

지반 액상화 연구의 최신 동향



박 동 순

K-water연구원
기반시설연구소 책임연구원
(fulgent@kwater.or.kr)

1. 서론

지반의 액상화는 오늘날 지반 지진공학(Geotechnical Earthquake Engineering) 분야의 필수적인 연구분야가 되었다. 1960년대부터 1980년대 중반까지 UC Berkeley의 Harry Bolton Seed 교수를 중심으로 지반 지진공학 분야의 새 역사를 써 내려가는 동안 액상화에 대한 연구는 일본 니가타 대지진 이래로 가장 주목받는 연구 주제가 되어왔다. 많은 학자들이 포화된 느슨한 모래의 전단거동에 대해 연구하였으며, 결과적으로 이러한 연구결과들은 댐이나 하천 제방, 자연사면 및 인공사면의 안정성 검토와 액상화로 인한 변형량 예측이라는 목표를 향해 적용성을 평가하여 왔다.

이에 부합하여 현재까지 수많은 데이터와 양질의 연구자료들이 해외에서 축적되고 있으나, 국내의 경우

지진 예측의 역사가 짧고 중대규모 지진이력이 거의 없는 관계로 아직도 액상화의 유발과 결과, 분석에 대한 사항들은 20세기 후반의 해외 연구자료들에 많이 의존하고 있는 실정이다.

최근 중국 Wenchuan 대지진(2008) 및 일본 Tohoku 대지진(2011) 등의 영향으로 국내 주요 시설물의 내진성능에 대한 재평가와 더불어 액상화 현상에 대한 관심이 새롭게 고조되고 있는 실정이다. 사실, 국내에서 많은 SOC 시설물들의 설계사례에서 지반의 액상화에 대한 검토는 거의 필수적으로 행해지고 있는 편이다. 이러한 액상화의 가능성을 보유한 잠재적 대상 구조물은 의외로 국내 건설현장에서 흔히 찾아볼 수 있는데, 각종 하천 횡단 관로, 하천공사 등의 영향으로 조성된 하천 수위 하부의 사질토 지반, 산업단지의 연약지반, 해안가 토목시설물 기초지반 등 실제로 다양한 환경이 존재한다.

최근 필자의 경우 대형 댐과 상수도 시설에 대한 내진성능평가가 화두가 되어 내진 관련 업무를 다양한 스펙트럼으로 살펴 볼 수 있는 기회가 주어졌다. 특히 최근 국내 건설사업 여건이 밝지 않은 상태에서 반대급부로 해외 건설사업의 추진이 활발하며, 그 중 지진대에 속한 국가들에서의 토목구조물 설계와 시공 시 내진 안전성은 매우 중요한 검토사안이 되고 있다.

현재 국내에서 지반 액상화에 대한 내진성능평가는 구조물 기초설계 기준과 기존 시설물(기초 및 지반)의 내진성능평가 요령 등을 근간으로 Seed and Idriss 간편법과 상세평가 시 진동삼축시험을 통한 사질토의 실험적 평가법을 표준으로 제시하고 있다.

해외의 경우, 주요 지진 발생시마다 지반 액상화에 대한 새로운 경험과 인식을 따라 다양한 신규 연구 성과들이 속속 발표되고 있다. 예를 들어, 지진동 이후의 액상화로 인한 강도 저하를 고려한 액상화 후 사면 안정 해석이라든지, 간극 재배열(void redistribution) 현상을 고려한 평가, 그리고 소성지수값이 고소성(highly plastic)과 비소성(non-plastic) 사이에 분포하는 중간토에 있어서의 액상화 평가, 예민 점토에 대한 연화 현상(cyclic softening) 등에 대한 연구가 활발히 진행중이다. 따라서 현재 미국 등 액상화의 유발과 결과에 대한 연구를 선도하고 있는 그룹들의 다양한 논문들과 주요 흐름들을 지면을 빌어 정리해 보는 일은 우리 지반공학 분야의 발전에 있어 좋은 기회라 생각하는 바이다. 이에 부족하나마 액상화로 인한 사면의 강도저하와 변형에 관한 최신 연구들을 정리하고 간략히 소개하여 관련 연구자와 기술자들의 이해를 돕고자 한다.

2. 액상화 후 사면안정성과 변형

2.1 잔류강도와 정적 전단응력

지반 액상화의 결과는 주로 잔류 전단강도

(residual strength; S_r)와 초기 정적 전단응력(initial static shear stress; τ_s) 사이의 관계에 따라 흐름(flow) 파괴로 대표되는 안정성(stability)의 문제와 측방유동(lateral spreading)으로 대표되는 변형(deformation)의 문제로 대별될 수 있다.

여기서 정적 전단응력이라 함은 정적인 힘의 평형을 유지하기 위해 필요한 전단응력으로 정의하며, 주로 한계평형해석을 통해 계산할 수 있다(Fig. 1). 잔류 전단강도는 한계상태 전단강도 또는 유사 한계상태 전단강도 등 다양한 학자들에 의해 다양하게 불리어지나, 여기서는 간극 재배열과 토립자 혼합 등과 같은 매우 복잡한 양상까지를 포함하는 현장에서 매우 큰 변형이나 변형율에서 파괴면에 발현되는 전단강도로 정의한다.

