

# 높은 지하수위 지반 속에 설치된 지중연속벽의 인발저항력

## Uplift Capacity of a Diaphragm Wall Installed in Ground with High Groundwater Table

홍 원 표<sup>1</sup> Hong, Won-Pyo

침 니 타<sup>2</sup> Chim, Neatha

### Abstract

A series of model tests were conducted in order to observe the failure surface generated around a diaphragm wall embedded in ground with high groundwater table. Images of the soil deformation around the model wall were captured during the test. The configuration of the failure surface in soil around the model wall could be obtained from analyzing the image of the soil deformation. Based on the configuration of the failure surface observed in the model test, an analytical approach was proposed to predict the uplift capacity of a diaphragm wall installed in ground. The analytical approach considers not only the wall properties such as length, thickness and surface roughness of diaphragm walls but also the soil strength properties such as the internal friction angle and the cohesion of soil. The predicted uplift capacity of a diaphragm wall shows a good agreement with the experimental one measured in the model test.

### 요 지

지하수위가 높은 지역에 설치된 지중연속벽 주변지반 속에 발생하는 지중파괴면의 형상을 조사하기 위해 일련의 모형실험을 실시하였다. 모형실험에서 벽체가 인발될 때 발생하는 벽체 주변지반의 변형거동을 사진으로 촬영하여 관찰하였고 이 지반변형 결과를 분석하여 지중연속벽 주변지반에 발생하는 지중파괴면의 형상을 파악할 수 있었다. 이렇게 파악된 지중파괴면의 형상에 근거하여 지중연속벽의 인발저항력을 산정할 수 있는 이론해석을 실시하였다. 이 이론해석에는 벽체와 지반에 관한 주요 특성이 잘 반영되어 있다. 즉 벽체의 특성으로는 벽체의 길이, 두께 및 벽면조도가 포함되어 있으며 지반의 특성에 관하여는 흙의 내부마찰각 및 점착력과 같은 전단강도정수가 포함되어 있다. 제안된 해석모델에 의거하여 예측된 지중연속벽의 인발저항력은 모형실험에서 측정된 실험치와 잘 일치하였다.

**Keywords :** Diaphragm wall, Failure surface, Groundwater table, Model test, Uplift capacity, Analytical approach

### 1. 서 론

지하수위가 높은 해안지역에서 건물을 지하수위보다

아래 위치에 설치할 경우 이 건물은 높은 지하수위에 의한 부력을 받게 된다(Fig. 1(a)). 또한 지하도나 지하차도와 같은 구조물을 수중에 설치하기도 한다(Fig. 1(b)).

1 정회원, 중앙대학교 건설환경플랜트공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil, Environmental & Plant Engrg., ChungAng Univ., Tel: +82-2-820-5258, Fax: +82-2-536-4276, [wphong@cau.ac.kr](mailto:wphong@cau.ac.kr), Corresponding author, 교신저자)

2 비회원, 중앙대학교 토목공학과 석사졸업 (Former Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., ChungAng Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2015년 3월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

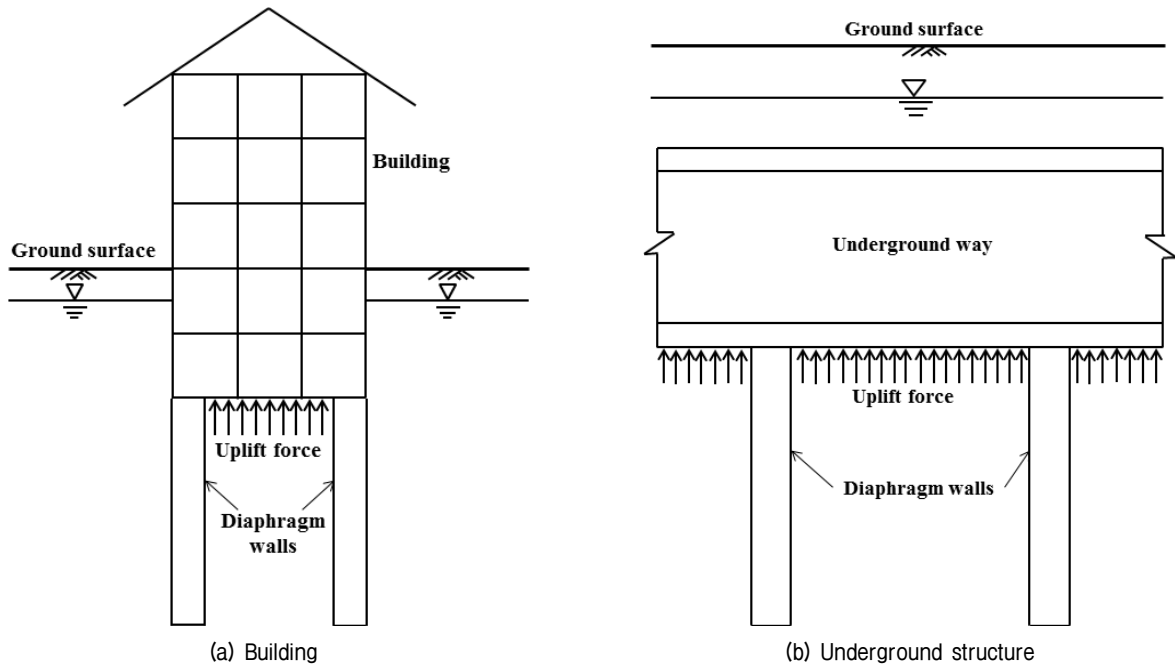


Fig. 1. Diaphragm walls subjected to uplift force due to high groundwater table

이 경우에도 이들 지하구조물은 부력을 받게 된다. 결국 이들 구조물은 부력에 의해 막대한 인발력을 받게 된다.

통상적으로 구조물에 작용하는 인발력에 저항하기 위해 앵커나 말뚝을 구조물 하부에 많이 사용하고 있다 (Joseph, 1982; Chatophyay & Pise, 1986; Choi, 2010). 그러나 앵커를 사용할 경우에는 앵커의 이완을 정기적으로 관리하여야 하며 말뚝을 사용하는 경우에는 인발력에 충분히 저항할 수 있게 하려면 많은 수의 말뚝을 길게 설치해야하는 단점이 있다(Meyerhof, 1973; Das, 1983).

이러한 점을 개선하기 위해 말뚝이나 앵커 대신 지중연속벽을 인발력에 저항할 수 있게 적용할 수 있을 것이다. 즉 지중연속벽은 동일한 근입깊이와 표면조도의 조건하에서 말뚝보다 측면적이 크므로 큰 인발저항력을 가질 수 있는 특징이 있다. 따라서 말뚝이나 앵커 대신 지중연속벽을 설치하면 근입깊이를 상당히 줄일 수 있을 것이다.

지중연속벽을 인발력에 저항하는 구조물로 활용하려면 지중연속벽의 인발저항력을 정확히 예측할 수 있어야 한다. 지중연속벽의 인발저항력을 예측하려면 지중연속벽 주변 지반 속에 발생하는 지중파괴면을 정확히 파악할 수 있어야한다. 그러나 지중연속벽 인발 시의 지중파괴면의 형상이나 인발저항력은 아직까지 밝혀진 바가 없다.

따라서 본 논문에서는 지중에 설치된 지중연속벽 주변 지반속의 지중파괴면 형상과 지중연속벽의 인발저항력을 조사하기 위해서 일련의 모형실험을 실시한다. 먼저 지중파괴면 형상을 조사하기 위해 지중에 모형벽체를 투명 토조 속에 매설하고 그 벽체를 인발하는 모형실험을 실시한다. 그런 후 모형실험에서 파악한 지중파괴면의 형상에 근거하여 인발저항력을 산정할 수 있는 이론해석을 실시한다. 이렇게 제시된 이론해석의 신뢰성을 검증하기 위해 제시된 해석모델에 의해 예측된 지중연속벽의 인발저항력을 모형실험에서 측정된 실험치와 비교한다.

## 2. 기존연구

지중연속벽의 인발저항력을 규명하기 위해서는 지중연속벽 주변지반에서의 파괴발생기구를 정확히 파악해야 할 것이다. 지금까지 인발력을 받는 지중연속벽의 파괴발생기구에 관한 연구는 거의 수행되지 않았다. 그러나 지중연속벽 주변지반에서의 파괴발생기구는 말뚝이나 후팅의 인발시와 유사할 것이다. 따라서 이들 분야에 대한 연구결과는 지중연속벽 주변 지반에서의 파괴발생기구를 규명하는데 응용될 수 있을 것이다.

