

Application of Self-Supported Diaphragm Wall Method Using Counterfort Technique

¹⁾, Gyeong-Hwan Jeong, ²⁾, Dong-Yeong Jeong, ³⁾, Hun-Kook Park,
³⁾, Kyoung-Tae Han, ⁴⁾, Ji-Young Ryu

- ¹⁾ () , C.E.O / Ph.D, Dong-A Geological Engineering Co., Ltd
²⁾ () , Director, Dong-A Geological Engineering Co., Ltd
³⁾ () , Manager, Engineering Dept., Dong-A Geological Engineering Co., Ltd
⁴⁾ () , Engineer, Engineering Dept., Dong-A Geological Engineering Co., Ltd

SYNOPSIS : Recently, the cases which are constructed close by neighboring structure or underground structure are on the increase to get the utmost out of the land exploitation of underground space in the downtown area. As the building becomes larger, the excavation depth is getting deep, and the excavation area is getting wide too. These are frequent occasions that the application of Strut or Anchor method is difficult, because of site boundary, civil application and the ground condition. Therefore, to solve these problem, we analyze and compare design with measuring data, change the design factor and show the improvement of course through the application of self-supported diaphragm wall using counterfort technique which is a new method. It is expected to be a contribution to the suitable exploitation method of construction.

Key words : Diaphragm wall, Counterfort Technique, Modelling, Monitoring

1. 서 론

굴착면적이 넓은 지역에 Strut 지보를 적용할 경우, Strut 지보 길이의 증가로 인해 좌굴 및 휨 변형이 증가하고 흙막이벽의 안정성이 감소하며, 벽체 변형과 주변지반의 침하가 증가되어 주변구조물에 영향을 미치는 경우가 많다. 또한 Strut 대신에 Anchor를 지보재로 사용하는 경우에도 주변 구조물이나 현장경계를 침범하는 경우가 빈번하여, 인접구조물이나 택지 소유자의 승인을 받아야 하는 문제까지 심각하게 대두되고 있다.

이런 문제점을 해결하기 위한 방안으로, Top Down공법이나 Island공법 등도 사용하지만, 이 공법들은 토공사의 작업능률이 떨어지고 공정이 복잡할 뿐만 아니라 경제성도 떨어지므로, 새로운 방안으로 부벽식 기법에 의한 자립식 지하연속벽공법을 국내에서 처음으로 개발 적용하였다.

본 논문에서는 도심지 공사에 적용하기에 적합한 부벽식 기법을 사용한 자립식 지하연속벽공법의 활성화에 기여하고자 적용사례를 통하여 설계와 시공내용에 대하여 소개하고자 한다. 또한 굴착 공사시 측정된 계측자료와 설계내용을 비교분석하고, 부벽식 연속벽의 제반제원이 새로이 개발한 흙막이공법의 안정성에 어떠한 영향을 미치는지 검토하여 설계 및 계획시의 방향설정에 기여코자 한다.

2 현장적용사례

2.1 공사개요

본 공법을 적용한 현장은 고양시 일산구 백석동에 위치한다. 지반은 점토, 모래, 자갈등으로 구성된 혼합매립층이 5.0m~6.5m 두께로 나타난 아래에 하성퇴적층이 두껍게 형성되어 있다. 하성퇴적층의 상부는 세립분이 많은 실트층으로 연약하고, 그 하부는 모래에 자갈이 많이 포함되어 있어서 Anchor의 정착지반으로 기대하기 어렵다. 굴착면적은 102m×126m로 넓고, 굴착심도는 12.0m 정도이므로, Strut 방식의 적용도 어려움이 있어서 부벽식 기법을 사용한 자립식 지하연속벽공법을 채용하였다.

흙막이용 지하연속벽의 두께는 0.8m, 길이는 21.0m이며 부벽용 지하연속벽은 두께 0.8m, 길이 3.5m, 간격 7.8m, 깊이는 건물의 기초말뚝으로 이용하기 때문에 선단을 연암상단에 지지하는 것으로 하여 40.5m 정도이다.

부벽식 기법을 사용한 자립식 지하연속벽공법은 국내에서 처음 시공되는 것이므로 굴착중의 안전관리와 흙막이벽의 거동을 파악하기 위해 계측을 실시하였으며, 계측기의 종류와 위치는 그림 1에 나타내었다. 경사계는 부벽과 부벽사이에 주로 설치하였다. 본 공법은 Strut나 Anchor등 지보공이 필요없기 때문에 최종 굴착심도까지 한번에 굴착할 수 있지만 안전을 위해 계측기를 설치한 지역에서 부분적으로 굴착하여 흙막이의 거동을 확인하면서 굴착공사를 진행하였다.

