

Degradation Characteristics of Strength and Stiffness due to Soils

¹⁾, Byung-Woong Song, ²⁾, Hong-Taek Kim,
安原一哉³⁾, Kazuya Yasuhara, 村上哲⁴⁾, Satosh Murakami, ⁵⁾, Inn-Joon Park

- 1) , Vice Chief, Geotechnical Engineering Dept. Dasan Consultants
2) , Professor, Dept. of Civil Engineering, Hong-Ik Univ.
3) 茨城大學 , Professor, Dept. of Urban and Civil Engineering, Ibaraki Univ.
4) 茨城大學 , Reach Associate, ditto.
5) , Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Hanseo Univ.

개요(SYNOPSIS) : Many scholars and researchers has been studied for many kinds of soil characteristics, but a lot of part are still unsolved. Cyclic load-induced decreasing characteristics of strength and stiffness of soils are also well not known among them. To know that, the characteristics of five kinds of soils; clay, plastic and non-plastic silt, sand, and a weathered soil are compared with dividing two types as plastic or non-plastic soils through direct simple shear(DSS) test.

From the results of DSS test, it is known that decreasing characteristics of strength and stiffness are different according to soil types. The strength of plastic and non-plastic soils increases with increment of plasticity index and decrement of volume decrease potential, respectively. And the decreasing stiffness of plastic and non-plastic soils increases with decrement of plasticity index and increment of volume decrease potential, respectively.

Key words : Strength, Stiffness, Degradation Characteristics, direct Simple Shear Test

1. 서 론

지진에 의한 피해사례를 보면 지반재해는 흙의 종류에 의하지 않고 발생하는 것을 알았다. 예를 들면, 1964년 미국 알래스카 지진의 경우에는, 지진 발생 3일 후 점성토 사면에서 대규모 활동이 발생하여 큰 피해를 입은 사례가 보고 되었다 (Stark and Contreras, 1998). 또한, 1989년 미국 Loma Prieta 해양연구소에서 세립분을 함유한 흙의 액상화 및 그 후의 측방유동이 관측이 보고되었다 (Boulanger et al., 1998). 1994년 미국의 Northridge 지진의 경우에는 실트질 모래에서 액상화 후의 측방유동과 같이 점토지반에서 반복응력 후 지반변위가 발생한 것으로 보고 되어 있다 (Holzer et al., 1999). 1995년 일본 효고현 남부지진(코베지진)의 경우에는 화강풍화토와 자갈 등으로 구성된 지반에서 대규모 액상화 및 측방유동이 발생하였다 (Hamada et al., 1996). 한편, 1999년 터키 Kocaeli 지진의 경우, Adapazari 지역에서는 비소성실트 및 실트질 모래지반에서 지진 발생 후 약 20일 동안 건물이 이동한 사례도 보고 되어 있다 (地盤工學會(일본), 2000b). 그리고, 2000년 일본 톳토리현 서부지진에서는 비소성실트 지반에서 일어난 액상화에 의한 피해 사례가 보고 되었다 (地盤工學會(일본), 2002).

이와 같은 이전에 보고 되어 있는 사례를 보면 지진 시 흙의 종류에 따라 여러 가지 형태의 지반피해가 발생하는 것으로 나타났다. 이에 본 연구에서는 흙의 소성지수 유무를 기준으로 반복하중 작용 시 흙의 종류에 따른 지반의 강도와 강성저하의 특성을 조사하여 보았다.

2. 실험개요

본 연구에 이용한 시험장치는 일본 이바라키(茨城) 대학에 있는 NGI형 직접단순전단시험장치를 사용하였다. 실험은 직경 7 cm, 높이 3 cm의 원형공시체를 K_0 압밀조건하에서 압밀 시킨 후, 정체적조건에서 연직응력을 조절해서 전단시험을 행하였다. 과잉간극수압은 반복전단응력을 가한 전후의 연직유효응력의 차로 결정하였다 (Song, 2003, Song et al., 2003).

그림 1은 본 연구에서 이용한 다섯 종류 흙에 대한 입도분포곡선이다. Keuper Marl Clay (이하 KM 점토; 실트질 점토)와 DL실트 (비소성실트)는 암석을 분쇄하여 얻은 것이고, 아라카와실트 (荒川실트; 소성실트)는 히타치사 (日立砂; 모래) 및 코베사 (神戸砂; 화강풍화토)는 현장에서 채취한 시료이다. 특히 코베사는 1995년 효고현 남부지진으로 피해를 입은 포트아일랜드에서 채취한 시료이다.

