

砂質土의 排水三軸壓縮試驗에서의 強度特性

Strength Characteristics in Drained Triaxial Tests on Granular Materials

張 秉 郁* · 宋 昌 燮**
Chang, Pyoung Wuck · Song, Chang Seob

Summary

The shear strength of cohesionless soils results from particle-to-particle friction and structural resistance by interlocking. And, the shear strength of soils is subjected to vary depending on the internal states and external conditions. If the volume change occurring in the soils and stress-strain relationships under the internal and external changes can accurately be described, it is possible to predict the behaviors of soils.

To accomplish these objectives a series of drained triaxial compression tests and isotropic compression test was performed on the Banwol sand at different relative densities ranging from 20% to 80% and different confining pressures ranging from 0.4kgf/cm² to 1.2kgf/cm².

The results and main conclusions of the study are summarized as follows :

1. When the relative density or the confining pressure is increased, the maximum deviator stress is increased. The ratio of the maximum deviator stress and the confining pressure is linearly proportional to the relative density.

2. It is observed that the dilatancy depends not only upon its relative density but also the confining stress, and that the maximum deviator stress is obtained after the dilatancy occurs.

3. The volume of sands undergoes initial contraction prior to the dilatancy occurred by strain softening. The dilatancy rate eventually approaches the critical state or a constant volume.

4. At lower strains, Poisson's ratio approaches a certain minimum value regardless of the state of materials. At larger strains, however, the ratio is increased as the relative density

* 서울대학교 農業生命科學大學

** 서울대학교 大學院

키워드 : 전단강도, 상대밀도, 토질상수, 축압, 축차
응력, 체적변화

is increased.

5. It is observed that the modulus of elasticity is linearly proportional to the relative density and the pressure.

6. When the relative density is increased, the friction angle of sands is linearly increased.

7. When the relative density is increased, the expansion index and the compression index are linearly decreased, and the ratio of the two is about 1/3.

I. 緒 論

흙 속에 발생하는 剪斷強度는 주로 土粒子의 摩擦에 의한 内部摩擦力和 土粒子 간의 접착에 의한 粘着力에 의한 것이며, 이러한 強度는 흙의 內的 狀態와 外部的 條件에 따라 變化하게 된다. 하지만, 모래와 같이 粘性이 없는 흙은 주로 内部摩擦力和 역몰림 힘으로 인한 構造的 抵抗에 의하여 기인한다.

흙의 強度를 설명하기 위하여 Mohr-Coulomb이 經驗式을 발표한 이래, 여러 학자들에 의하여 새로운 理論이 발표되었으나 흙이 원래 粒狀體, 不連續體이며 그의 性質이 복잡하므로 한가지의 構成式이나 모델로서는 흙의 일반적인 舉動을 전부 설명할 수는 없다. 따라서 흙을 理想化하여 彈性體 또는 塑性體로 보고 連續體力學上의 理論을 전개하여, 地盤의 狀態나 어떤 特정한 狀態에만 適用을 할 수 있도록 構成式이나 모델을 만들어 사용하였다. 이러한 構成式이나 모델은 彈性係數, 포아슨 比, 内部摩擦角, 間隙比 등의 土質常數를 중심으로 舉動을 설명하고 있다. 따라서, 모래의 舉動이 粒子의 內的 狀態와 粒子를 구성하는 成分과 外的 條件에 따라 다르게 나타나는 現像을 정확하게 기술할 수 있다면 모래의 破壞狀態나 앞으로의 舉動을 미리 예측할 수 있게 된다.

本 研究에서는 모래의 相對密度를 조정하여 모래의 內的 狀態를 變化시키고, 側壓을 달리 하여 모래의 外的 條件을 變化시키면서 排水三軸壓縮試驗과 等方壓縮試驗을 행하여, 軸差應力和 모래의 體積變化를 測定하여, 應力-變形率

關係를 조사하고, 土質常數인 彈性係數, 포아슨 比, 内部摩擦角, 間隙比 등의 變化狀態를 糾明하여, 모래의 舉動을 설명할 수 있는 基礎資料를 제공하는데 그 目的이 있다.

II. 試料 및 試驗方法

1. 試 料

試料은 石英質이 많고, 견고한 半월지역의 모래를 선정하였으며, 試料의 物理的 性質은 Table-1에 나타나 있으며 粒度分布 曲線은 Fig. 1과 같다.

