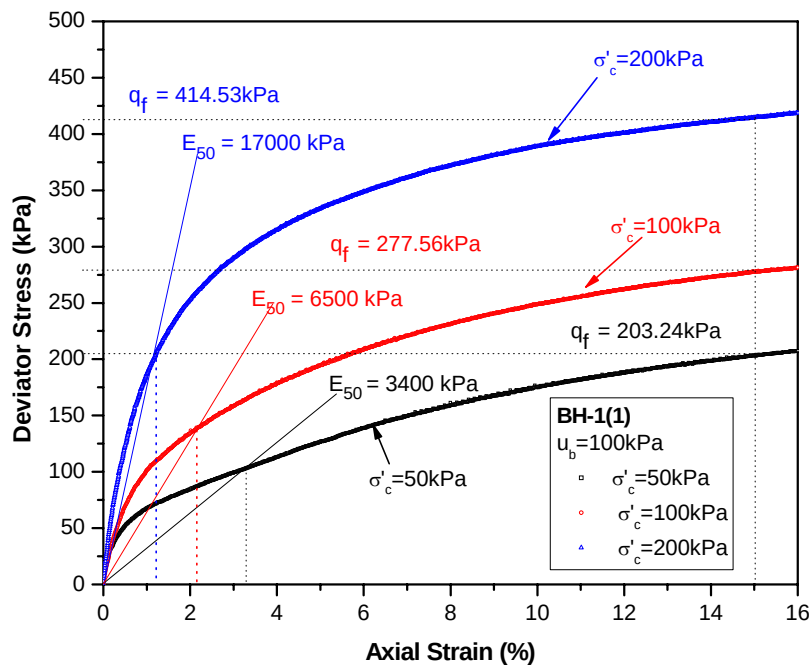


그림 3.23 실트질점토의 응력~변형률 관계(bh-1(1))

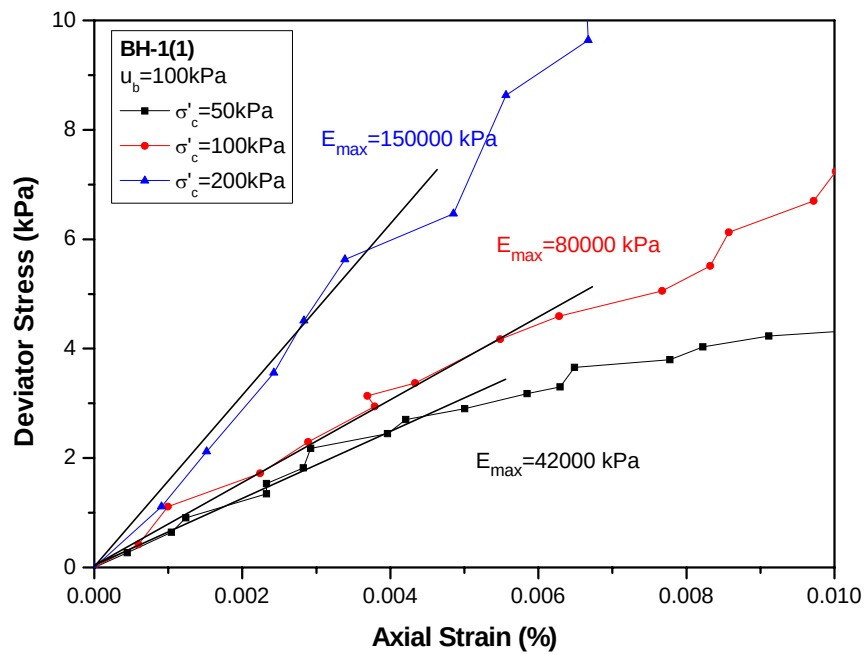


그림 3.24 실트질점토의 LDT로 측정 한 응력~변형률 관계(bh-1(1))

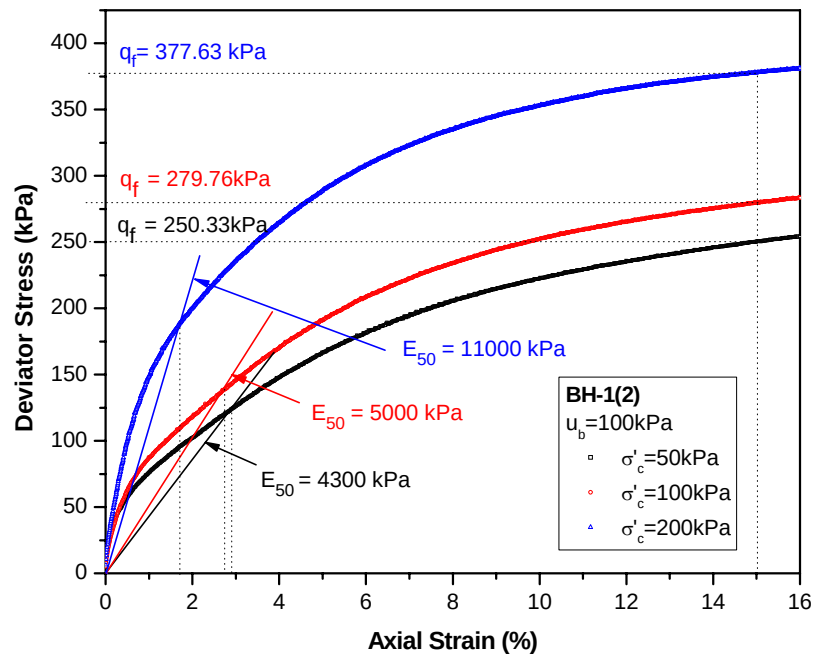


그림 3.25 실트질점토의 응력~변형률 관계(bh-1(2))

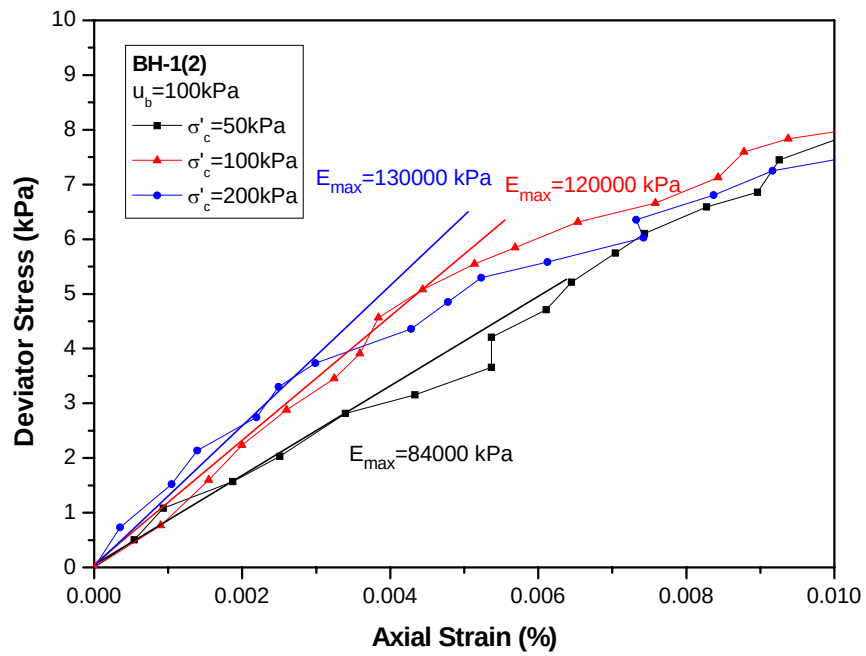


그림 3.26 실트질 점토의 LDT로 측정된 응력~변형률 관계(bh-1(2))

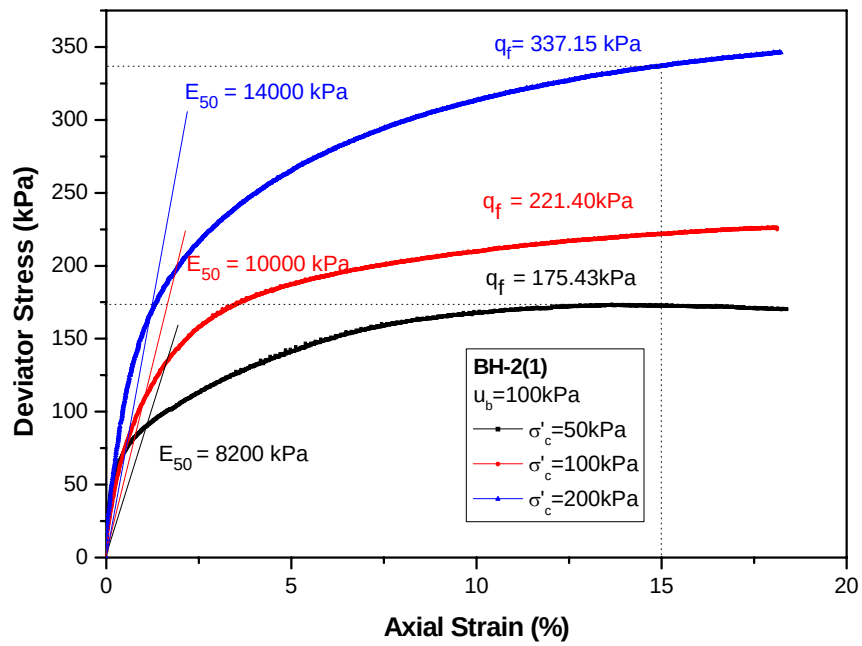


그림 3.27 실트질 점토의 응력~변형률 관계(bh2(1))

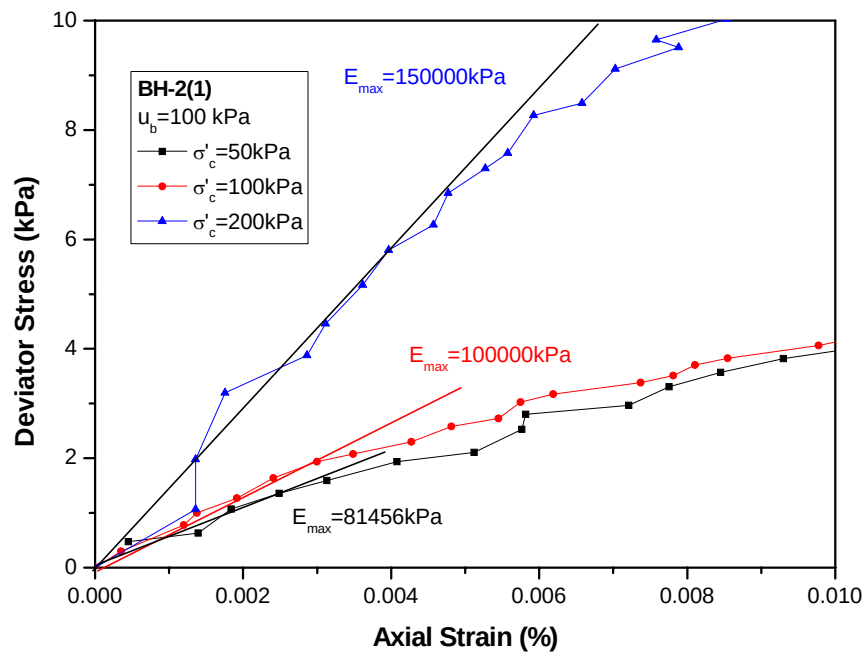


그림 3.28 실트질 점토의 LDT로 측정된 응력~변형률
관계(bh-2(1))

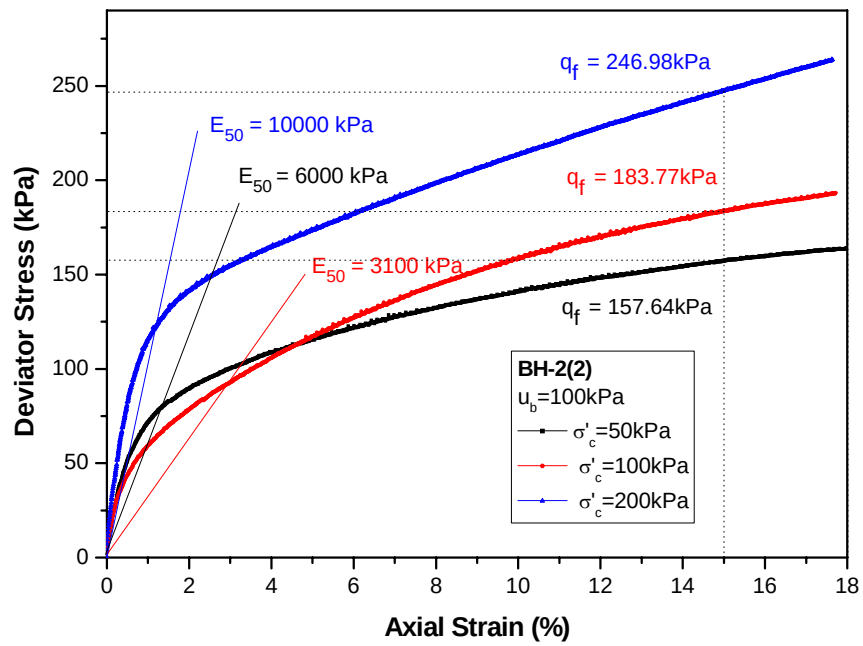


그림 3.29 실트질 점토의 응력~변형률 관계(bh-2(2))

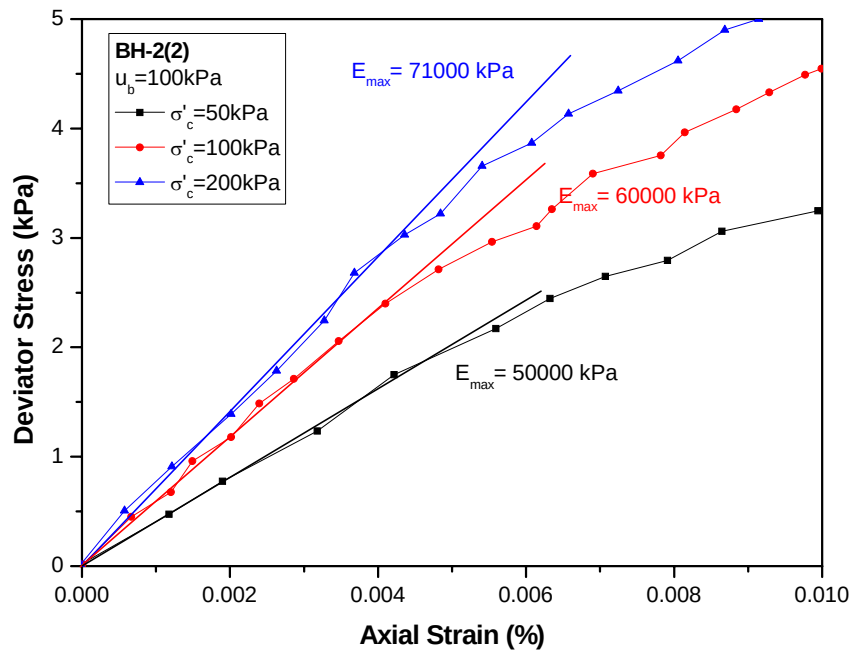


그림 3.30 실트질 점토의 LDT로 측정된 응력~변형률 관계(bh-2(2))

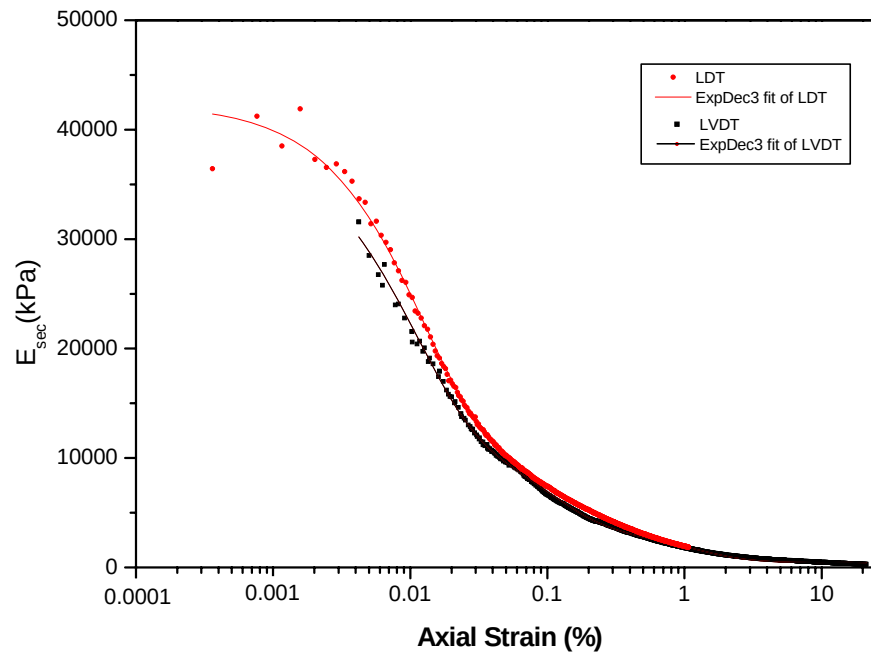


그림 3.31 실트질점토 구속압 50kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계(bh-1(1))

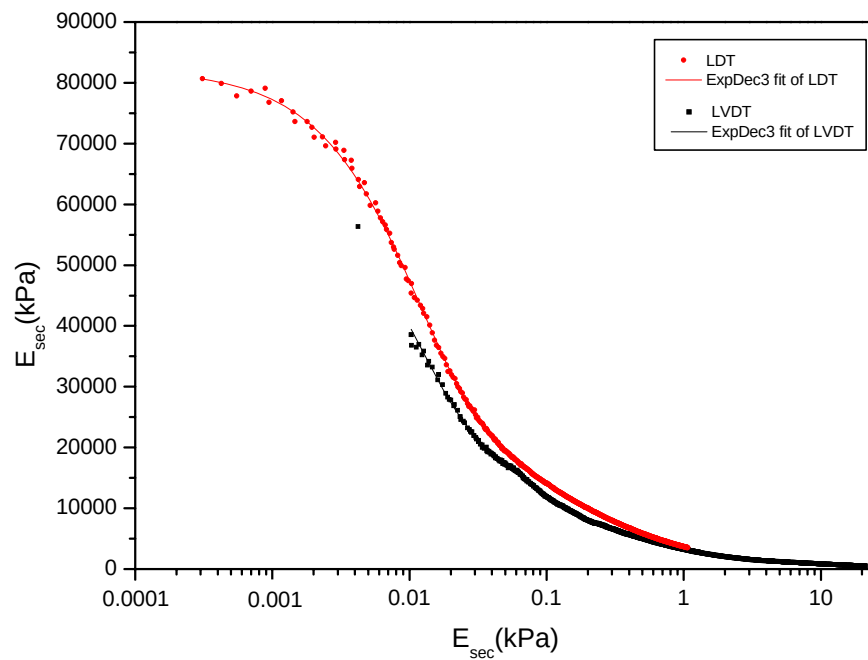


그림 3.32 실트질점토 구속압 100kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계(bh-1(1))

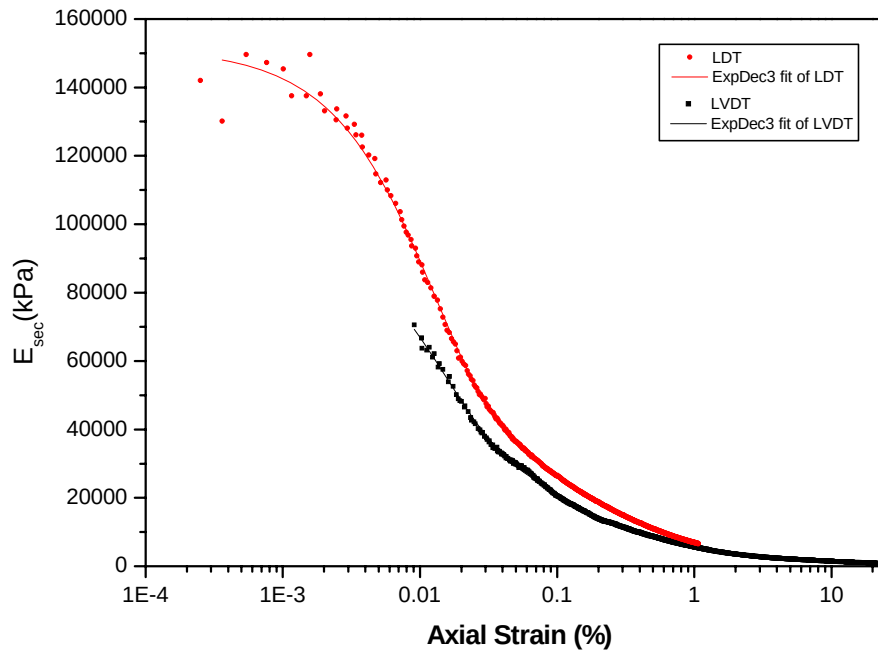


그림 3.33 실트질점토 구속압 200kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계(bh-1(1))

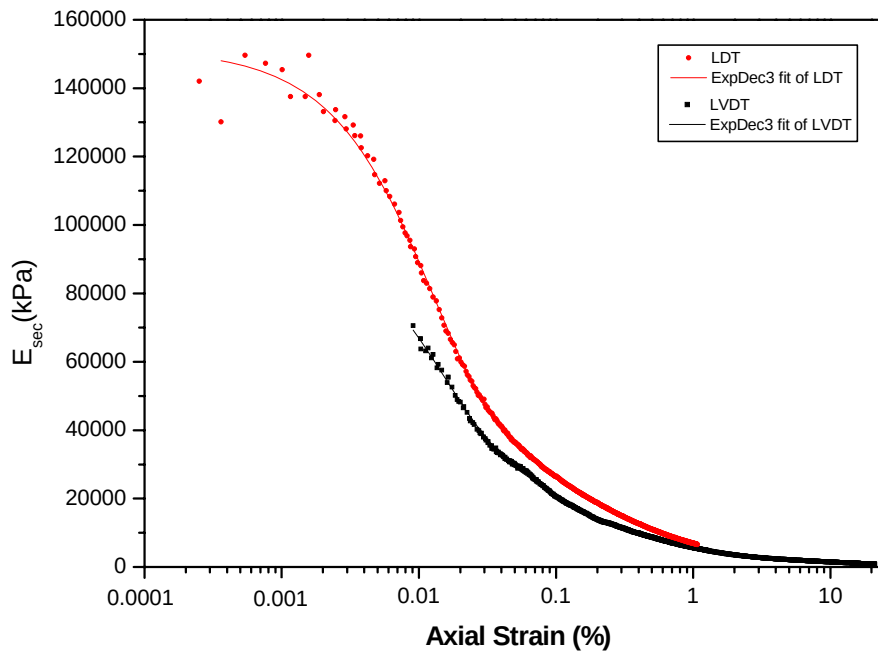


그림 3.34 실트질점토 구속압 100kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계(bh-1(2))

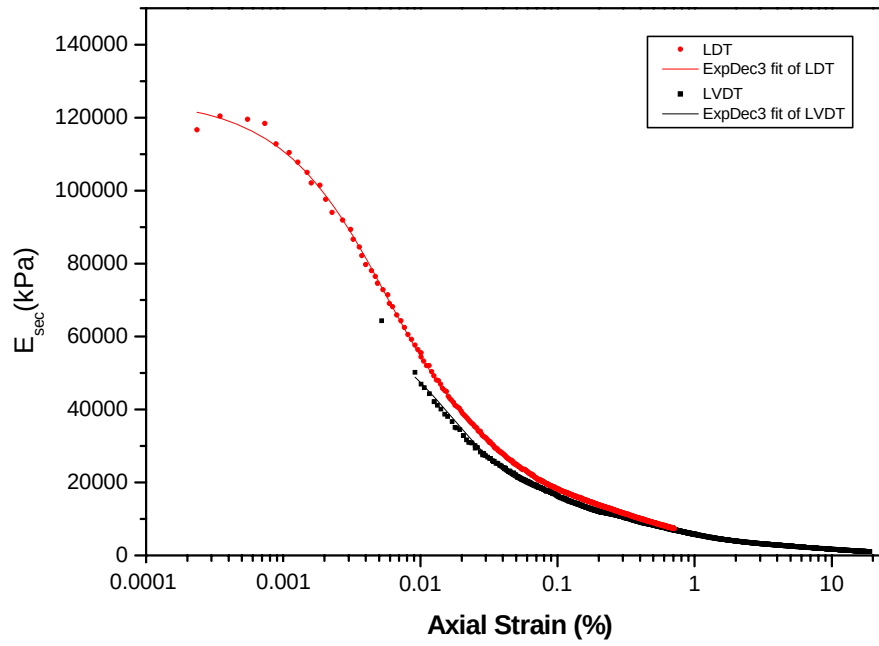


그림 3.35 실트질점토 구속압 200kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계(bh-1(2))

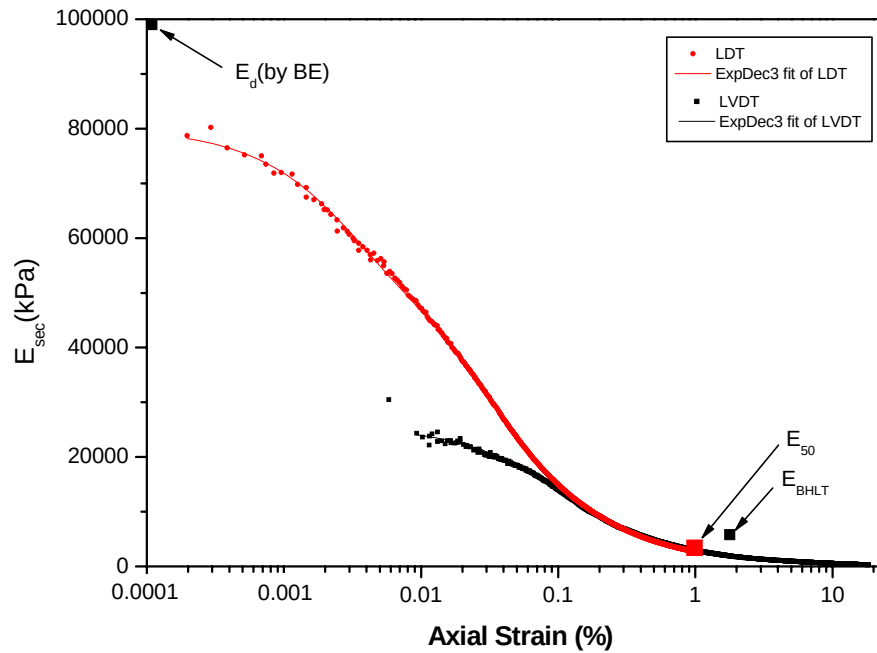


그림 3.36 실트질점토 구속압 50kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계(bh-2(1))

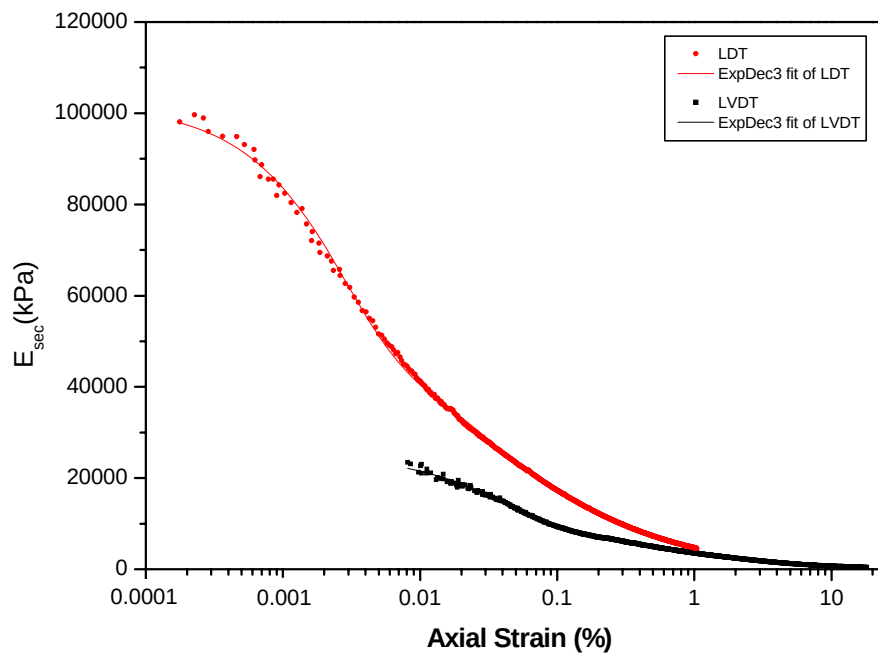


그림 3.37 실트질점토 구속압 100kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의
관계(bh-2(1))

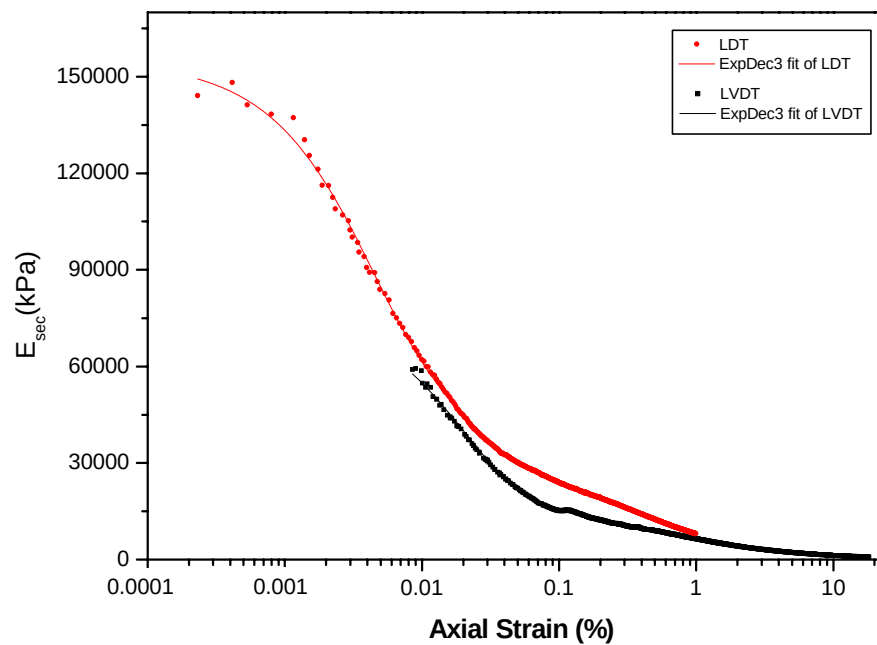


그림 3.38 실트질점토 구속압 200kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의
관계(bh-2(1))

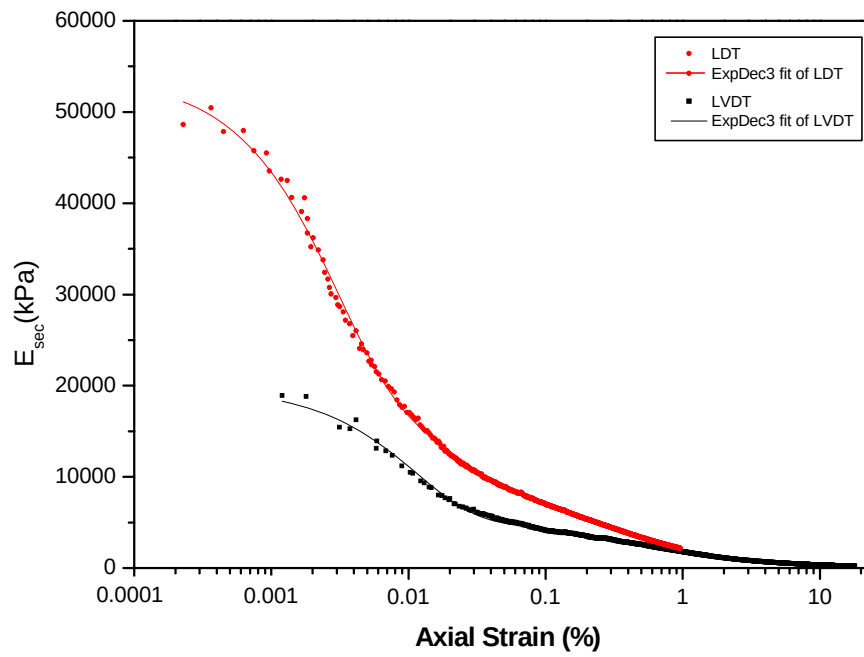


그림 3.39 실트질점토 구속압 50kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계(bh-2(2))

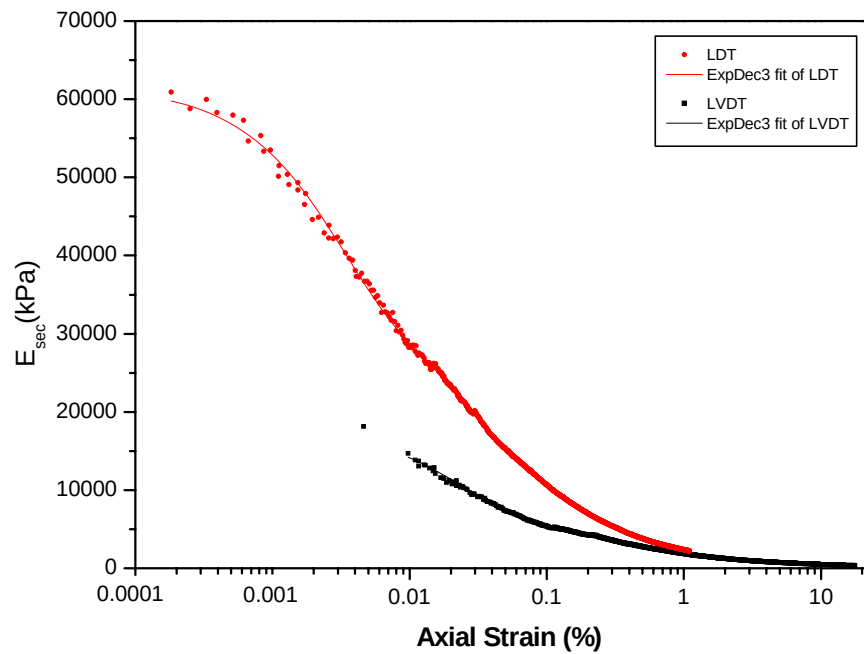


그림 3.40 실트질점토 구속압 100kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계(bh-2(2))

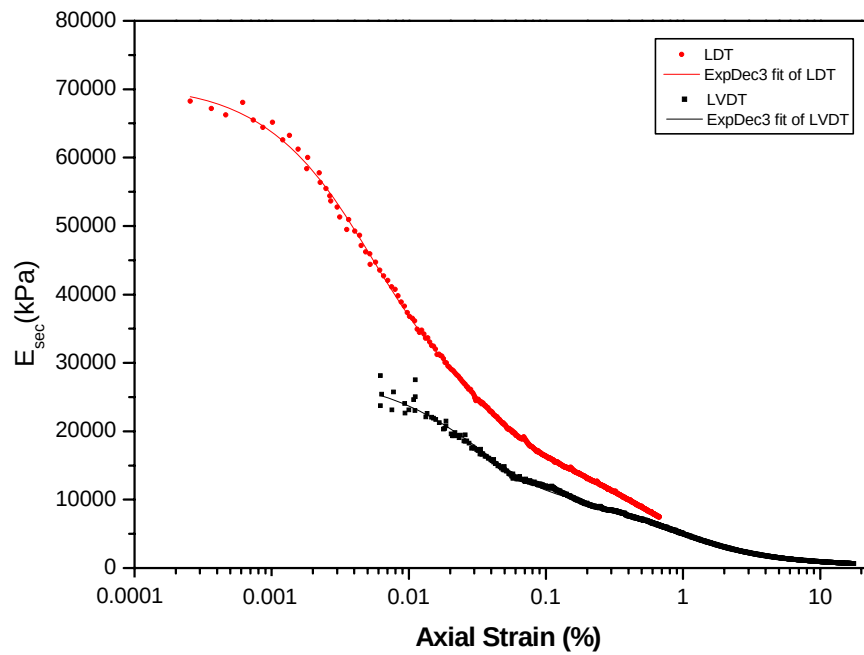


그림 3.41 실트질점토 구속압 200kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계(bh-2(2))

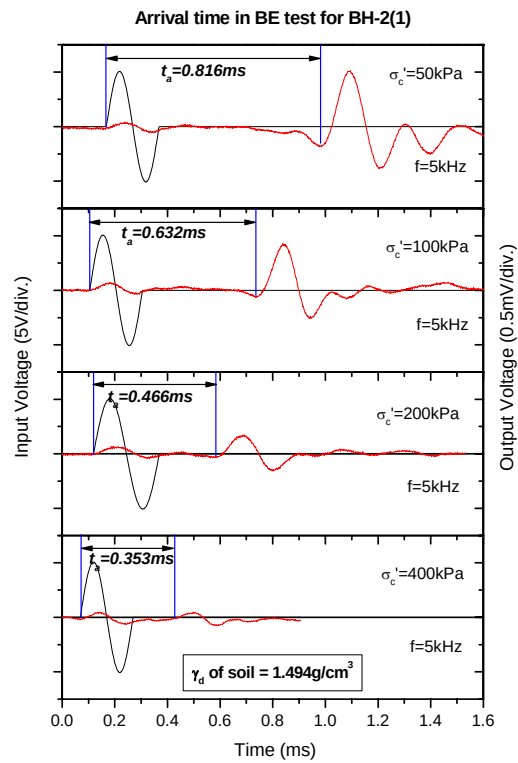


그림 3.42 실트질점토 구속압에 따른 전단파속도(bh-2(1))

다. 실트질 모래

강우시 침식에 의한 사면붕괴현장에서 채취한 실트질 모래의 삼축압축시험에 의한 응력~변형률 관계를 그림 3.43~3.44에 나타내었다. 그림 3.44은 LDT로 측정된 미소변형률에서의 응력~변형률 관계이다. 시험 결과에서 알 수 있듯이 압밀구속압이 증가할수록 압축강도 $q_{\max}$ 가 커지고 있고, LDT에 의한 미소변형률에서의 변형계수 $E_{\max}$ 도 압밀구속압의 증가에 따라 증가하고 있음을 알 수 있다. LVDT에 의한 E_{initial} 또는 E_{50} 은 $E_{\max}$ 값에 비해 작은 값을 나타내고 있다. 그림 3.45~3.46에는 할선변형계수 E_{sec} 의 변형률의존성을 나타내었다. 또한 그림 3.47에는 벤더 엘리먼트에 의한 전단파(V_s)의 측정결과를 나타내었다. 이 결과로부터 구한 E_d 를 그림 3.45~3.26에 표기하였다. 그림에서 실트질 점토와 같이 E_d 가 $E_{\max}$ 보다 약간 큰 값을 보이고 있다. 표 3.3에 $E_{\max}$, E_{initial} , E_{50} , E_d 를 정리 하였다.

표 3.3 실트질 모래의 $E_{\max}$, E_{initial} , E_{50} 의 비교

시험명	구속압 (kPa)	변형계수			
		$E_{\max}(kPa)$	$E_{\text{initial}}(kPa)$	$E_{50}(kPa)$	$E_d(kPa)$
실트질 모래	50	125,000	75,000	3,400	140,000
	100	200,000	120,000	5,500	225,000
	200	—	—	7,500	

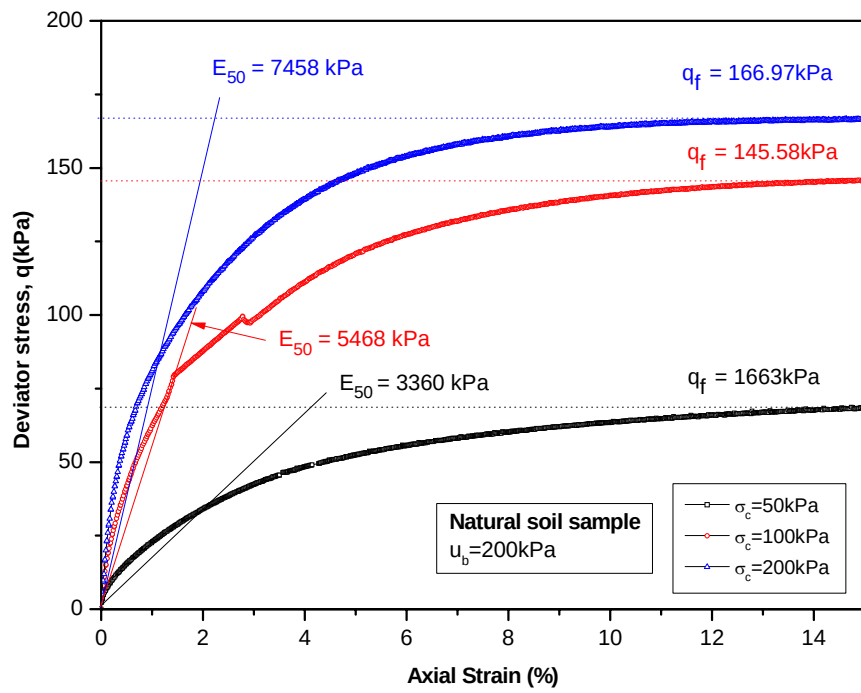


그림 3.43 실트질 모래의 응력~변형률 관계

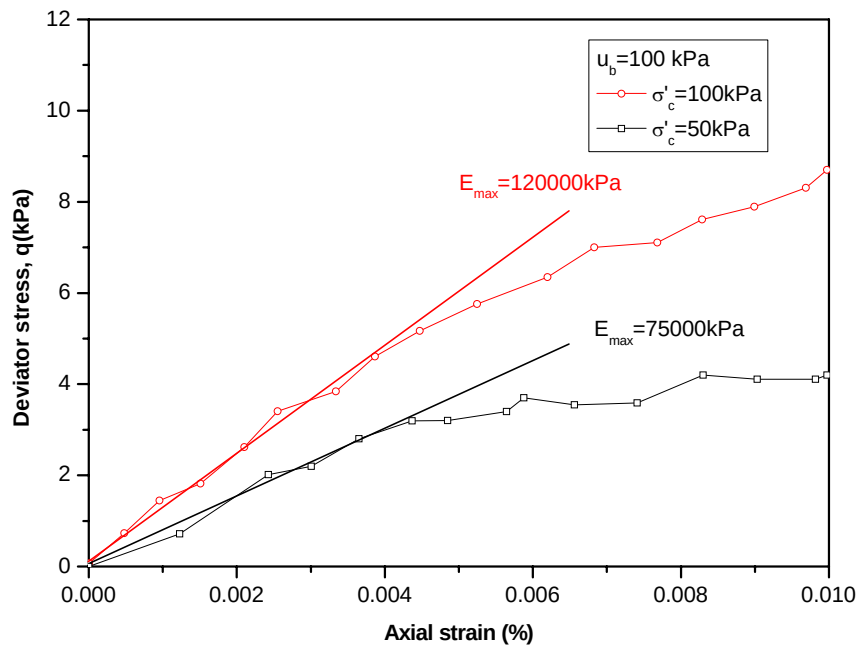


그림 3.44 실트질 모래의 응력~변형률 관계

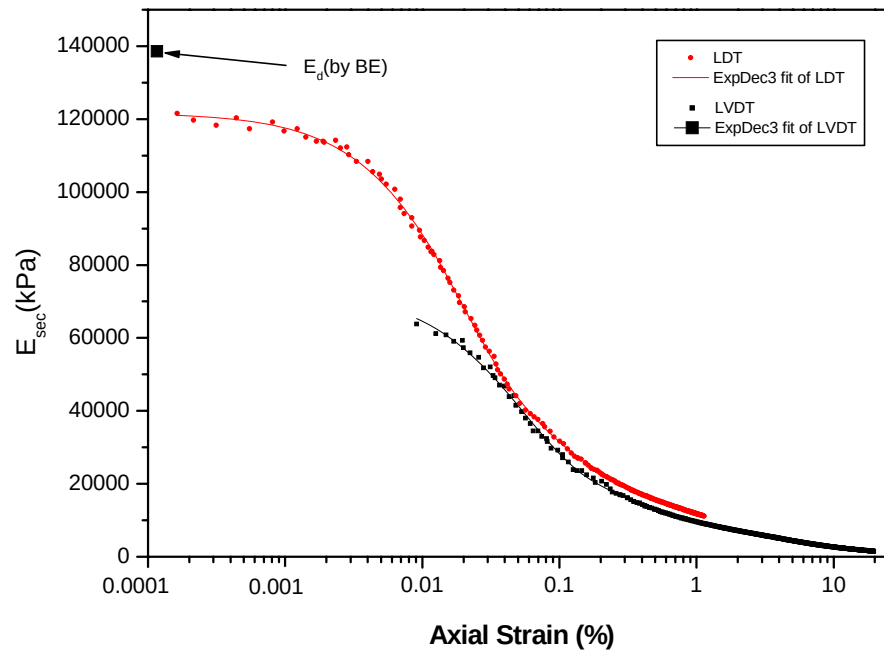


그림 3.45 실트질모래의 구속압 50kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계

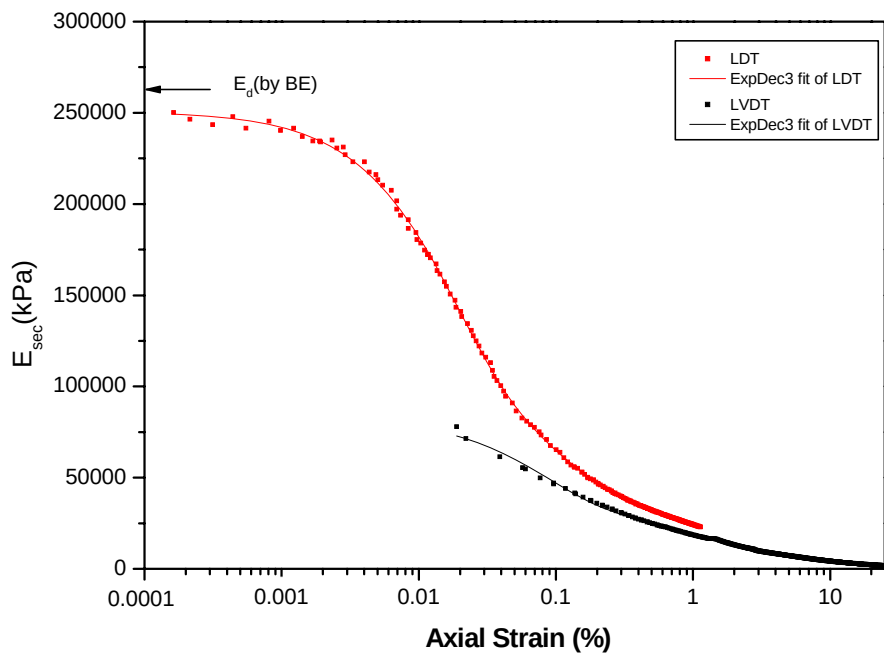


그림 3.46 실트질모래의 구속압 100kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계

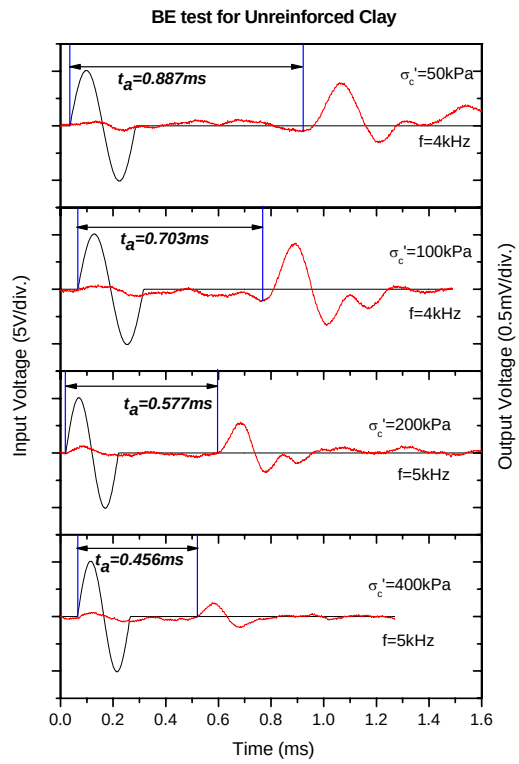


그림 3.47 실트질모래의 구속압에 따른 전단파속도

라. 플라이애쉬 혼합 개량토

위에서 기술한 실트질 모래를 플라이애쉬가 기본인 개량재로 혼합한 시료에 대해 위에서와 같은 내용의 실험을 실시하였다. 플라이 애쉬의 혼합률은 3%, 6%이다. 그림 3.48~3.51 에 플라이애쉬 혼합 개량토의 삼축압축시험에 의한 응력~변형률 관계를 나타내었다. 그림 3.49, 3.51 은 LDT로 측정된 미소변형률에서의 응력~변형률 관계이다. 시험 결과에서 알 수 있듯이 압밀구속압이 증가할 수록 압축강도 q_{max} 가 커지고 있고, LDT에 의한 미소변형률에서의 변형계수 E_{max} 도 압밀구속압의 증가에 따라 증가하고 있음을 알 수 있다. 그러나 앞서 기술한 자연재료에 비해 인공개량재에 의한 개량토는 압밀구속압의 영향이 크지 않음을 알 수 있다. 이와 같은 특성은 시멘트개량토의 경우와 매우 유사한 경향이다. LVDT에 의한 $E_{initial}$ 또는 E_{50} 은 E_{max} 값에 비해 작은 값을 나타내고 있다. 그림 3.52~3.56에는 할선변형계수 E_{sec} 의 변형률의존성을 나타내었다. 또한 그림 3.57에는 벤더엘리먼트에 의한 전단파(V_s)의 측정결과를 나타내었다. 이 결과로부터 구한 E_d 를 그림 3.55, 3.56에 표기하였다. 또한 표 3.4에 E_{max} , $E_{initial}$, E_{50} , E_d 를 정리하였다. 그림에서 E_d 와 E_{max} 는 대체적으로 일치하고 있음을 알 수 있다.

표 3.4 개량토 점토의 E_{max} , $E_{initial}$, E_{50} 의 비교

시험명	구속압 (kPa)	변형계수			
		$E_{max}(kPa)$	$E_{initial}(kPa)$	$E_{50}(kPa)$	$E_d(kPa)$
함유량3%	50	246,000	150,000	8,300	
	100	428,000	210,000	12,000	
	200	752,000	420,000	16,000	
함유량6%	50	276,000	200,000	22,000	
	100	758,000	450,000	25,000	752,000
	200	—	—	35,000	

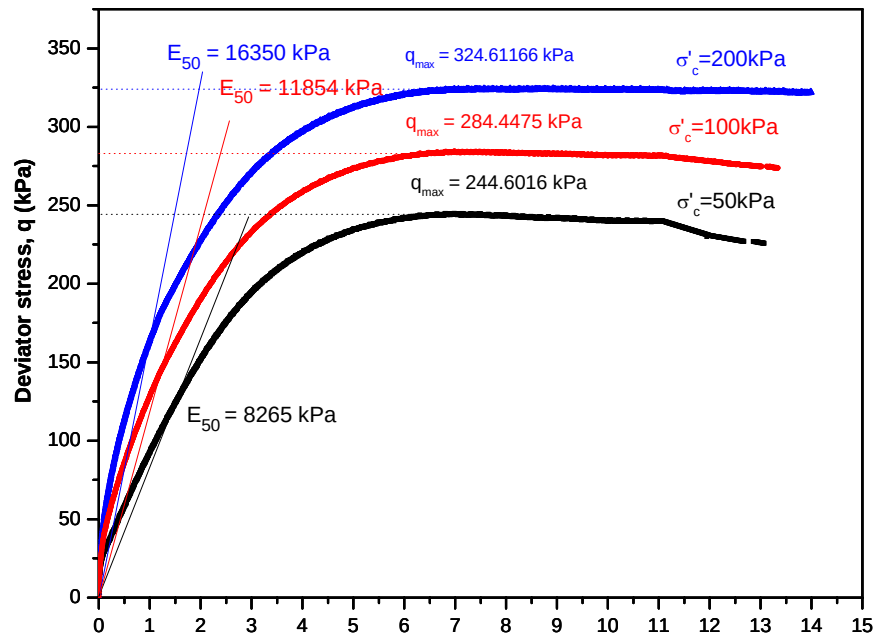


그림 3.48 개량토(함유량 3%)의 응력~변형률 관계

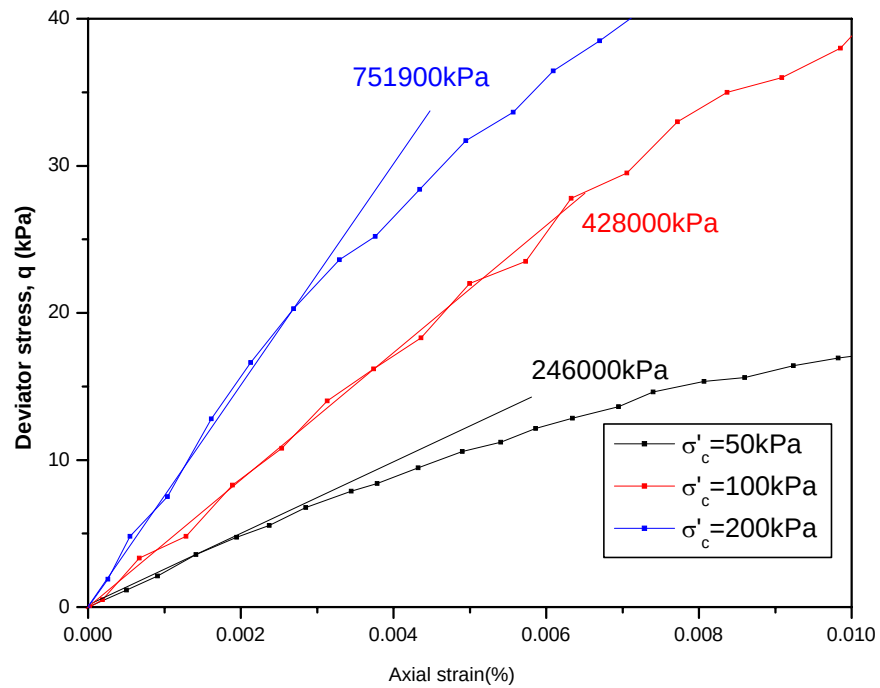


그림 3.49 개량토(함유량 3%)의 LDT로 측정한 응력~변형률 관계

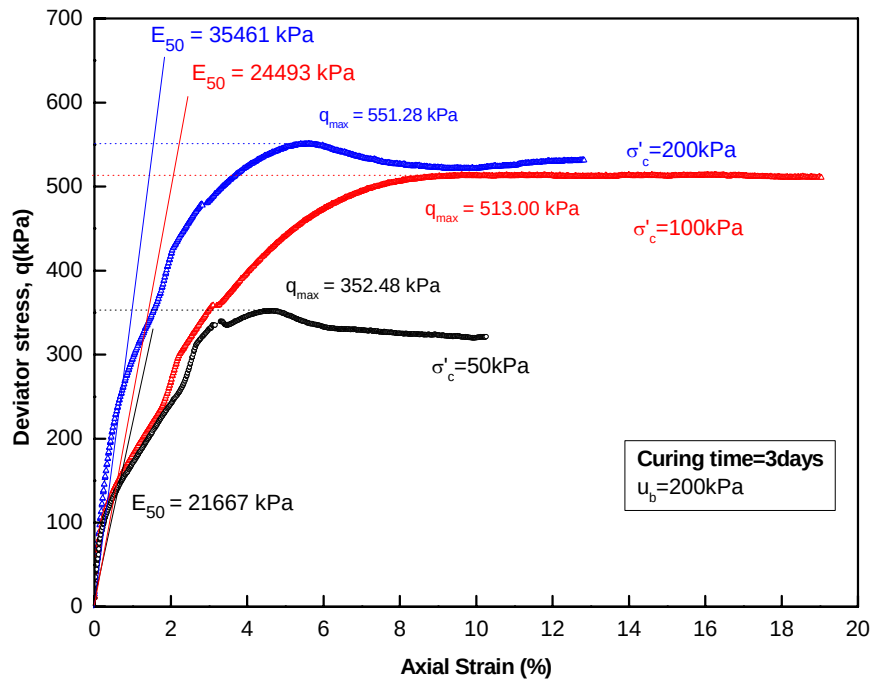


그림 3.50 개량토(함유량 6%)의 응력-변형률 관계

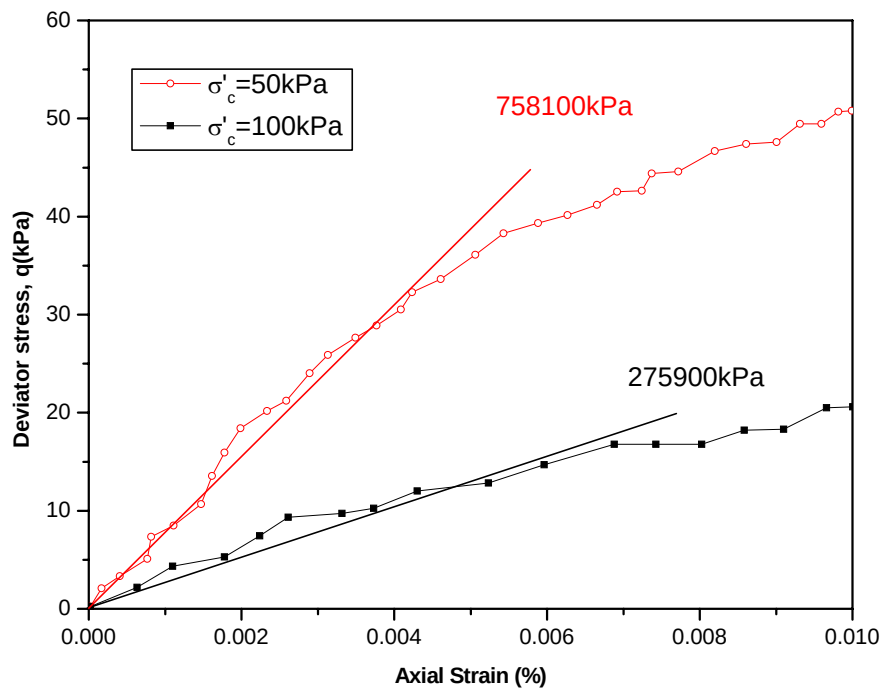


그림 3.51 개량토(함유량 6%)의 LDT로 측정 한응력-변형률 관계

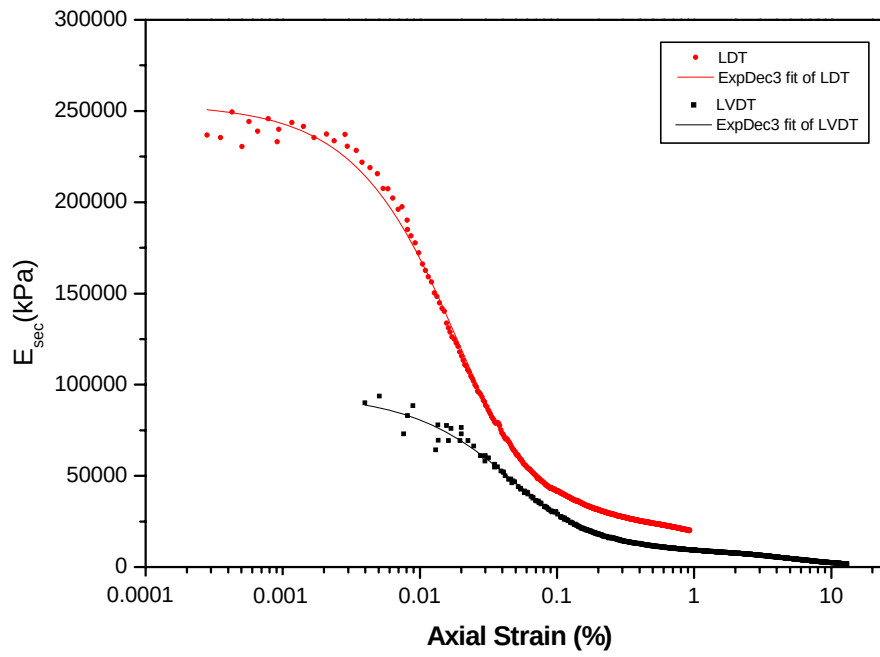


그림 3.52 개량토(함유량 3%)의 구속압 50kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계

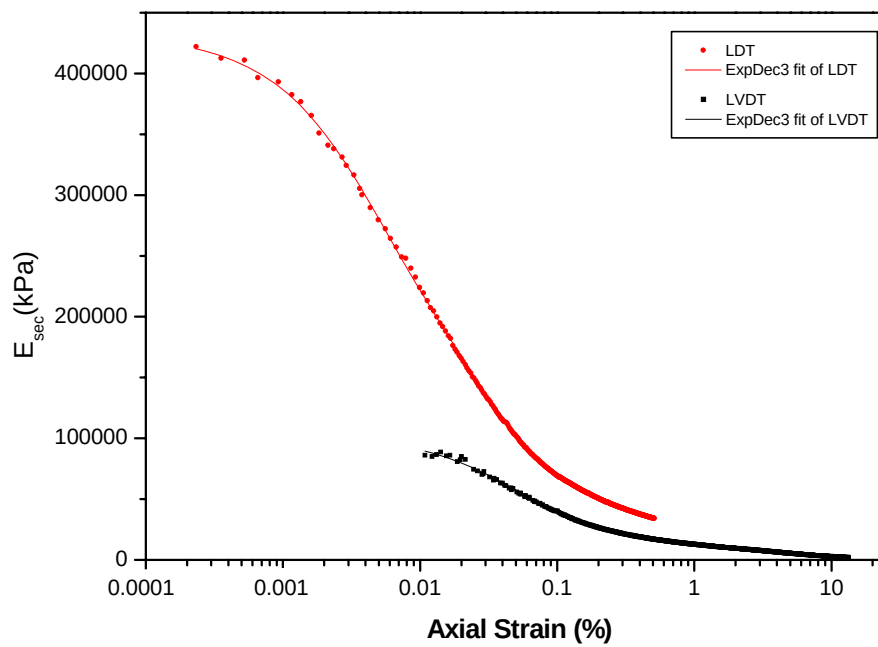


그림 3.53 개량토(함유량 3%)의 구속압 100kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계

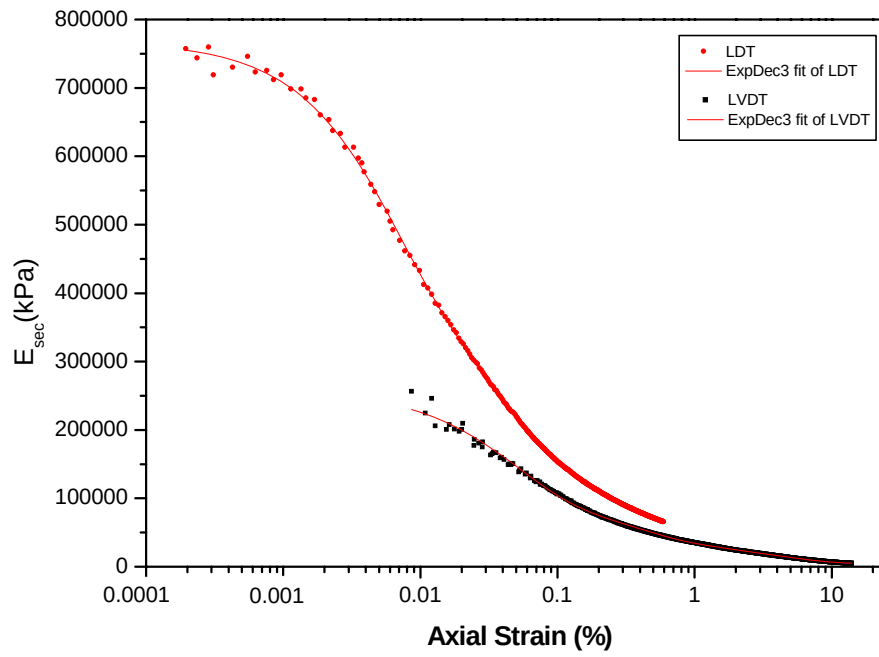


그림 3.54 개량토(함유량 3%)의 구속압 200kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계

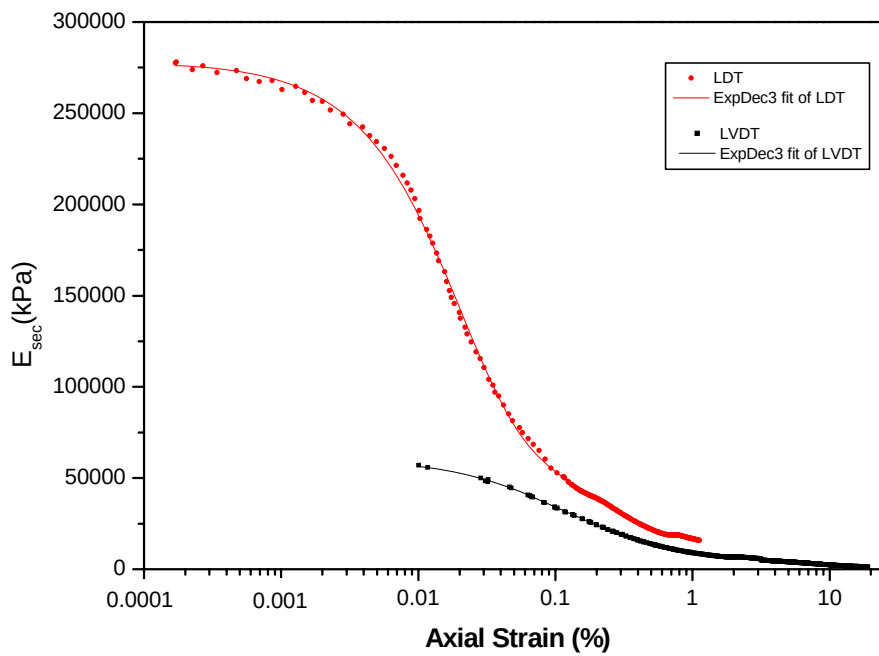


그림 3.55 개량토(함유량 6%)의 구속압 50kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계

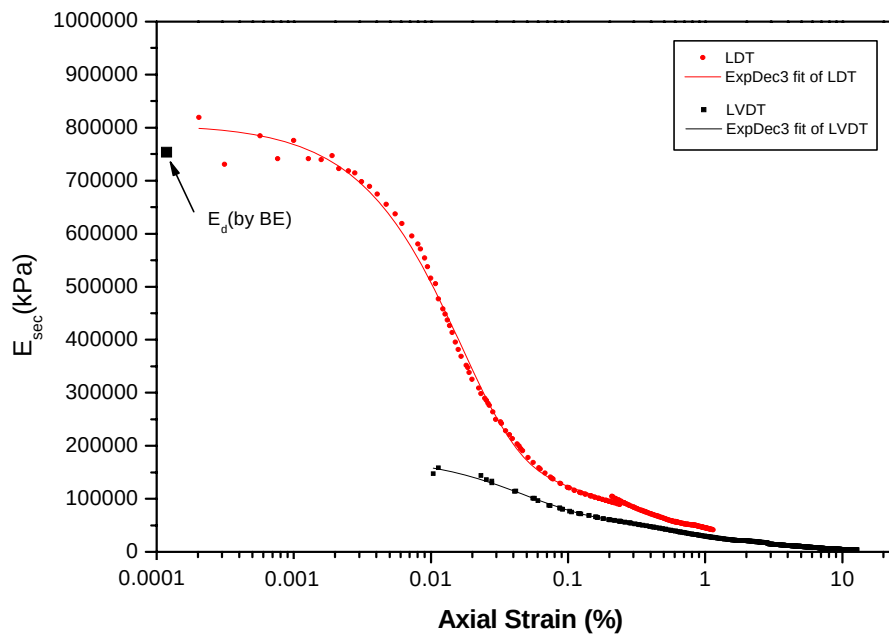


그림 3.56 개량토(함유량 6%)의 구속압 100kPa에서의 ε_1 과 E_{sec} 의 관계

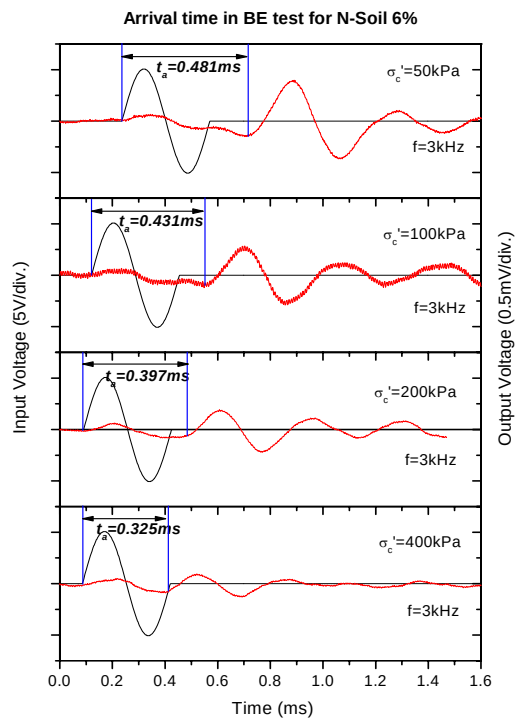


그림 3.57 개량토(함유량 6%)의 구속압의 구속압에 따른 전단파 속도

마. 주문진 표준사

주문진 표준사를 이용하여 단조재하, 반복재하, 크리프(creep), 시험을 실시한 결과를 그림 3.58에 나타내었다. 축차응력 45~90kPa 구간에서의 5cycle 반복재하시험에서 구한 E_{eq} 와 30분간의 크리프 시험결과를 그림 3.59, 3.60에 각각 나타내었다. 각 변형률 구간에서 구한 E_{eq} , E_{sc} , $E_{initial}$ 및 벤더 엘리먼트 시험에서 얻은 E_d 를 그림 3.61 및 표 3.5에 비교하였다. 벤더 엘리먼트시험에서 얻은 E_d 는 반복재하시험에서 얻어진 E_{eq} 와 거의 유사함을 알 수 있고, 약 10^{-3} 변형률에서 얻은 $E_{initial}$ 보다 큰 값을 보이고 있다. 그림 3.62~3.65에 벤더 엘리먼트 시험결과를 나타내었다. 그림은 압밀구속압(50~400kPa)에 따른 전단파 측정결과를 나타낸 것으로, 이를 이용하여 G_d 또는 E_d 를 산출하였다. 동일 구속압하에서는 전단파 발진 주파수(2~20kHz)를 변화시켜도 전단파의 측정결과는 거의 일정하였다. 한편 그림 3.66 에 전단변형계수의 압밀구속압 의존성을 나타내었다. 전단변형계수는 압밀구속압이 높아질수록 선형적인 증가 경향을 보이고 있음을 알 수 있고, 이를 이용하여 이후에 기술하는 변형계수와 압축강도와의 상관관계를 이용하여 변형계수 또는 압축강도의 추정도 가능하다.

