

모래-고무 혼합재의 변형을 크기에 따른 거동 특성 Characteristics of Sand-Rubber mixtures with Strain Level

이창호¹⁾, Changho Lee, 쩡꽁흥²⁾, Q. Hung Truong, 엄용훈³⁾, Yong-Hun Eom, 이종섭⁴⁾, Jong-Sub Lee

- 1) 고려대학교 건축·사회환경공학과 박사후연구원, Postdoctoral Fellow, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, Korea University
- 2) 고려대학교 건축·사회환경공학과 박사과정, Ph.D. Student, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Korea University.
- 3) 고려대학교 건축·사회환경공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, Korea University
- 4) 고려대학교 건축·사회환경공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, Korea University

SYNOPSIS : Engineered mixtures composed of rigid sand particles and soft rubber particles are tested to investigate their behavior with strain level. Mixtures are prepared with different volumetric sand fractions (sf) to identify response using small strain resonant column, intermediate strain oedometer, and large strain direct shear tests. The small strain shear modulus and damping ratio are determined with volumetric sand fractions. The asymmetric frequency response curve increases with decreasing sand fraction. Linear responses of shear strain and damping ratio with shear strain are observed at the mixture of sf=0.2. Vertical strain increases with decreasing sand fraction. Mixtures with $0.4 \leq sf \leq 0.6$ show the transitional stress-deformation behavior from rubber-like to sand-like behavior. The friction angle increases with the sand fraction and no apparent peak strength is observed in mixture without sf=1.0.

Key words : Damping, Peak strength, Resonant frequency, Sand-rubber mixtures

1. 서 론

최근 들어 재활용 재료를 이용한 다양한 건설 재료들이 사용되고 있다. 이러한 새로운 건설재료로는 폐어망을 활용한 경량보강토 (김윤태 외 2007), 파쇄 유리를 활용한 Glass-Dredged Material (Grubb et al. 2006a, 2006b), 그리고 페타이어를 활용한 Engineered Soil (이종섭 외 2006) 등이 대표적이다. 이 중 페타이어의 활용은 환경적인 문제와 경제적인 문제를 동시에 해결하는 가장 바람직한 방법으로 평가 받고 있다. 토목 분야에서는 페타이어는 고속도로 교대 성토체 (Bosscher et al. 1997), 경량 뒷채움재 (Ahmed and Lovell 1993), 보강토 옹벽 재료 (Humphrey and Manion 1992; Garga and O'Shaughnessy 2000), 아스팔트 포장 재료 (Eleazer and Barlaz 1992) 등으로 활용되기도 한다. 이러한 페타이어의 현장 적용은 대부분 페타이어 자체를 이용하거나 크기가 상당히 큰 타이어 칩 (tire chip)을 활용한 경우가 대부분이었다. 그러나 이러한 페타이어 자체 및 타이어칩의 활용은 토목 구조물의 심미적인 관점에서는 상당한 저해 요인으로 지적되고 있다.

본 연구에서는 유사한 크기의 ($D_{\text{rubber}}/D_{\text{sand}} \approx 1$) 고무-모래 혼합재인 Engineered Soil (rigid-soft particle mixture)의 변형을 크기에 따른 거동을 분석하였다. 준비된 Engineered Soil은 공진주시험, 압

밀 시험 및 직접전단 시험을 실시하여 미소변형을 하의 전단탄성계수 및 감쇠 특성, 중간변형율의 변형 특성 및 구속탄성계수의 변화, 그리고 대변형의 내부마찰각의 변화 양상을 연구하였다.

2. 실내 실험

2.1 시료 조성

단단하고 모나며 균등한 주문진 모래 (Jumunjin 20/30 sand, $D_{50} = 0.72\text{mm}$) 입자와 연약한 분쇄타이어 분말 고무 입자 (shredded tire, $D_{50} = 0.72\text{mm}$)로 구성된 Engineered Soil을 준비하였다. 사용된 모래와 분말 고무의 재료적 특성을 표 1에 요약하였다. 모래 입자와 고무 입자의 평균 입자 크기비는 약 1이다 ($D_{\text{sand}} / D_{\text{rubber}} \approx 1$). 두 입자의 사진은 그림 1에 나타내었다.

