

건조 고결층이 형성된 준설 매립 지반의 지지력 산정에 대한 연구

Bearing Capacity Evaluation of Marine Clay Dredged Deposit Including Desiccated Crust Layer

박 현 구¹ Park, Hyun-Ku

이 승 래² Lee, Seung-Rae

변 위 용³ Byeon, Wi-Yong

지 성 현⁴ Jee, Sung-Hyun

Abstract

In this study, various field and laboratory tests were performed to investigate the characteristics of shear strength and bearing behavior to be considered in the estimation of stability and trafficability in early stage of stabilization process in marine clay dredged deposit. Site characterization was carried out to grasp the basic properties of the deposit. Field vane test, unconfined compression test and direct shear test were conducted to evaluate the shear strength distribution for varied depths, and the characteristics of shear strength and stress-strain behavior of the crust layer. Plate load tests were also performed to estimate the bearing capacity and to assess load-settlement behavior and failure pattern of the deposit. The bearing capacity was also estimated using previously proposed methods for double-layered clay deposit. The estimated bearing capacity was compared with the results of the plate load tests and then, the applicability of the estimation method was discussed.

요 지

본 연구에서는 건조 고결층이 형성된 준설 매립 지반의 지반 개량 및 보강을 위한 시공 초기 단계에서 지반의 안정성과 장비의 주행성 평가 시 고려되는 지지력 산정과 관련하여 다양한 실내 및 현장 시험을 수행하였다. 지반 조사를 통해 기본 물성 특성을 파악하였고 현장 베인 시험 및 일축압축·직접전단시험을 통하여 지반의 깊이별 강도분포와 고결층의 강도 특성 및 응력-변형률 거동을 살펴보았다. 또한 지반의 지지력 평가와 하중-침하 곡선 및 파괴형태를 파악하기 위하여 평판재하시험을 수행하였다. 기존의 2층 지반 지지력 산정 기법을 이용하여 지지력을 산정하였으며 이를 평판재하시험 결과와 비교하여 지지력 산정 기법의 적용 방법에 대하여 논의해 보았다.

Keywords : Bearing capacity, Desiccated crust, In-situ test, Laboratory test, Plate load test

1. 서 론

해성 점토만으로 준설 매립된 지반은 준설 후 침강과

정 및 자중압밀과정을 겪게 된다. 동시에 준설 매립 지반의 표면은 대기에 노출되어 지표면의 복사열 및 바람의 작용을 받아 물이 수증기의 형태로 표면에서 상부

1 정희원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 박사과정 (Member, Graduate student, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Korea Advanced Institute of Science and Technology)

2 정희원, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과 정교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Korea Advanced Institute of Science and Technology, srlee@kaist.ac.kr, 교신저자)

3 정희원, 삼성엔지니어링 대리 (Member, Assistant Manager, Samsung Engrg. Co., Ltd.)

4 정희원, 현대건설 기술연구원 과장 (Member, Chief, Hyundai Engrg. and Construction Co. Ltd.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

공기층으로 발산되는 증발현상이 발생한다. 이 때 표면에서의 증발량이 자중압밀에 의한 배수량보다 크게 되면 표면의 함수비가 감소하게 되는데 이러한 현상을 건조라 한다. 건조 현상은 수축 및 수분의 감소로 인한 불포화 상태를 유발하고 염분 농도의 변화로 인한 입자간의 결합(cementation)과 복잡한 형상의 균열을 형성하게 된다 (Blight, 1987; Lutenegeger, 1995; Konrad와 Arya, 1997). 그로 인해 표면에는 준설 해성점토에 비하여 상대적으로 낮은 함수비 및 높은 전단 강도를 갖는 층이 형성되며, 일반적으로 이러한 층을 건조 고결층(desiccated crust layer)이라 한다. 결과적으로 준설매립지반은 매우 연약한 점토위에 상대적으로 강도 및 강성이 큰 고결층이 존재하는 2층 지반의 형태를 갖게 된다.

한편, 건조 고결층 하부에 존재하는 준설 매립 지반은 고함수비이며, 압축성이 크고, 장기간에 걸쳐 압밀이 이루어지므로 장기적인 안정성 확보를 위해서는 선행 하중 공법 및 연직 배수재 설치 등에 의한 압밀 침하 유발 및 촉진으로 인한 강도 증진이 요구된다. 따라서 이러한 안정화 시공과정에서 장비의 진입 가능 여부 및 시공 중 주행성의 확보를 위한 신뢰성 있는 지지력 산정이 요구되며 이 때 이러한 요구조건들을 합리적으로 예측하기 위해서는 적절한 해석 방법과 그에 상응하는 강도 및 지지력 등과 관련된 설계 변수의 도출이 이루어져야 한다.

그러나 기존의 연구결과에 따르면 연약한 점성토 지반의 표층에 형성된 상대적으로 큰 강도 및 강성을 갖는 고결층은 균질한 지반에 비하여 지반의 연직응력 분포를 급격히 변화시키고 지지 거동 및 침하 거동 시 지반의 강도 및 압축 특성에 영향을 끼쳐 지지력 산정과 성토 안정해석에 큰 영향을 미치는 것으로 알려져 있다 (Raymond, 1972; La Rochelle 등, 1974). 또한 고결층의 균열, 이방성, 변형률 적합성 및 점진적 파괴(progressive failure)등은 지반의 실제 거동을 대표할 수 있는 적절한 해석 모델과 설계 변수의 산정을 어렵게 하는 것으로 알려져 있다(Graham, 1979; Lefebvre와 Dascal, 1987). 특히 초 연약 지반의 표층부에 건조 고결층이 형성된 경우와 같이 상·하부층의 강도 및 강성차가 큰 경우에는 지반의 안정성에 있어 고결층의 강도 특성과 상·하부층간의 상호 거동은 지반의 파괴 형태 및 지지력의 크기에 많은 영향을 끼치게 된다(Burd와 Frydman, 1997). 따라서 실험을 통하여 지반의 강도 및 지지 거동을 면밀하게 살펴보고 그 결과를 기존의 지지력 해석 방법을 통하여 검토하는 것은 실제 현장의 해석 및 설계에 있어

적절한 판단의 근거가 될 것으로 사료된다.

따라서 본 연구에서는 남해안 00시에 산업부지마련을 위해 해성점토로 준설 매립된 건조 고결층이 형성된 준설 매립 지반의 기본적인 물성 특성은 물론 지반 개량 및 보강을 위한 시공 초기 단계에서 지반의 안정성과 장비의 주행성 평가 시 고려될 수 있는 강도 특성 및 지지 거동 특성을 살펴보기 위하여 다양한 실내 및 현장 시험을 수행하였다. 현장 베인 전단시험, 휴대용 콘 관입시험 등의 현장 강도 시험을 통하여 지반의 전체적인 강도분포를 살펴보았으며 일축압축시험, 직접전단시험 등의 실내시험을 통하여 지반의 안정성에 있어 상대적으로 중요한 역할을 갖는 고결층의 강도 특성 및 응력-변형률 거동을 파악하였다. 또한 지반의 지지력 평가와 하중-침하 곡선 및 파괴형태를 살펴보기 위하여 평판재하시험을 수행하였다. 기존의 지지력 평가기법을 통하여 지지력을 산정하였고, 그 결과를 평판재하시험 결과와 비교하여 건조 고결층이 형성된 준설 매립 지반의 지지력을 산정하기 위한 합리적인 지지력 평가기법의 적용 방법을 검토 하였다.