인발력을 받고 있는 지중연속벽의 파괴발생기구에 관한 연구는 크게 두 그룹으로 구분할 수 있을 것이다.

하나의 파괴가 지중연속벽과 지반 사이의 경계면 즉 지중연속벽면에서만 발생하는 경우이고 또 하나는 지중연속벽 주변 지반 속에서 파괴가 발생하는 경우이다. 첫 번째 경우는 지중연속벽의 인발에 대한 저항력이 지중연속벽면에서의 벽면마찰력에 의해서만 발휘되고 두 번째 경우는 지중연속벽 주변지반 속의 전단파괴면에서도 발휘된다. 즉 이 개념은 말뚝이나 후텁의 인발저항력이 말뚝이나 후텁 주변 지반속의 파괴면을 따라 발휘될 수 있다는 개념에 의거 생각할 수 있다(Matsuo, 1968; Shanker et al., 2007).

인발력을 받는 말뚝의 연구결과를 대상으로 진행된 기존연구를 고찰해 보면 다음과 같다. 먼저 말뚝의 주변마찰력이 인발저항력의 주된 요소가 된다는 개념으로는 Meyerhof(1973)와 Das(1983)의 연구를 들 수 있다. 즉 Meyerhof(1973)는 말뚝이 설치된 지반을 대상으로 지반의 내부마찰각에 의해 결정되는 인발계수를 제시하였다. 이때 주변마찰력은 깊이에 따라 선형적으로 증가 발휘된다고 하였다. 그러나 Das(1983)는 주변마찰력이 선형적으로 증가되는 한계깊이가 존재하며 그 한계깊이 이하에서는 마찰력이 항상 일정하게 발휘된다고 하였다. 또한 Das et al.(1977)는 지반밀도와 말뚝표면의 조도에 따라 지반과 말뚝 사이의 마찰각을

흙의 내부마찰각의 0.4~1.0배 사이로 정할 수 있다고 하였다.

한편 말뚝 주변지반 속의 전단파괴면에서 발달하는 전단저항력에 의해서 말뚝의 인발저항력이 발휘된다고 하는 연구로는 Chatophyay & Pise(1986)의 연구와 Shanker et al.(2007)의 연구를 들 수 있다. 먼저 Chatophyay & Pise(1986)는 말뚝 주변지반에 발달하는 지중파괴면을 곡선으로 가정하여 말뚝의 인발저항력을 구하였다. 그러나 Shanker et al.(2007)은 이 지중파괴면이 말뚝 선단으로부터 말뚝 주변지반 속에 깔때기 모양으로 발생한다고 가정하였고 이 지중파괴면은 연직축과 지반의 내부마찰각의 25% 즉  $\phi/4$ 의 각도를 이룬다고 가정하였다. 그러나 Hong & Chim(2014)은 최근 연구에서 이 지중파괴면의 각도를  $\phi/4$ 보다 큰 지반의 내부마찰각의 반 즉  $\phi/2$ 로 정하여 구한 말뚝인발저항력의 이론예측치가 실험치와 잘 일치함을 보여주었다.

### 3. 모형실험

#### 3.1 모형실험장치

Fig. 2는 모형실험장치의 개략도이다. 모형실험장치

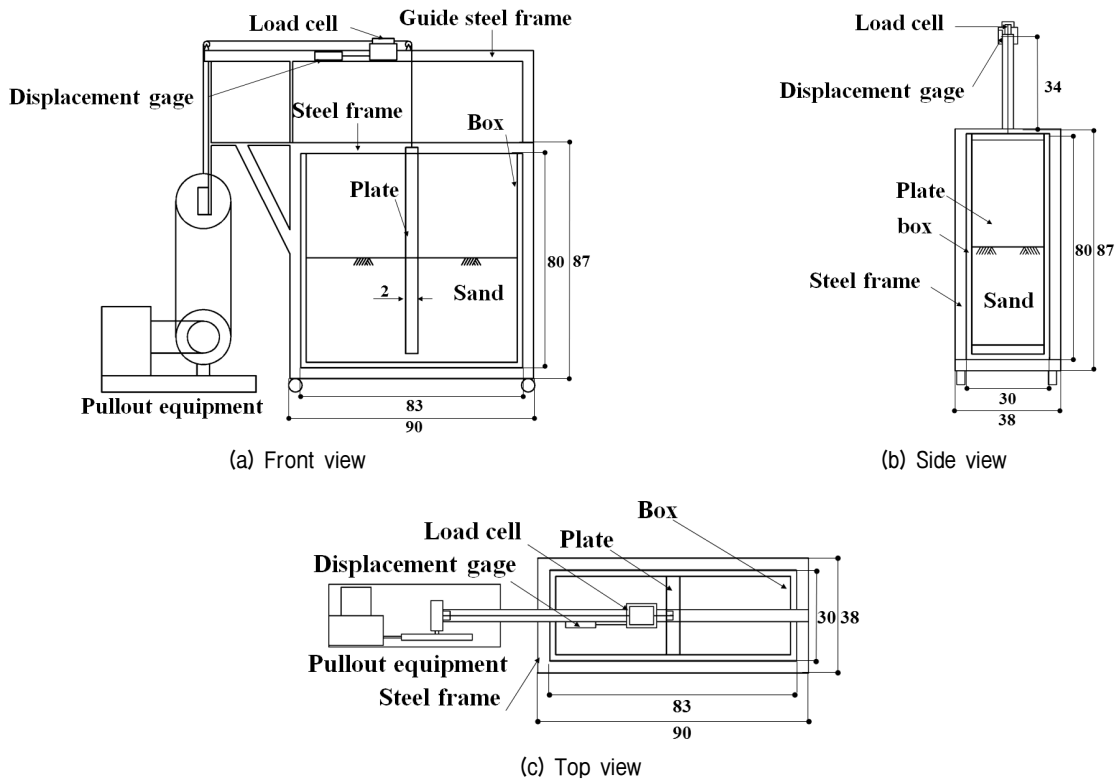


Fig. 2. Schematic for model test apparatus (unit cm)

는 토조, 모형벽체, 인발장치, 기록장치의 네 부분으로 구성되어있다. 벽체인발시 벽체 주변지반에서 발생하는 파괴면 형상을 관찰할 수 있게 토조는 투명아크릴판으로 제작되어있다.

토조의 크기는 길이 83cm, 폭 30cm, 높이 87cm로 하였다. 모래시료를 넣은 상태에서 충분한 강성을 가질 수 있게 2cm두께 아크릴판으로 제작하였으며 강성을 더욱 보강하기 위해 토조 외부를 강재틀로 보강하였다. 그리고 모래시료를 채우기 전에 모형실험장치를 용이하게 이동시키기 위해 강재틀 아래 바닥에 네 개의 바퀴를 부착하였다.

모형벽체는 높이 76cm, 폭 26cm, 두께 2cm의 크기로 제작하였으며 벽체표면의 마찰을 현장상태에서의 마찰과 유사한 상태로 마련하기 위해 아크릴 벽체의 양면에 접착제를 바르고 모래입자를 부착시켜 조성하였다. 실험중 이 벽면에 부착시킨 모래입자의 일부가 떨어져 나가므로 매 실험 전에 모래입자를 재부착시켜 항상 동일한 마찰조건에서 실험을 실시하였다.

이 벽체의 상단에 두 개의 고리를 만들어 벽체 인발용 강선을 연결할 수 있게 하였다. 강선은 과도한 변위가 발생하지 않도록 충분한 강성을 지니도록 하였으며 Fig. 2(a)에 도시되어 있는 바와 같이 강재틀 상부에 설치한 도르래를 통하여 인발장치에 연결하였다. 벽체에 연결된 강선을 모터에 연결하여 지중벽체를 0.5mm/min의 속도로 인발할 수 있도록 하였다. 이 인발속도 0.5 mm/min은 모래에 대한 직접전단시험에 통상 적용되는 전단속도 중 최저속도에 해당하는 속도로 지중벽체의 인발실험을 완속으로 실시하였다.

Table 1. Soil properties of sand sample

Effective grain size (mm)	1.1
Coefficient of uniformity	2.32
Coefficient of curvature	0.91
Specific gravity	2.66
Maximum dry unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	15.30
Minimum dry unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	13.14

Table 2. Properties of model ground and wall

Relative density $D_r$ (%)	Internal friction angle $\phi$ (degree)	Dry unit weight $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Diaphragm wall
40	40.68	13.83	Embedment depth : 30 cm Embedment ratio (L/t) : 15 Wall thickness : 2 cm
60	41.25	14.32	
80	45.26	14.71	

기록장치는 하중계, 변위계, 데이터로거 및 컴퓨터로 구성하였으며 하중계는 490N의 최대용량을 가지며 변위계는 10cm 까지의 변위를 측정할 수 있게 하였다. 하중계와 변위계는 데이터로거에 연결되어 있으며 입력된 정보가 자동으로 컴퓨터에 저장되도록 하였다. 컴퓨터로 정리된 인발력과 인발변위 사이의 관계를 보면서 지반 내 파괴면의 형상을 사진 촬영하였다.

