

## 기성콘크리트말뚝(PHC)을 이용한 옹벽겸용 흠막이설계사례

한중근<sup>1)</sup> · 조용량<sup>2)</sup> · 김상귀<sup>3)</sup> · 박상철<sup>4)</sup> · 어윤원<sup>5)</sup>

<sup>1)</sup> 중앙대학교 건설환경공학과 조교수 · <sup>2)</sup> 케이엔씨건설탄트 대표이사 · <sup>3)</sup> 삼부토건 이사  
<sup>4)</sup> (주)삼호 기술연구팀 · <sup>5)</sup> 중앙대학교 건설환경공학과 석사과정

### Case Study on the Design of Earth Retaining and Retention Wall Using Pre-casted Concreted Pile(PHC)

**Han Jung-Geun<sup>1)</sup> · Cho Young-Ryang<sup>2)</sup> · Kim Sang-Kwi<sup>3)</sup>  
Park Sang-Cheol<sup>4)</sup> and Eo Yun-Won<sup>5)</sup>**

<sup>1)</sup> Assist. Prof. Civil & Environ. Engrg. Chung-Ang University,  
<sup>2)</sup> CEO, KNC Consultant Co, <sup>3)</sup> Director, SAMBU Construction Co., Ltd,  
<sup>4)</sup> R&D Team Samho Co., Ltd,  
<sup>5)</sup> Graduate Student. Civil & Environ. Engrg. Chung-Ang University.

#### ABSTRACT

The bearing methods using pile of steel itself or reinforced concrete has been applying which in excavated depth was not deep. Also, the retaining wall as resisting structure to lateral force has taken weakness that the cure periods of concreted is long. Recently, with the material cost of steel, the application of cement is more increasing trend.

In this study, the design methods of earth retaining and retention wall within the pre-casted concrete pile, PHC(Pretentioned spun High strength Concrete piles), was proposed which in the ground condition of excavated depth was not deep. The typical ground conditions, cohesive and non-cohesive soil, was considered as follows; soil strength as internal friction angle and UU(Undrained Unconsolidation triaxial test) strength, soil reaction and stabilization of structures. The application of design methods could be confirmed through the comparing and analyzing between measured data and utility software for the design.

Key Words : *PHC, Earth retaining wall and retention wall, Pre-casted concreted pile.*

## I. 서 론

토목/건축현장에서 굴착시, 특히, 도심지와 같이 굴착면에 인접한 곳에 주택, 빌딩 및 도로등이 있는 경우 굴착배면으로부터 작용하는 토압에 저항하며, 배면의 여유공간이 없는 경우, 굴착배면의 지반 및 각종 구조물의 안정을 유지하기 위하여 주열식의 많은 공법(CIP 등)들이 적용되고 있다. 흠막이공법이 적용될 때, 현장타설공법들이 적용되는 경우에는 기초공으로 포함되는 경우가 대부분이고, 흠막이공이 제거되는 경우에는 강말뚝을 사용하는 가설흠막이공법이 많이 사용된다. 후자의 경우는 강말뚝을 제거후 구조물배면에 뒤 채움되는 경우와 가설흠막이공 제거를 위한 사전 옹벽구조물이 설치되는 경우로 구분될 수 있다. 그리고, 최근에는 상기의 어떠한 경우에도 친환 경건설요소의 필요성이 대두됨에 따라 조경공사 및 보강옹벽공법들이 적용되고 있는 추세이지만, 여러 가지 공법들을 동시에 적용하는 경우 시공 기간이 장기화되고, 공법의 중복시공에 따라 경제적 손실은 상당히 크다고 할 수 있다. 또한, 가설흠막이공법의 경우 그림 1과 같이 굴착깊이를 확대하기 위해 떠장, 버팀대, 앵커 등을 이용하고 있고, 이러한 방법은 굴착깊이가 그다지 깊지 않은 곳에서도 동시에 적용되고 있는 실정이다. 뿐만 아니라 최근에는 강재의 수요가 급증하고 있어 자재의 고가화에 따른 공사비용의 부담도 커지게 되었고, 심지어는 재활용강재를 이용하여야 하는 현실에 당면하였다(최용규, 2004).

우리나라의 경우, 토목/건축현장에 많이 사용되는 재료중 시멘트의 매장량이 풍부하므로 이를 이용한 콘크리트말뚝의 생산과 재료의 수급이 비교적 용이하다. 따라서, 이를 이용한 기성콘크리트말뚝, 특히 강성이 뛰어난 PHC (Pretentioned spun High strength Concrete piles)말뚝을 이용하여 비교적 굴착깊이가 깊지 않은 4~6m 정도의 옹벽겸용 흠막이벽으로 적용이 가능하다. 이 공법은 합리적인 설계법 및 적용성이 만족하기만

하면, 시공시간이 1주일 이상 단축되는 공기단축 효과와 기존의 가설흠막이공에 비해 옹벽시공시 보다 10% 이상 시공단가의 절감이 예상되는 장점들이 있게 된다(이명환, 2004).

따라서, 본 연구에서는 PHC를 이용한 옹벽겸용 흠막이설계법을 지층조건에 따라 제시하고 시공가능 범위의 판단하기 위해 말뚝의 거동 및 안정해석이 가능한 말뚝과 지반의 상호작용토압 및 말뚝구속조건을 고려한 활동안정 검토가 가능한 Slopile(ver 3.0)을 이용하였다. 또한, 현장 시공사례를 통해 제시된 설계법과의 적용성을 검증하여 보고자 해석법들이 이미 인정되어 있는 범용프로그램인 굴착전용프로그램 Sunex(ver 6.0), 수평토압을 고려한 p-y 곡선을 이용하는 말뚝해석프로그램인 Xpile(ver2.0) 및 Slopile(ver 3.0)을 이용하여 계측자료와 해석결과를 비교분석하였다. 이를 위해 현장계측자료는 제시된 공법이 적용된 서울 ○○지역 주택단지의 사례를 적용하였다.

## II. 기존의 흠막이벽 안정해석법

### 1. 흠막이벽에 작용하는 토압의 일반

흠막이공은 굴착에 따른 하중, 구조물의 변형 등에 따라 토압문제가 복잡하게 된다. 즉, 토압은 지반조건, 흠막이벽의 종류, 휨강성, 지보공의 강성, 굴착순서, 시공관리등 여러 가지 요인에 영향을 받기 때문에 일률적으로 결정할 수 없다. 특히, 흠막이벽에 작용하는 토압은 흠막이벽의 변위에 의해서 변하게 된다. 벽체의 변위나 변형에 의해 토압의 형태가 다르다는 것은 토압을 대상으로 하는 벽체의 종류에 의해서 다르게 된다는 것이다. 즉, 옹벽은 하나의 구조체로서 거동하고 파괴시에도 전체가 동일하게 파괴되지만 버팀대로 지지된 흠막이벽은 상당한 유연성이 있어 흠막이벽에 작용하는 측방토압은 국부적인 집중현상이 발생하게 되어 개개의 부재에 큰 응력을 발생시킨다. 이로 인하여 버팀대 일부가 파괴되면

인접부재의 응력이 증가되면서 전체의 파괴가 유발된다. 따라서 이동이나 회전을 일으켜서 얻은 옹벽에 작용하는 토압과 비교적 변형되기 쉽고 굴착의 진행에 따라 변형하는 흙막이벽에 작용하는 토압은 각각 토압의 크기나 분포형태도 다르게 된다(윤중만, 1998).

옹벽은 그림 1(a)와 같이 하단을 중심으로 회전하여 상단의 변형은 크고 하단의 변형은 매우 작게 되므로, 이때 작용하는 측방토압은 대체로 Rankine(1857)이나 Coulomb(1776)의 주동토압 이론으로 그 분포를 구할 수 있다. 그러나 흙막이벽의 변형은 옹벽과는 달리 그림 1(b)와 같이 굴착깊이에 따라 증가한다. 흙막이벽의 상단에서의 변형은 매우 작아서 이때 작용하는 측방토압은 정지토압에 가까우며, 벽체의 하단에서의 변형은 훨씬 커서 측방토압은 Rankine의 주동토압보다는 작게 된다. 즉, 흙막이벽에 작용하는 측방토압의 분포는 옹벽에서의 주동토압분포와는 현저히 다른 분포를 보이게 된다(Lambe and Whitman, 1979; Das, 1984). 이와 같이 흙막이벽에 작용하는 측방토압은 벽체의 변형상태, 변형량 등에 크게 영향을 받기 때문에 이론적으로 취급하는 것은 매우 어렵다.

따라서, 옹벽 및 가설흙막이벽에 적용되어오던 기존의 해석법들 뿐만 아니라 본 연구에서 제시된 방법처럼 말뚝이 일정간격 이격된 경우 말뚝사이의 아칭효과를 고려한 주동토압을 고려할 수 있는 Ito, Matsui & Hong(1979) 토압모델을 적용하여 흙막이말뚝의 거동을 검토할 필요가 있다.

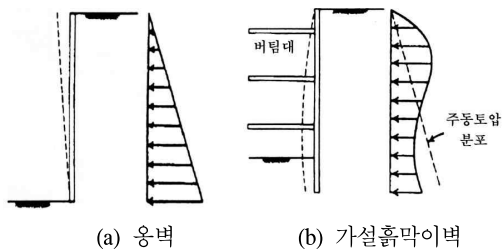
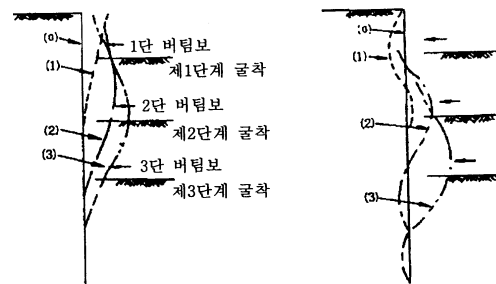


그림 1. 흙막이벽의 변형형태.

## 2. 흙막이벽의 변형거동

흙막이벽을 설치하여 지반을 굴착할 때 흙막이벽의 변형에 영향을 미치는 원인은 흙막이벽의 강성, 버팀보의 압축(탄소성) 변형, 버팀보의 설치시기 지연, 흙막이벽의 근입장 부족, 굴착방법, 지반조건 및 지하수위, 굴착규모(굴착깊이, 굴착폭), 지보공의 종류 및 강성 등을 들 수 있다. 이와 같이 흙막이벽의 변형은 여러가지 복합적인 요인에 의해 발생한다.

그림 2는 흙막이벽의 일반적인 거동을 나타낸 것이다. 흙막이벽의 변형은 버팀보가 설치된 부분에서는 변화가 작으며 각 굴착단계시의 최하단 버팀보 이하 깊이에서 발생하는 변위량이 지배적이다. 또한, 흙막이벽의 휨응력은 최하단 버팀보가 설치되기까지의 변위에 대응해서 발생한 응력에 최하단 버팀보 위치에서 굴착하면 아래의 가상지지점까지의 변위에 대응한 응력이 합해서 발생하게 된다. 따라서 흙막이벽의 응력, 변형에 가장 크게 미치는 요인은 흙막이벽의 강성뿐만 아니라 최하단 버팀보의 위치에서 굴착지면아래의 가상지지점까지의 거리도 영향을 미친다. 흙막이벽의 변형을 예측하는 것은 흙막이벽의 변형이 복잡한 지반조건, 시공조건, 굴착순서, 시공관리 등의 영향을 받으므로 상당히 어렵다 하겠다.



(a) 흙막이벽 변형 (b) 흙막이벽 휨모멘트  
그림 2. 흙막이벽의 일반적인 거동.

## 3. 흙막이벽체의 안정평가법

Goldberg 등(1976)은 흙막이벽체의 최대수평 변위는 굴착깊이의 0.5% 보다 작다고 하였으며

흙막이벽의 수평변위는 평균적으로 굴착깊이의 0.2% 보다 작다고 하였다. 이것은 굴착깊이와 흙막이벽의 최대수평변위에 대한 Clough 등의 연구에서도 비슷한 경향을 보이고 있다. Clough & O'Rourke(1990)은 흙막이벽의 최대수평변위량은 벽체의 종류에 관계 없이 대부분 굴착깊이의 0.5% 이내라고 하였으며 평균적으로 굴착깊이의 0.2%가 된다고 제안하였다. 여기서 흙막이벽에는 Soil Nail 및 소일시멘트벽(Soil Cement Wall)까지 포함된다고 하였다. Clough(1990)는 흙막이벽의 최대수평변위와 굴착깊이와의 관계를 흙의 강성, 측방토압계수, 벽체의 강성, 버팀보의 지지 간격 등을 고려하였으며, 벽체의 수평변위는 굴착깊이에 비례하여 선형적으로 증가하고 굴착깊이의 0.2% 주변에 집중되어 있으며 측방토압계수의 영향은 매우 큰 것으로 나타나고 있다.

Bjerrum(1963)은 그림 3과 같이 인접구조물의 경사(각변위)에 대한 허용 각변위 관리기준치를 제안하였다. 그림에서 지표면의 부등침하가 인접구조물에 미치는 영향에 대한 각변위(부등침하량/수평거리)의 한계를, 균열을 허용할 수 없는 건물에 대해서는 1/500로, 칸막이벽에 첫 균열이 예상되는 경우에는 1/300로 제안하였다. 그리고 Skempton 등(1955)은 기초의 종류에 따른 구조물의 손상한계를 나타내었으며 팔호내의 값은 추천되는 최대값이다. Sowers(1962)는 각종 인접구조물에 대한 최대허용침하량의 범위로 철근콘크리트 뼈대구조물의 경우에는 0.003S로, 빌딩의 조적벽체에 대해서는 0.005S ~ 0.002S로, 강뼈대구조의 경우에는 0.002S(연속) 또는 0.005S(단순)

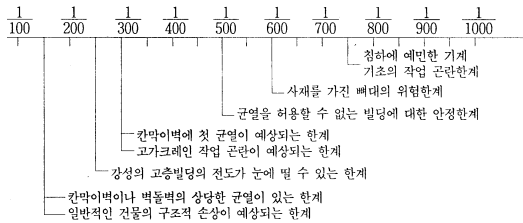


그림 3. Bjerrum이 제안한 각변위( $\delta/L$ ) 한계.

로 제안하였다. 여기서 S는 기둥사이의 간격 또는 임의 두점간의 거리이다.

한편 흙막이구조물의 벽체변형은 경사계 계층 값을 이용하는 경우 설계허용범위 이내 혹은 1/200으로 적용하도록 하고 있어 각변위와 이러한 방법을 혼용하여 쓰고 있는 실정이다(윤중만, 1998).

### III. PHC를 이용한 옹벽겸용 흙막이벽 설계법

#### 1. 설계법의 개념 및 방법

기존의 주열식공법들은 대부분 콘크리트와 철근 및 강말뚝을 혼합한 형식이므로 상당히 큰 수평하중(토압)을 받는 흙막이벽체의 시공이 가능하지만 기성콘크리트말뚝을 이용한 옹벽겸용 흙막이벽 설계법은 콘크리트특성에 따라 휨강성에 약하므로 굴착깊이가 다소 깊지 않는 시공조건에서 가능할 것이다. 따라서 본 논문에서는 비교적 강성이 큰 PHC를 이용하여 옹벽겸용 흙막이벽을 그림 4와 같이 말뚝간격을 약간 두어 설치함으로써 말뚝사이에 발생할 수 있는 지반의 소성평형상태(Matsui etc. 1994)에서의 작용토압을 고려하여 말뚝과 지반의 상호작용을 고려할 수 있도록 하였다. 또한, 말뚝사이에는 시멘트그라우팅이나 암블록등을 설치하는 기존의 방식을 탈피하여 각종 조경블록이나, 식재가능하면서 조립이 가능한 새로운 개념의 옹벽겸용 흙막이벽의 설계법을 제시하고자 한다. 이렇게 제시된 방법에 대

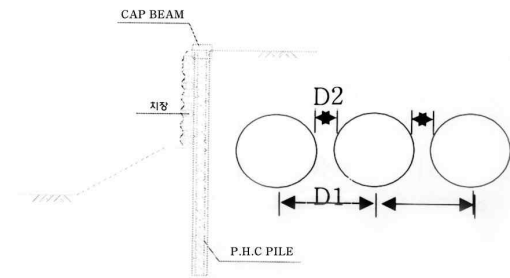


그림 4. 신개념의 옹벽개념 흙막이말뚝 설치단면 및 말뚝설치도.

한 역학적 타당성을 위해 토목/건축에서 이미 그 역학적 모델이나 적용성이 검증된 범용프로그램인 Slopile(ver 3.0), Sunex(ver 6.0) 및 Xpile(ver 2.0)을 이용하였다. 또한, 그림과 같이 기성콘크리트말뚝(PHC)의 현장적용성을 위해 현장적용된 시공사례와 계측자료를 이용하여 비교 검증하여 보고자 한다.

2. PHC말뚝의 설계제원 및 재료특성

본 연구에서 사용하고자 하는 PHC는 이미 strand에 의해 긴장(post-tensioned)된 상태이므로 어느 정도의 수평하중에 저항할 수 있게 된다. 따라서 PHC만을 이용하여 그림 5와 같이 옹벽겸용 흠막이벽으로 시공한 경우, 대표적 지반특성으로 지반상태는 일관성을 위해 점토지반과 사질토지반으로 대별하여 PHC의 파괴를 일으키지 않는 범위내에서 굴착가능깊이를 검토하였다. 이때 현장에서의 말뚝두부조건은 그림과 같이 강결시키므로써 회전구속조건으로 시공시 두부회전구속으로 가정하였다. 지반-말뚝의 상호작용을

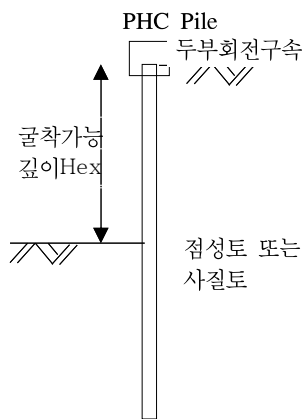


그림 5. 설계시 고려단면.

표 1. 지반특성 및 해석조건.

구 분	사 질 토	점 토
전체단위중량 $\gamma_i(t/m^3)$	1.8	1.7
내부마찰각( $^\circ$ )	28, 30, 35, 38	-
비배수전단강도 $Cu(t/m^2)$	-	1.0~5.0
지반반력계수 $Es(t/m^2)$	90~980	15Cu~90Cu
말뚝 및 선단구속조건	회전구속	
상재하중(t/m)	1.5	
말뚝설치간격(D2/D1)	0.167(그림 4. 참조)	

고려하기 위해 말뚝변위에 따른 상대토압을 고려할 수 있도록 지반반력계수를 영향계수를 고려하였고 배면지반의 교통조건 혹은 주위환경을 고려하여 상재하중을 고려하였다. 이때 사용된 지반특성은 표 1, PHC의 재료특성은 표 2와 같다.

3. 지반특성에 따른 말뚝의 거동 및 시공성

PHC를 시공하는 지반상태에 대하여 보다 객관적인 설계패턴의 타당성을 위해 3.2절에서 제시된 점성토지반과 사질토지반을 대표적으로 선정하였으며 적용계수들도 일반적으로 적용되는 값들을 이용하여 parameter연구를 수행하였다. 먼저, 굴착깊이는 적용말뚝을 5m 이내 굴착깊이에 대해 3m, 4m, 5m를 고려하였고, 점성토 및 사질토지반은 굳기정도에 따라 느슨, 중간, 굳은 상태의 내부마찰각과 비배수전단강도를 적용하였다. 이들 값들에 대하여 말뚝-지반의 상호작용력을 고려한 Slopile해석결과를 이용하여 구조물의 안정상태를 말뚝의 극한상태의 안전율을 고려한 활동안전율과 말뚝의 거동은 발생변위량을 구하

표 2. 적용된 PHC 의 제원.

직경 (mm)	단면적 (cm <sup>2</sup> )	환산단면적 (cm <sup>2</sup> )	단면계수 (cm <sup>4</sup> )	탄성계수 (kg/cm <sup>2</sup> )	허용압축응력 (kg/cm <sup>2</sup> )	허용인장응력 (kg/cm <sup>2</sup> )	허용전단응력 (kg/cm <sup>2</sup> )	유효프리스트레스 (kg/cm <sup>2</sup> )
500	1056	1114	254265	400000	850	213	7.29	83.8

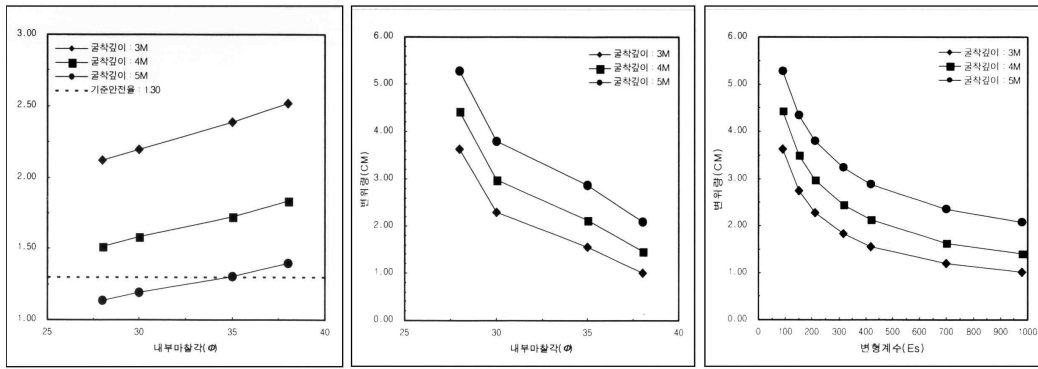


그림 6. 지반반력을 고려한 사질토지반의 안정성 및 말뚝변위.

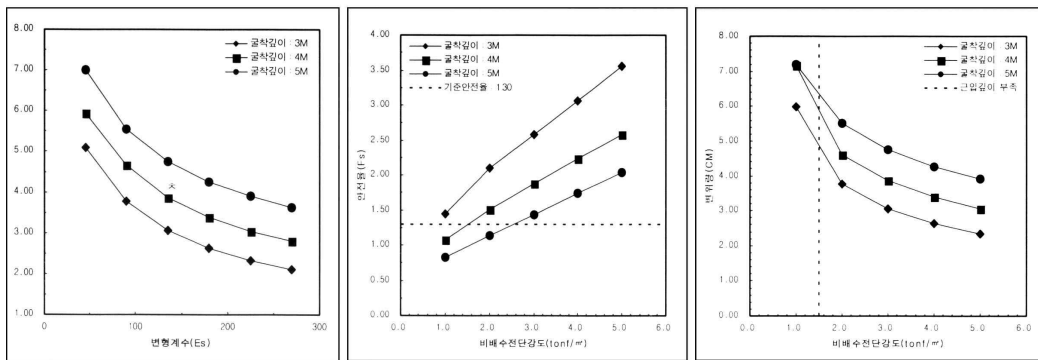


그림 7. 지반반력을 고려한 점성토지반의 안정성 및 말뚝변위.

여 대표적인 값들을 나타내면 그림 6~그림 7과 같다. 단, 말뚝배면은 안정을 고려하여 상대적으로 작용하는 것으로 하였다.

먼저, 사질토지반에 PHC를 설치하고 지반상태를 고려한 지반반력값의 증분에 따라 굴착단계별 안전율과 말뚝에 발생하는 최대변위량(말뚝두부)을 구하였다. 그림 6에서 보는 바와 같이 지반의 굳기를 내부마찰각과 지반반력을 동시에 고려하면 안전성은 선형적 증가를 보였고, 5m 굴착시 까지 안정하지만 기존안전율(1.3)을 고려하는 경우 내부마찰각이 35도 이상 되는 지반에서 가능한 것을 나타냈다. 또한, 발생변위량은 지반반력이 500t/m<sup>2</sup> 이상인 경우에 안정한 것을 알 수 있다. 그러나, 이 경우는 말뚝의 극한안정상태를 고려한 것이므로 다음절에서 검토되는 굴착시 배면의 최대토압을 고려한 경우(Sunex 및 Xpile)의 허용강성을 고려하는 경우에는 변위는 약 50%

정도 감소하게 되므로 PHC에 대한 균열 등에 대한 안정성을 만족할 것으로 판단된다.

한편, 점성토지반에 PHC를 설치하는 경우에는 지반의 굳기를 말뚝의 발생변위에 상당하는 지반반력과 비배수전단강도를 고려하였다. 그림 7에서 보는 바와 같이 굴착깊이에 따라 안전율은 선형적 증가를 보이지만 최소안전율을 1.3으로 가정하는 경우(구조물이 설치되어 있는 지반의 활동에 대한 안정은 소요안전율을 1.3으로 본다)는 비배수전단강도 1 t/m<sup>2</sup> 이상이 경우에는 3m굴착이 가능하며, 4m 및 5m 굴착시는 비배수전단강도가 각각 1.5 t/m<sup>2</sup> 이상 및 3.0 t/m<sup>2</sup> 이상이 되는 지반에서 시공이 가능한 것으로 나타났다. 또한, 말뚝의 변위상태로 볼때 사질토지반에 비해 약 2배의 변위 발생이 예상되었지만, 마찬가지로 말뚝의 허용강성을 고려하는 경우 약 50%의 변위감소가 예상된다. 따라서, 점성토지반의 경우 PHC의 허용변위

에 대하여 고려하는 경우, 소요안전율, 지반반력, 지반강도(내부마찰각, 비배수전단강도)를 고려하여 PHC말뚝을 이용한 옹벽겸용 및 흠막이벽의 굴착가능깊이를 산정할 수 있음을 알 수 있었다.

#### IV. 현장실험

##### 1. 현장상황 및 지반조건

현장실험은 서울시 목동○○아파트 신축공사 현장에서 수행되었으며 현장의 시공단면도는 그림 8과 같다. 본 지역은 그림 9에서 보는 바와 같이 전면굴착공법이 시행되는 구간으로 북동방향에는 도로 및 건물들이 인접하고 있어 표토부근에서는 앵커공과 같은 인접부지를 침범하는 공법의 선택이 불가하여 표토부근에는 이를 고려한 흠막이공을 선정하여야 하나 가설흠막이공과 옹

벽공의 중복적용되는 문제가 발생하므로 3장에서 검토된 PHC말뚝을 이용한 영구옹벽형의 흠막이공법을 채택·시공하였으며 설치단면도는 그림 9와 같고 말뚝의 사용제원은 표 2와 같다. PHC의 거동분석을 위해 말뚝배면에 경사계를 그림과 같이 설치하였다. 경사계는 북동쪽으로 모두 8개가 설치되었으나 흠막이 PHC의 거동분석을 위한 적절한 경사계는 15번 경사계가 적절하므로 이 경사계값을 이용하여 검토하였다.

본 현장은 PHC 설치구간의 경우, 굴착깊이는 3.8m이고, 상재하중이 작용하는 조건으로 앞 절에서 검토된 방안에 대하여 지반조사결과를 이용하여 그림 9와 같이 각각 시공되었다. 본 현장의 지층은 상부로부터 매립층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층 순서로 분포하며, 일부지역에 연약퇴적토층(N치=2~4)이 4.5m 두께로 분포하고 있다. 매립층은 표토층으로 2~4m의 두께의 실트질모래층으로 매우 조밀한 상태이고, 풍화토층은 2.6~8m의 두께로 실트질모래의 N치가 28~50이며 중간정도의 조밀내지 매우 조밀한 상태이다. 풍화암층은 모암의 조직을 갖고 있는 1.2~4.5m의 두께로 N치 50 이상의 매우 조밀한 상태이나 코아회수는 불가능한 상태이다. 또한, 연암층은 편마암질로 RQD는 16% 이하, 코아회수율은 10~40% 정도의 다소 풍화된 상태로 조사되었다.



그림 8. 현장평면도 및 계측기 설치위치.

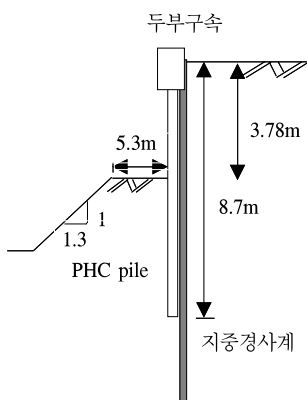


그림 9. 말뚝설치단면도.

표 3. 현장조사 결과에 의한 토질특성.

구 분	심도	N	단위중량			$\phi$	c
			$\gamma_t$	$\gamma_{sat}$	$\gamma_{Sub}$		
매립층	4.4	19	1.7	1.8	0.8	30	-
풍화토 상부	6.2	28	1.9	2.0	1.0	33	1.0
풍화토 하부	12.4	45	1.9	2.0	1.0	38	2.0

##### 2. 계측결과 및 해석 비교

본 현장에 시공된 PHC 설치구간의 대표적 단면도는 그림 9와 같다. 15 경사계에 의한 시공시 최대발생변위 계측값과 설계시 반영된 흠막이굴

표 4. 지반반력계수 및 지반탄성계수.

구 분	N	$k_b$						$E_s$
		도로교	유도식	Hukuoka	선 정	Sunex	XPile	SLOPILE
매 립 층	19	7,413	1,605( 7)	2,283	2,283	2,283	570	210/350
풍화토 상부	28	11,372	3,651(10)	2,673	2,673	2,673	668	350/420
풍화토 하부	45	39.7	7,536(12)	3,241	3,241	3,241	810	700/980

착 전용해석프로그램인 Sunex, 그리고 본 논문에서 적용된 Xpile 및 Slopile(극한값과 보정값)의 해석결과를 PHC의 두부 및 선단의 구속조건을 고려하여 말뚝의 안정에 밀접한 관련이 있는 말뚝의 최대변위에 대하여 비교하였다. 이때 Slopile에 의한 극한값은 말뚝의 안정상태, 즉 안전율이 1.0인 경우에 대한 지반변형과 말뚝의 상호작용을 고려한 경우이며, 따라서 말뚝에 발생하는 전단응력을 고려하는 경우에 대하여 보정값을 산정하여 재해석을 실시하여 함께 나타내었다. 각 해석방법에 적용된 지반조건은 현장조사결과(표 3)를 이용하였으며 지반상태의 조사값이 SPT(표준관입시험)치밖에 없어 N치를 이용한 Peck공식, Meyerhof식, Dunham식 및 오오자끼식을 검토하여 내부마찰각을 선정하였다. 한편, 지반정수값중 지반탄성계수와 지반반력계수는 표 4와 같이 적용하였다. 여기서 도로교값은 도로교표준시방서, 유도식값은 한국지반공학회의 도로교유도식을 적용하였고 Xpile의 지반탄성계수는 25% 감소계수를 적용하였다.

Slopile의 지반반력계수는 Poulos(1971)의 제안값을 적용하였다. 그리고 말뚝배면의 상재하중은  $1.0(t/m^3)$ 을 적용하였다. 또한, 말뚝두부 및 선단 구속조건은 회전구속으로 적용하였으나 Sunex의 경우 두부구속조건을 고려할 수 없어 자유상태로 하였다.

현장실험을 통해 기성콘크리트 PHC를 이용한 옹벽겸용 흙막이벽의 시공 및 설계의 적용성을 확인하기 위해 현장계측자료인 경사계자료를 각

종 해석특성을 갖는 프로그램해석결과와 비교하였다. 본 해석은 그림 9의 현장단면에 표 3~표 4의 지반특성과 표 2의 PHC 제원을 적용하였다. 단, 굴착전용 프로그램인 Sunex의 해석조건과 동일하게 하기 위해 프로그램 해석시 말뚝두부조건을 자유조건(F)과 회전구속조건(U)을 각각 적용하였으며 말뚝선단은 모두 회전구속조건을 적용하였으며 해석결과는 각각 그림 10 및 11과 같다.

현장계측자료에서 말뚝두부는 회전구속상태의 거동을 보여 실제 시공시 두부시공조건을 만족하였으며 각 해석결과보다 말뚝의 변위발생은 안정측의 거동을 하고 있어 안정상의 문제는 없는 것으로 판단되었다. 단, Slopile 해석의 경우는 전술한 바와 같이 극한거동의 경우에는 과도한 변형을 유발하는 것으로 해석되었으나 PHC의 허용전단응력을 고려하여 보정한 결과 실제발생한 변위의 약 2배정도 많은 변위가 발생할 것으로 나타났으나 계측자료에서 보는 바와 같이 실제거동이 두부회전구속조건을 보였고 해석결과와 편차가 있어 두부구속조건을 회전구속으로 하여 해석결과와 비교한 것이 그림 10이다. 그림에서 보는 바와 같이 계측자료와 Xpile, Slopile 보정상태의 해석결과는 잘 일치하는 것을 보였다. 그러나, Sunex의 해석은 두부자유상태의 거동을 보였다.

따라서, 본 연구에서 수행된 PHC를 이용한 옹벽겸용 흙막이벽의 시공시에는 PHC의 재료특성을 고려하여 볼 때 최대한 변위를 억제한 상태의 구조물 안정이 요구되므로 시공시 두부 및 선단



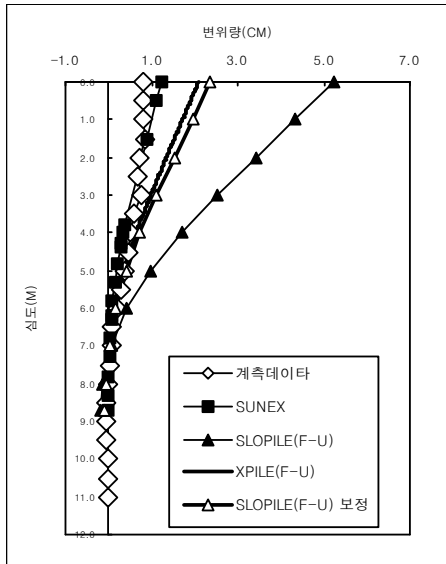


그림 10. PHC말뚝의 변위 및 계측자료비교 (말뚝두부자유-선단회전구속).

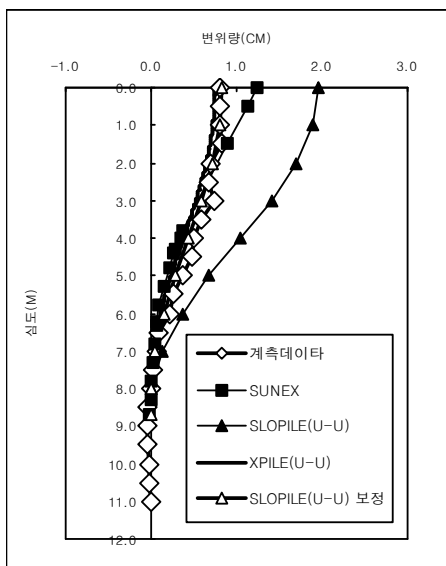


그림 11. PHC말뚝의 변위 및 계측자료비교 (말뚝두부 및 선단회전구속시).

의 구속조건은 회전구속조건 이상의 조건이 고려되어야 하겠다. 또한, PHC를 이용한 옹벽겸용 흠막이벽의 설계시에도 말뚝변위를 사전에 예측하여야 하는 경우 기존의 굴착해석프로그램보다는 말뚝특성, 말뚝의 구속조건이나 말뚝-지반의 상

호작용을 고려한 Xpile이나 Slopile과 같은 프로그램의 사용을 이용해 검증할 필요가 있을 것으로 사료된다. 또한, 어떠한 경우도 말뚝선단의 조건은 충분한 근입깊이를 만족하도록 하여 즉, 선단회전구속조건이 되도록 설계·시공되어야 할 것으로 나타났다.

## V. 결 론

기성콘크리트말뚝 중 비교적 고강도의 PHC말뚝을 이용하여 옹벽겸용 흠막이벽을 설계·시공하는 경우 보다 합리적인 설계법을 마련하여 보고자 각종 관련 프로그램들을 이용한 해석과 현장시공사례를 들어 비교하였고, 또한 지반특성 및 말뚝의 특성을 고려한 PHC말뚝의 설계법을 검토하였으며 결과를 정리하면 다음과 같다.

1. 점성토 및 사질토의 지반특성을 고려할 수 있는 PHC말뚝의 강도특성을 이용한 옹벽겸용 흠막이벽의 설계법을 마련하였다. 특히, 점성토의 경우 말뚝의 안정은 말뚝변위와 지반의 비배수전단강도를 고려한 지반균기에 관련하여 굴착깊이를 조절하도록 하였고, 말뚝의 특성을 고려하는 경우 극한값의 안정보다는 허용범위내 혹은 말뚝에 발생하는 변위를 고려한 발생전단응력을 고려하도록 하였다.

2. 현장실험결과 PHC말뚝을 이용한 옹벽겸용 흠막이벽의 활용성을 검증하였고, 말뚝의 구속조건, 지반반력, 지반강도(비배수전단강도, 내부마찰각), 소요안전율을 고려한 PHC말뚝을 이용한 옹벽겸용 흠막이벽의 설계법을 마련할 수 있었다.

3. 굴착의 설계시 적용되고 있는 각종 범용 프로그램을 적용하여 계측자료와 비교하므로써 PHC말뚝을 이용한 옹벽겸용 및 흠막이벽의 설계적용방법을 예로서 제시할 수 있었다.

본 연구는 설계법의 제시와 활용상태에 중심

을 두어 연구된 결과로 PHC를 이용한 추가적인 공학적 해석 및 친환경요소의 특성에 대하여는 추후 지속적인 연구를 통해 제시하고자 한다.

### 인 용 문 헌

- 윤중만. 1998. 흙막이 굴착지반의 측방토압과 변형거동. 중앙대학교 박사학위논문.
- 이명환. 2004. 파일의 기술동향. 국내외 사례현황. 향후발전방향. PHC파일의 설계 및 시공 심포지움 85-116.
- 최용규. 2004. 말뚝기초의 지반지지력 예측방법. PHC파일의 설계 및 시공심포지움 61-92.
- Bjerrum, L. 1963. Discussion to European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden. II. 135.
- Clough, G. W., Hansen, L. A., and Mana, A. I. 1979. Prediction of Supported Excavation Movements under Marginal Stability Conditions in Clay. Proc. 3rd int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics 4 : 1485-1502.
- Clough, G. W., and O'Rourke, T. D. 1990. Construction induced Movements of insitu Walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication. No. 25. ASCE 439-470.
- Das, B. M. 1984. Principles of Foundation Engineering, 3th Ed. PWS Publishing 423-425.
- Goldberg, D. T., Jaworski, W. E., and Gordon, M. D. 1976. Lateral Support Systems and Underpinning. Report FHWA-RD-75 -128. 1. Federal Highway Administration, Washington, D. C.
- Ito, T., Matsui, T., and Hong, W. P. 1979. Design method for the stability analysis of the slope with landing pier, Soils and Foundations 19(4) : 21-33.
- Lambe, T. W., and Whitman, R. V. 1979. Soil Mechanics, John Wiley & Sons 185-188.
- Mana, A. I., and Clough, G. W. 1981. Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay. Jour. of G.E. Div., ASCE, 107(GT6) : 759-777.
- Rankine, W. M. J. 1857. On Stability on Loose Earth. Philosophic Transactions of Royal Society, London, Part I 9-27.
- Sowers, G. F. 1962. Shallow Foundation, Foundation Engineering, G. A. Leonards, McGraw-Hill 525.

接受 2005年 4月 22日