

양방향 말뚝재하시험(BD PLT)을 적용한 초고층 건축구조물의 기초설계 및 시공사례

A Case Study of a Foundation Design and Construction of a High-rise Building Applying Bi-directional Pile Load Test(BD PLT)

김성호¹⁾, Sung-Ho Kim, 이민희²⁾, Min-Hee Lee, 황근배³⁾, Geunbae Hwang, 최용규⁴⁾, Yongkyu Choi

¹⁾ (주)진영이엔씨 대표, President, Jinyoung ENC

²⁾ (주)지 텍크 대표이사, 공학박사, President, Ph.D, G-TEC Ltd.

³⁾ (주)지 텍크 과장, Manager, G-TEC Ltd.

⁴⁾ 경성대학교 건설·환경공학부 교수, Professor, Dept. of Civil & Environmental Eng. Kyungshu Univ.

SYNOPSIS : New Songdo city is currently developing on the reclaimed land on a marine deposit and among the development the four sixty-four(64) stories high rise buildings are under construction at block 125. The ground condition of the site is comprised of a deep seated weathered rock stratum under a soft marine deposit layer. As a foundation system, a bored pile was planned to transmit the applied load to the stable layer. In this study, the behavior of the weathered rock especially locating at a upper part having a weak strength(HWR, MWR) has been evaluated through series of bi-directional pile load test(BD PLT) carried out on the 3 drilled shafts socketed in a weathered rock layer in a design stage. It has been planned to increase the effect of the tests that the length of test piles was prepared short enough to perform the test under a high stress. The summary of the design reflecting the test results has been made up. In addition, the 4 bi-directional pile tests executed on the working piles during the construction stage for the purpose of confirmation and the evaluation of the adequacy of the pile behaviors have been included in this study.

Keywords : drilled shafts, design stage, HWR, MWR, bi-directional pile load test(BD PLT), construction stage

1. 서 론

송도 신도시는 해성 퇴적층 위에 준설 매립된 지반 상에 현재 개발이 진행되고 있으며 이중 단지 125 Block에 64층 4개동의 초고층 건물이 건설되고 있다. 해당부지의 지층은 연약한 해성퇴적층 하부로 풍화대층이 깊게 발달되어 있으며 기초는 현장타설 말뚝을 사용하여 상부의 하중을 안정된 지층에 지지하도록 계획하였다.

본 사례 연구에서는 설계단계에서 풍화대층에 3개의 축소 시험 현장타설말뚝(직경 1,200 mm)을 시험 시공한 후 일련의 양방향 말뚝재하시험을 시행하여 특히 풍화대 상부에 위치하는 강도가 약한 풍화암(HWR, MWR)의 거동특성을 평가하였다. 시험 말뚝의 길이는 짧게 하여 되도록 높은 응력에서 효과적으로 시험을 수행하도록 계획하였으며 이를 설계에 반영하였다. 또한 실제 시공단계에서 사용말뚝(직경 2,000mm)에 대하여 4개의 확인 시험용 양방향 재하시험이 시행되었으며 그 결과를 분석하여 사용말뚝에

대한 거동의 적정성을 평가하였다.

2. 설계단계의 양방향말뚝재하시험 수행

2.1 양방향말뚝재하시험의 목적

현장타설말뚝은 상부하중을 하부 안정된 지층에 전달하도록 설계하여야 하는데 통상 안정된 지층으로 암반지층에 근접시켜 주변마찰력 및 선단지지력이 충분히 확보되도록 설계한다. 그러나 당 부지의 지층은 풍화의 정도가 보통에서 높은(moderate to high)정도의 풍화대가 대체적으로 60~80m 정도의 깊은 심도까지 발달되어 있으며 일부에서는 하부에 나타나는 풍화도가 적은(SWR) 암반층 하부에서 다시 풍화도가 증가되는 경우도 확인되었다.

따라서 말뚝시공의 효율성 및 경제성 등을 고려하여 상부 풍화대층의 말뚝거동 특성을 파악하여 기초를 설계하도록 계획하였으며 특히 주변마찰거동을 중점적으로 검토하였다. 일반적으로 풍화가 비교적 발달된 풍화대 지층은 넓은 범위의 강도 및 변형특성을 갖고 있으므로 이를 보다 명확히 하기 위하여 말뚝재하시험을 시험말뚝 3개소에 대하여 수행하였으며 해당 위치에는 각각 시추조사 및 공내재하시험 및 시료시험을 시행하여 지반의 특성을 파악하였다. 설계단계에서 시험시공된 시험말뚝(직경 1,200mm)에 대하여 하중재하장치를 말뚝선단부 근처에 설치하여 시행하는 양방향오스터버어그셀말뚝재하시험(BD O-Cell PLT)을 적용하였다.

2.2 지층 개요

당 부지의 지층은 상부로부터 준설패립층(두께 6m), 실트 및 점토성분이 주를 이루는 해성퇴적층(두께 22m), 풍화잔류토층(두께 7m), 풍화암층으로 분포하고 있었다. 지반은 흑운모 화강암을 근간으로 편암이 관입되어 있으며 화강암의 입자구성이 조립에서 세립까지 다양하게 관찰되었다.

관입접촉 지역 특성에 따라 파쇄대가 발달하였으며 강도 및 풍화도가 매우 불규칙한 상태로 조사됐다. 시추조사는 시험말뚝 위치 3개소에서 각각 수행되었으며 조사된 지층 및 암반시험 결과를 요약하면 표 1 및 표 2와 같다.