표 3.5 주문진 표준사의 $E_{initial}$, E_{50} , E_{eq} , E_d 의 비교

시험명 시험명	$E_{initial}$ (kPa)	E_{50} (kPa)	E_{eq} (kPa)	$E_{eq(av)}$ (kPa)	E_d (kPa)	$E_{d(av)}$ (kPa)
주문진 표준사	175,000	13,584	238,000	238,000	212,000	227,000
			250,000		220,000	
			251,000		225,000	
			241,000		230,000	
			241,000		235,000	
			209,000		240,000	

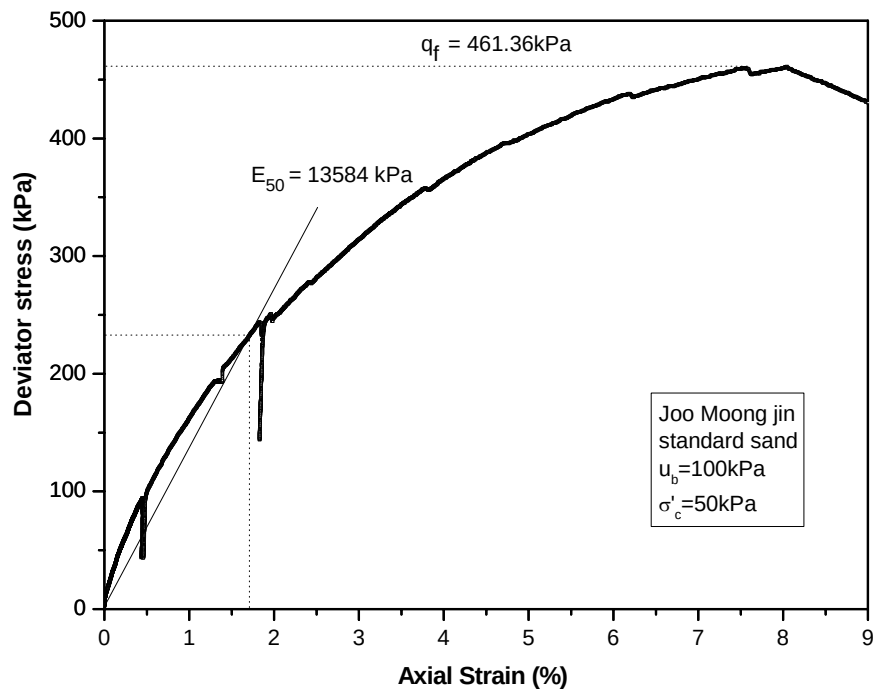


그림 3.58 주문진 표준사의 응력~변형률 관계

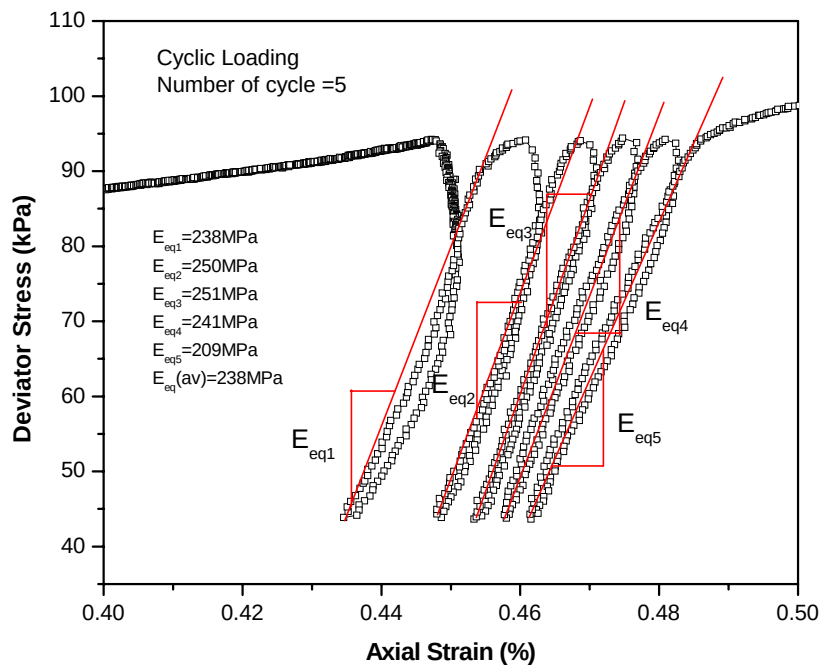


그림 3.59 주문진 표준사의 반복재하에 의한 E_{eq}

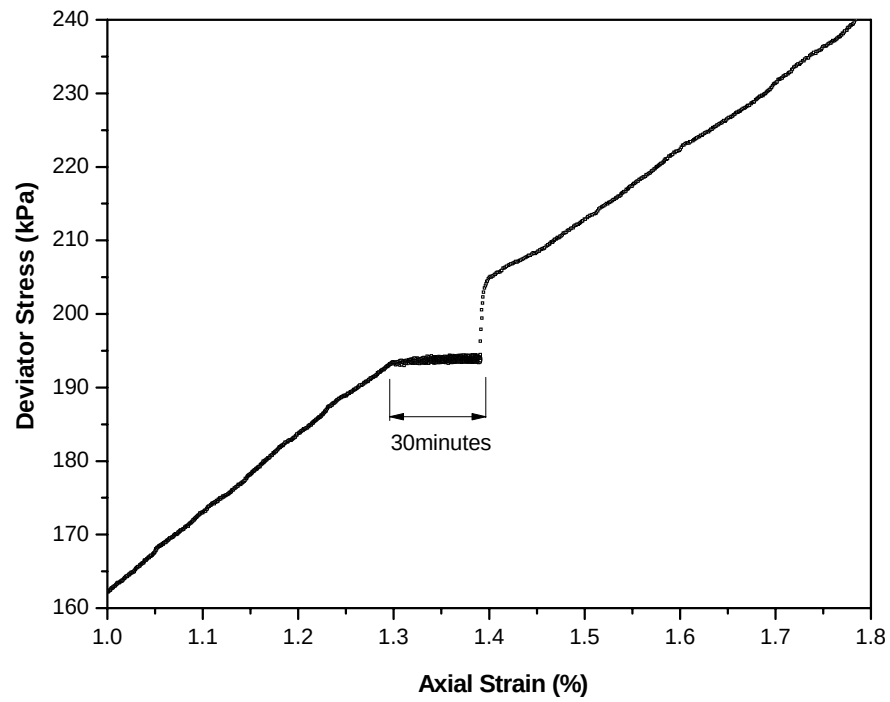


그림 3.60 주문진 표준사의 creep 시험 결과

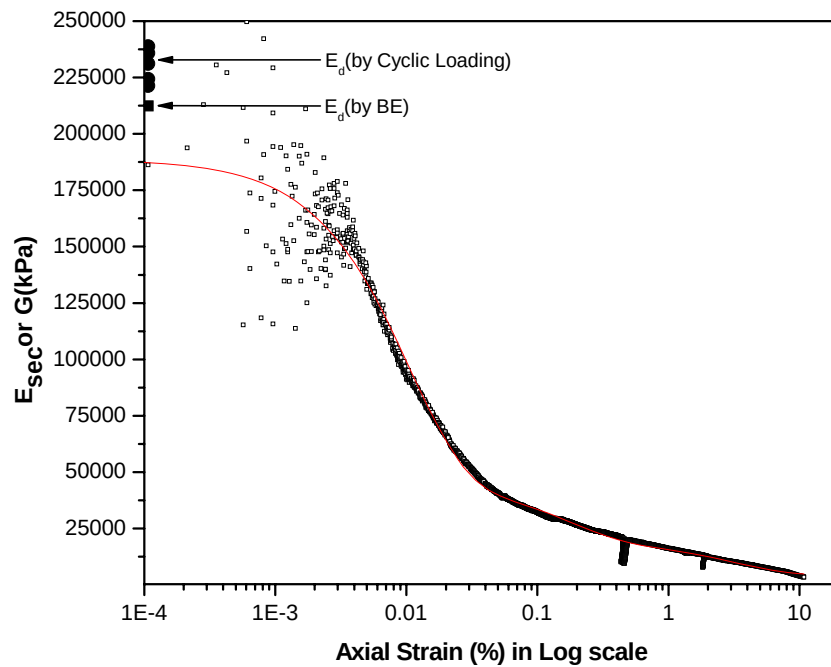


그림 3.61 축변형률과 E_{sec} , E_d , E_d (cyclic loading)의 관계

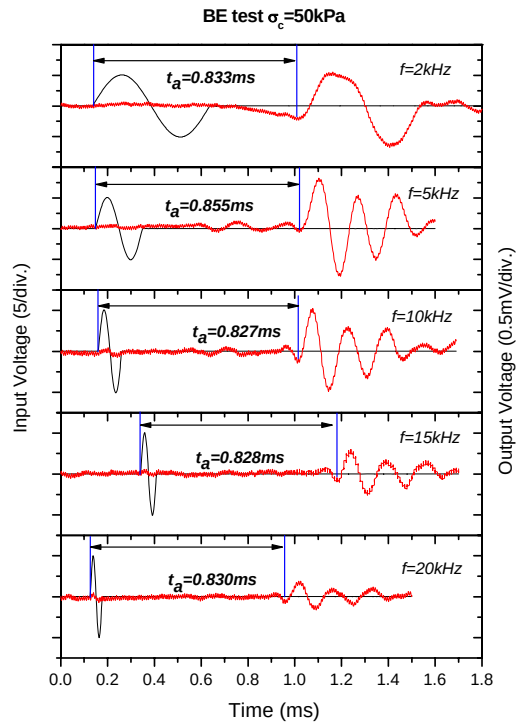


그림 3.62 구속압50kPa에서의 전단파의 도달시간

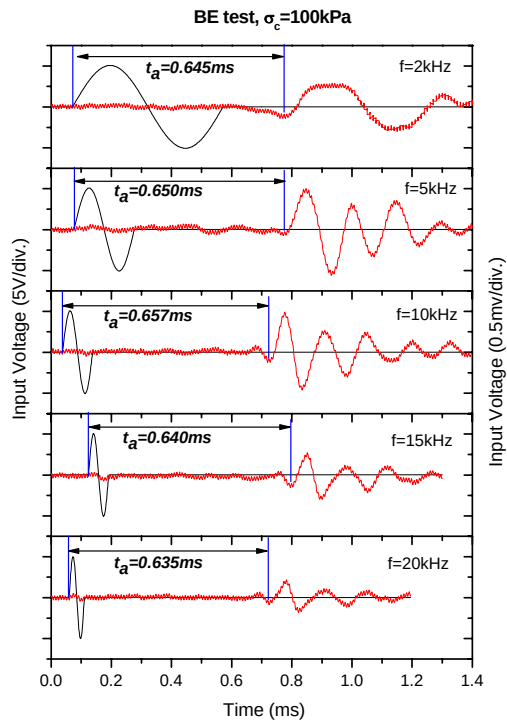


그림 3.63 구속압100kPa에서의 전단파의 도달시간

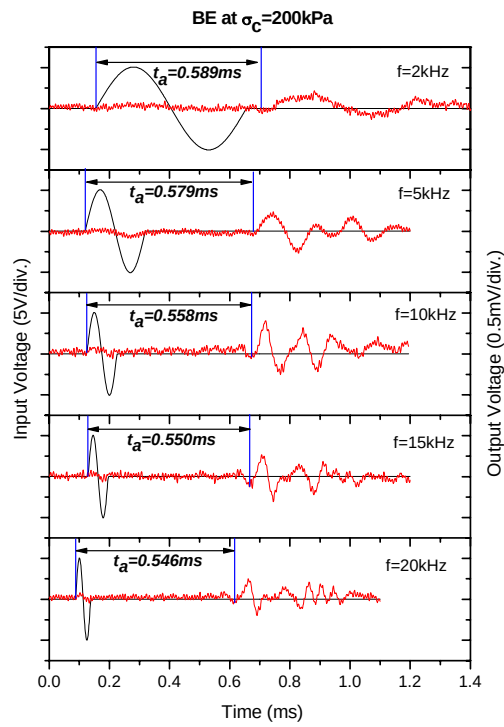


그림 3.64 구속압200kPa에서의 전단파의 도달시간

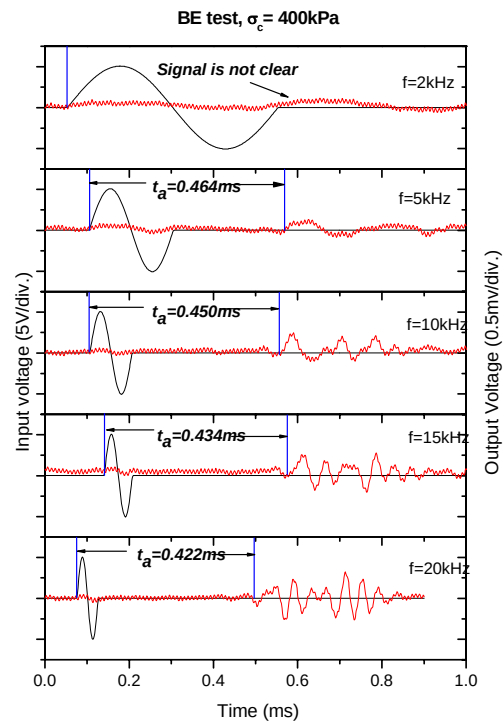


그림 3.65 구속압400kPa에서의 전단파의 도달시간

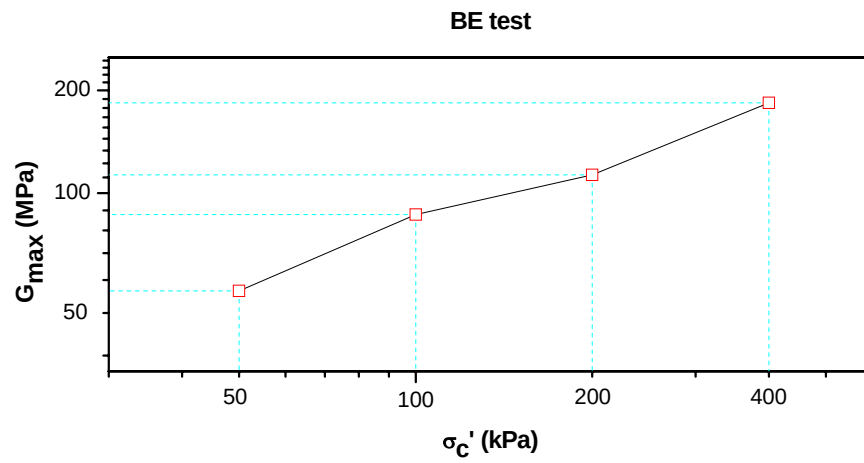


그림 3.66 bender element에서 구속압과 전단변형계수와의 관계

2. 원위치조건을 고려한 지반재료의 변형특성 평가

가. 원위치 조건 고려 방법

1차년도에서 검토한 바와 같이 실내 전단시험은 대표적으로, 삼축압축시험, 편평변형률 압축시험 일면전단시험, 단순전단시험등 다양한 시험이 있고, 삼축압축시험에 국한하더라도, 압밀조건(배수조건, 압밀응력비 · 압밀시간)이나 전단조건(압축, 인장, 배수조건, 변형률속도)등 다양한 시험방법이 있다. 그 이유는, 흙의 응력~변형률 관계가 극단적으로 비선형인 동시에 흙의 각 요소가 과압밀이나 전단재하 · 제하등의 응력이력, 전단시의 배수조건 · 변형률속도, 또 그림 3.69에 나타내는 요소 A, B, C에서 변형 · 강도 특성이 달라지는 이방성 영향이 대단히 크기 때문이다. 현재 단계에서 원위치에서의 변형 · 강도 특성을 실내전단시험 결과로부터 추정하기 위하여는 가능한 한 원위치상태를 유지하고 있는 불교란시료를 이용하여, 원위치에서의 응력~변형률이력을 되도록 충실히 시행하는 것이 가장 합리적인 방법일 것으로 생각되고 있다. 이상의 내용을 그림 3.69에서의 연약 점성토 지반의 대표적 요소 A, B, C의 성토된 상태 O에서 성토를 구축한 후의 변형 · 강도 특성을 추정하고자 할 경우에 대해 고찰한다. 가장 충실히 재현하는 방법은 다음과 같다.

- 요소 A : K_o 압밀비배수 평면 변형률 압축시험
- 요소 B : K_o 압밀비배수 단순전단시험(직접전단시험)
- 요소 C : K_o 압밀비배수 평면 변형률 인장시험

(1) 압밀 방법의 단순화

K_o 압밀은 시료에 연직변형률만이 발생하고, 수평방향의 변형률을 일차원 압축에 의한 압밀이다. 그러나, 일차원 압밀을 실내전단시험에서 시행하려고 할때, 특히 삼축압축시험에서는 시료의 단면적이 일정하게 되도록 미묘하게 측압을 조정해야하는 복잡한 조작법이 필요하다. 더욱 중요한 점은, 원위치에서는 과압밀상태에 있거나 그림 3.69에서의 C의 상태에 있더라도, 실험실에서 시료를 단지 K_o 압밀하더라도

도, C의 응력상태로는 되돌릴 수 없고, 오히려 A의 응력상태에 근접한 상태로 된다. 따라서 압밀에 관하여는 다음과 같은 근사적 방법을 이용하게 된다.

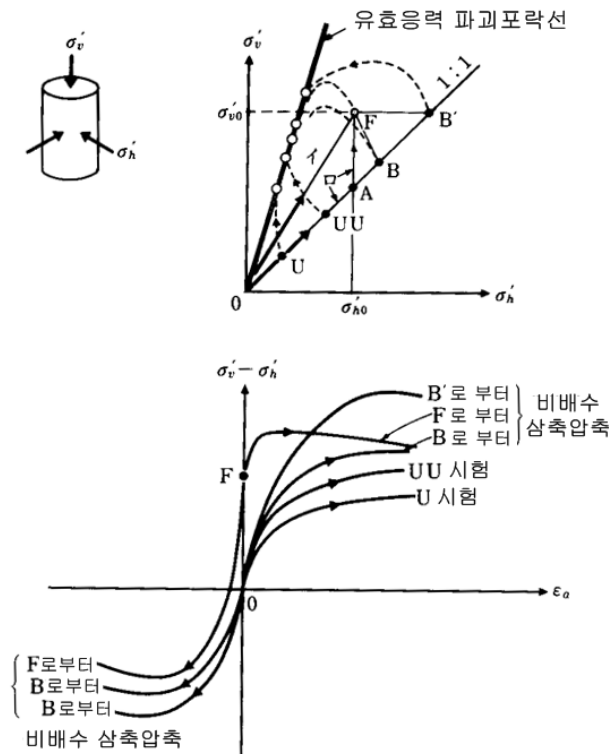


그림 3.67 원위치에서의 응력상태 τ 에 대한 실내시험에서의 각종의 압밀방법과 비배수 삼축시험에서의 전단거동차이

(가) 그림 3.67에서 원위치에서의 유효응력상태는 F로 나타내고 있다. 지금 그 응력비 $K_c = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$ 가 추정되고 있다고 하고.(구체적으로, σ'_{ho} 를 추정한다. 이 추정법 및 측정법은 현재 연구과제이다), 실내시험에서 응력비를 유지하기 위해 이방압밀하는 것이 훨씬 용이하다(그림 3.67에서 응력경로 a방법). 또 이방법이 원위치에서의 응력상태로 복귀하는 방법으로써는 보다 확실하고 합리적이라고 할 수 있다.

(나) 이방압밀에서도 축응력과 측방응력을 동시에 조절하지 않으면 안되므로, 그렇게 쉽게 해결되지는 않는다. 따라서, 우선 그림 3.67의 응력경로 ⑥와 같이 점A($\sigma'_v = \sigma'_h = \sigma'_{ho}$)까지 등방압밀 후, 그 점에서 배수조건으로 측압을 일정하게 하여 응력상태를 점F까지 이동해 가는 방법을 취할 수 있다.

(다) 더욱 단순한 방법으로서, 구속압 σ_c' 가 원위치 상재압 σ_w' 와 동일한 등방응력 상태점 B' 까지, 또는 원위치 평균유효주응력 $\sigma_{mo}' = (\sigma_{co}' + 2\sigma_{ho}')/3$ 과 동일한 응력상태점 B까지 등방압밀 시킨후 배수전단하는 방법을 취할 수 있다.

(라) 또 다른 단순화 시킨 방법으로서, 연약포화점성토시료를 압밀시키는 것은 많은 시간이 걸리므로, 시료의 교란이 작고, 원위치에서의 함수비가 유지되어 있다면 그 변형·강도특성은 변화하지 않는다고 가정하여, 압밀시키지 않고 압축시키는 방법이 있다. 이 방법에는 두가지를 취할 수 있다.

① 시료에 원위치에서의 유효상재압을 축압으로서 가하기는 하나, 배수시키지 않고, 그대로 비배수 압축하는 방법이다.(Unconsolidated Undrained Triaxial Compression Test, UU시험). 한편, 압밀삼축압축시험에서는, 시료압밀시간이 보통 8시간 이상이므로 장시간을 요한다. UU시험에서는 그림 3.67에서 점UU로 나타낼 수 있고, 통상 그때의 유효응력은 원위치평균유효주응력 σ_{mo}' 보다도 작게된다(즉, 전술한 가정은 정확하지 않다).

② 구속압을 전혀 가하지 않고, 그대로 시료를 압축하는 방법이다 (Unconfined Compression Test, 일축압축시험, U시험). 이시험은 장치도 실험자체도 매우 간편하다. 이 경우의 전단개시시의 유효응력상태는 그림 3.67의 점 u 로 표시되고, 이때의 유효응력은 원위치평균유효주응력 σ_{mw}' 보다 더욱 작게 된다.

지금까지 얻어진 실험결과에 의한다면, 포화도가 높은 연약점토의 경우 UU시험과 U시험에서의 압축강도는 유사하기 때문에 UU시험을 시행하지 않더라도 일축압축시험으로 충분한 것으로 파악되고 있다. 그러나, 대단히 깊은 장소에서 채취한 단단한 점성토시료나 소성이 작은 시료의 경우, 시험개시시 이미 약간 불포화로 되어 있기 때문에 시료내부 잔류부압에 의한 유효응력은 원위치에서의 유효응력보다 상당히 저하되어 있을 가능성이 있다. 또, 일축압축시험중에 시료에 종방향 크랙이 발생할 경우 시료체적이 증가하므로 일정체적조건을 유지하지 못한다. 이러한 경우, 일축압축강도는 원위치에서의 요소 A(그림 3.69)의 압축강도보다 작게된다. UU시험에서는 시료가 불포화인 경우에는 구속압을 가함에 따라 시료에 어느정도의

유효응력이 가해지게 된다. 또, 압축 중에는 자유로운 체적증가가 불가능하므로, UU시험에 의한 압축강도가 일축압축강도보다 크게 되어, 원위치에서의 요소 A(그림 3.67)의 비배수 압축강도에 근접할 수 있다.

(2) 전단 방법의 단순화

평면변형률 압축시험은, 직사각형 시료를 준비하여, 시료의 일방향 수평 방향의 변형률이 0이 되도록 구속하여 압축시키는 시험방법이다(그림 3.69). 그러나, 직사각형 시료를 준비하는 것도, 압축시험 중 평면변형률 조건을 유지하는 것도 복잡한 시험장치와 시험방법이 요구된다. 이에 반해, 원위치에서의 응력·변형률상태와는 다르나, 원주 시료를 이용하는 삼축압축시험은 평면변형률시험에 비해 훨씬 단순한 시험이다. 원주형 시료를 이용하는 일축압축시험도, 이러한 의미에서 삼축압축시험과 마찬가지로 시료준비가 간단하다. 그러나, 동일한 압밀조건에 대해서는 평면변형률 압축강도에 비해 삼축압축강도가 약간(10%정도) 작게 된다. 단순전단시험은, 직사각형 시료의 단면적 변화와 회전을 시키지 않고, 그림 3.68(a)와 같이 수평면에 직접 전단응력 τ_{vh} 를 가하여 시료의 횡방향이동 변형을 발생시키는 전단시험방법이다. 삼축압축시험, 평면변형률 압축시험은 시료에 주응력차를 이용해 간접적으로 전단응력을 가하므로 간접 전단시험이라하고, 단순전단시험과 일면전단시험은 시료에 직접 전단응력을 가하므로 직접전단시험이라 한다. 단순전단시험에서는 시료를 사각형 전단상자내에 넣고 상재압을 가해 자동적으로 일차원 압밀이 종료된다. 전단개시시에는 그방향의 수평·수직응력 σ'_x 와 σ'_y 가 일치하나, 전단과 동시에 달라진다. 그러나, 이와 같은 직사각형의 시료를 준비하는 것도 어려운 동시에 직사각형 시료를 단순전단하는 시험기는 대단히 복잡하다. 이것을 단순하게 한 단순전단 시험법이 그림 3.68(b)에 나타내는 디스크형태의 시료를 원주길이가 변화하지 않도록 금속망으로 보강시킨 고무멤브레인으로 둘러싸은 후 단순전단하는 시험법이다. 이 시험을 행하는 시험장치는 NGI식 단순 전단시험기(Norwegian geotechnical Institute-type Simple Shear Testing Apparatus)라고 불리우고 있다. 이 시험방법에서는 수평 2방향의 수직응력이 일치한다고 하는 단점이 있고, 또 원주길이는 일정하더라도 시료 수평단면적은 일정하다는 보증이 없다고 하는 단점이 있으나, 전

단강도를 얻고자 하는 목적에서는 실용상 문제가 없다고 알려져 있다. 단순전단시험보다 더욱 널리 이용되고 있는 직접전단시험은 일면전단시험이다(그림 3.68(c)). 일면전단시험은 미끄럼면에서의 전단강도를 직접 구하는 목적에서 개발된 전단시험기로서, 원지반내에서는 파괴의 결과로서 발생하는 전단면을 시료를 상하 2개의 강체 전단상자의 횡이동에 의해, 강제적으로 발생시킨다는 점에서 근사적인 시험방법이다. 또, 전단변형률을 측정할 수 없기 때문에 강체전단상자내에서 전단응력과 전단변형률의 비, 즉 전단강성률을 구할 수가 없다.

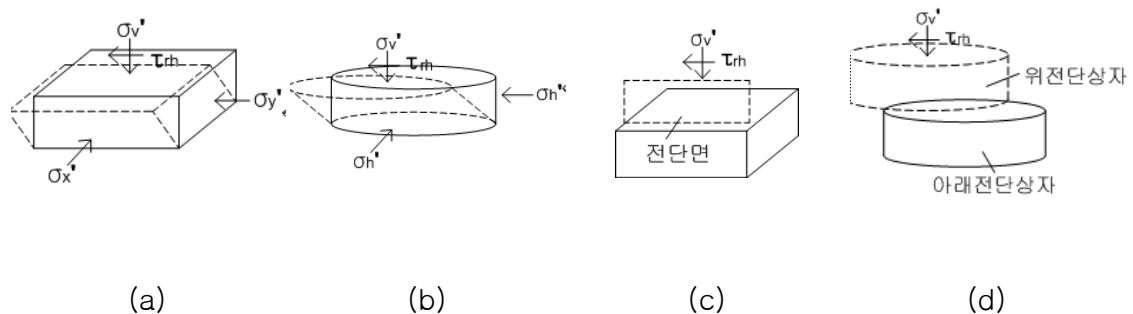


그림 3.68 직접전단 시험법

이상 기술한 포화 점성토의 비배수 전단 시험법의 단순화를 이하에 정리한다(→ 는 단순화를 의미한다).

(가) 요소 A에 대해 : K_0 압밀비배수 평면 변형률 압축시험 → 이방 압밀비배수 평면변형률 압축시험 → 이방 압밀비배수 삼축압축시험 → (등방압밀+측압일정배수압축)비배수 삼축압축시험 → 등방압밀 비배수 삼축압축시험 → 비압밀비배수 삼축압축시험 → 일축압축시험

(나) 요소 B에 대해 : K_0 압밀비배수단순전단시험 → K_0 압밀비배수 일면전단시험

(다) 요소 C에 대해 : K_0 압밀비배수 평면변형률 인장시험 → 이방압밀 비배수

평면변형률 인장시험 → 이방압밀 비배수 삼축인장시험 →
 (등방압밀+측압일정 배수시험) 비배수 삼축인장시험 → 등
 방압밀 비배수 3축인장시험

(3) 전단시험 종류의 단순화

실무에서는, 상기의 3종의 전단시험 모두를 단순화 시킨 형태에서도 실시하기가 곤란한 경우가 많다. 그 중에서도, 평면변형률 인장시험은 특수하여 대단히 복잡한 시험방법이다. 연구 목적으로서의 시험으로서도 대단히 복잡하다. 수평응력을 최소 주응력으로부터 최대주응력으로 변화시킬 때, 구속판과 시료가 떨어지지 않도록 하는 것이 특히 어렵다. 또 원주형태의 시료를 인장시켜 전단파괴 시키는 삼축인장시험도, 시료를 일정한 변형상태로 유지한 채 전단파괴 시키는 점이 대단히 어렵다. 더욱, 시료에 인장파괴를 발생시키는 재하장치도 널리 보급되어 있지 않다. 즉, 위에 열거한 것 중에 요소 C에 대한 실내시험이 가장 보급되어 있지 않는 시험으로서, 이러한 이유로 시험 종류의 단순화가 필요하다. 즉,

(가) 본래는 요소 A에 대한 시험법인 등방압밀 비배수 삼축시험, UU시험, 일축압축시험을 요소 A, B, C를 포함한 지반내의 요소 전체를 대표하는 시험법으로 대체하고 있다. 다만 전단강도 τ_f 를 구하기 위하여는, 그 결과에 대한 보정이 필요하다.

(나) 본래 요소 B에 대한 시험법인 단순전단시험, 일면전단시험법을 지반내 요소 전체의 시험법으로 간주하고 있다. 이경우도 결과의 보정이 요구된다.

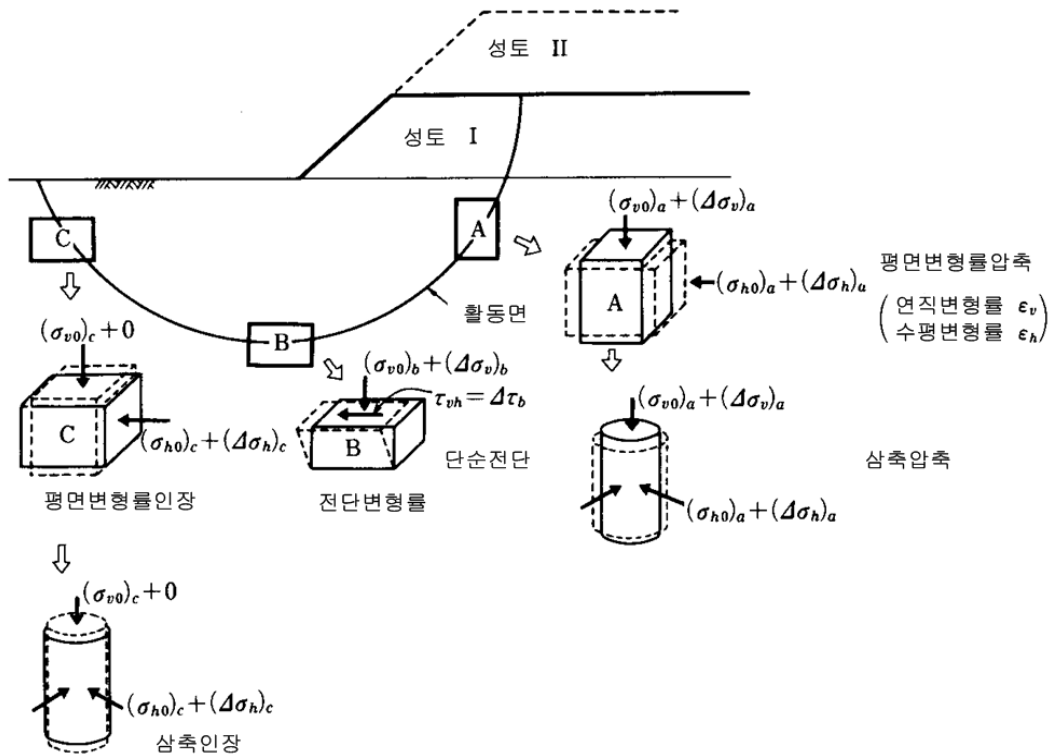


그림 3.69 점성토 지반내 단계성토시 지반내 대표적 요소의 응력~변형률 상태의
실내전단시험에서의 근사값

나. 원위치시험과 실내전단시험 조합방법

원위치에서 점성토의 변형·강도특성을 구하려고 하는 경우, 당연히 지반내부의 흙의 변형·강도특성을 구하는 것이므로, 지반내부에서 직접 측정하는 것이 가장 정확할 것이고, 현재로서는 베인전단시험, 콘관입시험 등의 원위치 시험이 이용되고 있다. 원위치 시험은, 곧바로 결과를 알 수 있고, 비교적 간단히 시행할 수 있어, 광범위한 지반조사에 알맞다고 하는 이점이 있다. 이 이점의 반대사항이 삼축압축 시험 등의 실내 전단시험의 단점이 된다. 즉, 불교란 시료를 얻는다는 것이 어렵고, 실내시험은 복잡하고, 장시간이 소요되고, 전체적으로 소요경비가 커, 대표적 지점에서 최소한도로 시행되고 있고, 또 결과를 알기까지는 시간이 걸린다. 그러나, 그림 3.69의 요소 A, B, C의 변형강도 특성을 정확히 구한다고 하는 측면에서 보면, 원위치 시험에도 다음과 같은 단점이 있다.

(1) 요소시험이 될 수 없다.

원위치 시험에서는, 연속적 응력과 변형률을 (결과적으로 전단강도를) 직접 측정하지는 않는다. 베인시험(그림 3.70)은 비교적 전단시험과 유사하나, 수평면과 연직면에서 발휘되고 있는 전단강도는 서로 다르고, 수평과 연직 전단면에서 전단변형률은 일정하지 않고, 최대 전단강도도 동시에 발휘되지 않는다. 또 베인을 지반내에 압입할 때 지반을 교란시키는 영향을 무시할 수 없다. 콘 관입시험에서는 지지력이론을 근거로 하여 τ_f 를 간접적으로 구한다. 그러나, 이론은 불완전하다. 따라서 별도로 불교란시료를 이용하여 실내시험에서 구한 전단강도 τ_f 나 실제 지반 파괴로부터 역산한 τ_f 와 시료를 채취한 심도에서의 베인전단강도 τ_{vain} 또는 콘관입저항치 q_c 와의 상관 경험식

$$\begin{aligned}\tau_f &= \mu \cdot \tau_{vain} \\ \tau_f &= \alpha \cdot q_c\end{aligned}\tag{3.1}$$

을 이용하고 있다. 물론, 이 계수 μ 와 α 에 대한 대략적인 값이 제안되고 있다. 예를 들어, $\mu=0.85\sim1.05$, $\alpha=1/19\sim1/16.5$ (Hauzawa, 1992). 그러나, 이들 값은 토질·현장조건·구조물 형태에 따라 다르다. 따라서, 각각의 현장에서 조사 후 수정하는 것이 바람직한 방법이라 할 수 있다. 즉, 베인전단시험이나, 콘관입시험은 간편하고, 신속히 대량으로 시행할 수 있는 특징을 활용하여, 식 (3.1)를 이용해서 지반내의 전단강도의 공간적 분포(특히 양측의 발견)을 파악하고자 하는 목적에 적합하다.

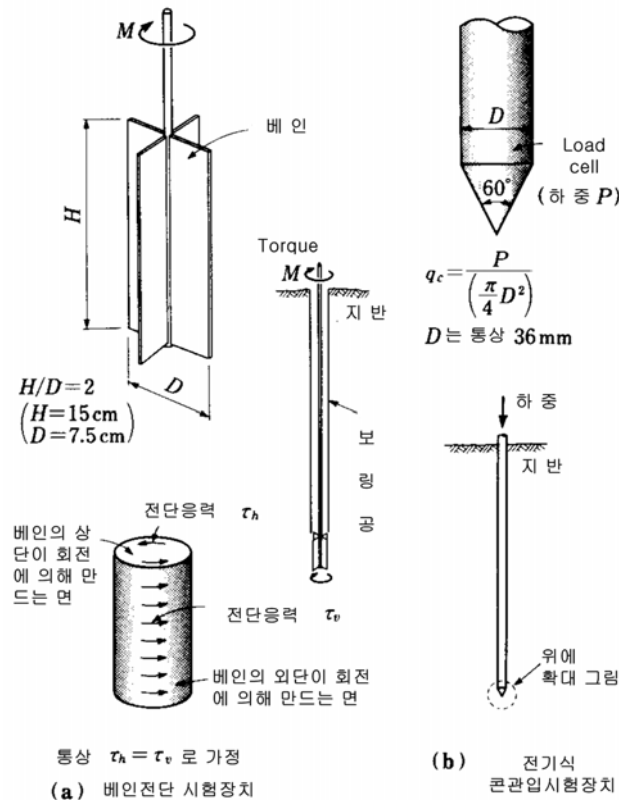


그림 3.70 베인전단시험과 콘관입시험장치

(2) 경계조건 제어가 어렵다.

시험조건(배수상태, 중간주응력, 최대주응력 방향·이방성이 관련된 전단변형방식, 전단속도 등)은 원위치시험에서는 제어하기 어렵다. 즉, 지반내 동일요소라도, 그림 3.69에 나타내는 요소 A, B, C중 어떠한 형태로 변형하는가에 따라 전단강도가 달라진다. 그러나, 베인전단시험이나, 콘관입시험에서는 요소 A, B, C의 변형·강도특성을 별도로 각각 구하는 것은 어려운 일이다. 또한, 지반내의 전단강도는 재하속도에 따라 배수조건이 변한다. 예를 들어, 그림 3.71에 나타낸 바와 같이, 정규압밀 상태에 있는 연약점성토 지반에서는 비배수전단강도가 평균주응력 일정이나, 증가 재하조건하에서는 배수전단강도보다 작다. 또한 배수·비배수조건에 불문하고, 전단속도가 작아지면, 전단강도도 작게 된다. 한편, 베인의 회전속도와 콘관입속도를 유지하여 항상 동일한 시험조건을 유지하려고 하는 노력이 있으나, 이때의 전단속도는 지반이 원호활동과괴시의 속도보다 크다. 또한 이들 시험에서는 로드(rod)표

면을 따라 배수가 발생하는 등, 배수조건은 각각의 현장조건·시험조건에 따라 다르다. 따라서, 개개의 현장에서 구할 수 있는 것은 그림 3.71의 ①점에서 나타내는 일정조건에서의 1개의 전단강도가 된다. 즉, 배수조건에 근접할수록 측정되는 전단강도는 배수전단강도에 가깝게 된다는 것이다. 따라서, 각각의 배수전단시험과 콘관입시험에 의해 측정된 전단강도와 지반안정해석에 이용해야 할 전단강도의 상관관계는 대단히 복잡하다. 또한 배수전단시험, 콘관입시험으로부터 배수조건, 전단속도의 함수로서의 전단강도를 구하기는 매우 어렵다. 따라서, 위와 같은 측면에서 식 (3.1)은 어디까지나 근사식으로 생각해야 한다.

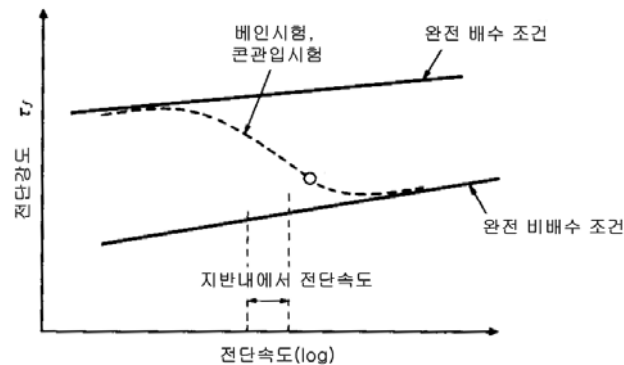


그림 3.71 정규압밀상태에 있는 연약점성토의 전단속도에 따른 전단강도의 변화

(3) 장래 상황 예측이 어렵다.

원위치시험은, 조사 실시시점에서의 지반내 변형·강도특성을 추정할 수 있어도, 아직 존재하지 않은 장래 상황에 대한 변형·강도특성을 구하는 것은 대단히 어렵다. 예를 들어, 그림 3.69에서 현재가 ①의 상태에 있다고 한다면, 매립 후 상재하중이 증가하고, 또 성토의 제거 등에 의해 상재압이 감소한 후 ②, ③ 상태에서의 변형·강도특성은 추정할 수 없다. 또, 단계성토시공의 각 단계에서의 지반의 안정성 평가를 원위치시험결과 만으로 시행하기는 어렵다. 지금 예정성토고(성토 I + 성토 II)까지 한꺼번에 성토하였다고 가정하면(그림 3.72), 성토의 전하중이 작용하는 과정에서 지반이 비배수 상태에서 전단되므로, 즉 성토하중에 의해 흙이 압밀되어 강도가 증가하지는 않기 때문에, 성토전에 원위치시험에서 구한 비배수전단강도 τ_{ul} 을

식 (3.1)에서 이용하는 전단강도 τ_f 로 간주하여도 좋다. 만약 이 τ_{u1} 를 이용하여 계산한 안전율이 1.0보다 작으면, 이 성토 도중에 지반은 파괴된다. 여기서, 성토 I 을 시행 후, 일정기간 성토를 방치해두면(그림 3.74) 지반내에서 성토 I 에 의해 발생한 과잉간극수압이 소산하여 흙 요소의 체적이 감소한다. 즉, 그림 3.73에서는 변형이 $a \rightarrow a' \rightarrow a''$ 와 같이 진행된다. 그 결과, 다음에 성토 II 를 개시한 시점 a'' 에서의 비배수전단강도 τ_{u2} 는 성토 I 을 시행하기 전의 값 τ_{u1} 보다 증가되어 있을 것이다. 다만, 배수진행정도에 따라 비배수 전단강도는 그림 3.73(a)중 x로 표시한 바와 같이 얼마든지 다른 값이 있을 수 있음에 주의해야 한다. 이 경우 안전률(비배수전단강도 τ_f / 작용전단응력 τ_{hv})의 변화를 그림 3.72(c)에 나타내었다. 이와 같은, 단계 성토에 의해, 성토 전체를 지반의 파괴 없이 구축할 수 있게 된다. 이 경우, 성토 II 에 대한 비배수 전단강도 τ_{u2} 를 원위치시험만으로 추정하기는 어려우나, 실내시험에서는 이 과정을 정확히 재현하면 추정이 가능하다. 또한, 실내시험에서도 원위치로부터 채취한 불교란 시료를 이용하여 일축압시험이나 비압밀비배수 삼축압축시험을 행하여 얻어지는 전단강도는 원위치시험과 마찬가지로 현재 지반에 대한 전단강도(근사적이기는 하나)이고, 이점에서는 원위치시험과 같은 한계가 있다. 실내시험에서, 단계성토시공의 과정을 재현하기 위해서는, 압밀시의 배수조건·초기전단조건 부과 등의 응력조건을 제어한 보다 고정도의 삼축시험 등이 필요하다. 또, 점착력 성분 c 나 내부마찰각 성분 ϕ (그림 3.74)을 구하기 위해서는 동일 상태에 있는 다수의 흙시료를 이용하여 유효구속압을 변화시킨 전단시험이 요구된다. 이점도 원위치 시험에서 시행할 수 없는 분야이다.

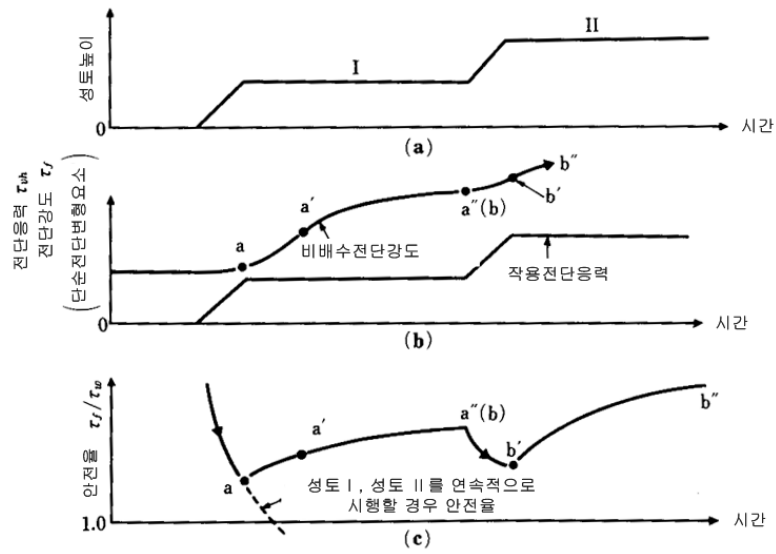


그림 3.72 단계성토에 의한 지반거동과 안전율 변화

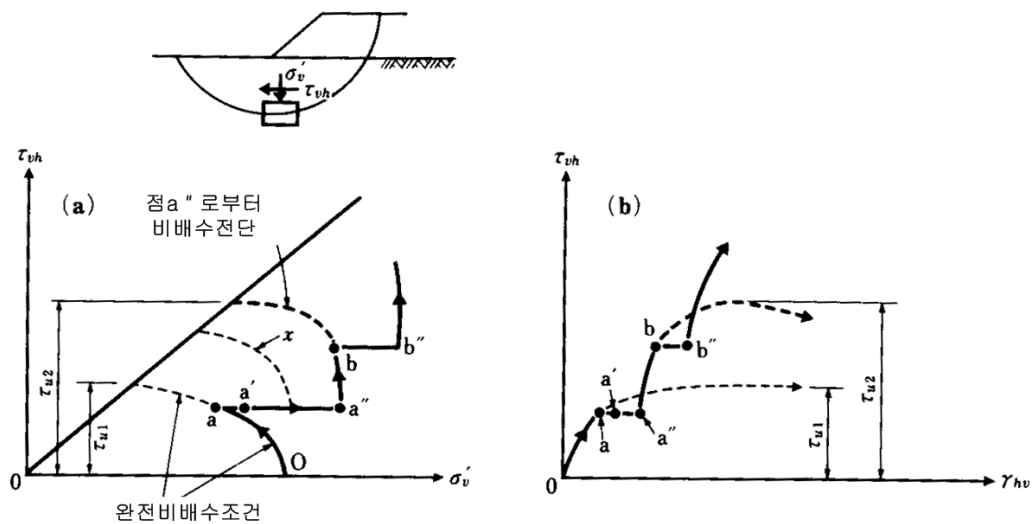


그림 3.73 단계성토에 따른 흙의 전단거동

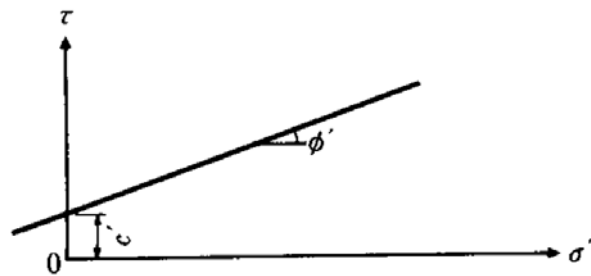


그림 3.74 점착력 성분 C 와 내부마찰각 성분 ϕ'

(4) 변형계수를 직접 측정할 수 없다.

원위치시험에서는, 응력과 변형률을 직접 측정할 수 없기 때문에, 응력~변형률 관계 또는 변형계수를 정도 높게 구할 수 없다. 일반적인 안정해석에서는 흙의 정도(변형계수는)는 이용하지 않으나, 실제로 변형계수는 지반안정에 2차적으로 영향을 주게 된다. 예를 들어, 그림 3.75에 그림 3.47에서의 요소 A, B, C의 전단응력~전단변형률 관계를 나타내었다. 요소 A, C의 전단응력은 $\{(\sigma_v - \sigma_h)/2\} \cos \Phi'$ 이고, 전단변형률은 $\varepsilon_v - \varepsilon_h$ 이다. 지금 활동면에서의 전단변형률이 일정하다고 가정하면 3개 요소에 작용하고 있는 전단응력의 평균치 $\tau_{ave} = (\tau_A + \tau_B + \tau_C)/3$ 는 그림 중 다음과 같이 된다. 그 최대치 $(\tau_{ave})_f$ 는 그림중의 x지점에서 발휘되고, 그 값은 각 요소의 전단강도의 평균치 보다 작다(Ladd, 1991).

$$(\tau_f)_{ave} = \{(\tau_f)_A + (\tau_f)_B + (\tau_f)_C\}/3 \quad (3.2)$$

이것은 변형 특성이 요소 A, B, C에서 각각 다르기 때문이다. 엄밀하게 말하면, 활동면에 대하여 발생하는 보다 정확한 전단강도의 평균치가 구해질 필요가 있다. 일반적으로, 이 3요소의 파괴에 이르기까지의 전단 변형률의 크기는 다르다. 따라서, 지반이 파괴되려고 하는 시점(그림에서 $\cdot$ 시점)은 각 요소에서 전단강도가 발휘되고 있는 시점과 다르다. 이 경우, $\cdot$ 점에서의 응력 평균치는 식 (3.2)에 의한 $(\tau_f)_{ave}$ 보다 더욱 작다. 이 문제는 지반파괴의 진행성 문제로 알려져 있다. 따라서 각 요소의 전단강도로 식 (3.1)를 이용하는 해석법은 이러한 의미에서도 근사법이라고 할 수 있다. 이와 같은 검토는 원위치시험만으로는 어렵다. 또한, 실제문제에서, 지반의 변형량 그 자체를 정확히 예측해야 할 경우가 많다. 대표적인 예로서, 점토층의 성토에 의한 압밀침하 문제이다. 이 경우의 커다란 변형에 대한 문제가 아니더라도, 경질지반상에 건설된 구조물의 기초침하, 동시에서의 굴착시의 지반변형, 터널굴착에 따르는 지반변형등, 비교적 작은 지반변형이나, 그러한 변형에 따르는 구조물내의 응력을 예측할 필요가 있는 경우도 많다. 이 경우는, 지반을 구성하는 흙 요소의 전단변형계수(응력-변형률관계)를 알 필요가 있다. 전단변형계수는, 변형률이 크게 되면, 작아지는 비선형성을 갖고 있고, 전단강도와 마찬가지로 영향

원인이 많다. 따라서, 지반의 전단변형계수를 정확히 구하기 위해서는 원위치시험 만으로는 불충분하게 된다. 상기한 a~b의 단점이 결국은 실내시험의 장점이 된다. 현재로서는, 원위치 시험과 실내시험 각각의 장점을 살려 상호 보완적인 양자의 실험을 실시하는 것이 바람직하다.

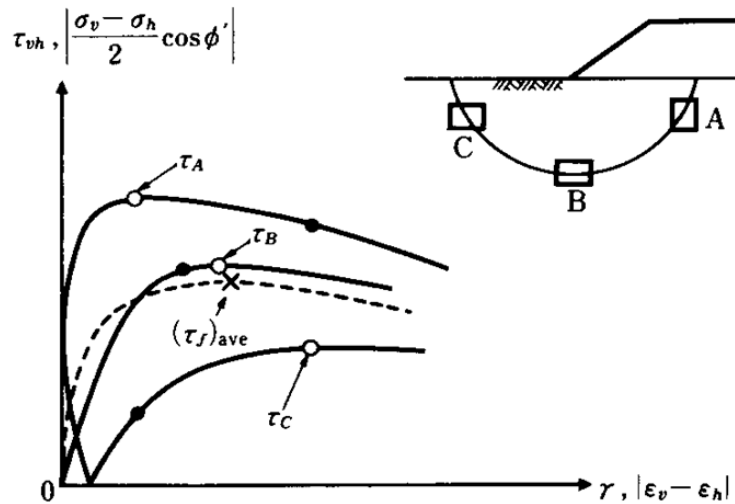


그림 3.75 지반 파괴의 진행성

목적과 대상물에 따라 선택할 수 있는 시험방법의 기준을 정리한 것이 표 3.4이다. 현장의 배수조건이나 목적에 따라 아래와 같은 문제를 분류한 후 적절한 전단시험 방법을 원위치시험과 조합하여 선택하면 좋을 것으로 판단된다.

(가) 비압밀비배수 조건에서의 원지반의 안정·변형문제(지지력, 사면안정, 토압산정 등)

일축압축시험과 비압밀비배수 삼축압축시험이 있다. 일축압축시험은 다짐이나 화학적 처리에 의해 인공적인 개량을 가한 흙의 개량효과의 판정이나, 개량지반의 안정된 평가에도 이용된다.

(나) 압밀비배수 조건에서의 안정·변형문제

재하중에 의한 압밀 후 새롭게 급속한 재하중을 받을 때의 지반의 안정·변형문제(단계성토, 필댐의 수위급저하 문제 등)에 대응하는 시험으로서

압밀비배수, K_0 압밀비배수 압축, 비틔전단시험 등이 있다. 이 중 흙의 포화도, 원위치조건과 압밀시의 응력조건(등방, 이방, K_0), 전단시의 재하형식(압축, 인장, 단순전단)의 근사도에 의해 선택한다.

(다) 압밀배수조건에서의 안정·변형문제

재하중에 의한 압밀 후 지반내에 과잉간극수압이 발생하지 않는 속도로 전단력을 받는 경우의 안정·변형문제(성토의 완속시공, 점성토 지반의 굴착 등)에 대응하는 시험으로는 압밀배수 삼축압축시험, 불포화토의 삼축압축시험, 비틔전단시험이 있다.

(라) 액상화 강도시험

지반의 액상화 강도특성을 구하기 위해서는 반복 비배수 삼축압축시험이 있다.

(마) 반복재하중 변형특성

지진, 교통, 기계진동, 파랑하중 등에 대한 지반의 응답해석에 필요한 미소변형률에서의 변형특성을 구하기 위한 시험으로서 반복 삼축압축시험과 반복 비틔전단시험이 있다.

이상의 내용을 감안하여 동일위치·심도에서의 실내시험과 원위치 시험결과의 비교분석이 효과적으로 이루어 질 수 있고, 얻어진 데이터의 신뢰성 증대와 합리적인 설계 파라미터 설정이 가능하도록 표 3.6와 같은 실내시험과 원위치 시험조합에 따른 분류를 3가지로 하여 제시한다.

표 3.6 실내시험과 원위치 시험의 조합방법

분류	카테고리 I	카테고리 II	카테고리 III
목적	원위치 지반강도, 강성분포 변화추이를 개략적으로 조사하고자 하는 경우	원위치 지반 강도의 분포조사 (고정도 시험)	원위치 지반강도 및 변형조사
조합방법	일축압축시험+배인전단시험 (점성토) 일축압축시험+표준관입시험 등의 사운딩	삼축압축시험+각종 사운딩	삼축압축시험+각종 사운딩+PS 검증

주) ○: 적응가능	○: 준용가능	△: 바람직하지 못함
×: 적용불가		
I: 등방상태	A: 이방상태	k_o : k_o 상태
C: 압축	E: 인장	SS: 단순전단(근사적)

표 3.7 전단시험의 분류와 적용

시험 종류	포화점성토			불포화점성토		대상토			시험목적			입밀조건	전단조건	제하형태
	연약	보통	경질	포화도 大	포화도 小	사질토, 역질토		미소 변형률 영역에서의 변형·강도						
						포화	습윤		건조	파괴에 이르기까지 변형·강도	미소 변형률 영역에서의 변형			
일축압축시험	△	●	△	◎	○	○	○	×	●	-	-	C	단 순 재 하	
삼축시험														
비입밀비배수(UU)	◎	◎	◎	○	△	○	△	×	●	-	-	C		
암밀비배수(CU)	◎	◎	◎	○	△	○	△	×	●	-	I	C		
암밀비배수($\overline{CU}$)	◎	◎	◎	△	×	○	△	×	●	-	I	C		
암밀배수(CD)	◎	◎	◎	○	○	◎	○	○	●	-	I	C		
K_o 암밀비배수압축($k_o \overline{CU} C$)	◎	◎	◎	△	×	○	△	×	●	-	k_o, A	C		
K_o 암밀비배수인장($k_o \overline{CU} E$)	◎	◎	◎	△	×	○	△	×	●	-	k_o, A	E		
불포화토의 3축압축	-	-	-	◎	◎	-	○	×	●	-	I	C		
일면전단시험														
암밀정체적	◎	◎	◎	◎	◎	○	○	○	●	-	k_o	(SS)	반 복 재 하	
압정암	◎	◎	◎	◎	◎	○	○	○	●	-	k_o	(SS)		
비틀전단시험														
중공원통시료 비틀림전단시험	○	◎	◎	◎	×	◎	△	×	●	-	I, A	SS		
액상화 강도를 구하는 시험														
반복재하시험	○	○	○	△	×	◎	△	×	●	-	I			
변형특성을 구하는 시험														
반복재하시험	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	-	●	I, A			
반복 비틀 전단시험	○	◎	◎	○	○	◎	○	○	-	●	I, A	SS		

3. 압축강도와 변형계수와의 관계

가. 개요

검토대상의 지반재료에 대해 압축강도 $q_{\max}$ 와 변형계수 $E_{\max}$ 와의 관계가 명확히 판명되어 있을 경우 매우 유용하다. 우선 통상적인 일축압축시험·삼축압축시험에서 압축강도의 측정은 미소변형률에서의 변형계수를 정확히 측정하는 방법에 비해서는 매우 용이하므로 $q_{\max}$ 값을 통해 $E_{\max}$ 값을 추정할 수 있다면 매우 편리하다. 한편, 원위치에서는 탄성과 탐사로부터 탄성계수 $E_f=E_{\max}$ 값을 구하는 것이 $q_{\max}$ 값을 구하는 것에 비해 용이하므로, 전단 탄성파속도 V_s 로부터 $q_{\max}$ 값을 추정할 수 있다면 이 역시 매우 편리하게 이용할 수 있다. 따라서 지금까지 이 관계를 여러 종류의 토질재료에 대해 연구되어 왔다. 그러나, 종래의 일반적인 시험에서는 미소변형률에서의 측정정도가 떨어지는 사례가 많다는 것과, 변형계수의 변형률 의존성을 고려하지 않고 변형계수와 압축강도관계를 해석한 예가 대부분이었다. 이러한 이유 때문에, 이 상관관계에 대해 혼란된 논의가 있었던 것으로 생각된다. 한편, 이 연구에서 강조되어 언급한 바와 같이 1개의 시험에서 넓은 범위에서의 변형계수와 최대강도를 측정할 수 있게 되었다. 따라서, 압축강도 $q_{\max}$ 와 최대 변형계수 $E_{\max}$ 를 포함한 변형계수와의 관계를 변형계수의 변형률 의존성을 고려하여 정확히 규명할 수 있다.

나. $E_{\max} \sim q_{\max}$ 관계

그림 3.77에, 삼축압축시험과 평면변형률 압축시험에서 얻은 각종의 지반재료의 $q_{\max}=(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ 와 배당에러를 포함하고 있지 않은 축변형률이 0.001%(10^{-5}) 정도 이하에서 정의한 변형계수 $E_{\max}$ 와의 관계를 나타내었다. 이 그림 3.77에서 알 수 있듯이 시멘트 개량토와 같은 인공재료(시멘테이션이 있는 지반재료)가 자연재료(시멘테이션이 없는 재료) 보다 $E_{\max}/q_{\max}$ 비가 크다. 그러나, 전체적 경향을 보면 이 비의 값은 500~2000의 범위에 있다. 그림 3.78는 이 그림 3.77에 경암, 콘크리트, 철(SS41)의 데이터를 포함한 그림이다. 이 그림에서 알 수 있듯이 지반재료 뿐

만 아니라 다른 재료도 이 비 값이 같은 범위에 있다. 이상은 대단히 광범위한 재료의 데이터를 대략적으로 크게 본 경우이다. 그러나, 개개의 지반재료 또는 물질에서는 $E_{\max}/q_{\max}$ 비가 일정하지 않다. 예를 들어, 시멘테이션이 없는 점성토나 사질토는 $E_{\max}$ 가 구속압의 0.4~0.5제곱에 비례하나, $q_{\max}$ 는 구속압에 거의 1.0제곱에 비례하기 때문에 $E_{\max}/q_{\max}$ 비는 구속압에 0.5제곱에 비례한다. 한편, 심층혼합처리 방법에 의해 개량된 지반의 강도를 전단파속도 V_s 로부터 추정 하고자 하는 연구가 일부 수행되고 있다. 이들 연구에서는 V_s 와 $E_{\max}$ 의 관련을 검토하고 있지 않으나, 본 연구에서 나타낸 데이터에서 $E_{\max} \approx E_f$ 이고, 또 $E_{\max}$ 와 $q_{\max}$ 사이에는 상관관계가 있는 것으로 밝혀지고 있으므로, V_s 와 $q_{\max}$ 사이에는 상관관계가 있다고 말할 수 있다. 사실 그림 3.79에 나타내는 바와 같이, 시멘트 슬러리를 이용한 심층혼합공법으로 개량된 연약지반에서 채취한 시료에 대한 원위치 탄성파속도 $V_s(m/sec) = \sqrt{G_f \cdot g/\gamma_t} (G_f = 3E_f)$ 와 일축압축강도 $q_u(kgf/cm^2)$ 의 관계는 $V_s = 200 \times q_u^{0.463}$ 이다. 이 관계로부터 습윤단위체적중량 $\gamma_t = 1.5gf/cm^3$, 포아슨비 $\nu = 0.3$ 을 이용하면, $E_f/q_u^{0.926} = 1,600$ 이 얻어진다. 이 관계는 그림 3.77에서의 시멘트 개량토의 관계와 매우 유사하다. 즉, 특정한 물질의 $E_{\max}/q_{\max}$ 관계가 구해져 있으면, 원위치에서 측정한 탄성과 속도(특히, S파속도)로부터 압축강도(또는 전단강도)를 추정할 수 있다. 따라서, 위와 같은 방법은 매우 실용적이라고 말할 수 있다. 그림 3.76는 D_{50} 이 서로 다른 모래의 $E_{\max} \sim q_{\max}$ 의 관계를 나타낸 것이다. 그림에서 $D_{50} = 0.71$ 은 주문진 모래이다. 그림에서 D_{50} 이 클수록 $E_{\max}/q_{\max}$ 의 비는 거의 커지지 않으나 절대값만이 커지고 있음을 알 수 있다. 또한 벤더엘리먼트 시험에서 V_s 를 얻을 수 있고, V_s 로부터 E_d 를 산출하며, 그림 3.76를 이용하여 모래의 $q_{\max}$ 를 추정할 수 있다. 이와 같은 방법론은 모든 재료에 대해서 성립 가능하다.

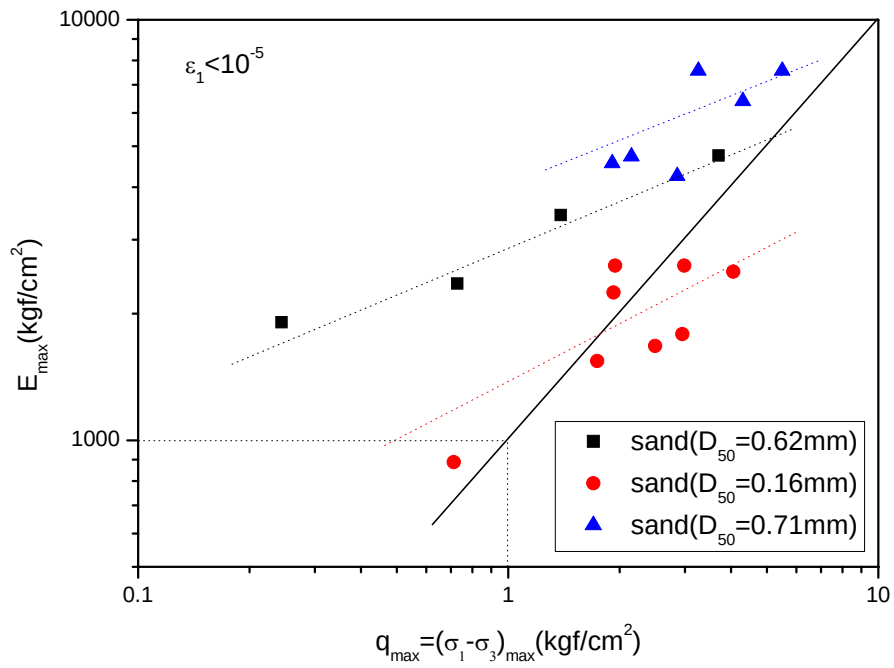


그림 3.76 각종 지반재료의 $q_{\max}$ 와 축변형율 $0.001\%(10^{-5})$ 이하에서
의 변형계수 $E_{\max}$ 의 관계

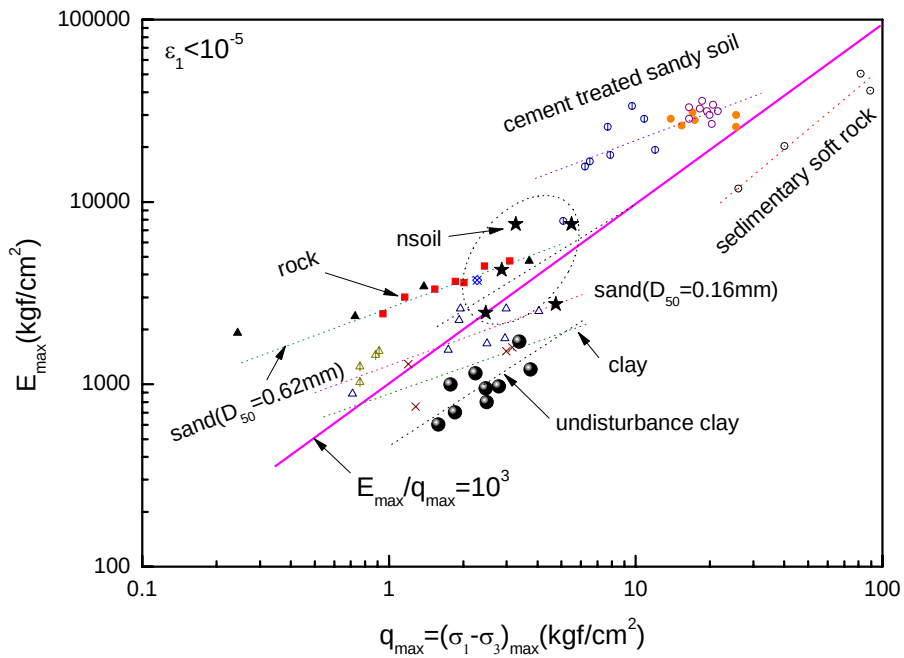


그림 3.77 각종 지반재료의 $q_{\max}$ 와 축변형율 $0.001\%(10^{-5})$ 이하에서
의 변형계수 $E_{\max}$ 의 관계

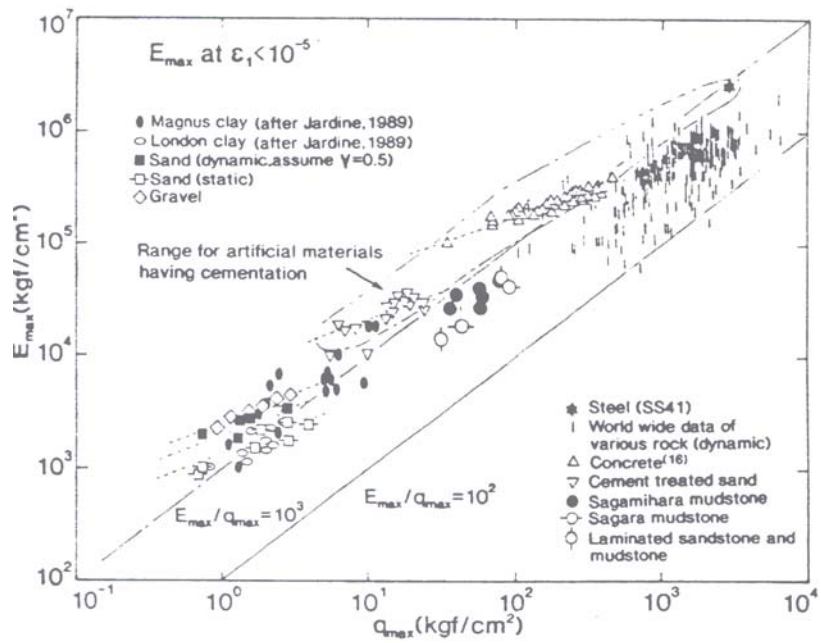


그림 3.78 각종 지반재료의 E_{max} 와 q_{max} 의 관계

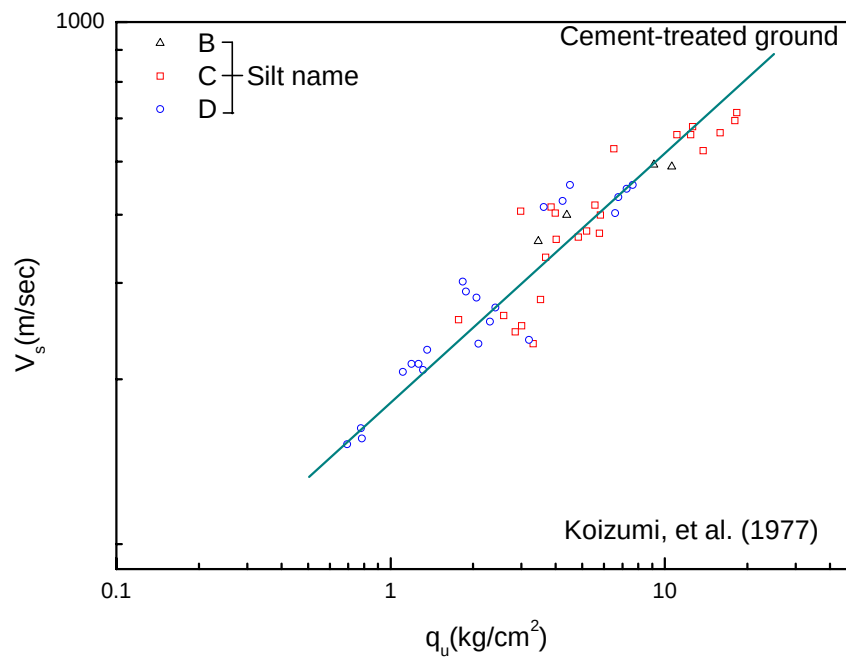


그림 3.79 심층혼합처리점성토지반에서의 원위치 전단파속도 V_s 와 일축압축강도 q_u 의 관계

표 3.8 지반재료와 시험조건

흙의 종류	시험	시험조건	시료크기 (cm)	압밀유효구속 압(kgf/cm ²)	변형률 측정방법	E_{max} 구하는 추변형률의 범위	참고문헌	기호
cement treated sandy soil	TC	CU,CD	5×10	0.2~2.5	L.D.T.	$<10^{-5}$	Sibuya(1989)	●
	TC	CU,CD	30×60	0.2~2.5	L.D.T.	$<10^{-5}$	Kim(1989)	○
	U		5×10		L.D.T.	$<10^{-5}$		⊕
Isomi gravel	TC	CD	7.5×15,30×60	0.3~0.8	L.D.T.	$<10^{-5}$	Kong(1989,1990)	■
Toyoura sand	TC	CD	30×60	0.5	L.D.T.	$<10^{-5}$	Kong(1989,1990)	⊗
gravel	TC	CD	4×8×10.5	0.1~0.8	L.D.T.	$=10^{-5}$	Abe(1989a,b)	△
Silver Leighton Buzard sand	PSC	CD	8×16×20	0.05~0.8	L.D.T.	$<10^{-5}$	Park(1990)	▲
Kanehama sand	PSC	CU	4×8×10.5	0.2	L.D.T.	$<10^{-5}$	Dong et, al.(1990)	4
reconsolidated kaolin	PSC	CU	5×10	2.94(K=1) 3.67(K=0.70)	L.D.T.	$=10^{-5}$	Ampadu & Tatsuoka(1988,1989)	×
Tokyo bay clay	TC	CU	5×10	3.0(K=0.94) 3.0(K=0.54)	P.T.	$=10^{-5}$	Mukabi et, al.(1990)	+
sandstone	TC	CD	30×60	2~6	E.T.	$10^{-4} \sim 10^{-3}$	토질공학회	□
mudstone	TC	CU	5×10	2.3~4.5	L.D.T.	$<10^{-5}$	미발표	◇

다. $E_{initial}(E_{30}) \sim q_{max}$ 관계

그림 3.80은 정확히 측정한 축변형률이 10^{-2} 에서의 할선변형계수 E_{sec} 와 통상적인 삼축압축시험에서 구한 응력~변형률관계의 초기직선부분의 경사인 초기변형계수 $E_{initial}$ 관계를 나타낸다. 또한 그림 3.81에 퇴적연암의 일축압축시험에서 얻은 $E_{initial}$ ($\Delta \sim \blacksquare$ 표시)와 삼축압축시험에서 LDT로 얻은 축변형률 5×10^{-3} 및 10^{-2} 일 때의 E_{sec} 값을 나타내었다($\times, +$ 표시). 이들 그림에서 다음과 같은 사항을 알 수 있다.

