

花崗岩風化土의 動彈性係數에 관한 研究

— 中部地域을 中心으로 —

Resilient Modulus of Weathered Granite
Soil in the Central Part of Korea

金 周 漢*

Kim, Joo-Han

李 鍾 珪**

Lee, Chong-Kyu

Abstract

Over the years, most pavement designs based on soil strength and permanent strain are almost independent of soil elasticity. However, it was found that plasticity and elasticity of soil have both effected on the failure of pavement structures. The elasticity of soil, hence, using the resilient modulus is reflected for recent pavement design.

Although the current AASHTO specifications(1986) for pavement design had changed the soil support value to the resilient modulus, triaxial devices conducting the resilient modulus test have not been fully equipped in a great majority of laboratories. Thus, in the present work, such a resilient modulus is usually derived(from CBR, K values, etc.) by estimating equations.

The purpose of this study is to evaluate the resilient modulus of weathered granite soils sampled from 4 points of the central region of Korea by means of AASHTO T 274-82. According to this, some empirical equations for predicting that of the weathered granite soil are proposed and then, the relationship to convert CBR into the resilient modulus is developed.

要 旨

지금까지 鋪裝設計의 基本概念에는 흙의 彈性的 性質이 거의 반영되어오지 않았다. 그러나 鋪裝의 破壞는 흙이 갖고 있는 일부 彈性的 性質에도 영향을 받는 것으로서 최근 動彈性係數라는 要素를 導入함으로써 흙의 彈性的 性質을 鋪裝設計에 반영하게 되었다.

이러한 추세에 따라 AASHTO(1986)에서는 鋪裝構造設計指針書를 確定지으면서 그동안 鋪裝構造設計 暫定指針書의 基本式에서 使用하던 路床土支持値를 動彈性係數로 代替하였다. 그러나 現在로서는 이 試驗方法과 試驗裝備가 보편화되어있지 않으므로 대부분의 경우 CBR 값, K 값, R 값등으로 부터 動彈性係數를 구하는 換算式에 의하여 動彈性係數를 推定하고 있다.

本 研究은 우리나라 中部地域 4個支點의 花崗岩風化土에 대하여 AASHTO의 試驗方法(T 274-82)으로 動彈性係數를 직접 구하고 이를 根據로 우리나라 中部地域 花崗岩風化土의 動彈性係

* 正會員, 暎園大學校 理工大學 土木工學科 副教授

** 正會員, 檀國大學校 工科大學 土木工學科 教授

數를 主應力의 合計로 부터 推定하기위한 式을 提案하였으며 또한 종래 可燒性鋪裝設計에 適用하여 왔던 CBR 試驗 結果로 부터 動彈性係數를 換算하기 위한 關係式을 구하였다.

1. 序 論

지난 수십여년간 鋪裝設計에 있어서 補助基層 및 路床土의 影響을 반영하는데 基礎資料가 되어온 것은 補助基層 및 路床土의 K 값(支持力係數), R 값(抵抗值), 및 CBR 값 등이었다. 이는 鋪裝構造의 破壞가 基礎地盤의 沈下 즉 永久變形에 起因된다는 理論에 근거를 둔 것으로서 基礎地盤 沈下의 발생을 規制하는 것이었다.²⁾ 그러나 Hveem 이나 Seed 의 研究에 의하면 鋪裝의 破壞는 基礎地盤의 過多한 沈下외에 表面의 龜裂이 또 다른 하나의 중요한 原因이 된다고 하였다.^{2, 5, 6)} 즉 永久變形이 아주 적게 잘 設計된 鋪裝에 있어서도 軟性疲勞에 의한 表面龜裂로 인하여 鋪裝이 破壞되는 것을 흔히 볼 수 있는바 表面의 軟性疲勞는 기본적으로 基礎地盤의 回復變形에 起因되는 것이라고 하였다. 交通荷重(反復荷重)이 反復되는 每回마다 基礎地盤에는 累積되는 永久變形외에 回復變形이 發生되고 消滅되는데 이러한 경우 表面에는 翳과 原狀回復 現象이 反復되어 龜裂이 생기고 점점 增加하게 되며 이 龜裂이 커지게 되면 鋪裝構造는 破壞에 이르게 된다. 이러한 影響을 鋪裝設計에 반영하기 위하여 最近에 提案된 要素(factor)가 動彈性係數(resilient modulus)이다. 이를 처음 提案한 사람은 Hveem 으로서 動彈性係數를 回復變形率(recoverable strain)에 대한 反復動荷重應力(dynamic stress)의 比로 定義하였다.^{3, 7, 8)} 또 Hicks 나 Stephen 등은 動彈性係數는 拘束應力 또는 主應力 合計와 밀접한 關係가 있다고 主張하였다.^{3, 7)} 動彈性係數는 흙의 彈性的 性質을 표시하는 하나의 指標로서 彈性的으로 非線形的인 흙의 特性을 擬似彈性的(quasielastic)으로 표시하는 것이라 할 수 있으며 현재 그 使用이 國際적으로 擴大適用 試圖되고 있다.

