

## 낙동강 하구 및 인접해안 퇴적층의 미압밀 특성

### Underconsolidated Characteristics of Deposits in the Mouth of the Nakdong River and Its Neighbouring Coast

김상규<sup>1)</sup>, Sang-kyu Kim, 고성일<sup>2)</sup>, Sung-yil Koh

<sup>1)</sup>동국대학교 공과대학 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Eng., Dongguk University

<sup>2)</sup>동국대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Dongguk University

**SYNOPSIS** : In this paper, the accumulation environment and engineering properties for the sediments in the mouth of the Nakdong River and its neighboring coast are investigated. This investigation is based on the geological and soil reports which have been published during last several decades. It was known that the thickness of the deposits was more than 50m in general and the thickness over than 70m were often found along the coast line. The deposition velocity is estimated to 5,600mm/1,000years, which means that it is much higher than that for normally consolidated deposits. It is concluded, therefore, that the sediments are still subjected to consolidation. This underconsolidated behavior is confirmed with results of both in-situ and laboratory tests.

**KEYWORDS** : Underconsolidation, Deltaic clay, Sediments, Overconsolidation ratio

#### 1. 서론

낙동강은 소백산에서 발원하여 경상북도와 경상남도를 거치면서 남해안으로 흐르는 한반도에서 가장 긴 강이다. 이 강은 대동근처에 이르러 낙동강 본류와 서낙동강으로 분류되면서 큰 삼각주를 형성하여 김해평야를 중심으로 한 넓은 퇴적층을 이루고 있다. 이 일대는 우리나라에서 퇴적층의 심도가 가장 깊은 연약한 지반으로 알려져 있으며, 이 지반의 공학적 이용도가 증가함에 따라 많은 지반공학적인 문제점을 야기시키고 있다.

1960년대까지는 이 일대의 가장 중요한 구조물은 일제시대에 건설되었던 구구포교이었다. 1970년 초에 이르러 제2종합제철의 유력한 후보지를 포함하는 임해공업단지 타당성조사(현대건설, 1973)의 일환으로서 본격적인 시추조사가 시행되었고, 이를 계기로 이 부근 지반의 공학적 성질이 밝혀지기 시작하였다. 지금까지 낙동강 본류를 따라 낙동강 하구둑, 낙동대교, 제2 낙동대교 등의 건설로 퇴적지반 위에 여러 중량구조물이 이미 건설되었고, 현재 양산주택단지가 하구 상류쪽에 건설되고 있다. 한편, 낙동강 하구의 앞바다를 가로질러 명지주택단지, 신호공업단지, 주택과 공단을 포함한 녹산국가 산업단지가 이미 해안을 매립하여 건설중에 있다. 앞으로 건설될 가덕도 신항만을 포함하면 낙동강 하구와 그 인접해안이 연약지반상에 건설될 거대한 개발지역으로 주목을 받게 될 것이다. 이러한 연약한 지반을 매립할 때에 토지이용상 가장 중요한 것은 지반공학적인 문제라고 생각한다.

본 논문은 과거 수10년동안 여러 조사자들이 시행했던 시추기록과 토질시험 결과를 종합하여 낙동강 하구 퇴적토의 특성과 공학적 성질을 정리하여 본 것이다. 이 자료는 연약지반상에 대두되는 여러 가지 토질공학적 문제를 미리 파악하는데 크게 도움을 줄 수 있을 것이다.

## 2. 낙동강 하구 퇴적토의 특징

그림 2.1은 본 연구의 대상이 되는 낙동강 하구부근의 지형도이다. 현재의 지형을 보면 구포시 위의 대동부근에서 낙동강 본류의 한 줄기가 서쪽으로 흘러 서낙동강을 이루고 있다. 언제부터 분류가 시작되었는지 알 수 없으나, 두 강 줄기사이의 넓은 김해평야는 큰 삼각주로 형성된 퇴적지반임을 쉽게 짐작할 수 있다.

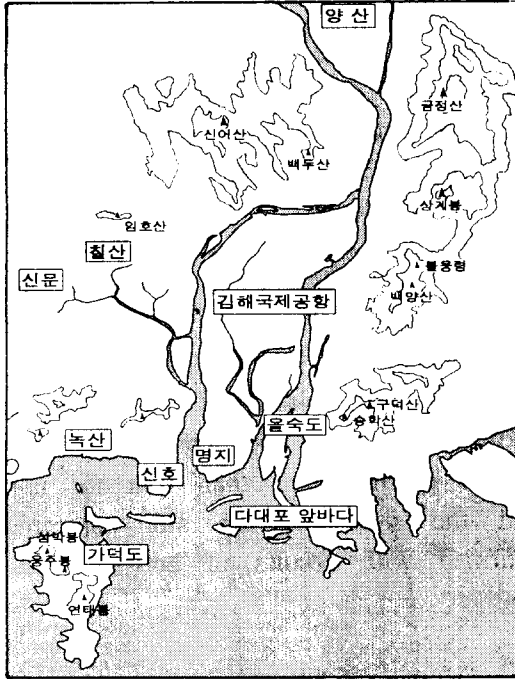


그림 2.1 낙동강 하구 부근 지형도

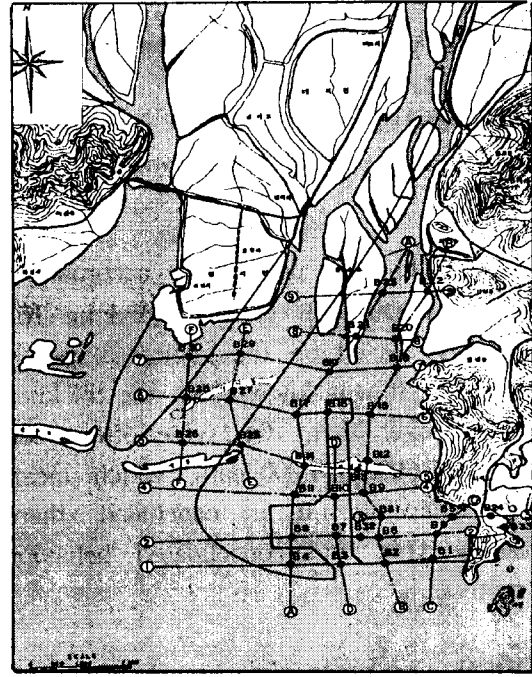


그림 2.2 다대포 앞바다의 시추조사 위치 (현대건설, 1973)

1970년대 초에 제2제철단지를 중심으로 한 임해공업단지를 조성할 목적으로 낙동강 하구와 다도해 앞바다를 연결하여 대규모의 시추조사를 시행한 바있다(현대건설, 1973, 그림 2.2 참조). 아마도 이것이 낙동강 하구에 대한 최초의 대규모 시추조사로 생각된다. 그림 2.3과 2.4는 조사지역의 가로와 세로를 끊어 퇴적지층의 단면을 보인 것인데, 대체적으로 보면 상부 모래층 아래 연약한 실트질 점토층이 있고 그 아래는 하부 모래층이 계속된다. 이와 같은 층서는 각 층의 공학적 성질을 더 철저히 규명한 후 분류했으면 하는 아쉬움이 있으나, 개략적인 층서를 파악하는데 있어서는 큰 공헌을 한 것으로 평가된다. 더욱이 하구의 여러 위치에서 퇴적층의 깊이가 80m 이상이 된다는 사실이 밝혀진 것은 그 당시의 임해공업단지로서의 적정성 여부를 판단하는데 큰 도움을 주었을 것이다. 그 이후에도 낙동대교, 하구둑과 같은 중량구조물의 기초, 또는 양산 주택단지, 김해공항 건설 등 낙동강 본류를 따라 많은 시추조사를 실시하여 왔다. 또한 최근에는 명지, 신호, 녹산 국가산업단지 조성 등으로 인해 하구의 해안을 따라 많은 시추조사가 실시되었다. 해저지형의 기복으로 인하여 한 단지내에서도 퇴적깊이가 상이하고, 층서의 두께도 변화가 심하므로 공통적인 퇴적깊이와 층서를 명백하게 표시하기는 어렵다. 그러나 개략적인 퇴적깊이와 층서파악을 목적으로 낙동강 본류와 해안선을 따라 퇴적층의 단면을 그려보기로 한다.

