

실험적 연구를 통한 퇴적암의 한계변형률 특성에 관한 연구

Experiments Study on Critical Strain Properties of Sedimentary Rocks

이재호¹⁾, Jae-Ho Lee, 김영수²⁾, Young-Su Kim, 김광일³⁾, Guang-Ril Jin, 박장호⁴⁾, Jang-Ho Park, 박시현⁵⁾, Si-Hyun Park

1) 경북대학교 토목공학과 박사 후 연구원, Post-Doctoral Researcher, Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University.

2) 경북대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University.

3) 경북대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University.

4) 경북대학교 토목공학과 석사과정, master course, Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University.

5) 한국시설안전기술공단 지하시설실 팀장, Director, Dept. of Underground Structure, KISTEC.

SYNOPSIS : The hazard warning levels are necessary for the rational design and safety construction of underground space, as mountain and urban tunnel. Sakurai provided the hazard warning levels for assessing the stability of tunnels using the critical strain of rock mass, which is defined as a ratio between uni-axial compressive strength and the Young's modulus.

The concept of critical strain guidelines is introduced in this study for the assesment of tunnel safety during excavation. Moreover, in this paper, the critical strain properties of sedimentary rock in Korea has investigated and analysed in detail by Lab. test, as the uniaxial compression tests. Finally, critical strain properties of sedimentary rock is discussed the relationship of failure strain values, uniaxial compression strengths and Young's modulus.

Key words : critical strain, sedimentary rock, unconfined compressive strength, lab Test.

1. 서론

최근 국내에는 댐, 터널, 지하공동, 사면 등의 암반구조물 건설 중이거나 설계단계에 있다. 기존의 토목구조물 교량 등의 설계는 사용되는 재료의 특성이나 하중을 정확히 알 수 있으므로 허용응력 설계법에 의하여 실시되는 경우가 많다. 그러나 터널과 같은 지하구조물에서는 복잡한 지층구성 등의 영향으로 초기응력의 크기, 방향이 명확하지 않고 또한 경제적이면서도 효율적으로 응력을 측정하는 것은 현재로서는 아직 곤란하다. 최근, 설계 및 시공 중 터널 및 지반의 안정성평가를 위한 관리기준치로서 변위 개념의 용이성, 정확성, 효율성 그리고 경제성에서 응력 개념보다 유리한 것으로 판단되어 많이 적용되고 있는 실정이다(Sakurai, 1982). Sakurai(1982) 등은 암반지하구조물에서의 응력계측보다 비교적 쉽고 효율적으로 측정할 수 있는 암반변위를 계측하여 구조물의 안정성을 평가하는 「직접변형률 평가법」 및 그 기준치로 되는 한계변형률과 한계변형률 도표를 제시하였다(Sakurai, 1982). 여기서 한계변형률은 불연속면이나 불균질성 등의 영향을 크게 받지 않으며, 환경의 변화에 대하여서도 안정한 고유 값이다(Sakurai, 1982; 1983). Sakurai(1982) 등은 실내실험에서 암석 일축압축강도 시험에서 얻은 한계변형률을 허용치로 하여 지반의 변형률을 추정하여 터널의 안정성을 평가한 결과 양호한 결과를 얻었다(櫻井春輔, 1986).

Sakurai(1982)는 화강암, 응회암, 역암, 사암, 실트암, 이암, 모래, 실트까지 의 일축압축강도와 한계 변형률 상관관계 도표를 제안하였으며 The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers(2004)에서도 터널 안정성 평가지표로 Sakurai의 한계변형률이용하고 있다.

우리나라에 직접변형률 평가법을 적용하여 지하구조물의 안정성을 평가함에 있어서 특정 암석에 대한 일축압축강도와 한계변형률의 상관특성을 명확히 하고 기존의 연구 성과와 비교검토 할 필요성이 있다.

아래 그림 1은 우리나라에 분포하고 있는 암석의 일축압축 강도범위를 나타낸 것이고 그림 2는 대표적인 퇴적암의 범위를 나타낸 것이다(암석과 암반, 1980).