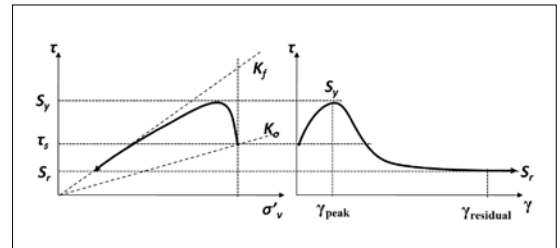


Fig. 1. 변형을 연화 거동 지반재료의 정적 전단응력과 잔류강도
 주) S_y = 항복강도 또는 첨두강도, γ = 전단 변형율, σ'_v = 연직 유효응력, K_o = 정지토압계수, K_f = 파괴시 토압계수

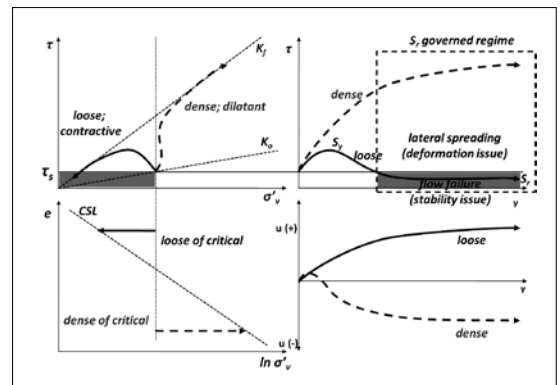


Fig. 2. 비배수 전단 시험에서 한계상태 이론에 기초한 흐름 파괴와 측방유동 메커니즘
 주) CSL = 한계상태선, u = 간극수압

흐름 파괴(flow failure)는 개념적으로 정적 전단응력이 잔류 전단강도보다 훨씬 더 클 때 증력에 의해 발생하게 되므로 안정성의 문제가 된다(Fig. 2). 반면에 측방유동(lateral spreading)은 정적 전단응력이 잔류 전단강도와 유사하거나 작을 때 발생할 수 있으며, 따라서 변형량 추정치가 보다 중요한 관심사가 된다(Fig. 2).

2.2 잔류강도와 관입저항력 상관관계

액상화 연구의 주류를 이루는 많은 학자들은 잔류 전단강도와 SPT N치로 표현할 수 있는 관입저항력과의 관계에 기반하여 액상화의 결과를 이해하려고 노력해 왔다.

Poulos et al. (1985)과 Davis et al. (1988)은 활동 토체가 비배수 정상상태 전단강도를 넘어서는 관성이 발생할 때 활동이 발생한다는 이론에 입각하여 잔류강도와 관입저항력의 상관성에 관한 연구 결과를 제시하였다. Seed and Harder (1990)는 역산한 잔류 전단강도와 몇몇 실제 파괴 사례들로부터 얻은 관입저항력 사이의 관계를 제시하였으며, 이는 이후 다양한 학자들의 재해석에 대한 모태가 되었다. 초기 Seed and Harder (1990) 그래프는 이후 추가적인 데이터와 재해석에 의하여 Stark and Mesri (1992), Castro

et al. (1992), Baziar and Dobry (1995)등이 업그레이드하였으며, 특히 Wride et al. (1999)은 최소 관입저항력 개념을 사용하여 사례들을 재해석한 바 있다. 데이터의 보충에 있어 괄목할만한 성장은 Olson and Stark (2002), Olson and Stark (2003), Olson and Johnson (2008), Idriss and Boulanger (2007; 2008)에 의해 이루어졌는데, 주된 재해석 기법은 Newmark 활동 블록 해석과 등가정적 사면안정해석을 통해서 이루어졌다.

Park and Kutter (2009)와 Park (2013)은 지진 후 사면의 안정성 해석을 위해 주로 이용하는 다양한 학자들이 제시한 잔류 전단강도와 관입저항력의 관계 그래프들을 함께 고찰하였는데, 결과적으로는 다양한 원인에서 기인하는 불확실성이 매우 큼을 알 수 있었다(Fig. 3). 그러나, 실내시험에서 재현하기 어렵고, 현장에서만 발생가능한 다양한 현상들을 포함하려는 노력들에 의해 개선된 최근의 연구 성과들은 참조할 필요가 있을 것으로 판단된다. 향후 지반 액상화의 조사와 평가 지침 등에 대한 개정 연구시 주목할만한 연구 결과는 그 중에서 방대한 현장사례 데이터를 규합한 Olson and Johnson (2008) (Fig. 4)과 간극 재배열의 개념을 도입한 Idriss and Boulanger (2008)라 할 수 있겠다.