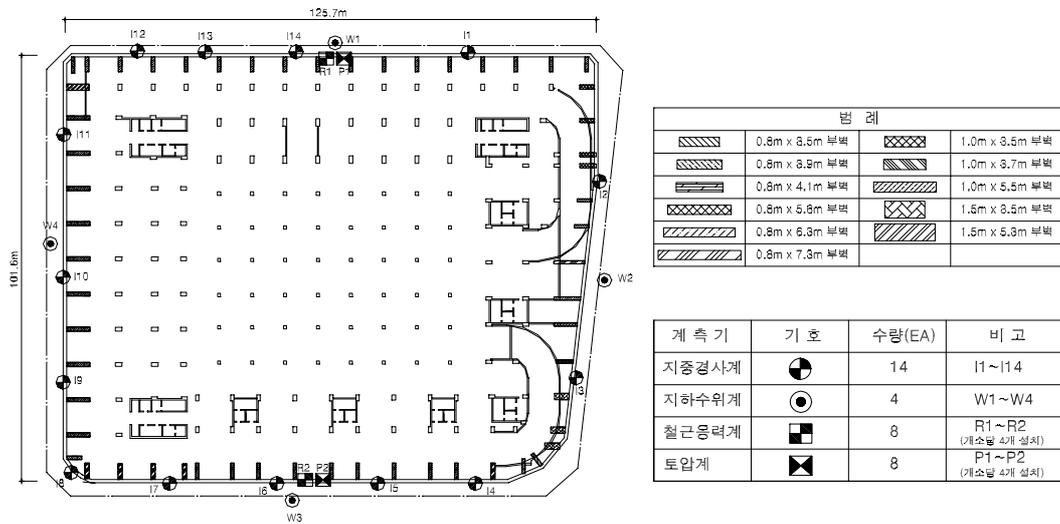


그림 1. 흙막이평면, 계측기 종류 및 설치위치

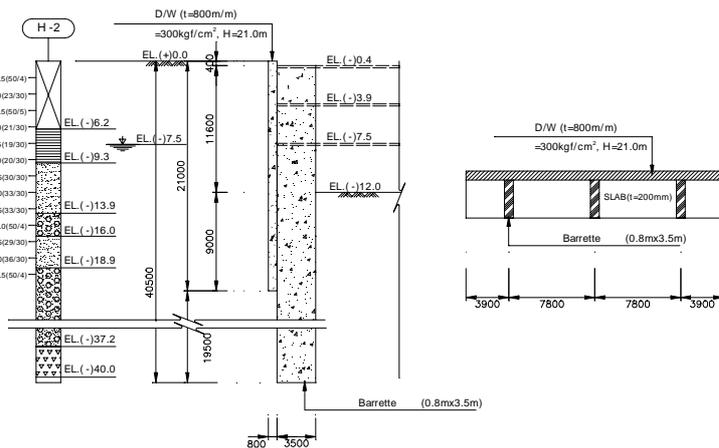


표 1. 지층별 특성

지층	γ_t : tf/m ³	c : tf/m ²	ϕ : deg	k_h : tf/m ³
매립층	1.8	0.0	25	1,500
점토층	1.8	0.0	25	1,000
모래층	1.8	0.0	28	1,800
모래자갈-상	1.8	0.0	35	2,700
모래자갈-하	1.9	0.0	38	2,900
풍화암	2.1	5.0	40	4,500

그림 2. 흙막이단면, 지반특성

2.2 설계 내용 (흙막이거동 예측해석)

2.2.1 해석 방법

부벽식 기법을 사용한 자립식 지하연속벽의 해석은 3차원과 2차원 해석 모두 실시하였다. 해석시 하중조건은 Rankine 토압과 수압이 굴착면까지 작용하는 것으로 하였으며, 흙막이벽과 부벽에 작용하는 지반의 수동저항 및 부벽의 양측면에 작용하는 마찰저항은 스프링으로 보고 평가하였으며, 부벽 선단(연암상단)의 지지조건은 명확하지 않기 때문에 자유, 힌지, 고정 3가지 조건에 대해 검토하였다.

2.2.2 해석 모델

1) 3차원 해석 모델링

그림 3과 같이 흙막이용 지하연속벽을 Plate요소로, 부벽용 지하연속벽과 부벽사이의 Slab를 Frame요소로 모델링하여 해석하였다.