한편, 그림 1에 일본 항만설계기준에 의한 액상화하기 쉬운 입도분포의 범위도 병기하였다 (地盤工學會(일본), 1993). 이것에 의하면 히타치사와 코베사는 액상화 발생가능성이 매우 큰 범위에 분포하고, DL실트는 액상화 발생가능성이 있는 것으로 나타났다. 그러나, KM점토와 아라카와실트는 액상화 발생하기 어려운 것으로 판단된다. 한편, 표 1은 본 연구에서 이용한 흙의 특성을 정리하였다.

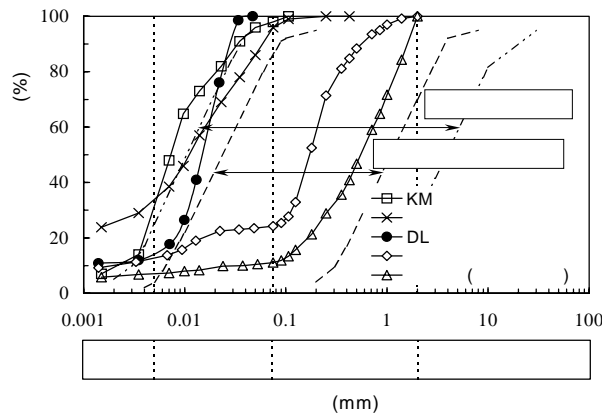


그림 1. 입도분포곡선

표 1. 흙의 특성

항 목	KM 점토	아라카와 실트	DL 실트	히타치사	코베사
비 중 G_s	2.79	2.67	2.64	2.69	2.64
유효내부마찰각 ϕ (°)	25	24	23	31.5	30
최대간극비 e_{max}	-	-	1.47	1.45	0.81
최소간극비 e_{min}	-	-	0.71	1.03	0.47

본 연구에 사용한 모든 시료는 재성형 후 일정한 구속압을 가한 상태에서 전단시험을 수행하였다 (地盤工學會(일본), 2000a). 소성이 있는 KM점토와 아라카와 실트의 공시체는 각각 69 kPa, 49 kPa의 압력에서 예압밀 후 시료를 성형하였다. 한편 소성이 없는 DL실트, 히타치사 및 코베사는 자유낙하방법으로 공시체를 제작하였으며, 상세한 내용은 표 2에 정리하였다.

본 연구에서 수행한 전단시험은 연직구속응력을 98 kPa이나 196 kPa 까지 가한 후 정체적상태를 유

지하며, 응력제어방법으로 0.1 Hz의 정현파를 최대 50회까지 반복하중을 가하였다. 그리고 전단변형률은 $\pm 10\%$ 까지 측정하였다 (Song, 2003, Song et al., 2003).

표 2. 구속압을 가한 이후 공시체의 상태

항 목	KM점토	아라카와실트	DL실트	히타치사	코베사	
연직구속응력 (kPa)	196	196	196	98	98	
간극비 e	압밀전	0.83	1.2	1.16	1.32	0.71
	압밀후	0.63	0.89	0.94	1.05	0.61
여유간극비 e_f	-	-	0.23	0.01	0.14	
상대밀도 D_r	압밀전	-	-	42	30	30
	압밀후	-	-	70	96	59

3. 흙의 종류에 따른 반복응력 강도와 강성저하특성

3.1 강도저하특성

그림 2는 본 연구에서 사용한 5가지의 흙 시료에 대하여 어떤 반복전단응력비 CSR_{DSS} 가 작용한 경우에 피크전단변형률 γ_p 이 1%에서 10%까지 도달할 때 까지 가한 재하회수 N_c 를 찾아 나타낸 것이다. 여기서 피크전단변형률 γ_p 은 진동삼축시험에서 구하는 양진폭변형률 DA 을 나타낸 것이다 (地盤工學會(일본), 2000a; Song et al., 2003). 한편, NPP는 과잉간극수압비를 나타내며, 본 연구에서는 피크전단변형률 γ_p 이 10%에 도달하기 전에 과잉간극수압비 NPP가 0.95 이상 발생한 경우를 나타내었다. 본 연구에서는 DL실트와 코베사만 피크전단변형률 γ_p 이 10%에 도달하기 전에 과잉간극수압비 NPP가 0.95 이상 발생하여 같이 나타내었다.

그림 2에 의하면 소성지수가 있는 KM점토와 아라카와 실트는 피크전단변형률 γ_p 이 1%에서 5%에 도달할 때까지의 간격은 넓지만, 소성지수가 없는 DL실트, 히타치사와 코베사는 그 반대로 나타났다. 이것은 소성지수의 유무에 의한 영향으로 판단된다. 특히 DL실트는 피크전단변형률 γ_p 이 1%에서 10%까지 거의 동시에 발생하는 것으로 나타났다. 그림 2의 결과에 의하면 비소성실트 지반에서 지진이 발생할 경우 큰 변형이 발생하는 시간이 점토지반에서 보다 상대적으로 빠를 것으로 예상된다.

