

공학석사 학위논문

DCM공법을 이용한 개량토의
특성에 관한 연구



이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함

2005년 8월

부경대학교 산업대학원

토목공학과

임종호

이 논문을 임종호의 공학석사
학위논문으로 인준함

2005년 7월 8일

주 심 공학박사 김 명 식



위 원 농공학박사 이 영 대



위 원 공학박사 정 두 회



목 차

표 목 차	i
그림 목 차	ii
Abstract	iv
제1장 서 론	1
1.1 연구의 배경	1
1.2 연구의 동향	2
1.3 연구의 목적	3
제2장 이론적 고찰	4
2.1 DCM 공법의 고화원리	4
2.2 DCM 개량 지반의 공학적 성질	4
제3장 시험조건 및 방법	20
3.1 시험조건	20
3.2 시험방법	22
제4장 시험결과의 고찰	23
4.1 일축압축시험결과	23
4.2 개량토의 파괴강도	32
4.3 개량토의 탄성계수	33

제5장 결 론 35

참고문헌 36

표 목 차

표 2.1 각 재령간의 강도관계(실내개량토)	16
표 3.1 실내시험에 사용된 원지반 시료1, 시료2의 특성	20
표 3.2 시험조건 및 방법	22
표 4.1 각 재령별 강도비	23
표 4.2 기존 문헌에서 제시된 E_{50} 과 q_u 의 관계	34

그림 목 차

그림 2.1 고화원리	4
그림 2.2 점성토와 안정재의 반응	5
그림 2.3 재령경과에 따른 개량토의 조직변화(배율:20,000배)	6
그림 2.4 개량토의 강도에 영향을 미치는 주요요인	7
그림 2.5 실내개량토의 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 첨가량과 q_u 와의 관계 ($\omega=100\%$, $T_c=91$ 일)	8
그림 2.6 개량전 흙의 함수비와 실내개량토의 이론상 함수비와의 관계	10
그림 2.7 현 위치개량토의 함수비 측정에 (일본 동경만)	10
그림 2.8 개량전 흙의 함수비와 실내개량토의 이론상 혼합밀도와의 관계	12
그림 2.9 현 위치개량토의 밀도 측정에 (일본 동경만)	12
그림 2.10 실내개량토의 투수계수와 안정재 첨가량과의 관계 (일본 동경만)	13
그림 2.11 일축압축시험에서의 개량토와 무개량토의 응력-변형율 관계	14
그림 2.12 시멘트 첨가량에 따른 강도비교	15
그림 2.13 재령에 따른 실내 개량토의 일축압축강도	16
그림 2.14 일축압축강도 q_{u7} 과 q_{u28} 의 관계	17
그림 2.15 실내개량토의 E_{50} 과 q_u 와의 관계	18
그림 2.16 모래함유율과 E_{50}/q_u 와의 관계(실내개량토)	19
그림 2.17 실내개량토의 μ 와 q_u 와의 관계	19
그림 4.1 건조 및 습윤 혼합방식에서의 일축압축강도와 재령과의 관계	24

그림 4.2 건조 및 습윤 혼합방식에서의 일축압축강도와 E_{50} , ϵ_f 의 관계	25
그림 4.3 시멘트 함량과 일축압축강도와의 관계	26
그림 4.4 시멘트함량비와 일축압축강도의 관계	27
그림 4.5 축방향 변형율과 축하중과의 관계	27
그림 4.6 물-시멘트비와 일축압축강도와의 관계	29
그림 4.7 혼합시료의 함수비와 일축압축강도와의 관계	29
그림 4.8 (원지반점토+물)-시멘트비와 일축압축강도와의 관계	31
그림 4.9 원지반 점토시료별 재령에 대한 일축압축강도의 관계	32
그림 4.10 일축압축강도와 파괴변형율과의 관계	33
그림 4.11 일축압축 강도와 탄성계수와의 관계	34

Characteristics of Improved Soil with Deep Cement Mixing Method

Jong-Ho Lim

*Department of Civil Engineering, Graduate School of Industry
Pukyong National University*

Abstract

Deep cement mixing method (DCM) was originally developed in Japan in 1970's and has become an important soil improvement technology around the world. The DCM was introduced into domestic construction industries in the middle of 1990. At present time, a mix design for DCM is dependent upon foreign technologies developed in Japan or European countries. A research work to consider domestic soil characteristics into the mix design is required. There exist several factors affecting physical and mechanical properties of improved soil with DCM. They consist of cement type, soil type, curing environment, sample preparation, and test method. It is considered that soil type is the most important factor among them. The objective of this study is to evaluate factors affecting mechanical properties such as unconfined compressive strength and failure strain. Unconfined compressive strength tests have been performed using samples prepared from two types of clays and several testing conditions. As the water-cement ratio(w/c) and clay-water-cement ratio(wc/c) increase, the unconfined compressive strength of improved soil is decreased. The unconfined compressive strength of improved soil was increased with an increasing cement content. The stress-strain behavior of improved soil showed a brittle failure when the cement content exceeds 15%. The failure strain tends to decrease as the unconfined compressive strength increases. The elastic modulus of improved soil showed a liner relationship with the unconfined compressive strength.

Keywords : Deep cement mixing method, Factors, Unconfined compressive strength, Failure strain, Water-cement ratio, Clay-water-cement ratio, Stress-strain, Elastic modulus

제1장 서론

1.1 연구의 배경

연약지반 대책으로서 오래전부터 치환공법, 연직배수공법, 선재하공법 등을 적용하고 있으며, 해외 각국의 독자적인 기술개발 등에 의해 각종의 연약지반 대책공법이 사용되고 있고 이것을 세분하면 수십 종에 이른다. 이러한 연약지반대책공법 중에서 DCM 공법은 고결공법에 해당하는 것으로, 일본과 유럽에서 기술이 개발되어 최근 10년 동안 적용사례가 증가하고 있는 실정이다.

DCM 공법은 연약지반 내에 시멘트와 물을 혼합한 안정처리재(슬러리)를 저압으로 주입하면서 특수교반기를 회전시켜 교반혼합하고 시멘트의 경화반응을 이용하여 원지반내에 개량체를 조성하여 차수공, 토류공, 기초공 등에 다양하게 적용되는 공법으로 최저 2.0m에서 최고 34.0m(+수심)까지 (특수 Rod를 사용할 경우 그 이상의 심도까지 시공가능) 시공이 가능하며 소음, 진동 등의 공해와 주변지반의 교란이 적은 신뢰성이 높은 공법이다.

점성토에 석회 등을 혼합하여 흙을 고결시키는 방법은, 일본의 흙다짐이나 삼화토(三和土)라는 경험적 방법으로 알려져 있다. 1955년경에는 도로의 노반 재료 개량이나 철도 노상의 분니(墳泥) 방지를 위해 석회를 채용했었지만, 표층혼합 처리공법으로써 일반적으로 보급된 것은 1970년대로 비교적 새롭다.

항만지역의 연약 점성토를 심층에 도달할 때까지 화학적 안정재를 공급하면서 교반날개 등을 이용해서 강제적으로 혼합하는 소위 심층혼합처리공법(Deep Mixing Method)의 개발연구는 일본 운수성(運輸省) 항만기술 연구소와 스웨덴 지반연구소(Swedish Geotechnical Institute)에서 생석회 및 소석회를 안정재로 이용하면서 시작되어, 1967년부터 모형실험이 이루어져 1974년에 DLM 공법(Deep Lime Mixing Method)으로 실용화되었다.

DCM 공법(Deep Cement Mixing Method)은 1973년부터 DLM 공법에 관한 기술을 토대로 안정재는 시멘트 슬러리(또는 시멘트 몰타르) 또는 시멘트를

사용하여, 실내 모형실험, 육상 실험공사, 해상 실험공사를 거쳐 1975년에 이르러 실용화되었다. 현재까지 일본에서는 해상, 육상에서 수많은 공사경험을 가지고 있으며 유럽, 동남아, 북미대륙으로 적용사례가 꾸준히 증가하고 있다. 국내의 경우에도 1990년대 중반에 DCM 공법이 해상공사에 도입된 이래로 육상의 굴착공사 등에 다양하게 적용하고 있으며, 차후 시공사례가 증가할 것으로 예상된다.

1.2 연구의 동향

DCM 공법은 혼합방식에 따라 건조혼합방식(Dry Mixing Method)과 습윤혼합방식(Wet Mixing Method)으로 구분하고 있다. 건조혼합방식은 시멘트 분말을 고압으로 분사하면서 교반날개를 이용해서 시멘트와 흙을 혼합하는 방법이고, 습윤혼합방식에서는 물과 시멘트를 혼합한 슬러리를 주입하여 교반날개를 이용해서 혼합하는 방법이다.

DCM 공법에 관한 외국의 연구는 주로 실내시험을 통해서 혼합토의 물리적, 역학적 특성에 영향을 미치는 인자들에 관한 연구가 주류를 이루고 있으며, 최근에 일본을 중심으로 흙-시멘트 기둥의 거동을 분석하기 위한 원심모형실험을 수행하였으며, Kivelo(2000), Filz(2004, 2005) 등은 해석적 방법을 통하여 흙-시멘트 기둥의 거동을 분석하는 연구를 수행하였다. 그러나 국내의 경우에는 1990년대 중반에 DCM 공법을 도입한 이래 시공실적이 증가하고 있으나 현재까지 주로 외국의 연구결과와 시공경험을 토대로 설계 및 시공을 하고 있으며 국내의 토질특성을 고려한 연구가 미흡한 실정이다.

외국의 연구사례를 살펴보면 Lin and Wong(1999), Tan et al(2002), Hampton and Edil(1998), Kitazume et al(2003)등은 건조혼합방식으로 성형한 시료를 이용해서 혼합토의 특성을 연구하였다. Kamruzzaman et al(2001), Shiells et al(2003), Lin and Wong(1999), Hampton and Edil(1998), Tatsuoka and Kobayashi(1983), Akbulut and Saglamer(2003) 등은 습윤혼합방식을 이

용하여 제작한 시료를 이용해서 혼합토의 특성을 연구하였다.

습윤혼합방식에서는 $180\sim 400\text{kg/m}^3$ 의 시멘트량을 사용하고, 건조혼합방식에서는 $90\sim 180\text{kg/m}^3$ 의 시멘트량을 사용하여 습윤방식에서 보다 많은 양의 시멘트를 사용하고 있다³⁷⁾. 이런 이유로 습윤혼합방식이 건조혼합방식보다 공사비가 비싸게 된다. 또한 이 두 방법으로의 시료성형에서 서로 다른 물-시멘트 비로 인해 즉, 슬러리시멘트 자체의 물과 시료자체의 물의 혼합으로 습윤혼합방식에서 일축압축강도가 낮게 나타난다^{38),39)}.

1.3 연구의 목적

DCM공법은 국내의 경우 시공실적은 많으나 배합설계에 대한 연구가 미흡하므로 국내 연약점토의 특성을 반영하지 못하여 DCM공법의 신뢰성과 경제성에 대한 의문이 대두되고 있는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 실내시험을 통하여 개량토의 특성에 영향을 미치는 주요 인자에 대한 평가를 실시하여 배합설계법의 토대를 마련하기 위한 기초적인 자료를 제시하고자 한다.

제2장 이론적 고찰

2.1 DCM 공법의 고화원리

개량토는 시멘트와 물과의 수화반응에 의한 생성물과 점토광물의 포졸란 반응에 의해 고화된다. 그림 2.1은 고화원리를 설명하고 있다.