### 3.2 모래시료

북한강에서 채취한 모래 중 세립분을 제거하여 모형지반을 조성하였다. 깨끗하고 균등한 조립모래를 사용하기 위해 물로 씻으면서 #16번체(1.19mm)로 걸러 세립분을 완전히 제거한 후 오븐에서 24시간 건조시켰다.

실험에 사용한 모래의 물성으로 유효입경은 1.1mm, 균등계수는 2.32, 곡률계수는 0.91, 비중은 2.66, 최대·최소 건조단위중량은 각각 15.30kN/m<sup>3</sup>과 13.14kN/m<sup>3</sup>이며 최대·최소 간극비는 각각 1.01과 0.71이다.

세 종류의 밀도를 가지는 모형지반을 조성하기 위해 느슨한 밀도지반으로는 상대밀도를 40%로 하였고 중간 밀도지반으로는 상대밀도를 60%로 하였고 조밀한 밀도지반으로는 상대밀도를 80%로 하였다.

모형지반을 조성하기 위해 10mm × 5mm 크기의 개구부를 가지는 깔대기에 모래시료를 넣고 정해진 높이에서 자유 낙하시켰다. 이 때 낙하높이와 상대밀도의 상관관계를 예비실험을 통하여 파악한 결과 상대밀도 40%의 경우는 15cm 높이로, 상대밀도 60%의 경우는 33cm 높이로, 상대밀도 80%의 경우는 76cm 높이로 결정할 수 있었다.

사용된 느슨한 밀도지반에서의 내부마찰각은 40.68° (0.71rad)이고 건조단위중량은 13.83kN/m<sup>3</sup>이었다. 중간 밀도지반과 조밀한 밀도지반에서의 내부마찰각은 각각 41.25°(0.72rad)와 45.26°(0.79rad)이었으며 건조단위중량은 각각 14.32kN/m<sup>3</sup>과 14.71kN/m<sup>3</sup>이었다.

### 3.3 실험계획

먼저 토조벽면을 깨끗하게 닦아 투명하게 보이도록 하였다. 그런 후 모형실험 중 토조내부벽면에서 발생될 수 있는 벽면마찰의 영향을 제거하기 위해 토조내부벽면에 오일을 바르고 비닐랩을 부착시켰다.

토조의 중앙 위치에 모형벽체를 강선에 매달아 설치하였고 벽체의 근입깊이에 해당하는 높이에 도달할 때까지 모래를 정해진 높이에서 자유낙하시켰다. 이때 매 3cm 높이의 모래 채움이 끝날 때마다 3mm폭의 수평 흑색모래띠를 조성하였다. 흑색모래는 사용모래시료에 탄소를 착색시켜 만들었다. 마지막으로 일정한 속도로 연속벽을 인발하면서 인발력과 인발변위를 측정하였다. 시험 중 컴퓨터로 인발변위와 인발력의 관계를 조사하면서 벽체 주변지반의 변형 형상을 카메라로 촬영하였다.

이 실험에서는 세 종류의 지반밀도(상대밀도 40%, 60%, 80%)에 대하여 세 번씩 모두 아홉번의 실험을 실시하였다. 모형벽체의 근입깊이는 30cm로 하여 근입비( $L/t$ : 벽체의 두께  $t$ 와 근입깊이  $L$ 의 비)가 15인 경우로 하였다.

## 4. 모형벽체 주변지반의 변형

### 4.1 지반변형의 관찰

Fig. 3은 모형벽체의 인발실험 중 벽체 주변지반 속에 발생한 지반변형 상태를 보여주고 있다. 지반변형거동은 지반조성 시 마련된 흑색모래띠의 이동 상태를 관찰하여 조사하였다. 이러한 지반변형 관찰로 벽체 인발시

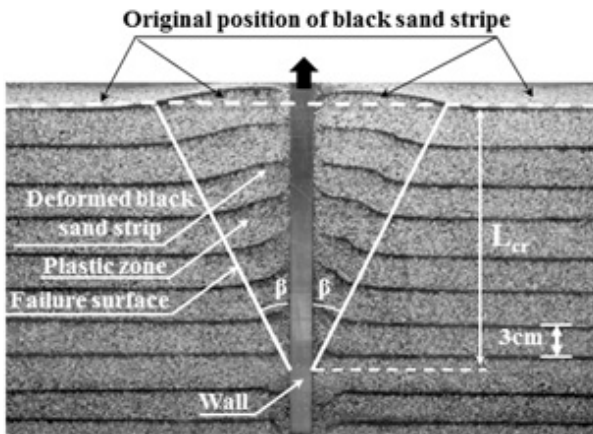


Fig. 3. Configuration of failure surface in soil (dense sand :  $D_r=80\%$ )

지반에 발생하는 소성변형의 영역을 파악할 수 있었다. 이는 결국 벽체인발시 지중에 발달하는 지중파괴면 형상을 정하는데 도움이 되었다.

지표면에서 흑색모래띠의 원래 위치는 Fig. 3에 흰색 파선으로 표시하였다. 벽체의 인발로 인하여 벽체에 인접한 위치에서 흑색모래띠는 원래위치보다 위쪽으로 이동하였으며 벽체에서 떨어진 구역의 나머지 부분에서는 흑색모래띠의 변화가 없었다. 이들 각각 흑색모래띠 위치에서 변형이 발생한 지점은 각각 다르게 나타났다. 즉 흑색모래띠의 변화지점은 지표면에서 가장 넓게 발생되었고 지중으로 깊이 들어갈수록 점차 벽체에 가까워져 역삼각형의 형상으로 나타났다.

결국 지표면에서부터 어느 근입깊이에 도달할 때까지 점점 지반변형이 발생하는 영역이 좁아지고 있음을 알 수 있다. 이 근입깊이를 한계근입깊이  $L_{cr}$ 이라 정할 수 있고 지중파괴면은 이들 흑색모래띠의 변곡점을 연결하여 정할 수 있다. 이 지중파괴면은 지반의 소성상태와 탄성상태를 구분 짓는 면이 된다. 즉 이 지중파괴면과 벽면 사이의 지반에서는 지반변형량이 크게 관찰된 소성상태에 있게 되고 이 파괴면 외측 지반에서는 지반변형이 발생하지 않는 탄성상태에 있게 된다.

소성영역을 나타내는 한계근입깊이  $L_{cr}$ 은 Fig. 3에서 보는바와 같이 24cm로 나타나서 한계근입비  $L_{cr}/t$ 는 12가 됨을 알 수 있다. 이 근입깊이는 상대밀도가 다른 두 모형지반에서도 동일하게 나타났다. 결국 벽체주변지반에서 발생하는 지중파괴면의 형상은 한계근입비가 12에 해당하는 근입깊이에서 시작하여 연직축과  $\beta$ 의 각도를 가지는 역삼각형의 형태가 된다고 할 수 있을 것이다.

### 4.2 지중파괴면의 각도

지중파괴면의 각도  $\beta$ 는 Fig. 3의 사진에서 측정할 수 있었다. 단 각도  $\beta$ 는 벽체의 좌우 두 쪽에서 모두 측정할 수 있었다. Fig. 4는 전체 모형실험결과에서 측정된 모든 지중파괴면의 각도  $\beta$ 값을 모래의 내부마찰각  $\phi$ 와 연계하여 도시한 그림이다.

Fig. 4에 의하면  $\beta$ 는 상대밀도가 증가할수록 크게 측정되었다. 모든 측정값은 Fig. 4 속에 표시한  $\beta = \phi/1.5$  선과  $\beta = \phi/2.5$  선 사이에 존재하였다 따라서 이들 두 선 사이의 평균선  $\beta = \phi/2$ 는 지중파괴면의 각도  $\beta$ 와 지반의 내부마찰각  $\phi$ 사이의 평균 상관관계식으로 정할 수 있을 것이다.