그림 3은 그림 2에서 피크전단변형률 γ_p 이 7.5%인 경우 본 연구에서 이용한 5가지 시료에 대하여 반복전단응력비 CSR_{DSS} 와 재하회수 N_c 와의 관계를 비교하여 보았다. 그림 3에 의하면 소성지수 PI가 있는 KM점토와 아라카와실트는 소성지수가 없는 다른 흙들에 비하여 같은 재하회수 N_c 에 대해 높은 반복전단응력비 CSR_{DSS} 를 나타내었다.

본 연구에서는 소성지수 PI가 없는 DL실트, 히타치사 및 코베사를 비교하여 보았다. 표 2에서 직접단순전단시험을 수행하기 전 공시체의 상대밀도 D_r 는 히타치사, DL실트 그리고 코베사 순으로 큰 것을 알 수 있다. 이를 고려하면 반복전단응력비 CSR_{DSS} 도 상대밀도 D_r 의 크기에 반비례할 것으로 예상하였으나, 시험결과는 예상과 다르게 나타났다. 이시하라(石原) 등(1972)에 의하면 그 원인은 여유간극비 e_f 의 차이에 있다. 그림 4는 여유간극비 e_f 의 정의에 대하여 나타내고 있으며 식 (1)과 같다 (石原, 1998).

$$e_f = e - e_{\min} = (1 - D_r) \cdot (e_{\max} - e_{\min}) \quad (1)$$

여기서, e 는 간극비, e_{\max} , e_{\min} 는 최대·최소간극비 그리고 D_r 은 상대밀도 이다.