AASHTO(1986)에서는 鋪裝構造設計指針書⁸⁾

(Guide for Design of Pavement Structure)를 確定하면서 종래의 暫定指針書에서 使用하던 基本式의 路床土 支持力值를 動彈性係數로 代替하였다. 그리고 動彈性係數의 試驗方法으로서 AASHTO T 274-82⁹⁾를 制定하였다. 그러나 現在로서는 이 試驗方法이 一般化되어 있지 않고 대부분의 設計機關이 이 試驗裝備를 갖추고 있지 못함으로 우선은 CBR 값, K 값, R 값, 또는 기타의 土性值로 부터 動彈性係數를 推定하는 換算式을 提案하고 있다.⁸⁾

本 研究에서는 우리나라의 代表的 흙인 中部地域 4個所의 花崗岩風化土에 대하여 動荷重試驗인 AASHTO T 274-82의 方法으로 직접 動彈性係數를 구하고 이 값과 試料의 土性值와의 相關關係를 考察하여 이를 根據로 우리나라 中部地域 花崗岩風化土의 動彈性係數를 主應力 合計의 크기로 부터 推定하는 式을 提案하며 또한 CBR 試驗의 結果로 부터 動彈性係數를 換算하기위한 關係式을 구하고자 한다.

2. 文獻考察

2.1 흙의 動的舉動과 動彈性係數

흙의 靜力學이 흙에서의 塑性舉動과 흙의 強度를 究明하는데 큰 役割을 한 반면 흙의 動力學은 흙에서의 微細舉動을 究明하는데 큰 役割을 하였다.⁴⁾ 흙 構造物에 흙의 破壞強度보다 크지 않은 動荷重이 作用하면 흙 構造物에는 回復變形(recoverable strain)과 永久變形(permanent strain)이 發生된다. 즉 荷重이 載荷되었을 때의 總變形중 一部가 荷重이 除荷되면 原形으로 回復되는데 이것을 回復變形이라 하고 荷重이 除荷되어도 變形으로 계속 殘留되는 것을 永久變形이라고 한다. Hardin⁴⁾에 의하면 回復變形은 전부 彈성에 의한 것이고 永久變形은 전부 塑性에 의한 것이라고 할 수는 없고 서로의 領域이 一部 重複된다고 한다. 이 回復變形은 흙의 靜力學에서는 찾아볼수 없는 現象이다.

動荷重의 特性은 매우 다양하여 간단하고 쉽게 定義할 수는 없고 一般的으로 動荷重은 荷重의 크기, 周波數 및 反復回數 등으로 나타낸다. 道路, 鐵道, 空港의 滑走路 등과 같이 交通荷重(反復荷重)을 받는 構造物의 解析에 있어서는 흙의 回復變形 및 永久變形에 關한 問題가 研究의 主 對象이 되어왔다. 荷重의 反復回數增加에 따른 每回當 回復變形量은 初期에는 약간씩 增加하다가 減少하여 一般的으로 대략 1,000回後 부터는 그 變化가 매우 적고 7,000~10,000回後 부터는 거의 變化가 없는 最終平衡值라고 생각되는 어떤 값에 到達한다고 한다.⁷⁾ 흙의 回復變形量에 影響을 미치는 一般的 要素는 土性值 즉 흙의 含水比, 密度, 內部摩擦角, 粘着力 및 # 200 체 通過分 등이고 직접적으로 主된 要素는 拘束應力, 反復荷重應力 및 荷重의 反復回數 등이라고 한다. 따라서 動彈性係數를 式(2.1)에서 定義한 바와 같이 回復變形率에 대한 反復荷重應力の 比라고 할때 動彈性係數는 위에 言及한 主要因들 즉 拘束應力, 反復荷重應力, 荷重의 反復回數 또는 拘束應力과 反復荷重應力을 包含하는 主應力合計 등의 函數로 나타낼 수 있다.⁸⁾ 실제로 많은 研究에 있어서 이를 나타내는데는 여러가지 形式을 提案하고 있는바 이들중 몇가지를 살펴보면 다음과 같다.

