

## 흙막이 굴착 시 지층 경사의 영향에 대한 수치해석적 분석

### Numerical analysis of deep excavation in layered and asymmetric ground conditions

신중호<sup>1)</sup>, Jong-ho Shin, 김학문<sup>2)</sup>, Hak-Moon Kim, 김상환<sup>3)</sup>, Sang-Hwan Kim  
김상길<sup>4)</sup>, Sang-kil Kim, 남택수<sup>5)</sup>, Taek-soo Nam,

- 1) 건국대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Konkuk University
- 2) 단국대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil and Environmental Eng. Dankook University
- 3) 호서대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Hoseo University
- 4) 마이다스아이티 토목기술팀 팀장, Group Manager, Civil Structure Engineering, MIDAS IT
- 5) 건국대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Konkuk University

**개요(SYNOPSIS) :** In case of deep excavation analysis, the theory of beam on elasto-plastic geo-material (elasto-plastic theory) can not consider the inclined ground layers appropriately. It is frequently assumed that the soil layers are parallel to the surface. However, the soil layers are generally inclined and even asymmetric. The common modelling of the asymmetric half section of the excavation system using the elasto-plastic theory, can lead differences from the real behaviour of ground, which has critical significance in case of deep excavation in urban area. In this study, an attempt to find appropriate modelling methods was made by carrying out a comparative study between the FEM and the elasto-plastic analyses. It is shown that in case of the upward-inclined soil profile the elasto-plastic theory may underestimate the performance of retaining structures.

**주요어(Key words) :** deep excavation, FEM, theory of beam on material, inclination of soil layer

## 1. 서론

최근 도심지내 가용 토지가 급격히 감소하면서 구조물의 고층화와 지하화가 급속히 진행되고 있다. 특히 도심지 공사에서는 균열 또는 과도한 침하와 같은 인접구조물과 지하구조물의 파괴 등이 빈번하게 발생하고 있으며 이에 따라 최근 지하구조물의 안정성 확보를 위해 설계단계에서부터 높은 정확도가 요구되고 있다. 따라서 지반굴착공사에서 구조물 자체의 안정성을 확보하기 위해서는 인접구조물에 끼치는 영향과 침하에 대한 영향을 동시에 고려해야 한다. 이와 같은 지반거동 현상은 토압에 의해 지배적으로 거동을 일으키며 이를 정확하게 예측하기 위해서는 굴착지반에 대한 정밀한 모델링이 선행되어야 한다. 하지만 현재 주로 적용되고 있는 흙막이 벽체의 변위 등에 관한 Terzaghi와 Peck(1969)의 수정 토압과 Clough와 O'Rourke(1990) 등이 제시한 연구결과는 굴착지반이 단일지층이거나 각 지층이 평행하다는 전제하에 토압에 대한 식을 제안하였으며, 널리 적용되고 있는 탄소정보이론은 경사의 영향을 고려하지 못하므로 벽체와 지반을 단순하게 모델링하여 근사적으로 해석하고 있다. 이와 같은 이론은 벽체와 지반구조를 정확히 알 수 있더라도 지지지반의 지지력 계수와 벽체의 변형에 따라 변화하는 토압과 지층경사를 정확히 모사하여 지층 형태에 따른 거동 영향을 파악할 수 없으므로 만족할 만한 해석이 될 수 없다(한국지반공학회, 1992). 따라서 본 연구에서는 반단면 지층 경사를 엄밀하게 모사할 수 있는 FEM해석을 통하여 해석 단면을 수평지층과 경사지층으로 모델링하였으며 그 결과를 단순화한 반단면 탄소정보 해석과 비교 검토를 수행하여 그 영향을 파악하고자 하였다.

## 2. 이론적 고찰

### 2.1 탄소성보해석 이론

탄소성보해석은 지반을 탄소성스프링, 흙막이 벽체를 탄성보, 지보공을 탄성스프링 모델링하여 초기토압을 가하여 발생하는 변위를 계산하고 변위에 상응하는 지반의 탄소성 상태를 판단하고 토압을 보정한다. 이후 다시 변위를 계산하는 반복과정을 통하여 흙막이 벽체의 변위, 응력 및, 지보공의 반력을 계산하는 방법으로 하중과 변형에 대한 기본식은 식 (1)과 같다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{A \cdot E_s}{L} \cdot x = P_i \pm K_s \cdot x \quad (1)$$