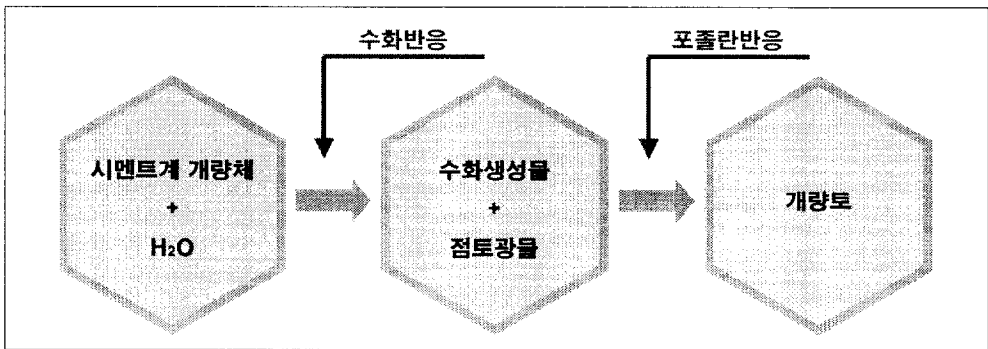


그림 2.1 고화원리

2.2 DCM 개량 지반의 공학적 성질

본 장에서는 개량토가 고화되어 강도를 발휘시키는 구조를 설명하고 일본 및 국내 물리적, 역학적 시험결과를 참조하여 개량토의 공학적 성질에 대해 설명하고자 한다.

2.2.1 개량토의 고화구조

점성토와 시멘트슬러리의 반응 및 그 반응생성물의 개요를 그림 2.2에 나타내었다. 점토와 시멘트 슬러리와와의 혼합에 의해 만들어진 개량토는 다음 두 가지 경화체로 성립된다.

㉠ 시멘트와 물과의 반응(수화반응)에 의해 수화 생성물로 되는 경화체 (그림 2.2의 ㉠, ㉡)

㉢ 시멘트의 수화에 의해 생성된 수산화 칼슘(Ca(OH)_2)과 점성토가 반응(포졸란 반응)한 반응생성물이 되는 경화체 (그림 2.2의 ㉢)

그림 2.3 (a)~(d)는 재령 일에 따른 주사형 전자현미경에 의한 개량토의 마이크로 단위 조직변화를 나타낸 것이다. 재령이 진행됨에 따라 개량토의 조직이 치밀하게 되어가는 양상을 알 수 있다.

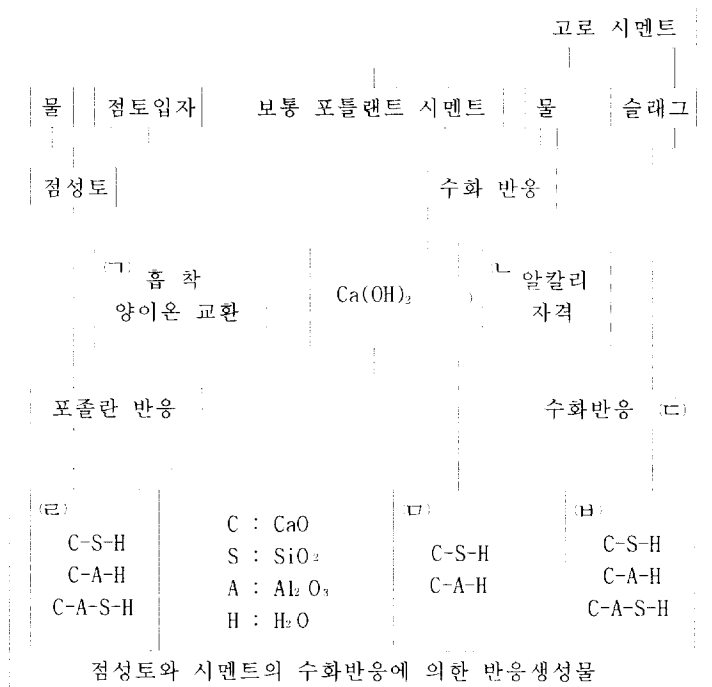
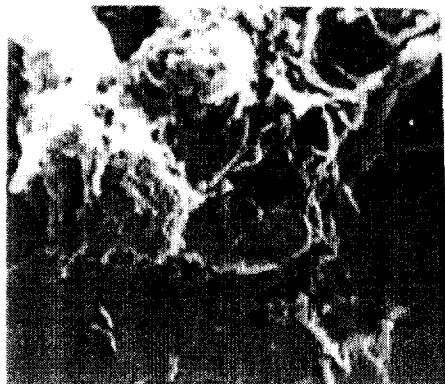
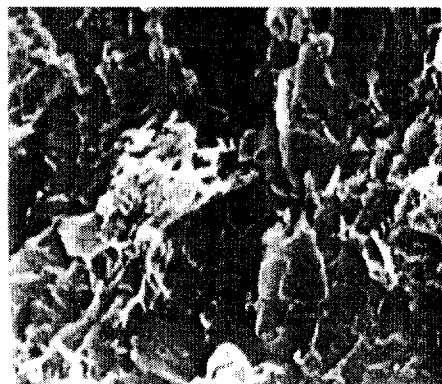


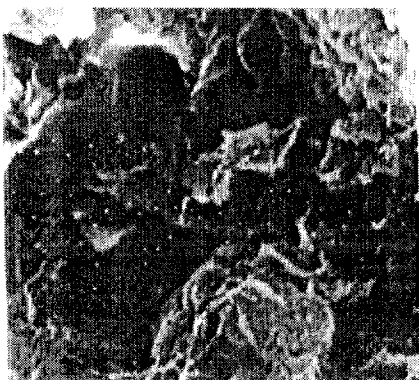
그림 2.2 점성토와 안정재의 반응



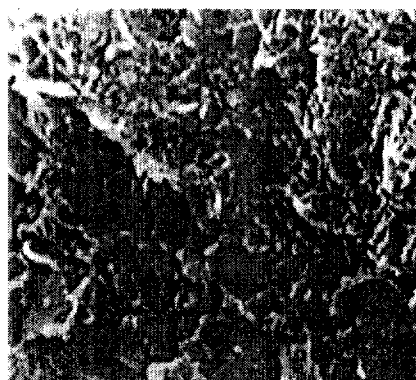
(a) 재령 1일



(b) 재령 3일



(c) 재령 7일



(d) 재령 28일

그림 2.3 재령경과에 따른 개량토의 조직변화(배율:20,000배)

2.2.2 개량토의 공학적 성질에 영향을 미치는 요인

개량토의 공학적 성질(특히 강도)은 그림 2.4에 나타낸 바와 같이 재료, 배합비, 원지반 흙의 특성, 혼합방법, 양생환경, 시험방법 등 다양한 인자들에 의하여 영향을 받는 것으로 알려지고 있다.

일본의 경우 해상공사에는 보통포틀랜드시멘트 또는 고로시멘트(B종)을 사용하여 만족할만한 성과를 이루었지만 시멘트의 종류, 혼합의 조건이 동일하다 하더라도 대상토에 따라 개량토의 강도는 달라진다. 이는 대상토의 포졸란 반

응성의 차이 때문으로 대상토의 포졸란 반응성을 파악한다면 개량토의 경화특성을 예측할 수도 있다.

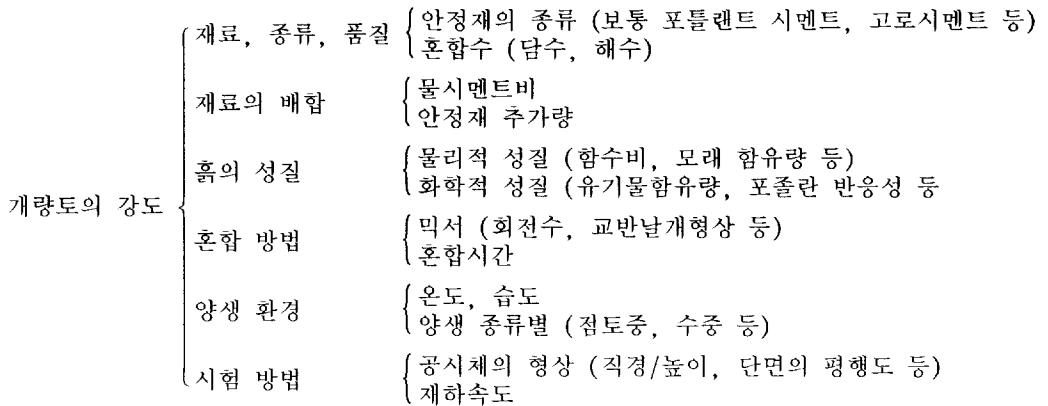


그림 2.4 개량토의 강도에 영향을 미치는 주요요인

대상토의 포졸란 반응성을 파악하는 확실한 방법은 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 에 의한 고화시험이 있지만 보다 간단한 방법도 필요하다. 그림 2.5에는 일본 내 일부지역의 대상토에 대하여 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 첨가량과 일축압축강도(q_u)와의 관계를 나타내었다. 동일한 조건이라도 대상토의 특성에 따라 개량토의 강도특성에 뚜렷한 차이가 나는 것을 알 수 있다.

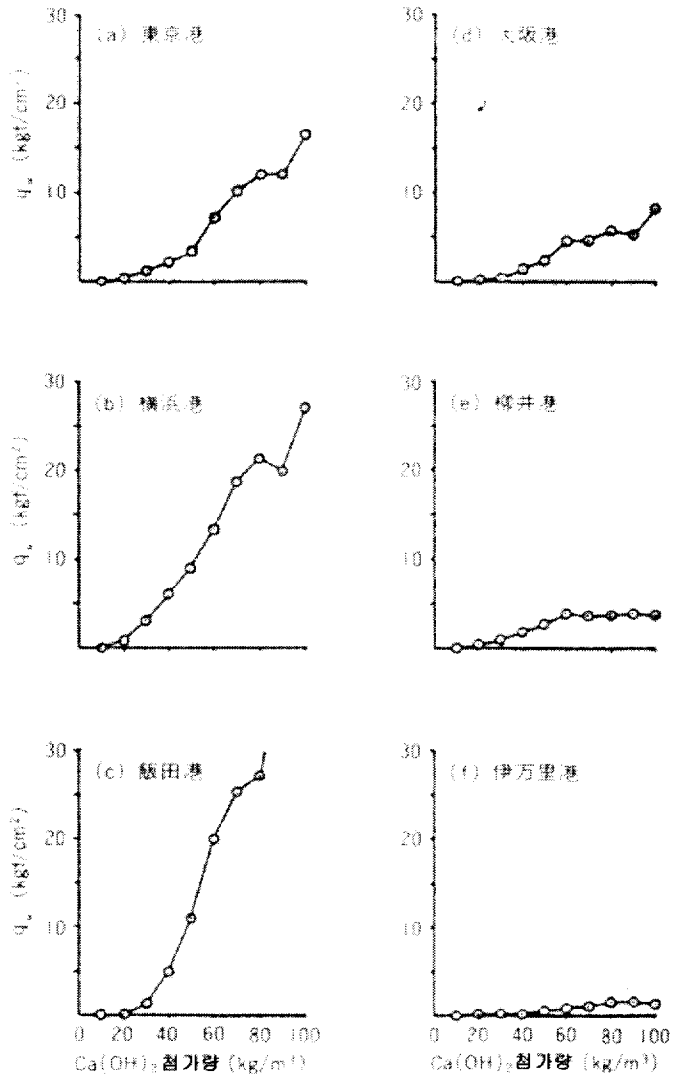


그림 2.5 실내개량토의 Ca(OH)₂ 첨가량과 q_u 와의 관계 ($\omega=100\%$, $T_c=91$ 일)

2.2.3 개량토의 물리적 성질

2.2.3.1 함수비

개량토의 이론상 함수비는 시멘트가 그 중량 1/4의 물과 화학적으로 혼합한다고 가정한 경우, 다음 근사식으로 나타낼 수 있다.

$$\omega_s = \frac{\frac{\omega_o}{100} + (\beta - 0.25) \left(\frac{1}{G_s} + \frac{\omega_o}{100} \cdot \frac{1}{G_w} \right) \times \frac{a}{1000}}{1 + 1.25 \times \left(\frac{1}{G_s} + \frac{\omega_o}{100} \cdot \frac{1}{G_w} \right) \times \frac{a}{1000}} \times 100 \dots\dots\dots (2.1)$$

여기서, ω_s : 개량토의 함수비 (%)

G_s : 토립자 비중

G_w : 물의 비중

a : 안정재 첨가량 (kg/m^3)

β : 물시멘트비 (W/C)

ω_o : 대상토의 함수비 (%)

그림 2.6은 개량전 대상토의 함수비와 식 (2.1)에 의한 개량토의 함수비와의 관계를 나타낸 것이다. 그림 2.7은 현위치 개량토의 함수비 측정 예를 나타내었다.

