



저작자표시-비영리-동일조건변경허락 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.
- 이차적 저작물을 작성할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



동일조건변경허락. 귀하가 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공했을 경우에는, 이 저작물과 동일한 이용허락조건하에서만 배포할 수 있습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

工學碩士學位論文

세립토의 내부침식에 대한 실험적 연구

Experimental study on
internal erosion of fine particles

蔚山大學校 大學院

建設環境工學科

鄭 瑛 珍

세립토의 내부침식에 대한 실험적 연구

指導教授 申 浩 成

이 論文을 工學碩士 學位論文으로 提出함

2020 年 02 月


蔚山大學校 大學院

建設環境工學科

鄭 瑛 珍

鄭 瑛 珍의 工學碩士 學位論文을 認准함

審査委員 金 益 賢 

審査委員 元 鍾 默 

審査委員 申 浩 成 

蔚 山 大 學 校 大 學 院

2020 年 02 月

국 문 요 약

세립토의 내부침식에 대한 실험적 연구

蔚山大學校 大學院

建設環境工學科

鄭 英 珍

지반침식은 지반 속에서 유체가 흐르면서 지반내의 미세 토립자들이 느린 속도로 이탈하는 현상을 뜻한다. 지반 속의 유체의 흐름은 매우 느리기 때문에 지반침식현상은 인지 할 수 없을 정도로 느리게 진행된다. 이러한 지반 침식현상은 초기에는 작은 공극을 만드는 것에 그치나 시간이 지나며 토립자가 계속 유실되어 공극의 크기가 점점 커지며 공극이 커짐으로 인한 유속이 증가함에 따라 지반내의 공극생성은 가속화된다. 이러한 지반내의 공극발생은 최근 대두되고 있는 지반침하(Sinkhole), 제방이나 저수지의 파이프링(Piping)현상이 발생하고 있다. 이에 따라 본 연구는 지반 내 유체흐름으로 인한 미세입자의 유동경향을 측정하는 것이 목표이다. 실험은 $\phi 10\text{cm} * 25\text{cm}$ 의 모형 토조를 제작한 후 토조 하부에 파이프를 연결한다. 토조 하부에 파이프를 설치 시 물의 흐름이 수평방향으로 일어나 오차를 줄 수 있기 때문에 하부부터 2cm 높이까지 3mm의 직경을 가진 입자의 화강암투수층을 만들어 수직방향의 흐름을 재현하였고 토조의 하부로부터 19cm위치에 흘러나온 미세립을 채취 할 수 있는 월류구를 설치하였다. 또한 동수경사를 주기위하여 일정한 수위를 유지할 수 있는 월류수조를 제작하였다. 토조와 수조는 직경 1cm의 고무호스로 연결되어있으며 토조의 높이는 조절할 수 있게 제작되었다. 수조에서 토조 방향으로 물의 흐름을 설정 하였으며, 토조에서는 상향흐름이 일어나게 하여 위로 미세립이 뿔어져 나오게 설치하였다. 유출된 미세립과 유출수를 채취하여 건조기에 48 시간동안 건조하여 미세립의 양을 측정 하였다. 미세립의 유출량을 기존 개발 되어 있는 역학적 모델과 본 연구의 실험으로 얻은 수리학적 모델을 사용하여 2D 시뮬레이션 프로그램으로 긴 시간 뒤의 미세립의 침식경향을 측정하였다.

목 차

국 문 요 약	i
목 차	ii
표 목 차	iv
그 립 목 차	v
제 1 장 서 론	1
1.1. 연구 배경 및 목적	2
1.2. 연구 동향	3
1.2.1. 연구 동향	3
1.3 연구 방법	5
제 2 장 내부침식의 이론적 고찰	7
2.1. 세립토 유동의 기본이론	7
2.1.1. 흙의 삼상	7
2.1.2. 투수계수	12
2.2. 세립토 이탈에 대한 수리학적 지배 방정식	13
2.2.1. 세립토와 조립토	13
2.2.2. 수리학적 모델	13
2.3. 역학적 해석 모델	15
2.3.1. Cyclic plasticity models for sandy soils	15
2.3.2. Open-type Bounding surface mode.	16

2.3.3. 토사유실에 대한 역학적 구성모델	24
제 3 장 일차원 실내 미세립 침식 실험	29
3.1. 실험 방법	29
3.1.1. 실험 장치	29
3.1.2. 측정 방법	30
3.1.3. 동수경사조건	32
3.2. 분석 시료의 특성	32
3.2.1 실험 시료	32
3.3. 실내침식 실험 결과	33
3.3.1. 시간에 따른 깊이별 간극수압 변화	33
3.4. 실험결과와 역학적 모델을 사용한 2D 시뮬레이션	39
3.4.1. 2D 시뮬레이션 프로그램	39
제 4 장 결 론	42
참 고 문 헌	43
영 문 요 약	47

표 목 차

Table 1.1 Main causes of internal erosion	3
Table. 3.1 Jumunjin standard sand Physical properties(Han, 2014)	32
Table. 3.2 Kaolinite physical properties(대원종합상사)	33
Table. 3.3 Experimental results with hydraulic gradient 0.2	34
Table. 3.4 Experimental results with hydraulic gradient 0.4	35
Table. 3.5 Experimental results with hydraulic gradient 0.5	35
Table. 3.6 Experimental results with hydraulic gradient 0.55	36
Table. 3.7 Experimental results with hydraulic gradient 0.6	36
Table. 3.8 Experimental results with hydraulic gradient 0.75	37
Table. 3.9 Experimental results with hydraulic gradient 0.8	37

그림 목 차

Figure. 1.1 Causes of sinkhole of seoul	2
Figure. 1.2 Cumulative flux of fine particles by hydraulic gradient over time.(Azadbakht, 2015)	4
Figure. 1.3 Internal erosion experiment(Chang, 2012)	4
Figure. 1.4 Erosion experiment Schematic diagram and results.(Lee, 2003)	5
Figure. 1.5 Schematic of the progress of a study	6
Figure. 2.1 Soil elements present in the ground	7
Figure. 2.2 (a) Natural Soil, (b) Idealized soil	8
Figure. 2.3 The range of Coefficient of permeability according to the diameter of the soil	13
Figure. 2.4 Transport and attachment of fine particle to fluid flow	14
Figure. 2.5 Critical state for Erksak sand(Been 1991)	17
Figure. 2.6 Critical State Line of sand and State parameter	18
Figure. 2.7 a) Relationship between state variables and maximum friction angles, b) Relationship between state variables and maximum expansion rate (Been & Jefferies 1985)	19
Figure. 2.8 a) True stress space, b) Normalized stress space	21
Figure. 2.9 a) Boundary surfaces and Yield surfaces, b) Normalized stress space	23
Figure. 2.10 Critical line to Void ratio–Average stress–IG(Grading state index) space (Wood & Maeda 2007)	25
Figure. 2.11 a) Void ratio for mixed soil, b) CSL changed by fine particle ratio	26
Figure. 2.12 Size ratio of granulated soil and fine grain soil using DEM(Discrete Element Method) and Relationship between State Variabl	

es and Advanced Friction Angle due to Loss of Fine particles(Wood et al. 2010)	26
Figure. 2.13 Change of state variables due to loss of fine particles in average stress-void ratio space (Wood et al. 2010)	28
Figure. 3.1 Experimental Device Schematic	29
Figure. 3.2 Experimental equipment	30
Figure. 3.3 Mixed Sample (Jumunjin standard sand + Kaolinite)	31
Figure. 3.4 Spilled out fine particles	31
Figure. 3.5 Jumunjin standard sand and Kaolinite	33
Figure. 3.6 Dried fine particles after experiment	33
Figure. 3.7 Outflow of Fine particles according to Hydraulic Gradient	38
Figure. 3.8 Final fine particles erosion ratio by hydraulic gradient	38
Figure. 3.9 Simulate the concentration of fine particles moving with the pore water	39
Figure. 3.10 a) Fine particles concentration in the left part of the sewer pipe, b) Fine particles concentration in the bottom part of the sewer pipe	40

제 1 장 서 론

다공질(porous) 재료나 입상(granular) 재료에서 공극내의 세립토의 유동은 공학적으로 그리고 산업적으로 매우 중요하고 도전적인 문제이다. 세립토 유동에 의한 침식(erosion)은 수리-역학적 양성 피드백(positive feedback) 현상으로, 지반의 공동 확장이나 입자구조의 불안정에 의한 지반 붕괴를 유발하기도 한다. 세립토 이탈 현상은 굴착공사시 차수시설 미비나 노후된 하수관에 의한 토사 유실과 이에 따른 지반함몰, 저수지나 제방(강, 하천)의 다짐 불량이나 노후화에 의한 파이핑 현상에 의한 파괴 등의 현상이 일어나게 된다. 특히 최근 들어 자주 발생하고 있는 지반함몰현상(Sinkhole)은 운송수단이 통행하거나 사람들이 많이 지나다니는 인도 쪽에 발생하고 있다. 서울특별시 도로교통과의 정보공개 서비스에 따르면 18년 5월 기준 ‘최근 5년간 연도별 서울시 지반침하 발생현황’은 2013년도 850건, 2014년도 779건, 2015년도 734건, 2016년도 597건, 2017년도 609건 이다. 2014년도까지는 증가하는 추세를 보이다가 16년 싱크홀 문제가 대두되면서 GPR 탐사, 지반보강 등을 통하여 감소하는 추세이다.

지반침하 중 도로함몰은 인명 및 재산 손실에 가장 큰 영향을 미친다. 서울특별시의 16년 통계에 따르면 서울시의 연도별 도로함몰 발생건은 14년에는 7건, 15년에는 56번, 16년에는 19건이 발생하였다. 총 발생횟수 82건의 도로함몰 원인별 발생 현황은 다음 Figure. 1.1과 같이 상·하수관에 의한 도로함몰이 약 80% 정도로 매우 크다는 것을 볼 수 있다.

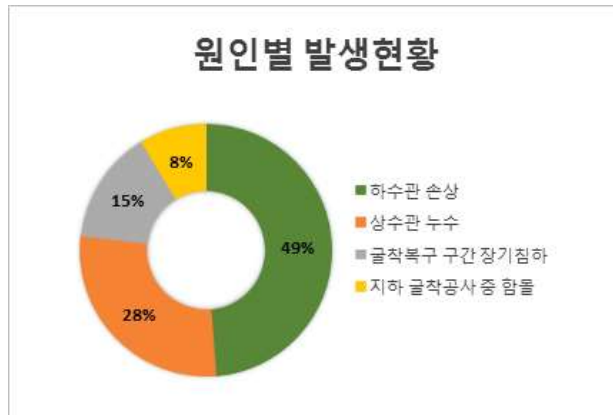


Figure. 1.1 Causes of sinkhole of seoul
(Seoul Metropolitan Government, 2016)

이와 같이 세립토 유동 현상은 경제적인 손실뿐만 아니라 인명피해를 유발하므로, 여러 학문 분야에서 이를 개선하기 위한 연구가 진행되고 있다.

1.1 연구 배경 및 목적

기존의 지반공학은 공극수의 유동에 의한 세립토의 침식과 공극 막힘 현상을 지반의 수리-역학적 특성을 반영하지 않고, 단순 물리량의 비교에 의한 개념화된 모델을 사용하고 있다. Kenney & Lau (1985)은 실내실험 결과로부터 내부 침식이 발생하기 위한 역학적/기하학적/수리학적 조건을 제시하였으며, 이를 바탕으로 최근까지 다양한 기준들이 제시되고 있다. 아래 Table. 1.1은 내부 침식의 기준들에 대한 설명과 한계점을 정리하였으며, 이를 통합적으로 해석 할 수 있는 연구가 절실하다.

Table 1.1 Main causes of internal erosion

내부침식	설명 및 한계점
역학적	<ul style="list-style-type: none"> - 조립도와 세립도의 다양한 조합에 대한 실험결과로부터 단순한 개념적인 모델개발. - 실제 입자 분포를 고려하지 못하여 개념적인 추론 모델.
기하학적	<ul style="list-style-type: none"> - 공극의 협착(constriction)공간의 크기를 기준으로 개발. - 협착 공간의 크기를 직접 측정하지 않고, 실내 필터실험, 해석적 모델, 구형 입자에 대한 수치해석을 이용함. - 최근에는 3차원 micro-CT를 이용하여 개개의 흡입자를 측정하여, 입자사이의 공극공간을 분할하는 연구가 진행됨. 하지만 이는 조립도에 제한되며, 세립도에 대해서는 기술적인 한계가 있음.
수리학적	<ul style="list-style-type: none"> - 공극내의 유체의 침투속도를 기준으로 함. - Pore scale 실험에서 공극의 협착에 의한 유속 측정이 어려움. 최근에는 간접적인 실내실험으로부터 협착의 크기를 추정하여 유속을 산정하거나 단순화된 입자형상과 배치에 따른 이론적 모델을 개발함. 다공질 재료에서는 CFD 해석을 통하여 공극내의 유속의 분포와 크기를 평가함.

1.2 연구 동향

1.2.1 연구 동향

Azadbakht(2015)는 1차원 실내 모형실험을 통하여 내부침식의 경향과 동수경사와 미세립 함유량에 따른 모델식을 제안하였다. 실험은 미세립 함유량별로 3가지, 3가지의 시료에 각각 동수경사별로 실험이 진행되었다. 실험에서는 동수경사 0.18 이하에서는 미세립 유출량이 소량으로 나타났고 0.6이상에서는 급격하게 분사되는 경향을 아래 Figure. 1.2에 도시하였다. 또한 실험의 결과로 모델식을 제안하였다.

