

# 계측분석을 위한 연약지반 거동의 이해

김상환 / 동아엔지니어링 이사

## 1. 서론

최근 국토의 유용한 활용을 위하여 상대적으로 지반상태가 불량한 연약지반을 개량 사용하거나 준설 매립에 의해 부지를 확장 조성하여 이용하려는 사업들이 활발히 추진되고 있는 실정이다. 그러나 현실적으로 이들 사업은 기간 및 경제성에 너무 비중을 두기 때문에 다양한 공법에 의하여 개량 및 조성된 후에도 여러 복합적인 요인에 의하여 지반문제가 지속적으로 야기되는 예가 많이 있다. 이러한 문제점을 최소화시키기 위하여 현장에서는 계측을 통해 안전시공을 유도하고는 있으나, 기본적으로 관련기술자들의 연약지반특성에 대한 세밀한 검토가 충분히 이루어졌는가 하는 점과 현장관리에 있어서 지반의 거동에 대하여 충분히 이해하고 정확한 시공이 수행되었는가 하는 의문점을 남기게 된다.

따라서, 이 논문에서는 해당기술자가 기본적으로 이해하여 할 연약지반에 대한 거동과 특성의 변화에 대하여 고찰하고, 실질적인 실패 사례의 연구를 통하여 향후 연약지반의 설계 및 시공관리에 대하여 보다 현실적인 접근을 유도하는데 그 목적을 두었다.

## 2. 연약지반의 거동과 특성의 변화

지반내 응력변화를 야기시키면 필수적으로 지반은 거동을 하게 되며, 이러한 거동에 의하여 지반의 물리적 및 공학적특성도 변화되는 것이다. 특히, 연약지반의 경우, 이러한 지반의 변화는 일반적으로 시간에 지배되기 때문에 장기적이고 지속적인 거동에 대한 이해가 필요하다.

연약지반위에 성토재하를 시킬 경우 원지반은 침하될 것이고, 굴착을 할 경우에 있어서는 굴착사면의 안정성 문제가 야기된다. 따라서, 본 장에서는 1) 성토하중 증가에 따른 지반의 거동, 2) 재하하중 제거에 따른 지반거동, 및 3) 지반거동에 따른 공학적 및 물리적 특성 변화등에 대하여 고찰 해보고자 한다.

### 2.1 성토하중 증가에 따른 지반거동 이해

포화된 연약점토 지반상에 구조물이나 성토등의 하중을 가하면 연약 지반은 변형할 것이고, 이들 변형은 연약점토내의 물의 배수상태에 따라 흙의 강도를 변화시키고 지반을 변형시킨다. 지반의 변형중 연직성분을 침하라 하며, 연약지반상부의 재하조건에 따른 시간적 지반의 침하 거동에 대하여서는 그림 1 과 같이 나타낼 수 있다.

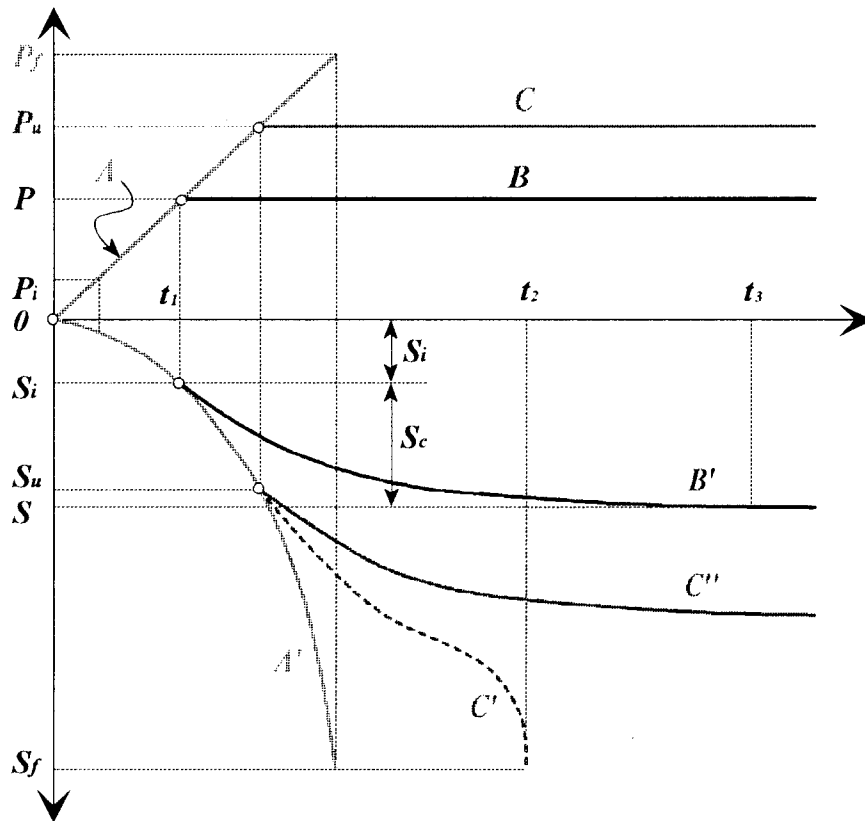


그림 1. 연약지반에 대한 재하하중- 침하- 시간관계

지반에서의 배수가 거의 이루어지지 않을 정도의 급속도로 그림 1 에 나타내는 점증하중  $A$  를 가했을때, 시간-침하곡선은  $A'$  로 얻어진다. 즉, 하중이 증가됨에 따라 침하는 점차 증가되고 초기하중재하에 있어서는 미소한 침하를 나타내나 재하하중이 증가되어  $P_i$  에 가까워지면 미소한 하중증가에 대하여서도 급격한 침하가 진행되어, 결국 지반이 파괴되고 만다. 이러한 침하는 비배수 상태에서 지반이 재하에 의한 전단력의 증가에 따라 전단변형이 야기됨에 따라 생기는 것이다. 이러한 과정에 있어서 그림 1 에 나타내어진것과 같이 하중  $P_i$  를 하한항복하중,  $P_u$  를 상한항복하중, 그리고  $P_f$  를 파괴하중이라 부른다. 이상과같은 각각의 재하하중내에서 발생하는 침하를 탄성침하, 탄소성침하 및 파괴침하라고 부른다.

또한, 재하하중을 서서히 증가하여 그림 1 에서 나타낸  $P$  까지 도달시

킨후 하중을 증가하지 않고 그대로 방치해 두면 이후의 침하곡선은 선  $B'$ 와 같이 시간에 따라 침하량이 적어지고 결국은  $S$  값으로 침하량이 수렴된다. 이러한 현상은 지반이 압밀변형을 한다는 의미이다. 따라서 지반이 압밀에 의한 체적변화로 인하여 지반의 강도는 증가되어 안정화 되는 것을 말한다.