2. 지반 물성 조사

본 연구의 대상 지반은 전라남도 00군에 산업단지조성을 위해 형성된 준설·매립지반으로 산업 단지 전면의 항로 준설 시 발생하는 해성점토를 이용하여 6m 심도로 매립되었다. PTM 공법은 준설 투기 완료 후 약 1000일이 경과한 후 적용되었으며, 그 이후 본 지반은 건조고결이 형성된 채로 약 1,400일간 방치되었다. 그림 1(a)는 산업단지와 시험 부지(중앙부분의 A구역)를 나타낸 것이다. 시험부지 A구역에서는 중장비의 주행로 확보를 위한 산토재 및 보강재를 적용한 시험 성토가 예정되었으며 본 연구에서는 시험 성토 이전에 시험 성토 구간에 대하여 원 지반의 강도 특성 및 지지거동에 대해 살펴보고자 하였다. 그림 1(b)는 PTM 공법이 종료된 시점과 그 후로 약 1,400일이 경과된 후에 측정된 매립 부지의 평균 베인 전단강도를 나타낸 것으로 지반 특성의 변화가 크지 않음을 알 수 있으며 이는 지반 표면이 어느 정도 안정 상태에 도달하였다고 판단될 수 있다. 지반의 물성 특성을 파악하기 위하여 시험 성토 구간에 대하여 표면으로부터 약 80cm 깊이에 대하여 지반 조사를 수행하였고 강도, 함수비 및 애터버그 한계 등의 물성에 대해 심도별 물성을 측정하였다.

그림 2는 깊이별 물성 분포와 표층부의 상태를 나타낸 것이다. 심도별 함수비는 표면에 가까울수록 낮은 값을 가지면서 약 40~110%의 범위를 갖는 것으로 측정되었고 약 40cm 이후로는 거의 100%에 가까운 함수비를 나타내었으며 그 이후로는 거의 일정한 함수비를 갖는 것으로 나타났다. 심도별 애터버그 한계는 소성한계 17~23%, 액성한계 50~62% 그리고 소성지수 30~

33% 범위로 분포하는 것으로 측정되었고 그 결과 표층부의 점토는 통일 분류법으로 CH로 분류될 수 있다. 소성한계와 액성한계는 표층에서 가까울수록 다소 낮은 값을 나타낸 반면 소성지수는 깊이에 상관없이 거의 일정한 값을 나타냈다. 현장 베인 전단시험 결과는 표면으로부터 40~1kPa의 범위로 큰 변화가 있음을 확인할 수 있었다. 약 30cm 깊이 이내에서 급격히 감소하는 경향을

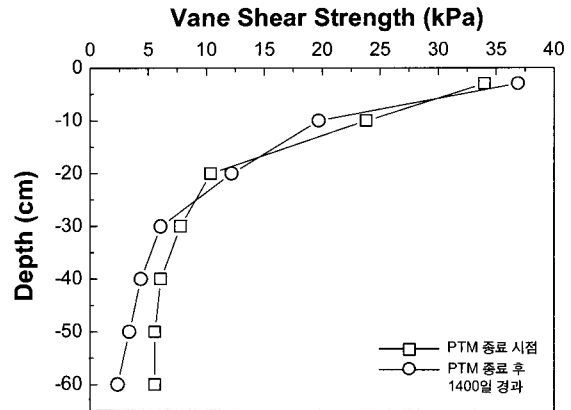
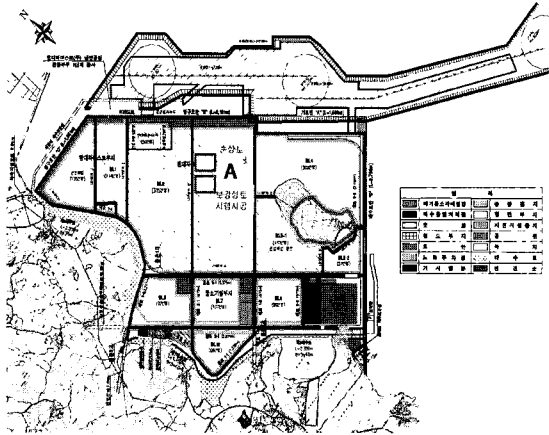
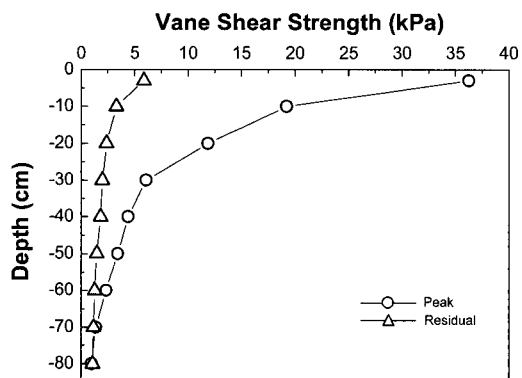
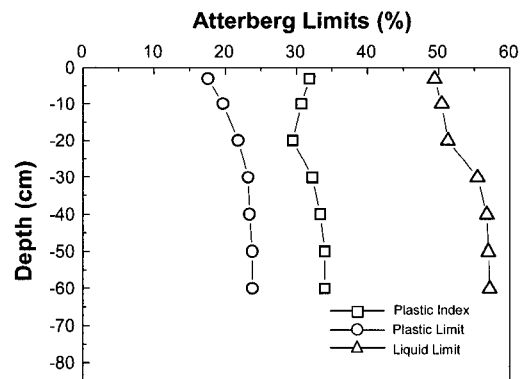
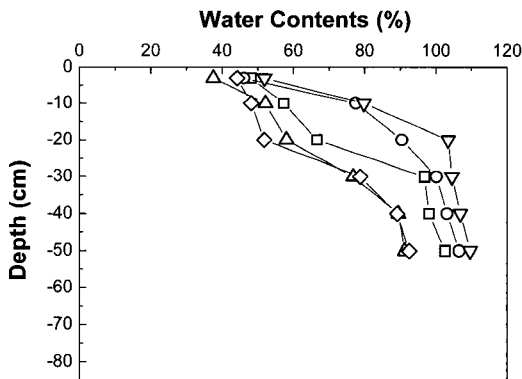


그림 1. 시험 부지 개요 및 방치 기간에 따른 지반의 강도 변화



(a) 깊이별 함수비

(b) 깊이별 애터버그 한계

(c) 깊이별 현장베인 전단강도

(d) 지반 표면 및 고결층 내부의 상태

그림 2. 심도별 물성 분포 및 표층부의 상태

보이다가 30cm 깊이 이후로 완만하게 감소하여 60cm 이후로는 1kPa 이하의 거의 일정한 강도분포를 보이는 것으로 나타났다. 한편 각 깊이에서 베인 시험 종료 후에 베인을 10회 정도 회전시켜 교란상태를 만든 후 수행한 시험에서의 강도는 1~6kPa으로 교란상태에서의 강도는 자연 상태에서 수행한 베인 시험에 비해 작은 값을 가지는 것으로 나타났다. 특히 표면에서 30cm 깊이 이내에서는 그 차이가 하부에 비해 더 커짐을 확인할 수 있는데 이는 곧 표면에 가까운 영역에서 보다 예민한(sensitive) 강도 거동 특성을 보인다는 것으로 이해될 수 있다.

