

반복하중 증가에 따라 감소하는 전단강도의 간이 평가법

A Simple Evaluation Method for Shear Strength Decreasing with Increasing Number of Cyclic Loading

송 병 응[†]

Song, Byungwoong

ABSTRACT : Earthquake is one of the factors to affect the stability of geotechnical structures. Numerous past earthquakes have shown that earthquakes have taught that damage of soil structures could occur on fine soils as well as coarse soils. For that reason, earthquake-induced decreasing tendency for strength on both coarse and fine soils has been investigated using direct simple shear (DSS) tests in laboratory. Based on the testing results the decreasing tendency for strength on coarse and fine soils is clearly identified in terms of the concept of volume decrease potential and plasticity index, respectively. Most of the soils except the weathered soil have shown similar reduction tendency of strength with the increasing number of cycles. Liquefaction strength of coarse and fine soils appears to decrease with the increment of volume decrease potential and the decrement of plasticity index, respectively. Reduction of strength on the weathered soil is particularly remarkable rather than others, which might be owing to the collapse phenomenon. From the DSS test results for soils, proposed is a simple method to evaluate strength decrement with the increasing number of cycles, and it can help estimate decrement of strength with the number of cycles easily.

Keywords : Direct simple shear test, Strength, Cyclic loading, Plasticity index, Volume decrease potential

요 지 : 토목구조물의 안정성에 영향을 미치는 인자 중 지진에 의한 피해를 들 수가 있다. 최근의 지진 피해 사례를 분석하여 보면 모래와 같은 조립토뿐만 아니라 점성토, 실트 등과 같은 세립토에서도 크고 작은 피해 사례가 보고되고 있다. 이에 본 연구에서는 지진에 의한 기초지반의 강도저하를 평가하는 방법을 조사하기 위하여, 반복단순전단시험기를 이용하여 비배수상태에서 조립토 및 세립토에 반복하중을 작용시켜 지반의 강도저하특성을 조사하고 조립토의 경우에는 여유간극비, 세립토의 경우에는 소성지수를 이용하여 간단한 평가방법을 제안하였다. 분석결과에 따르면 액상화강도를 비교·분석하여 보면 조립토에서는 여유간극비의 증가에 따라 감소하고, 세립토의 경우에는 소성지수가 증가함에 따라 커지는 것을 알았다. 특히, 화강풍화토는 Collapse현상이 발생하여 다른 흙보다 현저한 강도 감소 경향이 나타났다. 간이강도저하 평가방법을 통해서 조립토와 세립토 거의 대부분이 양대수곡선상에서 -0.15 ~ -0.2의 범위내의 비슷한 기울기 내에서 분포하였지만, 화강풍화토와 같은 흙은 강도저하 경향이 -0.3으로 다른 흙보다 크게 나타남을 알 수 있었다. 본 강도저하 평가방법은 추가 연구가 필요하지만, 실무에서 간단하게 적용 가능할 것으로 보인다.

주요어 : 반복단순전단시험, 강도, 반복하중, 소성지수, 여유간극비

1. 서 론

도로, 항만, 철도 등 토목구조물이 그 형상을 유지하고 있는 것은 기초지반이 구조물 등의 자중에 의해서 생기는 전단력에 대해서 충분히 저항할 수 있는 강도를 갖고 있기 때문으로 인식되고 있다. 토목구조물의 파괴를 유발하는 요인으로서 상재하중의 증대, 지하수의 변동, 지진의 영향 등 많은 요소들이 존재하고 있다. 이러한 토목구조물의 안정성에 영향을 미치는 요소들에 의해서 기초지반의 강도를 저하시키면, 지반은 눈에 보이지 않을 만큼 대단히 작은 변형에서 수 미터 이상의 대변형까지 발생할 수 있고

이렇게 되면 기초지반의 상부에 설치된 구조물의 안정성에도 심각한 영향을 미친다.

상기에서 파괴를 유발하는 여러 요인 중에서 지진에 의한 피해의 경우를 살펴보면, 포화되고 느슨한 모래지반에서 지진에 의한 동적하중이 가해지면 액상화가 발생하게 된다. 즉, 과잉간극수압이 발생되게 되는데 이 과잉간극수압이 소산 과정을 거치게 되면 지반 지지력의 저하를 유발하여 상부구조물의 안정성에 심각한 영향을 미치게 된다. 최악의 경우에는 상부구조물의 붕괴라는 형태로 그 피해가 나타나게 된다.

이와 반대로 세립분을 많이 함유한 지반 또는 점성토나

[†] 정회원, 일본 와세다대학 이공학술원 외국인특별연구원(E-mail : iac05105@kurenai.waseda.jp)

실트와 같은 세립토 지반에서는 액상화와 같이 눈에 띄는 극적인 변형이 거의 일어나지 않는 것으로 알려져 있다. 하지만 지진 피해상황을 종합적으로 정리해보면 지진에 대해서 안전한 지반은 없다고 판단되며, 지진에 의한 지반 피해 현상을 조립토와 세립토로 나누어 정리하여보면 다음과 같다.

