

PBT에 의한 직접기초의 안정성 평가

기완서¹⁾ · 주승완²⁾ · 김선학³⁾

¹⁾조선이공대학 토목건설과, ²⁾서강정보대학 건설환경과, ³⁾조선대학교 토목공학과

Stability Evaluation of Shallow Foundation by Plate Bearing Test

Wan-Seo Ki¹⁾ · Seung-Wan Joo²⁾ · Sun-Hak Kim³⁾

¹⁾Dept. of Civil engineering, Chosun College of Science & Technology

²⁾Dept. of Construction Environment, Seokang College

³⁾Dept. of Civil engineering, Chosun University

직접기초의 설계 및 안정성 평가를 위해 편마암 풍화토로 구성된 A, B 대상현장에서 평판재하시험을 실시하여 이론적, 경험적 지지력 공식 및 여러 침하량산정공식에 대한 비교·분석을 실시하였다. 또한, 편마암의 풍화토지반에 실시되어진 평판재하시험의 결과를 이용한 효율적인 안정성 평가방법을 고찰하였다. 그 결과 허용지지력은 Terzaghi의 이론공식이 평판재하시험 결과에 비교하여 과대하게 산정 되어지는 것으로 나타났으며, 직접기초 설계시 국내에서 가장 널리 이용되고 있는 Terzaghi-Peck 방법이 침하량이 크게 나타나 안정적인 설계를 하는데 효과적으로 나타났다. 또한, 편마암의 풍화토 지반에 실시된 평판재하시험결과 하중-침하 곡선에서 얻어진 지지력으로 안정성을 검토하는 경우 침하량 관점보다 더 안전측으로 평가되어짐을 알 수 있었다.

주요어 : 평판재하시험, 직접기초, 지지력, 침하량, 유한요소법

For the design of spread foundation and the stability evaluation, we compared and analyzed it for theoretical, empirical bearing capacity formulas, and various settlement computation formulas, by conducting the plate bearing test at the site of A and B, which consisted of gneiss weathered soil. In addition, we considered the effective method of stability evaluation by carrying out the plate bearing test carried out on the ground consisted of weathering soil of gneiss.

Consequently, it was found out that the allowable bearing capacity by the theoretical formula of Terzaghi was too excessive in comparison with the result of the plate bearing test and the Terzaghi-Peck method, which was used widely domestically in designing the spread foundation. It was more effective for a stable design. As a result of the plate bearing test carried out, on the ground consisted of weathering soil. It was found that reviewing the stability by the bearing capacity calculated with load-settlement curve. It is evaluated in a safer side than the point of view of the settlement.

Key words : plate bearing test, shallow foundation, bearing capacity, settlement, finite element method

* Corresponding author: sun93k@naver.com

서 언

최근 각종 건설공사에서 구조물의 기초건설이 계속 해서 실시되고 있는 상황이다. 특히 각종 건설현장에서 토사 및 암반에 토목·건축구조물의 직접기초 설계 및 안정 검토시 많은 수의 평판재하시험이 실시되고 있으며 앞으로도 계속해서 더 많은 수의 평판재하시험이 실시 될 전망이다. 직접기초를 설계함에 있어서 안정하고 경제적인 지지력의 예측이 필요할 뿐만 아니라 시공성과 경제성을 고려하여 설계하여야 하며, 이러한 직접기초의 설계 및 시공시 상부 하중조건과 기초지반의 특성을 고려해야 함은 물론 해당지반의 정확한 지지력의 추정 은 매우 중요한 문제이다.

일반적으로 직접기초 설계의 대상이 되는 지반조건 은 크게 토사지반, 암반으로 볼 수 있으며, 지지력의 추정 은 Terzaghi(1943), Meyerhof(1965) 및 Hansen(1970)의 지지력공식을 이용하거나 일축압축강도, RQD, 공내 수평재하시험, 현장재하시험 등을 이용하고 있다. 구조물기초의 극한지지력 및 침하량 예측 방법 중 실제 크기의 현장 기초 재하시험이 가장 신뢰도가 높을 것이다. 그러나 이러한 방법은 경제적으로나 기술적으로 비현실 적이므로 실제크기보다 작은 모형시험인 평판재하시험이 그 차선택이라 할 수 있다. 이 시험은 현장지반조사 의 가장 오래된 방법에 속하며, 기초의 지지력이나 침하 량을 정확히 예측할 필요가 있을 때 사용한다. 그런데 이 시험의 시행에는 많은 경비와 시간 그리고 인력이 소요 되므로 시험계획을 신중히 수립하여 최소의 횡수로 최 대의 정보를 얻을 수 있도록 해야 한다. 평판재하시험은 앞서 말한 바와 같이 기초모형시험이므로 이 시험의 계획 과 실행에는 기초의 지지력과 침하이론에 대한 지식이 절대적으로 필요하며 또한 시험위치의 지층구조 및 토질특성에 대한 조사가 선행되어야 한다. 일반적으로 모형시험은 시험조건 및 지반상태가 현장과 유사하다는 가정 아래서만 실효성이 있으므로 평판재하시험은 위치별로 지반상태의 변화가 심하다든가 깊이에 따라 지층상태의 변화가 심하고 불규칙한 지층구조를 나타 내는 지역에서는 시험결과와 신뢰성이 극히 나빠지므로 적당한 지반조사 방법이 될 수 없다. 평판재하시험은 보다 직접적인 방법으로 지지력 추정에 접근하는 방법으로, 흙 지반 기초의 지지력을 평가하거나, 흙 또는 암반기초의 침하량을 평가하는 목적으로 지반반력계수를 얻는 전형적인 현장시험법이다. 시험의 결과로 흙 지반에서는 재하판 아래의 흙의 전단강도와 변형특성을, 암반기초에서는 극한하중을 구하기 어렵기 때문에 주

로 변형특성을 획득할 수 있다. 직접기초를 설계하는데 안정하고 경제적인 지지력 추정과 합리적인 허용지지력 산정으로 인한 안정성검토는 필수 불가결한 요인이다(박영호와 정종홍, 2000; 이삼영, 2002).