반면, 재하하중을 상한항복하중,  $P_u$  까지 재하한후 비배수 상태로 방치해두면 지반의 침하는 곡선  $C'$ 와 같이 크리프 거동을 하다가 파괴되는 경향을 보여주게 된다. 그러나, 일반적으로 지반은 완전 비배수 상태를 유지될 수 없기 때문에 곡선  $C''$ 와 유사한 거동을 하게 된다.

구체적으로 성토기초 지반에 생긴 전단변형과 압밀변형에 대하여 모시도로 나타내면 그림 2와 같다.

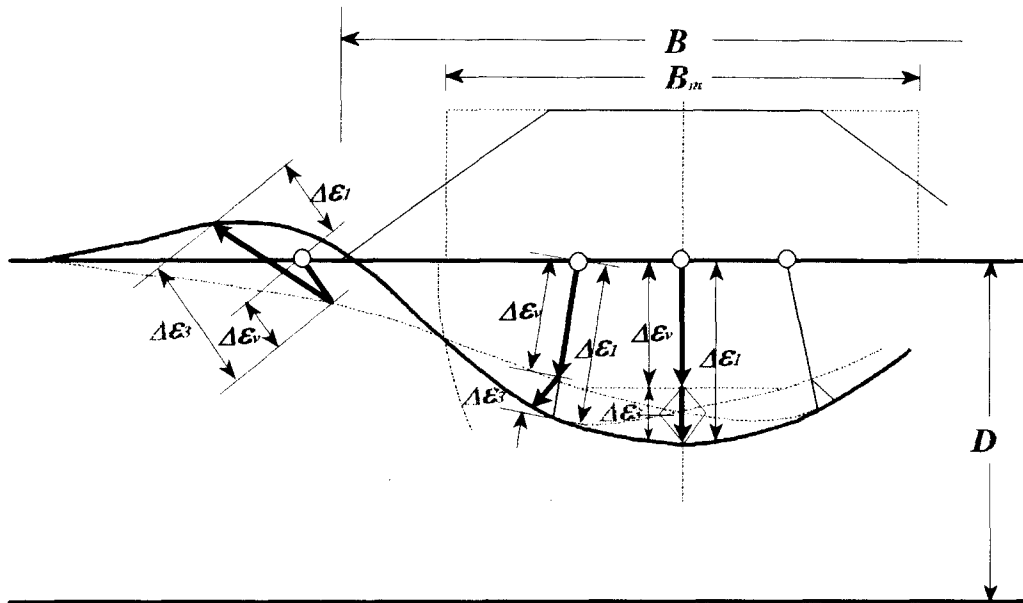


그림 2. 성토하중에 의한 지반의 변형

그림 2에서 나타내는  $\Delta\epsilon_1$ ,  $\Delta\epsilon_3$  및  $\Delta\epsilon_v$ 는 최대주변형율, 최소주변형율 그리고 체적변형율을 각각 의미한다. 또한 점선의 경우는 실질적인 압밀에 의하여 야기되는 체적변형율을 나타내며, 실선은 전단에 의하여 생기는 변형율을 합한 전체적인 변형율을 나타낸다.

상기의 각 변형율의 크기는 성토재하폭( $B$ )와 연약점토층의 두께( $D$ )의 비에 따라 좌우된다. 다시말해서  $B/D$ 의 비가 작을경우(제방, 도로성토등)에 있어서는  $\Delta\epsilon_1$ 과  $\Delta\epsilon_3$ 가 복합적으로 발생되어 전단변형과 압밀변형이 동시에 발생할 가능성이 많다. 그러나  $B/D$ 의 비가 상당히 클경우(부지조성등 광범위한 성토재하)에 있어서는 성토재하의 중앙지역을 중심으로 일정구역에 대

하여서는 수평변형이 구속되므로  $\Delta\epsilon_3$ 는 0 이되고 따라서 최대주변형율  $\Delta\epsilon_1$ 은 최적변형율  $\Delta\epsilon_c$ 과 같아 압밀조건을 만족 전단변형보다는 압밀변형이 지배적이된다.

그러나, 이상과 같은 이론을 근거로한 지반 침하의 추정은 실제지반의 불균질성 및 지반변수들의 불확실성 등에 의하여 실제 측정된 값과 일치한다는 것은 매우 드물 것이다. 따라서, 상기와 같은 기본적인 침하거동을 기초로 하고 실제 시공시 측정된 계측치를 이용하여 침하거동을 추정하는 방법이 많은 연구자들에 의하여 제시되었다. 그들중 국내에서 대표적으로 많이 활용되고 있는 방법으로는 쌍곡선법,  $\sqrt{t}$  법 (Hoshino 법) 및 Asaoka 법을 들수 있으며 Terzaghi의 도해법도 사용되고 있다. 이들 방법중 가장 기본이 될뿐만아니라 재하하중 증가 기간 동안의 침하거동을 추정할수 있는 방법은 Terzaghi의 도해법을 들수 있으며, 이 방법의 개념도는 그림 3 과 같다.

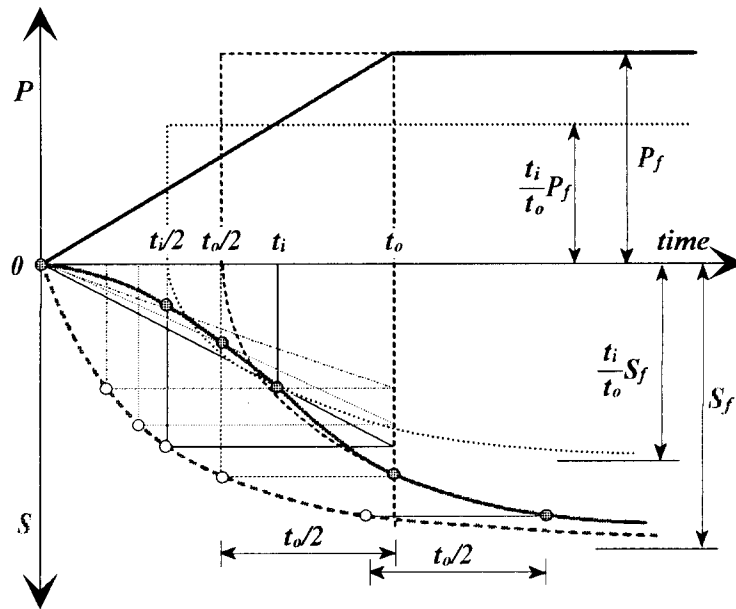


그림 3. Terzaghi 도해법에 대한 개념도

그림 3 과 같이 이방법은 점증하중 재하기간 동안의 침하거동을 도해법으로 나타내 수정 침하곡선을 예측하는 방법이다. 또한 이방법에 있어서 기본적인 가정조건으로는 하중이 가해진 경우 시각  $t$ 에 대한 압밀침하량 하중  $P(t)$ 가 시각  $t/2$ 에 순간적으로 재하되어, 시각  $t$ 에 도달할때의 침하량하고 같다고 보는 것이다. 이러한 도해법을 수치해석시 사용하기 위한 수식접근도 제시되었다 (이문수,1995).