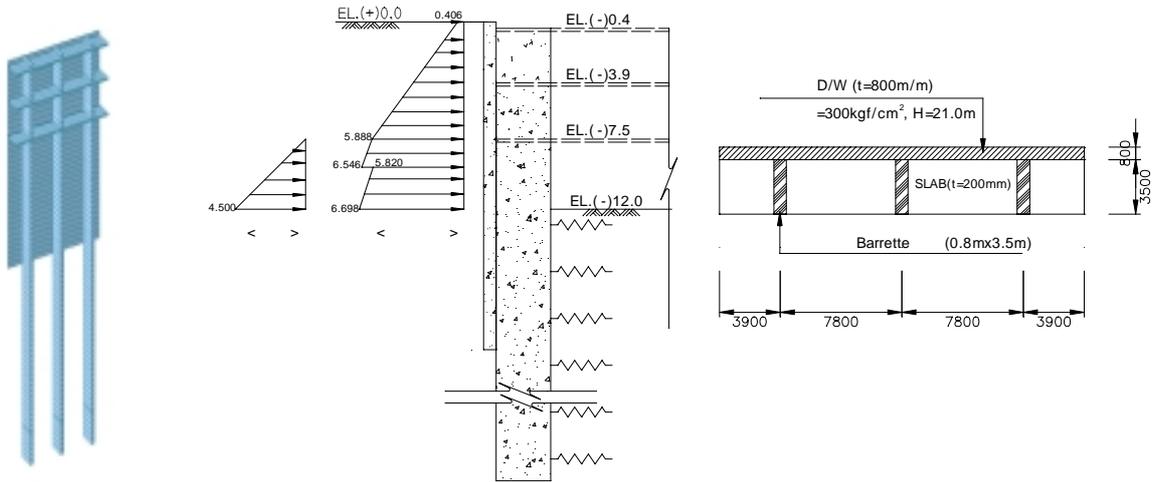


그림 3. 3차원 해석 모델 및 하중조건

2) 2차원 해석 모델링

그림 4와 같이 흙막이용 지하연속벽과 부벽용 지하연속벽을 T형 단면의 Frame요소로 모델링하여 해석하였다.

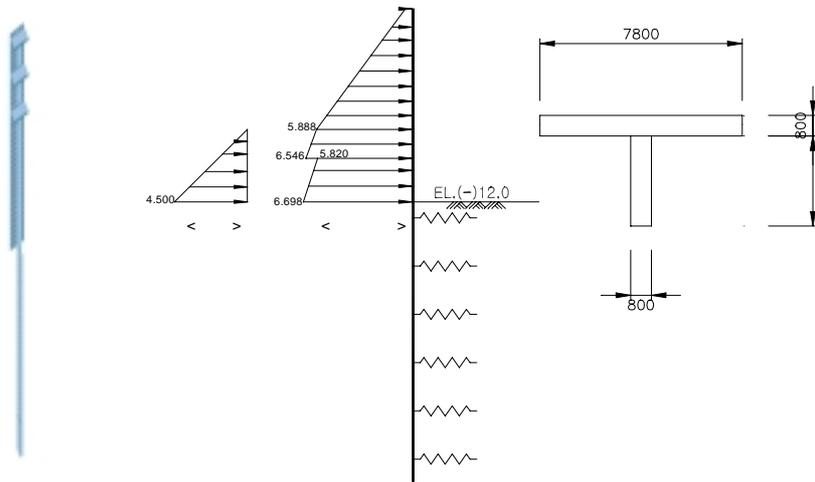
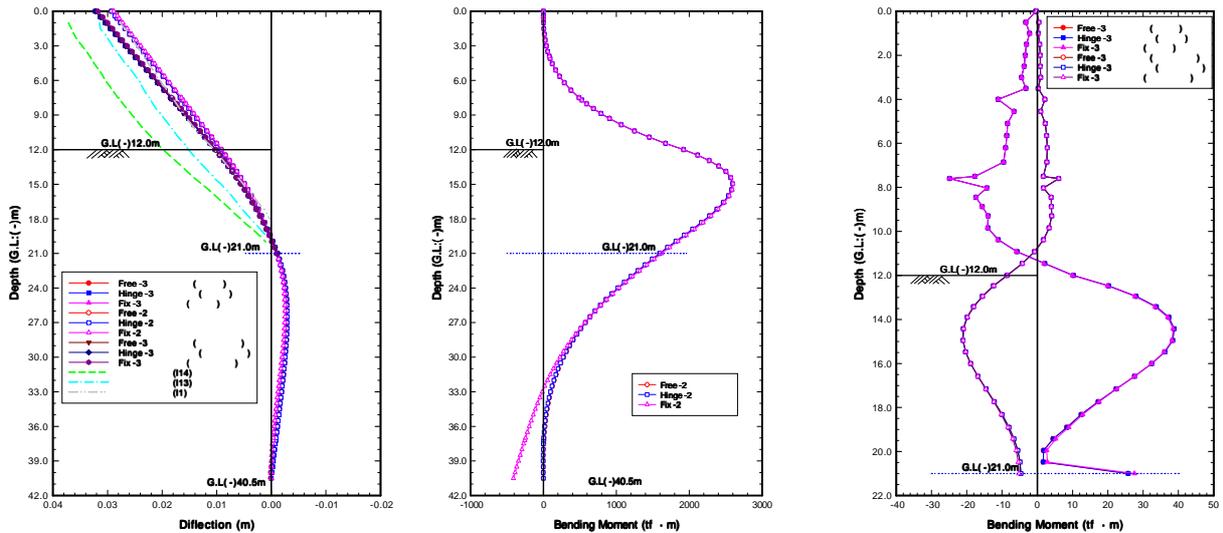


그림 4. 2차원 해석 모델 및 하중조건

2.2.3 해석 결과

최종굴착단계에서 흙막이벽의 변형과 수직 휨 모멘트를 앞에서 제안한 2가지 해석방법에 대해 구조해석 Program(MIDAS/Civil 5.9)을 이용한 해석결과를 그림 5에 나타내었고 경사계(I14, I13, I1)의 실측치도 병기하였다. 흙막이벽의 변형은 그림 5(a)에서 나타낸 것과 같이 벽선단에서 벽상단을 향해 변형이 증가하는 캔틸레버의 특성을 보이며, 3차원 해석시의 값이 2차원 해석시의 값보다 다소 크게 나타났다.

