

◇ 제13차 ICSMFE Special Lecture ◇

## 산사태와 침하에 따른 자연적 위험성의 경감 - 지역적인 경험

Mitigation of Natural Hazards Landslides, Subsidence - Regional Experiences

Carlo Viggiani  
Professor of Foundation Engineering  
University of Napoli, Italy

역 : 홍 원 표\*<sup>1</sup>  
유 한 규\*<sup>2</sup>

### 요 지

지반의 자연적인 위험성과 인위적인 위험성의 구분은 명확하지 않다. 엄밀히 말하면 인간과 인간의 소유물 및 그들의 행동이 내포되지 않는 위험은 없다. 따라서 본고에서는 자연적인 위험과 인위적인 위험을 분리구분하지 않는 좀 더 광범위한 정의를 적용하였다.

이탈리아 남부지방을 중심으로 발생된 여러경우의 산사태와 침하에 대하여 재검토 하였으며 위험성 평가방법과 위험성 경감방법에 대하여 토의 하였다.

효과적인 위험성 경감방법은 문제를 전체로 보아 통합시키고 균형있게 하는 접근방법에 근거를 두어야만 하며 기술자들은 기술적인 역할 이외에 문제의 전체적인 본질을 인지하는 것이 중요하다. 위험성 경감활동의 실제성과는 지반위험성 분야에서 이루어진 과학적인 진보의 결과가 아니라 어려운 상황에 처해있는 국가들에서 활동하고 있는 사람들(기술자, 결정권자)의 인지와 대응으로 부터 얻어진 성공의 결과이다.

### 1. 서 론

Undro(1991)에 따르면 "Hazard"란 주어진 영역내에서 일정한 시간안에 피해를 줄 수 있는 자연현상의 잠재적 발생가능성을 말한다. 인간의 생명과 재산에 관련된 위험성이 고려

대상이나, 엄밀히 말하면 인간과 그들의 소유물 및 행동이 내포되지 않는 위험성은 없다.

Sachs(1986)가 말한 우리시대에 있어서 가장 중요한 사회적 변형인 급속한 형태의 도시화 과정은 계획 입안자들과 결정권자들에게 중요한 도전이 되었다. 급속하게 부상하는 도시

\*<sup>1</sup> 정희원, 중앙대학교 공과대학 토목공학과 교수

\*<sup>2</sup> 정희원, 삼성건설 토목설계 ENG팀 과장

로 이주한 대다수의 사람들은 지반파괴, 홍수, 지진, 태풍 등의 자연재해의 충격에 직면하게 되었으며 동일한 규모의 자연재해에 의한 재난은 선진국보다 후진국에 더 많은 충격과 희생자를 불러 일으켰다. 이런점들은 자연재해가 인간의 정착과 활동, 그리고 사회구조에 관련되어 있다는 것을 입증시켜 주고 있다. 따라서 본고에서는 자연적인 위험과 인위적인 위험을 분리된 실체로써 구분하지 않는 좀더 광범위한 정의를 적용하였다.

Undro(1991)는 자연재해경감을 위한 대책 방법을 Fig 1.과 같이 도식화 하였다. 첫째는, 정부자원(governmental resources)으로써 정치적 의지와 실행, 자원, 지도력과 관리능력을 포함하고 있다. 자연재해경감을 위해서는 우선적으로 정치권력의 중심부로부터 재해방지 조치를 수립하고 실행하려는 강력한 의지와 충분한 재정적 지원이 필요하다 재해경감의 효과적 달성을 위해서는 모든 요소들을 응집력 있는 방향으로 통합하는 강한 관리능력과 선견지명이 필요하다.

둘째는, 재해경감을 위한 지식과 기술력(knowledge and skill)의 확보를 위하여 대중들의 인지와 참여, 훈련과 교육, 그리고 지속적인 연구와 개발이 필요하다. 재해경감조치에 드는 비용은 대중들의 세금으로 충당되므로 직간접적으로 위험감소 조치의 수행과 유지에 대중들의 인지와 참여가 필요하다. 또한 사전에 지진이나 홍수같은 재해에 대비한 훈련과 교육은 재해경감에 중요한 요소이며 만약 위험의 평가, 계획, 대처조치의 효과, 그리고 경감계획 실행등이 지속적인 연구와 개발 프로그램위에 수립된다면 효과적이고 유효하다.

셋째는, 제한과 동기유발(restriction and incentives)이다. 법률은 정부와 사회에 제한을 가하지만, 법률은 안전에 관한 기준을 세우고 대중교육의 중요한 요소이기 때문에 재해경감에 기본적인 사항이다. 엄격한 법집행과 대조되는 것으로, 상금제도가 있는데 이는 개인이나 가족, 전 지역사회나 회사등에 포상을 하므로써 재해방지조치를 채택하도록 유도한다.

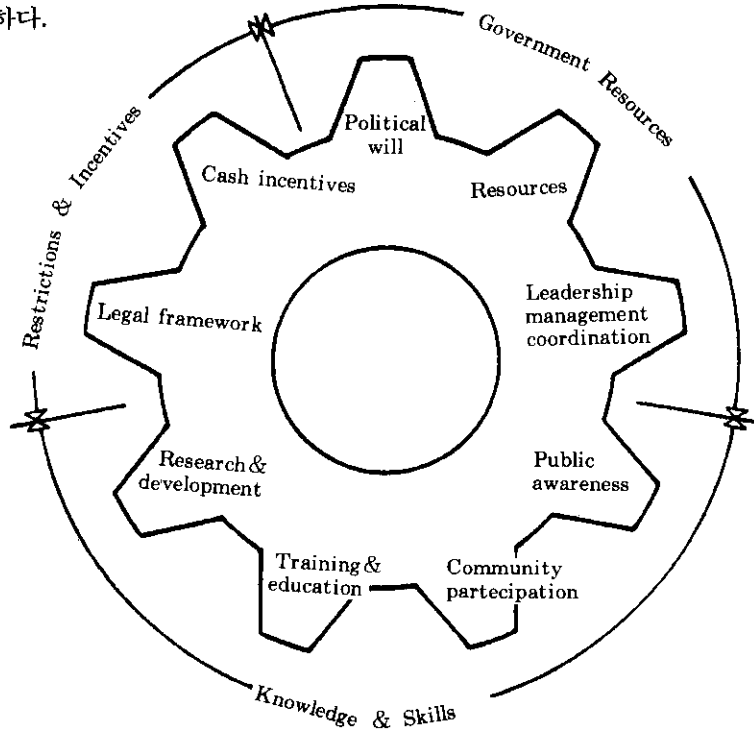


Fig 1. Strategy for risk reduction with the gear metaphor(Undro, 1991)

이상과 같이 효과적인 위험성 경감대책은 문제를 전체로 보는 통합되고 균형잡힌 접근방식에 기초해야 한다.

본고에서는 재해경감문제의 여러 측면중 지반침하와 산사태에 관련된 지반공학적인 위험성 평가와 경감대책에 관하여 토의하고자 한다. 전 세계적으로 산사태와 지반침하에 따른 금전적 손실이 엄청나기 때문에 이 분야에서 과학적 연구와 기술활동이 지속적으로 수행되어져 왔으며 많은 국제회의와 심포지움이 개최되었다. 각지역의 자연환경과 인간 정착의 형태와 활동이 다르므로 산사태와 침하에 따른 위험의 평가와 경감대책은 지역마다 다르게 된다. 본고에서는 남부 이탈리아에서 발생한 산사태와 침하에 관련된 보고서들과 저자의 경험을 중심으로 기술되어 있다.

## 2. 침하(SUBSIDENCE)

### 2.1 대규모 지질학적 과정

Gary 등(1972)은 침하를 “자연적인 지질학적 과정 또는 인간의 활동에 기인하며 수평적 이동이 거의 없이 지표의 점진적 침하 혹은 함몰을 포함한 국부적인 집단이동”으로 묘사했다. 판 구조론에 따르면 지각의 장기간에 걸친 대규모 수평적 이동과 충돌은 지표면의 수직적 변형을 발생시키는데 일반적으로 단층활동과 지진에 관련되어 있다. 퇴적층의 중력에 의한 압축작용으로 인하여 발생된 침하는 잘 알려진 자연현상으로써, 북부 이탈리아의 포강계곡 근처에 지층이 3km두께의 제4기 퇴적층으로 구성된 동부해안근처에서는 일년에 4~5mm 속도로 지반침하가 발생되고 있다.

화산활동과 관련된 지질학적 과정은 마그마가 저장되어있는 곳의 마그마양에 따라 지표운동을 일으킨다. 이런 종류의 현상중에 독특하고 잘 기록된 예로는 나폴리 근처 Phlegrean의 화산지역이다. 지표의 거대한 수직운동은 이 지역의 특징인 두개의 주요한 화산활동과 관련하

여 일어나는데 현재 40m이상 융기했다는 지질학적 증거가 발견되었다. 화산활동 지역의 중심에 자리잡고 있는 Pozzuoli에는 72000명의 사람들이 살고 있다. 1970년 3월에 Pozzuoli중심지에서 살고 있던 3000여명의 사람들이 화산 폭발의 위험성으로 인하여 다른지역으로 이주하게 되었는데, 이주의 필요성과 타당성에 대하여 논쟁이 있었다. Pozzuoli지역에 있어서 화산활동은 높은 압력을 받고 있는 깊은 공동에서의 마그마의 역학적인 효과와 온도팽창으로 인하여 융기현상이 발생할 수 있다고 분석되었다.

### 2.2 인간에 의한 침하

일반적으로 지질학적 현상의 하나로 발생하는 장기간에 걸친 대규모 지각 변동은 인간의 활동에 큰 영향을 미치지 않는다. 반면에, 대부분의 지반침하 현상들은 그 규모는 작지만 지하에서 물질을 채취하려는 인간의 활동과 관련되어 있다. 액체나 고체를 채취함으로써 지하에 공동이 생길 수 있으며 간극수압의 감소로 인하여 압밀이 진행될 수 있다. 석탄이나 광물질, 암염, 황등과 같은 고체물질은 고체 상태로 추출되거나 용해물 추출법을 통해 얻어지는데, 이러한 과정중 발생한 공동들은 항상 그 주변의 암석에 응력변화와 변형을 초래하여 극단적으로는 공동의 지붕이 연속적으로 무너져 내려 공동이 지표에 근접하게 되면 최종 붕괴 단계에 들어서는데 이러한 재해는 광산지역에서 대규모로 발생한다. 또한 지하수의 순환에 의해 석회석이 용해되면 이와 비슷한 현상이 발생하는데 미국 남동부지역의 경우 1년에 수차례씩 지반이 붕괴되기도 한다.

지하에서 지하수, 석유, 가스등의 추출로 인하여 광범위한 지역의 침하가 발생할 수도 있다. 지표침하는 물의 추출과 관련하여 발생하는 경우가 많은데, 이는 비용절감을 위해 지하수의 추출이 지표와 가까운 지점에서 이루어지기 때문이다. 농업이 번성한 미국의 남부 캘리포니아지방에서는 세계 어느 지역보다도 넓은

범위의 지표침하가 발생되었다. 그 지역에서는 지하 30~200m 지점에서 지하수를 추출한 결과로 지반이 압축되어 수미터에 달하는 침하가 발생되었으며 지역에 따라서는 지표의 균열이 발생하였다. 석유나 가스의 배출로 인하여 지표가 침하하는 경우도 있지만, 이들의 시추는 비교적 깊은 지점에서 시작되기 때문에 그 영향이 그다지 크지는 않다. 그러나 1958년 캘리포니아의 Long Beach 지방에서는 비교적 얕은 곳에서 지하수, 석유 및 가스를 추출한 결과, 지표가 9m나 침하되는 일도 있었다.

지하수의 추출로 인한 지표침하의 현상은 과잉간극수압의 소산에 따른 유효응력의 증가로 인한 1차원적인 압밀의 원리와 유사하다. 시간에 따른 지층의 응력과 변형률의 관계, 다양한 투수성, 지하수의 추출주기, 압축성, 지층의 두께등을 고려하여 몇가지 사례들을 검토해 본 결과 지표침하의 모델링은 방대한 자료를 필요로 하기 때문에 지질학자, 수리학자, 지반공학자들의 광범위한 현장조사가 필요하다.

Venice시는 기상학적 요인과 간조의 부적절한 조화로 인해 잦은 홍수피해를 겪었다. 50년대 이후 홍수의 빈도와 강도가 점점 높아져 왔으며 이러한 현상은 지하수 추출에 의한 지반침하와 관련되어 있다. 금세기초 이래 빙하의 용해로 인해 매년 1.27mm씩 해수면이 상승하여 1908년과 1980년 사이의 표고는 9cm나 낮아졌으며, 자연적인 압밀로 인하여 매년 1.3mm의 침하를 초래하였다. 또한 Marghera 산업지역 개발을 위해 지하수를 추출한 결과, 1925년과 1969년 사이 10cm의 침하가 발생하였다. 이 세가지 요인들의 복합적인 효과로 해수면의 높이가 총 22cm 상승하여 평균해수면 높이보다 1m 위에 있는 Venice시는 결과적으로 과거보다 더 잦은 홍수를 겪고 있는 것이다.(Fig 2.)

Ravenna 지방에서의 지반침하는 과거에 여러번 관찰되고 기록되었으나 최근에 와서 그 피해의 심각성이 크게 높아지고 있다. 40년대 초반에 시작된 지나친 양수로 지하수위가 40m

### 2.3 지반침하와 관련된 위험성

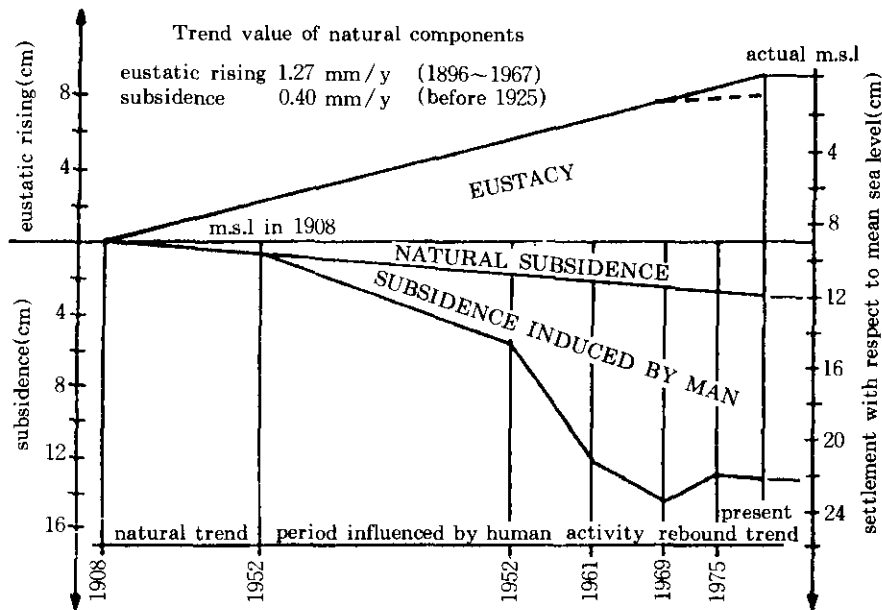


Fig 2. Subsidence of Venice(Lewis and Schraefler, 1987)

낮아졌으며 1949년 이후의 총침하량은 1m에 육박한다. 그 지역의 대부분이 평균해수면에서 1m 이내의 높이에 위치해 있기 때문에 재난 발생 가능성이 매우 높고, 지속적인 지하수 추출로 건조한 상태에 있게 되는 중요 사적들과 연안 및 항구의 구조물들이 위험한 상태에 있게 된다. 또한 아드리아해를 막는 방파제도 기능을 잃어가고 있다.

베네주엘라의 Maracaibo호수 동쪽연안은 석유 시추공사로 인해 최대 460cm의 침하가 발생되었으며, 지하수 개발로 인한 침하와 기타 문제들은 일본의 노비평야, 이태리의 볼로냐 및 모데나등지, 캘리포니아의 중앙계곡, 중국의 상해 및 기타도시, 네덜란드, 태국의 방콕, 멕시코시티등 세계도처에서 발생하고 있다.

#### 2.4 지반침하에 따른 위험성경감

지층내 물질(기체, 액체, 고체)의 추출로 인한 침하는 인간에 의해 형성된 과정이기 때문에 그 발생과 피해를 막는 것은 가능하다. 지하수 개발로 인한 지반침하를 막기위한 가장 확실한 방법은 지하수 추출을 중단하고 가능하면 대수층에 지하수를 재충전하는 것이다. 1958년 양수를 중단하고 지하수의 재충전을 시작한 Long Beach의 Wilmington 지반은 지표침하가 멈추었고 일부지역에서는 30cm 높이의 지반용기가 관찰되기도 했다.

Venice시는 70년대에 모든 시추구를 폐쇄하고 강으로 부터 용수를 공급해 주는 수로를 개설한 결과 인간에 의해 발생한 침하는 중단되었으며 자연적인 요인들에 의한 침하만이 존재하게 되었다. Pisa 사탑의 경우, 70년대 초반에 탑이 급격하게 기울었던 것은 하부 모래층내의 수두가 극도로 낮아진 것과 연관이 있다는 사실에 따라서 탑주변의 우물들이 폐쇄되어 1975년과 1976년에는 수두가 부분적으로 회복되었고 탑의 기울어짐도 현격히 줄어들었다. 그러나 피사지역의 지하수 개발중단만으로 침하현상을 중단 시킬 수는 없었다.

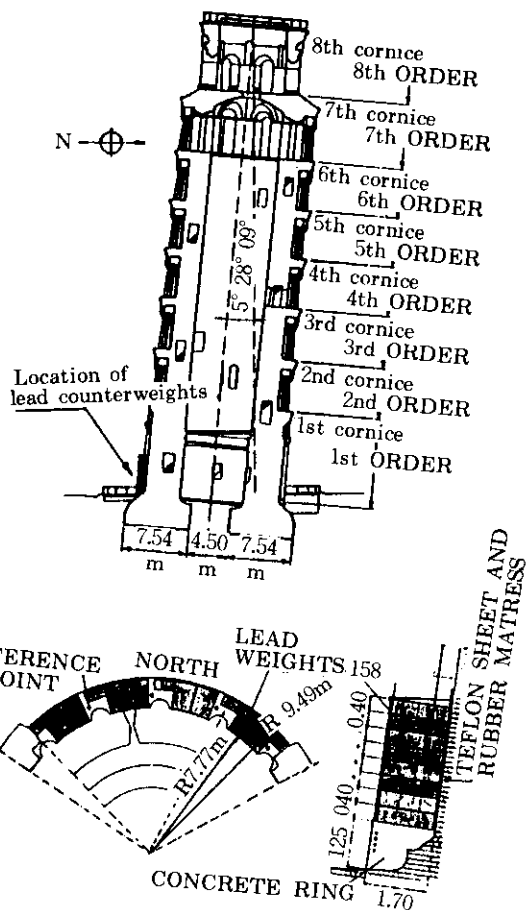


Fig 3. Lead counterweights to apply a provisional stabilizing moment to the tower of Pisa (Burland et al. 1993)

따라서 Pisa 사탑이 침하로 인하여 붕괴되는 것을 막기위해 최근 남으로 만든 추를 매달아 다소나마 탑이 기울는 것을 방지하고 있다. 장기적인 관점에서의 해결책은 탑이 기울는 것을 실질적이고 영구적으로 방지하는 것인데 이를 위해 전류투과를 이용한 압밀과 탑의 높은쪽 지층을 제거하는 방식등이 검토되고 있다.(Fig 3.)

### 3. 산사태(LANDSLIDES)

#### 3.1 산사태의 위험성

1920년 중국의 Kansu지방에서 발생한 지진에 의한 산사태로 인하여 20만명의 사람들이 사망했다. 이탈리아 Moc 산의 사면붕괴로 인하여 100m높이의 파도가 댐을 넘어서 마을을 파괴하고 2600명의 생명을 앗아 갔다. 홍콩의 인구밀집지역에 1972년 6월 폭우로 발생한 두 차례에 걸친 산사태로 138명이 목숨을 잃었으며 일본에서는 1969년부터 1972년 사이에 지진과 폭우로 발생한 산사태로 인하여 519명의 사람들이 죽고 7328 가구가 파손되었는데, 이는 자연재해로 인한 사망자 총 수의 절반에 해당되는 숫자이다.