개량토의 함수비는 개량전 대상토의 함수비보다 일반적으로 낮게 평가된다. 그러나 그 저하량은 개량전 대상토의 함수비가 저하함에 따라서 작게 된다. 이것은 개량토가 많은 수분을 가진 채 고화한다는 것을 의미하며, 개량토의 압축특성 및 전단특성에 큰 영향을 미친다.

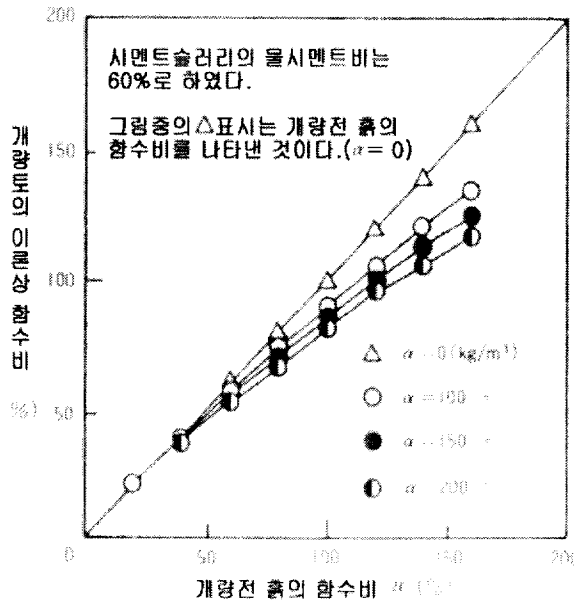


그림 2.6 개량전 흙의 함수비와 실내 개량토의 이론상 함수비와의 관계

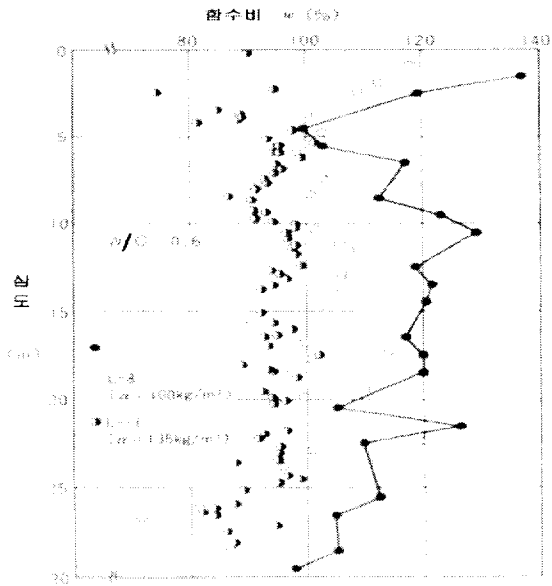


그림 2.7 현 위치개량토의 함수비 측정 예(일본 동경만)

2.2.3.2 밀도

개량토의 이론상 밀도는 시멘트의 수화에 따른 수축은 없다고 가정한 경우, 다음 근사식으로 나타낼 수 있다.

$$\rho_t = \frac{100 + \omega_o + (1 + \beta) \left(\frac{100}{G_s} + \frac{\omega_o}{G_w} \right) \times \frac{a}{1000}}{\frac{100}{G_s} + \left(\frac{1}{G_c} + \frac{\beta}{G_w} \right) \left(\frac{100}{G_s} + \frac{\omega_o}{G_w} \right) \times \frac{a}{1000} + \frac{\omega_o}{G_w}} \times \rho_w \dots\dots (2.2)$$

여기서, ω_o : 대상토의 함수비 (%)

G_s : 토립자 비중

G_c : 안정재의 비중

G_w : 물의 비중

a : 안정재 첨가량 (kg/cm^3)

β : 물시멘트비 (W/C)

ρ_w : 물의 밀도 (t/m^3)

ρ_t : 개량토의 밀도 (t/m^3)

그림 2.8은 개량전 대상토의 함수비와 식 (2.2)에 의한 개량토의 밀도와 관계를 개량전 흙의 함수비에 대해 나타낸 것이며, 개량토의 밀도는 개량전 대상토의 밀도보다 확실히 크게 된다. 그러나, 실제상에서는 밀도의 증가를 무시하므로, 개량토의 밀도를 개량전 대상토의 밀도와 같이 취급하는 경우가 많다. 그림 2.9에 현 위치개량토의 밀도 측정 예(일본 동경만)를 나타내었다.

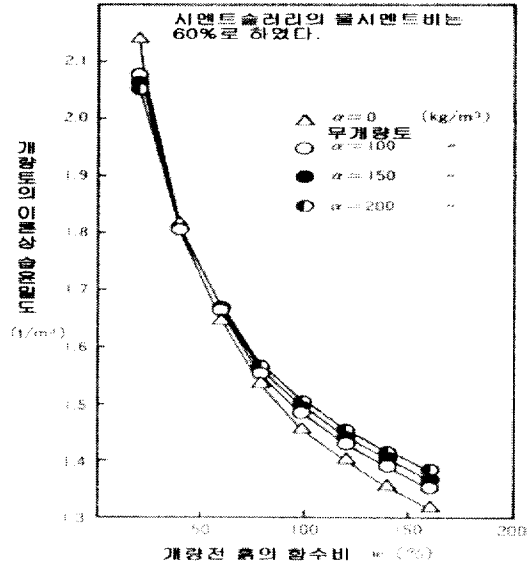


그림 2.8 개량전 흙의 함수비와 실내 개량토의 이론상 혼합밀도와의 관계

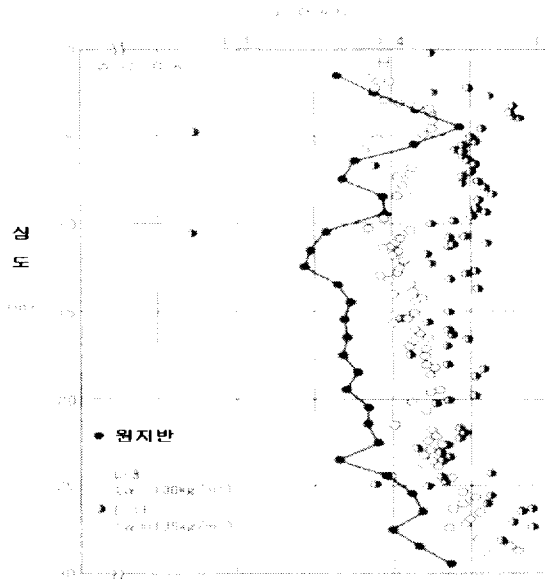


그림 2.9 현 위치개량토의 밀도 측정에 (일본 동경만)

2.2.3.3 투수성

개량토의 투수계수는 개량 전에 비해서 대폭 감소하고, 시멘트 첨가량이 많으면 많을수록 감소하게 된다. 동경만 점토를 사용한 실내 개량토(단, 시멘트 첨가량 $140\text{kg}/\text{cm}^3$)를 예로 들면, 개량 전 $1 \times 10^{-6}\text{cm}/\text{sec}$ 에서 개량 후 $1 \times 10^{-10}\text{cm}/\text{sec}$ 로 감소하였다(그림 2.10 참조).

이에 의하면 배면이 폐기물 등으로 매립되어 있는 경우에는 개량토를 지수성이 있는 재료로 간주해도 충분하다.

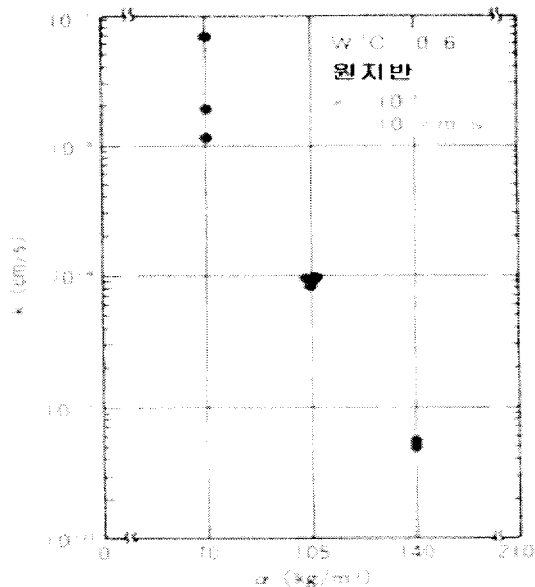


그림 2.10 실내개량토의 투수계수와 안정제 첨가량과의 관계 (일본 동경만)

2.2.4 개량토의 역학적 성질

2.2.4.1 일축압축강도

1) 응력-변형률관계

그림 2.11은 개량전 지반과 개량토의 응력-변형률 관계를 비교한 것이다. 개

량전 지반과 비교해서 개량지반의 강도와 변형계수는 증가하는 반면에 파괴변형율은 감소한다.

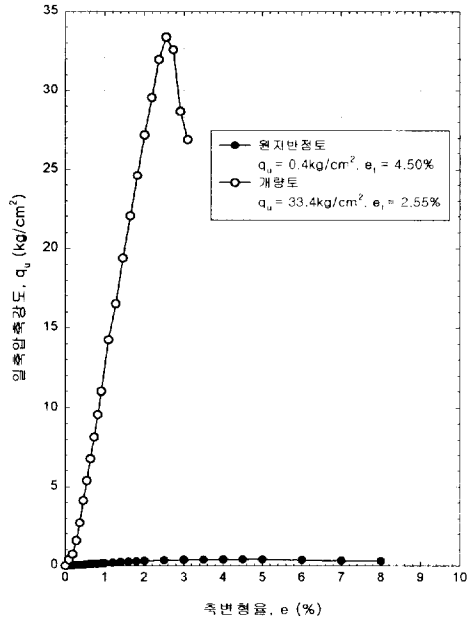
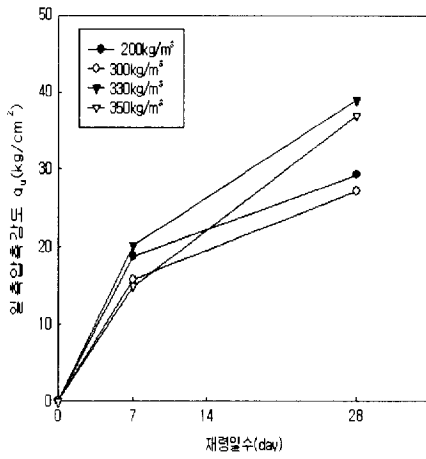


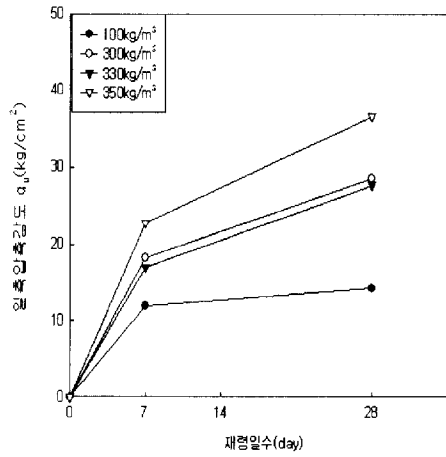
그림 2.11 일축압축시험에서의 개량토와 무개량토의
응력-변형율 관계

2) 개량토의 일축압축강도 q_u 와 관련된 특성

그림 2.12 (a), (b)는 국내현장에서 고로시멘트 및 보통포틀랜드 시멘트의 첨가량에 따른 개량토의 일축압축강도를 비교한 것이고, 그림 2.13은 물-시멘트비에 따른 개량토의 일축압축강도를 비교한 것이다. 시멘트의 종류에 상관없이 첨가량에 따라 강도가 증가하고 물-시멘트비가 낮을수록 강도가 증가하는 경향을 나타낸다.