기타방법에 있어서의 공통점으로는 침하거동을 측정되어진 자료를

이용하여 수치적 접근으로 전단변형에 의한 침하를 포함시킨 최종침하량  $S_f$ 를 산정하고, 현상태의 압밀도를 추정하는 것을 기본으로 하고 있다.

상기 제시된 모든 방법들은 실질적으로 현장 적용시 서로의 장단점은 있을수 있으나, 그림 4에서 보여주는 것과 같이 실제 계측자료를 분석할 때에는 각방법에 대한 의미를 충분히 검토하여야 될 것으로 판단된다. 그림에서 보여주듯이 Terzaghi 도해법의 경우 측정자료를 역해석하여 예측곡선의 하향이동을 통하여 전단변형에 의한 침하량을 간접추정할수 있는 반면 기타 방법에 의한 압밀도 추정값은 전단변형에 의한 침하가 포함된 최종침하량으로 부터 산정되기때문에 경우에 따라서는 상당히 과대평가 될수도 있을 가능성이 대단히 높다고 볼 수 있다.

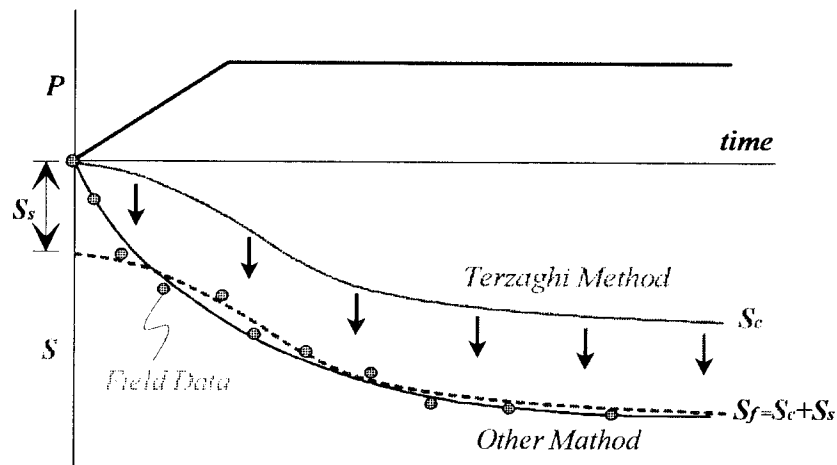


그림 4. 침하거동 예측방법에 대한 비교 분석

## 2.2 재하하중의 제거에 따른 지반거동 이해

그림 5는 성토에 의하여 연약지반에 재하되고 있는 하중중 일부를 제거할때의 지반의 침하거동에 대하여 나타낸 것이다. 상기 언급했듯이 하중 재하후 하중증가 없이 방치할 경우 연약지반의 압밀로 인하여 침하가 진행되다가 재하된 하중의 일부를 제거 할 경우 이후의 침하거동은 그림에서 보여주 듯이 A,B,C 방향중 하나의 방향으로 거동 될 것이다. 이들 방향은 기본적으로 지반의 압밀진행도와 하중제거 방법(즉시제거 또는 점차제거-그림에서 점선)에 따라 좌우되며, 어느 방향으로 거동 할 것인가는 향후 지반의 장기거동에 매우 중요한 자료가 된다.

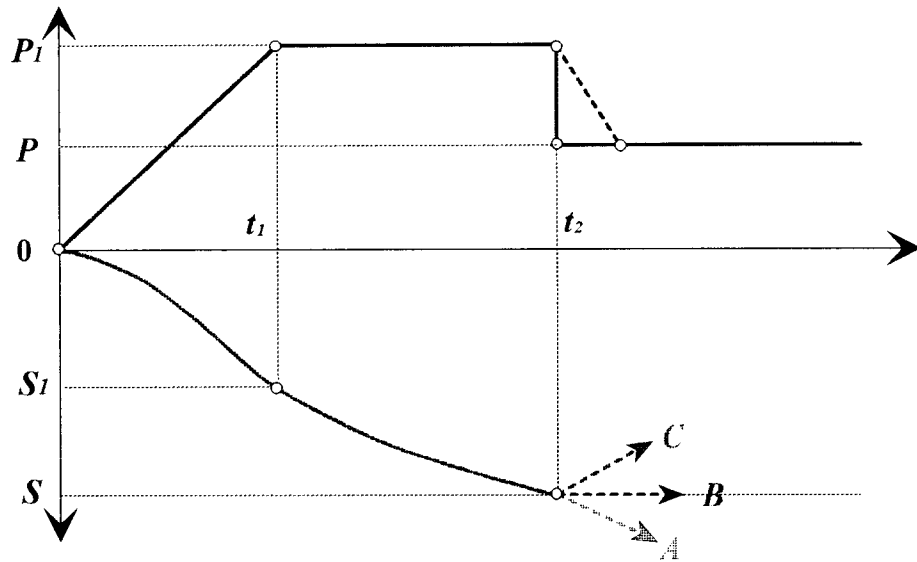


그림 5. 재하하중제거시 지반의 침하거동

상기 거동의 보다 쉬운 이해를 위하여 재하하중 제거 전후로 연약지반내에서 변화되는 간극수압을 나타내면 그림 6와 같다.