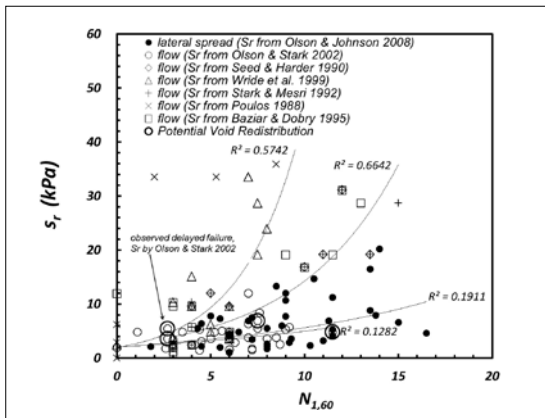


Fig. 3. 다양한 학자들에 의한 S_r 과 $N_{1,60}$ 사이의 관계
Note, $N_{1,60}$ 는 정규화된 SPT 타격횟수임

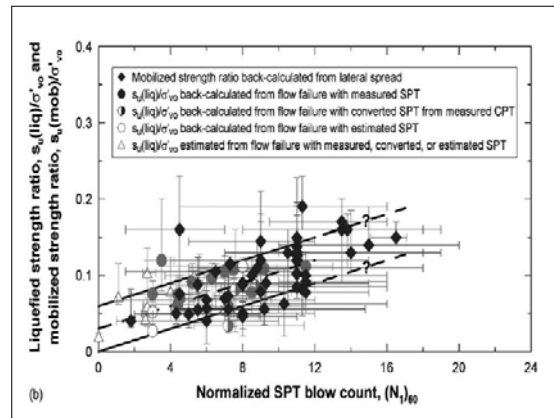


Fig. 4. 잔류강도와 관입 저항력과의 관계
(Olson and Johnson 2008)

3. 간극 재배열(Void Redistribution) 효과

간극 재배열(void redistribution)은 지반 액상화 연구에 있어 비교적 최근에 인식, 연구되고 있는 개념이다. 간극 재배열은 간극수의 이동에서 기인하며, 1985년 Whitman에 의해 최초 소개된 바 있다. 이 개념은 상대적으로 낮은 투수성의 지반층이 액상화 가능한 사질토층 상부에 위치하는 경우를 기본 전제로 이해할 수 있다. 이 경우, 지진동이 발생하면, 느슨한 사질토층에서 과잉간극수압이 발생하고 액상화가 유발될 수 있으며, 사질토층 내에서는 지진동이 멈춘 후 과잉간극수압의 소산을 위해 하부에서 상부로 간극수의 흐름이 발생하게 되며, 이 간극수는 사질토층 위의 낮은 투수성의 흙을 통과할 수 없기 때문에 결과적으로 사질토층 상부에서 dilatancy와 연관된 얇은 수막(water film)이 형성되고, 사질토층의 상부 간극은 팽창(dilation)으로 인해 보다 느슨해지고, 하부로 갈수록 수축(contraction)으로 인해 보다 조밀해 지는 간극의 재배열이 발생하게 된다(Fig. 5).

이 간극 재배열이 물리적으로 중요한 이유는 조밀층 사질지반이라 할지라도 간극 재배열이 지배적인 지반인 경우 수막층에서의 전단변형을 집중으로 대단히 큰 변형을 연화가 발생할 수 있다는 점에 있다.

상대적으로 낮은 투수성의 지반 아래에 상향 침투류로 인해 발생하는 수막현상 연구는 여러 원심모형실험 결과에서도 발견된 바 있다(Fiegel and Kutter 1994; Kulasingam et al, 2001; Kulasingam et al. 2004; Malvick et al, 2006; 2008). Malvick et al. (2006; 2008)은 특별히 원심모형실험을 통해 상대적으로 낮은 투수성 지반 층 아래에 간극 재배열로 인해 형성된 팽창 존이 지진동에 의한 과잉간극수압의 소산을 저해할 수 있음을 보여주었다. 그 결과 지연된 변형을 집중화와 큰 변형이 발생함을 발견하였다(Fig. 6).

간극 재배열 현상이 지배적인 현장에서는 전단 파괴 거동이 매우 얇은 수막을 따라 발생하고 심각한 강도 손실과 대단히 큰 변형을 수반하며, 간극수의 이동(과잉간극수압의 소산)에 시간이 필요하기 때문에 지진동이 멈춘 후 어느 정도 시간 경과와 함께 매우 큰 변형이 발생한다는 특징이 있게 된다.

실제 현장에서의 사례들에서도 이러한 간극 재배열 현상 - 즉 수막의 형성에 의한 지진동 후 전단 변형을 집중화를 확인하는 몇몇 경우들이 보고되어 오고 있다 (Holzer et al. 1989; Kokusho 2003; Idriss and Boulanger 2008). Statk and Mestri (1992) 역시 많은 현장의 지반 액상화로 인한 파괴가 물의 배수와 흐름과 관련이 있음을 언급하였다.

