

연약한 점토층 위에 놓인 모래지반의 극한지지력에 관한 연구

Bearing Capacity of Foundation on Sand Overlying Soft Clay

민 덕 기^{*1}
Min, Tuk-Ki

김 호 상^{*2}
Kim, Hyo-Sang

Abstract

This paper applied a simple strength parameter averaging method to double layered systems consisting of the strong sand layer overlying the soft clay deposit. This study derived a formula which defines a critical depth as the strength parameters, and used the correction parameter, α to reduce an error of the strength parameter averaging method. The results of the method were presented in the form of dimensionless charts and were compared with the results of several solutions proposed by Satyanarayana & Grag, Sreenivasulu, and Meyerhof & Hanna.

The results of the proposed method coincided with the method of Meyerhof & Hanna and the results obtained from FLAC. But the Satyanarayana & Grag method and the Sreenivasulu method overestimated the bearing capacity.

Consequently, the bearing capacity of foundation on sand layer overlying soft clay layer can be approximately estimated by using the proposed dimensionless charts.

요 지

본 논문에서는 연약한 점토층과 모래지반으로 이루어진 2층지반의 지지력을 구하기 위하여 비교적 간단한 강도정수평균법을 적용하였다. 강도정수평균법의 오차를 줄이기 위해, 강도정수평균을 취할 한계깊이를 정의하는 식을 유도하고, 수치해석(FLAC)을 이용하여 보정하였다. 그리고, 그 결과를 무차원차트로 나타내었다. 본 논문에서 제안된 무차원차트를 이용하여 구한 2층지반의 지지력과 Satyanarayana & Grag, Sreenivasulu, Meyerhof & Hanna 등이 제안한 기존의 연구결과와 비교 및 검토를 수행하였다.

*1 정희원, 울산대학교 공과대학 토목환경공학부 교수

*2 정희원, (주)다산 ENG 기술연구소 사원

강도정수평균법은 하부지반을 대표할 수 있는 물성을 구하고, 기초하부를 단층지반으로 가정한 후 기존의 지지력계수를 사용하게 된다. 본 논문에서 기존의 제안된 지지력계수 중에서 Vesic이 제안한 지지력계수를 사용하는 것이 수치해석에 근접하였고, 강도정수평균을 취할 한계깊이를 기초폭의 약 2배로 가정한 Satyanarayana & Garg의 방법과 기초 파괴시 형성되는 강체째기의 크기 $[0.5B \tan(45 + \phi_1/2)]$ 로 가정한 Sreenivasulu방법은 과도한 지지력이 산정되는 결과를 보였다. 그리고 기초연단에서 수직면을 따라 수동 파괴 상태가 형성되는 것으로 가정한 Meyerhof & Hanna의 결과와 본 연구에서 제안한 방법은 비교적 잘 일치하였다. 따라서, 제안된 무차원차트를 이용하여 연약한 점토층 위에 놓인 모래지반의 지지력을 근사적으로 예측할 수 있다는 결론을 얻었다.

Keywords : Bearing capacity, Strength parameter averaging method, Equivalent shear depth, Design chart

1. 서 론

얕은 기초의 극한지지력에 관한 많은 연구가 있었으며 실용적이고 신뢰성 있는 몇 가지의 해들이 실제 공학현장에서 사용되고있다. 과거 Prandtl (1921)과 Reissner(1924)의 해를 확장하여 연속기초 하부지반을 Rigid Wedge Zone, Plastic Zone, Passive Zone으로 나누고 각각의 영역에서 힘의 평형을 고려하여 Terzaghi(1943), Meyerhof (1951), Hansen(1970), Vesic(1973) 등이 지지력계수에 대한 해를 제시하였다. 이 해들은 기초 하부 지반이 무한한 깊이로 점착력, 내부마찰각, 단위중량이 일정하다는 가정을 가지고 있으며 유효 토피하중의 처리방법과 Rigid Wedge Zone의 형성각도, 그리고 Plastic Zone의 모양에 따라 조금씩 다른 값을 보이고 있다. 그러나 이러한 해들을 실제 자연지반에 그대로 적용하기에는 많은 문제점이 있다. 특히 우리나라의 경우 기초 하부 지반의 물성이 무한한 깊이로 일정한 경우는 매우 드물며 설계자들은 기초 하부의 복잡한 지층을 대표할 수 있는 지반물성을 결정해야 하는 어려움이 있다.

자연적으로나 인위적으로 형성된 다층지반의 해를 구하기 위한 방법으로 지반의 대표물성을 구하

기 위해 각층의 두께를 가중계수로 평균을 취하는 강도정수평균법 (Purushot-hamaraj et. al. (1974), Satyanarayana & Garg (1980), Sreenivasulu(1978)), 기초 하부지반의 파괴형상을 가정하고 파괴면을 따라 발생하는 힘들의 평형을 고려하여 해를 구하는 한계평형법(Reddy & Srinivasan(1967), Meyerhof (1974), Meyerhof & Hanna(1978)), Mohr-Coulomb 또는 Tresca 구성방정식을 이용하는 유한요소법과 유한차분법 같은 수치해석법[Frydman & Burd(1997), Burd et. al.(1989)], 수치해석법을 기초한 특성해법(Rychlewski(1983), Michalowski(1995)) 등이 있다. 그러나 실제 공학현장에서는 다층토의 해석에 주로 몇 가지의 반경험식(Brown and Meyerhof (1969), Madej(1969), Meyerhof and Hanna(1978), Hanna and Meyerhof(1980), Hanna(1981)) 들만이 사용되고 있으며, 대부분의 해석법들은 매우 복잡하며 적용성이 제한된 경우가 많고 실제 공학적인 측면에서 유용하게 사용되고 있는 해석법은 흔하지 않다. 유한요소해석이나 다른 근사해법들은 다양한 경계조건과 복잡한 형태의 지반을 잘 묘사할 수 있고 정확도 또한 높은 편이지만 실제 설계에 적용하는 예가 별로 없었던 것이 현실이다.