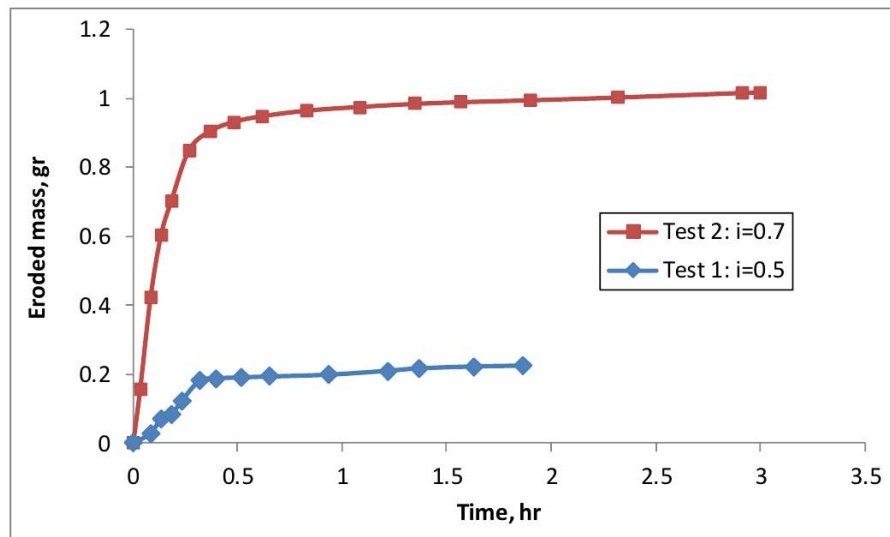


Figure. 1.2 Cumulative flux of fine particles by hydraulic gradient over time. (Azadbakht, 2015)

Chang(2014)는 위 실험과 유사한 실험을 진행하였고 실험과 동시에 전단 강도, 간극비, 변형률을 측정하였다. Chang(2012)는 Figure. 1.3과 같이 내부 침식이 지반담에서 역류함에 따라 토관이 붕괴되어 댐 붕괴 과정이 발전할 수 있으므로 토양의 소실은 댐의 안전성을 평가하는 데 중요한 역할을 한다고 판단하였다. 복합 응력 상태에서 내부 침식 과정을 조사하고 토양의 침식가능성을 특징짓고 댐 침식 과정을 모델링하였다.

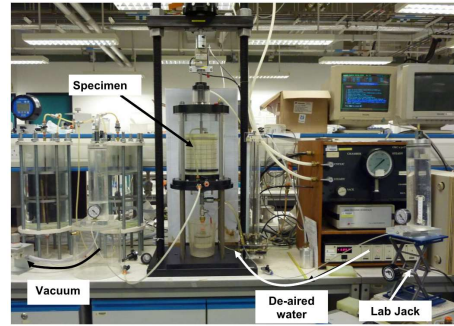
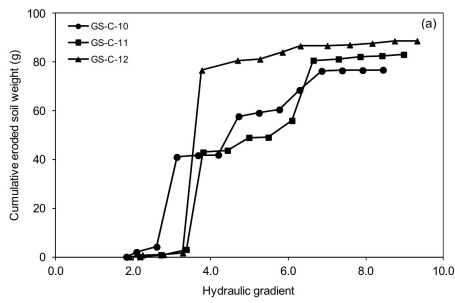


Figure. 1.3 Internal erosion experiment (Chang, 2012)

또한 국내의 선행된 연구로는 Han(2019)이 세립자의 특성, 유체의 특성과 복합적으로 작용 될 때의 상황을 실험을 통해 분석해보고 이를 통해 제방 내부에서 유체 흐름에 의해 야기되는 세립자 이동을 분석하였다. Kwak(2003)는 세립토의 세굴현상에 대한 침식률의 영향을 조사하기 위해 10개의 교량현장으로 부터 총 14개의 시료를 채취하여 EFA실험을 수행하였다. Figure. 1.4와 같이 점착성을 띠는 세립토를 대상으로 세굴률 실험을 실시하여 흐름에 대한 침식특성을 정량화하고, 세립토의 침식특성과 토성치의 상관관계를 분석하였다.

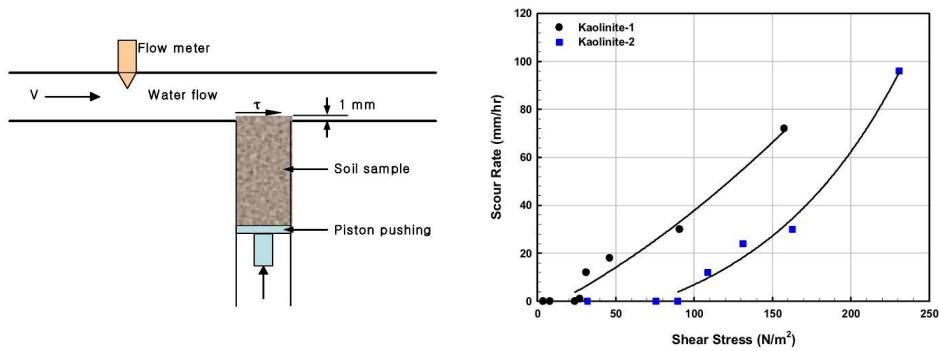


Figure. 1.4 Erosion experiment Schematic diagram and results. (Lee, 2003)

1.3 연구 방법

본 연구는 아래 Figure. 1.5와 같이 진행되었다. 국내 지반 자료를 수집하여 일정한 세립토 비율을 조사한 뒤 일정 비율을 사용하여 수리학적 요인에 의한 미세립 유출 실험을 진행한다. 실험은 지반 내 지하수 변화로 인해 토양 내 입자가 매우 작은 미세입자가 씻겨나감으로써 지반 내에 공극의 발생 가능성을 알아보는 실험이다. 지하수의 유출량은 준비된 월류수조에 수위별 구멍을 뚫어 동수경사가 유지되는 방식으로 제작하였고 시료는 카올리나이트와 주문진 표준사를 일정비율로 혼합하여 제작하였다. 일정 시간이 지난 뒤의 미세립 유출량을 측정 할 것이다. 측정된 실험값으로 수리학적 모델을 제안하고 기존 제안된 역학적 모델과 커플링해석을 진행하여 2d 수치해석 시뮬레이터를 구현 하였다.

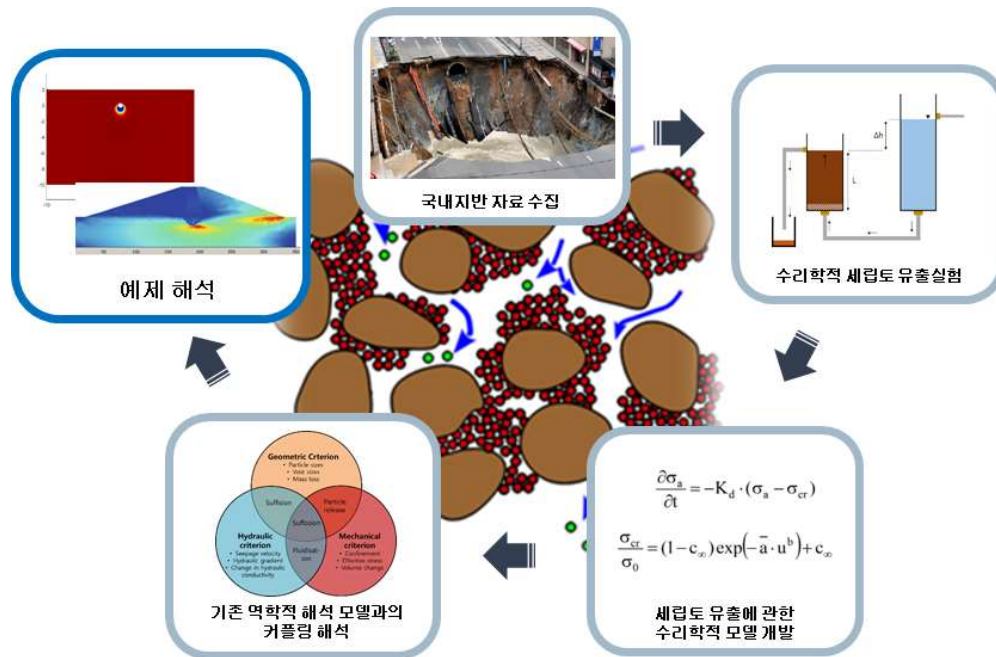


Figure. 1.5 Schematic of the progress of a study

제 2 장 내부침식의 이론적 고찰

2.1 세립토 유동의 기본이론

세립토 유동에 대한 이론적 연구는 다공질 분야가 대표적이다. 다공질 재료처럼 공극이 분포되어있는 재료에서는 세립토의 탈락과 막힘 현상은 기존 설계되어있는 기존 시설에 손상의 원인이 된다. 공극 내부의 유체의 흐름에 의하여 불안정성 상태의 세립토가 이동하는 현상을 입상 재료에서는 "내부침식(internal erosion)"이라 부르고, 다공질 재료에서는 "미세립 이동(fine migration)"이라고 한다(Civan, 2016). 그 중 세립토가 입상 재료 내에서 탈락되어 발생하는 내부침식 현상은 제방과 댐의 붕괴, 상하수관 파손으로 인한 도심지 싱크홀, 강우에 의한 사면 붕괴와 지하수 흐름으로 인한 지반침하 등의 발생하면 큰 경제적, 인적 피해를 일으킬 수 있다. 내부 침식 현상은 크게 두 가지로 나눌 수 있는데 세립토의 유실에 의하여 조립질 입자구조의 체적 변화가 없는 상태를 *suffusion*이라고 하며, 체적 변화로 인하여 입자 구조가 붕괴 상태까지 이르는 경우를 *suffosion*이라고 한다(Moffat, 등 2011; Sibille 등, 2015).

2.1.1 흙의 삼상

Figure. 2.1과 같이 깊이 'z' 밑에 있는 흙을 채취하였다면 채취된 흙은 '흙 입자+물+공기' 로 이루어져 있을 것이다. 흙 속에 세 성분이 얼마나 존재하는가를 가늠하기 위한 것이 삼상관계이다.

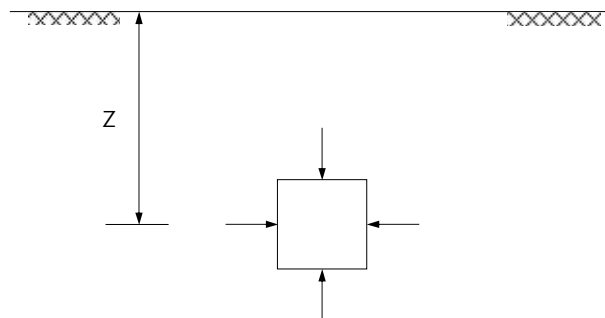


Figure. 2.1 Soil elements present in the ground

흙은 Figure. 2.2(a)와 같은 상태로 존재할 것이다. 그러나 편의상 Figure. 2.2(b)와 같이 삼상을 세 부분으로 분리하여 해석하는 것이 일반적이다.

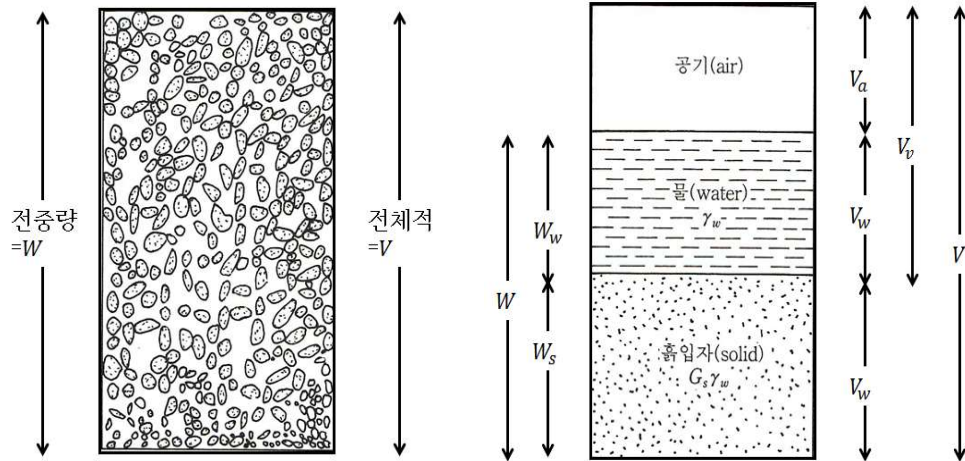


Figure. 2.2 (a) Natural Soil, (b) Idealized soil

전체적 V 는 다음과 같다.

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \quad (2.1)$$

여기서, V_s = 흙 입자만의 부피

V_w = 물만의 부피

V_a = 공기만의 부피

V_v = 간극의 부피, 흙 입자를 제외한 부분의 부피

한편, 전 중량 W 는 다음과 같다. 공기의 무게는 없으므로

$$W = W_s + W_w \quad (2.2)$$

여기서, W_s = 흙 입자만의 무게

W_w = 물만의 무게

토질역학에서 삼상의 각 부분이 차지하는 크기를 알기위하여 부피 및 무게를 직접 다루기 보다는 다음과 같은 용어들을 사용하여 삼상관계를 나타낸다.

1) 부피에 관계되는 관계식

부피에 관계되는 관계식은 간극비(void ratio), 간극률(porosity), 포화도(degree of saturation)이 있다.

간극비(void ratio)는 흙 입자의 부피에 대한 간극 부피의 비이다. 간극비는 보통 e 라고 표시하며 다음과 같이 정의된다.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.3)$$

간극비는 소수로 표시되는데, 대단히 촘촘하고 입도분포가 좋은 사질토는 이 값이 0.3정도 밖에 되지 않는 반면, 어떤 점토는 2.0이나 그 이상이 될 수도 있다.

간극률(porosity)은 흙의 전체적에 대한 간극 부피의 비이다. 간극률은 보통 n 이라고 표시하며 다음과 같이 정의된다.

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100(\%) \quad (2.4)$$

간극비와 간극률 사이에는 다음과 같은 관계가 있다.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{V_v/V}{V/V - V_v/V} = \frac{n}{100 - n} \quad (2.5)$$

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_v}{V_s + V_v} = \frac{V_v/V_s}{V_s/V_s + V_v/V_s} = \frac{e}{1 + e} \times 100(\%) \quad (2.6)$$

포화도는 간극 부피에 대한 간극 속에 포함되어 있는 물 부피의 비를 백분율로 표시한 것이다. 따라서 포화도 S 는 다음 식으로 표시된다.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100(\%) \quad (2.7)$$

$S = 100\%$ 라면 간극 속에 물이 완전히 채워져 있고, 공기는 그 속에 존재하지 않는 상태이다. 이런 상태에 있는 흙은 완전히 포화되었다고 말하는데, 지하수위 아래에 있는 흙은 완전 포화에 가깝다. 흙을 노건조시키면 그 흙의 포화도는 0%가 된다.