Jones(1992)에 따르면 산사태는 비전문가가 이해하기 힘든 현상이라고 말했는데, 그것은 정책결정자들이 산사태와 관련된 위험성을 느끼지 못하고 과소평가한다는 의미이다. 산사태의 중요성이 평가절하되고 있는 이유는 부분적으로 지진, 화산폭발, 태풍, 폭우등과 같은 대규모 재해뒤에 따르는 결과로서 일어나기 때문이고, 또 다른 부분에서는 산사태에 대한 사람들의 인식이 부족함에 있다. 그러나, 장래에 사면붕괴의 위험성경감을 위한 적극적인 대책을 강구하지 않는다면 사면붕괴에 따른 손실이 증가할 것이다. 경제적, 기술적 발전은 상업활동의 복잡한 형태와 결합된 건물과 공업시설과 같은 사회내부시설에 대한 막대한 투자를 불러 일으켰고, 그에 따라 발전, 수리조절, 광물채취, 군사적 목적, 심지어 관광목적으로까지 산이 파헤쳐져 인간이 산사태의 위험에 노출 되어지고 있다. 도시화과정은 급속하고 무절제한 많은 도시의 팽창을 유발했고 따라서 새로운 교외지역개발이 잠재적으로 불안정한 사면에 위치하게 되었다. 따라서 산사태 예방을 위한 적극적인 조치가 취해지지 않으면 앞으로 그 피해는 점점 커진다는 것은 명약관화한 사실이다.

#### 3.2 위험성 평가

산사태는 지질학적인 재해중에서도 예측가능한 재해에 속하며, 다음과 같은 Varnes(1984)의 세가지 기본적 가정에 따라 예측이 가능하다.

- 1) 통일된 원칙을 적용함에 따라 미래의 불안정성의 평가는 과거에 산사태를 일으켰던 요인들의 평가에 달려있다.
- 2) 산사태를 일으키는 주된 원인은 밝혀질 수 있다.
- 3) 산사태를 일으켰던 개별적 요인들의 상대적 중요성을 평가할 수 있다.

그러나 사면의 안정성은 시시각각으로 기후의 변화와 인간의 개입에 의한 영향을 받으므로 사후분석을 통해 붕괴원인을 분석하는 것은 가능하지만 미래의 사면붕괴를 규모와 빈도, 그리고 시기등의 관점에서 예측하는 일은 쉽지 않은 일이다. 따라서, 사면붕괴의 위험성 평가는 특정사건의 발생에 대한 예측보다는 사면불안정의 일반적 가능성의 정립과 관계있는 문제이다.

산사태 위험성의 다양한 평가방법들은 서로 중복되는 부분이 있지만 기본적으로 지반공학적 접근방법, 직접적 지형도 작성, 그리고 간접적 요인도 작성의 세가지 방법으로 구별할 수 있다. 이러한 작업의 목표는 현재 발생된 모든 사면붕괴를 제시하고 현재의 붕괴지역과 안전지역 모두를 재해발생 가능성 정도에 따라 분류하는 사면붕괴 재해도의 완성에 있다.

지반공학적 접근방법은 사전조사, 현장에서 지형도 작성, 항공사진 촬영, 지표변위 계측, 시추조사, 지하수압 측정을 위한 공극수압계 설치, 시료채취, 실내실험, 안정화작업의 설계와 분석, 그리고 장기계측등 잘 정립된 단계적 절차를 통해 이루어진다. 이러한 각각의 단계들은 철저한 사전조사를 통해 수집된 자료를 근거로 계획되어야 하는 것들이다.(Fig 4.)

직접적인 지형도 작성의 목적은 사면붕괴 목록과 지도를 작성하는 것이다. Hutchinson(1992)은 항공사진, 인공위성 그리고 영상 레

이더를 이용한 지도제작 기술을 검토하였으며, Del Prete(1992)는 역사적인 자료와 최근의 활동증거를 기초로 사면붕괴 목록을 만든 후 산사태 미발생지역의 잠재적인 위험요소나 안정성평가를 위한 사면붕괴 위험성 평가도를 제작하여 사면붕괴의 가능성여부를 판단하였다.

간접적 요인도는 사면붕괴와 관련된 요소들을 조합시켜 붕괴가능성을 평가하는데 널리 사용되어 지고 있으며 때로는 요소들의 상대적인 중요도에 따라 비중을 달리한다. 현재 간접적 요인도에 표시될 수 있는 물리적 요인들이 Table 1에 나타나 있는데, 외관의 관찰에 의하여 실시 조사할 수 있는 요소가 한정되어 있다.

지질형태학상 접근방법의 주요 장점은 현장이나 항공사진으로부터 사면의 불안정한 상태와 관련된 요인들을 발견하고 평가할 수 있는 숙련된 조사자의 재능에 있으나, 이 방법의 단점은 조사자나 주관에 따른 평가로 인하여 다른조사자에 의하여 제작된 산사태 위험 요소 지도와 비교하는 것을 어렵게 할 수 있다. 반면에 요소도 제작기술은 많은 시간과 재원이 요구되어지나, 자료의 획득, 처리, 분석, 표시를 위한 기술의 규격화와 계량화를 가능하게 하는 주된 잇점이 있다.

### 3.3 산사태 위험의 경감

산사태 위험경감의 주요한 방법은 기존 구조물의 재배치를 포함한 토지이용을 규제하는

것이다. 산사태 위험에 관한 연구는 각지역에 대한 산사태에 따른 위험수준을 식별가능케 하였으며 이런 지역들의 토지이용 계획과 관련된 개발법령과 건축물 규약을 책정하는 기준등을 마련해 줄 것으로 보여진다.

Hutchinson(1977)은 산사태 위험경감을 위한 공학적인 사면안정화 방법들과 그들의 효과를 재검토하였으며 Table 2에 명시되어 있다.

산사태의 역학적인 구조와 다양한 요소들의 영향을 파악하는 데 있어서 사면에 대한 지속적인 체계적인 측정이 중요하다. 최근 측정기의 발달로 변위와 응력, 간극수압등의 측정이 가능하게 되어, 어떤 경우에는 지속적인 측정으로 산사태 발생을 예측하는 시민들의 생명과 재산을 보호할 수도 있다.

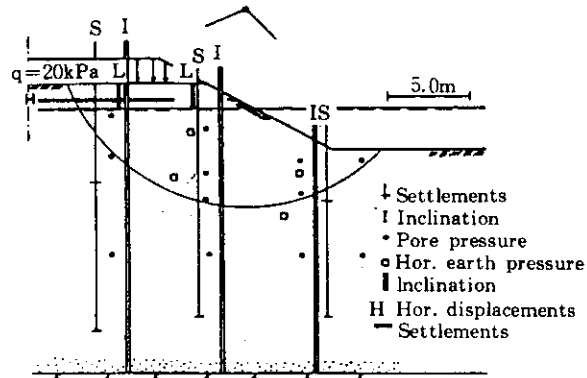


Fig 4. Field test on monitoring slope stability carried out by SGI(Moller and Ahnberg,1992)

Table 1. Some physical factors currently considered in indirect landslide hazard assessment (Hutchinson, 1992)

<b>Geology</b> Lithological characterisation (lp sometimes used) Lithostratigraphical conditions (monolithological, alternating, etc.) Slope/structure relationships Degree of weathering Nature & thickness of regolith Erosion Monocyclic od polycyclic	<b>Geomorphology</b> Presence or absence of former slides Landslide type and morphometry Degrees of activity of slides Slope inclination Slope roughness Slope aspect Mean elevation of slope unit Slope form and size in plan Slope form in downslope profile
--	---

Stream erosion, lateral, downward Sheet, rill erosion Gullyng Bad-lands Seepage(internal) erosion Hydrogeology Climate Permeable beds capping impermeable Impermeable beds throughout slope Interferences from vegetation Rough estimate of piezometric level relative to slip surface	Slope form in cross-slope profile Size of sub-drainage basin Seismicity Seismic zoning & microzoning Liquefaction potential Land-use, human activity Forestation, deforestation Rooting depth, root strength Cultivation Irrigation Earth moving operations Nature of any corrective measure
---	---

Table 2. Methods of slope stabilization(Hutchinson, 1977)

Excavation & filling Remove or replace slipped material Excavate to unload slope Filling to load slope Drainage Lead away surface water Sealing surface cracks Blanket slope with free draining material Trench drains Sub-horizontal drilled drains Galleries Vertical drains Electroosmosis	Restraining structures Retaining walls Piles Anchors Combination of above Miscellaneous Grouting Chemical stabilisation Suppression of natural electric currents Electroosmotic anchors Freezing Heating or "burning" Vegetation
---	--

#### 4. 결 론

지반침하와 산사태에 대처하기 위한 실용적 방안을 향상시키기 위해서는 지층상태와 지하수에 대한 광범위한 지식이 필요하며, 위험성 예측에 대한 불확실성을 감소시켜야 한다. Hutchinson은 이용가능한 지질학과 지형학 자료를 통합하여 평가하고, 지반공학적인 조사방

법을 통하여 이러한 불확실성을 감소시킬 수 있다고 강조하였다. 도심지 여건에 따른 상세한 위험성평가의 본질적 목적은 인간의 고통과 손실을 경감시켜주는 것임을 기억해야 한다. 장래의 산사태와 침하에 대한 위험성평가 및 경감대책의 발전은 현재 기술상태의 향상보다는 오히려 위험성평가의 필요성에 대한 인지가 더 필요하다.



## Pile Group과 Piled Raft의 설계방법

M.F. Randolph  
The University of  
Western Australia

역 : 蔡 瑛 秀 \*<sub>1</sub>  
李 仁 模 \*<sub>2</sub>

### 요 약

대부분의 기초는 허용침하량을 초과하게 되는 경우 침하량을 제한하기 위해 말뚝을 사용하게 된다. pile의 이러한 일차적인 목적에도 불구하고 pile의 설계 방법은 상부구조물의 하중을 지지하는 지지력에만 치중되고 침하의 평가는 일반적으로 이차적인 문제로 취급되고 있다. 이러한 우선순위는 바뀌어야 하며, 이를 위해 pile foundation system의 stiffness를 간단하게 구할 수 있는 해석방법을 발전시켜 pile의 설계가 지지력보다는 침하에 초점이 맞춰지도록 해야 한다. 이러한 목적으로 본 논문은 pile group과 piled raft foundation에 대한 해석적 접근들을 고찰하고 pile문제에 있어서의 soil modulus의 적절한 선택에 대해 기술하였다. 또한 흙의 비선형거동이 single pile의 거동과 pile간의 상호작용에 미치는 영향을 살펴보고, pile group의 비선형 거동과 주변과 저면의 평균적인 거동을 single pile과 비교해 보여주는 예를 제시하였다. pile group과 piled raft를 equivalent pier로 유사화시키는 방법을 전체 piled foundation의 stiffness를 구하는 가장 직접적인 방법으로 제안하였으며, pile의 지지위치를 최적으로 선택함으로써 부동침하를 최소화시킬 수 있는 새로운 설계원리를 piled raft에 도입하였다.

### 1. 서 론

pile group의 침하를 계산할 수 있는 간단한 해석방법이 그동안 존재하였으나 적정지지력을 평가하는데 별로 활용되지 않고 있다. 침하를 고려하지 않고 지지력에만 의존하는 설계방법이 지배하게 된 데는 많은 기술자들이 흙의 stiffness를 평가하는 경험이 부족하고, 침

하의 계산결과가 지지력의 계산결과보다 신뢰도가 더 낮다는 인식을 갖고 있는데 그 원인의 일부가 있는 듯하다. 그러나 실제로는 그 반대인 경우가 더 많다.

Van Impe(1991)에 의하면 시공기술 그리고 pile설치 시 지반에서 발생하는 응력변화는 말뚝지지력에는 큰 영향을 미칠 수 있으나 pile head stiffness(하중/침하)에는 더 작은 영향

\*<sub>1</sub> 정희원, 수원대학교 공과대학 토목공학과 부교수

\*<sub>2</sub> 정희원, 삼성엔지니어링 과장

을 미친다.

offshore platform의 기초와 같이 단순히 말뚝의 지지력만이 요구되고 pile group stiffness는 관심밖인 경우도 있다. 그러나 대부분의 육상구조물들은 설계시 pile의 주목적인 침하의 감소를 고려해야 한다.

일반적으로 기초의 거동을 정확히 예측하는 확신이 없다는 이유만으로 침하를 거의 허용하지 않는 pile foundation을 설계하는 것은 그럴 필요도 없거니와 경제적인 면에서도 바람직하지 않다. 대부분의 pile의 주목적이 허용침하를 만족시키는 것이므로 설계방법도 이를 반영해야 하며 단순히 pile의 극한지지력을 안전율로 나누는 설계는 지양해야 한다. 기술자가 할 일은 최소한의 pile만을 사용함으로써 비용과 거동을 최적화하는 것이다.

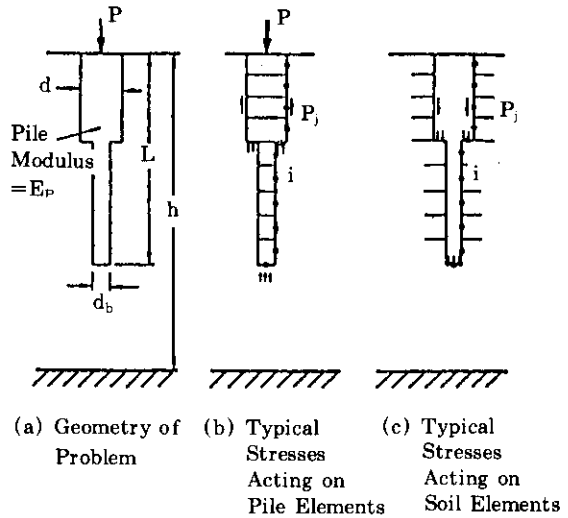


그림 1. Single Pile의 경계요소법 (after Poulos, 1989)

## 2. 해석방법 (Analytical Techniques)

### 2.1 경계요소법 (Boundary Element Approach)

가장 엄밀하게 말뚝을 해석하는 방법은 Banerjee and Butterfield(1981), Poulos and Davis(1980), Poulos(1989)등이 기술한 경계요소법이다. 이 방법의 원리는 흙과 foundation units(pile과 raft)간의 접촉부위를 요소로 분할하고 각 요소의 변위와 응력의 관계를 Green 함수로 나타낸 것이다.(그림1 참조)

이 방법은 실용적인 면에서 볼 때 가장 단순한 기초라 할지라도 계산요소가 너무 많기 때문에 크게 단순화할 필요성이 있는데 그 중 한 가지 방법은 Load Transfer Approach를 Mindlin의 탄성해법과 결합시킨 방법으로 주로 O'Neill et al.(1977), Chow(1986), Griffiths et al.(1991) 등에 의해 사용되고, 또 하나의 방법은 interaction factor,  $\alpha$ 를 사용하여 다음 식으로부터 침하를 구하는 방법으로 Poulos(1993)에 상세히 기술되어 있다.(그림2 참조)

$$W_i = \frac{P_i}{k_i} + \alpha_{ij} \frac{P_j}{k_j} \dots\dots\dots (1)$$

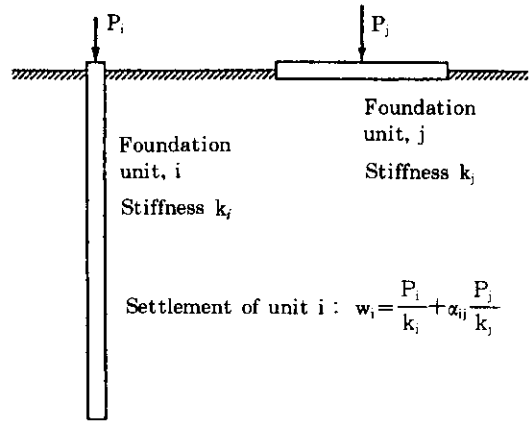


그림 2. 두 Foundation Unit 간의 상호작용

### 2.2 Equivalent Raft Method와 Equivalent Pier Method

각 foundation unit 간의 상호작용을 취급하는 또 하나의 방법은 foundation을 일체로 고려하는 것이다. 전통적으로 pile group의 침하는 그림 3에서 보여주는 바와같이 equivalent raft를 가정하여 계산하였다. 이때 지표면에서의 평균침하는 다음과 같이 계산된다.

$$W_{avg} = W_{raft} + \Delta W \dots\dots\dots(2)$$

여기서,  $\Delta W$  : equivalent raft상부 pile의 탄성압축량

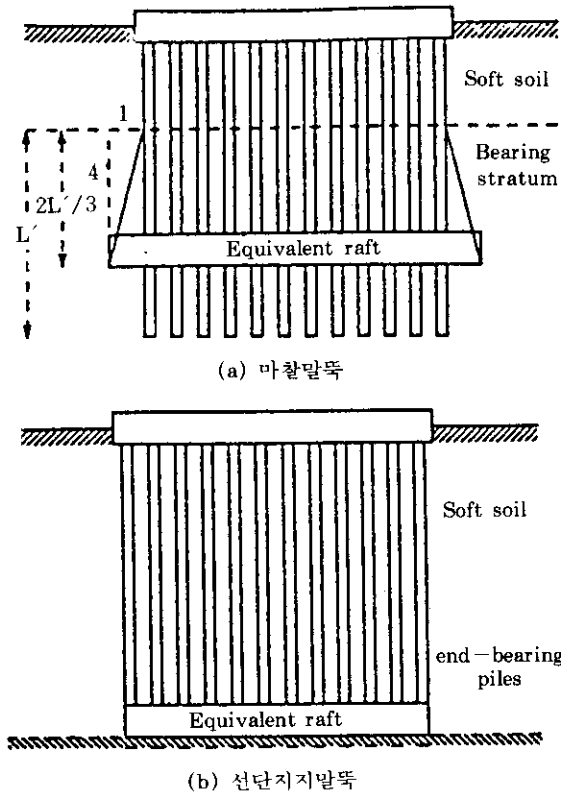


그림 3. Pile Group의 Equivalent Raft Method

한편, Poulos(1993)는 elastic influence factor에 근거한 새로운 Equivalent Raft Method를 제시하였는데 다음의 식으로 표시된다.

$$W_{raft} = F_D \cdot q \cdot \sum_{i=1}^n \left[ \frac{I_z}{E_s} \right]_i h_i \dots\dots\dots(3)$$

여기서,

- $q$  : raft에 가해지는 평균압력
- $I_z$  : 수직변형률 계산을 위한 영향인자(그림4 참조)
- $h_i$  :  $i$ 층의 두께

$(E_s)_i$  :  $i$ 층의 Young's modulus  
 $F_D$  : Fox(1948)의 수정계수

그림4의 변형률 영향인자는 raft의 중심선에 대한 것이므로 평균침하량을 구하기 위해서는 식(3)에서 계산된 침하량을 약 20%정도 감소시켜야 한다.

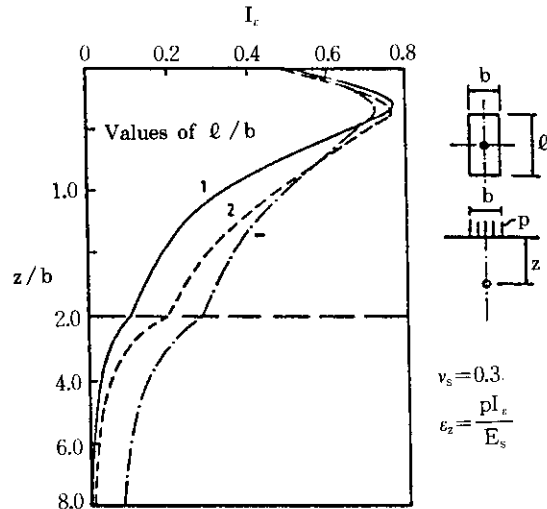


그림 4. 수직변형률에 대한 Influence Factor (after Poulos, 1993)

pile group의 침하를 구하는 또 다른 방법으로 Equivalent Pier Method가 있는데 이는 pile group을 다음과 같이 equivalent pier로 대체하는 것이다.(Poulos and Davis, 1980). (그림5 참조)

pile group의 면적을  $A_g$ 라 할 때 equivalent pier의 직경은

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_g} = 1.13 \sqrt{A_g} \dots\dots\dots(4)$$

이고 pier의 Young's modulus는

$$E_{eq} = E_s + (E_p - E_s) \left( \frac{A_p}{A_g} \right) \dots\dots\dots(5)$$

이다.