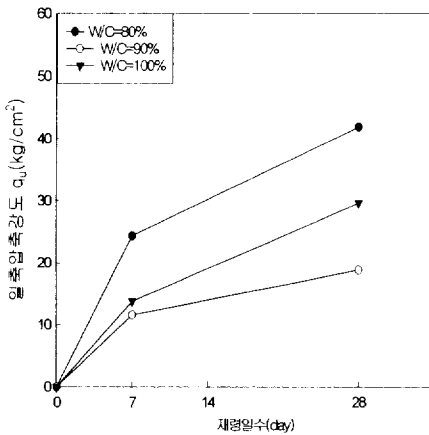


(a) 고로시멘트

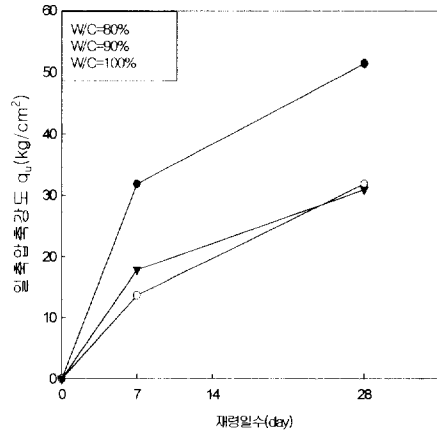


(b) 보통포틀랜드시멘트

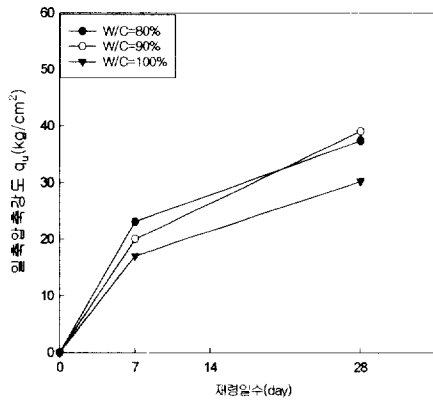
그림 2.12 시멘트 첨가량에 따른 강도비교



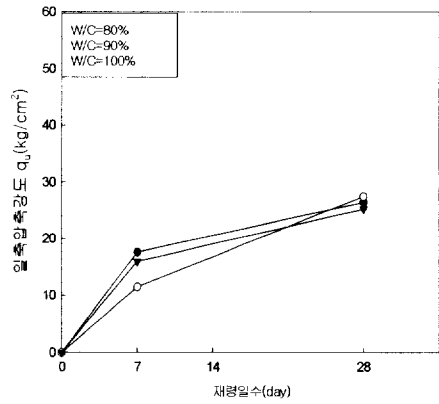
(a) 고로시멘트 첨가량 300 kg/m³
(부산신항 민자2-1단계-소형선부두)



(b) 고로시멘트 첨가량 330 kg/m³
(부산신항 민자 1-1단계)



(c) 보통시멘트 첨가량 300 kg/m³
(여수항)



(d) 보통시멘트 첨가량 330 kg/m³
(울산방파제)

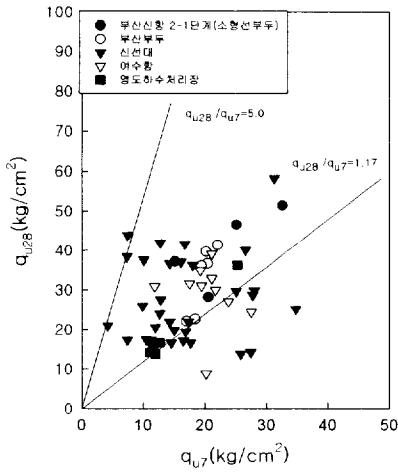
그림 2.13 재령에 따른 실내 개량토의 일축압축강도

3) 각 재령시 개량토의 일축압축강도 상호관계

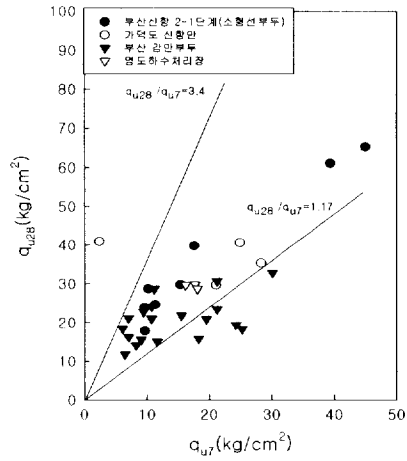
그림 2.14는 고로시멘트 및 보통포틀랜드시멘트를 사용한 실내개량토의 일축압축강도 q_{u7} 과 q_{u28} 의 관계(첨자는 재령을 나타낸다)를 나타낸 것이고, 표 2.1은 시멘트 종류 및 첨가량에 따른 각 재령간의 개량토 강도와와의 관계를 정리한 것이다.

표 2.1 각 재령간의 강도관계(실내개량토)

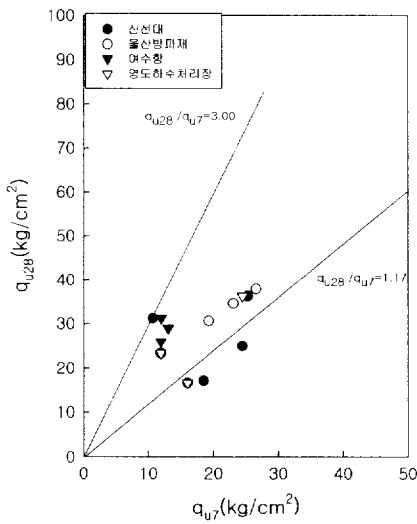
시멘트 첨가량	시멘트의 재령	시멘트 종류	
		보통포틀랜드시멘트	고로시멘트
300kg/m ³	q_{u7} 과 q_{u28}	$q_{u28} = 1.17 \sim 5.00 q_{u7}$	$q_{u28} = 1.17 \sim 3.40 q_{u7}$
330kg/m ³	q_{u7} 과 q_{u28}	$q_{u28} = 1.17 \sim 3.00 q_{u7}$	$q_{u28} = 1.77 \sim 3.50 q_{u7}$



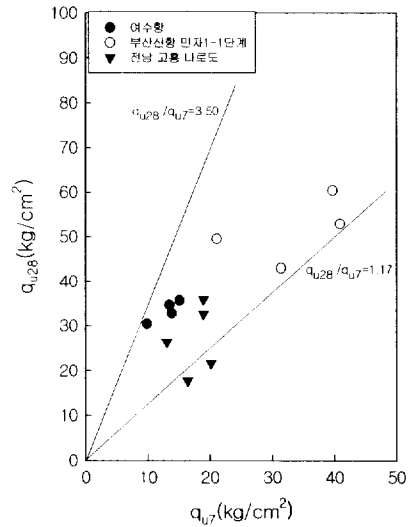
(a) 보통포틀랜드시멘트(300 kg/m³)



(b) 고로시멘트 (300 kg/m³)



(c) 보통포틀랜드시멘트 (330 kg/m³)



(d) 고로시멘트 (330 kg/m³)

그림 2.14 일축압축강도 q_{u7} 과 q_{u28} 의 관계

4) 개량토의 탄성계수

그림 2.15는 각종 개량토의 일축압축강도 q_u 와 탄성계수 E_{50} 의 관계를 나타낸 것이다. 그림 2.16은 대상토의 모래 함유율과 그 개량토의 E_{50}/q_u 와의 관계를 나타낸 것이다.

① 개량토의 일축압축강도 q_u 가 증대함에 따라, 개량토의 탄성계수 E_{50} 은 증대한다.

② 대상토의 모래 함유율이 증대함에 따라, 개량토의 탄성계수 E_{50} 은 증가하는 경향이 있다.

③ 대상토의 모래 함유율이 10~15% 인 경우 개량토의 탄성계수 E_{50} 은 개략 식 (2.3)과 같다.

$$E_{50} = (400 \sim 600) q_u \quad \text{kgf/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

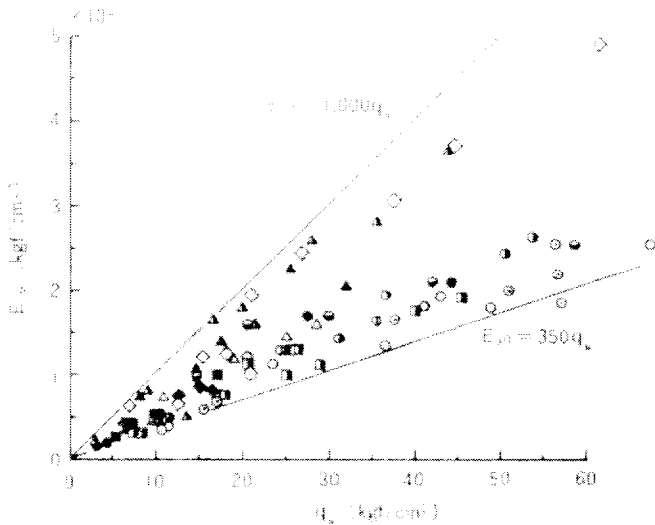


그림 2.15 실내개량토의 E_{50} 과 q_u 와의 관계

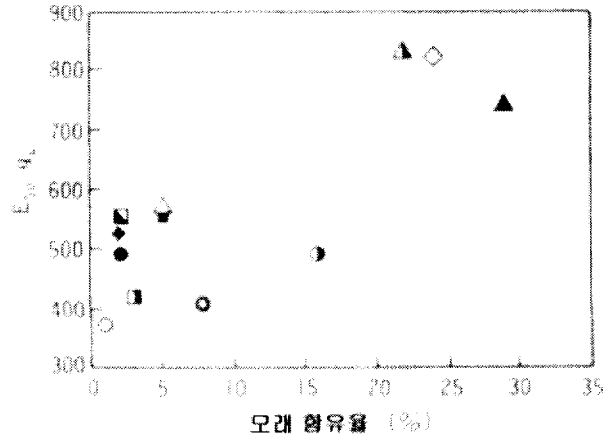


그림 2.16 모래 함유율과 E_{50}/q_u 와의 관계(실내개량토)

5) 포와송비

개량지반에서의 재하를 비배수조건으로 보는 경우에는, 개량토의 정적 포와송비는 0.5 혹은 그 부근의 값이고, 그 외의 조건인 경우에는 개략 0.3~0.45 이고, 그림 2.17에 나타난 것처럼 일축압축강도가 크게 되면 포와송비가 감소하는 경향이 있다.