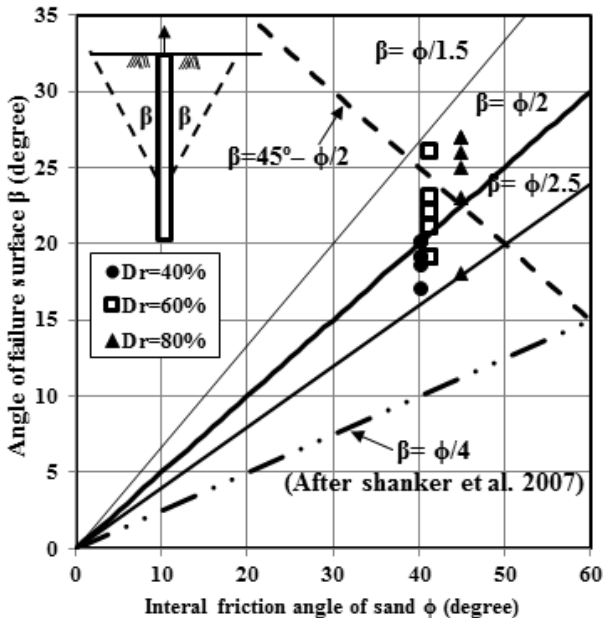


Fig. 4. The relationship between the angle of failure surface and the internal friction angle of sand

### 4.3 파괴면의 가하학적 형상

Fig. 5(a)는 모형실험에서 관찰된 지반변형에 의거하여 파악된 지중연속벽 주변 지반에 발생하는 지중파괴면의 가하학적 형상을 도시한 그림이다. 이 그림에 도시된 바와 같이 지중연속벽 주변 지반 속에 발생한 역삼각형 프리즘 형상 내부의 지반을 지중연속벽 주변 지반의

소성영역으로 정의할 수 있다. 이 지중파괴면은 벽체선단에서 연직축과  $\beta(=\phi/2)$ 의 각도로 발생하고 지표면까지 선형적으로 연속하여 발생하게 된다.

이 역삼각형 지중파괴면상에서는 벽체에 인발력이 작용할 때 인발에 저항하여 인발저항력이 발달하게 된다. 이 인발저항력은 지중파괴면상에 발휘되는 전단강도에 의해 발달하게 될 것이다.

그러나 만약 지중연속벽이 깊은 지층까지 근입되어 있으면 파괴면은 벽체선단에서부터 시작되지 않고 벽체의 어느 제한된 깊이에서부터 시작된다. 이 제한된 근입깊이를 한계근입깊이라 정의한다. 따라서 지중연속벽은 Fig. 5에서 보는바와 같이 근입깊이에 따라 짧은연속벽과 긴연속벽의 두 종류로 구분할 수 있다. 즉 벽체의 근입깊이가 한계근입비( $L_{cr}/t$ )로 정해지는 한계근입깊이  $L_{cr}$ 보다 짧으면 그 벽체는 Fig. 5(a)에서 보는바와 같이 짧은연속벽으로 취급할 수 있으며 길면 Fig. 5(b)에서 보는바와 같이 긴연속벽으로 취급할 수 있다.

Das(1983)는 모래지반 속 말뚝에 대한 실험에서 말뚝의 한계근입비를 상대밀도의 함수로 제시한바 있다. 그러나 연속벽에 대한 모형실험에서 측정된 한계근입비는 앞에서 관찰된 바와 같이 상대밀도에 상관없이 일정한 값 12로 나타났다.

짧은연속벽의 경우는 Fig. 5(a)에서 보는바와 같이 지반 속에 발생하는 지중파괴면에서의 지반전단강도에

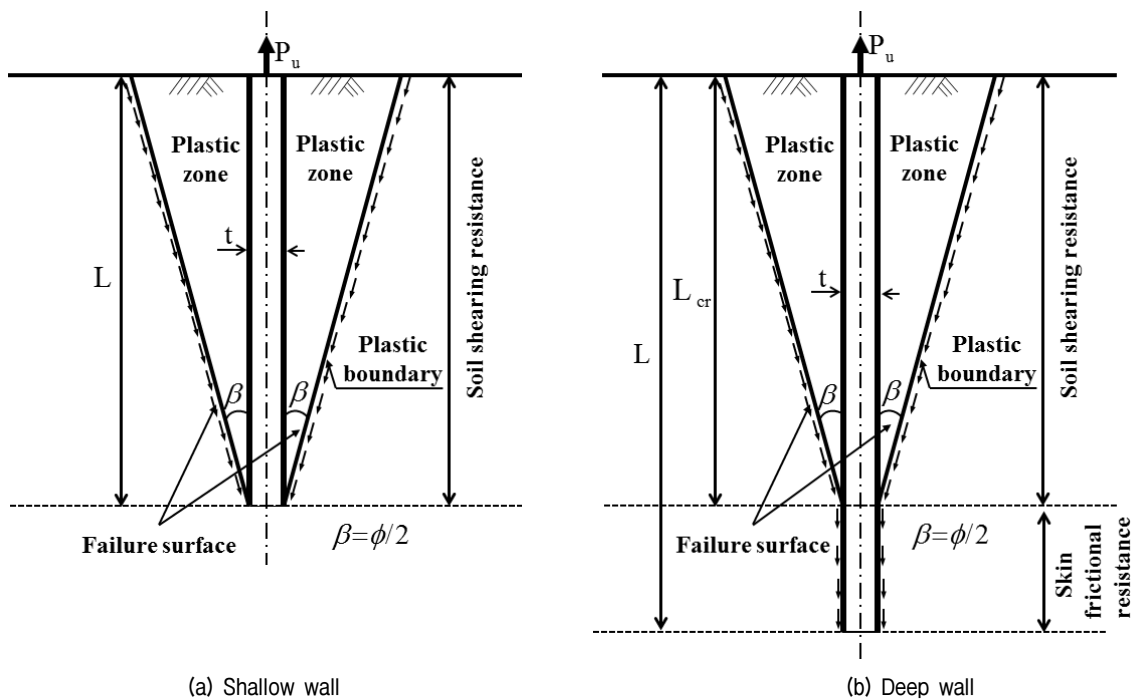


Fig. 5. Idealized configuration of failure generated in soil around uplifting wall

의하여서만 인발저항력이 발휘된다. 한편 긴연속벽의 경우는 Fig. 5(b)에서 보는바와 같이 한계근입깊이 상부의 지중파괴면상의 전단저항력 성분과 한계근입깊이 하부의 벽면에서의 벽면마찰저항력 성분의 두 성분으로 구성되어 있다. 이 경우 벽체와 지반 사이의 벽면마찰각은 벽체에 작용하는 토압과 더불어 벽면마찰저항력의 중요한 요소가 된다.

## 5. 지중연속벽 인발저항력의 이론해석

### 5.1 지중파괴면 작용 토압계수

모형벽체 주변지반의 변형거동을 관찰한 결과 밝혀진 소성영역내 임의위치에서의 지반의 수평절편요소 A의 변형상태는 Fig. 6과 같이 도시할 수 있다. 즉 지반요소 A는 초기에는 실선으로 표시되어있으며 인발력의 영향으로 파선으로 표시된 요소로 변형하게 된다. 즉 인발력에 의한 전단응력의 작용으로 인하여 지반요소 A는 Fig. 6에서 보는바와 같이 볼록한 원호모양의 파선요소로 변형하게 된다.

여기서 소성영역내 세 단면에서의 응력을 고려하여 토압계수를 고찰하여본다. 즉 벽체와 지반 사이의 경계

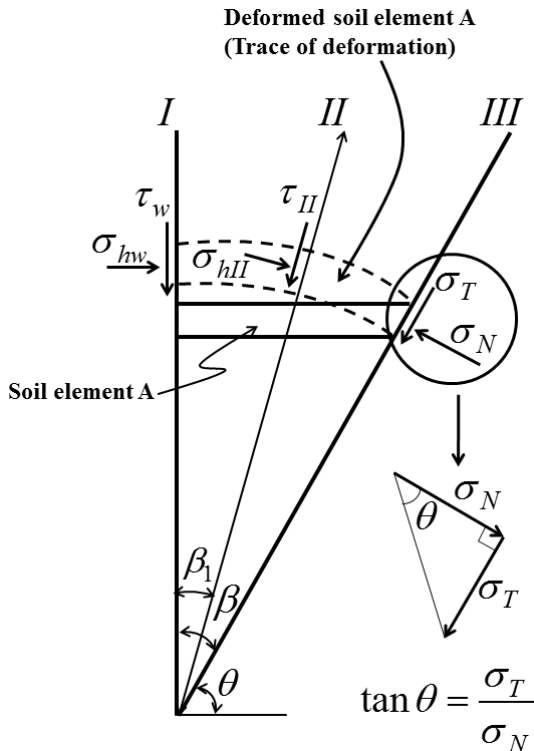


Fig. 6. Deformation of soil element A

면인 벽면에서의 단면 I, 벽체가 파괴면의 중간위치의 가상단면 II, 파괴면에서의 단면 III에 대하여 검토해 보기로 한다. 세 단면에 작용하는 수직응력을  $\sigma_{hw}$ ,  $\sigma_{hII}$ ,  $\sigma_N$ 으로 표시하고 이들 응력은 미소변형 상태에서 모두 수평응력  $\sigma_h$ 와 동일하다고 가정한다.

먼저 단면 I에서는 극한인발력이 작용하였을 때 전단응력  $\tau_w$ 와 수직응력  $\sigma_{hw}$ 가 작용한다. 주동응력상태에서는 수직응력과 전단응력이  $\tau_w = \sigma_{hw} \tan \delta$ 의 관계가 성립한다. 여기서  $\delta$ 는 벽면마찰각,  $\sigma_{hw} = K_a \sigma_v$ ,  $\sigma_v$ 는 연직응력,  $K_a$ 는 주동토압계수이다.

다음으로 단면 II에 대하여는 파괴면이 지반토괴 내에 위치하므로 단면 I에서의 벽면마찰각  $\delta$ 는 흙의 내부마찰각  $\phi$ 로 된다( $\delta = \phi$ ). 따라서 전단응력  $\tau_{II}$ 는  $\sigma_{hw} \tan \phi$ 이 된다.

마지막으로 단면 III에서는 파괴면에 접선방향으로  $\sigma_T$  수직방향으로  $\sigma_N$ 이 작용하며  $\sigma_T$ 는  $\sigma_N \tan \theta$ 가 된다. 접선방향응력  $\sigma_T$ 는 단면 II에 작용하는 접선방향응력  $\tau_{II}$ 와 같으므로 식 (1)과 같이 된다.

$$\sigma_T = \tau_{II} = \sigma_N \tan \phi \quad (1)$$

앞에서  $\sigma_N$ 은  $\sigma_h$ 와 같다고 가정하였으므로 식 (1)은 다음과 같이 된다.

$$\sigma_N = \sigma_h = \frac{\sigma_T}{\tan \theta} = \frac{\tau_{II}}{\tan \theta} = k_a \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \sigma_v \quad (2)$$

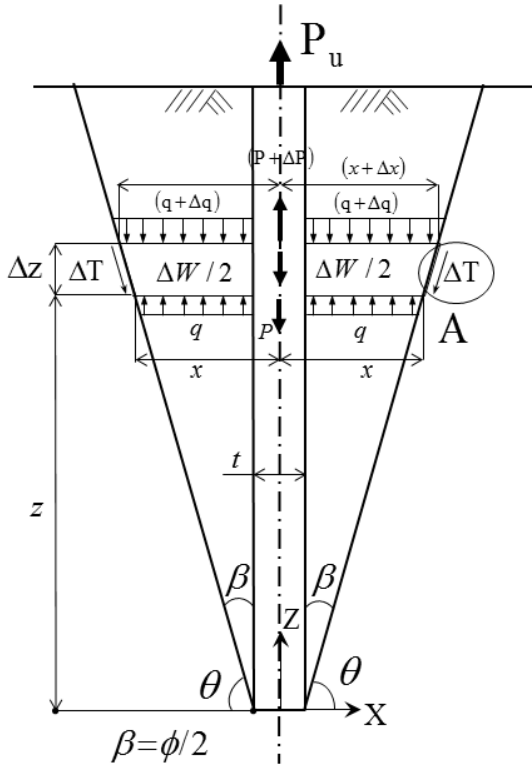
식 (2)의 연직응력  $\sigma_v$ 와 수평응력  $\sigma_h$ 의 비가 토압계수가 되므로 토압계수  $k$ 는 식 (3)과 같이 된다.

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = k_a \frac{\tan \phi}{\tan \theta} = \frac{(1 - \sin \phi) \tan \phi}{(1 + \sin \phi) \tan \theta} \quad (3)$$

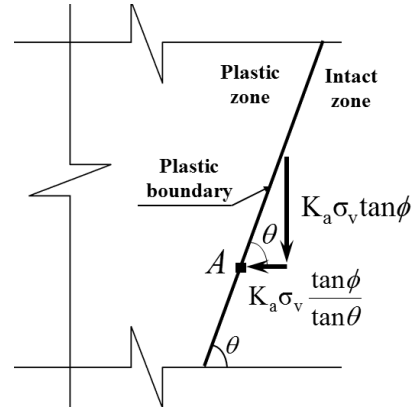
$$\text{여기서 } \theta = \frac{\pi}{2} - \beta$$

### 5.2 지중연속벽의 인발저항력

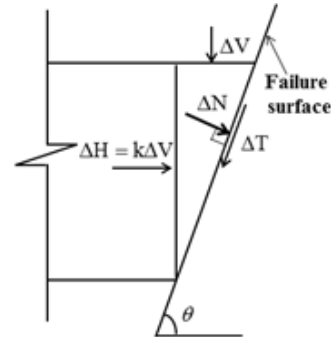
Fig. 7(a)는 모형실험결과 밝혀진 파괴면의 기하학적 형상으로 벽체가 인발될 때 벽체주변 지반에는 역삼각형모양의 소성영역이 존재함을 알았다. 지중연속벽의 인발저항력 해석은 벽체길이 방향인 y축 방향으로 평면



(a) Horizontal soil element A



(b) Details to determine coefficient of earth pressure



(c) Detail force diagram on failure surface of element A

Fig. 7. Analytical model to predict uplift capacity of a diaphragm wall embedded in soil

변형률 상태를 대상으로 실시한다.

Fig. 7(a)에 수평요소A에 작용하는 응력과 힘을 모두 도시하였다. 여기서  $\Delta z$ 는 벽체선단에서  $z$ 거리에 있는 수평요소A의 두께이고  $P$ 와  $(P + \Delta P)$ 는 수평요소A에 작용하는 인발력이다.  $q$ 와  $(q + \Delta q)$ 는 수평요소 A에 작용하는 연직응력이며  $\Delta W$ 는 수평요소 A의 흙자중이고 (벽체중량은 포함되어 있지 않다)  $\Delta T$ 는 파괴면에 발달하는 전단력이다.

### 5.2.1 한계근입깊이 상부의 인발저항력

수평요소A부분의 양쪽 측면단부에 있는 파괴면에 발달하는 전단저항력  $\Delta T$ 는 식 (4)와 같다.

$$\Delta T = (c + \sigma_N \tan \phi) \Delta L \quad (4)$$

여기서  $c$ 와  $\phi$ : 지반의 점착력과 내부마찰각

$\Delta L$ : 수평요소A 부분에 속하는 양단부 파괴면의 길이

$\sigma_N (= \Delta N / \Delta L)$ : 파괴면에 작용하는 수직응력

$\Delta N$ : 파괴면에 작용하는 수직력

$\Delta N$ 은 Fig. 7(c)에서 보는바와 같이 파괴면에 작용하는 연직력  $\Delta V$ 와 수평력  $\Delta H (= k \Delta V)$ 의 수직방향 분력의 합이다.

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \frac{\Delta N}{\Delta L} = \frac{\Delta V}{\Delta L} (\cos \theta + k \sin \theta) \\ &= \frac{\gamma}{\Delta L} (L - z) (\cos \theta + k \sin \theta) \end{aligned} \quad (5)$$

여기서  $k$ 는 식 (3)으로 구할 수 있다.

식 (4)에 식 (5)를 대입하면 식 (6)이 구해진다.

$$\Delta T = [c + \gamma k_m (L - z)] \frac{\Delta z}{\sin \theta} \quad (6)$$

여기서  $k_m = (\cos \theta + k \sin \theta) \tan \phi$

$\gamma$ : 지반의 단위체적중량

$L$ : 벽체의 근입깊이

수평요소 A의 반쪽부분에 작용하는 힘의 평형조건으로부터 식 (7)이 구해진다.



$$\frac{1}{2}(P + \Delta P) - \frac{P}{2} + qx - (q + \Delta q)(x + \Delta x) - \frac{\Delta W}{2} - \Delta T \sin \theta = 0 \quad (7)$$

고차미계수항을 무시하면 식 (8)이 구해진다.

$$\frac{1}{2} \Delta P - q \Delta x - x \Delta q - \frac{1}{2} \Delta W - \Delta T \sin \theta = 0 \quad (8)$$

식 (8)의  $\Delta T$ 에 식 (6)을 대입하고 미분방정식 형태로 표현하면 식 (9)가 구해진다.

$$\frac{dP}{dz} = 2 \left( q \frac{dx}{dz} + x \frac{dq}{dz} \right) + \frac{dW}{dz} + 2\gamma \left[ \frac{c}{\gamma} + k_m(L - z) \right] \quad (9)$$

수평요소 A의 상부 토피하중에 의한 연직응력은 식 (10)과 같다.

$$q = \gamma(L - z) \quad \text{그리고} \quad \frac{dq}{dz} = -\gamma \quad (10)$$

수평요소 A의 중량은 식 (11)과 같다.

$$\frac{dW}{2} = \gamma \left( x - \frac{t}{2} \right) dz \quad \text{그리고} \quad \frac{dW}{dz} = 2\gamma z \cot \theta \quad (11)$$

수평요소 A의 폭은 기하학적 관계에서 식 (12)와 같이 구할 수 있다.

$$x = z \cot \theta + \frac{t}{2} \quad \text{그리고} \quad \frac{dx}{dz} = \cot \theta \quad (12)$$

식 (10)에서 식 (12)까지의 관계를 식 (9)에 대입하면 식 (13)이 구해진다.

$$\frac{dP}{dz} = 2\gamma \left[ L \cot \theta - z \cot \theta - \frac{1}{2}t + k_m L - k_m z + \frac{c}{\gamma} \right] \quad (13)$$

식 (13)을 벽체의 근입깊이에 걸쳐 적분하여 지중과 괴면 전체에서 발휘되는 전단저항에 의한 인발저항력 성분  $P_{SR}$  을 식 (14)와 같이 구할 수 있다. 단 식 (14)는 벽체의 자중은 포함되어 있지 않다.

$$P_{SR} = 2\gamma \left( \frac{1}{2}L^2 \cot \theta - \frac{1}{2}tL + \frac{1}{2}k_m L^2 + \frac{c}{\gamma}L \right) \quad (14)$$

### 5.2.2 한계근입깊이 상부의 인발저항력 산정식의 특성

식 (14)에는 네 개의 주요 변수가 포함되어 있다. 이 중 두 개는 벽체의 형상에 관한 변수로 벽체의 근입깊이와 두께이고 나머지 두 개는 지반의 전단강도정수인 내부마찰각과 점착력이다.

Fig. 8, Fig. 9, Fig. 10은 이들 변수가 벽체의 인발저항

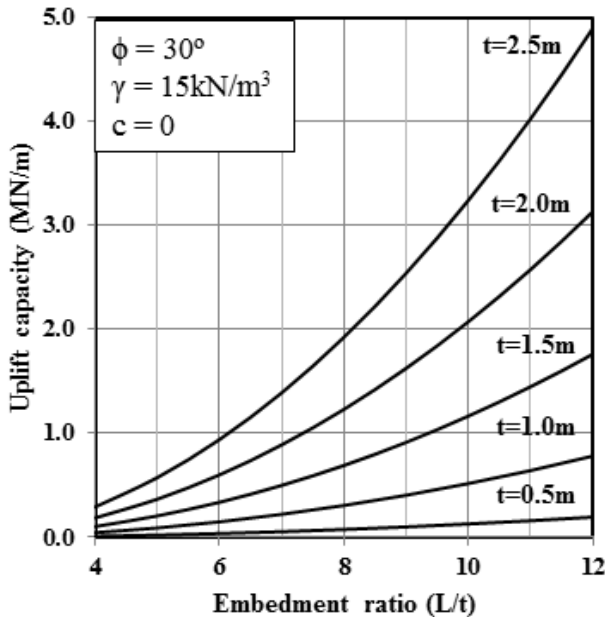


Fig. 8. Effects of embedded depth and thickness of a diaphragm wall on uplift capacity

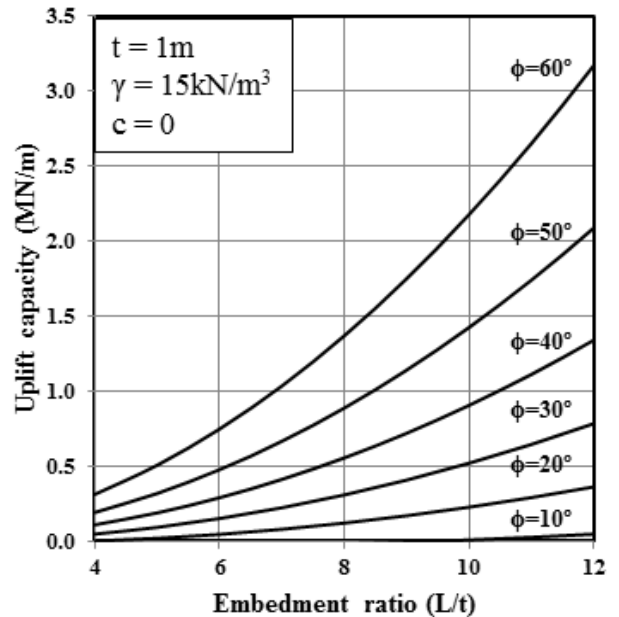


Fig. 9. Effect of the internal friction angle of soil on uplift capacity of diaphragm wall

력에 미치는 영향을 조사해본 결과이다. 우선 Fig. 8은 벽체의 근입깊이와 두께의 영향을 보여주고 있다. 수평 축은 근입깊이와 두께의 비인 근입비  $L/t$ 를 나타낸다. 근입비를 4에서 12까지로 변화시키고 두께는 0.5m에서 2.5m 까지 변화시키면서 식 (14)로부터 산정된 인발저항력의 변화를 도시하면 Fig. 8과 같다. 여기서 지반정수는  $\phi = 30$ ,  $c = 0$ ,  $\gamma = 15kN/m^3$ 으로 정하였다. 이 그림에 의하면 우선 벽체의 두께가 일정한 경우 근입비가 클수록 즉 근입깊이가 길수록 인발저항력이 증가하고 동일한 근입비 상태에서는 벽체두께가 클수록 인발저항력이 증가함을 알 수 있다. 따라서 벽체의 근입깊이와 두께는 지중연속벽의 인발저항력에 큰 영향을 미친다고 할 수 있다.

Fig. 9는 벽체의 인발저항력에 미치는 모래지반의 내부마찰각의 영향을 조사한 결과이다. 벽체의 두께는 1m로 하고 내부마찰각을  $10^\circ$ 에서  $60^\circ$ 까지 변화시켜 인발저항력의 변화를 보여주고 있다. 이 결과에 의하면 내부마찰각이 클수록 인발저항력도 크게 증가함을 알 수 있다.

Fig. 10은 지반의 점착력을  $10kPa$ 에서  $60kPa$ 까지 변화시키면서 인발저항력의 변화를 조사한 결과이다. 이 결과 지반의 점착력이 크면 인발저항력도 크게 발휘됨을 알 수 있다. 결국 Fig. 9와 10으로부터 지반의 강도정수는 인발저항력에 큰 영향을 미치고 있음을 알 수 있다.

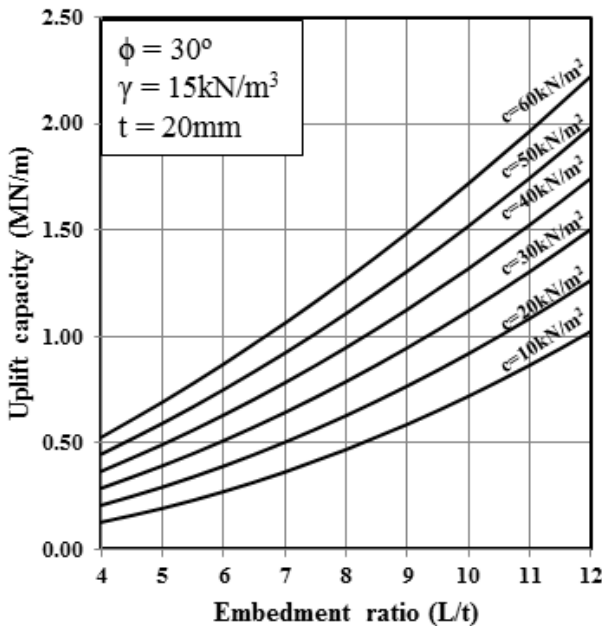


Fig. 10. Effect of the cohesion of soil on uplift capacity of diaphragm wall

### 5.2.3 한계근입깊이 하부에서의 벽면마찰저항력

Das(1983)는 한계근입깊이 까지는 말뚝의 단위주변마찰력이 선형적으로 증가하다가 한계근입깊이 하부에서는 단위주변마찰력이 더 이상 증가하지 않고 일정하게 된다고 하였다. 이 결과를 지중연속벽에 적용하면 한계근입깊이 하부에서의 벽면마찰저항력  $P_{sk}$ 는 다음과 같다.

$$P_{sk} = (L - L_{cr})(c + \gamma L_{cr} k_u \tan \delta) \quad (15)$$

### 5.2.4 지중연속벽의 전체인발저항력

Fig. 5(a)에 도시된 짧은연속벽에서 전체인발저항력  $P_u$ 는 식 (14)에 벽체자중  $W_w$ 를 더하여 식 (16)과 같이 된다.

$$P_u = P_{SR} + W_w = 2\gamma \left( \frac{1}{2} L^2 \cot \theta - \frac{1}{2} tL + \frac{1}{2} k_m L^2 + \frac{c}{\gamma} L \right) + W_w \quad (16)$$

한편 Fig. 5(b)와 같은 긴연속벽의 경우는 전체인발저항력은 한계근입깊이의 상부·하부 모두에 대하여 계산하여야 하므로 식 (14)와 식 (15)에 벽체자중  $W_w$ 를 더하여 식 (17)과 같이 구해진다.

$$\begin{aligned} P_u &= P_{SR} + P_{sk} + W_w \\ &= 2\gamma \left( \frac{1}{2} L^2 \cot \theta - \frac{1}{2} tL + \frac{1}{2} k_m L^2 + \frac{c}{\gamma} L \right) \\ &\quad + (L - L_{cr})(c + \gamma L_{cr} K_u \tan \delta) + W_w \end{aligned} \quad (17)$$

## 6. 인발저항력 모형실험결과

### 6.1 지중연속벽의 인발거동

Fig. 11은 모형벽체인발시 인발력과 인발변위 사이의 거동을 도시한 그림이다. 이 그림에서 보는바와 같이 초기인발시 인발력은 인발변위와 함께 선형적으로 증가하였다. 대략 3~4mm의 인발변위까지는 이러한 선형탄성거동을 보였다. 또한 동일한 인발변위에서 인발력의 증가율은 조밀한 지반의 경우일수록 크게 발생하였다. 이 탄성변위한계 이후에도 인발력은 첨두인발력에 도달할 때까지 비선형적으로 증가하였다. 첨두인발력은 대략 6~7mm의 인발변위에서 발생하였고 조밀한 밀도 지반일수록 크게 발생하였다. 이 첨두인발력이 지중연

속벽의 인발저항력에 해당한다고 할 수 있다. 침투인발력 발생이후에는 인발력이 급격히 감소하여 잔류인발력에 도달하는 연화현상이 심하게 나타났다.

Fig. 12는 침투인발저항력과 잔류인발저항력에 미치는 상대밀도의 영향을 도시한 그림이다. 이 그림에 의하면 모형벽체의 침투인발저항력과 잔류인발저항력은 모두 상대밀도의 증가에 따라 선형적으로 증가하였음을 알 수 있다. 따라서 모형벽체의 침투인발저항력과 잔류인발저항력은 상대밀도에 큰 영향을 받는다고 할

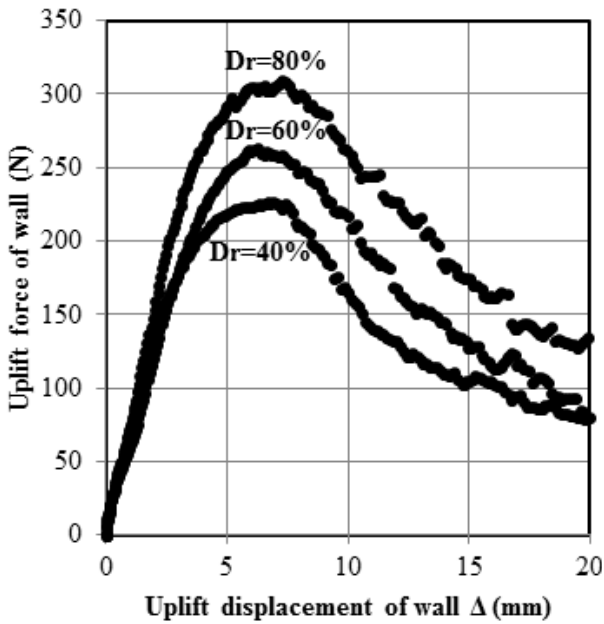


Fig. 11. Pullout behavior of the model wall embedded in sand

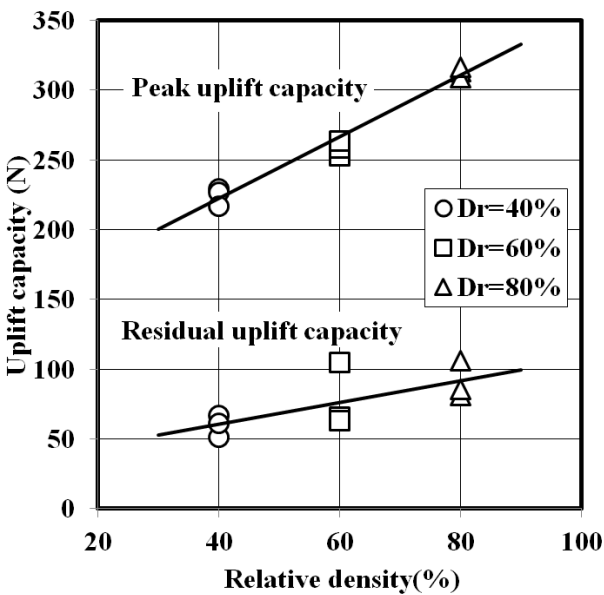
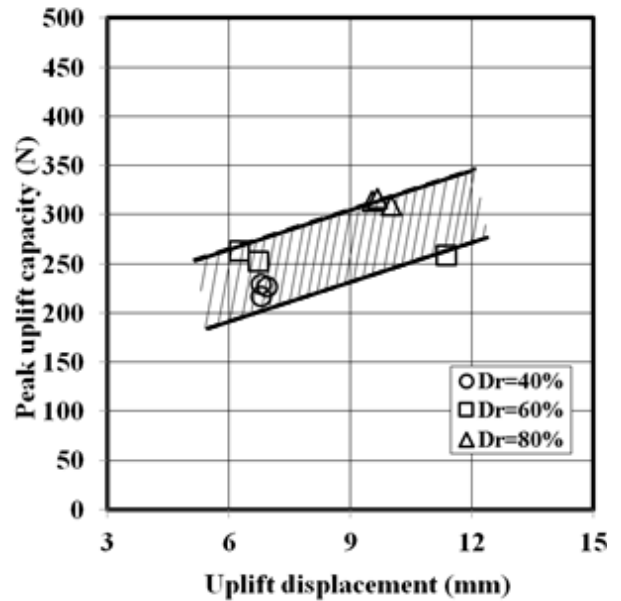


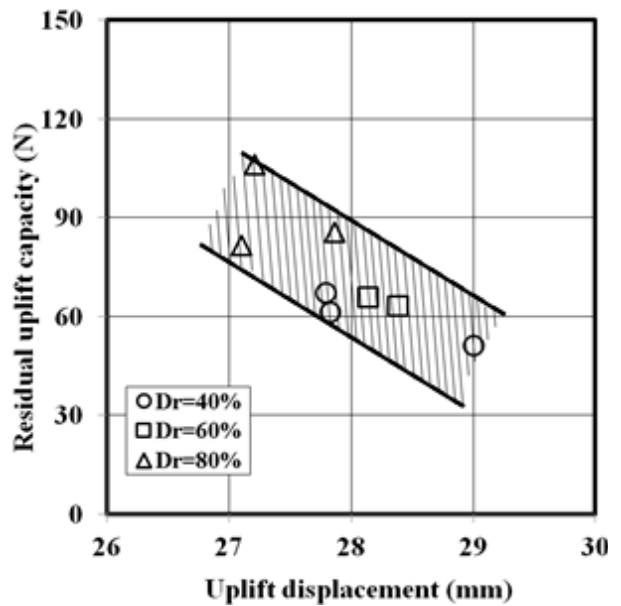
Fig. 12. Relationship between relative density and uplift capacity at peak and residual

수 있다.

한편 Fig. 13은 침투인발저항력 혹은 잔류인발저항력에 도달하였을 때의 인발력과 인발변위의 관계를 도시한 그림이다. 우선 Fig. 13(a)로 부터 침투인발저항력이 크면 그 때의 인발변위도 크게 발생하였음을 알 수 있다. 따라서 큰 침투인발저항력이 발휘될 수 있는 조밀한 지반에서는 인발변위도 크게 발생한다고 할 수 있다. 그러나 잔류인발저항력과 인발변위의 관계는 Fig. 13(b)에서 보는 바와 같이 반대로 나타났다. 즉 조밀한 지반일수록 작은 인발변위에서 잔류인발저항력에 도달하였을



(a) At peak



(b) At final

Fig. 13. Relationship between uplift capacity and displacement

을 알 수 있다. 이는 모래의 전단특성과도 일치하는 결과라고 생각된다.

## 6.2 실험치와 예측치의 비교

Fig. 14는 일련의 모형실험에서 측정된 모형벽체의 인발저항력과 앞장에서 유도제시한 이론모델에 의해 산정된 벽체의 인발저항력의 예측치를 비교한 결과이다. 이 그림의 가운데 대각선은 측정치와 예측치가 동일한 선을 의미한다.

모형실험에 적용된 근입비 ( $\lambda = L/t$ )는 15였으며 Fig. 3에서 관찰한 바와 같이 한계근입비 ( $\lambda_{cr} = L_{cr}/t$ )가 12 정도였으므로 본 실험은 깊은연속벽에 해당된다. 따라서 인발저항력의 예측치는 식 (16)으로 산정되었다. 그러나 식 (16)에 의한 인발저항력 산정식에는 한계근입깊이 하부에서는 벽체와 지반 사이의 벽면마찰각  $\delta$ 를 포함하고 있으므로 이 벽면마찰각  $\delta$ 에 따라 예측치는 변화될 수 있다.

일반적으로 지반공학분야의 설계에서는 벽체와 지반 사이의 벽면마찰각은 지반의 내부마찰각의 1/2~2/3를 사용하는 경우가 많다. 따라서 Fig. 14에서는 인발저항력의 예측치를 이 두 경우에 대하여 검토해 보기로 한다. Fig. 14 속에 도시된 45° 경사의 대각선은 예측치와 실험치가 일치함을 의미한다.

Fig. 14에서 보는 바와 같이  $\delta = 2/3\phi$ 를 적용한 경우

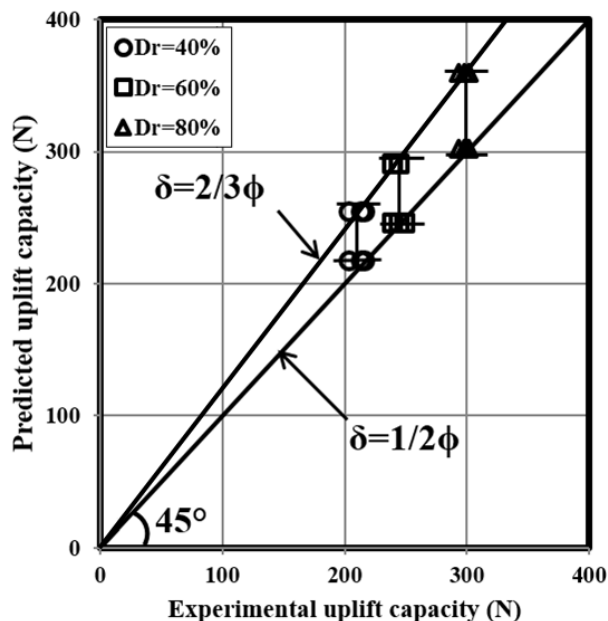


Fig. 14. Comparison of experimental uplift capacities with predicted ones

의 예측치는 실험치보다 최대 20%정도 과다 산정되었으며  $\delta = 1/2\phi$ 를 적용한 경우의 예측치는 실험치와 잘 일치하고 있다. 따라서 긴연속벽의 인발저항력을 예측할 때는 한계근입깊이 하부의 벽면마찰각을 지반내부마찰각의 1/2만 적용함이 타당할 것이다. 이 결과는 모형실험에서 모형벽면의 조도를 현장에 보다 접근시키기 위해 벽면에 접착제를 바르고 모래입자를 부착시켜서 얻을 수 있었던 결과이다. 만약 벽면이 더 부드러운 상태라면 벽면마찰각은 더 낮아질 수도 있을 것이다.

이와 같이 벽체와 지반 사이의 벽면마찰각을 작게 결정해야 하는 또 다른 근거로 모형실험결과에서 볼 수 있던 바와 같이 벽체가 인발될 때 벽체선단부에 공동이 발생하였고 이 공동으로 주변모래가 함몰되어 채워지므로 지반이 이완되어 느슨한 상태가 된다. 따라서 내부마찰각의 2/3를 적용하는 것은 너무 과다한 적용이 될 가능성이 있다.

## 7. 결론

지하수위가 높은 지반 속에 설치된 지중연속벽의 인발저항력을 예측하기 위한 이론해석과 모형실험이 실시되었다. 우선 지중에 설치된 벽체를 인발할 때 벽체 부근 지반 속에 발생하는 파괴면을 관찰하기 위해 일련의 모형실험을 실시하였다. 이 모형실험결과 모형벽체 주변 지반에 발생한 소성영역은 연직축과  $\beta = \phi/2$ 의 각도를 이루는 영역 내부로 밝혀졌으며 이 소성영역의 경계면을 지중파괴면으로 정의하였다.

이러한 모형실험으로 정의된 지반 속 파괴면의 형상에 근거하여 지중벽체의 인발저항력을 산정할 수 있는 이론해석이 실시되었다. 이 식에는 벽체의 길이와 두께, 벽면마찰각, 지반의 전단강도정수 등 벽체와 지반에 관련된 여러 요소가 포함되어 있다.

모형벽체 인발시 초기 인발단계에서는 인발력과 인발변위 사이관계가 선형탄성거동을 보이다가 이후 침투인발력이 작용할 때까지 비선형탄성거동을 보였다. 이 침투인발력을 인발저항력으로 적용할 수 있다. 침투인발력 발생후 인발력은 급격히 감소하여 잔류인발저항력에 도달하는 연화현상이 발생하였다.

조밀한 밀도의 지반일수록 지중벽체의 침투인발저항력과 잔류인발저항력이 모두 높게 발생하였다. 이때 조밀한 지반일수록 침투인발저항력에 도달하였을 때의 인발변위는 크게 발생하였으나 잔류인발저항력에 도달

하는 인발변위는 작게 나타났다.

제안된 해석모델에 의해 산정된 인발저항력의 예측치는 실험치와 잘 일치하였다. 단 제안된 인발저항력 산정식을 적용할 때 한계근입깊이 하부 벽체의 벽면마찰각은 지반의 내부마찰각의 1/2로 적용하는 것이 바람직하다.

## 감사의 글

이 논문은 2010년도 교육과학기술부의 재원으로 한국연구재단의 기초연구사업(20100320)의 지원을 받아 수행된 것임을 밝히며 동 지원에 감사의 뜻을 표한다.

## 참고문헌 (References)

1. Balla, A. (1961), The resistance to breaking out of mushroom foundations for pylons, *Proceeding of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp.569-676.
2. Chattopadhyay, B.C. and Pise, P.J. (1986), Uplift capacity of piles in sand, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.112, No.9, pp. 888-904.
3. Choi, Y.S. (2010), A study on pullout behavior of belled tension piles embedded in cohesionless soil, *Thesis of Chung Ang University* (in Korean).
4. Das, B.M. (1983), A procedure for estimation of uplift capacity of rough piles, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.3, pp.122-126.
5. Das, B.M., Seeley, G.R., and Pfeifle T.W. (1977), Pullout resistance of rough rigid piles in granular soil, *Soils and Foundations*, Vol. 17, No.1-4, pp.72-77.
6. Hong, W.P., Lee, J.H., and Lee, K.W. (2007), Load transfer by soil arching in pile-supported embankments, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.5, pp.833-843.
7. Hong, W.P. and Chim, N. (2014), Prediction of uplift capacity of a micropile embedded in soil, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Published Online August 20, 2014.
8. Joseph, E.B. (1982), *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, Tokyo, Japan.
9. Matsuo, M. (1968), Study of uplift resistance of footing, *Soils and Foundations*, Vol.7, No.4, pp.18-48.
10. Meyerhof, G.G. (1973), Uplift resistance of inclined anchors and piles, *Proceeding of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, pp.167-172.
11. Meyerhof, G.G. and Adams, J.I. (1968), The Ultimate uplift capacity of foundation, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.5, No.4, pp. 225-244.
12. Shanker, K., Basudhar, P.K., and Patra, N.R. (2007), Uplift capacity of single pile: predictions and performance, *Geotechnical Geological Engineering*, Vol.25, pp.151-161.
13. Wayne, A.C., Mohamed, A.O., and Elfatih, M.A. (1983), Construction on expansive soils in Sudan, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.110, No.3, pp.359-374.

Received : April 7<sup>th</sup>, 2014

Revised : July 23<sup>rd</sup>, 2014

Accepted : August 11<sup>th</sup>, 2014