(1) 압축강도 100 kgf/cm^2 이하에서는 변형률 10^{-2} 에서의 E_{sec}/q_{max} 비는 대략적으로 100정도로, E_{max}/q_{max} 의 약 1/10정도이다. 따라서, 변형률을 고려하지 않으면 최대응력~변형계수관계에 대해 정확히 알 수 없다.

(2) 실무상에서 이용되고 있는 변형계수 $E_{initial}$ 은 변형률을 고려하여 결정하고 있지도 않고, 또 축변형률을 정확히 추정하고 있지도 않다. 이 값은, 우연적으로 정확히 측정한 10^{-2} 일때의 E_{sec} 의 값과 비슷하다. 따라서, 소위 초기변형계수 $E_{initial}$ 값은 E_{max} 보다도 매우 작은 값이다. 한편 여러 문헌에서 보고되고 있는 연암, 사질토, 점성토의 $E_{initial}/q_{max}$ 값은 100정도의 경우가 많으나, 이들 값도 E_{max}/q_{max} 값보다도 매우 작다. 그림 3.82은 사암과 이암의 일축압축시험에서 얻은 $E_{initial} \sim q_u$ 관계이다. 이 그림에서 $E_{initial}/q_u$ 값은 q_u 가 커짐에 따라 커진다. 한편 그림 3.77와 그림 3.78에 나타난 바와 같이 자연지반재료의 E_{max}/q_{max} 값은 q_{max} 가 작으면 증가하는 경향이 있다. 따라서 일반적으로 $E_{initial}/E_{max}$ 값은 q_{max} 가 작아지면 감소하는 경향을 따르게 된다. 따라서, q_{max} 가 작을수록 정적시험에 의한 정탄성계수와 동탄성계수의 차이가 큰 것으로 인식될 수 있다. 이 원인은, 강성과 강도가 작을수록 a) 시료의 상하단이 시료정형시 흐트러질 가능성이 커져 축변형률을 통상적인 방법으로 측정할 경우 베딩에러의 영향이 커지고, 미소변형특성의 비선형성이 커져 보다 큰 변형률에서의 변형계수가 정의되기 쉽기 때문인 것으로 생각된다. 또한, 실무에서 자주 사용하고 있는 $q = q_{max}/2$ 에서의 할선변형계수 E_{30} 과 q_{max} 관계를 그림 3.83에 나타내었다. 원형의 파선 이외의 데이터는 LDT를 이용하여 측정한 축변형률로부터 E_{30} 을 구하였으나, 원형파선내의 자갈 데이터는 통상적인 방법으로 축변형률을 측정하고 있다.

따라서 베딩에러를 약간 포함하고 있다. 이 그림에서 $E_{50}/q_{\max}$ 비는 1000~100사이에 있고, 지반재료에 따라 크게 변화하고 있음을 알 수 있다. 이상 나타낸 결과는 향후 필요에 따라 축변형률을 정확히 측정하고, 동시에, 변형률을 명확히 명기한 상태에서의 변형계수를 정의할 필요가 있음을 말해 주고 있다.

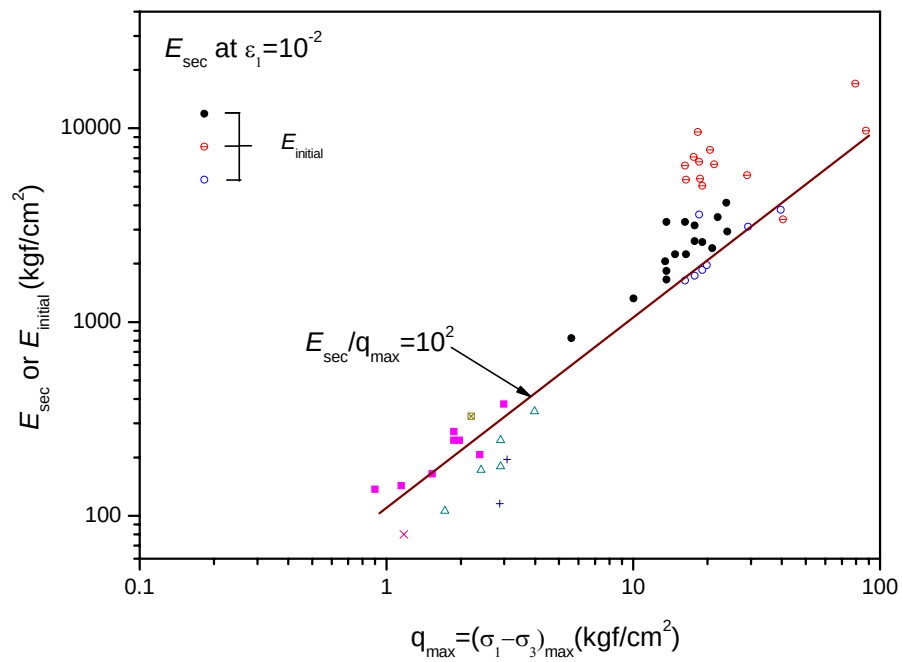


그림 3.80 변형률 레벨 10^{-2} 에서의 E_{sec} 와 E_{initial} 의 관계

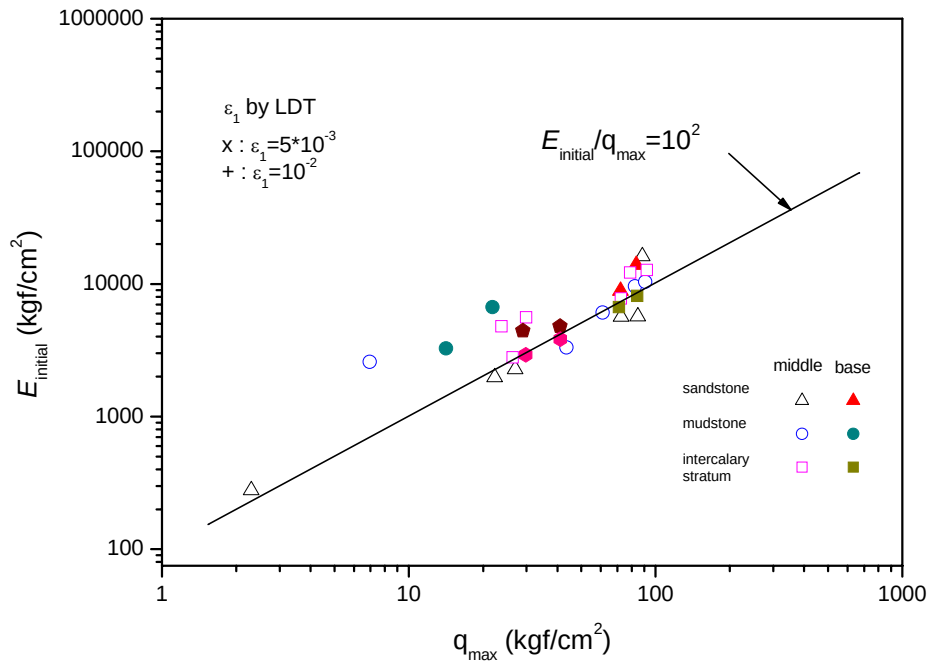


그림 3.81 퇴적연암의 일축압축시험

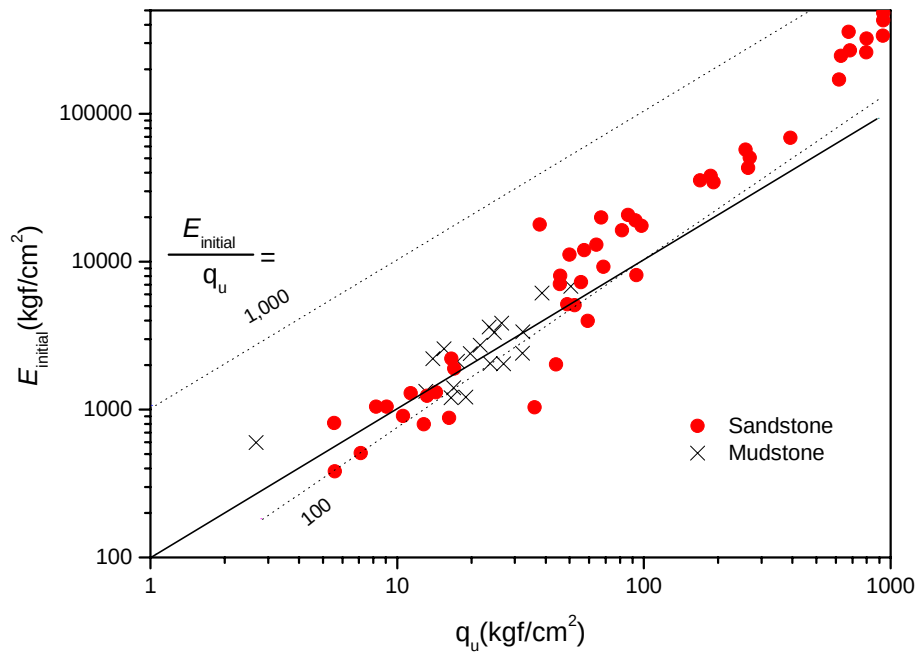


그림 3.82 퇴적연암의 일축압축시험상에서 E_{initial} 과 q_u 의 관계

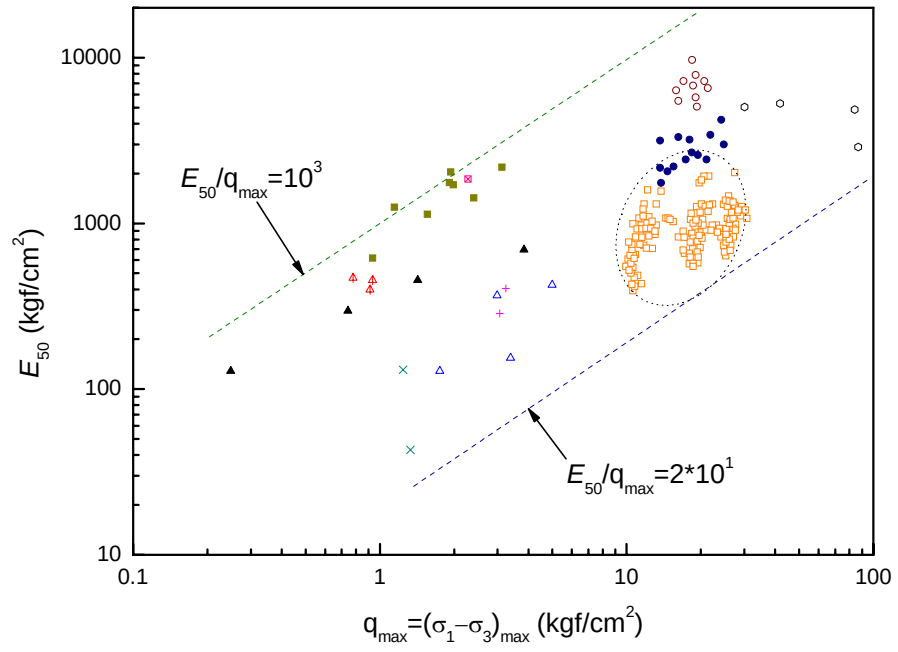


그림 3.83 E_{50} 과 $q_{\max}$ 의 관계

4. 실내시험 결과와 원위치시험 결과의 상호보완적 해석기법

가. 개요

실내전단시험이 실무적으로 그 신뢰성이 떨어져 있는 이유는 불교란 시료의 실질적인 교란, 원위치응력상태의 재현곤란, 시험상의 측정오차 등의 이유 외에, 실내시험에서 얻어진 E_{50} (최대강도의 50%에서 정의된 변형계수)등의 변형계수가 실측의 지반변형에서 역산한 변형계수보다 상당히 작게 나타나는 예가 많다는 사실에도 있다. 예를 들어, 퇴적연암층 내에 20만 kl 의 LNG지하저장고(크기: $\phi=68m$, $h=55.1m$)구축을 위한 굴착시, 변위분포와 변형계수의 심도분포는 그림 3.84와 같다. 여기에는 통상적인 방법인 보링공내에서 채취한 시료의 일축압축시험에 의한 영률 E_{50} (최대축차응력의 50%에서 정의된 변형계수)과 전단탄성속도로부터 구한 영률 $E_f=2(1+\nu) \cdot G_f$ 의 비교를 나타내었다. 그림 3.84는 $E_{50}(=3,000 \text{ kgf/cm}^2)$ 을 이용한 3차원 유한요소법에 의해 구한 굴착측면의 수평변위가 실측치보다 상당히 크고, $E=12,000 \text{ kgf/cm}^2$ 을 이용하는 경우, 계산결과는 실측변위에 근접해 있음을 알 수 있다. 이 값은 굴착심도까지의 퇴적연암의 평균 E_f 값과 거의 일치한다. 위의 예와 같이, 원위치거동으로부터 역산한 변형계수, 각종 원위치시험~실내시험으로 부터 구한 변형계수간의 차이가 나타나는 근본적인 원인, 또는 동적시험과 정적시험으로부터 얻어진 변형계수의 상관관계 등 변형계수에 대한 전체적 윤곽이 분명하지 못한 것이 현실적 문제점이나, 그 원인은 다음과 같은 내용에서 찾아 볼 수 있을 것이다. 우선 원위치시험만으로 변형계수를 사전에 정도 높게 추정하고자 할 때 여러 가지 문제가 있다. 첫째로 $0.001\% \sim 0.01\% (\times 10^{-5} \sim 10^{-4})$ 이상의 변형률에서 변형계수의 비선형성이 현저하게 나타나기 시작하나, 이 변형률 부근의 측정은 탄성과속도 측정 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 위해서는 여러 종류의 시험이 필요하거나 또는 특수한 시험이 요구된다는 것이다. 이상과 같은 점을 감안하여 보면 연속된 변형률에 대해 보다 신뢰성 있고 정밀한 응력~변형률 관계를 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 있다고 하는 것이고, 둘째는 코아시료를 이용하는 실내시험은 널리 이용되고 있기는 하나 앞에서 지적한 이유로 그다지 인기가 없었다고 하는 점이다. 우선 토질공학적으로는 시료 채취시에 발생하는 시료교란의 영향이 크고, 또 암반역학적으로는 원위치의 균열이나 절리 등의 영향으로 코아시료에 대한 시험결과는 실무적으로 의미가 없는 경우가 많다고 하는 인식이 있다는 것이다. 즉, 각종의 원위치시험·실내시험으로 부터 구한 지반의 강성에 대한 정보간의 차이가 나타나는 근본적인 원인, 또는 동적시험과 정적시험으로 부터 얻어진 변형계수의 상관관계 등 지반강성에 대한 전체적 윤곽이 분명하지 못한 이유로 그 결과의 이용에 있어 혼란을 보이고 있는 경우가 많은 것이 현실적인 문제이다. 따라서 각종의 원위치시험과 실내시험으로 얻어진 데이터간의 상관관계를 통해 이들의 데이터를 종합적으로 활용하는 방법론을 모색하였다.

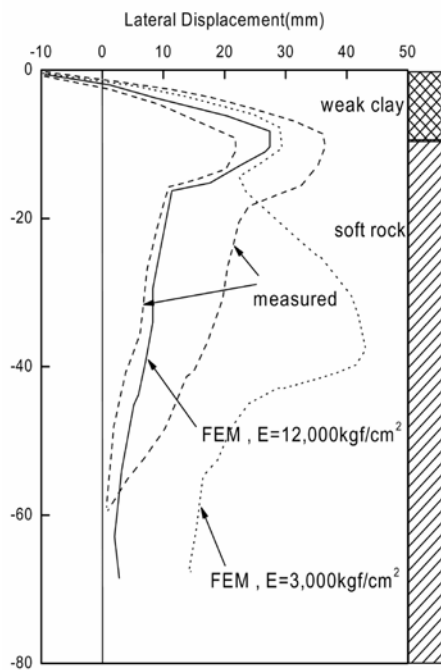


그림 3.84 Lateral Displacement of LNG Tank Ground

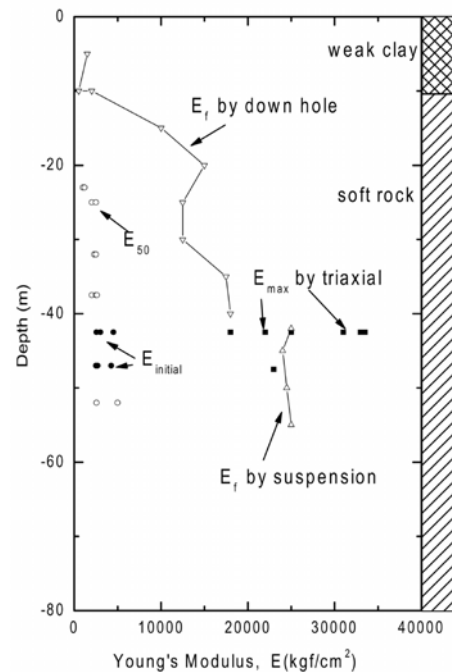


그림 3.85 Young's Modulus from Various Tests

나. 홍적층 점성토의 변형특성

홍적층 점성토의 상세한 미소변형률에서의 응력~변형률 관계를 얻기 위해 삼축압축시험을 행하였고, 시험시료는 GL -36m~GL -38m의 위치에서 채취한 홍적층의 점성토로서 이 시료를 이용한 압밀 비배수 삼축시험결과 및 원위치시험결과에 대해 기술하였다. 지층의 평균적인 물리적 성질은 액성한계=50%, 소성지수=20, 평균함수비=45%로 나타났고, 시료의 평균 밀도는 1.6 gf/cm^3 이다. 표 3.9에 시험조건과 시험결과를 나타내었다.

표 3.9 시험조건과 결과

Test name	K	W_i^a %	W_i^b %	p_c^c kgf/cm^2	σ_o^c kgf/cm^2	q_0 kgf/cm^2	$q_{\max}$ kgf/cm^2	c_u kgf/cm^2	E_0 kgf/cm^2	E_{50}^d kgf/cm^2
IT1	0.94	50.93	43.77	3.07	3.2	1.925	2.96	1.48	1550	293
AT1	0.54	50.98	45.49	2.98	4.3	0.184	3.17	1.59	1653	400

a : water content at beginning of consolidation

b : water content at the end of consolidation

c : the subscript denotes the end of consolidation/ beginning of shearing condition

d : stiffness at 50% applied shear stress

(1) 삼축압축시험

시료는 그림 3.86에 나타내는 응력경로를 따라 원위치에서의 유효평균주응력 $p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$ 의 1.5배 정도 값에서 압밀하였다. 즉,

1) 시료 AT1 : 압밀응력비는 $\sigma_1'/\sigma_3' = 1/0.54$ 로 거의 정규압밀지반의 정지토압계수로 압밀

2) 시료 IT1 : $\sigma_1'/\sigma_3' = 1/0.94$ 로 상당히 과압밀된 지반의 정지토압계수로 압밀

이들 시료의 압밀은 컴퓨터를 이용한 자동제어의 삼축압축시험장치를 이용하여 행하였다. 압밀시의 축변형률 속도는 0.01%/분의 축변형률 제어로 행하였다.

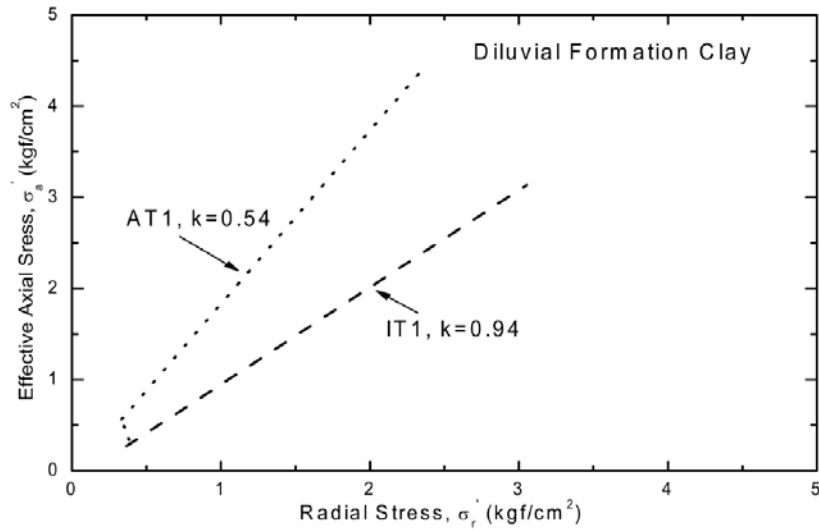


그림 3.86 Stress Path in Consolidation

(2) 비배수 전단시험 결과

비배수전단은 기본적으로 축변형률 속도 0.057%/분으로 행하였다. 다만, 시료 IT1은 시험도중 축변형률 속도를 0.0043%/분으로 크게 감소시킨 후, 다시 원래의 축변형률속도(0.057%/분)로 환원하였다. 그림 3.87에 시료AT1과 IT1의 축변형률 30%까지의 응력~변형률 관계를 나타내었다.. 정규압밀점토와는 달리 과압밀 점토에서는 비교적 명확한 항복응력을 나타낸다. 최대응력 이후에 시료 내에 전단층이 발생하였다. 그림 3.88 및 그림 3.89에 시료 IT1의 축변형률 1%와 0.01%까지의 응력~변형률 관계를,그림 3.90, 그림 3.91에는 시료 AT1의 축변형률 1%와 0.01%까지의 응력~변형률 관계를 나타내었다. 그림 3.89, 3.91에서 변형률 0.001%(10⁻⁵)까지는 응력~변형률 관계가 거의 선형인 것을 알 수 있다. 이 부분의 경사로부터 초기변형계수 $E_{\max}$ 를 구하였다. 이 둘의 시험에서의 이 초기변형계수는 비슷한 값을 보여주고 있다. 그림 3.92에는 삼축압축시험에서 이용한 시료를 채취한 보링공에서 실시한 탄성파측정으로부터 얻은 $G_f = \rho \cdot V_s^2$ (ρ :밀도, V_s :탄성파속도)를 나타내었다. 그림에서 원위치에서의 측정치(G_f)와 실내에서의 측정치($G_{\max} = E_{\max} / 3$)는 상당히 유사한 값을 보이고 있다. 즉, 이 시험결과는 미소변형률에서의 초기강성을 측정하면 일반적인 실내삼축압축시험에서도 탄성파측정속도로부터 구한 G_f 와 동등한 값을 측정할 수 있다는 것을 나타내고 있다.

그림 3.93에 삼축압축시험, 및 불교란시료를 얻은 심도에서의 원위치탄성파탐사와 공내수평재하시험에 의한 변형계수/압축강도를 변형률의 함수로 나타내었다. 즉,

(가) 원위치탄성파속도 탐사에 의한 미소변형률에서의 변형계수를, 그 층에서의 압축강도 $q_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 로 나눈 값(그림에서 ←로 나타낸 데이터, 변형률은 10^{-6} 으로 가정).

(나) 실내삼축압축시험에서 얻어진 할선변형계수/압축강도($E_{\text{sec}}/(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$)와 변형률과의 관계

(다) 공내재하시험에서의 재하시의 변형계수와 $q_{\max}$ 의 비(그림에서 ■로 나타낸 데이터)와 변형률과의 관계이다.

그림 3.93으로부터 다음과 같은 사항을 알 수 있다. 할선변형계수의 정규화 변형률 의존성은 변형률 10^{-2} 까지는 작으나, 그 이후 급격히 감소함을 보인다. 그림에 나타낸 3자의 변형계수의 값은 변형률을 고려하지 않으면 그 비교는 무의미하고, 변형률을 고려하여 비교할 때 잘 대응하고 있다. 따라서 공내수평재하시험 등 원위치에서의 변형계수를 변형률을 고려하지 않고 이용하는 것은 적절하지 않다는 것을 알 수 있다.

그림 3.94에 삼축압축시험에 의한 할선변형계수 E_{sec} 의 축변형률 의존성을 나타내었다. 그림 3.93, 3.94에서 변형률초기에 IT1과 AT1의 변형률 의존성이 거의 같게 나타나는 것은 시료 IT1의 축변형률속도를 조정한 결과로, 원래의 축변형률속도(0.057%)로 조정 한 후에는 원래의 변형특성으로 환원되고 있음을 알 수 있다.

그림 3.95는 $G_{\text{sec}}/G_{\text{max}} (=E_{\text{sec}}/E_{\text{max}})$ 를 $\log \gamma (\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_3)$ 에 대해 나타낸 것이다. 그림중의 실선은 소위 「 G_h 시험」 즉, 등방압밀시료를 이용하여 일정 변형률에서 10회의 비배수반복재하 → 배수 → 변형률을 2배정도 증가시켜 비배수반복재하 → 배수 →」를 반복하는 시험에서 얻어진 홍적점토의 변형계수의 변형률 의존성을 나타낸다. 통상적으로 이 방법으로 얻어진 변형률 의존성을 지진응답해석에 통상적으로 이용한다. 등방압밀시료인 IT1의 변형계수의 변형률 의존성은 이 실선의 경향과 유사하다. 즉, 비배수삼축압축시험과 비교하여 「 G_h 시험」에서의 다음 두가지 효과가 상쇄되어 있을 가능성이 크다.

① 비배수반복재하에 의한 강성의 저하

② 비배수반복재하 도중단계에서의 배수에 의한 압밀에 따른 강성의 증가

이상의 시험결과로부터 주의 깊게 미소한 초기강성을 측정할 수 있다면, 일반적인

실내삼축압축시험으로부터 소위 반복재하변형시험「 G_h 시험」에서 얻을 수 있는 $G_{\text{sec}}/G_{\text{max}} (=E_{\text{sec}}/E_{\text{max}}) \sim \log \gamma (\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ 관계를 정도 높게 추정할 수 있다는 것을 보여주고 있다.

그림 3.96은 E_s/E_{max} 를 응력 $\Delta q/\Delta q_{\text{max}}$ (비배수전단시 가해진 편차응력/ Δq 의 최대치)에 대해 나타낸 것이다. 이 그림에서 다음사항을 알 수 있다.

③ 응력~변형률관계 정식화에서 실용적으로 사용되고 있는 쌍곡선관계 $\Delta q = \{\varepsilon_1 / (1/E_{\text{max}} + \varepsilon_1/\Delta q_{\text{max}})\}$ 는 그림에서의 경사 (-1:1)의 직선이다. 이 시험결과에서 이 쌍곡선관계는 전혀 성립하지 않음을 알 수 있다. 즉, 상기의 쌍곡선 관계식에 실측의 E_{max} 와 Δq_{max} 값을 대입하여 얻은 변형계수 E 는 실제의 변형계수 E 를 상당히 과대평가하게 된다.

④ 소위, 1/2강도에서의 변형계수 E_{50} 은 E_{max} 의 20%정도로 상당히 작은 값을 보인다.

향후, 점성토의 압밀비배수삼축압축시험을 시행하는 경우, 이 연구에서 행한 방법으로 미소축변형률의 측정이 가능하다면, 다양한 정보가 단지 1개 시료의 시험으로부터 얻어질 수 있다.

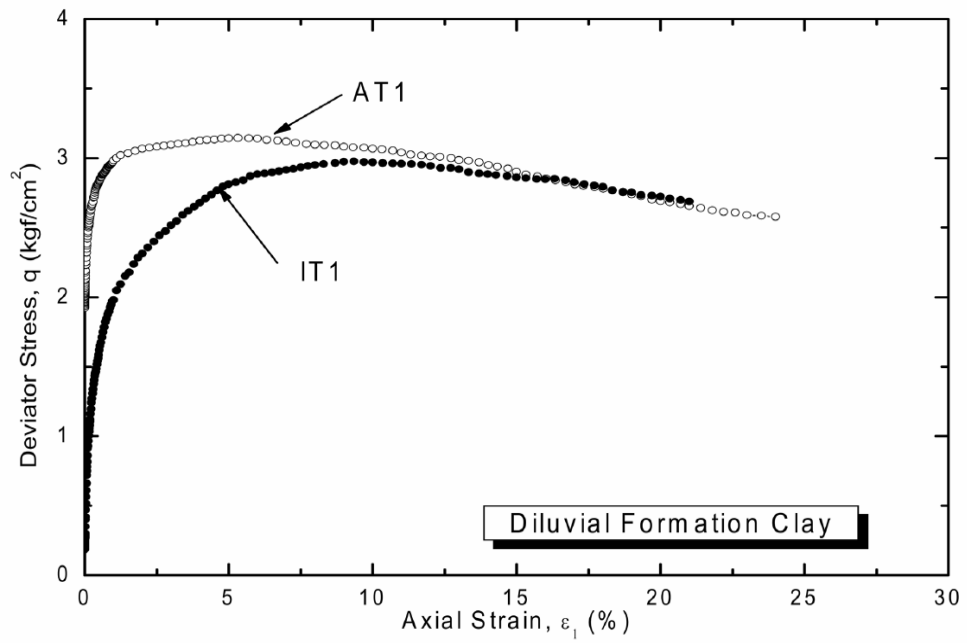


그림 3.87 Stress and Strain Relation of IT1 and AT1(until $\epsilon_1=30\%$)

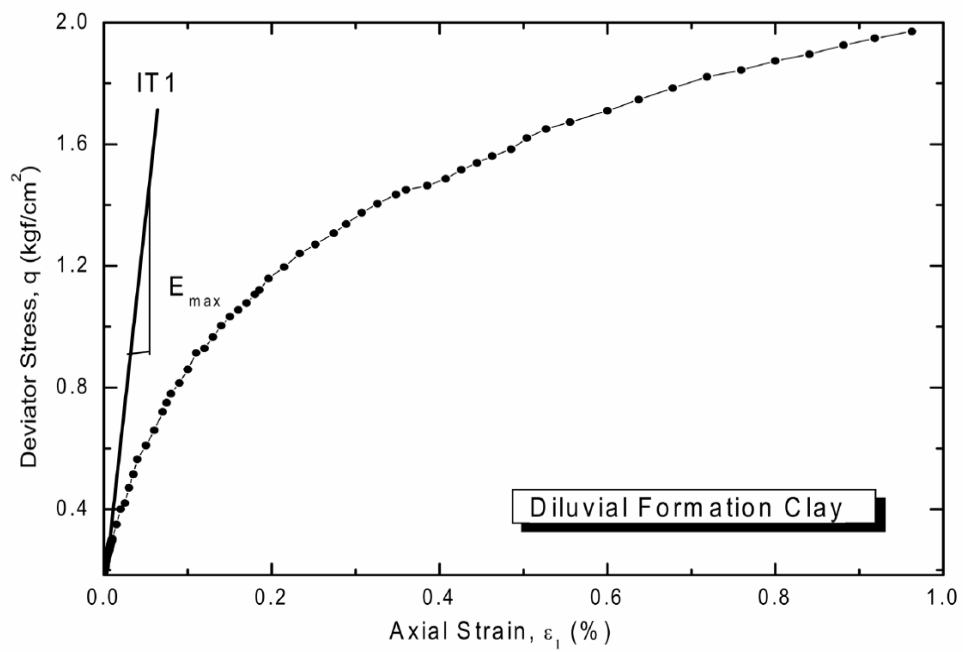


그림 3.88 Stress and Strain Relation of IT1(until $\epsilon_1=1\%$)

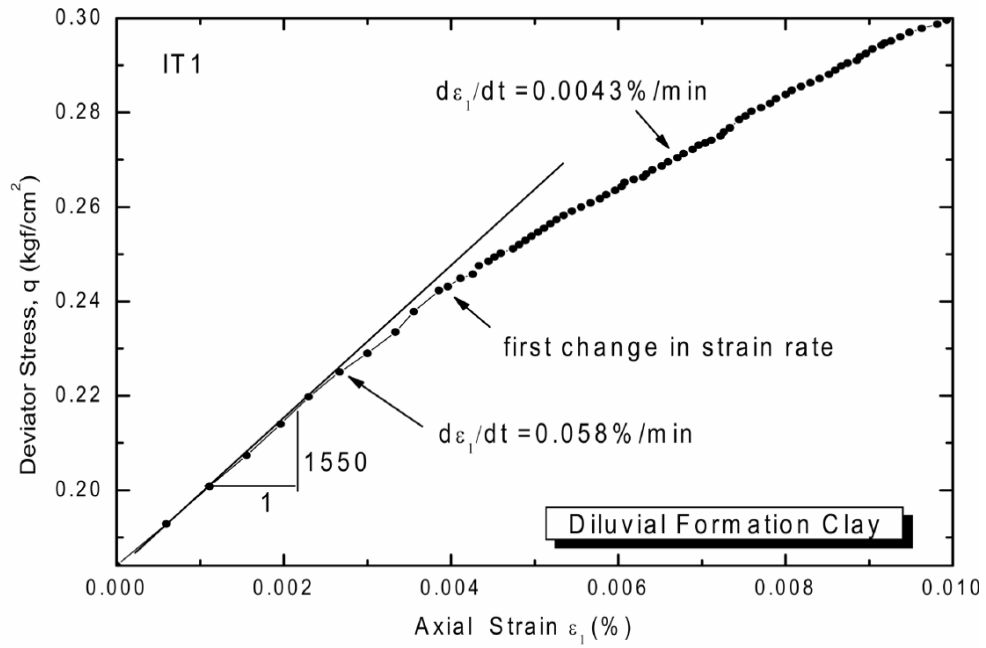


그림 3.89 Stress and Strain Relation of IT (until $\varepsilon_1=0.01\%$)

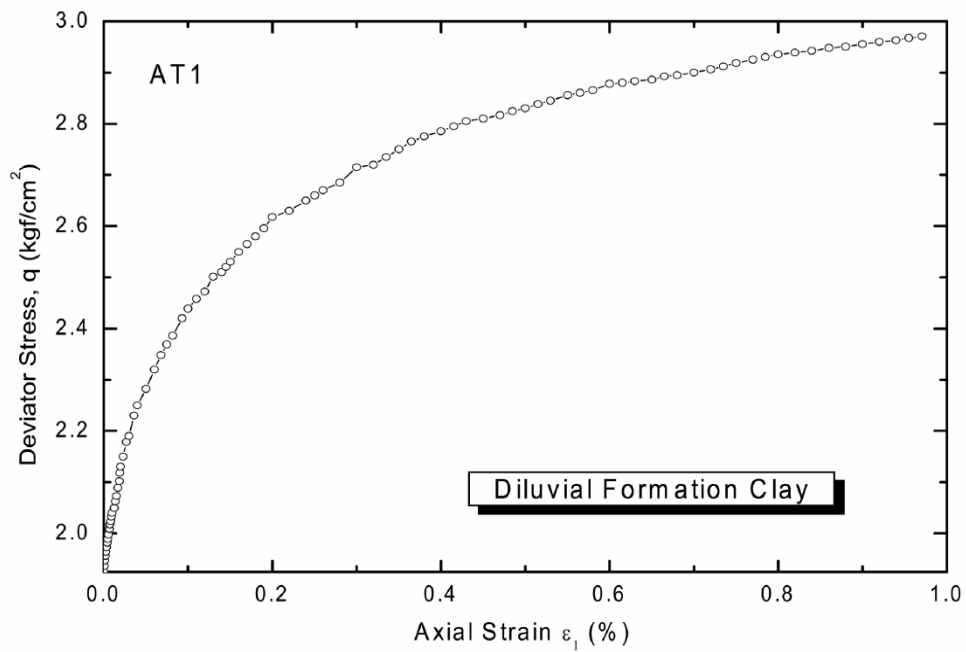


그림 3.90 Stress and Strain Relation of AT1 (until $\varepsilon_1=1\%$)

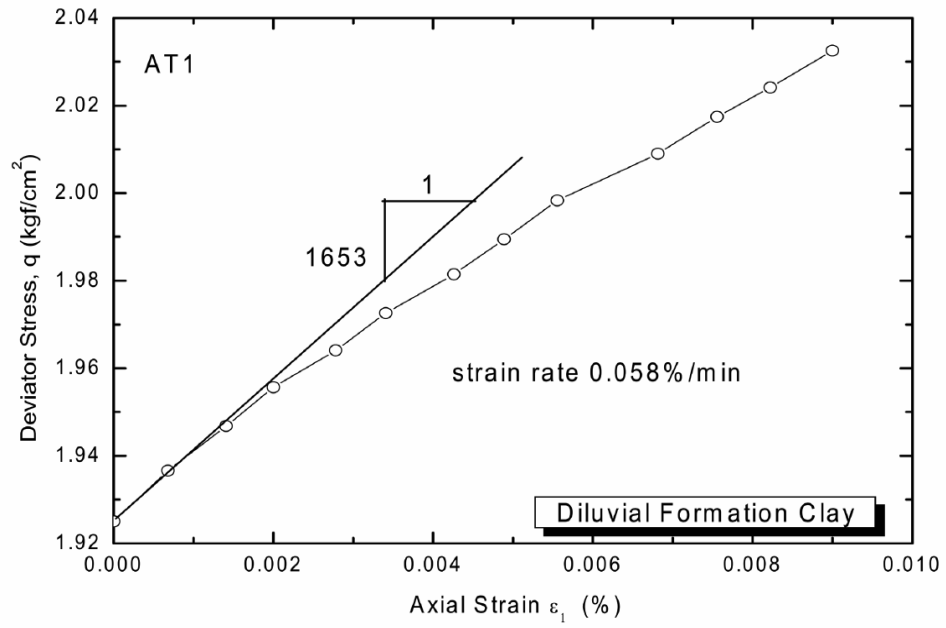


그림 3.91 Stress and Strain Relation of AT1 (until $\epsilon_1=0.01\%$)

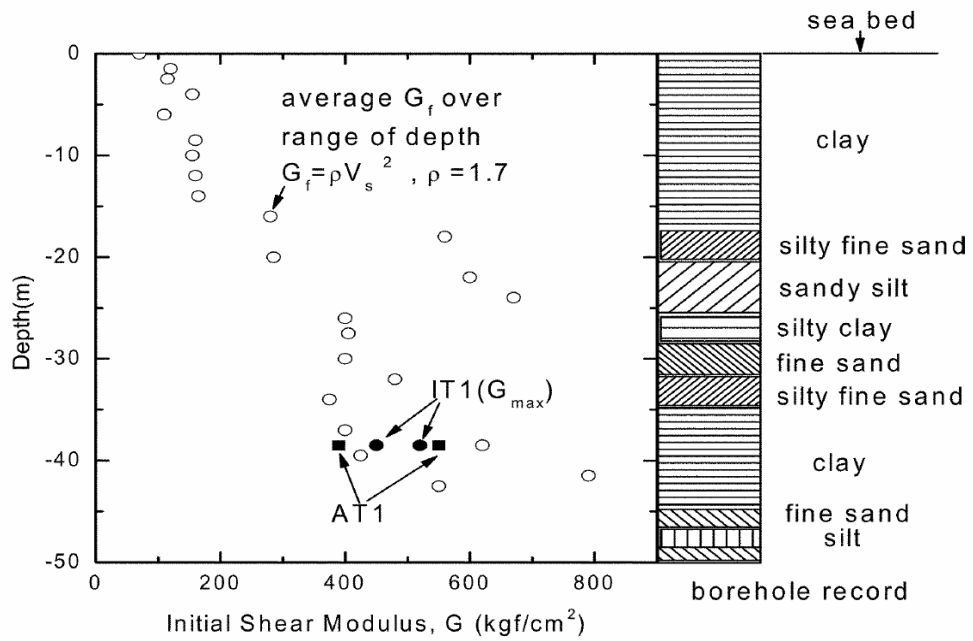


그림 3.92 Comparison between $G_{max} = E_{max}/3$ and $G_f = V_s^2$

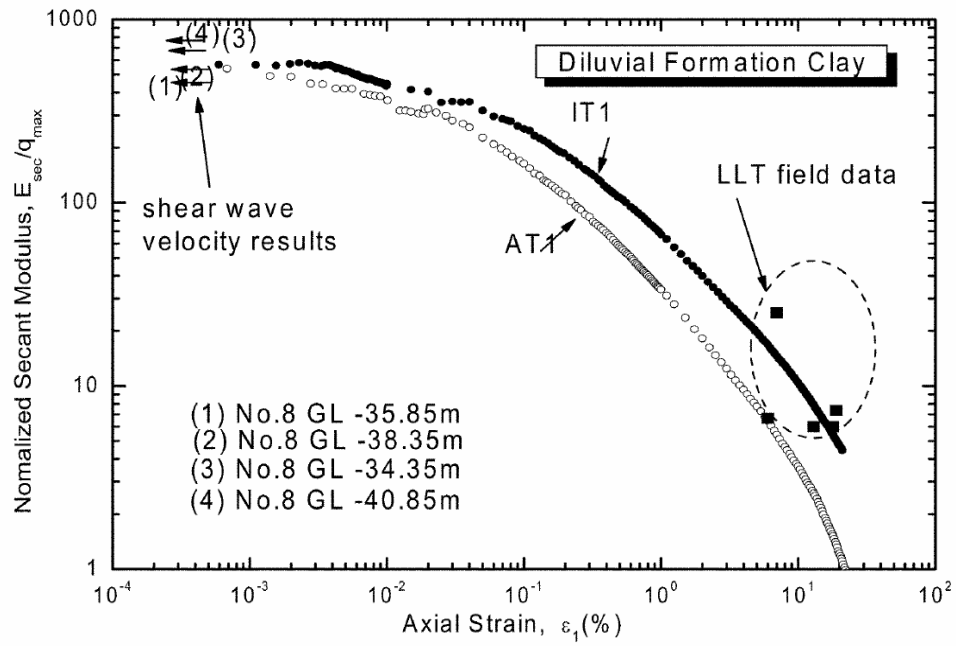


그림 3.93 $E_{\text{sec}}/q_{\text{max}}$ and ε_1 Relation with various Test Data

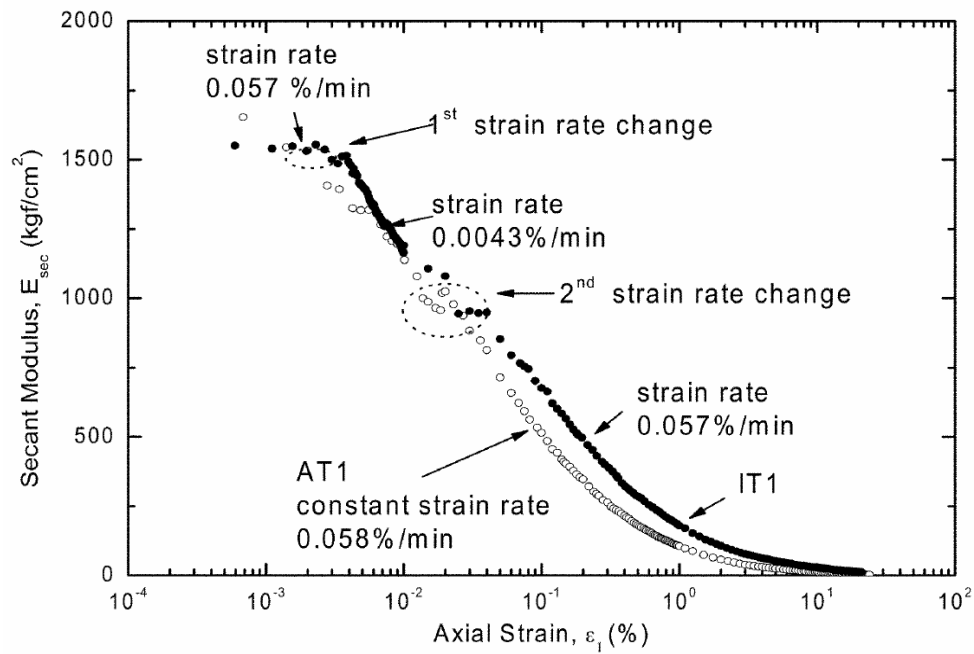


그림 3.94 Axial Strain Dependency of Secant Modulus E_{sec}

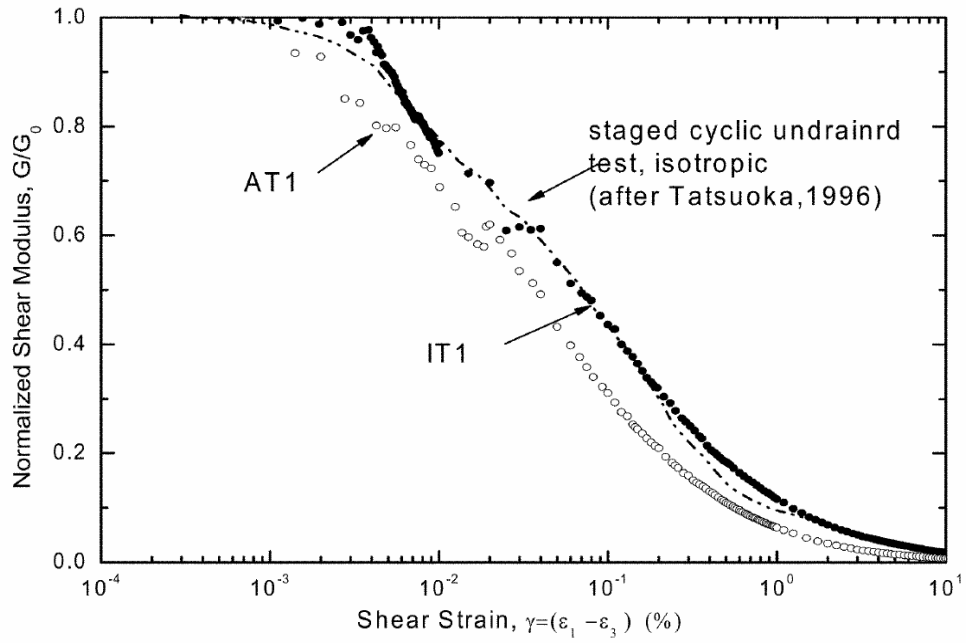


그림 3.95 $G_{\text{sec}}/G_{\text{max}}$ and $\log \gamma$ Relation

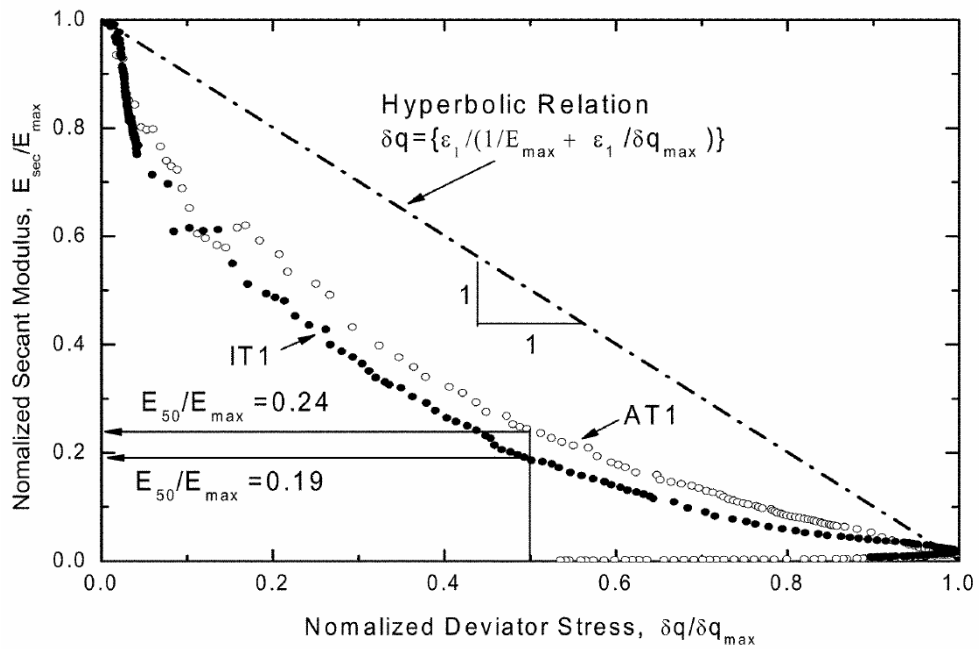


그림 3.96 $E_{\text{sec}}/E_{\text{max}}$ and $\delta q/\delta q_{\text{max}}$ Relation

다. 퇴적연암의 변형특성

지표로부터 -20m이하의 퇴적연암(泥岩)지반상에서 시료를 채취하였다. 그림 3.96이 퇴적연암 층의 변형특성에 대하여는 다양한 실내시험 및 원위치시험 결과에 근거하고 있는 바, 이용한 시험방법에 대하여 약간의 고찰을 가미하여 기술하였다.

(1) 원위치 전단파속도 측정

그림 3.97(a)의 A,B,C 공에서 다운홀법(down hole method)법으로, 심도40m의 별도의 연직공(D)에서는 서스펜손법(suspension method)법과 다운홀법으로 PS검층을 실시하였다. 다운홀법에 의한 검층결과는 표 3.9와 같고, 서스펜손법에 의한 PS검층 결과는 그림 3.97(b)와 같다.

표 3.10의 결과를 보면 공의 입구부근에서는 굴착에 따른 교란의 영향으로 다소 작은 값을 보이나 전체적으로는 $30,800\text{kg/cm}^2 \sim 33,500\text{kg/cm}^2$ 의 범위로 거의 일정치를 보이고 있어 이방성은 작은 것으로 추정된다.

그림 3.97(b)에서 1m간격의 탄성과 속도측정으로 얻은 탄성계수는 $24,000\text{kg/cm}^2 \sim 33,500\text{kg/cm}^2$ 의 범위이고, 이 공에서의 다운홀법에 의한 탄성계수는 $30,100\text{kg/cm}^2 \sim 34,100\text{kg/cm}^2$ 의 범위로 서스펜손법에 의한 평균치와 같은 값을 보이고 있다. 그림에서 탄성계수가 약간 저하되고 있는 구간은 모래층을 개재하는 구간이나, 이 구간에서 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 있다.

표 3.10 다운홀 방법에 의한 PS파 속도 측정 결과

구분	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_f)	6,400	11,800	7,840	10,900	10,900
탄성계수 (E_f)	18,200	33,500	21,800	31,300	30,800
평균단위중량 (gf/cm^3)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

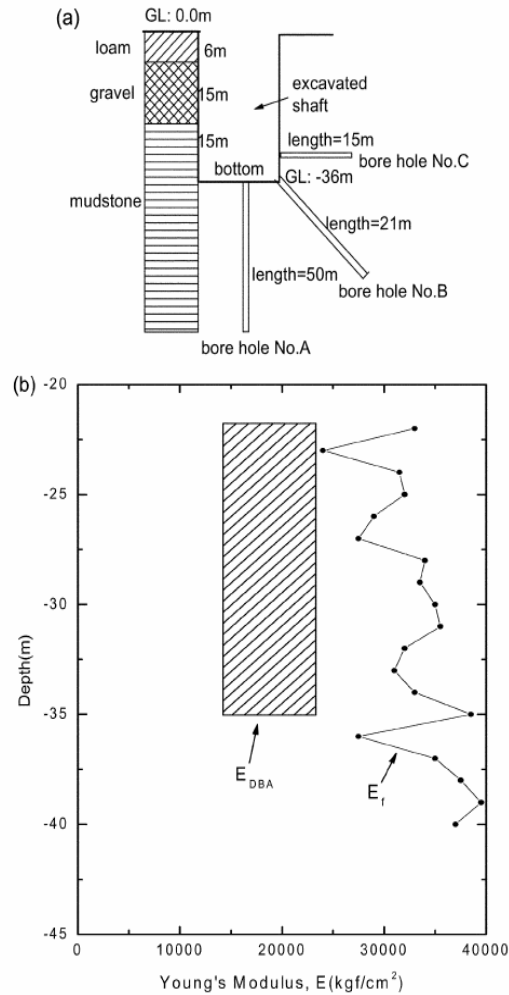


그림 3.97 (a) Experimental Excavation in Sagamihara, (b) E_f from Suspension Method and E_{DBA} from Back Analysis.

(2). 공내수평재하시험

그림 3.97(a) 보링공에서 실시한 공내수평재하시험은 심도 -40m까지는 단순재하방법(monotonic loading)으로, 그 이하의 심도에서는 반복재하방법(cyclic loading)으로 실시한 것이다. 그림 3.98에 반복재하방법의 대표적 재하압력과 공벽의 접선방향 변형률 ε_c (반경의 변화율)의 관계를 나타내었다. 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. 그림 3.98에 나타내는 것과 같이 3종류의 경사가 얻어졌고 포아슨비 0.3으로 하여 탄성계수 E_{BHLT} 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 이완등을 생각할 수 있다. 그러나, 실무적으로는 반복재하 후 항복하중이 얻어질 때까지 재하하는 경우가 많으므로 향후 경사2에 대한 공학적해석이 필요할 것으로 생각된다. 각 경사의 절대값은 경사1이 5500kg/cm^2 , 경사2는 17700kg/cm^2 , 경사3의 평균치가 18800kg/cm^2 으로 이들 경사의 선택에 따라 공내수평재하시험에서 얻어진 시험결과는 극단적으로 상이한 변형특성이 얻어진다는 것을 알 수 있다. 특히 경사3은 분산정도(이 시험의 경우 80%~100%정도임)가 크고 상대적으로 특이하게 큰 변형계수 값을 나타내는 경우도 있다. 그 이유는 작은 변형률(10^{-4} 이하)에서 정의되었기 때문이나, 오히려 측정정도보다는 공벽의 마무리정도, 시험장치 고무면의 베딩에러(bedding error)가 더 클 것으로 생각된다. 경사1은 상기의 역해석치 보다 작은 값을 나타내었고 3종류의 경사 중 명확한 정의가 없는 경사2가 역해석치와 가장 근접치를 나타내었다. 결과적으로 공내수평재하시험으로 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, 이하 변형률레벨 의존성을 고려하여 검토한다.

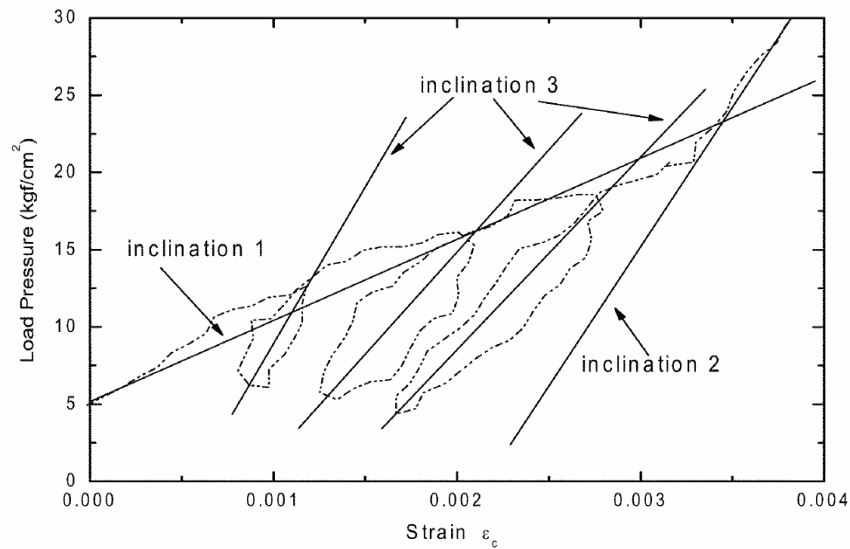


그림 3.98 Pressuremeter Test Results

(3) 초음파펄스 시험

초음파펄스시험은 시료에 초음파를 통하게 하여, 그 파가 시료내를 전파하는 속도를 측정하는 방법이다. 초음파를 발생시키기 위해 진동소자를 이용하고, 이 소자는 전압을 가하면 변형률을 발생시키고, 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 속도로 부터 포아손비, 전단탄성계수 및 탄성계수를 구하였다. 측정결과 퇴적연암지반의 경우 탄성계수의 범위가 그림 3.99와 같이 $32,000\text{kg/cm}^2 \sim 50,000\text{kg/cm}^2$ 의 범위로 원위치탄성과 검층에 의한 탄성계수 보다 약간 큰 값을 나타내는 경향이 있으나 그 이유는 아직 확실치 않다. 그림 3.99을 보면 불구속상태 하에서 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 유효토피압으로 압밀한 시료의 $E_{d(2)}$ 는 깊이 방향으로 거의 일정하게 나타나고 있고, 또한 원위치 탄성파속도측정으로 얻은 탄성계수(E_f)와 유사한 값을 보여주고 있다(평균적으로 약15%정도 클 뿐이다).

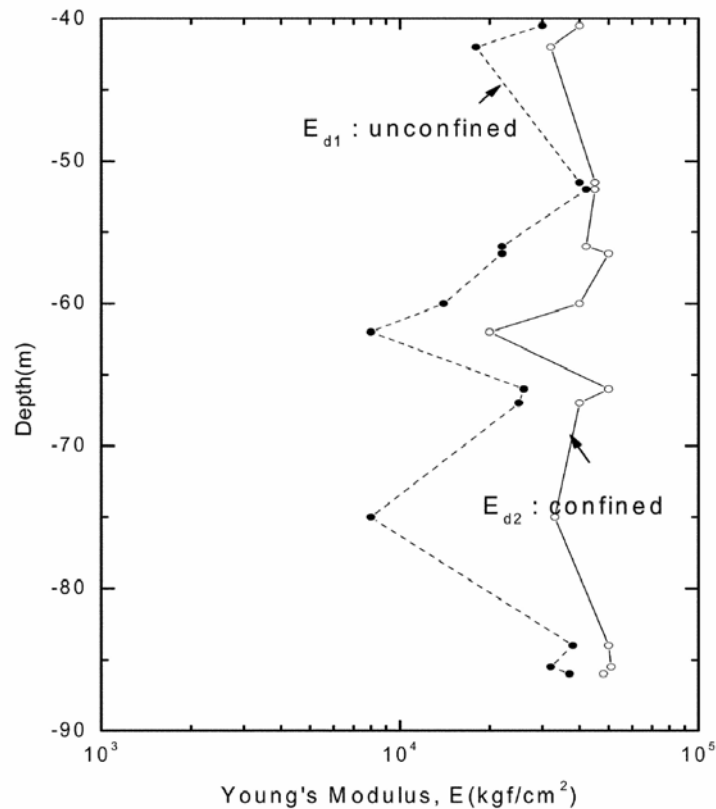


그림 3.99 E_d by Ultra Pulse Tests

(4) 삼축압축시험

일축 및 삼축압축시험에서 피스톤의 캡 또는 피스톤의 연직변위로 부터 구한 축변형률은 시료 정형시에 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 축변형률을 시료의 측면에서 측정하는 장치(LDT:Local Deformation Transducer, 국소변형측정장치)이다. 그림 3.100은 이 장치를 이용한 시험결과의 예로서 재하도중에 탄성적 성질을 확인하기 위하여 작은 폭의 반복재하를 수차례 실시한 결과를 보여주고 있다. 그림에서 외부변위계(LVDT)로 측정한 축변형률은 LDT로 측정한 축변형률 보다 현저히 크다는 것을 알 수 있다. 그림 3.103에서 미소변형률 범위에서의 변형특성은 선형관계이고 반복재하에 대해서도 가역적이다. 따라서 이 범위의 축변형률에서 산정한 영률을 $E_{\max}$ 로 정의하였다. 또, 위 변형률범위에서는 0.0001%/min~0.1%/min범위의

축변형률 속도의 변화에 따른 의존성이 없음이 확인되고 있다. 위와 같은 사항은 이 시료가 위 변형률 범위에서 명백한 탄성적 성질을 나타내고 있음을 말해주고 있다. 이와 같은 결과는 이 연구 및 연구외의 모든 지반재료에 관한 실험에서도 얻어졌다. 그림 3.104은 연암과 시멘트혼합개량사질토 타설현장에서 채취한 시료의 $E_{initial}$ 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 겉보기 탄성계수라고 정의하는 것이 타당할 것이다.

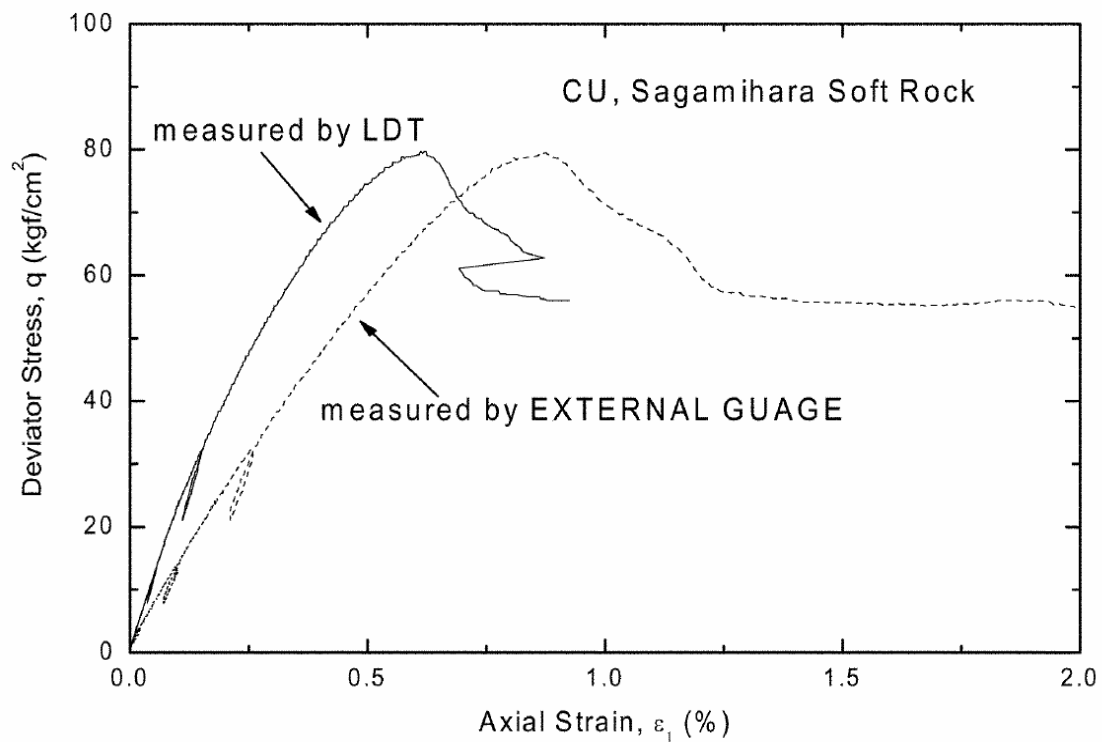


그림 3.100 Stress and Strain Relation (by $\epsilon_1=2\%$)

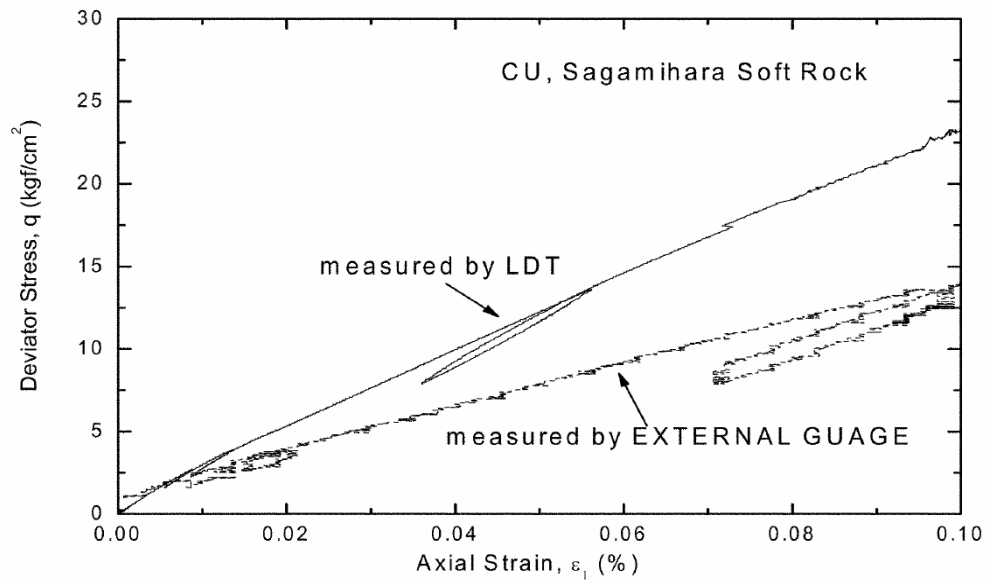


그림 3.101 Stress and Strain Relation (by $\epsilon_1=0.1\%$)

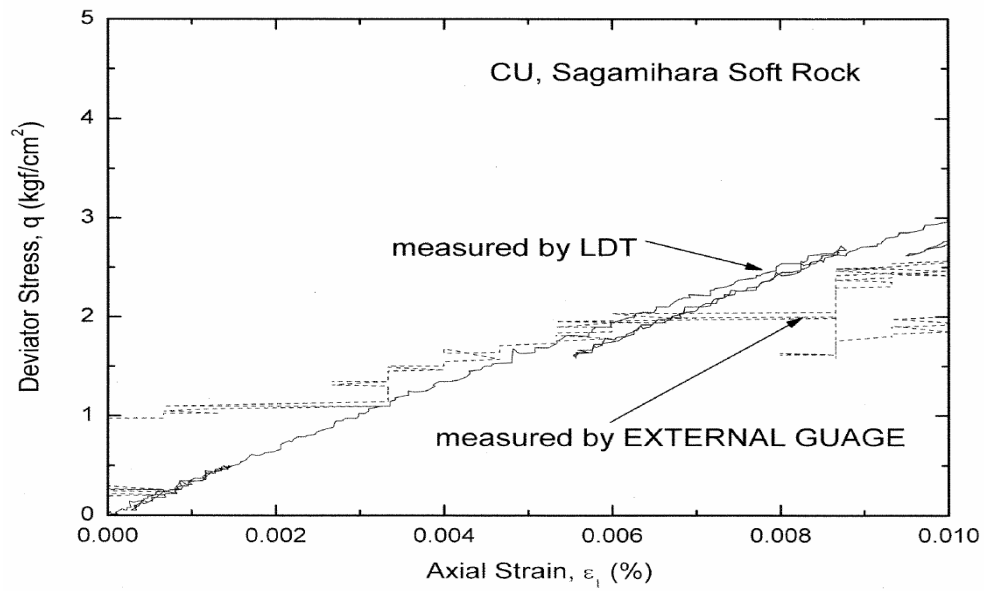


그림 3.102 Stress and Strain Relation (by $\epsilon_1=0.01\%$)

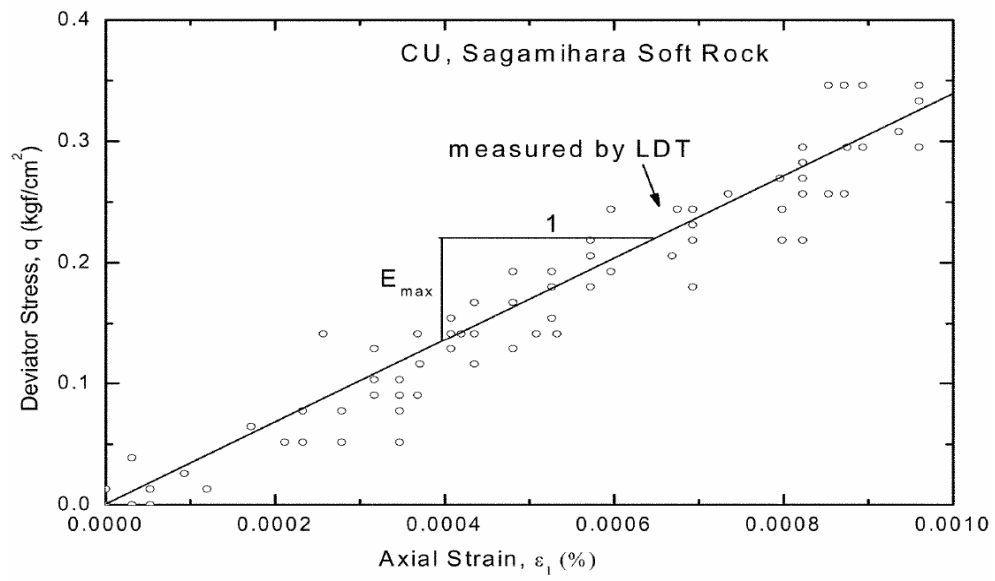


그림 3.103 Stress and Strain Relation (by $\varepsilon_1=0.001\%$)

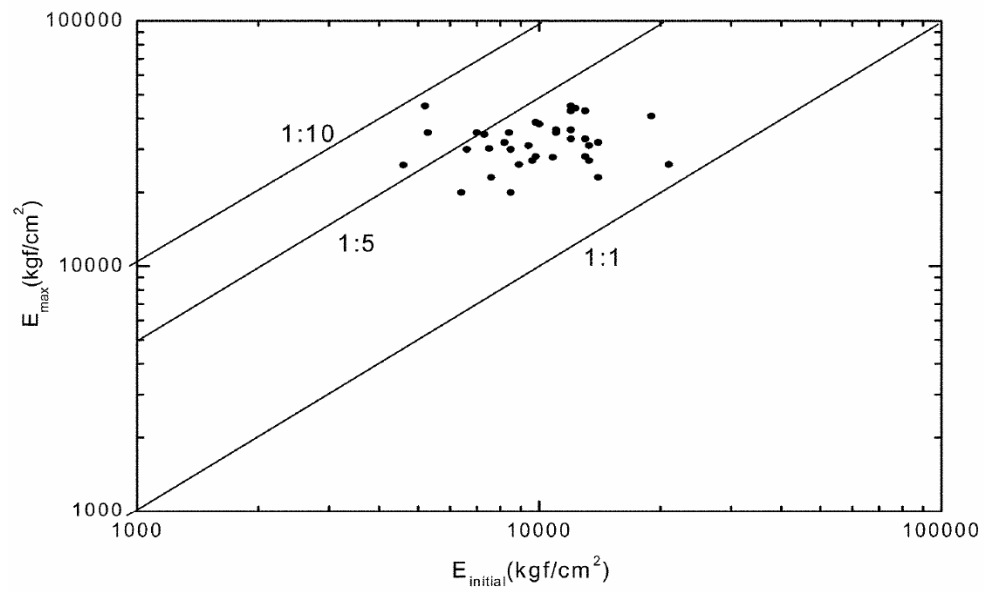


그림 3.104 Comparison between $E_{\max}$ and E_{initial}

(5) 실내시험·원위치시험 및 실제지반의 거동

그림 3.105에는 사가미하라 퇴적연암 층에 대해 아래에 기술하는 각종방법으로 얻은 탄성계수를 비교하고 있다.