다양한 모래부피비 (sand volume fraction $sf = V_{\text{sand}}/V_{\text{total}}$)에 따른 Engineered Soil의 거동 파악을 위해서 모래부피비 0 (rubber), 0.2, 0.4, 0.5, 0.6, 0.8, 그리고 1.0 (sand)인 시료를 준비하였다. 준비된 시료는 재료분리에 유의하여 각 시험별 시료를 조성하였다. 시료 조성 후 각 시료의 초기 상태 파악을 위하여 시료 높이를 측정하였다.

표 1. 분쇄 타이어 분말 고무와 모래의 재료적 특성.

Material properties	Rubber	Jumunjin Sand (20/30)
Specific gravity	1.15~1.16	2.62
Shear modulus [MPa]*	1	≈100
Poisson's ratio*	0.49	0.3
D_{50} [mm]	0.72	0.72
e_{max}	-	0.87
e_{min}	-	0.60
Mass density [g/cm^3]	0.53	1.67

Note: * value relevant to the material that makes the particles.

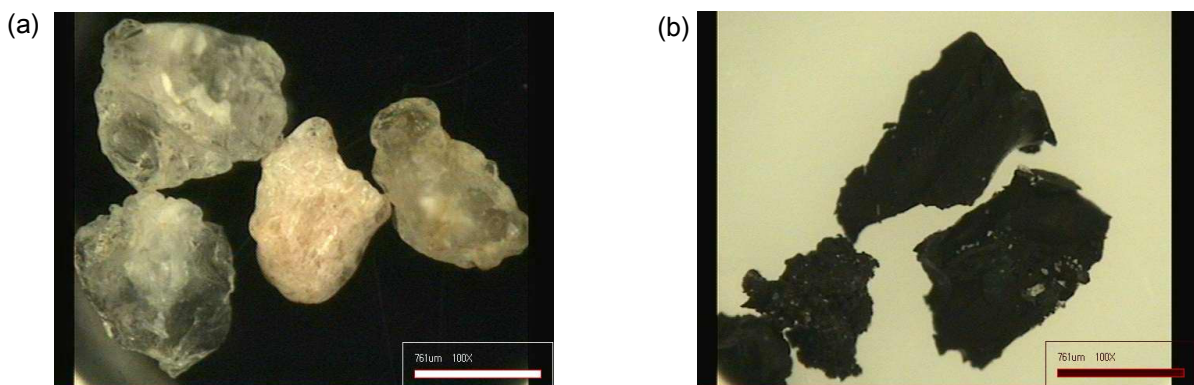


그림 1. 사용 재료: (a) 모래; (b) 고무 입자.

2.2 실험 계획

변형을 크기에 따른 Engineered Soil의 특성 파악을 위하여 공진주시험, 압밀시험, 그리고 직접전단 시험을 실시하였다. 공진주시험은 평균유효 구속응력 20kPa, 40kPa, 80kPa의 단계로 높여가며, 시료의 상단부를 자유 조건으로 유지하면서 비틀력을 재하하는 방식으로 실험하였다. 시험 시료는 직경 약 50mm, 높이 약 100mm로 성형하였다. 압밀시험은 직경 74mm의 압밀셀을 이용하여 재하 및 제하 시험을 실시하였으며 하중단계는 각 단계별로 2배씩을 가하였다. 최대 수직 유효응력은 약 640kPa을 가하였으며, 고무 입자는 시간의존적인 변형 거동을 나타내므로 각 하중단계는 30분 동안 동일하게 유지하였으며 각 하중 단계별로 수직변위를 측정하였다. 직접전단시험은 구속응력 10kPa, 20kPa, 40kPa의 단계로 실시하였다.

3. 실험 결과

3.1 미소변형 공진주시험

그림 2는 구속응력 80kPa에서 얻은 모래부피비 0.2 및 0.8 시료의 주파수 응답곡선이다. 두 시료 모두 입력 신호의 크기에 따라 측정 신호의 크기가 증가하였다. 모래부피비 0.8 시료의 경우 저변형율 하에서 좋은 좌우대칭관계를 보였으나 변형율이 증가함에 따라 주파수 반응곡선의 대칭성을 상실하였으며, 모래부피비 0.2의 시료는 모든 변형율 영역에서 비대칭을 보였다. 공진주 실험에 의한 재료의 감쇠비 결정은 일반적으로 자유진동감쇠법 (free-vibration decay method)와 하프-파워 대역폭법 (half-power bandwidth method) 등 두 가지 방법을 주로 사용한다 (Kim 1991). 그러나 그림 2와 같이 주파수 반응 곡선에서 상당한 비대칭성을 보이는 Engineered Soil의 경우 재료의 감쇠비 결정을 위하여 좌우 대칭의 주파수 응답곡선을 전제로 한 하프-파워 대역폭법보다는 자유진동감쇠법의 적용이 더욱 타당하다고 판단된다.

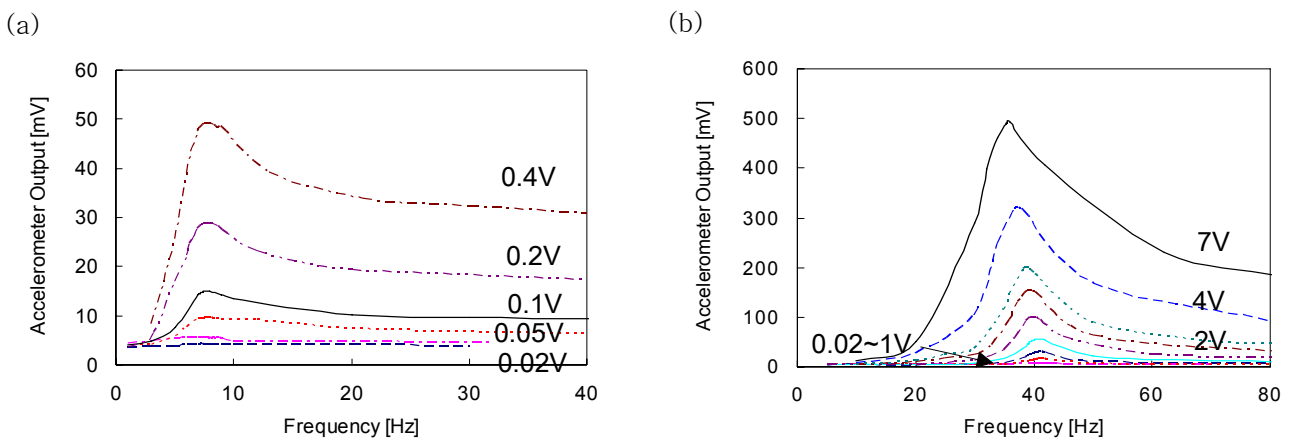


그림 2. 주파수 반응곡선: (a) sf=0.2; (b) sf=0.8. 그림 내 숫자는 입력 신호의 크기임.