그러나 부벽의 선단지지조건에 따른 차이는 미소한 것으로 나타났다.



(a) 흠막이벽의 변형 (b) 2차원 해석시 수직방향 휨모멘트 (c) 3차원 해석시 수직방향 휨모멘트

그림 5. 변형량 및 수직방향 휨모멘트 해석결과

수직방향 휨모멘트에 대해서는 그림 5(b)에서 2차원 해석시 흠막이벽 및 부벽을 일체화시켜서 나타냈고, 그림 5(c)에서 3차원 해석시 흠막이벽만의 분포형상을 나타내었다. 최대휨모멘트는 어떤 방법으로 해석하거나 선단지지조건을 변경하더라도 최종굴착심도인 G.L(-)12.0m보다 깊은 심도인 G.L(-)15.0m에서 발생하고 있다. 휨모멘트의 분포형상은 2차원 해석시에는 캔틸레버의 변형형상에 대응하여 흠막이벽의 배면측이 인장으로 나타나지만, 3차원 해석시에는 굴착면 상·하부에서 다르게 분포한다. 굴착면하부의 경우 부벽부근에서는 2차원 해석과 비슷하게 배면측이 인장으로 나타나지만, 부벽과 부벽사이의 중앙부에서는 반대로 굴착측이 인장인 것으로 나타났다. 굴착면 상부는 하부와 반대의 경향을 보인다.

따라서, 흠막이용 지하연속벽의 철근배근시 굴착면부근에 철근량을 크게하고 그 상하부에서는 철근량을 감소시켜 배근하는 것이 경제적인 것으로 판단된다. 또한 3차원 해석결과를 토대로 하면 흠막이용 지하연속벽의 배면측 및 굴착측 철근량을 심도에 따라 양측을 동일하게 배근하는 것이 좋을 것으로 판단된다.

2.3 실측치와 예측치의 비교

경사계측정에 의한 실측변형을 그림 5(a)의 변형해석결과와 함께 나타내었다. 수평변형은 흠막이벽의 심도인 21.0m까지만 측정하였다. 실측변형형상은 흠막이벽의 선단을 지점으로 하여 벽체가 회전된 형상을 나타내지만, 해석에 의한 예측시와는 달리 굴착면부근에서 굴착측으로 오목한 형상을 보였다. 부벽의 선단지지조건별 흠막이벽의 예측변형량보다는 다소 크게 측정되었다. 이로부터 흠막이벽의 근입심도가 충분하고 부벽의 길이가 흠막이벽보다 상당히 깊게 시공된 경우는 부벽의 선단지지조건이 미치는 영향은 미소함을 알 수 있다.

3 설계인자 변경에 따른 흠막이거동 검토

3.1 흠막이거동에 영향을 미치는 설계인자

부벽식 기법을 사용한 자립식 지하연속벽의 거동에 영향을 주는 설계인자는 지반조건, 굴착심도, 흠막이용 지하연속벽의 심도 및 두께, 부벽용 지하연속벽의 심도와 두께 및 간격, 흠막이벽 선단의 지지조건

등이 있다. 설계인자중 지반조건과 굴착심도는 현장에 따라 다르므로, 본 검토에서는 당초설계조건을 그대로 사용하였다. 즉 흙막이용 지하연속벽의 심도를 당초설계와 동일하게 21.0m로 하고 그 외 설계인자를 표 2와 같이 변경하여 결론적인 측면에서 보다 경제적인 설계를 위한 자료를 제공하고자 하며, 부벽식 기법에 의한 자립식 연속벽의 거동에 가장 큰 영향을 미치는 설계인자를 밝히고자 한다.