(가) E_{DBA} : 굴착에 따른 실제지반의 변형과 지보공토압 및 깊이 -35m의 시험수평굴의 변형으로 부터 역산한 값으로 작은 값은 큰 변형률에 대응한다.(변형률은 $10^{-3} \sim 10^{-4}$).

(나) E_f : 원위치 전단탄성과속도로 부터 구한 값으로, 심도 -40m까지는 두 개 공에서 서스펜션법(suspension method)으로 측정(Δ)한 값이고, 그 이외는 다운홀법(down hole method)으로 측정($-\blacksquare-$)한 값이다. 심도 -35m의 수평공과 수평공으로 부터 45도의 경사공에서 측정한 값도 표기하였다.

(다) E_{BHLT} : 공내수평재하시험(pressuremeter test)의 초기재하곡선에서 $(1+\nu) \times \Delta p / \Delta \epsilon_1$ 로 구한 값($-\blacktriangle-$)으로 깊이가 깊어질수록 변형률은 1%로 부터 0.1%정도 까지 감소한다. 포아손비 ν 는 0.3으로 가정하였고, $\Delta \epsilon_1 = \Delta y / y$ 는 공벽 면에서의 최대주변형률을 의미한다.

(라) E_d : 코아시료채취로 얻은 불교란시료의 실내초음파펄스시험법(laboratory ultra-sonic measurement)으로 얻은 값(∇)

(마) E_{max} : 코아시료채취로 얻은 불교란시료로 축변형률을 시료 측면에서 국소적으로 측정한 압밀삼축압축시험에서 $\epsilon_1=0.001\%$ 이하의 초기응력~변형률관계로 부터 구한 값($\bullet$)이다.

(바) $E_{initial}$: 상기5)와 같은 시험에서 축변형률을 재하피스톤의 축변위로 부터 구한 경우의 응력~변형률 관계에서 직선부분의 값($\circ$)이다.

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

(사) 영률 $E=20,000 \text{ kgf/cm}^2$ 정도를 경계로 하여 2종류의 영률 영역이 존재하는 것 같으나 이것은 소위 정탄성계수와 동탄성계수의 차이라고 할 수 없다. 그 이유는 아래와 같은 내용으로 설명될 수 있다.

(아) 원지반의 비균질성으로 데이터의 분산은 있으나 국소적으로 측정한 영률 E_{max} 는 실내초음파 펄스법으로 측정한 소위 동탄성계수 E_d 와 거의 일치하고 있고, 또 E_{max} 에 미치는 변형률 속도의 영향은 거의 없는 것으로 확인되고 있다. 따라서

적어도 이 토단에 대해서는 동탄성계수, 정탄성계수의 구별은 본질적이 아니다. 다만 구속압을 가한 E_d 가 $E_{\max}$ 보다 약간 큰 경향이 있다.

(자) $E_{\max}$ 와 E_d 는 원위치 전단탄성과속도 측정으로 얻어진 E_f 와도 일치하고 있다. 따라서 이 퇴적연암지반에서는 절리·균열·단층의 영향이 없거나 대단히 작다는 것을 알 수 있고, 이 결과로 부터 원위치시험과 실내시험으로 얻어진 값이 기본적으로 일치하고 있다고 말할 수 있다.

(차) 공내수평재하시험에서 구한 E_{BHLT} 와 종래의 삼축압축시험에서 얻어진 E_{initial} 도 유사한 값을 보이고 있다. 이러한 결과로 부터 정탄성계수가 별도로 존재하는 것으로 인식되었을 것으로 생각된다. 그러나 이들 값은 $E_{\max}$, E_d 및 E_f 보다 상당히 작은 값이다. 그 이유는 측정오차, 탄성계수를 정의한 변형률의 차이 및 E_{BHLT} 에 있어서는 보링공벽의 교란 등이 주원인일 것으로 생각된다. 위와 같은 내용과 이하에 기술하는 바와 같이 실내시험에서의 측정정도와 구속압의 영향, 변형계수의 탄성적 성질과 비선형성을 고려하면 위 값들 사이의 명확한 범칙성을 발견할 수 있다.

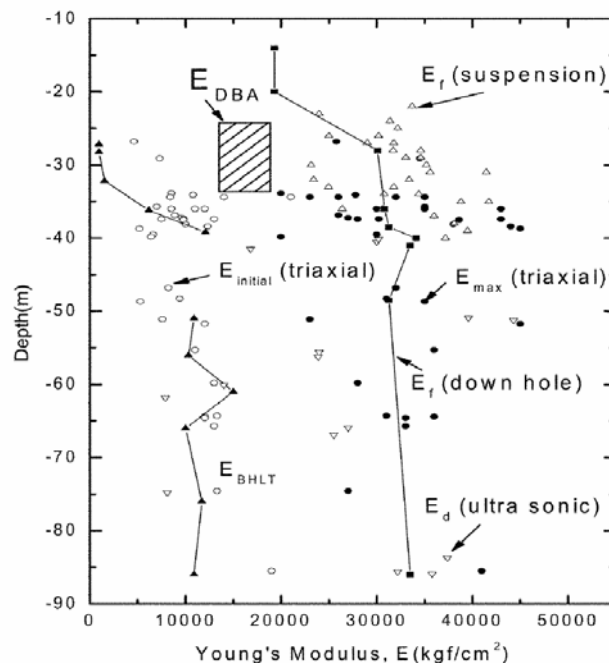


그림 3.105 Young's Modulus from various Tests

(5) 퇴적연암의 탄성적 성질과 비선형성

그림 3.106은 그림 3.105에 나타내는 E_f , E_d 공내수평재하시험에서 초기재하곡선 및 반복재하곡선에 의한 $E_{BHLT(1)}$, $E_{BHLT(c)}$, 평판재하시험에서 지반내에서 측정된 지중변형률과 평판재하중으로 부터 탄성론을 적용하여 구한 E_{PLT} 및 실제지반변형으로 부터 역산하여 얻은 E_{DBA} 를 각각의 깊이에 해당하는 삼축압축강도로 나눈 값을 축변형률 ε_1 에 대해 나타낸 결과와 정밀 삼축압축시험에서 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 $\log(E/q_{max})+\log(\varepsilon_1)=0$ 를 나타내고 있다. 이 그림으로 부터 알 수 있는 것은, 공내수평재하시험에서의 초기재하곡선에 의한 $E_{BHLT(1)}$ 의 변형률은 0.3% 이상으로 동일 변형률로 비교할 경우 삼축압축시험에서의 할선변형계수와 유사하며, 약간 가압한 후 작은 진폭의 반복재하를 하면 변형률이 작아짐에 따라 측정된 탄성계수도 커지는 경향을 보인다. 그러나 $E_{BHLT(c)}$ 는 변형률이 0.1% 이하로 되면 비정상적으로 커지고 있다. 그 이유는 명확히 말 할 수 없으나 0.1%의 변형률은 0.04mm의 공벽변위에 해당하고, 원위치시험으로서는 대단히 작은 값으로 측정시 정도가 떨어질 가능성이 높다. 지반의 변형으로 부터 역산하여 구한 영률 E_{DBA} (삼각형표시)도 동일 변형률에서 비교하면 삼축압축시험에서의 할선변형계수 E_{sec} 와 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 다만 평판재하시험에서 얻은 E_{PLT} (●,◆:2개소)의 경우 삼축압축시험과의 대응은 일단 성립한다고 할 수 있으나 데이터의 분산이 크다. 이 그림에서 결론적으로 말할 수 있는 것은 원위치·실내시험과 지반거동으로 부터 얻은 탄성계수는 동일변형률에서 비교하면 잘 일치하고 있다고 하는 것이다. 다만, 공내수평재하시험(반복재하)과 평판재하시험으로 부터 얻은 탄성계수는 상대적으로 데이터의 분산이 크다.

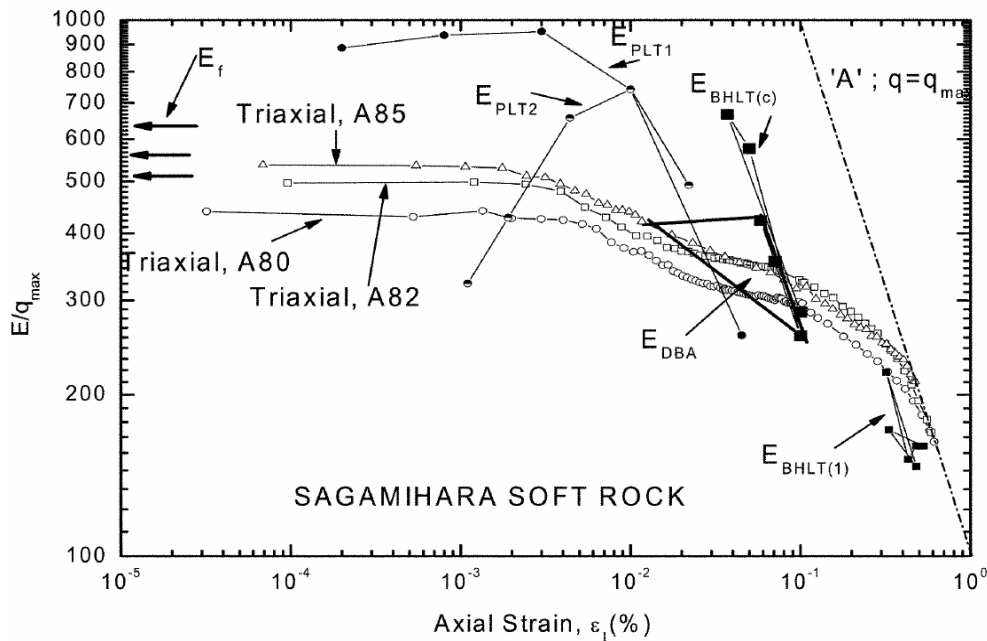


그림 3.106 $E/q_{\max}$ Relation ε_1 from Results of various Tests

그림 3.103에 나타내는 데이터로 부터 할선영률 $E_{\text{sec}} = q/\varepsilon_1$ 과 접선영률 $E_{\text{tan}} = dq/d\varepsilon_1$ 을 구해 이들 값을 정의한 ε_1 과 $q/q_{\max}$ 에 대해 각각 나타낸 것이 그림 3.107과 그림 3.108이다. 선형탄성거동을 나타내는 축변형률 ε_1 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 결과는 실질적인 탄성특성이 종래의 보편적인 시험에서 얻어지기 어려운 이유와 $E_{\max}$ 또는 E_f 가 실제 설계단계에서 사용되기에는 너무 큰 값이다 라고 하는 이유를 설명해 주고 있다. 삼축압축시험에서 얻은 변형률 $\varepsilon_1 = 0.1\%$ 에서의 $E_{\text{sec}}/E_{\max}$ 값의 평균값과 표준편차 범위는 비배수시험에서 0.652 ± 0.070 이고 배수 시험에서는 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 $E_{\text{sec}}/E_{\max}$ 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 $E_f/2$ 를 E_{sec} 로 취할 수 있음에 합리적인 근거를 제공한다. 위에서 기술하였듯이 $\varepsilon_1 = 0.1\%$ 또는 $q/q_{\max} = 0.5$ 에서 비배수시험에서의 E_{sec} 값이 배수시험에서의 E_{sec} 값보다 크나, 그 차이는 경미하다. 이것은 위 응력 또는 변형률에서 배수조건에 따른 영향은 그다지 크지 않다는 것을 의미한다. 그림 3.108에서 실선은 E_{sec} 의 설정에 종종 사용되는 고전적 쌍곡선 관계를 나타낸

다. 그림에서 이 쌍곡선 관계로 시험결과를 모델화하기에는 적절하지 못하다는 것을 보여주고 있다.

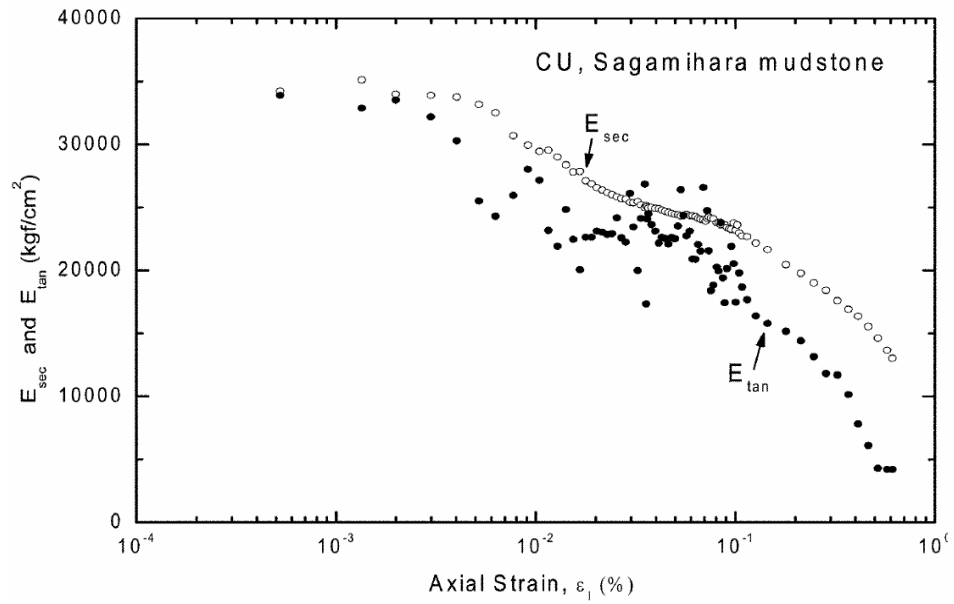


그림 3.107 E_{sec} and $E_{\text{tan}} \sim \varepsilon_1$ Relation

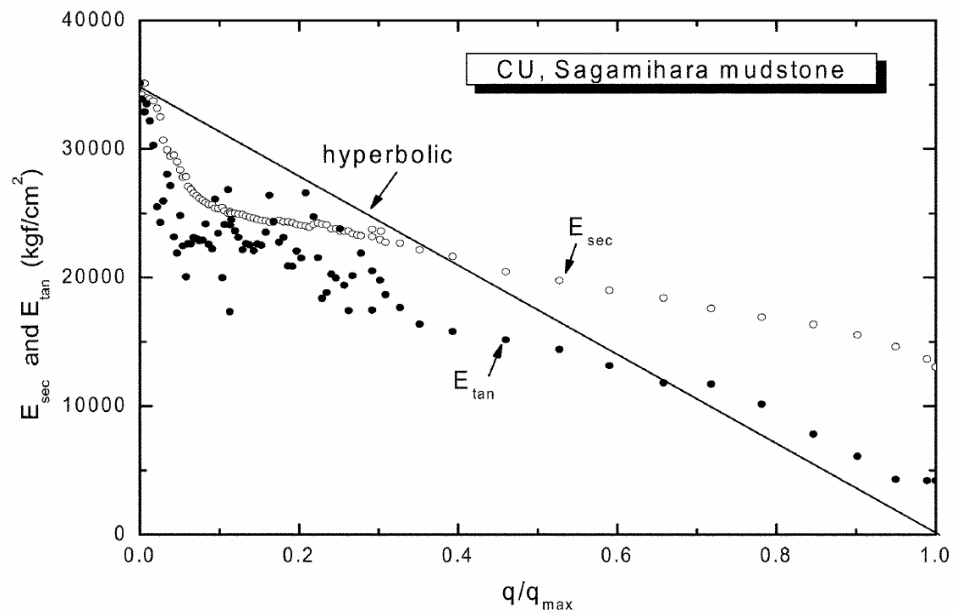


그림 3.108 E_{sec} and $E_{\text{tan}} \sim q/q_{\text{max}}$ Relation

라. 설계 및 해석시 이용 변형계수의 평가

이상 나타난 데이터로부터 일반적으로 토질재료의 변형계수가 비선형임을 감안할 때, 변형해석에 이용하는 값으로서 일반적으로 E_f , $E_{\max}$, E_d 는 너무 크고, E_{BHLT} , E_{PLT} , $E_{initial}$, E_{50} 은 너무 작다고 말할 수 있다. 위와 같은 결과로서 원위치지반의 $E_{\sec} \sim \varepsilon_1$ 관계를 추정하는 방법으로서 다음과 같은 방법을 제안할 수 있다($G_{\sec} \sim \gamma$ 관계에 대해서도 같은 논리가 성립한다)(그림 3.109).

- (1) 우선 원위치에서 E_f 를 구한다.
- (2) E_{BHLT} 와 이에 대응하는 변형률을 구한다. 가능하면 반복재하를 시행하여 1% 이하의 변형률에서의 변형계수를 구한다.
- (3) 양질의 시료를 원위치응력(유효토피압)으로 압밀한 단순재하 삼축압축시험을 실시하여 0.0001%~10% 변형률 범위에서의 정확하고 연속적인 할선변형계수 $E_{\sec}$ 를 구한다.
- (4) 삼축압축시험에 의한 $E_{\max}$ 와 E_f 는 지반의 비균질성이나 시료교란의 영향 등으로 일치하지 않을 수도 있으나 지반전체에서 2배 이상의 차이가 보일 경우, 원위치·실내시험법을 재검토한다.
- (5) 그림 3.109에서와 같이 $E_f/E_f=1$ 과 E_{BHLT}/E_f 의 2점을 삼축압축시험으로 부터 구한 연속적 $E_{\sec}/E_{\max} \sim \varepsilon_1$ 관계를 참고로 연결한 후 이관계의 종축을 E_f 로 곱하여 원위치 $E_{\sec} \sim \varepsilon_1$ 관계를 구한다.
- (6) 설계목적에 따라 반복재하(반복재하와 단순재하의 차이)·응력·응력경로·배수조건 등의 영향을 검토한다.

프로젝트의 성격에 따라 상기의 방법이 비경제적이고 불필요하다고 판단될 경우, 보다 간편하고 근사적인 방법으로서 $E_f/2$ 을 이용하는 방법도 생각할 수 있다. 이 방법의 근거는 첫째로, 지반내에 발생하는 전형적인 변형률의 상한인 $\varepsilon_1=0.1\%$ 에서의 $E_{\sec}/E_{\max}$ 가 약0.5라는 점과, 둘째로 그림 3.108에 보이는 것과 같이 $E_{\sec}/E_{\max}$ 값이 약0.5인 응력 범위가 넓다고 하는 점이다. 이 $E_f/2$ 값은 소위 정적탄성계수라 불리는 값보다는 여전히 큰 값이다.

그림 3.109은 위와 같은 방법으로 실트질 점토의 $E_{\sec} \sim \varepsilon_1$ 관계를 얻은 것이다. 그림에서 이 방법으로 얻은 $E_{\sec} \sim \varepsilon_1$ 관계는 LDT에 의해 얻은 $E_{\sec} \sim \varepsilon_1$ 와 유사한 경향을

보이고 있음을 알 수 있다.

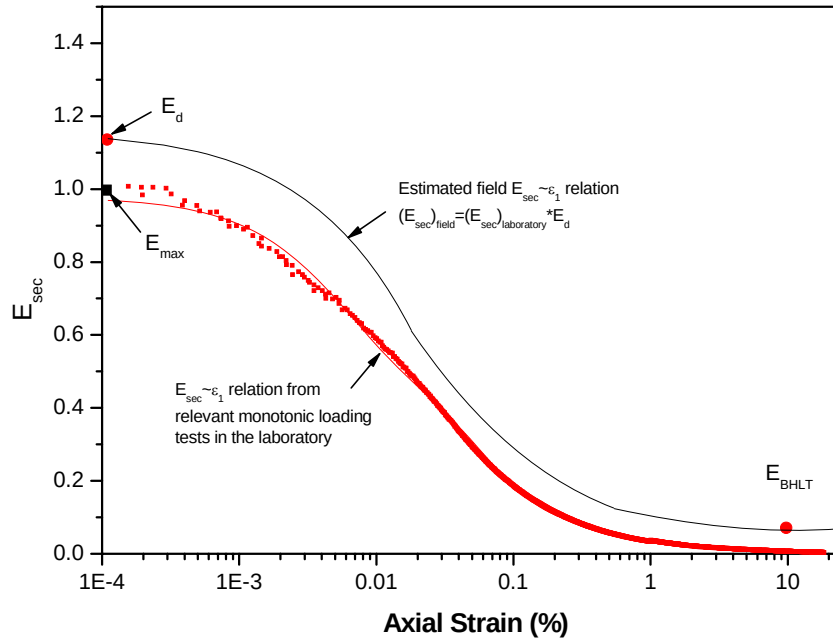


그림 3.109 Estimate Method of Field $(E_{max})_{field}$ and $E_{max} \sim \epsilon_1$ Relation

마. 변형정수·강도정수 평가기법의 검증 및 활용범위의 한계

본 연구에서는 원위치시험(전단파 속도, 공내재하시험)과 실내 정밀삼축압축시험 결과를 조합하여 원위치 지반조건의 미소변형(0.0004%)에서부터 전체변형(10%)까지의 변형정수와 강도정수를 평가할 수 있는 기법을 소개하였다. 소개된 평가기법은 특정 대표 시료에 대해 다양한 실험과 현장계측 및 수치해석 결과 등의 검증을 토대로 제안된 것이므로 이를 일반화하기 위해서는 보다 다양한 시료에 대한 데이터와 현장계측 및 해석결과에 대한 분석이 요구된다. 지반조사에부터 설계, 시공 및 계측까지의 일련의 과정이 분업화되어 진행되고 있는 국내실정을 감안하면 소개된 변형정수·강도정수 평가기법의 활용범위는 제한적일 것으로 생각되나, 제안된 평가기법을 이용하여 강도정수를 통해 토질변형정수를, 토질변형정수를 통해 강도정수를 편리하게 추정할 수 있고, 미소변형률에 착안한 지반의 응력~변형률에 대한 새로운 정식화 및 요소해석기법의 진일보를 기대할 수 있다.

5. 응력~변형특성의 정식화

가. 개요

지반재료의 응력~변형률 특성은 비선형 거동을 나타낸다. 최근의 연구에 의하면 지반재료는 매우 작은 변형률 범위에서도 비선형 거동을 나타내고 있음이 밝혀지고 있다(Tatsuoka et al. 1995). 변형률 크기에 따른 지반의 비선형성에 대한 실험적 연구는 지반동역학 분야에서 매우 활발히 이루어졌다(Seed and Idriss, 1970). 이러한 지반동역학 분야의 동적 지반 파라미터는 정적 해석에 적용되는 입력 파라미터와 서로 다른 것이라는 생각으로 인하여 정적인 지반문제에 적용이 제한되어 왔다. 그러나 정적시험 장치의 발달 및 측정의 정확도가 향상됨으로 인하여 정적 파라미터와 동적 파라미터 사이의 차이가 없어지고, 하중이 동적 또는 정적, 어떠한 방식으로 유발되는 변형률 레벨이 지반의 거동을 예측하는 중요한 변수임이 확인되고 있다.

한편, 지반재료의 비선형 구성모델은 재하조건이나 변형률 레벨에 따라 접근방법이 각각 다르게 적용되어 왔다. 작은 변형률 레벨에서의 비선형거동을 고려하는 모델로는 Jardine 등의 모델, Power 모델(Gunn, 1992), 쌍곡선 모델을 수정한 형태(Tatsuoka and Kohata, 1995)등이 있으며, 중간 변형률 이후의 대변형률 레벨에서의 비선형 거동을 고려하는 모델로는 대표적으로 Duncan & Chang 모델이 있다. 그러나 각각의 모델은 매우 제한된 경우에 적용이 가능하고 미소변형률 레벨에서부터 대변형률 레벨까지 변형률 수준에 따른 비선형 거동을 전체적으로 나타내지 못하며, 미소변형률을 고려한 모델과 대변형률을 고려한 모델과의 효과적인 결합이 어렵다. 또한, 다양한 종류의 지반재료에 대하여 서로 다른 비선형 특성을 가지고 있는 응력~변형률 관계를 일반화하여 표현하기에는 각각의 모델들은 한계가 있다. 따라서, 본 연구에서는 다양하고 각기 다른 비선형 응력~변형률 관계를 갖는 다양한 지반재료의 거동을 일반화할 수 있으며, 연속된 입력 파라미터를 이용하여 전체 변형률 영역을 포함하는 비선형 모델을 제안하는데 목적이 있다.

나. 기본 쌍곡선 관계식

Kondner(1963) 등은 삼축압축시험에서의 응력~변형률 관계를 쌍곡선 함수로 근사화할 수 있다고 제안하였다.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b \cdot \varepsilon_1} \quad (3.3)$$

여기서, σ_1 : 최대주응력

σ_3 : 최소주응력

ε_1 : 축차 변형률

a, b : 상수

이 식에서 나타내는 바와 같이 쌍곡선 함수에 의하여 두 개의 매개변수를 이용하여 비선형 거동을 표현할 수 있음을 나타낸다.

상수 a, b 는 아래의 그림 3.88에서 나타내는 바와 같이 각각 초기 변형계수의 역수 및 비대칭 극한응력의 역수로 표현된다.

또는 식 (3.3)을 다음과 같이 식 (3.4)로 나타낼 수 있고, 그림 3.111와 같이 실측값을 직선회귀방법으로 상수 a 와 b 를 구할 수 있다.

$$\frac{\varepsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b \cdot \varepsilon_1 \quad (3.4)$$

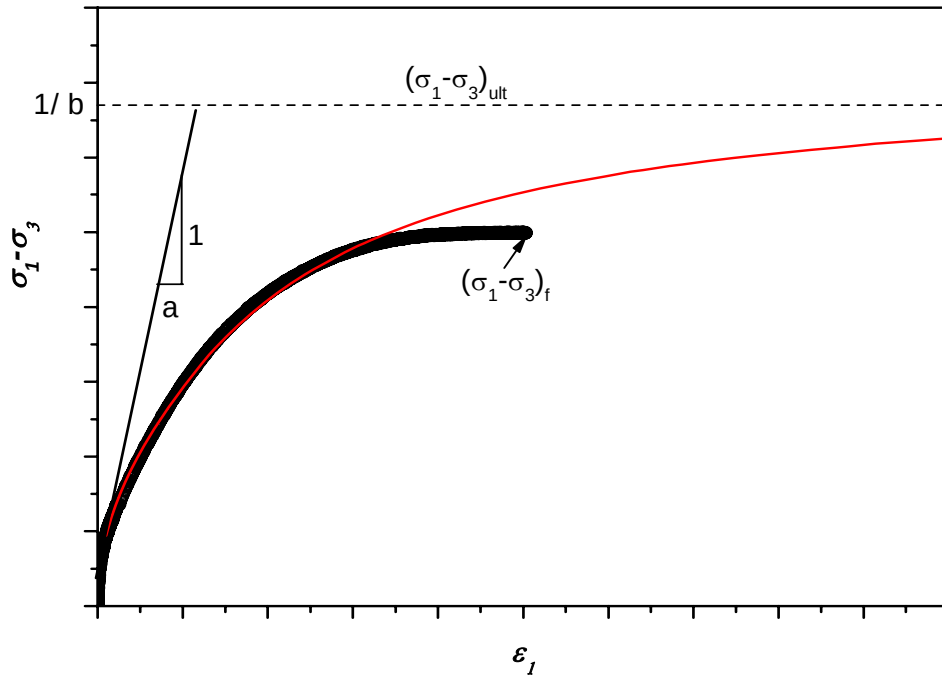


그림 3.110 쌍곡선 함수의 응력~변형률 관계

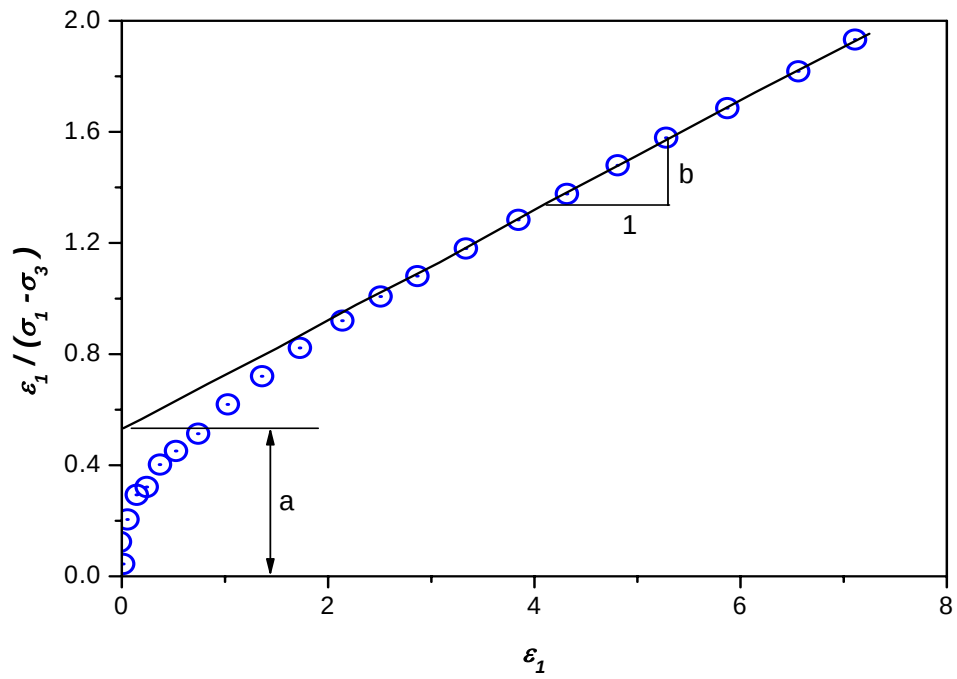


그림 3.111 일반적인 쌍곡선 함수의 매개변수 결정을 위한 축변화

다. 쌍곡선 관계의 정규화 및 매개변수의 결정

konder가 제시한 식 (3.3)은 응력~변형률 관계는 다음과 같이 $E_{\max}$, $q_{\max}$ 에 대한 보정계수 C_1 과 C_2 를 도입하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q = \frac{\varepsilon_1}{1/(C_1 \cdot E_{\max}) + \varepsilon_1/(C_2 \cdot q_{\max})} \quad (3.5)$$

이 식은, 그림 3.112에서 나타낸 바와 같이 다음의 식으로 정규화하여 나타낼 수 있다. 이와 같이 정규화 할 경우 쌍곡선식에 사용되는 매개변수를 손쉽게 결정할 수 있다.

$$y = \frac{x}{1/C_1 + x/C_2} \quad (3.6)$$

여기서, $y: q/q_{\max}$, $q_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$

$x: \varepsilon_1/\varepsilon_r$, $\varepsilon_r: q_{\max}/E_{\max}$

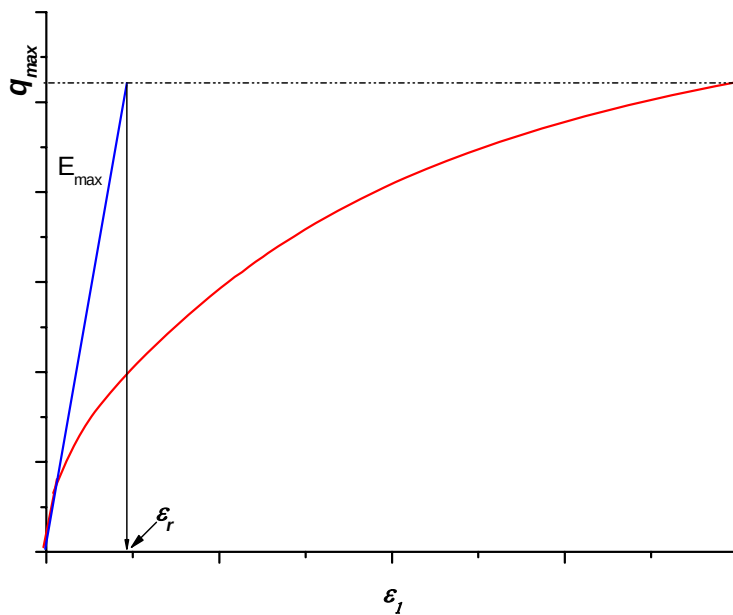


그림 3.112 쌍곡선 함수의 정규화를 위한 표기의 정의

(1) 큰 변형률 수준에서의 보정계수 사용

지반재료의 비선형거동을 표현하기 위한 구성법칙으로 현재까지 통상적으로 가장 널리 사용되는 방법은 konder(1963)에 의하여 제시된 기본적인 쌍곡선 함수로서 duncan and chang(1970), kulhawy(1972), herrmann(1978), duncan(1980) 등에 의하여 일부 수정된 통상적인 쌍곡선 함수(Conventioanl Hyperbolic Equation : CHE)이다. 이러한 형태의 쌍곡선 함수는 주로 중간변형률 이상의 응력~변형률 관계에서 비교적 양호하게 일치하며, 매개변수를 구하는 방법은 다음과 같다.

식 (3.6)은 정식화된 쌍곡선 함수로서 식 (3.7)과 같은 형태로 치환하면 다음과 같이 1차식으로 나타낼 수 있다.

$$\frac{x}{y} = \frac{1}{C_1} + \frac{x}{C_2} \quad (3.7)$$

그림 3.113~그림 3.115는 3구속압을 달리한 점성토의 정적삼축압축시험 결과로 나타난 실측 데이터와 식 (3.7)의 정식화된 쌍곡선 관계를 나타낸 것이며, 그림 3.116~3.118은 사질토의 실측 데이터와 식 (3.7)의 쌍곡선 관계를 나타낸 것이다.

각각의 그림에서 실측 응력~변형률 데이터는 $x/y \sim x$ 관계에서 식 (3.7)으로부터 직선관계로 피팅할 수 있다. 이 관계로부터 y 축 절편과 직선의 기울기가 그림에서 나타낸 A_1 , A_2 의 역수 C_1 과 C_2 이므로 쉽게 파라미터를 결정하여 사용할 수 있다. 이와 같이 결정된 상수를 사용하는 것이 CHE이며 duncan and chang 모델로 대표되는 상대적으로 큰 변형률 레벨에서의 비선형 모델로 사용되고 있다.

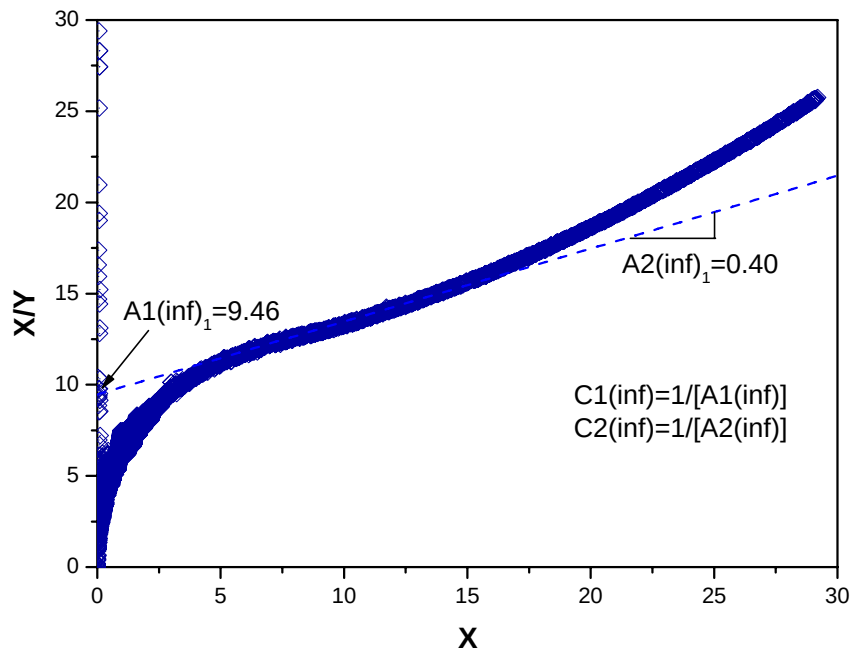


그림 3.113 구속압 25kPa 점성토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계

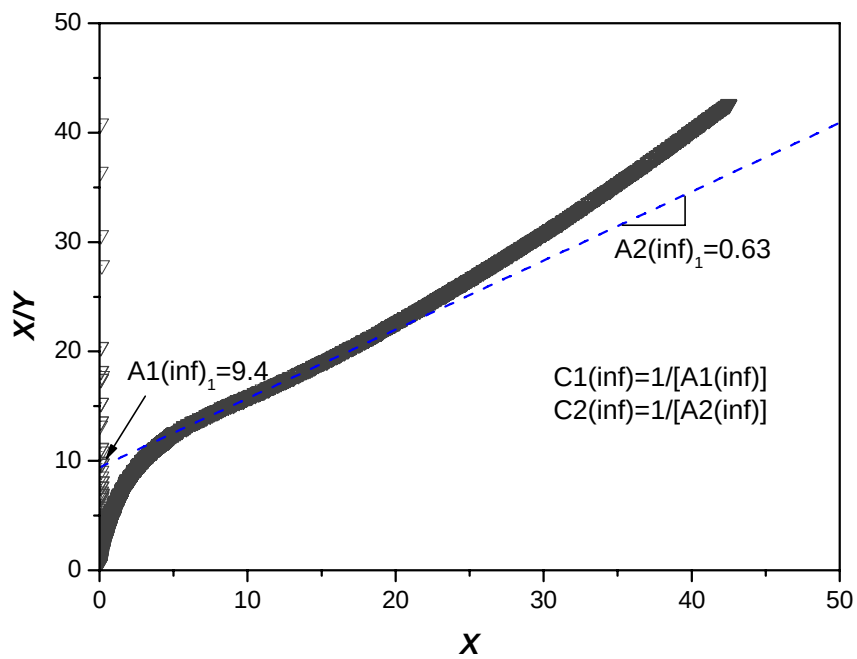


그림 3.114 구속압 50kPa 점성토 데이터와 $x/y \sim x$ 계

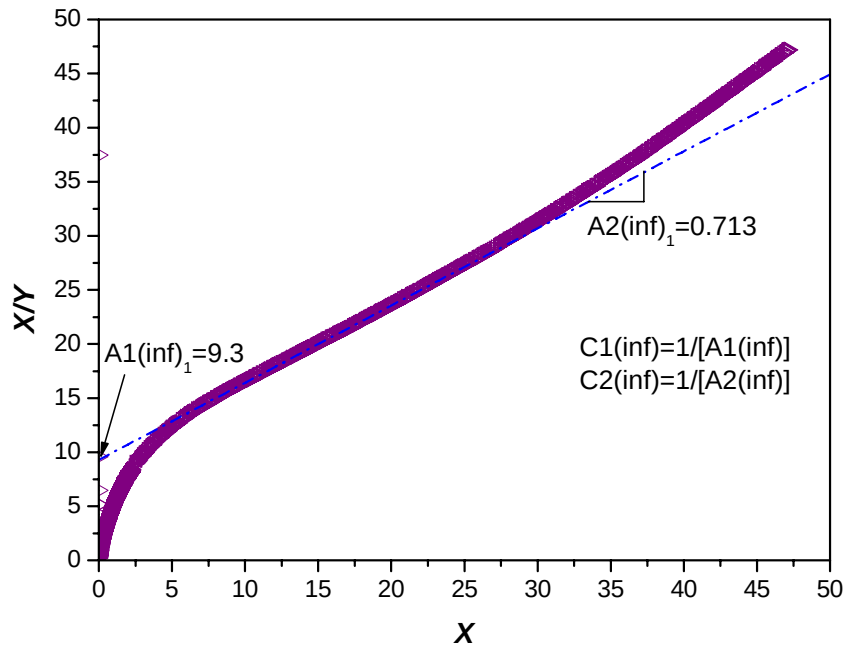


그림 3.115 구속압 100kPa 점성토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계

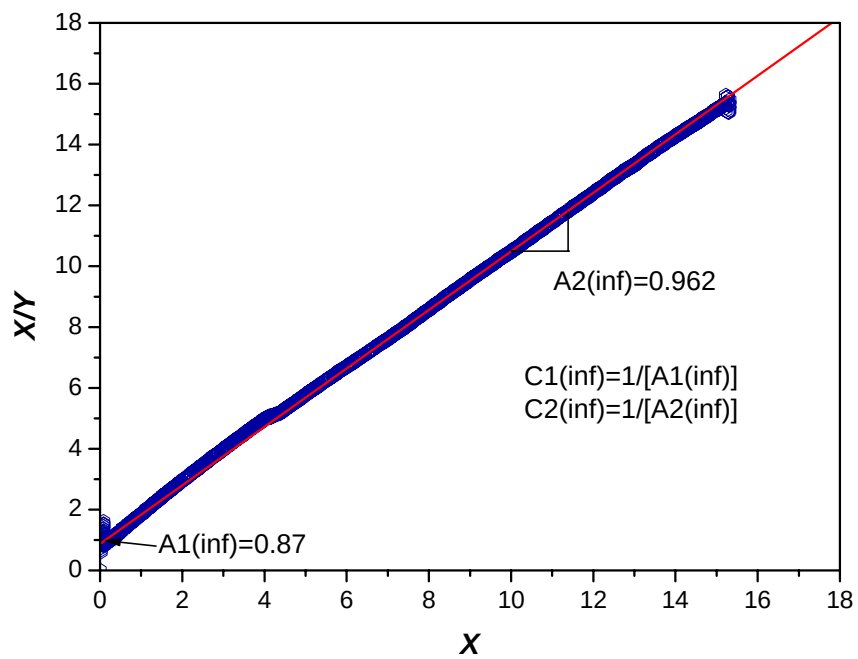


그림 3.116 구속압 50kPa 사질토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계

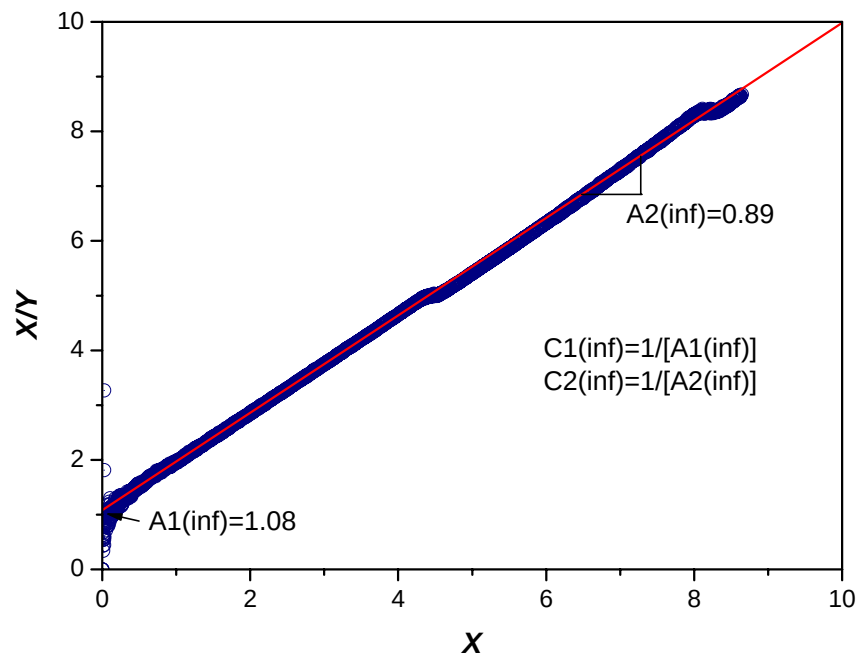


그림 3.117 구속압 100kPa 사질토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계

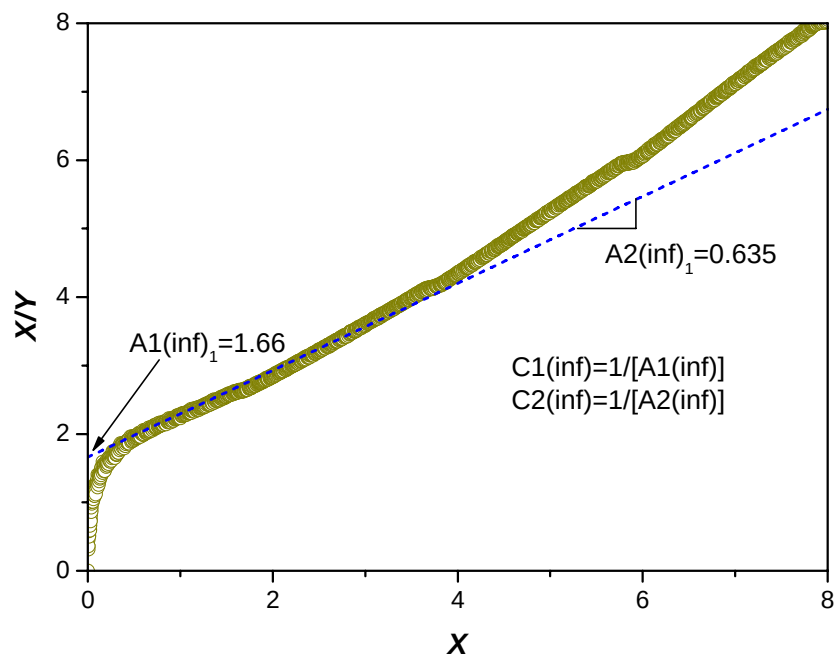


그림 3.118 구속압 200kPa 사질토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계

한편, 식 (3.7)으로부터, 초기 활선변형계수는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=0} = C_1 \quad (3.8)$$

즉, 변형률이 0에 가까운 저 변형률 수준에서 정규화된 쌍곡선 함수의 변형계수는 C_1 이 되어야 한다. 그러나 실제로 초기의 변형계수는 $E_{\max}$ 가 되어야 하나, 예를 들어 그림 3.115로부터 결정된 $C_1=0.108$ ($A_1=9.3$)이 얻어진다. 따라서, 식 (3.7)에 의한 초기 변형계수($E_{\max}$)는 실제 초기변형계수의 C_1 배가 된다. 이와 같은 방법으로 구한 초기 변형계수는 물리적 의미가 불명하고 실제 변형계수와도 일치하지 않는다. 따라서, 이 방법은 초기 변형률 레벨에서의 응력~변형률 관계가 실제와 다르며, 중간 이상의 변형률에서 양호한 결과를 나타나는 것으로 알려져 있다.

그러나, 이러한 큰 변형률 수준에서의 쌍곡선 관계도 그림 3.16 및 그림 3.117와 같이 파괴시까지 잘 일치하는 경우가 있는 반면, 이를 제외한 나머지 관계에서 보여지듯이 중간변형률 이상에서는 잘 일치하지 않는 경우가 많이 발생하고 있다. 이는 연약한 점성토로부터 연암에 이르는 서로 다른 강성 및 밀도를 가지고 있는 각각의 지반재료들의 비선형 특성 또는 비선형 곡선을 이루는 응력~변형률 관계의 곡률이 서로 다르기 때문인 것으로 판단할 수 있다.

따라서, 이와 같이 큰 변형률 수준에서의 보정계수를 사용하여 일반적으로 통용되고 있는 비선형 모델(duncan and chang 모델 등)에서는 파괴비(R_f)를 적용하여 강제적으로 파괴부근에서의 데이터와 일치시키게 된다.

(2) 작은 변형률 수준에서의 보정계수 사용

CHE와 반대로 작은 변형률 레벨에서의 적합성을 우선하면서, 큰 변형률 레벨에서의 불일치를 무시하거나 검토하지 않고 응력~변형률 관계를 쌍곡선 관계로 나타내는 방법으로서, 식 (3.7)의 식을 $1/y \sim 1/x$ 의 관계로 나타내어 보정계수 C_1 과 C_2 를 구하는 방법이다. 이 식 역시 1차식으로 나타낼 수 있으므로 y절편 값과 직선의 기

울기가 각각 $1/C_2$, $1/C_1$ 이 된다.

$$\frac{1}{y} = \frac{1}{x} \cdot \frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} \quad (3.9)$$

그림 3.119 ~ 3.121는 구속압을 달리한 점성토의 삼축압축시험 결과로 나타난 실측 데이터와 식 (3.9)의 작은 변형률 수준에서의 보정계수를 사용하는 쌍곡선 관계를 나타낸 것이다. 또한 그림 3.122 ~ 3.124는 사질토의 실측 데이터와 식 (3.9)의 관계를 나타낸 것이다.

이 방법은 응력~변형률 관계를 초기 변형률 레벨에 대한 쌍곡선 관계로 나타내기 때문에 큰 변형률 레벨에 대한 쌍곡선 관계는 잘 표현할 수 없다는 것을 나타낸다. 이 방법은 각각의 그림에 나타낸 $1/y \sim 1/x$ 관계는 식 (3.6)에서 작은 변형률 레벨에서의 응력~변형률 관계에 적합하도록 보정계수 C_1 , C_2 를 구하는 방법이다.

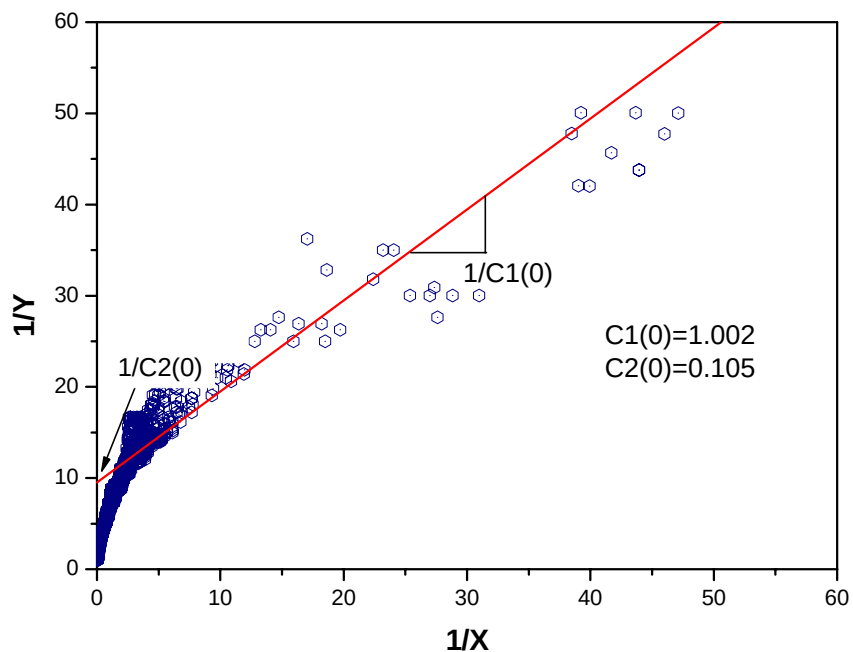


그림 3.119 구속압 25kPa 점성토 데이터와 $1/y \sim 1/x$ 관계

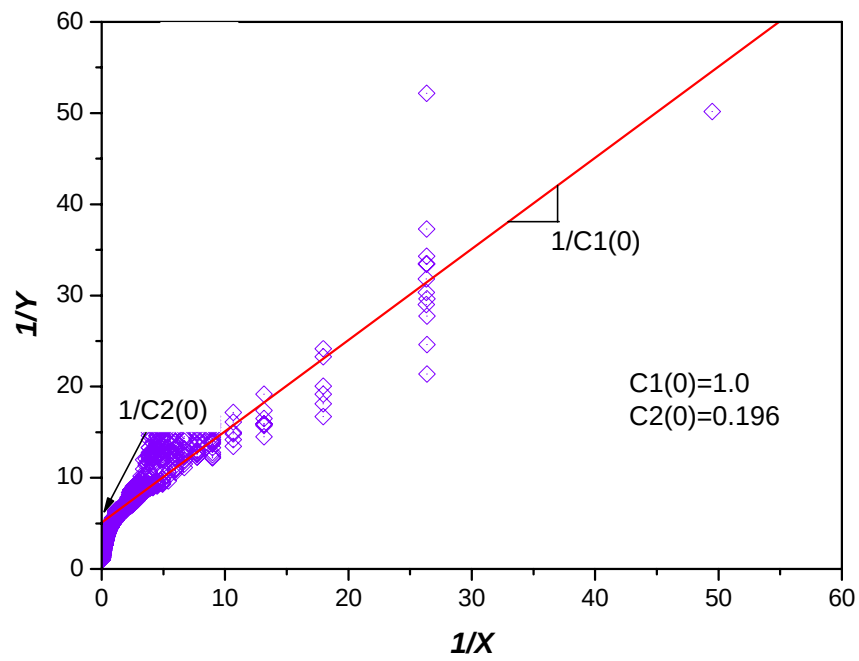


그림 3.120 구속압 50kPa 점성토 데이터와 $1/y \sim 1/x$ 관계

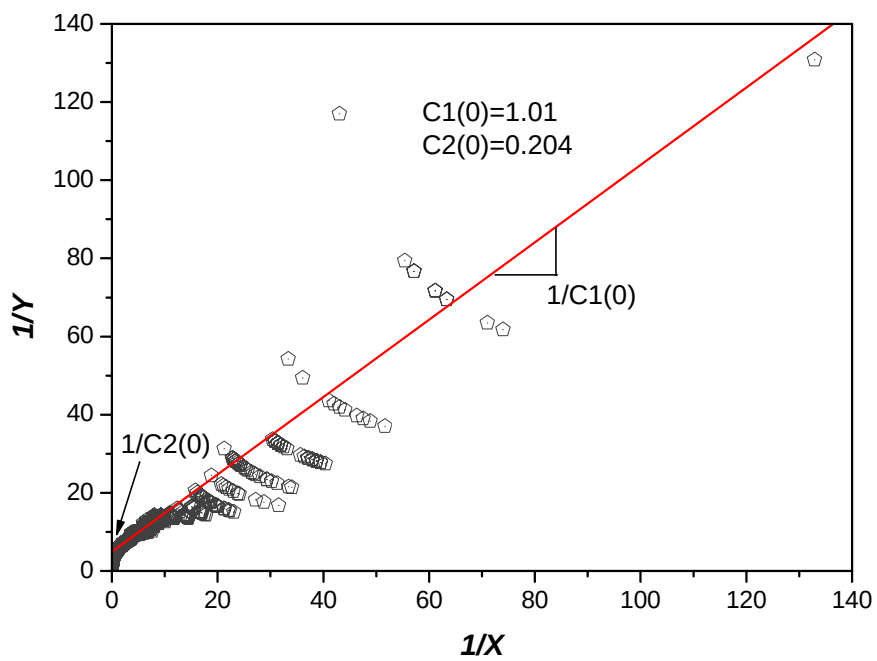


그림 3.121 구속압 100kPa 점성토 데이터와 $1/y \sim 1/x$ 관계

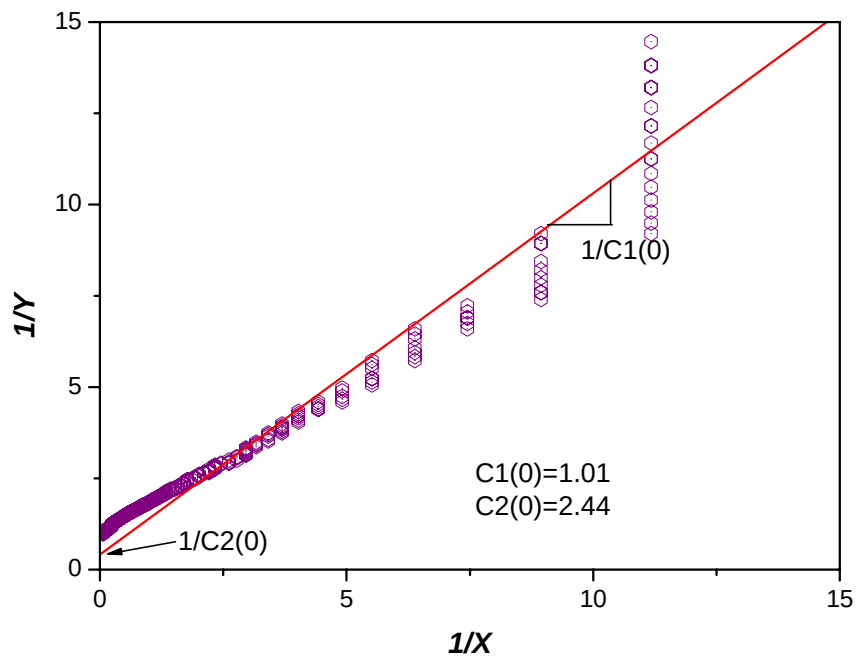


그림 3.122 구속압 50kPa 사질토 데이터와 $1/y \sim 1/x$ 관계

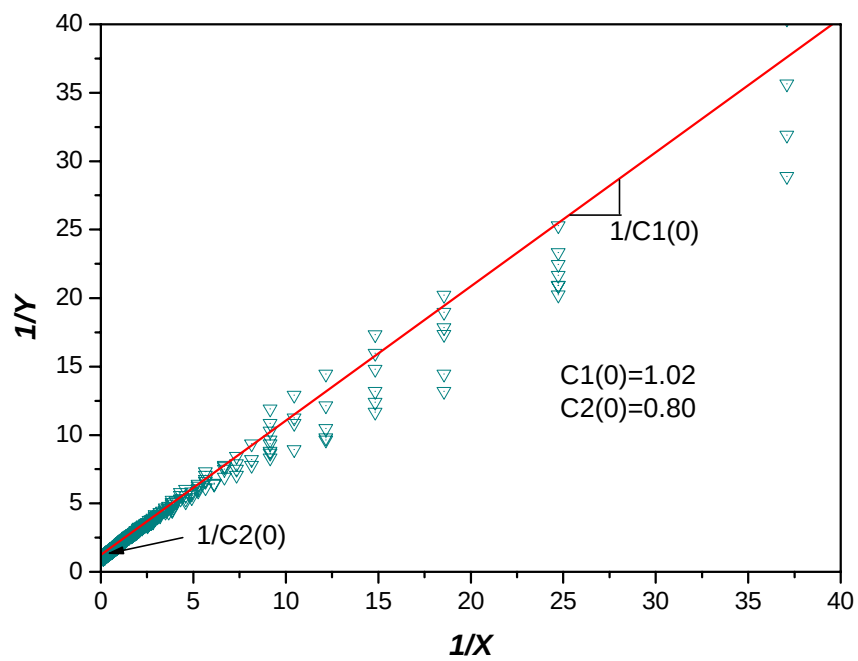


그림 3.123 구속압 100kPa 사질토 데이터와 $1/y \sim 1/x$ 관계

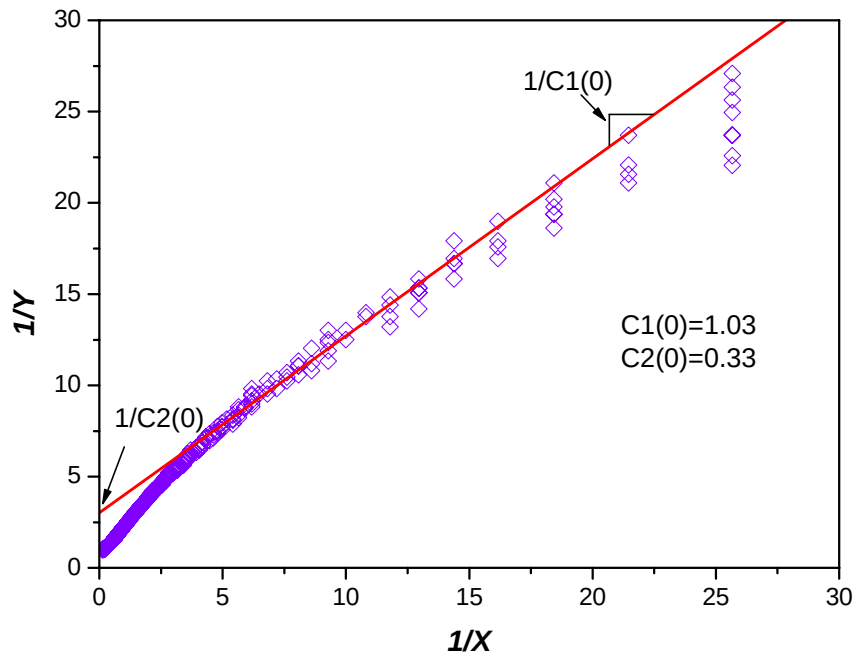


그림 3.124 구속압 200kPa 사질토 데이터와 $1/y \sim 1/x$ 관계

식 (3.6)으로부터, 초기의 활선변형계수는 다음과 같이 얻어진다.

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=0} = C_1 \doteq 1 \quad (3.10)$$

이와 같은 방법으로 구한 초기변형계수는 모든 경우에 비교적 1에 가까운 값으로 실제 초기변형계수와 거의 일치하는 결과를 얻을 수 있다. 그러나, 예를 들어, 그림 3.121에 나타난 바와 같이 구속압 100kPa에서의 점성토 삼축압축시험 데이터에서 결정된 C_2 값은 1보다 상당히 작은 0.204의 값을 나타낸다. 즉, 쌍곡선 함수에 의한 최대응력은 실제 최대응력의 0.204배로 표현이 되는 것으로, $x/y \sim x$ 관계에 반하여 반대의 경향을 나타낸다. 점성토의 경우나 사질토의 경우, 모든 경우에서 작은 변형률 수준을 고려한 보정계수 C_2 는 1보다 상당히 작거나 또는 상당히 큰 값으로 나타나 실제 최대응력과 상이한 결과를 보여주고 있다.

(3) 큰 변형률과 작은 변형률 수준을 동시에 고려한 보정계수 사용

앞서 언급한 위의 두 방법은 어느 한 부분, 즉 초기 부분 또는 중간 부분 이상의 변형률 영역의 일부에서만 양호한 일치관계를 보여주고 있다. Tatsuoka and Shibuya(1995) 등은 삼축압축시험으로부터 초기의 변형률 수준을 만족하는 쌍곡선 함수와 중간변형률 이상의 비선형 거동을 결합하여 미소변형률 수준으로부터 파괴점까지의 전 영역에 이르는 일반화된 쌍곡선 함수(Generalized Hyperbolic Equation : GHE)를 제안하였다.

이 식의 기본적인 형태는 식 (3.5)을 따르고 있지만, 보정계수 C_1 과 C_2 는 상수가 아닌 변형률의 함수로 식 (3.11), 식 (3.12)과 같이 나타낸 것이다. 즉, 각각의 보정계수를 변형률의 함수로 나타냄으로서, 비선형 지반재료의 할선변형계수 또는 접선변형계수의 변화를 나타내는, 초기 변형률 수준에 적합한 $1/y \sim 1/x$ 관계로 구한 보정계수로부터 중간변형률 레벨 이상에서 적합한 $x/y \sim x$ 관계로 구한 보정계수로 변화될 수 있도록 집합한 형태라고 할 수 있다.

$$C_1(x) = \frac{C_1(0) + C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0) - C_1(\infty)}{2} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{\frac{\alpha}{x} + 1}\right) \quad (3.11)$$

$$C_2(x) = \frac{C_2(0) + C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0) - C_2(\infty)}{2} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{\frac{\beta}{x} + 1}\right) \quad (3.12)$$

여기서, $C_1(0)$, $C_2(0)$, $C_1(\infty)$, $C_2(\infty)$, α , β 는 상수이며, 각각 $1/y \sim 1/x$ 관계로부터 구한 상수 C_1 , C_2 $x/y \sim x$ 관계로부터 구한 상수 C_1 , C_2 그리고 라디안 상수 α , β 로 정의 된다. 이 형태는 응력~변형률 관계를 정식화한 식 (3.6)을 다음의 식 (3.13)과 같이 $y/x \sim y$ 의 관계로 변화시켜 용이하게 설명할 수 있다.

$$\frac{y}{x} = C_1 - \frac{C_1}{C_2} \cdot y \quad (3.13)$$

이 식은 기본적으로 할선변형계수(y/x)를 응력수준(y)의 함수로 나타낸 것이라 할 수 있다. y 가 0에 가까우면, 즉, 초기응력 수준인 경우에는 y/x 가 1에 가깝고, 즉 최

대변형계수를 나타내고, y 가 1인 경우, 즉, 파괴시에는 할선변형계수가 0에 가까워진다. 이 관계식으로부터 $y=0$ 일 때, 식 (3.13)의 관계식에서 C_1 은 y 절편이 되고, C_2 는 x 절편이 된다. 이 관계에서 실측 데이터는 초기에 할선변형계수가 급격히 감소하다가 어느 부분에서부터는 서서히 감소하게 된다. 따라서 초기부분 데이터처럼 급격히 감소하는 부분을 직선적으로 나타내면 결국 이는 $1/y \sim 1/x$ 관계에서 구한 직선관계와 마찬가지로 y 축 절편의 $C_1(0)$ 와 x 축과 만나는 $C_2(0)$ 를 얻을 수 있고, 파괴부분 데이터처럼 완만히 감소하는 부분을 직선적으로 연결하면 $x/y \sim x$ 관계에서 구한 직선관계처럼 $C_1(\infty)$ 및 $C_2(\infty)$ 를 구할 수 있다. 또한, C_1 , C_2 를 식 (3.12) 및 식 (3.13)와 같이 변형률의 함수로 나타내는 GHE인 경우에는 응력수준(y)와 변형률수준(x)을 동시에 고려한 비선형 방정식을 나타낼 수 있다. GHE를 나타내기 위하여, 식 (3.12)과 식 (3.13)에 나타낸 각각의 상수를 구하는 방법은 다음과 같다.

(가) 먼저 $x/y \sim x$ 관계 및 $1/y \sim 1/x$ 관계, 또는 $y/x \sim y$ 관계로부터 $C_1(0)$, $C_2(0)$,

$C_1(\infty)$, $C_2(\infty)$ 를 알 수 있다.

(나) 그림 3.131 ~ 3.136과 같이 $y/x \sim y$ 관계로부터 실측 데이터와 $x=1 \sim 0.2$ 범위에서 적절한 교차점을 결정한 후, 이 교차점으로부터 접선을 그어 $C_1(x=1 \sim 0.2)$, $C_2(x=1 \sim 0.2)$ 에 해당되는 상수를 좌변에 대입하여, 이에 해당되는 라디안 상수 α , β 를 구한다.

(다) (나)와 같이 구해진 α , β 를 대입하여 변형률의 함수인 $C_1(x)$ 과 $C_2(x)$ 를 표현할 수 있다.

이와 같은 방법으로 보정계수를 구하고 식 (3.6)을 이용하여 나타낸 것이 GHE이다. 그림 3.125 ~ 3.127은 점성토 시료에 대한 GHE 보정계수 C_1 , C_2 가 변형률에 따라 변화하는 양상을 나타내고 있으며, 그림 3.128 ~ 2.130은 사질토 시료에 대한 GHE 보정계수 C_1 , C_2 가 변형률에 따라 변화하는 양상을 나타내고 있다.