$$\text{Hveem}^{2,5)} \quad M_R = \sigma_d / \epsilon_R \quad (2.1)$$

$$\text{Hicks}^3) \quad M_R = k_1 \theta^{k_2} \quad (2.2)$$

$$M_R = k_3 \sigma_3^{k_4} \quad (2.3)$$

$$\text{Stephen}^7) \quad M_R = k_5 \sigma_d (k_6 + k_7 \frac{\sigma_3}{\sigma_d})^{k_8} \quad (2.4)$$

여기서 M_R : 動彈性係數 (kg/cm^2)

σ_d : 動荷重應力 (kg/cm^2)

ϵ_R : 回復變形率

$\theta = +\sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$

: 主應力の 合計 (kg/cm^2)

σ_3 : 壓力室液壓 또는 拘束應力

k_1, k_2, \dots, k_8 : 常數

2.2 動彈性係數와 CBR.

종래에 使用하여 온 鋪裝構造設計 그 중에서도 可挽性鋪裝構造設計에서 主流를 이루은

路床土의 材料特性을 나타내기 위한 代表的 要素는 CBR 값이었다. 美國의 AASHTO 設計法 ('72 및 '81 暫定指針書) 아스팔트協會의 AI 設計法을 비롯하여 日本道路協會의 T_A 設計法에 이르기까지 모두가 CBR 값을 根據로한 設計法이었다. 最近에 이르러 鋪裝層으로 부터 傳達되는 交通荷重(反復荷重)에 의하여 發生되는 疲勞와 바퀴자국패임(rutting) 등에 의한 損傷程度를 考慮하고 이로인한 路床土의 損傷을 許容範圍以內로 維持할 수 있는 路床材料의 特性을 合理的으로 나타내기 위하여 動彈性係數를 考慮하는 設計法이 대두하게 되었다. 이러한 추세에 따라 最近에 改定된 AASHTO '86 指針書에서는 暫定指針書에서 適用하여 온 路床支持力係數(soil support number)를 動彈性係數로 代替하였고 各種 鋪裝材料의 構造의 特性을 種래의 標準係數인 CBR 및 R 값뿐만 아니라 動彈性係數로 定義되는 相對強度係數로 나타내었다. AI 設計法('81 改定)에서도 路床條件으로서 動彈性係數의 適用을 권장하고 있다. 그러나 現在로서는 動彈性係數 試驗方法이 보편화 되어 있지 않고 대부분의 設計機關이 이에 必要한 動荷重試驗裝備를 갖추고 있지 않으므로 經過조치로서 CBR 값, R 값, K 값 및 기타 土性值로부터 動彈性係數를 구하는 여러가지 換算式이 提案되어 있다. 그 중 代表的인 것은 다음과 같다.

AASHTO

$$M_R = 52 \text{ CBR} \quad (\theta = 7.0 \text{ kg/cm}^2) \quad (2.5)$$

$$M_R = 31 \text{ CBR} \quad (\theta = 2.1 \text{ kg/cm}^2)$$

$$M_R = 24 \text{ CBR} \quad (\theta = 1.4 \text{ kg/cm}^2)$$

$$M_R = 18 \text{ CBR} \quad (\theta = 0.7 \text{ kg/cm}^2)$$

(美) 아스팔트協會

$$M_R = A + B(R \text{ 값}) \quad (2.6)$$

여기서 $A = 54 \sim 81$

$B = 26 \sim 39$

3. 實 驗

3.1. 試驗裝備

本 實驗에 使用된 裝備는 1988年 Norway

의 GEONOR社에서 製作組立된 反復三軸壓縮試驗機 (cyclic triaxial compression tester)로서 그 一般的 機能은 보통의 三軸壓縮試驗機와 같으나 特記할 것은 動荷重試驗을 할 수 있는 反復荷重載荷裝置가 附着되어있는 것이다. 그 系統圖는 그림 3.1과 같고 그림 3.1을 參考로하여 各 機能을 略述하면 다음과 같다.