우선 그림 1에서 조립토 지반에서의 지진 피해사례를 보면, 1948년 후쿠이 지진에서 모래지반의 액상화 후 측방유동이 발생되었지만 알려진 것은 1990년대 이후에 주목을 받았다(Hamada 등, 1990; Song, 2003a). 그리고 1964년 니가타 지진의 경우 액상화가 세상에 알려진 대표적인 모래지반에서의 피해이며(송병용, 2004), 그 후 1995년 일본 효고현 남부지진(코베지진)의 경우에는 모래보다 입도분포가 커서 액상화가 발생하지 않을 것이라고 굳게 믿고 있었던 화강풍화토 매립지에서 대규모 액상화 및 측방유동이 발생하였다(Hamada 등, 1996). 1999년 터키 Kocaeli 지진의 경우, Adapazari 지역에서는 비소성실트 및 실트질 모래지반에서 지진 발생 후 약 20일 동안 건물이 이동한 사례도 보고되어 있다. 특히, Adapazari 지역의 아파트 단지에서의 피해사례는 상부구조물인 아파트 하중에 의해서 구조물 아래의 흙은 조밀한 상태였다고 판단되지만, 상부

구조물의 하중에 의한 초기전단응력이 작용한 지반으로 지진하중에 의해서 전단강도의 저하에 의해서 부분 액상화가 발생하였다고 보고되어 있다(地盤工学会, 2000a).

이와 반대로 그림 2에서 세립토 지반에서의 지진 피해를 살펴보면, 세립토의 함유량이 많거나 세립토로 구성된 지반에서도 지진에 의한 피해가 의외로 많이 발생하는 것을 알았다. 예를 들면, 1964년 미국 알래스카 지진의 경우에는, 지진 발생 3일 후 점성토 사면에서 대규모 활동이 발생하여 큰 피해를 입은 사례가 보고되었다(Stark 등, 1998). 1989년에는 미국 Loma Prieta 해양연구소에서 세립분을 함유한 흙의 액상화 및 그 후의 측방유동에 대한 관측이 보고되었다(Boulanger 등, 1998). 1994년 미국의 Northridge 지진의 경우에는 실트질 모래에서 액상화 후의 측방유동과 같이 점토지반에서 반복응력 후 지반변위가 발생한 것으로 보고되어 있다(Holzer 등, 1999). 그리고 2000년 일본 토토리현 서부지진에서는 비소성실트 지반에서 일어난 액상화에 의한 피해 사례가 보고되었다(地盤工学会, 2002).

이와 같이 이전에 보고되어 있는 사례를 보면 지진 시 조립토뿐만 아니라 세립토에서도 여러 가지 형태의 지반 피해가 발생하는 것으로 나타났다. 이에 본 연구에서는 지진에 의한 기초지반의 강도저하를 평가하는 방법을 조사



(a) 1948년 후쿠이 지진(일본; 福井大学雪氷研究室, 2007)



(b) 1964년 니가타 지진(일본; 地盤工学会, 2004)



(c) 1995년 효고현 남부 지진(일본; Hamada 등, 1996)



(d) 1999년 Kocaeli 지진(터키; 地盤工学会, 2000a)

그림 1. 조립토 지반에서의 지진피해



(a) 1964년 알래스카 지진(미국; USGS, 2007)



(b) 1989년 Loma Prieta 지진(미국; UCSC, 2007, 加筆)



(c) 1994년 Northridge 지진(미국; EERI, 2007)



(d) 2000년 홋토리 지진(일본; 아시아航測株式会社, 2007)

그림 2. 세립토 지반에서의 지진피해

하기 위하여, 단순전단시험기를 이용하여 조립토 및 세립토에 반복하중을 작용시켜 지반의 강도저하특성을 조사하고 조립토의 경우에는 여유간극비, 세립토의 경우에는 소성지수를 이용하여 간단한 평가방법을 제안하였다.

2. 여유간극비의 정의

石原 등(1972)은 상대밀도 D_r 가 같은 흙들이라도 여유간극비 e_{VDP} 가 다르면 그 흙들의 거동은 다르다고 발표하였다. 이에 대한 내용을 좀 더 알기 쉽게 나타내기 위하여 그림 3과 같이 두 종류의 흙을 가정하여 비교하여 보았다. 그림 3에서 두 종류의 흙은 상대밀도 D_r 가 75%로 같고 간극비 e 도 같다. 그렇다면 두 종류의 흙의 거동은 같을 것인가라는 의문이 생긴다. 石原(1998)에 의하면 비록 두 종류의 흙이 상대밀도 D_r 와 간극비 e 가 같지만 여유간극비 e_{VDP} 가 다르기 때문에 두 흙의 거동은 다르다고 보고 하였으며, 여러 종류의 모래에 대하여 반복삼축압축실험을 통하여 이를 증명하였다. 한편, 식 (1)은 그림 3에서 나타난 여유간극비 e_{VDP} 를 수식으로 표현한 것이다.