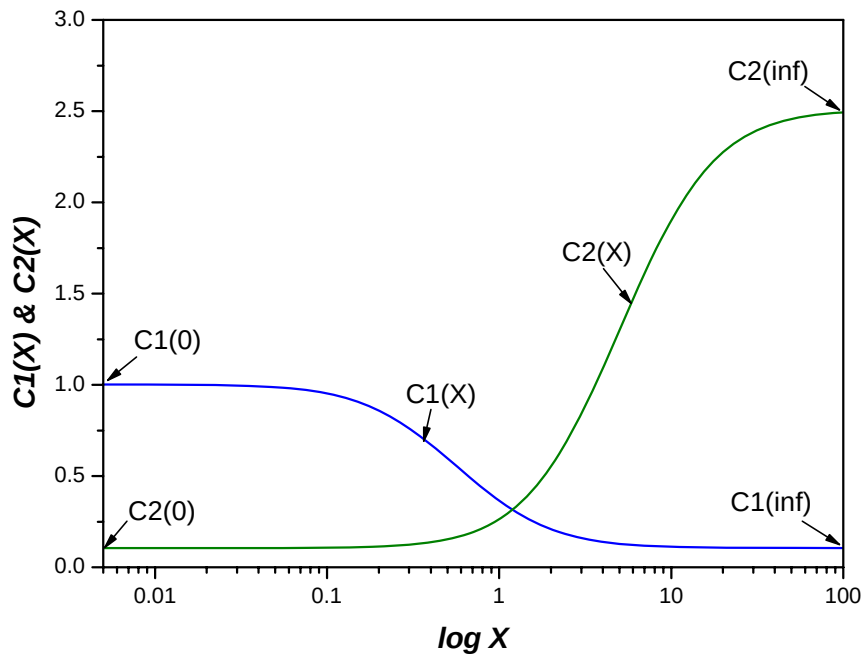


그림 3.125 구속압 25kPa 점성토의 C_1 , C_2 의 변화

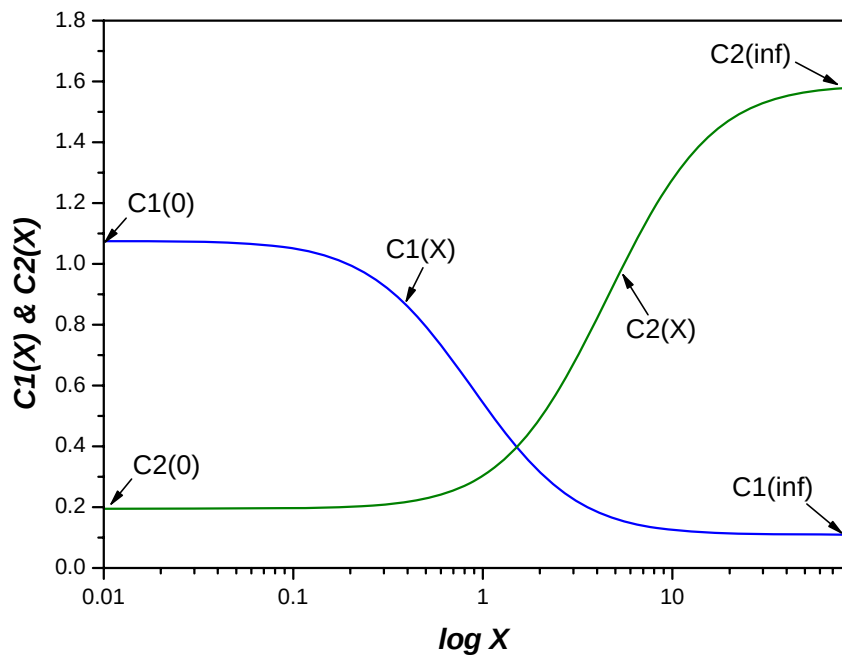


그림 3.126 구속압 50kPa 점성토의 C_1 , C_2 의 변화

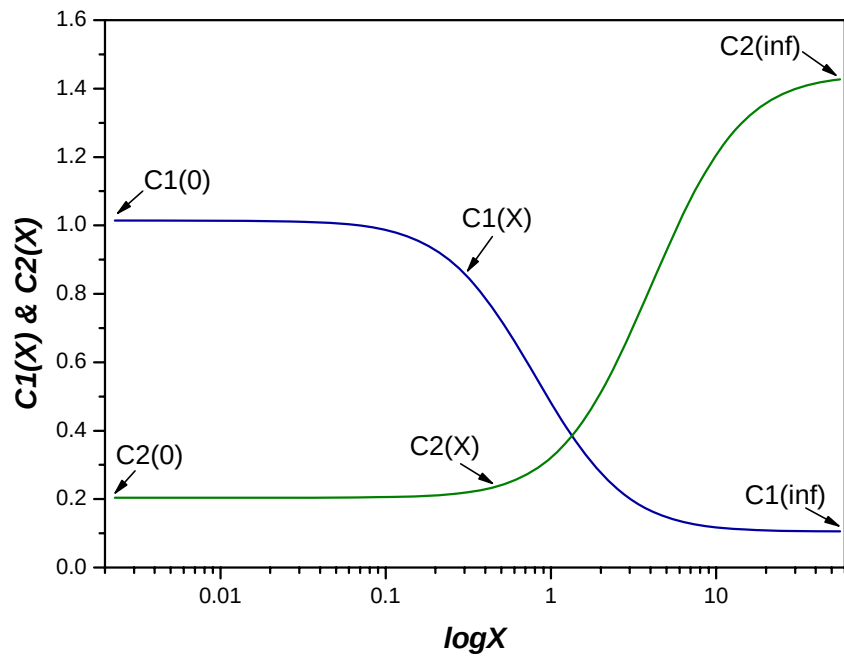


그림 3.127 구속압 100kPa 점성토의 C_1 , C_2 의 변화

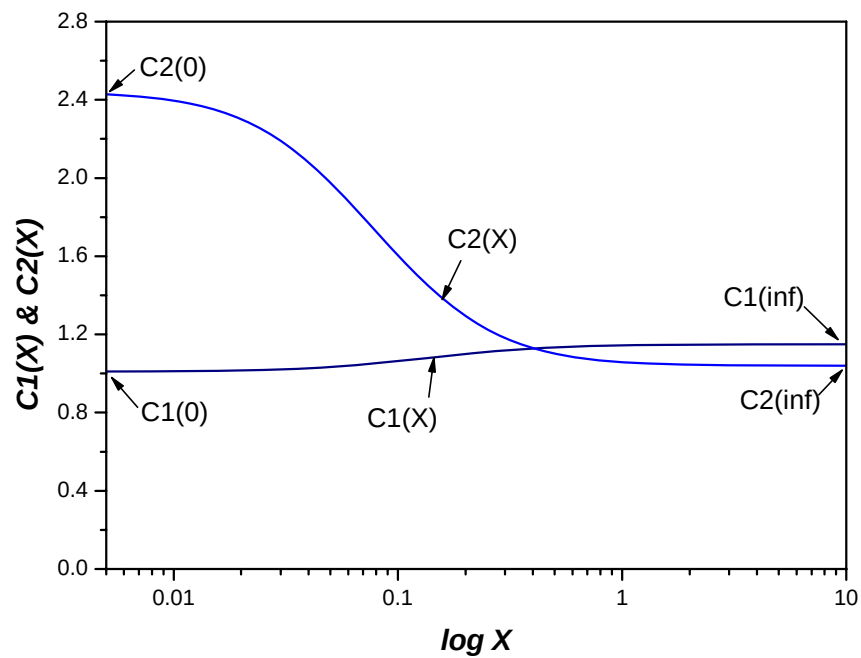


그림 3.128 구속압 50kPa 사질토의 C_1 , C_2 의 변화

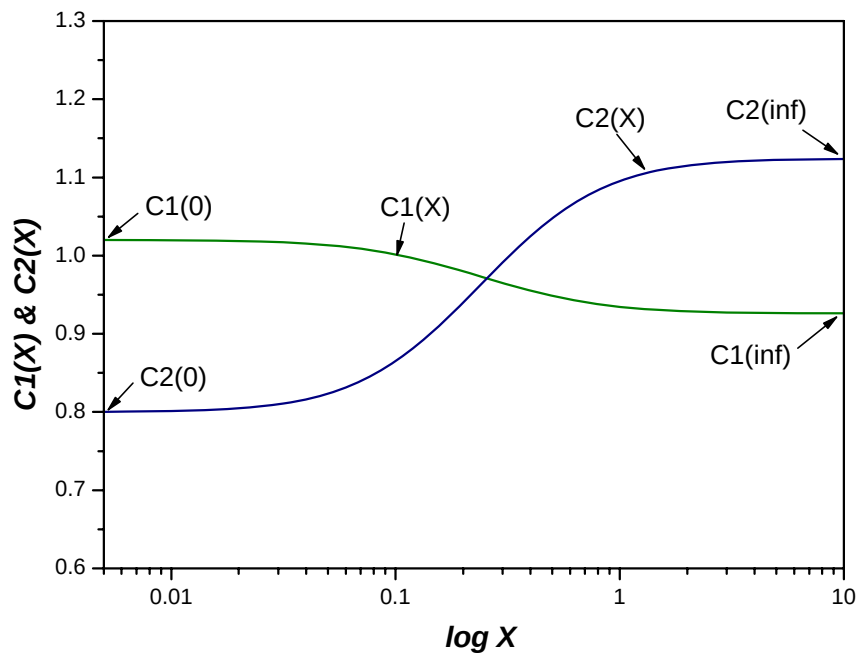


그림 3.129 구속압 100kPa 사질토의 C_1 , C_2 의 변화

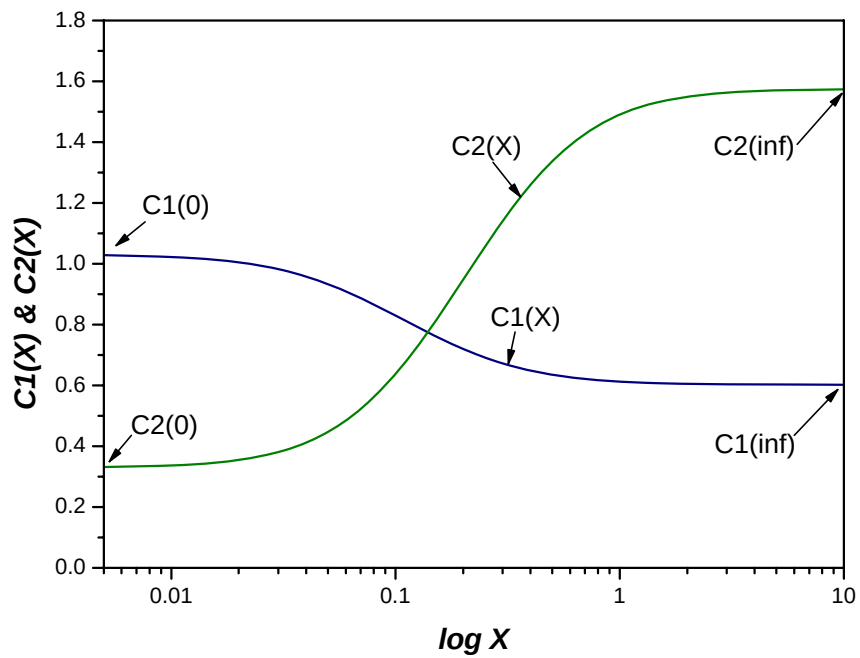


그림 3.130 구속압 200kPa 사질토의 C_1 , C_2 의 변화

그림 3.131 ~ 3.133은 점성토 시료, 그림 3.134 ~ 3.136은 사질토 시료의 실측 데이터와 $y/x \sim y$ 의 관계를 나타낸 것으로, CHE, $1/y \sim 1/x$, GHE에 의한 할선변형계수의 적합성을 보여주고 있다.

각각의 그림에서 나타나는 바와 같이 응력증가에 수반하여 할선변형계수가 변화함에 따라 GHE는 초기로부터 파괴시까지 상대적으로 잘 일치하는 반면, CHE, $1/y \sim 1/x$ 의 관계는 각각 중간 이상의 응력수준 및 초기부분의 응력수준에서만 할선변형계수가 일치하고 있다.

이는 CHE, $1/y \sim 1/x$ 의 관계가 각각 큰 변형률과 작은 변형률만을 고려한 보정계수만을 이용하는데 반하여 GHE는 초기로부터 파괴시까지의 응력수준 뿐만 아니라 전체변형률을 고려할 수 있도록 보정계수가 변형률의 함수로 이루어지기 때문이다.

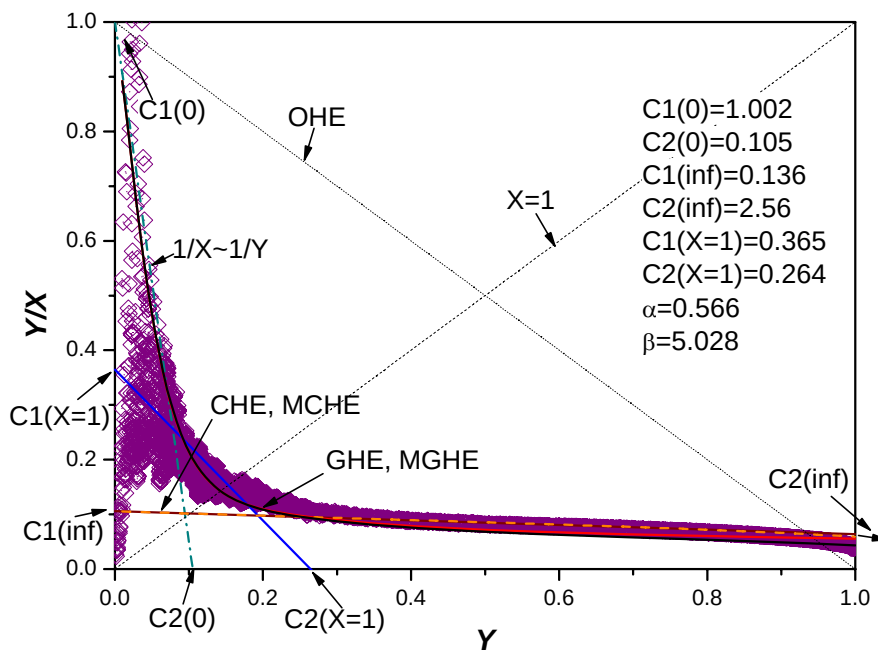


그림 3.131 구속압 25kPa 점성토 데이터와 $y/x \sim y$ 관계

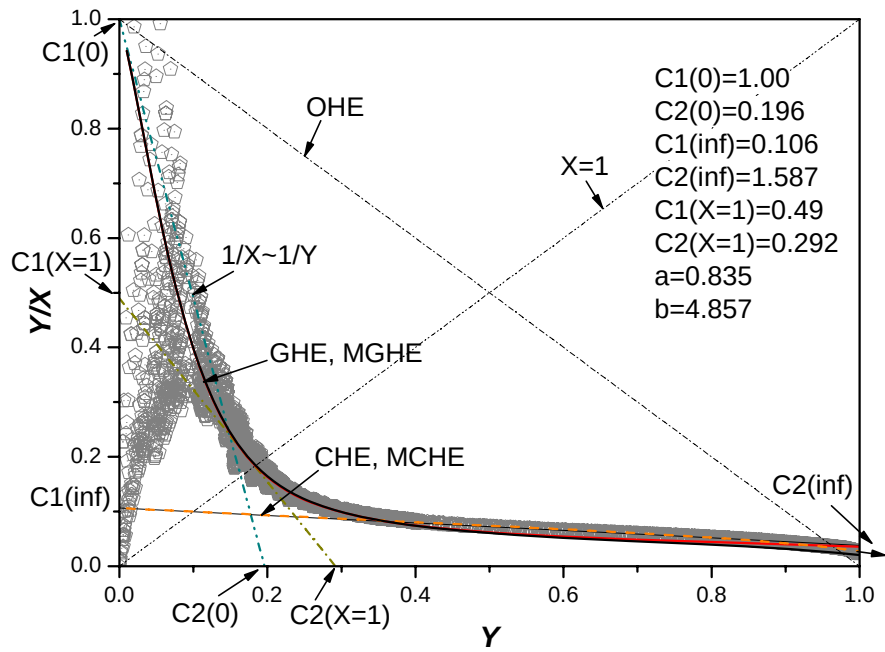


그림 3.132 구속압 50kPa 점성토 데이터와 $y/x \sim y$ 관계

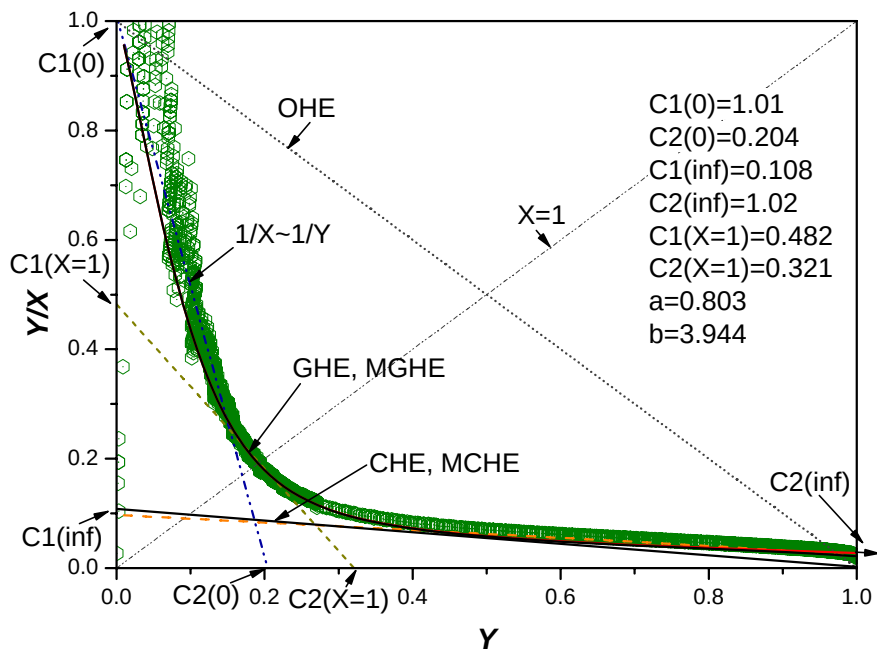


그림 3.133 구속압 100kPa 점성토 데이터와 $y/x \sim y$ 관계

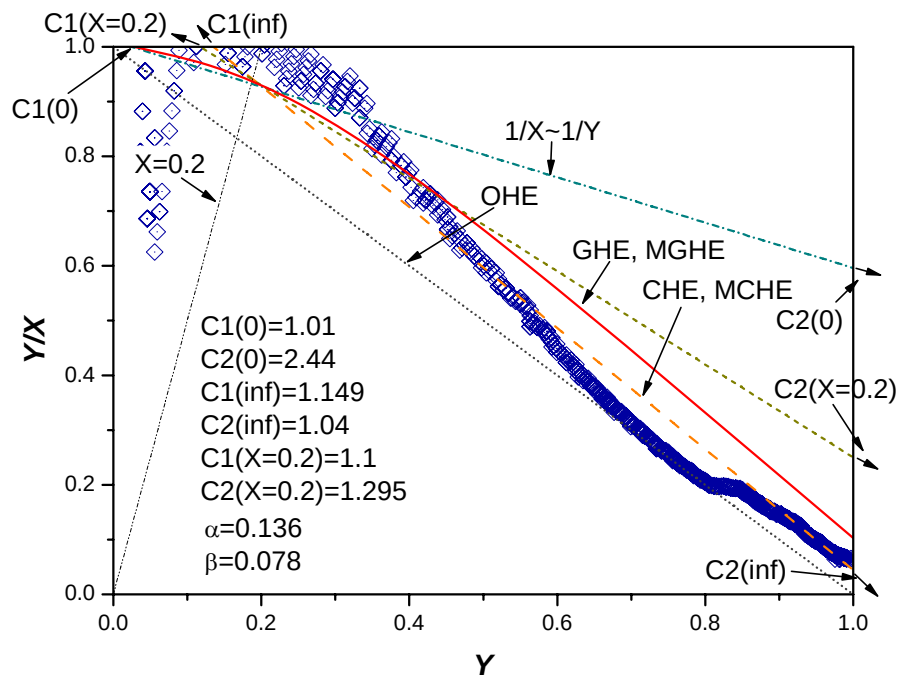


그림 3.134 구속압 50kPa 사질토 데이터와 $y/x \sim y$ 관계

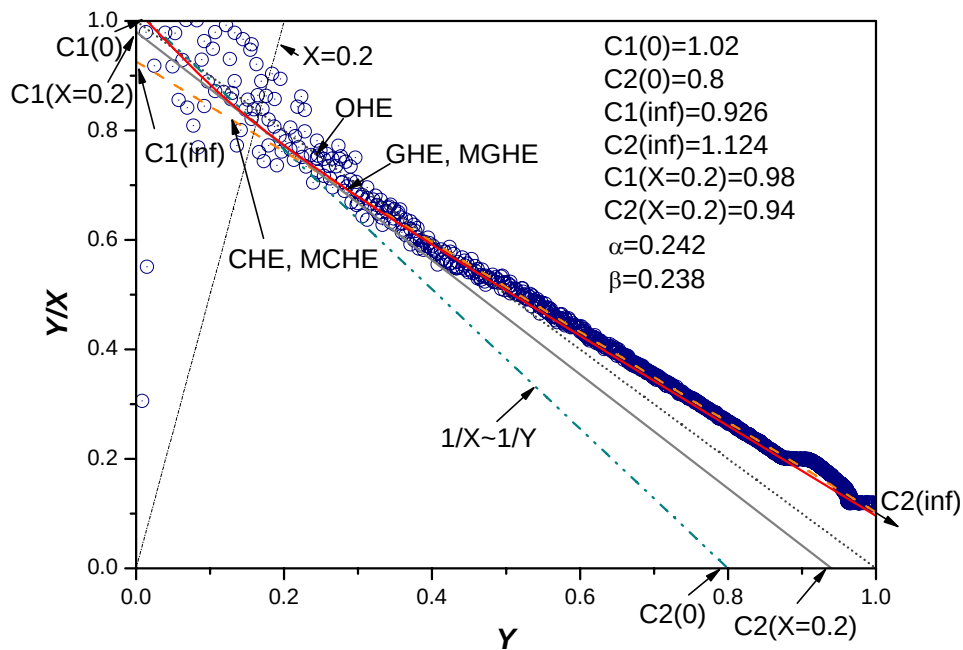


그림 3.135 구속압 100kPa 사질토 데이터와 $y/x \sim y$ 관계

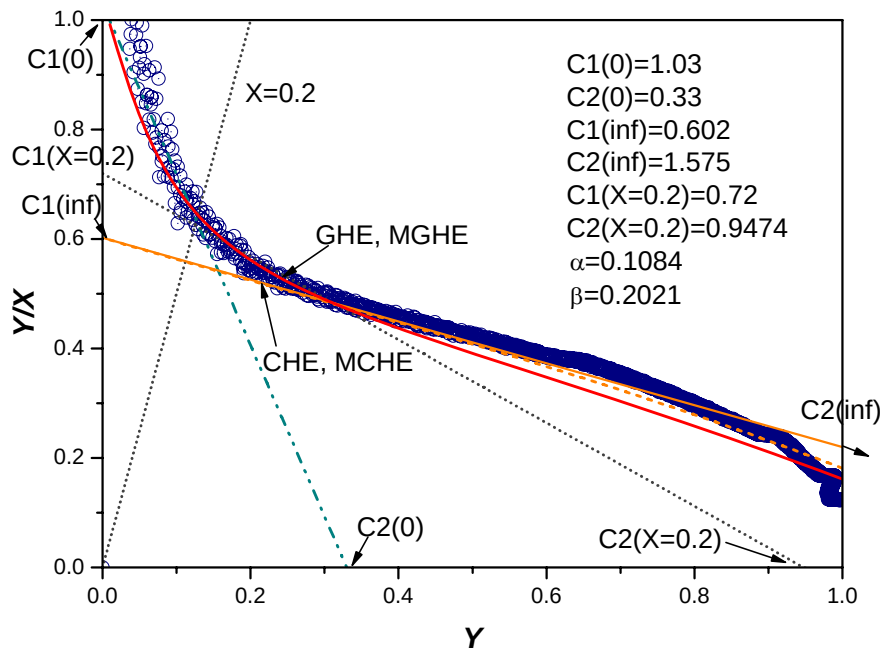


그림 3.136 구속압 200kPa 사질토 데이터와 $y/x \sim y$ 관계

그림 3.137 ~ 3.142은 $y/x \sim \log x$ 의 관계를 나타내고 있다. 이 관계는 변형률수준(x)에 따른 할선변형계수(y/x)의 변화를 나타내는 것으로, 응력수준(y)에 따른 할선변형계수(y/x)의 변화를 나타낸 그림들과 같이 각각의 보정계수를 사용하는 비선형 방정식의 적합성을 보여주고 있다. 이 관계들을 살펴보면, CHE는 작은 변형률 수준에서의 변형계수를 심하게 과소평가하고 있으며, 반대로, $1/y \sim 1/x$ 의 관계는 큰 변형률 수준에서의 변형계수를 과소, 또는 과대평가하고 있다. 그러나, GHE는 작은 변형률 수준으로부터 큰 변형률 수준까지 응력수준 및 변형률수준에 따라 변형계수를 잘 표현할 수 있는 것을 알 수 있다.

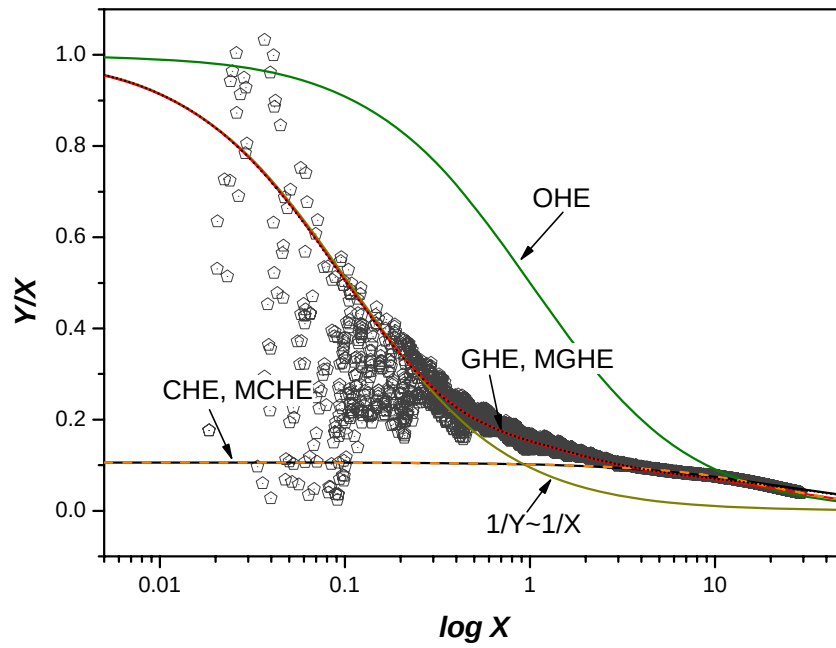


그림 3.137 구속압 25kPa 점성토 데이터와 $y/x \sim \log x$ 관계

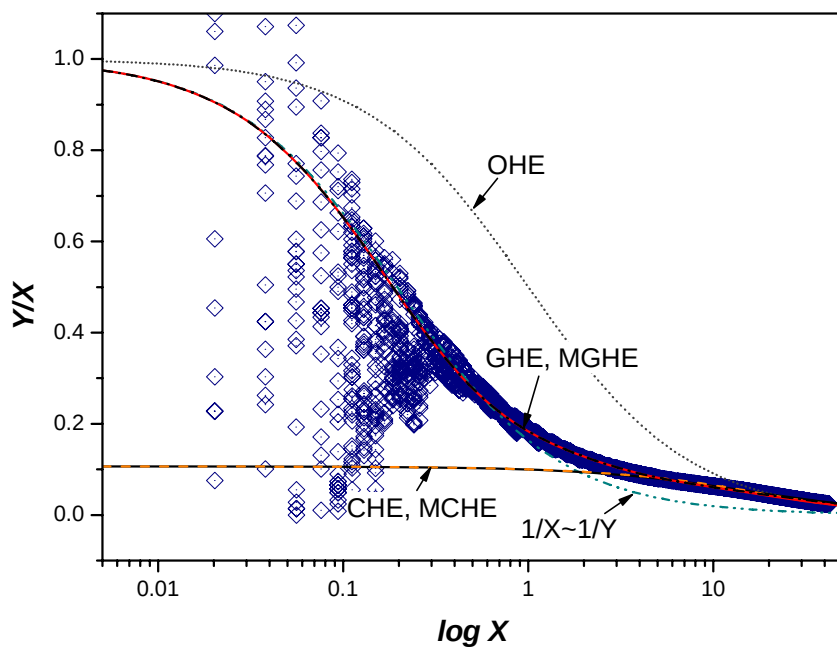


그림 3.138 구속압 50kPa 점성토 데이터와 $y/x \sim \log x$ 관계

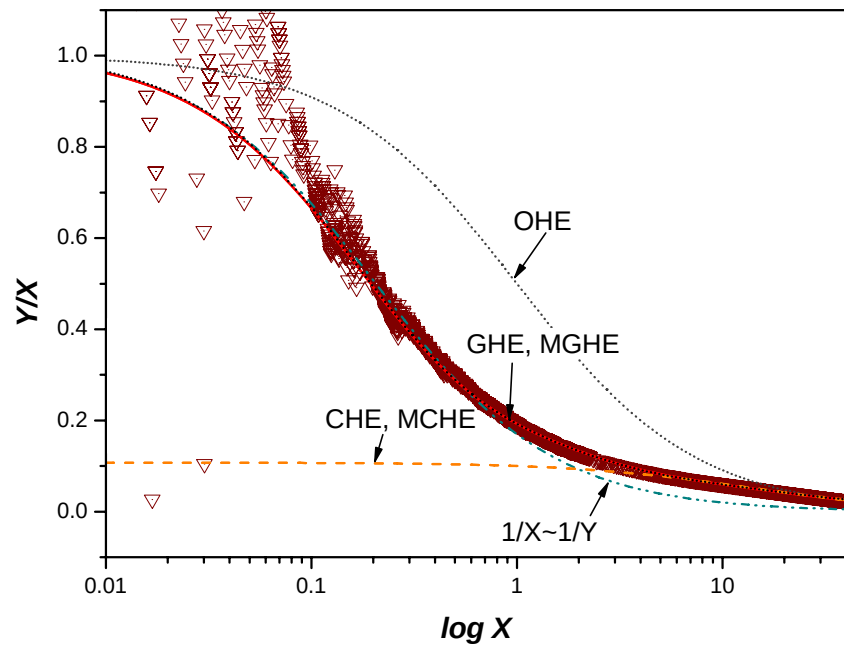


그림 3.139 구속압 100kPa 점성토 데이터와 $y/x \sim \log x$ 관계

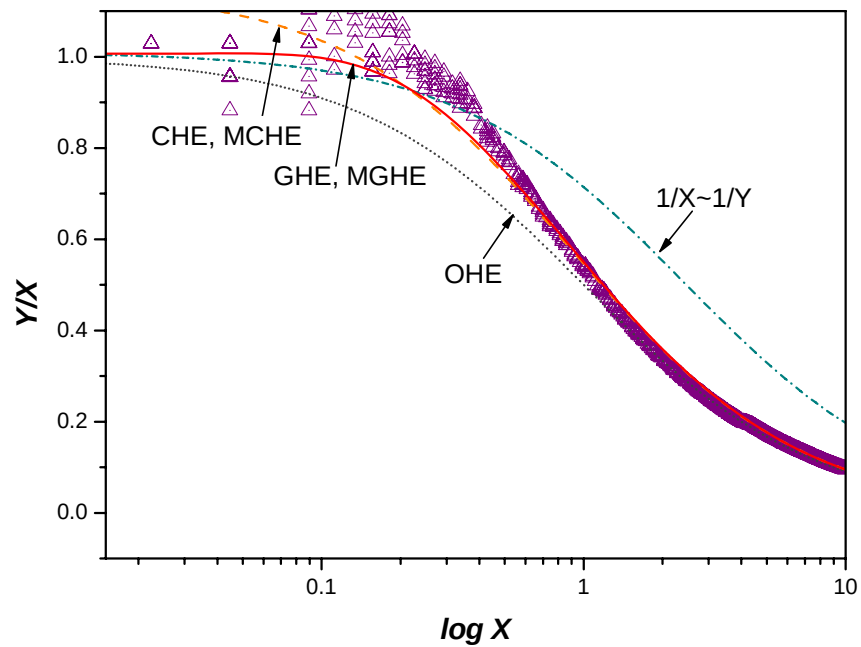


그림 3.140 구속압 50kPa 사질토 데이터와 $y/x \sim \log x$ 관계

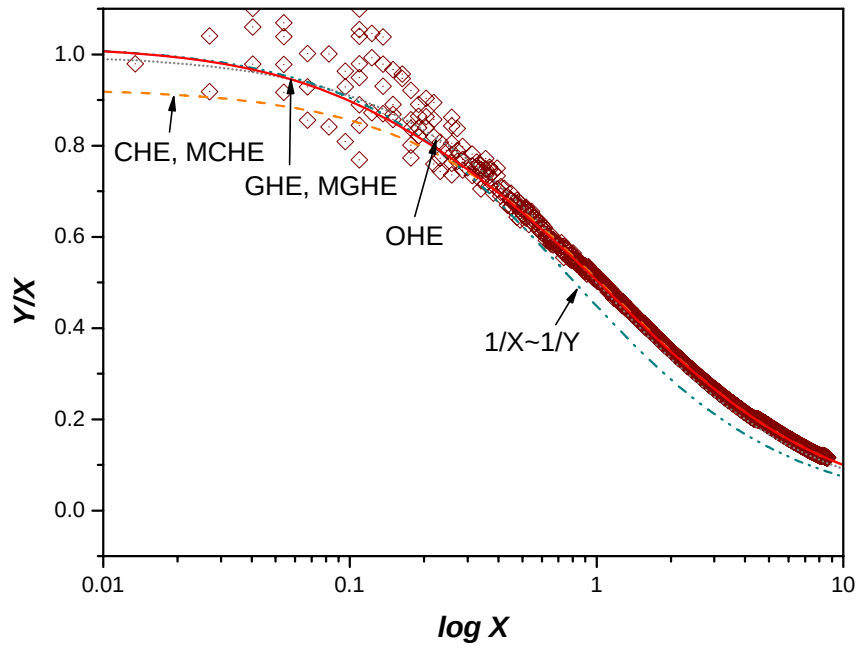


그림 3.141 구속압 100kPa 사질토 데이터와 $y/x \sim \log x$ 관계

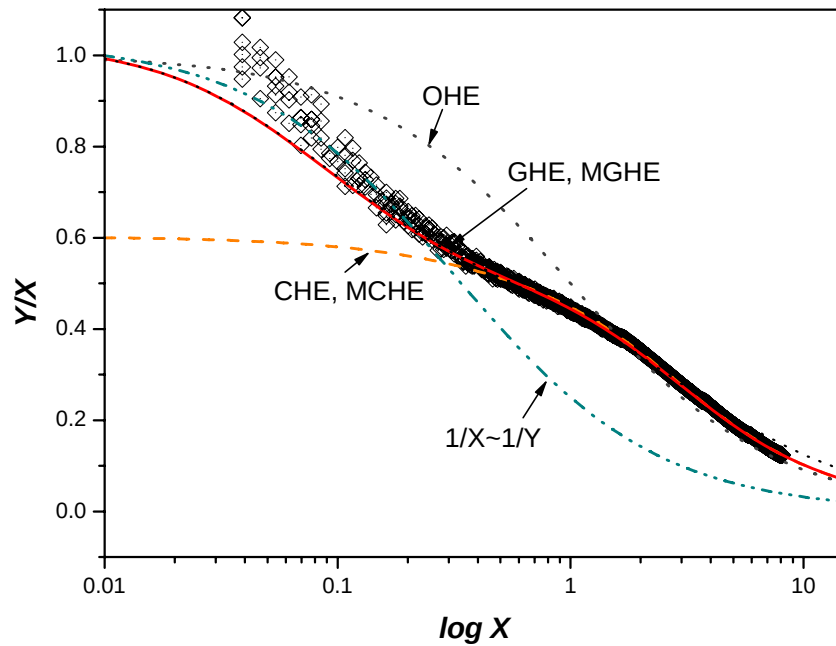


그림 3.142 구속압 200kPa 사질토 데이터와 $y/x \sim \log x$ 관계

그림 3.143 ~ 3.148은 점성토의 삼축압축시험에 의한 응력~변형률을 나타내는 $y \sim x$ 정식화 관계를 나타낸 것으로, 각각의 구속압에서의 전체 변형률 범위와 상대적으로 작은 변형률 범위에 대해서 실측데이터와 각각의 보정계수를 사용하는 비선형 방정식의 적합성을 나타내고 있다. 각각의 그림에서 나타낸 바와 같이 OHE는 극히 초기부분과 파괴부근에서만 실제의 응력~변형률 관계와 일치하고 있으며, $1/y \sim 1/x$ 의 관계식은 초기부분의 응력~변형률 관계를 표현할 수 있을 뿐, 일정 변형률 이상에서는 지반재료의 비선형 응력~변형률 특성을 잘 나타낼 수 없음을 알 수 있다. 파괴시까지의 전체 응력~변형률 관계를 나타낸 그림으로부터 CHE는 상대적으로 넓은 범위에서 비선형 특성을 잘 나타낼 수 있는 것으로 보이나, 작은 응력~변형률 범위에서 나타낸 그림들을 살펴보면, 작은 변형률 범위에서 CHE는 응력~변형률 관계를 과소평가하고 있음을 알 수 있다. 이는 식 (3.7)에 나타낸 바와 같이, 1차식으로 표현되는 $x/y \sim x$ 관계의 보정계수를 사용하기 때문에 비선형적으로 증가하는 초기부분을 고려할 수 없기 때문이다. 또한 중간변형률 이상, 파괴에 근접할수록 CHE는 실제보다 과대평가되고 있다.

보정계수를 변형률의 함수로 정의한 GHE는 초기로부터 중간변형률 이상의 데이터에서 보다 양호한 결과를 보여주고 있으나, 역시 파괴부근에 근접할수록 실제보다 과대평가되고 있는 것은 CHE와 다르지 않다.

그 이유는 GHE가 $1/y \sim 1/x$ 관계에서의 보정계수와 CHE의 보정계수를 결합하는 형태의, 변형률의 함수로서 보정계수들을 사용하기 때문에 CHE가 $x/y \sim x$ 의 관계에서 실측 데이터는 곡선으로 나타내지는 반면, 정식화된 식은 1차식으로 표현될 수밖에 없으므로, 파괴부근을 잘 표현할 수 없기 때문이다. 앞서 나타낸 응력수준 및 변형률수준에 따른 할선변형계수의 변화는 상대적으로 잘 표현할 수는 있으나 응력~변형률 관계는 이와 같은 이유로 파괴시까지 일반화시키기 어렵다.

그림 3.149 ~ 3.154는 사질토의 삼축압축시험에 의한 응력~변형률을 나타내는 $y \sim x$ 정식화 관계를 나타낸 것으로, 각각의 구속압에서의 전체 변형률 범위와 상대적으로 작은 변형률 범위에 대해서 실측데이터와 각각의 보정계수를 사용하는 비선형 방정식의 적합성을 나타내고 있다. 정도의 차이는 있으나, 점성토의 경우와 비슷한 경향을 나타내고 있음을 알 수 있으며, 구속압 50, 100kPa인 사질토의 $x/y \sim x$ 실측 데이터가 선형을 이루어 1차식으로 나타낸 CHE가 초기부분을 약간 과소평가함을 제외하고 파괴시까지 양호한 결과를 보여주고 있으며, 이에 따라 GHE 또한 초기부

분을 수정하여 전체적으로 양호하게 표현할 수 있다. 그러나 대부분의 데이터는 $x/y \sim x$ 실측 데이터가 곡선을 이루고 있어 파괴부근을 제대로 표현할 수 없으며, 이와 같은 이유로 앞서 duncan and chang 모델과 같은 비선형 구성모델은 파괴비를 도입하여 강제로 파괴시의 응력~변형률을 수정하게 된다.

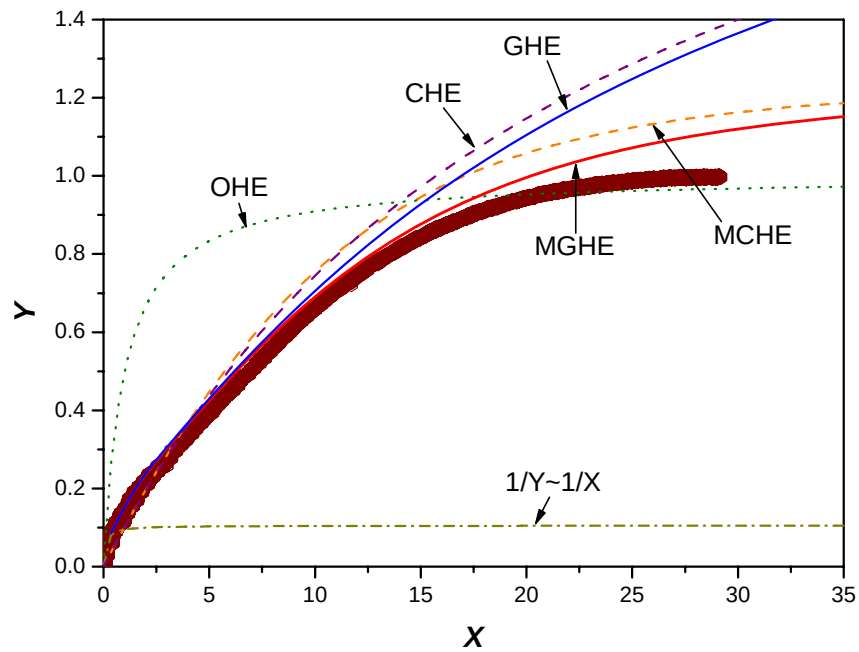


그림 3.143 구속압 25kPa 점성토 데이터와 $y \sim x$ 관계

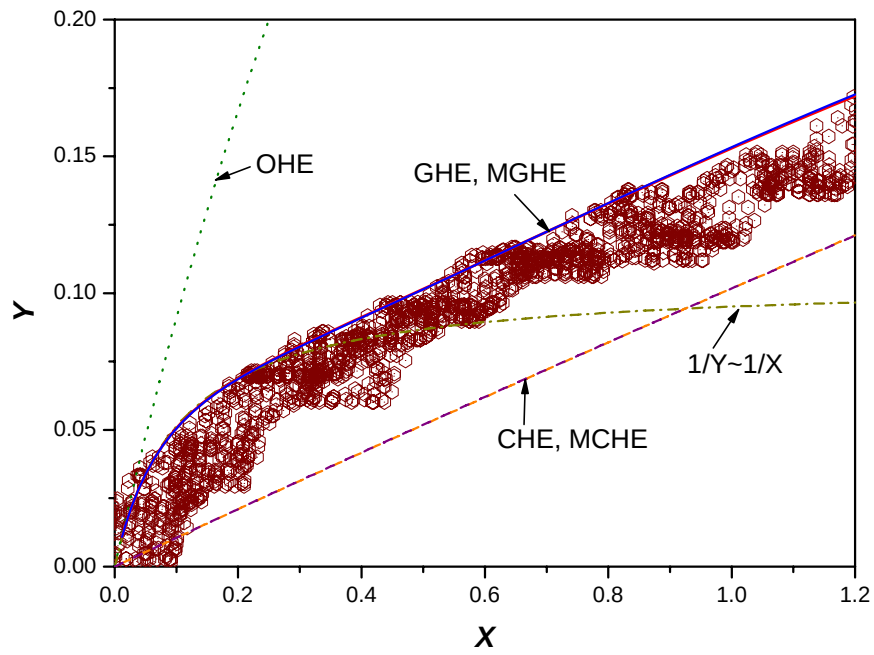


그림 3.144 구속압 25kPa 점성토 데이터와 $y \sim x$ 관계 (작은 변형률)

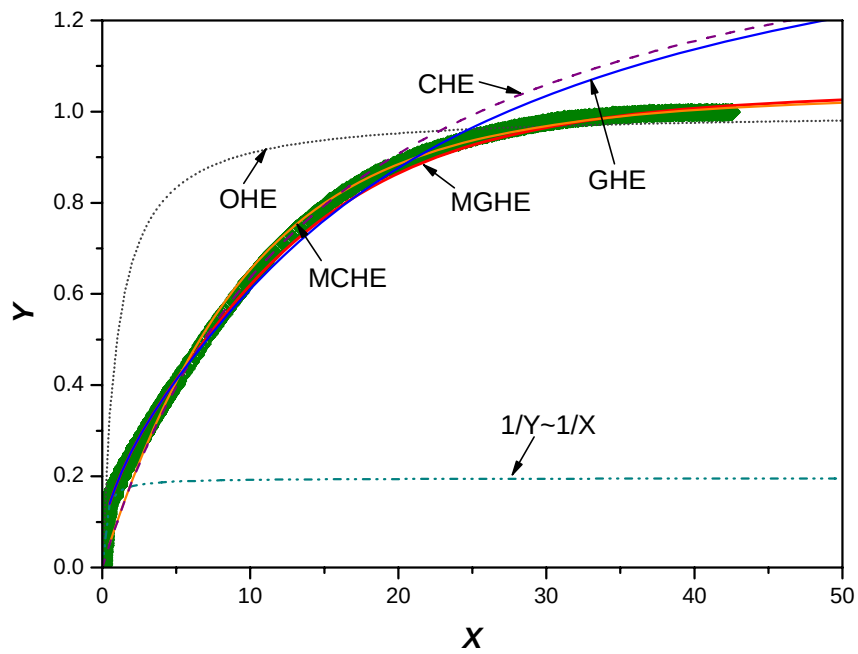


그림 3.145 구속압 50kPa 점성토 데이터와 $y \sim x$ 관계

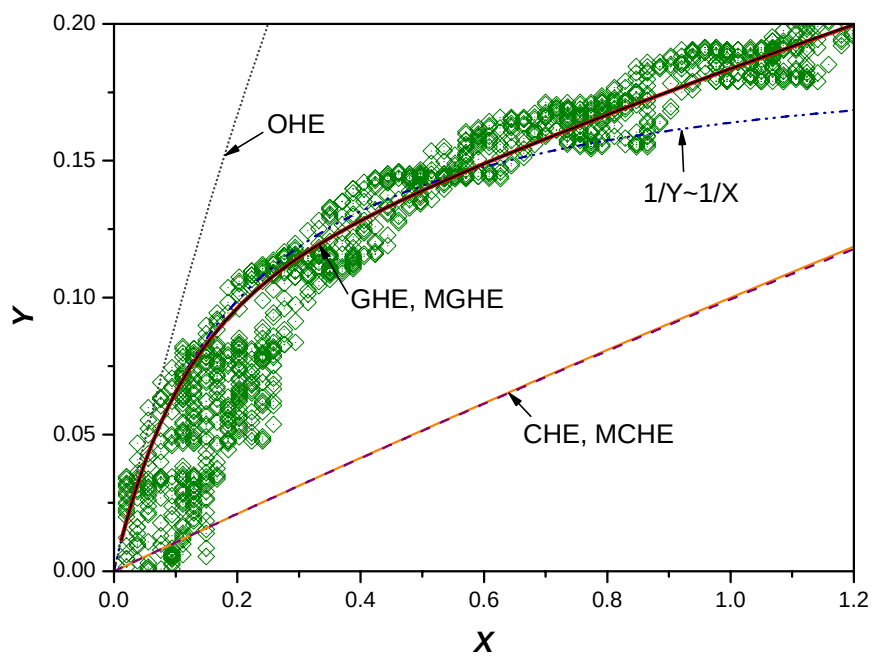


그림 3.146 구속압 50kPa 점성토 데이터와 $y \sim x$ 관계 (작은 변형률)

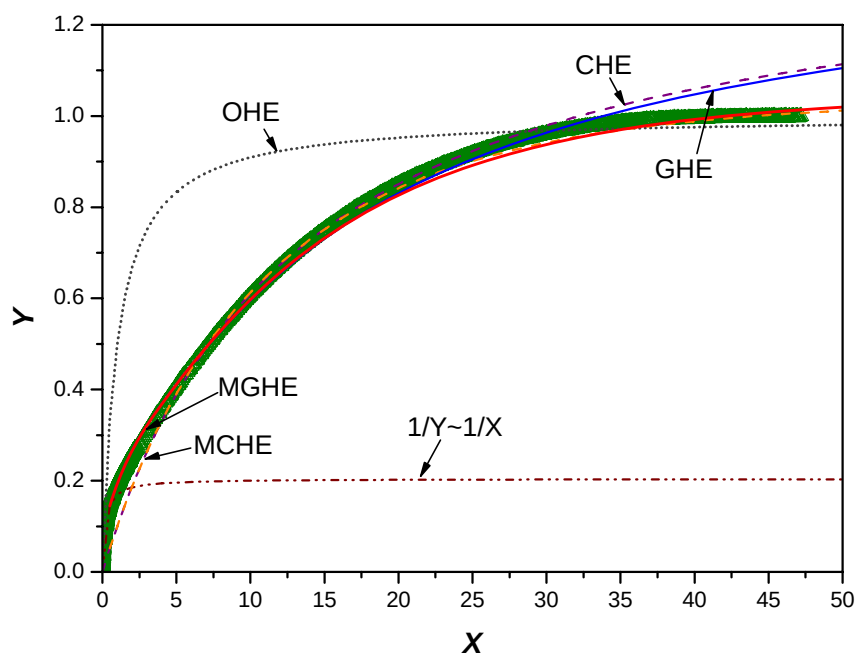


그림 3.147 구속압 100kPa 점성토 데이터와 $y \sim x$ 관계

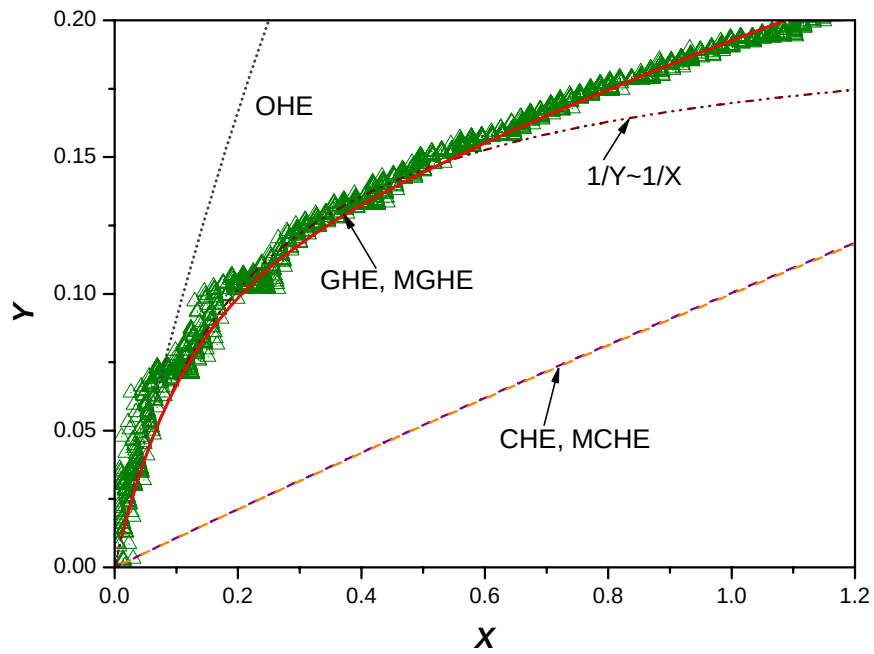


그림 3.148 구속압 100kPa 점성토 데이터와 $y \sim x$ 관계 (작은 변형률)

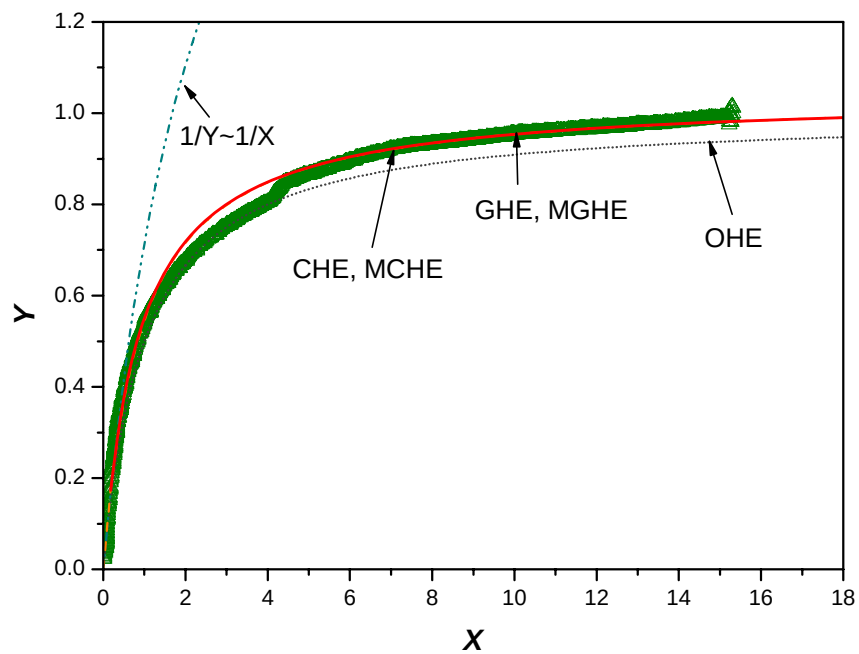


그림 3.149 구속압 50kPa 사질토 데이터와 $y \sim x$ 관계

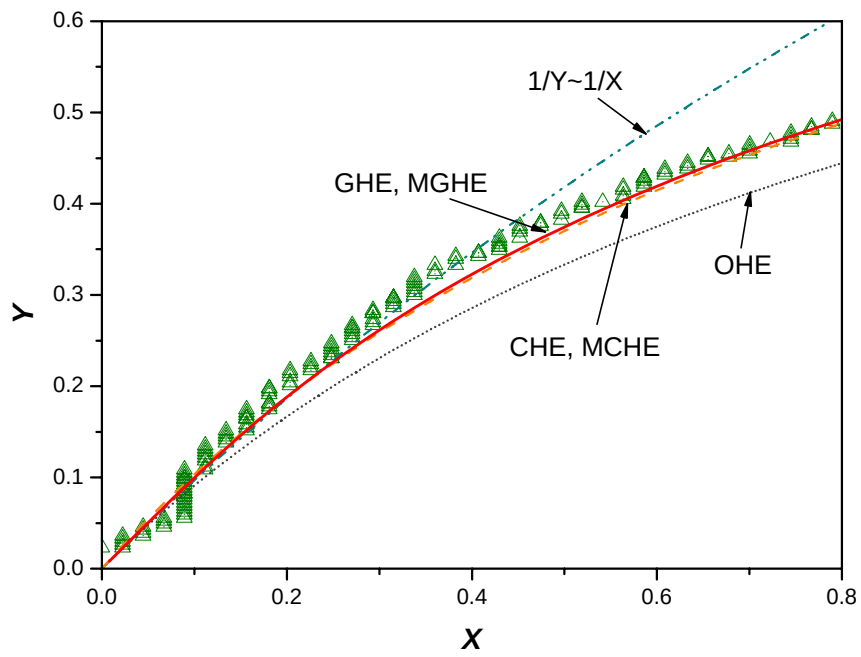


그림 3.150 구속압 50kPa 사질토 데이터와 $y \sim x$ 관계 (작은 변형률)

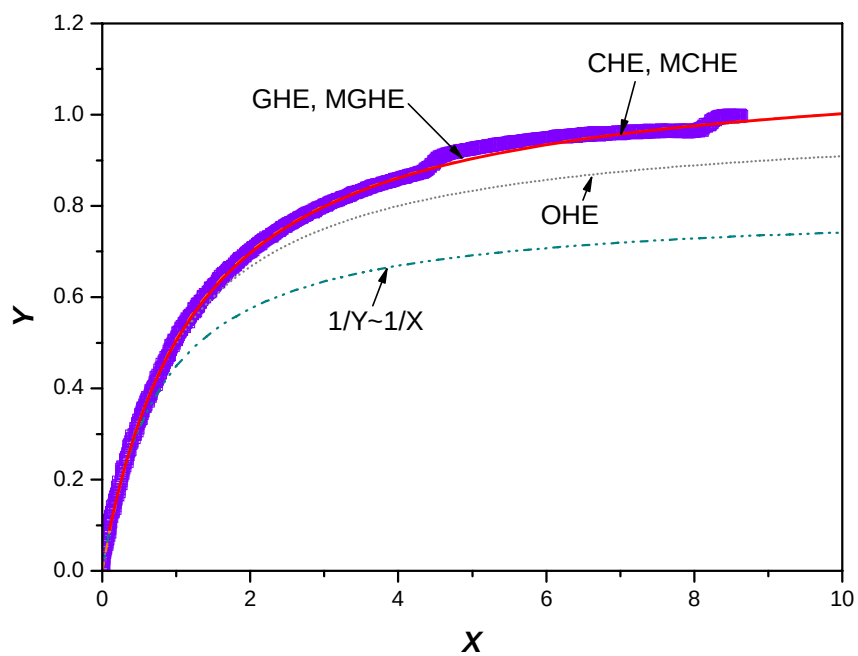


그림 3.151 구속압 100kPa 사질토 데이터와 $y \sim x$ 관계

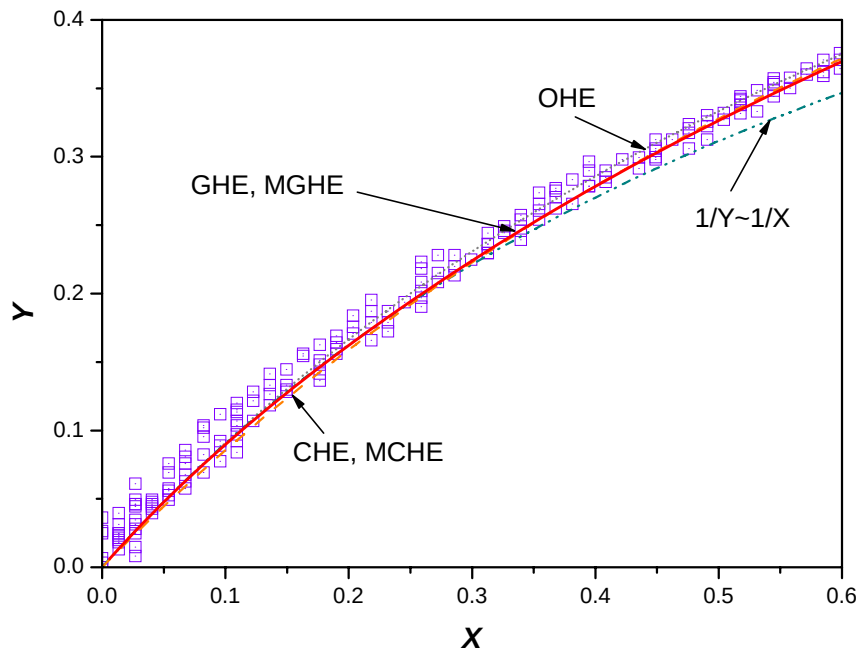


그림 3.152 구속압 100kPa 사질토 데이터와 $y \sim x$ 관계(작은 변형률)

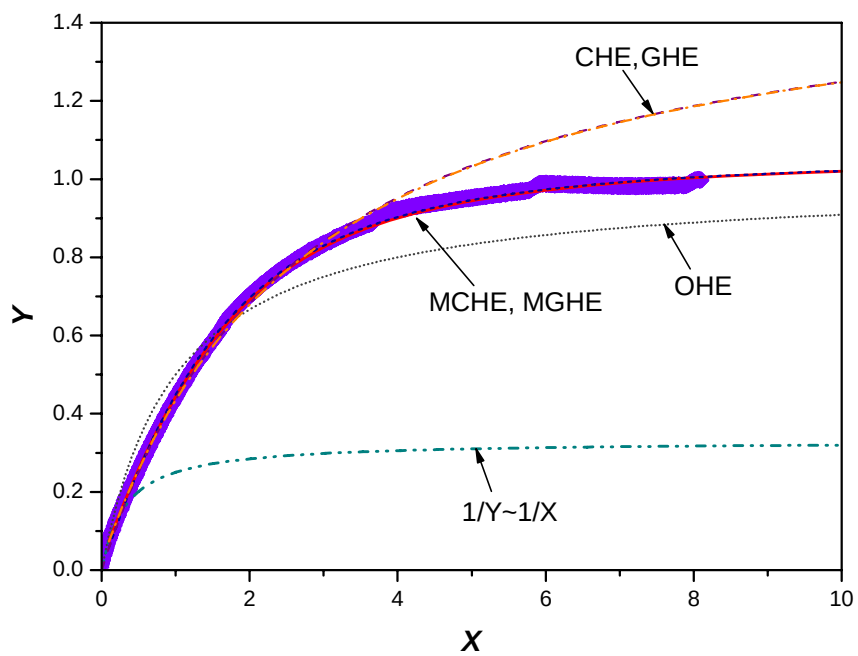


그림 3.153 구속압 200kPa 사질토 데이터와 $y \sim x$ 관계

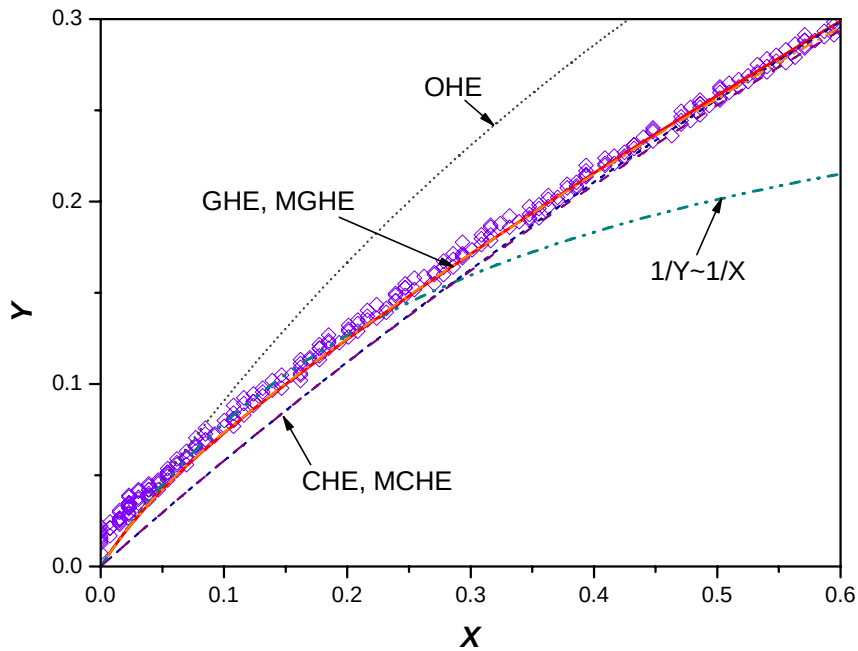


그림 3.154 구속압 200kPa 사질토 데이터와 $y \sim x$ 관계 (작은 변형률)

라. CHE 및 GHE의 수정된 쌍곡선 함수의 제안

앞서 설명한 바와 같이 큰 변형률수준 및 작은 변형률수준에 대한 비선형 방정식과 이들을 결합한 형태의 보정계수를 변형률의 함수로 정의한 비선형 방정식은 다음과 같은 사항을 문제점으로 지적할 수 있다.

전체적으로는 응력~변형률 쌍곡선 관계식은 서로 다른 두 특정분야에서 서로 다른 방법으로 사용되어져 왔다. 즉, 정적재하 문제에서 쌍곡선 관계의 보정계수는 측정된 응력~변형률 관계로부터 상대적으로 큰 변형률 및 파괴에 가까운 조건에서 결정하고 있고(CHE), 반면에 동적재하 분야에서는 보정계수를 상대적으로 작은 변형률에서 결정하고 있다($1/y \sim 1/x$ 관계). 따라서, 이러한 결과로 얻어진 두 관계식은 서로 다르고, 서로 다른 분야에 적용하기가 곤란하다. 한편, GHE는 보정계수를 변형률의 함수로 정의하여 작은 변형률로부터 큰 변형률까지 광범위한 범위에서 적용할 수 있다. 그러나, GHE는 CHE와 $1/y \sim 1/x$ 관계식의 보정계수를 결합한 형태이므로, $x/y \sim x$ 관계에서 실측관계는 곡선인 반면, 1차식으로 표현되는 경우, 파괴에 근접할수록 이 쌍곡선식은 비선형 응력~변형률 관계를 정확히 표현할 수 없다. 따라서, 연약 점성토로부터 경암까지 서로 다른 정도의 비선형성을 나타내는 다양한

지반재료에 일관성 있고, 간결하게 적용하기에는 곤란하여, 일반화할 수 없다. 이와 같은 문제를 해결하기 위하여, 이하에서는 기존의 쌍곡선식을 수정하는 방법에 대하여 기술하고 실측 데이터와의 비교를 통하여 검증함으로써, 광범위하게 나타나는 서로 다른 정도의 비선형성에 대하여 일반화할 수 있는 쌍곡선 관계식을 기술한다.

(1) 새로운 함수의 도출 및 적용성 검토

비선형 응력~변형률 거동을 실제에 가깝게 표현하기 위한 Prevost & Keane의 수학적 경계조건을 충족시키는 방법 및 Tanaka 등의 연결함수를 이용, 기존의 쌍곡선 관계식을 수정한 방법 등이 있으나, 매수변수가 너무 많아지고, 유한요소해석 등 공학적으로 이용할 경우, 구성방정식의 코딩이 용이하지 않아, 함수의 제안에 그치고 있다. 따라서, 초기로부터 파괴시까지 전 변형률 영역에서 비선형 응력~변형률 관계를 정확히 표현할 수 있으면서도, 유한요소해석 등을 위한 구성방정식의 코딩이 가능할 수 있도록 하는 방법으로 먼저, 식 (3.6)과 같은 비선형 쌍곡선 관계식의 형태를 유지하도록 하였다. 이러한 이유에 대해서는 다음 장에서 설명하기로 한다. 쌍곡선 함수의 원형을 유지하여 $x/y \sim x$ 관계에서 1차식으로 표현하며, 곡선으로 변화하는 실측데이터를 일치시키기 위한 방법으로 GHE에서 사용한 방법과 같이 보정계수 C_1 과 C_2 의 역수인 A_1 , A_2 를 변형률의 함수로 식 (3.14) 및 식 (3.15)로 표현하는 방법을 제안할 수 있다.

$$A_1(x) = \frac{A_{11} + A_{12}}{2} + \frac{A_{11} - A_{12}}{2} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{\eta/x + 1}\right) \quad (3.14)$$

$$A_2(x) = \frac{A_{21} + A_{22}}{2} + \frac{A_{21} - A_{22}}{2} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{\xi/x + 1}\right) \quad (3.15)$$

여기서, A_{11} , A_{21} 는 $x/y \sim x$ 관계에서 하나의 직선으로 나타낸 y 축 절편과 직선의 기울기이며, A_{12} , A_{22} 는 다른 하나의 직선으로 나타낸 y 축 절편과 직선의 기울기 값이다. η 와 ξ 는 라디안 상수로 정의된다.

그림 3.155 ~ 3.160은 $x/y \sim x$ 관계의 점성토 및 사질토의 실측데이터와 식 (3.14), 식 (3.15)에 의한 보정계수의 결정방법을 나타내고 있다. 각각의 그림에서 나타낸

바와 같이 실험데이터를 두 개의 직선관계로 설정하고, 이 두 직선이 교차하는 지점에서 가상의 접선에 해당되는 상수를 구하여 각각의 식 좌변에 대입하고, 그 x 값에 해당되는 η 와 ξ 를 구하여 $A_1(x)$ 과 $A_2(x)$ 를 산정할 수 있다. 한편, $x/y \sim x$ 관계에서 그림 3.158 및 그림 3.159과 같이 실험데이터가 직선으로 나타나는 경우에는, 제안된 변형률의 함수로 정의된 각각의 매개변수는 A_{11} 과 A_{12} 및 A_{21} 과 A_{22} 를 동일한 값으로 취할 수 있고 η 와 ξ 를 0으로 취하면, CHE에서와 같이 하나의 상수로 나타낼 수 있다.

이에 따라, 식 (3.6)에 나타낸 보정계수 G_1 과 G_2 는 $1/A_1(x)$ 와 $1/A_2(x)$ 로 변화시켜 다음과 같이 식 (3.16)으로 나타낼 수 있다.

$$y = \frac{x}{A_1(x) + A_2(x) \cdot x} \quad (3.16)$$

이 식은, CHE에서 상수로 표현된 보정계수를 변형률의 함수로서 정의하여, 초기부분을 제외한 나머지 부분의 적용성이 양호하게 수정되어지고, 식 (3.16)의 원 쌍곡선 방정식의 변형 없이 단순한 형태로 수정하여 표현할 수 있다. 또한 실험 데이터가 직선 또는 곡선 형태에 상관없이, 일반식으로서 사용이 가능하다. 이와 같이 CHE를 수정한 식 (3.16)은 수정된 통상적인 쌍곡선 방정식(Modified Conventional Hyperbolic Equation ; MCHE)으로 제안한다.

MCHE는 응력수준 및 변형률수준에 따른 변형률의 변화를 나타낸 그림 3.131 ~ 3.142에서와 같이 CHE와 다르지 않은 결과를 보여주고 있으나, 응력~변형률 관계를 나타내는 그림 3.143 ~ 3.154에서와 같이 파괴에 근접할수록 CHE보다 비선형 응력~변형률 관계를 상대적으로 잘 표현할 수 있음을 알 수 있다. 그 이유는, MCHE 역시, 작은 변형률수준에서의 일치성은 고려하지 않고 있기 때문에, 작은 변형률범위에서는 여전히 CHE와 같이 할선변형률 및 응력~변형률 관계를 과소평가하고 있기 때문이다.

