

Mohr-Coulomb의 파괴기준을 기본으로한 퇴적암의 한계변형을 특성에 관한 연구

Experiments Study on Critical Strain Properties of Sedimentary Rocks based on Mohr-Coulomb Strength Criterion

김영수¹⁾, Young-Su Kim, 이재호²⁾, Jae-Ho Lee, 김광일³⁾, Guang-Ril Jin, 신시언⁴⁾, Shi-un shin, 권태순³⁾, Tea-Soon Kwon, 한희수⁵⁾, Hee-Su Han.

- 1) 경북대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University.
- 2) 경북대학교 토목공학과 박사 후 연구원, Post-Doctoral Researcher, Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University.
- 3) 경북대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University.
- 4) 코오롱 건설주식회사 토목사업본부, Project Manager, Civil Construction Division, KOLON E&C
- 4) 경북대학교 토목공학과 석사과정, Master course, Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University.

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 and triaxial compression tests. Finally, critical strain properties of sedimentary rock on uniaxial and triaxial stress condition is discussed the relationship of failure strain values, uniaxial and triaxial compression strengths, confining pressure and Young's modulus.

Key words : critical strain, sedimentary rock, unconfined compressive strength, triaxial compression apparatus, confining pressure

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 시공중 터널 및 지반의 안정성평가를 위한 관리기준치로서 변위개념의 용이성, 정확성, 효율성 그리고 경제성에서 응력 개념보다 유리한 것으로 판단되어 많이 적용되고 있는 실정이다(Sakurai, 1982).

Sakurai 등(1982)은 암반지하구조물에서의 응력계측보다 비교적 쉽고 효율적으로 측정할 수 있는 암반변위를 계측하여 구조물의 안정성을 평가하는 「직접변형률 평가법」 및 그 기준치로 되는 한계변형률

과 한계변형률 도표를 제시하였다(Sakurai, 1982). Sakurai(1997, 1998) 등은 실내실험에서 암석 일축 압축강도 시험에서 얻은 한계변형률을 허용치로 하여 지반의 변형률을 추정하여 터널의 안정성을 평가한 결과 양호한 결과를 얻었다.

Sakurai(1982)는 화강암, 응회암, 역암, 사암, 실트암, 이암, 모래, 실트까지의 일축압축강도와 한계 변형률 상관관계 도표를 제하였으며 The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers(2004)에서도 터널 안정성 평가지표로 이용하고 있다. 지하구조물 시공 시에는 굴착 후 지보 부재 타설하기 이전 시점까지 구조물 주변의 지반은 일축응력상태의 거동을 한다고 고려할 수 있으며 지보부재 타설 후에는 지반은 다시 삼축응력상태의 거동을 한다고 볼 수 있다. 그러므로 직접변형률 평가법을 이용함에 있어서 일축상태에서의 변형률뿐만 아니라 삼축상태에서의 변형률 거동에 대하여도 연구할 필요가 있다고 사료 된다.

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

우리나라에 직접변형률 평가법을 적용하여 지하구조물의 안정성을 평가함에 있어서 특정 암석에 대한 일축 및 삼축응력상태에서의 한계변형률 특성을 명확히 하고 기존의 연구성과와 비교·검토할 필요가 있다. 이에 본 연구에서는 국내 채설성 퇴적암 세일에 대하여 실내 일축압축, 삼축실험을 실시하였으며 그에 따른 강도 및 한계변형률의 특성에 대하여 고찰하였다

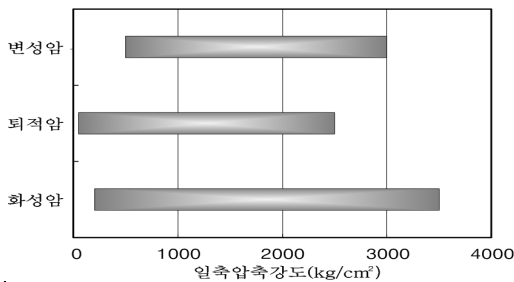


그림 1. 한국 암석의 강도 특성

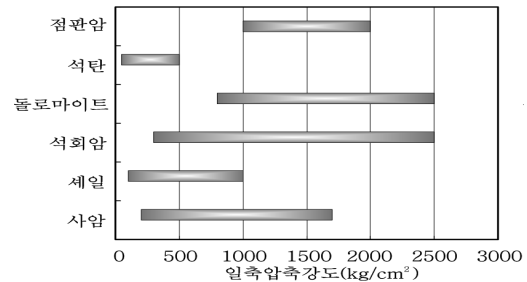
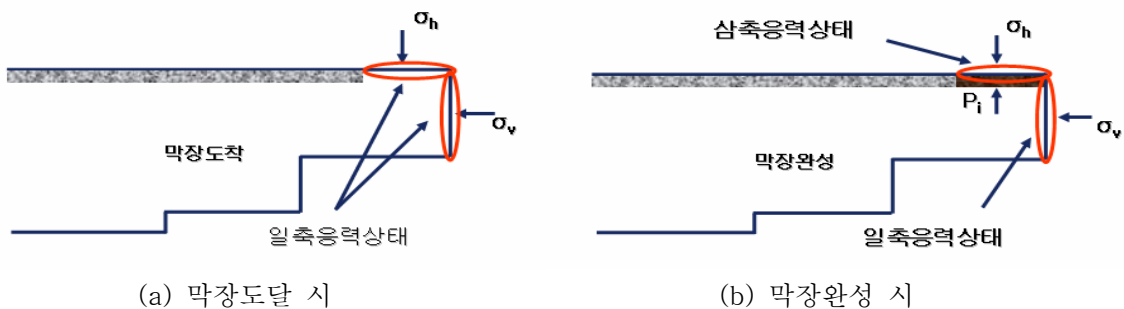