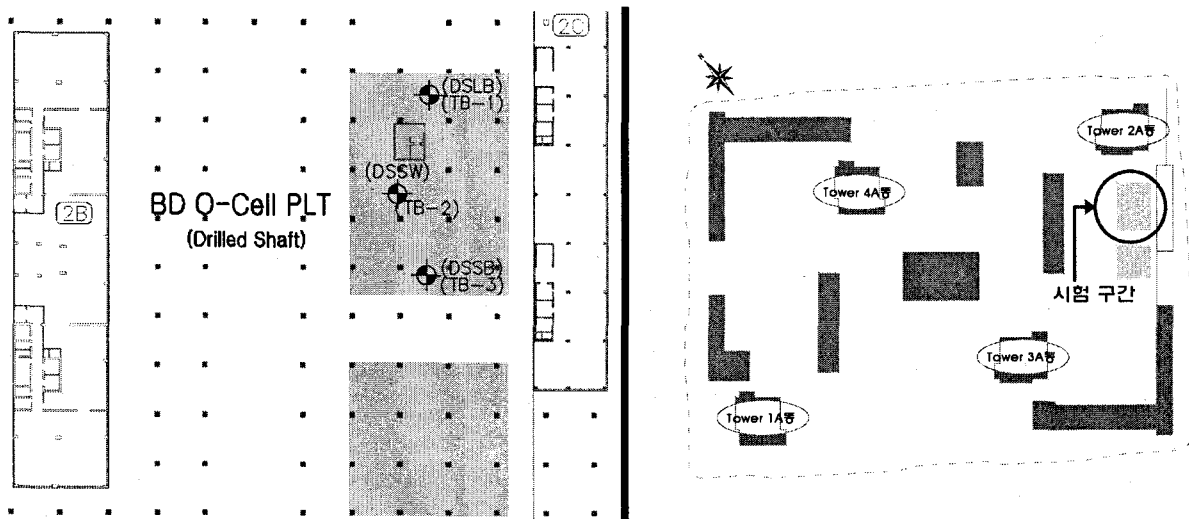


그림 1. 설계단계의 시험말뚝 시공 위치 및 지반조사 위치도

표 1. 설계단계의 시험말뚝 시공위치의 지층 요약

지반조사위치	지층 두께 (단위 : m)						
	준설매립	해성퇴적	풍화토	풍화암/기반암			
				HWR	MWR	SWR	FSR
TB-1	5.7	22.8	7.0	12.5	14.3	11.7	7.0
TB-2	6.6	22.2	7.2	9.1	4.3	11.0	-
TB-3	6.5	22.3	4.8	13.8	30.7	-	-

표 2. 설계단계의 시험말뚝 시공위치의 지압반시험 요약

	공내재하 시험(MPa)		1축압축강도 (MPa)	마모율 (% , MWR)
	PL	Ep		
평균	14.7 (HWR, MWR)	9,070 (HWR, MWR)	370 (SWR) 49 (MWR)	36.4
표준편차	4.9 (HWR, MWR)	7,080 (HWR, MWR)	140 (SWR) 16 (MWR)	3.1

주)

1. 공내재하시험은 P_y 값의 1.5배를 P_L 로 가정함
2. 마모도 시험 후 손실입자의 입도 시험결과 입경은 중간~굵은 모래(medium to coarse sand)이며 #200체 통과율 4%임

2.3 설계단계의 시험말뚝 개요

시험말뚝으로는 직경 1,200mm(유효직경 1,050mm)의 현장타설 콘크리트 말뚝 3개를 시험시공하였으며 토사구간은 케이싱을 이용하고 해머그랩을 그리고 하부 암반층 구간은 RCD장비를 이용하여 굴착하였다. 암반층에서는 주변마찰력에 대한 벤토나이트의 영향을 검토할 목적으로 벤토나이트 안정액 및 청수를 별도로 사용하였다. 시험말뚝의 시공심도는 풍화가 크게 진전된 풍화대(HWR, MWR) 지층을 위주로 하여 결정되었다. 설계단계의 양방향말뚝재하시험 계획을 요약하면 표 3과 같다.

표 3. 설계단계의 시험시공말뚝에 대한 시험계획 요약

시험말뚝 번호	지층 조건		시험 깊이	최대 시험하중
	상부	하부		
TP1	HWR	SWR	-39.0m/E.L	11.8 MN
			-56.2m/E.L	15.7 MN
TP2	HWR	MWR	-40.0m/E.L	15.7 MN
TP3	HWR	MWR	-43.8m/E.L	15.7 MN

주)

1. E.L±0≒G.L-6.8, E.L±0 : 인천지역 평균해수면(M.S.L)
2. TP1과 TP3은 벤토나이트용액을 굴착안정액으로 사용.

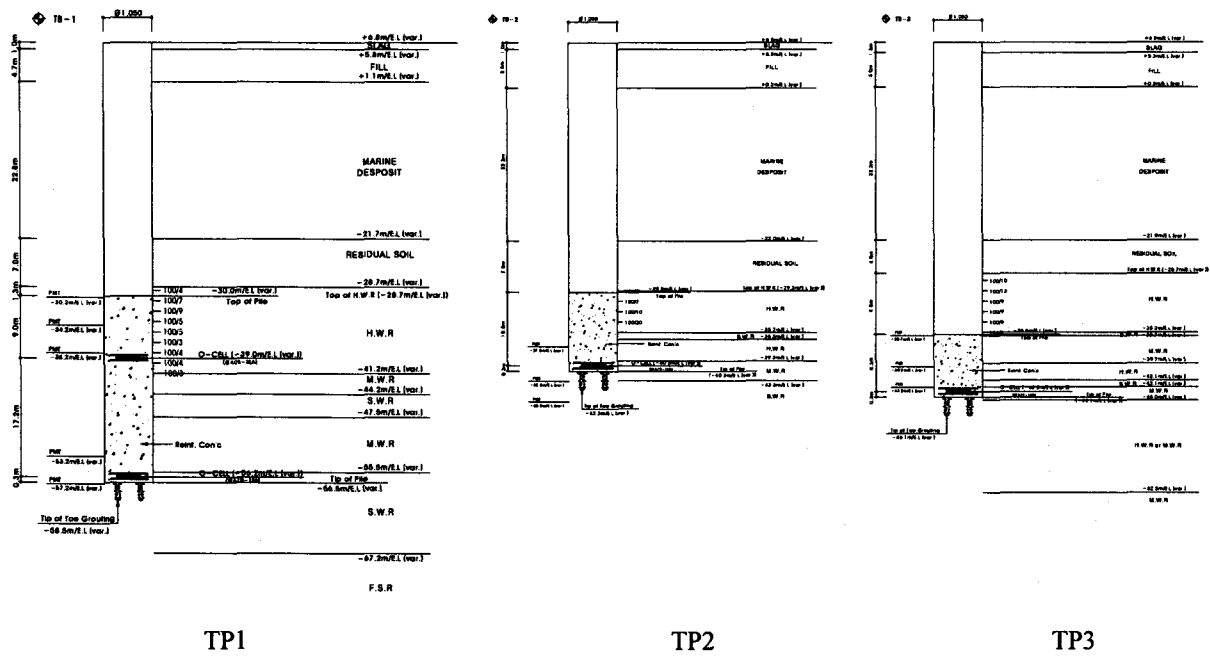
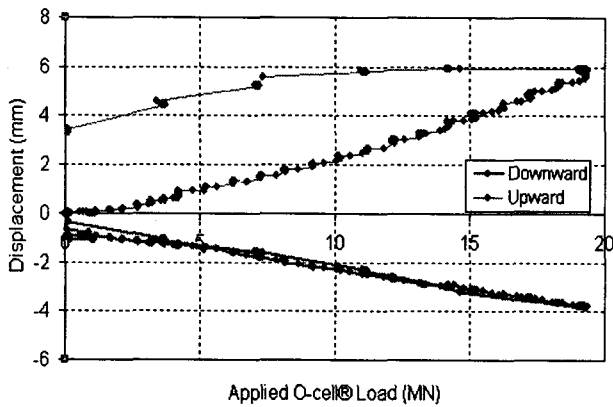