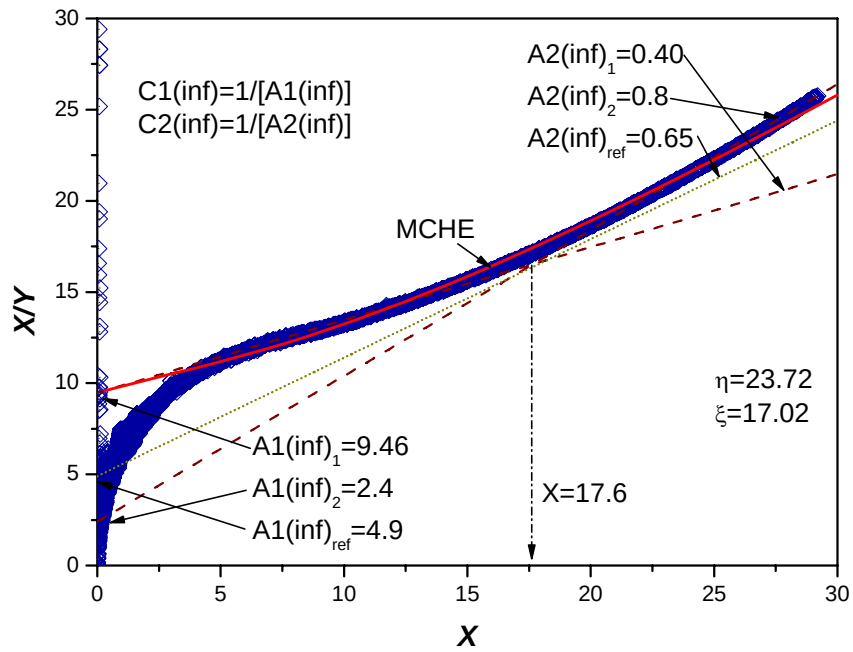


그림 3.155 구속압 25kPa 점성토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계 및 CHE의 수정

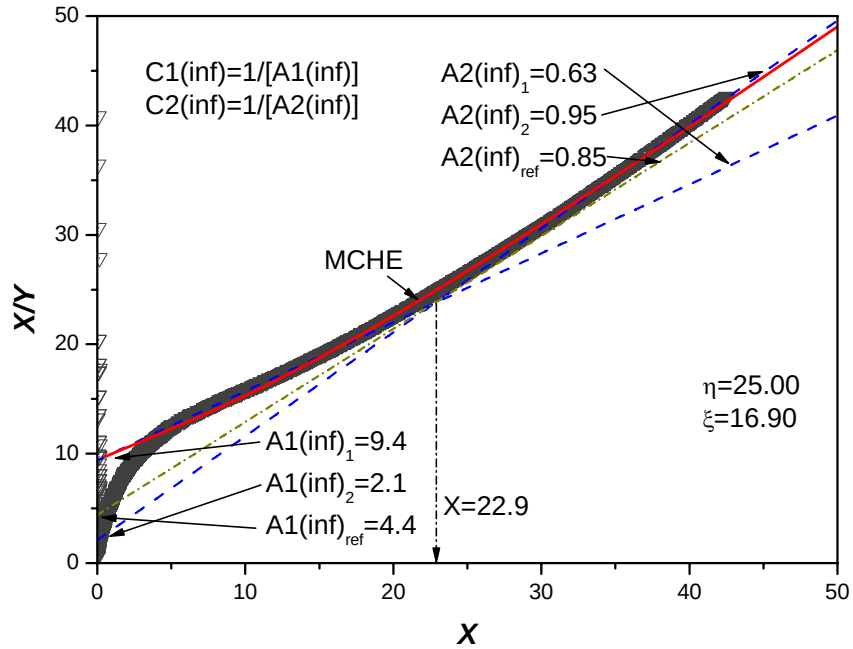


그림 3.156 구속압 50kPa 점성토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계 및 CHE의 수정

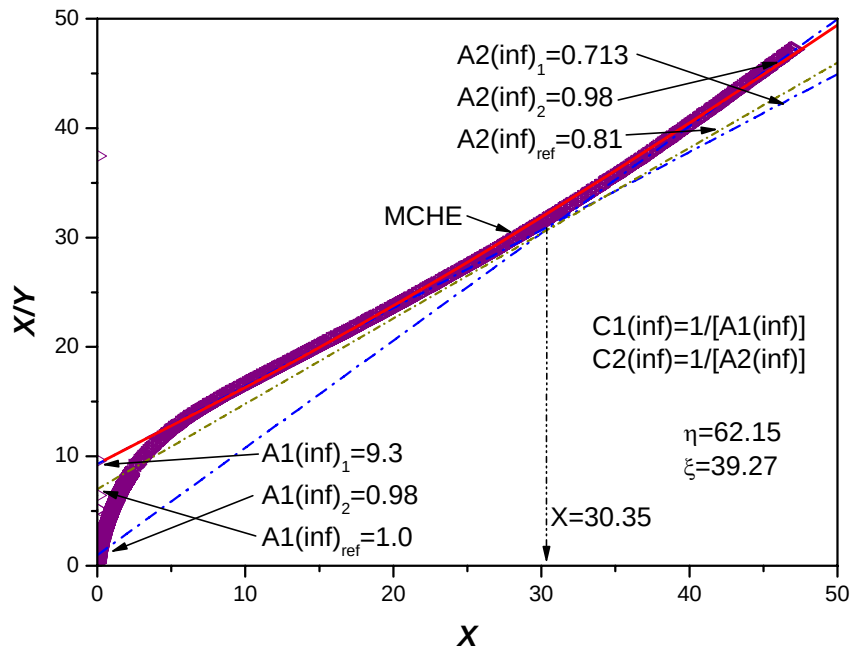


그림 3.157 구속압 100kPa 점성토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계 및 CHE의 수정

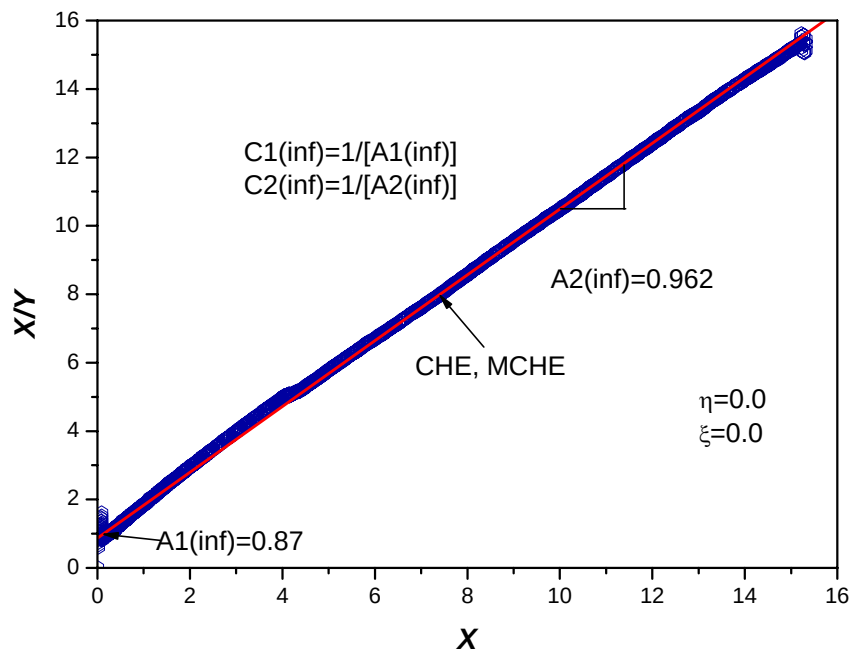


그림 3.158 구속압 50kPa 사질토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계 및 CHE의 수정

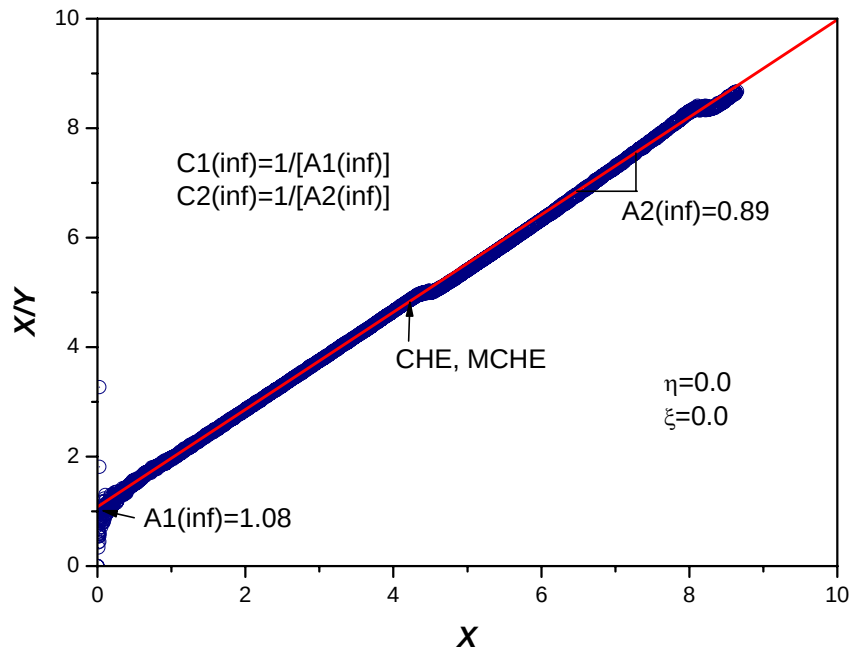


그림 3.159 구속압 100kPa 사질토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계 및 CHE의 수정

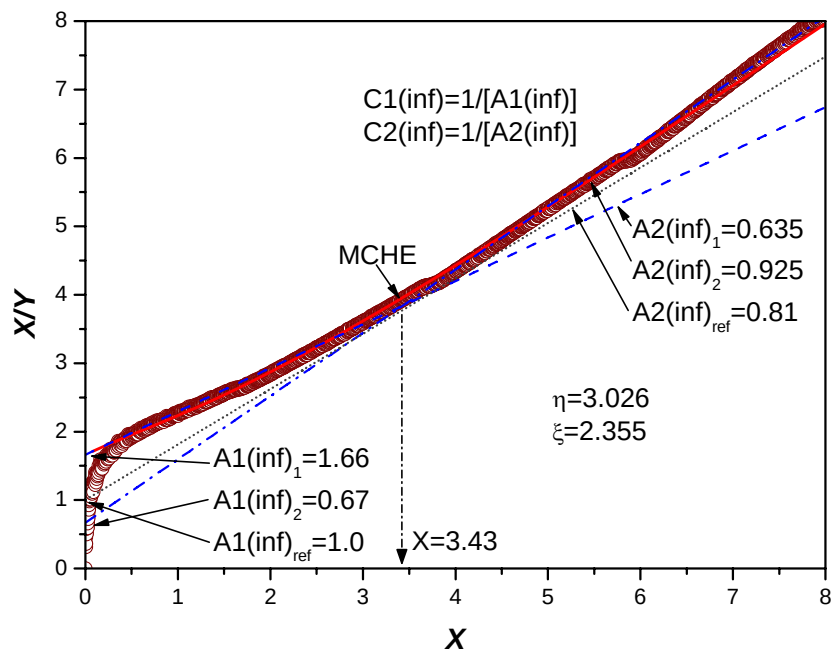


그림 3.160 구속압 200kPa 사질토 데이터와 $x/y \sim x$ 관계 및 CHE의 수정

MCHE는 파괴에 근접할수록 과대평가되는 기존 CHE의 응력~변형률 관계를 개선하였으나, 여전히 작은 변형률범위에서의 일치성은 양호하지 못하다. 이러한 MCHE를 개선하기 위해서 작은 변형률범위의 응력 변형률 관계를 정확히 표현할 수 있는 $1/y \sim 1/x$ 관계식을 결합하는 GHE에 제안된 MCHE를 결합하여 초기로부터 파괴시까지 전체 변형률 영역에서 적합한 쌍곡선 방정식으로서 각기 다른 비선형성을 나타내는 지반재료의 비선형 거동을 표현할 수 있는 일반화된 식을 고려하였다.

즉, 식 (3.14)과 식 (3.15)의 $A_1(x)$, $A_2(x)$ 는 큰 변형률범위에서의 쌍곡선 방정식의 보정계수 함수라 할 수 있으므로 GHE에서는 식 (3.11)과 식 (3.12)의 $C_1(\infty)$ 와 $C_2(\infty)$ 의 역수에 해당된다. 따라서 이를 대치하면 변형률의 함수로 정의된 보정계수는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$C_1(x) = \frac{C_1(0) + 1/A_1(x)}{2} + \frac{C_1(0) - 1/A_1(x)}{2} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{\frac{\alpha}{x} + 1}\right) \quad (3.17)$$

$$C_2(x) = \frac{C_2(0) + 1/A_2(x)}{2} + \frac{C_2(0) - 1/A_2(x)}{2} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{\frac{\beta}{x} + 1}\right) \quad (3.18)$$

식 (3.17)과 식 (3.18)을 식 (3.6)과 같이 기본형태의 쌍곡선 함수에 대입하게 되면, 다양한 비선형성을 가지는 지반재료의 초기로부터 파괴시까지 응력~변형률 관계를 일반화하여 정확히 표현할 수 있다. 이와 같이 변형률의 함수로 정의하고 GHE의 일반성이 결여된 부분을 수정한 쌍곡선 방정식을 수정 일반화된 쌍곡선 방정식 (Modified Generalized Hyperbolic Equation ; MGHE)라고 정의하였다.

MGHE는 그림 3.131 ~ 3.142에 나타난 바와 같이 응력수준 및 변형률 수준에 따른 할선변형계수의 변화를 GHE와 함께 비교적 정확히 표현할 수 있으며, 응력~변형률 관계를 나타낸 그림 3.143 ~ 3.154에서 알 수 있듯이 기존의 CHE, GHE에 비하여 초기로부터 파괴시까지의 비선형 거동을 보다 정밀하게 나타낼 수 있음을 알 수 있다.

마. duncan and chang의 기본 쌍곡선 모델

Konder(1963) 등에 의한 쌍곡선 관계식에 기초한 다양한 형태의 비선형 탄성 구성 모델은 지반 또는 지반구조물의 해석에 널리 이용되어져 왔다. 이 모델은 응력의존성 모델로서 응력수준에 따라 선형탄성 모델에서의 강성(변형계수)을 새로 계산하게 되어 재료의 비선형 특성을 비교적 간편하게 나타낼 수 있어, Duncan and Chang(1970) 모델로 대표된다. 이 모델은 앞서 설명한 통상적인 쌍곡선 관계식(CHE)의 대표적인 형태이다.

konder(1963) 등이 제시한 쌍곡선 응력~변형률 관계식은 식 (3.3)과 같이 다음으로 나타낼 수 있다.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b \cdot \varepsilon_1} \quad (3.19)$$

식 (3.19)에서 축차응력을 축변형률로서 편미분의 형태로 나타내면, 접선변형계수(E_t)로 정의할 수 있다.

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon_1} = \frac{a}{(a + b \cdot \varepsilon_1)^2} \quad (3.20)$$

식 (3.19)은 축변형률을 축차응력의 함수로서, 다음과 나타낼 수 있다.

$$\varepsilon_1 = \frac{a \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{1 - b \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (3.21)$$

따라서, 식 (3.21)을 식 (3.20)에 대입하게 되면, 접선변형계수는 다음과 같이 응력수준에 대한 함수로서 나타낼 수 있다.

$$E_t = \frac{1}{a} \cdot [1 - b \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)]^2 \quad (3.22)$$

이 식에서 사용된 상수 a 는 Janbu(1963)가 제시한 다음 식에 의하여 공학적 의미를 가지게 된다.

$$E_i = \frac{1}{a} = K \cdot P_{atm} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n \quad (3.23)$$

여기서, K : 무차원 변형계수 정수

P_{atm} : 대기압

n : 무차원 변형계수 지수

한편, 주어진 구속응력하에서 파괴시 실제 축차응력과 쌍곡선 함수에서 나타나는 무한대의 비대칭 극한응력의 관계는 duncan and chang(1970)에 의하여 다음과 같이 제안되었다.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (3.24)$$

여기서, R_f : 파괴비

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: 비대칭 극한응력

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: 실제 파괴축차응력

실제 파괴축차응력은 mohr-coulomb의 파괴기준에 근거하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2(c \cdot \cos \phi + \sigma_3 \cdot \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (3.25)$$

여기서, c : 점착력

ϕ : 내부마찰각

따라서, 상수 b 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} = \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{R_f(1 - \sin\phi)}{2(c \cdot \cos\phi + \sigma_3 \cdot \sin\phi)} \quad (3.26)$$

따라서, 식 (3.23)는 최종적으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cdot \cos\phi + \sigma_3 \cdot \sin\phi)} \right]^2 \cdot K \cdot P_{atm} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n \quad (3.27)$$

이와 같이 접선변형계수(E_t)를 구속응력(σ_3)과 응력수준($\sigma_1 - \sigma_3$)에 관한 함수로 정의할 수 있다.

바. MGHE의 수정 쌍곡선 모델

지반재료의 비선형 거동은 응력수준뿐만 아니라 변형률수준이 중요한 변수이다. 따라서, 변형률 수준에 따른 MGHE를 제시하였으며, 기본적인 쌍곡선 응력~변형률 관계식을 유지하여 보정계수를 변형률의 함수로 제안한바 있다.

기본적인 쌍곡선 관계식 식 (3.19)의 a와 b는 식 (3.5)와 비교하여 각각 초기변형계수 및 최대응력에 대한 변형률의 함수로 정의된 보정계수 식 (3.17), 식 (3.18)의 $C_1(x)$, $C_2(x)$ 와 다음과 같은 관계에 있다.

$$a = \frac{1}{C_1(x) \cdot E_i} \quad (3.28)$$

$$b = \frac{1}{C_2(x) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (3.29)$$

따라서, 초기변형계수를 나타내는 식 (3.23)은 다음과 같이 바꿔 쓸 수 있다.

$$E_i = C_1(x) \cdot K \cdot P_{atm} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n \quad (3.30)$$

또한 비대칭 극한응력(asymptotic value of the principal stress difference)과 파괴비(R_f)의 함수로 나타낸 식 (3.26)은 다음과 같이 바꿔 쓸 수 있다.

$$b = \frac{1}{C_2(x) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{(1 - \sin\phi)}{2 \cdot C_2(x) \cdot (c \cdot \cos\phi + \sigma_3 \cdot \sin\phi)} \quad (3.31)$$

파괴비 및 비대칭 극한응력의 개념은 그림 3.112에 나타낸 바와 같다. 따라서 기존의 CHE 및 이를 이용한 duncan and chang 모델은 파괴에 근접할수록 실제 데이터와 일치하지 않게 되어 파괴비를 도입함으로써 실제 파괴응력에 맞도록 강제로 파괴비를 도입하였다. 그러나 MGHE를 이용한 쌍곡선 모델은 보정계수를 변형률의 함수로 정의하여 파괴부근에서도 실제 데이터에 적합하도록 수정하였으므로 파괴비

와 비대칭 극한응력을 정의할 필요가 없게 된다.

따라서, MGHE를 이용한 수정 쌍곡선 모델의 접선변형계수는 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$E_t = \left[1 - \frac{(1 - \sin\phi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot C_2(x) \cdot (c \cdot \cos\phi + \sigma_3 \cdot \sin\phi)} \right]^2 \cdot C_1(x) \cdot K \cdot P_{atm} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n \quad (3.32)$$

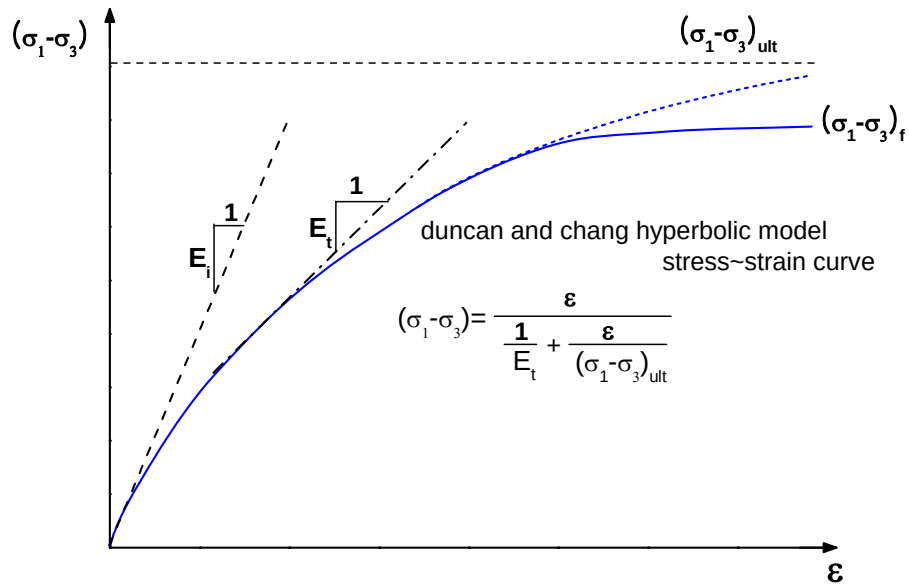


그림 3.161 duncan and chang 쌍곡선 모델의 비대칭 극한응력 개념

사. MGHE 수정 쌍곡선 모델의 파라미터

Duncan & Chang 모델로 대표되는 쌍곡선 모델의 장점의 하나는 비교적 적은 입력 파라미터를 이용하여 구속응력과 응력레벨에 따른 지반재료의 비선형성을 잘 나타낼 수 있다는 점이다. 제안된 MGHE 수정 모델은 구속응력과 응력수준뿐만 아니라 변형률수준 또한 고려하였으며 수정에 따른 필수적인 입력 파라미터는 표 3.11에 나타난 바와 같이 15개로 상당히 많은 입력 파라미터를 요구하게 된다.

그러나, 작은 변형률수준에서의 초기 변형계수에 대한 보정계수 $C_1(0) \cong 1$ 를 제외한 MGHE 파라미터들은 그림 3.162~그림 3.165에 나타난 바와 같이 대기압 및 구속응력에 대한 함수로 나타낼 수 있다. 따라서, 15개의 입력 파라미터는, 대기압

이 일정함을 전제로 Duncan & Chang 모델과 동일하게 5개의 비교적 적은 파라미터로서 나타낼 수 있다.

그림 3.162~그림 3.165는 점성토 및 사질토에 대한 MGHE 파라미터의 구속응력 및 대기압에 따른 변화를 보여주고 있으며, 표 3.11은 각각의 파라미터를 구속응력에 대한 대기압의 비율(σ_3/P_{atm})로 나타낸 것이다. 지반재료(점성토, 모래)의 구속응력은 각각 3단계로 증가시켜 삼축압축시험을 실시한 것으로 구속응력의 수가 작아 각 파라미터의 변화를 뚜렷하게 확정할 수 없기 때문에, 보다 많은 구속응력 하에서의 MGHE 파라미터에 관한 연구가 필요할 것으로 판단된다. 그러나, 본 연구에서는 파라미터의 정확도보다는 수정 모델의 적합성을 우선시하게 되므로 주어진 구속응력 하에서의 파라미터로서 수정된 모델의 응력~변형률 비선형성의 정밀도에 연구의 초점을 맞추었다.

표 3.11 필요한 MGHE 파라미터의 목록

Name	Symbol	Type
dimensionless modulus number	K	value
dimensionless modulus exponent	n	value
atmospheric pressure	P_{atm}	value
MGHE parameters	$A_{11}, A_{12}, A_{21}, A_{22}, C_1(0), C_2(0), \eta, \xi, \alpha, \beta$	expression except $C_1(0)$
cohesion	c	value
friction angle	ϕ	value

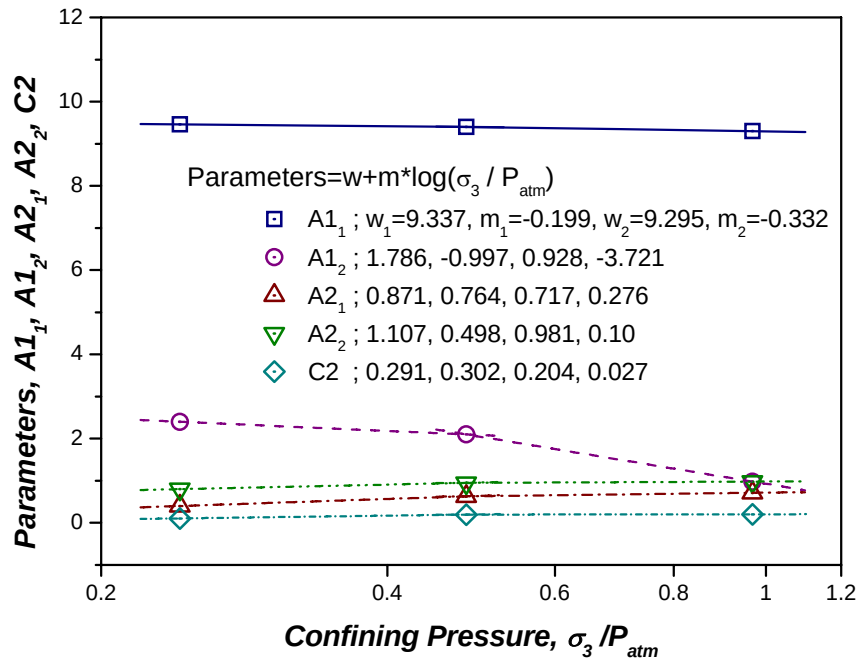


그림 3.162 점성토의 σ_3 / P_{atm} 에 따른 $A1, A1', A2, A2', C2$ 파라미터의 변화

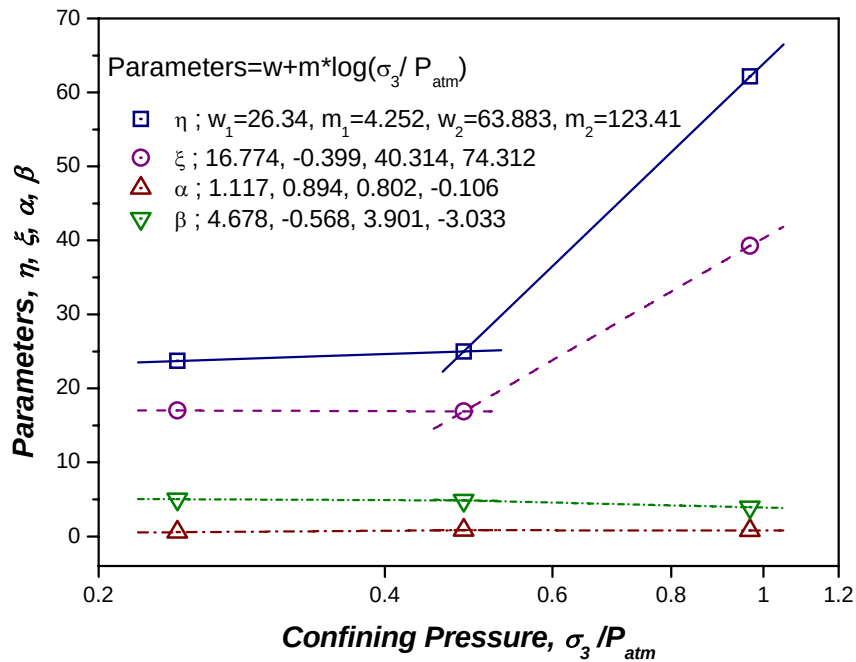


그림 3.163 점성토의 σ_3 / P_{atm} 에 따른 η, ξ, α, β 파라미터의 변화

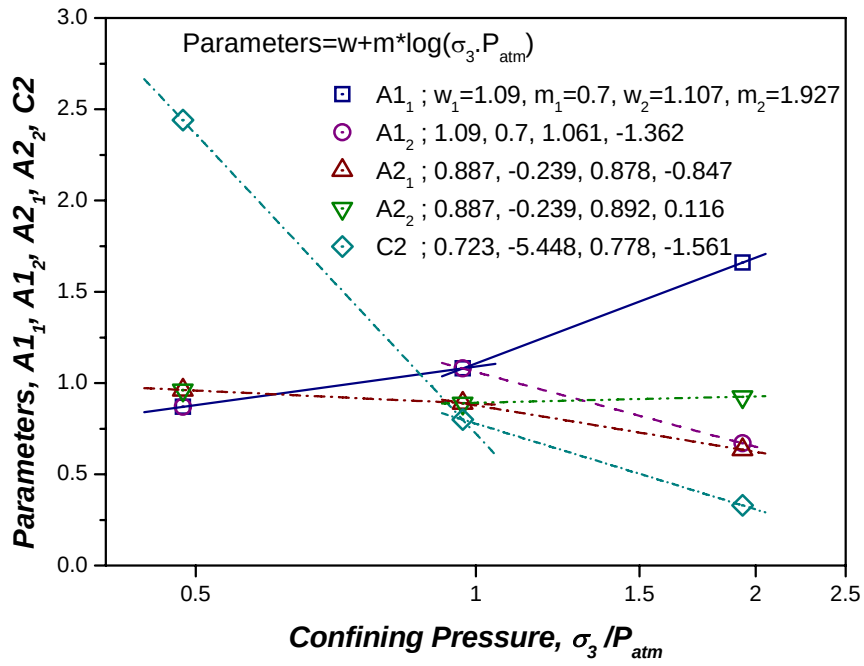


그림 3.164 모래의 σ_3/P_{atm} 에 따른 $A_{11}, A_{12}, A_{21}, A_{22}, C_2$ 파라미터의 변화

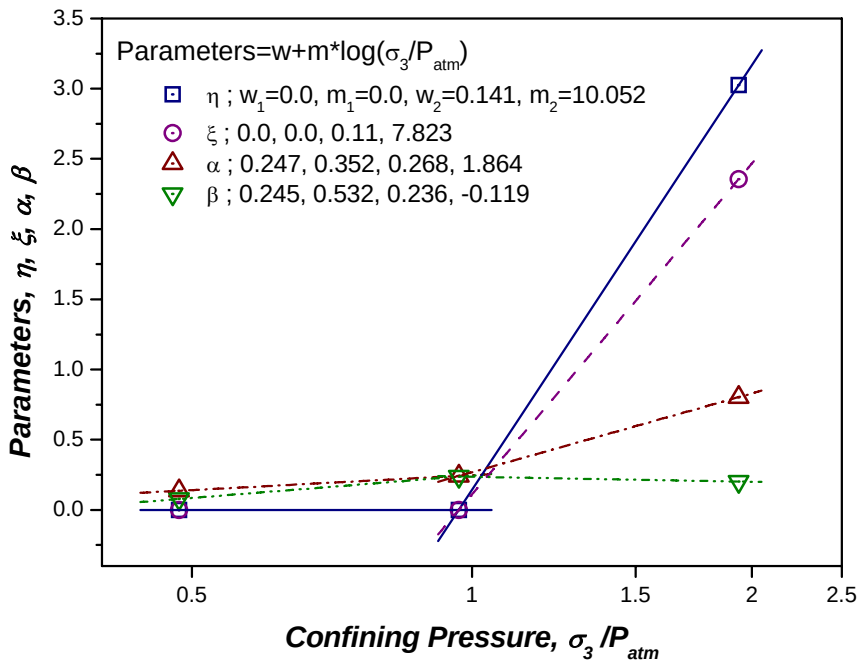


그림 3.165 모래의 σ_3/P_{atm} 에 따른 η, ξ, α, β 파라미터의 변화

표 3.12 MGHE 파라미터의 보정

Soil	Parameters	Component equations	Fig.
Calveey Soil	A_{11}	$9.337-0.199 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $9.295-0.332 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	Fig 3.140
	A_{12}	$1.786-0.997 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.928-3.721 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
	A_{21}	$0.871+0.764 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.717+0.276 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
	A_{22}	$1.107+0.498 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.981+0.100 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
	$C_1(0) \doteq 1$	No variation with σ_3	-
	$C_2(0)$	$0.291+0.302 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.204-0.027 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	Fig 3.140
	η	$26.34+4.252 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $63.883+123.41 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	Fig 3.141
	ξ	$16.774-0.399 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $40.314+74.312 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
	α	$9.337-0.199 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $9.295-0.332 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
	β	$9.337-0.199 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $9.295-0.332 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
Sand	A_{11}	$1.090-0.700 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $1.107-1.927 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	Fig 3.142
	A_{12}	$1.090-0.700 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $1.061-1.362 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
	A_{21}	$0.887-0.239 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.878-0.847 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
	A_{22}	$0.887-0.239 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.892+0.116 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
	$C_1(0) \doteq 1$	No variation with σ_3	-
	$C_2(0)$	$0.723-5.448 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.778-1.561 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	Fig 3.142
	η	0.00 for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.141+10.052 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	Fig 3.143
	ξ	0.00 for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.110+7.823 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
	α	$0.247+0.352 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.268+1.864 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	
	β	$0.245+0.532 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 < 50 kPa$ $0.236-0.119 \times \log_{10}(\sigma_3/P_{atm})$ for $\sigma_3 > 50 kPa$	

한편, 초기변형계수의 구속응력에 대한 함수를 나타낸 식 (3.30)에서 보정계수 $C_1(x)$ 을 제외한 무차원 변형계수정수 K 와 무차원 변형계수지수 n 은 다음과 같이 $\log(E_i/P_{atm})$ 과 $\log(\sigma_3/P_{atm})$ 관계식으로 변환할 수 있다.

$$\log_{10}\left(\frac{E_i}{P_{atm}}\right) = \log_{10}(K) + n \cdot \log_{10}\left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}}\right) \quad (3.33)$$

이 식은 로그축에서 1차식으로 그림 3.166 및 그림 3.167과 같이 구속압과 초기 변형계수의 실험데이터를 피팅할 수 있다. 이 관계로부터 σ_3/P_{atm} 이 1.0일 때의 E_i/P_{atm} 축 절편의 값 K 를 얻을 수 있고, 직선의 기울기 값 n 을 얻을 수 있다. 또한 강도정수 c 와 ϕ 는 실험에 의한 mohr-coulomb 파괴기준에 의하여 얻을 수 있다. 이와 같은 방법으로 제안된 MGHE 수정 모델의 파라미터가 결정되면, duncan and chang 모델과 같이 5개의 입력 파라미터만으로 보다 정밀한 비선형 응력~변형률 관계를 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

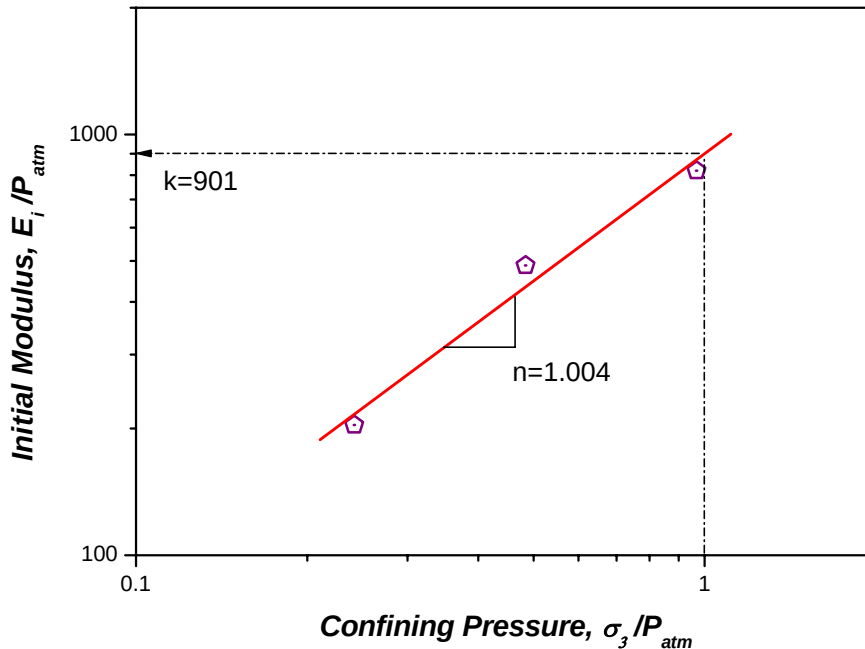


그림 3.166 점성토 입력 파라미터 K n 의 결정

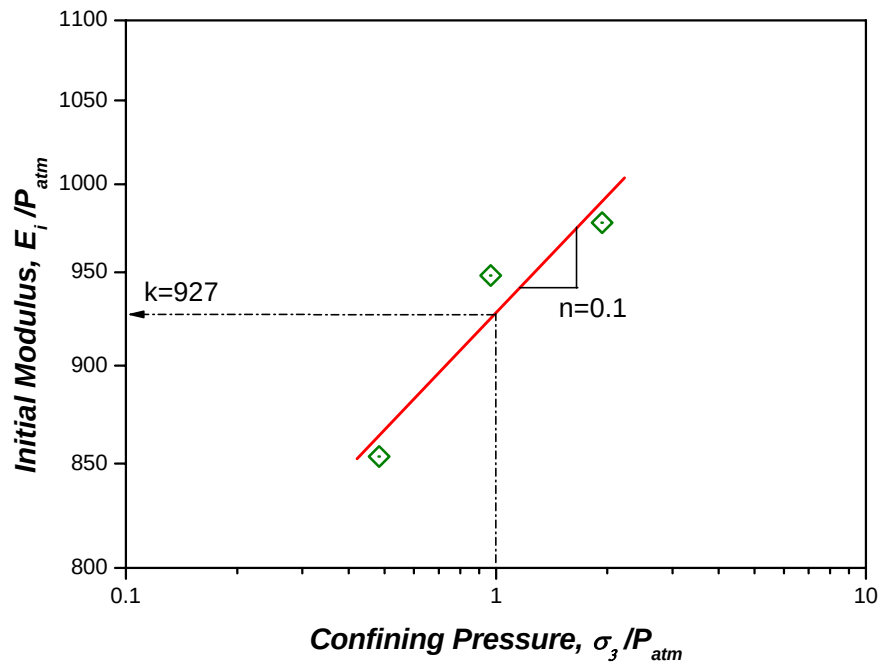


그림 3.167 사질토 입력 파라미터 K n 의 결정

6. 지반재료의 비선형 탄성거동 및 수치해석

가. 서론

(1) 수치해석의 개요

지반 및 지반구조물을 포함한 공학적 해석에 있어서 엄밀해를 구하는 것은 일반적으로 경계조건의 복잡성 등 때문에 난해한 경우가 많다. 모든 물리현상을 지배하는 지배방정식(constitutional equations)은 편미분방정식(partial differential equations ; PDE)의 형태로 나타내는데, 해석적 방법(analytical method)으로 해를 구하는 것은 대부분 선형 미분방정식이어야 하고 초기 경계조건들이 간단한 문제에 국한되므로 복잡한 물리현상, 또는 재료의 거동을 다루는 공학문제를 해결하기에는 거의 불가능하다고 할 수 있다. 따라서, 해석적 방법의 한계를 극복하기 위하여 컴퓨터를 이용하여 복잡한 PDE의 수치해를 구하고 있으며, 이러한 계산방법을 총괄하여 수치계산법(numerical calculation)이라 하고 수치계산법으로 해석하는 것을 수치해석(numerical analysis)이라 한다. 그림 3.146에 수치해석의 과정을 나타내었다.

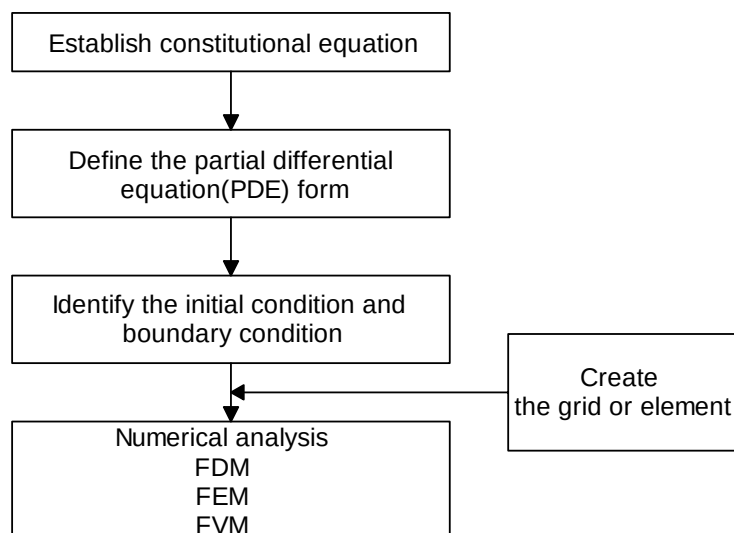


그림 3.168 수치해석의 과정

수치해석은 유한차분법(finite difference method ; FDM) 및 유한요소법(finite element method ; FEM) 등이 주로 이용되고 있다. 구조역학적 해석의 경우, 재료에 하중이 작용할 때 발생하는 응력 및 변형을 구하는데 있어서 재료의 탄성 또는 소성상태에 따라 탄성론 또는 소성론을 적용하고, 다양한 경계조건 및 하중조건을 설정함으로써 근사해를 구하게 된다.

(2) 유한차분법(FDM)

유한차분법은 주어진 초기값과 경계조건을 가지고 미분방정식의 해를 구하는 고전적인 수치해석 기법중의 하나로서, PDE 형태로 표현되는 지배방정식을 그림 3.169과 같이 연속체의 영역(domain)내에서 설정된 격자(grid)에 의하여 분할된 차분형태로 근사 변환하여 식 (3.34)와 같은 차분방정식을 수치적으로 해석하는 방법이다. 유한차분법은 해석하고자 하는 대상을 격자로 구분하고 각각의 격자망에 적용되는 미분방정식의 형태로 나타나는 지배방정식을 표현함에 있어 그 지배방정식 속에 있는 각각의 미분항들을 해석공간에서 구할 수 있는 변수들로 표현된 대수적인 수식으로 교체하는 방식을 택한다. 이러한 변수들이 격자망 내에서는 정의되어 있지 않는다는 특징을 가진다.

$$\begin{aligned}\frac{\partial f}{\partial x} &\approx \frac{f(x+\Delta x, y) - f(x, y)}{\Delta x}, \\ \frac{\partial f}{\partial y} &\approx \frac{f(x, y+\Delta y) - f(x, y)}{\Delta y}\end{aligned}\tag{3.34}$$

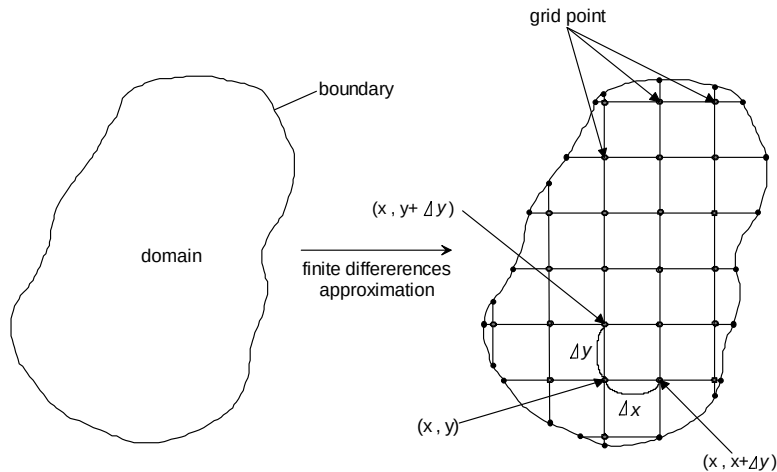


그림 3.169 유한차분법의 개념

(3) 유한요소법(FEM)

유한요소법은 그림 3.170과 같이 연속체의 영역 내에서 유한의 자유도(degree of freedom ; DOF)를 갖는 유한개의 요소 집합체로 근사시킨 후, 집합체에 대하여 물리적 지배방정식을 성립시킴으로서 연립방정식으로 변환하여 해석하는 방법이다. 즉, 그림 3.170와 같이 연속체를 요소로 분할하여 요소의 정점 및 변의 질점(particle)에 해당되는 절점(node)를 설정하고 절점간을 요소로 표시되는 면적 스프링으로 연결하여 각 요소마다 변분원리(variation principle)를 적용함으로써 절점에 작용하는 힘에 대응하는 변위를 구하여 이로부터 연립방정식을 정식화하고 있다.

유한요소법은 유한차분법과 마찬가지로 유한한 숫자의 요소로 구분하지만 각각의 요소에는 매개변수에 의해 그 기능이 조절되는 형상함수(shape function)가 적용되어 해석공간에서 구할 수 있는 물리량이 각각의 요소내부에서 변화한다는 점이 다르다. 두 방법 모두 어떤 미분방정식을 풀기 위해서 문제를 대수방정식의 형태로 변환해 적용하고 있다는 공통점을 가지고 있다.

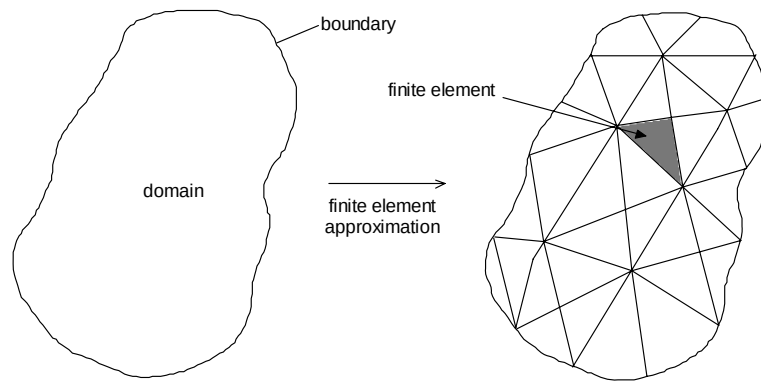


그림 3.170 유한요소법의 개념

나. 재료의 거동과 구성모델

수치해석은 힘의 평형과 관련된 평형방정식 및 운동방정식과 변위~변형률 관계 및 속도~변형률 속도 관계 등을 유도하게 된다. 이 식들은 재료와 무관하게 유도되는 것으로 자연계의 모든 재료에 적용된다. 즉 수치적 해석에서 재료의 차이는 없으며, 그 차이의 반영은 구성모델(constitutive model)에 의하여 수행된다. 구성모델은 재료의 역학적 성질을 반영하는 것으로 역학적 기계량(응력)과 기하학적 기계량(변형률) 등을 연결시켜주는 역할을 한다. 즉, 구조해석에서는 응력과 변형률 등의 관계식이 바로 구성모델이 된다.

각각의 재료들은 탄성상태 또는 소성상태에 따라 탄성모델(elastic model), 소성모델(plastic model) 또는 탄소성모델(elasto-plastic model) 등으로 구성모델을 형성하게 되며, 탄성모델은 선형탄성(linear elastic)과 비선형탄성(nonlinear elastic)으로 구분된다.

지반재료의 거동은 매우 복잡한 비선형 특성을 보이며, 탄성과 소성의 성질을 동시에 나타내기 때문에 정확하게 수학적으로 모델링하는 것은 불가능하다고 할 수 있으나, 이론적으로 유한요소법 및 유한차분법 등은 훅크법칙(hooke's law)에 근거한 선형탄성 방정식의 형태로 표현되기 때문에 비선형 해석이나 탄소성 해석도 궁극적으로 선형탄성 모델의 형태로 해석을 수행한다.

(1) 선형탄성 구성법칙

재료의 거동과 관련된 구성법칙은 평형방정식, 구성방정식, 변위방정식 등을 포함한다. 연속체 재료의 경우, 가속도의 영향을 무시할 경우, 평형조건으로부터 모든 외력의 합은 0이 되어야 한다. 직교좌표계에서 평형방정식(equilibrium equation)은 식 (3.35)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} + f_x &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} + f_y &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + f_z &= 0\end{aligned}\quad (3.35)$$

여기서, $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$ 는 각 방향의 법선응력성분이고, $\sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{xz}$ 는 전단응력 성분이다. 또한 $f^T = [f_x, f_y, f_z]$ 는 단위체적당 체적력(body force)을 나타낸다. 또한, 재료가 변형될 때의 기하학적 변위는 식 (3.35)과 같은 기하학 방정식(geometric equations)으로 나타낼 수 있다. 여기에서 u, v, w 는 각각 x, y, z 방향의 변위를 나타낸다.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} \\ \varepsilon_{yz} &= \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}, \quad \varepsilon_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}, \quad \varepsilon_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\end{aligned}\quad (3.36)$$

재료의 응력~변형률 관계식은 후크의 법칙을 이용한 구성 방정식(constitutional equations)으로서 텐서(tensor) 형태로 나타내면 식 (3.36)과 같고, 행렬(matrix) 형태로 나타내면 식 (3.37)과 같다.

$$\sigma_i = D_{ij} \cdot \varepsilon_j \quad (3.37)$$

여기서, D_{ij} : 강성텐서(stiffness tensor)

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & & & \\ \nu & 1-\nu & \nu & & & \\ \nu & \nu & 1-\nu & & & \\ & & & 0.5-\nu & & \\ & & & & 0.5-\nu & \\ & & & & & 0.5-\nu \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{xy} \end{pmatrix} \quad (3.38)$$

여기서, E 와 ν 는 각각 재료의 탄성계수 혹은 변형계수와 포아슨비를 나타낸다.

(2) 편미분방정식의 근사해

고체의 변형상태는 선형, 비선형의 여하를 불문하고 가상일의 원리(principle of virtual work)로 대표되는 에너지 원리에 지배되고 있다. 에너지 원리를 사용하여 문제를 해결하는 방법은 변분방정식에 부분적분을 하고 green-gauss의 정리를 적용하여 변환하면 현상을 지배하는 미분방정식과 경계조건이 얻어진다. 따라서 수치 해석에서는 미분방정식을 사용하여 해를 구할 수 있다. 2차원 평면 또는 3차원 공간에서 공학해석 문제는 PDE로 수식화 된다. 1차원에서 수식화되는 상미분방정식(ordinary differential equations ; ODE)는 대부분 해석적 방법으로 해를 구할 수 있으나, 수계산으로 정해를 얻을 수 있는 PDE는 극히 일부 문제에 제한되어 있다. 따라서 대부분의 경우 근사해를 구할 수 밖에 없다. 미분방정식의 근사해법으로는 ritz법 가중오차법(weighted residual method) 등의 해석적 방법이 개발되어 있으며, 에너지원리를 직접 사용하여 근사해를 구하는 방법이 연구되어 왔는데 이러한 방법을 직접해법(direct method of solution)이라 하며, galerkin법 등이 직접해법을 이용한 수치해석법의 전형적 방법이다. 그러나 ritz법이나 galerkin법이나 모두 변분원리에 의한 동일한 편미분방정식을 이용하고 있다는 점에서 동일하다.

가상일의 원리로부터 어떤 체적을 가진 재료의 영역 V 의 경계면을 Γ 라 하면, 경계조건은 다음과 같이 설정할 수 있다.

$$\begin{array}{ll} T = \underline{T}_f & \text{on } \Gamma_T \\ \text{or } u = \underline{u} & \text{on } \Gamma_u \end{array} \quad (3.39)$$

여기서, $T=[T_x, T_y, T_z]^T$ 는 경계면 Γ_T 의 단위면적당 작용하는 하중벡터(force vector)를 나타내고, $T_f=[f_1, f_2, f_3]^T$ 는 주어진 표면력 벡터(surface force vector)이다. $\bar{u}=[u_0, v_0, w_0]^T$ 는 경계 Γ_u 에서의 주어진 변위벡터를 나타낸다. 변위를 얻기 위하여 적용된 galerkin법에 의하여 식 (3.34)의 평형방정식의 적분표현을 나타내면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \int_V \left(\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} + f_x \right) \delta u dV + \int_V \left(\frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} + f_y \right) \delta v dV + \\ \int_V \left(\frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + f_z \right) \delta w dV = 0 \end{aligned} \quad (3.40)$$

여기서, $\delta u=[\delta u, \delta v, \delta w]^T$ 는 임의의 가상 변위벡터이다. 식 (3.35)을 이용하고 각각의 항을 적분하여 약형(weak form)으로 나타내면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \int_V (\sigma_{xx} \delta \epsilon_{xx} + \sigma_{yy} \delta \epsilon_{yy} + \sigma_{zz} \delta \epsilon_{zz} + \sigma_{yz} \delta \epsilon_{yz} + \sigma_{xz} \delta \epsilon_{xz} + \sigma_{xy} \delta \epsilon_{xy}) dV \\ = \int_V (f_x \delta u + f_y \delta v + f_z \delta w) dV + \int_{\Gamma} (T_x \delta u + T_y \delta v + T_z \delta w) d\Gamma \end{aligned} \quad (3.41)$$

위 식에서 구성방정식으로 대치하게 되면 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
& \int_V \varepsilon_{xx} \delta \varepsilon_{xx} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (1-\nu) dV + \int_V \varepsilon_{xx} \delta \varepsilon_{yy} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (\nu) dV + \\
& \int_V \varepsilon_{xx} \delta \varepsilon_{zz} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (\nu) dV + \int_V \varepsilon_{yy} \delta \varepsilon_{xx} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (\nu) dV + \\
& \int_V \varepsilon_{yy} \delta \varepsilon_{yy} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (1-\nu) dV + \int_V \varepsilon_{yy} \delta \varepsilon_{zz} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (\nu) dV + \\
& \int_V \varepsilon_{zz} \delta \varepsilon_{xx} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (\nu) dV + \int_V \varepsilon_{zz} \delta \varepsilon_{yy} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (\nu) dV + \quad (3.42) \\
& \int_V \varepsilon_{zz} \delta \varepsilon_{zz} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (1-\nu) dV + \int_V \varepsilon_{yz} \delta \varepsilon_{yz} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (0.5-\nu) dV + \\
& \int_V \varepsilon_{xz} \delta \varepsilon_{xz} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (0.5-\nu) dV + \int_V \varepsilon_{xy} \delta \varepsilon_{xy} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (0.5-\nu) dV \\
& = \int_V (f_x \delta u + f_y \delta v + f_z \delta w) dV + \int_{\Gamma} (T_x \delta u + T_y \delta v + T_z \delta w) d\Gamma
\end{aligned}$$

다. 비선형 해석법

수치해석으로 취급되는 비선형 문제는, 지반재료의 응력과 변형률 관계, 즉 구성 법칙이 비선형인 재료의 비선형 문제와 재료의 성질에 관계하지 않고 지반내 발생하는 변형(변형률)이나 변위가 유한한(미소가아님) 기하학적 비선형 문제(변형률과 변위의 관계가 비선형), 또 경계 비선형 문제(충돌, 회전, 낙하 등 접촉 문제)가 있다. 지반공학에 있어서, 일반적으로, 변형(변형률)이나 변위는 미소로 가정하여, 선형의 변형률과 변위의 관계가 이용된다.

(1) 계산기법

유한요소법으로 이산화된 선형 탄성 연속체의 평형 방정식은, 계 전체의 절점력 $\{f\}$ 와 절점변위 $\{u\}$ 를 이용해 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\{f\} = [K]\{u\} \quad (3.43)$$

$[K]$ 는 전체 강성행렬로, 그 성분은 모두 정수인 경우, 하중 $\{f\}$ 가 주어졌을 때의 미지의 변위 $\{u\}$ 는, $[K]$ 의 역행렬을 계산하는 것으로 용이하게 구할 수 있다. 비선형 재료로 구성된 계에 대한 평형 방정식은, 다음과 같이 전체 강성행렬 $[K]$ 에 미지의 변위 $\{u\}$ 를 포함한 비선형인 방정식이 되어, 이대로는 풀 수가 없다.

$$\{f\} = [K(\{u\}, \{f\})]\{u\} \quad (3.44)$$

이러한 비선형 문제를 수치해석적으로 푸는 기법이 비선형 해석법이다. 유한요소법에 따르는 재료 비선형 문제의 수치해석에서는, 계산시간의 대부분이 이 부분에서 차지하기 때문에, 현재에도 정밀도의 높은 해를 효율성 있게 단시간에 푸는 수법의 개발이나 개량을 하고 있다. 그렇지만, 모든 문제에 대해서 만능인 해석기법은 없고, 각 기법은 여러 가지 장점과 단점을 동시에 가지고 있다. 그 때문에, 다음과 같은 해석 대상의 특징 등을 고려하여, 거기에 최적인 해석기법을 선택해야 한다. 적용을 잘못하면, 해석규모에 대해서 계산시간이 길고, 안정되게 해를 얻을 수 없는(해의 발산, 진동) 등의 문제가 발생한다.

- 해석내용 : 정적, 동적, 흐름, 열전도, 충돌, 좌굴, 피로, 가공, 등
- 비선형 문제의 질이나 비선형성의 정도
- 해석차원 : 이차원 문제, 축대칭 문제, 삼차원 문제
- 해석규모 : 절점수나 행렬의 밴드폭의 크기

비선형 재료에 기인하는 비선형 방정식을 수치해석으로 푸는 방법은, 그림 3.171에 나타내듯이, 몇 개의 구간으로 나누어 그 부분에 선형인 식(선형강성)을 적용하여 계산하는 것이 대표적이다. 정적문제에서는 그 밖에, 가상적인 감쇠계수를 주어 동적문제의 정상상태가 정적문제의 해라고 생각하는 동적완화법, 가상적인 점성을 주어 일시적으로 항복응력을 넘는 응력을 거기에서 말게 하는 점소성법 등도, 계산기 속도가 비약적으로 향상했기 때문에 재검토되고 있다.

선형강성을 사용하는 비선형 해석법은, 계에 더해진 하중을 여러개의 하중증분으

로, 구분해 그 사이에 있어서의 강성의 변화가 작다고 하여 일정한 강성(탄소성 계수 행렬)으로 선형 근사해, 변위증분 $\{\Delta u_i\}$ 를 계산하는 「증분법」이나, 어떠한 선형강성을 사용해 주어진 외력(하중)과 내력과의 불평형 힘(잔차력 $\{R\}$)이 충분히 작아질 때까지, 즉 해가 수렴될 때까지 선형계산을 반복해 실시하는 「반복법」이 있다. 선형근사의 「증분법」에 비해, 반복계산에 의해 오차를 작게 할 수 있는 「반복법」이, 고정밀도의 변형계산을 실시할 수가 있다. 그러나, 「반복법」은 하중이 증가하는 과정에서의 응력이나 변형을 평가할 수 없다. 그것을 개선한 것이 「혼합법」이다. 「증분법」과 같이 하중증분으로 분할해, 그 하중증분에 마다 「반복법」으로 해의 수렴계산을 실시한다.

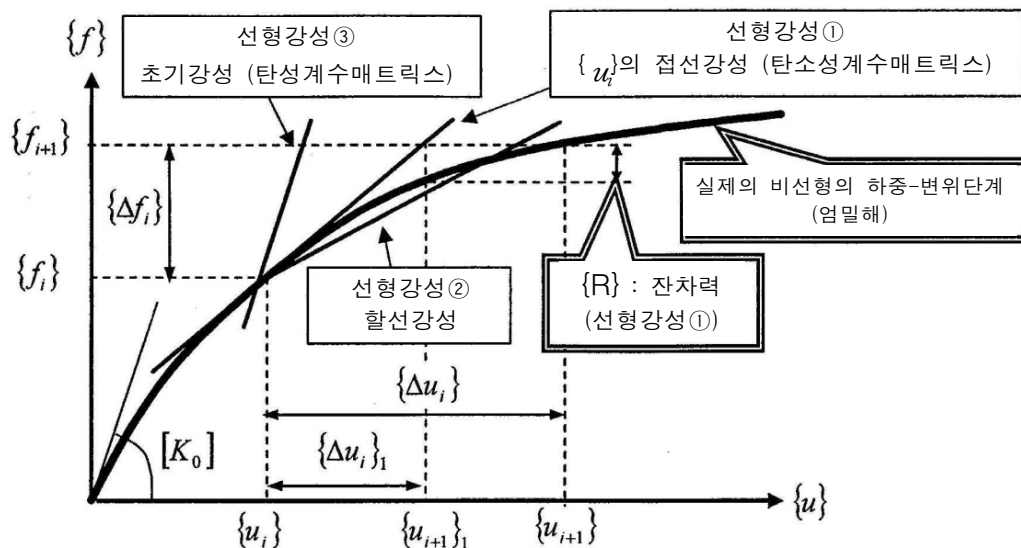


그림 3.171 재료비선형 문제의 수치해석법에 관한 개념

(2) 증분법(하중 점증법)

하중(절점력) $\{f\}$ 와 변위(절점변위) $\{u\}$ 의 관계곡선을 그림 3.171와 같이 모식적으로 나타내었다. 강성행렬 $[K]$ 는, 절점변위 $\{u\}$ (혹은 절점력 $\{f\}$)에 대한 접선강성으로, 순서대로 변화하는 비선형인 하중 $\{f\}$ 와 변위 $\{u\}$ 의 관계를 선형해석으로 근

사적으로 해석하는 방법으로서, 우선 이 관계곡선을 몇 개의 구간으로 분할해, 그 사이를 부분적으로 선형인 직선으로 연속적으로 이은 꺾인 선으로 나타내, 일련의 선형해석으로 계산하는 것이다. 즉, 하중을 작은 증분하중으로 분할하여, 그 증분의 범위내에서는 응력의 변화가 작고, 계의 강성행렬이 일정한 것으로 가정해, 그 증분하중에 대해서 선형계산으로 증분변위를 구한다. 이것이 증분법의 기본적인 개념이다.

지금, $i-1$ 번 계의 변위가 구해졌다고 가정하면, 그림 3.172에 나타내듯이, i 번 계의 강성행렬 $[K_i]$ 는 $i-1$ 번 계의 응력 $\{\sigma\}$ 과 소성변형률 $\{\varepsilon^p\}$ 을 기본으로 계산되어 i 번 계의 변위를 얻을 수 있다. 여기서, 증분법으로 구해지는 수치해석해와 엄밀해를 비교한다. 그림 3.172에 의하여 하중이 증가하는 것에 따라 오차가 누적해 엄밀해로부터 멀어지는 것을 알 수 있다. 일반적인 흙재료에서는, 하중 $\{f\}$ 와 변위 $\{u\}$ 의 관계는 요철기호 철의 곡선으로, 하중이 커지는 것에 따라 구배가 작아진다. 그 때문에, 변위의 수치해석해는 정답보다 작아져, 하중이 커지는 것에 따라 오차의 정도가 한층 더 확대된다. 또, 하중증분의 양이 큰 만큼 그 오차는 커진다. 게다가, 해석의 실무에서는 정해가 분명하지 않기 때문에, 오차의 정도가 불명하다. 그 때문에, 하중증분을 바꾼 많은 경우의 수치실험을 실시하여, 결과를 비교하는 것으로 어느 정도의 오차가 생기고 있는지를 추측하는 것이 바람직하다.

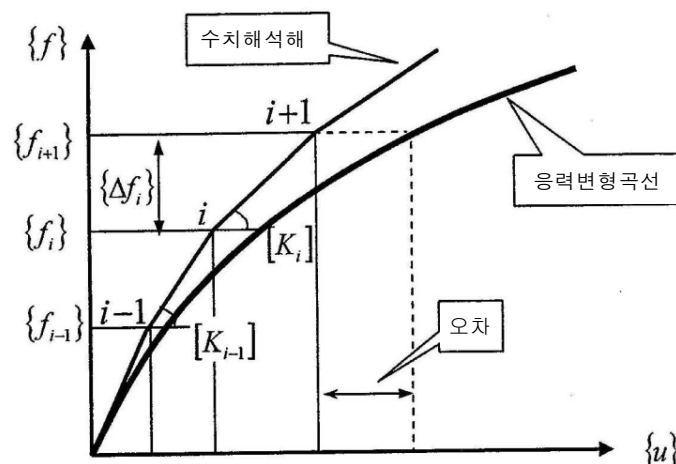


그림 3.172 증분법(하중 점증법)

중분법은 이러한 오차가 발생하는 결점을 안고 있다. 그 정밀도를 향상시키기 위해서는, 하중중분을 작게 할 필요가 있다. 그러나, 그것은 계산회수의 증가를 수반한다. 거기서, 정밀도의 향상기법으로서 평균 응력법이라고 하는 방법이 있다. 이것은, i 단계의 변위응력 $\{\sigma\}_i$ 과 변형률 $\{\varepsilon\}_i$ 에 의하여 계산된 i 단계의 강성행렬 $[K_i]$ 로 $(i+1)$ 단계의 응력 $\{\sigma\}_{i+1}$ 를 구한 후에, i 단계와 $(i+1)$ 단계의 평균응력 $\{\sigma\}_{i+1/2}$ 와 거기에 대응하는 변형률 $\{\varepsilon\}_{i+1/2}$ 을 계산한다. 그 응력 $\{\sigma\}_{i+1/2}$ 와 변형률 $\{\varepsilon\}_{i+1/2}$ 에 i 번 째 강성행렬 $[K_i]$ 를 다시 계산해, 재차, $(i+1)$ 번 째의 변위를 산정한다. 이것에 의해, 수치해석해와 엄밀해와의 오차는 작아지지만, 오차의 누적은 피할 수 없다

(3) 반복법

주어진 하중 $\{f\}$ 아래에서, 식 (3.43)의 지배 방정식이 만족될 때까지, 반복계산에 의해 수치해석해를 연속적으로 수정하는 기법이 있다. 이 기법은, 반복계산의 각 스텝에서 일정한 계수의 강성행렬을 이용해, 하중 혹은 잔차력에 대응하는 변위를 계산해, 그 변위의 누계가 수치해석해로서 구해지는 특징이 있다.

그림 3.173과 같은 절점력(하중) $\{f\}$ 와 절점변위(변위) $\{u\}$ 의 관계를 모식적으로 나타내는 여기에 하중 $\{F\}$ 를 작용시키는 이 때, 반복계산 $i-1$ 번 째(스텝)가 끝난 단계에서, 이 관계 곡선상의 하중이 $\{F_{i-1}\}_e$ 로 있었다. 불평형 하중은 $\{R_i\}$ 는 다음 식에서 구해진다.

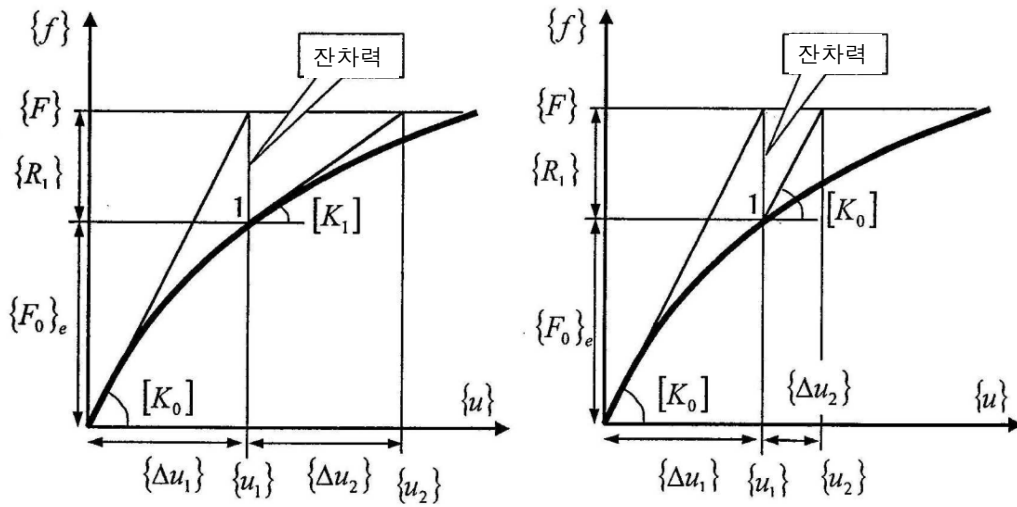
$$\{R_i\} = \{F\} - \{F_{i-1}\}_e \quad (3.45)$$

이것이 i 번 째의 반복계산의 과정에서 작용시키는 하중이 되어, 그 사이의 변위증분 $\{\Delta u_i\}$ 는 다음 식에서 계산된다.

$$\{\Delta u_i\} = [K_i]^{-1} \{R_i\} \quad (3.46)$$

이에 따라 i 번 재의 변위 $\{u\}_i$ 가 구해져, 응력 $\{\sigma\}_i$ 가 탄소성 계수 행렬 $[D^{ep}]$ 를 이용해 계산할 수 있는 i 번 재의 변위 $\{u\}_i$ 에 대응하는 진정한 하중 $\{F_i\}_e$ 는, 응력 $\{\sigma\}_i$ 에 등가인 절점력으로서 다음 식에서 구한다.

$$\{F_i\}_e = \sum_{\text{element } V_e} \iiint [B]^T \{\sigma_i\} dV \quad (3.47)$$



(a) Newton-Raphson법

(b) 수정Newton-Raphson법

그림 3.173 반복법

식 (3.44)으로부터 식 (3.46)까지의 반복계산은, 불평형하중 $\{R\}$ 혹은 변위증분 $\{\Delta u_i\}$ 가 무시할 수 있는 정도로 충분히 작아질 때까지 실시한다.

반복계산의 식 (3.45)에서 이용하는 강성행렬 $[K_i]$ 는 하중과 변위의 관계곡선의 접선강성, 즉 전 스텝의 $(\{u_{i-1}\}, \{F_{i-1}\}_e)$ 에 의하여 구해지는 탄소성 계수행렬을 적용하는 기법이 Newton-Raphson법, 초기강성의 탄성계수 행렬 $[K_0]$ 를 적용하는 기법이 수정 Newton-Raphson법이다. Newton-Raphson법은 반복계산의 각 스텝에서, 강성행렬을 다시 만들어 풀지 않으면 안되어, 삼차원 해석과 같은 대규모 문제에 대해서는 계산시간이 많이 걸린다. 또, 반복계산이 진행됨에 따라 접선강성행렬이 작아져, 수렴이 나빠질 수도 있다. 게다가 비관련 흐름법칙을 적용했을 경우에는 탄소성 계수 행렬이 비대칭이 되어, 대칭인 탄성계수 행렬에 비해, 계산용량을 많이 사용하

여, 그 역행렬의 계산에 시간을 필요로 한다.

한편, 수정 Newton-Raphson법은 강성행렬을 다시 만들 필요가 없기 때문에, Newton-Raphson법에 비해 그 작성과 역행렬의 계산을 줄일 수 있다. 그러나, 수렴에 요하는 반복계산의 횟수는 많다.