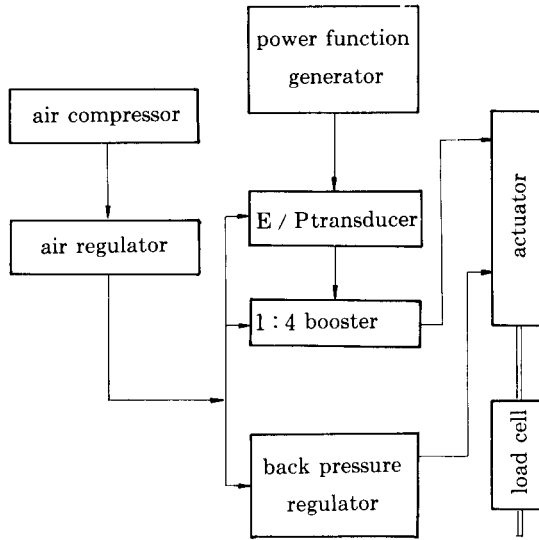


그림 3.1 反復荷重載荷裝置 系統圖

動力函數發振機 (power function generator)를 操作하여 願하는 波形 (triangular, trapezium, sinusoidal, squareform 등)과 周波數의 電流를 트랜스듀서 (E / P transducer)에 보내면 트랜스듀서는 空氣壓縮器에서 供給된 一定壓의 空氣를 提示된 波形과 周波數로 變調하여 부스터 (booster)에 보낸다. 부스터에서는 供給된 壓縮空氣의 波形을 增幅하여 作動機 (actuator) 피스톤 上部에 供給한다. 그러면 피스톤은 供給된 壓縮空氣의 波形과 周波數대로 上下로 作動하여 供試體에 필요로하는 反復荷重을 載荷 또는 除荷하게 된다.

3.2 試料

본 實驗에 使用된 試料의 一般土性値와 採取 地域은 表 3.1과 같다.

3.3 實驗方法

3.3.1 動彈性係數試驗

試驗方法은 AASHTO T 274-82¹⁾를 따랐다. 實驗에 使用된 供試體의 直徑과 높이는 71 mm×150 mm였고 供試體의 單位重量은 最適含水比에서 最大乾燥密度의 95%가 되도록 三層 靜的다짐을 하였다. 靜的다짐이란 最終的으로 成形된 71 mm×150 mm 供試體의 單位重量이 最大乾燥密度의 95%가 되는데 필요한 무게의 흐트러진 試料에 最適含水比가 될 물을 加하고 칼라가 연결된 몰드에 3회에 나누어 넣으면서 잭기로 壓縮 成形하는 것이다. 다만 動彈性係數의 값이 1,000 kg/cm²을 넘을 경우에는 壓力室을 大形으로 하고 變位測定裝置를 內裝하게 되어있으나 本 實驗에서는 형편상 그 경우에도 標準壓力室에 變位測定裝置를 外裝한 狀態로 繼續試驗하였음을 밝혀둔다. 따라서 動彈性係數의 값이 1,000 kg/cm²을 넘을 경우의 試驗結果는 相對的으로 그 精密도가 떨어지리라 思料된다. AASHTO T 274-82의 粗粒土에 대한 動彈性係數 試驗方法을 略述하면 다음과 같다. 즉 表 3.2에 보는 바와같이 動彈性係數試驗에 있어서 壓力室液壓(σ_3)과 動荷重應力(σ_d)의 組合은 다음과 같다.

예비단계는 供試體를 調整 (conditioning)하는 단계로서 σ_3 이 0.35 kg/cm²일 때 σ_d 는 0.35 kg/cm²와 0.69 kg/cm²를, σ_3 이 0.69 kg/cm²일 때 σ_d 는 0.69 kg/cm²와 1.04 kg/cm²를, σ_3 이 1.04 kg/cm²일 때 σ_d 는 1.04 kg/cm²와 1.38 kg/cm²를 各各 200회씩 反復시키고 回復 變形量은 測定하지 않는다. 本 試驗 1단계에서는 σ_3 을 1.38 kg/cm²로 維持하고 σ_d 는 0.07, 0.14, 0.35, 0.69, 1.04 및 1.38 kg/cm²를 各各 200회씩 反復시킨다음 各各 回復變形量을 測定한다. 2단계에서부터 5단계에서의 要領도 1단계와 같다. 反復荷重을 性格짓는 主要要素는 周波數, 荷重應力の 크기 및 荷重의 反復回數인 바 이중에서 反復荷重의 周波數가 0.01 Hz~10 Hz의 範圍일 때에는 周波數가 變形에 미치는 影響은 다른 要素에 비하여 가장 적다고 하며⁷⁾