2) 무게에 관계되는 관계식

무게에 관계되는 관계식은 함수비(water content), 단위중량(unit weight), 비중(specific gravity)이 있다. 함수비(water content)는 w 로 표시되며, 흙 입자 무게에 대한 물 무게의 비이다.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100(\%) \quad (2.8)$$

105°C ~ 110°C의 건조로에서 흙이 건조되었다면, 이때의 함수비는 0이다.

단위중량(unit weight)은 일반적으로 γ 로 표시되며, 습윤 단위중량(moist unit weight)이라고도 하며 단위체적당 흙(soil matrix)의 무게를 나타낸다.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (2.9)$$

만일 흙이 완전히 포화된 경우는 포화단위중량(saturated unit weight)이라고 하며 γ_{sat} 로 표기한다. 습윤단위중량과 함수비의 관계식은 다음과 같다.

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s \left[1 + \left(\frac{W_w}{W_s} \right) \right]}{V} = \frac{W_s (1 + w)}{V} \quad (2.10)$$

비중(specific gravity)이란 4℃에서의 물의 밀도에 대한 어느 물질의 밀도로 정의 된다. 따라서 흙의 비중은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w(4^\circ\text{C})} \quad (2.11)$$

그리고 $T^\circ\text{C}$ 에서의 물의 비중은 다음과 같다.

$$G_w = \frac{\rho_w(T^\circ\text{C})}{\rho_w(4^\circ\text{C})} \quad (2.12)$$

한국공업규격에서는 $\rho_w(15^\circ\text{C})$ 를 기준으로 하여 비중을 측정하고 있다.

함수비, 포화도 및 간극비 사이에는 다음과 같은 관계가 있다. 이 관계식은 함수비의 정의로부터 쉽게 유도할 수 있다. 여기서 함수비 및 포화도는 소수로 표현한다.

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{\gamma_w V_w}{\gamma_w G_s V_s} = \frac{\gamma_w S V_v}{\gamma_w G_s V_s} = \frac{S e}{G_s} \quad (2.13)$$

$$G_s w = S e \quad (2.14)$$

유체와 함께 이동하는 세립토 체적 농도는 유출 미세립 체적/유체 체적으로, 입자골격에 고정된 세립토의 체적비는 비 유출 미세립 체적/총 체적으로 정의 하였다. 공극내의 세립토는 유체와 함께 이동하는 세립토 c_e , 조립토에 부착되거나 침전된 입자 σ_a 그리고 조립토의 골격에 폐색된 세립토 σ_s 로 구분하였다. 따라서 세립토의 유체-고체 간의 상변화 과정은 유체내의 세립토의 농도와 고체 상태의 세립토의 체적비의 시간경과에 따른 질량보존의 원리를 이용하여 모사 할 수 있다. Figure. 2.2로부터 고체상태의 단위 질량은 $\rho_s = m_s / V_s = [(1 - \phi)\rho_s^s] / (1 - \phi) = \rho_s^s$ 이며, 액체 상태에 대한 단위 질량은 $\rho_1 = m_1 / V_1 = (1 - c_e)\rho_1^w + c_e\rho_s^f$ 이다. 따라서, 전체 지반의 재료에 대한 단위질량은 $\rho_m = (1 - \phi)\rho_s + \sigma\rho_s^f + (\phi - \sigma)S_1\rho_1 + (\phi - \sigma)S_g\rho_g$ 과 같이 산정할 수 있다.(Shin, 2019)

2.1.2 투수계수

흙이 잘 다져져 있다고 해도 흙속의 간극은 서로서로 연결되어 있다. 자갈이나 모래와 같은 조립토나 입자가 더 작은 점토도 간극이 따로 고립되어 있는 경우는 없다. 흙은 간극이 서로 연결되어 있기 때문에 간극을 통해 물이 흐를 수 있다. 하지만 흙속에서는 물이 한 위치에서 다른 위치로 직선적으로 흐르지 않고, 간극의 길을 따라 구불구불 흐른다. 따라서 흙에서의 물의 속도는 굉장히 느리므로 물의 흐름이 평행한 것으로 판단하여 층류로 간주한다. 층류에서 흐름의 속도는 동수경사에 비례하며 Darcy의 법칙이 적용된다.

층류는 유체의 각 부분이 질서를 유지하면서 층 모양으로 흐르는 상태로서 Reynolds수 = 1 이하(큰 입자의 모래지반을 물이 통과할 경우, 모래, 실트, 점토)를 뜻하며, 난류는 유체가 불규칙적으로 혼합하여 소용돌이를 일으키면서 흐르는 상태로서 Reynolds 수 = 1 이상(매우 굵은 모래, 자갈, 전석)을 뜻한다. Reynolds 수는 유체가 유동하면 층류나 난류 유동이 발생한다.

Darcy는 흙속을 통해 흐르는 물의 침투수량을 구하기 위하여 다음과 같은 실험식을 발표하였다.

$$q = kiA \quad (2.15)$$

$$v = ki \quad (2.16)$$

식 2.15을 Darcy의 법칙이라고 하며, 이는 중력작용에 의해 물이 흙 속을 흐를 때 유량을 계산하는 가장 기본이 되는 식이다. 이 식을 보면 단위 시간당 침투수량 $q(m^3/s)$ 는 투수계수 $k(m/s)$ 와 물이 흐르는 흙의 단면적 $A(m^2)$, 동수경사 i 와 비례한다는 것을 알 수 있다.

투수계수의 값은 흙의 입경에 따라 변화되는 범위가 매우 넓다. 거친 모래나 자갈은 $0.01m/s$ 이상이 되는 반면, 점토는 $10^{-10}m/s$ 이하가 되기도 한다.

흙의 입경에 따른 투수계수의 변화는 다음 Figure. 2.3 와 같다.

Coefficient of permeability	10 ⁻⁹	10 ⁻⁵	10 ⁻³	1	10 ² cm/s
Soil type	← Clay	Silt Crack clay, Weathering clay		Sand	Gravel →
Permeability	Impermeable	Low-permeability		High-permeability	

Figure. 2.3 The range of Coefficient of permeability according to the diameter of the soil

2.2 세립토 이탈에 대한 수리학적 지배 방정식

2.2.1 세립토와 조립토

지반내에 있는 재료들은 입자가 큰 조립토와 세립토로 구분할 수 있다. 지반내에서 두 재료들은 서로 섞여있으며 세립토는 조립토에 부착되어있는 상태와 아닌상태로 구분된다. 이러한 지반속에 지하수의 유동이나 누수로 인하여 유체흐름이 발생하게 되면 상대적으로 입자가 큰 조립토는 대부분 움직이지 않고 입자가 작은 세립토는 유체를 따라 이동하게 된다. 지반내의 유체의 속도는 매우 느린편임으로 본 연구에서는 조립토는 움직이지 않는다고 가정하였다. 조립토 표면의 세립토에 작용하는 힘은 표면에 부착하고자 하는 힘과 이탈시키려는 힘으로 구분할 수 있다. 이 힘들의 모멘트의 합이 세립토의 부착과 이탈현상의 여부를 결정하게 된다(Bedrikovetsky et al., 2011; Civan, 2016). 지반 내의 유속이 빠르면 빠를수록 세립토가 이탈하려는 힘을 증가시키기 때문에 세립토가 조립토 표면에 부착하기 어렵다. 따라서 본 연구는 지반내의 유속에 따른 세립토 이탈량을 측정하여 수리학적 모델을 개발하였다.

2.2.2 수리학적 모델

지반내에 존재하는 세립토는 지반 내 유체 흐름에 따라 이동하게 된다. 세립토는 Figure. 2.4와 같이 유체흐름에 따라 이동하며 조립토의 성질에 따라 조립토에 부착되거나 계속 유체와 함께 이동하게 된다. 조립토의 세립토 부착량이 한계치보다 작으면($\sigma_a < \sigma_{cr}$) 유체내의 세립토가 부착되어 입자 표면에

재부착된다. 유체의 유속변화로 조립토의 세립토 부착량이 한계 부착량보다 많아지면 ($\sigma_a > \sigma_{cr}$), 조립토 표면에서 세립토가 이탈하여 공극수와 같이 이동하게 된다.

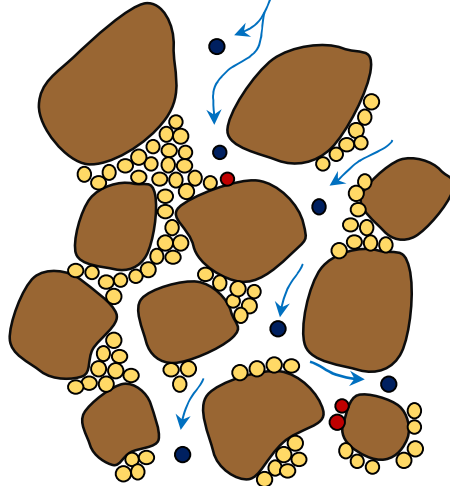


Figure. 2.4 Transport and attachment of fine particle to fluid flow

다공질 재료에서의 세립토의 이탈과 부착 현상의 이론적 배경은 세립토의 여과모델(Logan, 2001)이다. 여과모델에 세립토 잔류함수(Bedrikovetsky et al., 2011)와 세립토의 농도가 한계 값에 근접할 때 연속함수가 되도록 추가하였다(Coronado and Diaz-Viera, 2017). 본 연구에서는 지반내의 유체 흐름속도가 0에서 세립토가 부착되는 값이 최댓값이 되도록 세립토의 이탈과 부착의 운동학적 모델식을 아래 식 2.17과 같이 보완하였다.

$$\frac{\partial \sigma_a}{\partial t} = \begin{cases} -\lambda_d u (\sigma_a - \sigma_{cr}) & \sigma_a > \sigma_{cr} \text{ (detachment)} \\ \lambda_a c_e (1 - \sigma_a / \sigma_{cr}) & \sigma_a < \sigma_{cr} \text{ (attachment)} \end{cases} \quad (2.17)$$

- λ_d : 조립토표면에서의 미세립 이탈계수[1/m]
- λ_a^{-1} : 세립토의 조립토 표면에 대한 부착계수[1/s]
- u : 지반내 유체의 흐름속도[cm/s]
- c_e : 유체와 함께 이동하는 세립토
- σ_a : 조립토에 부착되거나 침전된 입자
- σ_{cr} : 세립토의 최대 부착량

위 식에 따라 유속이 증가하면 최대 세립토 부착량이 감소하여 세립토의 이탈량이 증가하게 된다. 1차원 침식실험을 통하여 세립토 최대 부착량 σ_{cr} 과 시간 경과에 따른 부착 세립토의 변화 $\frac{d\sigma_a}{dt}$ 를 결정할 수 있다. 식 2.17의 세립토의

이탈에 관한 지배방정식은 아래 식 2.18과 같이 정리할 수 있다.

$$\frac{\partial \sigma_a}{\partial t} = -K_d(\sigma_a - \sigma_{cr}) \quad (2.18)$$

1차원 실내 침식실험에서 다양한 동수경사 i_h 에 대한 최종적인 잔류 세립토의 양으로부터 σ_{cr} 를 결정할 수 있다.

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_0} = (1 - c_\infty) \exp(-\bar{a} \cdot u^b) + c_\infty \quad (2.19)$$

\bar{a}, b : 실험결과로 산정되는 계수
 c_∞ : $u = \infty$ 에서의 세립토 농도

Stepi (2003)의 자갈+세립토($f=0.338$, $\sigma_0=0.152$)에 대한 1차원 실험에서 $\bar{a} = 2.99 \cdot 10^{11}$, $b = 2.832$, $c_\infty = 0$ 으로 산정되었다. 본 연구에서는 1차원 침식실험을 통하여 다양한 동수경사 i_h 에 대한 세립토 유출량을 측정하여 세립토 침식계수 K_d , c_∞ , \bar{a} 와 b 값을 산정하였다.

2.3 역학적 해석 모델

본 연구에서는 기존 개발되어있는 역학적 모델식을 사용하여 위 개발한 수리학적 모델식과 커플링해석을 실시하였다.

2.3.1 Cyclic plasticity models for sandy soils

모래의 입자적인 특징은 DEM(discrete element modeling) 등과 같은 입자 모델링에 의한 해석이 매력적으로 보이지만, 실용적인 적용면에서는 FEM이나 FDM 등 연속체 해석 방법이 지배적이다. 그리고 모래의 역학적 거동을 모델링하기 위하여 가장 일반적으로 사용하는 모델은 $sn-t$ 응력공간에서 open-type의 Mohr-Coulomb 모델이다. 하지만, 상용프로그램에 일반적으로 탑재된 single surface model에 기반한 Mohr-Coulomb 모델은 실제 모래의 거동 양상을 매우 제한적으로 구현할 수 있다 (Wood, 2007). 특히, 기존의 모델은 지진에 의한 액상화, 해상기초 등, 반복(cyclic)하중에 의한 에너지 소산이력(hysteretic energy dissipation)과 비가역적 소성변형 누적 변형

(accumulated irreversible deformation)을 해석할 수 없다 (Gajo & Wood, 1999).

점토와 달리, 모래는 입자의 모양, 입도분포 그리고 초기 다짐조건이 역학적인 거동에 지배적인 역할을 한다. 특히, 모래의 밀도(pycnotropy)와 구속응력(barotropy)에 의하여 강성과 강도가 크게 달라진다 (Gajo & Wood, 1999). Been & Jefferies (1985)는 상태변수(state parameter) ψ 를 이용하여 밀도와 평균응력을 동시에 고려할 수 있도록 제안하였다. Manzari & Dafalias (1997)는 Critical bounding surface를 상태변수의 함수로 정의하여 조밀한 모래의 침단 강도와 잔류강도를 모사하였다. 그리고 Gajo & Wood (1999)는 상태변수를 이용한 정규화된 p - q 응력공간에서 Bounding surface model을 수식화하여, 모델의 수치적 안정성을 향상시켰다. Corti (2016)는 Gajo & Wood (1999)의 정규화된 Bounding surface model을 3차원 응력공간으로 확장시켰다.

본 논문에서는 모래지반의 거동을 모사하기 위한 p - q 응력공간에서 open-type의 Bounding surface model에 대하여 설명하고, 수치적인 안정성을 향상시킨 수식화를 제시하고자 한다. 기존의 Mohr-Coulomb 모델에 추가적으로 필요한 물성치에 관하여 설명하고, 개선된 모델의 수치해석 모사 능력과 안정성에 관하여 논의하고자 한다.