본 연구에서는 경상누층군의 쇄설성 퇴적암 셰일 등에 대하여 실내 일축압축실험을 실시하였으며 퇴적암 계열 암석 한계변형률 및 파괴 변형률에 대하여 고찰하고 Sakurai의 한계변형률 도표를 재평가 하여 국내지반 퇴적암 암석의 한계변형률 특성을 규명하고자 하는데 목적을 두고 있다.

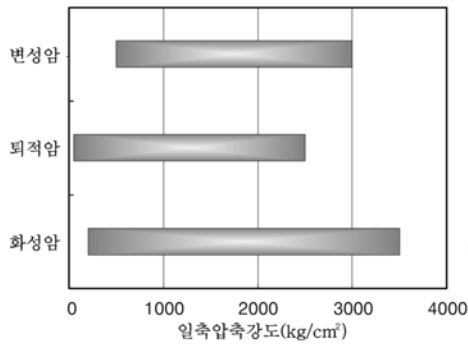


그림 1. 한국 암석의 강도 특성

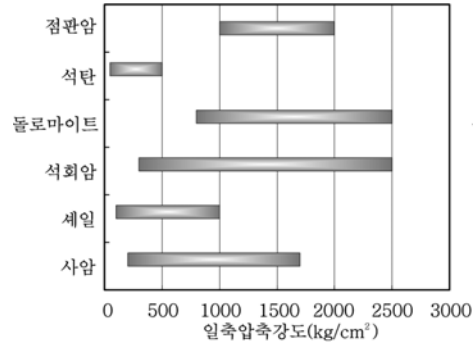


그림 2. 한국 퇴적암의 강도특성

2. 암석의 한계변형률과 파괴변형률

2.1 한계변형률 및 파괴변형률의 정의

한계 변형률은 일축 압축 강도와 접선탄성계수의 비로서 정의된다(Sakurai, 1982).

$$\epsilon_0 = \sigma_c / E_i \quad (1)$$

ϵ_0 은 한계 변형률을, σ_c 는 일축 압축 강도를, E_i 는 접선탄성계수를 나타낸다. 다음 그림 3은 한계변형률 및 파괴변형률의 정의를 나타내는 모식도이다. 그림에서 ϵ_0 는 한계변형률, ϵ_f 는 파괴변형률, E는 탄성계수, σ_c 는 일축압축강도, R_f 는 파괴비를 나타낸다.

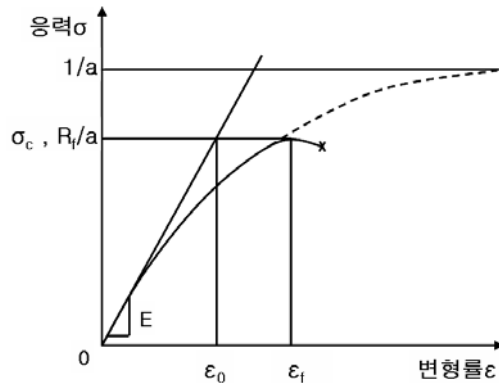


그림 3. 암석의 일축압축응력상태에서의 응력-변형곡선

2.2 한계변형률과 파괴변형률의 관계

한계변형률은 일축압축강도와 초기 접선탄성계수의 비로서 정의 된다. 본 연구에서는 연구의 일관성을 위하여 접선 탄성계수 E_{50} 을 이용하여 한계변형률을 산정하였다. 암석의 일축 압축 응력상태에서 응력~변형곡선은 Dancun(1970)에 의해 제안되었고 일반적으로 쌍곡선으로 나타내어진다.

$$\sigma = \epsilon / (b + a\epsilon) \quad (2)$$

여기에서 $b = 1/E_i$ 이고, E_i 는 접선탄성계수를 나타낸다. $\sigma = \frac{\sigma_c}{2} = \frac{R_f}{2a}$ 를 식(2)에 대입하여 즉 일축압축 강도의 50%에서의 변형률을 구하면 다음 식 3과 같다.