Table-1. Physical properties of sand tested

Specific gravity	Coefficient of uniformity	Coefficient of curvature	Dry Density (tf/m ³)	
			Y _{dmax}	Y _{dmin}
2.638	1.82	0.89	1.609	1.336

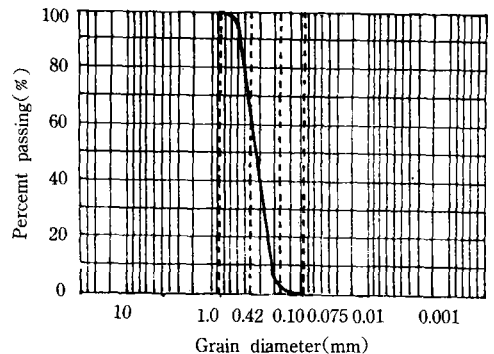


Fig. 1. Grain size distribution

2. 供試體의 製作

最小乾燥密度는 ASTM에 규정된 방법을 사용하고 Bowles 방법에 의하여 확인하였으며, 最大乾燥密度는 Multiple Sieving Pluviation Method(MSP) 방법을 사용하였다. MSP 방법은 Miura와 Toki(1982)가 고안한 것으로 Hopper의 직경과 落下높이에 따라 粒子의 조밀상태가 달라지며, 비교적 균등한 供試體를 만들 수 있는 長點을 가지고 있다. Fig. 2는 MSP 기구의 概略圖를 보여주고 있다.

供試體의 치수는 L/D가 2.5(D=5.0cm, H=12.5cm)이며, MSP를 개조하여 相對密度가 각각 20%, 40%, 60%, 80%, 인 공시체를 제작하였다. 이 때 成形 후 變形을 防止하기 위하여 약 10mmHg의 진공을 가하였다.

試料의 飽和는 진공을 가한 상태에서 蒸溜水를 사용하였으며 약 3시간 정도 방치한 후에 試驗을 행하였다.

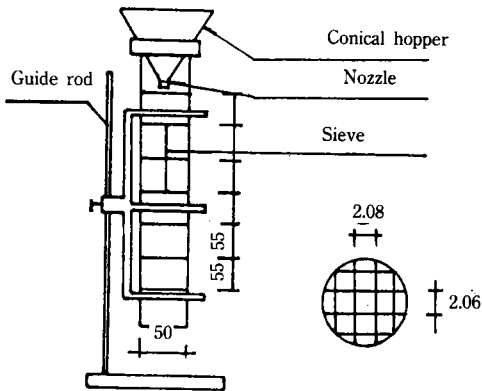


Fig. 2. General view of multiple sieving pluviation apparatus

3. 試驗方法

1) 排水三軸壓縮試驗

排水試驗에서는 過剩間隙水壓이 발생하지 않도록 排水를 자유롭게 허용하면 變形速度는 強度에 무관하다고 발표되고 있으므로 過剩間隙

水壓이 발생하지 않도록 약 0.2%의 變形을 가하면서 側壓을 각각 0.4, 0.8, 1.2kgf/cm²으로 달리하여 試驗했다.

軸變形量, 載荷重은 變形의 약 3%까지는 10초 간격으로, 그 이후에는 30초 간격으로, 軸變形量의 게이지는 1/1000mm까지, 軸荷重은 1/1000kg까지 측정했으며, 측정값은 3회의 平均值를 사용하였다. 또한, 精確한 體積의 變化를 측정하기 위하여 體積變化測定裝置를 제작하여 體積變化量을 눈금화하여 1/100gf까지 측정하였다.

Fig. 3은 試驗이 끝난 후 供試體의 破壞形狀을 보여주고 있다.

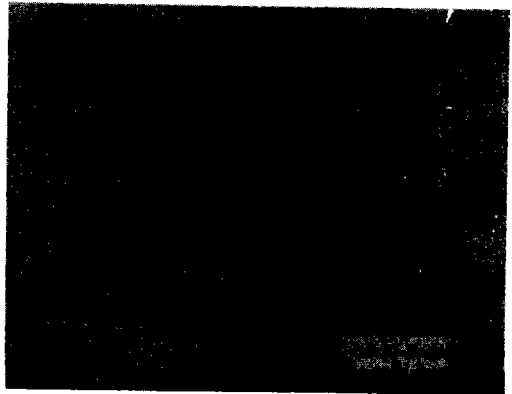


Fig. 3. Sample shapes after failure.

2) 載荷-除荷-再載荷 試驗

試料의 彈性係數를 구하기 위하여 載荷-除荷-再載荷 試驗을 행하였다. Holubec(1968)은 높은 彈性舉動을 除荷-再載荷 동안의 應力-變形率 曲線의 復歸性으로 정의한 바 있으며, 最大應力의 80% 정도에서는 除荷-再載荷 履歷曲線이 거의 근접하므로 應力-變形率 曲線은 完全하게 복귀할 수 있다고 발표했다.