2.3.2 Open-type Bounding surface mode.

1) 상태변수(State parameter)

모래의 거동을 구분하기 위하여 일반적으로 사용하는 상대밀도(Relative density)는 응력의 영향을 고려하지 못한다(Been and Jefferies, 1985). 즉 동일한 간극비라도 할지라도, 상재하중이 낮은 모래는 팽창성 거동을 보이고, 상재하중이 높은 모래는 압축성 거동을 보이게 된다. 따라서, 모래의 밀도와 구속압의 영향을 동시에 고려하기 위하여 상태변수가 도입되었다

(Been and Jefferies, 1985).

모래지반의 상태변수를 정의하기 위해서는 한계상태선(Critical State Line)에 대한 정의가 필요하다. 점토와 마찬가지로, 모래지반에 충분한 전단변형이 가해지면 체적변형이 발생하지 않는 한계상태에 도달하게 된다. 이때의 평균 응력과 간극비(p -void ratio)의 관계를 한계상태선(Critical State Line)이라고 한다. 모래에 대한 한계상태선은 $\log(p)$ -void ratio 관계에서 비선형적인 경향을 보일수도 있고(Figure. 2.5), 입자의 파쇄의 정도에 따라 한 개의 관계식으로 표현할 수 없을 수도 있다 (Wood & Maeda 2008). 따라서 실무적인 활용을 위해서 현장의 응력범위와 입자파쇄를 고려하여 직선으로 보간된 $\log(p)$ -void ratio 관계를 사용한다.

$$e_{cs} = \Gamma_{kPa} - \lambda \cdot \ln(p) \quad (2.20)$$

여기서, Γ_{kPa} 는 직선으로 보간된 관계식에서 구속압력 1kPa에서의 간극비이며, λ 는 직선의 기울기이다.

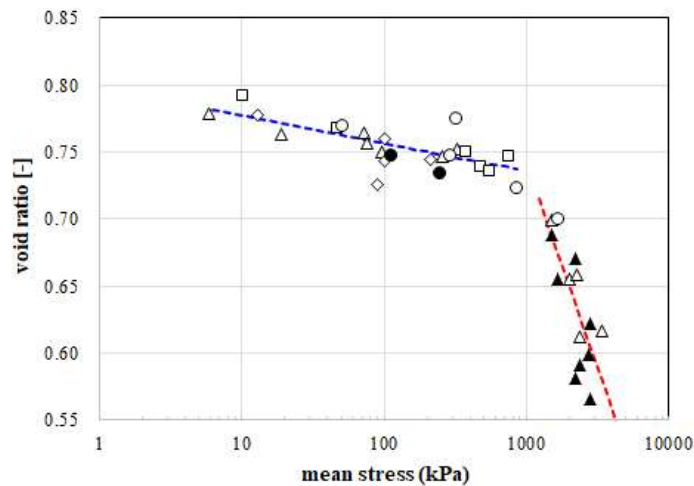


Figure. 2.5 Critical state for Erksak sand(Been 1991)

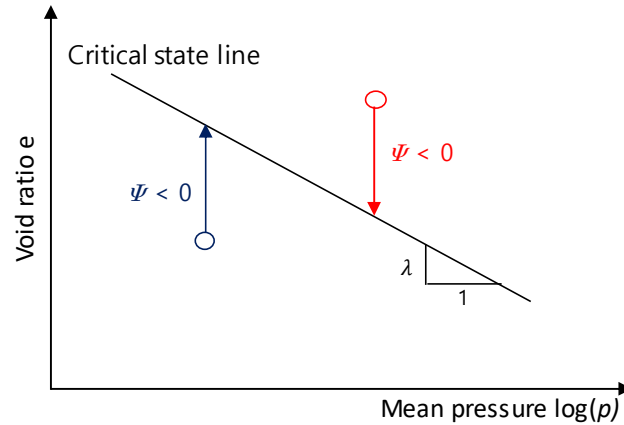


Figure. 2.6 Critical State Line of sand and State parameter (ψ)

상태변수는 Figure. 2.6과 같이 시료의 구속응력에서 실제 간극비와 한계상태선의 간극비 값의 차이에 해당한다.

$$\psi = e - e_{cs} \quad (2.21)$$

상태변수 ψ 는 구속응력과 모래의 간극비를 동시에 고려하여, 조밀하거나 느슨한 모래의 배수 및 비배수 거동을 모사하기 위하여 매우 유용한 수단으로 사용되고 있다. 시료의 간극비가 한계상태의 간극비보다 큰 경우($\psi > 0$), 배수 상태에서 단조전단변형에 의하여 수축하면서(contractive) 파괴상태에 도달하게 된다. 반면 시료의 간극비가 한계상태의 간극비보다 작은 경우($\psi < 0$), 팽창하면서(dilative) 파괴상태에 도달하게 된다.

Been & Jefferies (1985)는 다양한 종류의 모래에 대한 삼축 압축 실험으로부터 상태변수가 침단전단강도와 최대 팽창률 D_{max} 과 밀접한 관계가 있음을 보여주고 있다(Figure. 2.7.b). 실내실험결과는 상태변수가 작아질수록 최대 마찰각 ϕ_p 가 증가하며(Figure. 2.7.a), 다음과 같이 선형화 할 수 있다(Gajo & Wood 1999; Li & Dafalias 2000).

$$M = M_{cs} \cdot r = M_{cs} \cdot (1 - k \cdot \psi), \quad M = M_{cs} \cdot \exp(-\eta \cdot \psi) \quad (2.22)$$

Where $M = 6 \cdot \sin(\phi_p) / [3 - \sin(\phi_p)]$ 이며 ϕ_{cs} 는 한계상태 마찰각이다. 그리고 k 는 모델 변수로 Figure. 2.7.a에서 $k=50.0$ 이다.

Original Cam-Clay 모델에서의 $D = M_{cs} - \eta$ 의 관계와 Been & Jefferies (1985)의 실험 결과 $D_{max} \approx 3.5 \cdot \psi_i$ (Figure. 2.7.b)를 결합하여, 다음과 같은 팽창률에 대한 관계식을 제안하였다 (Gajo & Wood 1999; Li & Dafalias 2000).

$$D = \dot{\epsilon}_v^p / \dot{\epsilon}_q^p = A[M_{cs}(1 + k_d \cdot \psi) - \eta], \quad D = d_0[M_{cs} \cdot \exp(m \cdot \psi) - \eta] \quad (2.23)$$

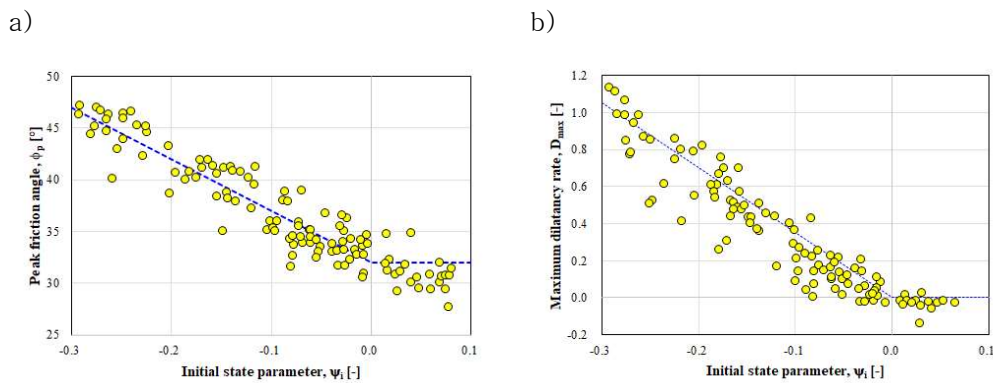


Figure. 2.7

- a) Relationship between state variables and maximum friction angles,
- b) Relationship between state variables and maximum expansion rate

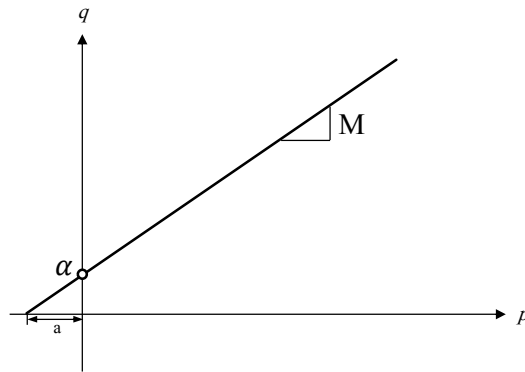
(Been & Jefferies 1985)

비배수 삼축압축시험 조건은 간극비의 변화가 없으므로 상태변수가 일정한 값을 갖는다($\psi = \psi_0$). 따라서, 상태변수와 최대마찰각에 대한 상관분석이 용이하지만, 상태변수 ψ 와 팽창률 D 의 관계를 규정하는 모델계수(A, k_d)를 결정하기가 어렵다. 다양한 밀도와 응력조건에서 배수조건에서 삼축 압축 실험을 수행하여 상태변수와 팽창률과의 관계를 결정하는 실험이 필요한 것으로 판단된다 (Loukidis & Salgado 2009).

2) 정규화된 응력공간(Normalized stress space)

모래의 간극비가 한계간극비보다 작으면($\psi < 0$), 식(2.23)에서 현재의 전단강도는 한계상태강도(critical-state strength)보다 커진다. 반면, 모래의 간극비가 한계간극비보다 크면($\psi > 0$), 현재의 전단강도는 한계상태강도(critical-state strength)보다 크다. 즉, 경계면(Bounding surface)에 해당하는 전단강도면(Peak strength surface)은 상태변수의 크기에 따라 수축하거나 팽창하게 된다. 운동학적 경화모델(Kinematic hardening model)에서 변형률 연화(strain softening)을 모사하는 과정에서 전단강도면이 수축하면서 항복면을 가로지르면서 수치적인 불안정성을 유발하기 쉽다 (Manzari & Dafalias 1997). 상태변수의 크기에 따라서 전단강도면이 팽창하거나 수축하기 때문에, 전단강도면이 일정하면서 운동학적 경화만 발생하면 정규화된 응력공간에서 모델을 수식화하는 것이 편리하다 (Gajo & Wood 1999; Corti 2016). 정규화된 응력공간에서 평균응력 \bar{p} 와 축차응력 \bar{q} 는 다음과 같이 정의될 수 있다(Figure 2.8).

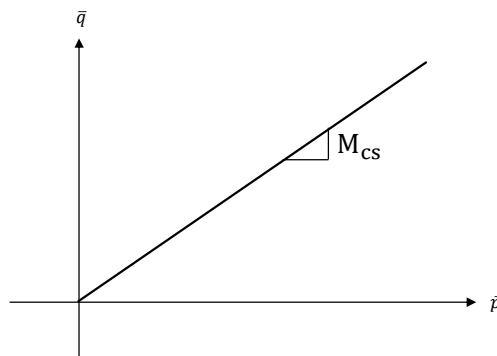
a)



$$q = \alpha + M \cdot p$$

$$\alpha = \frac{6\cos(\phi_p)}{3 - \sin(\phi_p)} \cdot c \quad M = \frac{6\sin(\phi_p)}{3 - \sin(\phi_p)} \cdot c \quad a = \alpha/M$$

b)



$$\bar{q} = M_{cs} \cdot \bar{p}$$

$$r = \frac{M}{M_{cs}} \quad \bar{p} = p + a \quad \bar{q} = q/r$$

Figure. 2.8 a) True stress space, b) Normalized stress space

여기서 c 는 Mohr-Coulomb 모델에서 점착력이다.

3) 모래에 대한 경계면 모델(Bounding surface model)

Open-type Bounding surface 모델에 대한 경계면과 항복면은 Figure.2.8.a와 같다. 경계면은 내부 항복면의 움직임을 제한하는 역할을 하게 된다. 삼축 압축 조건과 삼축 인장 조건에서의 강도정수 M_{cs} 를 구분하는

타원형 경계면(elliptical bounding surface shape)은 π -plane 상에서 원이 아닌 등근 삼각형 모양의 경계면을 갖는다 (Bardet, 1986). 본 연구에서는 삼축압축 및 인장조건에서 강도정수 M_{cs} 가 동일하다고 가정하여 추가적인 모델의 복잡성을 단순화하였다.

$$F = \bar{q} - M_{cs} \cdot \bar{p} = 0 \quad (2.24)$$

항복면(yield criterion)은 응력상태가 탄성영역인지 탄소성 영역에 있는 구분하는 기준이다. 모래지반에서 구속응력이 크기가 매우 크지 않으면, 입자파쇄(particle crushing)가 발생하지 않기 때문에, 항복면은 p-q응력공간에서 opened wedge 썩기 형태로 가정할 수 있다. 이러한 가정은 등방압축상태에서 모래는 탄성거동만을 유발하게 된다.

$$f = (\bar{q} - \alpha \cdot \bar{p})^2 - m^2 \cdot \bar{p}^2 = 0 \quad (2.25)$$

여기서, 항복면의 크기를 결정하는 m은 탄성영역의 범위를 결정하기 위하여 모델의 사용자가 결정하는 변수이다. 또한 항복면 내의 탄성영역에서 탄성 물성치는 응력상태와 간극비와 밀접한 관련이 있다.

항복면의 중심축 α 는 항복면이 소성경화하면서 하중방향으로 이동하게 된다. 중심축 α 의 이동 경로는 Mroz's translation rule (Mroz 1967)과 단위 벡터를 위한 직교의 원리(Gajo & Wood 1999)에 의하여 정의될 수 있다.

$$\begin{aligned} d\alpha &= d\mu \cdot (\hat{\sigma} - \bar{\sigma}) \\ d\alpha &\perp \alpha \end{aligned} \quad (2.26)$$

간단한 연산을 통하여 항복면의 중심축의 경로는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$d\alpha = d\mu \cdot [\sin(\bar{q} - \alpha \cdot \bar{p}) M_{cs} \bar{p} - \bar{q}] \quad (2.27)$$

소성흐름법칙(plastic flow rule)은 소성 전단변형량($\dot{\underline{\epsilon}}_v^p$)에 대한 소성체적변형량($\dot{\underline{\epsilon}}_q^p$)의 비를 나타내는 팽창률(dilatancy)을 의미한다. 소성변형량의 비($\dot{\underline{\epsilon}}_v^p / \dot{\underline{\epsilon}}_q^p$)는 plastic potential 함수에 대한 직교벡터로 정의된다.

$$g = \bar{q} + D \cdot \bar{p} = 0 \quad (2.28)$$

모래지반에서 초기 입자의 배열(Fabric)은 거동특성에 중요한 역할을 하게 된다 (Been & Jefferies 1985; Dafalias & Papadimitriou 2004; Woo & Salgado 2015). 입자 배열의 영향을 역학적 모델 구현은 일반적으로 상변환선(phase transformation line)을 기준으로 팽창률(dilatancy)을 수정하여 고려하게 된다(Figure. 2.9).