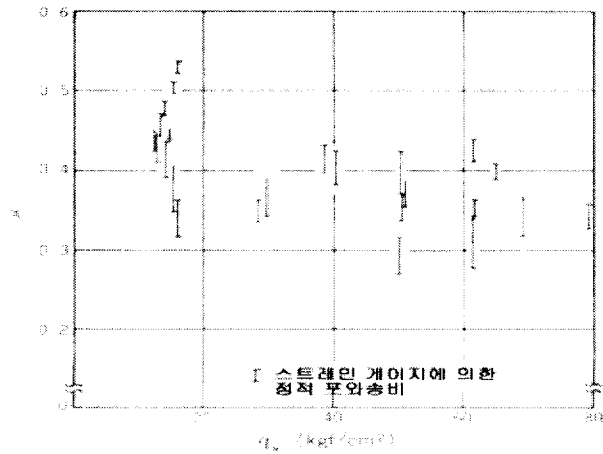


그림 2.17 실내개량토의 μ 와 q_u 와의 관계

제3장 시험조건 및 방법

3.1 시험조건

본 연구에 사용된 시료는 두 종류의 연약점토로 부산신항만 공사현장에서 채취한 교란시료를 사용하였고, 그 특성은 표 3.1에 나타내었다.

표 3.1 실내시험에 사용된 원지반 시료1, 시료2의 특성

구분		시료1	시료2
단위중량(KN/m ³)		17.75	18.24
액성한계(%)		48.0	42.4
소성한계(%)		24.7	27.64
소성지수		23.3	14.76
함수비		52.71	45.22
비중		2.61	2.67
입도분포	모래	5%	8%
	점토	95%	92%
일축압축강도(kPa)		41	65
파괴변형율(%)		9.5	6.5
탄성계수(kPa)		779	1239

실내시험에서 시료 성형을 위해 보통포틀랜드 시멘트를 사용하였고 두 가지 방법으로 시료를 제작하였다. 첫 번째 방법은 시멘트와 점토와의 건조중량비에 의한 것^{11,3),8),12),13),25),27),29),41),42)}이고 다른 하나는 미개량토 1m³에 대한 시멘트 비로 정의된 제조방법^{11),22),24),37),39)}으로 시료를 제작하였다.

습윤방식에서의 물-시멘트비는 미개량토에 시멘트를 섞어 만든 시멘트 슬러리의 물-시멘트비로 나타낸다.

3.1.1 시멘트 슬러리를 안정재로 사용한 습윤혼합방식

원지반 점토의 함수비는 시료 1은 52.71%, 시료 2는 45.22%이며, 원지반 점토 시료는 시료튜브에서 추출되어 일주일동안 함수비 변화없이 방치하였다. 물-시멘트 비를 50~300% 범위로 시멘트 슬러리와 원지반 점토를 10분간 혼합하였고, 시멘트의 양은 건조중량비 5, 8, 10, 15, 20%로 하였다.

혼합된 시료는 30분 이내에 PVC플라스틱 몰드(D=50mm, H=100mm)에 부어넣어 시료를 성형하였고, 3층 다짐으로 PVC몰드를 바닥에서 10cm 높이로 25회 자유낙하시켜 혼합시료내의 공기와 간극을 제거하였다. 함수비의 변화를 예방하기위해 몰드 끝단을 밀봉한 상태에서 24시간 방치하였다. 24시간 후에는 몰드표면을 매끄럽게 처리한 후 시료를 몰드에서 탈형하였고, 시료는 22~26°C를 유지하면서 습윤 양생하였다. 양생된 시료는 차후에 일축압축강도, 단위중량, 함수비, 비중 등의 시험을 하게 된다.

3.1.2 시멘트가루를 안정재로 사용한 건조혼합방식

점토에 대한 시멘트양은 건조 중량비 5, 8, 10, 15, 20%로 하고 시료는 10분간 혼합하였다.

혼합된 시료는 습윤방식에서와 같은 방법으로 시료를 성형하였고 차후에 일축압축강도, 단위중량, 함수비, 비중 등의 시험을 하게 된다.

3.1.3 일축압축강도시험(ASTM D2166)

지름에 대한 높이비 1:2, 수직하중만을 재하하고 재하속도는 1mm/min으로 파괴는 최대강도일 때로 하였으며 신뢰성을 높이기 위해 시료를 최소 2개 이상을 시험하였다.

3.2 시험방법

재령, 물-시멘트비, 시멘트함량, 점토종류, 혼합방식이 일축압축강도와 기타 물리적 특성에 미치는 영향을 평가하기 위해 표 3.2에서처럼 3가지 방식의 시험을 실시하였다.

시험 1은 혼합방식이 강도와 기타 물리적 특성에 미치는 영향을 평가하기 위해 점토와 시멘트 건조중량비를 10%, 물-시멘트비를 100%, 재령 3, 7, 14, 28, 56일의 조건으로 원지반 시료 1에 건조 및 습윤 혼합방식의 조건으로 시료를 성형하였고, 시험 2는 시멘트와 점토의 건조중량비에 의한 습윤 혼합방식이 강도와 기타 물리적 특성에 미치는 영향을 평가하기 위해 물-시멘트비 100%, 점토와 시멘트의 건조중량비 5, 8, 10, 15, 20%, 재령 7, 14, 28일의 조건으로 원지반 시료 2를 이용해서 제작하였으며, 시험 3은 물-시멘트비에 의한 습윤혼합방식이 강도와 기타 물리적 특성에 미치는 영향을 평가하기 위해 점토와 시멘트의 건조중량비 10%, 물-시멘트 비를 50, 100, 150, 200, 300%, 재령 7, 14, 28일의 조건으로 원지반 시료 2를 이용해서 제작하였다.

표 3.2 시험조건 및 방법

시험	시료	혼합방식	시료수	원지반점토			물-시멘트비 (%)	시멘트 (g)	물 (g)	혼합후 점토의 함수비 (%)	혼합시료									
				습윤중량 (g)	함수비 (%)	건조중량 (g)					시멘트와 점토의 건조중량비	물, 점토 - 시멘트 비	함수비 (%)							
1	1	습윤 건조	10	4000	45.22	2754.4	100	275.44	275.44	55.22	10	5.52	50.20							
			10			4								100	275.44	275.44	55.22			
2	2	습윤	6	2400	52.71	1571.6	100	78.58	78.58	57.71	5	11.54	54.96							
			6											100	125.73	125.73	60.71	8	7.59	56.21
			6											100	157.16	157.16	62.71	10	6.27	57.01
			6											100	235.74	235.74	67.71	15	4.51	58.88
			6											100	314.32	314.32	72.71	20	3.64	60.59
			6											100	314.32	314.32	72.71	20	3.64	60.59
3	2	습윤	6	2400	52.71	1571.6	50	157.16	78.58	57.71	10	5.77	52.46							
			6											100	157.16	157.16	62.71	10	6.27	57.01
			6											150	157.16	235.74	67.71	10	6.77	61.55
			6											200	157.16	314.32	72.71	10	7.27	66.10
			6											300	157.16	471.48	82.71	10	8.27	75.19

제4장 시험결과와 고찰

4.1 일축압축시험결과

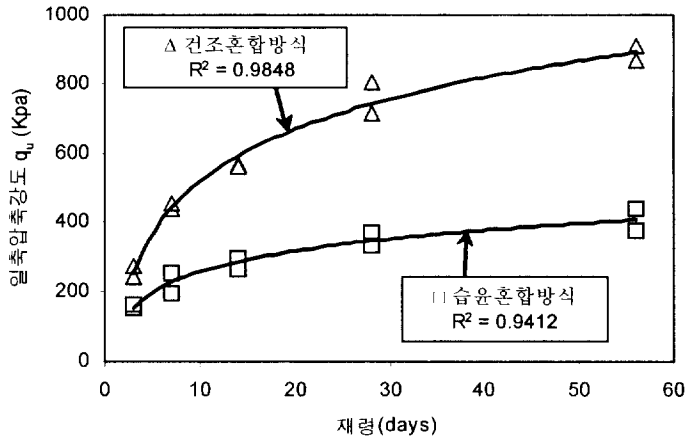
4.1.1 재령과 혼합방식

시험 1에 대한 일축압축강도와 재령의 관계는 그림 4.1에 나타내었다. 여기서 건조혼합방식의 일축압축강도가 습윤혼합방식의 일축압축강도보다 높게 나타났다. 그러나 재령 약 20일 이후에는 급격한 증가량은 서서히 감소하여 완만한 증가추세를 보였다. 이는 포졸란 반응 초기단계에서는 새로 형성된 광물에 의해 입자간 결합이 급진적으로 발생하여 강도증가가 급속도로 형성되며, 이 시기 이후 잔존 시멘트량이 없어 포졸란 반응이 끝나거나 포졸란 반응은 지속되나 용질의 확산이 어렵게 된다. 따라서, 반응물이 풍부하게 형성되어 시료가 이미 보다 높은 강성 구조를 형성하므로 초기 단계처럼 급진적인 강도 증가 효과를 기대할 수는 없다³⁰⁾.

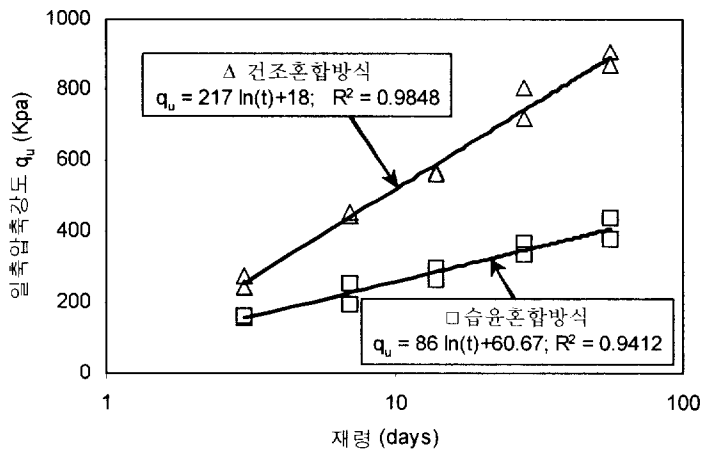
Bruce가 제시한¹⁰⁾ 28일 강도의 경우 습윤 혼합방식에서는 7일 강도의 1~2배, 건조혼합방식에서는 1.5~2.4배, 그리고 60일 강도의 경우 습윤혼합방식에서는 28일 강도의 1.2~2.5배의 범위를 제시하였고, 표 4.1에 나타낸 바와 같이 본 연구에서 산출된 값은 Bruce가 제시한 범위에 포함된다.