본 논문에서는 우리나라의 해안지역에서 흔히 발생할 수 있는 연약한 점토층위에 놓인 모래지반을 연구 모델로 선정하였다. 그리고 상부 모래층의 두께변화에 따른 지지력변화를 규명하고 Bous-sinesq의 지중응력식을 응용하여 비교적 간단한 강도정수평균법을 적용하였다. FLAC(유한차분해석)을 이용한 수치해석을 통하여 강도정수평균법을 보정하여 하부지반을 단일 토층으로 가정하고 단층토의 지지력공식으로 해를 구하였다. 일반적으로 존재할 수 있는 상·하부의 물성 조합으로 쉽게 해를 구할 수 있는 무차원 도표를 제시하였으며 이를 검증하기 위해서 수치해석 결과와 기존의 강도정수평균법, 그리고 Meyerhof and Hanna(1978)의 모형실험으로 규명된 식을 이용하여 그 타당성을 검토하였다.

2. 파괴메카니즘 가정

얇은 기초의 지지력 산정시 실용공식이나 수정 공식으로 다소의 수정을 해서 사용되지만, 최초 Prandtl에 의해 고안된 소성평형이론을 수정한 Terzaghi의 원식이 기본으로 되어 있다. Terzaghi의 지지력공식은 기초 하부지반의 파괴영역을 나누고 각각의 영역에서 파괴에 대한 균형조건으로 구한 것으로 극한지지력은 식 (1)과 같다.

$$q_u = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + \bar{q}N_q \quad (1)$$

여기서, $\bar{q} =$ 상재하중($=\gamma \cdot D_f$)

$N_c, N_\gamma, N_q =$ 지지력계수

이후 기초하부의 탄성영역의 파괴각을 Terzaghi가 내부마찰각(ϕ)으로 가정한 것에 대한 반론이 제기됐고 모형실험을 통하여 $45 + \phi/2$ 에 가깝다는 결론에 이르러 Meyerhof, Hansen, Vesic 등은 지지력계수를 수정 제안하였다. N_c 와 N_q 는

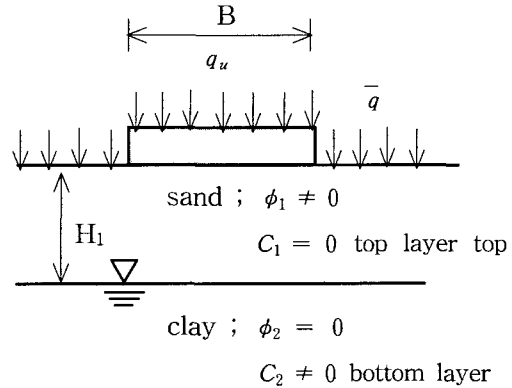


그림 1. 점토층위의 모래지반에 놓인 연속기초

Meyerhof와 Hansen 그리고 Vesic에 의하여 정해에 가까운 해를 제안하였다. 그러나 N_γ 는 서로 상이한 값을 보이고 있다. Lundgren and Mortensen (1953), Balla(1962), Chen(1975) 등은 N_γ 에 대한 정해를 구하기 위하여 수치해법을 적용하였고, Vesic의 N_γ 는 $20^\circ < \phi < 40^\circ$ 의 범위에서 정해와 5% 이하의 오차를 보인다고 하였다.

그림 1과 같이 포화된 연약한 점토층 위에 모래지반이 놓인 2층 구조일 경우, 상부 모래층의 두께를 H_1 , 점착력 $C_1 = 0$ (t/m^2), 하부의 점토층은 무한한 깊이로 존재하며, 비배수 상태 내부마찰각 $\phi_2 = 0^\circ$ 로 가정할 수 있다. 기초는 상부의 모래층을 관입 파괴시키고 모래층의 두께가 충분하지 않으면 하부의 점토층으로 파괴가 계속 진행된다. 기초에서 지반으로 전달된 하중은 강성이 상대적으로 큰 상부의 모래층에서 일부 감소되고 나머지는 하부의 연약층으로 확산되어 전달된다.

그림 1에서 상부 모래층만의 지지력을 q_t 라고 할 때 식 (1)에서 점착력이 무시되어 식 (2)로 표현된다.

$$q_t = \frac{1}{2} \gamma_1 BN_\gamma + \bar{q}N_q \quad (2)$$

여기서, $\gamma_1 =$ 상부 모래층의 단위중량

그리고 하부 점토지반의 지지력을 q_b 라고 할 때 내부마찰각 $\phi_2 = 0^\circ$ 이므로 식 (1)에서 Vesic 등이 제안한 지지력계수 $N_c = 5.14$, $N_q = 1$ 을 적용하여 식(3)으로 표현할 수 있다.

$$q_b = 5.14C_2 + \bar{q} \quad (3)$$

여기서, $C_2 =$ 하부 점토의 점착력

식 (1)에서 사용된 지지력계수는 각층의 내부마찰각의 함수로 나타나며, 식 (3)의 q_b 는 지반의 단위중량이나 기초의 폭과는 무관하다는 것을 알 수 있다.

그림 2는 상부 모래층의 두께(H_1)와 극한지지력의 일반적인 관계를 설명하고 있다. 모래층의 두께가 증가함에 따라 q_u 는 q_b 에서 시작하여 점점 증가하며 어떤 한계깊이(H_c)가 되면 q_u 는 q_t 가 되고, H_1 이 H_c 이상 증가하여도 지지력은 더 이상 증가하지 않고 q_t 에 수렴하게 된다. 이것은 기초를 상부의 모래층이 모두 지지하고 하부지반의 점토는 지지력에 영향을 주지 못함을 의미한다. 즉 $0 < H_1 < H_c$ 구간에서는 $q_b \leq q_u \leq q_t$ 의 관계가

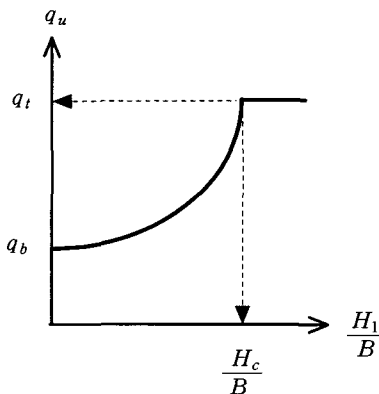


그림 2. 모래층 두께에 따른 지지력의 변화

있고 $H_1 > H_c$ 구간에서는 $q_u = q_t$ 가 성립한다.