탄소성보 해석법은 지반 모델링 방법과 토압 분포에 대한 가정 및 굴착 과정 모사 방법에 따라 Nakamura와 Nakajawa(1972)에 의해 제안된 야마가타(Yamagata) 확장법과 모리시게(Morishige)의 탄소성 해석법으로 구분되며 지반 모델링 측면에서 보면 지반을 탄소성 스프링으로 모델링과 인접한 스프링은 서로 독립적인 것으로 가정하는 탄소성 Winkler 모델이 주로 사용되고 있다. 해석상 토압에 대한 가정으로 굴착개시전의 정지토압을 초기토압으로 하여 계산을 시작하며 2차굴착 이후는 전 단계에서 구한 토압과 지보공의 반력을 하중으로 하여 계산한다. 구조에 대한 가정으로 벽체는 탄성지점으로 지지되는 유한장의 보이고, 선단은 힌지, 고정, 자유의 3종류 중에 토질상태를 고려하여 선택하는 것으로 가정한다. 하지만 지층을 모사할 경우 경사에 지층 경사에 대한 모사가 불가능하므로 지층을 일정하다고 가정한 후에 해석을 수행해야하는 한계가 있다.

### 2.2 유한요소해석 이론

흙-구조물 상호작용을 고려한 해석방법 중에서 흙막이 구조물 해석에 많이 사용되고 있는 방법으로는 유한요소법이 있으며 x, y 방향으로 각각  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ 의 응력을 받아 변형하는 4변형요소에서 평형방정식, 변형-변위관계식, 변형의 적합 조건식 및 경계조건식들이 성립한다고 할 때 평면응력의 개념을 도입하여 미지량들을 경계조건에 만족되도록 구할 수 있다. 이에 대하여 가정된 강성연속체를 유한개의 요소로 나눈 다음 하나의 삼각형 요소에 대하여 가상경계선과 각각의 절점변위를 고려한 강성방정식을 구한 후 전체 요소의 집합에 대한 전체 강성을 구하여 변위를 포함한 미지량들을 구할 수 있다. 이와 같이 유한요소법은 탄소성보법과 비교할 경우 배면에 토압을 작용시켜서 지보공의 반력과 흙막이벽체의 응력 및 변형을 산정하는 탄소성보법과 달리 토압을 사용하는 대신에 지반의 탄소성 강도특성과 흙막이 벽체 및 지지구조의 탄성강도특성을 고려함으로써 응력-변형 거동을 구한다(오정환;조철현, 2004). 유한요소법을 이용하여 해석하기 위해서는 대상지반 및 흙막이구조물의 거동을 정확히 나타낼 수 있는 응력-변형률 관계가 필수적으로 요구되며, 이에 필요한 제반정수들의 정확한 추정이 해석 결과의 타당성에 큰 영향을 미치게 된다.

## 3. 해석단면 및 모델링

### 3.1 해석 모델링

지층경사를 고려한 반단면 2차원 평면 유한요소해석과 탄소성보해석의 비교를 위해 유한요소모델의 지반요소는 고차 8절점 평면 변형율 요소를 사용하였고 가시설 벽체는 고차 Beam요소, 지보재의 경우 Truss요소로 모델링하였다. 지반과 가시설 벽체는 굴착이 이루어질 경우 벽체와 지반사이에 상대변위

가 발생하나, 유한요소법의 경우 요소간의 변위는 적합조건에 의해 발생하므로 이러한 상대변위를 모사하기 위해 Goodman(1968), Ghaboussi(1973), Desai(1984)등에 의해 개발된 경계요소(Interface element)를 사용하였다. 재료 모델링에 있어 해석 대상 지반은 표 3에 나타낸것과 같이 Mohr-Coulomb의 항복 기준을 따르는 Mohr-Coulomb 재료 모델로 가정하였으며 가시설 벽체는 탄성재료로 가정하였다. 탄소성보 모델의 경우 흙막이 벽체 하단은 자유단 지점의 역할을 하도록 모델링하였으며 소성변위는 고려하지 않았다. 해석단계는 총 9단계로 굴착과 지보재 설치 과정을 교대로 수행하는 것으로 모사하였으며 최종굴착 깊이는 12m로 설정하였다. 그림 1은 해석에 사용된 지층과 지보재 Profile을 보인 것이다.

FEM 해석모델의 경계조건은 지반의 경우 지층 배후는 충분히 연속하다는 가정에 그림 2(a)와 같이 평면 변형을 요소로 모델링하였으며, 경계조건은 지층 좌측과 우측 그리고 하단에서 각각의 연직방향과 반단면 구속조건으로 고려하였다. 또한 해석모델의 지층 하단부분은 수평방향 변위를 구속시켰다. 탄소성보 해석의 경우 그림 2(b)와 같이 토층은 토층별 지반반력계수에 따른 탄소성 스프링으로, 흙막이 벽체와 지보재는 탄성스프링으로 모델링 하였다.