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

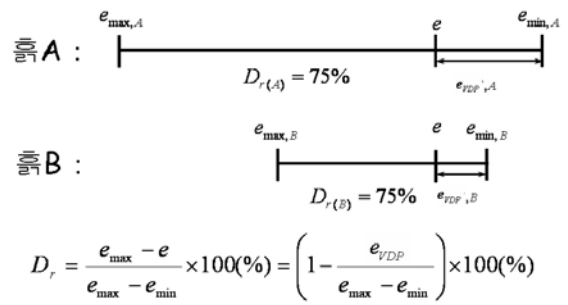


그림 3. 여유간극비의 정의

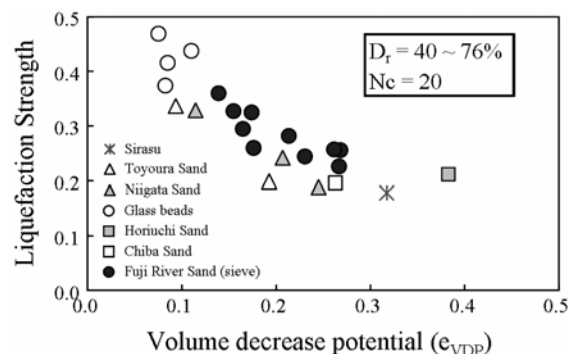


그림 4. 여유간극비의 증가에 따른 액상화 강도저하 石原(1998, 加筆)

여기서, e 는 간극비, e_{max}, e_{min} 는 최대 및 최소간극비 그리고 D_r 은 상대밀도이며, 그림 4는 그 실험 결과를 나타내고 있다. 그림 4에서 여러 종류의 사질토에 대하여 진동삼축

압축실험을 통하여 조사한 바에 의하면 여유간극비 e_{VDP} 가 커지면 액상화강도 $CSSR_{20}$ 는 작아지는 것을 알았다(石原, 1998). 한편, 그림 4에서 액상화강도 $CSSR_{20}$ 는 재하회수가 20회에서 과잉간극수압이 거의 100%에 도달 할 때의 강도 비로 정하였다(石原, 1998). 참고적으로 본 연구는 일본지반공학회기준에 따라 수행되었으므로 액상화강도를 재하 횟수가 20일 때를 기준으로 수행하였다(地盤工学会, 2000b).

3. 실험개요

본 연구에 이용한 시험장치는 일본 Ibaraki 대학에 있는 NGI형 반복직접단순전단시험장치를 사용하였다. 실험은 직경 70mm, 높이 30mm의 원형공시체를 K_0 압밀조건하에서 압밀 시킨 후, 일정체적조건에서 연직응력을 조절해서 전단시험을 행하였다. 과잉간극수압은 반복전단응력의 작용 전후에 대한 연직유�효응력의 차이로 결정하였다(Song, 2003b; Song 등, 2003; 宋炳雄 등, 2004; Song 등, 2004; 송병웅 등, 2007).

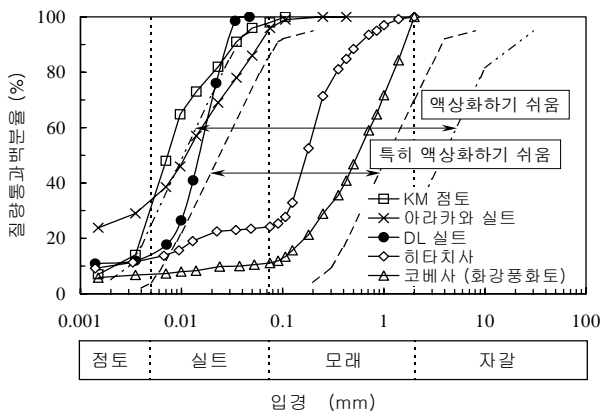


그림 5. 입도분포곡선

한편, 전세계적으로 반복삼축압축시험 방법에 대해서는 일정한 실험 방법 및 기준이 있어 통일된 용어가 있지만, 본 연구에서 사용한 반복단순전단시험과 같은 시험장치의 경우에는 아직까지 통일된 실험방법 및 기준이 없어 이에 따라 통일된 용어도 없는 상태이다. 地盤工学会(2000b)에 의하면 반복단순전단시험은 반복삼축압축시험 방법을 근거로 하여 이를 응용하여 실험하는 것으로 정해져 있어 이에 따라 실험을 수행하였다.

그림 5는 본 연구에서 이용한 다섯 종류 흙에 대한 입도분포곡선이다. Keuper Marl Clay(이하 KM점토; 실트질 점토)와 DL실트(비소성 실트)는 암석을 분쇄하여 얻은 것이고, 아라카와 실트(荒川실트; 소성실트), 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 5에는 일본 항만설계기준에 의한 액상화하기 쉬운 입도분포의 범위도 병기되었다(地盤工学会, 2001). 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.

본 연구에 사용한 모든 시료는 재성형 후 일정한 구속압을 가한 상태에서 전단시험을 수행하였다(地盤工学会, 2000b). 소성이 있는 KM점토와 아라카와 실트의 공시체는 각각 69kPa, 49kPa의 압력에서 예비압밀 후 시료를 성형하였다. 한편 소성이 없는 DL실트는 자유낙하방법으로 공시체를 제작하였으며, 상세한 내용은 표 2에 정리하였다.