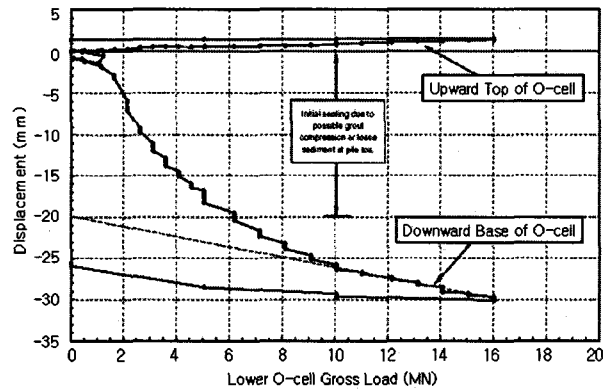
그림 2. 설계단계의 시험시공말뚝의 시공 단면도

3. 양방향말뚝재하시험 결과 및 평가

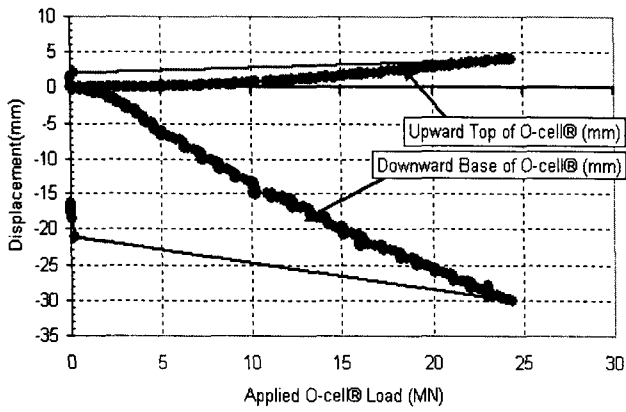
총 4회의 양방향말뚝재하시험이 수행되었으며 이를 요약하면 표 4와 같다. 여기서 TP1에는 풍화대 상부와 말뚝선단위치에 2단으로 양방향재하장치를 설치하여 재하시험을 수행하였다.



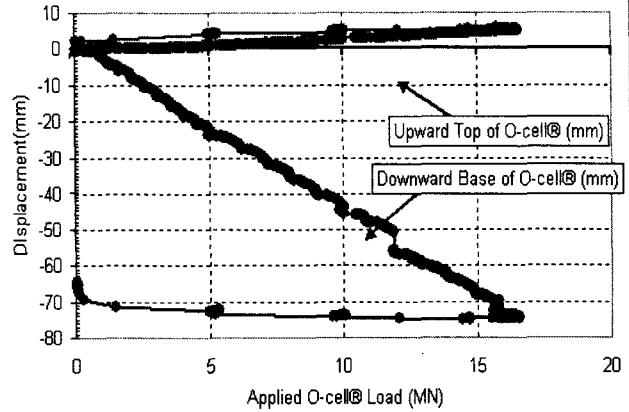
TP1 (상부 E.L.-39.0m)



TP1 (하부 E.L. -56.0m)



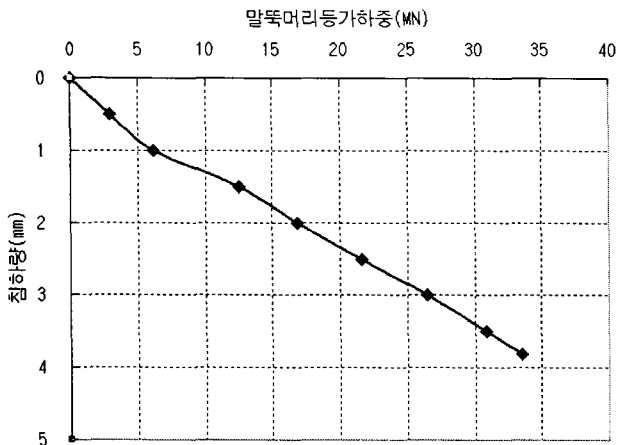
TP2



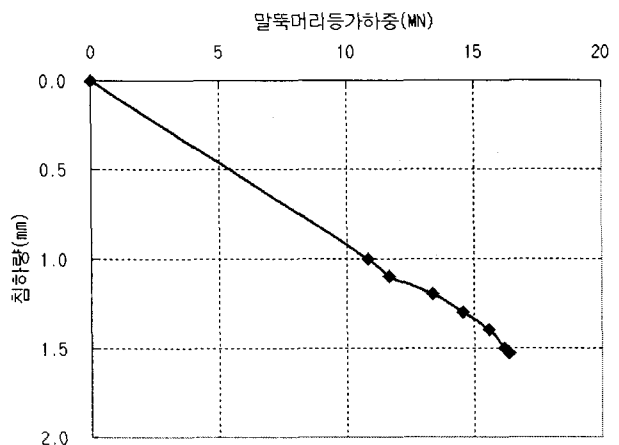
TP3

그림 3. 설계단계의 시험말뚝에 대한 1방향재하하중-침하 곡선

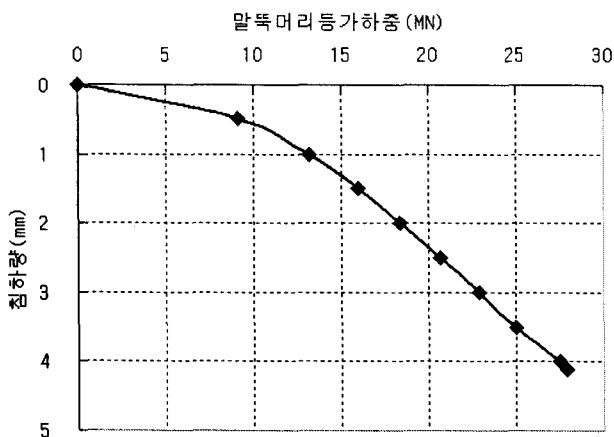
그림 3의 1방향재하하중-침하곡선을 이용하여 말뚝머리등가하중-침하량 곡선을 그림 4에 도시하였으며, 설계단계의 시험시공말뚝 TP1~3에서 양방향말뚝재하시험의 결과를 표 4에 요약하여 나타내었다.