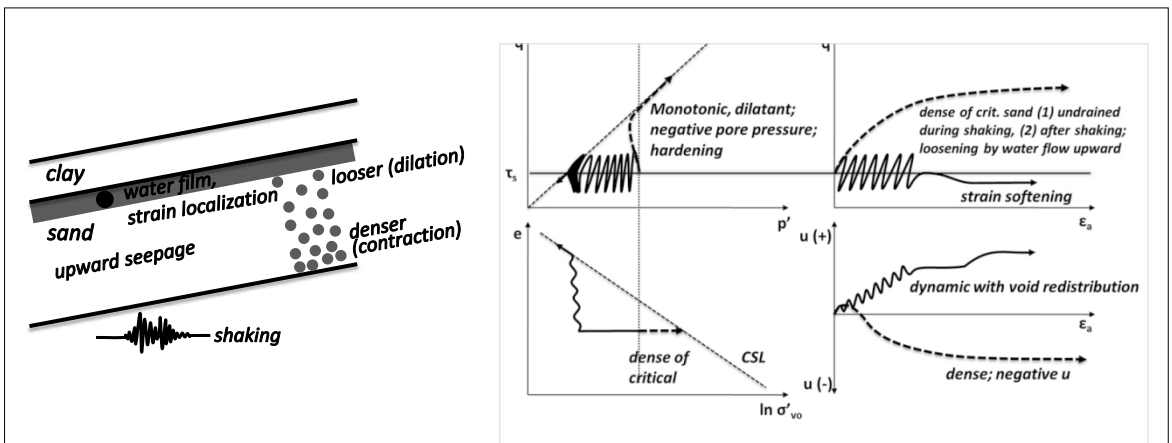


Fig. 5. 지진동 작용 시 조밀한 모래의 간극 재배열에 의한 변형 집중화 파괴 메커니즘

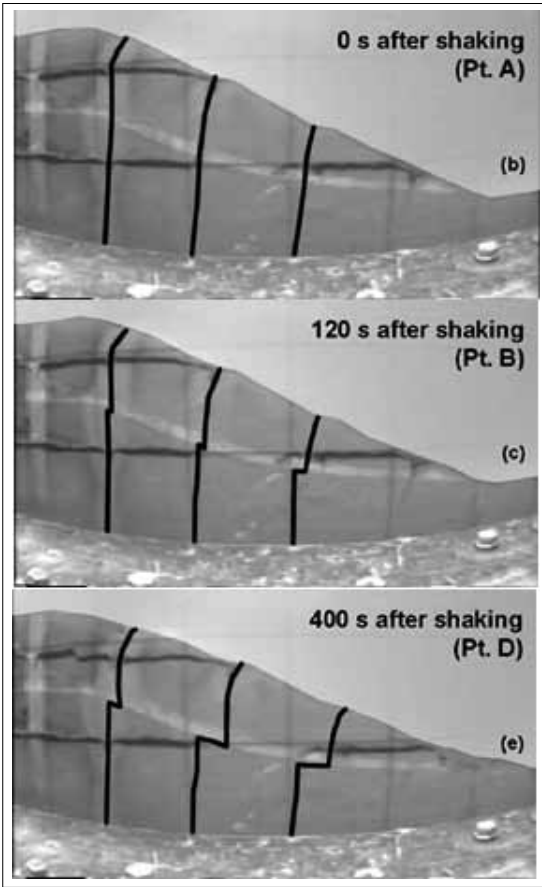


Fig. 6. 원심모형실험에서 얇은 수막 형성에 따른 지진동 후 지연된 변형을 집중화 및 전단파괴 거동(Malvick et al. 2008)

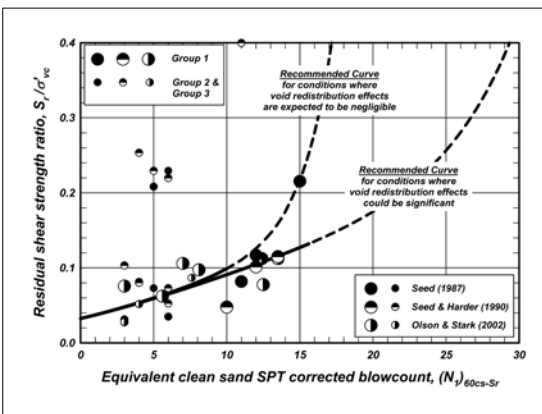


Fig. 7. 잔류 전단강도비와 관입저항력과의 관계 곡선 (Idriss and Boulanger 2008)

잘 알려진 1971 San Fernando 지진 시 Lower San Fernando 댐의 흐름 파괴는 지진동이 멈추고 약 20 초에서 30초 후에 발생하였다(Idriss and Boulanger 2008). 이러한 큰 변형은 지진동 자체로 인한 것이라기보다는 정적 하중의 영향이었으며, 액상화가 발생한 투수성 지반으로부터의 물의 이동 결과로 인한 느슨해진 영역이 주 원인일 것으로 추정되고 있다.

간극 재배열 현상에 대한 연구는 특별히 제작된 실험 도구와 수치 모델링을 통해서도 이루어졌다 (Boulanger and Truman 1996; Kokusho 1999). Kokusho (2003)는 1964년 Niigata 지진 시 낮은 투수성 지반층 아래에서 간극 재배열로 인해 전단응력의 격리와 함께 큰 흐름 파괴를 보였음을 제시하였다.

이러한 간극 재배열 현상은 통상적인 실내 실험에서 구현될 수 없는데, 이는 과잉간극수압의 소산에 따른 수막의 형성과 매우 얇은 전단 변형을 집중화를 모사할 수 없기 때문이다. 예를 들어 포화된 Toyoura 모래에 대한 ICU 시험에 따르면 상대밀도 38%에서 한계 상태 전단강도는 약 7 atm이었다. 이 경우, Idriss and Boulanger (2008)의 환상식에 의하면, $N_{1,60}$ 는 약 7에 상당한다. Olson and Jonson (2008) 도표에 의하면, 실내실험에서 얻은 한계상태 전단강도 값보다 현저히 낮은 잔류강도(S_r) 값을 산출하게 된다. 이렇게 경험적 도표와 실내실험 사이의 S_r 값의 차이는 지진동 후 간극 재배열과 토립자의 혼합과 같은 복잡한 메커니즘의 결과에서 기인한다.

Idriss and Boulanger (2008)는 이러한 간극 재배열이 심한 경우와 무시할 수 있는 경우를 구분하여 잔류 전단강도비와 관입저항력 사이의 관계 도표(Fig. 7)를 제시한 바 있다.