여기서,

$E_p$  : pile의 Young's modulus

$E_s$  : pile이 관입된 흙의 평균 Young's modulus

$A_p$  : pile group의 총단면적

equivalent pier의 침하량은 Randolph and Wroth(1978)가 제시한 single pile에 대한 해법을 사용하던가 아니면 Poulos and Davis (1980)의 도표를 이용해 계산한다.

Equivalent Raft Method가 부등침하량을 계산할 수 있는 것과는 달리 Equivalent Pier Method는 pile group의 평균침하량만을 계산할 수 있다. 이 두 방법중 어느 것을 사용하는가 여부는 pile group이 raft foundation 처럼 거동하는 정도에 달려있으며 이는 또한 pile간의 상호작용에 의존하고 있다. 이에 대한 판정 기준으로 Randolph and Clancy(1993)는 parameter R를 제시하였다.

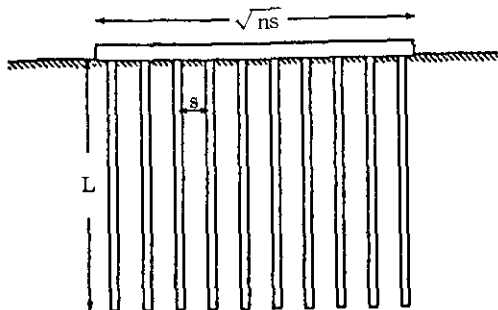
$$R = \sqrt{\frac{ns}{l}} \dots\dots\dots(6)$$

여기서, n : 총 pile 수

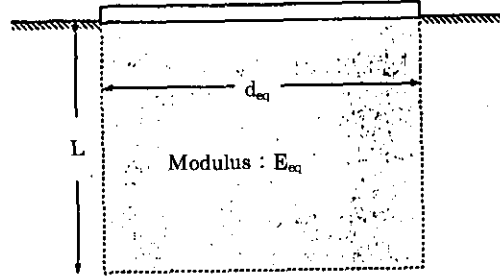
S : pile 간격

l : pile 관입길이

만일  $R > 4$ 이면 Equivalent Raft Method를  $R < 4$ 이면(확실하게는 2이하) Equivalent Pier Method를 사용하는 것이 합리적일 것이다.



(a) Actual pile group



(b) Equivalent pier

그림 5. Pile Group의 Equivalent Pier로의 대체

### 3. 흙의 성질

보통의 하중하에서도 pile은 한계주면마찰력이 발휘되는 경우가 많이 있는데 그럼에도 불구하고 대부분의 pile group의 거동은 흙의 탄성 parameter로 부터 평가되고 있다. 그러나 pile간의 상호작용의 효과를 알기 위해서는 파괴전 흙의 비선형성의 영향을 살펴볼 필요가 있다.(Jardine et al. 1986).

#### 3.1 Low-Strain Shear Modulus

Randolph and Wroth(1978)에 의하면 pile 주면에서 극부하중전달거동은 다음의 식으로 표시된다.

$$W_s = \zeta \frac{\tau_0 r_0}{G} \dots\dots\dots(7)$$

여기서,

$W_s$  : pile변위

$\tau_0$  : 전단응력

$r_0$  : pile 반경

$\zeta = \ln(r_m/r_0)$  : geometry factor

$r_m \approx 2.5\rho(1-\nu)l$  : pile의 최대영향반경

$\rho$  : soil stiffness의 수직방향의 균질성을 반영하는 parameter로 0.5~1(균질할 경우는 1)

위 식에 의해 흙속에서 발휘되는 변형률을

검토해 본 결과 I 그 값이 매우 작기 때문에 pile 간의 상호작용의 효과를 평가하는데는 low-strain 즉 initial shear modulus,  $G_0$ 를 사용하는 것이 적절하다.

### 3.2 Hyperbolic 응력-변형률 거동

각 독립된 pile의 침하량을 구하기 위해서는 흙의 비선형성을 고려한 다음과 같은 Hyperbolic Model를 사용한다.

$$\frac{G}{G_0} = 1 - R_f \frac{\tau}{\tau_f} \dots\dots\dots(8)$$

여기서,

$G$  : secant shear modulus

$R_f$  : 응력-변형률 거동의 정도를 나타내는 parameter(통상 0.9-1)

$\tau_f$  : 파괴시 전단응력

실제의 흙은 전단응력에 따른  $G$ 의 감소가 훨씬 더 급격하기 때문에 Fahey and Carter (1993)는 다음과 같은 더 실제에 가까운 Model를 제시하였다.

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f \left[ \frac{\tau}{\tau_f} \right]^g \dots\dots\dots(9)$$

대부분의 자연상태의 흙은  $g$ 의 값이 0.25정도이다.

## 4. Single Pile의 거동

Single pile의 축방향거동에 대한 탄성해는 Poulos and Davis(1968), Poulos(1968), Butterfield and Banerjee(1971)등의 경계요소법을 위시해서 많은 사람들에 의해 제안되었다. Randolph and Worth(1978)는 pile주면은 식(7)의 선형의 하중전달함수로, pile 저면은 Boussinesq해를 이용하여 pile head의 거동을 다음과 같이 나타냈다.

$$\frac{P_t}{G_t r_0 W_t} =$$

$$\frac{\frac{4n}{(1-\nu)\xi} + \rho \frac{2\pi}{\zeta} \cdot \frac{\tanh \mu l}{\mu l} \cdot \frac{l}{r_0}}{1 + \frac{1}{\pi \lambda} \cdot \frac{4n}{(1-\nu)\xi} \cdot \frac{\tanh \mu l}{\mu l} \cdot \frac{l}{r_0}} \dots\dots(10)$$

여기서,

$P_t$  : pile 상단의 하중

$W_t$  : pile 상단의 변위

$l$  : pile 길이

$r_0$  : pile 반경

$G_t$  :  $z=l$  깊이에서의 shear modulus

$n=r_b/r_0$

$\xi=G_t/G_b$

$\rho=G_{avg}/G_t$

$\lambda=E_p/G_t$

$\zeta=ln(r_m/r_0)$

$r_m=\{0.25+\xi[2.5\rho(1-\nu)-0.25]\}l$   
 $=2.5\rho(1-\nu)l$  ( $\xi=1$ 인 마찰말뚝인 경우)

$$\mu l = \sqrt{2/\zeta \lambda} (l/r_0)$$

위 식은  $(l/r_0)=3\sqrt{E_p/G_t}$  보다 pile의 길이가 더 길면 (11)식으로 근사화 된다.

$$\frac{P_t}{G_t r_0 W_t} \approx \rho \pi \sqrt{2\lambda/\zeta} \dots\dots\dots(11)$$

여기서  $G_t$ 은  $Z=3r_0\sqrt{E_p/G_t}$  깊이에서의 shear modulus이다. 또한 pile저면에 도달하는 하중의 비율은 (12) 식이다.

$$\frac{P_b}{P_t} = \frac{\frac{4n}{(1-\nu)\xi} \frac{1}{\cosh \mu l}}{\frac{4n}{(1-\nu)\xi} + \rho \frac{2\pi}{\zeta} \frac{\tanh \mu l}{\mu l} \frac{l}{r_0}} \dots\dots(12)$$

### 4.1 흙의 비선형 거동에 대한 고려

pile의 완전한 하중·변위 거동은 특히 극한 파괴하중을 나타내는 Load Test의 결과를 나

타내기 위해서는 hyperbolic 함수로 modelling 하는 것이 일반적이다.

hyperbolic modelling의 결과가 측정치와 항상 잘 맞는 것은 아니나 Fleming(1992)에 의해 상당히 발전되었다.

Fleming은 pile의 주변과 저면을 별도의 hyperbolic 함수로 모델링한 후 pile의 탄성압축을 적절히 결합시켰는데 이 방법(일명 CEMSET 방법)은 측정된 시험결과와 아주 잘 맞는다.

pile 저면의 거동을 hyperbolic 함수로 모델링하는 것은 흙의 변위가 pile 저면 아래서 국부적으로 발생하고 극한하중에 도달하는데 큰 변위가 발생하기 때문에 수공이 가나 주변거동을 hyperbolic 함수로 모델링하는데는 매우 주의할 하여야 한다. 왜냐하면 주변변위의 상당량은 pile로부터 먼 곳에서 그리고 상대적으로 낮은 전단응력상태에서 발생되고 또한 극한상태도 pile 직경의 1%정도의 변위에서 바로 발생되기 때문이다.

Randolph(1986)는 흙의 hyperbolic 거동을 고려함에 있어 pile주변의 전단변형률을 적분함으로써 하중전달 parameter  $\zeta$ 를 다음과 같이 제시하는 방법을 제안하였다.(일명 RATZ 방법)

$$\zeta = \ln\left[\frac{r_m/r_0 - \psi}{1 - \psi}\right] \dots\dots\dots(13)$$

여기서  $\psi = R_t / \tau_s$

$\tau_0$  : pile 주변에서의 전단응력

$\tau_s$  : 한계주변마찰력

위의 두 방법은 pile Load Test 결과를 interpolation하는 데는 사용될 수 있으나 나뭇대로의 결정이 있기 때문에 새로운 상태로 extrapolation 하는 데는 그 정확성을 보증할 수 없다.

#### 4.2 pile 시공의 고려

Van Impe(1991)가 기술한 바와 같이 pile시

공 방법은 지지력에 큰 영향을 미치며, pile의 초기 변위에도 어느정도 영향을 미칠 수 있다. 시공의 영향은 pile 주변의 soil modulus를 조정하여 모델링할 수 있다. Poulos(1988)는 pile 주변의 soil stiffness가 선형적으로 변화한다는 가정하에 pile간의 상호작용에 시공이 미치는 영향을 조사하였다.

#### 5. Pile Group의 거동

pile group의 거동을 계산하는 근거는 single pile의 계산원리에 pile간의 탄성적인 상호작용의 효과를 추가로 고려한다는 개념이다. 다시 말하면 pile group내의 한 개의 pile 거동은 pile간의 상호작용의 효과가 고려되도록 single pile의 stiffness를 변형시킨 Poulos and Davis(1980)의 group settlement ratio나 Fleming et al.(1992)의 efficiency 견지에서 보통 계산해 왔다.

그런데 이러한 방법은 single pile의 비선형적인 침하의 일부가 pile의 주변으로 국한되고 이웃 pile과의 상호작용에는 영향을 미치지 않기 때문에 흙의 거동이 비선형인 경우에는 한계를 갖게 된다. 그러나 비선형적인 효과를 고려하기 전에 single pile의 모델을 확장시키는 단순해법을 먼저 살펴보자.

Single pile의 shaft stiffness와 base stiffness를 pile간의 전체상호작용의 효과를 고려하여 변경하면 group 내의 평균 pile의 거동을 알 수 있다.  $n$ 개의 pile group인 경우 하중전달 parameter,  $\zeta$ 와 base stiffness,  $\xi$ 는 각각 (14) (15)식으로 대체하여 식(10)에 대입하면된다.

$$\zeta^* = n\zeta - \sum_{i=2}^n \ln(s_i/r_0) \dots\dots\dots(14)$$

$$\xi^* = \xi \left[ 1 + \frac{2}{\pi} \sum_{i=2}^n \frac{I_b}{s_i} \right] \dots\dots\dots(15)$$

여기서,  $s_i$ 는 pile 1로부터  $i$ 번째 pile간의 간격이다.

### 5.1 Group Efficiency

pile간의 상호작용 효과는 group settlement ratio,  $R_s$ 의 역수인 efficiency,  $\eta$ 으로 (16)식과 같이 정량화시킬 수 있다.

$$\eta = \frac{1}{R_s} = \frac{K_p}{nk_1} \dots\dots\dots(16)$$

여기서,  $k_1$  : single pile의 pile-head stiffness

$k_p$  : pile group의 stiffness

group efficiency는 pile수의 역수로 (17)식과 같다.

$$\eta \approx n^{-e} \dots\dots\dots(17)$$

여기서,  $e = 0.3 \sim 0.5$ (마찰말뚝의 경우)

$e = 0.6$  또는 그 이상(선단지지 말뚝의 경우)

### 5.2 흙의 비선형성이 pile간의 상호작용에 미치는 영향

pile group의 거동을 흙의 initial tangent modulus를 사용해 올바르게 계산한다면 흙의 비선형성이 pile group에 미치는 영향은 상대적으로 작아서 무시할 수 있으나 발휘되는 전단응력이 큰 경우는 single pile의 소성변위량을 추가로 더해 주어야 한다.

### 5.3 Equivalent Pier Approach

앞의 2절에서  $R_s$ 값에 의해 Equivalent Pier Method와 Equivalent Raft Method의 선호도가 달라진다고 기술하였으나 실제로는 상당한 영역에서는 어느 방법이나 매우 정확한 결과를 제시해 준다.

식(10)을 사용해 Equivalent Pier Method를 적용하면 대규모의 pile group의 평균침하량을 도표나 computer program을 사용하지 않고도 매우 간편하게 구할 수 있다.

## 6. Piled Raft

piled raft의 설계시의 문제는 raft와 pile간의 상대적인 하중분담률과 pile이 침하에 미치는 영향을 고려하는 것이다. 그런데 raft가 piled raft 전체 system의 stiffness에 미치는 영향이 작기 때문에 Equivalent Pier Method에서 equivalent pier의 면적을 pile만이 차지하는 면적이 아닌 raft 면적으로 채택하여 적용하면 된다.

### 6.1 Design Philosophy

부등침하는 총침하량을 작게 하면 당연히 줄어들게 마련이다. 그러나 더 좋은 접근방법은 평균침하량을 크게 줄이지 않고도 부등침하를 최소화되도록 pile support를 설계하는 것이다. 그림 6, 7은 부등침하를 줄일수 있는 pile 설계 원리를 도식적으로 나타낸 것이다. 건물 하중이 지반에 균등하게 분포한다고 가정하면 pile이 없는 raft는 아래로 볼록한 접시모양과 같이 될 것이다. 그러나 중앙부에 몇개의 pile만이 설치된다면 이러한 경향은 줄어들어 부등침하를 최소화할 수 있을 것이다. 필요한 pile support는 rigid raft 밑에 작용하는 접지응력 분포를 고려하여 계산할 수 있다(rigid raft의 경우 중앙부의 접지응력은 평균작용응력의 절반정도이다). 그러므로 중앙부에 평균작용응력의 50~70%를 흡수할 수 있는 pile을 설계하여 접지응력분포형태를 rigid raft에서 flexible raft로 전환시키면 부등침하는 최소화 될 것이다.

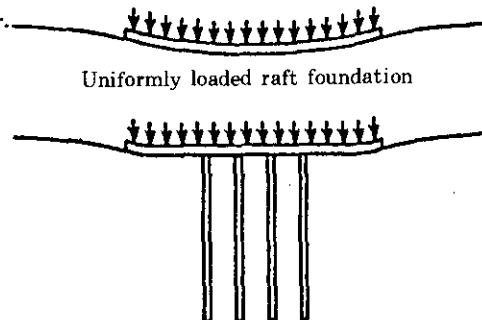


그림 6. 부등침하를 감소시키는 중앙부 pile

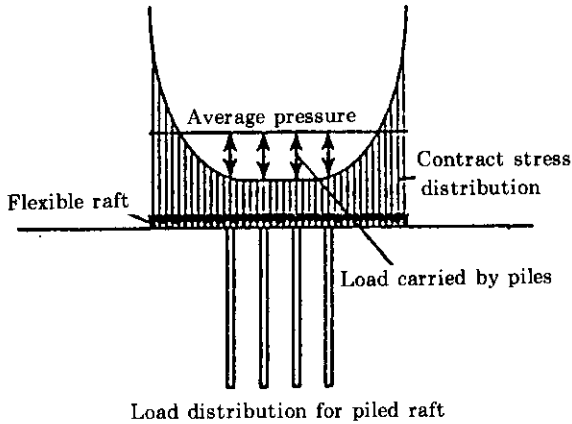
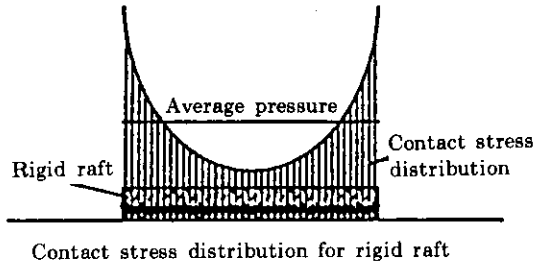


그림 7. 침하를 감소시키는 pile의 도식적 설계방법

## 7. 결 론

본 논문에서는 기술자가 pile의 양과 위치를 최적으로 설계할 수 있도록 도와줄 수 있는 간단한 해석 모델을 제공할 목적으로 pile group과 piled raft의 침하량을 계산하는 방법을 고찰하였다.

pile설계가 아직까지는 독립된 1개의 pile의

축지지력이나 설계하중(총하중/pile 수) 시의 침하산정에 머물러 있다. 이제는 탄성론에 근거한 interaction factor와 group efficiency를 고려한 pile group 전체의 거동을 평가해야 할 것이다. 그리고 흙의 비선형에 비추어 볼 때 pile 주면의 하중전달 고려시는 흙의 low-strain shear modulus가 적절하므로 group 내 pile의 탄성거동의 계산은 흙의 initial tangent modulus를 사용해야 한다.

pile 기초의 상세거동을 해석할 수 있는 정교한 수치해석 기법이 있으나 계산이 복잡하고, 소규모의 pile group 해석으로 통상 제한되기 때문에 매우 간단하게 pile group stiffness와 pile group과 raft간의 하중 분담률을 계산할 수 있는 Equivalent Pier Method를 소개하였다.

많은 경우에 있어 pile기초의 주목적이 침하, 특히 부등침하를 제한하는 것인데, 전통적인 설계방법은 침하의 절대값을 최소화하여 자동적으로 부등침하를 제한하는 것이나 더 효과적인 방법은 pile support의 위치를 적절히 선택함으로써 부등침하를 직접적으로 최소화시키는 것이다.

많은 지역에서 독립된 pile의 극한지지력과 침하를 근거로 한 pile 기초의 한계 상태설계 개념에 초점을 맞추려는 경향이 있는데 group 내의 한개의 하중전달은 single pile과는 크게 다르며 특히, pile cap이 단단한 지반에 놓여 있는 경우에는 이러한 경향이 더욱 크다. 따라서 기초전체의 거동에 근거해 설계를 할 필요성이 있다.



## 실무에 적용되는 진보된 응력-변형거동 관계의 역할

The Role of Advanced Constitutive Relations in Pactical Application

James Michael Duncan,  
University Distinguished Professor  
Department of Civil Engineering  
Virginia Tech, Blacksburg, Virginia, USA

역: 박 종 관\*

### 요 약

유한요소법을 통한 응력과 변형 해석은 실제로 토질의 복잡한 거동 문제를 모델화하여 가능하게 되었다. 상당히 많은 탄소성과 탄점소성 거동관계식이 사용되어 변형과 간극수압이 계산되고 현장에서 예측된 값과 비교되고 있다. 문헌을 통하여 본문에 서술하고 있는 진보된 해석은 토질-구조물 상호작용, 보강사면, 보강토, 토질 앵커, 댐, 연약지반 위의 성토 및 지하수 유출로 인한 침하, 터널, 자연사면, 굴착사면등의 분야에 적용되고 있다. 이곳의 적용사례를 통하여 얻어진 두 가지 매우 중요한 결론은 (1) 빈번히 가정되는 (a) 비배수 또는 (b) 완전배수상태는 많은 경우 비현실적이며 (2) 실제로 진보된 거동관계식을 널리 이용하기 위해서는 토질정수를 얻는데 있어서 일반적인 토질실험을 토대로한 간단한 방법이 필요하다. 지금까지 대부분 실제로 적용된 분야는 연구와 실무를 접목해 보려는 노력이 기울여진 곳이었다. 그러나 장래에는 더 많은 경험을 통하여 진보된 거동관계식이 실무에 폭 넓게 적용될 것은 의심할 여지가 없다.