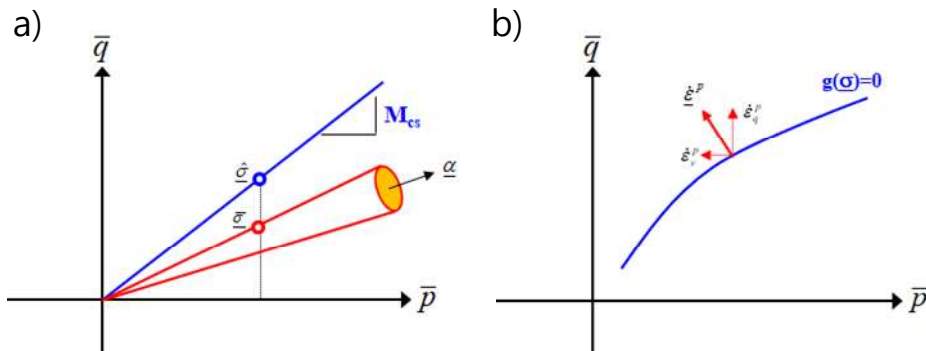


Figure. 2.9 a) Boundary surfaces and Yield surfaces,
b) Normalized stress space

경화법칙은 일반적으로 비선형 응력-변형률 관계와 항복면의 이동이나 크기 변화를 연결짓는다. 항복면이 경계면으로 이동하는 응력경로에서 소성변형량은 소성계수(plastic modulus)에 의하여 결정된다.

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} = \frac{1}{H} \left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} : \dot{\underline{\underline{\sigma}}} \right) \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (2.29)$$

여기서 소성계수(plastic modulus) H 는 현재 응력상태($\bar{\sigma}$)와 bounding surface에 투영된 이미지 응력상태($\hat{\sigma}$)간의 거리(b)를 이용하여 산정하게 된다. Borja et al(1994)는 hyperbolic 모델에 대하여 $H = 3G \cdot b^2 / (1 + 2b)$ 을 유도하였다. 본 논문에서는 다음과 같은 일반화된 식을 사용하였다.

$$H = B \frac{b^2}{b_{\max}} \quad (2.30)$$

여기서, b_{\max} 는 동일한 구속응력상태에서 b 의 최댓값이다. Open-type Bounding surface 모델에서는 b 와 b_{\max} 는 다음과 같이 산정된다.

$$\begin{aligned} b &= \frac{1}{\sqrt{1+m^2}} (M_{cs} + \bar{p} - \bar{q}) \\ b_{\max} &= \frac{2}{1+m^2} (M_{cs} - m) \cdot \bar{p} \end{aligned} \quad (2.31)$$

2.3.3 토사유실에 대한 역학적 구성모델

1) 토사유실에 의한 한계상태선의 변화

토사 유실에 의한 한계상태선(Critical State Line)의 변화를 규명하는 실내 실험 결과는 전무하다. 다만, 조립토와 세립토의 혼합토에 대한 삼축압축실험을 통한 세립토의 함량에 대한 한계상태선에 연구는 꾸준히 진행되고 있다 (Jefferies & Been 2006; Phan et al. 2016; Marto et al. 2016). Wood & Maeda (2007)는 DEM 수치해석을 통하여 입자파쇄에 의한 입도분포곡선의 변화를 바탕으로 Binary mixture에서 입자의 크기비에 따른 한계상태선에 대한 연구가 진행되었다. 이를 바탕으로 입자파쇄에 따른 한계상태선의 변화를 개념적으로 제시하였다 (Figure. 2.10).

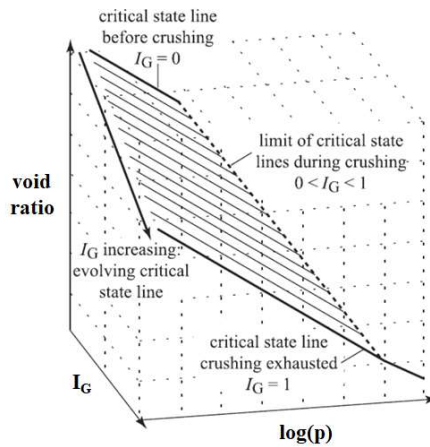


Figure. 2.10 Critical line to Void ratio–Average stress–IG(Grading state index) space (Wood & Maeda 2007)

Chang & Yin (2010)은 조립토(V_h)에 세립토(V_f)의 추가에 의한 간극비 변화($\Delta V_v = a \cdot V_f$)를 이용하여 혼합토의 간극비를 제안하였다.

$$e = e_h \cdot (1 - f_c) + a \cdot f_c \quad (2.32)$$

여기서, e_h 는 조립토만의 초기 간극비이며, f_c 는 세립토의 비로 $V_f / (V_h + V_f)$ 이다.

이를 바탕으로 혼합토에 관한 한계상태선은 다음과 같이 제시할 수 있다.

$$\begin{aligned} e_{cs} &= \Gamma - \lambda \cdot \ln(p) \\ \Gamma &= \Gamma_h \cdot (1 - f_c) + a \cdot f_c \end{aligned} \quad (2.33)$$

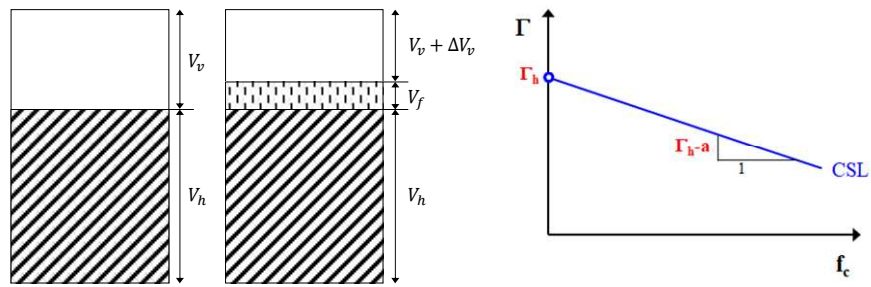


Figure. 2.11 a) Void ratio for mixed soil,
b) CSL changed by fine particle ratio

Chen et al.(2016)은 모래와 소금(소금의 용해에 의한 세립토 유실 모사)의 혼합물에 대한 용해실험을 통하여 세립토의 유실이 많을수록 첨단전단강도는 감소하며 체적압축(volumetric contraction) 경향이 증가하는 것으로 보여주었다.(Figure. 2.11) Wood et al. (2010)는 DEM 수치해석을 통하여 세립토 유실이 상태변수와 첨단전단강도의 관계에 미치는 영향을 작다는 것을 보여주었다.

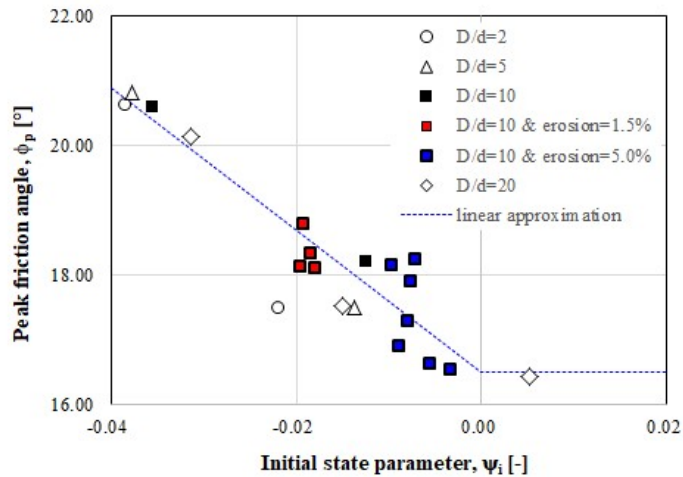


Figure. 2.12 Size ratio of granulated soil and fine grain soil using DEM(Discrete Element Method) and Relationship between State Variables and Advanced Friction Angle due to Loss of Fine particles(Wood et al. 2010)

2) 세립토 유실의 모델링

세립토 유실에 의한 영향을 역학적 구성모델에서 고려하기 위하여, Wood et al.(2010)이 제안한 해석법을 이용하였다. Figure. 2.13은 평균응력-간극비 공간에서 세립토의 유실에 의한 상태변수의 단계별 변화를 도시하고 있다. 조립토에 대한 세립토의 체적비를 $\sigma(=V_f/V_T)$ 로 나타내면, f_c 는 $\sigma/(1-\phi+\sigma)$ 로 표현할 수 있다. 따라서 식 2.34의 한계상태선은 Figure. 2.13.a에서 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned} e_{cs} &= \Gamma - \lambda \cdot \ln(p) \\ \Gamma &= \Gamma_h \cdot \frac{(\Gamma - a) \cdot \sigma}{1 - \phi + \sigma} \end{aligned} \quad (2.34)$$

Figure. 2.13.b는 세립토의 유실($\delta\sigma$)에 의한 간극비의 변화(δe^r)와 이로 인한 상태변수(ψ)는 다음과 같다.

$$\delta e^r = -\frac{\delta\sigma}{1-\phi+\sigma}, \quad \psi = \psi_0 + \delta e^r \quad (2.35)$$

Figure. 2.13.c는 세립토의 유실에 의한 한계상태선의 변화($\delta\Gamma$)와 이로 인한 상태변수(ψ)는 다음과 같다.

$$\delta\Gamma = -(\Gamma_h - a) \frac{\delta\sigma}{1-\phi+\sigma}, \quad \psi = \psi_0 + \delta e^r - \delta\Gamma \quad (2.36)$$

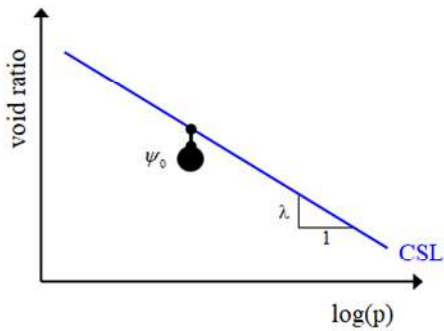
Figure. 2.13.d는 세립토 유실($\delta\sigma$)에 따른 소성 압축변형량(δe^{pr})을 나타내고 있다.

$$\delta e^{pr} = -f(\eta) \cdot (\delta r^r - \delta\Gamma), \quad \psi = \psi_0 + \delta e^r - \delta\Gamma + \delta e^{pr} \quad (2.37)$$

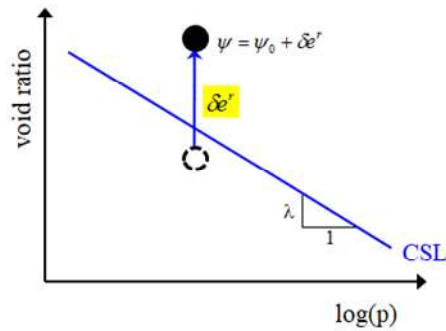
여기에서 소성 참여함수(participation function) $f(\eta)$ 는 실험적 검증을 통한 추가적으로 연구가 필요하다. Wood et al. (2010)는 다음과 같은 일반적인 형태의 수식을 제안하였다.

$$f(\eta) = 1 - \frac{\eta}{A \cdot (1 - k_d \psi) \cdot M_{cs}} = 1 - \frac{\eta}{D + A \cdot \eta} \quad (2.38)$$

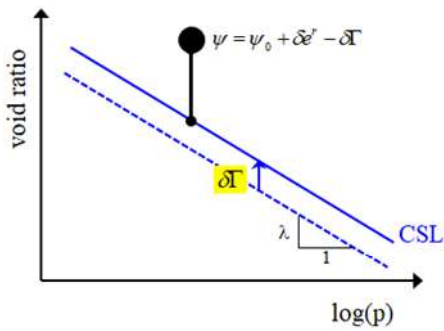
a) Initial condition



b) fine particle removal



c) Change in CSL



d) Plastic volumetric compaction

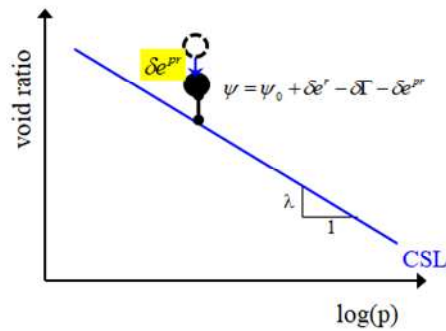


Figure. 2.13 Change of state variables due to loss of fine particles in average stress–void ratio space (Wood et al. 2010)

제 3 장 일차원 실내 미세립 침식 실험

유속에 따른 지반 내 세립토의 이탈을 측정하기 위하여 다음과 같이 일차원 실내 세립토 침식 실험을 진행 하였다.

3.1 실험 방법

3.1.1 실험 장치

Figure. 3.1과 Figure. 3.2는 1차원 실내 미세립 침식 실험장치의 개요도와 실험 전경을 나타낸 것이다.