따라서 앞 절에서 행한 試驗의 결과에서 나타난 最大應力의 80% 지점에서 除荷시켜 應力이 거의 零에 가깝게 되었을 때 다시 載荷시켜 應力의 履歷曲線을 檢討하여 除荷-再載荷 曲線

의 기울기를 彈性係數로 계산하였다.

3) 等方壓縮試驗(Isotropic Compression Test)

荷重의 等方狀態에 의한 間隙比의 變化 또는 體積의 變化를 알고자 等方壓縮試驗을 행하였는데, 이로 부터 三軸試驗 時 側壓을 가한 후 초기에 供試體에 나타나는 間隙比나 體積變化를 알 수 있게 된다. 또한 이 시험의 結果로부터 壓縮指數나 膨脹指數를 계산할 수 있다.

試驗은 供試體를 飽和시킨 후에 載荷→除荷→再載荷의 過程을 反復하면서 각각의 供試體에 대하여 수행했다.

III. 結果 및 考察

1. 軸差應力과 軸變形率과의 關係

供試體의 조밀상태와 側壓의 變化에 따른 應力의 變化상태를 조사하기 위하여 側壓을 동일하게 가한 상태에서 相對密度를 變化시킨 경우와 相對密度가 동일한 試料를 側壓을 變化시키

Table-2. Results of the triaxial compression tests.

相對密度 (%)	側 壓 (kgf/cm ²)	最大應力 (kgf/cm ²)	變 形 率 (%)
20	0.4	1.30	15.0*
	0.8	2.57	15.0*
	1.2	3.91	15.0*
40	0.4	1.37	8.5
	0.8	2.78	10.0
	1.2	4.15	15.0*
60	0.4	1.55	5.0
	0.8	3.04	8.5
	1.2	4.46	9.5
80	0.4	1.80	4.0
	0.8	3.24	5.0
	1.2	4.67	7.0

* 軸變形율 15% 때의 값을 최대應력으로 하였음.

면서 試驗한 結果가 Table-2에 나타나 있다.

Fig. 4는 側壓이 일정(0.4kgf/cm²)할 때, 相對密度의 變化에 따른 軸差應力의 變化를 보여 주고 있다. 그림에서 보듯이, 동일한 側壓에서는 相對密度가 커질수록 最大應力이 증가하며, 동시에 最大應力을 발생시키는 軸變形率은 감소한다는 사실을 알 수 있다. 또 側壓이 증가하면 最大應力을 나타내는 範圍는 縮小된다. 이러한 현상은 粒子간의 咬물림 힘이 증가하여 破壞에 抵抗하는 힘이 커지기 때문으로 생각된다.

Fig. 5는 相對密度가 일정(40%)할 때, 側壓의 變化에 따른 軸差應力의 變化를 보여준다. 그림에 나타난 것처럼 동일한 相對密度에서는

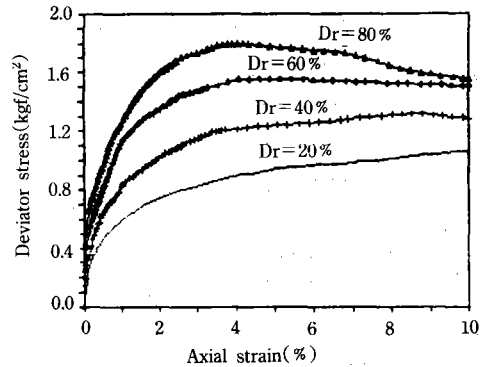


Fig. 4. Deviator stress vs axial strain with confining pressure(0.4kgf/cm²)

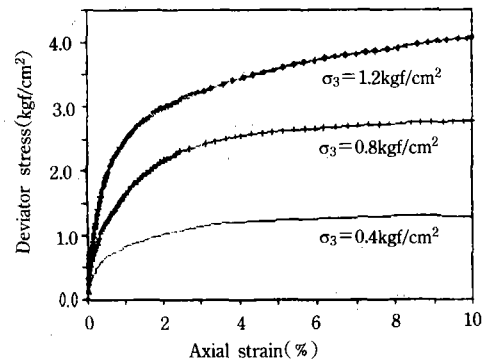


Fig. 5. Deviator stress vs axial strain with relative density(40%)

側壓이 증가함에 따라 最大應力이 증가하고, 最大應力을 나타내는 軸變形量도 크게 되며 무한히 軸變形率을 증가시키면 최후의 應力狀態는 일정한 값으로 접근하게 된다. 또한 試料가 조밀한 경우에는 側壓이 증가할 수록 最大應力을 나타내는 軸變形量은 크게 되는데, 이는 모래의 剛度(Rigidity) 때문으로 생각된다.