(4) 혼합법(증분법과 반복법의 편성)

증분법은 비선형인 절점변위 $\{u\}$ 와 절점력 $\{f\}$ 의 관계곡선을 꺾인선으로 근사화하기 위하여, 증분수가 증가함에 따라 오차가 누적된다. 그것을 피하기 위해, 각 증분에 대해서 반복법을 적용해, 정밀도가 좋은 수치해석해를 얻으려고 하는 기법이다. 카와모토(1972)는, 각 하중증분에 대해서 수정 Newton-Raphson법의 개념을 도입한 수정 하중점증분법을 제안했다. 하중증분의 반복계산에 사용되는 일정한 강성행렬은, 전단계에 있어서의 응력과 변형률에 의하여 계산된 접선변형계수와 접선포아송비에 의하여 계산된다. 강성행렬에 탄소성 계수 행렬을 이용하는 일도 가능하다.

이와 같이 혼합법은 편리하고, 응용이 편리하여, 사용법이 한정되는 반복법을 그대로의 형태로 적용하는 것이 아니라, 그것을 확장한 혼합법이 사용된다. 수정 Newton-Raphson법도 증분법과 혼합하여 이용하는 것이 일반적이다.

(5) 동적 완화법

동적문제의 정상상태를 정적문제의 해라고 생각하는 기법이다. 예를 들어, 그림 3.174와 같이 시각 $t=t_A=0$ 에서 천정으로부터 매달린 용수철에 추 M 을 붙여 손을 떼어 놓으면, 추는 상하로 진동하지만, 감쇠의 효과에 의해 시간과 함께 그 진폭이 작아져, 머지않아 시각 $t=t_B=\infty$ 로 정지한다. 실제의 계산에서는 무한하게 계산할 수 없기 때문에, 진폭이 충분히 작아진 시점에서, 정상상태에 이르렀다고 판단해 계산을 중지한다. 이때의 변위 u 가 추 M 에 대한 용수철의 정적인 연직변위가 된다.

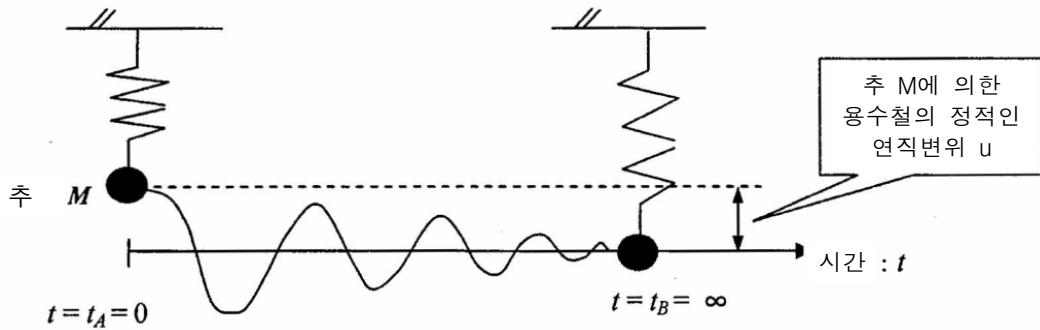


그림 3.174 동적 완화법의 개념

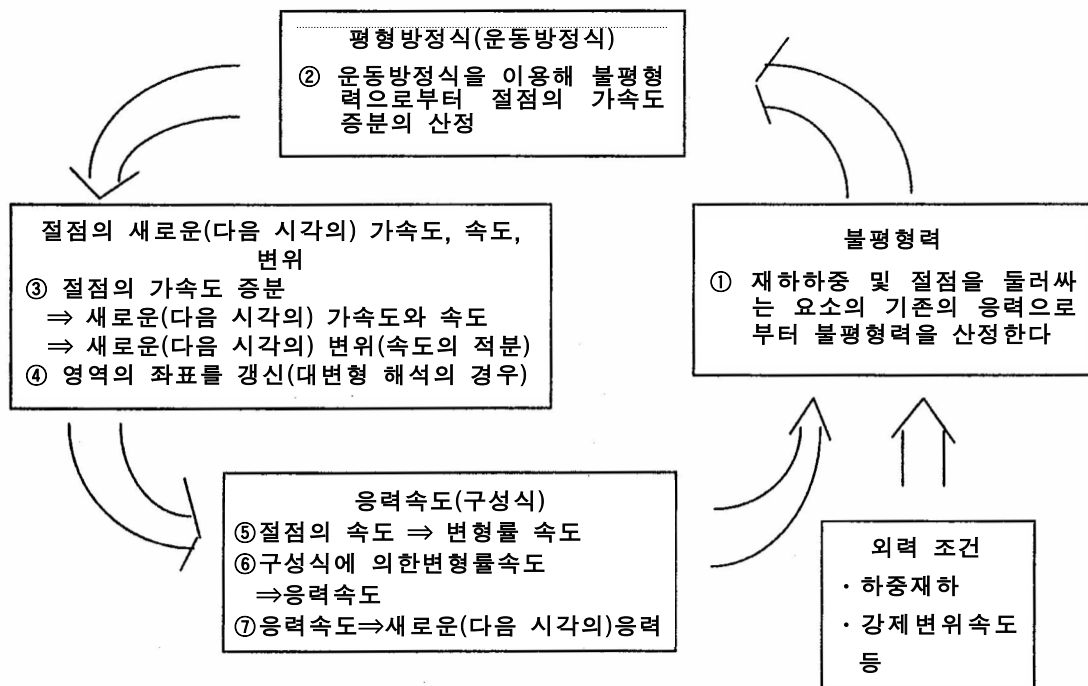


그림 3.175 동적 완화법 계산의 흐름

이 방법은 공간을 유한요소법으로 이산화(discrete)하여 동적인 지배 방정식을 구축한다. 이것에 외력(강제변위 속도, 하중 등)을 주어, 그림 3.175과 같이 시각에 있어서 절점의 가속도, 속도, 변위, 불평형력을 양해차분법(음해법을 적용해도 좋다)으로 구한다. 얻은 불평형력을 평형 방정식에 대입하여, 다음의 시각에 있어서의 절점의

가속도, 속도, 변위, 불균형력을 계산한다. 이 불균형력이 허용 범위내에 들어갈 때까지, 즉 정상상태가 될 때까지 시간방향으로 반복계산을 실시한다. 이 기법은 전체 강성행렬의 작성이 불필요하고, 또 역행렬을 구할 필요도 없기 때문에, 큰 문제도 적은 용량의 계산기로 풀 수가 있다.

또, 재료 비선형 외에, 절점 좌표를 변형의 진행에 맞추어 갱신하는 것으로 대변형 문제도 용이하게 취급할 수 있어, 비선형성이 매우 강한 문제에 그 능력을 발휘한다. 그 반면, 선형 문제도 비선형 문제와 동일한 정도의 반복회수의 계산이 필요하다.

라. 수치해석 도구

본 보고서의 5항에서 제시한 수정된 비선형 응력~변형률 관계를 지반공학분야에서 FDM 및 FEM 등의 수치해석에 적용하기 위한 구성법칙을 실현하기 위하여 각각의 프로그램 언어를 이용하였다. FDM을 위한 구성방정식은 FLAC V.4.0을 이용하였으며, FEM을 위한 구성방정식은 FEPE V5.2를 이용하였다.

(1) FLAC의 개요 및 적용

FLAC(fast lagrangian analysis of continua)은 주로 지반과 관련된 공학문제 해결을 위하여 개발된 FDM에 근거한 프로그램으로 미분방정식을 대체한 대수방정식의 해를 구하기 위하여 시간 진행형 양함수 해석법(explicit method)을 채택하고 있는데, 이는 매우 작은 시간 간격(time step)에서 임의의 절점에서 발생하는 수치적 불안정성(disturbance)은 오직 인접한 절점에만 영향을 미친다는데 근본 개념을 가지고 있다. 따라서, 각 절점에서 해를 구하기 때문에 FEM과 같이 행렬을 작성하여 해를 구할 필요가 없으며, 각 단계(step)마다 유한차분방정식을 재생성하는, 상대적으로 효율적인 방법을 이용한다.

연산과정에서 필요한 물리적 법칙은 운동법칙과 재료의 구성법칙이며 각 절점에서 얻어진 가속도를 적분하여 속도를 얻고 그림 3.176와 같이 이로부터 변형률의 변화량, 응력증분, 절점하중, 불평형 하중, 평형조건 검토를 일련의 반복적 연산과정으로 채택한다. 이와 같은 이유로 비선형 구성방정식을 쉽게 다룰 수 있는 장점을 가지

고 있다. 이와 같은 연산과정은 비선형 기법 중 동적완화법과 동일한 방식으로 구조해석 시 변형률장과 응력장을 나누어 계산하지 않고

또한 FLAC 자체에는 프로그래밍 언어인 FISH를 내장하고 있어, 대수방정식으로서 다양한 구성모델이나 프로그램 기법을 첨가할 수 있다. 즉, FLAC 프로그램에서 사용자가 새로운 변수 및 함수를 정의할 수 있고 데이터 파일을 통하여 입력한 프로그램을 메모리에 저장되어 있는 명령들로 변환해 주는 컴파일러(compiler)역할을 수행하며, FLAC 내에서 FISH로 작성된 함수를 호출하면 그에 따른 컴파일된 코드가 실행된다.

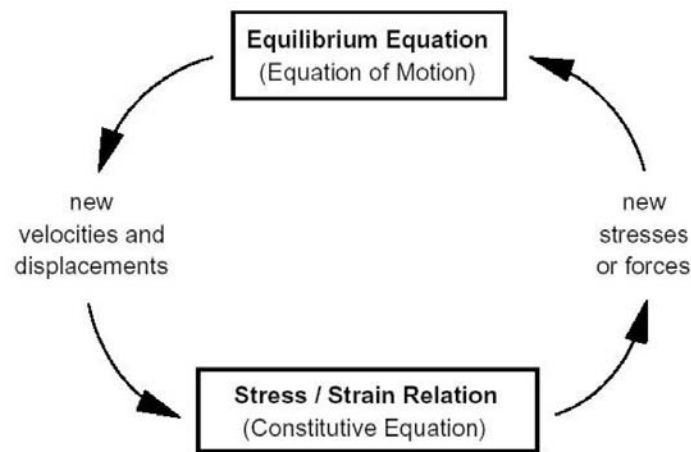


그림 3.176 FLAC의 수치해석 흐름도

(2) FEPG의 개요 및 적용

FEPG(finite element program generator)는 수치해석을 수행하는 프로그램이 아닌 수치해석을 수행하기 위한 FEM 프로그램 자체를 생성하는 도구라 할 수 있다. FEPG는 주어진 PDE와 유한요소해석 알고리즘(algorithm)의 표현으로부터, 자체의 구성요소 프로그램(component)과 수학적 표현을 결합하여 유한요소해석 소스코드(source code)를 생성하게 된다. FEPG는 과학과 공학 분야에서 FEM 문제를 해결하는데 이용되는 것으로 사용자가 직접 FEM을 위한 모든 수학적 공식과 표현들을 입력함으로써 지반공학을 포함한 구조해석 뿐 아니라 거의 모든 분야에서 이용이

가능한 장점이 있으며, 기본적인 서브루틴(subroutine)과 알고리즘을 제공하고 필요에 따라 수정 또는 추가함으로써 FORTRAN, C와 같은 프로그래밍 언어를 직접 사용하는 데 필요한 시간과 노력을 절감할 수 있다. 여기에서는 통상 다음과 같은 순서를 통하여 해를 구하게 된다.

- ① 연속체를 유한개의 요소로 분할하고 각 요소는 절점으로 접속된다.
- ② 각 요소 내에서의 변위 분포방식을 가정한다.
- ③ 절점에서의 변위를 쓰고 요소 내에서의 적합한 변형율장을 구한다.
- ④ 재료의 구성관계를 정한다.
- ⑤ 경계응력조건을 등가한 절점력으로 치환한다.
- ⑥ 가상일의 원리를 쓰고 절점력과 절점변위를 연결시키는 강성행렬을 정한다.
- ⑦ 전체 강성행렬을 조립하여 미지의 절점변위를 구한다.
- ⑧ 다시 순서 ③을 쓰고 변형율장을 정한다.
- ⑨ 다시 순서 ④를 쓰고 응력장을 정한다.
- ⑩ 반복계산이 필요하거나 경계응력조건(하중 증분)이 있으면 순서 ⑤에 되돌아가서 반복한다.

그림 3.177에 위에서 설명한 FEM에 의한 수치해석 과정의 흐름도를 나타내었으며, 그림 3.178은 이러한 수치해석 과정을 실현하기 위한 전처리, 계산, 후처리 프로그램의 구성요소 및 세부구조를 나타내었다. 이 중 FEPG는 유한요소 수치계산 프로그램에 해당되는 소스코드를 생성하게 된다.

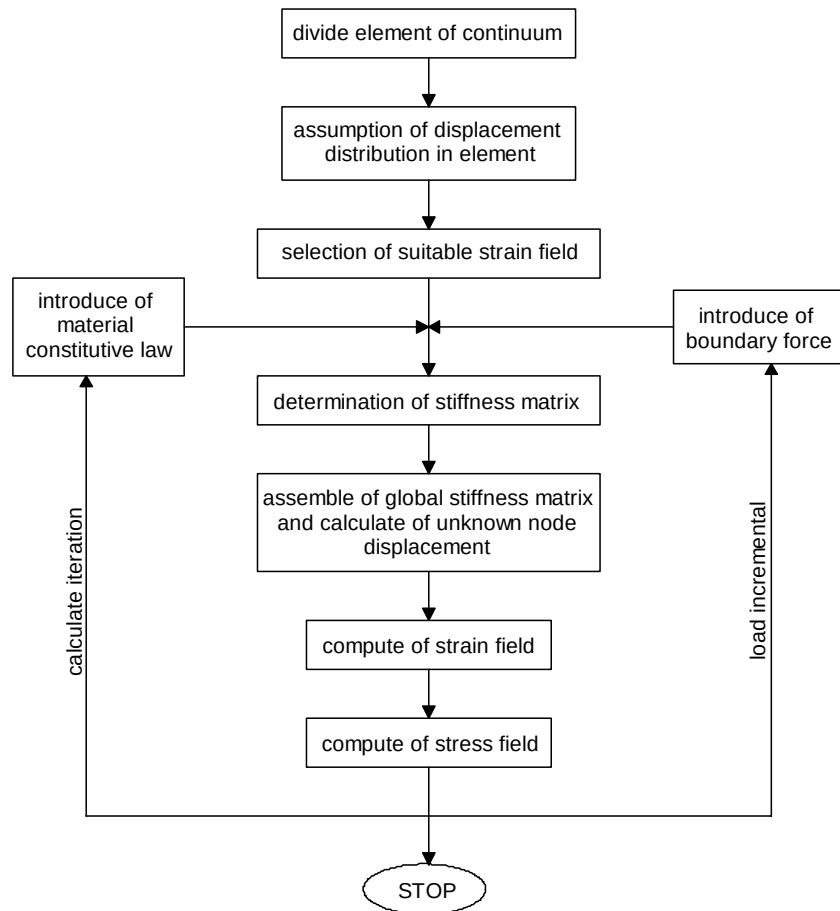


그림 3.177 유한요소법에 의한 수치계산 흐름도

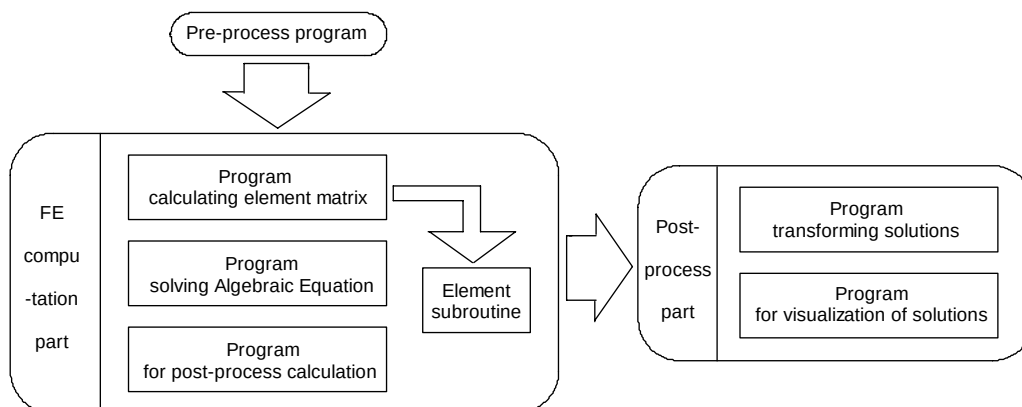


그림 3.178 FE 해석프로그램의 일반적 구조

FEPG에서 유한요소 수치계산 프로그램(finite element computation program)은 5개의 구성요소인 START, BFT, SOLV, E 그리고 U로 나뉘어져 있다. 각각의 구성요소의 역할 및 목적은 아래의 설명과 같다.

- ① START : 이 구성요소는 수치해를 구하기 위하여 각 절점의 자유도와 각각의 대수 방정식에 해당되는 각 변수들의 상관관계를 지정하고 초기 조건을 설정한다.
- ② BFT : 이 구성요소는 각각의 시간단계에 대한 경계조건을 표현한다. 즉, 시간의 갱신과 각 경계절점에 대하여 외력과 절점변위 등을 부여한다. 또한 계산결과를 저장하기 위하여 'post.bat'라는 이름의 배치파일을 생성할 수 있다.
- ③ E program : 이 구성요소는 각 요소에 대하여 강성행렬, 체적행렬, 하중행렬 등을 계산하고, 각각의 행렬들은 각 요소의 대수방정식에 의하여 특정변수에 합쳐져서 형태로 변환되고 표현되어진다.
- ④ SOLV : 이 구성 프로그램은 E program에서 얻어진 행렬들의 조합에 의하여 전체강성(global stiffness)과 하중행렬을 형성한 후, 대수 방정식의 해를 구하는데 적용된다. 즉 수치계산을 수행하는 역할을 한다.
- ⑤ U program : 이 구성요소는 SOLV 구성요소에서 얻어진 각 변수를 위한 해가 각 노드의 자유도를 위하여 변환되고 표현되어진다. 이것은 또한 후처리 과정에 사용되어지는 다른 계산결과들을 포함할 수 있다.

이 구성요소들은 FEPG에 의하여 생성된 배치파일 내부에 포함되어진 배치 명령어에 의하여 실행되고, 유한요소해석에 의한 해가 얻어진다. 이들 구성요소들의 관계는 다음의 그림 3.179와 같다. 종속적인 구성요소와 독립적인 구성요소로 나눌 수 있는데, 독립 구성요소들은 사용자에게 의하여 직접 입력과 명령을 수행할 수 있는 반면, 종속구성요소들은 사용자가 변수, 정수, 함수 등을 입력할 수 있으나, 명령은 FEPG 시스템에 의하여 조정된다.

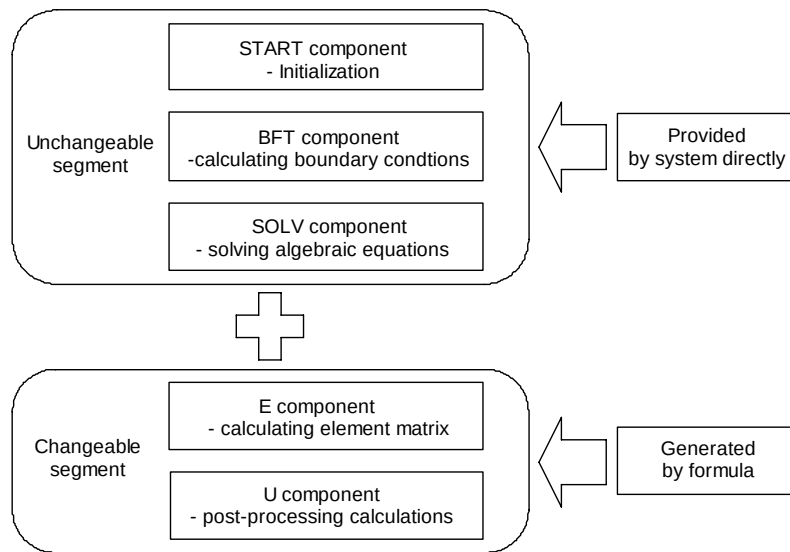


그림 3.179 각 구성요소들의 관계 및 역할

계산을 수행하기 위하여, 위에서 설명한 모든 구성요소들은 사용자의 정의에 의하여 그림 3.180와 같이 지배방정식, 대수방정식, 함수 등을 표현하여 PDE 파일로 작성하고 해석 알고리즘은 GCN 또는 NFE 파일로 작성하며, GIO 파일로 입력과 출력을 정의하여 유한요소해석 소스코드를 생성하고, 소스코드의 부분적 수정 또는 추가를 통하여 사용자 자신의 프로그램을 작성할 수 있다. FEPG 시스템의 주요 기능은 사용자에게 의하여 수학적 표현에 따른 유한요소해석 프로그램을 생성시키는 것이라 할 수 있다. 일반적으로 다른 FE 소프트웨어들은 특정영역 및 특정문제에 대해서만 적합한 단점을 FEPG가 해결할 수 있는 장점을 가진다.

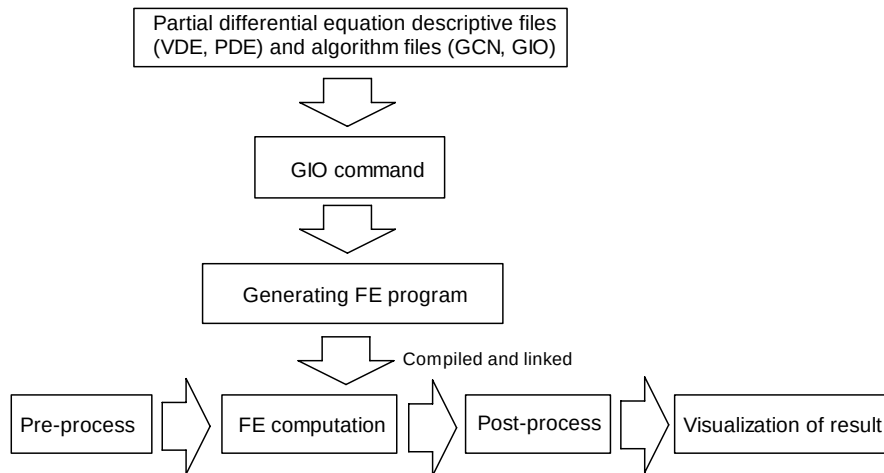


그림 3.180 FEPG의 수치계산 프로그램 생성 흐름도

마. 제안된 모델의 수치해석에의 적용 및 모델링

식 (3.48)에 나타낸 바와 같이 제안된 MGHE에 의한 접선변형계수는 기본 쌍곡선 함수로부터 유도된 것으로, 후크의 법칙을 이용하여 증분형태에 기초한 구성법칙을 형성할 수 있다. 즉, 비선형의 응력~변형률 관계를 나타내기 위하여 비선형의 실측 데이터를 몇 개의 구분으로 나누어 각각에 대하여 부분적으로 선형(piecewise linear)인 연속적인 절선으로 근사시키는 방법이다. 이와 같은 근사의 가운데에는 bilinear, trilinear 또는 multilinear 등의 표시법으로 흔히 쓰이고 있다. 이들의 경우에 응력~변형률 관계는 적분형으로 나타내며, 각 구간에서 다음과 같은 선형 탄성 구성 법칙이 이용된다. 따라서, 쌍곡선 모델은 준선형 또는 비선형 탄성모델 (quasilinear or nonlinear elastic constitutive model)이라고도 한다.

$$\Delta \sigma_{ij} = [D] \cdot \Delta \epsilon_{ij} \quad (3.48)$$

현재, 어떤 응력레벨에서의 응력증분에 대한 변형률 증분이 구해지면 비선형 계산 기법에서 설명한 바대로 다음과 같이 변형률 및 응력의 증분량이 결정된다. 여기서 강성 매트릭스 $[D]$ 응력에 대한 함수로서, 전 단계의 응력레벨 $[\sigma]_{i-1}$ 에서 새로

계산된 것이 쓰인다.

$$\{\Delta \varepsilon_{ij}\}_i = [B] \cdot \{\delta_{ij}\}_i \quad (3.49)$$

$$\{\Delta \sigma_{ij}\}_i = [D_{i-1}] \cdot \{\Delta \varepsilon_{ij}\}_i \quad (3.50)$$

여기서, 강성 매트릭스 $[D]$ 는 식 (3.48)에 나타낸 접선변형계수가 사용되며, 이 식에서의 접선변형계수는 변형률의 함수로 정의된 보정계수를 사용하기 때문에 응력과 동시에 변형률의 상태에 의존된다.

여기서, 응력 증분에 대한 변형률 증분을 구하기 위하여 매개변수로서 $[D]$ 를 사용하는데, MCHE, MGHE는 CHE와 달리 $[D]$ 에 기지의 응력 성분과 함께 미지의 변형률 성분이 포함되어 있다.

(1) FLAC에서의 응용

앞서 설명한 바와 같이 제안된 MGHE 모델은 강성계수가 응력증분과 변형률 증분의 함수이므로 변형률 증분과 응력증분에 대하여 새롭게 쓰여 져야 한다. 그러나 동적완화법을 적용하고 있는 본 프로그램에서는 그림 3.176 및 그림 3.175에 나타낸 바와 같이 경계조건으로 가한 기지의 응력성분이 각 절점의 절점가속도를 구하고 이 절점 가속도로부터 미지의 변형률 성분을 구하는 반복 사이클을 형성한다. 때문에 구하고자 하는 변위를 직접적으로 FISH함수에서 변수로 사용할 수 없으므로, FISH함수의 가외기억변수(extra memory function)를 이용, 1회 증분의 응력에 대하여 각 절점에서 발생하는 변형률을 갱신할 수 있다. 이러한 강성계수의 변형률은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\Delta \varepsilon_{zz[D]} = \Delta \sigma_{zz} / E_{ref} \quad (3.51)$$

여기서, E_{ref} 는 CHE에 의한 접선변형계수로서 강성매트릭스 안에 포함된 변형률을 정의하기 위하여 사용된 유도함수(reference function)라고 제안할 수 있다.

이 유도함수로서 CHE에 사용된 접선변형계수를 사용하는 것은 MGHE의 매개변수

안에 포함된 기지의 파라미터를 사용하게 되므로 별도의 파라미터를 필요로 하지 않는다.

제안된 MGHE 접선변형계수는 다시 식 (3.5)과 같이 차원을 갖는 형태로 나타내면 다음과 같다.

$$E_t = C_1(x) \cdot E_i \cdot [1 - (\sigma_1 - \sigma_3) / \{C_2(x) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)\}]^2 \quad (3.52)$$

여기서, E_i 는 Janbu가 제시한 대기압 및 구속응력에 관한 함수로 바꾸고, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 는 mohr-coulomb 파괴기준에 의하여 식 (3.25)과 같이 나타내면 위 식은 최종적으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_t = \left[1 - \frac{(1 - \sin\phi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot C_2(x) \cdot (c \cdot \cos\phi + \sigma_3 \cdot \sin\phi)} \right]^2 \cdot C_1(x) \cdot K \cdot P_{atm} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n \quad (3.53)$$

그림 3.159는 제안된 MGHE 모델에서 정의된 접선변형계수의 계산과정의 흐름도를 나타내고 있으며, FISH문은 그림 3.182에 나타낸 바와 같다. 그림 3.182에 나타낸 FISH문 가운데 **ex_1(i,j)**는 가외기억함수로서 기지의 응력증분에 따라 각 노드에 식 (3.50)의 변형률을 갱신하고자 사용된 것이다.

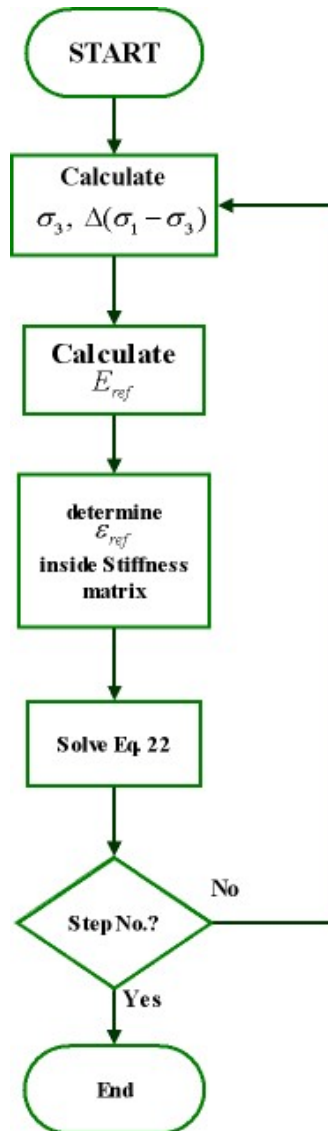


그림 3.181 MGHE 모델의 구성방정식 계산 흐름도

```

def MGHE
  loop i (1,izones)
    loop j (1,jzones)
      temp1=-0.5*(sxx(i,j)+syy(i,j))
      temp2=sqrt(sxy(i,j)^2+0.25*(sxx(i,j)-syy(i,j))^2)
      s3=min(temp1-temp2,-szz(i,j))
      if s3<0 then
        s3=0.0
      end_if
      s1=max(temp1+temp2,-szz(i,j))
      qe=s1-s3
      if qe<0 then
        qe=0
      end_if
      temp3=2*(coh*cos(fri*degrad)+s3*sin(fri*degrad))
      temp4=1-sin(fri*degrad)
      qm=temp3/temp4
      Em=k1*Patm*(s3/Patm)^nd
      if s3<50 then
        Dtof=9.337-0.199*log(s3/patm)
        Dtos=1.786-0.997*log(s3/patm)
        Dtot=0.871+0.764*log(s3/patm)
        Dtop=1.107+0.498*log(s3/patm)
      end_if
      if s3>50 then
        Dtof=9.295-0.332*log(s3/patm)
        Dtos=0.928-3.721*log(s3/patm)
        Dtot=0.717+0.276*log(s3/patm)
        Dtop=0.981+0.1*log(s3/patm)
      end_if
      eref=(1/Dtof*Em*(1-qe/(1/Dtot*qm))^2) ; reference modulus for calculate axial strain
      ex_1(i,j)=(-syy(i,j)/eref) ; not exact, but reasonable random approximate
      if s3<50 then
        ita=26.34+4.252*log(s3/patm)
        ki=16.774-0.399*log(s3/patm)
        alp=1.117+0.894*log(s3/patm)
        bita=4.678-0.568*log(s3/patm)
      end_if
      if s3>50 then
        ita=63.883+123.41*log(s3/patm)
        ki=40.314+74.312*log(s3/patm)
        alp=0.802-0.106*log(s3/patm)
        bita=3.901-3.033*log(s3/patm)
      end_if
      Dang1=cos(pi/(ita/(ex_1(i,j)*em/qm)+1))
      Dang2=cos(pi/(ki/(ex_1(i,j)*em/qm)+1))
      Bang1=cos(pi/(alp/(ex_1(i,j)*em/qm)+1))
      Bang2=cos(pi/(bita/(ex_1(i,j)*em/qm)+1))
      Dtemf=0.5*(Dtof+Dtos)
      Dtems=0.5*(Dtof-Dtos)
      Dtemt=0.5*(Dtot+Dtop)
      Dtemp=0.5*(Dtot-Dtop)
      Atof=Dtemf+Dtems*Dang1
      Atos=Dtemt+Dtemp*Dang2
      Ctos=1/Atof
      Ctop=1/Atos
      Ctof=1 ; theory
      if s3<50 then
        Ctot=0.291+0.302*log(s3/patm)
      end_if
      if s3>50 then
        Ctot=0.204+0.027*log(s3/patm)
      end_if
      Ctemf=0.5*(Ctof+Ctos)
      Ctems=0.5*(Ctof-Ctos)
      Ctemt=0.5*(Ctot+Ctop)
      Ctemp=0.5*(Ctot-Ctop)
      Cpar1=Ctemf+Ctems*Bang1
      Cpar2=Ctemt+Ctemp*Bang2
      Eec=Cpar1*Em*(1-qe/(Cpar2*qm))^2 ; tangent modulus
      bulk_mod(i,j)=Eec/(3*(1-2*nu)) ; bulk modulus
      shear_mod(i,j)=Eec/(2*(1.0+nu)) ; shear modulus
    end_loop
  end_loop

```

그림 3.182 변형계수 갱신을 위한 MGHE 모델의 서브루틴

(2) FEPG에서의 응용

유한요소법에서는 앞서 설명한 바와 같이 외부의 체적력, 표면력 등의 하중경계조건에 의하여 변위를 계산하고 이 변위에 의하여 변형률장을 쓰게 되고, 발생한 변형률은 주어진 구성법칙에 의하여 응력장을 작성하게 된다. 따라서, 변형률장과 응력장에 대한 각각의 서브루틴을 작성해야 하며, 이 경우 강성행렬은 변형률 및 응력에 관한 함수이므로 변형률장과 응력장을 순서대로 계산할 수가 없다. 따라서 응력장과 변형률장은 서로 의존해야 하므로 변형률장의 계산 수행시 첫 번째 변형률 증분은 상수로서 초기변형계수를 사용하여 응력증분을 계산하게 되고 시간증가에 따라 갱신되어 변위와 응력을 계산하게 된다. 즉, 그림 3.161의 계산 흐름 알고리즘에서 E 구성프로그램(component)에서 상수로서 계산된 변형률장에 의한 응력장이 동시에 계산되고 비선형 시간의 준형 transient 경계조건으로서 비선형 계산에 따른 수렴조건이 만족되면 다음 단계의 변형률장과 응력장의 계산을 수행하고 시간에 따른 경계조건의 변화에 따라 다시 구성방정식, 즉, 응력과 변형률의 계산을 반복 수행하게 하였다.

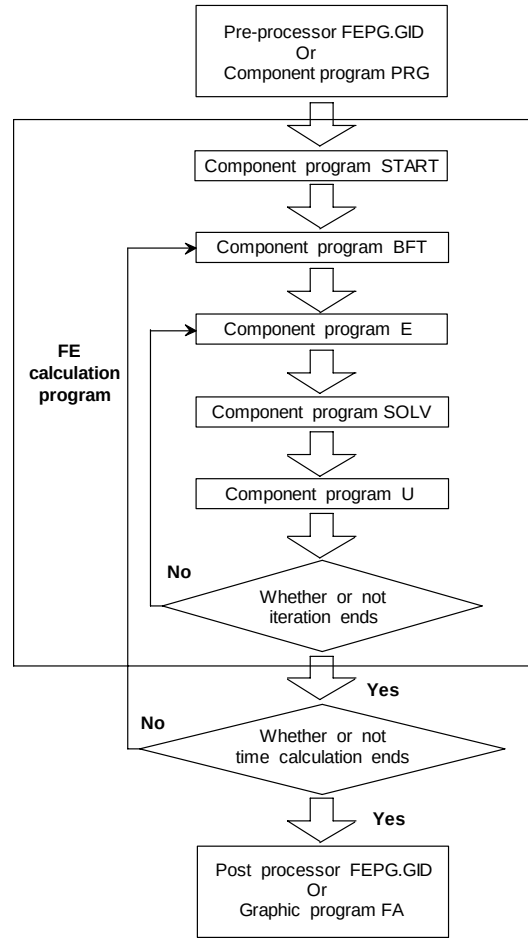


그림 3.183 비선형 시간의존형 transient
경계조건 계산 흐름도.

또한 축대칭 모델을 고려하기 위하여 식 (3.38) 응력~변형률 관계는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{pmatrix} \sigma_{rr} \\ \sigma_{\theta\theta} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{rz} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_{rr} \\ \epsilon_{\theta\theta} \\ \epsilon_{zz} \\ \epsilon_{rz} \end{pmatrix} \quad (3.54)$$

이와 같이 응력~변형률 관계와 평형방정식을 galerkin 법에 의하여 적분형으로 나타내면 축대칭 모델의 경우 아래와 같은 지배 방정식을 얻을 수 있다. 이와 같은 방정식 및 접선변형계수 함수를 작성하여 입력하였다.

$$\begin{aligned}
& \int_V \varepsilon_{rr} \delta \varepsilon_{rr} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (1-\nu) dV + \int_V \varepsilon_{xx} \delta \varepsilon_{xx} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (\nu) dV + \\
& \int_V \varepsilon_{zz} \delta \varepsilon_{zz} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (\nu) dV + \int_V \varepsilon_{zz} \delta \varepsilon_{zz} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (1-\nu) dV + \\
& \int_V \varepsilon_{rz} \delta \varepsilon_{rz} \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (0.5-\nu) dV \quad (3.55) \\
& = \int_V (f_x \delta u + f_z \delta w) dV + \int_{\Gamma} (T_x \delta u + T_z \delta w) d\Gamma
\end{aligned}$$

그림 3.184는 FEPG를 구동하기 위하여 작성된 변형률장으로서 점선변형계수 나타내는 함수를 포함한 지배방정식을 예로서 나타내었다. 각각의 함수는 FLAC의 FISH문과 거의 유사하게 작성된다.

```

defi
disp u v
coor r z
func exx eyy ezz exy
coef vn sxxn syyn szzn sxyn
shap %1
gaus %3
$!

\skip (axisymmetric term)

func
$c6 vol = r
$c6 eyy_old=(vn/z)
$c6 sxx_old=sxxn
$c6 syy_old=syyn
$c6 szz_old=szzn
$c6 sxy_old=sxyn
$c6 temp1=0.5*(sxx_old+syyn_old)
$c6 temp2=dsqrt(sxy_old**2+0.25*(sxx_old-syy_old)**2)
$c6 sigma_3=abs(temp1-temp2)
$c6 if (sigma_3.lt.0.0) then
$c6 sigma_3=0.0
$c6 endif
$c6 sigma_1=abs(temp1+temp2)
$c6 qe=sigma_1-sigma_3
$c6 if (qe.lt.0.0) then
$c6 qe=0.0
$c6 endif
$c6 temp3=2*(coh*COS(fri*3.14/180)+sigma_3*SIN(fri*3.14/180))
$c6 temp4=1-SIN(fri*3.14/180)
$c6 qm=temp3/temp4
$c6 em=k*pat*(sigma_3/pat)**nd
$c6 if (sigma_3.le.100) then
$c6 dtot=1.09+0.7*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 dtos=1.09+0.7*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 dtot=0.887-0.239*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 dtop=0.887-0.239*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 endif
$c6 if (sigma_3.gt.100) then
$c6 dtot=1.107+1.927*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 dtos=1.062+1.362*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 dtot=0.873-0.847*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 dtop=0.892+0.116*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 endif
$c6 if (sigma_3.le.100) then
$c6 ita=0.0+0.0*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 ki=0.0+0.0*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 alp=0.247+0.352*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 bita=0.247+0.352*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 endif
$c6 if (sigma_3.gt.100) then
$c6 ita=0.141+10.052*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 ki=0.111+7.823*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 alp=0.268+1.864*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 bita=0.236-0.119*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 endif
$c6 dang1=COS(3.14/(ita/(abs(eyy_old)*em/qm)+1))
$c6 dang2=COS(3.14/(ki/(abs(eyy_old)*em/qm)+1))
$c6 bang1=COS(3.14/(alp/(abs(eyy_old)*em/qm)+1))
$c6 bang2=COS(3.14/(bita/(abs(eyy_old)*em/qm)+1))
$c6 dtemf=0.5*(dtot+dtos)
$c6 dtems=0.5*(dtot-dtos)
$c6 dtemt=0.5*(dtot+dtop)
$c6 dtemp=0.5*(dtot-dtop)
$c6 atos=dtemf+dtems*dang1
$c6 atos=dtemf+dtemp*dang2
$c6 ctos=1/atos
$c6 ctot=1/atos
$c6 if (sigma_3.le.100) then
$c6 ctot=0.723-5.448*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 endif
$c6 if (sigma_3.gt.100) then
$c6 ctot=0.778-1.561*LOG10(sigma_3/pat)
$c6 endif
$c6 ctemf=0.5*(ctot+ctos)
$c6 ctems=0.5*(ctot-ctos)
$c6 ctemt=0.5*(ctot+ctop)
$c6 ctemp=0.5*(ctot-ctop)
$c6 cpar1=ctemf+ctems*bang1
$c6 cpar2=ctemt+ctemp*bang2
$c6 if (time.LT.1.5*dt) then
$c6 E=em
$c6 else
$c6 E_t=cpar1*em*(1-qe/(cpar2*qm))**2
$c6 endif
$c6 fact = E_t/(1+pv)/(1.-pv)
$c6 shear = (1.-pv)/2
exx=+u/r
eyy=+v/z
ezz=+u/r
exy=+u/z+v/r

stif
dist=+[exx:exx]*(1.-pv)*fact*vol+[exx:eyy]*pv*fact*vol
+ [eyy:exx]*pv*fact*vol+[eyy:eyy]*(1.-pv)*fact*vol
+ [exy:exy]*shear*fact*vol

load=+[u]*fu*vol+[v]*fv*vol
end

```

그림 3.184 변형률장을 정의한 서브루틴

(3) 삼축압축시험의 수치적 시뮬레이션

쌍곡선 함수의 정규화에 의한 응력~변형률 관계 함수를 수치해석을 위한 구성모델로 작성하기 위하여 본 연구에서는 FLAC 및 FEPG 프로그램을 이용하였다. FLAC은 유한차분법을 이용한 수치해석 프로그램으로 프로그램 내부의 FISH 프로그래밍 언어를 이용하여 새로운 변수 및 함수를 정의 할 수 있다. FISH문은 데이터파일을 통하여 입력한 코드를 FLAC의 메모리에 저장되어 있는 명령어로 변환해 주는 컴파일러 역할을 한다. 이와 같이 FISH를 이용하여 MGHE 구성방정식을 작성할 수 있고 프로그램 내에서 호출하게 되면 해석을 수행할 수 있다. FEPG는 유한요소법을 이용한 것으로 Galerkin법과 최소자승법에 의한 변형률장과 응력장을 편미분방정식으로 작성, 프로그램 내부의 solver를 이용하여 해석을 수행하였다.

삼축압축시험과 제안된 모델의 비선형 응력~변형률 관계를 비교하기 위하여 삼축압축 시험체의 모델링을 실시하였다. 그림 3.185과 같이 축대칭에 의한 2차원 half 모델을 고려하여 경계조건 및 초기조건을 시험체와 동일하게 모사하였다. 경계조건으로는 제1종 경계조건(dirichlet condition)으로서 모델의 상,하부에 변위하중 경계조건을 가하였으며, 왼편은 축대칭이므로 수평방향 고정 경계조건 및 구속압 경계조건으로서 오른편은 정적인 구속압을 설정하였다. 초기에 이 모델은 구속압에 상응하는 초기응력을 가지고 있으므로 초기응력으로서 가해진 구속압만큼의 압축응력을 모든 방향으로 가하였다.

그림 3.185과 같이 점성토의 실제 삼축압축시험을 모델링 하기 위하여 축차응력의 재하속도 $2.33 \times 10^{-7} m/sec$ 로 격자요소 상하부에 경계조건을 설정하였으며 축변형률이 10%이상 발생되도록 42000step의 시간단계를 설정하였다. 사질토의 경우에는 축차응력의 재하속도 $1.17 \times 10^{-6} m/sec$ 로서 지속적으로 변위가 발생되도록 경계를 설정하였으며, 7000step의 시간단계를 설정하였다.

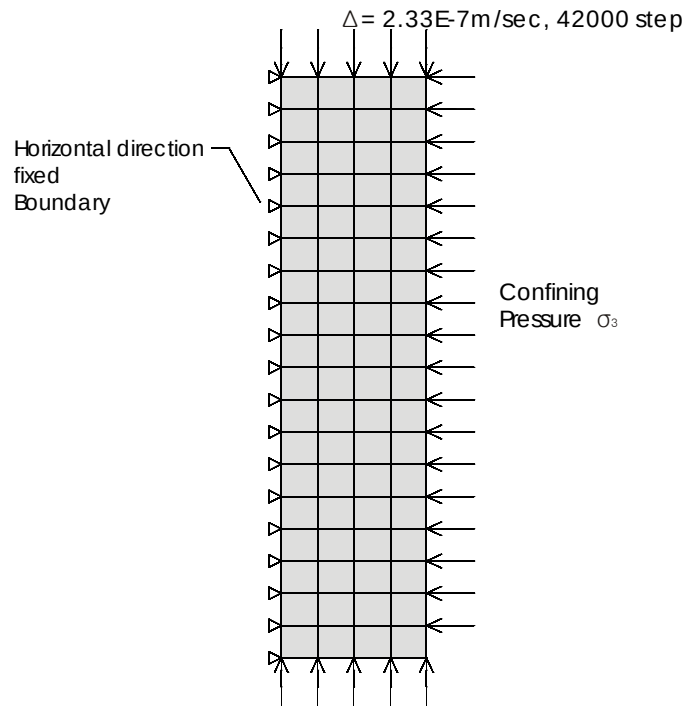


그림 3.185 삼축압축 시험시료의 축대칭 격자요소

바. 수치해석 결과

그림 3.186은 점성토 시료의 삼축압축시험 결과로 나타난 축방향 응력~변형률 관계 및 MGHE 모델에 의한 수치해석 결과로 나타난 축방향 응력~변형률 관계를 나타낸 것이며, 그림 3.187는 사질토 시료의 시험결과와 수치해석 결과를 나타낸 것이다. 이 결과에서 나타난 바와 같이 각각의 구속응력하에서 응력과 변형률 관계는 파괴 시까지 MGHE 모델을 이용하여 양호한 일치성을 확인할 수 있다. FDM 및 FEM의 결과도 거의 동일한 결과를 나타내고 있다.

그림 3.188 ~ 3.190과 그림 3.191 ~ 3.193 각각 점성토 및 사질토의 각 구속응력하에서의 할선변형계수의 변화를 수치해석결과와 비교하여 나타낸 것으로 실제 시험 결과에 매우 양호한 일치성을 확인할 수 있다. 따라서, 이 모델로서 동일한 파라미터를 가지고 초기로부터 파괴 시까지 다양한 지반재료의 비선형 거동 특성을 모델링 할 수 있을 것으로 판단된다.

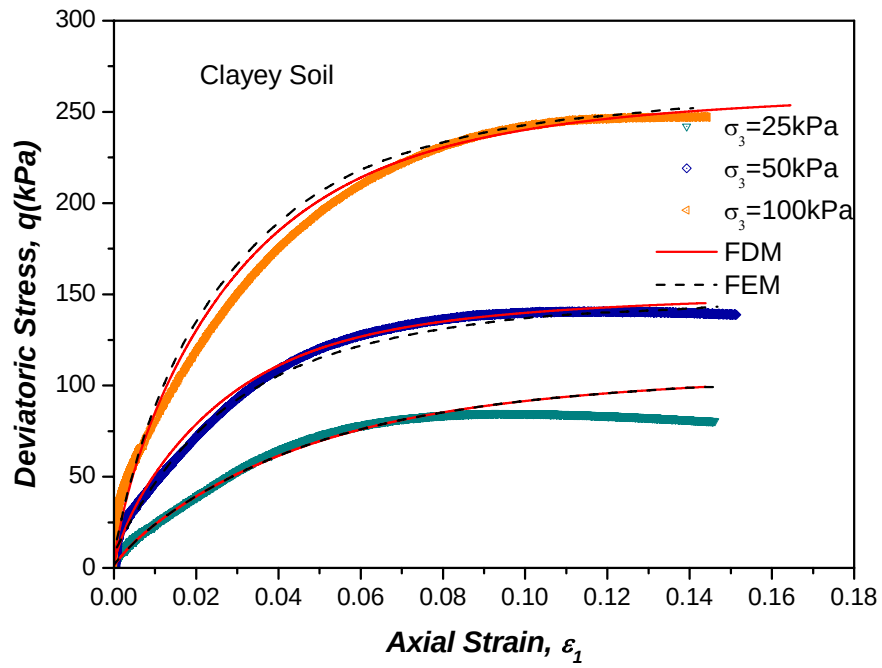


그림 3.186 점성토의 응력~변형률 수치해석 결과

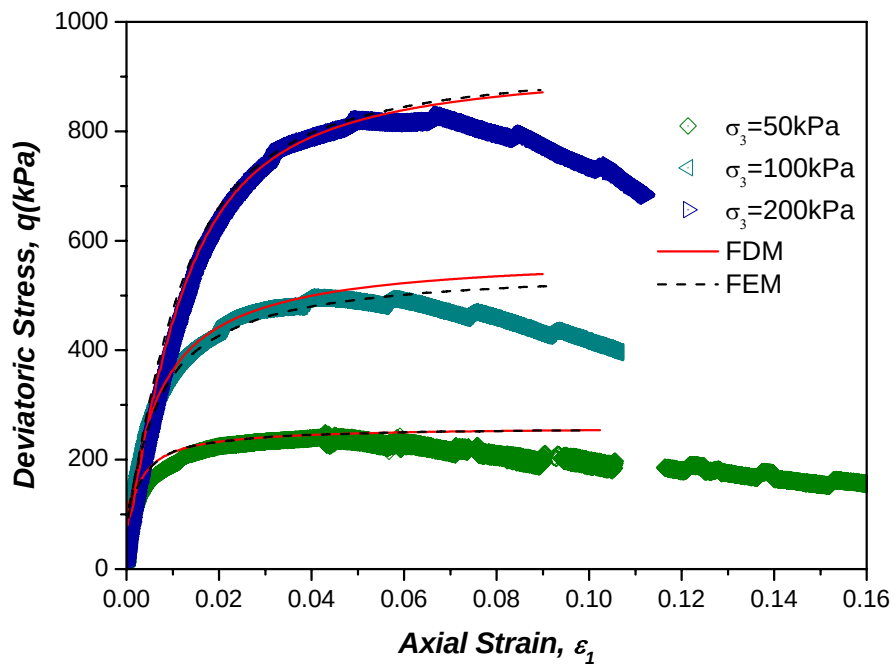


그림 3.187 사질토의 응력~변형률 수치해석 결과

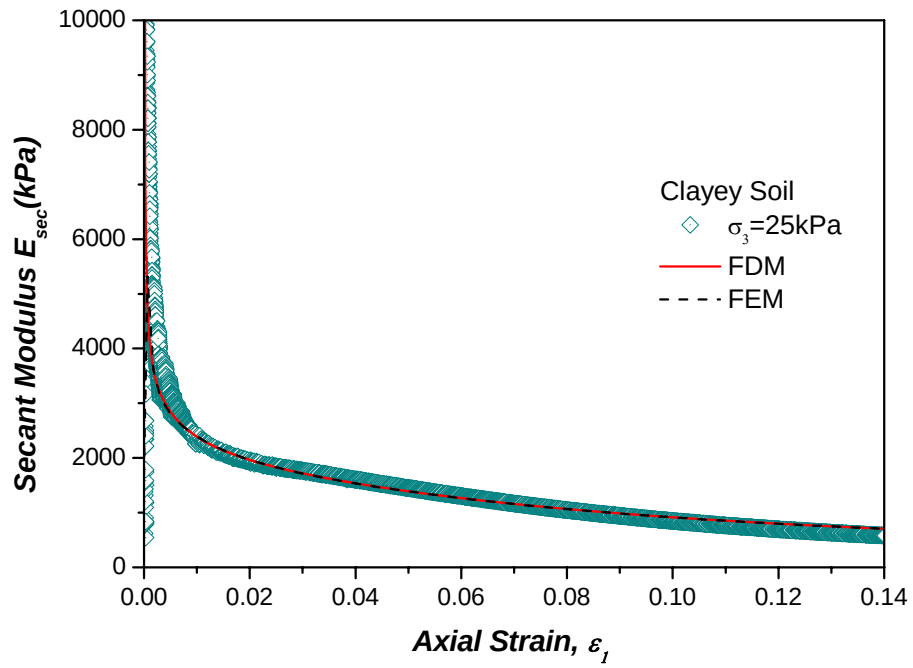


그림 3.188 구속압 25kPa 점성토의 할선변형계수 변화 및 수치해의 비교

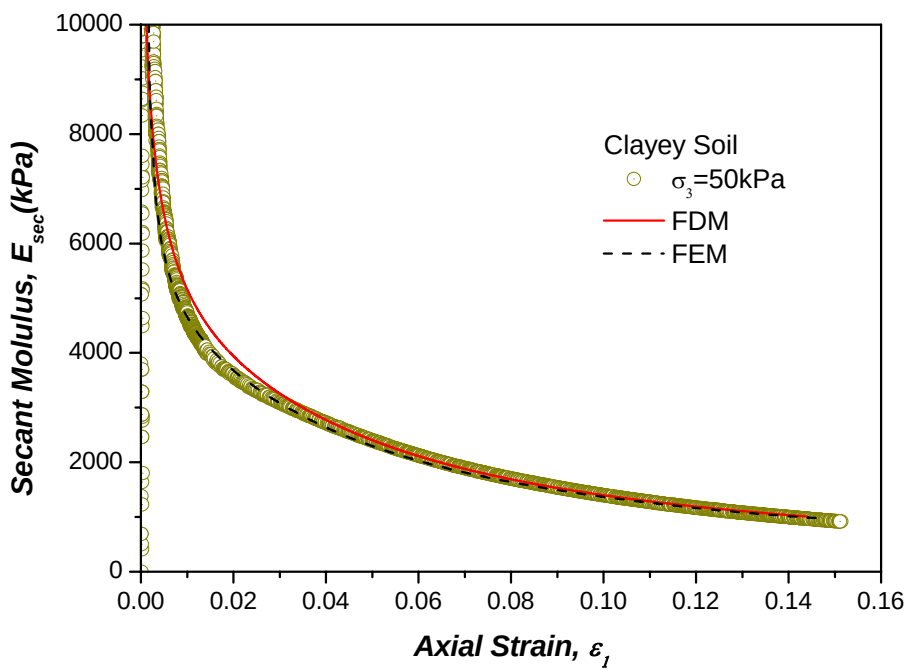


그림 3.189 구속압 50kPa 점성토의 할선변형계수 변화 및 수치해의 비교

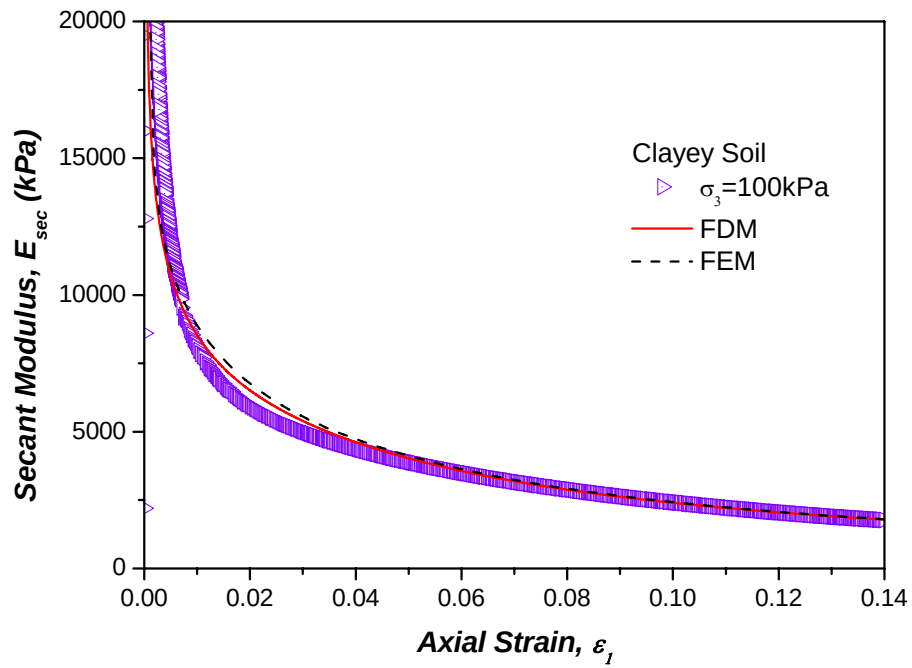


그림 3.190 구속압 100kPa 점성토의 할선변형계수 변화 및 수치해의 비교

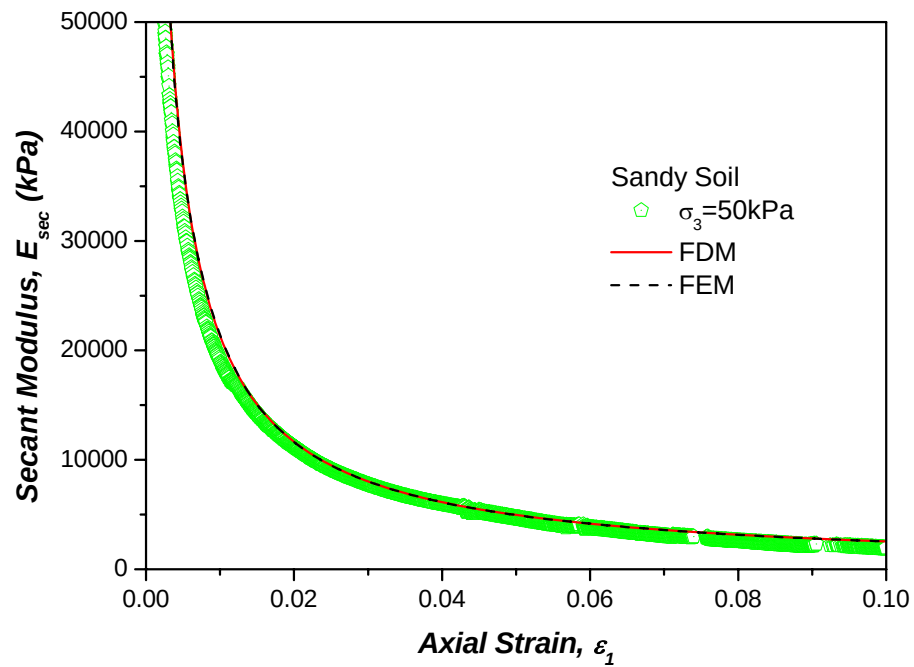


그림 3.191 구속압 50kPa 사질토의 할선변형계수 변화 및 수치해의 비교

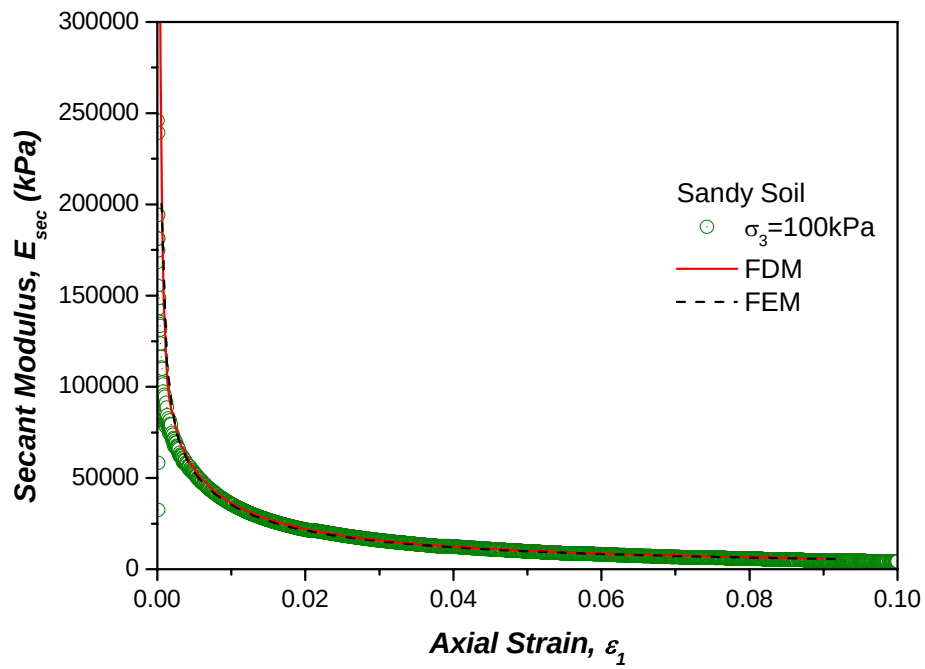


그림 3.192 구속압 100kPa 사질토의 할선변형계수 변화 및 수치해의 비교

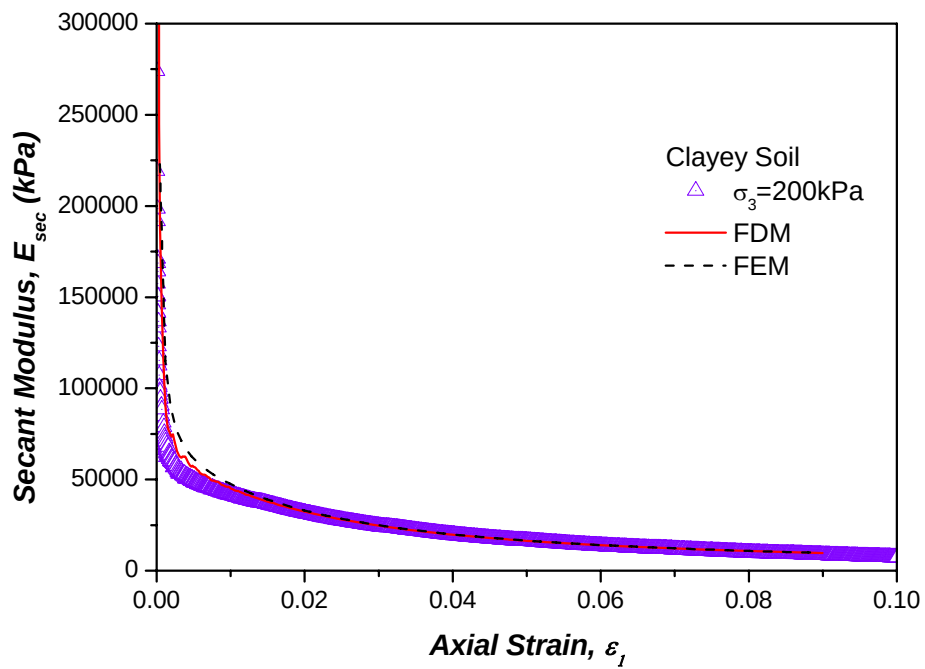


그림 3.193 구속압 200kPa 사질토의 할선변형계수 변화 및 수치해의 비교

그림 3.194는 일례로 점성토의 경우, MGHE 모델 및 MCHE 모델, CHE모델, duncan&chang 모델에 의한 응력~변형률 거동을 시뮬레이션한 결과를 나타낸 것으로, 기존의 Duncan & Chang 모델의 한계와 CHE 모델이 초기부분과 파괴부분에서의 불일치성을 나타내어 전체 변형률 영역에서 만족스러운 결과를 보여주지 못하고 있음을 확인할 수 있다. MCHE 모델은 MGHE 모델과 비교하여 상당히 만족스러운 결과를 보여주고 있으나, MGHE 모델에 비하여 초기부분에서 실제 응력~변형률 거동보다 작게 평가되고 있는 것을 확인할 수 있다. 이에 비하여 MGHE 모델은 상대적으로 실제 응력~변형률 거동을 초기로부터 파괴 시까지 양호한 일치성을 확인할 수 있다.

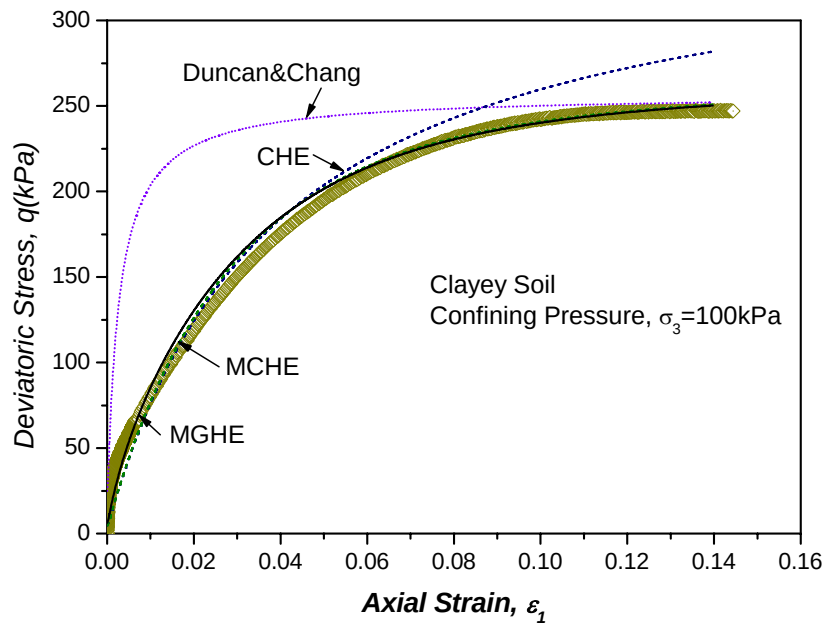


그림 3.194 구속압 100kPa에서의 각 모델의 피팅 결과 비교

7. 실제 지반에의 적용 및 효용성

가. 개 요

그림 3.195은 원형의 강성 기초판에 단계별 하중을 가한 지반의 지지력 시험과 침하해석 예이다. 강성 기초판의 반경은 4feet이며, 강성 기초판에 유압하중을 가하여 단계별 하중을 가하였다.

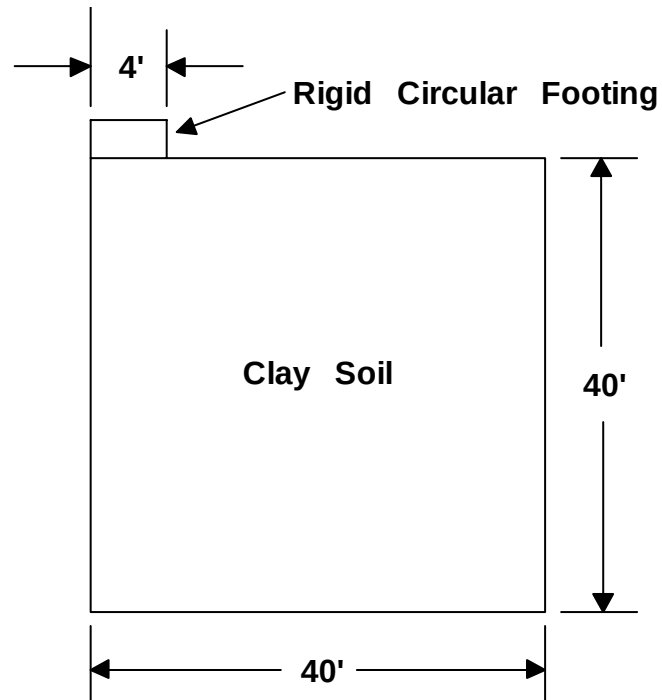


그림 3.195 시험 및 해석지반의 개요

그림 3.196는 이 지반의 극한 지지력 및 침하량을 파악하기 위한 재하시험 결과 나타난 하중~침하량 곡선이다. 하중 스텝은 8단계로 가하였으며, 여기에 Terzaghi의 극한 지지력 공식에 의한 이론적 극한 값을 동시에 나타내었다.

원형기초에 대한 극한지지력 공식은 내부마찰각이 0인 경우 다음과 같다.

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c = 1.3 \times 1000 \times 5.7 = 7410 \text{ psf} \quad (3.56)$$

이론 극한지지력은 7410psf이며, 실제 시험결과로 나타난 극한 지지력은 6500psf 정도로 나타났다. 전형적인 비선형 응력~변형 관계를 나타내며, 점성토의 특성상 초기 재하시 발생한 소성변형을 일으킴에 따라 비교적 느슨하고, 이론값에 이르지 못하는 극한값을 나타내고 있는 것으로 판단된다.

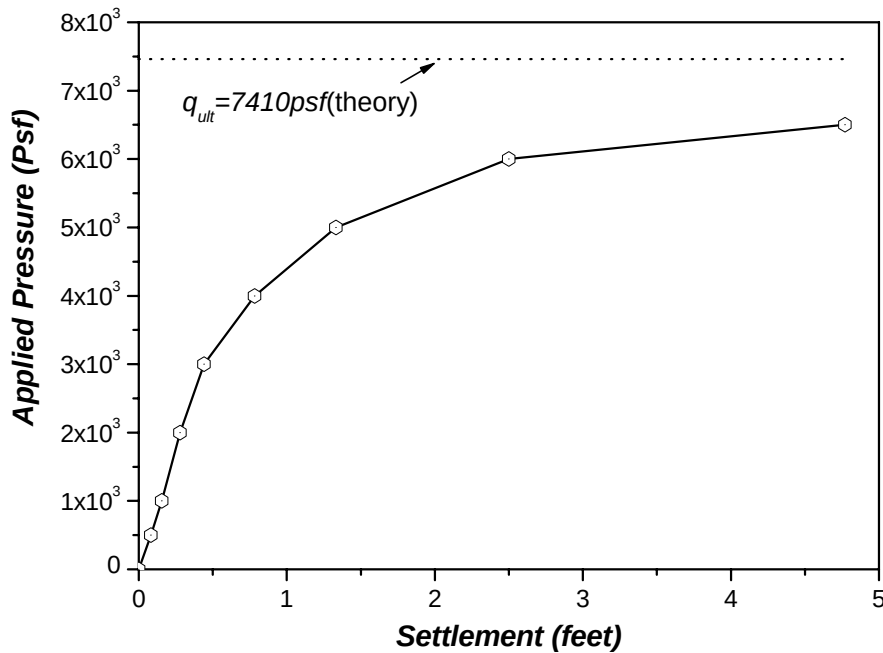


그림 3.196 재하시험 결과 나타난 극한 지지력 및 이론 극한 지지력

나. MGHE 모델과 기존모델의 비교분석

문헌에 나타난 본 현장재하시험의 유한요소해석은 SIGMA-W Ver.5.0을 이용하였다. 지반은 8절점 4각형 요소를 이용하였으며, 축대칭 반절(half)모델로 가정하였다. 지반의 거동을 좌우하는 구성방정식은 duncan and chang의 비선형 탄성법칙(쌍곡선 모델)을 적용하였다. 기초판 역시 유한요소 메쉬를 적용하였으며, 흙보다 큰 변형계수를 가정하여 기초판의 강성을 적용하였다. 모델의 입력파라미터는 표 3.13 나타내었다.