그림 2(d)는 표층의 상태를 나타낸다. 건조 고결층의 표면에 균열이 복잡하게 형성되어 있음을 알 수 있으며, 약 40cm 정도 흙을 파낸 상태를 보면 약 20~30cm 깊이를 기준으로 균열이 존재하는 부분과 액체와 유사한 상태로 존재하는 부분으로 나뉘어 있음을 확인할 수 있다. 이러한 고결층 내부의 상태와 앞서 수행한 물성 시험 결과를 통해 볼 때 20~30cm를 경계로 지반의 특성이 매우 달라지는 것으로 고려할 수 있다. 이는 준설 매립 지반의 경우 건조가 유발되는 깊이는 20~30cm에 분포하고 점토의 경우 최대 30cm까지 유발되어 그 깊이를 고결층의 두께로 고려한다고 한 Stark 등(2005)의 지적에 부합한다. 그러나 Lutenecker(1995)에 따르면 고결층(crust)의 두께를 산정하는 경우에는 현장 베인 또는

휴대용 콘 관입 시험 등의 현장 강도 시험에서 최소 강도가 유발되는 깊이가 고결층의 두께로 산정되고 있는 것으로 알려져 있다. 본 지반의 경우 베인시험 결과에서 약 60cm 깊이에서 최소 강도가 유발되고 그 이하로는 1kPa 이하의 초연약한 점토로 나타나기 때문에 60cm 깊이까지 기존의 준설토와는 다른 층이 형성되었다고 할 수 있다. 또한 20~30cm를 경계로 지반의 특성이 매우 달라지는 것에 비추어 볼 때 고결층 내부에서도 약 20~30cm를 기준으로 특성이 다른 두 층으로 구성된 것으로 고려될 수 있다.

3. 건조 고결층의 강도와 지지력 거동 파악을 위한 실험

3.1 실험의 구성 및 방법

이층 점토 지반의 지지력 산정은 지반의 강도 정수, 기초 폭, 지반의 층상구조 및 하중-침하 거동의 특성과 관계되어 있다(Burd와 Frydman, 1995). 따라서 본 연구에서는 지지력 산정과 관계된 지반의 강도 특성, 기초 폭에 대한 지반의 하중-침하 거동 특성 및 지지력을 파악하고자 현장 및 실내 강도 시험과 평판재하시험을 수행하였다. 실험의 구성 및 방법은 표 1과 같고, 그림 1(a)

표 1. 실험의 구성 및 방법

지반 특성	실험의 구성		실험 방법	
지반의 강도특성	실내시험	일축압축시험	시료 채취 깊이 및 시료 조건	- Site 1, Site 2의 10~20cm - D×H: 35mm × 70mm - 총 3개의 시료를 채취
			시험 방식	- 변형률 제어방식 : 변형률 속도 2mm/min : 압축응력이 일정해지면 종료
		직접전단시험	시료 채취 깊이 및 시료 조건	- Site 1, Site 2의 5cm, 15cm - D×H: 60mm × 50mm - 깊이별로 3개의 시료를 채취
			시험 방식	- ASTM D3080-90, 급속시험 : 변형률 속도 1mm/min : 25% 변형유발시 시험 종료 : LVDT와 Load Cell 이용
	현장시험	현장베인시험	시험 위치	평판재하시험 위치(총 5개소)
			시험 방식	- Hand 베인 시험기(H=5cm) - 60cm 깊이까지 10cm마다 수행
하중-침하 거동 및 지지력 평가	총 5개소에서 정적 평판재하시험을 수행		평판 직경	- Site 1, Site 2: 30cm, 40cm, 75cm - Site 3: 30cm - Site 4, 5: 75cm
			시험 방식	- 변형 속도(1.25mm/min) - 최대 50mm까지의 변형 - 물하중을 통해 반력 확보

의 A구역의 5개소(Site 1~Site 5)에서 실험을 수행하였다. 추후에 수행될 지지력 산정 방법에 대한 검토를 위하여 현장 강도 및 평판재하시험은 동일한 위치에서 수행되었고, 실내 강도 시험은 2개(Site 1, Site 2)의 위치에서 조심스럽게 채취된 시료를 이용하여 수행되었다.

3.2 실험 결과 및 분석

3.2.1 현장 강도 실험 결과 및 분석

그림 3은 고결층에 대해 현장 베인 전단시험을 수행한 결과를 나타낸 것이다. 대부분의 시험 위치에서의 깊이별 강도 분포는 거의 동일한 것으로 나타났고 표면으로부터 약 30cm 깊이 이내에서 강도가 급격히 감소하는 경향을 보이다가 30cm 깊이 이후로 완만하게 감소하는 것을 확인할 수 있다. 고결층(두께 60cm로 가정)의 평균 베인 전단강도는 약 11.0kPa~13.4kPa으로 나타났으며, 이러한 결과는 시험 성토 부지에 대한 현장 베인 시험 결과의 평균값(12.2kPa)과 거의 유사하며 본 시험의 위치가 시험 부지에 대한 대표성을 가질 수 있다는 것을 의미한다.

3.2.2 실내 강도 시험 결과 및 분석

일축압축시험으로부터 얻어진 고결층의 응력-변형률 곡선은 그림 4(a)와 같다. 약 5~7%의 변형률에서 20~25kPa의 크기로 최대 강도가 유발되는 것으로 나타났으며 이는 비배수 전단강도 c_u 로 환산할 경우 1~1.25kPa로 시료 채취 깊이(약 10~20cm)에서의 현장 베인 시험의 평균값과 유사하다. 전체적으로 변형이 증가할수록 하중이 증가하다가 거의 일정해지는 응력-변형률 관계를 나타내고 있으며 위치 2에서 채취한 시료의 경우 최대 강도 발현 후 다소 응력의 감소가 유발됨을 알 수 있다. 그림 4(b)는 일축 압축 거동 시 관찰된 시료의 변형 형상을 나타낸다. 일축 압축 시 균질한 점토 시료가 보이는 중앙부분의 bulging 현상과는 달리 시료 하부에서 bulging 현상이 나타났고 위치 2의 시료의 경우에는 균열이 발생하였음을 확인할 수 있다. 이는 고결층 내에서 깊이에 따라 강도가 매우 크게 변화하기 때문에 발생하는 현상으로써 시료의 아래 부분이 위 부분에 비해 상대적으로 연약하므로 압축 시 시료 하부가 전체 시료의 하중에 따른 변형 거동을 결정하기 때문으로 이해될 수 있다.