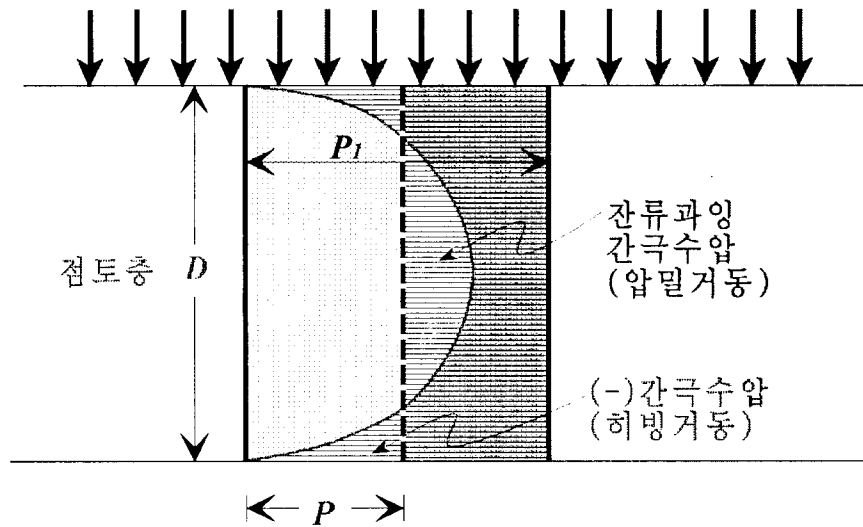


그림 6. 재하하중 변화에 따른 간극수압의 변화

그림 6에서 보여주는 것과 같이 재하하중  $P_1$ 에 의하여 지반내에 발달되는 과잉간극수압은 재하하중하에서 소산되면서 압밀변형이 발생하고 지반내의 압밀도에 따라 과잉간극수압이 잔류하게 된다. 압밀이 완료되기 전 어느시점에 있어서 재하하중의 일부를 제거하면 점토층 중앙부에 있어서는

아직도 과잉간극수압이 잔류하게되고 배수부에서는 부의 간극수압이 발생하게 된다. 따라서 중앙부에는 압밀침하가 진행되며 양쪽 배수부에는 히빙의 거동이 진행되게된다. 이들 각각에 대한 거동량의 크기는 그림 6에서 재하하중 제거시 지반의 침하거동의 방향을 결정하는 요인이 된다. 따라서, 지반의 재하하중의 제거에 대한 검토는 상기 언급내용과 같은 개념하에서 이루어져야 한다. 특히, 재하하중 제거시 지반의 파괴는 지반의 비배수 전단강도에 영향을 많이 받기때문에 이강도의 변화에 대하여서도 철저한 이해와 분석이 요구된다.

### 2.3 재하하중 변화에 따른 공학적 및 물리적특성 변화

성토지반의 경우 비배수상태 (초기)의 안정성이 가장 낮기 때문에 재하하중에 따른 지반의 공학적 및 물리적특성의 변화중 중요시 해야될 지반상수는 비배수 전단강도와 함수비의 변화라고 말할수 있다.

비배수전단강도 (Undrained shear strength,  $s_u$ )는 점성토의 연경도를 표현하기 위하여 가장 널리 사용되는 값이다. 그러므로 재하하중의 변화에 따른 지반의 비배수강도의 변화를 측정한다면 간접적인 지반의 안정성을 평가가 이루어 지고 이에 따라 추가 하중 재하시기를 결정하는 중요한 요소로도 이용되고 있다. 그러나,  $s_u$  값은 근본적인 재료특성을 대변할수는 없다. 다시말해서, 이값은 체적변화가 없다는 가정하에서 비배수 하중재하시 측정되는 지반의 반응을 말한다. 따라서,  $s_u$  는 시험방법, 경계조건, 하중재하속도, 구속응력의 크기, 초기응력상태 등에 의하여 영향을 받게 되기 때문에 비배수강도에 의한 지반평가에 있어서는 지반 및 현장조건에 따른 강도변화의 충분한 이해가 요구된다.

일찌기 Skempton (1957) 은 정규압밀점토를 대상으로 현장배인전단 시험자료를 근거로 비배수전단강도  $s_u$  를 소성지수  $PI$  의 직선 함수로 다음과 같이 나타내었다.

$$\frac{s_u}{\sigma_{vo}} = 0.11 + 0.0037 \cdot PI$$

일반적으로 상기관계식은 그이후 Karlsson 과 Viberg (1967)에 의하여 점토의 다른 물성치와 상호관련시키려고 노력하였으나, 상기 관계식에 비하면 신뢰도가 낮은 경향을 보였다. 또한, Bjerrum 과 Simons (1960)은 높은 유동지수  $LI$ 를 지닌 Sensitive clay 들의 경우 상기 관계식은 적용하기 곤란하다는

것을 보여 주었다. 이러한 경우 비배수강도비  $s_u / \sigma'_{vo}$ 는 유동지수  $LI$ 로 관련시켜 추정하는 것이 더 적합하다고 하였다.

최근, Chandler (1988)은 상기접근식을 과압밀점토에 대하여서도 유용될 수 있도록 상재하중  $\sigma'_{vo}$  대신 선행압밀하중  $\sigma'_p$ 를 사용하여 이용할 수 있다고 제안 하였다. 그러나, 이 관계식에 의해 얻어진 값들은 정확성에 있어서 약 25%정도로 사용에 주의할 것을 지적 하였다.

또다른 일반적으로 유용하게 이용할 수 있는 비배수전단강도비의 관계는  $OCR$  값이 적은 점토를 포함하여 소성지수가 높지않은 경우 다음과 같이 간략하게 정의 할 수 있다 (Jamiolkowski, 1985):

$$\frac{s_u}{\sigma'_p} = 0.23 \pm 0.04$$

과압밀점토의 경우, 비배수강도비는 정규압밀점토에서의 강도비와 과압밀비  $OCR$  값으로 관계식을 나타낼 수 있다. Ladd(1977)등과 Muir Wood(1990)은 비배수 전단강도와  $OCR$ 의 관계를 다음과 같이 정의 하였다.

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} = \left( \frac{s_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{nc} OCR^\Lambda$$

Houlsby(1993)는 일반적으로 정규압밀점토의 비배수전단강도비  $(s_u / \sigma'_{vo})_{nc}$ 과  $\Lambda$ 의 대표적인 값을 각각 0.25와 0.8이라고 제안 하였다.

따라서, 상기와 같이 비배수전단강도의 변화는 지반의 상재연직응력의 크기에 좌우되며, 상재하중에 의하여 정규압밀상태에 있는 지반의 경우 상재하중의 제거로 인하여 지반의 과압밀비가 증가될 때에는 지반의 비배수전단강도의 평가에 있어서 상기식들의 적용에 특히 유의 하여야 한다.