3. 강도정수평균법 (Strength Parameter Averaging Method)

2절에서 논의한 바와 같이 얇은 기초의 극한지지력은 일반적으로 $q_u = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + \bar{q}N_q$ 형태의 방정식을 이용한다. 그러나 하부 지반이 그림 3과 같이 여러 층으로 나타날 경우 이를 대표할 수 있는 물성을 가정할 필요가 있다. 각 층의 두께를 H_1, H_2, \dots, H_n 이라 하고 각 층의 점착력을 C_1, C_2, \dots, C_n , 내부마찰각을 $\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n$ 으로 나타내었다.

Sreenivasulu(1978), Purushothamaraj et al (1974) 등은 각 층의 두께를 가중계수로 하여 평균 점착력을 식 (4)와 같이 나타내었다.

$$C_{av} = \frac{H_1C_1 + H_2C_2 + \dots + H_nC_n}{\sum H_i} \quad (4)$$

또한 평균내부마찰각은 식 (5)로 표현할 수 있다.

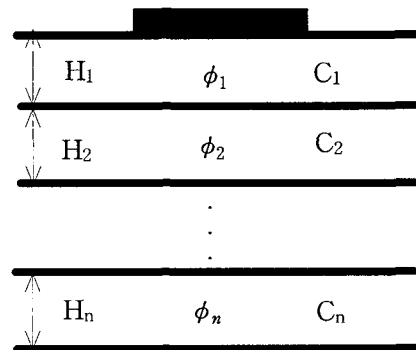


그림 3. 다층지반의 형상

$$\phi_{av} = \tan^{-1} \left[\frac{H_1 \tan \phi_1 + H_2 \tan \phi_2 \cdots + H_n \tan \phi_n}{\sum H_i} \right] \quad (5)$$

2층 구조의 경우는 기초 하부지반을 대표할 수 있는 평균점착력과 평균내부마찰각에 관한 식 (4)와 식 (5)를 각각 식 (6)과 식 (7)로 표현할 수 있다.

$$C_{av} = \frac{H_1 C_1 + H_2 C_2}{H_1 + H_2} \quad (6)$$

$$\phi_{av} = \tan^{-1} \left[\frac{H_1 \tan \phi_1 + H_2 \tan \phi_2}{H_1 + H_2} \right] \quad (7)$$

위의 식에서 H_2 는 하부지반의 전체 깊이가 아니라 것에 주의를 해야한다. 그래서, 본 연구에서는 평균법을 적용할 한계깊이를 H_f 라고 하고 '등가전단깊이(Equivalent Shear Depth)'라고 정의하였다. 즉, H_2 는 식 (8)과 같이 나타낼 수 있다.

$$H_2 = H_f - H_1 \quad (8)$$

식 (8)을 식 (6)과 식 (7)에 대입하면 평균점착력과 평균내부마찰각은 식 (9)과 식 (10)과 같이 된다.

$$C_{av} = \frac{H_1 C_1 + (H_f - H_1) C_2}{H_f} \quad (9)$$

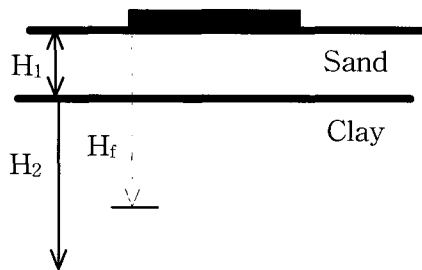


그림 4. 등가전단깊이(H_f)

$$\phi_{av} = \tan^{-1} \left[\frac{H_1 \tan \phi_1 + (H_f - H_1) \tan \phi_2}{H_f} \right] \quad (10)$$

본 연구에서는 상부 모래층과 하부 점토지반으로 이루어진 2층 구조의 지반을 다루고 있다. 그러므로 식 (9)와 식 (10)의 $C_1=0$, $\phi_2=0$ 라고 하면 식 (11)과 식 (12)와 같이 간단히 나타낼 수 있다.

$$\phi_{av} = \tan^{-1} \left[\frac{H_1 \tan \phi_1}{H_f} \right] \quad (11)$$

$$C_{av} = \frac{(H_f - H_1) C_2}{H_f} \quad (12)$$

강도정수평균을 취할 등가전단깊이(H_f)에 대하여 몇몇의 문헌에서 조금씩 다른 견해를 보이고 있다. Purushothamaraj(1974)와 Sreenivasulu(1978)는 기초가 극한하중 상태에서 지중으로 관입될 때 기초에 접한 영역 즉, Triangular Elastic Zone의 깊이를 H_f 로 보고 식 (13)과 같이 제안하였다.

$$H_f = 0.5B \tan(45 + \phi_1/2) \quad (13)$$

Satyanarayana and Grag(1980)는 H_f 를 상부 및 하부의 강도비에 따라 유동적이며 대략 기초폭의 두 배로 보아 식 (14)과 같이 제안하였다.

$$H_f = H_1 + (2B - H_1) \cdot \left[\frac{C_1 + \tan \phi_1}{C_2 + \tan \phi_2} \right] \quad (14)$$

4. 등가전단깊이 (H_f)

본 연구에서는 3절에서 정의된 등가전단깊이 H_f 를 구하기 위하여 Boussinesq 지중응력 증분식의 적분형을 응용하였다. 그림 5에서 연속기초에 하중 P 가 작용할 때 임의의 깊이 z 에서의 수직응력

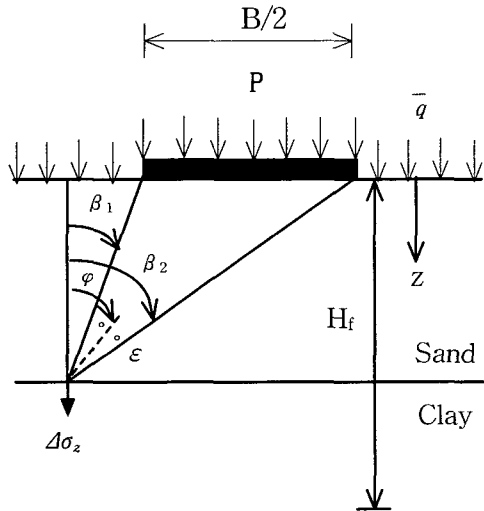


그림 5. 등분포 대상하중에 의한 지반내 응력 증분

증분 $\Delta\sigma_z$ 는 식 (15)와 같다.