### 1. 서 론

지난 25년 이상 유한요소해석은 지반공학에 적용되어 왔다. 토질 및 암반의 거동은 복잡하여 즉, 비선형 응력-변형의 관계, 구속응력에 따른 강성 및 강도의 종속관계, 소성변형, 전단응력에 따른 체적변화, 응력경로에 따른 강도 및 응력의 이완 등 많은 이상한 현상이 있다. 그래서 30년전에 언급된 탄성해석 또는 완전소성해석보다는 훨씬 진보된 유한요소해석의

필요성이 인식되어 왔다. 실제의 공학적인 문제에 대하여 진보된 모델을 폭넓게 적용하려는 연구는 여전히 진행중이며, 본문에 소개된 많은 연구자들이 진보된 거동모델을 개발하고는 있지만 실제 문제에 대한 적용은 아직 보편화 되어 있지 않다. 실제적용에는 (1) 진보된 응력-변형관계식을 정의하는 토질정수에 대한 토질 데이터, (2) 진보된 응력-변형관계식이 사용된 유한요소 프로그램, (3) 진보된 해석을 하고자 하는 충분한 동기, (4) 해석결과에 대

\* 정회원, 서울산업대학교 토목공학과 부교수

한 계측 및 증명 방법 등의 사항이 필요하다. 본문에 소개된 해석사례는 진보된 거동모델의 실제적용에 대한 가능성과 한계에 대하여 중요한 교훈을 주고 있다.

### 1.1 “진보된 거동관계식”의 정의

본문에서는 진보된 거동관계란 “비선형거동으로, 소성변형과 전단응력에 의한 체적변형을 모델화하는데 필요한 응력, 응력의 증분 그리고 변형률의 관계이다. 이것은 비등방성과 점성의 거동을 포함한다.”

이러한 정의에 의하면 Cam Clay 모델은 “진보된” 것이며, Hyperbolic 모델은 “진보된” 것이 아닌데, 이는 소성변형과 전단에 의한 체적변화가 포함되어 있지 않기 때문이다.

### 1.2 “실제적인 적용”에 대한 정의

지금 현재 진보된 거동관계식은 실제의 해석에 정기적으로 이용되고 있지는 않다. 대부분 본문의 사례는 연구차원의 동기에서 이뤄진 것이다. 본문의 목적에 따라, 실무적용은 다음과 같이 정의한다.

즉 “실제로 현장 토구조물에 대한 지반변동, 변형률, 또는 간극수압의 계산에 적용되는 모든 해석”

적용사례에서는 계산 결과를 실측된 값과 비교분석 되고 있다.

### 1.3 언제 “진보된” 거동관계식이 필요한가?

진보된 거동관계식은 간단한 모델로는 실제 규명하고자 하는 중요한 부분을 해석할 수 없을 경우로 다음의 상태를 포함하고 있는 경우에 해당된다.

(1) 구조물의 파괴시 또는 파괴직후의 변형률과 변위에 대한 실제적인 해석이 필요한 경우.

(2) 완전배수 또는 부분배수조건에서 외적 하중 변화에 의한 간극수압의 변화를 현실적으로 평가할 경우.

많은 경험적 결과에 의하면 Hyperbolic 거동관계식은 일반적인 탄성해석에 기초를 두고

있기 때문에 위의 조건에 해당되는 토질의 현상을 모델링할 수는 없다.

## 1.4 파괴시 그리고 파괴후의 거동

간단한 탄성응력 변형모델은 토질계수를 감소시키는 방법으로 파괴상태를 해석하고 있다. 이러한 해석에서는 파괴시 토질계수가 영이 된다. 실제로 파괴직후 토질은 수직응력의 변화에 대한 저항력을 보유하고 있으며, 수직응력이 바뀔 때 따라 토질의 강성과 강도가 변화된다. 또한 실제 토질은 파괴후에도 전단응력에 대한 저항력이 있으며, 또는 파괴상태에 도달된 응력경로를 따라 전단응력이 증가된다. 파괴된 지반의 상태를 액체나 기체로 간주하는 것은 실제 토질의 중요한 상태를 유추할 수 없다.

소성이론은 지반의 파괴상태후에 대한 거동을 탄성이론 보다는 훨씬 현실적으로 다루고 있다. 이는 소성이론이 실제 토질의 응력-변형 거동의 중요한 면을 모델화 하고 있기 때문이다. 즉 소성변형은 응력 증분의 방향보다는 응력의 방향을 따라 발생한다. 이는 그림 1에서 보는 바와 같이 가상의 실험을 통하여 설명할 수 있다.

그림 1에서 Stage 1의 경우, 축방향 응력( $\sigma_3$ )은 일정한 상태에서 수직응력이 증가하고 이로 인해 토질시료는 거의 파괴상태에 놓여 있다. 즉 축하중이 증가되면서 수직방향의 변형은 증가하고 갑작스런 변형으로 인하여 시료가 파괴 직전까지 이르고 있다.

축차응력이 파괴시 값의 99%에 이르면 Stage 2의 하중이 부가 된다. Stage2에서 전단응력  $\tau_{xy}$ 와  $\tau_{yx}$ 가 증가되어 시료를 파괴시킨다. 이러한 전단응력이 부가됨에 따라 실제 토질은 Stage1 처럼 계속 변형할 것이다. 주된 하중은 수직방향이며 시료는 파괴됨에 따라 수직변형이 발생할 것이다.

Stage2에 대한 변형상태를 비선형 탄성응력-변형식을 통하여 계산한다면 결과는 실제와 매우 다르게 된다. 왜냐하면 주된 하중이

Stage1 상태 동안 수직방향으로 작용했다는 사실과는 무관하게 Stage2 상태에 작용된 하중의 방향으로 발생되기 때문이다. 그래서 비선형 탄성해석은 Stage2 상태동안 시료 상단에 수평 변위가 나타날 것이다. 반면 소성해석은 Stage2동안 수평변위가 거의 없이 큰 수직변위를 정확하게 나타낼 것이다. 그래서 탄성을 근거로 한 응력-변형거동식은 근본적으로 파괴 상태에서의 변형을 모델화 할 수 없다.

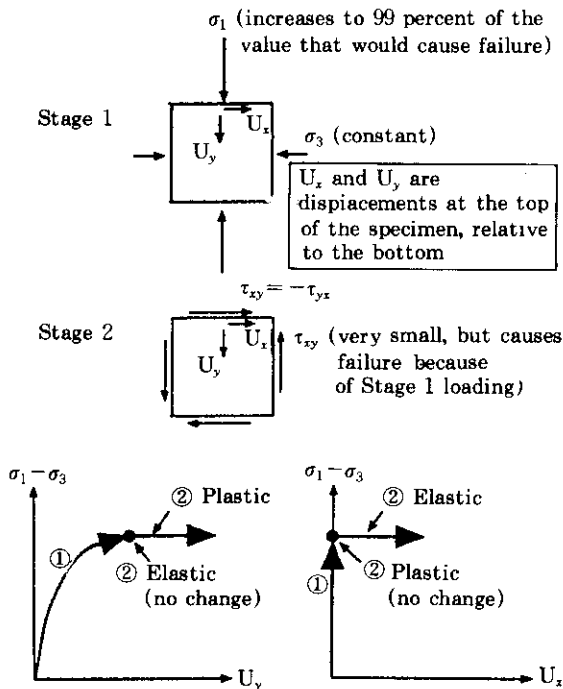


Fig1. Elastic and Plastic Deformations Before and at Failure

### 1.5 전응력 변화로 인한 비배수 간극수압의 변화

탄성을 근거로한 해석은 비배수 간극수압에 대하여 현실적인 결과를 주지 못한다. 만일 등방성 탄성해석으로 Skempton의 간극수압 계수  $\bar{A}$ 을 계산한다면,  $\bar{A}$ 값은 전단계수나 체적계수와 관계없이 1/3이 된다. 비등방성 탄성해석에서는  $\bar{A}$ 값이 주응력 방향의 토질계수 값과

관련되어 계산된다. 하지만  $\bar{A}$ 값은 여전히 응력과 변형의 크기와는 무관하며, 간극수압은 전단응력의 변화에 영향을 받지 않는다. 이는 실제 토질의 거동과 일치하지 않는다.

좀더 현실적인 비배수 간극수압은 Cam-clay 모델 같은 탄소성해석에 의하여 계산될 수 있다. 탄소성 관계는 전단응력의 변화에 의한 체적변화를 모델화하여 비배수 간극수압을 계산하며 그 결과는 실제 토질의 거동과 거의 일치하고 있다.

만일 비배수 해석을 유효응력 개념으로 행하거나 압밀해석을 할 경우 실제로 전응력의 변화에 따라 간극수압이 변화 한다는 사실이 중요하다. 만일 그렇지 않으면 유효응력을 정확히 계산할 수 없으며 결과적으로 토질의 강성이나 강도 역시 부정확 할 것이다. 그래서 이러한 해석에는 진보된 거동 모델이 토질의 특성을 나타내는데 필수적이다.

### 1.6 언제 간단한 모델로 충분한가?

간단한 모델은 실제 토질을 완전하게 해석하지 못한다 하더라도 손쉽게 해석할 수 있다. 다음과 같은 조건하에서는 간단한 모델이 적절하다.

- (1) 전체적으로 파괴에 대한 안전율이 높아서 변형이 소성거동에 의하여 좌우되지 않을 경우.
- (2) 국부적인 파괴가 발생하여, 그로인해 정확한 결과를 필요로 하는 지역의 거동을 해석하지 못할 경우.
- (3) 해석하려는 조건이 완전배수(그리고 유효응력해석)이거나 완전 비배수(그리고 전응력 해석)이어서 전응력의 변화에 따른 비배수 간극수압을 계산할 필요가 없을 경우

이러한 조건은 안정된 댐, 굴착 및 토류벽과 같은 많은 사례에 만족하게 적용되고 있다. 간단한 모델로 정확한 해석이 가능한 경우는 진보된 모델보다 해석이 많이 이용되고 있다.

### 1.7 1972년 이래 얻어진 교훈에 대한 요약

거동관계식의 실제적 적용에 대한 초기의 논

문은 1972년 Hoeg에 의해서 발표되었다. 그 사이 많은 적용사례가 발표되고 이를 통해 많은 값진 교훈을 얻었다. 널리 알려진 몇가지 교훈은 다음과 같다.

(1) 거동관계에서 꼭 들어가야 할 “필수적인 토질거동”은 “수축, 다이러턴시, 마찰 강도와 응력-변형의 반응”이다.(Hicks와 Smith, 1988). 이것은 진보된 거동모델의 정의와 일치하고 있다.

(2) 이미 언급된 것처럼 진보된 모델의 사용 여부는 안전율에 달려있고(즉 파괴상태에 얼마나 가까이에서 정확한 해석을 행해야 하는가?), 그리고 해석하는 동안 비배수 간극수압을 평가하는가에 달려있다.

(3) 거동관계를 나타내는 지반의 강도는 안전율이 감소함에 따라 점차 더욱 중요하게 대두되고 있다.

(4) 응력-변형거동에 미치는 응력경로(비등방성)의 영향은 현저히 다른 응력경로가 서로 다른 지역에 가해지는 경우 대단히 중요하다(Finno, et al., 1991, Lee and Rowe, 1991) 지반의 비등방성은 국부적인 파괴가 지반의 거동을 좌우할 경우 가장 중요하다(Finno, et al., 1991).

(5) 해석을 시작할 때에는 무슨 결과가 중요한 것인가-가장 관심이 있는 지역이 어디인가, 거동이 어떠한 면이 중요한가-그리고 사용하려고 하는 거동모델이 만족할 만한 결과를 줄 수 있는가를 확인하고 결정하는 것은 필수적인 것이다.

(6) 동일한 해석에서 여러가지 거동을 정확하게 규명하려고 하면 할수록 전범위에서 토질의 거동을 정확하게 나타내는 거동관계식이 더욱 중요하다.

(7) 공학적 시방규정에 따라 시공되는 성토를 모델화 하는것 보다는 자연상태의 지반특성을 모델화 하는 것이 더욱 어렵다.

(8) 자연상태 지반의 거동관계를 정확하게 특성화 하기 위해서는 현장의 초기응력을 정확하게 평가하는 것이 필요하다.

(9) 자주 가정하는 (a) 비배수 또는 (b) 완전배수는 많은 경우 비현실적이다. 완전배수

상태가 아닌 경우, 하중이 부가되는 동안 얼마나 배수가 되며 간극수압이 소멸되는가를 해석을 통하여 결정되는 것이 가장 중요한 것이다. 이런 경우 이중 압밀해석(Coupled Consolidation Analysis)이 필수적이다.

(10) 진보된 거동 관계식의 실용성 여부는 전적으로 식에 사용된 계수를 어떠한 토질 실험을 통해서 얻을 수 있는가에 달려있다.

(11) 건설단계에 따른 거동관계는 측정된 변위에 매우 중요한 영향을 미친다.

(12) 시간에 따른 해석을 완전히 하기 위해서는 점성을 고려하여 크리프와 응력이완의 현상을 설명할 수 있어야 한다.

## 1.8 적용사례

- 지반-구조물 상호작용
- 지반보강과 앵커
- 댐, 제방과 물의 유출에 따른 침하
- 터널
- 자연사면과 버팀 없는 굴착사면

## 1.9 지반-구조물 상호작용

이 범주에 속하는 해석사례는 철도기초, 항만구조물, 말뚝지구조물, 버팀굴착, 매립관거와 복극의 케이슨 구조물 등이 있다. 대부분의 경우 현장 계측이 이루어져서 해석 과정에서 매개변수 변화에 따른 영향이 조사 연구 되었다. 가장 관심있는 해석 결과중 하나는 버팀 굴착과 같은 구조물을 시공하는 동안 그리고 시공후에도 거동에 중요한 영향을 미치는 간극수압의 소멸을 일정하게 찾아내는 분석이다. 결과적으로 점성토 굴착에 대한 완전 비배수 해석은 많은 경우 중요한 지반의 거동을 모델화 하지 못하고 있다.

그림 2는 Hicks and Smith(1988)에 의하여 시공전에 해석된 원유시추를 위한 복극의 케이슨을 보여 주고 있다. Molenkamp모델을 사용하여 실시된 이 해석의 중요한 점은 5000KN/m의 얼음하중을 받은 케이슨의 반응을 해석하는 것이다. 그림3에서 보듯이 이 해석에 따르면 만일 모래지반이 하중에 의하여 비배수상



적절히 선택하면 배수와 비배수해석을 통하여 실측된 변위를 잘 예측할 수 있다. 해석결과에 의하면 보강을 통하여 제방 끝에서 상당히 떨어진 곳까지 측방변형을 감소시키지만 침하에는 별다른 영향을 주지 못하고 있다.

그림 6은 Desai 등에 의하여 해석된 인발시험에 대한 그라우팅 앵커를 보여주고 있다. 앵커는 일반적인 방법으로 설치 되었고 앵커의 두부에 인장력을 가하여 인발 시험을 실시하였다. 그림 7에서 보는 바와 같이 인발력에 따른 앵커두부의 변위는 거의 직선이며, 그리고 비록 실측된 거동이 Interface 요소를 이용한 비선형해석과 가장 잘 맞는다 할지라도 직선의 탄성해석과도 잘 일치하고 있다. Desai 등은 측정된 거동이 앵커봉 자체의 거동에 의하여 좌우 된다는 점을 지적하였다. 앵커봉은 거의 직선적으로 거동하여서, 결과적으로 그라우팅 지역의 비선형거동은 앵커봉의 직선적 거동에 의하여 감춰지고 있다. 그러나 앵커봉을 따라 그라우팅되어 있는 부분의 변위는 선형해석, 비선형해석, 그리고 Interface 요소의 비선형해석 결과가 큰 차이를 보이고 있다. 이로부터 알 수 있듯이 직선적 탄성해석을 통하여 그림 7에서 보는 것처럼 앵커 두부의 거동을 잘 해석하였더라도 그 결과가 앵커의 중요한 부분에 대한 거동을 모두 잘 해석하고 있다는 의미는 아니다.

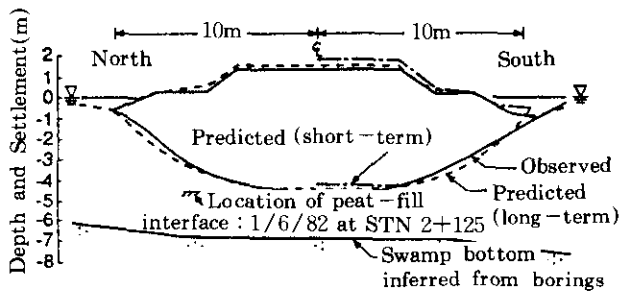


Fig 5. Calculated and Measured Settlements of a Reinforced Embankment on Peat (Rowe, et al., 1984)

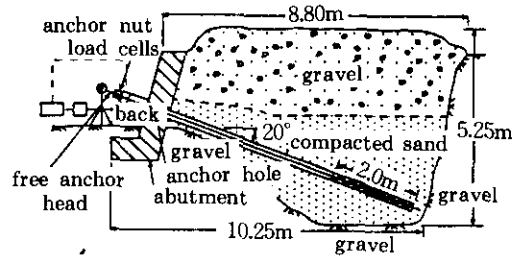


Fig 6. Full-Scale Anchor Tests Analyzed by Desai, et al., (1986)

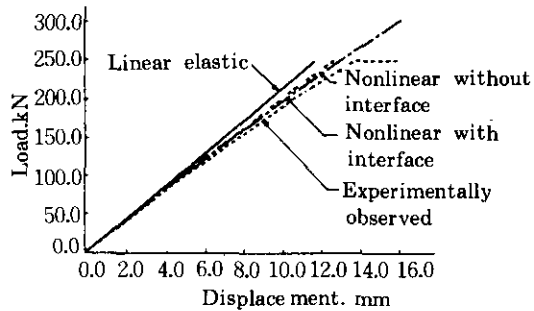


Fig 7. Calculated and Measured Anchor Head Displacements (Desai, et al., 1986)

### 1.11 성토와 댐

지금까지 제방과 댐에 대한 수 많은 해석사례들이 발표되어서, 계산된 지반의 응력과 간극수압을 실측치와 비교하였다. 이 중에는 많은 압밀해석(Coupled Consolidation Analysis)이 있으며, 비배수해석 또는 배수해석의 결과에 의하면 시공하는 동안 그리고 시공직후 배수는 지반유동과 간극수압에 중요한 영향을 미치고 있는 것으로 나타나고 있다. 배수와 간극수압의 크기는 선형적 관계를 갖고 있어, 즉 배수의 정도가 크면 과잉 간극수압은 작다. 배수와 지반유동에 대한 관계는 비교적 간단하여, 제방의 기초에 많은 과잉간극수압이 발생되면 유효응력은 작고, 기초의 강도와 강성이 감소하며 큰 유동이 발생한다.

해석상 자주 가정하는 (a) 비배수 또는 (b) 완전배수상태는 많은 경우 비현실적이다. 현장

계측과 비교적 일치하는 비배수해석은 복잡한 영향이 우연히 서로 상쇄되고 있는 많은 실제의 현장조건을 정확하게 반영하고 있다고는 볼 수는 없다. 마찬가지로 완전배수해석은 실제의 지반유동을 정확히 계산할 수 없는데, 이는 부분적으로 비배수변형을 일으키는 시공초기 단계를 고려하지 않고 있기 때문이다. 이러한 해석을 더욱 발전시키기 위해서는 이중 압밀해석(Coupled Consolidation Analysis)을 통하여 배수의 효과를 고려하는 것이 가장 중요하다.

그림8은 Ohta 등에 의하여 해석된 도로용 성토에 대한 단면을 보여주고 있다. Sekiguchi-Ohta 모델을 통한 2차원 압밀해석이 수행되었다. 계산된 그리고 계측된 침하와 간극수압이 그림9에 그리고 수평변위는 그림10에 나타나 있다. 계산된 침하는 실측과 대단히 잘 맞고 있으며 간극수압과 수평변위 역시 실측값과 상당히 잘 일치하고 있다.