4. 중간토 및 점성토의 동적 거동

간극 재배열 현상에 대한 이해와 고려, 그리고 지진 후 사면 안정성 검토를 위한 잔류 전단강도 특성

연구외에 최근 중간토 및 소성 점토의 동적 거동에 대한 연구가 또한 활발하다. 특별히 본 절에서는 최근 사질토의 지반 액상화 거동에 추가하여 중간토 (intermediate soil)와 점토, 소성 실트의 동적 거동 연구 내용들을 집약하여 정리한 EERI monograph (Idriss and Boulanger 2008) 내용을 간략히 소개하고자 한다.

4.1 지진 시 포화 점토와 소성 실트의 거동

지진 시 점토층과 소성 실트(즉 “점성” 지반) 퇴적층에서 지반 파괴도 관찰되어 온 게 사실이지만, 이러한 파괴는 포화 모래와 다른 비점성 지반 퇴적층에서보다 상당히 덜 보편적이다. 1964년 Alaska의 Prince William Sound 지진 당시 Anchorage의 Fourth Avenue 슬라이딩이 Bootlegger Cove 점토층에서 발생하였으며 수 미터에 이르는 횡방향 및 연직 방향 변위를 일으킨 바 있다(Idriss 1985). 기타 점토와 소성 실트층에서의 지반 및 기초 파괴 사례도 보고되어 오고 있다.

포화 점토 지반에서 급격한 변형을 증가를 유발시키는 동적 반복하중 가능성은 Fig. 8에서 정규압밀 Cloverdale 점토에 대한 반복 삼축시험 결과 사례에서 찾아볼 수 있다(Zergoun and Vaid 1994). 전반적인 결과는 깨끗한 모래에서 보인 것과 유사하다. 그러

나 응력-변형을 루프는 깨끗한 모래에서 관찰된 것보다 상당히 더 큰 에너지를 소산시켰다(즉 히스테레틱 루프는 더 넓어졌다). 게다가 점토에 대한 응력-변형을 루프는 모래에서 일시적으로 $r_u=100\%$ 에 도달한 후에 관찰되는 매우 평평한 중간부(즉 전단 강성이 0인 지점)가 발생하지는 않았다. 그럼에도 불구하고 이러한 유형의 응력-변형을 거동은 지진동 동안 심각한 지반 변형을 유발할 수 있으며, 이는 많은 경우 모래 지반의 액상화가 지반 변형을 일으킨 부지들에서 관찰된 지반 변위와 구분짓기 어려울 수 있다.

점토와 소성 실트의 특성은 정적, 동적 강도를 특징화하는 매우 다른 공학적 절차의 개발을 필요로 하기 때문에 모래와 같은 비점성 지반 특성과는 상당히 다르다. 따라서 Idriss and Boulanger(2008)는 포화된 모래와 기타 비점성 지반에서 강도 저하와 변형에 연관된 용어를 “액상화(liquefaction)”로 호칭하고, 반면에 점토와 소성 실트에서 강도 저하와 변형에 관련된 사항은 “반복 연화(cyclic softening)”라는 용어를 사용하기로 하였다.

Idriss and Boulanger (2008)는 반복 연화 현상에 대해 세 가지 주제를 중심으로 논의하였다: (1) 점토와 소성 실트의 동적 강도 평가, (2) 세립질 지반에서 유사 모래(sand-like)에서 유사 점토(clay-like) 거동으로의 변화에 대응하는 지반 특성, 그리고 (3) 유사 점토 세립질 지반에서 반복 연화의 결과.

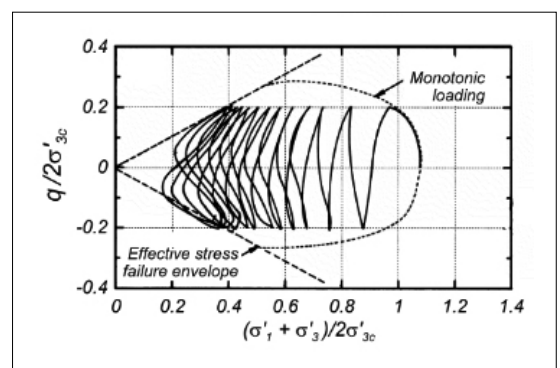
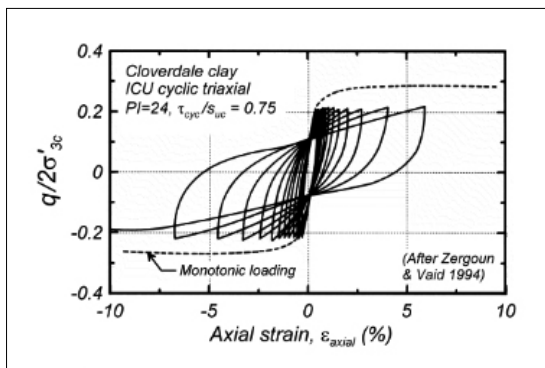


Fig. 8. 비배수 반복하중 시험에서 Cloverdale 점토에 대한 응력-변형을 거동과 유효응력 경로 (Zergoun and Vaid 1994)

4.2 CRR 예측

포화 점토의 CRR과 소성 실패는 세가지 다른 접근법을 통해 추정될 수 있다:

- 동적 실내실험으로부터 직접 CRR을 측정하는 방법
- 현장실험 또는 실내실험으로 S_u (비배수 전단강도)를 측정하고 그것에 CRR 추정을 위해 경험적 계수를 곱하는 방법
- 응력이력 프로파일과 정규화된 동적 강도비에 대해 추정된 값에 기초하여 경험적으로 CRR을 추정하는 방법

우선, 비배수 전단강도 프로파일 적용에 의한 CRR의 경험적 추정식을 이용할 수 있다. Idriss and Boulanger (2008)은 점토에 대한 $CRR_{M=7.5}$ (규모 7.5에 대한 CRR)를 다음 식으로 추정할 수 있다고 제시하였다.

$$CRR_{M=7.5} = 0.80 \cdot \frac{S_u}{\sigma'_{vc}}$$

다른 방법으로서 압밀응력 이력 프로파일을 이용하여 경험적으로 CRR을 추정할 수 있다. 동적 강도는 압밀응력 이력과 연관시키는 경험적 관계와 연동시킴으로서 계산할 수 있다. $CRR_{M=7.5}$ 에 대한 결과적 표현식은,

$$CRR_{M=7.5} = 0.80 \cdot S \cdot OCR^m$$

균질한 퇴적 점토(CL 및 CH)에서는 간단히 $S = 0.22$, $m = 0.8$ 을 사용할 수 있으므로(Ladd 1991), $CRR_{M=7.5}$ 는 다음과 같이 추정할 수 있다.

$$CRR_{M=7.5} = 0.18 \cdot OCR^m$$

애터버그 한계 도표에서 A-line 아래에 해당하는 소성 실패와 유기질 지반의 퇴적토층에 대해

Ladd(1991)는 S 값으로 균질한 퇴적 점토층에서 사용했던 0.22보다 상향된 약 0.25 정도를 제시하였다. 그러나 실패와 유기질 흙, 점토 사이에 다양한 고려사항들에 대한 CRR의 의존성을 분명히 정의하기에는 충분하지 않은 실정이다. 그러므로 A-line 아래에 표시되면서 여전히 $PI \geq 7$ 인 실패와 유기질 흙의 CRR은 앞서 기술한 CL과 CH 지반의 식과 동일한 식들을 사용하여 추정할 수 있을 것이다.

실패와 점토의 동적 강도, 압밀응력 이력, 그리고 지반 특성들 사이의 상관관계를 향상시키기 위해 지속적인 동적 실내실험 데이터의 축적이 필요하다 하겠다.

안전율 및 참조 응력의 선택

지진으로 인한 CSR과 지반의 CRR이 결정되는 참조 응력수준으로서 첨두 응력의 65%를 점성토에 대해서도 선택할 수 있다. 주어진 지진 규모 M에 대한 CRR은,

$$CRR_M = 0.65 \cdot \frac{\tau_{peak}}{\sigma'_{vc}}$$

여기서, τ_{peak} 는 지진으로 인한 최대 전단응력이다. 이 경우 CRR과 정적, 동적 비배수 전단강도 사이의 경험적인 관계는 다음과 같이 계산된다.

$$CRR_M = 0.80 \cdot \frac{S_u}{\sigma'_{vc}} \cdot MSF \cdot K_\alpha$$

여기서 MSF는 지진 규모 보정계수이며, K_α 는 정적 전단응력 보정계수이다. $K_\alpha = 1$ 인 경우, 반복 연화(3% 전단변형율)에 대한 안전율은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$FS_{\gamma=3\%} = \frac{CRR_M}{CSR_M} = \frac{0.80 \cdot \frac{S_u}{\sigma'_{vc}} \cdot MSF}{0.65 \cdot \frac{\tau_{peak}}{\sigma'_{vc}}}$$

$$FS_{\gamma=3\%} = 1.23 MSF \frac{S_u}{\tau_{peak}}$$

4.3 세립질 지반에서 유사모래와 유사점토 거동의 점진적 변화

세립질 흙의 거동은 모래에 더 유사한 거동에서 점토에 더 유사한 거동에 이르기까지 상당히 좁은 애터버그 한계 범위에 걸쳐 점진적으로 변화한다.

이러한 점진적 변화의 한쪽면에는 주요 관점에서 본질적으로 비소성이면서 모래와 매우 유사하게 거동하는 세립질 지반이 있다. 이러한 흙은 샘플을 얻기가 어려우며 시료 교란에 강하게 영향을 받으며, 고유한 (unique) 응력 이력으로 정규화된 강도정수를 나타내지 않는다. 이러한 유사모래 지반의 동적 강도는 현장 시험에 기반한 액상화 상관관계의 틀 내에서 보다 적절히 추정될 수 있다.

점진적 거동변화의 다른쪽 면에는 보다 쉽게 시료를 얻을 수 있고, 시료 교란의 영향을 덜 받으며, 응력 이력으로 정규화된 강도 물성값들을 나타내는 점토와 소성 실트가 존재한다. 이러한 흙의 동적 강도는 현장시험, 실내시험, 그리고 그러한 흙의 정적 비배수 전단강도를 평가하기 위해 만들어진 절차에 기초하거나 그와 유사한 경험적 상관관계에서 얻는 정보를 토대로 보다 적절히 추정할 수 있다.