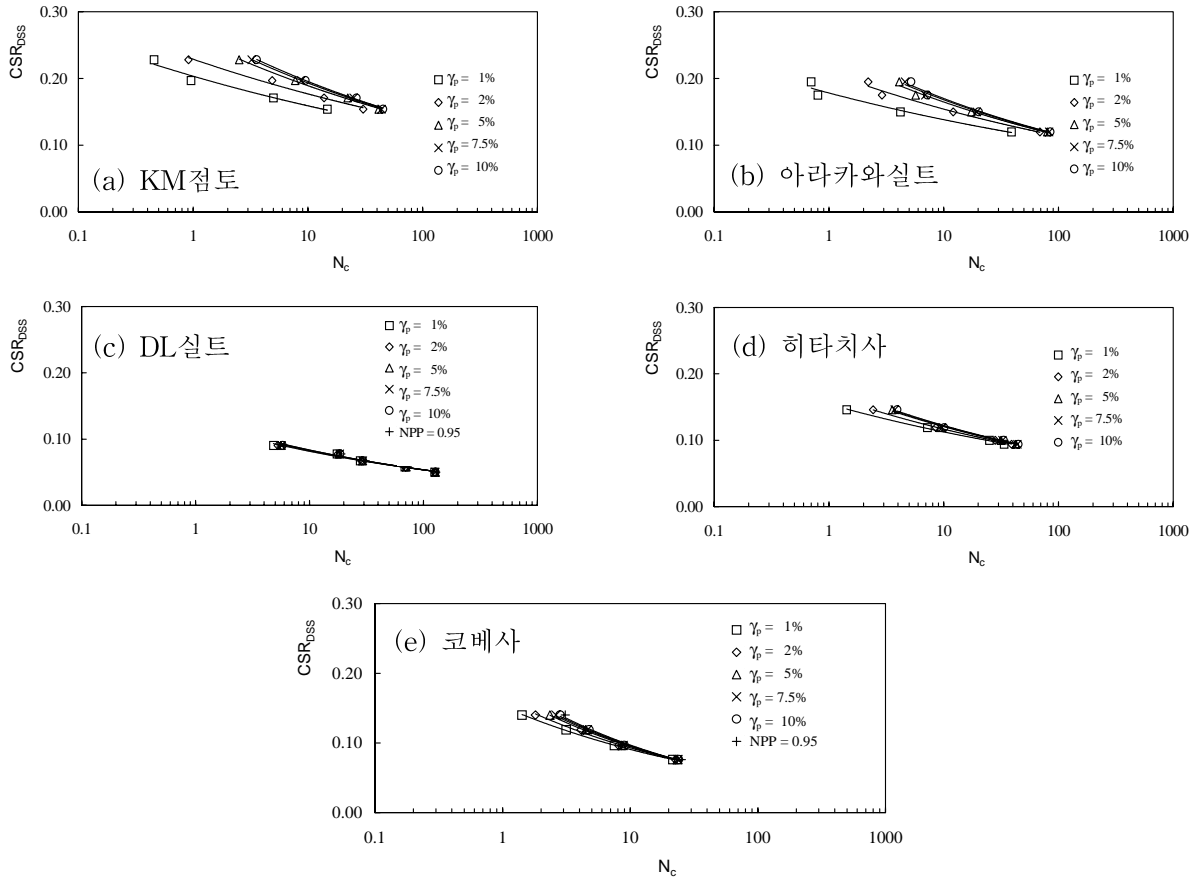


그림 2. 반복전단응력과 재하회수와와의 관계

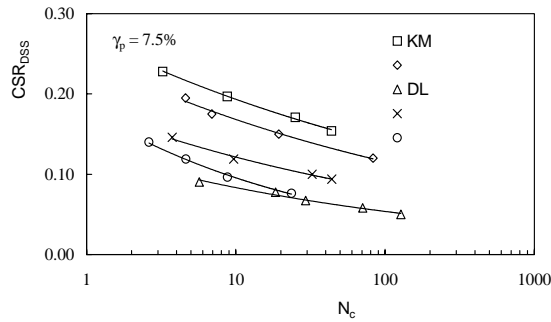


그림 3. $\gamma_p = 7.5\%$ 일 경우 반복전단응력과 재하회수의 관계 비교

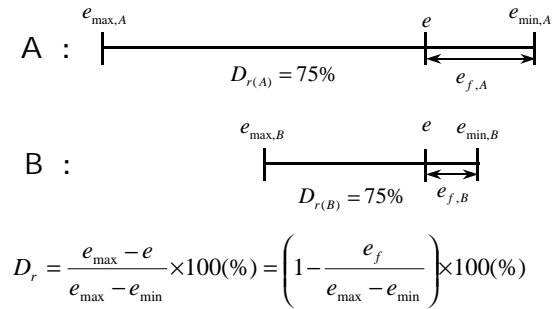


그림 4. 여유간극비의 정의

石原 등(1972)은 그림 4와 같이 상대밀도 D_r 가 같은 흙들이라도 여유간극비 e_f 가 다르다면 그 흙들의 거동은 다르다고 발표하였다. 한편, 흙의 종류가 다른 사질토에 대하여 여유간극비 e_f 가 커지면 액상화강도 CSR_{20} 는 작아지는 것을 알았다 (石原, 1998). 이를 이용하여 그림 5는 단순전단시험에서 사용한 소성지수가 없는 흙에 대하여 액상화강도비 CSR_{DSS20} 를 여유간극비 e_f 에 대하여 정리하여 보았다. 그 결과는 이시하라 등의 연구결과와 동일한 경향을 나타내는 것을 알았다. 한편, 본 연구에서는 여유간극비 e_f 를 대수(對數)로 나타내어 보았다. 그 결과 본 연구에서 시험한 흙은 식(2)와 같은 관계로 나타났다.

$$CSR_{DSS20} = 0.06 \log(e_f)^{-0.12} \quad (2)$$

한편, 코베사의 경우 재하회수 N_c 의 증가에 따른 반복전단응력 CSR_{DSS} 이 빨리 저하되는 것으로 나타났다. 이것은 화강풍화토에서 나타나는 Collapse 현상이 원인으로 판단된다. 여기서, Collapse현상이란 흙입자 간의 전단저항력으로 점착력이나 마찰력이 고려되는데, 느슨한 지반이 침수되면 점착력 및 마찰력이 저하하여 전단저항력도 작아지고, 흙입자는 미끌어지거나 움직이게 되는 현상을 말한다 (福田 등, 1977; 福田, 1978). 아울러 화강풍화토는 파쇄되기 쉬운 특성을 갖고 있어 반복전단시험 후 흙의 입도분포를 조사하여 보았으나, 그 변화는 나타나지 않아 본 연구에서 이용한 코베사의 강도저하 특성의 원인은 Collapse현상으로 판단된다.

그리고, 그림 3에서 소성지수 PI가 있는 세립토에 대하여 액상화강도비 CSR_{DSS20} 를 비교하여 보았다. 그 결과는 그림 6과 같이 나타났다. 그림 6에서 DL실트는 토질실험을 통하여 소성지수를 얻을 수 없는 비소성실트이지만 점토(KM점토)와 소성실트(아라카와실트)와 비교하기 위하여 소성지수를 0으로 표현하였다. 그 결과 액상화강도비 CSR_{DSS20} 는 소성지수의 증가에 비례하여 증가하는 것으로 나타났다.