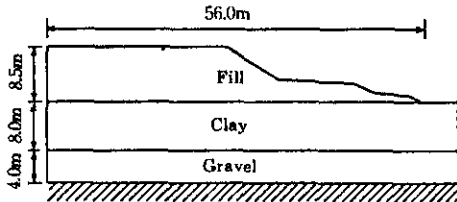


Fig. 8. Embankment on Clay Analyzed by Ohta, et al.(1991)

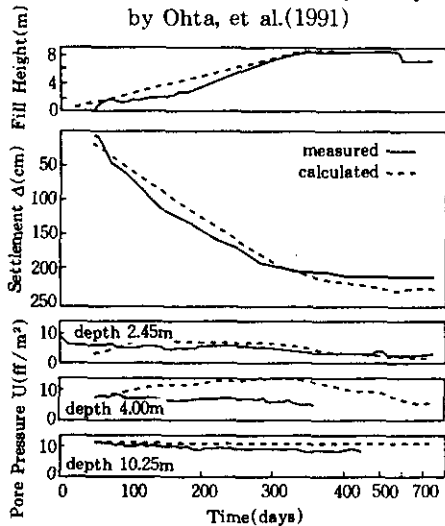


Fig. 9. Calculated and Measured Settlements and Pore Pressures (Ohta, et al., 1991)

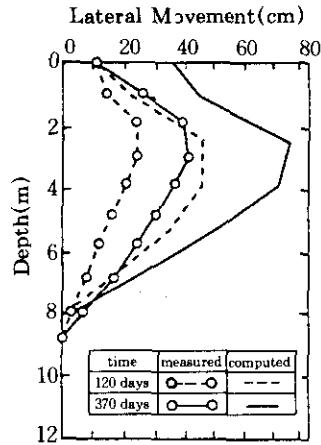


Fig. 10. Calculated and Measured Horizontal Movements Beneath Embankment Analyzed by Ohta, et al., 1991

### 1.12 터널

터널에 의한 지반변형해석은 지금까지 수행한 해석 중 가장 복잡하며, 그 이유는 다음과 같다.

- (1) 터널에 의한 지반의 변형은 삼차원적이며,
- (2) 연약지반에서 터널은 전진함에 따라 토질의 많은 부분이 변형을 일으키며,
- (3) 터널주변의 응력과 변형발생은 전적으로 터널 굴착방법에 달려 있으며,
- (4) 배수는 지반변형에 중요한 영향을 끼칠 수 있다.

삼차원 해석은 대단히 시간이 많이 소요되므로 자주 실시되지는 않는다. 그림 11은 연약 점토와 굳은 점토를 쉘드공법으로 굴착하는 Thunder Bay 하수터널의 해석을 위하여 Lee와 Rowe가 사용한 요소를 보여주고 있다.

그림 11에서 보듯이 해석에 필요한 변위 경계조건인 "gap"은 4가지 요소로 되어 있다. Tailpipe의 두께( $\Delta$ )와 라이닝 설치에 필요한 공간( $\delta$ )은 쉘드와 라이너 형태의 특징에 따라 결정된다. 쉘드로 전진하면서 설계선과 벗어난

선형의 정도는  $\omega$ 로 표시된다. 완전한 선형의 경우  $\omega$ 는 영(zero)이며, 불완전한 선형의 경우  $\omega$ 는 영보다 크다.  $\omega$ 값은 질적인 작업의 정도를 측정하는 것으로 경험을 토대로 추정되어야 한다. 기호  $U_{3D}$ 는 터널이 접근됨에 따라 터널 전면의 토질이 전면을 향해 이동하기 때문에 발생하는 여굴을 나타내고 있다. 3차원 해석을 통하여 "gap"에 대한 이 요소들이 계산된다. 이는 2차원 해석에서도 추정이 가능하다.

그림 13은 지표면 10m 깊이에 있는 Thunder Bay 터널의 지표면 침하에 대한 계산값과 실측값을 보여주고 있다. 실측된 침하량은 gap이 90mm와 122mm를 사용하여 계산된 침하량 사이에 놓여 있다. G값이 90mm는 쉴드의 완전한 선형을 가정한 것이며 122mm는 선형에 대한 허용오차를 32mm 가정한 것이다.

그림 14는 터널 전면에서 20m 떨어진 곳의 수평변형에 대한 계산값 및 측정값을 나타내고 있다. 터널 옆으로 2m 떨어진 지반의 계산된 수평변위는 실측값 보다는 다소 크나, 깊이에 따른 수평변위의 변화 양상은 실측치와 잘 맞고 있다.

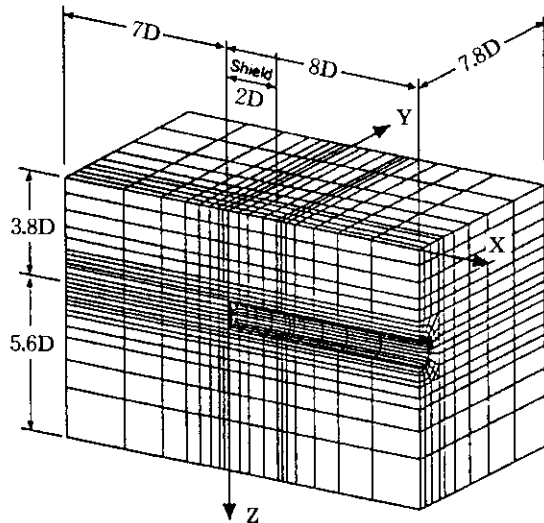
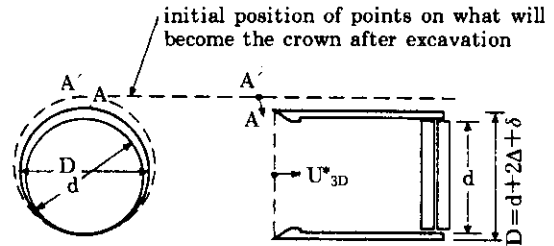


Fig 11. 3D Finite Element Mesh Used by Lee and Rowe(1991) for Analysis of the Thunder Bay Tunnel



$$\text{Gap} = G = 2\Delta + \delta + \omega + U_{3D}^*$$

$\Delta$  = thickness of tailpiece

$\delta$  = clearance required for erection of lining

$\omega$  = extra excavation due to poor alignment (poor workmanship)

$U_{3D}^*$  = overexcavation due to 3D movements toward tunnel face

Fig 12. Definition of the Gap Parameter Used in Analyses of Tunnels (Lee and Rowe, 1991)

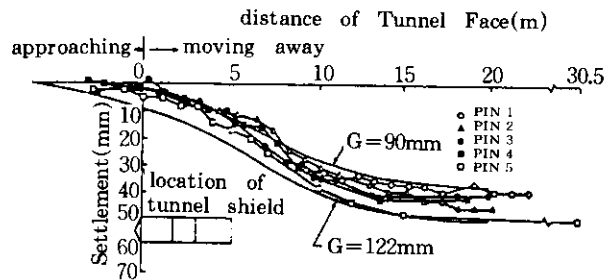


Fig 13. Calculated and Measured Displacements Near the Face of the Thunder Bay Tunnel (Lee and Rowe, 1991)

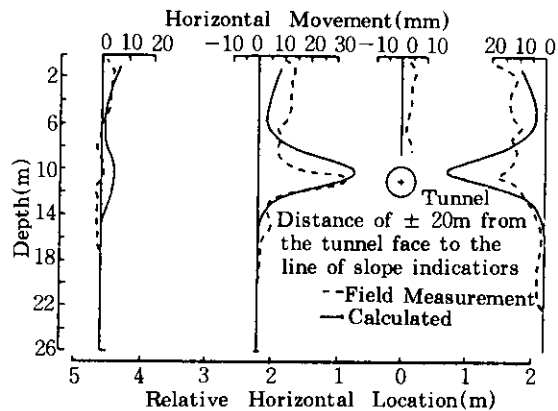


Fig 14. Calculated and Measured Horizontal Movements 20m Behind the Face of the Thunder Bay Tunnel (Lee and Rowe, 1991)



### 1.13 자연사면과 버팀이 없는 굴착사면

자연사면과 버팀이 없는 굴착사면에 대한 지반변형은 해석하기가 대단히 어렵다. 이러한 사면의 변형과 안정에 결정적인 요소는 사면내의 간극수압 변화와 연약한 지반조건이 시간에 따라 어떻게 변화하는가 이다. 지금까지의 해석은 다음 세 부분으로 나눌 수 있다.

- (1) 굴착으로 발생된 부간극수압이 감소되는 지반안정해석
- (2) 큰 산사태의 지반유동속도에 대한 점성해석
- (3) 견고한 점성토 굴착주변의 점진적파괴에 대한 배수해석

스위스에 있는 La Frasse의 산사태 유동속도에 대한 해석은 Vulliet와 Hutter에 의하여 실시되었다. 산사태 지역은 길이가 2000m 폭

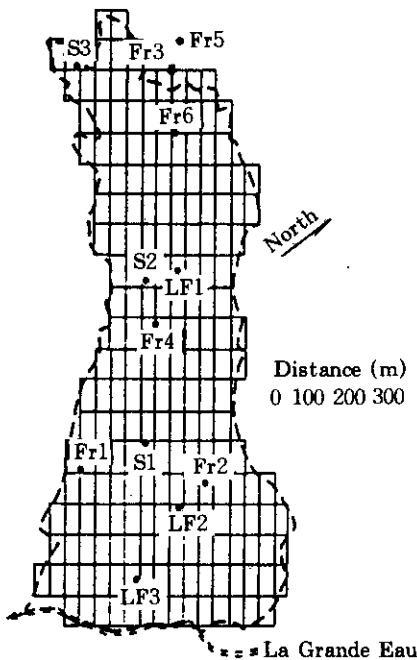


Fig 15. Plan View of the La Frasse, by Vulliet and Hutter(1988) Switzerland |Landslide Analyzed

그림 17은 Skempton(1977)이 해석하고 그리고 최근에 Kawamoto와 Tanaka(1991)가

이 400m로 평면도는 그림 15와 같다. 산의 평균 사면은 13도 이고 산사태 지면은 점성토이다. 이 유동은 120년을 걸쳐 천천히 발생하고 있다. 현장계측을 통해 산사태는 유동물체의 깊이에 분포된 전단 변형에 의한 것이 아니고, 절리면을 따라 움직이고 있다는 것을 알 수 있었다.

Vulliet and Hutter(1988)는 산사태 해석을 위해 그림 15에 보인 바와 같이 사면을 일련의 연결된 요소로 표시하였다. 각 요소는 두께와 바닥의 경사로 구성된다. 비선형 점성 활동법칙(Nonlinear viscous sliding law)과 역해석 Parameter를 이용하여, 사면활동의 속도를 계산하였다. 계산된 속도는 그림 16(a)에 나타나 있으며 그림 16(b)에 보인 측정된 장기속도(Long-term velocity)와 잘 일치함을 알 수 있다.

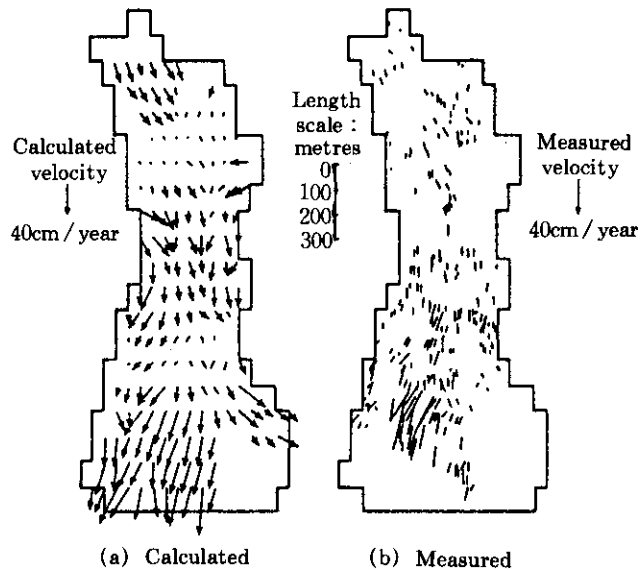


Fig 16. Calculated and Measured velocities of the La Frasse, Switzerland Landslide (Vulliet and Hutter, 1988)

해석한 Sudbury Hill 파괴 사면의 단면이다. Kawamoto와 Tanaka에 의해 수행된 해석의

특징은 요소내부에 전단대(Shear zone)를 형성할 수 있도록 특별한 형태의 요소를 사용한 것이다. 전단대가 형성되면 요소는 균질하게 변형되지 않는다. 집중된 전단변형은 전단대내에서 발생되며 이것은 어느 정도까지 토괴내의 불연속 파괴면을 형성하는 것처럼 보인다. 이러한 해석방법은 파괴지역이 하나의 요소보다 크거나 요소망의 크기에 따라 해석결과가 크게 달라 해석이 어려웠던 지반의 파괴를 모델링하는데 좋은 접근방법이다. 이들은 그림 17에서 보여주는 바와 같이 Skempton(1977)에 의해 밝혀진 실제의 파괴면과 거의 흡사한 위치에서 큰 전단변형률이 나타나고 있다. 이 해석에서는 큰 변위가 발생하여 사면이 파괴될 때까지 중력 하중을 증가시켰다. 이상적인 결과는 하중률 1.0(실제 중력하중)인 상태에서 발생하는 변위이다. 그러나 그림 17에서 보는바와 같이 하중률 1.1(실제 중력하중보다 10%를 상회하는)에 해당되는 전단 변형률이 실제와 잘 일치하고 있다. 가정되는 전단대의 폭에 따라 큰 변위가 발생하는 하중률이 다르다.

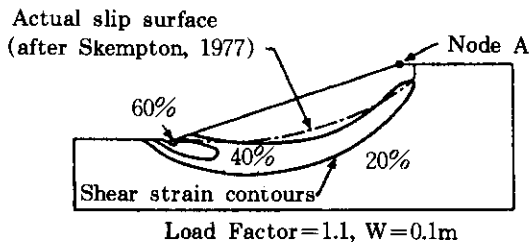


Fig 17. Cross-Section Through Sudbury Hill Slope Failure Analyzed by Kawamoto and Tanika (1991)

## 2. 결 론

진보된 거동모델은 급격히 실무에 적용되고 있다. 탄소성, 탄점소성에 대한 연구와 컴퓨터 비용의 급격한 감소로 인하여 진보된 모델은 실제현장 적용이 가속화 되고 있다. 지금까지의 대부분의 적용사례는 연구와 실무의 두가지

목적에 의해 수행되었다.

실제로 본문에 소개된 거동관계는 소성이론과 관련되어 있다. 이는 의심할 여지도 없이 소성이론이 실제 토질거동의 대단히 중요한 특성을 모델화할 수 있기 때문이다. 즉(1) 파괴시 변형률과 변위는 응력 증분의 방향이 아니라, 응력의 방향을 따라 발생하고, (2) 체적변화는 평균응력(Mean stress) 뿐만 아니라 전단응력과 관련된다. 이러한 토질의 성질을 모델화하기 위해 Cam-Clay 모델과 Sekiguchi-Ohta 모델 등과 같은 진보된 모델이 많은 지반공학의 문제에 적용되고 있다. 진보된 모델은 주요 토질-구조물 상호작용문제, 보강성토와 사면, 토질앵커, 댐, 연약지반위의 성토, 압밀침하, 터널, 자연사면 등의 분야에 적용되고 있다. 대부분의 경우 계산결과는 실측된 값과 잘 일치하고 있으며, 모델의 계수가 해석에 중요한 역할을 하고 있다.

다음 단계는 진보된 거동모델 해석에 필요한 무수히 많은 계수를 간단히 추정할 수 있는 방법을 개발하는 것이다. 지반공학자들은 경험을 통하여 모래의 내부마찰각을 입자의 크기, 표준관입시험의 N치와, 콘 저항값을 근거로 추정하듯이, 진보된 모델 해석에도 그 계수들을 간단한 토질실험을 통하여 구할 수 있어야 한다. Ohta의 해석은 이것이 가능한 것을 보여주고 있다. 비록 단순한 관계로부터 얻어진 계수를 가지고 해석된 결과가 대단히 정확하다고 할 수는 없지만 대단히 유용할 수 있다. 결국 부정확한 해석결과를 용납할 수 있는것이 지반공학자의 장점이다.

실무적용에 있어서 진보된 거동관계의 역할은 변화하고 있다. 20년전에는 아무런 역할도 하지 못했지만 오늘날 진보된 모델해석은 연구와 실무를 접목하려는 곳에 적용되고 있다. 미래에는 더 많은 경험을 가지고 진보된 모델이 실무에 널리 적용되리라는 것은 의심할 여지가 없다.

# Soft Ground Tunnelling

K. Fujita  
Professor  
Science University  
of Tokyo, Japan

역: 김 홍 태\*

## 1. 개 요

최근들어 지하통로, 지하철등의 용도로 많은 터널이 도심지에 건설되고 있다. 또한, 터널공법은 상·하수도관 등의 파이프라인을 시공하는 방법으로도 많이 쓰여지고 있다.

연약지반 터널시공(Soft Ground Tunneling)에 쓰이는 주요 공법으로는, 개착식 터널공법(Cut-and-Cover Tunnelling Method), 쉴드터널공법(Shield Tunnelling Method), NATM공법(New Austrian Tunnelling Method) 등이 있다. NATM공법은 일축압축강도( $q_u$ )가 100kpa 이상이고, 탄성계수(E)값이 10MN/m<sup>2</sup> 이상인 지반조건에 한해 적용된다. 터널공법 결정의 주요소는 경제성과 주변환경에 대한 고려등이다.

개착식 터널공법은 오랫동안 연약지반 터널시공에 적용되어 왔으며, 특히 깊이가 얇은 터널을 시공할 때 유리하다. 그러나 넓은 시공공간이 요구되고, 또한 교통체증 및 소음발생의 문제점 때문에 활용도가 점차 감소되는 추세이다.

쉴드터널공법은 일반적으로 깊이가 깊은 터널시공에 효과적이며, 기존의 건물 및 구조물

아래쪽으로 터널을 관통해야 하는 경우에 적용 가능하다. 그러나 쉴드터널공법은 풍부한 경험과 높은 수준의 시공기술이 요구된다. 자동제어시스템 및 새로운 지반그라우팅 시스템(for tail void)이 장착된 최신의 balanced face type 쉴드기계(shield machine)의 경우, 지표면 침하를 거의 완벽하게 억제하는 효과를 보이고 있다. 쉴드터널공법의 경우 초기투자비용이 많이 요구되긴 하나, 주변환경에 미치는 영향이 아주 미미한 장점을 지니고 있다.

NATM공법은  $q_u \geq 100\text{kpa}$ ,  $E \geq 10\text{MN/m}^2$ 의 조건을 만족하는 지반에만 적용이 가능하다는 단점이 있으며, 아울러 터널라이닝이 받게되는 하중보다 더 큰 힘이 지반에 작용하게 되어 결과적으로 지반움직임이 비교적 크게 발생하는 단점을 지니고 있다.

그러나 NATM공법은 비교적 시공장비가 간단하고 또한 한시적인 가설작업이 요구되어 주변환경에는 그다지 큰 영향을 주지 않는 장점이 있다.

표1은 인접한 기존 구조물의 손상을 방지하기 위해, 일본의 몇몇 업체와 관련기관에서 제시한 설계지침을 보여준다.

\*정회원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 부교수

표1. Allowable and Notifiable Structure Movements Caused by Adjacent Tunnelling

Owner	Type of Structures	Allowable Movements (Notifiable Movements)
Japan Railways Metro. Rapid Trns. Corp.	Tunnel	Vertical $\pm 5\text{mm}$
Osaka Mass Transit Div.	Underground Railway	Settlement 9mm(6mm)
Nagoya Mass Transit Div.	Buried Structures	Inclination (80")
	Underground Railway	Settlement (5mm) Inclination (180")
Tokyo Elect. Power Co.	Outlet Tunnel	Vertical +20 to 40mm
Tokyo Gas CO.	Buried Gas Pipe	Movement Settlement

## 2. 개착식 터널공법에 관련된 지반의 움직임

### 1) 깊은굴착에 의해 유발되는 지반의 움직임

개착식 터널공법으로 시공이 이루어지는 경우 각 굴착단계마다 지반의 움직임이 예상된다. 깊은 굴착의 경우 주변지반의 평형에 대한 교란이 일시적으로(temporarily) 발생하므로, 지반변위를 어느정도 감소시켜줄 수 있는 방법의 적용이 가능하다. 지반의 움직임은 수직 및 수평변위로 구성되며 상호 연관되어 있다.