$$\Delta\sigma_z = \frac{b}{\pi}(2\varepsilon + \sin 2\varepsilon \cos 2\varphi) \quad (15)$$

여기서,

$$2\varepsilon = \beta_2 - \beta_1, \quad 2\varphi = \beta_2 + \beta_1$$

기초의 중심 밑에서 발생하는 수직응력은 재하 폭이 $B/2$ 일때의 기초 모서리에서 발생하는 수직응력 증분 $\Delta\sigma_z$ 를 구하여 이를 2배하여 구하였다. 즉, 기초 모서리에서는 $\beta_1 = 0, \beta_2 = 2\varepsilon = 2\varphi$ 이므로 기초 중심 하부 임의의 깊이에서의 수직응력 증분은 식 (15)을 식 (16)으로 바꾸어 표현된다.

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_z &= \frac{2b}{\pi}(\beta_2 + \sin \beta_2 \cos \beta_2) \\ &= \frac{2b}{\pi} \left[\tan^{-1} \frac{B}{2z} + \frac{(B/2)z}{(B/2)^2 + z^2} \right] \quad (16) \end{aligned}$$

여기서, 등가전단깊이(H_f)에서의 q_t 에 의한 수직응력 증분은 식 (16)에 $z = H_f, P = q_t$ 를 대

입하여 식 (17)로 표현할 수 있다.

$$\Delta\sigma_{H_f} = \frac{2q_t}{\pi} \left[\tan^{-1} \left(\frac{B}{2H_f} \right) + \frac{(B/2)H_f}{(B/2)^2 + H_f^2} \right] \quad (17)$$

본 논문에서는 강도정수평균을 취하는 깊이 (H_f)에서의 응력 증가량은 그림 2에서 보는바와 같이 q_b 와 q_t 사이의 값으로 나타낼 수 있고, 이는 등가전단깊이에 관련되어 있으므로 보정계수 α 를 곱하여 다음 식으로 나타내었다.

$$\Delta\sigma_{H_f} = q_b + \gamma_1 H_f \cdot \alpha \quad (18)$$

그러므로 식 (17)과 식 (18)로부터 다음 식 (19)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \frac{2q_t}{\pi} \left[\tan^{-1} \left(\frac{B}{2H_f} \right) + \frac{(B/2)H_f}{(B/2)^2 + H_f^2} \right] \\ = q_b + \gamma_1 H_f \cdot \alpha \quad (19) \end{aligned}$$

식 (19)는 미지수가 α 와 H_f 두 개가 존재하므로 이를 구하기 위하여 α 를 가정하고 식 (19)를 이용하여 H_f 를 계산한다. 계산된 H_f 를 식 (11)과 식 (12)에 대입하여 평균점착력과 평균내부마찰각을 구한다. 기초 하부지반을 단일 토층으로 가정하여 식 (1)을 사용하여 지지력을 구한다. 강도정수평균법을 사용하여 구한 지지력과 수치해석의 결과를 비교하여 오차가 크면 α 를 다시 가정한다. 위의 방법을 되풀이하여 적절한 α 와 H_f 를 구한다.

5. 수치해석

4절에서 논의한 보정계수 α 를 구하기 위하여 2차원 지반해석 프로그램인 FLAC을 이용하여 수치해석을 수행하였다. 예비해석을 통하여 지지력 해석에 대한 FLAC의 적용성을 검토하고 상부 모

래층 하부 점토지반으로 이루어진 2층 지반의 해석을 수행하여 보정계수를 구하였다.

5.1 지지력 해석

Frydman & Burd(1997)는 유한차분법(FLAC)과 유한요소법(OXFEM)을 이용하여 Mohr-Coulomb Model(완전 탄소성 모델)을 적용한 지지력 해석에 관한 연구를 수행한 바 있다. 연구에 의하면 유한요소법(FEM)보다 유한차분법(FDM)이 지지력 해석에 유리하며 부피팽창각의 영향도 무시할 수 없음을 보였다. 그리고 해석모델의 경계조건, 요소 수, 요소 배열 상태에 따라 다소의 차이가 있다고 보고하였다.

본 연구에서도 Mohr-Coulomb Model을 적용하였고 그림 6과 같이 묻힘깊이 $D_f=0$, 기초폭 $B/2=3m$ 의 Rough한 연속기초를 사용하였다. 먼저 기초면의 수평방향의 변위를 구속하여 Rough Footing으로 하였다. 만일 구속을 하지 않으면 Smooth Footing이 된다. 기초(또는 각 절점)를 Step별 등속도로 침하시키고 기초 밑에서 생긴 반력들의 합을 구해서 기초의 폭으로 나누어 지지력을 구하였다. 그리고 FLAC내부의 제어 프로그램인 FISH를 사용해서 침하속도를 Step별로 조정하여 각 절점의 Unbalance Force를 해석에 영향을

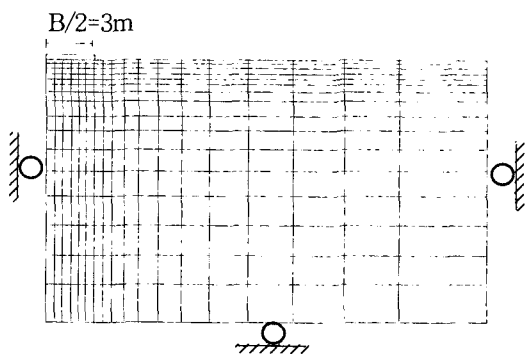


그림 6. 유한 차분망

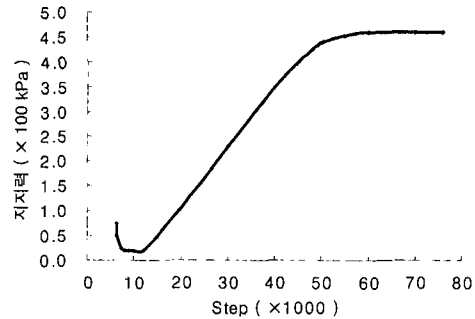


그림 7. Step별 지지력의 변화

주지 않을 정도로 작게 하였다. 그림 7은 Step별 지지력을 나타낸 그림이다. Step(수직변위와 동일)이 증가함에 따라 지지력이 점차 증가하다가 지반이 소성상태에 도달할 때 지지력은 일정하게 나타났다.