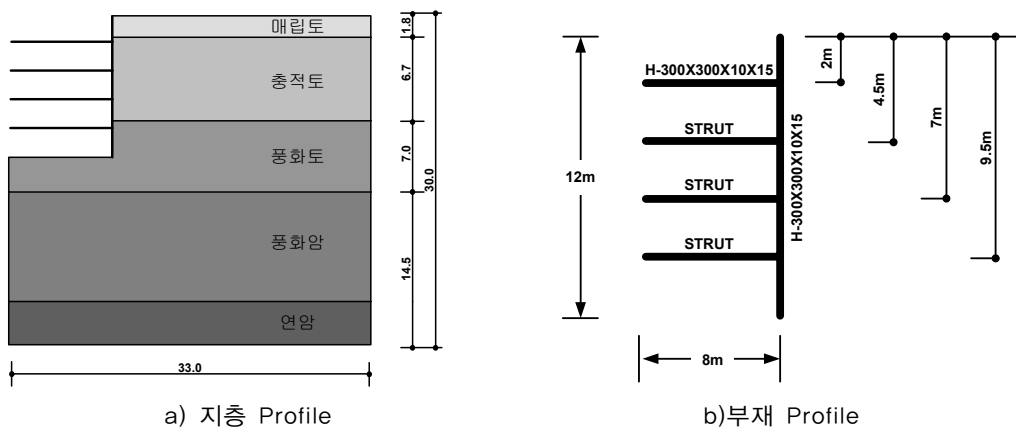


그림1. 모델 Profile

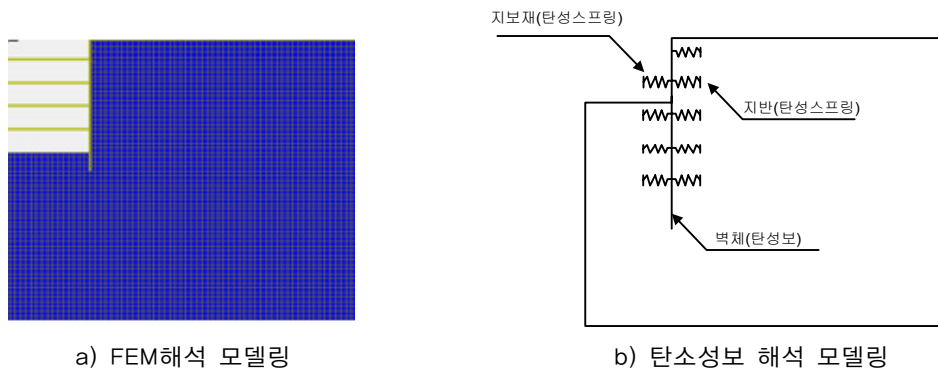


그림2. 해석 모델링

### 3.2 지반구성 및 입력물성치

지층경사의 영향을 고려할 모델은 5개의 토층으로 이루어진 모델에서 지층의 경사를 2가지 형태로 다르게 표현하였다. 비교 모델의 지반조건은 최상부에 매립층과 충적층이 위치하고 있으며 그 하부에는 5m 가량의 풍화토층과 풍화암, 연암이 위치시켰으며 각 지층구성에 대한 제원은 표 1에 나타내었다. 지하수위는 고려하지 않았다.

지층의 경사변화는 가시설 단면의 좌측에서는 매립층이 1.8m에서 우측으로 갈수록 얇게 분포하면서

전반적으로 좌측의 토층이 우측으로 올라가는 우상향경사와 매립층이 우측으로 갈수록 깊어져서 전반적으로 좌측의 토층이 우측으로 내려가는 우하향경사로 분류하였다. 가시설 벽체로는 지하수의 영향이 없으므로 좌, 우측이 동일하게 H pile+ 토류판을 적용하였고 Pile은 풍화토 상단에 굴착지면 이하 2.0m의 깊이로 근입하였다. 각 지층의 포아송비는 깊은 굴착 해석시 필요한 매개변수의 수를 줄이는 것이 바람직하며, 일정한 포아송비를 사용하는 것은 이를 위한 하나의 방법이 될 수 있기에 일정한 포아송비를 사용하였다(Wong ; Broms, 1994).그 외에 해석 모델에 필요한 변수들의 입력값을 표 2에 수록하였다.

지보재는 스트러트를 사용하였으며 지층경사에 대한 벽체 변위의 직접적인 영향을 보기 위해 긴장력은 재하 하지 않았다.

표 1. 지층구성

지 층	EL (m)	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (deg)	E(kN/m <sup>2</sup> )	$K_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
매립층	1.8	18	1	29	3.00E+ 04	2.00E+ 04
충적층	12.5	19	10	33	8.00E+ 04	4.00E+ 04
풍화토	17.5	20	30	35	1.40E+ 05	5.00E+ 04
풍화암	27.0	24	130	36	9.60E+ 05	6.50E+ 04
연암	30.0	25	140	38	1.54E+ 06	7.50E+ 04

표 2. F.E.M Parameter 입력변수(Mohr-Coulomb 재료변수)

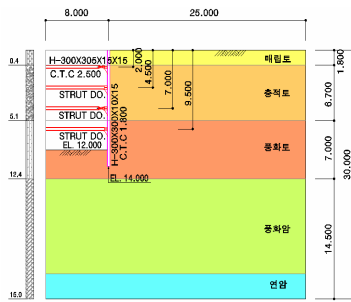
지 층 구성	포아송비 (v)	측압계수 ( $K_0$ )	함수비 (W)	탄성계수증감 (kN/m <sup>2</sup> )	점착력증감 (kN/m <sup>2</sup> )	Tensile Strength (kN/m <sup>2</sup> )
매립층	0.3	0.515	0.5	0	0	비고려
충적층	0.3	0.455	0.5	0	0	비고려
풍화토	0.3	0.426	0.5	0	0	비고려
풍화암	0.3	0.412	0.5	0	0	비고려
연암	0.3	0.384	0.5	0	0	비고려

### 3.3 해석 Cases

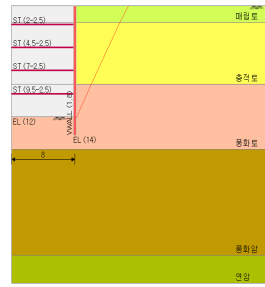
지층이 경사진 경우에 대한 FEM 해석의 비교 조건으로 탄소정보 모델은 반단면 해석만 가능하므로 반단면 모델을 설정하였으며 해석 모델은 굴착깊이가 12.0m, 굴착폭은 반단면 8.0m로 설정하였다. 배면측은 굴착깊이의 약 2배를 고려하여 25.0m로 모사하였으며 전체 모델 깊이는 30.0m로 설정하여 지층 형태를 모델링하였다. FEM 해석은 매립층이 수평으로 위치하는 경우와 상단경사의 지층으로 구성되는 경우, 하단경사의 지층으로 구성되는경우로 지층면을 모사하였으며, 탄소정보 해석은 경사의 영향을 고려하지 못하므로 기본모델의 지층 깊이로 모델링하였다.

#### 1) 수평지반조건 (기본조건)

지층구성은 표2에 나타난 것과 동일하며 지층이 수평으로 구성되는 기본조건으로써 FEM모델과 탄소정보 모델을 각각 모사 하였다. 해석에 사용된 모델의 단면도와 모델도는 그림3과 같다.



a) 수평 지층 모델 단면

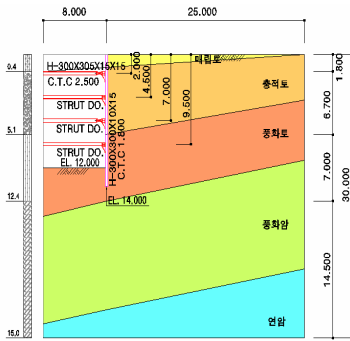


b) 수평 지층 모델

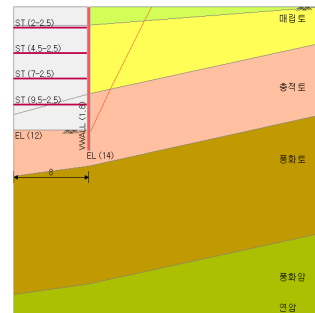
그림3. 기본모델 단면도 및 모델도

## 2) 지층경사조건(우상향경사)

그림4는 지층경사조건 중 우상향경사(경사각 약 11도)의 모델로써 매립층이 얇아지면서 충적토가 지반면에 노출되는 형태의 지층구성을 나타낸것이다. 매립층을 제외한 각 지층별 두께와 부재 제원은 기본모델과 동일하게 취하였다.



a) 상단경사의 지층 단면

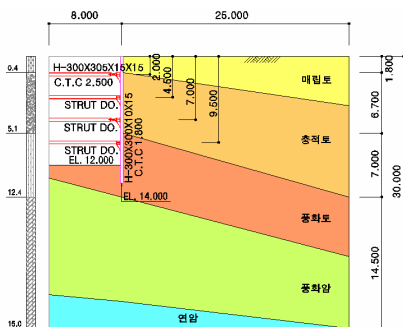


b) 상단경사의 지층 모델

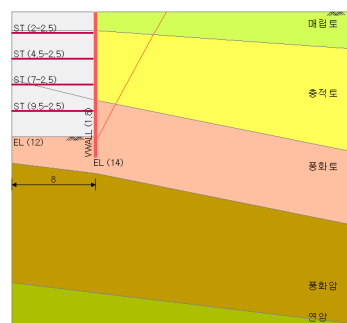
그림4. 해석대상 단면도

## 3) 지층경사조건(우하향경사)

그림5는 우상향 지층 모델과 반대로 매립층 지반이 점점 깊어지면서 4개의 토층구성이 기본모델에 비해 깊게 분포하는 지층으로 구성된 우하향 경사 모델(경사각 약 -11도)을 나타낸 것으로 매립층을 제외한 각 지층별 두께와 부재 제원은 기본모델과 동일하게 취하였다.



a) 하단경사의 지층 단면



b) 하단경사의 지층 모델

그림5. 해석대상 단면도

## 4. 해석결과

### 4.1 흙막이 벽체 단면력

그림 6는 최종지보재 설치 후와 최종굴착 후 흙막이벽체의 변형을 나타낸 것으로써 최종지보재 설치 후 굴착에 따라 유한요소해석의 경우 전체적으로 변형이 증가하는 형태로 나타났으며 탄소성보 해석의 경우 지표근처의 변위는 탄소성보해석의 변위가 FEM해석 변위보다 약 50%이상 크게 나타났으나 굴착 저면부에서의 탄소성보해석의 변위는 FEM해석보다 약 50% 작게 나타났다. 또한 표3에 정리된 벽체의 최대변위값을 기준으로 탄소성보해석과 비교시 기본조건과 지층경사조건의 변위율은 지층경사와 상관없이 작거나 유사하게 나타나는 것으로 확인되었다.

경사에 따른 FEM 해석 변위는 최대변위를 기준으로 수평비율에 대한 우상향경사와 우하향경사의 비율의 값은 91.94%와 106.42%로 큰 차이는 없는 것으로 나타났으나 우하향경사는 우상향경사의 해석 결과값에 비해 전체적으로 약 20%의 추가변위가 발생하는 것으로 나타났다.

그림 7과 그림8에서 전단력과 모멘트값은 두 해석을 비교시 벽체 하단부에서는 결과값이 유사하게 나타났지만 벽체 상단부로 갈수록 FEM해석과 결과값이 차이가 커지는 것으로 나타났다. 또한 벽체 상단부로 갈수록 전단력과 모멘트값의 절대값은 탄소성보의 결과값에 비해 작아지는 것으로 확인되었다. 부재력의 FEM 해석의 경우 경사에 따른 해석 결과에 대한 영향은 없는 것으로 나타났다.

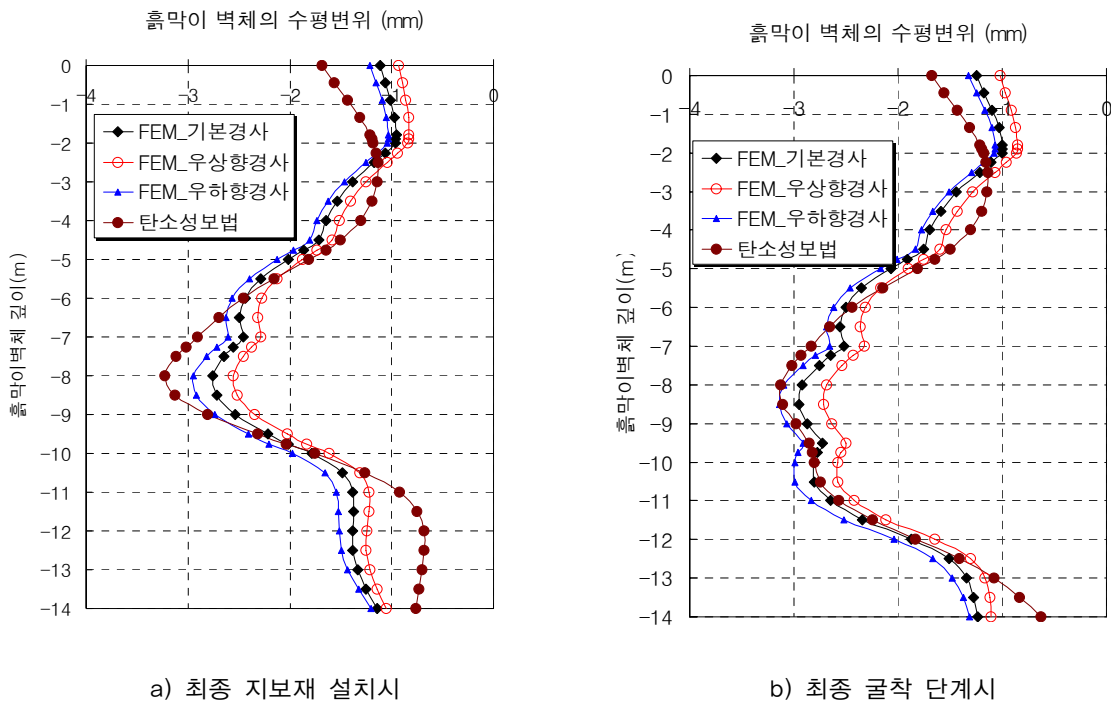
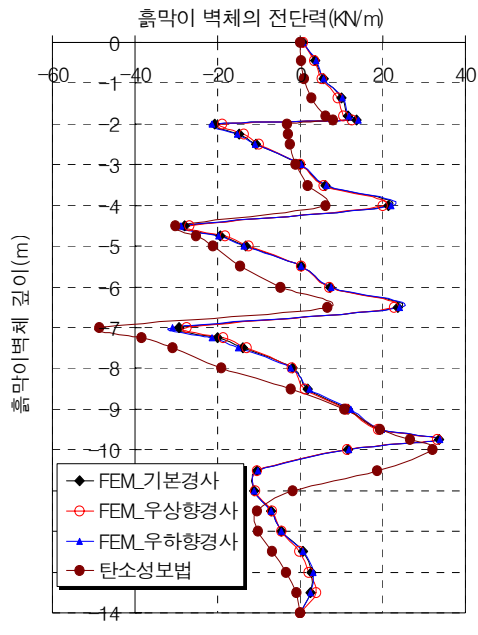
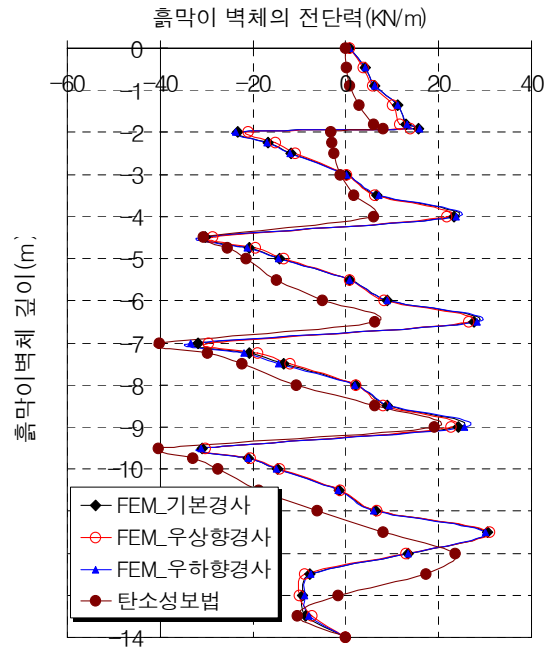


그림6. 흙막이벽체 변위(Displacement) (mm)

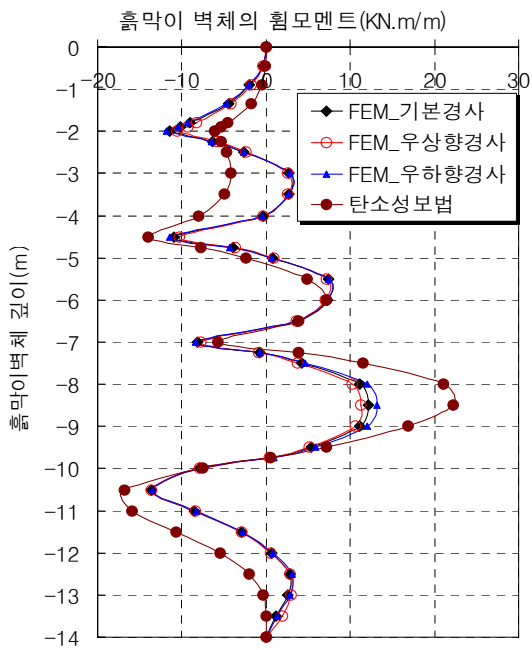


a) 최종 지보재 설치시

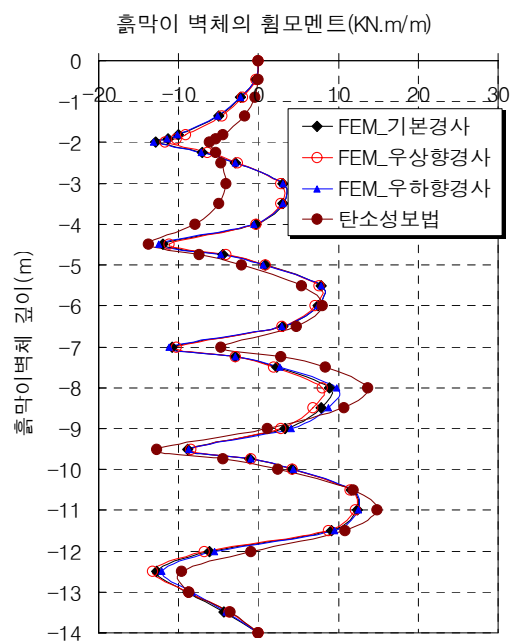


b) 최종 굴착 단계시

그림7. 흙막이벽체 전단력(Shear Force Diagram) (kN/m)



a) 최종 지보재 설치시



b) 최종 굴착 단계시

그림8. 흙막이벽체 휨모멘트(Bending Moment Diagram) (kN.m/m)

표 3. 최종단계의 흙막이벽체의 최대변위 및 단면력최대값

해석방법	구 분	최대변위 (mm)	전단력 (KN)	모멘트 (KN.m)	탄소성 대비		
					변위율	전단력율	모멘트율
탄소성	기본지층	3.125	40.345	14.896	-	-	-
F.E.M	기본지층	2.949	31.778	12.889	94.35%	78.77%	86.53%
	우상향경사	2.711	30.954	13.203	86.75%	76.72%	88.63%
	우하향경사	3.138	33.362	13.077	100.40%	82.69%	87.79%
FEM우상향/FEM기본비율		91.94%	97.41%	102.43%			
FEM우하향/FEM기본비율		106.42%	104.98%	101.45%			

FEM 해석법과 탄소성보 해석을 비교 할 경우 표4에서와 같이 지표근처의 발생축력 비율은 차이가 크지만 굴착저면에 가까울수록 그 값이 유사해짐을 알 수 있으며 FEM해석의 지층경사 모델과 기본모델을 비교할 경우 전체적으로 결과값이 유사함을 알 수 있다.

그림 9에서 발생 부재력의 절대치로 볼 때 두 해석법의 결과는 탄소성보해석의 경우 최상단 지보재에서 발생 부재력을 상당히 과소평가할 수 있으므로 설계 시에 주의가 필요하다고 판단된다.

표 4. 최종단계의 지보재(스트러트) 축력 비교

해석방법	구 분	Strut1 (kN/m)	Strut 2 (kN/m)	Strut 3 (kN/m)	Strut 4 (kN/m)	탄소성 대비 스트러트 축력율 (%)			
						Strut1	Strut2	Strut3	Strut4
탄소성	수평지층	11.226	42.389	59.235	68.072	-	-	-	-
F.E.M 해석	수평지층	41.315	61.923	68.945	64.279	368.0%	146.1%	116.4%	94.4%
	상단경사	37.016	58.301	64.769	61.562	329.7%	137.5%	109.3%	90.4%
	하단경사	42.159	63.464	71.422	65.988	375.6%	149.7%	120.6%	96.9%
FEM상단/FEM수평비율		89.6%	94.2%	93.9%	95.8%				
FEM하단/FEM수평비율		102.0%	102.5%	103.6%	102.7%				

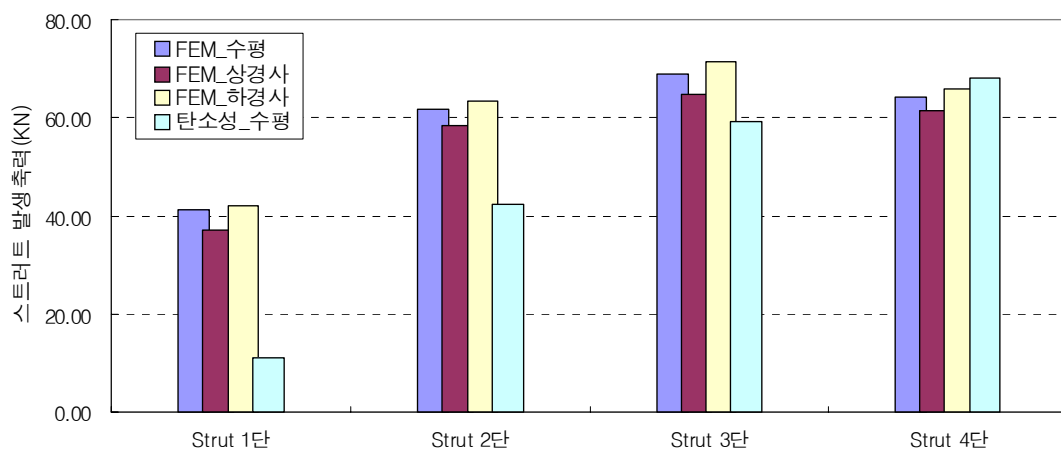


그림9. 스트러트 발생 축력 비교



## 5. 결 론

본 연구에서는 지반 굴착 시 지층경사 영향을 파악하기 위해 탄소성보 해석과 FEM 해석을 실시하여 비교하였다. 해석결과 FEM해석결과가 탄소성법보다 대체로 작게 나타났으며 FEM 우상향경사의 경우 우하향경사보다 지보재의 변위가 더 발생하였다. 또한, 지보재 상단에서 탄소성법이 부재력을 과소평가할 수 있으므로 설계시 유의가 필요한 것으로 나타났다. 연구 세부결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 흙막이 벽체의 변위는 지표근처와 벽체 하단부에서 유한요소해석과 탄소성보해석의 결과값이 차이가 크게 나타났다.
- (2) 유한요소해석의 최대변위값은 탄소성보해석의 변위값과 비교시 지층경사와 상관없이 전체적으로 작거나 유사하게 나타났다.
- (3) 유한요소해석의 지층경사에 따른 변위의 영향은 수평지층에 비해 크지 않는 것으로 나타났으나 우하향지층에 비해 우상향지층은 20%의 변위가 더 발생하는 것으로 확인되었으며 경사에 따른 변위 및 모멘트의 영향은 없는 것으로 판단된다.
- (4) 지보재의 발생축력비율은 지표근처에서의 두 해석의 결과값의 차이가 크지만 굴착저면에 가까울수록 그 값이 유사해짐을 알 수 있으며 지층경사 모델과 기본모델을 비교할 경우 전체적으로 결과값이 유사함을 알 수 있다.
- (5) 발생 부재력의 절대치로 볼 때 두 해석법의 결과는 탄소성보해석의 경우 최상단 지보재에서 발생 부재력을 상당히 과소평가할 수 있으므로 설계 시에 주의가 필요하다고 판단된다.

## 사 사

이 연구는 소방방재청 자연재해저감기술개발사업(사면 붕괴 예측 및 대응 기술 개발) 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 오정환, 조철현(2004), “흙막이 공학”, 구미서관, pp.164~180
2. 한국지반공학회(1992), “굴착 및 흙막이 공법”, pp.142~151
3. Geo-X 사용자 매뉴얼, 마이다스아이티
4. Terzaghi, K., Peck, R. B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice". 2nd Ed. John Wiley & Sons Inc. New York
5. Clough, G. W., O'Rourke, T. D. (1990), "Construction Induced Movements of Insitu Walls", Design and Performance of Earth Retaining Structures, GSP, No. 25, ASCE, pp.439~470
6. Goodman R.E., Taylor, R.L., and Brekke, T.L.(1968), "A Model for the Mechanics of Jointed Rock", Jour. Geotechnical Engineering Division, ASCE, VOL. 94, No.SM3, pp.637~658
7. Ghaboussi, J., Wilson, E.L., and Iseberg, J.(1973), "Finite ELEMNET for Rock Joints and Interfaces", Jour. Geotechnical Engineering Divisionm, ASCE, Vol. 99, No.SM10, pp.833~848.
8. Desai, C.S., Zarman, M.M., Lightner, J. E., and Siriwardane, H.J ,(1984), "Thin-Layer Element for Interfaces and Joints", Int Jour . for Numericaland Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 8, pp.19- 43
9. Wong, K.S, Brooms, B.B.(1994), "Analysis of retaining walls using hyperbolic model, Soil-structure Interaction: Numerical Analysis and Modelling", E & FN spon, London