그림 2. 한국 퇴적암의 강도특성

2. 암석의 일축 및 삼축응력 상태에서의 한계변형률과 파괴변형률

앞에서 서술한 바와 같이 지하구조물 구축 시 지반은 굴착에 따라 막장 주변지반은 다음 그림 3과 같이 일축-삼축 응력상태를 반복하게 된다. 그러므로 직접변형률 평가법을 이용함에 있어서 지반의 응력 상태에 맞게 변형률을 선택하여야 한다. 즉 지반이 굴착되어 지보재 설치 전까지 막장 주변의 지반은 일축응력상태에 처하므로 일축응력상태의 한계변형률을 이용하여 안정성 평가를 실시하며 지보재 설치 후에 막장 주변은 삼축 응력상태에 놓이므로 이때는 구속압에 의한 변형률 개념을 도입해야 타당할 것으로 사료 된다.



(a) 막장도달 시

(b) 막장완성 시

그림 3. 굴착에 따른 주변지반의 응력 상태 및 변형

이에 Sakurai는 일축상태와 삼축상태에서의 한계변형률의 특성을 규명하고자 약 7MPa의 일축압축강도를 가지는 다공질 응회암의 원주공시체($\phi 50\text{mm} \times H100\text{mm}$)를 이용하여 일축상태로부터 최대 0.6MPa까지 구속압을 변화하여 일련의 실내실험을 실시하였으며 한계변형률의 구속압에 대한 의존성은 작은 것으로 나타났으며 또 함수상태, 온도 등 조건의 영향도 비교적 작은 것으로 나타났다.

2.1 일축 및 삼축 상태에서의 한계변형률 및 파괴변형률의 정의

일축상태에서의 한계변형률은 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 4는 암석의 응력-변형률 곡선을 쌍곡선함수(Duncan,1970))로 나타내었을 경우 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.

이때 ϵ_f 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_f = \frac{\epsilon_0}{1 - R_f} \quad (2)$$

삼축상태에서의 한계변형률 다음과 그림 5와 같이 정의 된다(Sakurai, 1993).

$$\epsilon_0 = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / E \quad (3)$$

여기서 σ_1 , σ_3 는 최대주응력과 최소주응력이고 E는 σ_3 에 따른 탄성계수이다.

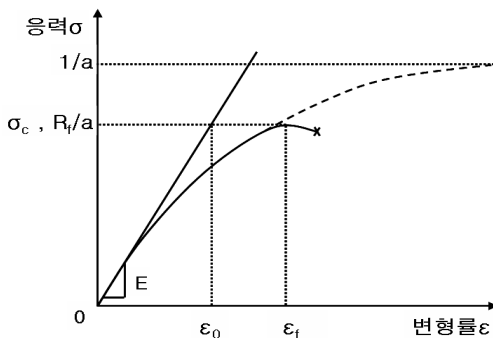


그림 4. 암석의 일축응력상태에서의 한계, 파괴변형률

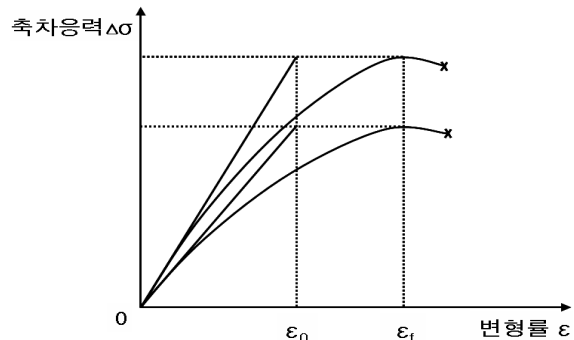


그림 5. 암석의 삼축축응력상태에서의 한계, 파괴변형률

2.2 일축 및 삼축상태에서의 파괴변형률의 관계

일반적으로 암석 실내실험으로 비교적 간편하면서도 쉬운 일축압축강도실험이 많이 실행되어 지고 있다. 삼축압축 실험은 일축압축 시험에 비하여 어려우며 강도정수 뿐만 아니라 변형률도 측정하여야 할 경우 많은 세심한 주의가 필요하다.

Sakurai(1982)는 암석의 삼축압축시험을 실시하지 않은 경우에 일축압축 상태의 한계변형률로부터

삼축상태의 파괴 변형률을 추정하기 위하여 식 (4), 식 (5)와 같이 Mohr-Coulomb의 파괴기준을 이용하여 추정하는 방법을 제안하였다. 즉 식 (5)의 계수 M은 구속압 σ_3 , 점착력 C 및 내부마찰각 ϕ 의 관계임을 알 수 있다.

$$\epsilon_{f3} = M\epsilon_{f1} = M \frac{\epsilon_0}{1 - R_{f1}} \quad (4)$$

$$M = \left(1 + \frac{\sigma_3 \tan \phi}{c}\right) \left(\frac{1 - R_{f1}}{1 - R_{f3}}\right) \quad (5)$$

여기서 ϵ_{f1} , ϵ_{f3} 는 일축압축 및 삼축압축상태의 파괴변형률, σ_3 는 구속압(최소주응력), c, ϕ 는 점착력 및 내부마찰각, R_{f1} , R_{f3} : 일축 및 삼축응력 상태에서의 파괴비를 나타낸다.