표 4.1 각 재령별 강도비

항목 \ 혼합방식	건조혼합방식	습윤혼합방식
q_{u28}	$q_{u28} = 1.70 q_{u7}$	$q_{u28} = 1.20 q_{u7}$
q_{u56}	$q_{u56} = 1.25 q_{u28}$	$q_{u56} = 1.80 q_{u7}$



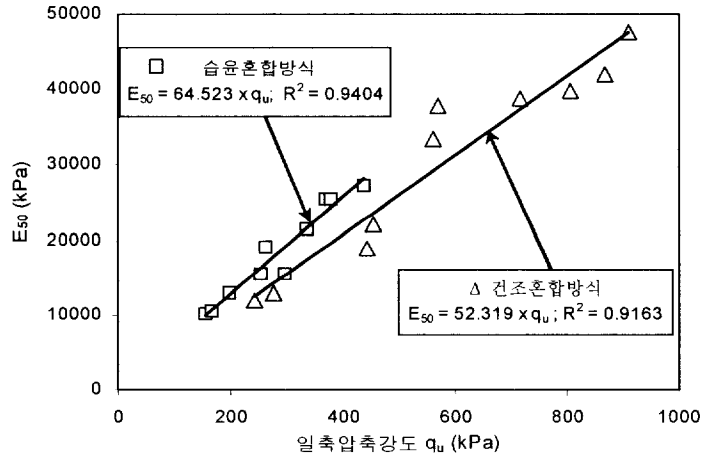
a) 비선형적 관계



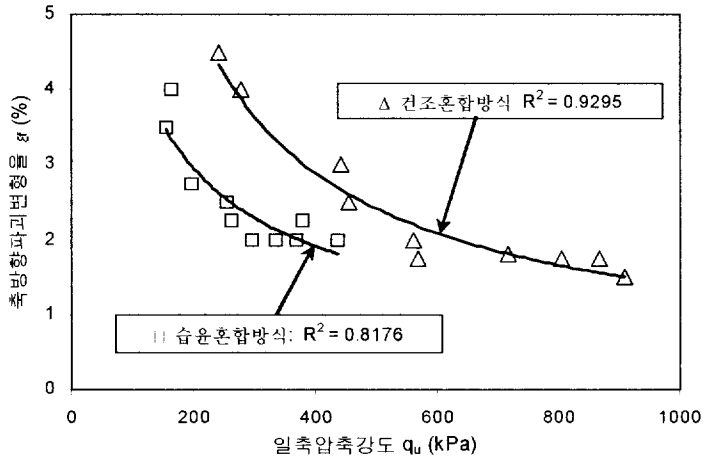
b) 선형적 관계

그림 4.1 건조 및 습윤 혼합방식에서의 일축압축강도와 재령과의 관계

일축압축강도와 탄성계수 E_{50} , 파괴변형률 ϵ_f 와의 관계를 그림 4.2에 나타내었다. 탄성계수의 경우 습윤 혼합방식이 건조혼합방식보다 크게 나타났고, 파괴변형율의 경우는 건조혼합방식에서보다 작게 나타났다.



a) 일축압축강도와 탄성계수와의 관계



b) 일축압축강도와 축방향과괴변형율과의 관계

그림 4.2 건조 및 습윤 혼합방식에서의 일축압축강도와 탄성계수 및 파괴변형율의 관계

4.1.2 점토-시멘트 건조 중량비의 영향

시멘트 함량에 따른 일축압축강도의 변화는 그림 4.3에 나타난 것처럼 3개

의 영역⁷⁾ 즉, 비활성 영역, 활성영역, 비활성 또는 준 비활성영역으로 나타낼 수 있다. 그림 4.3에서처럼 시멘트 함량 5%까지 일축압축강도는 천천히 증가하고, 시멘트 함량 5~25%까지는 급격히 증가하여 이후에는 별다른 증가 없이 어느 일정값에 수렴한다.

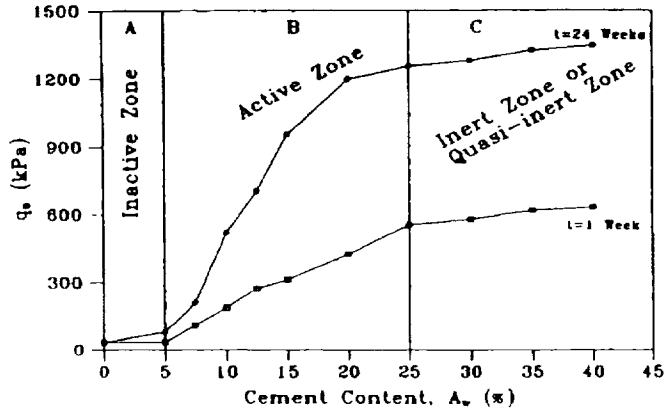


Fig 6.10 Influence of Cement Content on Unconfined Compressive Strength

그림 4.3 시멘트 함량과 일축압축강도와와의 관계

(Bergado et al., 1996)

위에서 언급한 시멘트 함량이 일축압축강도에 미치는 영향을 평가하기 위해 시험 2의 방법으로 물-시멘트비 100%에 시멘트 함량 5, 8, 10, 15, 20%의 조건으로 습윤혼합하여 재령 7, 14, 28일에서의 시멘트함량과 일축압축강도에 대한 관계를 그림 4.4에 도식하였다. 시멘트 함량 20%내에서는 급격한 강도증가가 나타났지만, 그 이후에는 강도증가가 서서히 감소하는 양상을 나타낸다. 그러나 재령에 대한 강도증가는 시멘트 함량에 대한 증가분보다 작다. 즉 재령과 시멘트 함량에 대한 영향중에서 시멘트 함량에 대한 영향이 훨씬 크다는 것을 나타내는 것이다.

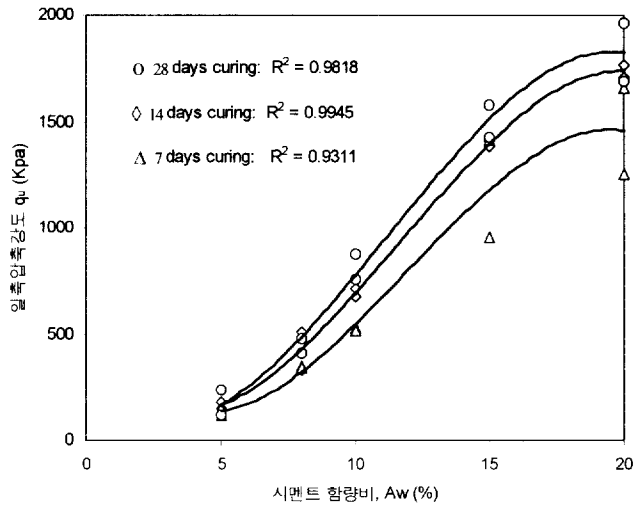


그림 4.4 시멘트함량비와 일축압축강도의 관계

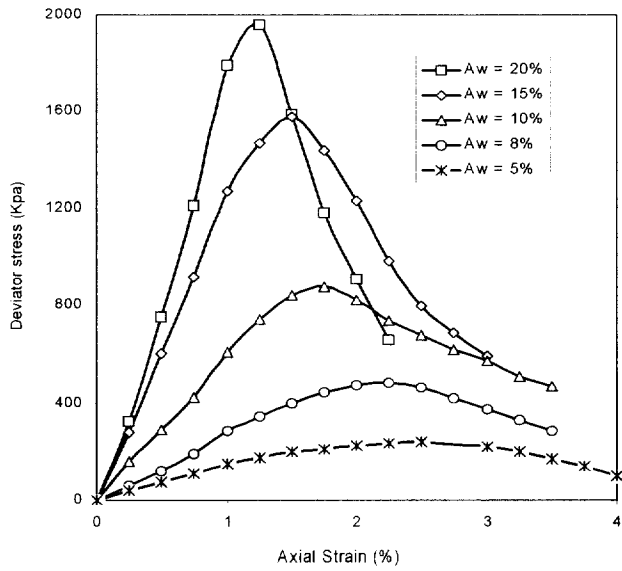


그림 4.5 축방향 변형율과 축하중과의 관계

그림 4.5는 시멘트 함량에 따른 축차응력-변형률 관계를 도식한 것으로, 시멘트 함량 15% 이상일 때는 급격한 강도 증가 후 정점에 도달한 후에는 강도가 급격하게 감소하는 취성적인 성질을 나타내는 반면에 시멘트 함량 10%이하에서는 점진적인 강도증가와 점진적인 감소를 나타낸다. 또한 시멘트 함량이 증가할수록 개량토의 파괴변형률이 감소하고, 시멘트 함량 5~20%일 때 파괴변형율은 2.5~1%정도로 무개량토에 비해서 현격하게 감소하는 것으로 나타났다.

4.1.3 물-시멘트비와 함수비에 대한 영향

물-시멘트비가 일축압축강도에 미치는 영향을 평가하기 위해 시험 3의 방법으로 원지반 시료에 대한 시멘트 건조중량비 10%, 물-시멘트 비를 50~300%의 조건으로 원지반 시료 2에 대해 재령 7, 14, 28일에 해당되는 일축압축강도 시험을 하였고, 그림 4.6에 나타난 바와 같이 물-시멘트 비가 높아질수록 일축압축강도는 작아지는 경향을 보이며, 함수비에 대한 영향은 그림 4.7에서처럼 함수비가 높을수록 일축압축강도가 감소하는 경향을 나타내고 있다. 그러나 그림 4.8처럼 시멘트 함량의 증가와 더불어 물의 양도 증가하였지만 재령별 시멘트 함량이 증가할수록 일축압축강도는 증가하는 것으로 함수비에 대한 영향보다 시멘트 함량에 대한 영향이 더 큰 것으로 사료된다.

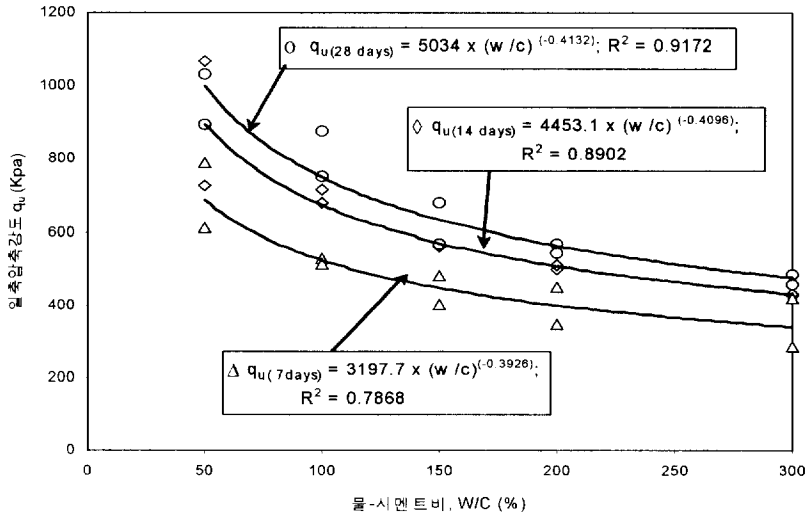


그림 4.6 물-시멘트비와 일축압축강도와의 관계

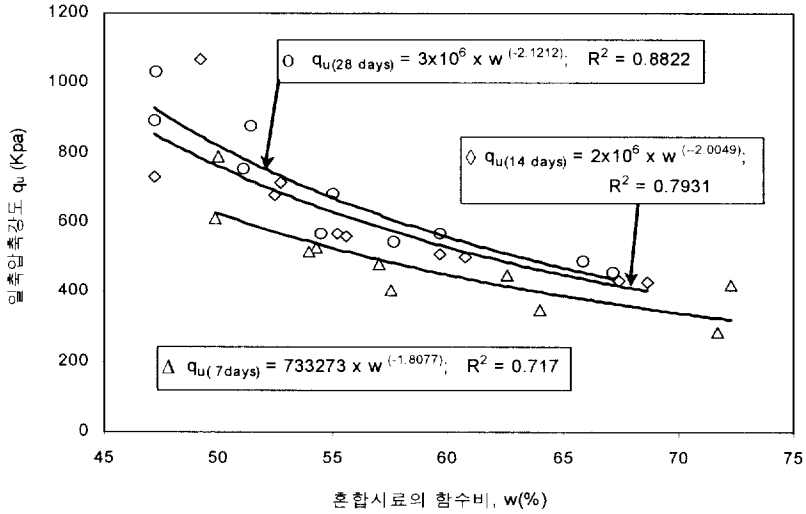


그림 4.7 혼합시료의 함수비와 일축압축강도와의 관계

(원지반 점토 + 물) - 시멘트 비(w/c)가 일축압축강도에 미치는 영향은 그림 4.8에 나타낸 바와 같이 비선형적 성질을 나타내고 w/c가 증가할수록 일축압축강도는 감소하는 경향을 나타낸다.

$$q_u = \frac{q_2}{b_2^{wc/c}} \dots\dots\dots (4.1)$$

식 (4.1)에서 q_2 , b_2 는 점토의 특성, 재령, 시멘트에 대한 상관계수를 나타내며³⁴⁾, 본 연구에서는 0.9이상의 높은 상관계수를 얻었다.