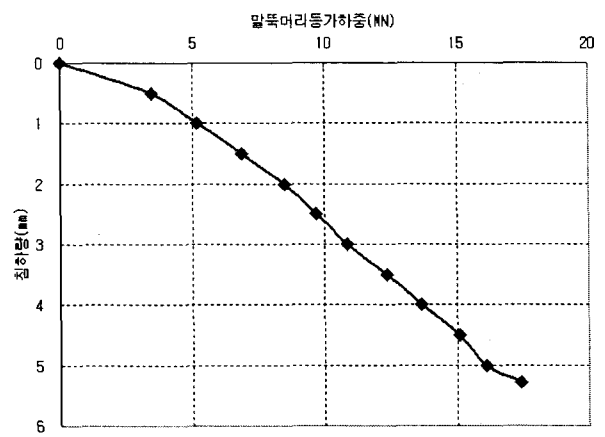
TP1 (상부 E.L.-39.0m)



TP1 (하부 E.L.-56.0m)



TP2



TP3

그림 4. 설계단계의 시험말뚝에 대한 등가하중-침하량 곡선

표 4. 설계단계의 시험말뚝에 대한 양방향말뚝재하시험 결과 요약

재하시험 위치	지지 형태	유효 하중(MN)	침하량(mm)	평균시험응력(kPa)
TP1(상부)	주면 마찰	19.02	5.3	620
TP1(하부)	선단 지지	16.35	30.1	18,882
TP2	주면 마찰	24.35	4.5	636
	선단 지지	24.77	31.2	28,606
TP3	주면 마찰	15.93	5.0	514
	선단 지지	16.38	74.2	18,917

그림 3 및 4의 양방향말뚝재하시험 결과를 분석하면 다음과 같이 요약할 수 있다.

- ① 하중-침하 관계로부터 시험은 기초의 항복이 나타나기 전에 계획재하용량까지 재하된 것으로 판단되었다.
- ② 주면마찰력의 지지강성이 선단지지력의 강성에 비하여 매우 높은 특성을 보이므로 실제 하중의 전달은 주면마찰력이 대부분을 차지하는 것으로 평가되었다.
- ③ 주면마찰력의 평균 저항 응력은 514~636kPa 범위로 평가되었으며, 따라서 허용 주면 마찰력은 안전율 2를 적용하여 275~422kPa 범위로 평가되며 설계 허용마찰력 값은 294kPa 정도로 선정함.
- ⑤ 주면마찰력에 의한 변위는 재하하중 범위에서 5.0mm정도로 평가되며 이때 마찰강성은 120kPa/mm로 평가되었다.
- ⑥ 시험결과 벤토나이트 안정액을 사용할 경우 주면마찰력에 특별한 영향을 미치지 않는 것으로 평가되었다. 그러나 안정액의 영향은 안정액 관리와 관계가 밀접하므로 이에 대하여 별도로 고려되어야 할 것으로 생각되었다.
- ⑦ TP1~4 시험 결과 말뚝기초 하부에 일부 슬라임(Slime)이 침전된 것으로 추정되었으며 이에 따른 말뚝선단부 침하량은 각각 약 38, 30, 30, 75mm 정도로 평가되었다.

4. 양방향말뚝재하시험 결과를 이용한 설계

설계하중은 말뚝구조의 부재력 및 배치 등을 고려하여 본당 26.5MN 그리고 직경 2,000mm의 현장타설 말뚝이 사용말뚝으로 적정할 것으로 평가되었으며 풍화대 지반의 큰 저항 강성도를 고려하여 주면마찰 말뚝으로 검토하였다. 말뚝의 근입심도 및 침하거동은 시험말뚝의 결과를 토대로 평가하였다.

4.1 사용말뚝의 주면마찰력 평가

주면마찰응력 산정공식으로 부터 말뚝의 허용 주면마찰응력을 평가하여 양방향말뚝재하시험 결과와 비교하였다.

(1) Kulhawy and Phoon(1993)

$$\tau_{\max} = \sigma_c [\sigma_c / 2P_a]^{-0.5}$$

$$\text{Upper bound} = 1.5 \tau_{\max}$$

$$\text{Lower bound} = 0.5 \tau_{\max}$$

여기서, σ_c 는 암석의 1축 압축강도(MPa)이며 P_a 는 대기압(0.1MPa)이다.

$$\tau_{\max} = 0.99 MP_a$$

$$\tau_a = 0.33 MP_a = 330 \text{ kPa (안전율=3)}$$

(2) FHWA 방법

$$\tau_{max} = \alpha S_u$$

PMT(Pressuremeter test)결과로부터 Amar et al.(1975)이 제안한 관계를 사용하면 다음과 같다.

$$S_u = \frac{P_e - P_0}{5.5}$$

여기서, α = 경험계수(0.55)

S_u = 비배수 전단강도

P_e = 프레스미터의 극한응력, 15MPa

P_0 = 프레스미터의 정지응력, 2MPa

$$\tau_{max} = 1.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_a = 0.43 \text{ MPa} = 430 \text{ kPa (안전율=3)}$$

양방향말뚝재하시험 결과로부터 설정한 설계 허용주면마찰력 294kPa은 상기 검토내용과 비교적 비슷한 것으로 평가되었다. 그러나 상기 지지력산정식들의 국내 풍화대지반에서의 적용성을 확보하기위하여 지지력산정공식에 대한 연구는 지속적으로 수행되어야 할 것으로 기대된다.