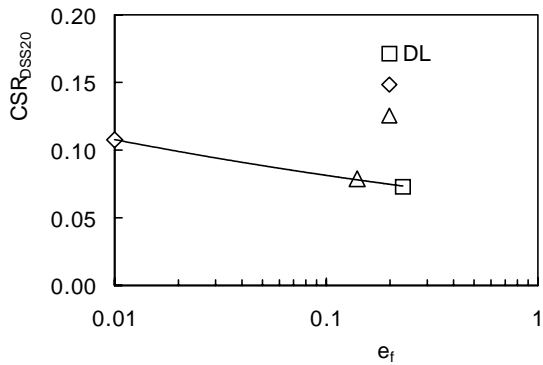


그림 5. 액상화강도비와 여유간극비의 관계

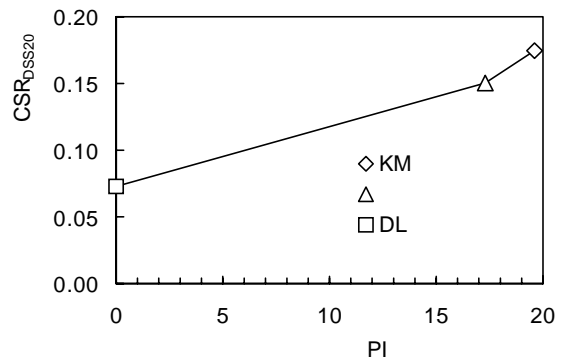


그림 6. 액상화강도비와 소성지수의 관계

그림 7에서 본 연구의 시험결과는 지진에 의한 액상화 피해를 입은 지역의 모래에 대한 전단시험결과와 비교하였다. 이용한 지진 사례는 1989년 미국 California의 Loma Prieta지진과 1990년 필리핀 Luzon 지진이다 (耐震工學委員會(일본), 1990; 土木學會(일본) 1993). 그림 7에 의하면 소성지수가 없는 DL실트, 히타치사나 코베사의 반복전단응력비 CSR_{DSS} 는 지진에 의한 액상화 피해를 입은 지역의 흙들의 그것보다 작아 이런 종류의 흙에서 액상화 피해가 우려되며, 소성지수가 있는 KM점토나 아라카와점토의 반복전단응력비 CSR_{DSS} 는 필리핀 Luzon의 모래 보다 작아 지진에 의한 강도저하에 따른 지반변위 등의 문제가 발생할 것으로 판단된다.

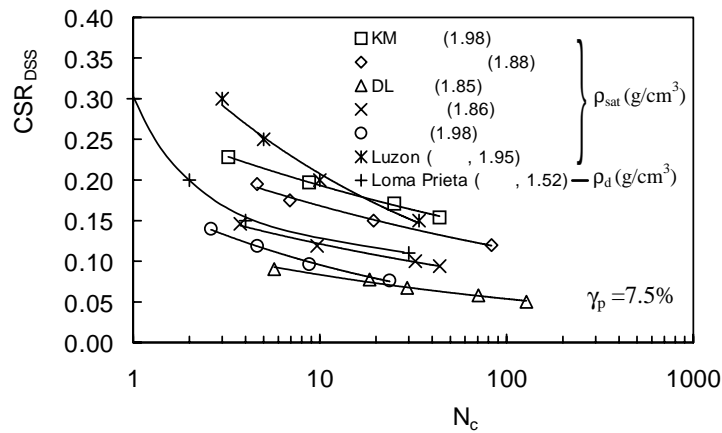


그림 7. 액상화 피해를 입은 지역 모래와의 반복전단응력비-재하회수 관계 비교

3.2 강성저하특성

그림 8은 본 연구에서 실험한 모든 시료에 대하여 전단강도의 반복회수 증가에 따른 강성저하를 나타내었다. 본 연구에 이용한 흙들의 강성의 크기는 모두 다르지만, 본 연구에서 주목한 부분은 반복회수의 증가에 따른 강성저하의 경향이므로 모든 시료는 등가강성률비 Γ 를 이용하여 나타내었다. 여기서 등가강성률비는 식(3)과 같다.

$$\Gamma = G_{eq} / G_{eq(N_c=1)} \quad (3)$$

여기서, G_{eq} 는 등가강성률이며 식(4)와 같다. 한편, $G_{eq(N_c=1)}$ 은 최초 반복하중이 작용할 때 구한 등가강성률이다 (Song et al. 2003).

$$G_{eq} = (\tau_{max} - \tau_{min}) / (\gamma_{max} - \gamma_{min}) \quad (4)$$

그림 8에서 검은 원은 반복전단응력비 CSR_{DSS} 가 거의 0.1인 것을 나타내며, 아라카와실트를 제외한 4가지 시료들을 비교하여보면, 소성지수 PI가 없는 흙의 강성이 소성지수 PI가 있는 흙의 그것보다 빨리 감소하는 것을 알았다. 한편 아라카와실트는 반복재하회수 CSR_{DSS} 가 0.1인 경우의 시험결과가 없으나 KM점토와 비슷한 경향을 나타낼 것으로 예상된다.