표 3.13 해석 입력정수

parameter	value
cohesive strenght, c	1000psf
internal friction angle, ϕ	0
loading modulus exponent, n	0
atmospheric pressure, P_{at}	2116psf
loading modulus number, K	47
poisson's ratio, ν	0.48

초기변형계수는 1×10^5 psf이며, 이 경우, 흙의 초기변형계수는 구속압에 독립된 것으로 가정하였다. 즉, 재하 변형계수 지수 n 이 0이고, 결과적으로 대기압이 작용하고 있는 초기상태를 나타낸 것이다. 초기상태를 설정하기 위하여 흙의 자중은 체적력(body force)으로 정의하였으며 체적단위 중량 110pcf과 정지상태 토압계수 K_0 는 0.92를 적용하였다.

MGHE 구성 법칙을 적용하기 위하여 사용된 FEPG에도 모든 경계조건 및 모델링 조건은 모두 위와 동일하며, 앞 절에서 설명한 바와 같이 사용되는 해석 입력정수도 기존의 duncan and chang 모델의 입력정수와 동일하므로 그대로 적용하였다. 요소는 그림 3.197에 나타낸 바와 같이 4절점 4각형 요소로서 214개의 요소와 244점의 노드로 분할하였다. 지반의 거동을 좌우하는 구성 법칙은 제안된 MGHE모델을 이용하여 FEPG를 이용한 해석과 일반적 duncan and chang 모델을 적용한 기존 문헌에 의한 Sigma-w의 결과를 비교하였다. 그림 3.198은 현장 재하시험 및 유한요소 해석시 적용한 하중크기 및 하중스텝을 나타낸 것이다. FEPG의 경우 초기 하중스텝을 작게한 것은 SIGMA-W와 같은 크기로 작용시킬 경우 초기 변형량이 과도하게 나타나므로 하중단계를 작게 시작하였다.

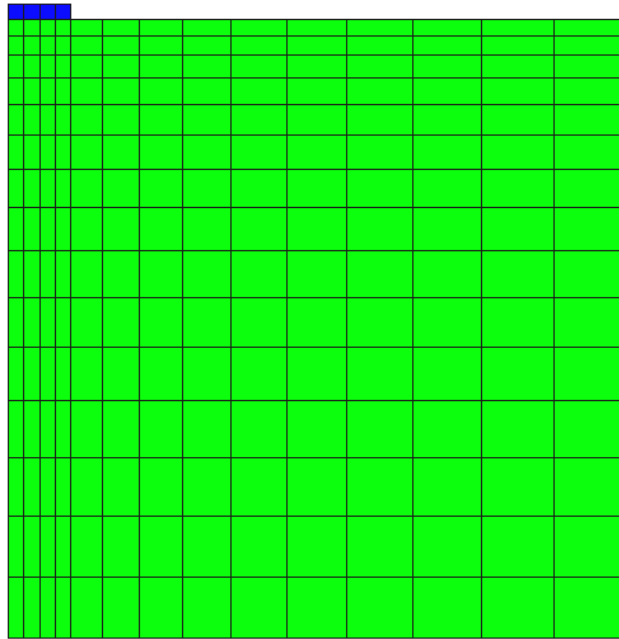


그림 3.197 FEPG의 유한요소 메쉬 및 노드

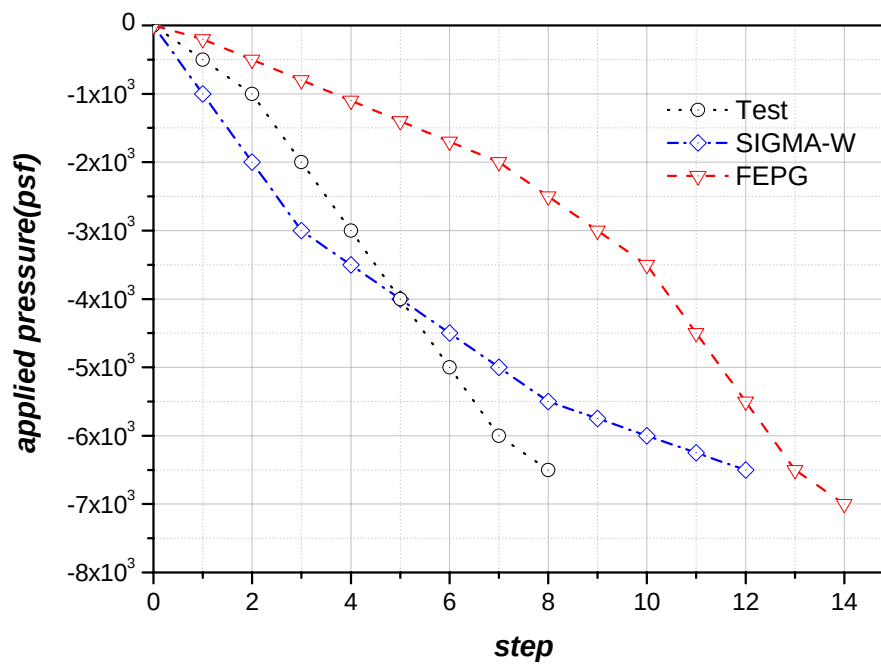


그림 3.198 재하하중 및 하중단계

그림 3.199는 재하시험결과와 duncan and chang 법칙을 적용한 SIGMA-W에 의한 해석결과 및 제안된 MGHE 구성법칙을 적용한 FEPG의 해석결과로 나타난

지반의 지지력 및 침하량 곡선이다. 모두 동일한 지점(재하판 중심 하부지반)에서 측정된 결과로서, 모두 비슷한 형태의 비선형 응력~변형특성을 나타내고 있음을 알 수 있다. FEM 해석과 달리 현장재하시험시 초기부분의 응력 및 재하하중이 같은 변위수준에서 작게 나타나고 있는 것은 점성토의 특성상 각 하중단계별 잔류변형이 심하고 비교적 느슨한 표면에 직접 재하 되기 때문인 것으로 파악된다. 보다 균질한 시험체 및 구속되어 있는 시험체의 경우에는 이러한 영향이 없다고 볼 수 있기 때문에 이러한 영향을 배제할 경우, 보다 큰 강성을 나타낼 것이다. 반면 FEM 해석결과는 시험에 비하여 초기 및 중간부분에서 같은 변형수준에서 상대적으로 큰 응력상태를 나타낸다. 해석에서는 앞서 언급한 토질별 특성 및 불균질한 표면의 상태 등을 고려할 수 없기 때문이라고 할 수 있다. 두 가지 해석 결과 중 MGHE 모델을 적용한 경우가 값의 차이는 있으나, 비슷한 형태로 응력~변형특성을 나타내고 있다.

한편, 두 가지 해석결과를 비교해보면, 기존의 Duncan & Chang 모델을 적용한 경우에 비하여 제안된 MGHE 모델을 적용한 경우가 동일한 변형 수준에서 초기부분의 응력이 작은 차이이긴 하지만, 보다 크게 나타나고 있다. 중간부분은 그 차이가 역전되어 기존모델을 적용한 경우가 동일 변형수준에서 크지만 다시 큰 변형률 수준에서 역전되어 재하시험결과와 거의 같은 형태로 변화되고 있으며, 이론적 극한 지지력에 가깝게 표현되고 있다. 이와 같은 결과는 앞 절의 실내시험 결과와 비교한 그림 3.194과 같이 각각의 모델의 응력~변형률 곡선과 일치하는 결과를 나타내는 것으로 기존모델은 중간 변형율 이후 급속하게 극한의 응력수준을 나타내게 됨을 알 수 있다. 이와 같은 결과는 실내시험을 모사(simulation)한 MGHE 구성법칙의 FEM 및 FDM 해석결과와 같은 것으로 실제 지반 표면의 느슨함, 각 단계별 하중단계별 잔류침하 등을 고려한다면 시험체의 경우와 마찬가지로 초기로부터 파괴 시까지의 응력~변형특성을 실제에 가깝게 표현할 수 있을 것으로 판단되며, 적은 입력정수로 편리하게 상대적으로 정밀한 결과를 도출할 수 있는 구성모델이라 판단된다.

그림 3.200 및 그림 3.201는 MGHE 모델을 작성하여 FEPG에 적용하고 유한요소 해석 결과를 후처리 프로그램인 GID를 이용하여 나타난 연직변위와 변위벡터 및 변형형상을 나타낸 것으로 매우 합당한 결과를 보여주고 있다. 이와 같이 제안된 MGHE 모델은 수학적 표현뿐 아니라 이상화된 시험체 및 실제 지반해석 문제에서

도 기존의 구성 법칙을 대체하여 보다 정밀한 응력~변형 관계를 파악할 수 있을 것으로 판단된다.

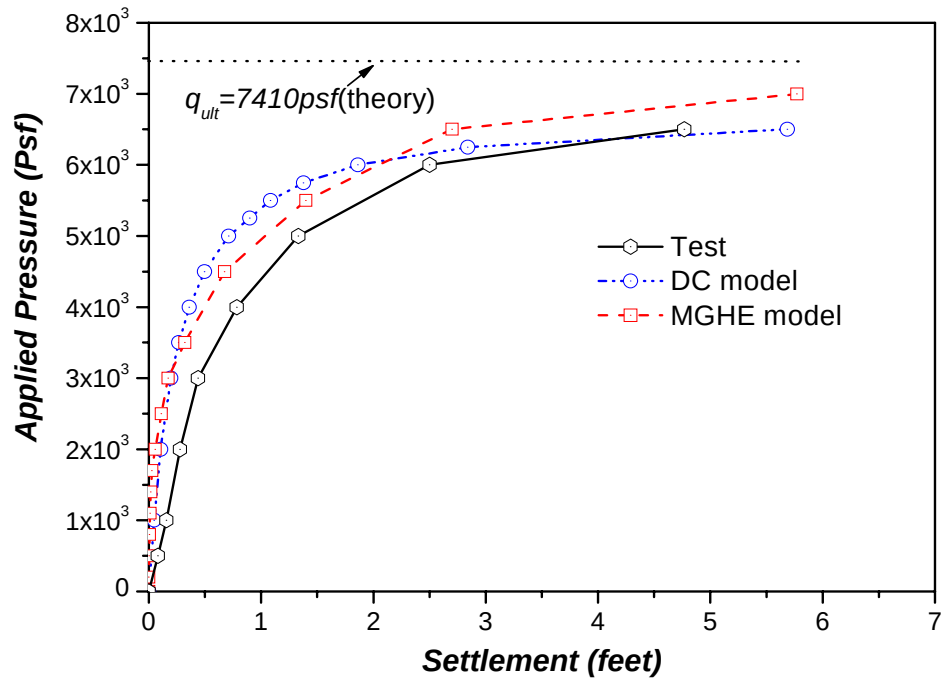


그림 3.199 재하시험, DC모델, MGHE 모델의 응력~변형곡선 비교

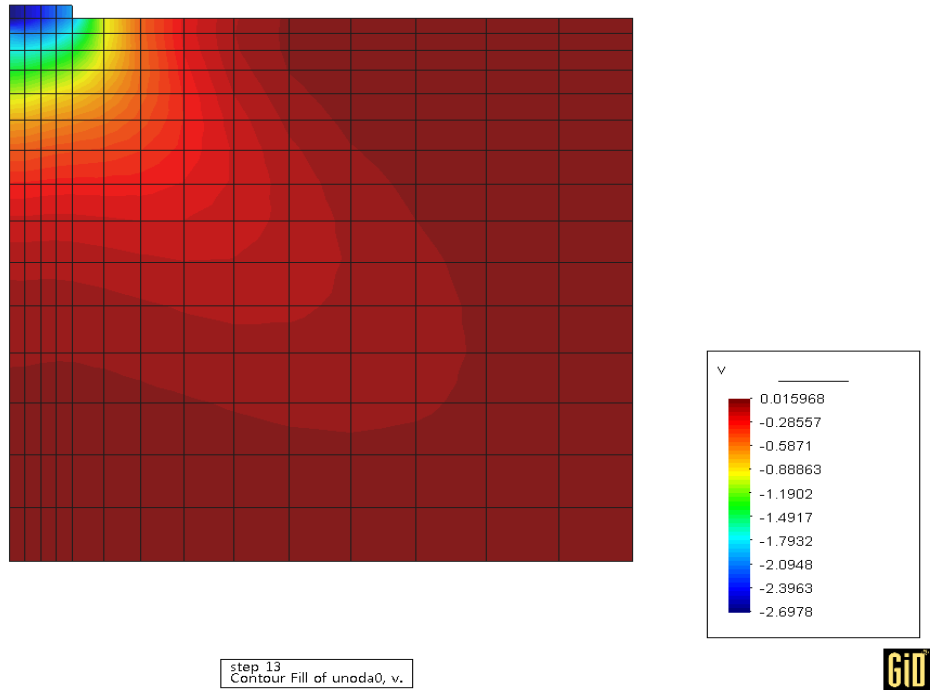


그림 3.200 하중단계 13에서 나타낸 MGHE 모델 적용 연직변위분포도

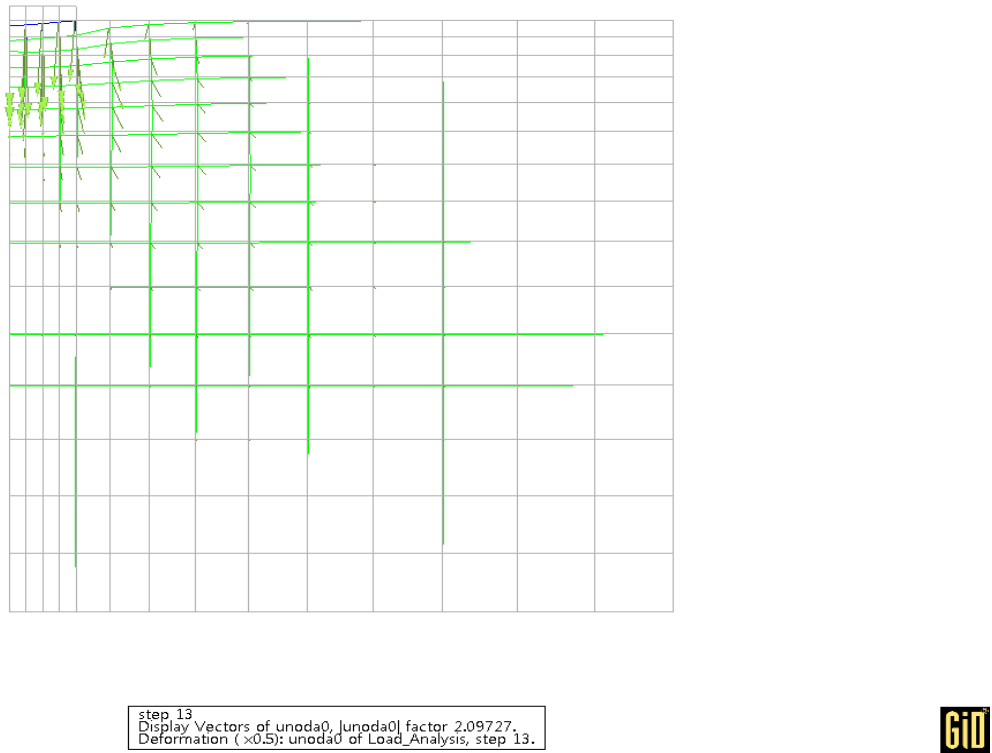


그림 3.201 하중단계 13에서 나타낸 MGHE 모델 적용 변위벡터 및 변형형상

제 3 절 연구결과

1. 실내 정밀삼축압축시험 및 벤더 엘리먼트 시험 결과

현장에서 채취한 불교란 점토, 실트질 모래, 실트질 모래, 플라이애쉬 혼합 개량토, 표준사 등에 대한 일축압축시험, 정밀삼축압축시험(단조재하, 반복재하, creep) 및 벤더 엘리먼트(bender element)시험 등을 실시하였다. 각 실험에서 LDT를 이용하여 10^{-5} 이하의 변형률을 구하였다. 10^{-5} 이하의 변형률에서 정의된 변형계수 E_{max} 를 구해, 벤더엘리먼트 시험에 의해 얻어진 10^{-6} 이하에서의 변형계수 E_d 및 현장에서 얻어진 데이터와 비교분석하였다. 그림 3.202은 각각의 실험에서 얻은 E_d 과 ε_1 과의 관계를 나타낸 것이다.

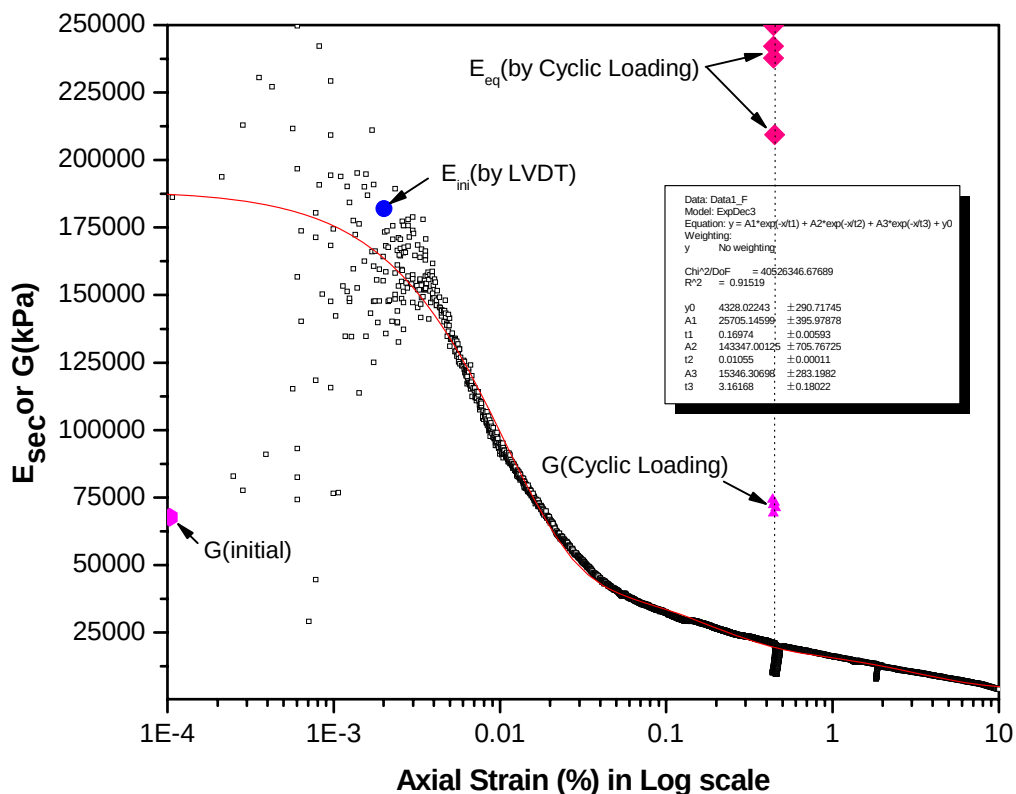


그림 3.202 축변형률과 E_{eq} , E_{sec} , $E_{initial}$, $G_{initial}$, $G^{(cyclic\ loading)}$ 의 관계

그림에서 E_d 가 E_{max} 보다 전반적으로 큰값을 보이고 있으나, 변형률을 고려하면 대

체적으로 일치하고 있다. $E_{initial}$ 과 E_{50} 은 이 둘 값보다는 매우 작은 값을 보이고 있고, 또한 현장에서 실시한 공내재하시험에 의한 E_{BLLT} 는 큰 변형률에서의 값이고 상대적으로 작은 값을 알 수 있다. 이 둘 그림에서 실내시험 결과의 단독 또는 원위치시험결과의 단독적인 이용은 매우 불안정적이고 상호보완적으로 이용할 필요가 있음을 알 수 있다.

2. 원위치조건을 고려한 지반재료의 변형특성 평가방법

원위치에서 점성토의 변형·강도특성을 구하려고 하는 경우, 당연히 지반내부의 흙의 변형·강도특성을 구하는 것이므로, 지반내부에서 직접 측정하는 것이 가장 정확할 것이고, 현재로서는 베인전단시험, 콘관입시험 등의 원위치 시험이 이용되고 있다. 원위치 시험은, 곧바로 결과를 알 수 있고, 비교적 간단히 시행할 수 있어, 광범위한 지반조사에 알맞다고 하는 이점이 있다. 이 이점의 반대사항이 삼축압축시험 등의 실내 전단시험의 단점이 된다. 즉, 불교란 시료를 얻는다는 것이 어렵고, 실내시험은 복잡하고, 장시간이 소요되고, 전체적으로 소요경비가 커, 대표적 지점에서 최소한도로 시행되고 있고, 또 결과를 알기까지는 시간이 걸린다. 그러나, 그림 3.69의 요소 A, B, C의 변형강도 특성을 정확히 구한다고 하는 측면에서 보면, 원위치 시험에도 다음과 같은 단점이 있다. ① 요소시험이 될 수 없다; ② 경계조건 제어가 어렵다; ③ 장래 상황 예측이 어렵다; ④ 응력~변형률 관계에 의한 변형계수를 직접 측정할 수 없다. 따라서 지반의 전단변형계수를 정확히 구하기 위하여는 원위치시험만으로는 불충분하게 된다. 상기한 ①~④의 단점이 결국은 실내시험의 장점이 된다. 현재로서는, 원위치 시험과 실내시험 각각의 장점을 살려 상호 보완적인 양자의 실험을 실시하는 것이 바람직하다. 목적과 대상물에 따라 선택할 수 있는 시험방법의 기준에 따라, 현장의 배수조건이나 목적에 따라 아래와 같은 문제를 분류한 후 적절한 전단시험 방법을 원위치시험과 조합하여 선택하면 좋을 것으로 판단된다.

- 비압밀비배수 조건에서의 원지반의 안정·변형문제(지지력, 사면안정, 토압산정 등):

일축압축시험과 비압밀비배수 삼축압축시험이 있다. 일축압축시험은 다짐이나 화학적 처리에 의해 인공적인 개량을 가한 흙의 개량효과의 판정이나, 개량지반의 안정된 평가에도 이용된다.

- 압밀비배수 조건에서의 안정·변형문제:

재하중에 의한 압밀 후 새롭게 급속한 재하중을 받을 때의 지반의 안정·변형문제(단계성토, 필댐의 수위급저하 문제 등)에 대응하는 시험으로서 압밀비배수, K_0 압밀비배수 압축, 비틂전단시험 등이 있다. 이 중 흙의 포화도, 원위치조건과 압밀시의 응력조건(등방, 이방, K_0), 전단시의 재하형식(압축, 인장, 단순전단)의 근사도에 의해 선택한다.

- 압밀배수조건에서의 안정·변형문제:

재하중에 의한 압밀 후 지반내에 과잉간극수압이 발생하지 않는 속도로 전단력을 받는 경우의 안정·변형문제(성토의 완속시공, 점성토 지반의 굴착 등)에 대응하는 시험으로는 압밀배수 삼축압축시험, 불포화도의 삼축압축시험, 비틂전단시험이 있다.

- 액상화 강도시험:

지반의 액상화 강도특성을 구하기 위해서는 반복 비배수 삼축압축시험이 있다.

- 반복재하중 변형특성:

지진, 교통, 기계진동, 파랑하중 등에 대한 지반의 응답해석에 필요한 미소변형률에서의 변형특성을 구하기 위한 시험으로서 반복 삼축압축시험과 반복 비틂전단시험이 있다.

이상의 내용을 감안하여 동일위치·심도에서의 실내시험과 원위치 시험결과의 비교분석이 효과적으로 이루어 질 수 있고, 얻어진 데이터의 신뢰성 증대와 합리적인 설계 파라미터 설정이 가능하도록 표 3.6과 같은 실내시험과 원위치 시험조합에 따른 분류를 3가지로 하여 제시하였다.

표 3.6 실내시험과 원위치 시험의 조합방법

분류	카테고리 I	카테고리 II	카테고리 III
목적	원위치 지반강도, 강성분포 변화추이를 개략적으로 조사 하고자 하는 경우	원위치 지반 강도의 분포조사 (고정도 시험)	원위치 지반강도 및 변형조사
조합방법	일축압축시험+배인전단시험 (점성토) 일축압축시험+표준관입시험 등의 사운딩	삼축압축시험+각종 사 운딩	삼축압축시험+각종 사 운딩+PS 검증

3. 압축강도와 변형계수와의 관계

검토대상의 지반재료에 대해 압축강도 $q_{\max}$ 와 변형계수 $E_{\max}$ 와의 관계가 명확히 판명되어 있을 경우 매우 유용하다. 우선 통상적인 일축압축시험 · 삼축압축시험에서 압축강도의 측정은 미소변형률에서의 변형계수를 정확히 측정하는 방법에 비해서는 매우 용이하므로 $q_{\max}$ 값을 통해 $E_{\max}$ 값을 추정할 수 있다면 매우 편리하다. 한편, 원위치에서는 탄성과 탐사로부터 탄성계수 $E_f = E_{\max}$ 값을 구하는 것이 $q_{\max}$ 값을 구하는 것에 비해 용이하므로, 전단 탄성파속도 V_s 로부터 $q_{\max}$ 값을 추정할 수 있다면 이 역시 매우 편리하게 이용할 수 있다. 따라서 지금까지 이 관계를 여러 종류의 토질재료에 대해 연구되어 왔다. 그러나, 종래의 일반적인 시험에서는 미소변형률에서의 측정정도가 떨어지는 사례가 많다는 것과, 변형계수의 변형률 의존성을 고려하지 않고 변형계수와 압축강도관계를 해석한 예가 대부분이었다. 이러한 이유 때문에, 이 상관관계에 대해 혼란된 논의가 있었던 것으로 생각된다. 한편, 이 연구에서 강조되어 언급한 바와 같이 1개의 시험에서 넓은 범위에서의 변형계수와 최대강도를 측정할 수 있게 되었다. 따라서, 압축강도 $q_{\max}$ 와 최대 변형계수 $E_{\max}$ 를 포함한 변형계수와의 관계를 변형계수의 변형률 의존성을 고려하여 정확히 규명할 수 있다. 그림 3.77에, 삼축압축시험과 평면변형률 압축시험에서 얻은 각종의 지반재료의 $q_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 와 베딩에러를 포함하고 있지 않은 축변형률이 0.001%(10⁻⁵)정도

이하에서 정의한 변형계수 $E_{\max}$ 와의 관계를 나타내었다. 이 그림에서 알 수 있듯이 시멘트 개량토와 같은 인공재료(시멘테이션이 있는 지반재료)가 자연재료(시멘테이션이 없는 재료) 보다 $E_{\max}/q_{\max}$ 비가 크다. 그러나, 전체적 경향을 보면 이 비의 값은 500~2000의 범위에 있다. 그림 3.78은 이 그림 3.77에 경암, 콘크리트, 철(SS41)의 데이터를 포함한 그림이다. 이 그림에서 알 수 있듯이 지반재료 뿐만 아니라 다른 재료도 이 비 값이 같은 범위에 있다. 이상은 대단히 광범위한 재료의 데이터를 대략적으로 크게 본 경우이다. 그러나, 개개의 지반재료 또는 물질에서는 $E_{\max}/q_{\max}$ 비가 일정하지 않다. 예를 들어, 시멘테이션이 없는 점성토나 사질토는 $E_{\max}$ 가 구속압의 0.4~0.5제곱에 비례하나, $q_{\max}$ 는 구속압에 거의 1.0제곱에 비례하기 때문에 $E_{\max}/q_{\max}$ 비는 구속압에 0.5제곱에 비례한다. 한편, 심층혼합처리방법에 의해 개량된 지반의 강도를 전단파속도 V_s 로부터 추정 하고자 하는 연구가 일부 수행되고 있다. 이들 연구에서는 V_s 와 $E_{\max}$ 의 관련을 검토하고 있지 않으나, 본 연구에서 나타낸 데이터에서 $E_{\max} \approx E_f$ 이고, 또 $E_{\max}$ 와 $q_{\max}$ 사이에는 상관관계가 있는 것으로 밝혀지고 있으므로, V_s 와 $q_{\max}$ 사이에는 상관관계가 있다고 말할 수 있다. 사실 그림 3.79에 나타내는 바와 같이, 시멘트 슬러리를 이용한 심층혼합공법으로 개량된 연약 지반에서 채취한 시료에 대한 원위치 탄성파속도 $V_s(m/sec) = \sqrt{G_f \cdot g/\gamma_t}$ ($G_f=3E_f$)와 일축압축강도 $q_u(kgf/cm^2)$ 의 관계는 $V_s=200 \times q_u^{0.463}$ 이다. 이 관계로부터 습윤단위체적중량 $\gamma_t=1.5gf/cm^3$, 포아슨비 $\nu=0.3$ 을 이용하며, $E_f/q_u^{0.926}=1,600$ 이 얻어진다. 이 관계는 그림 3.77에서의 시멘트개량토의 관계와 매우 유사하다. 즉, 특정한 물질의 $E_{\max}/q_{\max}$ 관계가 구해져 있으면, 원위치에서 측정한 탄성과 속도(특히, S파속도)로부터 압축강도(또는 전단강도)를 추정할 수 있다. 따라서, 위와 같은 방법은 매우 실용적이라고 말할 수 있다.

4. 실내시험 결과와 원위치시험 결과의 상호보완적 해석기법

일반적으로 토질재료의 변형계수가 비선형임을 감안할 때, 변형해석에 이용하는 값으로서 일반적으로 E_f , $E_{\max}$, E_d 는 너무 크고, E_{BHLT} , E_{PLT} , $E_{initial}$, E_{50} 은 너무 작다고 말할 수 있다. 위와 같은 결과로서 원위치지반의 $E_{sec} \sim \varepsilon_1$ 관계를 추정하는 방

법으로서 다음과 같은 방법을 제안할 수 있다($G_{\text{sec}} \sim \gamma$ 관계에 대해서도 같은 논리가 성립한다)(그림 3.109).

① 우선 원위치에서 E_f 를 구한다.

② E_{BHLT} 와 이에 대응하는 변형률을 구한다. 가능하면 반복재하를 시행하여 1% 이하의 변형률에서의 변형계수를 구한다.

③ 양질의 시료를 원위치응력(유효토피압)으로 압밀한 단순재하 삼축압축시험을 실시하여 0.0001%~10% 변형률 범위에서의 정확하고 연속적인 할선변형계수 E_{sec} 를 구한다.

④ 삼축압축시험에 의한 E_{max} 와 E_f 는 지반의 비균질성이나 시료교란의 영향 등으로 일치하지 않을 수도 있으나 지반전체에서 2배 이상의 차이가 보일 경우, 원위치·실내시험법을 재검토한다.

⑤ 그림 3.109에서와 같이 $E_f/E_f=1$ 과 E_{BHLT}/E_f 의 2점을 삼축압축시험으로 부터 구한 연속적 $E_{\text{sec}}/E_{\text{max}} \sim \varepsilon_1$ 관계를 참고로 연결한 후 이관계의 종축을 E_f 로 곱하여 원위치 $E_{\text{sec}} \sim \varepsilon_1$ 관계를 구한다.

⑥ 설계목적에 따라 반복재하(반복재하와 단순재하의 차이)·응력·응력경로·배수조건 등의 영향을 검토한다.

프로젝트의 성격에 따라 상기의 방법이 비경제적이고 불필요하다고 판단될 경우, 보다 간편하고 근사적인 방법으로서 $E_f/2$ 을 이용하는 방법도 생각할 수 있다. 이 방법의 근거는 첫째로, 지반내에 발생하는 전형적인 변형률의 상한인 $\varepsilon_1=0.1\%$ 에서의 $E_{\text{sec}}/E_{\text{max}}$ 가 약 0.5라는 점과, 둘째로 그림 3.108에 보이는 것과 같이 $E_{\text{sec}}/E_{\text{max}}$ 값이 약 0.5인 응력 범위가 넓다고 하는 점이다. 이 $E_f/2$ 값은 소위 정적탄성계수라 불리는 값보다는 여전히 큰 값이다.

5. 응력~변형특성의 정식화

지반재료의 응력~변형률 특성은 비선형 거동을 나타낸다. 최근의 연구에 의하면

지반재료는 매우 작은 변형률 범위에서도 비선형 거동을 나타내고 있음이 밝혀지고 있다(Tatsuoka 등, 1995). 변형률 크기에 따른 지반의 비선형성에 대한 실험적 연구는 지반동역학 분야에서 매우 활발히 이루어졌다(Seed와 Idriss, 1970). 이러한 지반동역학 분야의 동적 지반 파라미터는 정적 해석에 적용되는 입력 파라미터와 서로 다른 것이라는 생각으로 인하여 정적인 지반문제에 적용이 제한되어 왔다. 그러나 정적시험 장치의 발달 및 측정의 정확도가 향상됨으로 인하여 정적 파라미터와 동적 파라미터 사이의 차이가 없어지고, 하중이 동적 또는 정적, 어떠한 방식으로 유발되든 변형률 레벨이 지반의 거동을 예측하는 중요한 변수임이 확인되고 있다. 한편, 지반재료의 비선형 구성모델은 재하조건이나 변형률 레벨에 따라 접근방법이 각각 다르게 적용되어 왔다. 작은 변형률 레벨에서의 비선형거동을 고려하는 모델로는 Jardine 등의 모델, Power 모델(Gunn, 1992), 쌍곡선 모델을 수정한 형태(Tatsuoka와 Kohata, 1995)등이 있으며, 중간 변형률 이후의 대변형률 레벨에서의 비선형 거동을 고려하는 모델로는 대표적으로 Duncan과 Chang 모델이 있다. 그러나 각각의 모델은 매우 제한된 경우에 적용이 가능하고 미소변형률 레벨에서부터 대변형률 레벨까지 변형률 수준에 따른 비선형 거동을 전체적으로 나타내지 못하며, 미소변형률을 고려한 모델과 대변형률을 고려한 모델과의 효과적인 결합이 어렵다. 또한, 다양한 종류의 지반재료에 대하여 서로 다른 비선형 특성을 가지고 있는 응력~변형률 관계를 일반화하여 표현하기에는 각각의 모델들은 한계가 있다. 따라서, 본 연구에서는 다양하고 각기 다른 비선형 응력~변형률 관계를 갖는 다양한 지반재료의 거동을 일반화할 수 있으며, 연속된 입력 파라미터를 이용하여 전체 변형률 영역을 포함하는 비선형 모델을 제안하였다.

6. 제안된 모델의 해석상 효용성 분석

제안된 MGHE 비선형 응력~변형률 거동 모델은 기존의 모델을 수정하여 다양한 비선형 특성을 나타내는 지반재료에 대해서, 초기로부터 파괴시까지 전 변형률 영역에서 응력~변형률 거동을 잘 표현할 수 있도록 하였다. 기존의 비선형 모델은 일부의 변형률 수준에서는 적합한 결과를 얻을 수 있으나 전체의 변형률 수준에서 적합한 비선형 응력~변형률 거동을 표현하기에는 한계가 있었다. 그러나 기존의

모델과 달리, 제안된 MGHE 모델은 응력수준 및 변형률 수준을 고려하여 초기 변형률 수준, 대변형률 수준에서도 실제의 결과와 잘 일치하는 결과를 나타내었다. 일반적으로 응력의존성, 변형률 의존성 등 상대적으로 복잡한 함수를 사용하는 구성법칙을 컴퓨터 프로그램으로 적용시키는 것은 쉽지 않지만, 제안된 MGHE 모델은 컴퓨터 코딩(coding) 및 유한요소법에 적용이 가능하다. MGHE 모델을 적용한 FEM 및 FDM에 의하여 실내 삼축압축시험의 모사(simulation) 결과, 시험에 의하여 나타난 응력~변형률 거동과 잘 일치하였으며, 미소변형률 영역과 중간변형률, 파괴시까지의 대변형률 등 모든 변형률 영역에서 비선형성을 표현하는데 있어서 기존의 비선형 모델에 비하여 탁월하였다. 해석을 수행하는데 있어서 가장 중요한 구성모델과 그 입력 파라미터의 관계에서 MGHE 모델은 매우 작은 입력 파라미터를 요구하며, 공학적, 물리적으로 의미 있는 정수들로 구성되어 있어 파라미터의 의미를 사용자가 파악할 수 있으며, 기존의 비선형 모델인 Duncan과 Chang 모델의 입력 파라미터 개수 및 종류가 동일하여 쉽게 접근할 수 있는 장점을 지니고 있다. 이와 같은 모델은 실제 지반해석 문제에서도 적용한 결과 매우 합리적인 결과를 얻을 수 있었다.

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

제 1 절 연구개발목표의 달성도

3차년도의 연구목표 및 내용에 의한 연구결과는 주로 1, 2차년도 연구 성과를 활용한 토질별 데이터 해석기법에 의해 이루어진 것이다. 따라서 연구세부목표에 대한 연구내용 및 결과는 응력~변형특성의 정식화 성과에 달려있다고도 할 수 있다. 3차년도의 연구목표에 대한 달성도를 나타내면 다음과 같다.

목 표	달성도(%)	내 용
원위치조건을 고려한 토질변형정수 평가기법개발	100	정밀삼축압축시험장치를 이용하여 원위치조건을 재현하고, 미소변형 하에서의 변형정수를 평가할 수 있도록 하였다. 원위치 조건을 가능한 고려할 수 있도록, 실내시험, 원위치 시험의 조합방법을 통해 토질변형정수를 평가할 수 있는 방법을 제안하였다.
토질변형정수와 강도정수와의 상관성 검토	100	기존의 데이터와 이 연구에서의 데이터의 분석을 통해 강도정수를 통해 토질변형정수를, 토질변형정수를 통해 강도정수를 편리하게 추정할 수 있는 방법을 제안하였다.
실내시험결과와 원위치시험결과의 상호보완적 해석기법개발의 적정성	100	원위치조건을 고려한 토질변형정수 평가기법에 대한 결과와 토질변형정수와 강도정수와의 상관성 연구결과에 따라 실내시험결과와 원위치시험결과의 상호보완적 해석기법을 제안하였다.
연구결과에 의한 토질별 응력~변형특성의 정식화	100	쌍곡선 모델에 기초한 범용적 수정쌍곡선 비선형모델을 제안하였다.
연구결과에 의한 토질정수를 이용한 설계·해석의 효용성분석	90	제안된 수정 쌍곡선 모델에 의한 유한요소 해석을 통해 해석의 효용성을 검증하였다.

제 2 절 관련분야에의 기여도

1. 기술적 측면에서의 기여도

지반조사에 있어 원위치시험에 대하여는 데이터의 분산이 일반적으로 크고, 또 그 분산 원인에 대한 규명이 곤란한 경우가 많다는 것과 광범위한 변형률에 대해서 연속적인 데이터를 얻을 수 없다는 인식과, 또 원위치에서 채취한 불교란 시료를 이용하는 실내시험은 일축압축시험을 중심으로 삼축압축시험 등 널리 이용되고 있기는 하나 토질공학적으로 시료 채취시에 발생하는 시료교란의 영향이 크고, 암반역학적으로는 원위치의 균열이나 절리 등의 영향으로 원위치 코아 시료에 대한 시험 결과는 실무적으로 의미가 없는 경우가 많다고 하는 인식에 대하여는 국내·외 공히 다를 바가 없다. 다만 차이점이 있다고 한다면 국외에서는 그 이유에 대한 명확한 규명이 필요하다는 인식하에 그 규명을 위한 연구 움직임이 있는 반면 국내에서는 같은 측면에서 아직까지 이렇다 할 움직임이 없다는 것이다. 그 이유는 두 가지로 요약될 수 있다. 첫째 지금까지의 방법 즉 과거의 경험과 숙련된 기술자의 판단하에 얻어진 데이터로 설계 및 해석결과에 있어 나아가서 시공에 이르기 까지 그다지 문제점이 없었다고 하는 점일 것이다. 그러나 이러한 방법론은 경우에 따라 많은 데이터가 사장되어 버릴 우려가 있고, 안전성을 고려하여 데이터의 취사선택이 이루어질 가능성이 많다는 점에서 비공학적 나아가서 비과학적이라고 하는 비판을 면할 수 없을 것이다. 둘째로 외국에 비해 실내시험방법상의 진보가 느리다 라는 점과 비교적 정밀한 시험장치를 제작하는 곳이 없는 관계로 외국으로 부터 수입에 의존하고 있다는 점을 지적할 수 있다. 국내에는 미국과 영국에서 진동 삼축압축시험기 등의 지반재료의 물성조사를 위한 실험장치가 일부의 연구기관 또는 교육기관에 반입되어 있으나 위에서 지적한 이유 및 그 실험비용 등의 이유로 대형프로젝트 또는 연구용 이외에는 실제로 널리 사용되고 있지 못한 실정이고 원위치시험과의 차이로 얻어진 데이터의 신뢰성이 의심되는 등의 문제로 일부 실내시험 결과치는 사장되는 경우가 많다. 위와 같은 측면에서 본 신청연구과제는 지반공학이 현재 안고 있는 혼란의 요소를 상당히 불식시킬 수 있는 계기가 충분히 되리라 생각되고, 지반구조물의 해석 및 설계에 있어 보다 신뢰적이고 합리적인 방법론의 정립이 가능하리라 생각되며, 신뢰성 있는 응력~변형률관계 모델링으로 유한요소해석과

같은 지반구조물의 비선형해석에서 정도 높은 지반거동예측이 이루어져 설계 및 해석의 최적화가 가능할 것으로 생각된다.

2. 경제적·산업적 측면에서의 기여도

영국, 일본을 비롯한 지반공학 분야의 발전이 앞서있는 국가에서는 조사·계측·해석기술의 진보에 의해, 복잡한 자연지반을 사실에 가깝게 충실히 모델화하여 구조물 구축에 따른 지반의 거동예측도 고정도화의 방향으로 진전되고 있다. 그러한 움직임은 공사의 대규모화 및 복잡화에 따른 지반정보의 불확실성 요인의 증가, 종래의 설계기법에서 지반토층의 단순화, 시험방법상의 간편성 추구, 경험법칙 적용성의 한계 등의 기본적인 문제점에 의해 보다 정교하고 신뢰성이 큰 설계·해석으로 이어질 수 없고, 토질정수 등의 설정에서 보다 큰 안전율을 고려하게 됨에 따라, 결과적으로는 비경제적인 설계 및 공사로 이어진다는 인식이 크기 때문이다. 우리나라의 경우 실제로 지반정보 수집을 위한 원위치지반조사 및 실내시험에 소요되는 비용은 실제공사비에 비해 불과 0.5% 이내로 지극히 작다. 보다 정밀하고 충실한 사전조사를 위해 설사 향후 지반조사비용이 현재의 지반조사 소요비용에 비해 2배 정도 늘어난다고 하더라도 전체 공사비에 비한다면 그다지 비중이 큰 비용이라 할 수 없고, 그러한 소규모의 비용증가로 인해, 효율적이고 신뢰성이 크고 보다 경제적인 설계가 가능하다면 그 경제적 파급효과는 매우 크다고 단언할 수 있다. 또한, 지반조사의 결과가 지반구조물설계에 직접적으로 사용되는 매우 중요한 변수이나, 우리나라에서 지반조사를 수행하는 관행적인 과정에서 볼 때, 지반조사를 직접 시행하는 인력이 반드시 설계·해석에 관여하고 있다고 보기는 어렵고, 또 반대로 설계·해석에 참여하는 인력이 지반조사 수행시 그 현장에서 반드시 매 경우마다 지반의 상태 또는 채취되고 있는 흙을 세밀히 관찰한다고 할 수도 없다. 다시 말하자면 지반의 정보에 관한 연결고리가 다소 느슨하게 되어 있는 상태에서 단지 보고서상의 토질정수에 관한 데이터만이 움직이고 있고, 보고서상의 데이터의 의미가 그대로 생생하게 전달되지 않아 종합적으로 활용되지 않는다면 정보 활용상의 손실뿐만 아니라, 결국 경제적 측면에서 커다란 손실을 초래할 가능성이 크다고 생각된다. 따라서, 본 연구에서 이루고자 하는 3가지 목표, 원위치시험과 실내토질시험의 표준화 및 특성화에 의한 분류, 응력~변형특성조사를 위한 표준적 실험방법의 개발, 연

어진 자료를 종합적으로 이용하는 기법이 제시된다면, 데이터 이용상의 혼란을 예방할 수 있고, 얻어진 데이터의 일부가 사장되는 비효율성에서 탈피할 수 있고, 나아가 지반조사단계와 설계해석단계의 연결고리가 계속 유지되어 보다 정교하고 신뢰성이 큰 결과를 도출할 수 있을 것으로 판단된다.

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

본 연구에서 제안한 정식화된 모델을 이용할 경우 신뢰성이 있는 응력~변형률관계 모델링으로 유한요소해석과 같은 지반구조물의 비선형해석에서 정도 높은 지반거동 예측이 이루어져 설계 및 해석의 최적화가 가능할 것으로 생각된다. 따라서 이 방법에 의한 결과가 효율적이고 신뢰성이 큰 설계가 가능하다는 점과 그 경제적 이득도 크다는 점을 학술회의 활동, 세미나 개최 등을 통해 적극 홍보하여 그 활용성을 극대화할 계획이다. 또, 표준적 조사시험방법에 의한 시험결과를 기존의 계측데이터를 이용 개발된 흙의 응력~변형특성의 구성 모델을 이용한 유한요소 시뮬레이션 통해 설계 및 시공에 그 활용성을 높이고, 시험장치에 관한 정보를 공개하여 국내 상용화를 유도하고, 사용이 간편하고 표준적인 선진화된 시험장치의 활용이 활발히 이루어지도록 할 계획이다. 우선 제작된 시험장치에 관한 국내보급이 시급한 것으로 판단된다. 동일한 사양의 완제품과 경제성측면에서 보면 1/2수준이고, 국내에서 본 연구에 의한 시험장치 제작도면과 시방으로 제작이 가능하게 되었으므로 보다 더 쉽게 구입이 가능할 것으로 생각된다. 시험장치의 제작은 국내 제작사와 연대하여, 자문을 통해 필요한 연구기관이 언제나 쉽게 접근할 수 있도록 할 예정이다. 또한 연구 성과의 일부는 이미 국내의 터키공사를 위한 3개의 현장 설계실무에 적용하여 검토한 결과, 시험방법의 선정과 시험결과의 활용측면에서 효율적인 방법과 합리적인 데이터 이용방법을 제시하여 지반조사의 실무적 측면에서 진일보한 방법론을 제안한 바 있다. 또, 향후 관련학회에서 활발한 연구 성과의 발표와 지반공학회에서 실내시험분과위원회를 구성하여 활용화의 내실을 기하고자 한다.

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보

수집된 주요문헌에 대한 목록은 다음과 같다.

- 1) American Society of Civil Engineers (2005) "Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering Vol.131 No1-6"
- 2) American Society of Civil Engineers (2005) "Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering Vol.131 No7-12"
- 3) ASTM international (2004) "Geotechnical Testing Journal Volume 27"
- 4) A. Viana da Fonseca and W. Mayne (2004) "Geotechnical and geophysical site characterization Volume 1" Millpress
- 5) A. Viana da Fonseca and W. Mayne (2004) "Geotechnical and geophysical site characterization Volume 2" Millpress
- 6) Behaviour of Soil Slope" a thesis submitted in partial Fulfilment of the requirements for the degree of Dotor of Philosophy school of Civil and Environmental Engineering The University of New South Wales.
- 7) Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2004) "Recommendation on Excavations(Paper200pp)" WILEY.
- 8) Dov Leshchinsky, Jack Fowler (1990) "Laboratory Measurement of Load Elongation Relationship of high-strength geotextiles" Geotextiles and Geomembranes, Volume 9, Pages 145-164
- 9) Gavan James Hunter (2003) "The Pre-and Post-failur Deformation"
- 10) Giovanni Barla, and Marco Barla (2005) "The 11th International Conference of IACMAG Vol.1" Patron Editore.
- 11) Giovanni Barla, and Marco Barla (2005) "The 11th International Conference of IACMAG Vol.2" Patron Editore.
- 12) Giovanni Barla, and Marco Barla (2005) "The 11th International Conference of IACMAG Vol.3" Patron Editore.
- 13) Giovanni Barla, and Marco Barla (2005) "The 11th International Conference of IACMAG Vol.4" Patron Editore.

- 14) G.N. Pande, S. Pietruszczak, and S.W. Sloan (2004) "Computers and geotechnics Vol 31" ELSEVIER.
- 15) Gregory B. Baecher, and John T. Christian (2003) "Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering" WILEY.
- 16) Hidetoshi Ochiai, Jun Otani, Noriyoki Yasutufu, Kiyoshi Omine (2001) "Landmarks in earth reinforcement Volume 1" A.A. Balkena
- 17) Hidetoshi Ochiai, Jun Otani, Noriyoki Yasutufu, Kiyoshi Omine (2001) "Landmarks in earth reinforcement Volume 2" A.A. Balkena
- 18) ICE (1995) "Guide to the design of thrust blocks for buried pressure pipelines" Thomas Telford.
- 19) James K. Mitchell and Kenichi Soga (2005) "Fundamentals of soil behavior, third edition" WILEY.
- 20) James Warner (2004) "Practical handbook of grouting: soil, rock, and structures" WILEY.
- 21) Japanese Gootechnical Society (2005) "Soil and Foundations Volume45 No. 1-3"
- 22) Japanese Gootechnical Society (2005) "Soil and Foundations Volume45 No. 4-6"
- 23) J.B. Burland, J.R. Standing, and F.M. Jardine (2001) "Building Response to Tunnelling: Case studies from Construction of the Jubilee Line Extension, London Vol.1" Thomas Telford.
- 24) J.B. Burland, J.R. Standing, and F.M. Jardine (2001) "Building Response to Tunnelling: Case studies from Construction of the Jubilee Line Extension, London Vol.2" Thomas Telford.
- 25) Jerry A. Yamamuro, Ph.D, P.E, and Junichi Koseki, Dr. OF ENG (2003) "Geomechanics Testing, Modeling, and Simulation" American Society of Civil Engineers.
- 26) J. Kuwano and J. Koseki (2006) "Geosynthetics (8ICG) volume 1" Millpress
- 27) J. Kuwano and J. Koseki (2006) "Geosynthetics (8ICG) volume 2" Millpress
- 28) J. Michael Duncan, and Stephen G. Wright (2005) "Soil strength and slope

stability" WILEY.

- 29) Lakshmi N. Reddi (2003) "Seepage in soils: principles and applications" WILEY.
- 30) Lymon C. Reese (2005) "Analysis and design of shallow and deep foundations" WILEY.
- 31) Matthias Jakob, and Oldrich Hungr (2005) "Debris-Flow Hazards and Related Phenomena" Praxis Publishing
- 32) National Research Council of Canada (2005) "Canadian Geotechnical Journal Vol. 42 1-3"
- 33) National Research Council of Canada (2005) "Canadian Geotechnical Journal Vol. 42 4-6"
- 34) Ning Lu, and William J. Likos (2004) "Unsaturated soil mechanics" WILEY.
- 35) N. Sabhahit, P. K. Basudhar, Madhira R. Madhav, and N. Miura (1994) "Generalized stability analysis of reinforced embankments on soft clay" Geotextiles and Geomembranes, Volume 13, Issue 12, Pages 765-780
- 36) Oldrich Hungr, Robin Fell, Rejean Couture, and Erik Eberhardt (2005) "Landslide Risk Management" AA Balkema.
- 37) P.A. Vermeer, W. Ehlers, H.J. Hermann, and E. Ramm (2004) "Modelling of cohesive frictional materials" AA Balkema.
- 38) The institution of Civil Engineers (2005) "Geotechnique No.1-5"
- 39) The institution of Civil Engineers (2005) "Geotechnique No.6-10"

제 7 장 참고문헌

1. Alpan, I. : The empirical evaluation of the coefficient K_0 and K_{0r} , Soils and Foundations, Vol. VII, No.1, pp. 31~40. 1967
2. American Society of Civil Engineers. : Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol.131 No1-6. 2005
3. American Society of Civil Engineers. : Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol.131 No7-12. 2005
4. ASTM international. : Geotechnical Testing Journal Volume 27. 2004
5. A. Viana da Fonseca and W. Mayne. : Geotechnical and geophysical site characterization Volume 1, Millpress. 2004
6. A. Viana da Fonseca and W. Mayne. : Geotechnical and geophysical site characterization Volume 2, Millpress. 2004
7. Behaviour of Soil Slope a thesis submitted in partial Fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy school of Civil and Environmental Engineering The University of New South Wales.
8. Berre, T. and Bjerum, L. : Shear strength of normally consolidated clays, Proc. of 8th ICSMFE, Vol. 1, pp 39~49. 1973
9. Bishop, A. W. and Blight, G. E. : Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils, Geotechnique, Vol. 13, No. 3, pp.177~197. 1963.
10. Bishop, A. W. and Henkel, D. J. : The measurement of soil properties in the triaxial test, Edward Arnold Ltd., pp 192~204. 1962
11. Bishop, A. W. : The measurement of pore pressure in the triaxial test, Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworth, p. 38, 1960
12. Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E. and Donald, I. B. : Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils, Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp. 503~532, 1960
13. Bishop, A. W. : The principle of effective stress, Teknisk Ukeblad, Vol. 39, pp. 859~863, 1959
14. Bjerrum, L. : Problems of soil mechanics and construction on soft clays and

- structurally unstable soils, Proc. of 8 th ICSMFE, Vol. 3, pp. 111~159. 1973
15. Blight, G. E. : Effective stress evaluation for unsaturated soils, ASCE, Vol.93, No. SM 2, pp.125~148, 1967
 16. Brooker, E. W. and Ireland, H. O. : Earth pressure at rest related to stress history, Canadian Geotechnical Journal, Vol. II, No. I, pp. 1~15, 1965
 17. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. : Recommendation on Excavation (Paper 200pp), WILEY, 2004
 18. Dov Leshchinsky, Jack Fowler : Laboratory Measurement of Load Elongation Relationship of high-strength geotextiles, Geotextiles and Geomembranes, Volume 9, Pages 145~164, 1990
 19. El-Sohby, M. A. : The behavior of particular materials under stress, Ph.D thesis of the Victoria University, 1964.
 20. Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. : Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons, Inc., p. 517, 1993
 21. Fredlund, D. G., Rahardjo, H. and Gan, J. K. M. : Non linearity of strength envelope for unsaturated soils. Proc 6 th Int. Conf. on Expansive Soil, Vol. 1, pp. 49~54, 1987
 22. Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. and Widger, R. A. : The shear strength of unsaturated soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No.3, pp. 313~321, 1978
 23. Frydman, D., Zeitlen, J. G. and Aipan, I. : The membrane effects in triaxial testing of granular soils, Journal of Testing and Evaluation, ASTM, Vol. I, No. I, pp. 37~41, 1973.
 24. Gavan James Hunter. : The Pre-and Post-failure Deformation. 2003
 25. Giovanni Barla, and Marco Barla : The 11th International Conference of IACMAG Vol.1, Patron Editore, 2005
 26. Giovanni Barla, and Marco Barla : The 11th International Conference of IACMAG Vol.2, Patron Editore, 2005
 27. Giovanni Barla, and Marco Barla : The 11th International Conference of IACMAG Vol.3, Patron Editore, 2005

28. Giovanni Barla, and Marco Barla : The 11th International Conference of IACMAG Vol.4, Patron Editore, 2005
29. G.N. Pande, S. Pietruszczak, and S.W. Sloan : Computers and geotechnics Vol-31, ELSEVIER, 2004
30. Gregory B. Baecher, and John T. Christian : Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering, WILEY, 2003
31. Hanajawa, H. : A new approach to determine soil parameters free from regional variation in soil behavior and technical quality, Soils and Foundations, Vol 32, No.1, pp.41~58, 1992
32. Hidetoshi Ochiai, Jun Otani, Noriyoki Yasutufu, Kiyoshi Omine : Landmarks in earth reinforcement Volume 1, A.A. Balkena, 2001
33. Hidetoshi Ochiai, Jun Otani, Noriyoki Yasutufu, Kiyoshi Omine : Landmarks in earth reinforcement Volume 2, A.A. Balkena, 2001
34. Holz, W. G. and Gibbs, H. J. : Triaxial shear tests on pervious gravelly soils, ASCE, Vol. 82, No. SM 1, pp. 1~22 1956.
35. ICE. : Guide to the design of thrust blocks for buried pressure pipelines, Thomas Telford, 1995
36. James K. Mitchell and Kenichi Soga. : Fundamentals of soil behavior, third edition, WILEY, 2005
37. James Warner. : Practical handbook of grouting; soil, rock, and structures, WILEY, 2004
38. Japanese Gootechnical Society. : Soil and Foundations Volume45 No.1-3. 2005
39. Japanese Gootechnical Society. : Soil and Foundations Volume45 No.4-6. 2005
40. J.B. Burland, J.R. Standing and F.M. Jardine. Building Response to Tunnelling : Case studies from Construction of the Jubilee Line Extension, London Vol.1. Thomas Telford. 2001
41. J.B. Burland, J.R. Standing, and F.M. Jardine. Building Response to Tunnelling : Case studies from Construction of the Jubilee Line Extension, London Vol.2. Thomas Telford. 2001
42. Jerry A. Yamamuro, Ph.D, P.E, and Junichi Koseki, Dr. OF ENG. :

- Geomechanics Testing, Modeling, and Simulation. American Society of Civil Engineers. 2003
43. J. Kuwano and J. Koseki. : Geosynthetics (8ICG) volume 1, Millpress, 2006
 44. J. Kuwano and J. Koseki. : Geosynthetics (8ICG) volume 2, Millpress. 2006
 45. J. Michael Duncan, and Stephen G. Wright : Soil strength and slope stability, WILEY. 2005
 46. Kamei, T., Ogata, S. and Tanaka, N. : The variation in undrained shear characteristics during consolidation process, Soils and Foundations, Vol. 27, No.3, pp. 91~98, 1987
 47. Kim, D. S., Stokoe, K. H. and Roesset, J. M. : Characterization of material damping of soils using resonant column and torsional shear tests, Soil Dynamics and Earthquake Engineering V, edited by IBF, Computational Mechanics Publications, pp. 189~200, 1991
 48. Kimura, T. and Saitoh, K. : The influence of strain rate on pore pressures in consolidated undrained triaxial tests on cohesive soils, Soils and Foundations, Vol. 23, No.1, pp 80~90. 1983
 49. Kirkpatrick, W. M. and Khan, A. J. : The reaction of clays to sampling stress relief, Geotechnique 29~42, 1984
 50. Kohata, Y., Mukabi, J. N., Tatsuoka, F. and Suzuki, M : Effects of strain rate and drainage on deformation characteristics at small strain of geomaterials, Proc. of 1st Int Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Balkema, Vol. 1, pp. 151~156, 1995
 51. Lacasse, S. and Berre, T. : Triaxial testing methods for soils, Advanced triaxial testing of soils and rock, ASTM STP 977, pp. 264~289, 1988
 52. Ladd, C. C. : Stability evaluation during staged construction. The 22nd Karl Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 117, No.4, pp.540~615, 1991
 53. Ladd, C. C. and Lambe, T. W. : The strength of "undisturbed" clay determined from laboratory tests, Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP 361, pp 342~371, 1963.

54. Lakshmi N. Reddi. : Seepage in soils: principles and applications, WILEY. 2003
55. Lymon C. Reese : Analysis and design of shallow and deep foundations, WILEY. 2005
56. Matthias Jakob, and Oldrich Hungr. : Debris-Flow Hazards and Related Phenomena, Praxis Publishing. 2005
57. Mayne, P. W. and Kulhawy, F. H. : K_0 -OCR relationships in soil, ASCE Vol. 108, No. GT 6, pp. 851~872, 1982
58. National Research Council of Canada : Canadian Geotechnical Journal Vol. 42 1-3. 2005
59. National Research Council of Canada : Canadian Geotechnical Journal Vol. 42 4-6. 2005
60. Nakase, A. and Kamei, T. : Undrained shear strength anisotropy of normally consolidated cohesive soils, Soils and Foundations, Vol. 23, No. I, pp. 91~101, 1983
61. Ning Lu, and William J. Likos. : Unsaturated soil mechanics, WILEY. 2004
62. N. Sabharwal, P. K. Basudhar, Madhira R. Madhav, and N. Miura. : Generalized stability analysis of reinforced embankments on soft clay, Geotextiles and Geomembranes, Volume 13, Issue 12, Pages 765~780. 1994
63. Oldrich Hungr, Robin Fell, Rejean Couture, and Erik Eberhardt. : Landslide Risk Management, AA Balkema. 2005
64. Pradhan, T. B. S., Tatsuoka, F. and Horii, N. : Simple shear testing on sand in a torsional shear apparatus, Soils and Foundations, Vol. 28, No
65. P.A. Vermeer, W. Ehlers, H.J. Hermann, and E. Ramm. : Modelling of cohesive frictional materials, AA Balkema. 2004
66. Richardson, A. W. and Whitman, R. V. : Effect of strain rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded fat clay, Geotechnique, Vol. 13, No.4, pp310~324, 1963
67. Satija, B. S. : Shear behavior of partly saturated soils, Ph D. dissertation, Indian Institute of Technology, Delhi, p 327. 1978.

68. Schmidt, B. : Discussion of "Earth pressures at rest related to stress history", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No.4, pp. 239~242, 1966
69. Schmertmann H. : A simple question about consolidation, ASCE, Vol. 109, No. GT 1, pp. 119~122, 1983.
70. Shibuya, S., Mitachi, T., Fukuda, F. and Degoshi, T. : Strain rate effects of shear modulus and damping of normally consolidated clay, Geotechnical Testing Journal, Vol. 18, No.3, pp. 365~375, 1994
71. Shimizu M.: Factors affecting the measurement of volume change of cohesive soils in drained triaxial tests, Soils and Foundations, Vol. 21, No.2, pp. 121~128, 1981
72. Stokoe II, K. H., Hwang, S. K., Lee, J. N. K and Andrus, R D. : Effect of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains, Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema, Vol. 2, pp 785~816, 1995
73. Taylor, D. W. : A direct shear test with drainage control, Symposium on direct shear testing of soils, ASTM, p.63 1952
74. Tatsuoka, F., Jardine, R.J., Lo Presti, D. C. F., Di Benedetto, H. and Kodaka, T. : Characterizing the Pre Failure Deformation Properties of Geomaterials, Proc. of 14 th Int. Conf. of SMGE, Them Lecture, Hamburg, 1997
75. Tatsuoka, F. and Kohata. Y. : Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema, Vol. 2, pp. 947~1066, 1995.
76. Tatsuoka, F., Sato, T., Park, C. S., Kim, Y.-S., Mukabi, J N. and Kohata, Y. : Measurements of elastic properties of geomaterials in laboratory compression tests, Geotechnical Testing Journal, Vol. 17, No.1, pp. 80~94, 1994
77. Tatsuoka, F., Techavorasinskun, S., Dong, J., Kohata, Y and Sato, T. : Importance of measuring local strains in cyclic triaxial tests on granular materials, Dynamic Geotechnical Testing 11, ASTM STP 1213, pp. 288~302, 1994

78. Tatsuoka, F. and S. Shibuya : Deformation Characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture for session No.1, Proc. 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineerings, Bangkok, 1991, Vol.2, pp.1~70, 199
79. Tatsuoka, F. and Shibuya, S. : Deformation chracteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Proc. of 9 th Asian Regional Conference on SMFE, Bangkok, Vol. 2, pp. 101~170, 1991.
80. Tatsuoka, F., Sonoda, H., Hara, K., Fukushima, S. and Pradhan, T. B. S. : Failure and deformation of sand in torsional shear, Soils and Foundations, Vol. 26, No.4, pp 79~97, 1986.
81. The institution of Civil Engineers. Geotechnique No.1-5, 2005
82. The institution of Civil Engineers. Geotechnique No.6-10, 2005
83. Vaid, Y. P. and Negussery, D. : A critical assessment of membrane penetra-tion in the triaxial test, Journal of Testing and Evaluation, ASTM, Vol. 7, No.2, pp. 70~76, 1984
84. Yasuda, N. and Matsumoto, N. : Dynamic deformation characteristics of san-ds and rockfill materials, Canadian Geotechnical Journal, No. 30, pp. 747~757, 1993
85. 高田直俊 ・ 柚木裕二 : 粗粒材を用いた単純, 一面せん断の比較試験, 土と基礎, Vol. 32, No.5, pp. 17~22, 1984.
86. 谷泰弘 : 切削加工の分野で使用されるロードセノレについて, 生産研究, 34巻, 6号, pp. 35~42, 1982.
87. 今井五郎 ・ プラダンテージ, B.S. ・ 鎌田隆司 ・ 粒状体のせん断特性に及ぼす寸法効果, 土木學會第46回年次學術講演會概要集, 第3部, pp. 444~445, 1991.
88. 大島昭彦 ・ 高田直俊 ・ 坂本佳理 : 一面せん断從來型定壓試験と眞の定壓試験の比較, 第31回地盤工學研究發表會講演集, pp. 665~666, 1996.
89. 藤谷雅義 ・ プラダンテージ ・ 岡本正廣 ・ 今井五郎 : 一面せん断における砂の強度 ・ 変形特性, 土木學會第48回年次學術講演會概要集, pp. 882~883, 1993.
90. 龍岡文夫 プラダンラージ B.S ・ 林換群・堀井宣章:各種せん断試験による砂の内部摩擦角 : 土と基礎, Vol. 35, No 12, pp.55~60, 1987

91. 本郷隆夫 ・ 赤井俊文 ・ 池田剛 ・ 長町利昭 : 一面せん断試験における豊浦砂の側面摩擦の影響について, 土木學會第49回年次學術講演會概要集, pp. 348~349, 1994.
92. 北島明 ・ 池谷啓 ・ 三田地利之 ・ 岩橋輔 : 一面せん断強度におする載荷板の拘束条件の影響, 土木學會第49回年次學術講演會概要集, pp. 340~341, 1994.
93. 澁谷啓 ・ 三田地利之 ・ 高田増男 ・ 若橋輔 ・ 北島明 : 豊浦砂の一面せん断強度に及ぼす供試体寸法および形状の影響, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム, 地盤工學會, pp. 95~102, 1995.
94. 澁谷啓 ・ 三田地利之 ・ 高田増男粘性土の一面せん断試験に関するいくつかの提案, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム, 地盤工學會, pp. 127~134, 1995.
95. 澁谷啓 ・ 三田地利之 ・ 北島明 : 境界応力 σ_1 測型一面せん断試験装置の試作, 第27回土質工學研究發表會講演集, pp. 7~10, 1992.
96. 三笠正人 ・ 高田直俊 ・ 西垣好彦 : c , ϕ を考える, 土と基礎, Vol. 23, pp. 67~75, 1975.
97. 三笠正人 : 三軸圧縮と一面せん断の試験機および試験法について, 第10回シンポジウム, 土質工學會, pp. 117~123, 1965.
98. 三笠正人 : 新型面せん断試験機について, 土木學會第15回年次學術講演會概要集, pp. 45~48, 1960.
99. 三田地利之 ・ 工藤豊 : B値測定方法の違いがCU試験結果に及ぼす影響について, 三軸試験方法に関するシンポジウム發表論文集, 土質工學會, pp. 85~90, 1991.
100. 小田美明 ・ 三田地利之 : 粘性土の圧密非排水せん断特性に及ぼす σ_1 の影響, 土質工學會論文報告集, Vol. 30, No.2, pp. 188~198, 1990.
101. 安出進 ・ 永瀬英生 ・ 小田眞也 ・ 木辻浩二ステージ載荷が動的変形特性に与える影響, 地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性に関する園内シンポジウム發表論文集, 土質工學會, pp. 127~132, 1994.
102. 例えば, 松本一明 ・ 小林正樹 ・ 中村龍三 : 粘土のサンプリングにおける亂れの影響について, 昭和53年度サンプリングシンポジウム發表論文集, 土質工學會, pp. 133~136, 1978.
103. 園田昭二 ・ 龍岡文夫 : ねじりせん断と平面ひずみ圧縮せん断における砂の変形

強度の関係, 第20回 土質工學研究發表會講演集, pp. 295~298, 1985.

104. 淀谷啓 ● 三田地利之 ● 細見明彦 ● 古川卓 ● 杉本大 : 粘性土の微小ひずみでの応力ひずみ関係に及ぼすせん断ひずみ速度の影響, 土木學會第50回年次講演會概要集, pp. 468~469, 1995.
105. 井上廣胤 : 砂の直接せん断試験に関する研究, 土木學會論文集, Vol. 101, pp. 15~24, 1964.
106. 地盤工學會編 : 新規制定地盤工學會基準 ● 可解説IV (1997年度版), pp. 27~54, 1997
107. 地盤工學會編 : 地盤調査法, p.648, 1995.
108. 千葉隆仁 ● 山下聰 ● 土岐祥介 : 端面条件が砂の単調および繰返しねじり試験結果に及ぼす影響,土木學會49回年次學術講演會概要集, pp. 468~469, 1994.
109. 村上哲 ● 安原一哉 : 三軸九壓密試験におけるいわゆる3t法の適用性に関する理論的考察, 茨城大學 工學部研究集報, 第43卷, pp. 33~45, 1995.
110. 土質工學會 : 土質試験用力計基準(JF T 4-79), 土と基礎, Vol. 27, No.7, pp. 74~80, 1979.
111. 土質工學會編 : 土質試験の方法と解説, pp. 320~328, 1990.
112. 土質工學會編 : 土質試験の方法と解説, pp. 331~338, 1990.
113. 土質工學會編 : 土質試験法(第2回改訂版), pp. 495~530, 1979.
114. 飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会 : 飽平日豊浦砂の非排水繰返し三軸強度に及ぼす諸要因に関する分担研究報告,土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム發表論文集, 土質工學會, pp. 36~53, 1988.
115. 阿部康史 ● 川上浩 : 供試体の作製手順が一軸強度, サクショこ及ぼす影響,第15回土質工學研究發表會講演集, pp 429~432, 1980.

주 의 사 항

1. 본 보고서는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업의 중간연구보고서입니다.
2. 본 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업임을 밝혀야 합니다.
3. 국가보안 차원에서 필요하다고 인정되는 내용은 대외적으로 발표 및 공개하여서는 아니됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

■ 문의처 : 한국건설교통기술평가원 TEL 031)381-6311
 전북대학교 TEL 063)270-2430

R&D / 04핵심기술-A01-02

지반재료의 응력~변형특성 실험법 및 변형정수 · 강도정수 평가기법에 관한 연구보고서

■ 발행일 / 2007 . 8. 17.

■ 발행처 / 전북대학교

전라북도 전주시 덕진구 덕진동1가 664-14

TEL : 063-270-2430

■ 인쇄처 /