사용말뚝의 근입깊이(l)은 다음과 같이 산정하였다.

$$l = \text{하중}(26.5\text{MN}) \div [\text{허용설계지지력}(294\text{kPa}) \times \text{주면장}(5.74\text{m})] = 15.7\text{m}$$

이상의 검토로부터 26.5MN을 지지하는 사용말뚝의 길이는 토사구간의 지지력은 무시하고 암반내 근입깊이 18.0m로 결정하였다.

4.2 사용말뚝의 침하량 평가

사용말뚝의 침하량은 그림 5에 제시된 흐름도에 따라 산정하였다. 즉, 시험말뚝에 대한 양방향말뚝재하시험 결과를 토대로 역해석을 수행하고 이를 통하여 풍화암 지층의 물성치를 평가하여 침하량을 산정하였다. 여기서 해석코드는 Pentagon 3D를 사용하였다.

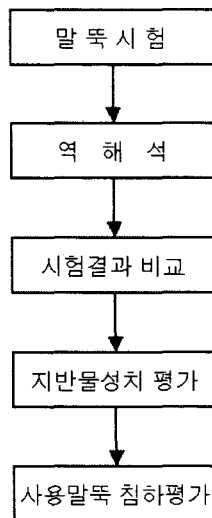


그림 5. 설계시 사용말뚝의 침하량 평가 흐름도

수치해석결과 말뚝 근입부의 풍화암반의 물성치는 700MPa 정도로 평가되었다. 이는 PMT로부터 측정된 풍화암반(MWR)에 대한 평균 탄성계수 $E_s = 900\text{MPa}$ 과 비교하여 볼 때 다소 낮은 것으로 평가되었다.

이에 기초하여 사용말뚝에 대한 해석을 그림 6과 같은 모델을 기초로 수행 하였다.

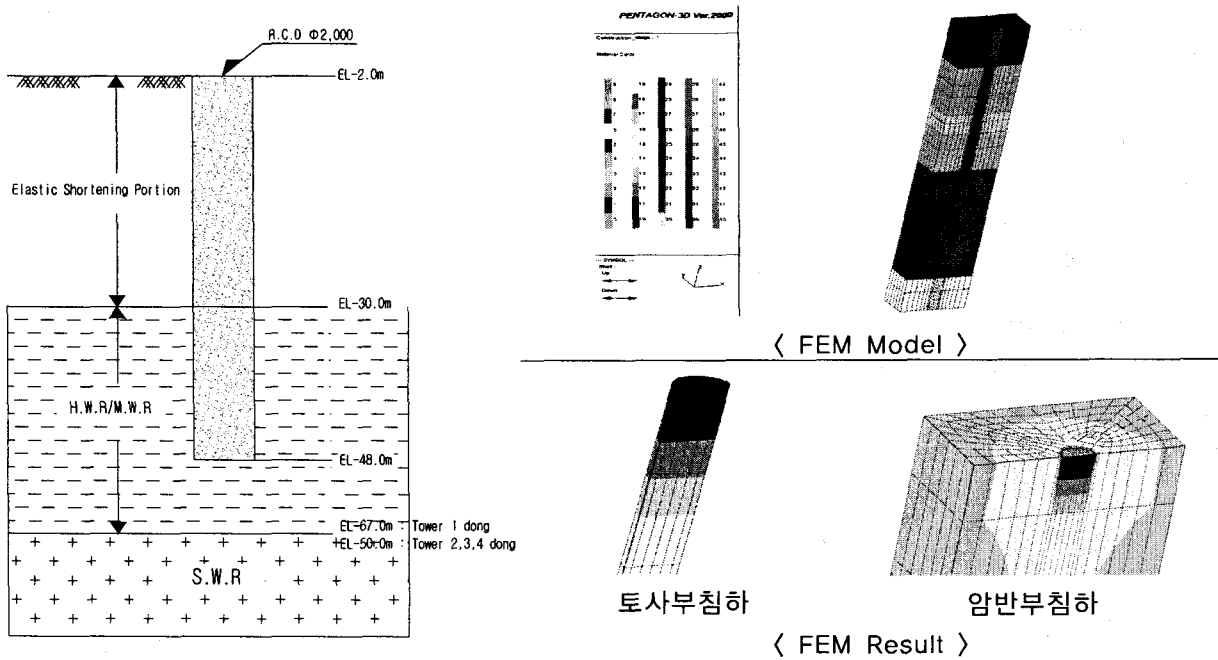


그림 6. 설계시 사용말뚝에 대한 해석조건 및 모델

해석결과를 요약하면 표 5와 같다. 해석결과 상당량의 침하가 토사부내 말뚝의 탄성수축으로 평가되었으며 실제 암반부의 침하량은 7.5~10.5mm 정도로 비교적 적게 발생되었다.

표 5. 설계시 사용말뚝에 대한 해석결과 요약

Tower	축하중(MN)	토사부 침하(mm)	암반부 침하(mm)	총침하(mm)	말뚝 스프링값(kN/m)
Tower-1A	26.5	11.0	10.5	21.5	1226
Tower-2A					
Tower-3A	26.5	11.0	7.7	18.7	1412
Tower-4A					

5. 시공단계에서 양방향고유압말뚝재하시험 수행 및 안정성 검증

5.1 시험말뚝인 사용말뚝의 개요

본 프로젝트에서는 시험시공된 축소말뚝에 대하여 설계목적의 양방향말뚝재하시험을 실시하고 이 결과를 토대로 설계를 수행하였으며, 설계하중 26.5MN, 직경 2,000mm의 현장타설말뚝으로 설계하였다. 또한 설계에서 제시된 사용말뚝에 대하여 시공초기단계에서 양방향고유압말뚝재하시험(BDH PLT)을 실시하였으며, 사용말뚝의 제원은 표 6과 같다. 말뚝의 직경은 2,000mm로 모두 동일하며, 1방향 재하시험의 시험계획하중은 39.2MN이었다. 여기서 재하용량은 설계하중의 2배인 53MN으로 설정하는 것이 원칙이었지만 시험비용의 제한과 현장여건으로 인하여 설계하중의 1.5배로 정하였다. 그러나 상향/하향 변위가 거의 비슷하게 발생할 수 있도록 고유압재하장치의 위치를 조정하여 시험효과를 극대화시킬 수 있도록 하였다. 그 결과 시험계획에서 예측하였던 바와 같이 상/하향 변위가 비슷하게 발생하여 설계하중의 지지여부에 대한 확인은 충분하게 이루어 졌다.