그림 8에서 소성지수 PI가 있는 KM점토나 아라카와실트의 경우 반복전단응력비 CSR_{DSS} 가 커지면 강성저하도 급격히 일어나는 것을 알았다. 소성지수 PI가 없는 DL실트, 히타치사나 코베사를 보면 반복전단응력 CSR_{DSS} 의 증가에 대하여 급격한 강성감소를 보이지는 않는다.

그림 9는 아라카와실트를 제외한 모든 시료에 대하여 반복전단응력 CSR_{DSS} 이 거의 0.1에 가까운 경우에 대한 강성저하를 비교하여 보았다. 아라카와실트의 경우에는 반복전단응력 CSR_{DSS} 이 0.12인 경우의 시험결과를 비교하였다. 그 결과, DL실트는 다른 흙들 보다 작은 반복전단응력 CSR_{DSS} 에 대해서도 강성의 감소가 빠른데 이것은 여유간극비 e_f 가 큰 것이 원인으로 판단된다. 한편, 코베사의 경우도 다른 흙들에 비하여 강성저하가 빠른 편인데 이것은 화강풍화토에서 나타나는 Collapse 현상이 원인으로 보인다. 한편, KM점토와 아라카와실트는 소성을 갖고 있어 모래나 화강풍화토 보다 강성저하가 느린 것으로 판단된다. 히타치사는 소성지수가 없는 다른 흙들 보다 많은 세립분을 갖고 있어 반복하중에 의한 과잉간극수압의 발생에 따른 강성저하가 코베사나 DL실트에 비하여 상대적으로 느려 KM점토와 아라카와실트보다 빠르고, DL실트나 코베사보다 느린 것으로 판단된다.

그림 8에서 흙의 강성저하 특성은 그림 10과 같은 강성저하비로 비교하여 알아보았다. 그림 8에서 등가강성률비 Γ 가 0.5가 될 때의 재하회수 N_c 를 찾아 그 기울기를 등가강성률의 저하비 $DR\Gamma_{50}$ 라고 정하였다 (식(5-a)). 한편, KM점토에서 재하회수가 50까지 가한 경우에도 등가강성률 Γ 이 거의 0에 달하지 않은 경우에는 재하회수 N_c 가 25에서 등가강성률비 Γ 를 찾아 그 때의 기울기로 정하였다 (식(5-b)).

$$DR\Gamma_{50} = \frac{1 - \Gamma_{0.5}}{N_{c(\Gamma_{0.5})} - 1} = \frac{0.5}{N_{c(\Gamma_{0.5})} - 1} \quad (\Gamma_{(N_c=50)} \leq 0.05) \quad (5-a)$$

$$DR\Gamma_{50} = \frac{1 - \Gamma_{(N_c=25)}}{N_{c(25)} - 1} = \frac{1 - \Gamma_{(N_c=25)}}{25 - 1} \quad (\Gamma_{(N_c=50)} > 0.05) \quad (5-b)$$

그림 11과 12는 그림 8에서 등가강성률의 저하비 $DR\Gamma_{50}$ 를 소성지수 PI의 유무로 나누어 비교하였다. 그 결과에 의하면 소성지수 PI가 없는 흙은 여유간극비 e_f 가 클수록, 소성이 있는 흙은 소성지수 PI가 작을 수록 강성의 저하가 빠른 것을 알았다.