일반적으로 비배수전단강도를 현장에서 측정하는 방법으로는 현장베인전단시험과 정적콘관입시험을 들 수 있다. 그러나, 현장관리에 있어서 시험 위치의 선정에 있어서는 뚜렷한 기준이 있는 것이 아니기 때문에 경우에 따라서는 관련기술자의 의지와는 다르게 취약한 지역에 대한 조사가 누락되는 경우가 종종 있을 수 있다는 것을 배제 할 수 없다. 이와 같은 상황을 최소화시킬 수 있는 방법으로는 가장 쉽고 비교적 자료의 신뢰도가 비교적 높은 점토의 기본적인 물리적 특성에 대한 충분한 이해로 간접적으로 이용할 필요가 있다. 그림 7는 점성토의 기본적인 물리적 특성을 나타낸 것이다



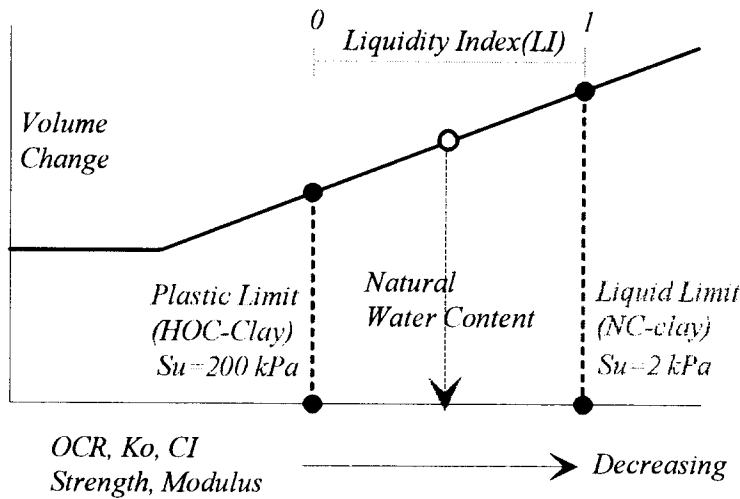


그림 7. 점성토의 물리적특성

그림 7와 같이 점성토의 물리적특성을 대표할수 있는 것은 액성및 소성한계이며, 이들값과 자연함수비를 이용하여 현상태에 대한 점토지반의 유동지수 및 연경도지수를 얻을수 있다. 따라서 점토지반의 함수비 변화에 따른 지반의 상태는 유동지수 또는 연경도지수라는 단일의 값으로 편리하게 간접 평가할 수 있다. 유동지수가 1이라는 의미는 지반의 자연함수비가 액성한계와 동일하다는 것을 의미한다. 또한 간접적으로 점토지반의 과압밀비, 토압계수, 강도, 계수등을 상대적인 비교에 의하여 지반상태를 평가 할 수 있다. 특히, Atkinson(1993), Wood(1978,1983,1990) 및 Wroth(1978)들은 그들의 저서를 통해 유동지수와 비배수전단강도에 대한 상관관계를 다음과 같이 제시한바 있다.

$$s_u = 170 \cdot e^{-4.6 \cdot LI} \text{ (kPa)}$$

상기 관계식은 유동지수  $LI$ 로 부터 간접적으로 비배수전단강도  $s_u$ 를 평가하는데 매우 유용하게 이용될수 있다.

### 3. 사례연구

본사례연구는 시공시 상기 언급한 기본적인 연약지반 거동과 관련된 몇가지 사항등의 고찰을 통하여 향후 실질적인 현장관리의 접근방법과 아울러 계측분석기법의 향상을 도모하는데 목적이 있다.

### 3.1 시험성토구간에 대한 계측 결과 분석 사례

본 사례는 00 지역에 대한 대단위의 성토시공 (Manard Drain 공법 적용)을 실시하기전 시험구간을 선정하여 시험성토를 실시한후 시험성토 결과의 분석을 통하여 실제 시공에 필요한 제원을 제시하고 향후 보다 정확한 시공성을 도모하는 목적으로 수행된 것이다. 본사례는 자료공개에 대한 문제점을 최소화 시키기 위하여 상세한 설계과정에 대한 사항은 간단히 언급되었다.

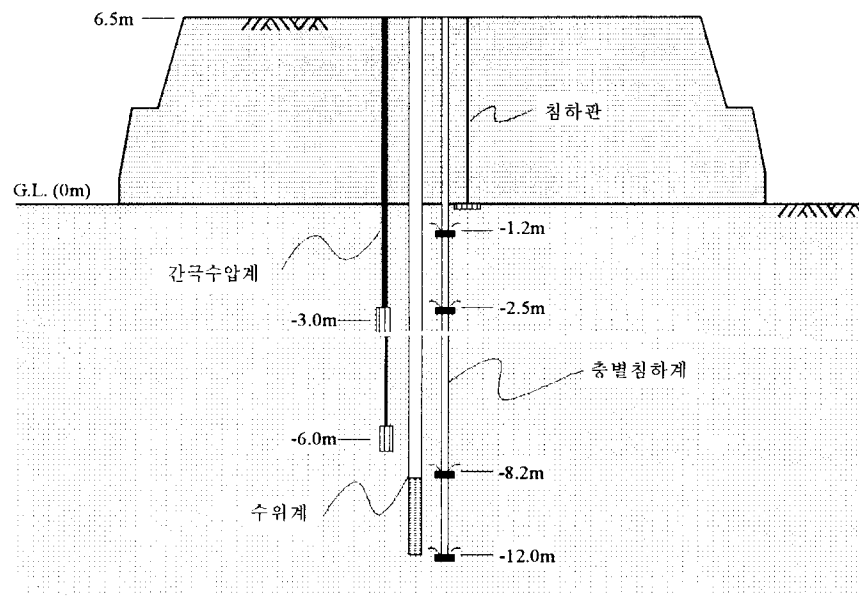


그림 8. 계측기 매설현황

시험성토구간 (50m x 50m)에 대한 계측기 매설현황은 그림 8 과 같으며, 시험성토시 얻어진 계측자료는 다음과 같은 항목별로 검토 및 분석을 실시하였다.