직접전단시험 결과는 그림 5와 같다. 전반적으로 모든 실험결과로부터 매우 낮은 변형률에서 최대 강도가

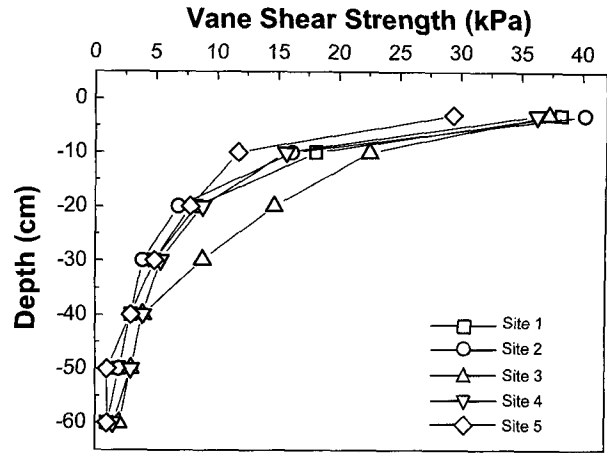
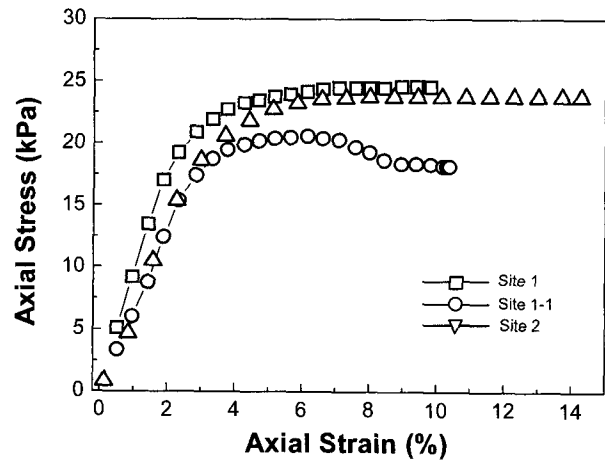
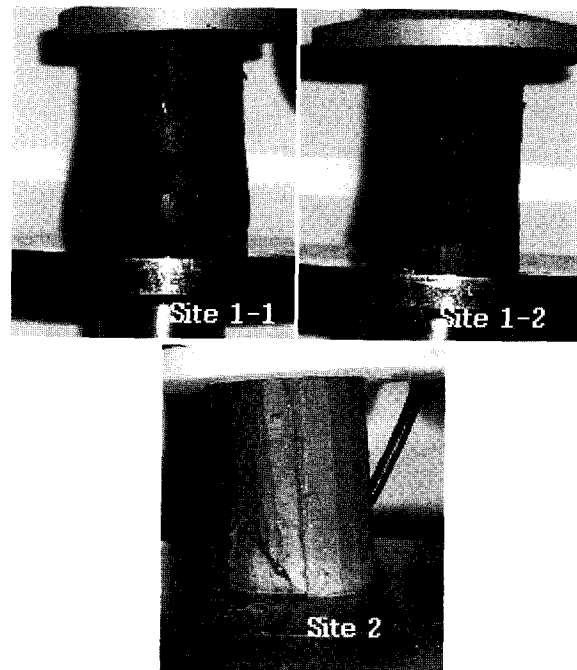


그림 3. 평판재하시험 위치의 현장 베인 시험 결과



(a) 응력-변형률 곡선



(b) 일축압축시험 중 시료의 변형 형상

그림 4. 일축압축시험 결과

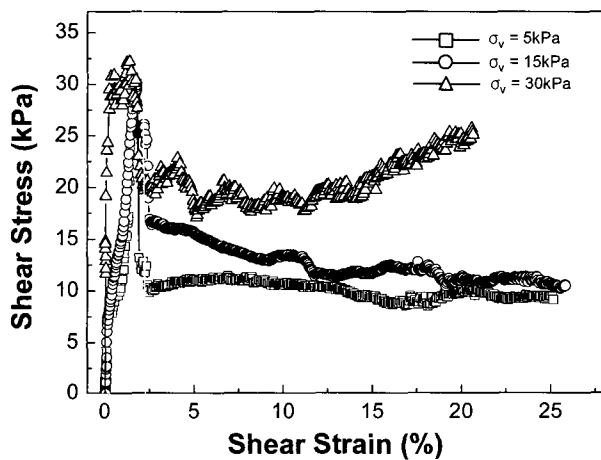
유발되는 취성적인 거동을 나타내었고 최대 강도가 발현된 이후에 급격하게 전단 저항이 감소하는 변형률 연화 현상을 확인할 수 있다. 최대 강도는 5cm 깊이의 시료의 경우 30~35kPa 크기를 갖는 것으로 나타났고 15cm 깊이의 시료의 경우 20~25kPa의 크기를 갖는 것으로 나타났다. 잔류강도는 한 가지 경우(10cm 시료에 대해 상재압 5kPa)를 제외하고 9~13kPa 범위로 깊이에 관계없이 거의 유사하게 유발됨을 확인할 수 있었다. 한편 상재압의 증가에 따른 전단강도의 증가 현상은 발견되지 않았으며 이는 전단 거동 시 고결층의 마찰각이 유발되지 않는 것으로 판단된다. 따라서 건조 고결층의 강도 증가 요인은 마찰각에 의한 것이 아닌 기존의 연구(Blight, 1987; Lutenegger, 1995)에서 언급한 바와 같이 건조로 인한 간극비 감소와 입자간의 결합(cementation)으로 이해될 수 있다. 또한 전단 실험으로부터 얻어진 취성적인 응력-변형률 곡선이 결합된 점토(cemented clay)의 응력-변

형률 거동에 대한 연구결과(Nagaraj 등, 1994)와 매우 유사하다는 것을 통해 볼 때 입자간의 결합이 고결된 점토의 전단 강도를 유발하는 것으로 추정할 수 있다.

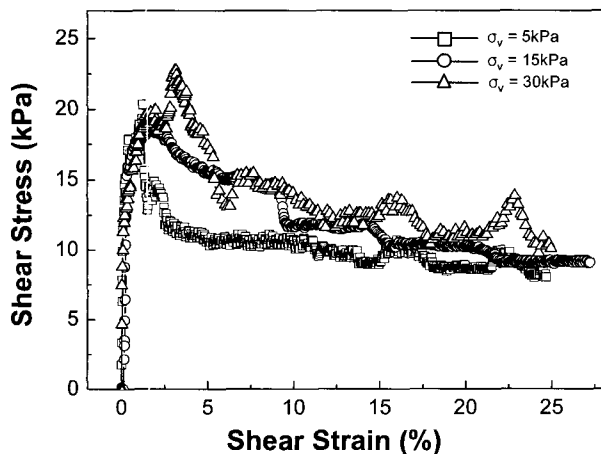
3.2.3 평판재하시험 결과 및 분석

현장 배인 및 콘 관입실험 후 평판재하시험을 수행하였으며 그로부터 얻어진 평판 직경에 따른 하중-침하 곡선을 그림 6에 도시하였다. 평판 직경에 따라 다른 하중-침하 거동을 나타냄을 확인할 수 있는데 평판직경이 증가할수록 전반전단파괴(30cm), 국부전단파괴(40cm) 또는 관입전단파괴(75cm)의 양상을 나타냄을 알 수 있다.