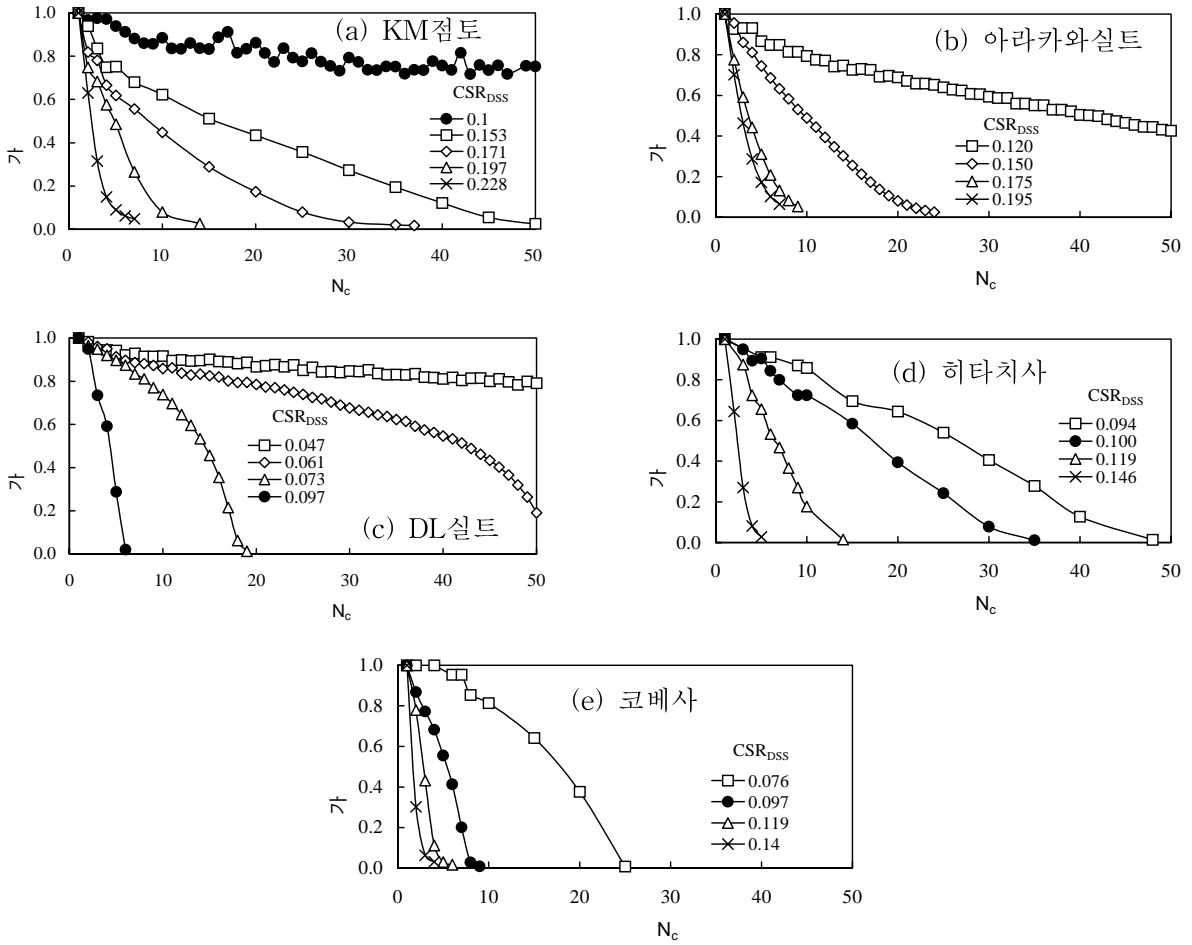


그림 8. 등가강성률비의 저하에 미치는 반복전단응력의 영향

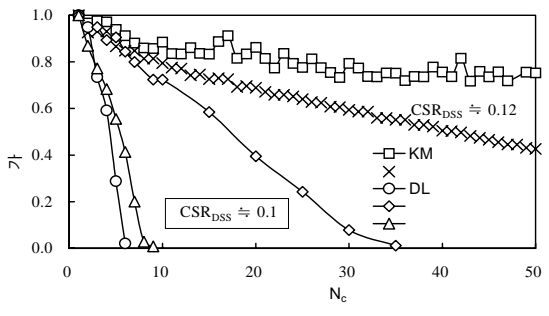


그림 9. 흙의 종류에 따른 강성저하특성

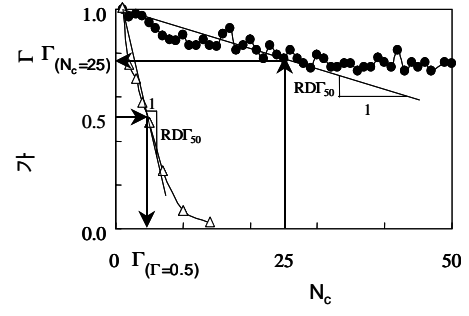


그림 10. 등가강성률비의 정의

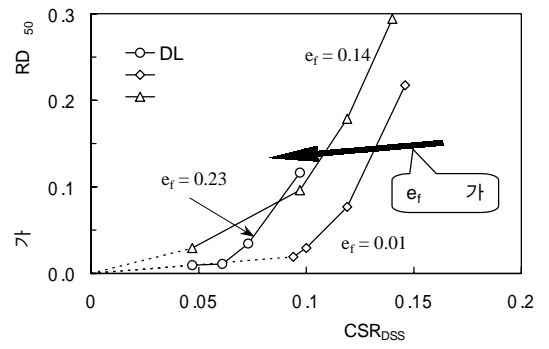


그림 11. 소성지수가 없는 흙의 강성저하 특성

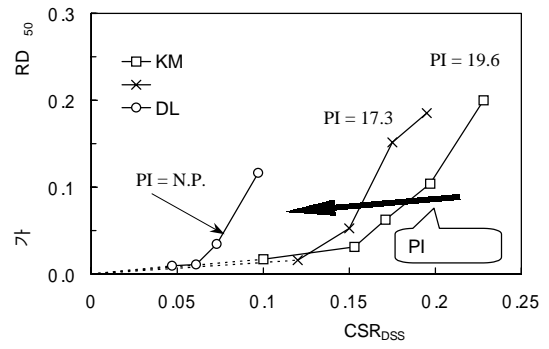


그림 12. 소성지수가 있는 흙의 강성저하 특성

4. 결론

이상 흙의 소성지수 유무를 기준으로 반복하중 작용 시 흙의 종류에 따른 지반의 강도 및 강성저하의 특성을 조사하여 보았으며, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 소성지수가 없는 흙의 강도는 여유간극비가 클수록 작은 것을 알았으며, 소성지수가 있는 흙의 강도는 소성지수가 클수록 커지는 것을 알았다. 하지만 이 부분은 여러 가지 흙에 대하여 더 많은 시험결과와 같이 비교·검토하여 할 부분으로 판단된다.
2. 소성지수가 없는 흙의 강성저하는 여유간극비가 클수록 빠르며 크며, 소성지수가 있는 흙의 경우는 소성지수가 작을수록 빠른 것을 알았다.

참고문헌

1. 耐震工學委員會 (1990), 로마프리타地震被害調査報告, 土木學會論文集, 第424, III-14, pp. 19-68.
2. 石原研而, 渡辺忠雄 (1972), 飽和土の液狀化および粒度と間ゲキ比の影響, 第7回土質工學會研究發表會, pp. 313-316.
3. 石原研而 (1998), 土質動力學の基礎, 鹿島出版社.
4. 地盤工學會 (1993), 液狀化對策の調査・設計から施工まで, 現場技術者のための土と基礎シリーズ, 20, 土質工學會.
5. 地盤工學會 (2000a), 土質試驗の方法と解説, 第一回改訂版, 地盤工學會.
6. 地盤工學會 (2000b), 1999年トルコ・コジャエリ地震, 台湾集集地震調査報告書, 地盤工學會, (CD-ROM).
7. 地盤工學會 (2002), 平成12年鳥取縣西部地震災害調査報告書, 地盤工學會 (CD-ROM).
8. 土木學會 (1993), 1990年フィリピン・ルソン地震震害調査報告, 土木學會.
9. 福田護, 中澤忠一 (1977), 盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について—マサ土のような風化砂質土を對象として—, 土質工學會論文報告集, Vol. 17, No. 2, pp. 65-73.