여기서 R_f 는 파괴비를 나타내는 파라메타이다. 또한, σ_c 는 일축 압축 강도를 나타내고 있다

$$\epsilon = \frac{b}{a} \left(\frac{R_f}{2 - R_f} \right) \quad (3)$$

초기접선탄성계수 E_i 와 E_{50} 은 식 (4) 식(5)로 나타낼 수 있다.

$$E_i = \frac{b}{(b + a\epsilon)^2} \quad (4)$$

$$E_{50} = \frac{(2 - R_f)^2}{4b} \quad (5)$$

E_i 가 완전 탄성체라고 가정하면 일반적으로 E_i 를 E_{50} 으로 보는 경우가 많다. 식 (5)에서 구한 변형 계수를 이용하여 한계 변형률을 구하면 다음 식 (6)과 같다.

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma_c}{E_{50}} = \frac{b}{a} R_f \frac{4}{(2 - R_f)^2} \quad (6)$$

ϵ_f 를 파괴시의 변형률이라고 하면 다음 식 (7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_f = \frac{(\sigma_c/E_i)}{(1 - R_f)} = \frac{\epsilon_0}{(1 - R_f)} \quad (7)$$

식 (7)에서 파괴 변형률 ϵ_f 은 R_f 와 ϵ_0 또는 σ_c 와 E_i 를 알면 구할 수 있으며 ϵ_f 는 R_f 가 정수라면 ϵ_0 에 비례하는 것을 알 수 있다. R_f 는 암석이 선형 변형 후 돌연 파괴에 이르게 되는 경우에는 0이 되며 일반적으로 $0 < R_f < 1$ 의 범위를 가진다.

2.3 한계변형률의 적용 사례

Sakurai(1982)는 여러 종류의 흙 또는 암석에 대하여 한계변형률과 일축압축강도와의 관계를 그림 4와 같이 나타내었다. 그림 4에서 한계변형률은 일축압축강도의 증가와 함께 감소하고, 화강암과 같은 경암까지 연속적으로 변화하는 경향이 관찰되었다. 암석에 대하여서는 0.1~1.0%토사에 대하여서는 0.1%~8.0%범위에 분포하는 것을 알 수 있다(Sakurai, 1982).

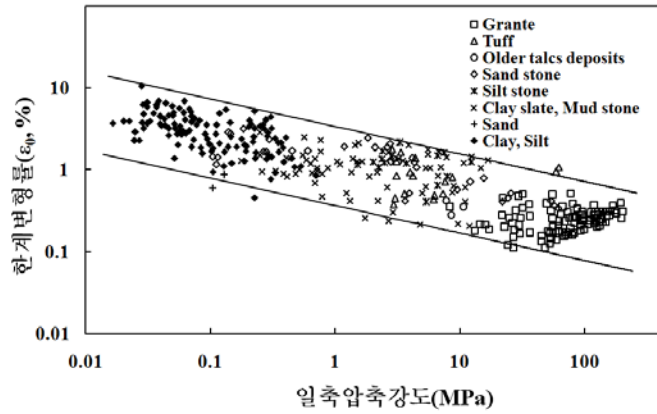


그림 4. 토사 및 암석에서의 ϵ_0 와 σ_c 의 관계

Sakurai(1982, 1998)는 실내 실험결과를 통하여 한계변형률과 일축압축강도 개념을 정립한 다음 터널에서 예측되어진 변위와 원 지반 일축압축강도, 막장 안정성유무에 관한 관계를 그림 5와 같이 분석하였다. 그림 5(a)에서는 굴착으로 인하여 발생하는 천단변위를 터널 직경으로 나누어 그 값을 종축의 변형률로 설정, 그림 5(b)에서는 지중변형률을 측정하여 종축의 변형률로 설정 하였으며 천단변위, 지중변위를 측정된 지반에서의 일축압축강도를 횡축으로 하여 각각 표시한 것이다(Sakurai, 1982, 1997, 1998). 그림 5(a), (b)에서 터널 시공 도중에 변상이 발생한 경우와 발생하지않는 경우에 대하여 예측치의 분포가 뚜렷이 구분되는 것을 알 수 있다. 한계변형률 개념에서 구한 하한 경계치 아래에는 시공 중 아무런 변상이 발생하지 않은 것을 쉽게 확인할 수 있다. 반면, 한계변형률의 상한 경계치에 근접할수록 터널시공 도중에 변상이 발생하여 터널의 안정성에 문제점이 있다는 것을 알 수 있다.