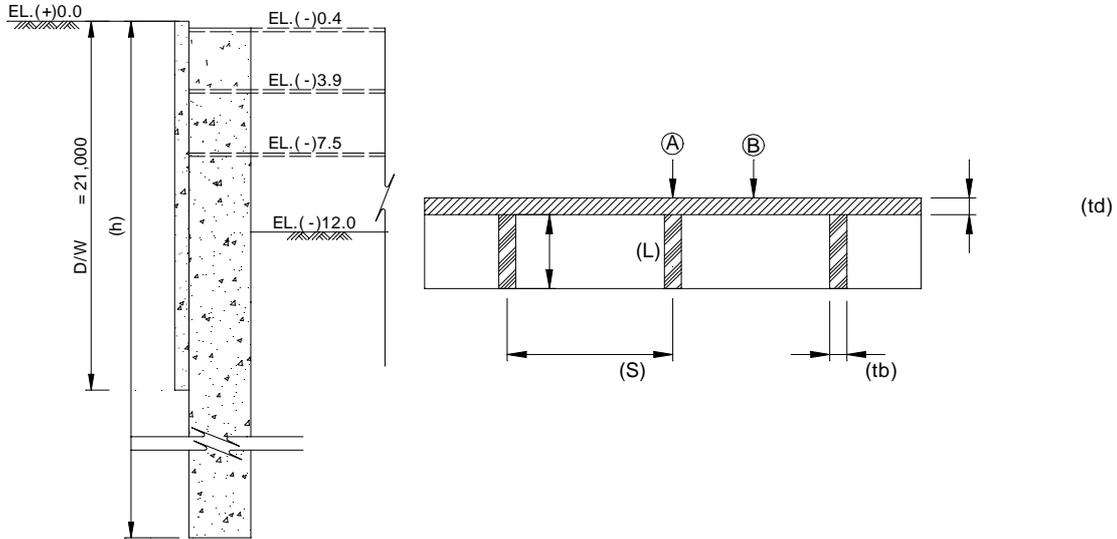


그림 6. 흙막이 거동에 영향을 미치는 설계인자

표 2. 흙막이 거동에 영향을 미치는 설계인자의 적용치

td : 흙막이벽 두께	tb : 부벽 두께	h : 부벽 심도	L : 부벽길이	S : 부벽 간격	선단지지조건
0.6m	0.6m	21.0m			
0.8m	0.8m	24.0m	2.5m	5.0m	Free
		27.0m	3.5m	7.8m	Hinge
1.0m	1.0m	30.5m	4.5m	10.0m	Fix
		35.5m			
		40.5m			

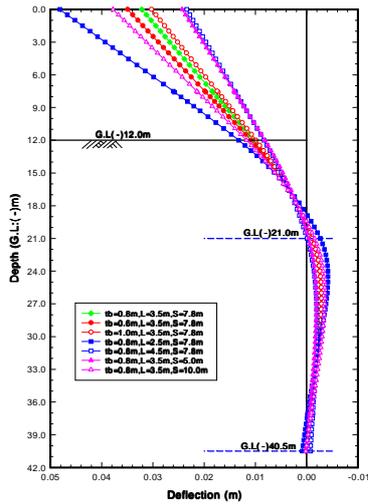
 : 설계시 적용값

3.2 설계인자 변경에 따른 검토결과

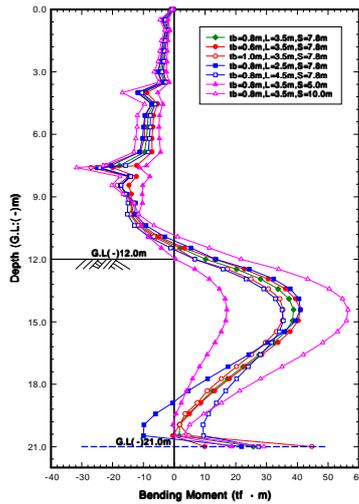
3.2.1 부벽강성의 변화에 따른 특성비교

설계인자중 흙막이벽 두께는 0.8m로 고정상태에서, 부벽심도는 당초 설계와 동일하게 40.5m로 하고 다른 설계인자를 변경하였을 경우에 대해 최종굴착단계에서의 변형과 수직방향 휨모멘트는 그림 7과 같으며, 부벽의 선단지지조건에 따른 차이는 미소한 것으로 나타나므로 이후에는 Free에 대해서만 검토한다.

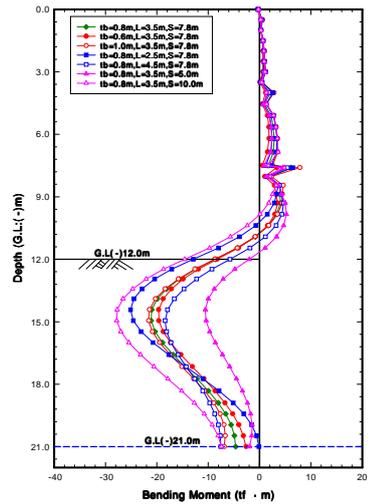
설계인자중 부벽두께(tb), 부벽길이(L) 부벽간격(S)을 표 2와 같이 변경할 경우의 변형은 그림 7(a)에서 나타낸 것과 같이 설계인자를 변경하여도 하부선단에서 벽상단을 향해 변형이 증가는 캔틸레버의 특성을 보이고 있으며, 벽상단의 변형량의 크기변화는 부벽길이>부벽간격>부벽두께 인 것으로 나타난다. 수직방향 휨모멘트는 그림 7(b),(c)에서 나타내었으며, 설계인자를 변경하여도 최대휨모멘트는 최종굴착심도인 G.L(-)12.0m보다 깊은 심도 G.L(-)15.0m에서 발생하고 있다. 휨모멘트의 분포형상은 당초 설계시와 유사하며, 휨모멘트 크기의 변화는 부벽간격>부벽길이>부벽두께인 것으로 나타난다.



(a) 흙막이벽의 변형



(b) A단면 수직방향 휨모멘트



(c) B단면 수직방향 휨모멘트

그림 7. 설계인자 변경시 변형량 및 수직방향 휨모멘트 해석결과

그림 7에 의하면 설계인자를 변경하더라도 변형형상, 모멘트형상은 비슷하고 최대 변형, 최대 모멘트가 발생하는 위치는 거의 동일하므로 최대변형량 및 최대휨모멘트값에 대해서만 부벽두께(tb), 부벽길이(L) 부벽간격(S)중 두가지 인자에 대해서 비교하여 그림 8 ~ 그림 10, 표 3에 나타내었다.

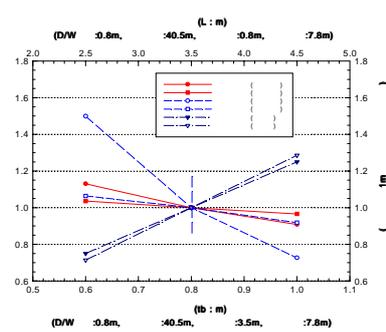
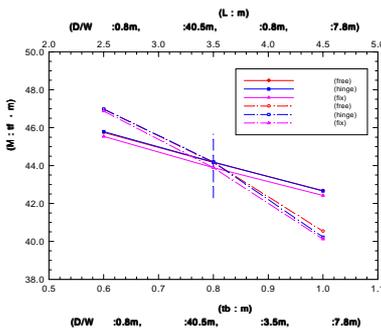
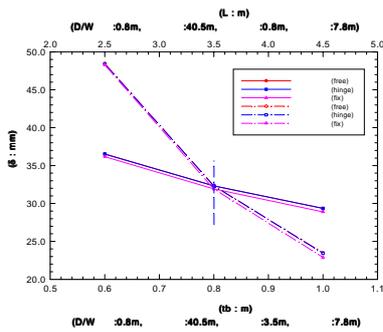


그림 8. 부벽두께-부벽길이 비교

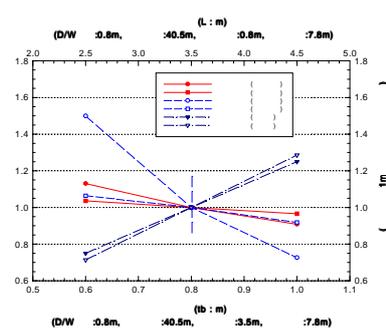
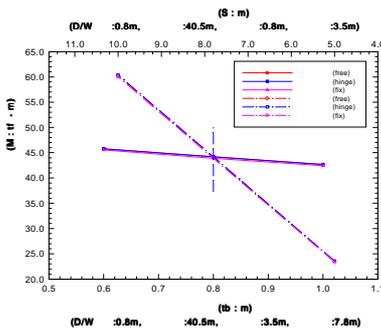
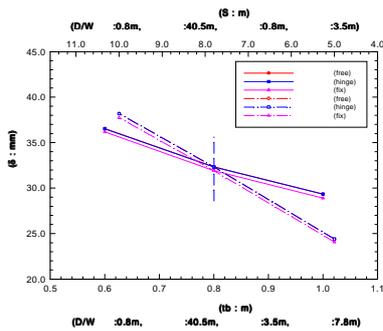


그림 9. 부벽두께-부벽간격 비교

표 3. 체적비가 동일할 경우 설계인자에 따른 변형비 및 모멘트비

체적비	부벽두께(tb)		부벽길이(L)		부벽간격(S)	
	변형량비	모멘트비	변형량비	모멘트비	변형량비	모멘트비
0.8	1.104	1.029	1.349	1.045	1.165	1.333
1.2	0.926	0.973	0.808	0.943	0.913	0.833

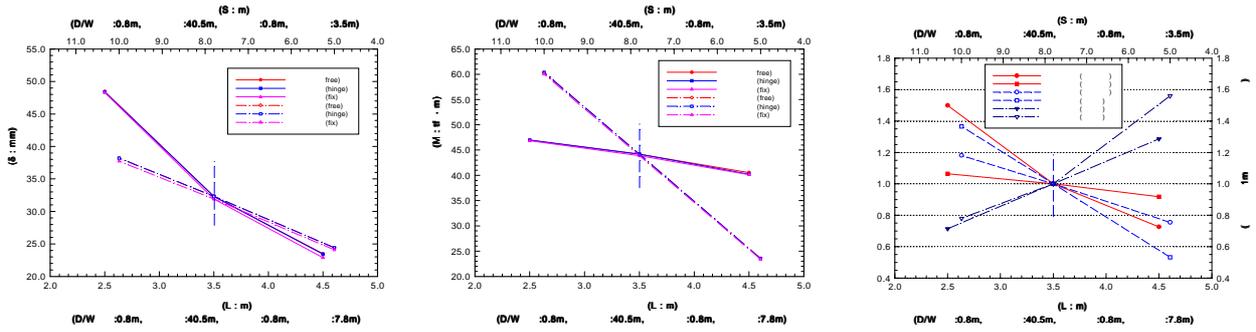


그림 10. 부벽길이 - 부벽간격 비교

그림 8은 부벽두께와 길이를 변화시킬 때 변형량과 최대모멘트의 변화, 시공연장 1m당 당초설계시 단면과의 체적비(이하 체적비)와 변형량비 및 모멘트비를 나타내었다. 그림 9는 그림 8과 동일한 경우에 대해 부벽두께와 간격의 변화에 대해 비교하였고, 그림 10은 부벽길이를 간격의 변화에 대해 비교하였다. 표 3은 그림 8 ~ 그림 10을 토대로 같은 체적비에 대한 변형률비 및 모멘트비를 나타내었다.

검토결과 부벽두께와 길이의 관계에서는 동일한 체적으로 증감시킬 경우 부벽두께 보다는 부벽길이의 변화에 따른 변형량 및 모멘트의 변화가 큰 경향을 보인다. 이는 단면을 줄여서 공사비를 감소시키고자 할 경우는 부벽두께를 감소시키는 것이 유리하며, 안전성을 높이기 위해서는 부벽길이를 길게하는 것이 유리함을 알 수 있다. 또한 부벽두께와 간격의 관계에서는 체적비가 동일할 경우 변형량의 변화는 유사하지만, 최대모멘트의 변화량은 부벽간격을 변화시켰을 때가 크게 나타난다. 그러므로 단면의 변화가 작으면서 흙막이벽의 철근량을 감소시키기 위해서는 부벽간격을 줄이는 것이 유리함을 알 수 있다. 부벽 길이와 간격의 관계에서는 체적비가 동일할 경우 변형량의 변화는 부벽길이를 변화시켰을 때가 큰 것으로 나타났으나, 최대모멘트의 변화량은 부벽간격을 변화시켰을 때가 큰 것으로 나타났다. 따라서, 인접 건물에 민원을 고려하여 흙막이벽 상부의 변형량을 감소시키고자 할 경우에는 부벽간격을 줄이는 것보다는 부벽길이를 늘리는 것이 유리함을 알 수 있다.

그림 11은 부벽두께(tb), 부벽길이(L), 부벽간격(S)의 설계인자에 대한 변형량 및 수직방향 최대휨모멘트의 변화를 나타낸다. 흙막이벽 상부의 허용변형량을 40mm, 설계시 흙막이벽의 단면에 대한 저항모멘트를 46.0tf·m로 보면 부벽두께를 0.8m에서 0.6m로 줄이는 경우에만 원설계시 단면보다 단면을 감소시키면서 허용값을 만족하는 것으로 나타난다.

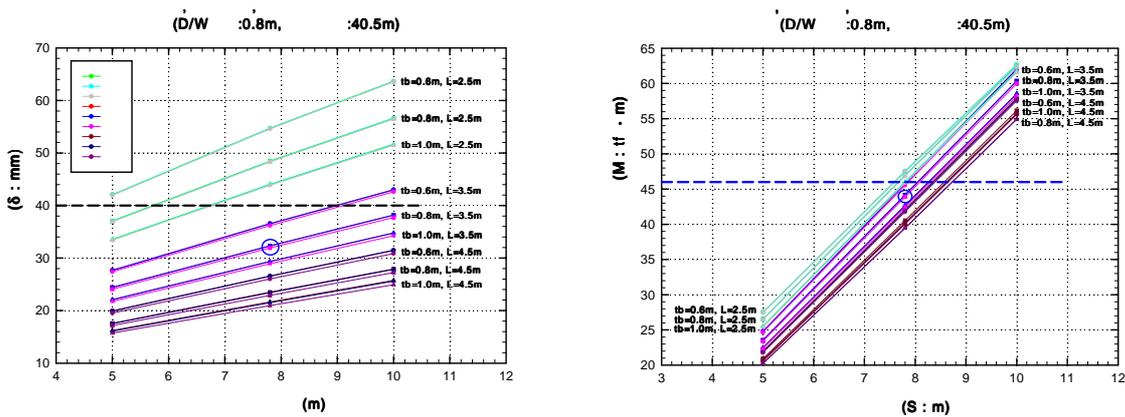


그림 11. 부벽두께, 부벽길이, 부벽간격의 변화에 따른 변형량 및 수직방향 최대휨모멘트

3.2.2 부벽심도와 흙막이벽 두께 변화에 따른 특성 비교

설계인자중 3.2.1절에서 검토한 부벽두께(tb), 부벽길이(L) 부벽간격(S)은 설계시와 동일하게 두고 부벽심도 및 흙막이벽 두께를 변화시켰을 경우의 최대변형량, 최대휨모멘트값을 비교하였다.