하중-침하 곡선으로부터 산정된 항복 지지력, 극한 지지력은 표 2와 같다. 항복지지력은 P-S 법, log P - log S 법 및 S - log t 법을 이용하여 산정된 값의 평균값을 사용하였고 극한지지력은 평판 직경의 10% 크기로 침하가 유발되었을 때의 하중으로 산정하였으며 75cm 평

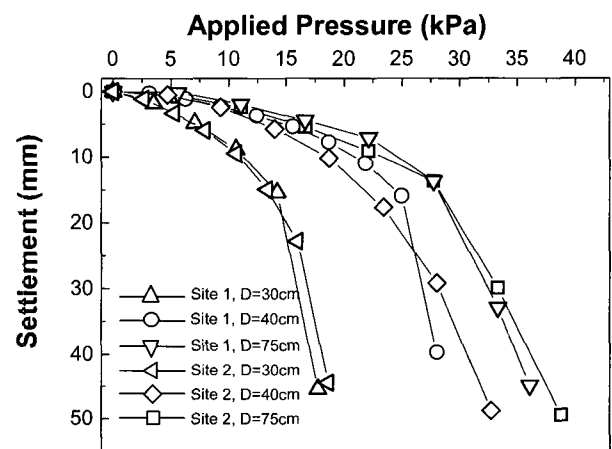


(a) 5~10cm 깊이에서 채취한 시료

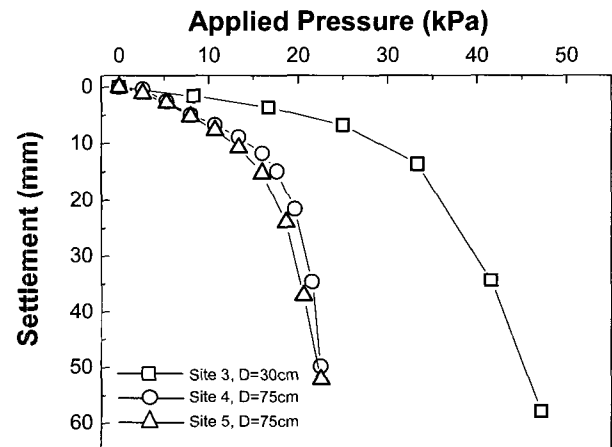


(b) 15~20cm 깊이에서 채취한 시료

그림 5. 직접전단시험 결과



(a) Site 1, 2 에서의 하중-침하 곡선



(b) Site 3, 4, 5에서의 하중 - 침하 곡선

그림 6. 평판재하시험 결과

표 2. 평판재하시험으로부터 얻은 극한 및 항복 하중

평판직경 (cm)	극한하중 (kPa)					항복하중 (kPa)				
	Site 1	Site 2	Site 3	Site 4	Site 5	Site 1	Site 2	Site 3	Site 4	Site 5
30	34.0	33.0	41.1	-	-	28.5	28.2	35.8	-	-
40	28.6	31.3	-	-	-	25.0	25.6	-	-	-
75	18.1	19.0	-	23.3	22.5	14.2	15.2	-	19.1	16.1

판의 경우 50mm의 침하량이 유발되었을 때의 하중을 극한 지지력으로 고려하였다. 평판 직경이 클수록 작은 지지력이 산정되었고, 평판 직경이 30cm와 40cm인 경우는 지지력의 차이가 그리 크지 않은 반면 평판직경이 75cm인 경우 지지력이 다른 경우에 비해 상대적으로 작음을 알 수 있다.

Skempton(1951)은 재하 폭의 2/3까지의 전단강도 평균값과 임의의 위치에서의 전단강도의 차이가 50%이상 유발될 경우 일반적인 지지력 계수 N_c 를 적용하는 것은 무리가 있다고 지적하였으며, 이는 재하 폭의 70%까지의 지반의 강도가 지반의 지지력에 매우 중요하다는 것을 의미한다. 그림 3의 현장 베인 시험결과로부터 재하 폭의 2/3까지의 전단강도 평균값과 임의의 위치에서의 전단강도의 차이가 50%이상 유발되는 깊이를 산정한 결과, 약 16~17cm(30cm평판), 18~20cm(40cm평판), 25~32cm(75cm평판)으로 나타났다. Site 1 및 Site 2에서 30cm와 40cm 크기를 갖는 재하판을 이용한 경우 재하 폭의 70%는 21cm와 28cm로 위의 Skempton(1951)의 제안에 따라 산정한 깊이와 큰 차이를 보이지 않고 서로 유사한 값의 범위를 갖는 반면, 75cm 평판의 경우 재하 폭의 70%는 52.5cm로 앞서 산정한 깊이(25~32cm)와 비교적 큰 차이를 나타내고 있다. 평판 직경에 대한 지지력 값 또한 30cm평판과 40cm 평판이 28.6~34.0kPa로 비교적 유사한 값을 나타내는 반면에, 70cm평판의 경우 18.6kPa, 19.0kPa으로 상대적으로 작게 산정되었다. 이러한 결과는 기초 폭이 고결층의 두께에 비해 상대적으로 큰 값을 갖는 경우 2층 점토 지반으로 고려해야 함을 의미한다.

한편, 2층 점토지반의 지지력에 대한 Brown과 Meyerhof(1969)의 연구에 따르면, 상부점토층의 깊이가 기초 폭의 70% 이상이면 수정지지력 계수 N_c 값을 5.14로 적용할 것으로 제안하고 있으며, 이는 지반을 단일층으로 고려하여도 된다는 것을 의미한다. 본 지반의 경우 Skempton(1951)의 제안에 따라 산정된 상부층의 깊이는 약 20~30cm 범위에 분포하는 것으로 나타났으며 이를 Brown과 Meyerhof(1969)의 제안에 비추어 볼 때 기초 폭이

45cm 이상이면 단일층으로 고려할 수 없음을 의미한다. 따라서 고결층이 깊이에 비해 기초 폭의 크기가 상대적으로 작은 경우에는 단일층으로 고려할 수 있다고 판단될 수 있으며 이에 대한 검토 또한 이루어져야 할 것으로 사료된다.

4. 기존의 지지력 산정 기법을 이용한 지지력 산정 및 적용성 검토

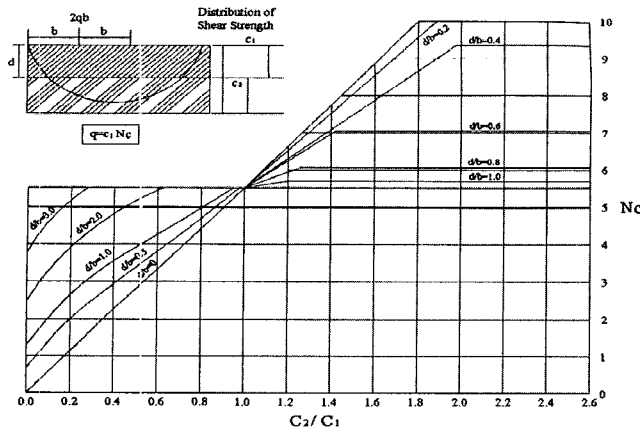
4.1 2층 점토 지반의 지지력 산정 기법

2층 점토지반의 지지력 산정은 식 (1)과 같이 수정 지지력 계수와 상부층의 강도를 이용하여 결정된다. 수정 지지력 계수는 D/B (기초 폭에 대한 상부층의 두께의 비)와 c_b/c_t (상부층 강도에 대한 하부층의 강도의 비)의 조합으로 결정되며 D/B 와 c_b/c_t 가 클수록 큰 수정 지지력 계수가 산정된다. 수정 지지력 계수를 결정하기 위해 널리 쓰이는 방법으로는 Button(1953)과 Brown과 Meyerhof(1969)의 방법이 있으며 본 연구에서는 이 두 가지 방법을 적용하여 지지력을 산정하고자 하였다.