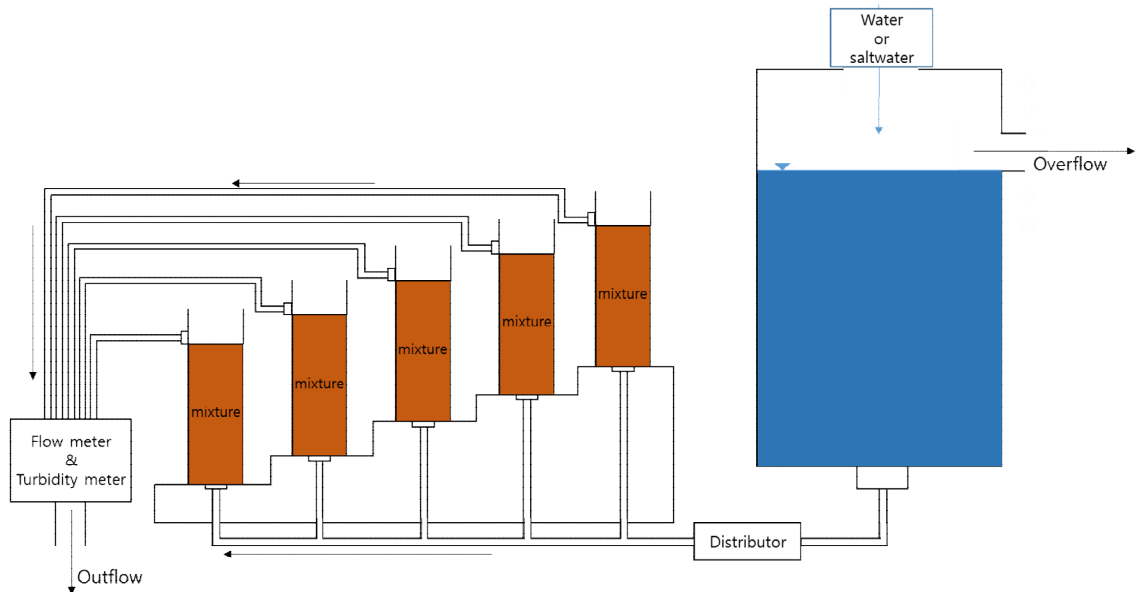


Figure. 3.1 Experimental Device Schematic

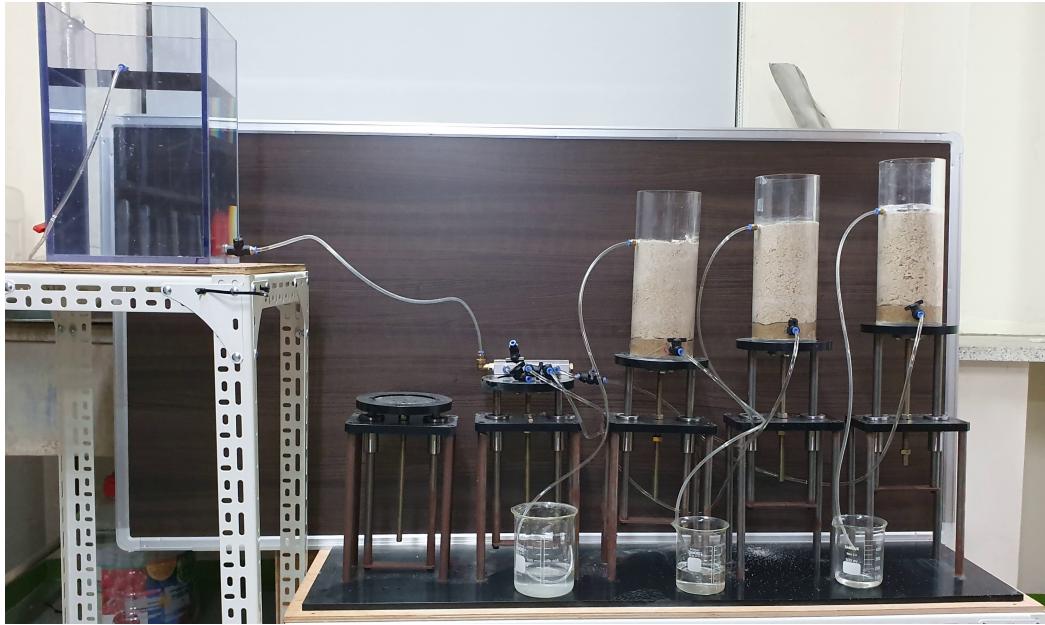


Figure. 3.2 Experimental equipment

1차원 내부침식실험 장치는 $\phi 100 \times 250 \text{mm}$ 의 모형 토조를 제작한 후 토조 하부에 파이프를 연결하였다. 토조 하부에 파이프 설치 시 물의 흐름이 수평 방향으로 일어나 결과에 영향을 줄 수 있기 때문에 하부부터 20mm 높이까지 3mm의 직경을 가진 입자의 화강암투수층을 만들어 수직방향의 흐름을 재현하였다. 토조의 미세입자가 유출되는 양을 측정하는 것이 목적이므로 토조의 하부로부터 200mm위치에 월류구를 설치하였다. 토조에 상부에는 수두를 0으로 하고 토조 하부에 수두를 걸어 상향흐름을 재현하였다. 또한 동수경사를 주기 위하여 일정한 수위를 유지 할 수 있는 월류수조를 제작하였다. 실험 1case마다 1일에서 2일까지의 시간이 걸리기 때문에 시간절약을 위하여 토조는 위 아래로 약 200mm로 높이를 조절할 수 있게 제작하여 여러 동수경사를 동시에 줄 수 있게 제작하였다.

3.1.2 측정 방법

실험진행은 실험 전 주문진표준사와 카올리나이트를 9:1로 혼합한 뒤 24시간동안 물속에 침수시켜 포화상태를 재현하였다. 포화상태가 된 흙을 토조

에 넣고 3층 다짐을 진행하여 일정한 단위중량을 재현하였다. 각각의 토조에 동수경사를 재현한 뒤 상향흐름을 주면 동수경사에 따라 다르지만 보통 1시간 정도 이후에 미세립이 뿜어져 나오게 된다. 이와 같이 유출된 미세립과 물 농 시간별로 비커에 담아 무게를 측정하고 건조기에 105℃로 24시간 건조한다. 건조된 시료의 무게를 측정하여 시간과 동수경사별로 정리하였다.

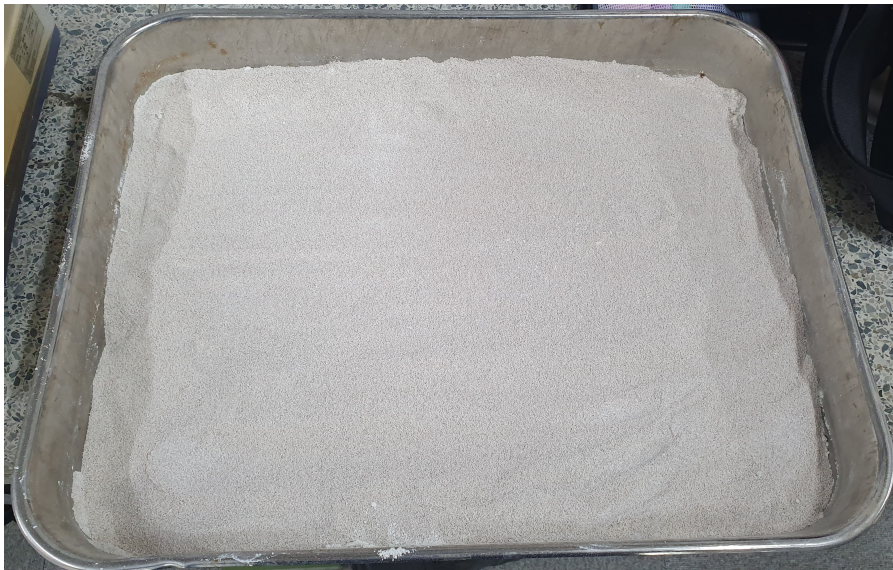


Figure. 3.3 Mixed Sample (Jumunjin standard sand + Kaolinite)



Figure. 3.4 Spilled out fine particles

3.1.3 동수경사조건

동수경사는 지하수의 흐름을 구현화한 것으로 본 실험에서는 토조와 수조의 높이를 조절하여 일정한 동수경사를 유지하였다. 실내 실험의 동수경사는 0.2, 0.4, 0.5, 0.6, 0.8로 설정하여 수행하였다. 본 실험 전 예비실험을 수행하였을 때에는 동수경사 값이 약 0.7 이상이 되면 시료가 분사하는 경향을 보였다. 실험 시료이외에도 현장시료를 가져와 실험을 수행하였다.

3.2 분석 시료의 특성

3.2.1 실험 시료

실험 시료는 주문진 표준사와 카올리나이트를 9:1로 혼합하여 사용하였다. 주문진 표준사는 입도, 점토 함유량 및 단위중량에 대한 규정(KSL 5100)이 있으나 물리적, 역학적 특성에 대한 특별한 기준은 없으므로 각각의 연구자마다 실험 목적에 따라 별도의 시험을 실시하고 있는 실정이다. 그 결과 제품에 따라 토립자의 형상은 물론 Table. 3.1과 같이 입도, 비중, 건조 단위중량에 다소 차이가 있다(Han, 2014).

Table. 3.1 Jumunjin standard sand Physical properties(Han, 2014)

Uniformity coeff. (Cu)	Specific gravity (Gs)	Min. dry density, $\gamma_{d,min}$ (kN/m ³)
1.0~1.93	2.6~2.67	13.80~14.38

고령석 또는 카올리나이트(kaolinite)는 알루미늄의 수분을 포함한 규산염 광물로 점토 광물의 한 종류이다. 카올리나이트라는 이름은 중국의 유명한 점토 산지인 장시성 징더전의 가오링에서 처음 백색 점토가 발견되어 이 지역 이름을 딴 것이다. 실험에 사용한 카올리나이트의 물리적 특성은 아래와 같다.

Table. 3.2 Kaolinite physical properties(대원종합상사)

구분	비중	액성한계	소성한계	소성지수	통일분류	D50(mm)
카올리 나이트	2.53	49	26	23	CL	0.0112



Figure. 3.5 Jumunjin standard sand and Kaolinite

3.3 실내침식 실험 결과

3.3.1 시간에 따른 깊이별 간극수압 변화

실험은 동수경사 한 case마다 약 12시간씩 측정하였고 수압에 의해 흘러나온 미세립과 물을 Figure. 3.6과 같이 건조시켜 측정하였다.

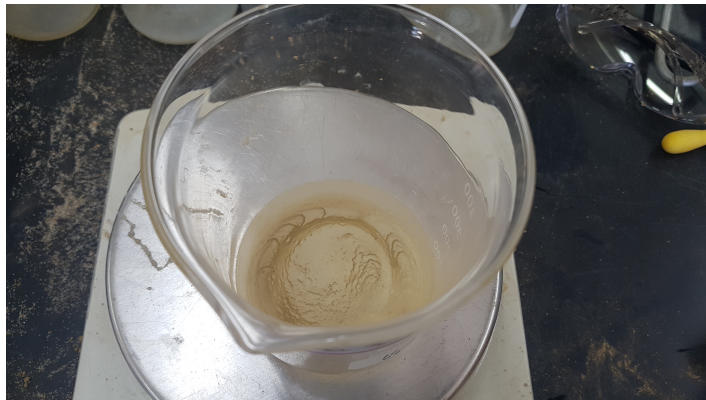


Figure. 3.6 Dried fine particles after experiment

동수경사의 수준은 각각 0.2, 0.4, 0.5, 0.55, 0.6, 0.75, 0.8으로 진행하였으며 동수경사는 다음 식 3.1으로 구할 수 있다.

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (3.1)$$

식 4.2에 따르면 동수경사 i 는 토층(L)과 수두의 높이(Δh)로 계산 할 수 있다. 따라서 토층의 높이는 18cm로 고정 되어있으므로 수두의 높이만 조절 해주면 동수경사를 변화시켜줄 수 있다.

첫번째 실험은 풍화토 136.54g과 주문진 표준사 1228.9g의 시료로 실행하였다. 동수경사는 0.2로 수두의 차이가 36mm 차이가 나게 조절하였으며 채취한 미세립+물은 건조기에 24시간 건조시켜 측정하였다. 동수경사가 0.2 일 때에는 24시간 동안 누적 미세립의 무게가 0.71g으로 실험 시 Table. 3.3과같이 풍화토의 무게 136.54g의 약 0.52%가 되는 것을 볼 수 있다.

Table. 3.3 Experimental results with hydraulic gradient 0.2

Time (Hr)	Beaker(g)	Beaker+ Outflow water(g)	Outflow weight(g)	Accumulate outflow weight(g)	Beaker+Dry paticle(g)	Fine particles(g)	Accumulate particles weight(g)	Accumulate particles weight(%)
1	180.21	180.21	0	0	180.21	0	0	0
2	178.88	207.47	28.59	28.59	179.01	0.13	0.13	0.095207406
3	176.44	236.42	59.98	88.57	176.5	0.06	0.19	0.139149285
4	170.31	230.38	60.07	148.64	170.39	0.08	0.21	0.153796578
6	185.05	220.29	35.24	183.88	185.18	0.13	0.34	0.249003984
9	167.14	225.21	58.07	241.95	167.34	0.2	0.54	0.395476916
12	185.77	224.89	39.12	281.07	185.9	0.13	0.67	0.490684322
16	165.64	383.26	217.62	498.69	165.67	0.03	0.7	0.512655261
20	173.51	383.51	210	708.69	173.52	0.01	0.71	0.519978908
24	188.21	411.72	223.51	932.2	188.21	0	0.71	0.519978908

동수경사 0.4 실험은 풍화토 136.51g과 주문진 표준사 1228.6g의 시료로 실행하였다. 동수경사는 0.4로 수두의 차이가 72mm 차이가 나게 조절하였다. 24시간 동안 누적 미세립의 무게가 0.99g으로 실험 시 Table. 3.4와 같이 풍화토의 무게 136.54g의 약 0.73%가 되는 것을 볼 수 있다.

Table. 3.4 Experimental results with hydraulic gradient 0.4

Time (Hr)	Beaker(g)	Beaker+ Outflow water(g)	Outflow weight(g)	Accumulate outflow weight(g)	Beaker+Dry paticle(g)	Fine particles(g)	Accumulate particles weight(g)	Accumulate particles weight(%)
1	162.31	162.31	0	0	162.31	0	0	0
2	156.43	302.14	145.71	145.71	156.87	0.44	0.44	0.322315987
3	173.51	234.21	60.7	206.41	173.57	0.06	0.5	0.366268167
4	182.42	264.73	82.31	288.72	182.49	0.07	0.57	0.41754571
6	300.97	425.99	125.02	413.74	301.13	0.16	0.73	0.534751524
9	176	356.71	180.71	594.45	176.11	0.11	0.84	0.61533052
12	161.02	307.1	146.08	740.53	161.08	0.06	0.9	0.6592827
16	184.18	375.15	190.97	931.5	184.22	0.04	0.94	0.688584154
20	174.98	397.62	222.64	1154.14	175.01	0.03	0.97	0.710560244
24	312.62	531.84	219.22	1373.36	312.64	0.02	0.99	0.72521097

동수경사 0.5 실험은 풍화토 136.43g과 주문진 표준사 1227.9g의 시료로 실행하였다. 동수경사는 0.5로 수두의 차이가 90mm 차이가 나게 조절하였다. 24시간 동안 누적 미세립의 무게가 1.18g으로 실험 시 Table. 3.5와 같이 풍화토의 무게 136.43g의 약 0.86%가 되는 것을 볼 수 있다.