- 1) Terzaghi 압밀이론에 의한 점증하중 보정곡선으로 현상태의 압밀도 및 지반상수에 대한 역해석 (침하관 계측결과 이용)
- 2) Terzaghi 압밀이론에 의한 층별침하량 곡선으로 현상태의 압밀도 및 지반상수에 대한 역해석 (침하관 및 층별침하 계측결과 이용)
- 3) 압밀이론을 근거로 간극수압 변화를 추정하고 이에 따른 압밀도 및 지반상수에 대한 역해석 (간극수압 계측결과 이용)
- 4) 압밀도에 따른 비배수 전단강도의 변화 분석 (초기 비배수 전단강도 측정치 이용)

Terzaghi 압밀이론에 의한 점증하중 보정곡선으로 현상태의 압밀도를 분석해 보면 그림 8에서 보여주는 것과 같이 97년 3월 28일 을 기준으로 약 60%의 압밀이 진행된 것으로 나타나 있다. 아울러 역해석으로 부터 압밀 상수를 추정해 보면 압축지수(Cc)는 0.25 (설계시 0.31), 압밀계수(Cv)는 0.025 cm<sup>2</sup>/sec(설계시 0.006) 로 추정되었다.

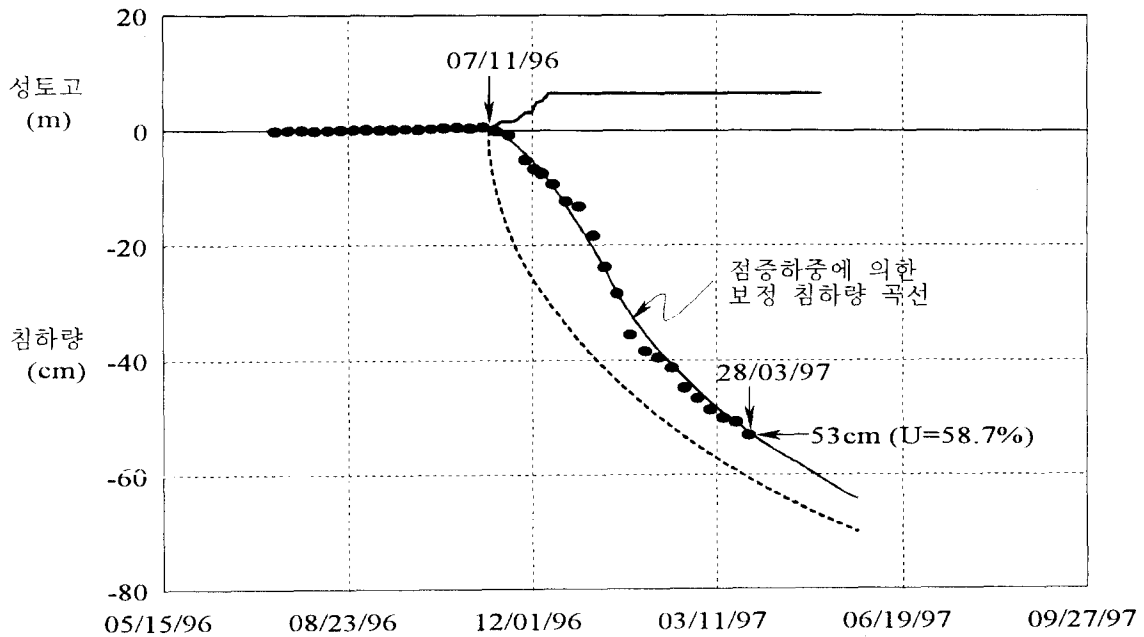


그림 8. 지표침하 계측치에의한 역해석 및 압밀도

이는 설계시 사용한 값과 차이를 보이고 있으나 설계시( Manard Drain 공법적용) 사용된 상수에 있어서는 실질적으로 시공시 Well Resistance 및 Smear Effect 를 고려한다면 상기 추정된 값이 타당할 것으로 판단된다. 이들 추정된 상수를 이용하여 다른 계측결과와 비교 분석 하면 다음과 같다.

그림 9와 같이 층별침하 계측자료로 부터 심도별 측정치와도 상기 추정된 압축지수와 압밀계수가 잘 일치함을 보여주고 있다. 각 심도별 침하량산정은 압밀이론식을 근거로 각 측정지점까지의 평균압밀도를 계산한후 이결과와 근거로 추정하였다. 각심도별 압밀도의 산정은 다음식을 이용하였 다.

$$u_z = \sum \frac{2u_o}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) e^{-M^2 T_v} \quad M = \frac{\pi}{2}(2m+1) \quad U_z = 1 - \frac{u_z}{u_o}$$

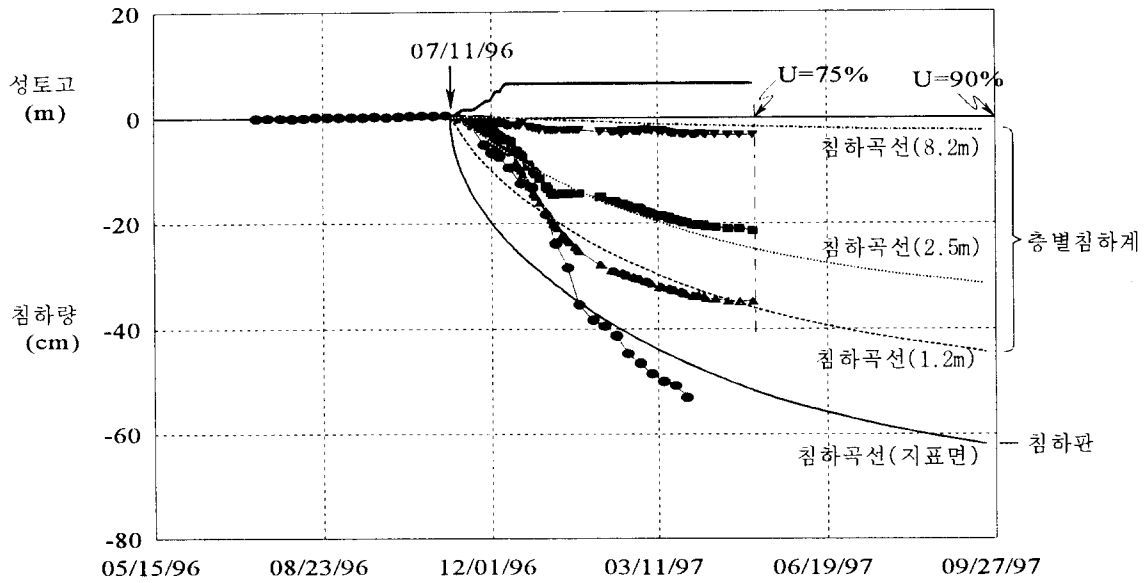


그림 9. 층별 예상침하 (추정압밀상수이용)와 계측치와의 비교

또한, 심도별 간극수압 측정치의 경우 그림 10에서 보여 주듯이 3.0m 와 6.0m 깊이에서 상기 압밀이론에 의한 예상치와 잘 일치함을 보여 주고 있다.