따라서, 본 연구에서는 직접기초의 효율적인 설계 및 안정성 평가에 활용할 수 있도록 편마암 풍화토 지반의 A, B 대상현장에 실시되어진 평판재하시험의 결과를 이용하여 현재 적용하고 있는 이론적, 경험적 지지력공식 및 여러 침하량산정공식에 대한 비교·분석을 실시하였다. 또한, 편마암의 풍화토 지반에 실시되어진 평판재하시험 결과를 이용한 효율적인 안정성 평가방법을 고찰하고자 한다.

연구내용

직접기초에 대한 지지력 및 침하량 산정에 필요한 이론식이나 예측방법 및 모델시험, 실물재하시험 등은 외국의 경우 많은 연구자들에 의해 수행되고 제안 되었다(Terzaghi and Peck, 1967; Meyerhof, 1965; Schemertman, 1970; Schemertman et al., 1978). 국내의 지반특성은 외국의 경우처럼 점성토와 사질토로 양분하기 어려우며 이에 따라 제안된 외국의 공식들을 국내지반특성에 그대로 적용하기에는 많은 문제점이 발생하는 것은 사실이다. 따라서 국내외에서 제안된 공식을 통한 적합성을 비교·검토하였다. 본 연구에서는 대표적인 대상 지반에 대하여 다음과 같은 순서로 직접기초의 안정성 평가에 관한 연구를 수행하였다. 첫 번째로 기존의 직접기초에 대한 이론적, 경험적 공식들을 정리하고, 두 번째로 국내의 대표적인 지반 특성을 가진 두 현장의 8개 지점에서 평판재하시험을 실시하여 지지력과 침하량, 지반반력계수를 결정하고, 세 번째로 재하실험결과를 이용한 Bowles(1988)의 수치해석 프로그램을 이용한 침하량을 산출하였으며, 마지막으로 각각의 방법으로 산출된 결과 값을 비교 검토하였으며 지반특성에 따른 적합한 안정성 평가방법을 고찰하였다.

이론적 고찰

지반특성에 따라 국내외에서 현재까지 제안되어 사용되어오고 있는 이론적, 경험적 지지력과 침하량 산정공식에 대하여 살펴보았다.

직접기초의 지지력 산정방법

토사지반은 대부분의 조암광물이 완전 풍화되어 암석으로서의 결합력을 상실한 풍화산류토로서, 질리의 대부분은 풍화산물인 2차 광물로 충전되어 혼적만 보이고 함수 포화시에 전단강도가 현저히 저하되기도 하며, 손으로 쉽게 부서지는 지반이다. 그리고 지질 조사시 지반분류 기준은 TCR=0%, RQD=0%, N<50/20, 탄성파속도 $v_p < 1.0(\text{km/sec})$ 와 같다. 위와 같은 토사 지반위에 놓인 직접기초의 이론적인 지지력 공식은 Terzaghi(1943), Meyerhof(1965) 및 Hansen (1970)에 의해 제안된 바 있다.

Terzaghi(1943)는 바닥이 거친 토사지반의 지지력 평가를 위한 이론적 접근을 최초로 시도하였으며 지지력 공식은 식(1)과 같다.

$$q_u = \alpha c N_c + \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q \quad (1)$$

- α, β : 형상계수
- B : 실제기초의 폭(m)
- c : 지반의 점착력(t/m^2)
- D_f : 기초의 근입깊이(m)
- γ_1 : 기초하부 흙의 단위중량(t/m^3)
- γ_2 : 기초상부 흙의 단위중량(t/m^3)

N_c, N_r, N_q : 지지력계수

Meyerhof는 초기 Terzaghi 지지력 공식의 기초저면 토층의 파괴부 전단저항과 하중의 경사효과를 고려할 수 없는 단점을 보완하여 다음 식(2)와 같은 지지력 공식을 제안하였다.

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma_1 B N_r F_{rs} F_{rd} F_{ri} \quad (2)$$

- F_{cs}, F_{qs}, F_{rs} : 형상계수
- F_{cd}, F_{qd}, F_{rd} : 깊이계수
- F_{ci}, F_{qi}, F_{ri} : 하중경사계수

Hansen(1970)의 지지력 공식은 다음 식(3)과 같다.

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} F_{cq} F_{cb} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} F_{qq} F_{qb} + 0.5 \gamma_1 B_f N_r F_{rs} F_{rd} F_{ri} F_{rq} F_{rb} \quad (3)$$

- F_{cs}, F_{qs}, F_{rs} : 형상계수
- F_{cd}, F_{qd}, F_{rd} : 깊이계수
- F_{ci}, F_{qi}, F_{ri} : 하중경사계수
- F_{ci}, F_{qi}, F_{ri} : 지표경사계수
- F_{ci}, F_{qi}, F_{ri} : 기초경사계수

위의 지지력 공식들과 같이 토사지반의 지지력은 기초의 크기 외에 기초의 형상(s), 근입깊이(d), 하중의 편심과 경사(i), 지반의 경사(g), 기초의 기울기(b)에 따라 결정된다. 국내의 도로교시방서(1996)에서 토목구조물에 대해서는 다가울 환경변화를 고려하여 근입깊이의 영향을 고려하지 않는 것이 타당하므로 이러한 점들을 감안하여 편심만을 고려하는 경우에 Terzaghi공식의 사용을 권장하고 있으며 편심 외의 기타조건을 모두 고려할 경우에는 Hansen공식의 사용하여 지지력 산정을 권장하고 있다.

직접기초의 침하량 산정방법

직접기초의 설계 및 안정성 검토에 있어서 풍화암 이상의 암반에 직접기초가 축조되면 침하량이 기준이 되며 선행 연구자들에 의해 제안되어진 침하량 산정법은 구조물의 최대 허용 침하량과 설계하중에 예상되는 최대 침하량을 산정하여 제안된 식들이다. 침하량 산정식은 크게 SPT의 N값을 이용한 방법과 PBT의 결과를 이용한 산정법이 있으나 여기서는 PBT의 결과를 이용한 침하량 산정식만 제시한다. 또한, 직접기초의 침하량은 탄성침하량과 압밀침하량의 합으로 산정되어져야만 하나 기초의 지반은 대부분 풍화토나 암반위에 설치되므로 대부분 탄성침하량이 총 침하량으로 산출된다. 기초저면의 탄성변위량은 원칙적으로 기초를 강체로 하고 기초저면의 연직지반반력계수 및 수평방향 전단지반반력계수를 이용하여 산출한다. 파쇄나 질리가 발달한 암반에서는 암석종류, 불연속면의 상태, 풍화도를 고려하여 침하해석을 하여야 한다. 이 때 암반의 탄성변형계수는 현장시험과 실내시험결과로부터 결정하거나, 일축 압축시험으로 구한 탄성계수에 RQD의 함수인 감소계수를 곱하여 사용한다. 침하량에 대한 실제기초폭의 영향은 Boussinesq(1951), Terzaghi(1955), Bond(1961), Terzaghi-Peck(1967), NAVFAC DM7(1982) 등의 경험적인 탄성침하식이 제시되어 이 식으로부터 추정할 수 있다. 또한 도로교시방서(1996)에 제시된 경험식에 대해서도 산정할 수 있다.