본 연구에서 수행한 전단시험은 연직구속응력을 196kPa

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 $\phi'(^{\circ})$	25	24	23	31.5	30
소성지수 PI	19.6	17.3	-	-	-
최대간극비 e_{max}	-	-	1.47	1.45	0.81
최소간극비 e_{min}	-	-	0.71	1.03	0.47

표 2. 구속압을 가한 전후 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_{VDP}	-	-	0.23	0.01	0.14	
상대밀도 D_r	압밀전	-	-	42	30	30
	압밀후	-	-	70	96	59

까지 가한 후 체적이 일정한 상태를 유지하며, 응력제어방법으로 0.1Hz의 정현파를 최대 50회까지 반복하중을 가하였다. 그리고 전단변형률은 $\pm 10\%$ 까지 측정하였다(Song, 2003b; Song 등, 2003; 宋炳雄 등, 2004; Song 등, 2004).

4. 흙의 종류에 따른 반복응력 강도저하특성

그림 6은 본 연구에서 사용한 5가지의 흙 시료에 대한

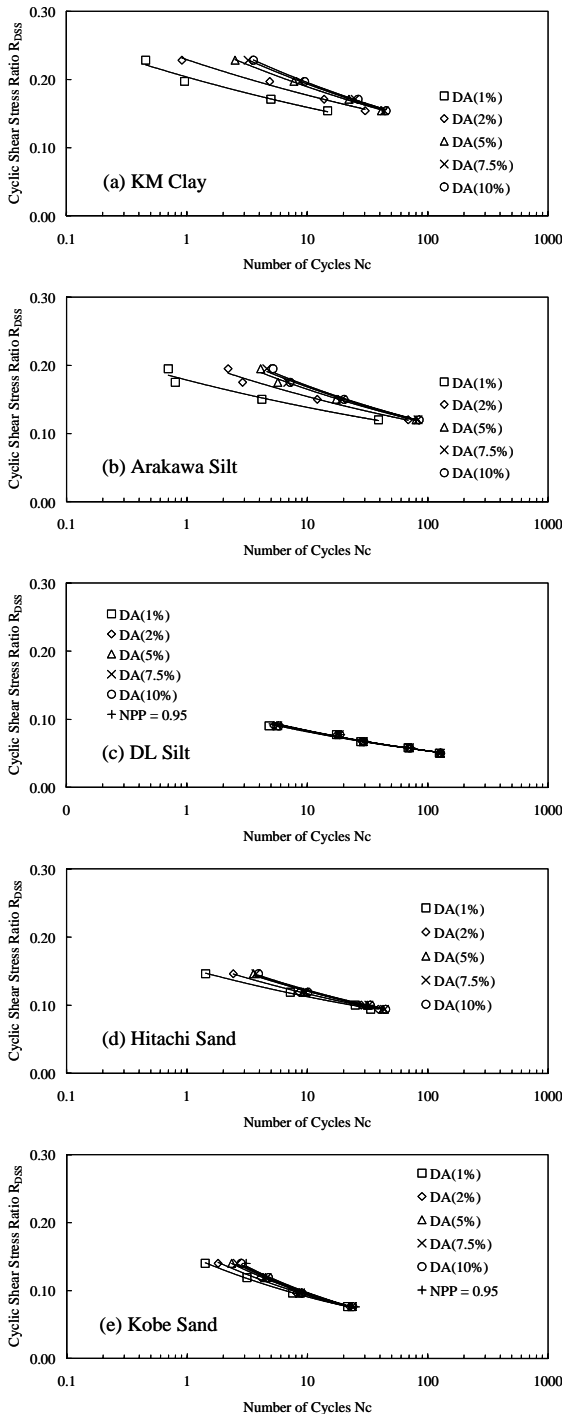


그림 6. 반복전단응력과 재하회수와의 관계

여 반복전단응력비(CSSR, Cyclic Shear Stress Ratio)가 작용한 경우에 양진폭변형률 DA가 1%에서 10%까지 도달할 때 까지 가한 재하회수 N_c 를 찾아 나타낸 것이다. 여기서 양진폭변형률 DA는 반복삼축시험에서 구하는 양진폭변형률 DA와 같은 의미이다(地盤工学会, 2000b; Song 등, 2003).

한편, NPP는 과잉간극수압비(Normalized Pore Pressure)를 나타내며 본 연구에서는 양진폭변형률 DA이 10%에 도달하기 전에 과잉간극수압비 NPP가 0.95 이상 발생한 경우를 나타내었다. 본 연구에서는 DL실트와 코베사에서만 양진폭변형률 DA이 10%에 도달하기 전에 과잉간극수압비 NPP가 0.95 이상 발생하였다.

그림 6에 의하면 소성지수가 있는 KM점토와 아라카와 실트는 양진폭변형률 DA이 1%에서 5%에 도달할 때까지의 간격은 넓지만, 소성지수가 없는 DL실트, 히타치사와 코베사는 그 반대로 나타났다. 이것은 소성지수의 유무에 의한 영향으로 판단된다. 특히 DL실트는 양진폭변형률 DA이 1%에서 10%까지 거의 동시에 발생하는 것으로 나타났다. 그림 2의 결과에 의하면 비소성실트 지반에서 지진이 발생할 경우 큰 변형이 발생하는 시간이 모래나 점토지반에서 보다 상대적으로 빠를 것으로 예상된다.