표 6. 시공단계의 시험말뚝인 사용말뚝의 제원

시험말뚝명	직경(mm)	길이(m)	설계하중(MN)	1방향 재하시 시험계획하중(MN)
1A	2,000	38.5	26.5	39.2
2A		41.5		
3A		42.5		
4A		41.5		

5.2 양방향고유압재하장치의 설치

본 양방향말뚝재하시험에 사용된 고유압재하장치제원은 표 7과 같으며, 계획최대재하하중이 9.8MN(최대용량 11.8MN)인 실린더 4개가 사용되었고, 재하장치를 말뚝선단으로부터 5m의 상부에 고정시키고 변위측정용 강봉(telltale)을 상판에 2개, 하판에 2개를 설치하여 상판 및 하판의 변위를 측정하였다. 또 상판과 하판 사이에는 LVDT를 설치하여 재하장치의 팽창 변위를 측정하였다.

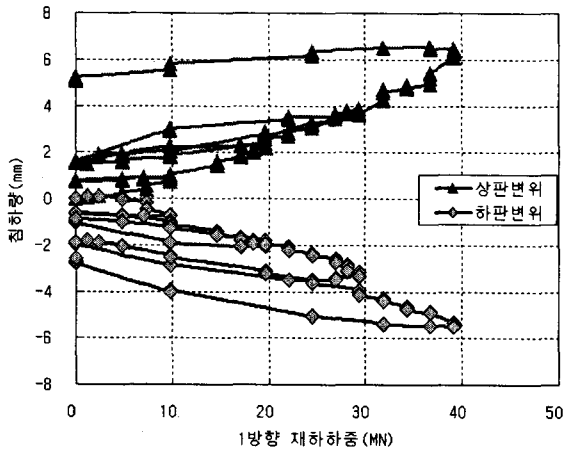
표 7. 시공단계에서 사용한 고유압재하장치 제원

장비명	규격	수량
1. 유압잭 및 펌프	- 고유압잭(사용압력 : 147MPa, 최대하중 : 19.8MN) - 펌프(최대 압력 : 177MPa)	4 개 1 개
2. 유압호스	- 고압력 호스(177MPa) : 70m - 저압력 호스(68.6MPa) : 70m	1 개 1 개
3. 변위계(LVDT)	- 최대 범위 : 0~200mm(4 ea) - 정도 : 1/1000mm	4 개
4. 마그네틱 베이스	- 영구 자석식	6 개
5. 기준보 및 고정앵커	- I형 보 : 4m - 고정앵커 스크류 : 1m 60cm	4 개 4 개
6. 텔테일	- 텔테일 개당 길이 : 1.5m (60m × 4 개소/1.5m = 160개)	1 식
7. 유압 연결 장치 및 부속장비	- 고압용 연결 장치, 멩키스페너, 바이스 플라이어, 렌치 등	1 식
8. 자동화 측정 시스템	- TDS 303 - 스위치박스(50 채널: 2개) - 데스크탑 컴퓨터 - Data Logger Program	1 식

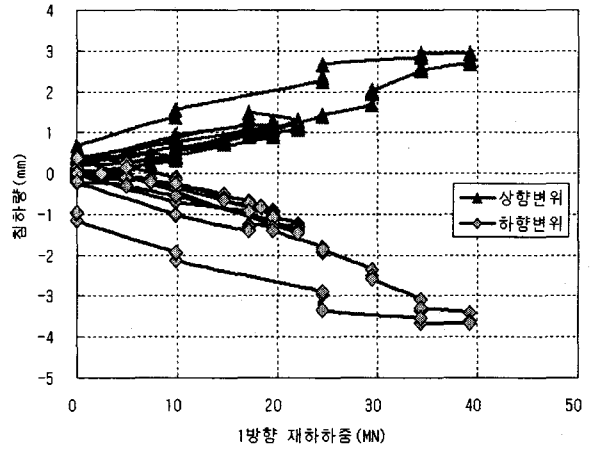
5.2 양방향고유압말뚝재하시험 결과

시공중 사용말뚝에 대한 양방향고유압말뚝재하시험 결과를 그림 7에 나타내었다. 양방향고유압말뚝재하시험의 재하용량을 충분히 사용하기 위하여 상부반력(주면마찰력)과 하부반력(선단지지력과 주면마찰력)이 상호 평형을 이루는 적절한 위치에 고유압재하장치를 설치하여야 한다. 본 프로젝트에서는 주면마찰력이 선단지지력 보다 크다고 판단하여 하부에 그라우팅으로 보강한 후 하부에서 5m 떨어진 상부에 고유압재하장치를 설치하고 시험을 실시하였다. 시공 중 말뚝재하시험에서는 시험계획단계에서 예상하였던 바와 같이 상판변위 및 하판변위의 발현 양상이 비슷하였다 (그림 7 참조). 상판변위 및 하판변위가 각각 1A에서 6.5mm, 5.5mm, 2A에서 3.0mm, 3.7mm, 3A에서 4.0mm, 3.6mm, 4A에서 4.4mm, 3.4mm 발생하였다.

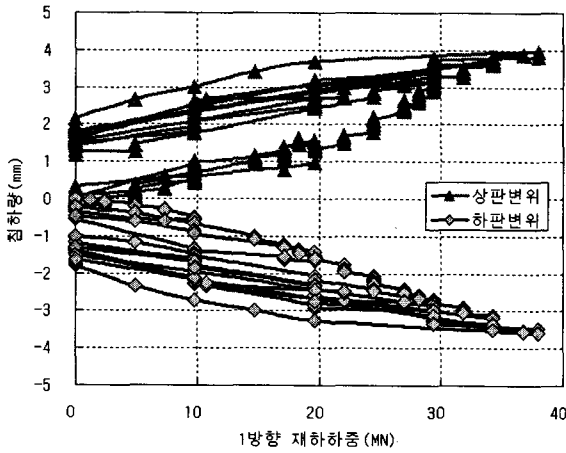
설계단계의 말뚝재하시험 결과에서 주면마찰력이 대부분의 하중을 지지하는 것으로 나타났으며, 시공 초기단계의 사용말뚝에 대한 양방향고유압말뚝재하시험에서는 선단을 그라우팅으로 보강한 후 말뚝선단에서 상부로 5m 떨어진 위치에 고유압재하장치를 설치하고 실시하여 선단지지력도 크게 유발되었다.