5.2 예비해석

먼저 지지력해석에 대한 FLAC의 적용성을 검토하기 위하여 단층지반에 대하여 예비해석을 수행하였다. 전단탄성계수 $G = 2 \times 10^8 Pa$, 체적팽창계수 $K = 1 \times 10^8 Pa$, 단위중량 $\gamma = 1800 kg/m^3$, 유한차분 Grid의 갯수 24×23 (가로 \times 세로), 그리고 경계조건이 해석에 영향을 주지 않게 해석 범위를 $80 \times 70m$ (가로 \times 세로)로 크게 하였다. 그림 8은 하부 점토지반의 점착력 $2 \times 10^4 Pa$, 부피팽창각 0° , 상부 모래층의 내부마찰각을 0° 에서 30° 로 변화시키면서 수행한 FLAC의 해석결과와 기존의 단층지반에 대한 이론해를 비교하여 나타내었다.

FLAC 해석결과는 대부분의 이론해들과 큰 차이가 없으며, 그 중에서도 Vesic해와 근접함을 알 수 있다. 그러나, 내부마찰각이 증가하면서 수치해석 결과가 Vesic해와 비교하여 약간 작은 값으로 나타났는데 이것은 부피팽창각(ψ)을 무시한 결과로 추정된다.

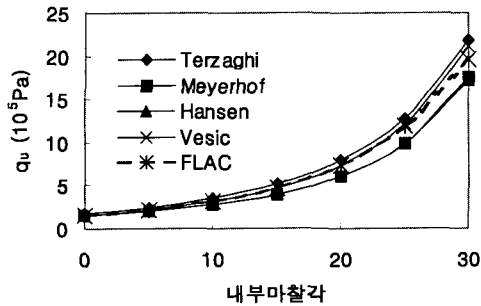


그림 8. 기존의 이론해와 비교

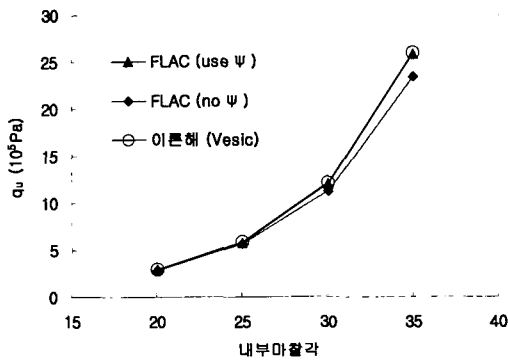


그림 9. 지지력해석에서 ψ 의 영향

Bolton and Lau(1993)와 Frydman and Burd (1997)등은 지지력해석에서 부피팽창각(ψ)이 미치는 영향을 연구한 바 있다. 연구에 따르면 내부마찰각이 증가하면 부피팽창각(ψ)의 영향도 증가한다고 하였다. 즉 부피팽창각은 $0 < \psi < \phi$ 의 범위를 가지며 내부마찰각이 작을 때는 부피팽창각의 영향은 미소하나 내부마찰각이 클 경우는 상당한 영향이 있다고 하였다. 그림 9는 모래지반을 ψ 를 무시한 경우와 ψ 를 고려한 경우로 나누어 해석을 수행하고 Vesic의 이론해와 비교한 것이다. ψ 를 고려하지 않았을 때의 3 ~ 9.6%의 오차가 ψ 를 고려함으로써 1.07 ~ 2.14%로 감소하였다. 또한 내부마찰각이 증가하면 ψ 의 영향도 증가하는 경향을 보여준다. 따라서 Mohr-Coulomb Model(완전탄소성 모델)을 적용한 FLAC이 2층 구조의 지반

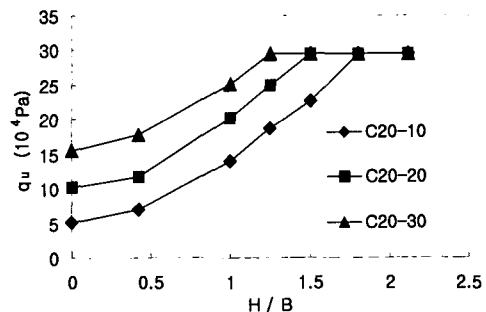
을 다룬 본 논문에서도 오차가 적을 것으로 판단되어 2층 지반의 지지력 해석에 적용한다.

5.3 다층해석

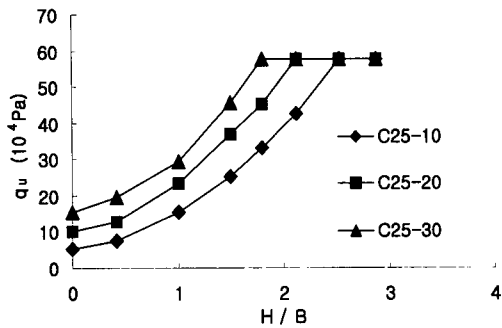
예비해석 결과를 기준으로 그림 6과 같이 점토층위의 모래지반을 여러 경우에 대하여 해석을 수행하였다. 해석시 상부 모래층의 내부마찰각을 20° 에서 35° 까지 5° 단위로 변화시키고 하부 점토지반의 점착력은 10kPa, 20kPa, 30kPa의 3가지로 변환시키며 해석하였다. 각각의 경우에 상부 모래층의 두께를 0 ~ 5.0B까지 변화시켜 지지력의 변화 추세를 관찰하여 기초의 지지력이 일정하게 수렴하면 해석을 중단하였다.

5.4 다층해석 결과

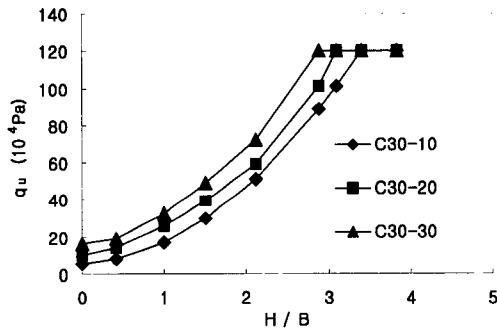
FLAC의 다층해석 수행결과를 그림 10(a), (b), (c), (d)와 같이 상부 모래층의 두께에 따른 지지력 변화를 상부 모래층의 내부마찰각 별로 각각 나타내었다. 그림 10(a)는 상부 모래층의 내부마찰각이 20° 일 때 하부 점토지반의 점착력의 변화에 따른 지지력해석 결과이다. 상부 모래층의 두께가 증가할 때 지지력은 2절에서 설명한 바와 같이 q_b 에서 시작하여 한계깊이까지 증가하며 q_t 에 이르러 일정하게 나타났다. 그리고 하부 지반의 점착력이 증



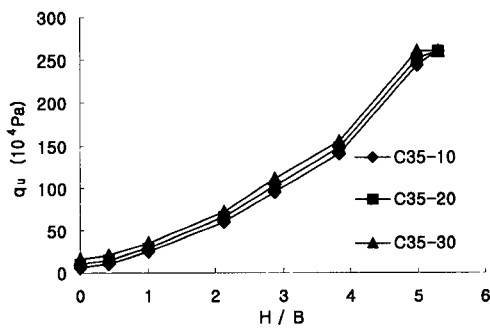
(a) 상부 모래층의 $\phi = 20^\circ$



(b) 상부 모래층의 $\phi = 25^\circ$



(c) 상부 모래층의 $\phi = 30^\circ$



(d) 상부 모래층의 $\phi = 35^\circ$

그림 10. 다층해석 결과

가할수록 한계깊이는 감소함을 알 수 있다. 나머지 그림 10(b), (c), (d)의 경우도 비슷한 결과를 나타내고 있다.

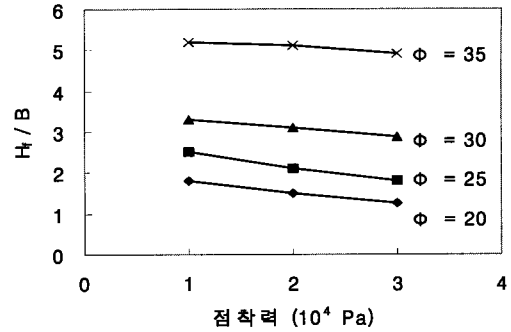


그림 11. ϕ - c - H_f/B 의 관계

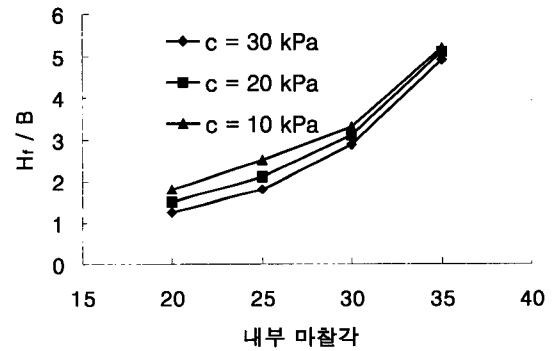


그림 12. c - ϕ - H_f/B 의 관계

그림 11은 상부 모래층이 동일 조건일 때는 하부의 점착력이 작을수록 H_f/B 는 선형적인 증가를 보임을 나타내고 있다.

그림 12는 하부 점토층이 동일 조건일 때를 나타내며 상부 모래층의 내부마찰각이 증가할수록 H_f/B 는 증가하며 특히 30° 이상 되면 급격한 증가를 보이고 있다. 즉 상부 모래층이 동일할 경우는 하부 점토층의 점착력이 작을수록 등가전단깊이 비는 커지며 내부마찰각이 클수록 등가전단깊이 비는 크게 나타났다. 상부 모래층의 내부마찰각이 20° 인 경우의 등가전단깊이비(H_f/B)는 1.25 ~ 1.7의 범위를 가지며, 상부 모래층의 내부마찰각이 35° 인 경우는 약 5의 값으로 크게 나타났다.

6. 보정계수 α 산정 및 H_f/B 결정

5.4절의 다층해석 결과를 이용하여 상부 모래층의 중량이 지지력에 미치는 정도를 나타내는 식 (19)의 보정계수 α 를 시행 반복법으로 구하였다. 그림 13은 α 값을 기초폭, 단위중량, 하부 점토의 점착력을 알면 α 를 쉽게 구할 수 있는 무차원 도표로 나타내었다. 그리고 내부마찰각 $20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ 에 대하여 식 (19)를 이용하여 구한 $\gamma B / 2C_2 - \alpha - H_f$ 의 무차원 도표를 그림 14 (a), (b), (c), (d)에 나타내었다. 따라서 그림 13에서 α 를 구하고 그림 14에서 H_f 를 구하여 식 (11), 식 (12)를 이용하여 평균점착력과 내부마찰각을 구한다. 그리고 평균을 취한지반물성으로 기초하부지반을 단일 토층으로 간주하고 2절에서 설명한 기준의 단층지반의 지지력공식으로 지지력 해를 구한다.

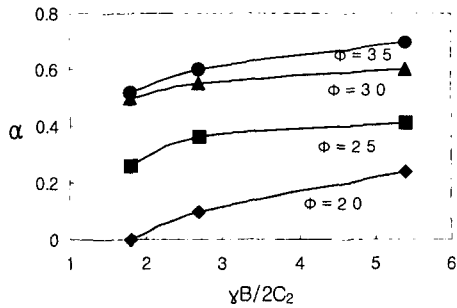
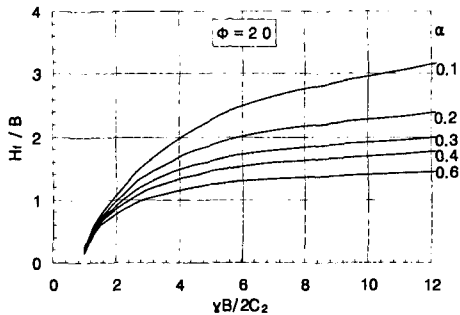
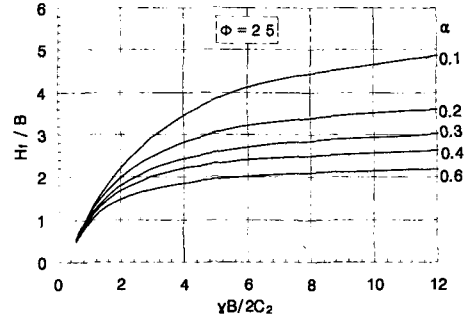


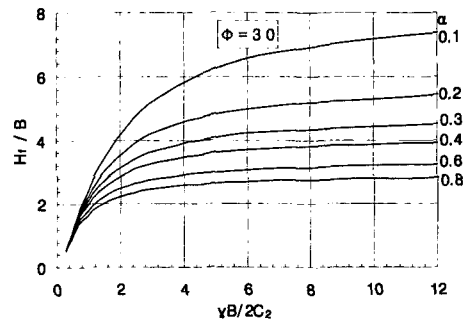
그림 13. $\gamma B / 2C_2$ 의 변화에 따른 α



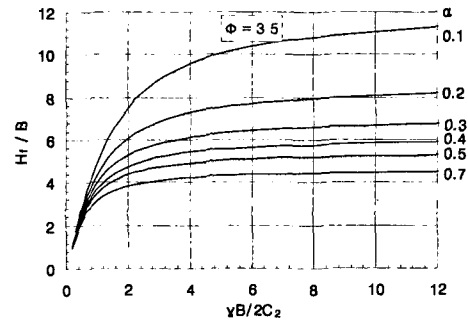
(a)



(b)



(c)



(d)

그림 14. $\gamma B / 2C_2 - \alpha - H_f$ 의 무차원 도표

7. 비교 및 검토

본 논문에서 제안된 무차원도표를 이용하여 구한 지지력과 수치해석(FLAC)에서 구한 지지력을

상부 모래층의 $\phi=25^\circ$, 하부 점토지반의 점착력 10kPa, 30kPa에 대하여 비교한 결과를 그림 15에 나타내었다. 약간의 차이는 있지만 비교적 두 계산 결과는 잘 일치하고 있다.

그림 16은 상부 모래층의 $\phi=30^\circ$, 하부 점토지반의 점착력이 10kPa의 경우를 3절에서 설명한 H_f 에 대한 다른 방법들과 비교하였다. 즉, Sreenivasulu(1978)는 기초 하부지반의 탄성영역의 깊이를 등가전단깊이로 본 것이고 Satyanarayana and Grag(1980) 등은 기초폭의 약 2배의 깊이라고 본 것이다.

그림 16에서 나타난 것과 같이 기초 하부지반이 서로 다른 층으로 이루어 질 경우 강도정수평균법은 간편하게 사용될 수 있으나 등가전단깊이에 따라서 오차의 범위가 매우 크다는 것을 알 수 있다.

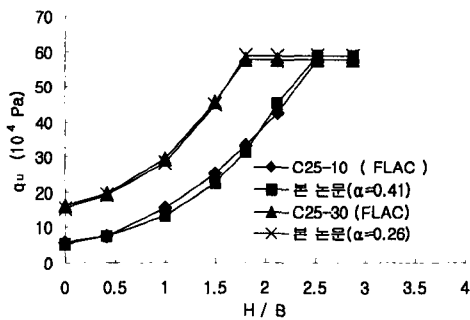


그림 15. 수치해석 결과와 비교

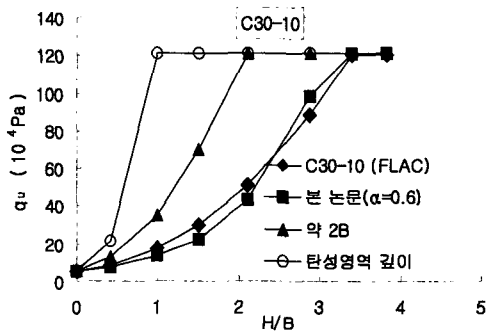


그림 16. 다른 강도정수 평균법과 비교

등가전단깊이를 탄성영역의 깊이로 보는 것이나 기초폭의 약 2배로 보는 것은 본 경우에는 수치 해석 결과와는 매우 큰 오차를 보이고 있다. 그러나 본 논문에서 제시된 방법은 FLAC의 해석 결과와 비교적 근사하고 있다.

Meyerhof(1974), Meyerhof & Hanna (1978)는 평판앵커의 상향력 추정과 관련한 파괴메카니즘을 응용하여 기초의 극한지지력을 기초 연단에서 수직면을 따라 수동파괴상태가 형성되는 것으로 가정하여 식 (20)과 같이 기초의 극한지지력을 구하였다. 여기서 K_s 는 관입전단계수이고 도표로 제시하였다.

$$q_u = C_1 N_c + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \cdot K_s \frac{\tan \phi_1}{B} + \gamma_1 D_f \quad (20)$$

그림 17는 Meyerhof와 Hanna가 발표한 식 (20)과 본 논문에서 제안한 무차원 도표를 이용한 지지력 해석결과를 비교한 것이다. 수치해석과 식 (20) 그리고 본 논문에서 제안한 방법은 비교적 비슷한 경향을 보이거나 H_f 를 탄성영역의 깊이로 보거나 약 2B로 보는 것은 매우 과다한 결과가 나왔다. 그러므로 본 논문에서 제안된 무차원 도표를 이용하여 비교적 근사적인 해를 구할 수 있다는 결론을 얻었다.

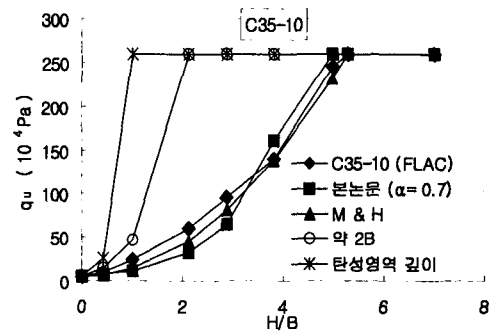


그림 17. Meyerhof & Hanna 이론과 비교

8. 결 론

본 논문에서는 상부 모래층, 하부 점토지반으로 이루어진 2층 지반의 극한지지력을 구하기 위하여 강도정수평균법 (Strength parameter averaging method)을 적용하였다. Boussinesq의 지중응력식을 이용하여 등가전단깊이(H_f) 산정식을 만들고 수치해석으로 보정하였다. 본 논문에서 제안된 방법과 기존의 다른 방법들을 비교한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 상부 모래층의 내부마찰각 ($20^\circ < \phi < 35^\circ$), 단위중량, 그리고 하부 점토지반의 점착력 ($1 \text{ t/m}^2 < c < 3 \text{ t/m}^2$)과 기초의 폭을 알면 등가전단깊이(H_f) 산정식의 보정계수 α 를 구할 수 있는 무차원도표를 제안하였다.
- 2) 보정계수 α 를 이용하여 강도정수평균을 취할 깊이(H_f)를 간단하게 구할 수 있는 무차원도표를 제안하였다.
- 3) 본 논문에서 제안된 무차원도표를 이용하여 상부 모래층의 두께변화에 따른 지지력의 변화를 FLAC을 이용한 수치해석과 비교한 결과, 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다.
- 4) 본 논문에서 제안된 무차원도표를 이용하여 H_f 를 탄성영역의 깊이로 가정한 Sreenivasulu 방법 및 H_f 를 기초폭의 두 배에서 상·하부의 강도비만큼 유동적으로 가정한 Satyanarayana and Grag의 방법과 비교한 결과, 기존의 방법들은 지지력을 과대 평가하는 것으로 나타났다.
- 5) 본 논문에서 제안된 방법을 기초 연단에서 수직면을 따라 수동파괴상태가 형성되는 것으로 가정한 Meyerhof & Hanna의 식과 비교한 결과, 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다.
- 6) 상부 모래층의 내부마찰각이 $20^\circ \sim 30^\circ$ 인 경우의 등가전단깊이비(H_f/B)는 1.25~3.5의 범위를 가지며, 상부 모래층의 내부마찰각이 35° 인 경우는 약 5의 값으로 크게 나타났다. 따라서

하부지층이 지지력에 영향을 주는 한계깊이 범위는 기초폭의 1~5배 정도로 범위가 매우 넓은 것으로 나타났다. 그러므로, 2층 지반에서 하부지층의 강도가 상부지층의 강도보다 상대적으로 약하면 하부 연약층이 지지력에 영향을 주는 깊이가 증가한다는 것이 확인되었다.

참 고 문 헌

1. Bolton, M. D. and Lau, C. K.(1993), "Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil." Can. Geotech. J., Ottawa, Canada, vol. 30, no. 4, pp. 1024-1033.
2. Bolton, M. D.(1986), "Strength and Dilatancy of Sands." Geotechnique. London, England, vol. 36, no. 1, pp. 65-78.
3. Bowles, J. E.(1988), "Foundation Analysis and Design." 4th Ed., McGrawHill Book Co. Inc. New York.
4. Braja M. Das,(1987), "Theoretical Foundation Engineering." Department of Civil. and Mech., Southern Illinois University of Carbondale, Carbondale, U.S.A
5. Brown, J. D. and G. G. Meyerhof(1969), "Experimental Study of Bearing Capacity in Layered Clays." 7th ICSFME, vol. 2, pp. 45-51.
6. FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua. (1993), ITASCA Co. Group, Inc. Minneapolis, Minn.
7. Frydman, S. and Burd, H. J.(1997), "Numerical Studies of Bearing-Capacity Factor N_r ," J. Geotech and Geoenvironment Eng. ASCE, vol. 123, no. 1, pp. 20-29.
8. Georgiandis, M. and Michalopoulos, A. P.(1985), "Bearing capacity of gravity bases on layered soils." J. Geotech. Eng. ASCE, vol. 111, pp. 712-729.
9. Hanna, A. M. and Meyerhof, G. G.(1980), "Design charts for ultimate bearing capacity for sands overlying clays." Can.Geotech. J. Ottawa, Canada, vol. 17, no. 2, pp. 300-303.
10. Hansen, J. B.(1970), "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity." Danish Geotechnical Institute Bul., no. 28 Copenhagen,

- pp. 21
11. Madej, J.(1969), "The Bearing Capacity of Foundations on Sandy subsoil including a layer of weak soil." PartII - bearing capacity factors. *Archiwum Hydrotechniki*, vol. 16, no. 2, pp. 269-289(in Polish).
 12. Meyerhof , G. G.(1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations." *Geotechnique*. London, England, vol. 2, no. 4, pp. 301-331.
 13. Michalowski, R. L. and Shi, L.(1995), "Bearing Capacity of Footings over Two-Layer Foundations Soils." *J. Geotech and Geoenvironment Eng. ASCE*, vol. 121, no. 5, pp. 421-428.
 14. Prandtl, L.(1921), "Über die eindringungsfestigkeit plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden." *Z. Ang. Math. Mech.* vol. 1, no. 1, pp. 15-20.
 15. Purushothamaraj, P., Ramiah, B. K. and Venkatakrishna Rao, N. N.(1974), "Bearing Capacity of Strip Footings in Two Layered Cohesive-Friction Soils." *Can. Geotech. J.* Ottawa, Canada, vol. 11, no. 1, pp. 32-45.
 16. Reddy, A.S. and Srinivasan, R. J.(1967), "Bearing capacity of footings on layered clays." *J. Geotech. Eng. ASCE*, vol. 93, no. SM2, pp. 83-99.
 17. Reissner, H.(1924), "Zum erddruckpoblem. Proc.", I Intl. Conf. Appl. Mech., Delft, The Netherland, pp. 295-331.8
 18. Rychlewski, R. L.(1983), "On the solution of plane flow of granular media for jump non-homogeneity." *International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 7, pp. 485-492.
 19. Satyanarayana, B. and Grag, R. K.(1980), "Bearing Capacity of Footings on Layered $c-\psi$ Soils." *J. Geotech. Eng. ASCE*, vol. 106, no. GT7, pp.819-824
 20. Sreenivasulu, V.(1978), "Bearing Capacity of Footings on Two-Layered Soils." *Proceedings of GEOCON-India IGS Conference on Geotechnical Engineering*
 21. Terzaghi, K.(1943), "Theoretical Soil Mechanics.", John Wiley & Sons, NY, pp. 510.
 22. Vesic, A. S.(1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Founddations." *J. Geotech. Eng. ASCE*, vol. 99, no. SM1, pp. 45-73.

(접수일자 1999. 1. 11)