이상에서 구한 結果는, Lee와 Seed(1967)와 Ponce와 Bell(1972)의 結果와 잘 符合됨을 볼 수 있다.

最大應力과 側壓과의 構成式을 구하기 위하여 最大應力을 側壓으로 나눈 比를 相對密度와의 관계로 구한 것이 Fig. 6에 나타나 있다. 본 試驗에서 사용된 모래에 대해서는 (1)식과 같은 관계가 있으며, 이는 모래의 應力이 모래의 內的狀態와 外的인 條件에 따라 달라짐을 나타낸다.

$$q_{max}/\sigma_3 = 2.893 + 0.0153 \cdot Dr(\%) \quad \dots\dots(1)$$

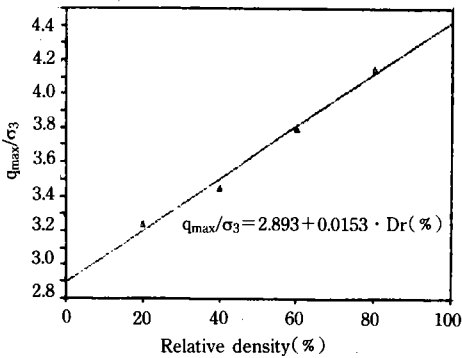


Fig. 6. q_{max}/σ_3 vs relative density

2. 體積 變形率과의 軸變形率과의 關係

荷重의 狀態에 따른 體積의 變化를 糾明하기 위하여 側壓이 일정하고 相對密度를 달리한 경우와 相對密度가 일정하고 側壓이 變化하는 경우에 대하여 試驗을 행하였다.

Fig. 7은 側壓이 일정(1.2kgf/cm²)한 경우, 相對密度의 變化에 따라 발생하는 體積의 變化

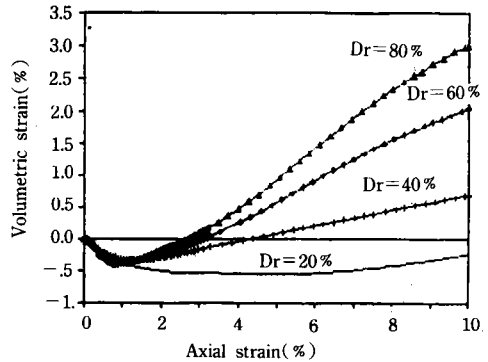


Fig. 7. Volumetric strain vs axial strain with confining pressure(1.2kgf/cm²)

를 나타내고 있다. 그림에서 試料의 密度가 증가할 수록 體積은 급격하게 변하며, 또한 빨리 다이러턴시현상이 발생하는 것으로 나타났다. 이는 試料가 조밀할 수록 試料 내의 粒子간의 이동이 적어 荷重이 粒子간의 억물림 힘보다 커지면 즉시 미끄러짐 현상이 일어나며, 이에 따라 間隙이 증가하면서 體積이 증가하는 것으로 생각된다.

試驗의 結果, 非粘性土인 모래는 試料가 파괴점에 도달하기 전에 이미 膨脹(Dilatancy) 현상이 일어나고 있음을 보여 주고 있다. 또한, 試料가 파괴된 후에 계속하여 荷重을 가해도 계속해서 試料의 體積이 증가하는 것이 아니라, 어느 정도의 膨脹 후에는 일정한 體積을 유지함을 알 수 있으며, 試料가 조밀할 수록 적은 軸變形量에서 일정한 체적에 도달하게 되는데, 이는 다이러턴시현상이 빨리 일어났기 때문이다. 또 Newland와 Allely(1957)의 연구에서 나타난 것보다 큰 軸變形率에서 體積의 增加率이 감소하는데, 이는 Newland는 완전히 둥근 납덩이를 사용하였기 때문에 이들이 말하는 Bridging이 빨리 발생을 하지만, 본 試驗에서 사용된 試料는 角이 져 있어 쉽게 이러한 現象이 발생되지 않았기 때문으로 생각된다.