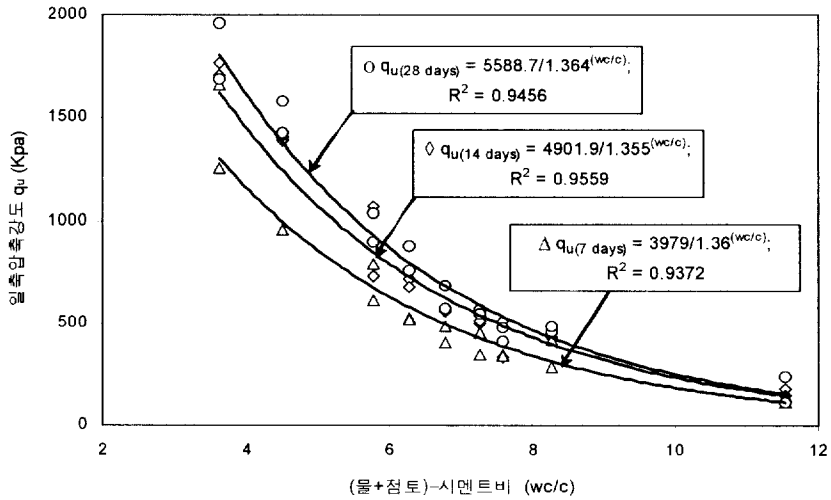
기존문헌에 의하면 재령 28일에 해당하는 일축압축강도와 wc/c 의 관계는 다음과 같으며, 그림 4.8은 이들의 관계를 비교한 것이다.

$$q_{u28} = \frac{2461}{1.22^{wc/c}} \text{ (Miura et al., 2001)} \dots\dots\dots (4.2)$$

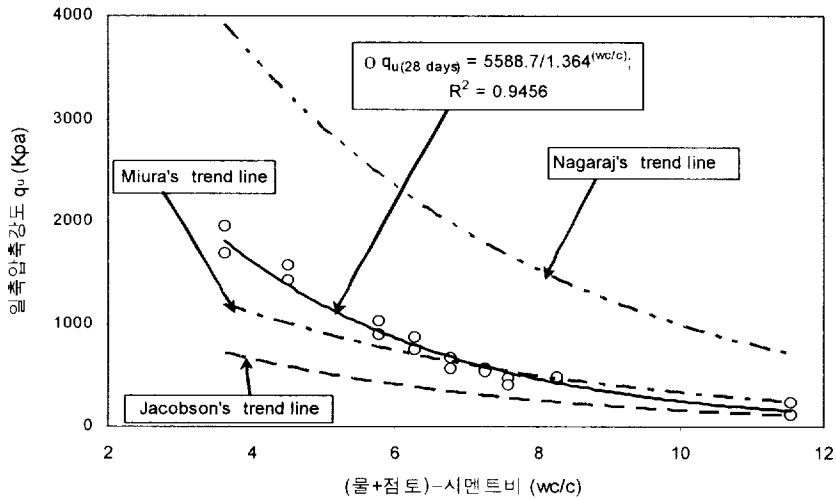
$$q_{u28} = 1700 \times 0.79^{wc/c} \text{ (Jacobson, 2002)} \dots\dots\dots (4.3)$$

$$q_{u28} = \frac{8557}{1.24^{wc/c}} \text{ (Nagaraj, 2002)} \dots\dots\dots (4.4)$$

Miura와 Jacobson의 곡선은 비슷한 양상을 보이고 있지만, Nagaraj는 차이가 많이 나는 것을 볼 수가 있고 이것은 함수비, 애터버그 한계, 유기질함량, pH 등의 원지반 점토의 특성에 기인된 것이다³⁴⁾. 본 연구의 결과는 Miura가 제시한 경향과 유사하게 나타났다.



a) 재령별 시험결과



b) 기존문헌과의 관계

그림 4.8 (원지반점토+물)-시멘트비와 일축압축강도와의 관계

4.1.4 점토특성의 영향

원지반 시료 1과 시료 2를 표 3.2에서처럼 동일한 시멘트 함량, 물-시멘트 비, 재령으로 습윤혼합하여 제작한 시료에 대한 일축압축강도시험을 실시하여

그림 4.9와 같은 결과를 얻었다. 원지반 시료 1에 비해서 시료 2를 이용해서 제작한 시료의 일축압축강도가 더 큰 것으로 나타났다. 이는 원지반 시료 2의 모래함유량이 높고 자연함수비가 상대적으로 낮기 때문인 것으로 판단된다.

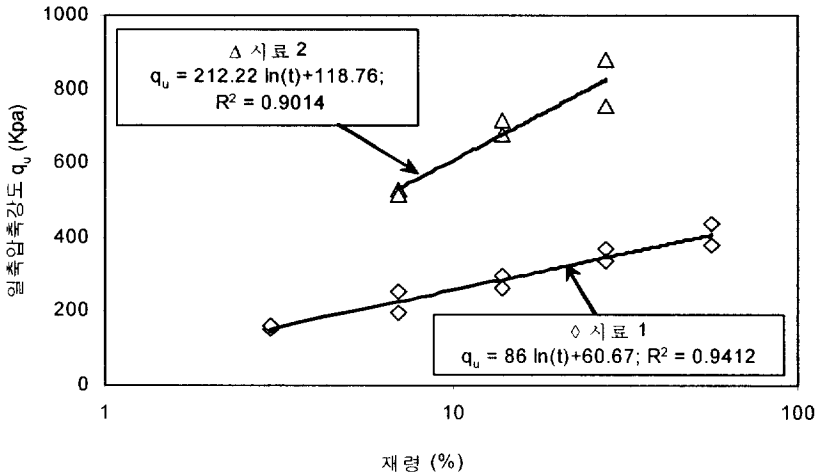


그림 4.9 원지반 점토시료별 재령에 대한 일축압축강도의 관계

4.2 개량토의 파괴강도

파괴변형율에 대한 일축압축강도의 관계는 그림 4.10에 나타낸 바와 같이 일축압축강도가 증가할수록 파괴변형율은 감소되며, 파괴변형율 1~3.5%의 범위일 때 일축압축강도는 100~2,000kPa 범위를 가지게 되지만, 강도가 증가될수록 취성적 성질이 강하다. 또한 변형율이 낮을수록 데이터 분산은 심하게 나타났다.

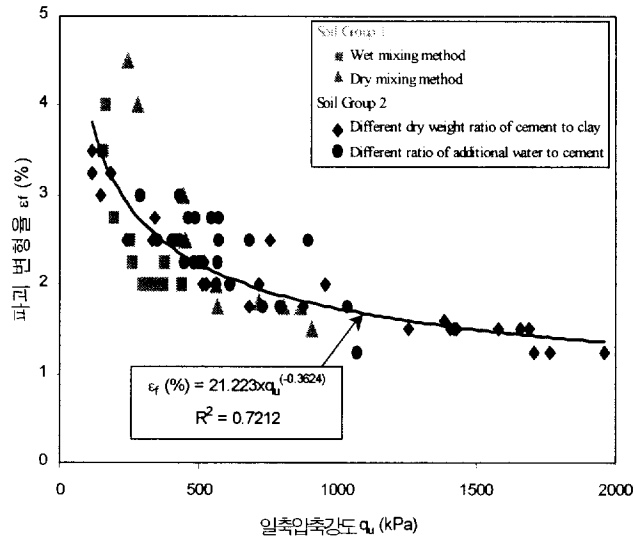


그림 4.10 일축압축강도와 파괴변형율과의 관계

4.3 개량토의 탄성계수

지반의 변형과 상재하중의 분배는 개량토와 원지반 점토의 탄성계수 비에 의존적이고, 일반적으로 탄성계수는 최대일축압축강도의 50%에 해당하는 탄성계수 E_{50} 이며 그림 4.11에 나타내었다.

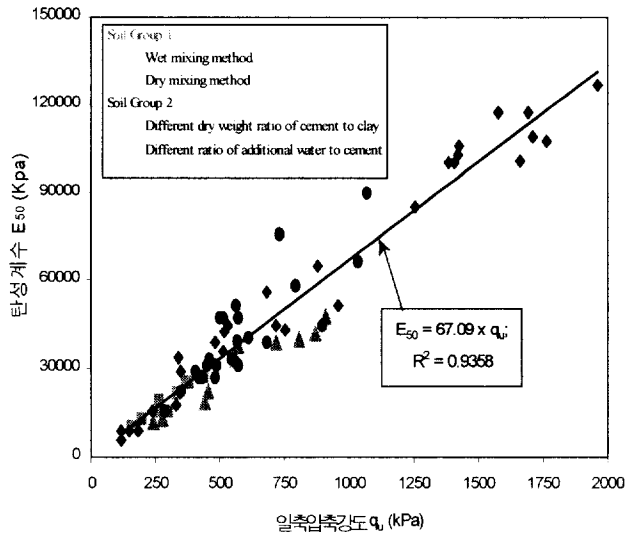


그림 4.11 일축압축 강도와 탄성계수와의 관계

건조 및 습윤 혼합방식으로 구한 일축압축강도와는 선형적 관계를 나타내며 이것은 강도에 영향을 주는 요인들이 모두 동일하게 탄성계수에 영향을 미치는 것으로 사료된다. 또한, 본 논문에서 구한 탄성계수 값($E_{50} = 67.09q_u$)은 기존 연구에서 제시된 값보다는 다소 작은 값을 나타낸다(표 4.2참조).

표 4.2 기존 문헌에서 제시된 E_{50} 과 q_u 의 관계

안정재 종류	E_{50}	참조
건조 석회/시멘트	$75q_u$	Ekstrom, 1994
	$50 \sim 180q_u$	Baker, 2000, Broms, 2003
	$75q_u$	Jacobson et al., 2002
건조 시멘트	$65 \sim 250q_u$	Baker, 2000, Broms, 2003
	$50 \sim 200q_u$	Yang et al., 1998
습윤 시멘트	$350 \sim 1,000q_u$	Kawasaki et al., 1981
	$100 \sim 250q_u$	Futaki et al., 1996
	$140 \sim 500q_u$	Asano et al., 1996
	$30 \sim 300q_u$	Fang et al., 2001
	$150q_u$	McGinn and O'Rourke, 2003
	$150 \sim 400q_u$	Tan et al., 2002

제5장 결 론

흙과 시멘트를 혼합한 개량토의 역학적 특성에 영향을 미치는 인자에 대한 실험적 연구를 수행한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 원지반 점토시료에 대해 건조 및 습윤 혼합방식으로 시료를 제작한 결과 건조혼합방식으로 제작한 시료의 일축압축강도가 더 크게 나타났다.
- 2) 시멘트와 점토의 건조중량비에 대한 시험 결과 개량토의 일축압축강도는 함수비와 재령보다는 시멘트 함량에 더 큰 영향을 받는 것으로 나타났다.
- 3) 개량토는 시멘트 함량이 높고 재령이 길수록 파괴변형율이 작게 나타내는 취성파괴적 거동을 보였다.
- 4) 개량토의 파괴변형율과 일축압축강도와의 관계에서 일축압축강도가 클수록 파괴변형율이 감소되는 경향이 나타났다.
- 5) 개량토의 일축압축강도와 변형계수는 선형적인 관계로 나타났으며, 일축압축강도가 클수록 탄성계수도 크게 나타났다.
- 6) 원지반 점토의 모래함량이 높고 함수비가 낮을수록 개량토의 일축압축강도가 크게 나타났다.