따라서 유사모래에서 유사점토 거동으로의 점진적 변화는 지진 시 거동을 평가하기에 가장 적합한 공학적 절차 유형에 직접적인 연관성을 갖는다. 세립질 지반에서 유사모래와 유사점토 사이의 거동 변화는 의심할 여지없이 애터버그 한계의 좁은 범위에 걸쳐 일어나는데, 이는 실제 흙의 거동이 소성도 (또는 점토 성분)의 증가와 함께 부드럽게 점진적으로 변화할 것이기 때문이며, 또한 애터버그 한계와 같은 단순한 지수 시험으로는 흙의 복잡한 응력-변형률 특성을 온전하게 연관지을 수 없기 때문에도 그러하다. Fig. 9에는

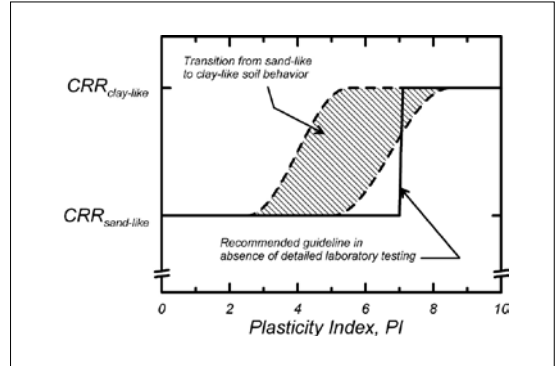


Fig. 9. 유사모래에서 유사점토까지의 거동을 보여주는 도표와 거동변화에 있어 실무 추천 가이드라인 (Idriss and Boulanger 2008)

이러한 점진적 변화를 도식적으로 나타냈는데, 이는 PI가 약 3에서 8까지 증가하는 동안 흙의 동적 강도가 어떻게 합리적으로 변화하는지를 보여주고 있다.

Idriss and Boulanger (2008)는 실무에서는 세립질 지반의 경우 $PI \geq 7$ 일 때 유사점토 거동을 나타내는 것으로 합리적인 예측을 할 수 있다고 하였다. 이 기준은 정의에 의해 모든 CL 지반을 포함하며, 유사모래 혹은 유사점토 변화 간격을 다소 보수적으로 해석할 수 있게 해 준다. 만약 지반이 CL-ML로 도시된다면, 이 때 PI 기준은 1-2 정도 감소할 수 있으나 여전히 Fig. 9의 데이터와 일치한다. 이러한 흙의 동적 강도는 현장시험, 실내시험, 그리고 그러한 흙의 정적 비배수 전단강도를 평가하기 위해 만들어진 절차에 기초하거나 그와 유사한 경험적 상관관계에서 얻는 정보를 토대로 추정하여야 한다.

상기 기준을 충족하지 않는 세립질 지반은 상세한 현장시험 또는 실내시험을 통해 규명되지 않는 한, 유사모래 거동(즉 액상화 가능한 지반)을 나타낼 것으로 간주되어야 한다. 이러한 지반의 동적 강도는 현재 현장시험에 기초한 액상화 상관관계의 틀 안에서 추정되어야만 한다.

PI 값이 3-6인 세립질 지반의 경우 동일한 SPT 또는 CPT 관입 저항력에서 비소성의 세립질 지반에 대한 동적 강도보다 더 큰 동적 강도를 지닌 중간토 거동

을 나타내는 것으로 이해할 수 있다. 이 경우, 저소성 실트와 점토질 실트의 실내실험은 기존의 액상화 상관 관계에 전적으로 의지하여 얻을 수 없는 상당한 장점들을 제공할 것이다. 따라서 위 기준은 지반의 불균질성, 지진 위험도의 수준, 그리고 기타 프로젝트 고유의 조건들을 함께 고려하는 보다 상세한 실내실험을 통해 부수적으로 가능한 잇점들을 평가할 수 있으며, 그 후에 합리적인 검토(screening) 지침으로 활용할 수 있다.

5. 결론

본 고에서는 지반의 액상화 연구에 있어 해외에서 최근 중점적인 논의와 연구가 진행중인 동향을 Idriss and Boulanger (2008) 등을 중심으로 살펴보았다. 특별히 액상화 후 잔류 전단강도와 SPT N치로 대표되는 관입저항력과의 관계들에 대해 고찰하였으며, 결과적으로 사면의 안전성과 변형에 관련된 흐름파괴와 측방 유동에 미치는 영향을 언급하였다. 또한 사질토의 상대밀도에 관계없이 심각한 전단변형율과 강도손실을 유발할 수 있는 간극 재배열 현상의 메커니즘과 증거, 실험적 연구 노력에 대해서도 요약, 제시하였다. 또한 고소성의 점성지반에서 발생할 수 있는 반복 연화 거동과 중간토에 있어서 동적 강도(CRR)를 산정하는 방법과 유사모래 및 유사점토 거동을 구분하는 절차 등에 대해서도 정리하였다.

지반 액상화에 대한 평가는 내진설계와 내진성능평가에 있어 구조물의 종류와 상관없이 필수적으로 수행하여야 할 절차이므로, 향후 평가방법의 발전과 관련 기술자들의 이해 증진을 위해 부족하나마 최신 연구 동향을 제시하고자 하였으며, 최근 내진성능 강화 추세와 더불어 내진분야 연구 다변화를 기대해 본다.