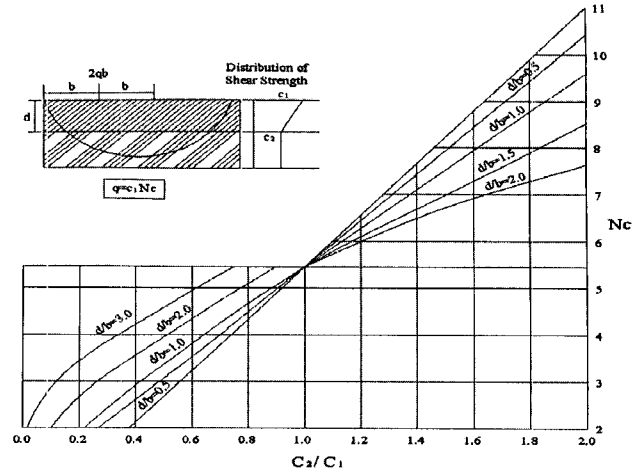
$$q_u = N_c \cdot c_t \quad (1)$$

여기서, q_u : 극한지지력
 N_c : 수정 지지력 계수
 c_t : 상부층의 점착력

Button의 방법은 연속기초의 원호 파괴를 가정하여 지지력을 산정하는 방법으로 상부층의 전단강도를 일정하게 고려한 경우(그림 7(a))와 상부층의 전단강도가 선형적으로 감소하는 경우(그림 7(b))에 대하여 수정 지지력 계수를 산정할 수 있는 도표를 제시하였다. 한편 Brown과 Meyerhof의 방법은 연속기초 및 원형 기초에 대한 모델 테스트 결과에 근거한 방법으로 수정 지지력 계수를 식 (2) 및 (3)과 같이 산정하도록 하였다.



(a) 상부층의 강도가 일정할 경우



(b) 상부층의 강도가 선형적으로 변화할 경우

그림 7. Button(1953)의 수정지지력 계수 산정 도표

$$\text{연속 기초: } N_c = 1.5 \cdot \frac{H}{B} + 5.14 \cdot \frac{c_b}{c_t} \quad (2)$$

$$\text{원형 기초: } N_c = 3.0 \cdot \frac{H}{2R} + 6.05 \cdot \frac{c_b}{c_t} \quad (3)$$

여기서, H : 상부층의 두께,
 B : 기초 폭,
 c_t : 상부층의 강도,
 c_b : 하부층의 강도

Bowles(1988)은 상·하부층 강도비가 0.6과 1.3 범위를 크게 벗어날 경우 Button의 방법을 적용하기 보다는 Brown과 Meyerhof의 방법을 사용하는 것이 적합하다고 언급하였으며 그 이유는 상·하부층의 강도차가 클 경우 Button 방법의 원호 파괴 가정과는 다른 파괴 거동이 유발될 수 있기 때문으로 지적하였다. 따라서 본 지반과 같이 상·하부층간의 강도 특성이 크게 다른 지반의 경우 Button 방법의 적용성이 떨어질 것으로 예상될 수 있다. 그러나 고결층이 형성된 준설 매립 지반의 지지력 산정에 있어서 김주현 등(2003)은 수평배수실험을 통해 고결층이 형성된 준설 매립지반의 지지력 산정에 대한 연구에서 Button의 방법은 다소 과대평가하는 경향을, Brown과 Meyerhof의 방법은 다소 과소평가하는 경향을 얻었으나 실험값과는 그리 큰 차이를 보이지는 않았다.

4.2 상·하부층의 구분 및 전단강도

2층 점토지반의 지지력을 신뢰성 있게 산정하기 위해서는 상부층의 두께 및 상·하부층의 강도를 합리적으로

추정하는 것이 매우 중요하다. 그러나 본 지반과 같이 깊이별 강도의 변화가 큰 경우에는 경계를 구분하여 상부층의 두께를 결정하는 것은 쉽지 않으며, 실내 실험 결과(취성적인 전단 거동, 압축 시의 변형특성 등)를 고려해 볼 때, 실제 지지력 거동 시 고결층의 강도가 예상과는 다르게 유발될 수 있다.

김주현 등(2003)은 수평진공배수를 통해 고결층이 형성된 준설 매립 지반의 지지력 산정에 대한 연구에서 Skempton(1951)의 제안에 따라 재하 폭의 2/3까지의 전단강도 평균값과 임의의 위치에서의 전단강도의 차이가 50%인 깊이를 고결층의 경계로 하여 그 경계를 기준으로 상부층 및 하부층의 깊이별 배인 강도의 평균값을 적용하였을 때 재하시험과 유사한 지지력을 추정함을 확인하였다. 본 연구에서 수행한 평판재하시험 결과와 비교하여 볼 때 이러한 층 구분을 통한 지지력 산정은 고결층이 형성된 준설매립지반의 지지 거동 특성을 잘 나타낼 수 있는 것으로 판단된다. 그러나 수평진공배수 시험을 통해 형성된 고결층은 본 지반에 형성된 고결층과는 달리 상대적으로 일정한 강도 분포를 나타내기 때문에 상부층의 강도 결정에 있어 실내 시험에서 제안된 가정 사항을 바로 적용하기에는 다소 무리가 있을 것으로 판단된다. 한편, 건조 또는 풍화로 인해 형성된 고결층을 포함하는 연약지반의 성토안정해석에 대한 연구(Lo, 1970; La Rochelle 등, 1974; Tavenas and Leroueli, 1980; Lefebvre와 Dascal, 1987)에서는 대체적으로 고결층의 평균적인 강도가 실제 성토 거동에서 완전히 유발되지 않는 것으로 나타났으며 고결층의 강도를 적절히 감소시킨 후 적용하였을 때 실제 거동을 잘 모사할 수

있음을 확인하였다. 따라서 고결층이 형성된 지반의 지지력 산정에도 이러한 고결층 강도 유발 정도에 대한 고려가 필요할 것으로 사료된다.

본 연구에서는 실제 지지력에 영향을 미치는 깊이를 고려하여 지표면으로부터 기초 폭의 크기를 갖는 깊이(B) 이내의 지반에서 대부분의 지지력이 유발되는 것으로 고려하여 지지력을 산정하고자 하였다. 2층 점토지반의 지지력 산정을 위한 상·하부층의 경계 및 고결층의 강도 결정 방법에 대해서는 문헌을 참조하여 표 3과 같이 가정하였으며, 하부층의 강도는 고결층의 하부 경계로부터 기초 폭 깊이(B)까지의 평균전단강도를 적용하였고, 예외로 75cm평판의 경우에는 기초 폭이 준설토의 성질이 나타나는 깊이(60cm) 보다 크기 때문에 60cm 깊이까지의 평균 강도를 하부층의 평균 강도로 결정하였다. 이를 2층 점토지반 지지력 산정 기법에 적용하여 그 결과를 평판재하시험 결과와 비교하는 것을 통해 본 지반에 적합한 지지력 산정 기법의 적용 방법을 살펴보았다. 또한 고결층의 깊이에 비해 기초 폭이 상대적으로 작은 30cm 및 40cm 평판에 대해서는 지반을 고결층만으로 구성된 단일층으로 고려하여 지지력을 산정하여 보았다.

4.3 평판재하시험 결과와의 비교

평판재하시험 위치에서 수행된 현장 배인 시험 결과

에 대하여 표 3의 가정을 적용하여 산정된 고결층의 두께 및 상·하부층 강도는 표 4와 같다. Skempton(1951)의 제안에 따라 산정된 고결층의 두께는 약 16~32cm로써 Site1~3 및 Site 5의 경우 재하판 직경의 30%~50%의 값을 나타내었으며 이는 강도의 변화가 완만해지는 깊이(약 30cm) 이내에 분포하는 것을 알 수 있다.