2.3 한계변형률의 적용 사례

Sakurai(1982)는 여러 종류의 흙 또는 암석에 대하여 한계변형률과 일축압축강도의 관계를 그림 6k 과 같이 나타내었다. 그림 6에서 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

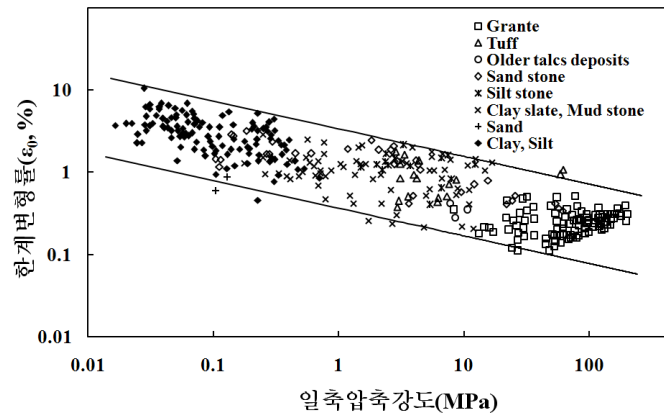


그림 6. 토사 및 암석에서의 ϵ_0 와 σ_c 의 관계

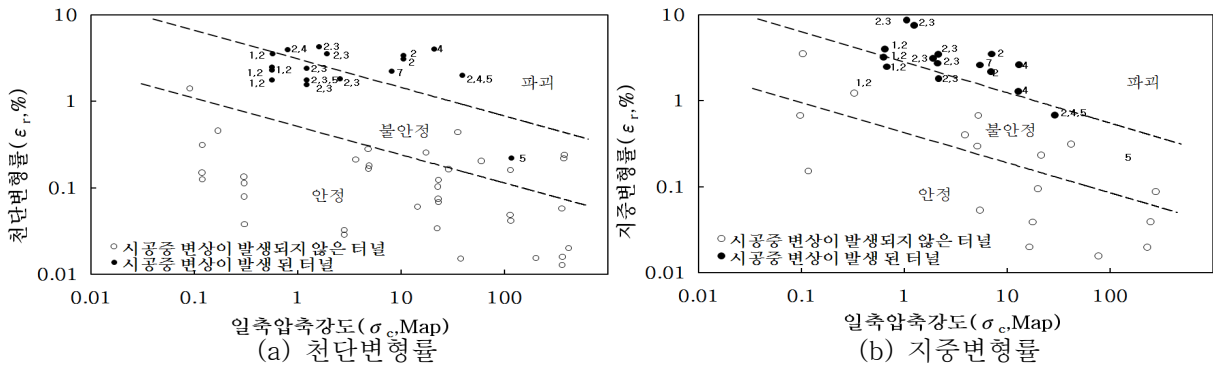


그림 7. 한계변형률의 기준선을 이용한 터널 안정성 평가 사례

Sakurai(1982, 1998)는 실내 실험결과를 통하여 한계변형률과 일축압축강도의 관계를 정립한 다음 터널에서 예측되어진 변위와 원 지반 일축압축강도, 막장 안정성 유무에 관한 관계를 그림 7과 같이 분석하였다. 그림 7(a)에서는 굴착으로 인하여 발생하는 천단변위를 터널 직경으로 나누어 그 값을 종축의 변형률로 설정, 그림 7(b)에서는 지중변형률을 측정하여 종축의 변형률로 설정 하였으며 천단변위, 지중 변위를 측정한 지반에서의 일축압축강도를 횡축으로 하여 각각 표시한 것이다(Sakurai, 1982, 1997, 1998). 그림 7a),(b)에서 터널 시공 도중에 변상이 발생한 경우와 발생하지 않는 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.

영국터널학회(The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers, 2004)는 그림 6의 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 되지않은 경우로 나누어서 나타내었다.

그림 8의 결과에서 Hoek(1998, 2001)의 평가선이 Sakurai(1982)가 제시한 한계변형률의 상, 하한 경계선 사이에 놓여 있음을 알 수 있다. 그림 8로부터 Sakurai(1982)의 한계변형률은 터널 변형률을 억제하기 위한 대책공법 및 지보설계에 이용될 수 있다고 사료된다.

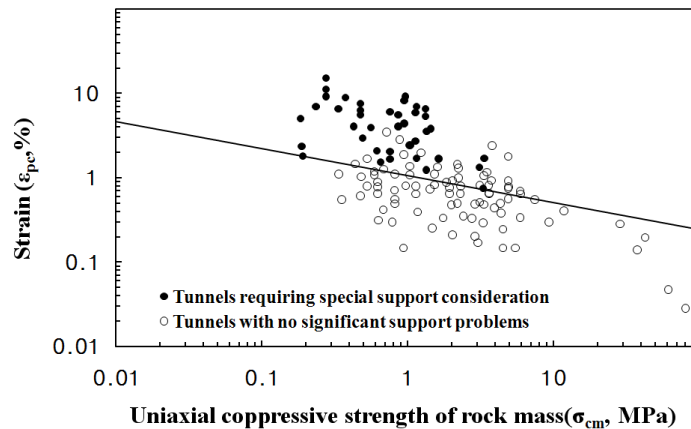


그림 8. 적용된 지보시스템을 고려한 일축압축강도와 천단변형률의 관계

3. 실험 개요

사쿠라이는 암석의 일축압축강도가 작고 또 구속압이 작은 경우에만 대하여 실험을 실시하였으며, 고강도 암석을 높은 구속압에 대하여서는 연구를 하지 않았다. 현재 이에 대한 연구는 거의 없는 실정이다.