Fig. 8은 相對密度가 일정(40%)한 경우, 側壓에 따른 體積의 變化를 나타내고 있다. 그

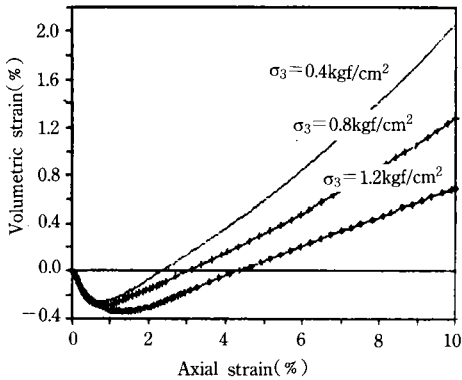


Fig. 8. Volumetric strain vs axial strain with relative density(40%)

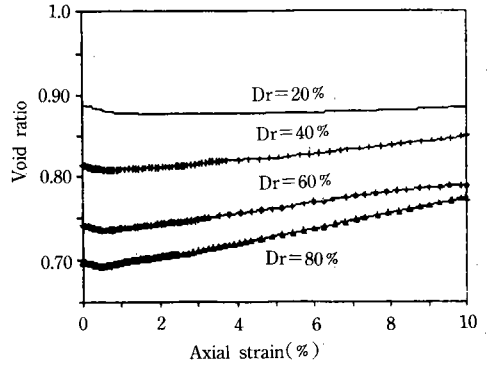


Fig. 9. Void ratio vs axial strain with confining pressure(0.4kgf/cm²)

림에서 側壓이 증가해도 體積은 비슷한 변화 형태를 나타며 變化한다는 사실을 알 수 있다. 하지만, 側壓이 증가함에 따라 供試體의 體積은 더 조밀한 상태가 되지만, 側壓의 영향에 의하여 體積變形率도 적어지고, 다이러턴시현상도 더 큰 軸變形量에서 발생한다.

이상의 結果에서 알 수 있듯이 모래의 體積變化는 모래의 內的狀態와의 外부에서 가하는 側壓에 따라 달라지는데, 이는 側壓의 增加는 주로 모래의 粒子 配列을 더 단단하게 再配列시키므로 위와 같은 舉動이 일어나는 것을 생각된다.

3. 間隙比와 軸差應力과의 關係

供試體의 體積變化는 결국 供試體 내의 間隙의 變化에 의해서 發生하게 되므로 體積의 變化를 더 구체적으로 설명할 수 있는 資料를 얻고자 앞 절에서 행한 試驗에 의하여 間隙比의 變化를 계산하였다.

Fig. 9는 側壓이 일정(0.4kgf/cm²)한 경우 相對密度에 따른 間隙比의 變化를 나타내고 있다. 間隙比는 供試體 내의 飽和된 물의 양에 의하여 계산을 할 수 있는데 間隙比는 相對密度의 증가에 따라 더 작은 상태에서 시작하고 軸變形率이 증가함에 따라 감소하였다가 다이러턴시 현상으로 인하여 다시 증가하여 결국에는 일정

한 값에 接近을 하게 된다. 또, 동일한 相對密度를 가진 試料에 대하여 側壓의 影響에 의한 間隙比의 變化를 조사한 結果, 各各의 相對密度에 대하여 間隙比는 側壓이 증가함에 따라 작은 값을 나타내었다.

Fig. 10은 相對密度가 일정(40%)한 경우 側壓에 따른 間隙比의 變化를 보여주고 있다. 여기서 初期 間隙比가 달라진 이유는 側壓에 의해서 壓密이 發生하여 體積의 變化가 일어났기 때문이다.

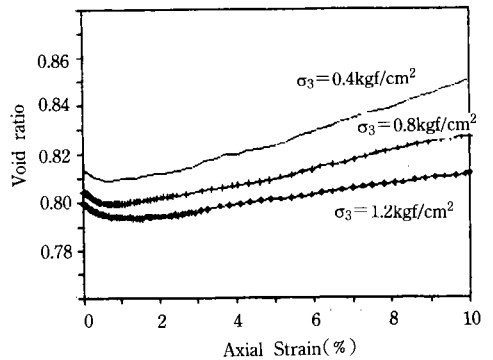


Fig. 10. Void ratio vs axial strain with relative density(40%)

4. 彈性係數의 變化

相對密度와 側壓의 變化에 따른 彈性係數를 구하기 위하여 각 相對密度에 대해서 側壓을

변화시키면서 시험을 행한 결과가 Fig. 11에 나타나 있다. 여기서 彈性係數는 除荷-再載荷 동안의 應力-變形率 曲線의 기울기로 구했으며, 彈性係數는 側壓과 相對密度가 증가함에 따라 증가한다는 사실을 알 수 있다.

Duncan과 Chang(1970)은 silica sand에 대해서 시험한 결과, 彈性係數(E_{ur})를 軸力向 主應力(σ_1)과 대기압(Pa)의 指數式으로 발표한 바 있으나, 이 試驗은 側壓이 상당히 큰 狀態에서 행한 試驗으로 본 研究에서의 結果와는 비교할 수 없었다.

Fig. 11에서 각각의 側壓에 대한 彈性係數의 變化를 相對密度에 따라 圖示한 것이며 相對密度와 側壓과 彈性係數(E_{ur})의 관계는 (2)式으로 表示할 수 있다.