Table. 3.5 Experimental results with hydraulic gradient 0.5

Time (Hr)	Beaker(g)	Beaker+ Outflow water(g)	Outflow weight(g)	Accumulate outflow weight(g)	Beaker+Dry paticle(g)	Fine particles(g)	Accumulate particles weight(g)	Accumulate particles weight(%)
1	160.51	160.51	0	0	160.51	0	0	0
2	192.32	268.36	76.04	76.04	192.57	0.25	0.25	0.183236096
3	173.26	238.64	65.38	141.42	173.5	0.24	0.49	0.359142748
4	155.84	230.38	74.54	215.96	156.09	0.25	0.5	0.366472192
6	174.66	278.16	103.5	319.46	174.89	0.23	0.73	0.5350494
9	182.65	293.44	110.79	430.25	182.81	0.16	0.89	0.652320502
12	165.64	297.36	131.72	561.97	165.77	0.13	1.02	0.747603272
16	176	345.36	169.36	731.33	176.08	0.08	1.1	0.806238823
20	174.98	368.91	193.93	925.26	175.02	0.04	1.14	0.835556598
24	162.31	375.16	212.85	1138.11	162.35	0.04	1.18	0.864874373

동수경사 0.55 실험은 풍화토 136.57g과 주문진 표준사 1229.10g의 시료로 실행하였다. 동수경사는 0.55로 수두의 차이가 99mm 차이가 나게 조절하였다. 24시간 동안 누적 미세립의 무게가 1.48g으로 실험 시 Table. 3.6와

같이 풍화토의 무게 136.60g의 약 1.08%가 되는 것을 볼 수 있다.

Table. 3.6 Experimental results with hydraulic gradient 0.55

Time (Hr)	Beaker(g)	Beaker+ Outflow water(g)	Outflow weight(g)	Accumulate outflow weight(g)	Beaker+Dry paticle(g)	Fine particles(g)	Accumulate particles weight(g)	Accumulate particles weight(%)
1	145.9	147.81	1.91	1.91	145.9	0	0	0
2	176.2	226.43	50.23	52.14	176.39	0.19	0.19	0.13912585
3	170.33	221.84	51.51	103.65	170.53	0.2	0.39	0.285574114
4	167.28	222.39	55.11	158.76	167.52	0.24	0.43	0.314863767
6	174.66	276.48	101.82	260.58	174.93	0.27	0.7	0.512568922
9	166.18	322.74	156.56	417.14	166.49	0.31	1.01	0.739563731
12	335.2	524.33	189.13	606.27	335.45	0.25	1.26	0.92262406
16	342.81	533.61	190.8	797.07	342.92	0.11	1.37	1.003170605
20	337.94	532.6	194.66	991.73	338.02	0.08	1.45	1.06174991
24	366.81	575.3	208.49	1200.22	366.84	0.03	1.48	1.08371715

동수경사 0.6 실험은 풍화토 136.60g과 주문진 표준사 1229.42g의 시료로 실행하였다. 동수경사는 0.6로 수두의 차이가 108mm 차이가 나게 조절하였다. 24시간 동안 누적 미세립의 무게가 1.67g으로 실험 시 Table. 3.7와 같이 풍화토의 무게 136.60g의 약 1.22%가 되는 것을 볼 수 있다.

Table. 3.7 Experimental results with hydraulic gradient 0.6

Time (Hr)	Beaker(g)	Beaker+ Outflow water(g)	Outflow weight(g)	Accumulate outflow weight(g)	Beaker+Dry paticle(g)	Fine particles(g)	Accumulate particles weight(g)	Accumulate particles weight(%)
1	168.92	182.36	13.44	13.44	168.94	0.02	0.02	0.014658888
2	206.78	266.71	59.93	73.37	206.95	0.17	0.17	0.12444913
3	167.94	229.76	61.82	135.19	168.1	0.16	0.33	0.241577722
4	167.3	226.05	58.75	193.94	167.47	0.17	0.5	0.366026852
6	173.21	286.43	113.22	307.16	173.45	0.24	0.74	0.541719741
9	177.26	297.36	120.1	427.26	177.59	0.33	1.07	0.783297463
12	153.64	339.64	186	613.26	154.03	0.39	1.46	1.068798407
16	174.36	376.15	201.79	815.05	174.46	0.1	1.56	1.142003777
20	332.68	542.61	209.93	1024.98	332.74	0.06	1.62	1.185927
24	305.65	508.16	202.51	1227.49	305.7	0.05	1.67	1.222529685

동수경사 0.75 실험은 풍화토 136.56g과 주문진 표준사 1229.04g의 시

료로 실행하였다. 동수경사는 0.75로 수두의 차이가 135mm 차이가 나게 조절하였다. 12시간 동안 누적 미세립의 무게가 3.31g으로 실험 시 Table. 3.8와 같이 풍화토의 무게 136.56g의 약 3.31%가 되는 것을 볼 수 있다. 동수경사 0.75의 실험은 약 12시간 정도에 시료가 분사하는 경향을 보여 중단하였다.

Table. 3.8 Experimental results with hydraulic gradient 0.75

Time (Hr)	Beaker(g)	Beaker+ Outflow water(g)	Outflow weight(g)	Accumulate outflow weight(g)	Beaker+Dry paticle(g)	Fine particles(g)	Accumulate particles weight(g)	Accumulate particles weight(%)
1	167.14	173.62	6.48	6.48	167.46	0.32	0.32	0.234542203
2	185.77	186.32	0.55	7.03	186.13	0.36	0.36	0.263620387
4	173.51	205.66	32.15	39.18	173.89	0.38	0.74	0.54188635
8	184.18	587.29	403.11	442.29	184.79	0.61	1.35	0.98857645
12	172.4	529.48	357.08	799.37	174.36	1.96	3.31	2.423842999

동수경사 0.8 실험은 풍화토 136.58g과 주문진 표준사 1229.22g의 시료로 실행하였다. 동수경사는 0.8로 수두의 차이가 144mm 차이가 나게 조절하였다. 12시간 동안 누적 미세립의 무게가 3.44g으로 실험 시 Table. 3.9와 같이 풍화토의 무게의 약 3.44%가 되는 것을 볼 수 있다. 동수경사 0.8의 실험은 약 12시간 정도에 시료가 분사하는 경향을 보여 중단하였다.

Table. 3.9 Experimental results with hydraulic gradient 0.8

Time (Hr)	Beaker(g)	Beaker+ Outflow water(g)	Outflow weight(g)	Accumulate outflow weight(g)	Beaker+Dry paticle(g)	Fine particles(g)	Accumulate particles weight(g)	Accumulate particles weight(%)
1	173.62	271.74	98.12	98.12	174.18	0.56	0.56	0.410016108
2	303.64	436.86	133.22	231.34	304.1	0.46	1.02	0.746815053
6	161.54	712.97	551.43	782.77	161.99	0.45	1.47	1.076292283
10	172.4	455.19	282.79	1065.56	172.7	0.3	1.77	1.295943769
12	301.54	987.32	685.78	1751.34	303.21	1.67	3.44	2.518670376

따라서 이를 유출된 미세립의 비율(%)와 실험시간 t(hour)로 도시하게 되면 다음 Figure. 3.7과 같다.

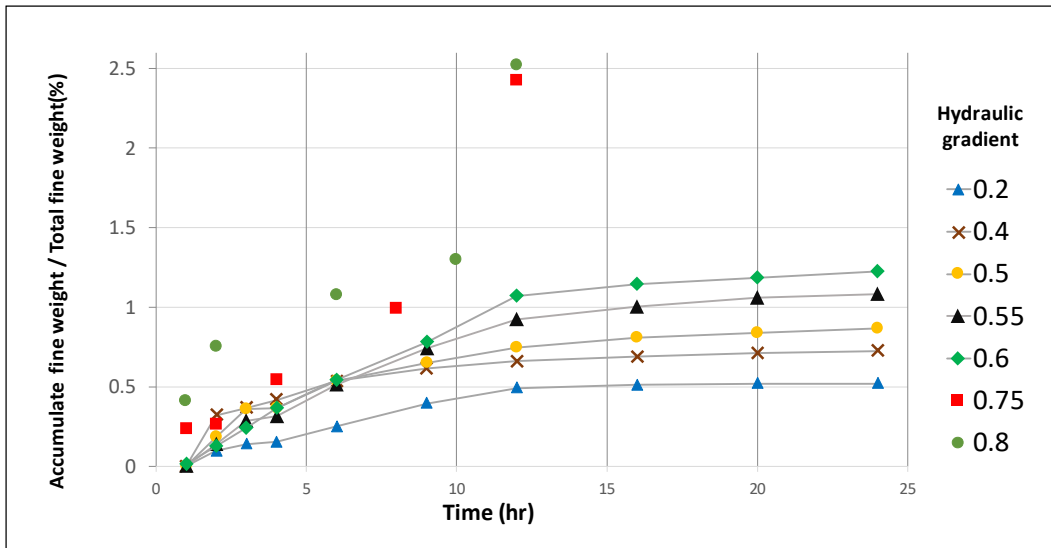


Figure. 3.7 Outflow of Fine particles according to Hydraulic Gradient

이는 동수경사의 변화에 따른 미세립의 유출에 대한 경향을 보여준다. 동수경사가 점점 증가하면서 유출되는 미세립의 양이 증가하는 것을 볼 수 있다. 아래 Figure. 3.8은 최종 유출 미세립비를 도시하였다.

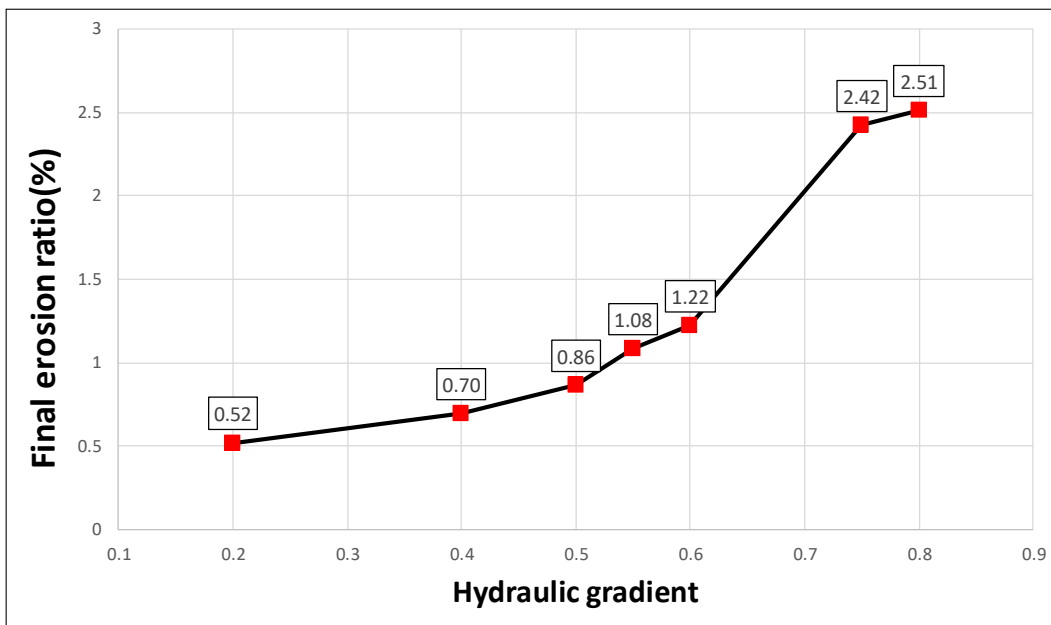


Figure. 3.8 Final fine particles erosion ratio by hydraulic gradient

3.4 실험결과와 역학적 모델을 사용한 2D 시뮬레이션

3.4.1 2D 시뮬레이션 프로그램

국내 지반침하 발생 시 원인의 80% 가까이는 상·하수관의 노후화라고 알려져 있다. 따라서 상·하수관의 누수를 발견하거나, 조기에 발견된 미세한 지반침하를 측정할 수 있다면 위의 실험 결과를 통하여 추후의 거동 양상이나 지반 침하 속도를 예측할 수 있을 것이다. 위 실험 진행한 뒤 울산대학교 지반연구실에서 개발한 지하수 변화에 의한 2D 내부침식 시뮬레이션 프로그램을 사용하여 오랜 시간이 흐른 뒤의 지반거동을 분석해 보았다. 시뮬레이션의 결과는 다음 Figure. 3.9와 같다. 그림은 물이 유출되며 시간이 지남에 따라 조립토에 붙은 미세입자의 유동을 뜻한다. 붉은 부분은 조립토에 미세립이 부착되어있는 부분이며 파란부분은 부착이 적은 부분이다. 또한 기존 붉은색보다 더 진한 붉은 색이 되는 부분은 기존 미세립 부착량보다 많아진 것을 뜻한다. 이를 통해 하수관이 파손되어 누수가 되는 지역에서의 싱크홀 추후의 거동 양상이나 지반 침하 속도를 예측할 수 있을 것이다.