표 4에 가정된 고결층 두께 및 강도를 지지력 산정 기법에 적용하여 지지력을 추정하였으며, 그 결과는 표 5 및 표 6과 같다.

표 5는 2층 지반으로 고려하여 산정한 지지력과 평판재하시험 결과를 비교한 것이다. 평판재하시험 결과와 마찬가지로 평판직경이 클수록 작은 지지력이 산정되었으며 고결층의 강도를 가정하는 방법에 따라 다른 지지력 값을 얻을 수 있었다. 고결층의 강도로 A(깊이별 평균 강도) 및 B(중간 깊이에서의 강도)의 강도 값을 적용한 경우에는 Button 방법이 Brown과 Meyerhof의 방법에 비해 다소 지지력을 과다 산정하였으나, 두 경우 모두 실제 결과보다 큰 지지력을 산정하였다. 반면에 고결층의 강도를 C(고결층 두께 깊이에서의 강도) 및 D(고결층의 평균 강도의 1/3 값)의 값으로 고려한 경우에는 대부분 Button 방법 및 Brown과 Meyerhof의 방법 모두 평판 재하시험 결과와 거의 유사한 지지력을 산정하였으나 30cm 평판에 대해서는 기타 경우에 비해 실제보다 다소 큰 지지력을 산정하였음을 알 수 있다.

표 3. 고결층의 두께 및 고결층 강도에 대한 가정

고결층 두께	고결층 강도에 대한 가정			하부층 강도
재하 폭의 2/3까지의 전단강도 평균값과 임의의 위치에서의 전단강도의 차이가 50%인 깊이	A	고결층의 평균 배인 전단 강도(김주현 등, 2003)		고결층 두께 깊이부터 기초 폭 깊이까지의 평균 배인 전단 강도
	B	고결층 중간깊이에서의 배인 전단 강도(La Rochelle 등, 1974)		
	C	고결층의 두께 깊이에서의 배인 전단 강도(Lefebvre와 Dascal, 1987)		
	D	고결층의 평균 배인 전단 강도의 1/3(Tavenas와 Leroueli, 1980)		

표 4. 평판재하시험 위치의 상부층의 경계 및 강도 가정 값

Site	평판직경 (cm)	고결층 두께 (cm)	고결층 강도(kPa)				하부층 강도 (kpa)
			A	B	C	D	
1	30	17	22.9	22.8	11.5	7.71	6.52
	40	20	22.1	18.5	8.51	7.30	5.41
	75	32	17.8	13.5	5.01	5.93	2.75
2	30	16	22.7	23.5	10.8	7.61	7.11
	40	18	21.5	16.5	8.91	7.24	4.52
	75	25	16.5	14.1	5.52	5.40	3.11
3	30	17	22.2	20.1	12.1	7.41	10.3
4	75	28	16.8	13.2	6.05	5.64	4.03
5	75	30	13.8	14.0	5.05	4.65	3.51

표 5. 지지력 산정 기법으로 산정된 극한 지지력과 평판재하시험결과 비교

시험 위치	평판직경	Brown과 Meyerhof 방법으로 산정된 극한 지지력(kpa)				Button 방법으로 산정된 지지력(kpa)				평판재하시험 (kpa)
		고결층 강도 가정 방법				고결층 강도 가정 방법				
		A	B	C	D	A	B	C	D	
Site 1	30cm	53.0	52.9	43.2	40.0	72.5	72.1	44.9	40.8	34.0
	40cm	44.3	41.6	34.1	33.2	68.2	61.1	37.4	34.5	28.6
	75cm	25.8	23.1	17.6	18.2	40.1	36.5	20.2	22.5	18.1
Site 2	30cm	54.8	55.4	45.2	42.6	73.0	74.7	48.6	41.7	33.0
	40cm	39.8	36.0	30.3	29.0	55.9	49.5	33.8	30.8	31.3
	75cm	24.2	29.2	18.8	18.7	34.7	32.4	20.6	20.8	19.0
Site 3	30cm	80.6	77.9	68.7	62.1	102	96.0	69.6	40.6	41.1
Site 4	75cm	30.0	28.2	23.9	23.7	43.9	37.1	25.8	24.8	23.3
Site 5	75cm	37.7	26.4	21.0	20.7	36.6	37.1	21.8	21.5	22.5

표 6. 단일층으로 고려한 지지력 산정 결과

시험 위치	평판 직경	지지력				평판재하시험 (kPa)
		고결층 강도 가정 방법				
		A	B	C	D	
Site 1	30cm	117.7	117.2	59.11	39.62	34.0
	40cm	113.6	95.09	43.74	37.52	28.6
Site 2	30cm	116.6	120.8	55.51	39.11	33.0
	40cm	110.5	84.81	45.79	37.21	31.3
Site 3	30cm	114.1	103.3	62.19	38.04	41.1

한편, 30cm 및 40cm 평판에 대하여 지반을 단일층으로 고려하여 지지력을 산정한 결과(표 6)에서는 고결층 강도 가정 방법 D를 적용하였을 때에 평판재하시험 결과와 비교적 유사한 경향을 나타내는 것을 알 수 있다.

이러한 결과는 연약지반의 성토안정해석에 대한 기존의 연구결과에서 고결층의 강도를 적절히 감소시켜 적용하는 것이 실제 거동을 잘 나타낼 수 있다고 한 결과와 부합한다고 할 수 있다. 본 연구에서는 고결층의 강도를 고결층 두께 깊이에서의 강도 또는 고결층의 평균 강도의 1/3 값으로 고려하였을 때 평판재하시험과 유사한 지지력을 얻을 수 있었으며, 이때의 강도 값은 고결층 평균 강도값의 약 30%~50% 범위에 분포하였다. 따라서 본 지반과 같이 초연약 점토 상부에 건조 고결층이 형성된 경우에는 고결층의 평균 강도의 1/3 값을 지지력 산정 기법에 적용하여 지지력을 산정하는 것이 보다 적합할 것으로 사료된다.

또한 이와 같이 고결층의 강도를 감소시킬 경우 상·하부층 간의 강도비가 그리 크지 않기 때문에 앞서 Bowles (1988)가 언급한 Button 방법의 문제점은 그리 크게 부각되지 않을 것으로 예상된다. 따라서 본 지반과 같은

조건에 대해서는 고결층의 강도를 적절하게 고려하여 Button 또는 Brown과 Meyerhof 방법으로 지지력을 산정하고 그 중에 더 작은 값을 지반의 지지력으로 고려하는 것이 보다 합리적일 것으로 판단된다.

30cm 및 40cm 기초 폭에 대해 단일층으로 고려한 지지력 산정 결과는 Skempton(1959)의 제안에 따라 산정된 고결층의 두께가 평판직경의 70%와 유사할 경우에는 단일층으로 고려하여 지지력을 산정할 수 있다고 한 내용과 어느 정도 부합한다고 할 수 있다. 또한 단일층으로 고려할 경우에도 고결층의 강도를 적절히 감소시키는 것이 보다 실제와 유사한 지지 거동을 나타낼 수 있음을 의미한다.