3.1 실험에 사용된 암석 시료

본 연구에서는 국내 쇄설성 퇴적암 셰일 등에 대하여 실내 삼축압축실험을 실시하였으며 일축 및 삼축응력상태에서의 한계 변형률 및 파괴 변형률에 대하여 고찰하고자 하였다. 사진 1은 본 연구에 사용된 채취 암석 코어를 나타낸 것이다. 실험에 사용된 암석코어의 물리적 성질의 범위를 나타내면 표 1과 같다.



사진 1. 채취시료 사진

표 1. 실험에 사용된 암석 시료의 물리적 성질의 범위

암종	물리적 성질				
	단위중량 (g/cm ³)	겉보기비중	흡수율 (%)	탄성과속도	
				P파(km/sec)	S파(km/sec)
퇴적암(세일)	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

본 연구에 사용된 실험장비는 만능재하장비와 암석삼축압축용 호셀, 축압용 가압장치를 사용하였다. 재하장비의 최대 재하 하중은 100t이며 제어 가능한 최소 재하속도는 1mm/min이며 축압용 가압장치의 최대 응력은 350kgf/cm²이다. 아래 사진 2는 실험에 사용된 만능재하시험기를 나타내고 그림 9는 암석 삼축압축 시험의 모식도를 나타낸다.



사진 2. 만능재하시험기

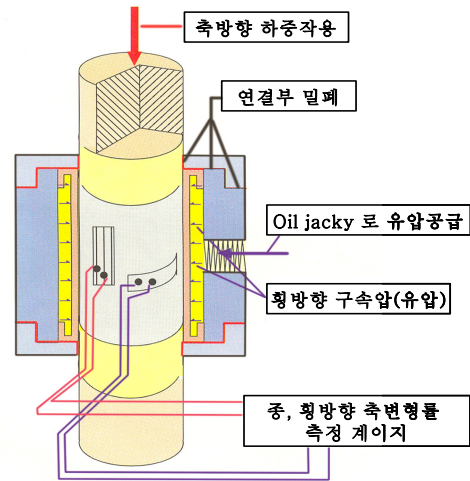


그림 9. 삼축압축 시험 모식도

실험방법은 ASTM D 2850을 참조하였으며 공시체는 직경 50mm 길이 100mm 원주형으로 제작하였으며 공시체 재하면은 편심을 줄이기 위하여 연마기로 연마 하였으며 종방향, 횡방향 변형률을 측정하기 공시체 측면의 중앙부에 T형으로 변형률 게이지를 부착하였다. 다음 사진 3은 실험에 사용된 공시체와 변형률 게이지 부착장면을 나타낸 것이고 사진 4는 암석의 삼축압축 시험에 사용된 호셀을 나타낸 것이다.



사진 3. 공시체 및 게이지 부착 장면

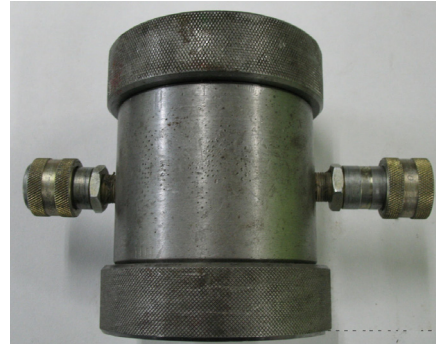


사진 4. 암석 삼축압축용 혹셀

삼축압축시험은 재하하중 100t 유압재하시험기를 이용하였으며 정적변형률 재하 0.01%/min로 축압이 각각 25kg/cm², 50kg/cm², 75kg/cm²인 경우에 대하여 실시하였다.

4. 실험결과 및 고찰

4.1 퇴적암의 일축압축실험 결과

암석의 일축압축실험 결과를 정리하면 표 2와 같다. 표 2에 나타난 것처럼 암석공시체 일축압축강도는 32.5 ~ 115.17MPa 한계변형률은 0.016 ~ 0.31%로, 파괴 변형률은 0.016 ~ 0.31%, 탄성계수는 $15.1 \times 10^3 \sim 72. \times 10^3$ MPa, 포아송비는 0.195 ~ 0.459, 파괴비 R_f 는 0.02 ~ 0.238의 범위로 나타났다.

표 2. 일축압축실험 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 10은 실험에서의 대표적인 퇴적암의 일축압축시험에서의 축변형률과 압축강도의 관계를 나타내었다. 그림에서 알 수 있듯이 사용된 퇴적암 세일 공시체가 취성 파괴를 나타냄을 알 수 있다. 사진 5는 일축압축강도 시험에서의 파괴된 암석 시료를 나타낸 것이다.