表 3.1 試料의 土性値와 採取地域

| 採取地 | 記號 | 最適含水比 (%) | 最大乾燥密度(g/cm ³) | 比重 | #200 通過分(%) | 肉眼으로 本風化의 進行度 | 統一分類法 |
|-------------|----|-----------|----------------------------|------|-------------|---------------|-------|
| 京畿道安養市石水洞 | A | 10.3 | 1.94 | 2.63 | 4.2 | 1 | SW |
| 京畿道利川邑중 1 리 | I | 11.9 | 1.84 | 2.66 | 4.86 | 2 | SW |
| 서울, 中浪區面牧洞 | S | 14.6 | 1.79 | 2.69 | 7.81 | 3 | SW-SM |
| 忠南天安市 안서동 | C | 13.5 | 1.81 | 2.72 | 7.73 | 4 | SW-SM |

表 3.2 動彈性係數試驗에 있어서 $\sigma_3 \sim \sigma_d$ 의 組合(kg/cm²)

| | | | | | | | | |
|------|------------|------|------|------|------|------|------|---------------|
| 예비단계 | σ_3 | 0.35 | 0.35 | 0.69 | 0.69 | 1.04 | 1.04 | 各 200回 反復 |
| | σ_d | 0.35 | 0.69 | 0.69 | 1.04 | 1.04 | 1.38 | |
| 1 단계 | σ_3 | 1.38 | | | | | | 各 200回 反復後 測定 |
| | σ_d | 0.07 | 0.14 | 0.35 | 0.69 | 1.04 | 1.38 | |
| 2 단계 | σ_3 | 1.04 | | | | | | " |
| | σ_d | 0.07 | 0.14 | 0.35 | 0.69 | 1.04 | 1.38 | |
| 3 단계 | σ_3 | 0.69 | | | | | | " |
| | σ_d | 0.07 | 0.14 | 0.35 | 0.69 | 1.04 | | |
| 4 단계 | σ_3 | 0.35 | | | | | | " |
| | σ_d | 0.07 | 0.14 | 0.35 | 0.69 | 1.04 | | |
| 5 단계 | σ_3 | 0.07 | | | | | | " |
| | σ_d | 0.07 | 0.14 | 0.35 | 0.52 | 0.69 | | |

대개의 反復三軸壓縮試驗에서는 1 Hz의 正弦波를 쓰고 있다. 따라서 本 實驗에서도 1 Hz의 正弦波를 使用하였다.

3.3.2 CBR 試驗

本 實驗의 室內 CBR 試驗에 使用된 몰드의 直徑은 150 mm였고 램머의 무게는 4.5 kg으로 試驗方法은 KS F 2320(實驗室에서의 路床土 支持力比 試驗方法)에 따랐다.

4. 結果 및 檢討

4.1 動彈性係數와 拘束應力 및 動荷重應力과 의 關係

天安試料의 動彈性係數試驗의 結果를 式(2.1)로 計算하여 方眼紙에 圖表化한 것(arithmetic plot)이 그림 4.1이다. 그림 4.1에는 拘束應力과 動荷重應力의 影響이 잘 나타나 있다. 즉 同一한 拘束應力下에서 動荷重應力이

增加하면 動彈性係數는 減少한다. 그러나 이 勾配는 動荷重應力이 0.14~0.35 kg/cm²과 같이 적은 경우에는 다소 急勾配이나 動荷重應力이 0.69~1.38 kg/cm²과 같이 큰 경우에는 매우 완만하다. 이것은 주어진 條件이 같을 때 動荷重應力은 動彈性係數에 큰 影響을 미치지 않는다⁶⁾는 여러 研究結果와도 잘 一致하는 것이다. 한편 同一한 動荷重應力이 作用할 때 動彈性係數는 拘束應力의 增加에 따라 현저하게 增加한다. 例로서 同一한 動荷重應力 0.69 kg/cm²下에서 拘束應力이 0.07로부터 0.69 kg/cm²으로 約 10倍 增加하면 動彈性係數는 305로부터 1.025 kg/cm²으로 約 3.3倍 增加한다. 이와같이 拘束應力은 動彈性係數에 매우 큰 影響을 미친다. 安養, 利川 및 서울 試料에 대한 試驗結果도 天安試料의 試驗結果와 거의 비슷한 性向을 보인다.