5. 결론

본 연구에서는 건조로 인하여 고결층이 형성된 준설 매립 지반의 기본적인 물성 특성과 강도 특성 및 지지 거동 특성을 살펴보기 위하여 다양한 실내 실험 및 현장 실험을 수행하였다. 또한 건조 고결층이 형성된 준설 매립 지반의 지지력을 산정하기 위한 지지력 산정 기법의 적절성에 대하여 살펴보았으며 이를 통해 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 건조 고결층을 포함하는 표층부에 대한 지반 물성 조사를 수행하여 건조로 인한 복잡한 균열, 함수비의 감소 및 전단강도의 증가를 확인할 수 있었다. 또한 고결층 내부 상태는 표면으로부터 약 30cm 부근을 경계로 균열이 존재하는 부분과 매우 연약한 부분으로 나뉘어져 있는 것을 확인할 수 있었다. 경계

가 되는 깊이인 30cm는 Stark 등(2005)이 언급한 최대로 건조현상이 유발되는 깊이와 유사하며 깊이별 지반 물성 분포 또한 이와 유사한 경향을 나타냈다.

- (2) 건조 고결층에서 채취한 시료에 대한 일축압축시험 결과, bulging 현상과 변형이 증가할수록 하중이 증가하다가 거의 일정해지는 응력-변형률 관계를 확인할 수 있었다. 또한 직접전단시험 중 응력-변형률 거동은 매우 낮은 변형률에서 최대 강도가 유발되는 취성적인 거동을 나타내었고 상재압의 증가에 따른 전단강도의 증가 현상은 발견되지 않았다.
- (3) 평판재하시험으로부터 평판직경이 증가함에 따라 일반전단파괴, 국부전단파괴 및 관입전단파괴의 양상으로 하중-침하 거동이 나타남을 확인할 수 있었으며 평판의 직경이 클수록 낮은 지지력 값을 나타남을 확인할 수 있었다. 한편, Skempton (1959)의 제안에 따라 산정된 고결층의 두께가 평판직경의 70%와 유사한 30cm 및 40cm 평판은 거의 유사한 지지력 값을 갖는 반면, 고결층의 두께가 평판직경의 70%보다 다소 작은 75cm 평판의 경우에는 상대적으로 낮은 지지력 값이 산정되었다. 이는 평판직경과 고결층 두께의 상대적인 크기에 따라 지반이 단일층 또는 이중 점토 지반의 지지 거동 특성을 나타낼 수 있음을 의미한다.
- (4) Button(1953)과 Brown과 Meyerhof(1969)의 제안식의 적절한 적용 방안을 살펴보기 위하여 김주현 등(2003)의 연구를 참고하여 고결층의 두께를 가정하였고, 고결층의 강도에 대한 몇 가지 가정을 적용하여 본 지반의 지지력을 산정해 보았으며 그 결과를 평판재하시험과 비교하여 보았다. 고결층의 평균 강도를 적용하였을 경우 Button 및 Brown과 Meyerhof의 제안식 모두 실험에 비해 지지력을 과다 산정한 반면, 고결층의 강도를 고결층 두께 깊이에서의 강도 또는 고결층의 평균 강도의 1/3 값으로 고려하였을 때 Button 및 Brown과 Meyerhof의 제안식 모두 실험값과 거의 유사한 지지력을 산정하는 것으로 나타났다. 따라서 본 지반과 같은 조건에 대해서는 고결층의 강도를 고결층 평균 강도의 약 1/3 정도로 적용하여 Button 또는 Brown과 Meyerhof 방법으로 지지력을 산정하고 그 중에 더 작은 값을 지반의 지지력이 고려하는 것이 보다 합리적일 것으로 판단된다.
- (5) Skempton(1959)의 제안에 따라 산정된 고결층의 두께가 평판직경의 70%와 유사할 경우(30cm 및 40cm

평판)에는 지반을 단일층으로 고려하여(지지력계수 $N_c=5.14$) 지지력을 산정해보았으며 고결층의 강도를 고결층 평균 강도의 약 1/3 정도로 적용하였을 때 평판재하시험과 비교적 유사한 결과를 얻을 수 있었다. 이러한 결과는 Brown과 Meyerhof(1969)의 지지력계수 도표에 언급된 고결층 두께가 평판직경의 70%와 유사한 경우에는 지반을 단일층으로 고려할 수도 있다는 것이 본 지반의 경우에 있어 적용 가능하다는 것을 의미한다.

감사의 글

본 연구는 과학기술부가 선정한 스마트 사회기반시설 연구센터(생산기반분야, ERC) 및 건설핵심기술 연구개발사업(06건설핵심C12)의 연구비 지원으로 수행된 것으로 이에 깊은 감사를 드립니다. 또한 저자는 본 논문에 대하여 세심한 검토와 도움을 주신 심사위원 분들께 감사드립니다.

참고 문헌

1. 김주현, 정상국, 이송 (2003), "고결층 두께를 고려한 준설매립지반의 지지력 산정", *대한토목학회논문집*, 제23권, 제6C호, pp.383-388.
2. Blight, G. E. (1987), "Lowering of Groundwater Table by Deep-Rooted Vegetation-The Geotechnical Effects of Water Table Recovery", *9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp.285-288.
3. Brown, J. D., and Meyerhof, G. G. (1969), "Experimental Study of Bearing Capacity in Layered Clays", *Proc. of the seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico city, Mexico, Vol.2, pp.45-51.
4. Burd, H. J. and Frydman, S. (1997), "Bearing Capacity of Plane-Strain Footings on Layered Soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.34, No.2, pp.241-253.
5. Button, S. J. (1953), "The Bearing Capacity of footings on a two-layered cohesive subsoil", *proc. of the third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp.332-335.
6. Graham, J. (1979), "Embankment Stability on Anisotropic Soft Clays", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.16, pp.295-308.
7. Konrad, J. M. and Ayad, R. (1997), "Desiccation of a Sensitive Clay : Field Experimental Observations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.34, pp.929-942.
8. La Rochelle, P. and Trak, B. and Roy, M. (1974), "Failure of a Test Embankment On a Sensitive Champlain Clay Deposit", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.11, pp.142-164.
9. Lefebvre, G. and Dascal, O. (1987), "Undrained Shear Strength in the Surficial Weathered Crust", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, No.1, pp.23-34.
10. Lutenegeger, J. A. (1995), "Geotechnical Behavior of Overcon-

- solidated Surficial Clay Crusts”, *Transportation research record*, No.1479, pp.61-74.
11. Nagaraj, T. S., Srinivasa Murthy, B. R. and Vatsala, A. (1994), *Analysis and Prediction of Soil Behaviour*, Wiley Eastern, New Delhi, India
 12. Raymond, G. P. (1972), “Prediction of Undrained Deformation and Pore Pressures in Weak Clay Under Two Embankments”, *Geotechnique*, Vol.22, No.3, pp.381-401.
 13. Skmpton, A.W. (1951), “The Bearing Capacity of Clays”, *Bldg. Research Congress*, England
 14. Stark, T. D., Choi, H. and Schroeder, P. R. (2005), “Settlement of Dredged and Contaminated Material Placement Areas. I: Theory and Use of Primary Consolidation, Secondary Compression, and Desiccation of Dredged Fill”, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol.131, No.2, pp.43-51.
 15. Tavenas, F. and Leroueil, S. (1980), “The behaviour of embankments on clay foundations”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.17, No.2, pp.236-260.

(접수일자 2006. 9. 29, 심사완료일 2007. 5. 24)