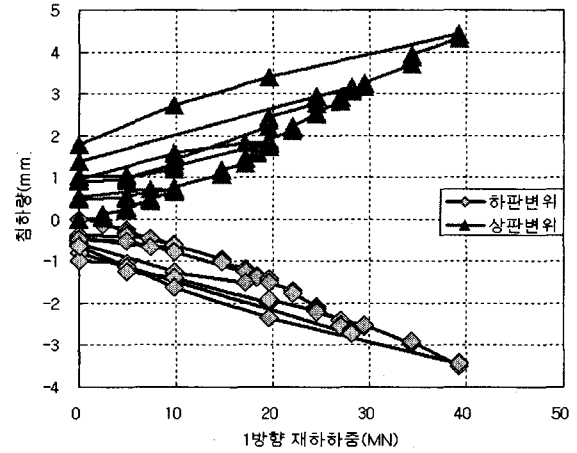
(a) 1A



(b) 2A



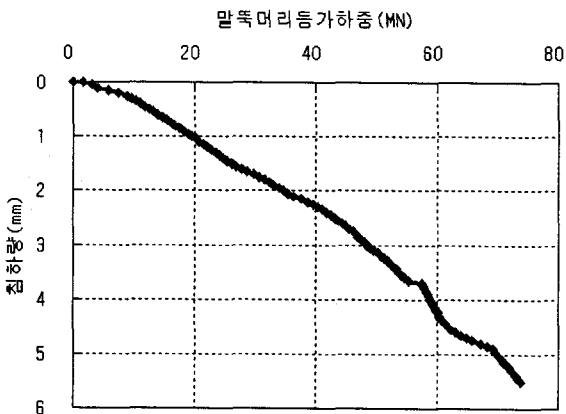
(c) 3A



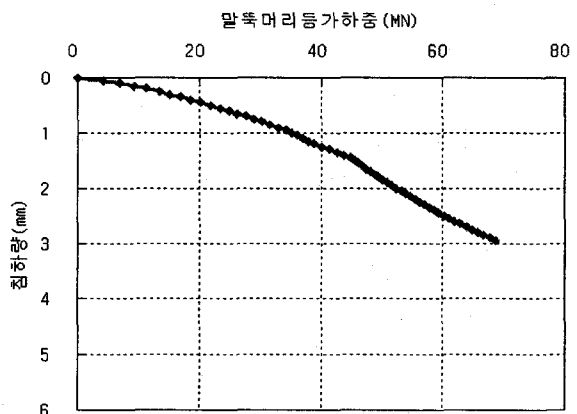
(d) 4A

그림 7. 시공단계에서 사용말뚝에 대한 1방향재하하중-변위 곡선

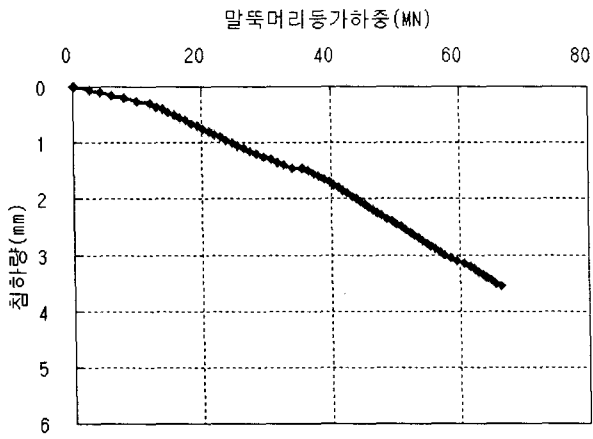
말뚝머리등가하중-침하량 곡선을 그림 8에 도시하였으며, 그림 8에서 보는 바와 같이 모두 탄성침하량 구간내에 드는 것을 알 수 있었으며, 시공단계 사용말뚝 1~4A에서 최대말뚝머리등가하중은 각각 73.8, 68.7, 66.4, 67.6MN으로 산정할 수 있었다.