Boussinesq(1951)의 즉시침하 식은 다음과 같다.

$$S = \left(\frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) q \cdot B \cdot I \quad (4)$$

$$\text{기초지반} : E_s = (1 - \mu^2) B \cdot I \cdot K_{75} \quad (5)$$

$$\text{도로} (\mu = 0.5) : E_s = 1.5 \frac{B}{2} \cdot K_{75} \quad (6)$$

여기서, E_s 는 지반의 변형계수로서 보통 일축압축이나 삼축압축시험에서 산출되며 μ 는 지반의 포아손비, q 는 작용하는 등분포 하중, B 는 구조물 기초의 폭, I 는 기초의 모양과 강성의 영향을 나타내는 계수이다.

Terzaghi(1955)는 평판재하시험 결과를 이용한 침하량을 식(7)과 같이 제안하였다.

$$S = \frac{1}{k_v} \cdot \frac{V}{A} \quad (7)$$

$$k_v = k_{0.3} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad (8)$$

여기서, k_v 는 연직지반반력계수로 식(8)에 적용되어 산출되며 A 는 기초의 면적, V 는 기초설계하중을 나타낸다.

Bond(1961)는 둘 이상의 크기가 다른 재하판의 침하를 측정하여 다음 식(9)를 제안하였다.

$$S = S_1 (B/B_1)^{n+1} \quad (9)$$

여기서, B 는 기초폭, B_1 는 시험 재하판의 직경, S_1 는 기초의 설계하중 강도와 동일한 하중에서 시험 재하판의 침하량, n 는 무차원량의 계수이며 흙의 종류에 따라 다르다.

Terzaghi-Peck(1967)식은 우리나라 현장에서 가장 많이 사용하고 있는 경험식이며 다음 식(10)과 같다.

$$S = S_1 \left(\frac{2}{1 + B_1/B} \right)^2 \quad (10)$$

여기서, B 는 기초폭, B_1 는 시험 재하판의 폭, S_1 는 기초의 설계하중 강도와 동일한 하중에서 시험 재하판의 침하량을 나타낸다. Robert(1999)의 연구결과에 의하면 식(10)은 2차 영향에 의해 잔류침하량이 발생하는 지반 조건인 경우와 재하판의 응력이 미치지 않는 곳에 연약

층이나 영향범위내의 지층보다 느슨한 지반이 존재하는 경우 산정된 침하량은 상당히 과소평가 될 수 있다고 제안 했다.

NAVFAC DM7(1982)방법은 미 해군시설감리단에서 제안한 방법으로 평판재하시험에서 얻은 연직지반반력계수를 적용하여 다음 식(11)과 같이 제안했다.

$$S = \frac{c \times q}{k_v} \left(\frac{B}{B+1} \right)^2 \quad (11)$$

여기서, k_v 는 연직지반반력계수, q 는 직접기초의 설계하중, B 는 기초폭, c 는 기초 폭에 따른 계수값을 나타낸다.

국내 도로교 표준시방서(1996)에 제시된 방법은 식(12)와 같다.

$$\delta_v = \frac{1}{k_v} \cdot \frac{V}{A} \quad (12)$$

여기서, $k_v = k_{vo} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4}$ 에 의해 산정되며 B_v 는기

초의 환산 재하폭, k_{vo} 는 $\frac{1}{30} q E_0$ 에 의해 산정된다. 또한 α 는 지반반력계수의 추정에 사용되는 계수로 평상시에는 1, 지진시에는 2를 적용하며 E_0 는 추정된 설계 대상이 되는 위치에서의 지반의 변형계수로 보통 $28N$ 의 경험 값을 적용한다.

수치해석에 의한 침하량 산정방법

직접기초의 침하량을 산정하기 위한 수치해석법으로 유한차분법(FDM)과 유한요소법(FEM)법이 있다. 본 연구에서는 평판재하시험결과에서 구한 지반반력계수를 사용하여 Winkler의 기초이론을 기본으로 한 탄성지반상 보의 유한요소해석(FEM) 프로그램인 Bowles의 프로그램을 적용하여 침하량을 산출하였다. Winkler의 기초이론에 의한 침하량의 구하는 기본식은 다음 식(13)과 같다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q = -k'_v y \quad (13)$$

여기서, k'_v 는 지반반력계수, y 는 지반의 침하량, E 는 기초의 탄성계수, I 는 기초의 단면2차 모멘트, q 는 기초 저면의 지반반력을 나타낸다.

평판재하시험 및 안정성 평가방법

평판재하시험

평판재하시험은 현장에서 강성의 재하판을 사용하여 하중을 가하여 하중과 변위와의 관계에서 기초지반의 지지력이나 지반계수 또는 노상, 노반의 지반반력계수를 구하기 위하여 행한다. 이 시험방법은 기초지반이 비교적 단순한 지층구조를 지니고 있거나 성토지반과 같이 균질한 지반의 경우에 기초의 지지력과 침하량 산정을 위한 자료를 얻기 위한 가장 신뢰성 있는 시험 방법이다. 평판재하시험을 실시하기 위해서는 먼저 기초저면 위치까지 굴착한 다음 지반 위에 재하판을 놓고, 재하판에 하중을 가하여 그때의 침하량을 Dial Gauge로 측정함으로써 허용 지내력을 알아내는 시험이다. 구조물 기초의 극한지지력 및 침하량 예측의 가장 신뢰도 높은 방법은 실제 크기의 현장기초 재하시험일 것이다. 그러나 그러한 방법은 경제적으로나 기술적으로 비현실적이므로 실제 크기보다 작은 모형시험인 평판재하시험이 차선택이라 할 수 있다. 이 시험은 현장지반조사의 가장 오래된 방법에 속하며, 다른 조사방법으로는 기초의 지지력이나 침하량을 정확히 예측할 필요가 있을 때 사용한다. 평판재하시험은 기초모형시험이므로 이 시험의 계획과 실행에는 기초의 지지력과 침하이론에 대한 지식이 절대적으로 필요하며 또한 시험위치의 지층구조 및 토질특성에 대한 조사가 선행되어야 한다. 일반적으로 모형시험은 시험조건 및 지반상태가 현장과 유사하다는 가정 아래서만 실효성이 있으므로 평판재하시험은 위치별로 지반상태의 변화가 심하다든가 깊이에 따라 지층상태가 변화가 심하고 불규칙한 지층구조를 나타내는 지역에서는 시험결과의 신뢰성이 극히 나빠지기 때문이다.