그림1은 위험한 상태의 흙막이 벽체에 해당되는 한 예이다. 그림1 벽체의 경우 안정수  $N_b$  값은 5.9로서 Peck(1969)이 제시한 저부파괴 또는 용기파괴에 대한 한계안정수  $N_{cb}$  값 5.14를 초과하고 있다. 그러나 이 경우에, 굴착단면의 형상이 구형(矩形)임을 감안하면 안정수  $N_b$  값 5.9는 Bjerrum과 Eide(1956)가 제시한 한계안정수  $N_{cb} = 6.5 \sim 7.5$  (일본의 경우는  $N_{cb} > 6 \sim 7$ ) 보다는 작게 된다. 또한 벽체에 작용하는 토압에 대한 안정수  $N_s$  값은 7이며, Peck이 제시한 기준( $N_s > 6 \sim 7$ )에 따를 경우 벽체의 전체 깊이에 걸쳐 소성평형상태에 도달했음을 의미한다. 그림 1 벽체의 경우 최대발생변위는 80cm 정도이었고, 버팀보에 실제 작용하는 하중은 설계시에 예상되었던 값의 약 2배

정도에 도달하였으나, 다행히 붕괴되지는 않았다. 그러나, 이런 경우에는 굴착깊이를 줄이는 방향으로 설계를 변경하던가, 아니면 굴착에 앞서 지반자체의 강도를 증가시키기 위해 지반보강이 반드시 실시되어야 한다.

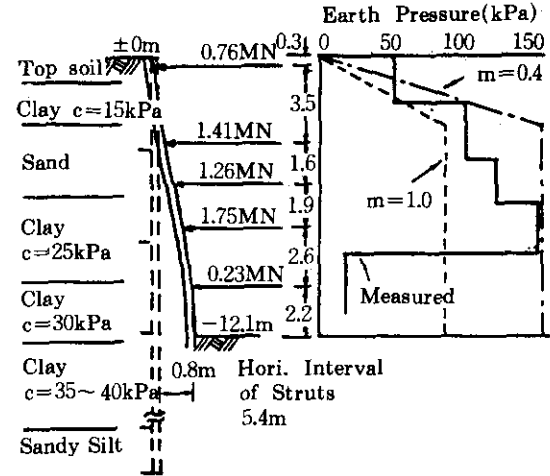


Fig 1. Distribution of Earth Pressure during Braced Excavation in Osaka(Fujita - 1974)

### 2) 지반보강작업에 의해 유발되는 지반의 움직임

일반적으로 지반의 강도를 증대시키기 위한 방법에는 지반자체의 밀도를 증가시키는 방법과 지반의 간극에 특수한 물질을 분사주입하여 지반의 전단강도를 증가시키는 방법이 있다. 그러나, 이런 방법들은 지반의 움직임을 동반하기 때문에 주변 구조물의 손상을 유발할 수 있으므로 주의해야 한다.

그림 2는 실제 시공사례로서 터널굴착지점에서 약 20m 정도 떨어져 있는 철도교량 피어(pier)를 보여주고 있는데, 이 경우 철도교통의 안전성을 보장하기 위해서는 터널굴착으로 인해 발생하는 피어의 수평방향변위를 25mm 이하로 제한하여야 했다. 또한 15~20m 정도 깊이의 굴착을 하였을 때 바닥면 지반의 비배수 전단강도는 45~60kPa 정도이었다. 따라서 안정수  $N_b$  값이 5.3보다 크기 때문에 지반보강이

필요시 되었다.

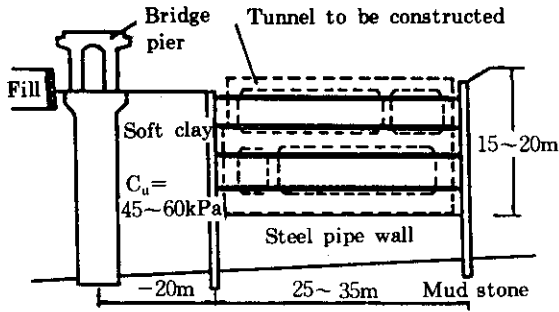


Fig 2. Braced Walls for Excavation of Tunnel by Cut-and-Cover Method and Adjacent Bridge Pier.

이 시공사례의 경우, 강재파이프를 우선 타 입하여 벽체를 일차적으로 형성한 후 석회기둥 (lime column)을 강재파이프 사이에 추가로 시공하여 지반의 안정을 시도했다. 그 결과, 점토의 전단강도가 보강 이전에 비해 거의 2배 정도로 증가했다. 그러나 그림3의 계측결과를 살펴보면, 1200mm의 직경을 지닌 강재파이프로 형성된 벽체에 20~264mm 정도의 수평방향변위가 발생하였으며, 아울러 이와같은 벽체의 움직임은 벽체로부터 8.6~23.1m 떨어진 철도교량 피어에 6~23mm 정도의 수평방향 변위를 유발하였다. 또한, 벽체에서 5m 정도 떨어진 지표면에는 약 120mm의 수평변위가 발생하였다(그림4). 이와같은 지반움직임은 석회기둥의 시공과정에서 케이싱 파이프(casing pipe)의 항타 또한 지반의 수분이 흡수됨에 따른 석회기둥의 팽창 등에 원인이 있는 것으로 판단되며, 따라서 flight 오우저등을 이용해 미리 흙을 일부 걷어내는 작업이 변위감소를 위해 필요시 되어진다.

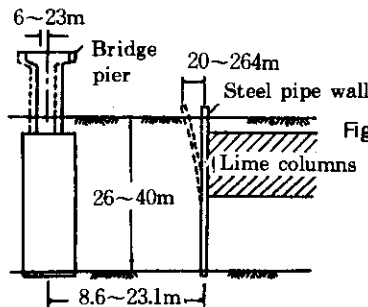


Fig 3. Horizontal Displacements of Wall and Bridge Pier Caused by Ground Treatments.

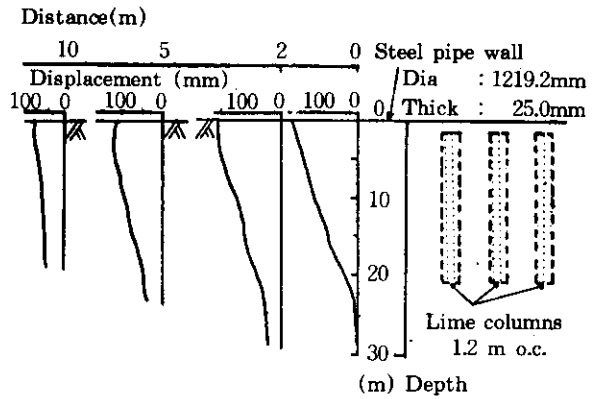


Fig 4. Ground Movements and Deflection of Steel Pipe Wall Caused by Installation of Lime Columns.

한편, 그림5는 굴착을 하는 동안 벽체가 안쪽으로 변형을 일으킨 경우를 보여주는데, 이때 수평방향의 최대변위는 각각 43mm와 47mm로 나타났다.

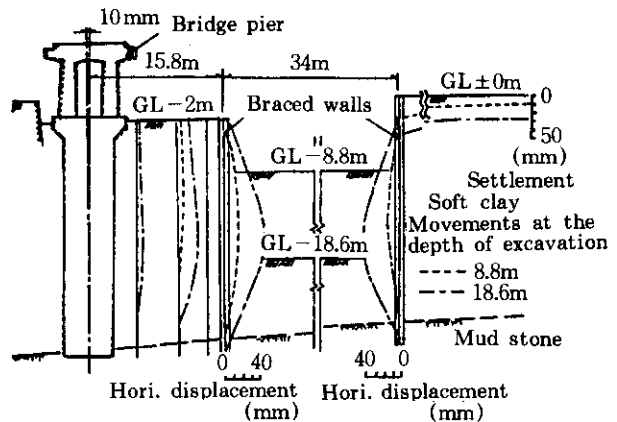


Fig 5. Movements of Ground, Bridge Pier and Braced Walls Caused by Deep Excavation.

### 3) 벽체의 설치작업에 의해 발생하는 지반의 움직임

굴착시 설치되는 가설흙막이 벽체의 시공방법에는 타입에 의한 방법과 미리 형성된 hole 또는 trench에 벽체를 설치하는 방법이 있다. 전자의 경우 일반적으로 굴착작업이 끝나면 벽체가 제거되지만, 후자의 경우에는 굴착작업완

료 후에도 그대로 남겨두거나 또는 터널의 경우 구조물의 일부로 활용하게 된다.

Fujita 등(1971)은, 20m 길이의 강재널말뚝을 지반에 타입하여 벽체를 시공한 경우 벽체로부터 1m 떨어진 지점의 지표침하 45~65mm 정도이었으나, 동일한 조건에서 엄지말뚝(soldier pile)으로 시공한 경우는 이보다 훨씬 작은 10~20mm 정도의 지표침하가 발생했다고 보고하였다. 또한 Fujita 등은 17~18m 길이의 강재널말뚝을 사용해 14.65m 깊이의 벽체를 시공한 다음 6개월 동안의 침하량 변화를 측정하였으며, 결과는 표2에 제시되어 있다. 표2의 측정결과는 벽체로부터 2.5m 떨어진 지점의 지표침하이며, 전체침하량의 50% 정도가 강재널말뚝의 타입 및 이를 제거하는 과정에서 발생되었음을 알 수 있다.

표2. Ground Settlement at 2.5m from the Steel Sheet-pile wall during Braced Excavations (Fujita et al.-1971)

Sequences	Cumulative Settlement(mm)	Settlement in Sequence Each(mm)	Sequence (%)
After Driving Sheet-Piles	20	20	15
End of Excavation	43	23	17
Removal of Struts	65	21	16
Removal of Sheet-Piles	116	51	37
After 6 months	136	20	35

Clough 등(1990)에 따르면 몇가지 특수한 사례를 제외하고는, 슬러리벽체(slurry walls) 시공시 예상되는 지표면 침하는 대개의 경우 5~15mm 정도이다(그림6). 이와같은 결과는, trench 굴착과정에서 지반이 느슨해지기는 하나, trench에 채워진 슬러리가 토압 및 수압에 저항하는 역할을 함으로써 침하량이 감소되는데 원인이 있다.

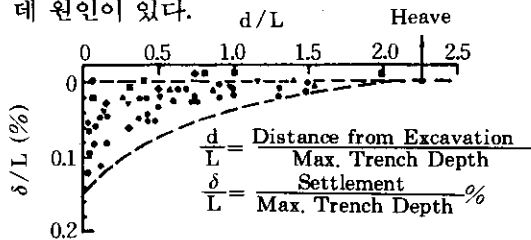
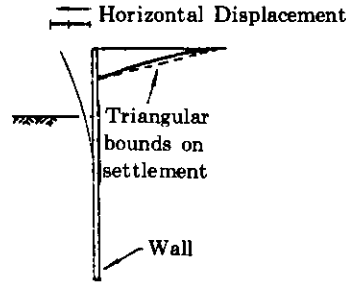
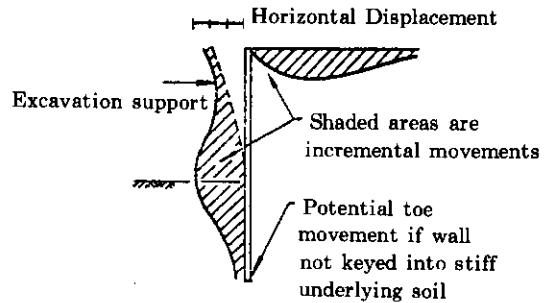


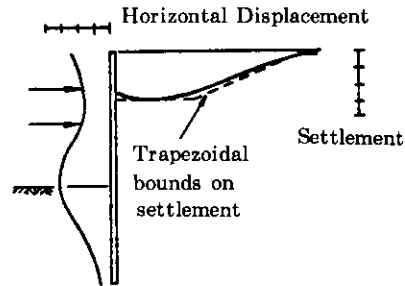
Fig 6. Summary of Measured Settlement Caused by Installation of Diaphragm Walls(Clough et -1990).



(a) Cantilever movement



(b) Deep Inward Movement



(c) Cumulative Movement Settlement

Fig 7. Typical Profiles of Movement for Braced and Tied-Back Walls (Clough et al.-1990).

#### 4) 굴착시 벽체의 변형에 의해 유발되는 지반의 움직임

굴착시공중에 흙막이 벽체는 변형을 일으키게 되며, 이와같은 벽체의 변형은 다음과 같은 과정을 통해 지반의 움직임을 유발하게 된다.

- ① 첫번째 버팀보를 설치하기 위해 굴착을

진행할 때, 버팀보 설치 이전에는 벽체만이 흙을 지지하는 상황이 발생한다. 이때 벽체는 캔티레바와 같은 거동을 하기 때문에 변형이 발생하게 된다. Clough 등(1990)은 그림7을 이용해, 첫번째 버팀보를 설치하기 위한 굴착 깊이가 깊을수록 지반변위는 더욱 커진다는 사실을 설명하였다.

② 버팀보의 설치가 완료된 후 하중이 작용하게 되면 버팀보와 띠장 사이의 접촉표면 등에서 소성변형이 발생하게 된다. 또한 굴착작업이 계속 진행됨에 따라 토압에 의해 유발된 하중이 첫번째 버팀보에 작용하게 되며, 결과적으로 탄성변형이 발생한다. 따라서 이와같은 변형들을 감소시키기 위해서는, 첫번째 버팀보에 작용하게 되는 하중과 동일한 크기의 하중을 미리 가하는 작업이 필요시 된다.

③ 버팀보의 수직간격은 작업공간의 확보를 위해 가능한 넓어야 한다. 그러나 버팀보의 간격이 넓을수록 근입된 벽체에 작용하는 하중도 커지므로 벽체의 수평방향 변위는 증가하게 된다. 만약 벽체의 강성이 증가하면 벽체변위는 감소하게 되나, 지반의 움직임을 줄이기 위해서는 버팀보의 간격을 줄이는게 훨씬 효율적이다.

점성토지반의 경우 시간이 흐를수록 벽체의 변형은 증가하게 되며, 따라서 버팀보 설치작업 및 미리 하중을 가하는 작업이 가능한 신속하게 진행되어야 한다.

#### 5) 벽체의 수평움직임과 굴착깊이와의 관계

Clough 등(1990)은 견고한 점토(stiff clay) 지반, 잔류토(residual soil) 지반 및 모래지반의 경우에 대해 벽체의 최대수평변위와 굴착깊이 사이의 관계를 정리하였으며, 결과는 그림8과 같다. 평균적으로 벽체의 수평변위는 굴착깊이의 약 0.2% 정도이나, 0.5% 이상되는 특별한 경우도 있음을 Clough 등은 밝히고 있다. 또한, 발생하는 수평변위의 크기는 벽체의 종류에는 그다지 상관없이 그림8을 통해 알 수 있다. 이외에도 Fujita(1994)는, 벽체 수평

움직임의 크기는 굴착깊이에 상관없이 대략적으로 60~300mm 정도이며, 작업자의 숙련도에 크게 영향을 받는다고 밝히고 있다.

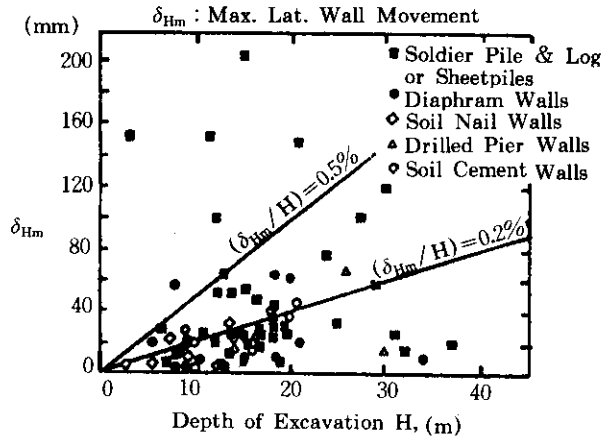


Fig 8. Observed Maximum Lateral Movements for Insitu Walls in Stiff Clays, Residual Soils and Sands (Clough et al. -1990).

대부분의 수평움직임은 각 굴착단계 종료후 버팀보 설치 이전에 근입된 벽체부분에서 발생하기 때문에, 수평변위의 크기는 그 부분에 작용하는 하중의 크기, 지반의 종류 및 성질 등에 밀접하게 관련되어 있다. 따라서 작용하중의 크기를 가능한 줄이기 위해서는, 각 단계별로 설치될 버팀보와 굴착저면 사이의 거리를 줄이고, 또한 빠른 시간내에 시공을 완료하는 노력이 필요하다. 작업자의 숙련도와 굴착표면의 이완억제도 발생변위의 감소에 관련된 중요한 요소이다.

Mana-Clough(1981)는 다양한 실제시공 자료를 분석하여, 저부파괴(굴착저면 융기현상)에 대한 안전율과 벽체의 수평방향 최대변위(굴착깊이와 관련지어)와의 관계를 그림9에 제시하였다. 만약 안전율이 2.0 또는 그 이상인 경우, 수평움직임의 크기는 굴착깊이의 0.5% 정도 또는 그 미만이고, 안전율이 거의 1.0인 경우에는 2.0% 또는 그 이상임을 그림9를 통해 알 수 있다.

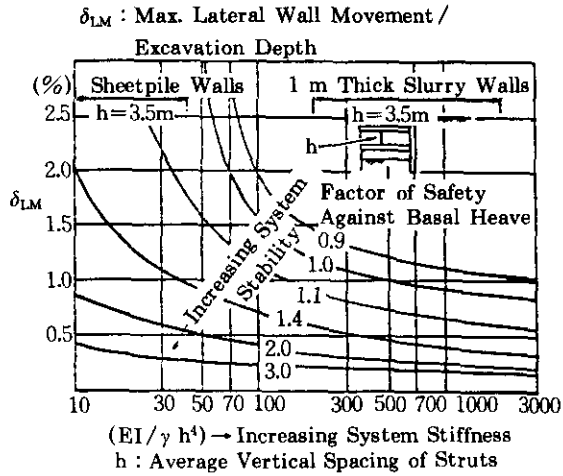


Fig 9. Chart for Estimating Maximum Lateral Wall Movements and Ground Surface Settlements for Support Systems in Clays(Clough et al.-1989).

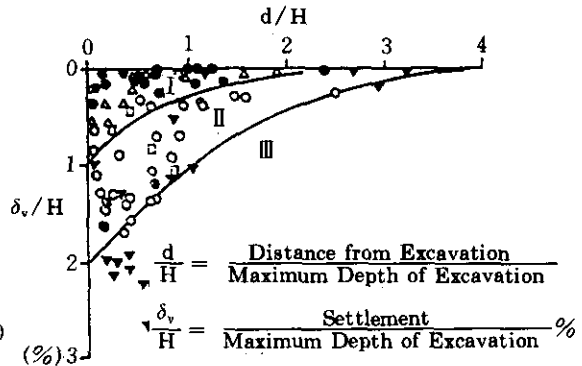
또한 Mana-Clough는 벽체의 수평움직임에 영향을 주는 인자들에 대해 FEM 해석을 통한 정량적 분석을 하였으며, 분석결과를 토대로 다음과 같은 조건에서는 벽체의 수평움직임이 감소한다고 보고하였다.

- 벽체의 강성이 큰 경우
- 버팀보의 강성이 큰 경우
- 굴착깊이에 비해 굴착폭이 좁은 경우
- 굴착저면 부근에 견고한 지층이 존재하는 경우
- 버팀보에 미리 가하는 하중(preload)이 클 경우

#### 6) 벽체에 인접한 지표면 침하

Peck(1969)은 깊은 굴착에 의한 지표면 침하를 흙막이벽체 배면으로 부터의 거리 및 굴착깊이를 토대로 무차원 형태로 정리하였으며, 결과는 그림10과 같다. 그림10은 3가지로 지반종류를 구분하고 또한 작업자의 숙련도를 일부 고려한 결과이다. 이를 살펴보면, 모래나 soft to hard 점토지반의 경우 최대지표침하는 굴착깊이의 1% 정도 이하이며, 굴착깊이가 깊고 very soft to soft 점토지반에서는 2%

이상이다.



- Zone I : Sand and Soft to Hard Clay, Average Workmanship
- Zone II : (a) Very Soft to Soft Clay  
(b) Settlements affected by construction difficulties
- Zone III : Very Soft to Clay to a significant depth below bottom of excavation and with  $N_b > N_{cb}$

Fig 10. Summary of Settlements Adjacent to Excavations(Peck - 1969).

그러나 설계 및 시공기술이 점차 발달함에 따라, 지표침하량은 점점 작아지는 추세이다. 한예로 Grant(1985)는 미국 시애틀지역에서 시공된 36m 깊이의 견고한(stiff) 점토지반 굴착시, 굴착깊이의 0.1% 정도에 해당되는 최대 침하가 발생했다고 보고하였다. 이외에도 Uchida 등(1993)은 도쿄(Tokyo)지역 연약지반 굴착공사(깊이 36.6m)에서 발생된 최대벽체변위는 35mm(굴착깊이의 0.1% 정도), 최대 지표침하는 30mm(굴착깊이의 0.08% 정도) 이었다고 보고한 바 있다. 지표침하의 최대값은 벽체변위의 최대값과 크기가 거의 같거나 또는 다소 작은 경향을 일반적으로 나타내고 있다. Clough 등(1990)은 굴착깊이의 0.15% 정도에 해당되는 최대지표침하가 평균적으로 발생하였으며, 이와같은 최대지표침하량은 벽체 최대 변위의 75% 정도에 해당된다고 밝힌바 있다(그림11). Clough 등은 아울러, 엄지말뚝 및 토류판 또는 강널말뚝 벽체의 경우에도 상당한



지표침하가 발생하는 것으로 보고하였다.

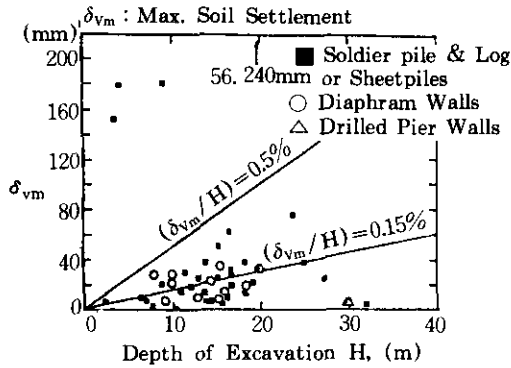


Fig 11. Observed Maximum Settlements Adjacent to Excavations (Clough et al. -1990).

7) 벽체에 인접한 지표면 침하현상

Clough등(1990)은 흙막이 지지벽체 배면의 지표면 침하현상을 분석하여 무차원 형태로 정리하였으며, 결과는 그림12와 같다. 또한, 그림 13 및 14를 이용해 굴착깊이와 지반종류에 따른 지표면 최대침하량의 예측이 가능하며, 벽체배면에 근접하여 거리별 침하현상을 아울러 알 수 있다.

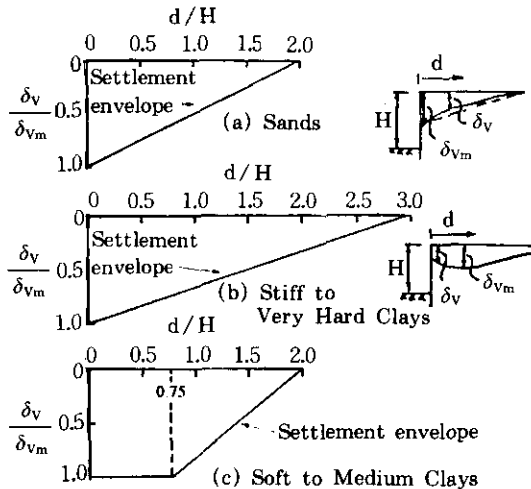
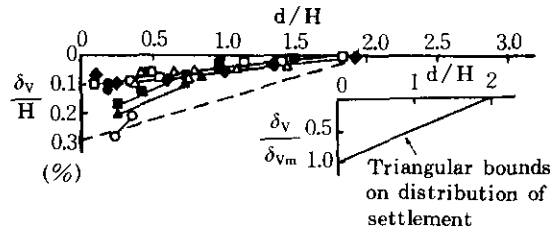


Fig 12. Dimensionless Settlement Profiles Recommended for Estimating the Distribution of Settlement Adjacent to Excavation in Different Soil Types (Clough et al. -1990).

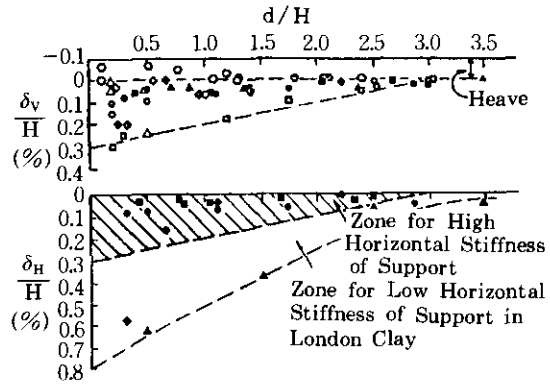


$$\frac{d}{H} : \frac{\text{Distance from Excavation}}{\text{Max. Excavation Depth}}$$

$$\frac{\delta_v}{H} : \frac{\text{Settlement}}{\text{Max. Excavation Depth}} \%$$

$$\frac{\delta_v}{\delta_{vm}} : \frac{\text{Settlement}}{\text{Max. Settlement}}$$

Fig 13. Summary of Measured Settlements Adjacent to Excavations in Sand (Clough et al. -1990).



$$\frac{\delta_v}{H} : \frac{\text{Settlement}}{\text{Max. Excavation Depth}} \%$$

$$\frac{\delta_H}{H} : \frac{\text{Horizontal Movement}}{\text{Max. Excavation Depth}}$$

Fig 14. Summary of Measured Settlements and Horizontal Displacements Adjacent to Excavations in Stiff to Very Hard Clay.(Clough et al. -1990).

8) 예측결과의 이용

흙막이 지지벽체 수직단면을 따라 계측장치를 설치하여 벽체의 수평변위, 벽체 및 버팀보에 작용하는 토압 및 수압 등을 각 굴착단계별로 측정하는 것이 가능하다. 이와같은 계측자료를 분석하여 다음 단계의 굴착에 앞서 설계변수들을 재검토하는 작업이 바람직하며, 이를

위해 제측자료의 신뢰성등에 대한 분석이 선행되어야 할 것이다.

### 3. 쉴드터널공법에 관련된 지반움직임

#### 1) 쉴드터널공법 개요

쉴드(shield)란 연속적으로 지반을 지지하면서 터널을 굴착하는 원형의 강재 shell 구조체로서, 일반적으로 터널전면부(前面部) 막장의 지반붕괴를 막고 동시에 굴착과 라이닝에 필요한 공간을 확보해주는 역할을 한다. shell의 표면플레이트(skin plate)는 rib와 ring girder로 보강되어 있으며, 각종 장비 및 장치들은 shell의 안쪽에 설치되어 있다. 쉴드터널 공법의 시공순서는 아래의 그림15에 명시되어 있다.

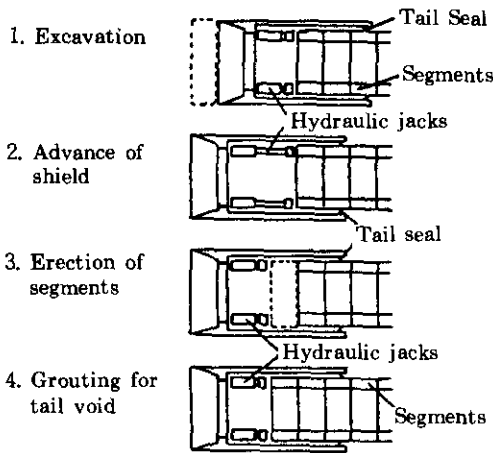


Fig 15. Construction Sequence of Shield Tunnelling.

지반공학에 관련된 문제점들 특히 지반의 움직임은 터널시공의 모든 단계에서 예상된다. 첫번째 시공단계에서 굴착은 라이닝(one segmental lining) 길이만큼 진행되며, 필요시 전면부는 sheeting과 잭(jack), 압축공기등에 의해 지지된다. 이 작업중에, 전면부 특히 천정부분은 반드시 안정을 유지해야 한다. 비록 전면부가 안정되어 있다 하더라도, 응력이완에 의해 터널내부로의 움직임이 있을수 있으며, 이와같은 현상이 지반의 움직임이나 지표침하를

유발하게 된다.

두번째 시공단계에서, 쉴드는 ring 길이만큼 잭을 이용해 미리 결정된 방향(곡률 및 경사도에 맞게)으로 진행하게 된다. 이 과정에서 전면부 뒤쪽지반의 융기가 발생할 수 있다. 계속해서 라이닝과 지반 사이에 존재하는 tail void를 채우기 위한 그라우팅(두께 5~10cm)이 실시된다. 그라우팅 이전에 붕괴 또는 과도한 변형이 발생하거나, 그라우팅이 불충분할 경우, 지반의 움직임이나 지표면 침하가 발생할 수 있다.

Hanya(1977)는 일반적인(conventional) 쉴드터널공법을 이용하여 시공된 일본의 지하철공사 관련자료를 정리하여 표3을 제시하였다. 표3은 여러 종류의 지반에서 측정된 지표의 최대침하량을 보여준다.

표3. Relationship between Soil Condition and Settlement(Hanya-1977)

Soil layer at tunnel face	Soil layer above tunnel	Settlement (mm)
Alluvial Soft Cohesive	Alluvial layer	30-100
Diluvial Cohesionless	Diluvial thinner than tunnel dia.	50-80
Diluvial Cohesionless	Diluvial thicker than tunnel dia.	10-30
Diluvial Cohesive	Diluvial/Alluvial	-30

또한 Hanya는 지표침하의 원인을 분류하여 표4를 제시하였다. 표4의 결과는 터널전면부의 안정을 위해 압축공기가 사용된 경우에 해당되며, 전체침하의 약 46% 정도는 지반압밀에 의해 발생하였고, 약 37% 정도는 응력이완에 의해 발생되었음을 알 수 있다.

표4. Breakdown of Ground Surface Settlements (Hanya-1977)

Factor of Settlement	Settlement(%)
Settlement due to relatively instantaneous movement	
· Excessive removal of soil	27.3
· Volume of tail void	24.2
· Deformation of segmental ring	2.9
Settlement due to consolidation	
· Regional ground settlement	11.1
· Consolidation caused by drainage, groundwater lowering reduction of compressed air pressure	34.5
	45.6
	100

지반보강등과 같은 보조공법을 병행하거나, 적합한 쉴드기계를 선택함으로써, 또는 새로운 종류의 tail void 그라우팅 시스템(그라우팅시 파인간극수압의 발생을 억제하는)을 사용함으로써 지표침하를 가능한 줄일 수 있다.

일본에서는 컴퓨터로 자동제어 되는, balanced face type 쉴드기계와 새로운 tail void 그라우팅 시스템이 조합된 쉴드터널굴착기계가 1985년 경에 개발되었다. 이 기계를 사용하여 시공할 경우 최대 지표침하량이 3~5mm 정도로 훨씬 감소하는 효과가 예상되며, 이와같은 침하량은 그동안 사용해온 일반적인 쉴드기계로 시공할 경우 예상되는 침하량의 1/10 정도의 작은 값에 해당된다. 또한 이 기계를 사용할 경우, 별다른 보조공법이 필요없기 때문에 비용면에서도 기존 쉴드기계와 큰 차이가 없다.

## 2) 쉴드기계의 종류와 지표침하

터널의 굴진속도 증대와 공사비의 절감효과, 그리고 다양한 지질에서의 전면부 안정성을 확보하기 위해 여러 종류의 쉴드기계가 개발되어 왔다. 쉴드기계의 종류는 터널 전면부의 상호 작용 조건에 따라 open face type, supported face type, 그리고 balanced face type 등의 3 종류로 나눌 수 있다.

open face type은 전면부 안정성이 좋은 지질에 주로 사용되며, hand mining shield와 excavator shield가 있다.

supported face type에는 blind shield와 mechanical shield의 2종류가 있다. blind shield가 사용될 경우에는 bulkhead에 의해 터널전면부의 붕괴가 방지되며, mechanical shield가 사용될 경우에는 rotary cutting head에 의해 붕괴가 방지된다. 이때 bulkhead의 작은 구멍이나 rotary cutting head의 틈을 통해 쉴드 내부로 들어온 흙은 즉시 응력이 제거된 상태가 된다.

balanced face type 쉴드기계의 경우는 slurry shield와 earth pressure balance shield로 구분할 수 있으며, 굴착된 흙은 cutting

head와 bulkhead 사이에 설치된 chamber에 저장된다.

Fujita(1981)는 여러 종류의 쉴드기계를 사용해 일본에서 시공된 94건의 사례연구를 통해 최대지표침하량과 터널깊이/터널직경 사이의 관계를 그림16에 나타냈다. 그림16은 사용된 쉴드기계의 종류에 따른 침하량을 나타내고 있다. slurry shield나 earth pressure balance shield에 의해 발생한 침하량은 그래프 상에서 많이 분산이 되어있는데, 이는 이러한 종류의 쉴드기계를 사용한 시공경험이 그 당시에는 부족하였기 때문이다.

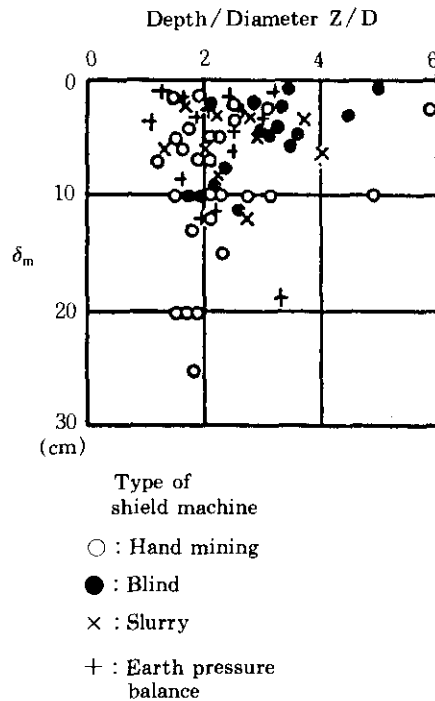


Fig 16. Maximum Settlements Caused by Various Type of Shield Tunnelling Methods (Fujita-1981).

Fujita(1981)는 그림16에 명시된 데이터를 다른 관점에서 분석하여 표5를 아울러 제시하였다. 표5는 쉴드기계의 종류, 지반의 종류, 보조공법의 사용 유·무 등에 따른 최대지표침하량을 보여준다.

표5. Summary of Max. Ground Surface Settlement(Fujita-1982)

Type of Shield	Type of Soil	Auxiliary Measures	Max. Surface Settlement(cm)				No. of case	Other Settelements (cm)
			Max.	Min.	Av.	Max. error		
Open	Clay*	Without	12	6.8	10	±3	4(1)**	2.5
	Clay	Without	20	20	20	±0	2	
	Clay/Sand	Without	13	7	10	±3	5(1)	3.5
	Sand	With	7	1.3	4	±3	7	
	Sand	With	25	15	20	±5	3(1)	10
Blind	Clay	With	5	0.7	3	±2	6(1)	10
	Clay	Without	5.7	2	4	±2	10	
	Clay	Without	11.2	7.5	10	±2.5	4	
Slurry	Clay	Without	5	3.5	4	±1	2	
	Clay/Sand	Without	12	6	9	±3	3	
	Sand	Without	6.4	2.1	4	±2.5	4	
Earth	Clay	Without	8.5	3.5	6	±2.5	3	
	Clay	Without	18.6	12	15	±3.5	2	
	Clay/Sand	Without	2.5	1	2	±1	3	
	Sand	Without	6	3	4.5	±1.5	4	
	Sand	Without	2.4	1	2	±1	3(1)	11.8

Notes \* Diluvial clay.

\*\* ( ) shows number of examples excluded from the examination.

3) 쉴드터널공법에 의해 발생된 지반움직임의 예

Hirata 등(1983)은 earth pressure balance 쉴드기계를 사용하여 나란한 2개의 오오사카 지하철 터널을 시공할 때 발생된 지반움직임을 분석했다. 터널직경은 양쪽 모두 6.93m이었으며, 터널 중심간의 간격은 15m, 그리고 지표로부터 터널 중심까지의 깊이는 15m이었다. 이 터널은 모래층이 일부 포함된 층적층에 시공되었으며 지표면 아래 20m 지점에 홍적층(diluvial strata)이 놓여 있었다. 또한, 지하수위는 지표면 아래 1m 지점에 위치하였다.

그림17은 터널굴착에 따른 터널단면의 수평 방향 변위를 보여주고 있다. 첫번째 터널주위의 지반은 처음에는 안쪽으로 변형을 일으켰으나, 두번째 쉴드가 통과한 후 움직임의 방향이 바깥쪽으로 바뀌었다. 이때 최대수평변위는 터널의 천정부에서 발생하였으며 그 크기는 약 13mm 정도이었다. 그림18은 그림17과 동일한 단면에 대해 수직방향으로의 지반움직임을 서로 다른 깊이에서 보여주고 있다. 초기에는 지

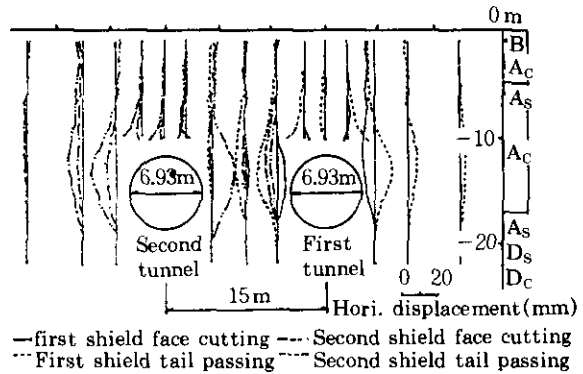


Fig 17. Horizontal Displacements Caused by Shield Tunnelling (Hirata et al.-1983).

반이 일시적으로 융기현상을 일으키지만 시간이 지남에 따라 결국 침하를 일으키게 되며, 이때(첫번째 쉴드가 통과한 후 2개월 후, 2번째 쉴드가 통과한 후 1개월 정도 지난 시점) 최대 침하량은 27mm이었다.

그림19는 터널의 길이방향 단면과 쉴드기계 통과 전후의 지반움직임을 보여준다. 그림19의 결과를 살펴볼 때, 쉴드의 전면부가 통과하기 이전에 지반은 융기하였고, 쉴드 후미부분의 천정부근 지반에서 측정된 최대융기량은 약 40mm 이었으며, 동일 위치의 지표면에서는 약 3mm의 융기가 발생하였다. 또한 쉴드 전면부 천정부근에서는 13mm 정도의 최대수평변위가

발생하였으며, 발생원인은 쉴드의 표면플레이트와 주변지반 사이의 마찰 때문으로 추정된다.

제한적이긴 하나 앞에서 기술된 시공사례 분석결과를 살펴볼 때, 쉴드터널공법의 경우 지반움직임이 가장 크게 예상되는 지점이 지표면이 아니고, 터널천정부 부근임에 특히 유의해야 할 것이다.

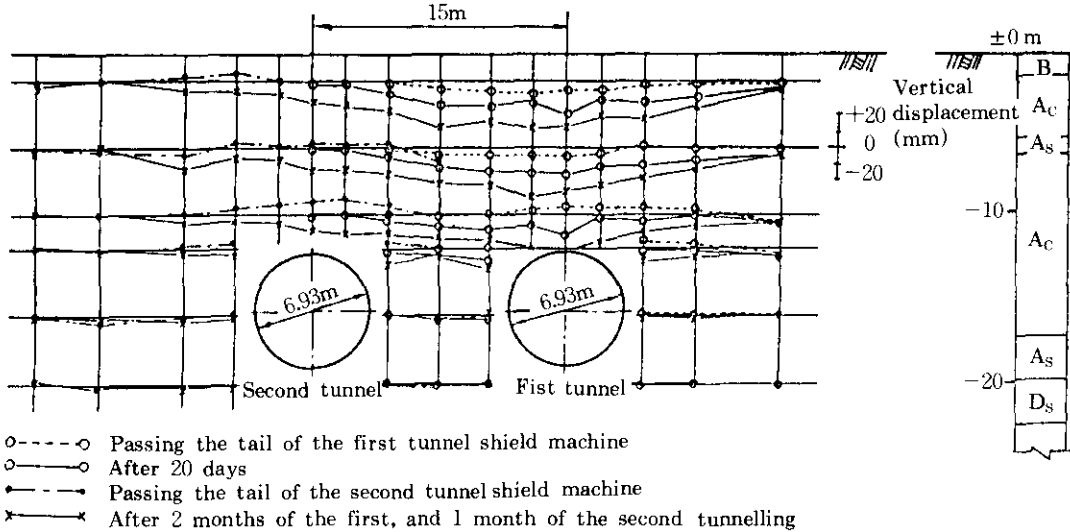


Fig 18. Example of Ground Settlements Caused by Shield Tunnelling (Hirata et al.-1983).