그림 7은 그림 6에서 양진폭변형률 DA이 7.5%인 경우 본 연구에서 이용한 5가지 시료에 대하여 반복전단응력비 CSSR과 재하회수 N_c 와의 관계를 비교하여 보았다. 그림 7에 의하면 소성지수 PI가 있는 KM점토와 아라카와실트는 소성지수가 없는 다른 흙들에 비하여 같은 재하회수 N_c 에 대해 높은 반복전단응력비 CSSR를 나타내었다(표 2 참조).

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 CSSR도 상대밀도 D_r 의 크기에 반비례할 것으로 예상하였으나, 시험결과는 예상과 다르게 나타났다. 石原 등(1972)에 의하면 그 원인은 여유간극비 e_{vDP} 의 차이에 있다.

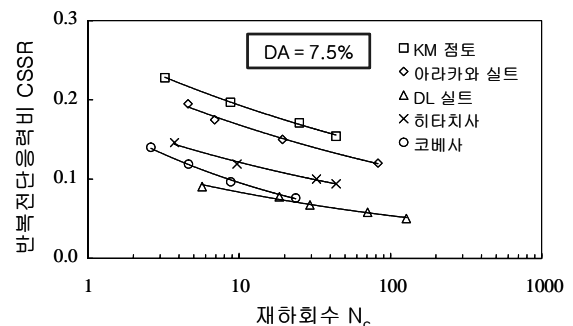


그림 7. DA=7.5%일 경우 CSSR-Nc 관계 비교

그림 7에서 조립토와 세립토로 나누어 액상화강도 $CSSR_{20}$ 를 구하고, 각각에 대하여 여유간극비 e_{VDP} 와 소성지수 PI 와의 관계로 나타내어 보면 그림 8과 같다. 그림 8(a)에서 조립토는 여유간극비가 증가할수록 액상화강도 $CSSR_{20}$ 가 감소하며, 그림 8(b)에서 세립토의 경우에는 소성지수 PI 의 증가에 따라 액상화강도 $CSSR_{20}$ 가 증가하는 것을 알 수 있다.

한편, 그림 8에 나타난 액상화강도 $CSSR_{20}$ 와 여유간극비 e_{VDP} 또는 소성지수 PI 와의 관계를 수식으로 표현하면 각각 식 (2)와 (3)과 같다. 하지만, 제한된 실험결과에 근거하여 구한 결과이므로 식 (2)와 (3)에 대한 신뢰성을 높이기 위하여 향후 이에 대한 보강 실험 및 추가자료가 필요하다.

$$\log(CSSR_{20}) = 0.06 \log(e_{VDP})^{-0.12} \quad (2)$$

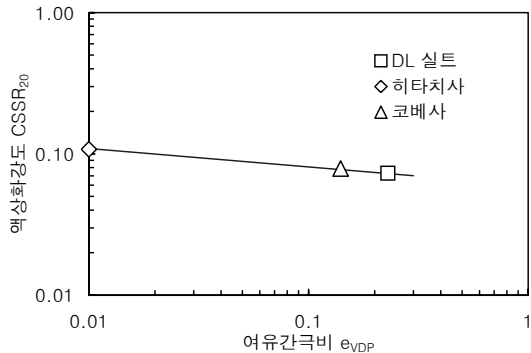
$$\log(CSSR_{20}) = 0.072 \text{EXP}(0.044PI) \quad (3)$$

한편, 그림 7에서 코베사의 경우 재하회수 N_c 의 증가에 따른 반복전단응력비 $CSSR$ 가 빨리 저하되는 것으로 나타

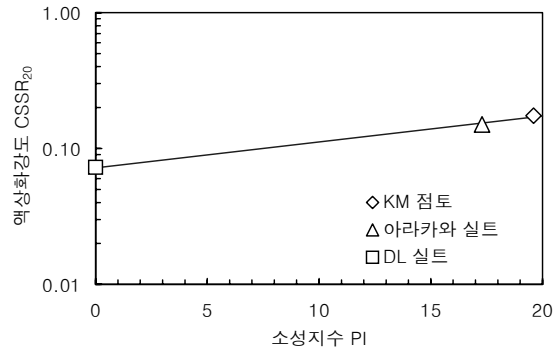
났다. 이것은 화강풍화토에서 나타나는 Collapse 현상이 주원인으로 판단된다. 여기서, Collapse현상이란 흡입자 간의 전단저항력으로 점착력이나 마찰력이 고려되는데, 느슨한 지반이 침수되면 점착력 및 마찰력이 저하하여 전단저항력도 작아지고, 흡입자는 미끄러지거나 움직이게 되는 현상을 말한다(福田 등, 1977; 福田, 1978).

아울러 화강풍화토는 파쇄되기 쉬운 특성을 갖고 있어 반복전단시험 후 흙의 입도분포를 조사하여 보았으나(그림 9), 그 변화는 나타나지 않아 본 연구에서 이용한 코베사의 강도저하 특성의 원인은 Collapse현상으로 판단된다.