흙 지반에서의 평판재하시험은 흙의 전단강도와 변형특성을 알기 위해 실시한다. 풍화암 이상의 암반에서의 평판재하시험은 극한하중을 얻지 못하고 변형특성, 즉 지반반력계수를 얻기 위해 이용한다. 최근 박영호와 정중홍(2000)은 평판재하시험의 결과를 이용한 직접기초의 안정성 검토 평가 방법을 제안하여 지반특성에 따른 효율적인 안정성 평가에 적용할 수 있게 되었다.

평판재하시험장치

평판재하시험에 사용되는 장치는 재하판, 유압잭(Jack), 반력하중, 침하측정용 변위계, 재하대, 변위계,

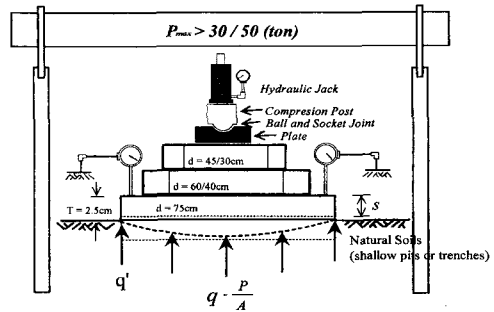


Fig. 1. Typical plate bearing test set-up.

변위계 지지대 등으로 구성되며 Fig.1은 평판재하시험 장치를 나타낸 것이다.

재하판(Bearing plate): 철판 두께가 2.5cm 이상, 직경 또는 한면의 길이가 각각 30~75cm인 3개의 강제원판 또는 정사각형의 강제판을 사용한다. 사각형판은 모서리면에 응력이 집중되어 지반의 국부전파괴를 유발하므로 지지력 손실의 원인이 된다. 원판은 이러한 현상이 나타나지 않는다. ASTM과 AASHTO 규정에는 판 크기와 같거나 필요에 따라 더 크게 만들 수도 있으며, 그러한 모형기초는 충분한 두께를 갖도록 한다.

유압잭(Jack): 유압 잭(hydraulic jack)이나 기계식 잭(mechanical jack)으로서 충분한 용량(50ton) 이상을 갖는 것. 압력계지(pressure gauge)나 하중계(proving ring) 또는 하중변환기(load transducer)를 갖춘 것을 사용한다.

침하측정용 변위계: 스트로크 길이가 5cm 이상이고 0.01mm 이상의 정도를 갖춘 다이얼 게이지나 LVDT가 4개가 필요하다.

재하대(Loadng platforms): 잭의 상향하중을 받아들일 반력장치로서 모래부대, 시멘트, 레일, 철근, 널말뚝 또는 콘크리트 제품 등의 중량물(heavy weight)을 이용하는 중력식과 어스앵커, 인장말뚝 등을 이용하는 반력식이 있고, 때로는 현장에서 작업중인 트럭이나 중장비를 사용할 수도 있다. 기타 잭과 반력장치 사이가 멀리 떨어졌을 경우에 사용하는 압축기둥, 스페이서, 다이얼 게이지 받침대 및 홀더, 스톱워치 등이 필요하다.

안정성 평가 방법

직접기초의 안정성 평가 방법은 지지력관점과 침하량관점에 의한 방법이 박영호와 정중홍(2000)에 의해 Fig.2와 Fig.3과 같이 제안된 바 있다. 평판재하시험결과

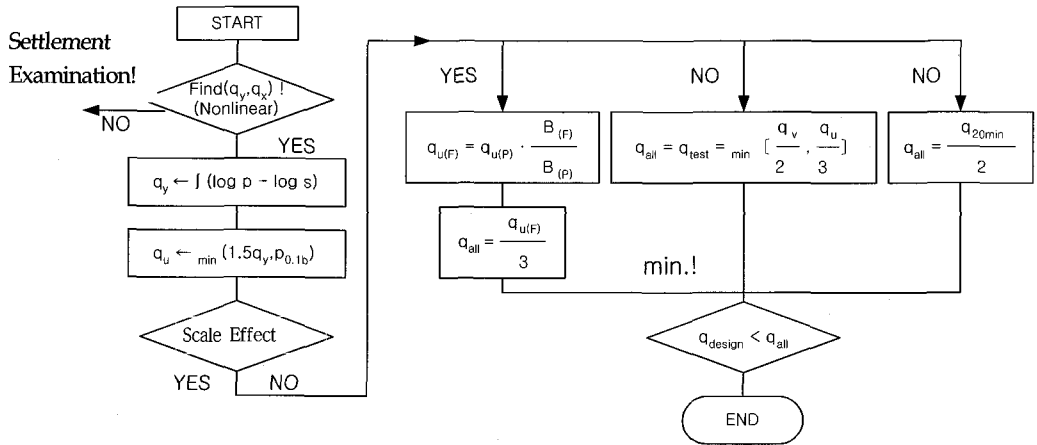


Fig. 2. Flow chart of the valuation method of allowable bearing capacity.

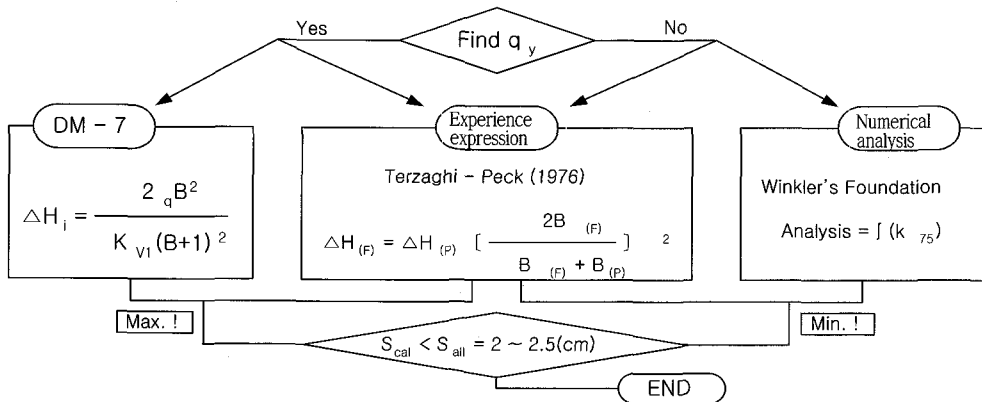


Fig. 3. Flow chart of the valuation method of allowable settlement.

에 의한 지지력이 산정 가능할 경우 지지력관점방법이 많이 적용되나 하중-침하량 거동곡선에서 항복점을 찾을 수가 없을 뿐만 아니라 거의 선형적인 거동을 나타낼 때에는 침하량관점에서 안정성검토가 수행되어야 한다.

대상현장의 지반조건 및 상황

본 연구를 위한 대상현장은 유사한 기초 지지층으로 구성된 광주·전남지역의 대형 구조물 직접기초 현장들 A, B대상 현장으로 나누어 각각 실시하였다.

A대상 현장

본 연구대상지역은 설계하중 45t/m², 폭 4m의 정방형 독립기초가 설치될 현장이다. 지반상태는 편마암의 풍화대로 보이며 실트 섞인 모래질로써 색깔은 대체적으로 황갈색을 띠고 있으며, 함수비는 9~17%이내이고 지하수위는 인근에 위치하고 있는 저수지의 영향으로 시험지반에서 20m에 있을 것으로 추정되었다. 또한 평판재하시험이 실시된 4개 지점의 N치는 25~37정도의 값으로 나타났다(광주광역시, 1999). 평판재하시험을 실시하기 위하여 각 지점에 1,2차로 나누어 터파기를 실시하였으며 1차로 원지반고에서 3.1~3.3m 정도, 2차로 3.4~4.0m 정도 터파기를 한 후 풍화토층에서 직경 30cm 평판을 사용하여 평판재하시험을 실시하였다.

B대상 현장

본 연구대상지역은 설계하중 30t/m², 폭 4m의 정방형 독립기초가 설치될 현장이다. 지반상태는 매립토층, 점토층, 사력층, 풍화토층, 연암층으로 구성되어 있고, 매립토층은 풍화 잔류토와 자갈 등이 혼재되어 매립되어 있다. 토사층은 토사와 점토가 퇴적되었으며 하부에는 자갈과 전석이 혼재되어 있는 것으로 나타났으며 현장함수비는 12~20%이내이었다. 본 연구를 위한 평판재하시험은 풍화토층에서 직경 30cm인 평판을 사용하여 시험을 실시하였다(전라남도, 1998).

본 연구 대상현장 풍화토층의 기본 물리적 특성은 Table 1과 같다.

PBT시험 및 계산 결과

본 연구대상 A, B현장에서 각각 4개소에서 평판재하시험을 실시하여 시험지반의 상태에 따라 그 결과를 초기부분과 후미부분이 직선인 경우에 적용할 수 있는 방법인 Mansur-Kaufmann방법 즉 P-S곡선방법과 $\log P\text{-}\log S$, $\log P\text{-}S$, $S\text{-}\log t$, $\frac{ds}{d(\log t)}$ -P분석법을 이용하여 항복하중과 극한하중 값을 결정하여 지지력 관점에서 서와 뚜렷한 극한하중을 구할 수 없는 선형적인 거동을 보이는 경우에 적용되는 침하량 관점에서 안정성 평가를 실시하여 적합한 검토방법을 고찰하고자 한다.

평판재하시험 결과

Table 2는 A, B대상현장에서 실시된 평판재하시험에서 얻어진 결과 값을 나타낸다.

항복하중의 경우 A, B대상현장 각각 41.0~58.0t/m², 25.8~44.0t/m²으로 나타났으며, 항복하중에서의 침하량은 각각 6.75~11.0mm, 7.84~10.25mm로 나타났다. 또한, 지반반력계수(k_{30})의 경우 각각 5.08~7.40kg/cm², 4.16~7.24kg/cm²의 범위로 나타났다.

허용지지력 산정 결과

평판재하시험결과와 지반의 물성치를 이용한 허용 지지력을 산정한 결과 다음 Table 3과 같은 결과를 얻었다. Terzaghi의 공식에 의한 값은 안전율 3을 기준으로 산정하였으며 또한, 평판재하시험결과를 바탕으로 산정된 여러 결과 값 중 최소값을 허용지지력으로 결정하였다(박영호와 정중홍, 2000).

평판재하시험의 결과를 이용하여 산정한 경우 A, B대상현장 각각 20.5~29t/m², 12.9~22.0t/m²으로 나타났으며, Terzaghi의 공식에 의한 결과값은 각각 31.5~36.2t/m², 16.9~27.9t/m²로 나타났다.

지반반력계수

기초의 경우 평판재하시험의 결과 하중-침하곡선상의 초기 접선 기울기를 지반반력계수로 이용한다. 평판재하시험에 의한 지반반력계수(k_p)의 산출은 기초는 강체, 지반은 탄성체로 가정하여 산출하며 직접기초의

Table 2. Results of plate bearing test.

Item		PBT1	PBT2	PBT3	PBT4	
Yield bearing capacity(t/m ²)	A	58.0	42.0	43.0	41.0	
	B	25.8	44.0	38.0	28.0	
Ultimate bearing capacity(t/m ²)	A	87.0	63.0	64.5	61.5	
	B	38.7	66.0	57.0	42.0	
Settlement(mm)	A	6.75	10.45	9.12	11.00	
	B	10.25	7.84	9.25	9.89	
Modulus of reaction of soil (kg/cm ²)	k_{30}	A	7.40	5.23	6.45	5.08
		B	4.16	7.24	5.54	4.78
	k_{75}	A	3.36	2.38	2.93	2.31
		B	1.89	3.29	2.52	2.17
Settlement for design load (mm)	A	4.84	11.55	10.45	14.50	
	B	14.51	5.86	6.27	10.58	

Table 1. Physical properties of weathered soils of field for study.

Field for study	Unified soil classification system	Water content (%)	Specific gravity	Plastic limit (%)	No.200 passage (%)
Field A	SM	9.0~14.5	2.67~2.69	N.P	7.3
Field B	SM	12.0~17.0	2.62~2.70	NP	13.4

Table 3. Results of computation of allowable bearing capacity.

Item		PBT1	PBT2	PBT3	PBT4	
P B T	$\min\left(\frac{q_v}{2}, \frac{q_u}{3}\right)$	A	29.0	21.0	21.5	20.5
		B	12.9	22.0	19.0	14.0
	$\frac{q_{UB}}{3}$ (t/m ²)	A	386.7	280.0	286.7	273.3
		B	172.0	293.3	253.3	186.7
	$\frac{P_{Sd}}{2}$ (t/m ²)	A	59.5	33.5	38.7	28.0
		B	18.4	31.5	22.3	19.8
	q_{ad} (t/m ²)	A	29.0	21.0	21.5	20.5
		B	12.9	22.0	19.0	14.0
Terzaghi(Fs=3) (t/m ²)	A	36.2	32.7	35.4	31.5	
	B	16.9	27.9	25.8	19.5	

Table 4. Modulus of reaction of soil by PBT.

Item		PBT1	PBT2	PBT3	PBT4	
Modulus of reaction of soil (kg/cm ²)	k_{30}	A	7.40	5.23	6.45	5.08
		B	4.16	7.24	5.54	4.78
	k_{75}	A	3.36	2.38	2.93	2.31
		B	1.89	3.29	2.52	2.17

Table 5. Results of computation of settlement(mm).

Item		PBT1	PBT2	PBT3	PBT4
Boussinesq	A	13.4	18.9	15.4	19.5
	B	15.6	9.1	14.3	13.8
Terzaghi	A	21.1	29.8	24.1	30.7
	B	25.0	14.3	18.7	21.7
Bond	A	165.3	434.0	392.7	544.9
	B	545.2	220.2	235.6	397.6
Terzaghi-Peck	A	16.8	40.0	36.2	50.2
	B	50.2	20.3	21.7	36.6
NAVFAC DM7	A	15.6	22.0	17.9	22.7
	B	18.5	10.6	13.9	16.1
Bowles' s FEM program	A	14.5	19.7	16.8	20.5
	B	16.7	10.3	16.2	15.0

설계에 이용하는 지반반력계수는 기초 바닥면에 연직 한 방향의 지반반력계수, 근입부 전면의 수평방향 지반 반력계수 및 기초전면의 전단지반반력계수 등을 정의 할 수 있으나 수직지반반력계수(k_v)를 산출하여 적용 한다. Table 4는 평판재하시험결과 A, B대상현장의 각 지점별 지반반력계수(k_{30})를 구하여 재하판의 직경에 따른 지반반력계수의 상호관계 $k_{75} = \frac{k_{30}}{2.2} = \frac{k_{40}}{1.5}$ 에 적용하여 지반반력계수(k_{75})의 산정결과 값을 나타낸 것이다.

A, B대상현장의 각 지점별 지반반력계수(k_{30})의 경우 각각 5.08~7.40kg/cm², 4.16~7.24kg/cm²의 범위로 나타났 으며, 지반반력계수(k_{75})의 경우 각각 2.31~3.36kg/cm², 1.89~3.29kg/cm²의 범위로 나타났다. 위의 결과값을 수 치해석에 의한 침하량 산정시 적용하였다.

침하량 산정 결과

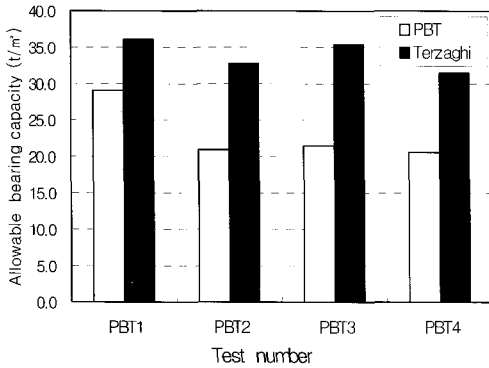
평판재시험의 결과와 표준관입시험에서 얻어진 N 치를 이용하여 A, B대상 현장의 설계하중 각각 45t/m² 와 30t/m², 폭 4m인 정방형 독립기초구조물에 대한 실제 침하량을 Boussinesq(1951), Terzaghi(1955), Bond(1961), Terzaghi-Peck (1967), NAVFAC DM7(1982), Bowles의 유한요소해석 프로그램에 적용 하여 산정한 결과 Table 5와 같은 결과를 얻었다.

결과분석 및 고찰

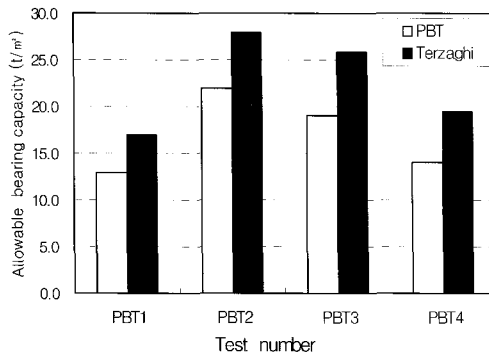
허용지지력의 비교

Fig.4는 지지층이 편마암 풍화토층으로 이루어진 A, B대상현장에 실시된 평판재하시험결과와 역학적 시험 을 통해 얻어진 토질정수를 이용하여 Terzaghi의 정역 학적 공식에 의해 산정된 결과값을 비교하여 내었다.

대상현장 A의 경우 이론공식에 의해 산정된 값이 평 판재하시험에 의해 산정된 값보다 25~64%정도 과대하 게 산출되었으며, 대상현장 B의 경우 27~39%정도 과대 하게 산출되었다. 이는 Terzaghi의 이론공식이 평판재 하시험 결과에 비교하여 과대하게 산정 되어진 것으로 볼 수 있으나 또한 적용 되어진 토질시험에 많은 변수 때 문인 것으로 판단된다. 이론공식에 의해 산정된 값으로 직접기초 설계시 과소설계로 안정성에 문제를 초래 할 수 있으므로 정확한 토질시험과 현장재하시험을 병행 하여 설계에 적용하여야 한다.



(a) Filed A



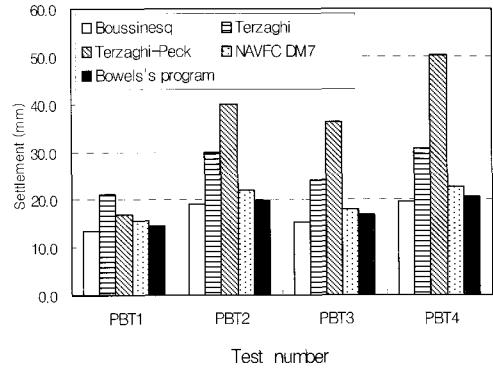
(b) Filed B

Fig. 4. Comparison of allowable bearing capacity.

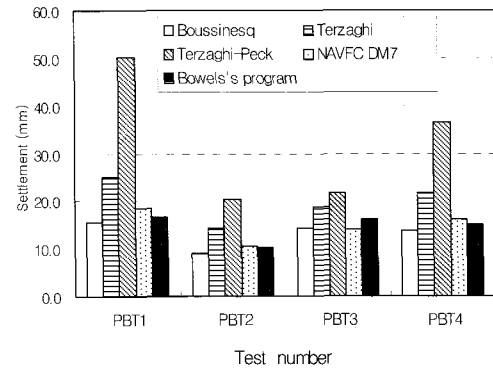
침하량의 비교

직접기초에 대한 실제 침하량을 Boussinesq (1951), Terzaghi(1955), Bond(1961), Terzaghi-Peck(1967), NAVFACDM7(1982), Bowles의 유한요소해석 프로그램에 적용하여 산정한 결과 Bond(1961)식에 산정되어진 값은 A, B대상 현장에서 각각 165.3~544.9mm, 220.2~545.2mm로 과대하게 산정되었다. 이는 지반의 무차원량의 계수 n값의 적용에 있어서 상당한 오차로 인한 것으로 편차암 풍화도층에 적용 불가능한 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 침하량 비교대상에서 제외하였다.

Fig.5는 Bond(1961)의 방법을 제외한 여러 방법에 적용하여 비교하여 나타난 것이다. A, B대상현장 모두 Terzaghi-Peck 방법이 가장 크게 나타났으며



(a) Filed A



(b) Filed B

Fig. 5. Comparison of settlement.

Boussinesq 방법이 다른 방법에 비해 작은 값으로 나타났다. 또한, NAVFACDM7 과 Bowles의 유한요소해석 프로그램에 적용하여 산정한 결과는 대상 A의 경우 14.5~22.7mm, 대상 B의 경우 10.9~18.5mm로 거의 유사한 값을 나타내고 있다. Terzaghi-Peck 방법의 경우 이 두 방법에 비해 약 1.16~2.45배 정도의 수치를 나타내었다. Terzaghi의 방법은 Terzaghi-Peck 방법과 NAVFACDM7 방법의 사이에 분포하는 것으로 나타났다. 평판재하시험에서 얻어진 지반반력계수를 적용하여 Bowles의 유한요소해석 프로그램방법에 산정된 결과는 Terzaghi의 방법, Terzaghi-Peck 방법, NAVFACDM7 방법에 비해 작은 침하량 값을 나타내었다.

안정성 검토

일반적으로 직접기초의 안정성 검토방법은 지지판

점과 침하량관점에 의한 방법이 제시되어 있는데 평판재하시험결과에 의한 항복지지력과 극한지지력이 산정 가능할 경우 지지력관점방법이 많이 적용되나 하중-침하량 거동곡선에서 항복점을 찾을 수가 없을 뿐만 아니라 거의 선형적인 거동을 나타낼 때에는 침하량관점에서 안정성검토를 수행하고 있다.

본 연구에서는 안정성평가 방법의 타당성을 검증하고자 본 연구대상지역에 지지력 및 침하량관점에서 평판재하시험결과와 Terzaghi의 이론공식에 의해 산정한 허용지지력과 평판재하시험결과를 이용한 기초의 침하량 값을 바탕으로 본 연구대상지에 설치될 기초구조물에 대해 안정성평가를 실시하여 Table 6, 7에 나타내었다.

지지력관점에서 안정성 검토시 허용지지력은 평판재하시험 결과와 Terzaghi의 정역학적 지지력공식 산정한 값 중 최소값을 선정하였으며, 침하량관점에서 안정성 검토시 현재 국내에서 가장 많이 활용하고 있는 Terzaghi-Peck 방법의 값을 기준으로 검토하였다. 또한, 직접기초의 허용침하량 값은 Terzaghi-Peck이 제시한 25.4mm값을 적용하였다. 편마암 풍화토층으로 구성된 연구대상 A, B현장에 대해서는 평판재하시험에 의해 허용지지력이 산정되어 지지력관점과 침하량관점측면에 안정성검토가 가능한 것으로 나타났다. 안정성 검토결과 지지력관점에서는 A, B대상 모든 구간에 대해 불안정으로 나타났으며, 침하량관점에서는 A, B대상 일부구간에서 침하량이 허용침하량보다 작게 산정되었으므로 안정으로 나타났다. 이에 본 연구대상지와 같이 하중-침하량 거동곡선에서 항복점을 찾을 수 있는 지반조건에 침하량관점에서 안정성평가를 실시할 경우 기초구조물의 큰 손상이 발생할 수 있으므로 지지력에 의해 안정성 검토를 실시하는 것이 바람직한 것으로 나타났다. 또한, 평판재하시험결과를 이용하여 다양한 방법으로 침하량을 산정하여 비교하였을 때 국내에서 가장 널리 사용하고 있는 Terzaghi-Peck방법이 가장 큰 침하량을 나타내어 안정적인 설계를 하는데 있어서는 효과적이나 간혹 과도설계를 할 우려가 있음을 알 수 있었다.

결 론

직접기초의 안정성을 평가하는 방법들을 정리하였으며 편마암의 풍화토지반인 A, B 대상현장에 평판재하시험을 실시하여 시험결과를 바탕으로 직접기초의 설계 및 안정성 평가에 현재 적용하고 있는 이론적, 경험

Table 6. Valuation method of allowable bearing capacity.

Item		PBT1	PBT2	PBT3	PBT4
Field A	Design load (t/m ²)	45.0	45.0	45.0	45.0
	Allowable bearing capacity (t/m ²)	29.0	21.0	21.5	20.5
	Valuation of Stability	N.G	N.G	N.G	N.G
Field B	Design load (t/m ²)	30.0	30.0	30.0	30.0
	Allowable bearing capacity (t/m ²)	12.9	22.0	19.0	14.0
	Valuation of Stability	N.G	N.G	N.G	N.G

Table 7. Valuation method of settlement.

Item		PBT1	PBT2	PBT3	PBT4
Field A	Allowable settlement(mm)	25.4	25.4	25.4	25.4
	Boussinesq	13.4	18.9	15.4	19.5
	Terzaghi	21.1	29.8	24.1	30.7
	Terzaghi-Peck	16.8	40.0	36.2	50.2
	NAVFAC DM7	15.6	22.0	17.9	22.7
	Bowles' s FEM program	14.5	19.7	16.8	20.5
	Valuation of stability	O.K	N.G	O.K	N.G
Field B	Allowable settlement(mm)	25.4	25.4	25.4	25.4
	Boussinesq	15.6	9.1	14.3	13.8
	Terzaghi	25.0	14.3	18.7	21.7
	Terzaghi-Peck	50.2	20.3	21.7	36.6
	NAVFAC DM7	18.5	10.6	13.9	16.1
	Bowles' s FEM program	16.7	10.3	16.2	15.0
	Valuation of stability	N.G	O.K	O.K	N.G

적 지지력 공식 및 침하량산정공식에 의한 값과 평판재하시험에서 획득한 지반반력계수를 적용한 수치해석 결과 값을 비교·분석을 실시하였다. 또한, 편마암의 풍화토 지반에 효율적인 안정성 평가방법을 검토하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 편마암 풍화토지반의 허용지지력은 Terzaghi의 이론공식이 평판재하시험 결과에 비교하여 과도하게 산정 되어지는 것으로 나타났다.
- 2) Terzaghi의 이론공식에 의해 산정된 값으로 직접

기초 설계시 과소설계로 안정성에 문제를 초래 할 수 있으므로 정확한 토질시험과 현장재하시험을 병행하여 설계에 적용하여야 한다.

3) 평판재하시험결과를 이용하여 침하량을 산정 비교한 결과 Bond의 식은 과대한 침하량 산정으로 편마암 풍화토 지반에 적합하지 않으며, 국내에서 가장 널리 이용되고 있는 Terzaghi-Peck 방법이 침하량이 크게 나타나 안정적인 설계를 하는데 효과적으로 나타났다.

4) 편마암의 풍화토 지반에 실시된 평판재하시험결과 하중-침하 곡선에서 얻어진 지지력으로 안정성을 검토하는 경우 침하량 관점보다 더 안전측으로 평가되어 짐을 알 수 있다.

5) 평판재하시험결과를 이용하여 Boussinesq, Terzaghi, Terzaghi-Peck, NAVFAC DM7, Bowles의 유한요소해석 프로그램에 적용하여 침하량을 산정하여 비교하였을 때 국내에서 가장 널리 사용하고 있는 Terzaghi-Peck방법이 가장 큰 침하량을 나타내어 안정적인 설계를 하는데 있어서는 효과적이나 간혹 과다설계를 할 우려가 있음을 알 수 있다.

참고문헌

- 광주광역시, 1999, 광주광역시 신청사 건립공사현장 평판재하시험보고, 40p.
- 도로교통표준시방서, 1996, 건설교통부, pp.274-305.
- 박영호, 정종홍, 2000, 직접기초의 설계와 안정성검토, 한국지반공학회 말뚝기초위원회, 말뚝기초 워크샵, pp.34-77.
- 이삼영, 2002, 평판재하시험에 의한 얽은기초의 지지력 및 침하량 산정연구, 조선대학교 산업대학원 석사학위논문, 61p.
- 전라남도, 1998, 광양 커뮤니티 센타 신축부지 평판재하시험보고서, 48p.
- 한국지반공학회, 1997, 구조물 기초 설계기준, 한국지반공학회, pp.152-153.
- 한국지반공학회, 1997, 지반조사결과의 해석 및 응용, 한국지반공학회, pp.226-247.
- Bowles J. E., 1988, Foundation Analysis and Design 5th ed, McGraw Hill, pp.284-341.
- Hansen, J., Brinch, 1970, A general formula for bearing capacity, Dan. Geotech. 1st.
- NAVFAC DM 7.1, 1982, soil mechanics, Design Manual 7.1, pp.211-219.
- Meyerhof, G.G., 1965, Shallow foundations, ASCE, JSMFD, vol.991, SM2, pp.21-31.
- Robert, W. D., 1999, Geotechnical and Foundation Engineering, McGraw-Hill, pp.4-42.
- Schmertmann, J. H., 1970, Static cone to compute static settlement over sand, ASCE, JSMFD, vol.98, SM3, pp.1011-1043.
- Schmertmann, J. H., Hartman, J. P. and Broun, P. R., 1978, Improved strain influence factor diagrams, proceedings of the American society of civil engineers, pp.1131-1135.
- Terzaghi, k., 1943, Theoretical Soil Mechanics, Jhon Wiley & Sons, 586p.
- Terzaghi, k., 1955, Evaluation of coefficient of subgrade reaction, Geotechnique, vol5, pp.297-326.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B., 1967, Soil mechanics in engineering practice, Jhon Wiley & Sons.

투 고 일	2005년 10월 7일
심 사 일	2005년 10월 8일
심사완료일	2005년 12월 2일

기원서

조선이공대학 토목건설과

501-744 광주광역시 동구 서석동 290

Tel: 062-230-8662

Fax: 062-230-8677

E-mail: wski@mail.chosun-c.ac.kr

주승완

서강정보대학 건설환경과

500-742 광주광역시 북구 운암동 789-1

Tel: 062-520-5198

Fax: 062-520-5198

E-mail: swjoo@seokang.ac.kr

김선학

조선대학교 토목공학과

501-759 광주광역시 동구 서석동 375

Tel: 062-230-7093

Fax: 062-230-7083

E-mail: sun93k@naver.com