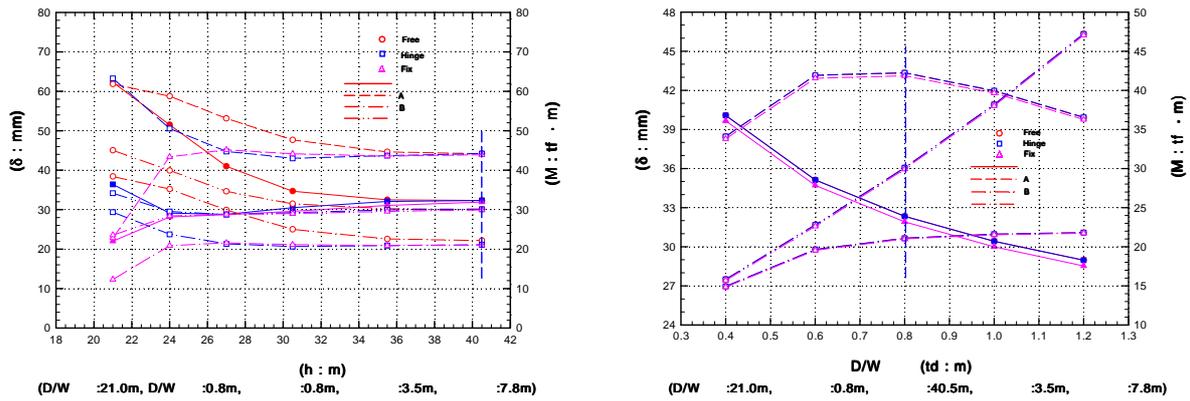


그림 12. 부벽심도, 흠막이벽 두께를 변화시켰을 경우의 최대변형량 및 최대휨모멘트

그림 12에 의하면 부벽심도가 G.L(-)30.0m까지는 부벽선단의 지지조건을 달리하여도 변형량과 최대모멘트값 차이는 미소하지만, 부벽심도가 이보다 얇을 경우는 Free조건이 Hinge와 Fix조건보다 큰 값을 나타낸다. 이는 부벽을 풍화대 지반에 충분히 근입되지 않으면 선단조건을 Fix조건으로 하여 검토하는 것은 불안정함을 알 수 있지만, 부벽이 기초용으로 사용되지 않는다면 부벽의 심도를 당초설계보다 5~10m를 줄여도 흠막이벽으로서의 역할에는 문제가 없는 것으로 판단된다.

변형량의 경우에는 흠막이 두께의 증가에 따라 포물선형태로 감소하지만 A단면의 수직방향모멘트는 0.8m를 기준으로 하여 흠막이 두께의 증감에 관계없이 감소한다. B단면의 중앙부의 모멘트 및 수평방향 모멘트는 서서히 또는 급하게 증가한다. 흠막이벽의 두께를 감소시킬 경우에는 단면의 저항능력도 감소되므로 변형량외에 A단면 수직방향모멘트, B단면 수직방향모멘트, 수평방향모멘트를 함께 고려하여야 할 것으로 판단된다.

4 결론

Strut공법, Anchor공법의 시공이 곤란할 경우 적용될 수 있는 부벽식 기법을 사용한 자립식 지하연속벽공법의 적용사례를 통하여 설계내용과 계측자료를 비교분석하고 설계인자를 변화시켜 검토한 것에 의하면 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 경사계에 의한 실측변형과 설계시 예측변형을 비교하면 흠막이벽의 근입심도가 지반에 충분히 근입되고 부벽의 길이가 흠막이벽보다 상당히 길면 부벽의 선단지지조건의 따른 차이는 미소하였다.
- 2) 흠막이거동에 영향을 미치는 설계인자중 부벽두께, 부벽길이, 부벽간격을 달리하여 검토하였을 경우 부벽의 선단지지조건에 따른 차이는 미소하였고, 동일한 체적비(동일한 단면의 증감)에 대한 변형량 및 수직방향 모멘트의 변화량의 비율은 변형량의 경우 부벽길이>부벽간격>부벽두께 이며, 모멘트의 경우는 부벽간격>부벽길이>부벽두께 이다.
- 3) 설계인자중 부벽심도에 변화에 따라서는 어느 심도이하가 되면 선단지지조건에 따라 변형량 및 모멘트의 크기의 차이가 크게 나타났으며, 흠막이벽의 두께의 변화에 따라서는 선단지지조건에 관계없이 변형량은 감소하고 모멘트는 증가하는 경향을 보였다. 그러나 부벽부근의 수직방향 모멘트는 0.8m를 기준으로 하여 두께의 증감에 따라 감소하였다.
- 4) 2, 3차원 해석결과는 유사하지만 엄밀한 해석을 위해서는 두가지 해석 모두를 검토할 필요가 있음을 알 수 있다.

5 참고문헌

1. 일산브라운스톤 신축공사 토지굴착계획서 - (주)동아지질 (2003)
2. 일산브라운스톤 신축공사중 흠막이 굴착공사에 따른 계측관리 보고서 - (주)동아지질 (2003)
3. 清廣歳(1994), RC 地中壁によるT型山留め壁を用いた自立山留めの解析法と実測挙動 - 土と基礎