일반적으로 동적변형특성인 전단탄성계수와 감쇠비는 전단변형율의 크기에 따라 비선형적 거동을 보인다 (Kim 1991). 저변형율영역 ($10^{-4}\%$ 이하)에서는 일정한 최대값을 가지며 감쇠비는 최소값을 가진다. 이 때의 전단탄성계수 및 감쇠비를 각각 최대전단탄성계수 (G_{max}) 및 최소감소비 (D_{min})라 한다. 그림 3은 각 구속응력하에서 얻어진 공진주파수 및 전단변형율로부터 구한 모래부피비 0.2 및 0.8 시료의 정규화 전단탄성계수 및 감쇠비 곡선을 나타낸다. 모래부피비 0.8 시료의 경우 전단탄성계수 및 감쇠비 모두 저변형율 영역에서 일정한 값을 보이다 전단변형율이 증가함에 따라 감소하는 비선형적 거동을 확인할 수 있었다. 그러나 모래부피비 0.2 시료의 경우 전단탄성계수와 감쇠비 모두 전단변형율 ($10^{-1}\%$) 이상의 구간까지 일정한 값을 보이며 전단변형율에 따른 비선형적 거동을 관찰할 수 없었다. 이는 고무의 낮은 강성과 큰 감쇠의 영향으로 판단된다.

그림 4는 모래부피비에 따른 선형한계변형율 및 최소감쇠비를 나타낸다. 선형한계변형율은 측정값을 바탕으로 G/G_{max} 가 약 0.98인 점을 기준으로 결정하였으며, 최소감쇠비는 각 구속응력에서의 값을 평균하여 결정하였다. 선형한계변형율과 최소감쇠비 모두 모래부피비가 감소함에 따라 증가하는 경향을 보였다. 특히 모래부피비 0.2 시료의 경우 전단변형율 0.2%에서도 선형한계를 보이지 않았다. 또한 최소감쇠비 역시 약 30%로 매우 큰 값을 보였다. 선형한계변형율과 최소 감쇠비 모두 모래부피비 0.8 이하에서 급격한 증가를 보였다. 모래부피비 0의 시료의 경우 재료자체의 큰 감쇠현상으로 인하여 비틀력 재하에 따른 정상적인 정현파 신호가 측정되지 않아 결과값을 측정할 수 없었다.