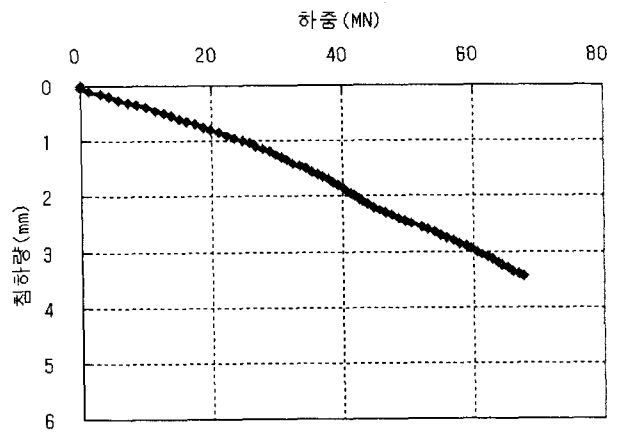
(a) 1A



(b) 2A



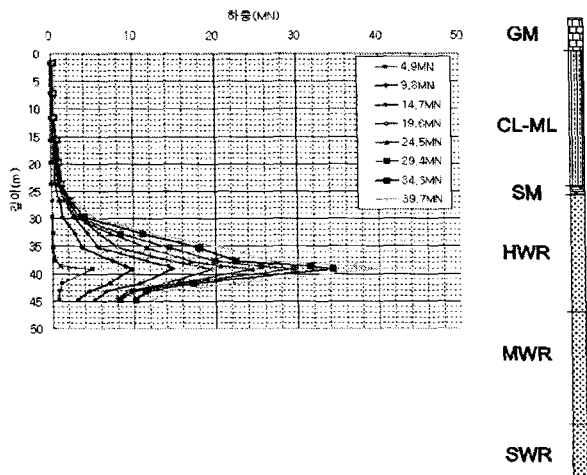
(c) 3A



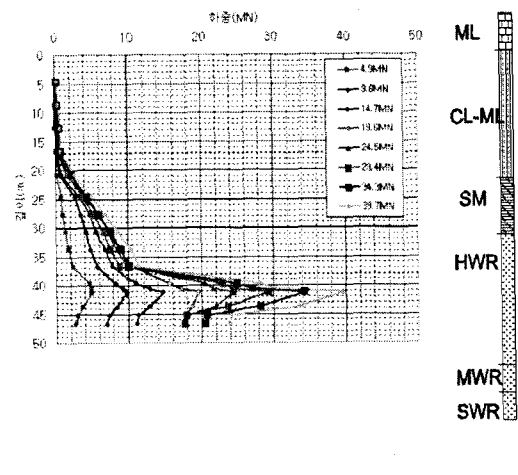
(d) 4A

그림 8. 시공단계에서 사용말뚝에 대한 말뚝머리등가하중-침하량 곡선

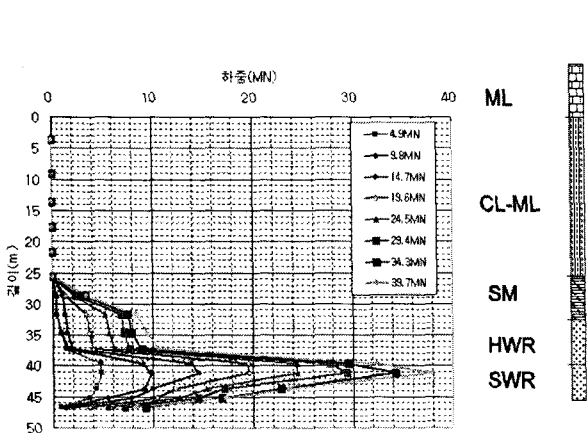
임의 깊이에 축하중전이측정용 센서를 설치하여 축하중전이 양상을 측정하였다. 그림 9는 하중전이시 힘결과에서 구한 마찰지지력 분포도이며, 대부분의 주면마찰력이 풍화토에서 발생하는 것을 알 수 있었다.



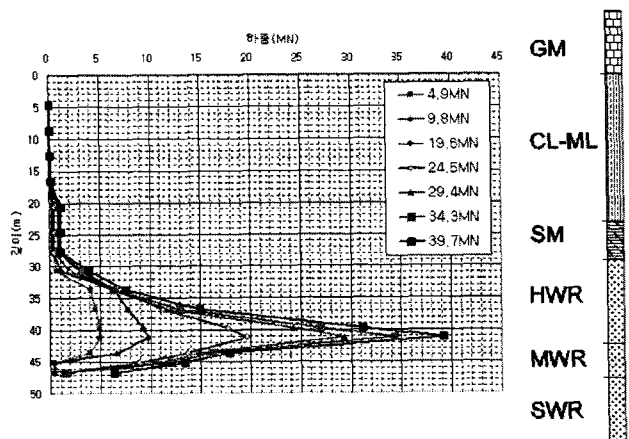
(a) 1A



(b) 2A



(c) 3A



(d) 4A

그림 9. 시공단계에서 사용말뚝에 대한 마찰지지력 측정 결과

6. 결 론

1) 초고층 건축구조물의 대구경 현장타설말뚝에 대한 설계 및 시공 시 양방향말뚝재하시험을 수행하였다. 즉, 설계단계에서는 축소시험말뚝(직경 1,200mm)에 대한 양방향오스터버어그셀말뚝재하시험(BD O-Cell PLT) 결과를 활용하였으며 시공단계에서는 사용말뚝(직경 2,000mm)에 대한 양방향고유압말뚝재하시험(BDH PLT)을 수행하여 안정성을 검증하였다. 이러한 사례는 설계기준에서 제시하고 있는 절차를 잘 준수한 사례로 기록될 것이다.

2) 설계단계에서 암반의 강도가 약한 보통~높은 풍화도의 풍화암(MWR, HWR)에 소켓된 시험말뚝에 대하여 재하시험이 수행되었으며 시험 결과 허용주면 마찰력은 294kPa정도로 평가되었으며 이때 침하는 5mm 이하로 평가되었다.

3) 설계단계에서 축소시험말뚝에 대한 시험 결과 최대 시험하중에서 선단 침하량은 30~74mm 정도 발생한 반면 주면 지지에 의한 상향 변위량은 1.5~6mm 정도 발생되어 해당 풍화암(MWR, HWR)에서는 마찰에 의한 강성이 월등히 높은 것으로 평가되었으며 따라서 말뚝설계는 마찰말뚝으로 계획하였다.

4) 설계단계에서 축소시험말뚝에 대한 시험결과로부터 적정 말뚝길이를 평가하였으며 설계지지력 26.5MN은 풍화대 상부에 위치하는 HWR/MWR에 소켓시키는 것만으로도 충분한 것으로 평가되어 당초 지지층으로 계획된 암반층(SWR/FSR)에 소켓시키는 경우보다 말뚝길이가 축소되었으므로 공사의 효율성 및 경제성이 증진되었다.

5) 시공초기단계에서 사용말뚝 4개소에 대하여 양방향고유압말뚝재하시험을 수행하였다. 시험 최대하중에서 주면 마찰지지에 의한 상향 변위량은 6mm 이하로 측정되었으며 항복은 발생되지 않았다. 따라서 말뚝은 설계하중을 충분히 지지할 수 있는 것으로 평가되었다.

6) HWR/MWR은 상당히 넓은 범위의 지반공학적 특성을 가지고 있으며 또한 모암의 종류와도 밀접한 관계가 있을 것으로 예상되므로 향후 이와 관련하여 상당한 자료가 축적되고 실제 거동과의 상관 관계가 연구되어진다면 풍화가 상당히 진행된 HWR이나 MWR의 설계 시 그 결과는 크게 유용성을 가질 수 있을 것으로 예상된다.

7) 참고로 당 현장의 말뚝기초 위치의 암반은 화강암이었으며 MWR의 평균 1축 압축강도는 4903kPa 정도이며 삼축시험 결과 $\phi=27^\circ$, $c=1177\text{kPa}$ 정도로 측정되었으며 마모도 시험으로 간접적으로 평가된 마모도는 평균 36%로 측정되었고 분해된 잔류토사는 보통~굵은 모래의 입도를 나타내었다.

참고문헌

1. Amar, S., Baguelin, F., Jézéquel, J.F. and Le Méhauté, A.(1975), "In situ shear resistance of clays", *proc. ASCE Spec. Conf. In situ Measurement of Soil Properties, Raleigh*, Vol. 1, pp. 22-45.
2. Kulhawy and Phoon(1993), *Drilled Shaft Side Resistance in Clay Soil to Rock*, GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION.