얕은 지압형 앵커의 인발거동특성에 관한 실험적 연구

An Experimental Study on Pullout Behavior of Shallow Bearing Plate Anchor

홍 석 우¹ Hong, Seok-Woo

김 형 공² Kim, Hyung-Kong

Abstract

Depending on the underground load support mechanism, anchors are classified as friction anchors, bearing plate anchors and the recently developed combined friction-bearing plate anchors which combine the characteristics of both the friction and bearing plate type anchors. Even though numerous studies have been performed on bearing plate anchors, there were only few studies performed to observe the failure surface of bearing plate anchors. Furthermore most of the soil materials used on these tests were not real sand but carbon rods. In this study, sand was placed in the soil tank and laboratory tests were performed with bearing plate anchors installed with an embedment depth (H/h) ranging from 1~6. The variation in the pullout capacity and the behaviour of soil with the embedment depth (H/h) were observed. Ground deformation analysis program was also used to analyze soil displacement, zero extension direction, maximum shear strain contours. It was determined from the analysis of the results that at ultimate pullout resistance the deformation was 5 mm and the failure surface occurred in a narrower area when compared with results of the previous researches. It was also observed that the width of the fracture surface gradually becomes wider and expands up to the surface as the deformation increases from 10 mm to 15 mm.

요 지

앵커는 지중에서 힘을 받는 형태에 따라 마찰형 앵커, 지압형 앵커, 마찰지압병용형 앵커로 나눌 수 있으며 최근에는 두 가지 형태가 복합적으로 사용되어지는 앵커가 개발되고 있다. 지압형 앵커에 관하여도 많은 연구가 진행 되었지만, 파괴면을 직접 관찰한 예는 적었다. 그리고 지반재료도 주로 실제 모래가 아닌 탄소봉등을 이용하여 실험을 한 것이 대부분이다. 본 연구에서는 토조에 모래지반을 형성하고, 지압형 앵커를 토피비(H/h)에 따라 1~6까지 나누어 설치하고 각 토피비에 따른 인발력과 지반의 거동을 관찰하였다. 또한 지반변형해석 프로그램을 통해 지반 변위, 무신축 방향, 최대전단변형을 등고선에 대해서 분석하였다. 분석결과 극한 인발력의 발현시점인 변위 5mm에서는 파괴면의 폭이 기존의 이론보다 좁은 영역에서 진행되는 것을 관찰 할 수 있었고, 10, 15mm까지 변위가 증가할수록 파괴면의 폭이 넓어지고 지표면까지 확장하는 것을 확인할 수 있었다.

Keywords : Friction anchor, Plate anchor, Embedmet ratio, Ultimate pullout resistances, Zero extension direction, Shear strain contours

1 정희원, 동의대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Eng., DongEui Univ., Tel: +82-51-890-1632, Fax: +82-51-890-2633, hongswu@deu.ac.kr, Corresponding author, 교신저자)

2 정희원, 동의대학교 토목공학과 공학석사, 주거원엔지니어링 (Member, Master of Eng., Dept. of Civil Eng., DongEui Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2014년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서 론

앵커는 프리스트레스력에 의해 주변지반의 변형을 극소화 할 수 있다는 것과 높은 옹벽이나 가설 흙막이 벽 등을 건설할 때의 단계적 절토에서의 사용공법으로서 장점이 많고, 기존옹벽의 보강공법과 택지 조성시 붕괴의 위험이 높은 사면의 안전 대책공법으로서 국내외적으로 많이 적용되고 시공되고 있는 공법이다.

과거에는 마찰형 앵커와 지압형 앵커가 단일형태로 사용된 예가 많았지만 최근에는 두 가지 형태가 복합적으로 사용되어지는 등 다양한 형태의 앵커가 개발되고 있으나 앵커에 대한 정확한 이론식들은 아직 규명되지 않고 있어 여기에 대한 연구가 필요한 실정이다. 지압형 앵커에 대해서도 많은 연구가 있어 왔지만 파괴면을 직접 관찰한 예는 드물고, 주로 실제 모래가 아닌 탄소봉 등을 이용한 사례 정도가 있을 뿐이다.

따라서 본 연구에서는 모형토조에 모래지반을 형성하고 지압형 앵커를 길이별로 설치하여 인발시 지압형 앵커의 거동을 사진 판독법을 통해 파괴형태를 관찰하였다. 또한 기존의 선행연구자들이 제시한 극한인발저항력 산정식으로 구한 계산치와 실내모형실험을 통해 구한 실험치를 비교분석하였다.

2. 기존연구 분석

2.1 지압형 앵커에 관한 종래연구

여러 연구자들에 의해서 지압형앵커에 관한 연구가 되어 왔지만 이들이 제안한 인발력 산정식은 극한평형법(limit equilibrium method)에 의한 것이다. 극한평형법은 파괴면을 이상화시키거나 실제의 파괴 모양을 파악한 후 이 파괴면내에서 힘의 합력이 “0”이 되게 한다. 이와 같이 해서 유도된 관계식이 극한평형법 산정식이다. Meyerhof and Adams(1968), Veesaert and Clemence(1977), Vesic(1971), Saeedy et al.(1987)은 비교적 단순한 파괴기구를 가정해서 모래지반에 묻힌 지압형 앵커의 극한 인발력을 결정하기 위한 식을 제안하였고(Das, 1990) 그 제안식은 Table 1과 같다.

Meyerhof and Adams(1968)와 Vesic(1971)은 앵커가 인발될 때 파괴면을 Fig. 1과 같이 곡선으로 가정하여 인발력을 산정하였고 이 조건이 본 연구와 비슷하여 본 연구에서는 Meyerhof and Adams(1968)의 이론을 적용하여 본 실험 결과와 비교하였다. 이 파괴모양을 근거로 만들어진 인발력 Q_u 는 식 (1)과 같다.

$$Q_u = W + K_u \gamma H^2 \tan \phi \quad (1)$$

Table 1. Existing theories for bearing plate anchor in sand ground

	Type		Equation
Meyerhof & Adams (1968)	Shallow	Circular	$Q_u = W + \frac{\pi}{2} S_F \gamma h H^2 K_u \tan \phi$
		Square	$Q_u = W + \gamma H^2 (2S_F h + B - h) K_u \tan \phi$
		Strip	$Q_u = W + K_u \gamma H^2 \tan \phi$
	Deep		$Q_{u(g)} = F_q^* \gamma A H + \frac{1}{2} r (H - H_{cr})^2 p (1 - \sin \phi) (\tan \phi) + W_a$ $(F_q = 1 + \left\{ \left[1 + 2m \left(\frac{H}{h} \right) \right] \left(\frac{h}{B} \right) + 1 \right\} \left(\frac{H}{h} \right) K_u \tan \phi)$
Veesaert & Clemence (1977)	Shallow		(*only circular) $Q_u = \frac{\pi H}{3} [3h^2 + 4H^2 \tan^2(\frac{\phi}{2}) + 6Hh \tan(\frac{\phi}{2})]$ $+ \pi \gamma K_o (\tan \phi) (\cos^2 \frac{\phi}{2}) \left[\frac{h H^2}{2} + \frac{H^3 \tan(\frac{\phi}{2})}{3} \right]$
Vesic (1965)	Shallow	Circular	$Q_u = \gamma H A F_q$
		Strip	$Q_u = \gamma H A F_q$
Saeedy (1987)	Shallow		(*only circular) $Q_u = (F_q \gamma A H) \mu$ $(\mu = 1.044 D_r + 0.44)$

여기서, W : 앵커 위의 흙 무게
 K_u : 공칭인발계수
 H : 앵커의 매입 길이
 γ : 흙의 단위 중량

ϕ : 흙의 내부 마찰각

Vesic은 앵커의 인발력(Q_u)을 식 (2)와 같이 나타내었다.

$$Q_u = \gamma H A F_q \quad (2)$$

(a) Meyerhof and Adams' theory(1968)

(b) Vesic's theory of wxpansion of cavities (1971)

Fig. 1. Failure model by theories

여기서, A : 앵커의 면적

F_q : 파괴계수

지압형 앵커는 묻힌 깊이(토피고)에 따라 두 가지 파괴 양상을 보이는데, 토피비(H/h)가 상대적으로 작아서 앵커 모서리부분에서 발생한 전단파괴면이 지표면까지 확장되는 상태를 얕은 앵커상태(shallow anchor condition)라고 하고, 토피비가 상대적으로 커서 전단파괴면이 지표면까지 확장되지 않는 상태를 깊은 앵커상태(deep anchor condition)라고 한다(Kim et al., 1994). 깊은 앵커와 얕은 앵커는 무차원 파괴계수(fraction factor) F_q 의 값으로 구분할 수 있다. 식 (3)과 같이 파괴계수는 앵커의 극한인발력(Q_u)을 앵커판위의 토피하중(W)으로 나눈 값이다. Fig. 2와 같이 파괴계수는 앵커가 지표면에 가까울 때, 즉 토피비가 0에 가까울 때 거의 1인데, 파괴계수가 1이라는 것은 극한 인발력과 토피하중이 같다는 것을 의미한다(Ovesen, 1981). 파괴계수는 토피비와 함께 증가하다가 어떤 토피비에 이르러 일정한 값을 가지게 되는데 이때의 토피비를 한계 토피비(H/h)_{cr}라고 한다(Das, 1990).

$$F_q = \frac{Q_u}{W} \quad (3)$$

여기서, Q_u : 극한인발력

W : 앵커판위의 토피하중($\gamma A H$)

2.2 파괴면의 정의

지반요소에서 파괴면은 두 개의 영역이 변위가 불연속되는 면을 일컫는 전단층(shear band)을 의미하는 것

Fig. 2. Characteristics of variation of F_q with H/h

이다. 역학시험으로 흙의 전단 저항각을 구하는 경우는 전단층 내부의 요소를 생각하여야 하므로 “층”으로 다루게 된다. 이 전단층의 두께는 보통의 모래에서는 (10 ~ 20 D_{50}) 정도이고, 일반적으로 최대응력경각면에 의해 정의되는 파괴면과 무신축 방향에 의해 정의되는 파괴면 사이에 존재하는 것으로 알려져 있다(Im et al., 1992). 파괴면을 여러 연구자들이 제시하였는데, Frydman et al.(1976)은 최대전단변형률($\gamma_{max} = \epsilon_1 - \epsilon_3$)이 주변보다 극대화 되어 있는 면이라고 파괴면을 정의하였다. Baker(1980)는 극한평형계산에서의 파괴면은 움직이는 영역과 움직이지 않는 영역과의 경계면, 즉 “변위 경계면”으로 정의하였다. Roscoe(1970)는 모래지반에서의 수동토압을 받는 옹벽의 모형실험을 행한 결과, 파괴면은 파괴전의 무신축(zero-extension) 방향과 일치하는 것을 확인하였다. 이 파괴면을 Roscoe파괴면(Roscoe rupture plane)이라 부르기도 한다. Tani(1986)는 “토요우라사 지반에 대한 기초저면이 매끄러운 띠기초의 모형실험에서 기초저면의 퇴적면이 수평인 지반 내의 파괴면 방향은 거의 최대응력경각면의 방향과 일치한다.” 라고 하였다.

2.3 파괴면의 방향

1) 최대응력경각면의 방향

파괴시 최대응력경각면의 방향(the direction of maximum stress obliquity)은 최소주응력 σ_3 방향과 $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ 의 각도가 되는 면의 방향이다. ϕ 는 점착력이 없을 때 식 (4)와 같이 정의할 수 있다. 이 면은 Coulomb의 이론에 의한 면이므로 ‘Coulomb 파괴면’이라고 부른다.

$$\phi = \tan^{-1} \left\{ \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)} \right\}_{max} \quad (4)$$

모래와 모래사이의 마찰각(응력경각) 중에서 최대치를 최대응력경각 혹은 전단저항각이라고 한다. 또 그 각도로 정의되는 면을 최대응력경각면 이라고 한다. 실험 조건에 따라 전단저항각은 다르므로, 원위치와 같은 조건을 만족하는 요소시험에서 전단저항각을 구하지 않으면 정확한 해석을 할 수 없다.

2) 무신축 방향

무신축 방향은(zero extension direction) 수직변형률

증분이 0인 방향이다. 또한 한 요소에서 2개의 방향이 정의된다(Im et al., 1992). 이 방향은 최소 주변형률 증분($d\epsilon_3$)의 방향과 $45^\circ + \frac{\nu_d}{2}$ 가 되는 면의 방향이다. 식 (5)는 다이레이팅시각의 정의이고, ν_d 는 모래의 다이레이팅시각이고, 평면변형률상태에서는 Fig. 3, 식 (6)과 같이 정의된다.

$$\sin \nu_d = \frac{d\epsilon_v}{d\gamma_{\max}} \quad (5)$$

Fig. 3. Shear band in ground element

(a) Formation method for model ground

(c) Slot type sand drop equipment

$$\nu_d = \sin^{-1} \left\{ \frac{-(d\epsilon_1 + d\epsilon_3)}{(d\epsilon_1 + d\epsilon_3)} \right\} \quad (6)$$

따라서 파괴면은 Fig. 3과 같이 최대응력경각면의 방향과 무신축의 방향 사이에 존재한다고 할 수 있다(Lee, 2006).

3. 실험 장치 및 방법

3.1 모형 지반

지반은 경상남도 현풍에서 채취한 모래를 자연 건조시켜, 일정한 밀도를 유지하기 위하여 슬롯형 모래 뿌리기로 지반을 제작하였다.

1) 지반 재료의 제작

지반재료는 Fig. 4와 같이 모래를 0.075mm체(#200)와 씻기 방법을 이용하여 세립분을 제거한 후 공기 건조 상태에서 2mm체(#10)를 통과시켜 제작하였다. 공기 건조 상태에서의 함수비는 9.5%로 나타났다.

2) 슬롯형 모래 뿌리기 및 지반 성형

Fig. 4(c), Fig. 4(d)와 같이 모래의 낙하높이는 50cm-

(b) Particle size distribution curve of sand

(d) Variation of density with drop height

Fig. 4. Properties of Sand and formation method for model ground

150cm까지 10cm 간격으로 높이별 밀도를 측정하여 가장 밀도가 높은 낙하높이 1m로 결정, 슬롯형 자유 낙하 모래 뿌리기를 사용하여 지반을 성형하였다.

3.2 평면변형을 토조

토조는 Fig. 5(a)와 같이 제원이 953(H) × 1230(L) × 460(W) mm($V=0.539m^3$)로 앞, 뒷면은 두께 20mm의 아크릴판으로 제작하고, 특히 앞면에는 지반거동을 사진 관측할 수 있게 제작하였다.

3.3 지압형 앵커와

모형 지압형 앵커는 Fig. 5(b)와 같이 크기가 20(H) × 450(L) × 100(W) mm로 제작되었으며 표면에 충분히 거친 사포를 부착함으로 모형 지반과의 마찰이 최대한 발휘될 수 있도록 제작 되었다. 또한 앵커체 및 연결봉은 강체로 제작되어 극한 인발력에도 변형이 없도록 하였다.

3.4 지반 변형 관찰 장치와 인발력 측정장치

평면변형율토조의 앞면 아크릴판에 격자(5mm × 5mm)

가 인쇄된 멤브레인을 실리콘 그리스로 부착하여 모형 지압형 앵커의 인발시 지반 변형을 사진관독을 통하여 지반의 변형을 분석하였다. 또한 앵커와 인발장치 사이에 Fig. 5(c)와 같이 Load cell을 설치하여 인발시 극한 인발력을 관찰하였다.

사진관독이란 지반의 변형 전의 멤브레인의 격자의 사진과 지반 변형 후의 멤브레인 격자 사진에서 격자의 위치를 파악 후 격자의 위치변화를 분석하는 방법으로 사진 상의 격자 위치를 캐드를 통하여 좌표정보를 생성하면 이를 분석함으로써 모형지반에 대한 분석을 수행할 수 있다. 이러한 분석은 격자의 변화 전과 변화 후의 좌표정보를 불러들여 모형지반에서 격자의 변위(displacement), 모형지반의 최대전단변형률(γ_{max}), 주 변형률(ϵ_1, ϵ_3) 등을 연산하는 방법을 통한다. 또한 분석결과로 얻어진 수치정보를 시각화하여 분석결과를 한눈에 알 수 있다. 사진촬영은 디지털 카메라(Eos 600D)를 사용하여 최대해상도 5184 × 2914 픽셀로 촬영하였다.

3.5 실험방법

- 1) 모형지반에 지압형 앵커판의 토피비에 따른 파괴 기구(mechanism)을 파악하기 위하여 앵커판의 가로 길

(a) Plane strain model soil-tank

(b) Model plate anchor

(c) Load measurement apparatus

Fig. 5. Plane strain model soil-tank and experimental equipments

이(h)와 앵커판의 묻힌 깊이(H)의 비 즉, 토피비(H/h)를 1에서 6까지 변화시켜 실험을 하였다.

- 2) 인발장치의 재하속도는 1.2mm/min로 최대한 천천히 재하 하여 속도가 인발력에 미치는 영향을 최소화 했다.
- 3) 각 각의 토피비(H/h)에서의 파괴메카니즘 모양을 관찰하기 위하여 실험 전과 실험 후, 그리고 실험과정에 나타나는 지반변형의 형태를 사진으로 촬영하였다.
- 4) 촬영된 지반사진을 판독하고, 지반의 거동을 분석하였다.

4. 실험의 결과 및 분석

4.1 모형지반의 물성시험 결과

물성시험 및 직접전단시험 결과를 통해 나타난 본 시험의 지반재료의 물성치는 Table 2와 같다.

이때 지반에 사용된 모래의 최대 최소 건조밀도시험은 국내기준이 없어 일본의 규정(JGS, 1991) JSF T 161-1990를 사용했다.

4.2 인발력 산정 이론식과의 비교분석

실험은 토피비를 변화시키면서 토피비(H/h) 1에서 6까지 실시하였다. Fig. 6은 각 실험의 인장하중과 수직변위와의 관계를 나타낸 것이다. 인발력 산정은 최대인발하중을 극한하중으로 결정하였다. B.M. Das(1990)의

Table 2. Properties of Sand for model ground

Physical property	Symbol	value
Max. void ratio	e_{max}	0.992
Min. void ratio	e_{min}	0.697
Max. dry density (1)	γ_{dmax} (g/cm ³)	1.562
Min. dry density (1)	γ_{dmin} (g/cm ³)	1.330
Specific gravity	G_s	2.64
Water content	w (%)	9.5
Average Dia	D_{50} (mm)	0.46
Effective Dia	D_{10} (mm)	0.27
Uniformity coefficient	C_u	1.81
Curvature coefficient	C_g	0.22
Test. dry density	γ_{dtest} (g/cm ³)	1.53
Test. soil friction angle	$\phi_{ds-test}$ (°)	37

(1) JSF T 161-1990

“Earth Anchor”에서 제시한 이론식 중에서 직사각형 앵커의 극한인발력의 예측에 주로 사용되는 Meyerhof and Adams(1968)의 이론식과 Vesic(1971)의 이론식을 실험치와 비교하면 Fig. 7 및 Table 2와 같다. 기존 이론값들과 모형실험결과를 비교한 결과 Meyerhof and Adams(1968)의 이론식을 통해 계산된 값은 모형실험값과 비교 했을 때 토피비(H/h)가 1, 2, 5, 6에서는 이론식보다 10% 크게 나타나는 경향을 보이며, Vesic(1971)의 이론식에서는 모형실험 값보다 10% 적은 경향을 보였다. Fig. 7에서 보면 Meyerhof and Adams(1968)의 이론식과 Vesic(1971)의 이론식과는 다르게 실내모형실험을 통한 극한 인발력은 토피비(H/h)에 따라 다르게 나타남을 알 수 있다. 토피비(H/h)가 1~4의 얇은 앵커와 토피비(H/h) 5~6의 중간 정도의 깊이의 앵커는 기울기가 서로 다르게 나타남을 알 수 있다. 현재 토피비(H/h) 7이상의 깊은 앵커에 대해서 시험을 더 수행해야 알겠지만 지압형앵커는 타설된 깊이에 따라 일률적인 공식을 사용하기 보다는 각각 다른 공식을 적용해야 할 것으로 판단된다. 본 실험 결과를 비교하면 Meyerhof and Adams(1968)의 이론식

Fig. 6. Load-displacement diagram

Fig. 7. Uplift capacity-H/h diagram by existing theories and experimental results

이 실제 결과와 양상이 비슷하게 나옴을 알 수 있고, 이를 바탕으로 앵커체의 인발시 지반변형분석 결과를 참고하여 Meyerhof and Adams(1968)의 이론식을 수정하면 실제 설계에서도 적용이 가능하리라 판단된다.

Fig. 8은 토피비(H/h)가 1~6에 따른 파괴계수를 도시한 것으로 대략 6에서 수렴하는 것으로 판단되어 한계 토피비(H/h)_{cr}는 6으로 예측이 가능하여 6이상은 깊은 앵커의 범주에 포함되는 것으로 보이나 추가로 7이상의 시험을 진행해야 깊은 앵커의 거동이 관찰될 것으로 판단된다.

4.3 지반의 변형 분석

4.3.1 토피비에 따른 모래지반의 변형 분석

변형해석프로그램은 Koo(2013)에 의해 개발된 프로그램 STR-contour를 사용하였으며, 본 프로그램에서 등매개변수는 요소의 변위분포를 나타내는 변위함수와 형상을 나타내는 형상함수를 동일하게 선정하는 4절점 등매개변수요소를 사용하고 있다(Im et al., 1992).

프로그램의 모형실험 결과분석 및 계산과정은 아래의 순서를 따른다.

(1) 절점변위

우선 변형전과 변형후의 좌표차에 의해 u, v 방향의

Fig. 8. Breakout factor (F_q) by laboratory tests

Table 3. Results of laboratory tests

Embedment ratio (H/h)		1 (0.1 m)	2 (0.2 m)	3 (0.3 m)	4 (0.4 m)	5 (0.5 m)	6 (0.6 m)
Uplift capacity (N)	Experiment	88.29	332.56	827.96	1231.16	1495.04	1972.79
	Meyerhof and Adams	118.47	335.79	651.96	1066.99	1580.87	2193.60
	Vesic	106.81	295.50	561.32	897.56	1294.90	1772.19

변위를 구한다. 변형 전과 후의 절점변위는 변형전과 후의 좌표차에 좌표계의 축척을 곱함으로써 식 (7)과 같이 구할 수 있다.

$$\text{변형 전후의 좌표차} \times \frac{\text{두 부동점의 실제 거리}}{\text{두 부동점의 좌표차}} \quad (7)$$

(2) 주변형률(ϵ_1, ϵ_3)과 최대전단변형률($\gamma_{\max}$)

[J]는 야코비의 행렬로 식 (8)과 같다.

$$[J] = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} -(1-\eta) & 1-\eta & 1+\eta & -(1+\eta) \\ -(1-\xi) & -(1+\xi) & 1+\xi & 1-\xi \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} x_1 & y_1 \\ x_2 & y_2 \\ x_3 & y_3 \\ x_4 & y_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} \\ J_{21} & J_{22} \end{bmatrix} \quad (8)$$

여기서, ξ 와 η 는 사각형의 변상에서 인접요소와의 변위의 연속성이 보장되는 ξ, η 국소좌표계의 좌표값이다. Fig. 9는 등매개변수요소의 국소좌표계와 전체좌표계의 관계를 나타낸다.

$[J]^{-1}$ 은 야코비 행렬의 역행렬이며 식 (9)와 같은 관계에 의해 전체좌표계로 변환시킬 수 있다.

Fig. 9. u_1, v_1 : nodal displacement of (x,y) direction (global coordinate system) (0,0), (0,+1) · · · : coordinate by local coordinate system (ξ, η)

$$d\mathcal{E}_v = -(d\mathcal{E}_1 + d\mathcal{E}_3) \quad (15)$$

여기서, N_i 는 형상함수로 식 (10)과 같다.

$$\begin{aligned} N_1 &= (1-\xi)(1-\eta)/4 \\ N_2 &= (1+\xi)(1-\eta)/4 \\ N_3 &= (1+\xi)(1+\eta)/4 \\ N_4 &= (1-\xi)(1+\eta)/4 \end{aligned} \quad (10)$$

4절점 등매개변수요소의 절점변위($\{u\}, \{v\}$)를 식 (11)과 같은 관계에 의해 수직변형률과 전단변형률을 구한다. 여기서 수직변형률은 압축, 전단변형률은 반시계방향을 (+)으로 한다.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{yx} \end{Bmatrix} = [B] \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial[N]/\partial x & 0 \\ 0 & \partial[N]/\partial y \\ \partial[N]/\partial y & \partial[N]/\partial x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \end{Bmatrix} \quad (11)$$

여기서, $[N] = [N_1 \ N_2 \ N_3 \ N_4]$

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{Bmatrix}, \quad \{v\} = \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \end{Bmatrix}$$

주변형률($\varepsilon_1, \varepsilon_3$)은 변형률의 식 (12), (13)과 같은 관계에 의해 구할 수 있다. 주 변형률은 압축을 (+)로 한다.

$$d\varepsilon_1 = \frac{d\varepsilon_x + d\varepsilon_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{d\varepsilon_x - d\varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{d\gamma_{yx}}{2}\right)^2} \quad (12)$$

$$d\varepsilon_3 = \frac{d\varepsilon_x + d\varepsilon_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{d\varepsilon_x - d\varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{d\gamma_{yx}}{2}\right)^2} \quad (13)$$

최대전단변형률($\gamma_{\max}$)은 식 (14)와 같은 관계에 의해 구할 수 있다.

$$d\gamma_{\max} = d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3 \quad (14)$$

(3) 체적변형률(ε_v)과 다이레이턴시각(ν_d)

전단에 따른 체적팽창을 (+)으로 하면 체적변형률 (ε_v)는 식 (15)와 같다.

다이레이턴시각(ν_d)는 변형률의 증분을 나타내며 식 (16)과 같이 구할 수 있다.

$$\nu_d = \sin^{-1} \frac{d\varepsilon_v}{d\gamma_{\max}} \quad (16)$$

여기서, $d\gamma_{\max} = d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3$

(4) 무신축방향과 그 방향의 전단변형률(γ_{ze})

무신축방향(zero extention direction)은 수직변형률이 0인 방향을 말한다. 무신축방향은 변형률의 Fig. 10에서와 같이 두 방향으로 정의되며 이러한 변형률의 방향은 파괴면과 일치하는 경우가 많다. 무신축방향의 크기(γ_{ze})는 식 (17)과 같다.

$$\gamma_{ze} = \frac{d\gamma_{\max}}{2} \cos \nu_d \quad (17)$$

무신축방향이 이루는 각은 식 (18)과 같이 구할 수 있다.

$$\theta = \tan^{-1} \frac{-\left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \cos \nu_d\right) \pm \frac{\gamma_{yx}}{2}}{\varepsilon_y} \quad (18)$$

본 연구에서 수행한 모형실험 일부에 대해 대표적인 지반 변형해석 결과인 지반 변위, 무신축 방향, 최대전단변형률 등고선에 대해서 분석하였고, 최대전단변형률 등고선이 집중하는 면을 파괴면으로 가정하여 점선으로 표시하였다.

Fig. 10. Magnitude and direction of strain

파괴면의 모습을 관찰하기 위해 극한인발력이 작용할 때, 즉 파괴가 일어난 점(Fig. 6을 통해 관찰해 보면 인발 후 5mm 전후에서 극한인발력이 발현됨)에서 얻은 값을 변형해석 프로그램을 통해 분석하였다. Fig. 11은 토피비(H/h) 2일 때, Fig. 12는 토피비(H/h) 3일 때의 지반 변위와 무신축방향, 최대변형률 등고선을 나타내고 있다. 최대변형률 등고선을 관찰해 보면 지표면까지 파괴면의 형태가 나타나고 있다. 그러나 Fig. 13의 토피비(H/h) 4일 때는 파괴형상이 앵커의 모서리부분에서 시작해서 등고선도의 중간부분까지만 연결되어 있는 것을 알 수 있으며, 앵커주변에서 중간까지 무신축 방향이 집중되어 지표면까지 파괴면이 완전히 형성되지 않는 것을 알 수 있다.

토피비(H/h)가 5일 때는 앵커 인발시 파괴면의 형태가 극한인발력 발현시점인 변위 5mm에서는 지표면까지 파괴면이 연결되지 않는 토피비(H/h) 4이하의 앵커와는 다른 거동을 보이기에 변위를 5mm(Fig. 14), 10mm(Fig. 15), 15mm(Fig. 16)으로 나누어 지반의 거동을 분석하였다. 변위 5mm의 최대변형률 등고선도를 보면 파괴형상이 앵커의 모서리 안쪽부분에서 시작해서 등고선도의 중간부분까지만 연결되어 있고, 파괴면이 토피비(H/h) 4보다 적게 형성되어있다.

변위 10mm의 최대변형률 등고선도를 보면 파괴형상이 5mm일 때 보다 파괴면이 점점 넓어지며 지표면으로 커져가는 것을 볼 수 있고, 변위 15mm의 최대변형률 등고선도를 보면 모래지반의 변형이 커져 파괴형상이 점

Fig. 11. Analysis of ground deformation (H/h=2, Displacement=5 mm)

Fig. 12. Analysis of ground deformation (H/h=3, Displacement=5 mm)

Fig. 13. Analysis of ground deformation ($H/h=4$, Displacement=5 mm)

Fig. 14. Analysis of ground deformation ($H/h=5$, Displacement=5 mm)

Fig. 15. Analysis of ground deformation ($H/h=5$, Displacement=10 mm)

Fig. 16. Analysis of ground deformation ($H/h=5$, Displacement=15 mm)

Fig. 17. Analysis of ground deformation ($H/h=6$, Displacement=5 mm)

Fig. 18. Analysis of ground deformation ($H/h=6$, Displacement=10 mm)

Fig. 19. Analysis of ground deformation (H/h=6, Displacement=15 mm)

점 넓어지며 지표면까지 나타나는 것을 볼 수 있다.

토파비(H/h)가 6일 때도 인발변위를 5mm(Fig. 17), 10 mm(Fig. 18), 15mm(Fig. 19)로 나누어 지반의 거동을 분석하였다. 토파비(H/h) 6이고 변위 5mm일 때는 최대변형을 등고선도를 보면 토파비(H/h)가 5일 때의 파괴면보다 형상이 좁고 등고선도의 중간보다 적게 나타나고 있다.

변위 10mm의 최대변형을 등고선도를 보면 파괴형상이 앵커의 폭보다 적어지며 형상폭은 변위 5mm일 때보다 적어진다. 변위 15mm의 최대변형을 등고선도를 보면 파괴형상이 지표면까지 이어져 있으며 변위 10mm일 때 보다 형상 폭이 더 좁아지고 있다.

4.3.2 선행된 연구와 파괴면 비교

지압형 앵커에서 선행 연구자들이 제시한 모래에서의 파괴면은 앵커의 모서리 파괴선이 시작하여 지표면까지 매끄럽게 일정한 각도로 발생된다고 제시하였다. 선행연구들을 보면 앵커 폭의 2.5~3배 정도로 표면으로 파괴면이 형성되었다. 본 연구에서는 극한 인발력인 5mm정도에서는 파괴면의 폭이 기존의 이론보다 좁은 영역(앵커 폭의 1.2~3배 정도)에서 진행되는 것을 관찰할 수 있었고 10, 15mm까지 변위가 증가할수록 파괴면의 폭이 넓어지고 지표면까지 확장하는 것을 확인할 수 있었다. 5, 6 정도로 토파비(H/h)가 깊어질 때는 극한 인발력 발휘시의 파괴면의 진행은 지표면까지 연결되지 않는 것으로 나타났고, 극한인발력 발휘(5mm) 이후에 계속적인 인발이 진행된 후에야 지표면까지 파괴면이

발생하는 것을 관찰할 수 있었다.

따라서 극한 인발력이 발휘되는 시점에서의 파괴면은 기존이론에서 제시한 파괴면과 차이가 있고, 극한 인발력 발휘 후 인발이 상당히 진행된 후에야 파괴면의 양상이 기존이론에서 제시한 파괴면의 범위에 근접하고 있고, 이 때는 이미 극한인발력을 넘어 잔류상태로 가고 있는 점이란 걸 생각하면, 정확한 이론식의 결정시는 파괴면의 범위를 재조정해야 할 필요가 있을 것으로 판단된다. 본 연구에서는 시험결과와 변형분석결과를 이용하여 기존의 Meyerhof and Adams(1968)의 이론식을 수정하여 시험결과에 근접하는 이론식을 식 (19)와 같이 제안하였다.

$$Q_u = W(1+a) + K_u \gamma H^2 \tan \phi \quad (19)$$

여기서, a : 파괴면의 범위에 따른 상수

상대밀도(%)	토파비(H/h)	상수 a
98	1~4	0.4
	5~6	-0.3

W : 앵커 위의 흙 무게

K_u : 공칭인발계수

H : 앵커의 매입 길이

γ : 흙의 단위 중량

ϕ : 흙의 내부 마찰각

Meyerhof and Adams(1968)의 수정식을 이용하여 인발력을 계산한 결과는 Fig. 20과 같으며 토파비에 따라 상수

Fig. 20. Calculation of tensional force by Meyerhof and Adams' modified equation (1968)

α 를 다르게 적용한 경과 시험치와 거의 일치하는 것을 알 수 있다. 이 식은 더 많은 시험을 종류별로 수행하여 보완하면 더 정확한 값을 계산할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 결 론

본 논문에서는 실내 토조실험을 통해 평면변형을 상태에서 지압형 앵커의 토피비(H/h)에 따른 인발력과 기존 인발력 산정식을 비교분석하였으며, 지반변형해석 프로그램을 통해 지반의 변위와, 파괴형상을 확인하였다. 본 연구에서 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 기존에 선행연구들을 보면 앵커 폭의 2.5~3배정도로 표면으로 파괴면이 형성되었다. 본 연구에서는 극한 인발력인 5mm 정도에서는 파괴면의 폭이 기존의 이론보다 좁은 영역에서 진행되는 것을 관찰할 수 있었고, 10, 15mm까지 변위가 증가할수록 파괴면의 폭이 넓어지고 지표면까지 확장하는 것을 확인할 수 있었다.
- (2) 토피비(H/h)가 1~4 정도의 얇은 앵커에서는 파괴면이 지표면까지 발달하지만 5, 6 정도로 깊어질 때는 극한 인발력 발휘시의 파괴면의 진행은 지표면까지 연결되지 않는 것으로 나타났고, 극한 인발력 발휘(5mm) 이후에 계속적인 인발이 진행된 후에야 지표면까지 파괴면이 발생하는 것을 관찰할 수 있었다.
- (3) 지압형 앵커의 극한 인발력은 기존 이론식을 통해 계산된 값들과 모형실험결과 값을 비교 분석한 결과 Meyerhof and Adams(1968)의 이론식과 Vesic(1971)의 이론식과는 다르게 실내모형실험을 통한 극한 인발력은 토피비(H/h)에 따라 다르게 나타남을 알 수 있었고, 이에 따라 기존 이론식을 수정한 수정식을 제안하였다.

감사의 글

이 논문은 2012 학년도 동의대학교 교내연구비에 의해 연구되었음(과제번호 2012AA150).

참고문헌 (References)

1. Baker, R. (1980), "Determination of the critical slip surface in slope stability compressions", *International Jour. for Numerical and Analytical methods in Geomechanics*, Vol.4, pp.333-359.
2. Das, B. M. (1990), *EARTH ANCHORS*, Elsevier, pp.14-49.
3. Frydman, S. and Beasley, D. H. (1976), "Centrifugal modelling of riverbank failure", *Jour. Geotech. Eng. proc., ASCE*, Vol.102, pp.395-409.
4. Hong, S. W. (1998), *The study on pullout resistance characteristics and design of SSC anchor*, Ph D. thesis, Pusan National University, pp.179-184 (in Korean).
5. Im, J. C., Park, S. Z., Joo, I. G., Park, Y. B., and Kim, Y. I. (1992), "Analyzing Method of Model Ground in Plane Strain", *Journal of KGS*, pp.29-34(in Korean).
6. JGS Geotechnical Engineering (1991), *The method and explanation of soil tests*, pp.106-115(in Japanese).
7. Koo, Y. M. (2013), *The study on the development of the program to analyze the deformation on model ground*, Master thesis, Pusan National University, pp.1-5 (in Korean).
8. Kim, S.S., Lee, S. D., Koo, J. K., Jeon, M. G., and Yoo, K. S. (1994), "A Model Test on Uplift Behavior of Plate Anchor", *KSCE Journal of Civil Engineering*, pp.1219-1227 (in Korean).
9. Lee, T. H. (2006), *The Study on the reinforcement effect of micropile on dense sand*, Ph D. thesis, Pusan National University, pp.1-20 (in Korean).
10. Meyerhof, G. G. and Adams, J. I. (1968), "The ultimate uplift capacity of foundations", *Can. Geotech J.*, 5(4) : 225-244.
11. Ovesen, N. K. (1981), "Centrifuge Tests of the Uplift Capacity of Anchors", *Proc., 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden*, Vol.I, pp.717-722.
12. Roscoe, K. H. (1970), "The influence of strains in soils in soil mechanics", *Geotechnique*, Vol.20, No.12, pp.129-170.
13. Saeedy, H. S. (1987), "Stability of circular vertical earth anchors", *Can. Geotech J.*, 24(3):452-456.
14. Tani (1986), *The mechanism of bearing capacity of Shallow foundation in sand ground*, Master thesis, The University of Tokyo, pp.VII.1-VII.3 (in Japanese).
15. Vesic, A. S. (1971), "Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE*, 97(9), pp.1183-1205.
16. Veesaert, C. J. and Clemence, S. P. (1977), "Dynamic pullout resistance of anchor", *proc., Intl. Symposium on Soil-Structure Interaction Rourkee India*, 1:359-397.

Received : January 15th, 2013

Revised : March 20th, 2013

Accepted : February 10th, 2014