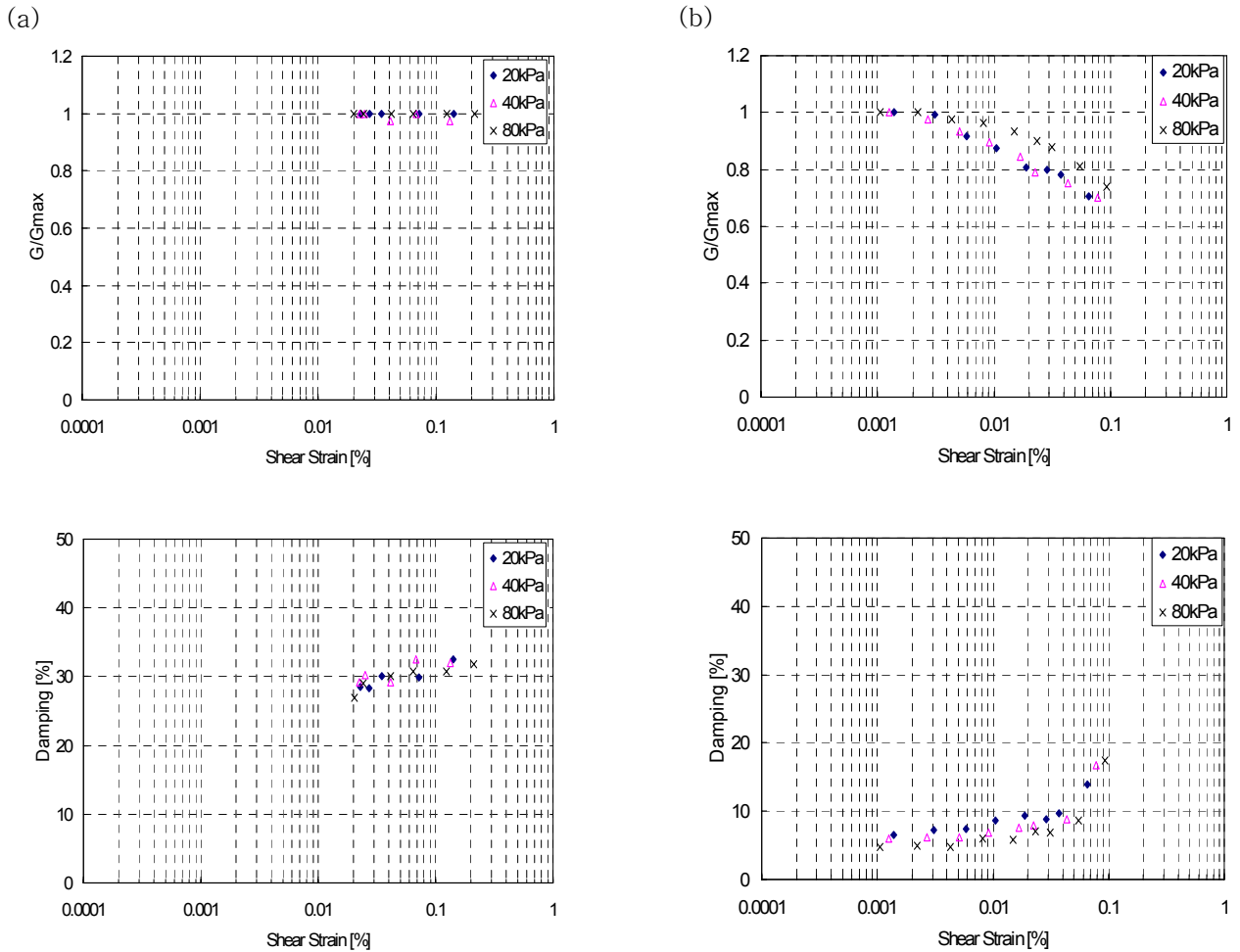


그림 3. 정규화 전단탄성 계수 및 감쇠곡선: (a) sf=0.2; (b) sf=0.8.

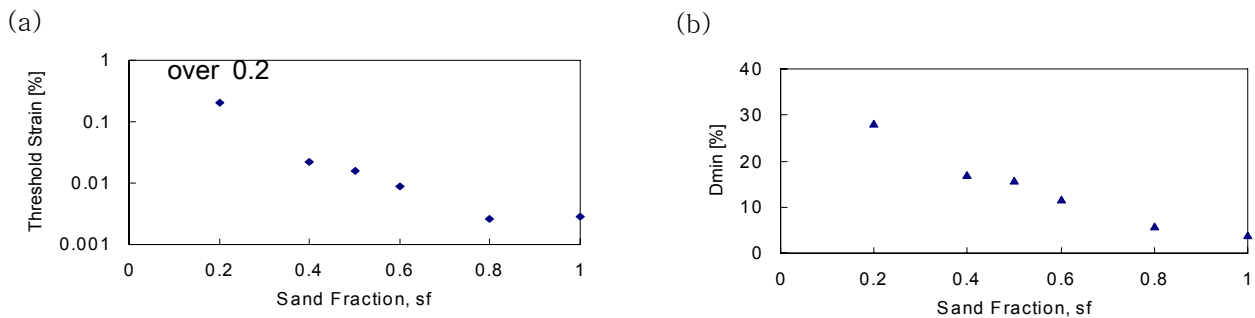


그림 4. 모래부피비에 따른 선형한계변형율과 최소감쇠비 변화: (a) 선형한계변형율; (b) 최소감쇠비.

3.2 중간변형 압밀시험

모래부피비 0, 0.5, 0.8 그리고 1.0 시료의 횡방향 구속 1차원 응력-변형 거동 양상을 그림 5에 나타내었다. 모든 하중단계에서 모래 부피비가 감소함에 따라 수직 변형은 증가하였다. 또한 모든 Engineered Soil은 제하 후 잔류 침하량을 보였으며 순수 고무의 경우 순수 모래의 약 20배 정도의 잔류 침하를 보였다. $0.4 \leq sf \leq 0.6$ 시료는 고무유사거동과 모래 유사거동 사이의 전이 응력-변형 거동을 보인다.

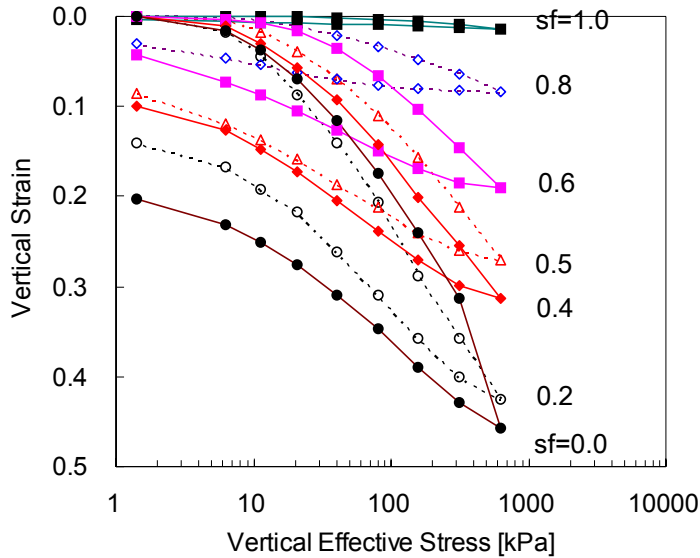


그림 5. 수직 유효 응력에 따른 수직 변형.

e-log σ 곡선에서 각 하중 단계별 압축지수 (C_c) 및 팽창지수 (C_s), $C_c \& C_s = \pm \Delta(\log \sigma_v') / \Delta \epsilon_z$ 를 계산하여 그림 6에 도시하였다. 압축지수의 경우 $0.0 \leq sf \leq 0.6$ 의 시료는 수직응력 약 100kPa~200kPa에서 최대값을 보이며 나머지 시료는 수직응력의 증가에 따라 증가하는 경향을 보인다. 팽창지수 최대값은 수직응력 약 40~100kPa 구간, $sf \leq 0.6$ 의 시료에서 관찰된다. 이는 수직변형에 따른 고무 입자의 찌그러짐에 의한 K_0 값의 변화와 관계된다고 판단된다.

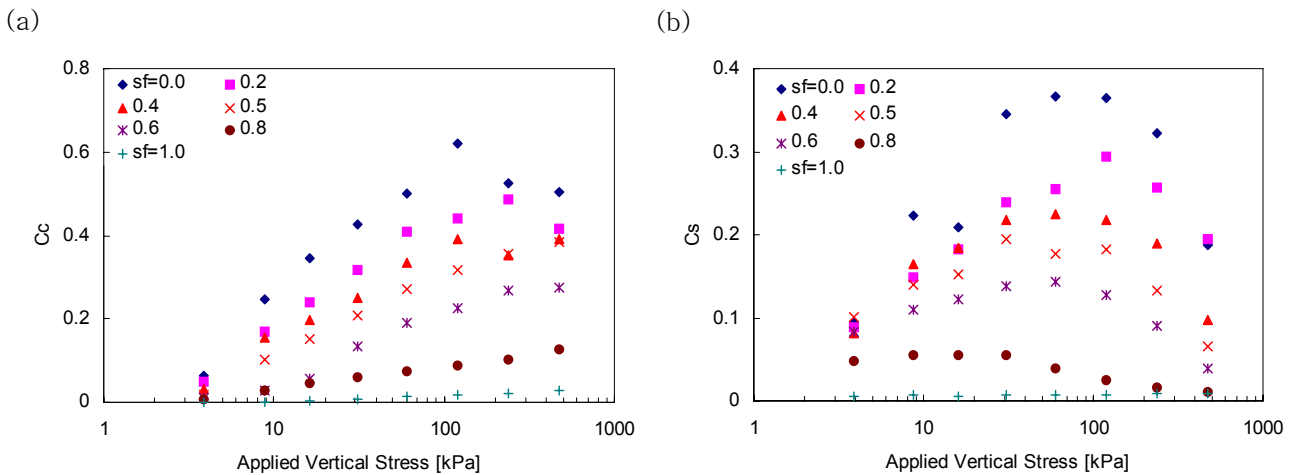


그림 6. 수직 유효 응력에 압축지수 및 팽창지수.

3.3 대변형 직접전단시험

구속응력 40kPa하에서 직접전단시험 시 얻은 모래부피비 1.0, 0.8, 0.6, 0.2, 그리고 0.0시료에 대하여 전단응력-수평변형율의 관계를 그림 7(a)에 도시하였다. 모래부피비 1.0 즉 순수 모래 시료의 경우 첨두 전단 강도를 보인 후 지속적인 수평변형율 증가에 따라 극한 전단강도의 값을 보인다. 반면에 나머지 시료의 경우 느슨한 모래와 유사하게 수평변형율 증가에 따라 지속적으로 전단응력이 증가하다가 극한 상태에서 파괴되는 현상을 보인다. 그림 7(b)는 모래부피비에 따른 첨두 및 극한 내부 마찰각의 변화를 도시하였다. 극한 내부마찰각은 수평변형율 $\epsilon_1=16\%$ 에서의 전단강도로부터 계산한 값이다. 극한내부마찰각의 경우 모래부피비의 증가에 따라 증가하는 경향을 보인다 모래부피비 0.6이상의 시료에서는 거의 일정한 값을 보이며, $sf \leq 0.8$ 의 시료는 첨두마찰각과 극한마찰각이 동일한 것으로 관찰되었다.

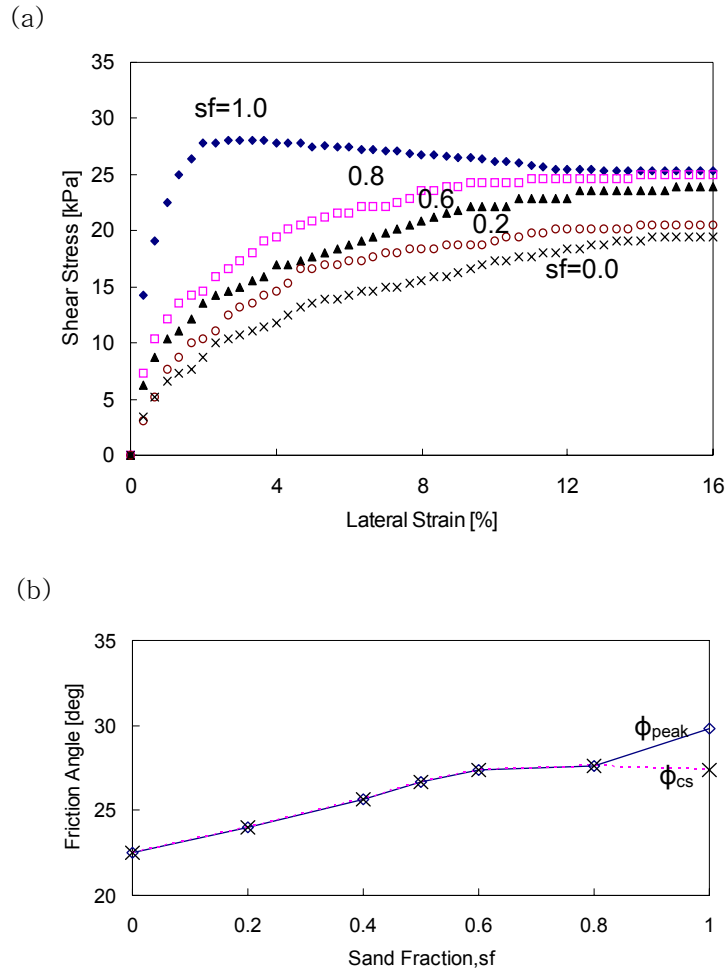


그림 7. 직접전단 시험 결과: (a) 전단응력-수평변형율 관계; (b) 첨두 및 극한 내부마찰각.

5. 요약 및 결론

단단한 모래입자와 연약한 고무입자로 이루어진 다양한 모래부피비를 가지는 Engineered Soil를 변형율 크기에 따른 거동을 분석하였다. 유사한 평균 유효 입경을 가지는 고무 입자와 모래 입자를 이용하여 실험을 실시하였다 ($D_{sand} / D_{rubber} \approx 1$). 변형율 크기에 따른 거동 파악을 위하여 미소변형 공진주시험, 중간변형율 압밀시험, 그리고 대변형율 직접전단시험을 실시하였으며, 주요 관찰 사항을 요약하면 다음과 같다.

- 모래부피비가 증가함에 따라 주파수반응곡선의 비대칭성이 심해지며, 고무의 낮은 강성과 재료적 큰 감쇠 현상으로 인하여 모래부피비 0.2시료는 전단변형율에 따른 전단탄성계수와 감쇠비의 비선형적 거동이 관찰되지 않았다. 선형한계변형율과 최소감쇠비는 모래부피비의 감소에 따라 증가하는 경향을 보였으며, 모래부피비 0.8이하에서 급격한 증가가 관찰되었다.
- 모래부피비가 감소함에 따라 횡방향구속수직변형은 증가하는 경향을 보였으며, 모든 Engineered Soil은 잔류침하를 보였다. 수직변형에 따른 고무 입자의 찌그러짐과 K_0 값의 변화에 의해 압축지수의 경우 $0.0 \leq sf \leq 0.6$ 시료에서 수직응력 약 100kPa~200kPa에서 최대값을 보이며, 팽창지수의 경우 $sf \leq 0.6$ 의 시료, 약 40~100kPa 구간에서 최대값이 관찰되었다.
- 침두 및 극한 내부 마찰각 모두 모래부피비가 증가함에 따라 증가하는 경향을 보였으며 극한마찰각의 경우 모래부피비 0.6이상의 시료에서는 거의 일정한 값을 보이며, $sf \leq 0.8$ 의 시료는 침두 마찰각과 극한마찰각이 동일한 것으로 관찰되었다.

6. 참고문헌

1. 김윤태, 김홍주, 이종섭 (2007). “섬유혼합 보강 경량토의 역학적 특성에 관한 실험적 연구.”, **대한토목학회논문집**, 제27권 제3C호, 195--202.
2. 이종섭, 이창호, 이우진, 산타마리나 (2006). “Engineered Soils의 특성”, **한국지반공학회논문집**, 제 22권, 제 8호, 129-136.
2. Ahmed, I. and Lovell, C. W. (1993). "Rubber soils as light weight geomaterials." *Transportation research record* 1422. Transportation Research Board, 61-70.
5. Bosscher, P. J., Edil, T. B., and Kuraoka, S. (1997). "Design of highway embankments using tire chips." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 123(4), 295-304.
6. Garga, V. K. and O'Shaughnessy, V. (2000). "Tire-reinforced earthfill. Part 1: Construction of a test fill, performance, and retaining wall design." *Can. Geotech. J.*, 37(1). 75-96.
7. Grubb D. G., Gallagher P. G., Wartman J. Liu Y., and Carnival III M. (2006a). "Laboratory evaluation of crushed glass-dredged material blends." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132(5), 562-576.
8. Grubb D. G., David A. F., Sands S. C. Carinivale III M. Wartman J., and Gallagher P. M. (2006b). "Field evaluation of crushed glass-dredged material blends." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132(5), 577-590.
9. Kim D. S. (1991). Deformational characteristics of soils at small to intermediate strain from cyclic tests, PhD. dissertation, University of Texas at Austin.