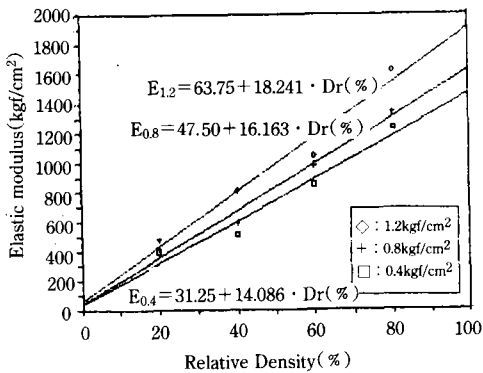


Fig. 11. Elastic modulus vs relative density

그림에서 볼 수 있듯이 試料가 느슨한 狀態에서는 彈性係數가 비슷한 값을 나타내고 있으나, 相對密度가 증가함에 따라 彈性係數가 증가하며 側壓이 클 수록 差異가 크게 나타나는데, 이는 側壓이 커짐에 따라 試料의 剛度(Rigidity)가 커지기 때문으로 생각된다.

$$E_{ur} = 15 + 40.625 \cdot \sigma_3 + 12.008 \cdot Dr + 5.194 \cdot (\sigma_3 \cdot Dr) \dots\dots\dots(2)$$

5. 内部摩擦角의 變化

三軸壓縮試驗의 結果에서 구한 内部摩擦角과

相對密度와의 관계가 Fig. 12에 나타나 있다. 内部摩擦角은 약 38°~42.5°의 범위에 있으며, 相對密度에 따른 摩擦角은 相對密度가 커짐에 따라 摩擦角은 거의 直線的으로 증가했으며, 摩擦角(ϕ)은 (3)式으로 表現된다.

$$\phi = 36.65 + 0.071 \cdot Dr(\%) \dots\dots\dots(3)$$

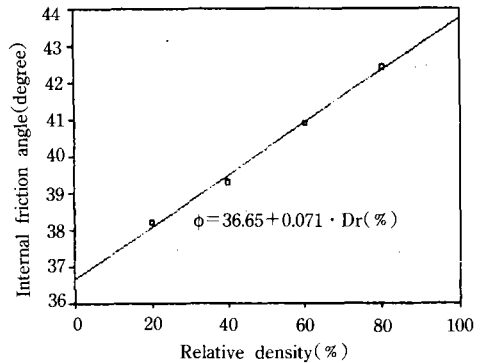


Fig. 12. Internal friction angles vs relative density

6. 포아슨 比의 變化

포아슨 比는 彈性舉動을 설명하는데 彈性係數와 더불어 중요한 土質常數가 되지만, 흙의 성질이 복잡하여 精確하게 포아슨 比를 測定하기란 매우 어렵다.

본 研究에서는 Duncan과 Chang(1970)의 方法에 의하여 포아슨 比(ν)를 (4)式으로 計算하였다.

$$\nu = \frac{\Delta \epsilon_1 - \Delta \epsilon_v}{2 \Delta \epsilon_1} \dots\dots\dots(4)$$

여기서, $\Delta \epsilon_1$ 는 軸變形率 增分이며, $\Delta \epsilon_v$ 는 體積變形率 增分을 의미한다.

Fig. 13은 側壓이 일정(1.2kgf/cm²)하고 相對密度가 변하는 경우의 포아슨 比를 나타낸 것이고, Fig. 14는 相對密度가 일정(80%)하고 側壓이 변하는 경우 포아슨 比와 軸變形率과의 關係를 나타내고 있다. 그림에서 相對密度가

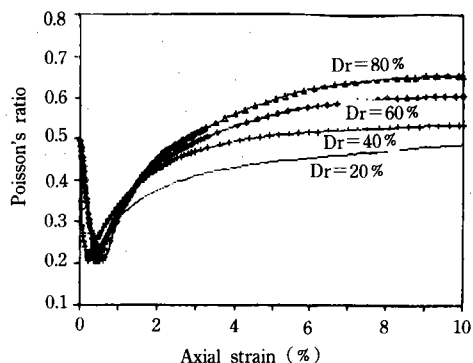


Fig. 13. Poisson's ratio vs axial strain ($\sigma_3 = 1.2\text{kgf/cm}^2$)

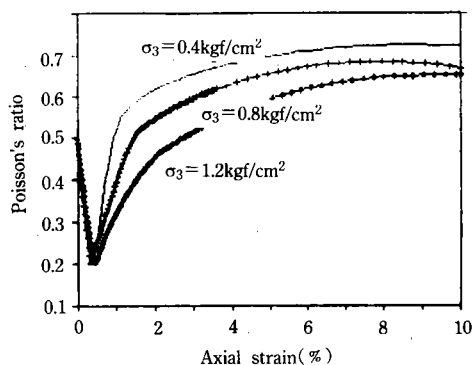


Fig. 14. Poisson's Ratio vs Axial strain (Dr : 80%)

增加함에 따라 포아슨 比의變化에 점차增加하며, 側壓에 따라서는減少하는傾向을 보여주고 있다. 하지만, 어느 경우에서나 最少 포아슨 比는 항상 일정한 값(=0.2)에 근접하고 있음을 보여주고 있다.

7. 等方壓縮試驗

等方壓縮을 받는 경우 試料 내에서 발생하는 體積의變化를測定한 결과, 어느 경우에나 비슷한形狀을 보였으며 Fig. 15는 相對密度 20%일 때 間隙比와 荷重과의關係이다.

荷重을 가할 때의 기율기인 壓縮指數(λ)와 除荷 時의 기율기인 膨脹指數(κ)는 Lee와 Seed (1967)의 試驗에 의하면 100kgf/cm^2 이상의 荷

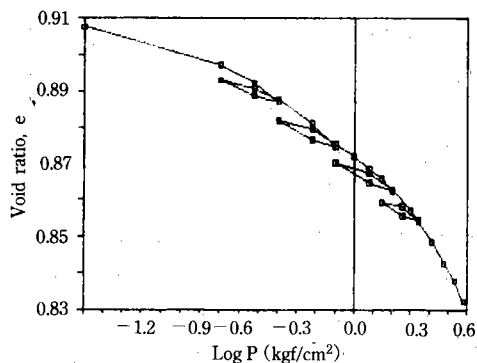


Fig. 15. e-log P curve (Dr : 20%)

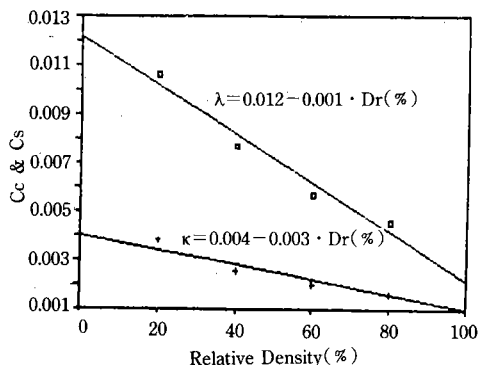


Fig. 16. $C_c(\lambda)$ and $C_s(\kappa)$ vs relative density

重에서 直選의關係가 나타난다고 발표하고 있다. 그러나, 본 試驗에서는 試驗器機가 許容하는 範圍까지만 試驗하여 가장 많은 荷重이 작용한 부분에서의 기율기로 구했다.

Fig. 16은 相對密度의變化에 따른 壓縮指數와 膨脹指數의變化를 보여주고 있다. 壓縮指數와 膨脹指數는 相對密度에 따라 거의 直線의으로 減少하며 그 관계는 (5), (6)式으로 표시할 수 있으며, 膨脹指數와 壓縮指數의 比는 약 1/3정도였다.

$$\lambda = 0.012 - 0.0010 \cdot Dr(\%) \dots\dots\dots(5)$$

$$\kappa = 0.004 - 0.0003 \cdot Dr(\%) \dots\dots\dots(6)$$

IV. 結 論

모래의 強度特性을 研究하기 위하여 반월지역의 모래를 선정하여 排水三軸壓縮試驗과 等方壓縮試驗을 행한 결과 相對密度 및 側壓의 變化에 의한 軸差應力, 體積變形率, 間隙化, 포아슨 比 및 彈性係數의 變化狀態에 대한 다음과 같은 結論을 얻었다.

1. 相對密度가 커지거나 側壓이 增加하면 粒子間의 咬물림 힘이 增加하여 破壞에 도달하는 最大應力이 증가했다.

2. 最大 軸差應力과 側壓의 比 σ_{max}/σ_3 는 相對密度에 비례하여 直線的으로 增加했다.

3. 試料가 조밀한 경우, 側壓이 상당히 커지면 剛度의 影響으로 應力-變形率 關係는 頂點이 없이 軸變形率이 增加함에 따라 계속하여 應力은 증가했다.

4. 相對密度가 커짐에 따라 다이러턴시현상이 빨리 일어나기 때문에 體積變形率은 급격하게 增加했다. 側壓이 증가함에 따라서는 體積變化 增加率이 減少했으며, 다이러턴시현상은 늦게 나타났다. 또한, 軸差應力은 다이러턴시현상이 일어나고 난 뒤에 最大應力에 도달했다.

5. 軸變形率에 따른 間隙比는 처음에는 軸變形率이 증가함에 따라 間隙比가 減少하다가 다이러턴시현상이 일어나면서 間隙比는 增加하였으며 變形이 무한히 커지면 일정한 값에 도달하였다.

6. 포아슨 比는 初期에 變形이 적은 狀態에서 最小 포아슨比을 나타내는데, 이 最少 포아슨比는 材料의 狀態에 무관하게 일정하며 相對密度가 클 수록 포아슨 比의 範圍도 커졌다.

7. 彈性係數는 相對密度와 側壓이 증가함에 따라 증가하는 것으로 나타났다.

8. 内部 摩擦角(ϕ)은 相對密度가 增加함에 따라 거의 直線的으로 增加하였다.

9. 等方壓縮試驗 結果, 壓縮指數(λ)와 膨脹指數(κ)는 相對密度가 增加함에 따라 直線的으로

減少하는 것으로 나타났으며, 이들의 比는 약 1/3 정도였다.

參 考 文 獻

1. 林炳祚, 金泳壽, 1983, 土質試驗法, 螢雪出版社, pp. 149-164.
2. 張秉郁, 1987, 振動으로 인한 모래 供試體의 密度變化에 대한 研究, 大韓土質工學會誌, Vol. 3, No. 3, pp. 7-20.
3. 鄭寅峻, 金翔圭, 1978, 土質力學, 東明社, pp. 185-215.
4. Baladi, G. Y. and B. Rohani, 1979, Elastic-Plastic Model for Saturated Sand, J. of Geotechnical Eng'g Div., ASCE, No. GT4, pp. 465-480.
5. Black, D. K. and K. L. Lee, 1973, Saturating Laboratory Samples by Back Pressure, J. of Soil Mech. and Fdns Div., ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp. 75-93.
6. Bowles, J. E., 1978, Engineering Properties of Soils and Their Measurement, 2nd ed., McGraw-Hill Book Co. New York, pp. 141-161.
7. Coon, M. D. and R. J. Evans, 1971, Recoverable Deformation of Cohesionless Soils, J. of Soil Mech. and Fdns, ASCE, Vol. No. SM2, pp. 375-391.
8. Domaschuk, L. and N. H. Wade, 1969, A Study of Bulk and Shear Moduli of a Sand, J. of Soil Mechanics and Fdns Div., ASCE, Vol. 95, No. SM2, pp. 561-581.
9. Duncan, B. O. and C. Y. Chang, 1970, Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil, J. of Soil Mech. and Fdns Div., ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1629-1653.
10. Holubec, I., 1968, Elastic Behaviour of Cohesionless Soil, J. of Soil Mechanics and

- Fdns Div., ASCE, Vol. 94, SM6, pp. 1215-1231.
11. Lade, P. V., 1978, Prediction of Undrained Behaviour of Sand, J. of Geotechnical Engr Div. ASCE, Vol. 104, No. GT6, pp. 721-735.
 12. Lamb, T. W. and R. V. Whiteman, 1979, Soil Mechanics, John Willey and Sons Inc., pp. 137-161.
 13. Lee, K. L. and H. B. Seed, 1967, Drained Strength Characteristics of Sands, J. of Soil Mech. and Fdns Div., ASCE, Vol. 91, No. SM6, pp. 117-141.
 14. Makhoulf, H. M. and J. J. Stewart, 1965, Factors Influencing the Modulus of Elasticity of Dry Sand, Proc. of the 6th Conf. on Soil Mechanics and Fdns Engr, Vol. 1, pp. 298-301.
 15. Miura, S. and S. Toki, 1982, A Sample Preparation Method and Its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand, Soil and Foundations, Vol. 22, No. 1, pp. 61-77.
 16. Newland, P. L. and B. H. Allely, 1957, Volume Changes in Drained Triaxial Tests on Granular Materials, Geotechnique, Vol. 7, pp. 17-34.
 17. Ponce, V. M. and J. M. Bell, 1972, Shear Strength of Sand at Extremely Low Pressure, J. of Soil Mech, and Fdns, Div., ASCE, Vol. 97, pp. 625-637.
 18. Rowe, P. W., 1972, Theoretical Meaning and Observed Values of Deformation Parameters for Soil. Proc. Roscoe Memorial Symp. Stress-Strain Behaviour of Soils, pp. 143-194.
 19. Vesic, A. S. and G. W. Clough, 1968, Behaviour of Granular Materials under High Stresses, J. of Soil Mechanics and Fdns, ASCE, No. SM3, pp. 661-688.