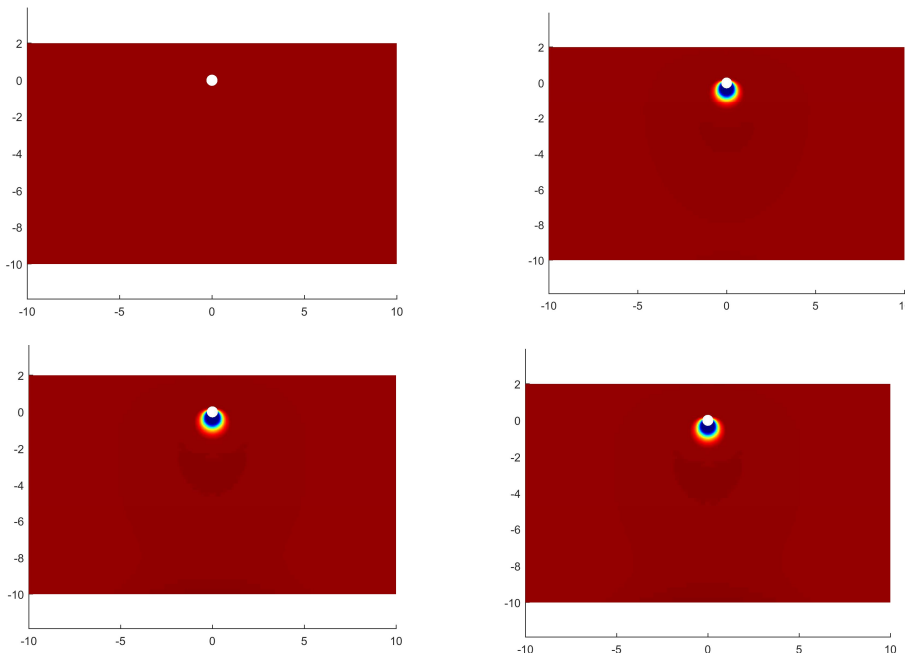


Figure. 3.9 Simulate the concentration of fine particles moving with the pore water

내부침식 시뮬레이터는 수리학적 모델과 역학적 모델을 사용하였으며 특히 수리학적 모델에서 실험값으로 측정한 세립토 이탈 계수 λ_d (Detachment Coefficient [1/m])의 값 변화에 따른 수치해석 결과에 대하여 아래에 도시하였다. 수치해석의 결과는 다음과 같다. 실험 데이터를 사용하여 정의한 값 세립토 이탈 계수 λ_d 은 0.591으로 확인 되었고 시뮬레이션은 λ_d 값을 실험 값, 두 배 곱한 값, 절반 값으로 3가지로 나누어 수치해석을 진행하였다.

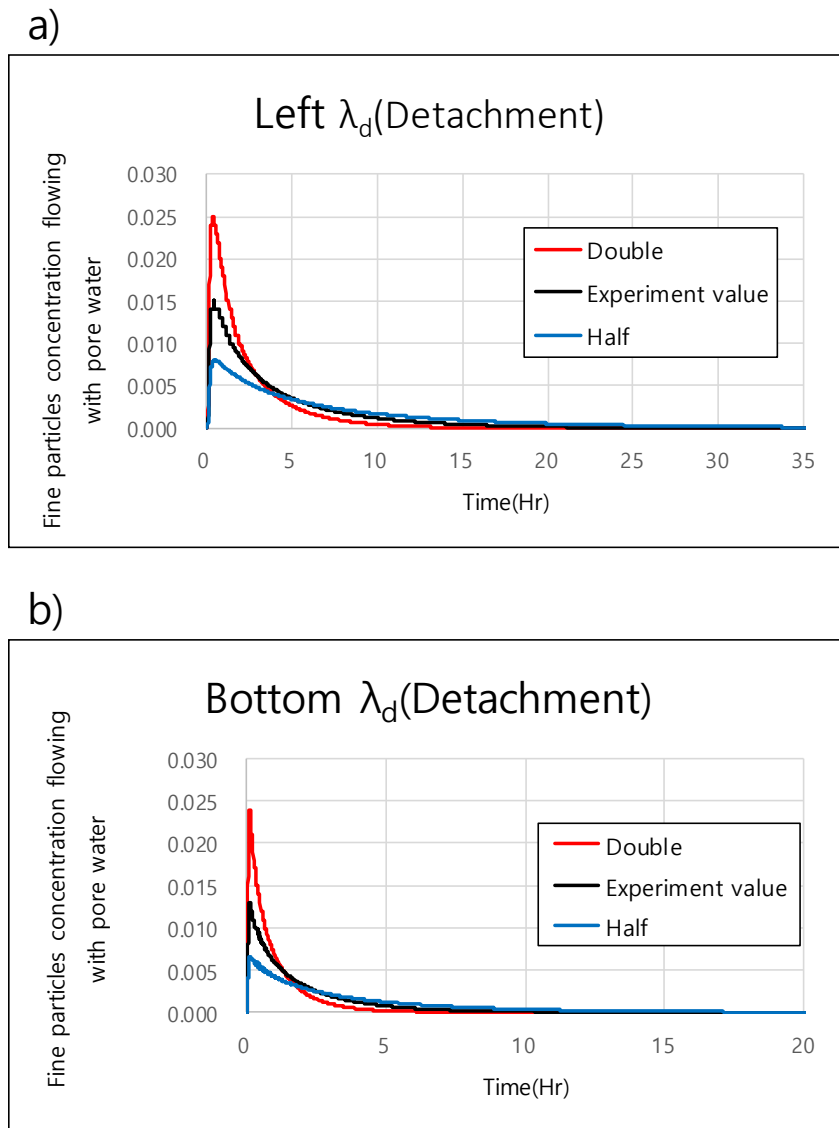


Figure. 3.10 a) Fine particles concentration in the left part of the sewer pipe , b) Fine particles concentration in the bottom part of the sewer pipe

Figure. 3.10.a는 하수관 왼쪽 벽면의 유출수와 함께 이동하는 미세립의 농도 값이고 Figure. 3.10.b는 하수관 아래쪽 벽면의 유출수와 함께 이동하는 미세립의 농도 값을 나타낸다. 초반 유출수의 유동에 미세입자가 같이 유동하다가 시간이 지남에 따라 조립도와 부착되면서 농도가 없어지는 경향을 보인다. 최대 농도일때의 값은 λ_d 값과 정비례하는 것을 보인다.

제 4 장 결 론

지반내의 공극발생은 최근 대두되고 있는 지반침하(Sinkhole), 제방이나 저수지의 파이핑(Piping)현상이 발생하고 있다. 이에 따라 본 연구는 지반 내 유체흐름으로 인한 미세입자의 유동경향을 실험으로 측정하는 것이 목표이다. 3가지의 동수경사(각각 0.3, 0.4, 0.6)를 주어 수압을 작동시켜 시료에서 흘러나온 미세입의 양을 측정하였다. Figure. 3.9와 같이 실험 시간 18시간 기준으로 동수경사 0.3일때의 유출량은 약 0.1%, 동수경사 0.4일 때는 0.4%, 동수경사 0.6일 때는 0.6%의 결과가 나오는 것을 알 수 있었다. 실험결과는 각각의 동수경사에 따른 토양 미세입의 유출량이 증가하는 경향을 볼 수 있었다. 또한 실험으로 알아낸 데이터로 2D 싱크홀 시뮬레이션을 실행하여, 시간에 따른 싱크홀의 거동양상과 발생범위에 관한 예측이 가능 할 것으로 판단된다. 역학적-수리학적 모델을 정립한 뒤 두 모델의 커플링 해석을 수행하였다. Figure. 3.10과 같이 초반 유출수의 유동에 미세입자가 같이 유동하다가 시간이 지남에 따라 조립토와 부착되면서 농도가 없어지는 경향을 보인다. 최대 농도일 때의 값은 λ_d 값과 정비례하는 것을 보인다. 각각의 최대 농도의 값은 0.025, 0.015, 0.0075로 세립토 부착계수 λ_d 가 변화함에 따라 정비례하는 것을 볼 수 있다.

참 고 문 헌

1. Civan, F. (2016). Reservoir Formation Damage, third ed. Gulf Professional Publishing, Burlington, MA, USA. p.1042.
2. Coronado, M. & Diaz-Viera, M.A. (2017). Modeling fines migration and permeability loss caused by low salinity in porous media, *J. Petrol. Sci. Eng.*, 150, 355–365.
3. Logan, D.J. (2001). Transport Modeling in Hydrogeochemical Systems, Springer, New York, p.226.
4. Moffat, R. & Fannin, R.J. (2011). A hydromechanical relation governing internal stability of cohesionless soil. *Can. Geotech. J.*, 48(3), 413–424.
5. Sibille, L., Marot, D. & Sail, Y. (2015). “A description of internal erosion by suffusion and induced settlements on cohesionless granular matter” , *Acta Geotech*, 10, 735–748.
6. Sterpi, D. (2003). Effects of the erosion and transport of fine particles due to seepage flow” , *International Journal of Geomechanics*, 3(1), 111–122.
7. Yang, Y., Siqueira, F.D., Vaz, A.S., You, Z. & Bedrikovetsky, P. (2016). Slow migration of detached fine particles over rock surface in porous media, *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 34, 1159–1173.
8. Azadbakht Saman., (2015), Analytical and Experimental Modeling of Internal Erosion
9. Bardet, J. P. (1986). Bounding surface plasticity model for sands. *Journal of engineering mechanics*, 112(11), 1198–1217.
10. Been, K and Jefferies, M.G. (1985), A state parameter for sand., *Geotechnique*, 35, 99–112.
11. Borja, R. I., & Wu, W. H. (1994). Vibration of foundations on inco

- compressible soils with no elastic region. *Journal of geotechnical engineering*, 120(9), 1570–1592.
12. Chang, D., Zhang, L., & Cheuk, J. (2014). Mechanical consequences of internal soil erosion. *HKIE Transactions*, 21(4), 198–208.
 13. Chen(2016)–Stress–Strain Behavior of Granular Soils Subjected to Internal Erosion(good)
 14. Ching S. Chang, Mehrashk Meidani.,(2012) Deformation and Failure Behavior of Soils under Erosion.
 15. Dafalias, Y. F., Papadimitriou, A. G., & Li, X. S. (2004). Sand plasticity model accounting for inherent fabric anisotropy. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(11), 1319–1333.
 16. G. V. Kumar, and D. Muir Wood., (1999), No Access Fall cone and compression tests on clay ± gravel mixture, *Geotechnique*, Volume 49 Issue 6, December 1999, pp. 727–739
 17. Gajo, A., Muir Wood, D. & Bigoni, D. (2007). On certain critical material and testing characteristics affecting shear band development in sand, *Geotechnique* 57, No. 5, 449–461
 18. Han, G., Kwon, T. H., Lee, J. Y., & Jung, J. (2019). Fines migration and pore clogging induced by single– and two–phase fluid flows in porous media: From the perspectives of particle detachment and particle–level forces. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 100131.
 19. Kenney, T.C., and Lau, D. 1985. Internal stability of granular filters.” , *Canadian Geotechnical Journal*, 22(2): 215–225.
 20. Lee, Ju Hyung., Park Jaehyeon., Chung Munkyoung, Kwak Kiseok., (2003) Quantitative Analysis Method of Erosion Characteristics in Fine–grained Soils, *대한토목학회 학술대회*, 2003.10, 3972–3976
 21. Li, X. S., Dafalias, Y. F. (2000). Dilatancy for cohesionless soils. *Geotechnique*, 50(4), 449–460.

22. Loukidis, D., & Salgado, R. (2009). Modeling sand response using two-surface plasticity. *Computers and Geotechnics*, 36(1–2), 166–186.
23. M. T. Manzari, Y. F. Dafalias. (1997), A critical state two-surface plasticity model for sands, *Geotechnique*, Volume 47 Issue 2, April 1997, pp. 255–272
24. Marto, A., Jahidin, M. R., Aziz, N. A., Kasim, F., & Yunus, N. Z. M. (2016, November). Stabilization of marine clay using biomass silica-rubber chips mixture. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 160, No. 1, p. 012084). IOP Publishing.
25. Mroz, Z. (1967). On the description of anisotropic work hardening. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 15(3), 163–175.
26. Phan, V. T. A., Hsiao, D. H., & Nguyen, P. T. L. (2016). Critical state line and state parameter of sand-fines mixtures. *Procedia engineering*, 142, 299–306.
27. Riccardo Corti, (2016), Hardening memory surface constitutive model for granular soils under cyclic loading conditions, PhD in Civil Engineering (University of Bristol)
28. Shin, H. (2018). Numerical Study on Fine Migration in Geo-materials. *Journal of the Korean Geotechnical Society*, 34(11), 33–41.
29. Woo, S. I., & Salgado, R. (2015). Bounding surface modeling of sand with consideration of fabric and its evolution during monotonic shearing. *International Journal of Solids and Structures*, 63, 277–288.
30. Wood, D. M., Maeda, K. (2008). Changing grading of soil: effect on critical states. *Acta Geotechnica*, 3(1), 3.
31. Yin, Z. Y., Chang, C. S., Karstunen, M., & Hicher, P. Y. (2010). A

- n anisotropic elastic–viscoplastic model for soft clays. International Journal of Solids and Structures, 47(5), 665–677.
32. 정부 정보공개청구, (2016). 서울시의 싱크홀 통계
 33. 정부 정보공개청구서비스(2018). 서울시의 연간 지반침하 발생 건수
 34. 한영철, 임현성, & 정상섭. (2014). 소식통: 논문집 개요 소개; 낮은 구속응력에 대한 주문진 표준사의 강도 및 변형 특성. 지반 (한국지반공학회지), 30(4), 57–58.

Experimental study on internal erosion of fine particles

Yeoung Jin, Jeoung

Department of Civil and Environmental Engineering

University of Ulsan

Abstract

Ground erosion refers to the phenomenon of fluid flowing through the ground, causing micro particles in the ground to deviate at a slower rate. Because the flow of fluid in the ground is very slow, ground erosion progresses unrecognizably. These ground erosion phenomena are initially small pore formation, but over time the soil particles continue to lose, increasing the size of the pore and accelerating the formation of pore formation within the ground as the flow rate of the pore increases. The development of air gap in the ground has recently occurred, such as Sinkhole and Piping in embankment or reservoirs. Accordingly, the goal of this study is to measure the flow trend of fine particles due to fluid flow in the ground. The experiment produced a model earthenware of 10cm * 25cm and then connected the pipe to the bottom of the earthenware. Since the flow of water can occur horizontally when installing pipes at the bottom of the clay pot, a granite permeable layer of particles with a diameter of 3mm from the bottom to 2cm can be created to reproduce the flow in the vertical direction, and a laurel tool is installed to collect micro particles flowing 19cm from

m the bottom of the clay. In addition, a monthly current tank was constructed to maintain a constant level of water level for giving hydraulic gradient. The trough and trough are connected by rubber hoses 1cm in diameter and the height of the trough can be adjusted. Water flow was set in the direction of the tank, and the tank was installed so that upward flow would occur and micro-lip would spray upward. The amount of micro particles was measured by collecting the leaked micro particles and water and drying it for 48 hours in the dryer. The erosion tendency of the micro particles after a long time was measured with a 2D simulation program, using a previously developed mechanical model and a mathematical model obtained from the experiments of this study.