참고문헌

1. Akbulut, A. and Saglamer, A. (2003). "Evaluation of Fly Ash and Clay in Soil Grouting." Grouting and Ground Treatment, Proceedings of the 3rd International Conference, ASCE Special Publication No. 120, New Orleans, pp.1192-1199.
2. Asano, J., Ban, K., Azuma, K., and Takahashi, K. (1996). "Deep Mixing Method of Soil Stabilization Using Coal Ash." Grouting and Deep Mixing, Proceedings of IS-Tokyo 96, 2nd International Conference on Ground Improvements Geosystems, 14-17 May, Tokyo, pp.393-398.
3. Amin, A. B., Bakar, I. H., and Besar, J. (1994). "Effect of initial consolidation on the undrained shear response of cement treated soil." Conf. on Deep Foundation and Ground Improvement Schemes, 21-24 November, Bangkok, Thailand, pp.341-918.
4. Babasaki, R., Terashi, M., Suzuki, T., Maekawa, A., Kawamura, M., and Fukazawa, E., (1997). "JGS TC report: Factors Influencing the strength of Improved Soil." Proceedings of IS-Tokyo 96, 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, Tokyo, Vol. 2, pp.913-918.
5. Baker, S. (2000). "Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay." Swedish Deep Stabilization Research Centre, Rapport 7, Chalmers University of Technology.
6. Balasubramaniam, A. S. and Buensuceso. B. R. (1989). "The Overconsolidated Behaviour of Lime Treated Soft Clay" Proc 12th Int. Conf. Soil Mech. And found. Engng., Jio de Janeiro, Brazil, Vol. 2, pp.1335-1338.
7. Bergado, D. T., Anderson, L. R, Miura, N. and Balasubramaniam, A. S.

- (1996). *Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments*, ASCE press, 1-9., pp.234-304.
8. Bouazza, A., Kwan, P. S., and Chapman, G. (2004) "Strength Properties of Cement Treated Coode Island Silt by the Soil Mixing Method", *Proc. Geotechnical Engineering for Transportation Projects*, ASCE press, pp.1421-1428.
 9. Broms, B. B. (2003). *Deep Soil Stabilization, Design and Construction of Lime and Lime/Cement Columns*. Draft Report.
 10. Bruce, D. A. (2000). "An Introduction to the Deep Mixing Methods as used in geotechnical applications - Volume III: The Verification and Properties of Treated Ground." DRAFT Federal Highways Administration, FHWA-RD-99-167.
 11. Chun, B. S and Kim, J. C. (2003). "A Study on the Optimal Mixture Ratio for Stabilization of Surface Layer on Ultra-Soft Marine Clay." *Grouting and Ground Treatment; Proceedings of the 3rd International Conference*, ASCE Geotechnical Special Publication No. 120 New Orleans, pp.1314-1325.
 12. Consoli, N. C., Rotta, G. V., and Prietto, P.D.M. (2000). "Influence of curing under stress on triaxial response of cemented soils." *Geotechnique*, Vol. 50, No. 1, pp.99-105.
 13. Costas A. A., Evangelos I. S. (2003). "Physical and Engineering Properties of a Cement Stabilized Soft soil Treated with Acrylic Resin Additive." *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE)*, Vol. 8, 2003
 14. den Haan, E J. (2000). "Laboratory Preparation of Test Samples of Soil Stabilized by Cement-Type Materials." *Eurosoilstab Design Guide Chp. 6* Report no. 393220/6
 15. Ekstrom, J. C., Berntsson, J. A., and Salfors, G. B. (1994) *Test fills of clays*

- stabilized with cement columns. Proceedings, 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.1183-86.
16. Erdil, R., Tuncer, Adnan, A., and Basma. (1991). "Strength and Stress-Strain Characteristic of a Lime Treated cohesive Soil". Transportation Research Record, No. 1295, Soil Stabilization, Washington D.C.
 17. Esrig, M. I. and MacKenna, P. E. (2001). "Lime Cement Column Ground Stabilization for I-15 in Salt Lake City." Practice Periodical on Structural Design and Construction, ASCE, Vol. 4, No. 3, pp.104-115.
 18. Fam, M. A. and Santamaria, J. C. (1996). "Study of Clay-Cement Slurries with Mechanical and Electromagnetic Waves." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, pp.365-373.
 19. Fang, Y. S., Chung, Y. T., Yu, F. J., and Chen, T. J. (2001). "Properties of soil-cement stabilised with deep mixing method." Ground Improvement 5, No. 2, pp.69-74.
 20. Futaki, M., Nakano, K., and Hagino, Y. (1996). "Design Strength of Soil-Cement Columns as Foundation Ground for Structures" Proceedings of IS-Tokyo 96, 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, 14-17 May 1996, Tokyo, Vol. 2, pp.481-484.
 21. Gotoh, M., (1996). "Study on Soil Properties Affecting the Strength of Cement Treated Soils." Proceedings of IS-Tokyo 96, 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, Tokyo, Vol. 1, pp.399-404.
 22. Hampton, M. B., and Edil, T. B. (1998). "Strength Gain of Organic Ground With Cement Type Binders." Soil Improvement for Big Digs, Geotechnical Special Publication, ASCE, No.81, Boston, MA, October, pp.135-148.
 23. Hayashi, H., Nishikawa, J., Ohishi, K., and Terashi, M. (2003). "Field Observation of Long-Term Strength of Cement Treated Soil." Grouting and

- Ground Treatment, Proceedings of the 3rd International Conference, ASCE Special Publication No. 120, New Orleans, 598-609.
24. Jacobson, J. R. (2002). "Factors Affecting Strength Gain in Lime-Cement Columns and Development of a Laboratory Testing Procedure." Master Thesis, Virginia Tech. Institute
 25. Kamruzzaman, A. H. M., Chew, S. H., and Lee, F. H. (2001). "Behavior of Soft Singapore Marine Clay Treated with Cement." Foundations and Ground Improvement, Proceedings of Specialty Conference, ASCE GSP, No. 113, pp.472-485.
 26. Kawasaki, T., Niina, A., Saitoh, S., Suzuki, Y., and Honjyo, Y. (1981) Deep Mixing Method Using Cement Hardening Agent. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, pp.721-724.
 27. Kitazume, M., Takeshi, N., Terashi, M., and Ohishi, K. (2003) "Laboratory Tests on Long-Term strength of Cement Treated Soil." Grouting and Ground Treatment; Proceedings of the 3rd International Conference, ASCE Geotechnical Special Publication No. 120New Orleans, pp.586-597.
 28. Lin, K. Q. (2000). "Behaviour of DCM Columns under Highway Embankment at Bridge Approaches." Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy, Nanyang Technical University.
 29. Lin, K. Q. and Wong, I. H. (1999). "Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge abutments." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 125, No. 4, pp.309-320.
 30. Locat, J., Berube M.A., Choquette M. (1990). "Engineering Behavior of Cement Treated Bangkok Soft Clay." Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 3, January, pp.294-304

31. Masaaki, G. (1996). "Study on Soil Properties Affecting the Strength of Cement Treated Soils." Grouting and Deep Mixing, Proceedings of IS-Tokyo 96, 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, 14-17 May 1996, Tokyo, pp.399-404
32. McGinn, A. J. and O'Rourke, T. D. (2003). "Performance of Deep Mixing Methods at Fort Point Channel." Report to Massachusetts Turnpike Authority, Federal Highway Administration, and Bechtel/Parsons Brinckerhoff, Cornell University.
33. Miura, N., Horpibulsuk, S., and Nagaraj, T. S. (2001). "Engineering Behavior of Cement Stabilized Clay at High Water Content." Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society. Vol. 41, No. 5, pp.33-46.
34. Nagaraj, T. S. (2002). One Day Lecture on Ground Improvement Techniques, Technical committee of Thick Deposit (ATC-7), Dong A University, Busan, Korea, pp.59-95.
35. Shao, Y., Zhang, C., and Macari M.J. (1998). "The Application of Deep Mixing Pile Walls for Retaining Structures in Excavations", Soil Improvement for Big Digs, Geotechnical Special Publication, ASCE, No.81, Boston, MA, October, pp.84-95.
36. Shen, S. L., Miura, N., Han, J., and Koga, H. (2003). "Elevation of Property Changes in Surrounding Clays due to Installation of Deep Mixing Columns." Grouting and Ground Treatment: Proceedings of the 3rd International Conference, ASCE Geotechnical Special Publication No. 120, New Orleans, pp.634-645.
37. Shiells, D. P., Pelnik III, T. W., and Filz, G. M. (2003). "Deep Mixing: An Owner's Perspective." Grouting and Ground Treatment, Proceedings of the 3rd International Conference, ASCE Special Publication No. 120, New Orleans, pp.489-500.

38. Stocker, P. T (1975). "Diffusion and diffuse cementation in lime and cement stabilized clayey soils chemical aspects." Australian Road Research, 5: pp.6-47.
39. Taki, O. (2003). "Strength Properties of Soil Cement Produced by Deep Mixing." Grouting and Ground Treatment, Proceedings of the 3rd International Conference, ASCE Special Publication No. 120, New Orleans, pp.646-657.
40. Taki, O. and Yang, D.S. (1991). "Soil-cement mixed wall technique", ASCE special conference, Denver, CO.
41. Tan, T. S., Goh T. L., Yong K. Y. (2002). " Properties of Singapore Marine Clays Improved by Cement Mixing." Geotechnical Testing Journal, Dec. 2002, Vol. 25, No. 4, pp.422-33.
42. Tatsuoka, F. and Kobayashi, A. (1983). "Triaxial strength characteristics of cement-treated soft clay." Proceedings of the 8th European Conference of SMFE, pp.421-26.
43. Terashi, M. (1997). "Deep Mixing Methods Brief state of-the-art." 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4p.
44. Yang, D. S., Yagihashi, J. N., and Yoshizawa, S. S. (1998). "Dry Jet Mixing For Stabilization of Very Soft Soils and Organics Soil.", Soil Improvement for Big Digs, Geotechnical Special Publication, ASCE, No.81, Boston, MA, October, pp.96-110.
45. Zhou, G. Z., Hu, T. A., and Liu, B. C. (1981). "Soft Clay Improvement Technique of Deep Cement Mixing Method." Journal of Geotechnical Engineering of China, Nanjing, China, No.4, 1981

감사의 글

논문을 마무리하면서 이것이 끝이 아닌 새로운 시작이라는 생각으로 석사라는 직함에 걸 맞는 실력과 지식을 겸비하여 실력 있고 누구나 인정하는 유능한 토목기술자가 되리라는 다짐을 합니다.

사회생활에 바쁜 저를 대학원 입학 때부터 졸업까지 이끌어 주시고 많은 용기와 격려를 아끼지 않으셨던 정두희 교수님의 은혜에 마음 깊이 감사드립니다.

또한 바쁘신 와중에도 저의 부족한 논문을 심사해 주시고 세심한 지적을 해 주신 김명식 교수님, 이영대 교수님께 깊은 감사를 드립니다.

“All For One ! One For All !” 이라는 목표아래 물심양면으로 저를 믿고 도와주신 하자중 사장님과 이순식, 이의승, 노창현, 김영태, 이승재 팀장님 또한 서로 믿고 의지하는 회사동료들에게 고마움을 전합니다.

이 논문이 완성되기까지 많은 도움을 준 재환, 도영, 흥덕, 응용토질 연구실의 Tam, 애숙님, 희준 외 모든 이에게도 감사를 드립니다.

마지막으로 부족함이 많은 저를 끝까지 믿어주시고 지켜봐주신 장인어른, 장모님, 이쁜 처제, 처남들과 특히, 마음고생이 가장 심했던 사랑하는 나의 아내 그리고 사랑스런 두 딸과 동생, 가족에게 이 논문을 바칩니다.

이런 영광스러운 날이 있게 해주신 위 모든 분들에게 조금이나마 보답하기 위해 항상 노력하며 제 꿈을 이루는 그날까지 어떠한 힘든 사항에서도 포기하지 않고 열심히 살아가겠습니다.

2005.7

임종호 올림