그림 2.5는 양산에서 김해공항, 을숙도 및 다도해 앞바다까지의 낙동강 본류를 연결하여 비교적 퇴적층의 깊이가 깊은 주상도를 선택해 퇴적층의 단면을 그려본 것이다. 그림 2.6도 동일한 방법으로 명지단지로부터 녹산단지까지 각 단지의 대표적인 주상도를 연결한 것이다. 더 자세한 지층단면을 알기 위해서는 퇴적전의 지형도를 그려보는 것이 가장 좋은 방법이나 이러한 작업은 많은 시추자료가 요구될뿐만 아니라 오랜 작업시간이 요구되므로 추후과제로 남기기로 한다.



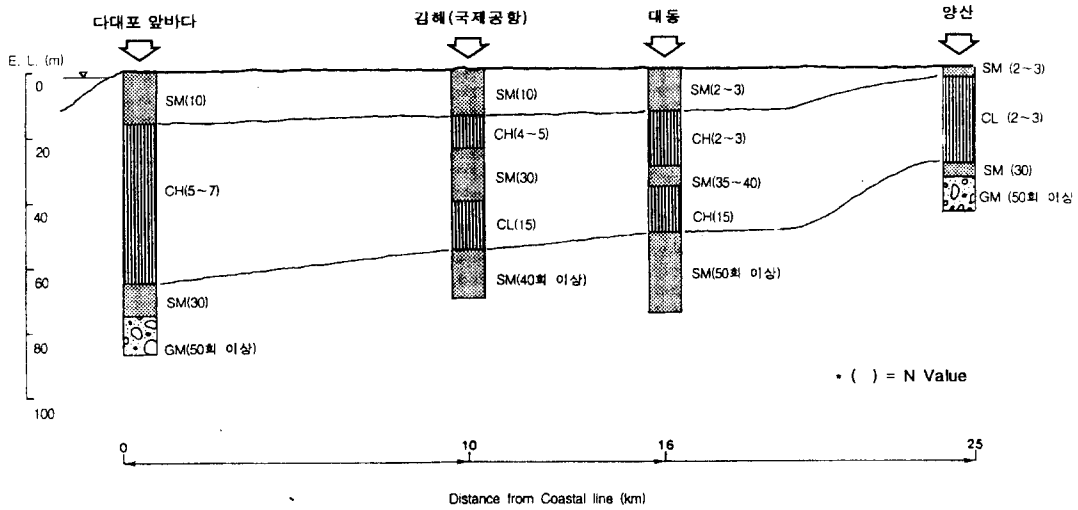


그림 2.5 낙산 -대동-김해공항-다도해 앞바다의 퇴적층 단면

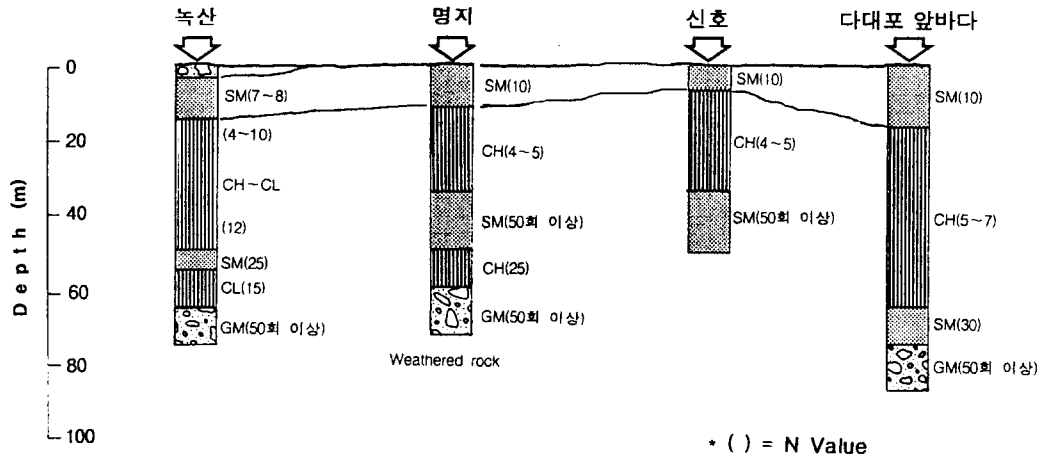


그림 2.6 낙산-명지-다도해 앞바다의 퇴적층 단면

그림 2.7의 가덕도 앞바다의 시추결과(해양수산부, 1797)를 보면, 앞서 설명한 일반적인 퇴적층서와는 달리 상부 모래층이 존재하지 않는다. 이 위치에서는 해면 약 10m아래로부터 최대 약 40m의 두께로 균질한 연약지반이 존재하므로 델타지역의 발달이 여기까지는 아직 이르지 않았다는 것으로 설명될 수 있을 것이다.

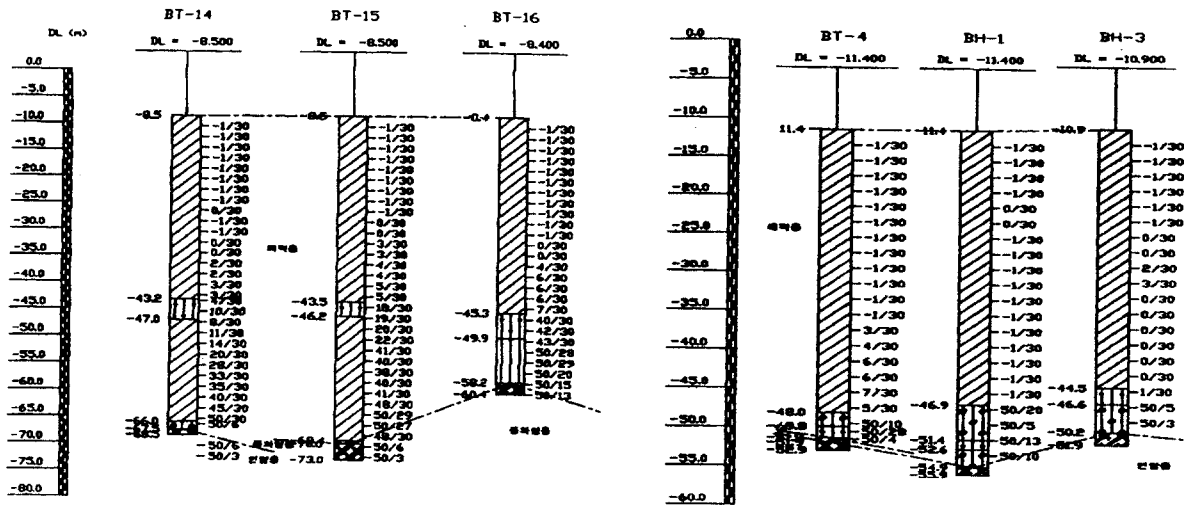
서방과제의 주상도를 보면, 약 40m 두께의 연약지반이 있고 그 아래는 5m내외의 자갈층이 있으며 다시 그 아래로 굳은 점토 또는 실트층이 계속된다. 기반암의 최대깊이는 해면아래 약 70m에 있는 것으로 추정된다. 따라서 육성층의 경계는 다도해 앞바다와 명지 낙산을 연결하는 해안선으로 간주할 수 있을 것 같다.

전반적으로 보면, 육성층을 이루는 상부 모래층의 두께는 양산에서는 불과 수m밖에 되지 않으나, 하구로 갈수록 점차로 두꺼워져서 최대 10여m까지 이른다. 이 층은 느슨한 상태의 상대밀도를 보이고 있다. 위에서 설명한 바와 같이 이 모래층은 해안에서 바다쪽으로 갈수록 얇아져서 결국 없어진다(그림 2.7 참조). 상부 모래층 아래 상부 점토층의 두께는 위치에 따라 많은 차이를 보이고 있으나, 하구에서는 40m까지 이른다. 해안선을 따라 발달한 점토층의 두께도 비슷하다. 따라서 중간 모래층 위 퇴적층의 전체 두께는 50여m나 된다. 암반층까지의 깊이는 일반적으로 50 - 70m나 되어 이 곳 퇴적층의 두께는 다른 지역에 비해 상당히 크다는 사실을 알 수 있다.