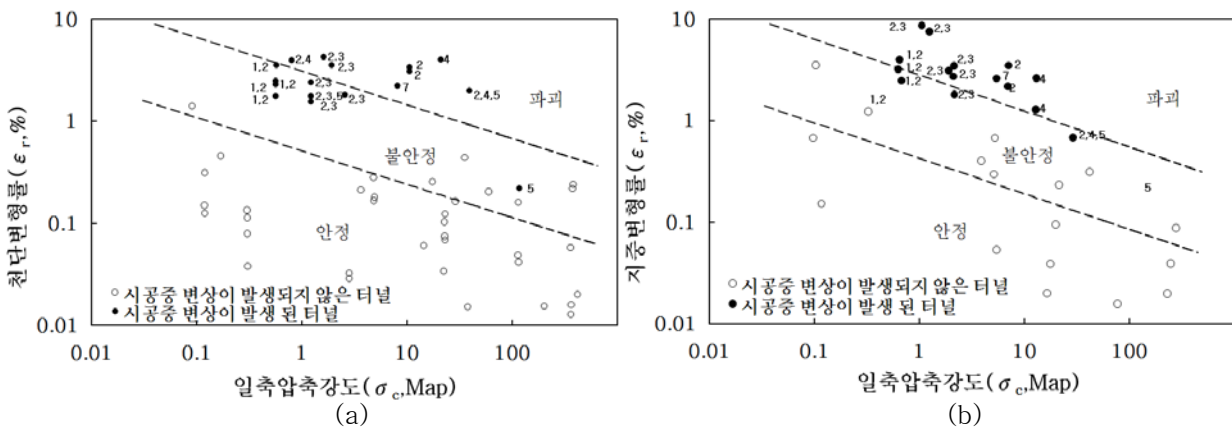


그림 5. 한계변형률의 기준선을 이용한 터널 안정성 평가 사례

영국터널학회(The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers, 2004)는 그림 4의 한계변형률곡선을 설계당시의 천단변형률 관리기준치로서 이용 가능함을 언급하였다. Hoek(1998, 2001)은 타이완에서 시공된 3개소 터널현장의 예측데이터를 천단변형률과 일축압축강도의 관계로 나타내었으며, 지보재로서 특별한 보강공법이 고려된 경우와 고려되지 않은 경우로 나누어서 나타내었다.

그림 6의 결과에서 Hock가 제시한 평가선이 Sakurai가 제시한 한계변형률의 상, 하한 경계선 사이에 놓여 있음을 알 수 있다. 그림 6로부터 Sakurai의 한계변형률은 터널 변형률을 억제하기 위한 대책공법 및 지보설계에 이용될 수 있다고 사료된다.

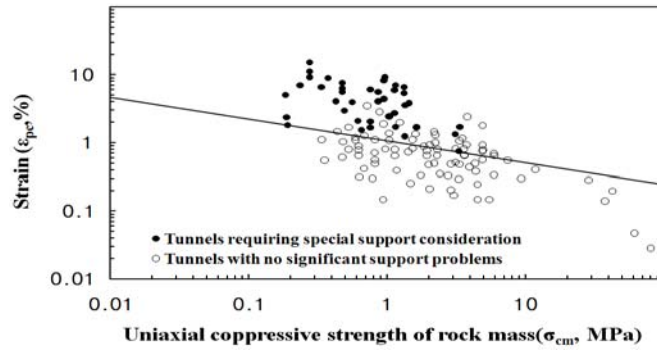


그림 6. 적용된 지보시스템을 고려한 일축압축강도와 천단변형률의 관계

3. 실험 개요

3.1 실험에 사용된 암석 시료

본 연구에서는 한반도 중생대 쥐라기 후기에 있었던 대보조산운동 이후 백악기에 걸쳐 화산 암류를 수반한 두꺼운 퇴적층인 경상누층군의 쇄설성 퇴적암 셰일 등에 대하여 실내 일축압축실험을 실시하였다. 사진 1은 본 연구에 사용된 채취 암석 코어를 나타낸 것이다. 실험에 사용된 암석코어의 물성의 범위를 나타내면 표 1과 같다.



사진 1. 채취시료 사진

표 1. 실험에 사용된 암석 시료의 물리적 성질 범위

암종	물리적 성질				
	단위중량 (g/cm ³)	겉보기비중	흡수율 (%)	탄성파속도	
				P파(km/sec)	S파(km/sec)
퇴적암(셰일)	2.29~2.91	2.42~2.98	0.016~2.71	22.6~130.2	15.9~99.4

3.2 실험 장비 및 실험방법

3.2.1 실험 장비

본 연구에 사용된 실험장비는 만능재하 시험장비를 사용하였으며 최대 재하하중은 100t이며 제어 가능한 최소 재하속도는 1mm/min이다. 아래 사진 2는 재하 장비를 나타낸다.



사진 2. 만능재하시험기



사진 3. 공시체 및 게이지 부착

3.2.2 실험방법(ASTM D 2938 참조)

퇴적암 계열의 암석 한계변형률과 파괴변형률, 일축압축강도, 탄성계수의 관계를 분석하고자 일축압축 강도시험을 수행하였다. 공시체는 직경 50mm 길이 100mm 원주형으로 제작하였으며 공시체 상하 재하 면은 편심을 줄이기 위하여 연마기로 연마 하였으며 종방향, 횡방향 변형률을 측정하기 공시체 측면의 중앙부에 T형으로 변형률 게이지를 부착하였다. 사진 3은 제작 공시체의 제원 및 변형률 게이지 부착을 나타낸 것이다.

일축압축시험은 재하하중 100t 유압재하시험기를 이용하였으며 정적변형률 재하 0.01%/min로 실시하였다.

4. 실험결과 및 고찰

4.1 일축압축시험 결과

암석의 일축압축시험 결과를 정리하면 다음 표 2와 같다. 표 2에 나타난 것처럼 본 연구에서 사용한 세일 암석공시체 축압축강도는 32.5 ~ 115.17MPa 한계변형률은 0.016 ~ 0.31%로, 파괴 변형률은 0.016 ~ 0.31%, 탄성계수는 $15.1 \times 10^3 \sim 72. \times 10^3 \text{MPa}$, 포아송비는 0.195 ~ 0.459, 파괴비 R_f 는 0.02 ~ 0.238의 범위로 나타났다.

표 2. 일축압축시험 결과

일축압축강도 <i>MPa</i>	한계변형률 $\epsilon_0(\%)$	파괴변형률 $\epsilon_f(\%)$	탄성계수 $E_{50} \times 10^3 \text{MPa}$	포아송비 ν	파괴비 R_f
32.5 ~ 115.17	0.016 ~ 0.31	0.016 ~ 0.31	15.1 ~ 72.8	0.195 ~ 0.459	0.02 ~ 0.238

그림 7은 사용된 본 실험에서의 대표적인 퇴적암의 일축압축시험에서의 축변형률과 압축강도의 관계를 나타내었다. 그림에서 알 수 있듯이 본 연구에 사용된 퇴적암 세일 공시체 대부분이 취성 파괴를 나타냄을 알 수 있다. 사진 4는 일축압축강도 시험에서의 파괴된 암석 시료를 나타낸 것이다.

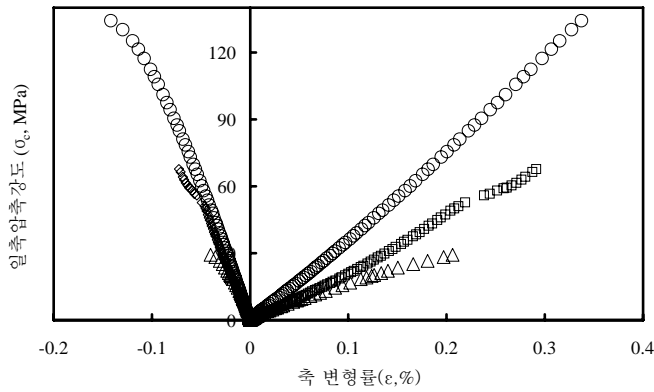


그림 7. 일축압축강도와 축 변형률 관계



사진 4. 암석 공시체의 파괴 장면

4.2 한계변형률의 특성 분석

본 절에서는 퇴적암 계열의 암석공시체에 대한 한계변형률의 특성 분석에 대하여 고찰하고자 한다. 한계변형률과 일축압축강도의 관계를 살펴보면 다음과 같다. 그림 8에 나타난 것처럼 일축압축강도가 증가 할수록 한계변형률은 감소하는 경향을 보였다. 본 실험에서 구한 한계변형률과 일축압축강도를 Sakurai(1982)가 제안한 한계변형률도표와 비교하여 나타내면 다음 그림 9와 같다. 그림에서 알 수 있듯이 국내 퇴적암 세일의 강도가 사쿠라이 직접변형률 평가 도표에 나타난 화강암과 비슷한 위치에 나타나고 있으며 국내 암석의 일축압축강도가 사쿠라이가 제시한 한계변형률 도표의 암석 일축압축강도보다 그 분포 범위가 넓은 것에 기인한 것으로 사료 된다. 그림 10은 본 실험에서의 파괴변형률과 일축압축강도의 관계를 나타낸 것이다.

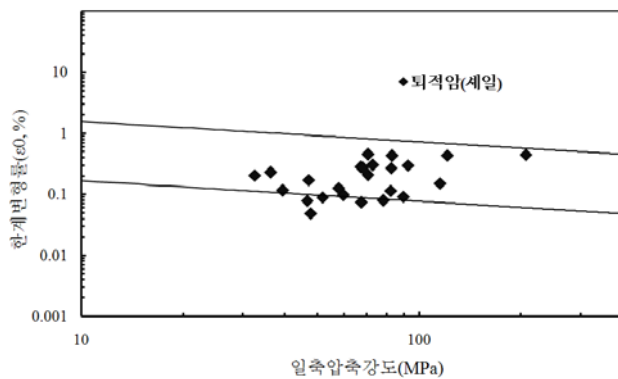


그림 8. 세일의 한계변형률과 일축압축강도

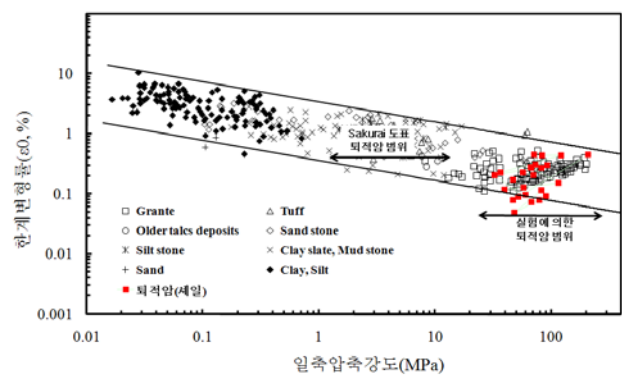


그림 9. 사쿠라이의 한계변형률 도표와의 비교

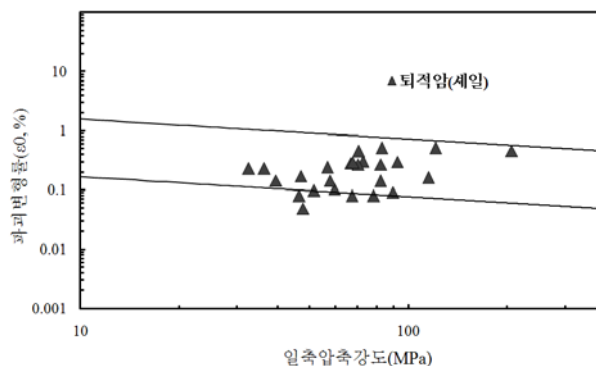


그림 10. 세일의 파괴변형률과 일축압축강도

퇴적암계열의 암석에 대한 파괴변형률/한계변형률비와 일축압축강도의 관계를 살펴보면 그림 11과 같다. 그림에서 알 수 있듯이 일축 압축실험에서의 한계변형률은 파괴변형률의 약 1.0~1.5배 사이로 나타내고 있음을 알 수 있다.

그림 12에 한계변형률과 일축압축실험 파괴비 R_f 의 관계를 나타낸 그림이다. 그림에서 알 수 있듯이 본 실험에서의 R_f 는 0.015~0.25사이로 나타났으며 이는 Sakurai(1982)의 R_f 의 값보다 작은 값을 나타내고 있음을 알 수 있다. 그림 11과 12로부터 본 연구 대상의 퇴적암 계열의 암석은 취성거동을 나타내는 것으로 한계변형률과 파괴변형률이 비슷한 값을 나타내고 있음을 알 수 있다.

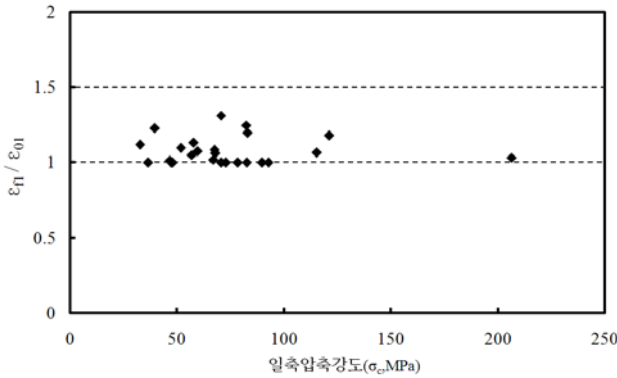


그림 11. 파괴변형률/한계변형률 비와 일축압축강도의 관계

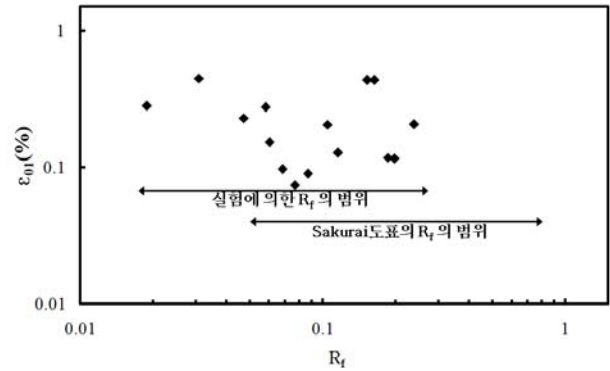
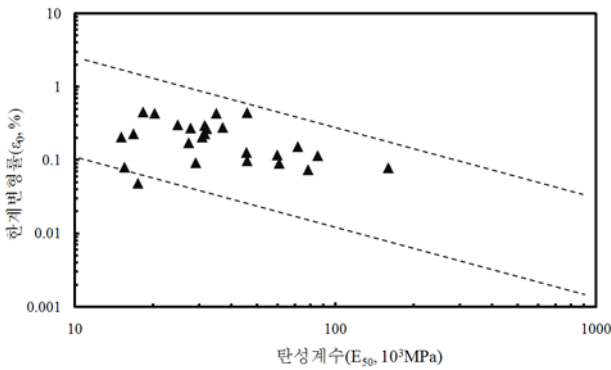
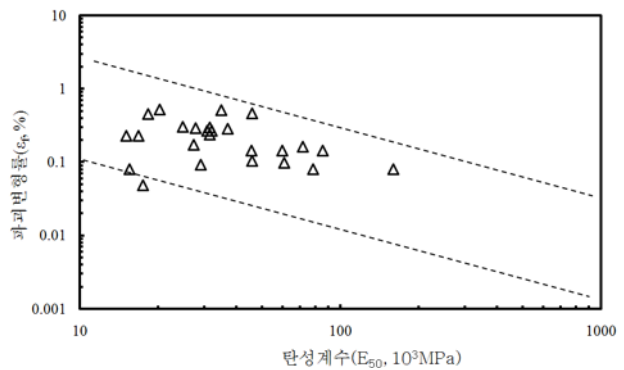


그림 12. 한계변형률과 일축 압축실험 파괴비의 관계

다음 그림 13 (a)는 한계변형률 및 파괴변형률과 접선탄성계수 E_{50} . 그림 13 (b)에 파괴변형률과 접선탄성계수 E_{50} 사이의 관계를 나타낸 것이다. 그림에서 나타난 것처럼 한계변형률, 파괴변형률은 탄성계수가 증가할수록 작아지는 경향을 나타내고 있다. 탄성계수와 한계변형률, 파괴변형률의 선형적인 상관관계가 있는 것으로 나타나므로 현장 적용에 있어서 일축압축강도, 변형률과 탄성계수에 대한 안전성 평가 가이드라인에 대한 보다 많은 연구가 필요할 것으로 사료 된다.



(a)



(b)

그림 13. 한계변형률 및 파괴변형률과 접선탄성계수 E_{50} 사이의 관계

5. 결 론

직접변형률 평가법을 이용하여 암반지하구조물의 안정성을 판정할 경우 한계변형률의 특성을 규명할 필요성이 있다.

본 연구에서는 국내 쇄설성 퇴적암 세일에 대하여 일축압축 실험을 실시하였으며 한계변형률 특성에 대하여 분석하여 기존의 연구결과와 비교·검토하였다. 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 본 연구의 대상으로 되는 퇴적암 세일은 그 강도분포 범위가 32.5 ~ 115.17MPa로 상당히 넓으며 최대로 사쿠라이 도표에서의 화강암의 강도보다 큰 값은 나타내고 있다. 또한 사쿠라이의 한계변형률 도표와 비교한 결과 강도가 낮은 부분에서는 서로 비슷한 분포를 보이고 있다.
2. 한계변형률과 일축압축강도와 탄성계수의 관계를 살펴보면 일축압축강도가 증가 할수록 한계변형률은 감소하는 경향을 보이고 있으며 세일의 파괴변형률은 한계변형률비의 1~1.5배 사이로, R_f 는 0.2~0.25사이로 나타났으며 모두 취성파괴를 나타내고 있음을 알 수 있다. 이는 본 연구대상 세일의 파괴 변형률은 한계변형률에 비하여 그다지 값을 가지고 있지 않으며 안정성평가 도표로서 한계변형률을 사용하여도 무방할 것으로 사료된다.
추후 계속하여 암종 별 일축-한계(파괴)변형률에 대한 특성을 규명하여야 할 것으로 사료 된다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 2005년도 CTRM(05건설핵심 D03-01)에 의해 수행 되었으며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 암석과 암반기초·응용편](1980), **건설부**, pp.48-68.
2. 櫻井春輔, 川嶋幾夫, 土田 晃·小池信司·蓑田知賢·芥川眞一, “不均質性岩盤の限界変形率に対して”, **土木学会論文集**
3. 櫻井春輔, 川嶋幾夫, 大谷達彦(1993) “岩盤の限界ひずみに及ぼす環境要因の影響について”, **土木学会論文集**, No.460/Ⅲ-22, pp.177~180.
4. 櫻井春輔(1986), “NATMにおける現場計測管理基準値”, **土と基礎**, 34-2(337), pp. 5~10.
5. Duncan.J.M & Chang.C.Y (1970), “Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils”, **ASCE, SM5**, pp. 1629-1654.
6. Hoek, E. (2001), “Big tunnels in bad rock”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.127, No.9, pp.726-740.
7. Hoek, E. and Marinos, P. (2000), “Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses”, *Tunnels and Tunnelling*.
9. Grasso, P., Mahtab, A., and Pelizza, S. (1989), “Reinforcing a rock zone for stabilizing a tunnel in complex formations”, In; K. Y. Lo(Editor), *Proc. of Int. Congress on Progress and Innovation in Tunnelling*, Toronto, Canada, Vol.2, pp.663-670.
10. Sakurai, S. (1982), “An evaluation technique of displacement measurements in tunnels”, *Journal of Geotechnical Engineering, JSCE*, Vol.317, pp. 93~100.
11. S.sakurai(1983), “Displacement measurements associated with the design of underground openings”, *In proc, Int. Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, pages 1163-1178, Zurich.
12. Sakurai, S. (1997), “Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 12, No. 4, pp. 453~460.
13. Sakurai, S. (1998), *Practice of Urban Tunnels*, Kajima Publ., p.241.
14. The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers (2004), *Tunnel lining design guide*, Thomas Telford, pp.184.