그림 10에서 본 연구의 시험결과는 지진에 의한 액상화 피해를 입은 지역의 모래에 대한 전단시험결과와 비교하였다. 이용한 지진 사례는 1989년 미국 California의 Loma Prieta지진과 1990년 필리핀 Luzon지진이다(耐震工学委員会, 1990; 土木学会 1993). 그림 10에 의하면 소성지수가 없는 DL실트, 히타치사나 코베사의 반복전단응력비 $CSSR$ 는 지진에 의한 액상화 피해를 입은 지역의 흙들의 그것보다 작아 이런 종류의 흙에서 액상화 피해가 우려되며, 소성지수가 있는 KM점토나 아라카와점토의 반복전단응력비 $CSSR$



(a) 여유간극비 증가에 따른 액상화강도의 변화



(b) 소성지수 증가에 따른 액상화강도 변화

그림 8. 여유간극비 또는 소성지수 증가에 따른 액상화강도 변화

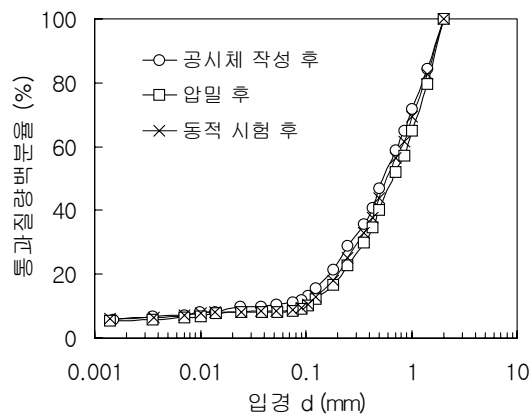


그림 9. 반복직접전단시험 전후 화강풍화토의 입도분포곡선 비교

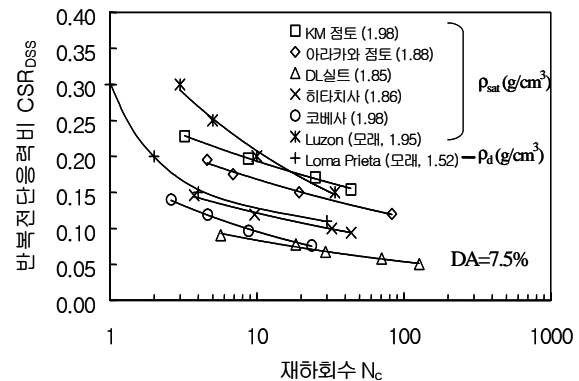


그림 10. 액상화 피해를 입은 지역 모래와의 반복전단응력비-재하회수 관계 비교

는 필리핀 Luzon의 모래 보다 작아 지진에 의한 강도저하에 따른 지반변위 등의 문제가 발생할 것으로 판단된다.

그림 11은 재하회수 N_c 가 30회인 경우에 대하여 동적강도비 SR 와 소성지수 PI 와의 관계를 나타낸다. 동적강도비 SR 는 동적강도가 정적강도에 비하여 어느 정도의 크기가 되는지를 나타낼 수 있다(Ishihara 등, 1980). 이를 수식으로 나타내면 식 (4)와 같다.

$$SR = \frac{\tau_d / \sigma'_{vc}}{\tau_{sf} / \sigma'_{vc}} \quad (4)$$

여기서, τ_d 는 동적전단응력, τ_{sf} 는 정적전단강도, σ'_{vc} 는 정적과 동적의 경우에서 유효연직응력을 나타낸다. Ishihara 등(1980)에 의하면 동적강도비 SR 는 소성지수 PI 의 증가에 따라 증가하는 것으로 나타났으며, 본 연구에서 사용한 KM 점토, 아라카와 실트, DL 실트 모두 기존의 시험결과와 유사하게 나타났다.

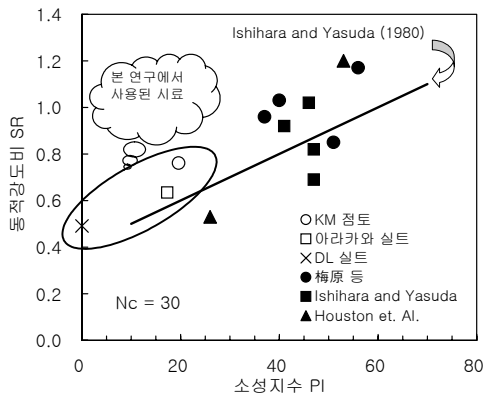


그림 11. 동적강도비와 소성지수와의 관계

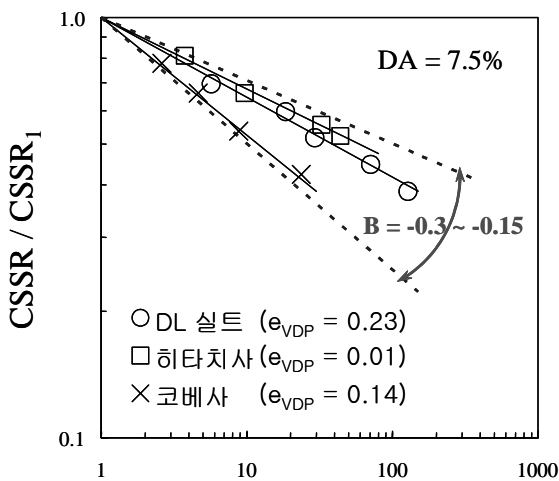
그림 12는 반복전단응력비 $CSSR$ 와 재하회수 N_c 와의 관계를 평가하는 방법을 제안하기 위하여 양대수곡선으로 나타내었다. 그 결과 얻어진 식은 식 (5)와 같이 나타냈다.

$$CSSR / CSSR_1 = \frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}} / \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}} \right)_1 = N_c^B \quad (5)$$

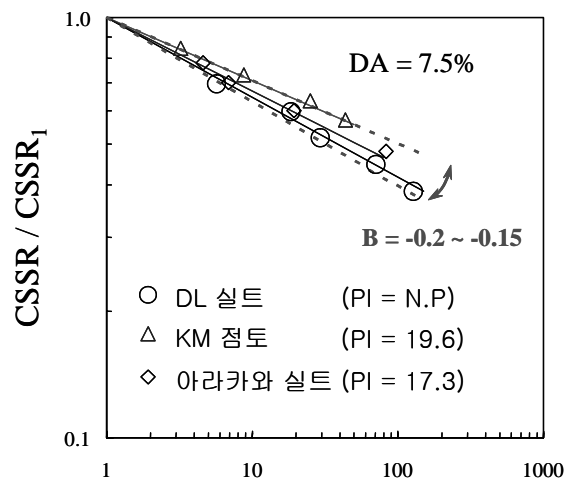
여기서, $CSSR_1$ 는 첫 번째 재하회수일 때의 반복전단응력비, τ_d / σ'_{vc} 는 전단응력과 유효연직응력비 즉, 반복전단응력비를 나타낸다. 한편, $(\tau_d / \sigma'_{vc})_1$ 는 첫 번째 재하회수에서 얻어지는 반복전단응력비를 나타내고, B 는 동적강도를 나타내는 직선의 기울기이다.

그림 12(a)에서 여유간극비의 증가에 따라 정규화한 반복응력저하비 $CSSR / CSSR_1$ 는 감소할 것으로 예상하였으나 여유간극비가 작은 코베사의 정규화한 반복응력저하비 $CSSR / CSSR_1$ 가 다른 흙보다 크게 나타났는데 이는 화강 풍화토의 Collapse현상이 원인인 것으로 판단된다. 그림 12(b)를 보면 소성지수 PI 가 클수록 정규화한 반복응력저하비 $CSSR / CSSR_1$ 가 작은 적은 것으로 나타나 소성지수가 클수록 강도저하가 적을 것으로 예상된다.

그림 12(a)와 (b)를 비교하면 화강풍화토인 코베사를 제외한 조립토와 세립토 모두 기울기 B 가 $-0.15 \sim -0.2$ 범위 내에 존재하는 것을 알 수 있다. 다시 말하면 모래, 점토와 실트와 같은 지반에서는 그 종류에 따라 정량적인 차이는 발생하여도 재하회수 N_c 의 증가에 따른 강도의 저하 경향은 그렇게 큰 차이가 나지 않은 것을 알 수 있다. 그림 12와 식 (5)를 이용하면 실무에서 간단하게 지진에 의한 강도저하를 평가하는데 유용할 것으로 판단된다.



(a) 조립토



(b) 세립토

그림 12. 흙의 종류에 따른 반복전단응력비와 재하회수와의 관계

5. 결 론

본 연구에서는 지금까지 보고되어 있는 사례를 분석한 결과 지진 시 조립토뿐만 아니라 세립토에서도 여러 가지 형태의 지반피해가 발생하는 것으로 나타나, 이에 지진에 의한 기초지반의 강도저하를 평가하는 방법을 조사하기 위하여, 반복단순전단시험기를 이용하여 조립토 및 세립토에 반복하중을 작용시켜 지반의 강도저하특성을 조사하였으며, 조립토의 경우에는 여유간극비, 세립토의 경우에는 소성지수를 이용하여 간단한 강도저하 평가방법을 제안하였다. 본 연구의 성과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 반복하중의 재하회수가 증가함에 따라 전단강도의 저하는 발생하며, 액상화강도의 경우 조립토는 여유간극비의 증가에 따라 감소하고, 세립토의 경우에는 소성지수가 증가함에 따라 커지는 것을 알았다.
- (2) 화강풍화토인 코베사의 경우에는 다른 흙과 달리 재하회수의 증가에 따라 강도 감소 경향이 다른 흙에 비하여 현저한 것을 알았으며, Collapse현상이 그 원인으로 판단된다.
- (3) 정적강도에 대한 동적강도의 경향도 기존의 연구 결과와 같이 소성지수의 크기의 증가에 따라 증가하는 것을 알았다.
- (4) 간이강도저하 평가방법을 통해서 조립토와 세립토 거의 대부분이 양대수곡선상에서 -0.15 ~ -0.2의 범위내의 비슷한 기울기 내에서 분포함을 알 수 있었다. 다만, 화강풍화토와 같은 흙은 강도저하 경향이 -0.3으로 다른 흙보다 크게 나타남을 알 수 있었다.

본 연구에서 제안된 반복하중 증가에 따른 강도저하 평가방법은 실무에서 간이평가용으로서 유용하게 적용 가능할 것으로 판단된다. 그러나, 본 연구에서 사용한 시료는 일본과 영국의 흙을 이용하였으므로 우리나라에서 널리 분포되어 있는 흙과 성질이 다를 가능성도 내재하고 있어 우리나라 기술자가 현장에 적용 시 주의하여 참고하여야 할 것으로 사료된다. 한편, 본 평가방법에서 사용된 흙의 종류가 적은 관계로 앞으로 더 많은 종류의 흙에 대한 추가 실험 및 문헌 조사를 수행하여 내용을 좀 더 보완할 예정이다.

감사의 글

This study was fully supported by a research grant from the Japan Society for the Promotion of Science (JSPS).

참 고 문 헌

1. 송병용(2004), 액상화가 세상에 이름 알린 날, *한국지반공학회지*, Vol. 20, No. 10, 한국지반공학회, pp. 34~38.
2. 송병용, 야스하라 카즈야, 사카모토 워터루, 이제우(2007), 벤더엘레먼트와 단순전단시험에 의한 비소성실트의 강성비교, *한국지반환경공학회 논문집*, 제8권, 제1호, pp. 41~47.
3. Song, B., Kim, H., Yasuhara, K., Murakami, S. and Park, I.(2003), Post-cyclic degradation of strength and stiffness for non-plastic silt, *한국지반환경공학회 2003 학술발표회 논문집*, pp. 87~93.
4. 아시아航測株式会社(2007), <http://www.ajiko.co.jp/bousai/tottori/tottori.htm>.
5. 石原研而(1998), 土質動力學の基礎, 鹿島出版社, pp. 253~258.
6. 石原研而, 渡辺忠雄(1972), 飽和土の液状化および粒度と間ゲキ比の影響, 第7回土質工学会研究発表会, pp. 313~316.
7. 宋炳雄, 安原一哉, 村上哲, 小峯秀雄(2004), 余裕間隙比の概念に基づいた比塑性シルトの繰返し強度と剛性低下の評価, *土木学会論文集*, 第764/III-67, 土木学会, pp. 11~24.
8. 土木学会(1993), 1990年フィリピン・ルソン地震震害調査報告, *土木学会*, pp. 175.
9. 地盤工学会(2000a), 1999年トルコ・コジャエリ地震, 台湾集集地震調査報告書, 地盤工学会(CD-ROM).
10. 地盤工学会(2000b), 土質試験の方法と解説, 第一回改訂版, 地盤工学会, pp. 425~725.
11. 地盤工学会(2001), 地盤・基礎構造物の耐震設計, 地盤工学・実務シリーズ13, 地盤工学会, pp. 417.
12. 地盤工学会(2002), 平成12年鳥取県西部地震災害調査報告書, 地盤工学会(CD-ROM).
13. 地盤工学会(2004), 1964年新潟地震液状化災害ビデオ・写真集, 地盤工学会(CD-ROM).
14. 福井大学雪氷研究室(2007), http://snowy.web.infoseek.co.jp/archive/eq_resource/kojima/kojima.html
15. 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—, *土質工学会論文報告集*, Vol. 17, No. 2, pp. 65~73.
16. 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—, *土質工学会論文報告集*, Vol. 18, No. 3, pp. 75~83.
17. 耐震工学委員会(1990), 로마브리타地震被害調査報告, *土木学会論文集*, 第424, III-14, pp. 19~68.
18. Boulanger, M. W., Meyers, L., H., Mejia, L., H. and Idriss, I. M.(1998), Behavior of a fine-grained soil during the Loma Prieta Earthquake, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, No. 1, pp. 146~158.
19. EERI(2007), http://www.eeri.org/lfe/usa_northridge_photo_gallery.html.
20. Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.(1990), Liquefaction-induced large ground displacement and resulting damage, *Journal of Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 6, pp. 9~14.
21. Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.(1996), Liquefaction-induced ground displacement and its related damage to lifeline facilities, *Journal of Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the Jan. 17 1995 Hyogoken-nambu Earthquake*, pp. 81~97.
22. 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.

23. Ishihara, K. and Yasuda, S.(1980), Cyclic strength of undrained cohesive soil of western Tokyo, *Proc. International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*, pp. 57~66.
24. 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.
25. Song, B.(2003a), *Evaluation for lateral flow of non-plastic silt induced by earthquakes*, Doctoral dissertation, Ibaraki University, Hitachi, Japan, pp. 15~44.
26. Song, B.(2003b), 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.
27. Song, B., Yasuhara, K. and Murakami, S.(2004), Direct simple shear testing for post-cyclic degradation in stiffness of non-plastic Silt, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27, No. 6, ASTM, pp. 607~613.
28. UCSC(2007), <http://www.es.ucsc.edu/~es10/fieldtripEarthQ/Damage1.html>.
29. USGS(2007), http://earthquake.usgs.gov/regional/states/events/1964_03_28.php

(접수일: 2007. 4. 24 심사일: 2007. 5. 18 심사완료일: 2007. 7. 7)