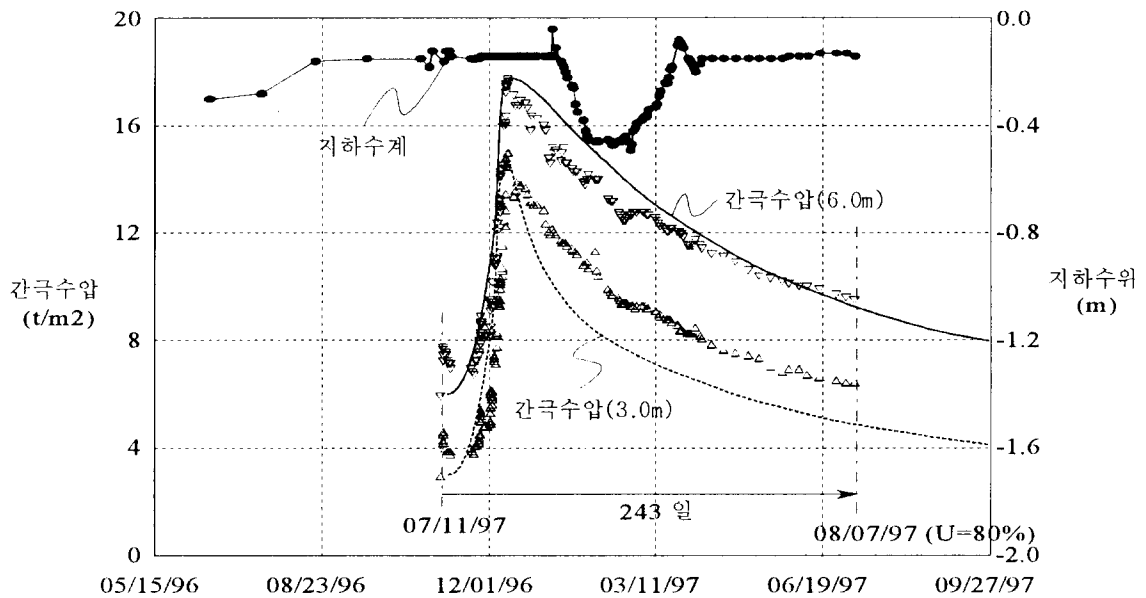


그림 10. 심도별 예상 간극수압과 계측치와의 비교

상기 시험구간에 실시된 계측 측정치의 분석 결과에 의하면, 본 구간

에서의 계측자료는 신뢰성이 매우 높은 것으로 사료되며, 이들 결과 분석에 의하면 97년 7월 8일 현재 약 80%의 압밀이 진행 된 것으로 추정되며, 90%의 압밀은 1997년 9월 27일 완료될 것으로 추정된다. 따라서, 이들 결과로부터 본공사구간에 Menard Drain 공법을 병행하여 성토(설토고;6.5m)할 경우, 90%의 압밀도를 얻기위한 소요기간은 약 300 일(설계시 90 일 예정)이 소요될 것으로 판단된다.

상기 분석결과의 신뢰성을 높이기 위하여서는 그림 11 에서 보여 주듯이 압밀지반의 비배수 전단강도의 변화를 정확하게 분석하여야 한다. 이 그림에는 성토전(초기) 측정된 비배수 전단강도의 심도별 분포와 현재(압밀도;약 80%)와 90% 압밀이 진행되었을때의 예측 강도 변화를 보여 주고 있다. 따라서 이들 예측강도의 정확성및 상기 압밀이론에 의한 제시된 압밀소요기간 (300 일)의 신뢰성을 확보하기 위하여서는 추가의 현장 비배수 전단강도시험이 수행되어야 할 것이다.

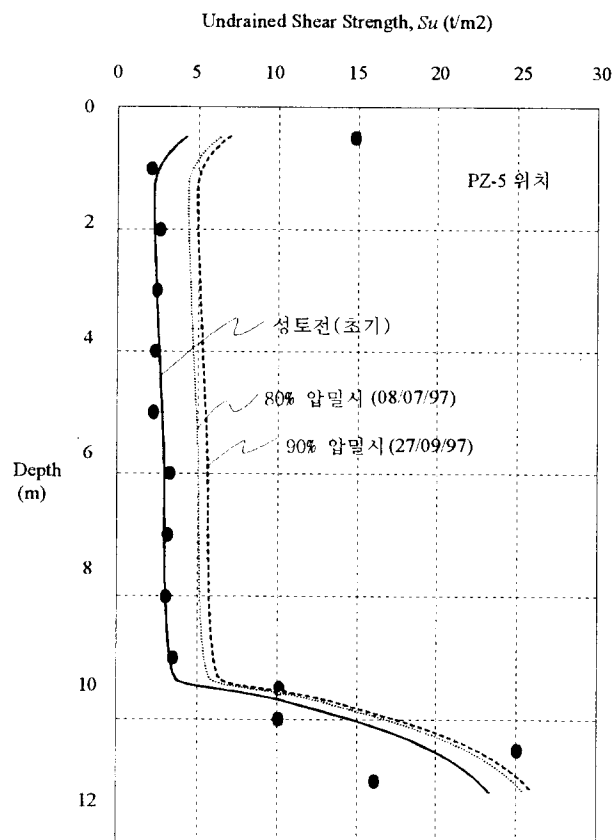


그림 11. 압밀도에 따른 비배수전단강도의 예측

결론적으로, 압축지수는 약 0.25, 압밀계수는 0.025 cm<sup>2</sup>/sec 로 추정되며, 90%의 압밀을 위해서는 최소 300 일 정도가 소요될 것으로 추측된다.

### 3.2 재하하중 제거에 따른 지반거동 사례

본 사례는 00 지역의 연약지반을 성토재하에 의하여 압밀시킨후 그림 12에 나타낸 것과 같이 우측을 굴착 하여 수로 건설이 계획된 현장이다. 그러나 압밀후 그림과 같이 우측을 굴착하는 순간 점선과 같이 성토지반이 파괴되었다(그림 13).

이러한 사례는 재하성토된 연약지반에 있어서 재하하중의 일부를 제거할때의 지반의 거동에 대한 이해 부족으로 검토가 부진하여 야기된 사례라 볼수 있다. 이러한 현장에 있어서는 다음과 같은 2가지 측면에서 지반의 거동을 이해하고 검토 분석하여야 할 것이다.