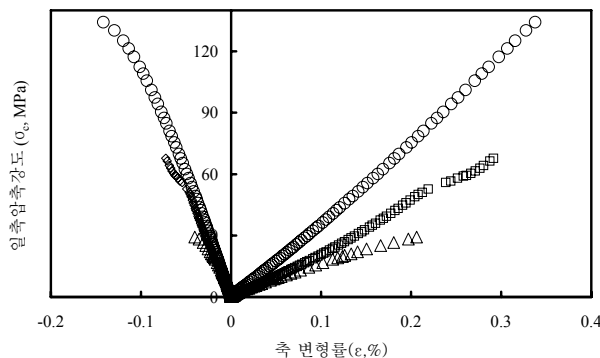


그림 10. 일축압축강도와 축 변형률 관계



사진 5. 암석 공시체의 파괴 장면

한계변형률 및 파괴변형률과 일축압축강도의 관계는 그림 11과 그림 12와 같다. 그림 11, 그림 12에

나타낸 것처럼 일축압축강도가 증가 할수록 한계, 파괴변형률은 감소하는 경향을 보였다.

본 실험에서 구한 한계변형률과 일축압축강도를 Sakurai(1982)가 제안한 한계변형률도표와 비교하여 나타내면 그림 13과 같다. 그림 13에서 알 수 있듯이 국내 퇴적암 세일의 강도가 Sakurai(1982) 직접변형률 평가 도표에 나타난 화강암과 비슷한 위치에 나타나고 있으며 국내 암석의 일축압축강도가 Sakurai가 제시한 한계변형률 도표의 암석 일축압축강도보다 그 분포 범위가 넓은 것에 기인한 것으로 사료된다.

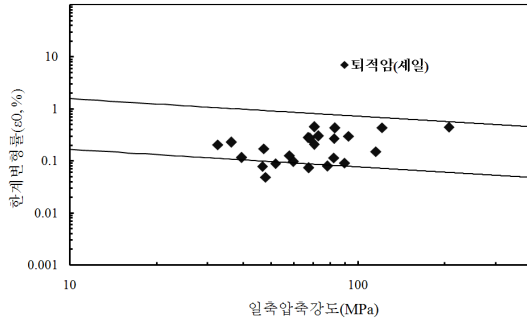


그림 11. 세일의 한계변형률과 일축압축강도 관계

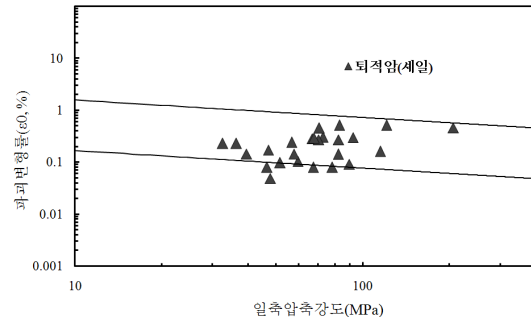


그림 12. 세일의 파괴변형률과 일축압축강도 관계

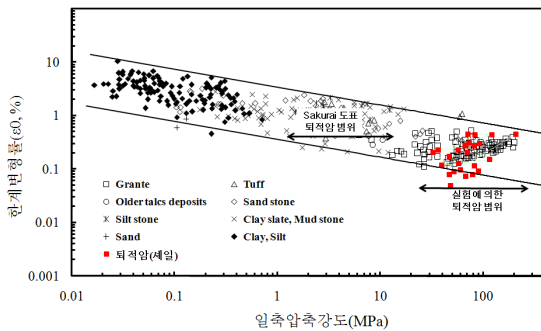


그림 13. 사쿠라이의 한계변형률 도표와의 비교

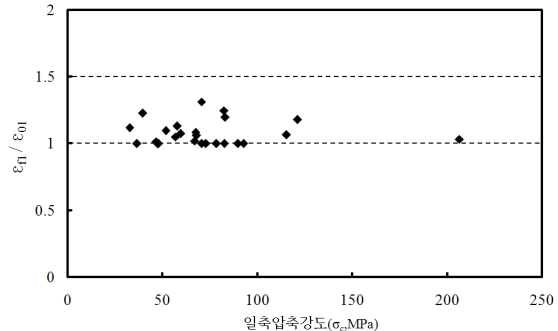
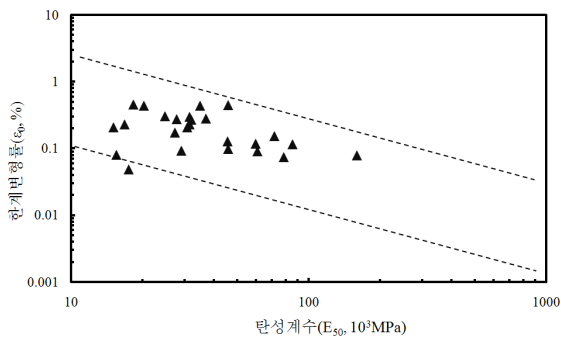


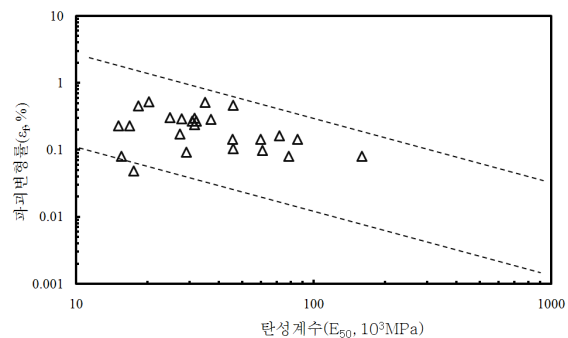
그림 14. 파괴변형률/한계변형률 비와 일축압축강도의 관계

파괴변형률과 한계변형률비 그리고 일축압축강도의 관계를 살펴보면 그림 14와 같다. 그림에서 알 수 있듯이 일축 압축실험에서의 한계변형률은 파괴변형률의 약 1.0~1.5배 사이로 나타내고 있음을 알 수 있다. 그림 14로 부터 본 연구에서 퇴적암(세일)의 파괴가 대부분이 취성파괴를 하고 있음을 알 수 있다.