참고 문헌

1. Baziar, M. and Dobry, R. (1995). "Residual Strength and Large-Deformation Potential of Loose Silty Sands." *J. Geotech. Eng.*, 121(12), 896-906.
2. Boulanger, R.W., Truman, S.P. (1996). "Void redistribution in sand under post-earthquake loading." *Can. Geotech. J.*, 33, 829-834.
3. Castro, G., Seed, R.B., Keller, T.O., and Seed, H.B. (1992). "Steady-State Strength Analysis of Lower San Fernando Dam Slide." *J. Geotech. Eng.*, 118(3), 406-427.
4. Davis, A.P., Poulos, S.J., and Castro, G. (1988). "Strengths Backfigured from Liquefaction Case Histories." *Proc. 2nd Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Eng.*, St. Louis, Mo., 1693-1701.
5. Fiegel, G.L., and Kutter, B.L. (1994). "Liquefaction-induced lateral spreading of mildly sloping ground." *J. Geotech. Eng.*, 120(12), 2236-2243.
6. Holzer, T.L., Youd, T.L., and Hanks, T.C. (1989). "Dynamics of liquefaction during the 1987 Superstition Hills, California earthquake." *Science*, 244, 56-59.
7. Idriss, I.M. (1985). "Evaluating seismic risk in engineering practice." *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Balkema, Rotterdam, 265-320.
8. Idriss, I.M., and Boulanger, R.W. (2007). "SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils." *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering - Invited Lectures*, K. D. Pitilakis, ed., Springer, Netherlands, pp.1-22.
9. Idriss, I.M., and Boulanger, R.W. (2008). "Soil liquefaction during earthquakes." *Monograph 12, Earthquake Engineering Research Institute*.
10. Kokusho, T. (2003). "Current State of Research on Flow Failure Considering Void Redistribution in Liquefied Deposits." *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, 23(7), 585-603.

11. Kokusho, T. (1999). "Water film in liquefied sand and its effect on lateral spread." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 125(10), 817–826.
12. Kulasingam, R., Malvick, E.J., Boulanger, R.W., and Kutter, B.L. (2004). "Strength loss and localization at silt interlayers in slopes of liquefied sand." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130(11), 1192–1202.
13. Kulasingam, R., Malvick, E.J., Boulanger, R.W., and Kutter, B.L. (2001). "Void redistribution and localization of shear strains in model sand slope with silt seams: Report on first year activities." *Proc., U.S.–Japan Joint Workshop and 3rd Grantees Meeting, U.S.–Japan Cooperative Research in Disaster Mitigation, Seattle, Wash.*, 117–128.
14. Ladd, C.C. (1991). "Stability evaluation during staged construction." *J. Geotechnical Eng., ASCE*, 117(4), 540–615.
15. Malvick, E.J., Kutter, B.L., and Boulanger, R.W. (2008). "Postshaking shear strain localization in a centrifuge model of a saturated sand slope." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 134(2), 164–174.
16. Malvick, E.J., Kutter, B.L., Boulanger, R.W., and Kulasingam, R. (2006). "Shear localization due to liquefaction-induced void redistribution in a layered infinite slope." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132(10), 1293–1303.
17. Olson, S.M., and Johnson, C.I. (2008). "Analyzing liquefaction-induced lateral spreads using strength ratios." *J. Geotech. Geoenviron.*, 134(8), 1035–1049.
18. Olson, S.M., and Stark, T.D. (2002). "Liquefied strength ratio from liquefaction flow case histories." *Can. Geotech. J.*, 39, 629–647.
19. Olson, S.M., and Stark, T.D. (2003). "Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 129(8), 727–737.
20. Park, D.S. (2013). "Analyzing liquefaction induced instability and deformation of slopes using static shear stress and residual strength." *Geo-Congress, Stability and Performance of Slopes and Embankments III*, Geo-Institute of ASCE.
21. Park, D.S. and Kutter, B.L. (2009). "Discussion of Analyzing liquefaction-induced lateral spreads using strength ratios." *J. Geotech. Geoenviron.*, Dec.
22. Poulos, S.J. (1988). "Liquefaction and related phenomena." In *Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation*, Eds. R.B. Jansen, V. N. Reinhold, New York, 292–320.
23. Poulos, S.J., Castro, G., and France, W. (1985). "Liquefaction evaluation procedure." *J. Geotech. Eng.*, 111(6), 772–792.
24. Seed, H.B. (1987). "Design problems in soil liquefaction." *J. Geotechnical Eng., ASCE* 113(8), 827–845.
25. Seed, R.B. and Harder, L.F. Jr. (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength." *Proc., H.B. Seed Memorial Symp., Bi-Tech Publishing*, 351–376.
26. Stark, T.D., and Mesri, G. (1992). "Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis." *J. Geotech. Eng.*, 118(11), 1727~1747.
27. Whitman, R.V. (1985). "On liquefaction." *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, CA, A.A. Balkema*, 923–926.
28. Wride, C.E., McRoberts, E.C., and Robertson, P.K. (1999). "Reconsideration of case histories for estimating undrained shear strength in sandy soils." *Can. Geotech. J.*, 36, 907–933.
29. Zergoun, M., and Vaid, Y. P., 1994. Effective stress response of clay to undrained cyclic loading, *Canadian Geotechnical J.*, 31, 714–27.