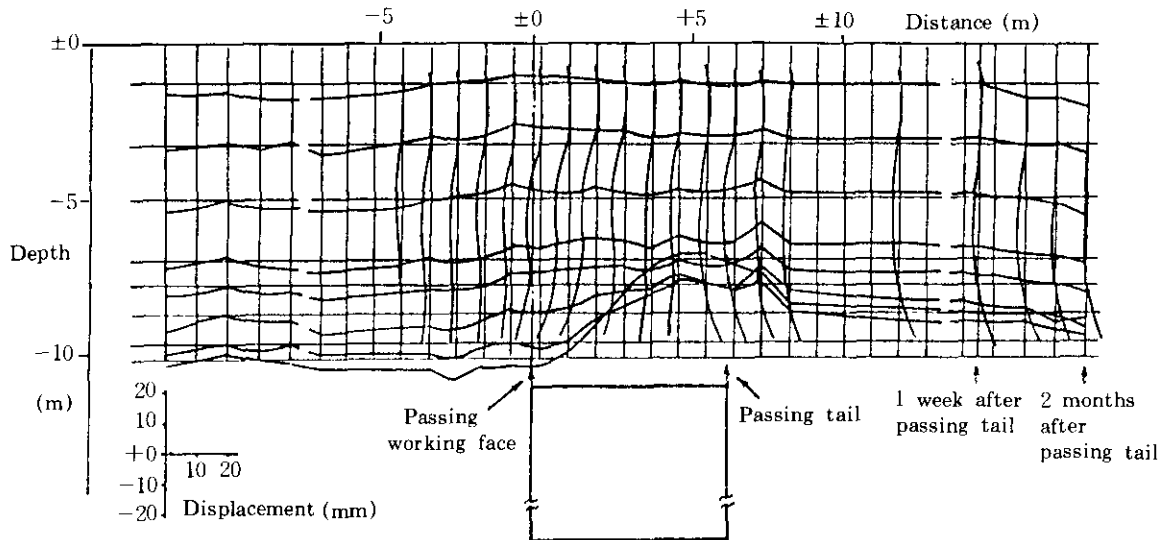
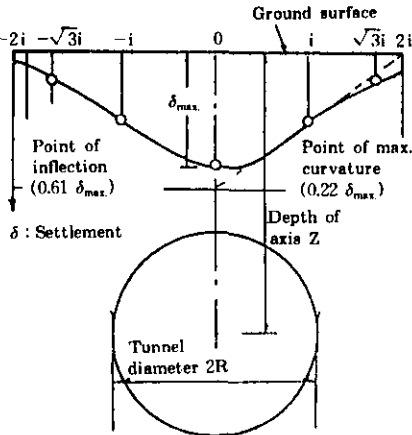


Fig 19. Ground Movement before and after passing of a Shield Machine (Hirata et al.-1938).

#### 4) 지표침하와 침하형상

Peck(1969)은 제7차 ICSMFE에서 다양한 방법(conventional mining methods, hand mining 또는 digger shield)의 터널시공에 의해 발생하는 지표면 침하형상에 관련된 개념을 발표했다.

Peck은 터널시공에 따른 지표면 침하형상이 오차함수 또는 정규분포곡선으로 표현될 수 있다는 사실을 16개의 민을만한 실제 터널계측자료를 토대로 보고하였으며, Peck이 제시한 지표면 침하형상곡선 개요 및 형태는 그림20과 같다.



Ratio  $i/R$  is a function of  $Z/2R$  and soil conditions. Volume of trough =  $2.5i \delta_{max}$ .

Fig 20. Settlement Trough above Tunnel (Peck-1969).

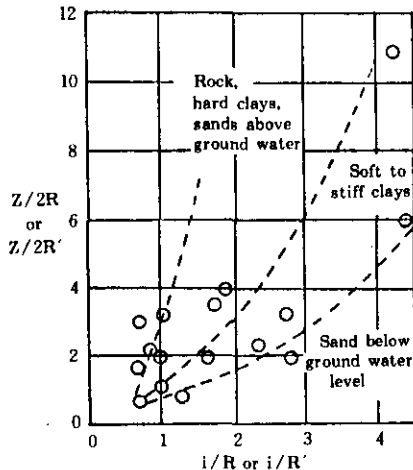


Fig 21. Relation between Width of Settlement Trough and Depth of Tunnel for Various Tunnels in Different Materials (Peck-1969).

또한 그림21은 터널직경(2R), 터널 중심부까지의 깊이(Z), 그리고 오차함수의 변곡점(i)과 관련된 지표면 침하폭(width of settlement trough)의 크기를 여러 종류의 지반조건에 대해 보여주고 있다.

Fujita는 Peck이 제시한 지표면 침하예측 관계식을 일본에서 실제 시공된 43개의 터널계측자료를 토대로 적합성 여부를 검토하였으며, 새로운 종류의 balanced face type 쉐드기계를 이용해 시공한 터널의 경우 발생한 지표면 침하는, 지반조건이 양호한 경우에 해당되는 Peck의 예측치 범위에 해당됨을 확인하였다.

지표면 침하형상은 최대침하량과 오차함수 변곡점(i)의 위치에 의해 결정되어진다. Attewell(1981), O'Reilly-New(1982), Leach 등(1985)은 변곡점(i)을 예측하는 방식을 제안했다. 지표면 침하형상의 정확한 판단은 쉐드터널공법이 지표면 부근 구조물(예를 들어 매설 파이프)에 미치는 영향을 미리 예측할 수 있기 때문에 아주 중요하다.

또한 Fujita는, 예상 최대지표침하량이 지반의 종류, 지반조건, 쉐드기계의 종류, 그라우팅 방법, 그라우팅재료의 종류, 시공기술수준 등에 영향을 받는다고 분석하였다. 이외에도 지표침하량 예측을 위한 많은 방법들이 제안되었으나, 앞에서 언급한 여러 인자의 영향이 충분히 반영되지는 않았다고 Fujita는 밝히고 있다.

아울러, 지표면 침하를 다루기 위해 지반손실개념이 도입되었다. 지반손실량은 settlement trough의 단면적에 단위길이를 곱함으로써 결정되며, 원리상으로는 터널전면 부근의 느슨해진 지반의 양, tail void와 그라우트 사이의 체적차이, 굴착된 흙과 터널단면 사이의 체적차이, 그리고 터널과 지표면 사이의 흙의 밀도변화에 따른 체적을 모두 합한 값과 같다.

balanced face type 쉐드기계의 경우 지반이 느슨해지는 현상을 효율적으로 억제하는 시공이 가능하다. 굴착부분의 체적을 터널단면의 체적으로 간주하는 것은 문제가 있으며, 그 이

유는 흙의 체적을 정확히 측정하기 어렵기 때문이다. 굴착부분의 체적을 감소시키거나 또는 쉴드기계에 의해 흙을 치환하는 방법은 침하감소를 위한 적절한 방법으로 볼 수 없으며 그 이유는, 이와같은 방법은 과잉간극수압을 유발하고 또한 점성토 지반의 압밀침하를 초래하며 따라서 tail void 그라우팅의 체적을 증가시키는 결과가 예상되기 때문이다.

앞에서 지적된 내용 이외에도, 과잉간극수압의 유발요인은 지반과 쉴드 shell 사이에 마찰, 쉴드 전면부의 지반에 가해지는 힘, 시공이전, 시공중 또는 시공완료 이후의 지하수위 저하 등이다. 시공완료 이후에 지하철로(underground railway)로 물이 새는 것은 압밀침하 때문이며, O'Reilly 등은 11년 동안 지하철로의 침하를 측정하였으며, 결과는 그림 22 및 23에 명기되어 있다.

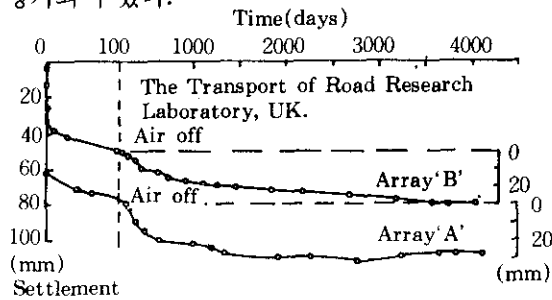


Fig 22. Settlement Development Profiles - Grimsby (O'Reilly, Mair and Alderman - 1991).

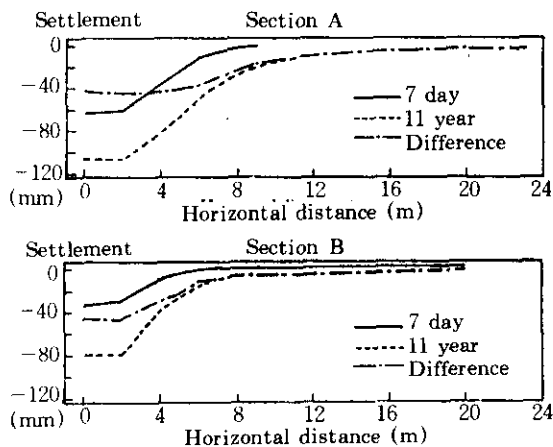


Fig 23. Settlement after 7 Days and 11 Years at Grimsby (O'Reilly, Mair and Alderman 1991).

지표면 침하를 감소시키기 위해서는, 적절한 자동제어장치를 사용한 다음의 방법이 필요하다.

① 쉴드는 굴착과 동시에 진행되어야 하며, 진행속도는 굴착되어지는 부분의 체적에 상응하도록 결정되어야 한다.

② tail void를 발생시키지 않기 위해서는 쉴드의 진행과 그라우팅 작업은 동시에 이루어져야 한다.

## 5) 지반움직임과 보조장치

쉴드터널공법 시공중에 발생하기 쉬운 문제점들, 특히 전면부(前面部)의 붕괴를 방지하고, 또한 지반의 움직임들 특히 지표면 침하를 최소화하기 위해서는 다양한 보조공법의 적용이 시공이전, 시공중 또는 시공완료후에 필요시 된다. 이러한 보조공법으로는 지하수위 저하방법, 압축공기, chemical injection, jet grouting, freezing, soil improvement, underpinning, intercepting wall 등이 있다. 그러나 이와같은 보조공법은 대부분 고가(expensive)이고, 주변 구조물에 영향을 미치거나, 지반움직임을 초래하는 등 다른 2차적인 문제를 유발할 수 있는 단점을 아울러 지니고 있다.

일본터널협회(JTA)는 국제터널협회(ITA)와 공동으로 "도심지 터널공사에 있어 shield 공법의 적용성"이라는 제목의 보고서를 1988년에 발표하였다. 이 보고서는 16개국, 1156 경우의 시공사례(총 터널길이 1171km)를 종합적으로 분석하고 있다. JTA/ITA 분석결과에 따르면, 사용된 쉴드기계의 종류가 전체 시공비용( $1m^3$ 당 굴착단가)에 미치는 영향은 미미하며 그 이유는, 고가의 즉 기술성이 훨씬 향상된 쉴드기계를 사용하는 경우 인건비 및 보조공법의 사용에 따르는 비용이 상대적으로 훨씬 감소하기 때문이다.

그림 24는 1980년부터 1985년까지 6년 동안 쉴드기계의 각 종류별 사용빈도를 보여주고 있다. 그림 24의 결과를 전체적으로 살펴보면, open face type 쉴드기계의 사용률은 20%에서

5% 정도로 줄어든 반면, balanced face type 쉴드기계의 사용률은 대략적으로 60%에서 85% 정도로 증가하였음을 알 수 있다. 또한 보조공법의 사용률은 75% 정도에서 대략적으로 55% 정도로 감소하였음을 알 수 있다(그림 25).

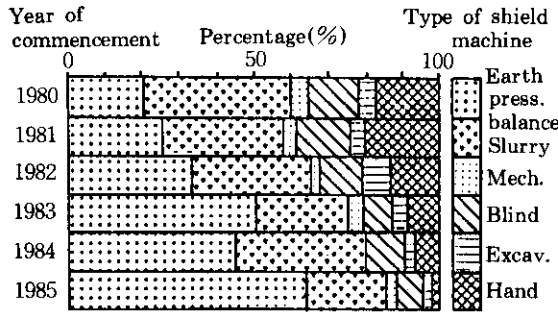


Fig. 24. Percentage of Types of Shield Machine Employed in Japan by Year of Commencement 1980 to 1985 (ITA/JTA-1989).

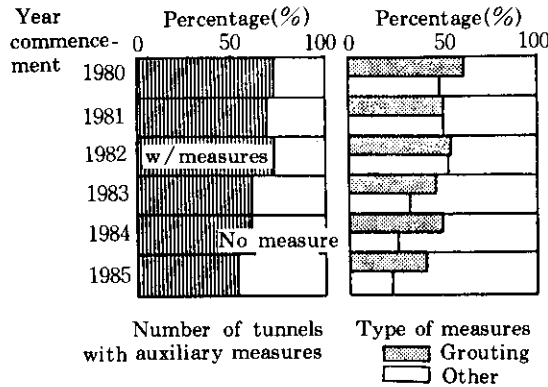


Fig. 25. Ratio of Shield Tunneling with Applying Auxiliary Measures by Year of Commencement (ITA/JTA-1989).

또한 1980년부터 1985년까지 6년 동안의 보조공법의 사용사례를 살펴보면, open face type 쉴드기계의 경우 전체 시공사례의 90% 정도를 차지했으나, balanced face type 쉴드기계의 경우에는 보조공법의 사용사례가 전체 시공사례의 50% 정도에 불과한 결과를 나타내고

있다. 아울러 그라우팅작업이 이루어진 시공 사례는 전체의 80% 정도(open face type의 경우),와 40% 정도(balanced face type의 경우)를 각각 차지하고 있다(그림 26). 같은 기간 동안에 시공도중 문제점(소음에 대한 민원제기를 포함하여)이 발생한 사례를 살펴보면, open face type의 경우 50% 정도, balanced face type의 경우에는 이보다 훨씬 감소한 25% 정도임을 그림 27의 결과는 보여주고 있다.

쉴드터널공법 시공의 경우 보조공법의 사용에 따른 지반움직임을 적절히 분석한 보고서는 현재까지 없으며, 개착식 터널공법에 대해 제시된 결과(그림 3 및 4)가 좋은 참고자료가 될 것으로 믿어진다.

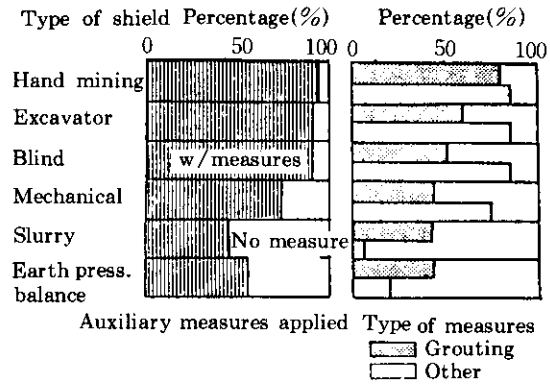


Fig. 26. Ratio of Auxiliary Measures Applied in Tunneling by different Types of Shield Machine Employed(ITA/JTA-1989).

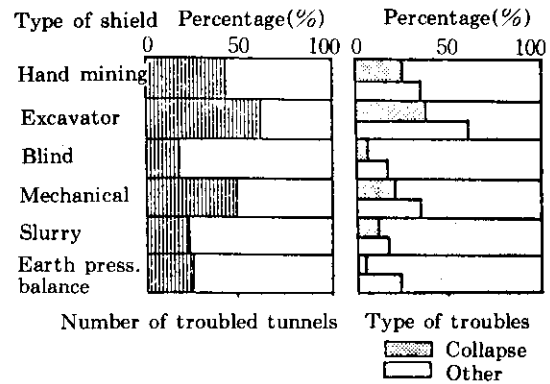


Fig. 27. Ratio of Troubles During Tunneling by Different Types of Shield Machine Employed (ITA/JTA-1989).



#### 4. NATM공법과 관련된 지반움직임

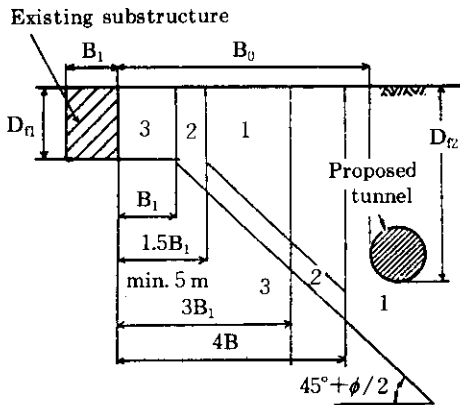
NATM공법은 천공과 발파작업이 적용되는 암반터널공법의 일종으로 볼 수 있으며, 지반의 지지방식과 라이닝방법에 있어 흥미로운 특징을 지니고 있다. 그러나 최근들어, NATM공법은 발파작업없이 연약지반 터널공사에 적용하는 사례가 점차 늘어나고 있다.

Sakurai-Adachi(1988)에 따르면, NATM공법의 적용범위는 일축압축강도( $q_u$ )가 100kPa 이상이고, 탄성계수(E) 값이 10MN/m<sup>2</sup> 이상인 경우로 제한되며, NATM 시공이 이루어진 대부분의 터널은 홍적층(diluvial stratum)에 위치하고 있다. 또한 지하수가 100l/min 이상 유입될 경우에는, 지하수위 저하공법, 압축공기 또는 다른 보조공법이 터널 전면부의 안정성 확보를 위해 필요시 된다.

표6은 터널전면부의 안정성과 지반흙의 입도 분포 사이의 관계를 보여주고 있다. 그러나, NATM공법의 한계적용기준은 200번체 통과중량이 전체중량의 최소한 20% 이상이 되어야 한다. 연약지반에 NATM공법으로 터널시공이 이루어지는 경우, 지표침하량은 대략적으로 10~130mm 정도로 예상된다.

표6. Tunnel Face Stability and Gradation of Soils

Stability of Face	Weight of Fine Passing 75 $\mu$ m(%)	Coefficient of Uniformity(Uc)
Unstable	< 10	< 5
Unstable/Stable	10-20	5<
Stable	20<	-



Zone 1 : No restriction.

Zone 2 : As a minimum, tunnelling shall proceed by applying prudently selected method and techniques.

Zone 3 : Auxiliary measures shall be employed. Displacements of existing structures shall be predicted and checked for safety.

Observation of displacements to existing structures :

Zone 1 : If necessary.

Zone 2 : To be conducted.

Zone 3 : Shall be conducted.

Df<sub>1</sub> : 3/4 length of penetration for bearing piles and caissons. No penetration considered for friction piles.

Fig 28. Extent of Protection for Adjacent Substructure of Expressway during Shield Tunnelling (Otogawa-1983).

#### 5. 지반움직임의 범위와 인접구조물의 허용변위

터널시공현장의 인근에 존재하는 구조물에 손상을 주지 않기 위해, 일본의 경우 각 업체들은 나름대로의 지침을 만들어 실제에 반영하고 있다. 그림28은 일본의 한 업체에서 제시한 쉘드터널공법 적용시의 실제지침을 보여준다.

#### 6. 결 론

개착식 터널시공이나 깊은 굴착에 의해 발생하는 지표침하의 크기 및 형상은, 기 제시된 여러 방법을 이용해(특히 Clough 등이 제시한 도표) 예측 가능하다.

일반적인 쉘드터널공법의 경우 지표면 침하의 크기 및 형상 예측에, Peck의 개념 또한 다른 연구자들이 제시한 방법 및 상세한 분석데이터가 매우 유용하게 이용될 수 있다. 그러나 최근에 들어, 쉘드터널공법 기술은 빠른 속도로 발전하고 있으며, 특히 시공장비의 향상,

tail void 그라우팅 시스템 및 자동제어시스템 등의 개발은 지표면 침하를 현저하게 감소시키는 (일본의 경우 1985년 이후로 5mm 정도로 지표면 침하를 감소시키는) 효과를 나타내고 있다. 따라서 일반적인(conventional) 쉘드터널 공법 및 기술에 의해 예상되는 지표면 침하량을, 최근의 쉘드공법에 그대로 적용하는 것은 문제가 있다고 판단된다.

최근의 쉘드터널공법은 보조공법이 거의 필요없으며, 이 점은 지중매설물/파이프라인 등 기존구조물이 존재하여 지반움직임에 의한 영향이 특히 문제시되는 현장여건에 장점으로 작용될 수 있다.