다음 그림 15 (a)는 한계변형률과 접선탄성계수 E_{50} , 그림 15(b)에 파괴변형률과 접선탄성계수 E_{50} 사이의 관계를 나타낸 것이다. 그림 15에서 나타낸 것처럼 한계변형률과 파괴변형률은 탄성계수가 증가할수록 작아지는 경향을 나타내고 있다.



(a) 한계변형률



(b) 파괴변형률

그림 15. 한계변형률 및 파괴변형률과 접선탄성계수 E_{50} 사이의 관계

4.2 퇴적암의 삼축압축실험 결과

암석의 일축압축실험 결과를 정리하면 다음 표 3과 같다. 표 3에 나타난 것처럼 본 연구에서 사용한 세일 암석공시체 내부마찰각은 35~66°, 점착력은 5.62~50.2MPa로 나타났다.

표 3. 삼축압축실험 결과

내부 마찰각 ϕ (°)	점착력 c (MPa)	최대축차응력 $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)		한계변형률 ε_{03} (%)		파괴변형률 ε_{f3} (%)		탄성계수 E_{50} (10 ³ MPa)		파괴비 R_{f3}	
		$(\sigma_3=5)$	$(\sigma_3=10)$	$(\sigma_3=5)$	$(\sigma_3=10)$	$(\sigma_3=5)$	$(\sigma_3=10)$	$(\sigma_3=5)$	$(\sigma_3=10)$	$(\sigma_3=5)$	$(\sigma_3=10)$
		35.97	5.62	87.81	117.29	0.14	0.21	0.14	0.28	13.85	18.73
~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~
65.77	50.2	215.56	269.95	0.57	0.63	0.67	0.79	60.39	83.26	0.74	0.82

그림 16에 본 연구에 사용된 퇴적암 세일의 대표적인 공시체의 구속압에 따른 축차응력과 축변형률의 관계를 나타내었으며 그림 17에 Mohr 응력원을 나타내었다.

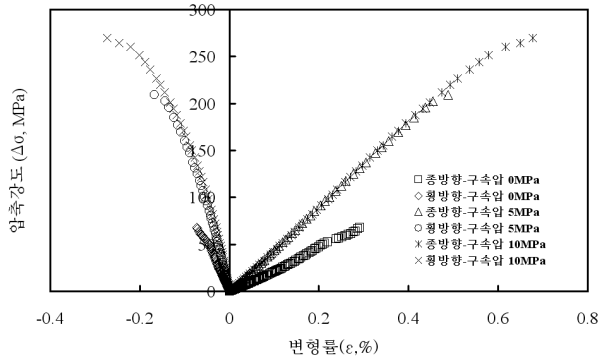


그림 16. 축차응력과 축변형률 관계

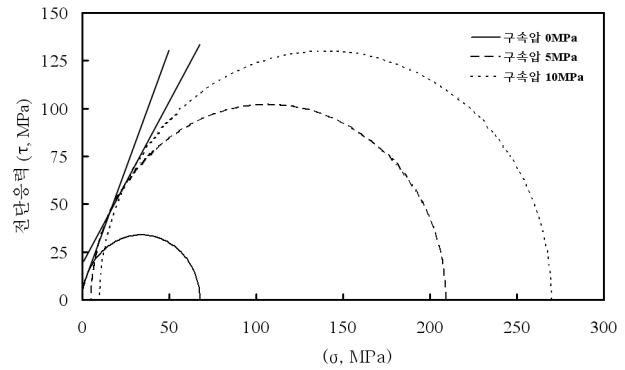


그림 17. 세일 삼축압축시험에서의 Mohr 응력원

다음 그림 18, 19, 20과 21은 각각 압축강도, 탄성계수, 한계변형률, 파괴변형률에 대한 구속압의 영향을 나타낸 것이다. 그림 20과 그림 21에서 알 수 있듯이 한계 및 파괴변형률의 구속압에 대한 의존성은 그림 18과 19의 강도나 탄성계수에 비하여 작음을 알 수 있다.

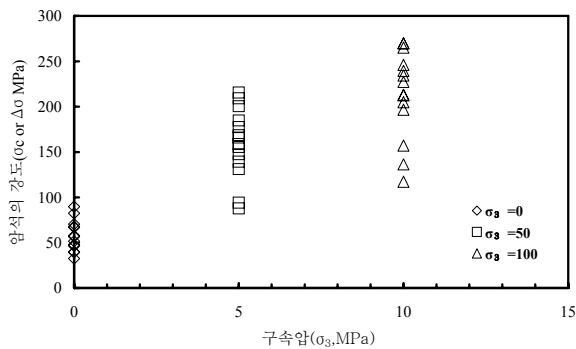


그림 18. 압축강도에 대한 구속압의 영향

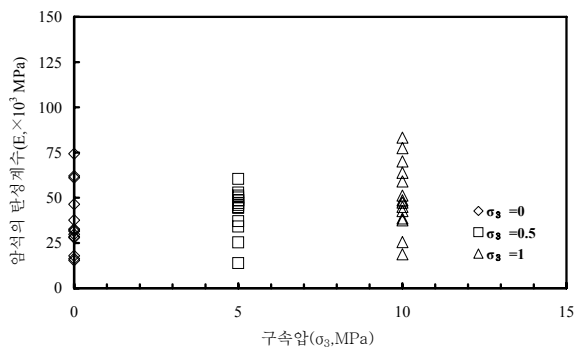


그림 19. 탄성계수에 대한 구속압의 영향

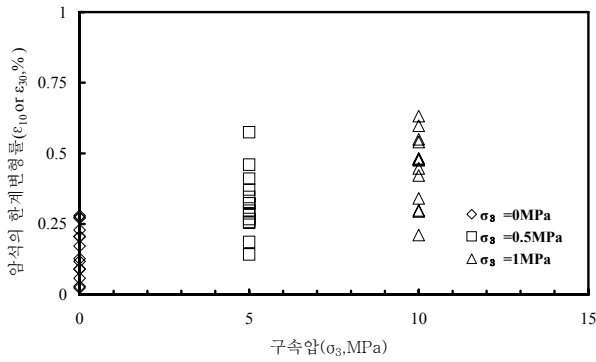


그림 20. 한계변형률에 대한 구속압의 영향

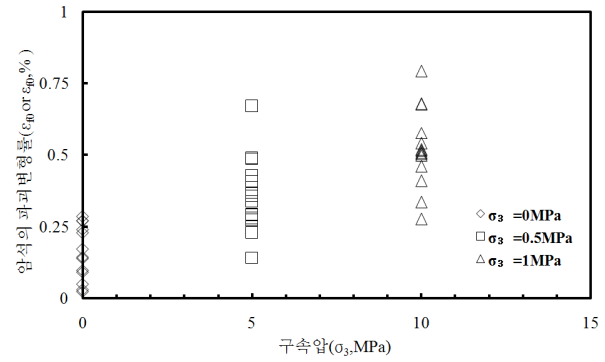
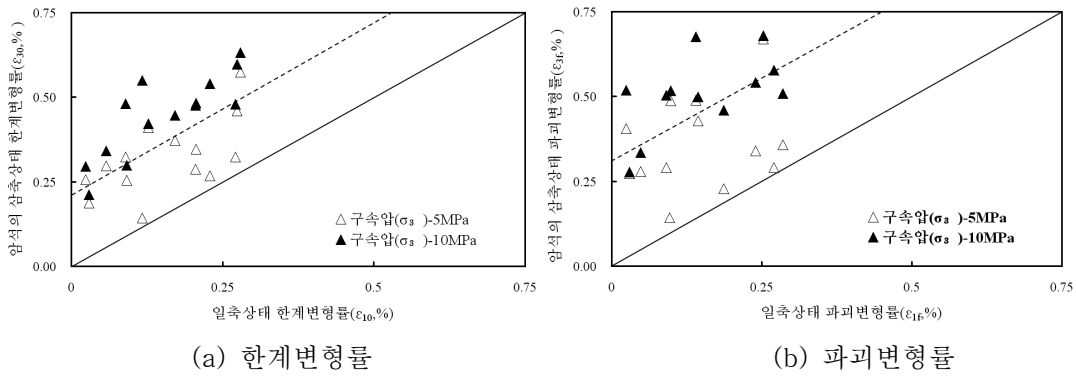


그림 21. 파괴변형률에 대한 구속압의 영향

4.3 일축, 삼축응력 상태에서의 한계 및 파괴변형률의 비교

그림 22는 구속압에 따른 한계변형률과 파괴변형률의 특성을 나타낸 것이다. 그림 22에서 알 수 있듯이 삼축상태에서의 한계변형률은 일축상태의 1~3배 정도임을 알 수 있다. 또한 구속압의 증가에 따라 일정한 경향의 분포를 나타내고 있으며 일축상태에서의 한계변형률로부터 구속압에 의한 파괴변형률을 구할 수 있는 가능성을 보여 주고 있다.



(a) 한계변형률

(b) 파괴변형률

그림 23. 구속압에 따른 한계변형률과 파괴변형률의 특성

그림 24는 $\epsilon_{f3}/\epsilon_{f1}$ 의 비인 M과 구속압 σ_3 의 관계를 그래프로 나타낸 것이다. 그림 24로부터 알 수 있듯이 구속압이 커짐에 따라 M도 일정한 범위내에 분포하면서 커지는 것을 볼 수 있다. 구속압의 영향에 의한 M경향을 파악한다면 일축 실험 결과로부터 삼축상태의 파괴변형률을 구할 수 있을 것으로 사료 된다.

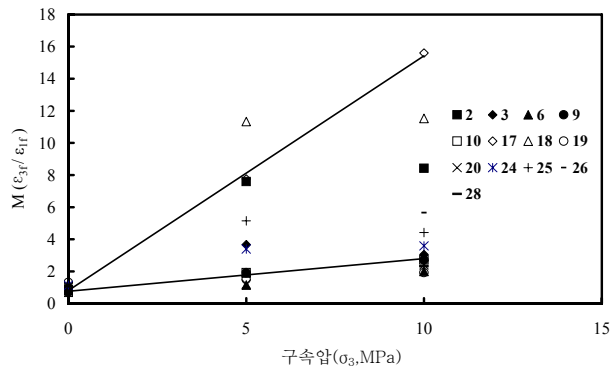


그림 24. 계수 M과 구속압의 관계

5. 결 론

직접변형률 평가법을 이용하여 지하구조물의 안정성을 평가함에 있어서 국내지반에 대한 한계변형률 및 파괴변형률 특성을 고찰하고 기존의 연구와 비교할 필요성이 있다. 이에 본 연구에서는 주로 경상누층군에 분포하고 있는 퇴적암 세일을 대상으로 실내실험을 수행하여 일축 및 삼축상태에서의 강도와 한계변형률 및 파괴변형률의 상관성에 대하여 고찰하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 본 연구의 대상으로 되는 퇴적암 세일은 그 강도분포 범위가 32.5 ~ 115.17MPa로 상당히 넓으며 최대 사쿠라이 도표에서의 화강암의 강도보다 큰 값을 나타내고 있다. 또한 사쿠라이의 한계변형률도표와 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 직접변형률 평가법을 적용할 경우 경제성을 고려하여 한계변형률을 사용하여도 무방할 것으로 사료된다.
- 3) 본 연구대상의 암석의 한계 및 파괴변형률의 구속압에 대한 의존성은 암석의 강도나 탄성계수에 비하여 작으나 일정한 영향을 받고 있음을 알 수 있다.
- 4) 본 연구대상의 세일의 삼축 실험결과 한계변형률, 파괴변형률은 일축상태에서보다 1~3배정도 큰 값을 보이고 있다.
- 5) 본 연구에서의 세일의 일축, 삼축응력 상태에서의 한계-파괴변형률은 일정한 상관성을 보이고 있으며 일축 실험결과로부터 삼축상태의 한계, 파괴변형률을 추정 할 수 있을 것으로 사료되며 다음과 같이 추정 흐름도를 제안 할 수 있다.

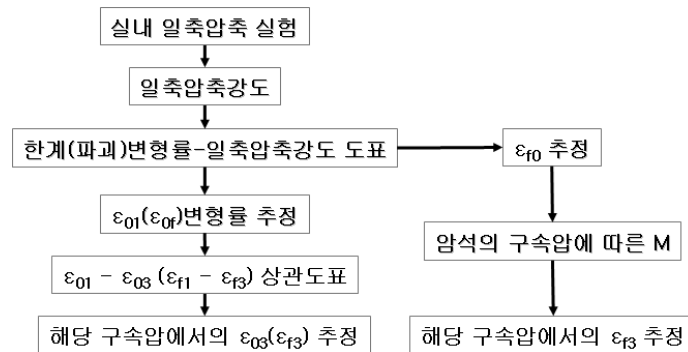


그림 25. 삼축응력 상태 변형률 추정 흐름도

- 6) 추후 추가적인 실험을 통하여 더 많은 데이터를 확보한다면 더욱 선명한 상관성을 얻을 수 있을 것으로 사료된다.

감사의 글

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

참고문헌

1. 박시현, 신용석 (2007), “한계변형률 개념을 활용한 터널 안정성 평가에 관한 연구”, 한국지반공학회 논문집, pp. 29-41.

2. 암석과 암반[기초·응용편], 건설부, pp.48-68, 1980.
3. 천병식, 남순성(1996), “서울지하철 터널의 계측관리 기준치에 관한 연구”, **대한토목학회논문집**, 제 16권, 제 III-1호, pp.47-59.
5. 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.
6. 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.
7. Duncan.J.M & Chang.C.Y (1970), “Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils”, *ASCE*, SM5, pp. 1629-1654.
8. Franklin, J.A. (1976), “An Observation Approach to the Selection and Control of Rock Tunnel Linings, Shotcrete for Ground Support”, *ASCE*, pp.556-596.
9. Hoek, E. (1998), “Tunnel support in weak rock”, Ketnote address, *Symposium of Sedimentary Rock Engineering*, Taipei, Taiwan.
10. Hoek, E. (1999), “Support for very weak rock associated with faults and shear zones”, Distinguished lecture for the opening, *International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining*, Kalgoorlie, Australia, 14-19 March.
11. Hoek, E. (2001), “Big tunnels in bad rock”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.127, No.9, pp.726-740.
12. Hoek, E. and Marinos, P. (2000), “Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses”, *Tunnels and Tunnelling*.
13. 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.
14. Lilly, P.A. and Li, J.(2000), “Estimating excavation reliability from displacement modeling”, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 37, pp.1261-1265.
15. Sakurai, S. (1982), “An evaluation technique of displacement measurements in tunnels”, *Journal of Geotechnical Engineering*, JSCE, Vol.317, pp. 93~100.
16. Sakurai, S.,(1983), “Displacement measurements associated with the design of underground openings”, *In proc, Int. Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, pp. 1163-1178, Zurich.
17. Sakurai, S. (1997), “Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 12, No. 4, pp. 453~460.
18. Sakurai, S. (1998), *Practice of Urban Tunnels*, Kajima Publ., p.241.
19. The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers (2004), *Tunnel lining design guide*, Thomas Telford, pp.184.