본현장은 성토 저면부분의 경우 그림 12에서 보여주듯이 성토후 압밀이 진행된 후의 함수비가 성토재하전의 함수비보다 증가 되었음을 알수 있다. 이는 압밀과정에서 성토층내의 배수불량으로 성토저면의 연약점토의 함수비가 증가되었을 것으로 예측된다. 따라서, 성토저면의 연약점토의 유동지수가 매우높아짐에 따라 비배수전단강도에 있어서도 적은 값을 나타낼 것이라는 예측이 가능하였던 지역이다(참고 2 장)

다른 측면에서는 성토재하시 연약지반의 비배수전단강도의 증가를 평가하기 위하여 실시한 현장시험 결과의 이해부족을 들수 있다. 비배수전단강도는 구속응력이 크면 크게 얻어지게 된다. 따라서 굴착전의 증가된 비배수전단강도는 굴착후에는 구속응력의 해방으로 감소된다는 사실이다. 이는 앞장에서 언급한 과압밀비에 따른 비배수강도비의 변화의 세밀한 사전 검토가 미흡했다고 추측된다.

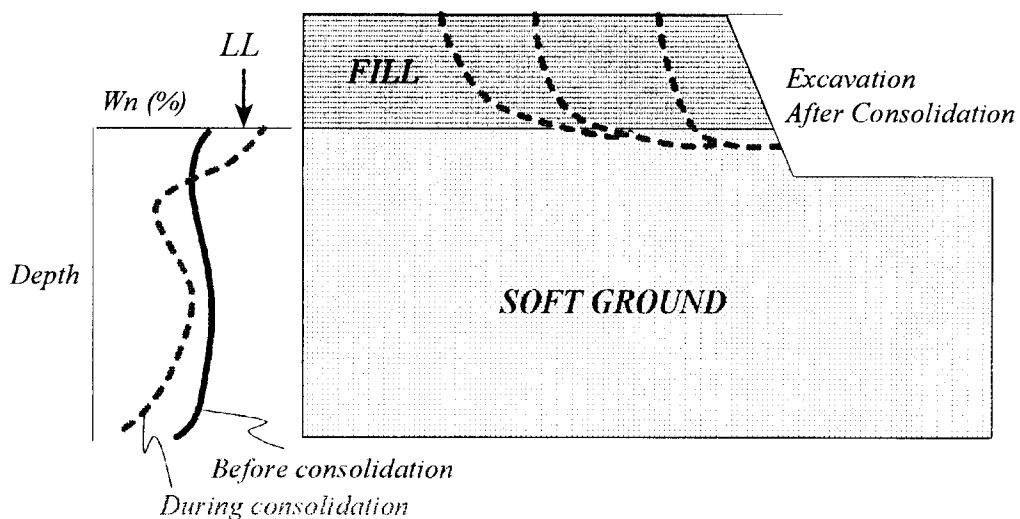


그림 12. 재하하중 제거시 지반거동 요약도

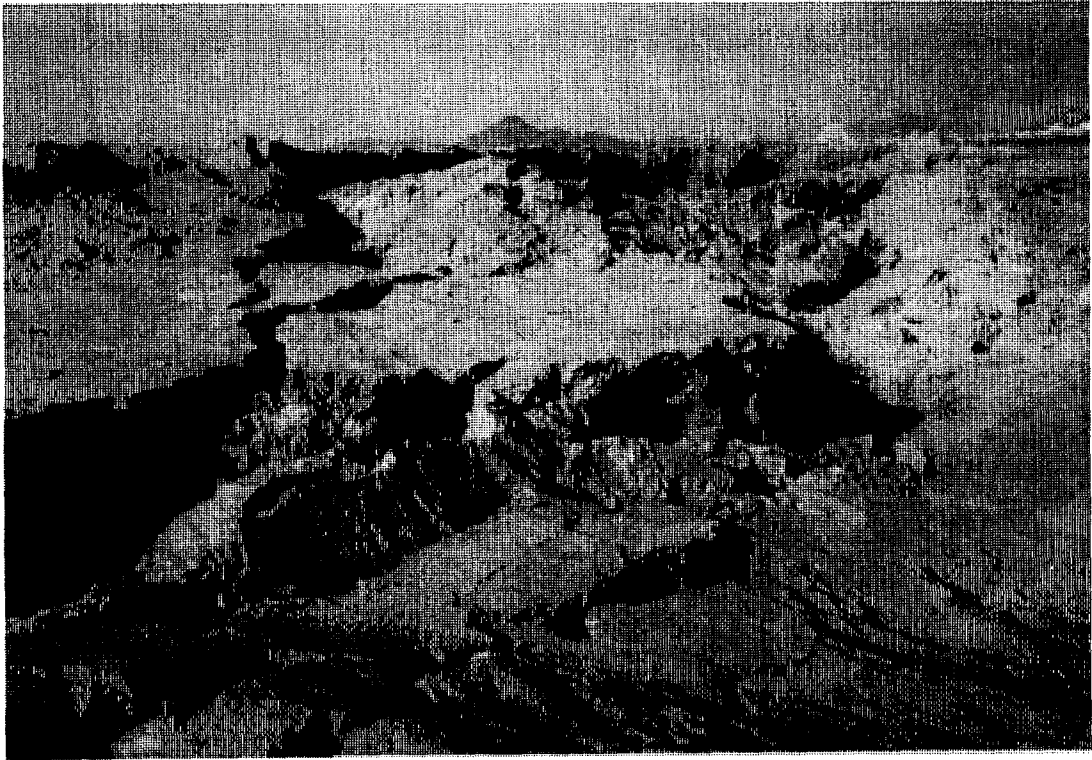


그림 13. 파괴 현장 전경

### 3.3 연약지반 조성시 문제발생 사례

본 사례는 현재 공사진행 중에 있는 사례인 관계로 발표시만 간단히 제시 할 예정임을 알려 드린다.

## 4. 결론 및 제언

본 논문은 연약지반에 대한 거동과 특성을 고찰해보고, 실질적인 사례연구를 통하여 향후 연약지반의 설계및 시공관리에 대하여 보다 현실적인 접근을 유도하는데 목적을 두었다.

연약지반의 거동과 특성에 대한 이해는 기본적으로 침하거동과 연약 점토의 물성및 공학적특성에 대한 이해가 우선되어야 할 것으로 사료된다. 특히, 시공관리는 기존의 다양한 기법들의 충분한 고찰로 실제 발생하는 지반거동의 정확한 분석과 판단이 필요하다. 이를 위하여서는 추가로 소홀하기 쉬운 연약지반의 물리적 특성의 활용도 거동추정의 한 방법이라 사료된다.