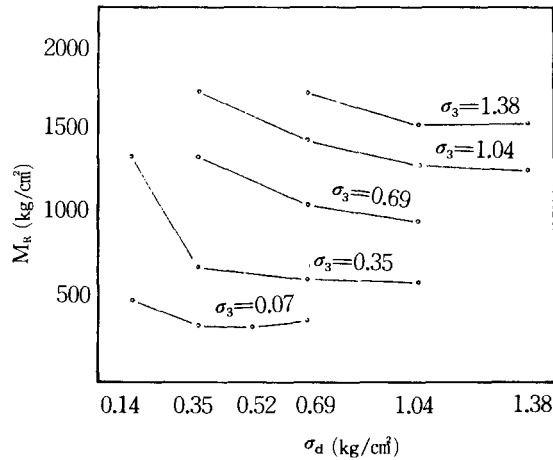


그림 4.1 천안시료의 $M_R - \sigma_d$ 관계

4.2 動彈性係數와 主應力合計와의 關係

天安試料의 動彈性係數試驗의 結果를 式(2.1)로 計算하여 兩對數紙上에 圖表化 (full logarithmic plot)한 것이 그림 4.2이다. 여기서 θ 는 動彈性係數(回復變形量)를 測定하였을때의 主應力의 合計로서 $\theta = \sigma_d + 3\sigma_3$ 로 計算된 값이다.

그림 4.2에 보는 바와 같이 各點들은 어떤 線狀으로 分布되는데 式(2.2)의 形式으로 이 點들의 適合曲線(兩對數紙上에서는 直線)을 最小自乘法으로 구하면 다음과 같이 된다.

$$M_R = 412.9\theta^{0.860}$$

이 式을 利用하면 拘束應力(主應力의 合計)

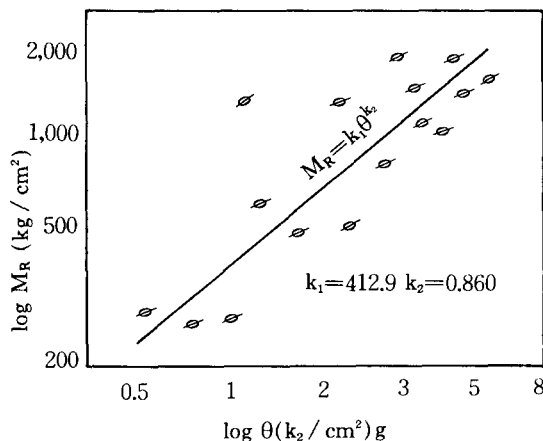


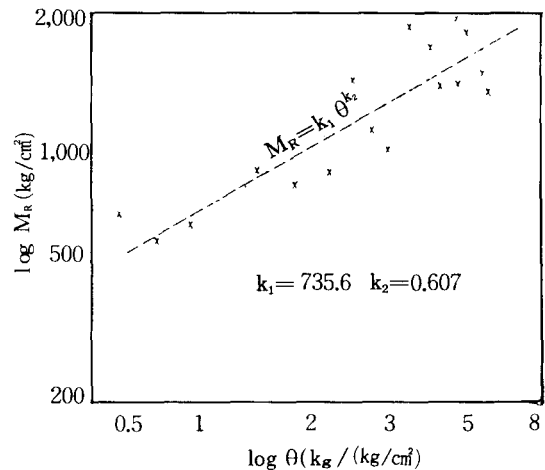
그림 4.2 천안 시료의 $M_R - \theta$ 관계

이 다른 여러경우의 天安試料의 動彈性係數를 구할 수 있다.

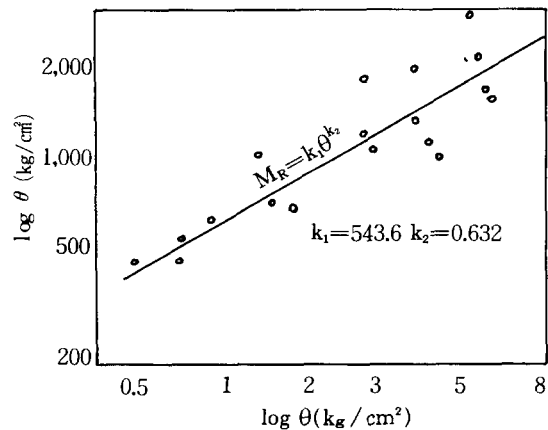
安養, 利川 및 서울試料의 動彈性係數試驗의 結果를 위와 같은 方法으로 整理하여 圖表化하면 그림 4.3.1, 그림 4.3.2 및 그림 4.3.3과 같이 되고 이들 各試料의 適合曲線은 式(4.1)과 같이 된다.

$$\begin{aligned} M_R &= 735.6\theta^{0.607} & (A) \\ M_R &= 534.6\theta^{0.632} & (I) \\ M_R &= 470.3\theta^{0.737} & (S) \\ M_R &= 412.9\theta^{0.860} & (C) \end{aligned} \quad (4.1)$$

式(4.1)에서 네가지 試料를 代表할 수 있는 平均的인 線式은 다음과 같이 된다.



그림(4-3-1) 안양 시료의 $M_R - \theta$ 관계



그림(4-3-2) 이천 시료의 $M_R - \theta$ 관계

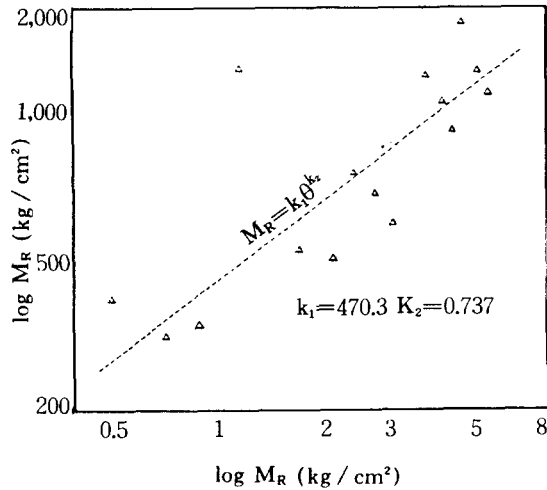


그림 (4-3-3) 서울 시료의 $M_R-\theta$ 관계

$$M_R = 538.35 \theta^{0.709} \quad (4.2)$$

式(4.2)는 우리나라 中部地域 花崗岩風化土의 平均的인 動彈性係數를 구하는 式으로 使用할 수 있으리라고 思料 된다.

4.3 動彈性係數와 CBR 값과의 關係

動彈性係數와 CBR 과의 關係를 究明하기 위하여 本實驗에서 施行한 各試料에 대한 室內 CBR 試驗結果는 表 4.1 과 같다.

表 4.1 試料의 CBR 值

| 試料 | A | I | S | C |
|-----|----|------|----|----|
| CBR | 28 | 18.5 | 12 | 21 |

CBR 값으로부터 動彈性係數를 구할 수 있는 換算式을 導出하기 위하여 式(4.1)로 計算되는 動彈性係數 값을 使用하여 式(2.5) 形式으로 各試料의 CBR 값과 動彈性係數와의 關係式을 구한 다음 네가지 試料를 代表할 수 있는 平均的인 式을 구하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} M_R &= 113.4 \text{ CBR} \quad (\theta = 7.0 \text{ kg/cm}^2) \\ M_R &= 48.1 \text{ CBR} \quad (\theta = 2.1 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned} \quad (4.3)$$

$$\begin{aligned} M_R &= 36.1 \text{ CBR} \quad (\theta = 1.4 \text{ kg/cm}^2) \\ M_R &= 22.1 \text{ CBR} \quad (\theta = 0.7 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned}$$

여기서 θ 는 主應力의 合計

式(2.5)는 앞에서 論한바와 같이 動彈性係數를 직접 試驗할 수 없는 경우 一般土에 대하여 CBR 값으로부터 動彈性係數를 換算하도록 AASHTO가 提議하는 式인바 이때 CBR 값은 特定示方規定이 없는 限 AASHTO T 193-72 CBR 試驗과 AASHTO T 99-74 標準다짐 試驗에 의한 값으로서 몰드의 直徑 150mm 램머의 무게 2.5kg이 使用되는 標準다짐에 의한 것이다. 따라서 우리나라와 같이 特定의 示方規定이 없는 限 CBR 값을 몰드 直徑 150mm 램머무게 4.5kg을 使用하는 修正값을 使用하는 경우에 있어서는 式(2.5)를 직접 使用할 수는 없고 式(4.3)과 같은 試驗結果를 使用하여야 한다고 思料된다.

4.4 動彈性係數와 一般土性值와의 關係

各試料의 動彈性計數와 主應力合의 關係를 나타내고 있는 式(4.1)과 式(4.2)를 圖表化하면 그림 4.4와 같다. 그림 4.4에서 直線들의 기울기는 #200체 通過分이 비교적 많은 7.81%와 7.73%의 서울試料과 天安試料의 기울기가 #200체 通過分이 비교적 적은 4.2%와 4.86%의 安養試料나 利川試料의 기울기 보다 急한 것으로 나타나있다. 즉 試料에 細粒分이 많을 수록 拘束應力(主應力의 合計)의 增加에 따라 動彈性係數의 增加率이 큰데 이것은 細粒分이 많은 試料의 稠密化가 빨리 이루어지는 것을 뜻하는 것이라고 思料 된다.

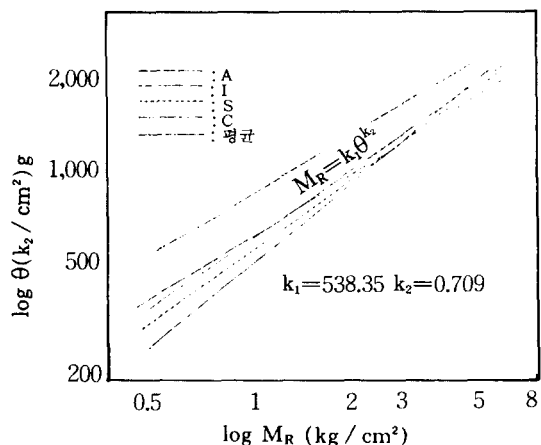


그림 4.4 各試料의 $M_R-\theta$ 관계

5. 結 論

1) 反復三軸壓縮試驗의 結果로부터 中部地域 花崗岩風化土의 動彈性係數를 推定하는 平均式을 구하면 다음과 같다.

$$M_R = 538.350^{0.709}$$

2) 中部地域 花崗岩風化土의 動彈性係數를 CBR 값으로 부터 換算하려면 主應力의 畵에 따라 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_R = 113.4 \text{ CBR} \quad (\theta = 7 \text{ kg/cm}^2)$$

$$M_R = 48.1 \text{ CBR} \quad (\theta = 2.1 \text{ kg/cm}^2)$$

$$M_R = 36.1 \text{ CBR} \quad (\theta = 1.4 \text{ kg/cm}^2)$$

$$M_R = 22.1 \text{ CBR} \quad (\theta = 0.7 \text{ kg/cm}^2)$$

3) 中部地域 花崗岩風化土의 動彈性係數를 AASHTO 提案式을 利用하여 CBR 값으로부터 推定하려는 경우에는 主應力의 影響을 면밀히 檢討하여 適用하여야 한다.

4) 中部地域 花崗岩風化土의 動彈性係數는 # 200 漚 通過分이 많은 試料일수록 主應力畵의 增加에 따른 增加率이 크다.

參 考 文 獻

1. AASHTO DESIGNATION : T 274-82. 1986, pp.1198~1218.
2. Dave, C.T. "Evaluation of Resilient Modulus and Correlation with Compacted Oklahoma Fine Grained Soil," thesis presented to the Oklahoma State University, Ph. D., in 1984.
3. Hain, S.J. "An Application of Cyclic Triaxial Testing to Field Model Tests," Proc., Int. Symp. on Soil under Cyclic and Transient Loading, Swansea, Rotterdam. Vol. 1, 1980. pp.23~31.
4. Hardin, O.B. "The Nature of Stress~Strain Behavior for Soil" Earth~quake Eng. 1978, p.3.
5. Hveem, F.N., "Pavement Deflections and Fatigue Failures," HRB. Bull, 144. 1955. pp.43~87.
6. Mitry, F. George, "Determination of the Modulus of Resilient Deformation of untreated Base Course Materials," thesis presented to the University of California, Berkeley, Ph. D., 1965.
7. Stephen, F. Brown, "Repeated Load Testing of a Granular Material," Jour., GED, ASCE, Vol. 100, No. Gt 7, 1974, pp.825~841.
8. 建設部, "道路鋪裝構造設計指針書" 1988. cf. "Guide for Design of Pavement Structure," AASHTO. 1986.

(접수일자 1989. 12. 7)