10. 福田護 (1978), 浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の一安定解析—まさ土のような風化砂質土を對象として—, 土質工學會論文報告集, Vol. 18, No. 3, pp. 75-83.
11. Stark, T. and Contreras, I. (1998), "Fourth avenue landslide during 1964 Alaskan Earthquake", *Journal of Geotech. and Geoenv.Eng.*, Vol. 124, No. 2, pp. 99-109.
12. Boulanger, M. W., Meyers, L., H., Mejia, L., H. and Idriss, I. M. (1999), "Behavior of a fine-grained soil during the Loma Prieta Earthquake", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, No. 1, pp. 146-158.
13. Holzer, T. L., Bennett, M., J., Ponti, D. J., and Tinsley, J. (1999), "Liquefaction and Soil Failure During 1994 Northridge Earthquake", *Journal of Geotech. and Geoenv.Eng.*, Vol. 125, No. 6, pp. 438-452.
14. Hamada, M., Isoyama, R., and Wakamatsu, K. (1996), "Liquifaction-induced ground displacement and its related damage to lifeline facilities", *Special Issue of Soils and Foundations*, pp. 81-97.
15. Song, B.-W. (2003), "The influence of initial static shear stress on post-cyclic degradation of non-plastic silt", *Low Land Technology International*, Vol. 5, No. 1, pp. 14-24.
16. Song, Byung-Woong, Kim, Hong-Taek, Yasuhara, Kazuya, Murakami Satoshi, Park, Inn-Joon (2003), "Post-cyclic Degradation of strength and stiffness for non-plastic silt", 한국지반환경공학회 2003 학술발표회 논문집, pp. 87-93.