지금까지의 설명으로부터 대체적으로 밝혀진 낙동강 하구 델타지역의 퇴적층서는 위로부터 상부 모래층, 상부 점토층, 중간 모래층, 하부 점토층, 하부 모래층으로 구분이 가능할 것 같다. 육지에서 바다쪽으로

로 멀어지면 상부 모래층은 물론 존재하지 않는다. 하부 점토층과 그 아래 모래층은 퇴적심도가 두꺼운 위치에서만 발견되나 명확한 구분이 어려운 곳도 많다.

이러한 퇴적층서는 기본적으로 다른 나라의 것과도 동일하다. 예컨대, 해중에 있는 일본의 오오사카 점토(간사이 공항, 1993)는 연약한 점토층이 가장 위에 놓이고, 그 밑에 있는 모래층 아래에는 얇은 모래층을 협재한 점토층이 놓인다. 그들은 맨 윗층을 충적토, 모래층 아래에 있는 퇴적층을 홍적토로 부르고 있다. 방콕평야에 퇴적된 점토(Balasburamian, 1997)를 보아도 지표면으로부터 풍화점토, 연약한 방콕점토(soft Bangkok clay), 모래층, 굳은 점토(stiff clay)의 순서로 되어 있다.



(a) 서방과제

(b) 동방과제

그림 2.7 가덕도 앞바다의 시추결과(해양수산부, 1997)

낙동강 하구 퇴적층의 경우는 현재까지의 시추조사 결과로 보아 층서의 두께 변화가 심할뿐만 아니라, 어떤 곳에서는 상부와 하부 점토층의 구별이 명확하지 않다. 그러나 이것은 낙동강 하구 및 인접해안의 퇴적층이 하수(river water)와 해류의 작용에 의한 복잡한 퇴적환경으로 기인했기 때문이다. 따라서 이 지역에 퇴적한 상부 점토층은 해성점토(marine clay)라기보다 담수에서 퇴적했을 때의 이산구조의 특성을 지니는 델타점토(deltaic clay)로 명명하는 것이 좋을 것이다. 델타점토의 퇴적은 하천의 범람, 해수위면의 상승, 해류의 작용 등 여러 가지 요인에 영향을 많이 받는다. 하절기에 수시로 발생하는 홍수로 하천이 범람하면 하천 줄기에서 멀어질수록 유속은 감소할 것이고, 특히 분지에 이르면 유속의 급격한 감소로 세립토만이 퇴적될 것이다. 따라서 이 곳의 점성토는 불균질하며, 위치에 따라 공학적 성질의 많은 변화가 있으리라는 것을 예상할 수 있다.

### 3. 퇴적년대와 퇴적속도의 추정

지질학자들의 연구에 의하면 제3기 팔레오세에는 황해와 대한해협이 육지로 덮여 있어서 해안선이 대만과 일본의 규슈를 연하는 선까지 진출되었던 것으로 알려져 있다(Park, 1987; 그림 3.1 참조). 이를 팔레오세 해안(Paleocoastline)이라고 하는데, 마지막 빙기(빙륜 빙기)때 현 해수면에서 135 - 150m까지 저하한 가장 낮았던 해수면이다. 따라서 이 당시의 낙동강은 멀리 규슈부근까지 연장되었을 것이고 현재의 해안선은 빙륜빙기 이후 지속적으로 상승한 해수면으로 말미암아 형성된 것이다.

후빙기의 해수면의 변화에 대해서는 Fairbridge(1961), Kenney(1964) 등이 조사하였고 한국 해안에 대해서는 radio carbon dating 에 의해 15,000년 전부터 현재까지의 해수면의 변화를 조(1979), Park (1983)

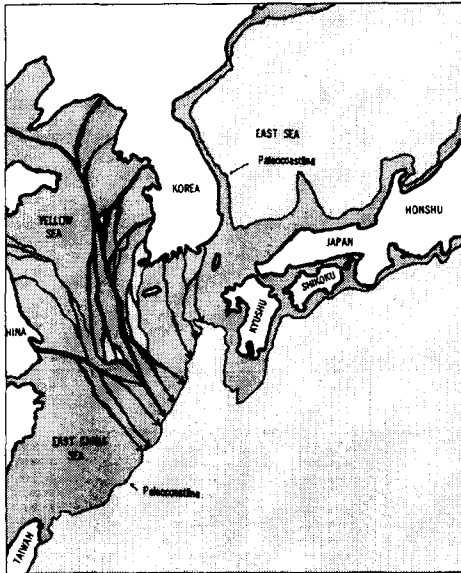


그림 3.1 최후의 빙기시 해수위면이 최저일 때의 해안선과 강줄기(Park, 1987)

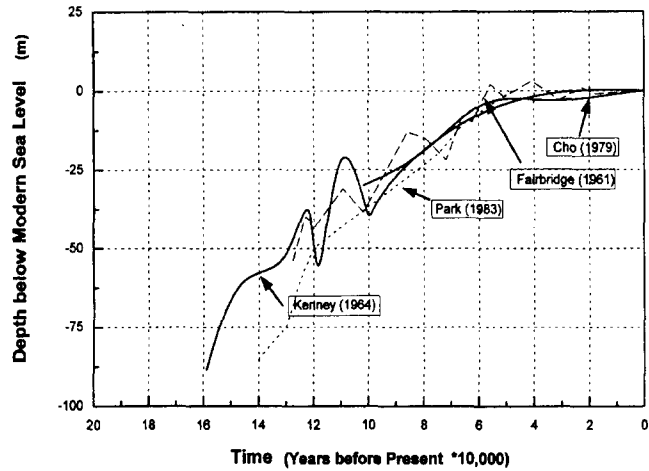


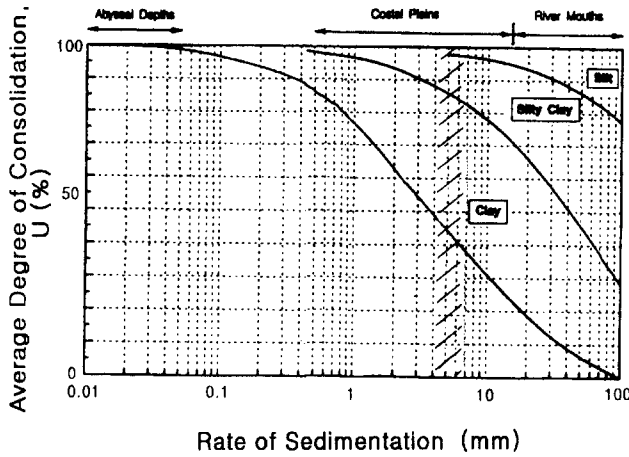
그림 3.2 빙기 이후의 해수위면의 변화

등이 연구한 바 있다. 그림 3.2에 잘 나타나 있는 바와 같이 이들의 연구 결과를 종합해 보면, 세계 공통적으로 거의 동일한 비율로 해수면이 상승하였다는 사실을 알 수 있다. 이것을 지질학자들은 Flandrian 해침(transgression; 정, 1979)이라고 부른다.

우리들의 관심은 낙동강 하구의 연약지층의 퇴적이 언제부터 시작되었느냐 하는 것이다. 세계적으로 공통적 퇴적층인 중간 모래층을 경계로 하여 그 아래의 퇴적물은 플라이스토세에 퇴적된 홍적층이고, 그 위에 있는 퇴적은 홀로세(10,000BP)이후에 시작된 것으로 보고 있다. 이것을 근거로 한다면, 낙동강 하구의 상부점토층과 상부모래층은 홀로세에 퇴적된 것이고 그 두층의 두께는 제2장에서 이미 제시한 바와 같이 50m 정도로 보는 것이 타당하리라 생각한다. 한편, 상부점토층의 퇴적은 해면이 어느 정도 상승한 다음 시작될 수 있으므로 가덕도 앞바다의 해면 깊이를 근거로 하여 이것을 10m 정도로 볼 수 있을 것 같다. 그림 3.2로부터 현세가 시작되었을 때의 해면깊이를 35m로 본다면 여기서 10m를 뺀 25m 깊이에 해당되는 해면상승 연대는 9,000BP로 볼 수 있을 것이다. 그러면 평균 퇴적속도는  $50,000\text{mm}/9,000=5,600\text{mm}/1,000\text{year}$ 가 된다. 더 정확한 퇴적속도를 추정하기 위해서는 지각의 융기와 침강, 하상퇴적물의 실제 퇴적속도, 퇴적물의 radio-carbone dating 등 과학적인 방법이 동원되어야 하겠지만, 이러한 접근방법은 현재 나의 지식의 범위를 넘는다. 그러나, 위의 개략적인 추정방법도 실제와 크게 어긋나지 않으리라는 것을 나는 믿고 있다.

이와 같은 퇴적속도는 다른 지역에서의 퇴적속도와 비교할 때 상당히 빠른 것으로 생각될 수 있다. 예컨대, 말레이시아, 인도네시아, 태국에 퇴적된 해안점토(coastal deposit)는  $300\text{mm}/1,000\text{year}$  이고, Chao Praya 강을 따라 퇴적된 델타 토적층은  $2,500\text{--}5,000\text{mm}/1,000\text{year}$ 로 알려져 있다(Cox, 1972). Mississippi강에 퇴적된 퇴적물의 퇴적속도는 무려  $12,000\text{mm}/1000\text{yr}(12\text{mm}/\text{yr})$ 나 되는데(McCillelland, 1967), 이것은 과잉간극수압이 아직 소산되지 않는 미압밀점토(underconsolidated clay)로 유명하다.

Morgenstern(1967)은 바닥이 불투수층인 15m 깊이의 퇴적층에 대하여 퇴적속도와 흙의 종류로부터 평균압밀도를 추정하는 도표를 제시하였다(그림 3.3). 현세이후의 낙동강 하구 퇴적토의 실트질 점토의 퇴적깊이는 약 40m로 추정되고(10m는 모래지반) 양면배수이므로 이 도표를 적용하여도 큰 무리는 없으리라 생각된다. 이 도표에 의하면, 낙동강 하구의 델타 점토의 평균압밀도는 86%와 98%사이에 있는 것으로 추정된다. 따라서, 낙동강 하구의 퇴적토는 미압밀토(underconsolidated clay) 내지 유년기의 정규 압밀점토(young normally consolidated clay; Bjerrum, 1972)로 분류할 수 있을 것이다. Brenner 등(1981)에 의하면, 하구에 퇴적된 퇴적층은 일반적으로 미압밀 특성을 보인다고 주장하고 있다.



홀로세에 퇴적된 다른나라의 퇴적층의 깊이와 비교해 보면, Bangkok 점토는 20m (Balasbramaniam, 1997), 간사이 충적토는 해안쪽에서 약 20m(간사이 국제공항, 1993), 말레이시아의 Muar점토도 22.5m(Malaysian Highway Authority, 1989)밖에 되지 않는다. 이들은 퇴적깊이가 얇고 퇴적속도가 빨랐기 때문에 모두 정규압밀점토로 분류된다.

그림 3.3 15m 깊이 퇴적층에 대한 퇴적속도와 압밀도와의 관계(Morgenstern, 1967)

#### 4. 미압밀상태의 평가방법

퇴적지반의 미압밀상태는 다음과 같은 여러 가지 방법으로 평가할 수 있다.

- 1) 압밀시험으로부터 결정된 선행압밀하중과 유효토피하중의 비교
- 2) 자연함수비와 액성한계의 비교
- 3) 지층깊이에 따른 전단강도의 변화
- 4) 지층깊이에 따른 간극비의 변화
- 5) 과잉간극수압의 존재
- 6) 콘 시험에 의한 과압밀비 및 전단강도의 추정

##### 4.1 압밀시험으로부터 결정된 선행압밀하중과 유효토피하중의 비교

압밀시험을 하여 압밀곡선으로부터 선행하중을 결정하는 Cassagrande의 방법은 선행압밀하중을 결정하기 위해 오래전부터 실무적으로 사용되어 왔다. 그 동안 다른 방법도 제안된 바 있지만, Cassagrande 방법만치 보편적으로 사용되지 못하고 있다. 이 방법으로 결정된 선행압밀하중(preconsolidation pressure,  $\sigma_c'$ )이 유효 토피하중(effective overburden pressure,  $\sigma_{vo}'$ )을 초과한다면 과압밀점토, 동일하다면 정규압밀점토, 더 작다면 미압밀점토(underconsolidated clay)로 분류된다.  $\sigma_c'/\sigma_{vo}'$ 의 관계를 과압밀비(overconsolidation ratio, OCR)로 표시하여 압밀상태를 나타낼 수 있다.

압밀곡선으로부터 선행압밀하중을 결정하는데 있어서는 압밀시험시 각 하중단계에서의 침하곡선에서 2차압밀부분을 제외 하였을 때 더 정확한 값을 줄 수 있다고 알려져 있다. 그런데 이 선행압밀하중의 결정에 있어서 무엇보다 중요한 것은 시료의 교란이다. 특히 지반의 깊은 심도에서 채취한 시료는 응력의 이완으로 인한 시료의 교란이 이 값의 정확한 결정을 위한 큰 장애가 된다.

간접적으로 선행압밀하중을 결정할 수 있는 방법은 NAVFAC(1982)이 다음과 같이 제안하였다. 이것은 Bjerrum and Simons(1960)의 정규압밀점토에 대한 강도증가비( $c_u/\sigma_{vo}'$ )를 구하는 경험공식을 근거로 한 것이다.

$$\sigma_c' = \frac{qu/2}{0.11 + 0.037PI} \quad (4.1)$$

여기서 qu는 일축압축강도이고 PI는 소성지수이다. 위의 경험공식을 이용하는데 있어서도 시료교란에 의한 비배수강도의 감소가 이 값을 결정하는데 큰 장애가 될 수 있다.

### 4.2 자연함수비와 액성한계의 비교

퇴적당시의 흙의 함수비는 대단히 높다. 퇴적토의 무게로 인해 압밀이 진행되면 간극속에 있는 물은 배수되므로 이에 상응해서 자연함수비는 감소된다. 정규압밀토의 자연함수비는 액성한계의 0.6 내지 1.0으로 알려져 있으나(Simons and Menzies, 1977), 편의상 액성지수 1을 기준하여 이 보다 크면 미압밀토, 동일하면 정규압밀토, 작으면 과압밀토로 분류할 수 있을 것이다(그림 4.1 참조). 이 방법은 시료교란의 영향을 받지 않을뿐더러, 대단히 간단하면서도 퇴적토의 특성을 개략적으로 파악하는데 대단히 좋은 지침이 될 수 있다. 그러나 액성한계를 결정할 때 토질시험자에 따라 다른 결과를 보인다는 것을 유의할 필요가 있다. 표준규격에 의한 시험외에 일점법으로 액성한계를 결정하여 비교하면 더 신뢰성있는 결과를 얻을 수 있을 것이다.

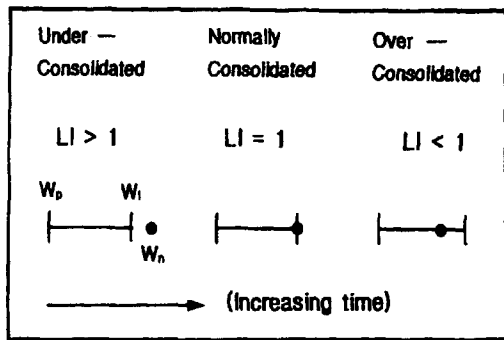


그림 4.1 자연함수비와 액성한계로부터 퇴적토의 압밀상태의 추정

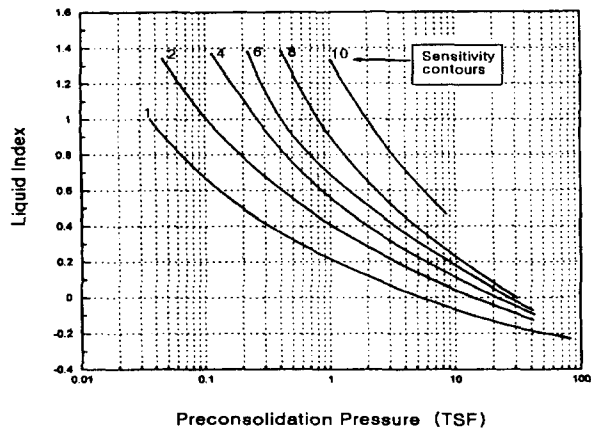


그림 4.2 선행압밀하중과 액성지수간의 경험적 상관관계(NAVFAC, 1982)

NAVFAC(1982)은 액성지수와 예민비로부터 선행압밀하중을 결정하는 방법을 그림 4.2와 같이 제시하고 있다. 이 그림을 보면, 선행압밀하중의 증가에 따라 액성지수가 감소하는 경향을 보이므로 정규압밀점토라 하더라도 지표면 가까이에서는 액성지수가 1보다 클 수 있고, 깊은 위치에서는 1보다 훨씬 작아진다는 사실을 알 수 있다. 또한 이 그림에서는 예민비가 클수록 주어진 선행압밀하중에 대한 액성지수는 커진다. 이 그림을 참고하면 퇴적토의 개략적인 압밀상태를 추정할 수 있을 것이다.

### 4.3 강도증가비와 압축비에 의한 추정

정규압밀점토에 대해서는  $\phi=0$ 의 개념으로 깊이에 따른 전단강도의 변화를 여러 조사자들이 발표한 바 있다. Bjerrum and Simons(1960)에 의하면 정규압밀점토에 대한 강도증가비( $s_u/\sigma_{vo}'$ )는 통계적으로 다음과 같은 식으로 표시될 수 있다고 한다.

$$\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} = 0.11 + 0.0037 PI \tag{4.2}$$

여기서  $s_u$ 는 비배수강도이고  $\sigma_{vo}'$ 는 유효토포하중(effective overburden pressure)이다.

Mesri(1975)는 Bjerrum and Simons(1960)이 제안한 (4.2)식에 대하여 강도증가비는 소성지수와 관련이 없다고 주장하고 0.22의 일정한 비를 적용하였다. 그의 연구 결과를 정규압밀점토에 적용한다면 강도증가비는 다음과 같이 된다.



$$\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} = 0.22 \quad (4.3)$$

위의 식을 근거로 한다면, 강도증가비가 이보다 낮을 때에는 미압밀상태로 판정할 수 있을 것이다.

한편, 압축비(compressibility ratio,  $C_r$ )에 의해서도 압밀상태를 판단할 수 있다. 압축비는 다음 식으로 표시된다.

$$C_r = \frac{C_c}{(1+e_o)} \quad (4.4)$$

여기서  $C_c$  : 압축지수  $e_o$  : 초기간극비

Schmertermamm(1978)에 의하면  $C_r$ 값이 0.4보다 크면 초과하면 미압밀상태가 되는 것으로 판단하고 있다.

식 (4.2), (4.3), (4.4)로부터 미압밀 특성을 판별할 때 가장 문제되는 것은 시료의 교란이다. 특히 실내 시험에서 얻은 비배수강도는 시료교란에 예민하다. 시료교란이 우려되면 현장 vane시험에 의한 시험결과가 더욱 믿을 수 있는 값을 줄 수 있을 것이다.

#### 4.4 콘 시험에 의한 과압밀비 및 현장강도의 추정

Schmertmann(1978), Robertson and Campanella(1983), Wroth(1984) 등은 콘시험 결과를 이용하여 과압밀비를 구하는 경험적인 방법을 다음과 같은 형식으로 제안하였다.

$$OCR = \left( \frac{S}{S_1} \right)^{1.13+0.04 \cdot (s/s_1)} \quad (4.5)$$

식 (4.5)의  $S_1$ 은 식 (4.2)로 표시된 정규압밀점토에 대한 강도증가비이고  $S$ 는 콘 시험으로 얻은 강도증가비인데, 다음 식으로 표시된다.

$$S = \frac{s_u}{\sigma_{vo}'} = \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}'}{\sigma_{vo}'} \right) / N_K \quad (4.6)$$

여기서 비배수강도는 다음 식으로 나타낼 수 있다(Robertson and Campanella, 1988).

$$s_u = \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}'}{N_K} \right) \quad (4.6')$$

여기서  $q_t$ 는 콘 저항치이고,  $N_K$ 는 콘 계수인데  $15 \pm 5$ 의 값을 가진다. 이 값은 특정한 점성토에 대하여 시험적으로 결정될 수 있으나(김, 1995), 여기서는  $N_K=15$ 를 취하였다.

위에서 결정한 비배수강도를 가지고 강도증가비를 계산할 수 있다. Robertson and Campanella (1983)는 정규압밀점토에 대한 강도증가비를 이 경우에 대해서는 0.3을 적용하도록 권장하고 있다.

### 5. 압밀상태의 조사 사례

#### (1) 양산지구

양산지구에 대해서는 이미 완공된 경부 및 부마 접속도로의 건설을 시작으로 이 곳 퇴적토의 성질이 밝혀진 바 있다. 최근에는 양산 물금 시험시공 연구(한국토지공사, 1997)를 통해서 더욱 자세한 공학적 성질이 규명되었다. 이곳에서는 특별히 연약지반 처리공법의 결정을 위한 시험시공을 목적으로 지반조사를 실시하였고 피조콘에 의한 현장시험도 실시하였으므로 가장 신뢰성있는 시험자료를 제공하고 있다고 판단된다. 조사결과를 보면, 지표면은 약 3m 두께의 모래 또는 실트층이 있고 그 아래 약 25m 두께의 실트질 점토층이 존재하는데, 실트와 점토 또는 얇은 두께의 모래층으로 번갈아 퇴적되어 있어 균질

하지 않다. 그 아래에는 모래 및 자갈층이 존재하며, 그 경계가 되는 지표면 아래 30m부근에서 피압수 (artesian pressure)의 존재가 판명되었고 그 크기는 무려  $5t/m^2$ 까지 이른다.

그림 5.1은 액성한계와 자연함수비의 관계이다. 이 그림으로부터 퇴적토의 액성한계는 대부분 자연함수비의 80%이하라는 사실을 알 수 있다. 그림 5.2는 깊이에 따른 과압밀비의 변화를 보인 것인데, 지표면을 제외하고는 30m 깊이까지 대부분 과압밀비가 1.0이하이다. 따라서 이 지역의 퇴적토는 미압밀상태에 있다는 사실을 알 수 있다. 그 원인은 피압수의 존재로 충분히 설명된다. 이 점토의 압축지수는 0.3 내지 0.9의 범위에 있고, 초기간극비는 1.1 내지 1.9의 범위에 있다.

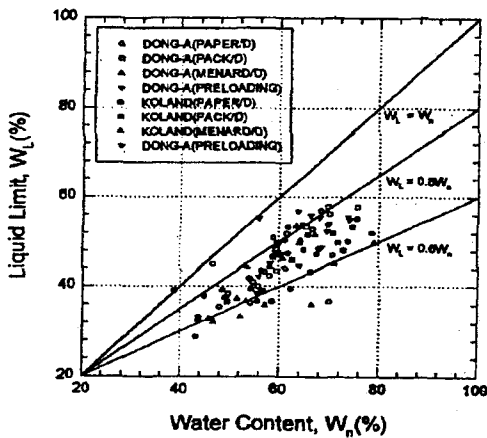


그림 5.1 양산 물금 시험성토지구의 액성한계와 자연함수비와의 관계(한국토지공사, 1997)

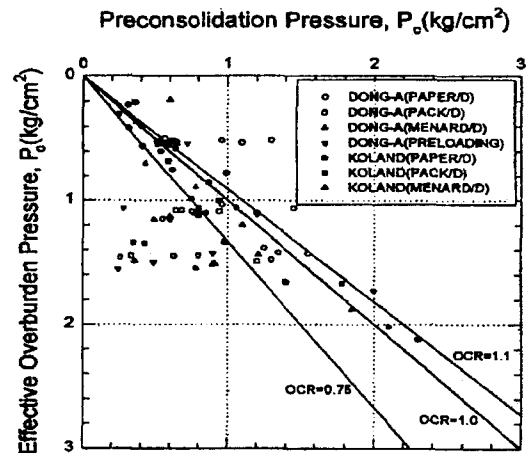


그림 5.2 양산 물금 시험성토지구의 깊이에 따른 과압밀비의 변화(한국토지공사, 1997)

## (2) 명지지구

부산 명지지구는 약 10m되는 모래층이 지표면을 이루고 있고, 그 아래 약 20m두께의 실트질 점토층이 놓인다. 그림 5.3은 이 지구의 토질시험 결과를 토대로 공학적 특성을 종합한 것이다. 액성지수가 1보다 작고 배수강도도 깊이에 따른 증가를 보여 이 결과만으로 판단하면 정규압밀상태의 경향을 보이고 있다. 그러나 과압밀비는 깊이에 따라 점차 감소하므로 전반적으로 정규압밀상태에 있다고 보기가 어려울 것으로 여겨진다.

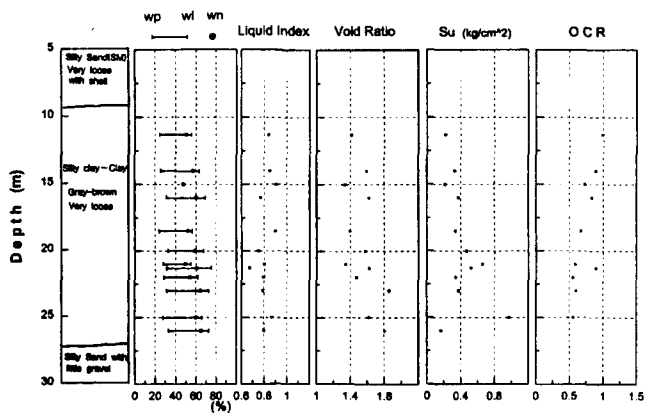


그림 5.3 명지지구 퇴적지반의 공학적 특성

## (3) 신호지구

부산 신호지구는 지표면에 약 10여m되는 실트질 모래층이 있고 그 아래 약 30m두께의 실트질 점토층이 놓인다. 그림 5.4는 이 지구의 실내 토질시험 결과를 요약하여 보인 것이다. 이 그림을 보면, 대부분의 깊이에서 액성지수는 1.0에 가깝다는 사실을 알 수 있다. 비배수강도는 깊이에 따른 증가없이 일정하며, 과압밀비가 1.0보다 낮다. 이 그림은 신호지구의 퇴적토는 미압밀상태에 있다는 사실을 시사해준다.

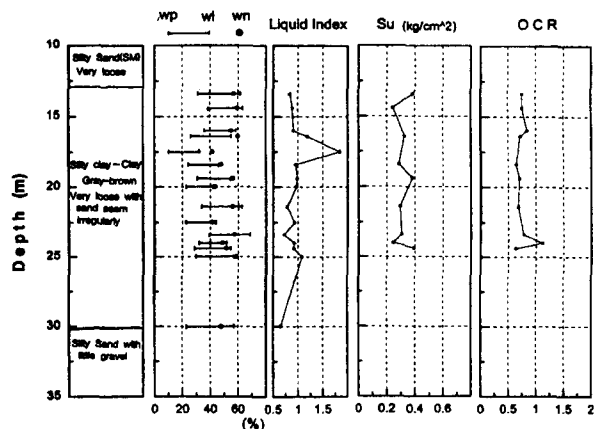


그림 5.4 신호지구 퇴적지반의 공학적 특성

(4) 녹산지구

부산 녹산지구의 퇴적층서도 낙동강 하구 퇴적토의 일반적인 특성을 따르나, 바다쪽으로 갈수록 상부 모래층의 두께가 얇아지면서 결국 소멸된다. 따라서 상부모래층은 델타의 발달로 인한 육성침입을 시사해준다. 그림 5.5는 이 지역의 공학적 특성을 보인 것이다. 대체로 자연함수비는 액성한계보다 크며, 과압밀비는 지표면을 제외하고는 전체 깊이에 걸쳐서 1.0보다 작다. 비배수강도는 깊이에 따라 약간의 증가가 있으나, 점토층의 중간부분에서 간극비가 현저히 크다는 사실이 특이하다. 따라서 이 곳의 점성토는 미압밀상태에 있는 것으로 판단된다.

이 지구에 대해서는 상세한 기술검토를 위하여 최근에 새로이 지반조사를 실시한 바 있다(동아지질, 1997). 그림 5.6은 깊이에 따른 과압밀비의 변화를 보인 것인데, 대부분의 시험결과는 과압밀비가 1.0이하라는 사실을 알 수 있다. 피조콘을 사용하여 현장시험을 한 결과를 보면(그림 5.7 참조), 상부 점토층에 대한 콘 저항치는 깊이가 증가하여도 거의 일정하고 local friction은 오히려 감소하는 경향을 나타낸다. 이 그림은 Job No. sp-30에 대한 것이지만, 다른 위치에서도 비슷한 경향을 보이고 있다. 따라서 깊이의 증가에 따른 비배수강도의 증가가 거의 없으므로 정규압밀점토의 특성을 보이지 않는다. 이 지구의 압축지수는 0.2 -0.8 이고 초기간극비는 0.8-1.9이다.

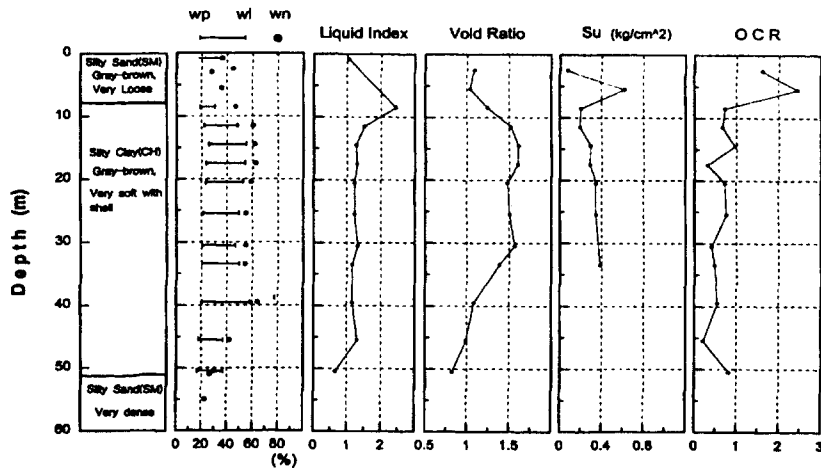


그림 5.5 부산 녹산지역 퇴적지반의 공학적 특성

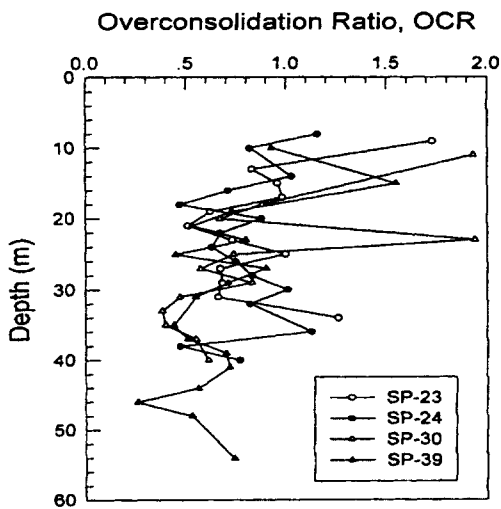


그림 5.6 부산 녹산지구에 대한 깊이에 따른 과압밀비의 변화(동아지질, 1997)

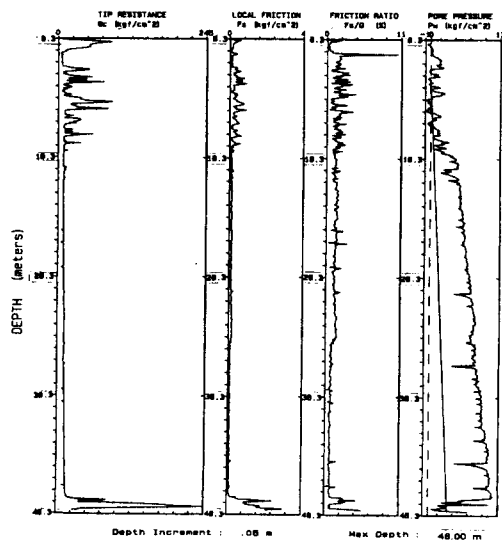
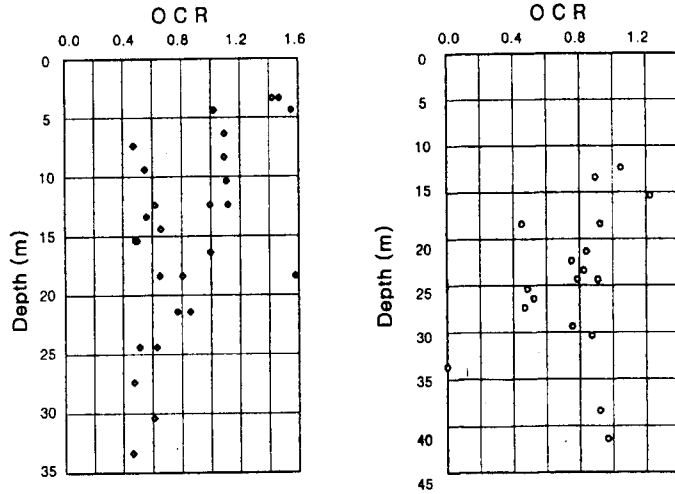


그림 5.7 부산 녹산지구 sp-30에 대한 피조콘 시험 결과

(5) 부산 신항 방파제 (가덕도 앞바다)

가덕도에 항만을 건설할 목적으로 시추 및 토질시험을 실시하였는데 최근에 그 결과가 밝혀졌다(해양수산부, 1997). 여기서는 수심 10여m 아래 연약한 점토층이 놓이며 그 두께가 40m이상 되는 곳도 있다. 퇴적층의 전체 깊이는 최대 60m에 이르며 수면 아래로는 70m를 넘는다.



(a) 동방파제

(b) 서방파제

그림 5.8 가덕도방파제 점성토의 심도별 과압밀비(해양수산부, 1997)

(6) 경남 신문 및 칠산지구

이 양지구는 서낙동강 서쪽에 위치하며, 지반조사시 다행이도 피조콘에 의한 조사가 가능하였으므로 4.4절에서 설명한 방법으로 깊이에 따른 비배수강도와 과압밀비의 변화를 추정하였다. 이 양지구는 모두 깊이에 따른 전단강도의 변화를 보이나 강도증가율은 정규압밀점토에 대한 값보다 낮다. 또한 깊이에 따른 과압밀비의 변화를 보아도 지표면 부근에서는 과압밀 특성을 보이나 아래로 갈수록 미압밀 특성을 보이고 있다.

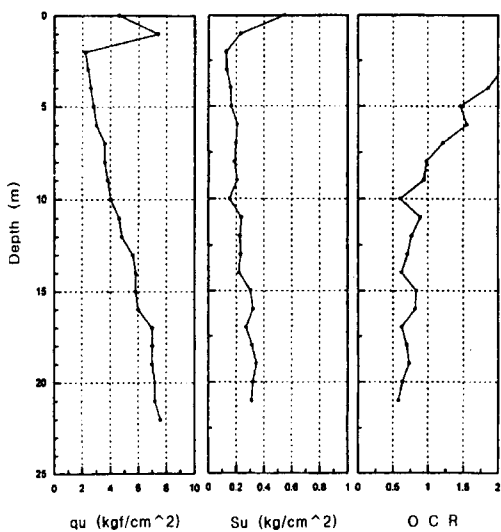


그림 5.9 신문지구에 대한 더치콘 관입시험

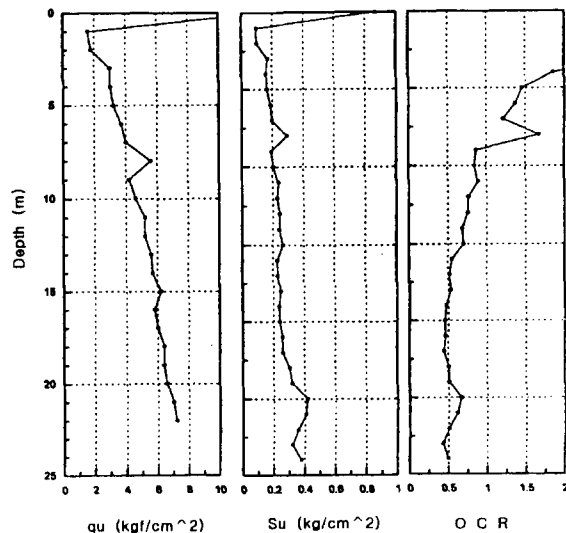


그림 5.10 칠산지구에 대한 더치콘 관입시험

## 6. 미압밀토의 공학적 문제점

위의 사례에서 보인 바와 같이 낙동강 하구의 퇴적토는 미압밀토의 증거가 충분히 발견된다. 설사 이런 판단의 근거가 되는 과거의 시추조사나 토질시험 등에 신뢰성의 문제가 있다는 것을 감안하더라도 낙동강 하구의 퇴적토는 유년기 정규압밀점토(young normally consolidated clay, Bjerrum, 1972)로 분류하기도 어려울 것으로 보인다. 이와 같이 압밀이 덜된 퇴적지반에 있어서는 정규압밀점토 지반에 대한 공학적 거동과는 몇가지 특이한 문제점이 있다.

### (1) 압밀침하량의 과다

미압밀토에 있어서는 정규압밀점토에 대한 것보다 압밀침하가 더 많이 발생한다. 이것은 현존하는 과잉간극수압에다 새로운 재하로 발생한 과잉간극수압이 추가되기 때문이다. 앞으로 이와 같은 추가침하량의 계산방법이 개발되어야 할 것이다. 실제로 녹산공단의 사례를 보면 40m두께의 연약지반에 7m 높이의 성토를 하였을 때, 압밀침하량이 무려 3.0m나 발생하였다. 양산지구에 있어서도 점토층 두께 25m, 성토고 5m에 대하여 Asaoka방법으로 추정된 최종침하량은 2.9m나 되는 것으로 보고 되고 있다. 이 값들은 Terzaghi의 압밀이론을 바탕으로 계산한 값보다 엄청나게 큰 값이다. 외국의 경우를 보면 태국 Nong Ngu Hao clay 점토층 두께 15m, 성토고 4.0m에 대하여 최종침하량은 160cm로 보고되고 있다 (Balasubramaniam, 1997 ; 압축비, 0.2 -0.65). 한편, Malaysian Muar Marine clay에 있어서는 점토층 두께 16m, 성토고 7m에 대하여 최종침하량은 1.7m에 지나지 않았다(Hudson et al., 1989 ; Cc=0.5-2.1, 압축비 0.2-0.55).

### (2) 중량구조물의 지지문제

앞서 설명한 바와 같이 낙동강 하구의 퇴적지반은 퇴적깊이가 깊고 몇가지 지층으로 구분될 수 있다. 상부의 모래층은 느슨하고 그 아래 점토층은 연약하므로 가벼운 구조물만이 지표면에 놓일 수 있다. 중량구조물에 대해서는 기반암까지 말뚝을 박아 지지되도록 하는 것이 우리들의 지금까지의 관행이지만, 이런 경우에는 말뚝의 길이가 너무 길어 비경제적일뿐만 아니라 인접지반과의 부등 침하의 문제가 생긴다.

이에 대한 해결을 위해 첫째 상부구조물을 경량으로 만드는 연구를 해야 하고, 둘째 상부구조물의 중량에 의존하는 다양한 기초공법, 예컨대, 마찰말뚝 또는 부동기초와 같은 재래식과 다른 기초형식이 개발되어야 할 것이다. 중간 모래층을 중량구조물의 지지층으로 하는 방법도 개발할 필요가 있다. 이를 위해서는 실제와 부합하는 설계정수를 결정하기 위하여 지반 조사방법, 현장 및 실내 토질시험 방법이 더욱 개선되어야 한다는 것은 두말 할 필요가 없을 것이다.

### (3) 지반침강(land subsidence)의 문제

현재로서는 지반침강의 문제를 가볍게 생각할지 모르지만, 앞으로 이 문제가 심각하게 대두될 것이다. 지반침하는 지하수 이용으로 인한 지하수위의 강하, 굴토공사로 인한 배수(dewatering) 등으로 인해 연약지반에 건설된 도시나 공업단지 등에서는 항상 대두되는 문제이다. 세계 여러 도시, 예컨대, 방콕, 상해, 멕시코 등에서는 심각한 도시문제가 되고 있고 대만의 대북에서도 1965년부터 1975년까지의 10년동안 굴토공사로 인한 배수로 인해 무려 2.0m나 가라앉았다는 것이 금년의 Hamburg 국제회의에서 보고되었다. 다행히도 우리나라 대부분의 도시는 비교적 견고한 잔적토 또는 기반암 위에 놓여 이 문제를 도외시해왔지만, 앞으로 건설될 연약지반상의 공업단지나 주택단지에서는 이 문제가 심각해지리라는 것

은 명약관화한 일이다.

#### (4) 지반내 기포(air bubble)와 피압수(artesian pressure)의 존재

5,6년전 김해공항의 시추조사에서 화인성의 가스 누출로 인하여 경비원이 화상을 입은 경험이 있다. 연약지반내 가스 존재에 대해서는 MIT의 Ladd교수가 정교하게 시추한 시료에서 균열과 함께 상당한 크기의 기포가 존재한다는 것을 금년의 Hamburg 국제회의에서 확인하여 사진으로 보인 바 있다. 낙동강 델타지역에서 지금까지 가스의 존재를 확인 한 것은 김해공항이 처음이지만 여기만 국한된다고 보기는 어려울 것 같다. 지반내 존재하는 기포는 상당히 높은 공기압을 가지고 있으므로 시공시 또는 시공 후 공학적 또는 사회적 문제가 될 수도 있을 것이다.

피압수의 존재는 양산 물금의 시험시공을 위한 시추조사에서 확인되었다. 그 압력의 크기도  $5t/m^2$ 나 되는 것으로 알려져 있으므로 연약지반 처리나 굴토작업을 수행할 때 시공시에 대한 대책뿐만 아니라 장차 피압수의 압력의 자연적, 인위적 감소로 인한 지반침강의 문제 등 이에 대한 적절한 대책이 요구된다.

## 7. 결론

낙동강 하구 델타지역의 공학적 특성을 파악하기 위하여 그동안 여러 회사에서 시추조사한 자료를 정리하였다. 여러 회사에서 수집한 자료를 근거로 이 연구를 수행하였기때문에 자료의 신뢰성이 문제될 있을 것이다. 그러나 이런 문제가 있음에도 불구하고 다음과 같은 공통되는 결론에 도달될 수는 있었다.

- (1) 낙동강 하구의 퇴적층은 양산으로부터 하구로 이르면서 점차 깊어진다. 낙동강 델타지역의 대체적인 퇴적심도는 50-70m나 되는 것으로 파악되었다.
- (2) 여러 가지 방법으로 조사하고 확인한 결과에 의하면, 낙동강 델타지역의 퇴적속도가 비교적 빨라서 이 지역 일대의 퇴적토는 대부분 미압밀상태에 있다고 결론지을 수 있다.
- (3) 미압밀지반을 매립하여 기초지반으로 이용하고자 할 때에는 과도한 압밀침하, 기초처리 문제, 지반침강 등 여러가지 어려운 공학적 문제가 제기될 수 있다.

## 감사의 말

본 연구는 한국과학재단 특정기초연구비(961-0100-001-2) 지원으로 수행되었으며, 이의 지원에 감사를 드립니다.

## 참고문헌

- 간사이 국제공항(1993) 간사이 국제공항의 매립조성기술(일어), 간사이국제공항 주식회사.  
고 형선(1995), 피조콘을 이용한 침하예측, 동국대학교 석사학위 논문.  
김 인섭(1995), 피토콘에 의한 토질정수의 추정, 동국대학교 석사학위 논문.  
농업진흥공사(1990), 경남 김해시 신문지구 토질조사 보고서.  
농업진흥공사(1991), 경남 김해시 양산지구 토질조사 보고서.  
농업진흥공사(1991), 경남 김해시 칠산지구 토질조사 보고서.  
농업진흥공사(1994), 경남 김해시 칠산지구 토질조사 보고서.

- 동아지질(1997), 녹산국가 산업단지 연약지반 관련 기술검토 학술용역 지반조사  
부산지할시 종합건설본부(1992), 명지, 녹산 국가공업단지개발사업.  
부산지할시 종합건설본부(1995), 신호, 녹산 국가공업단지개발사업.  
정 창희(1979), 지질학개론, 박영사.  
조 화용(1979), 한국지질총론, 건설부 국립지리원, pp. 165  
한국토지개발공사(1992), 녹산 국가공업단지 개발사업 토질조사 보고서, 도화종합기술공사  
한국토지공사(1997), 양산 물금 시험시공 연구공사 중간보고서.  
해양수산부(1997), 부산 신항 방파제 실시설계 용역보고서, 한아 엔지니어링.  
현대건설(1973), 낙동강하구 임해공업단지 조성 타당성조사 및 종합개발계획 보고서, 부록 3, 현대건설주식회  
사 기술사업부.
- Balasubramaniam, A. S.(1997), Experiences with Clay Improvement in the Bangkok Plain, Lecture  
Note, Korean Geotechnical Society.
- Brenner, R. P., Prinya, P., Chilingarian, G. V. and Robertson, J. O. (1981), "Engineering Geology of  
Soft Clay," Soft Clay Engineering, edited by Brand, E. W. and Brenner, R. P. pp. 159-238.
- Bjerrum, L.(1972), "Embankments on Soft Ground", Proceedings Special Conference Performance of  
Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette, Ind., pp. 1~54.
- Bjerrum L. and Simons, N. E.(1960), "Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally  
Consolidated Clay," Proc., Research Conference on Shear Strength Strength of Cohesive Soils,  
Boulder Colorado, pp. 711-724.
- Chang, M. F.(1991), "Interpretation of Over Consolidation Ratio from In-situ Tests in Recent Clay  
Deposit in Singapore and Malaysia", Canadian Geotechnical Journal Vol. 28, pp. 210~225.
- Cox, J. B.(1972), "The Distribution and Formation of Recent Sediments in South-East Asia," Proc.  
2nd South-East Asian Conference on SMFE, Singapore, pp. 29-47.
- Fairbridge, R. W.(1961), "Eustatic Changes in Sea Level. Physics and Chemistry of the Earth",  
Pergamon Press, London, Vol. 4, pp 99~186.
- Hudson, R. R., Toh, C.T. and Chan, S. F.(1989), Trial Embankments on Malaysian Marine Clays,  
Malsysian Highway Authority, Kuala Lumpa.
- Kenney, T.C.(1964), "Sea Level Movements and the Geologic Histories of the Post Glacials Marine  
Soils at Boston, Nicolet, Ottawa, and Oslo", Geotechnique, Vol. 14, p. 203.
- McClelland, B. (1967), "Progress of Consolidation in Delta Front and Prodelta Clays of The  
Mississippi River," Marine Geotechnique, edited by A. F. Richards, University of Illinois Press,  
Urbana, P. 22.
- Morgenstern, N. R.(1967), Submarine Slumping and the Initiation of Turbidity Current, Marine  
Geotechnique, edited by A. F. Richards, University of Illinois Press, pp.189-220.
- NAVFAC(1982), Design Manual 7.1 - Soil Mechanics, NAVFAC DM 7.1, U.S Department of NAVY,  
Washington D.C.
- Mesri, G.(1975), Discussion on "New Design Procedure for Stability of Soft Clays," J. ASCE, GT4,  
Vol. 101, pp. 409-412.
- Park, Y. A. (1987), "Marine Geology," Geology of Korea, edited by Lee, Dae-Sung, Geological  
Society of Korea, pp. 389-426..
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1988), Guidelines for Geotechnical Design Using CPT and  
CPTU, The University of British Columbia.
- Schmertmann, J. H. (1978). "Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design,"

Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78-209, Washington, P. 145.  
Shepard, F. D. (1963), Submarine Geology, Harpor and Row, New York.  
Somons, N. E. and Menzies, B. K. (1977), A Short Course in Foundation Engineering, Butterworths, London.  
Wroth, C. P.(1984), "The Interpretation of in-situ Soil Tests", Geotechnique, 34: pp. 449~489.