

대구경 말뚝의 정재하시험시 대구경 경사반력말뚝의 인발거동

The Pullout Behavior of a Large-diameter Batter Reaction Piles During Static Pile Load Test for a Large Diameter Socketed Pipe Pile

김 상 옥* ¹	Kim, Sang-Ok	성 인 출* ²	Sung, In-Chool
박 성 철* ²	Park, Sung-Chul	정 창 규* ³	Jung, Chang-Gyu
최 용 규* ⁴	Choi, Yong-Kyu		

Abstract

The pullout behavior of large-diameter steel pipe piles(diameter = 2,500mm, length = 38 ~ 40m), which were designed as compression piles but used as reaction piles during a static compression load test on a pile(diameter = 1,000mm, length = 40m), was investigated. The steel pipe piles were driven by 20m into a marine deposit and weathered soil layer and then socketed by 10m into underlying weathered and soft rock layers. The sockets and pipe were filled with reinforced concrete. The steel pipe and concrete in the steel pipe zone and concrete and rebars in the socketed zone were fully instrumented to measure strains in each zone. The pullout deformations of the reaction pile heads were measured by LVDTs. Over the course of the study, a maximum uplift deformation of 7mm was measured in the heads of reaction piles when loaded to 10MN, and 1mm of residual uplift deflection was measured. In the reaction piles, about 83% and about 12% of the applied pullout loads were transferred in the weathered rock layer and in the soft rock layer, respectively. Also, at an uplift force of 10MN, shear stresses due to the uplift in the weathered rock layer and soft rock layer were developed as much as 125.3kPa and 61.8kPa, respectively. Thus, the weathered rock layer should be utilized as resisting layer in which frictional force could be mobilized greatly.

요 지

본 연구에서는 직경 1,000mm의 시험말뚝에 대한 압축정재하시험 수행시 반력말뚝으로 사용된 직경 2,500mm의 대구경 경사반력소켓말뚝의 인발거동을 분석하였다. 경사반력말뚝은 풍화암층과 연암층 10m에 걸쳐서 현장타설말뚝으로 소켓되어졌으며, 강관부는 강관과 속채움콘크리트로, 그리고 소켓부는 콘크리트와 철근으로 구성되었다. 각 구성부재에 작용하는 변형율을 측정하기 위해 센서를 설치하였으며, 반력말뚝두부의 인발량을 측정하기 위하여 LVDT를 설치하였다. 정재하시험중 재하된 최대인발하중은 10MN이었으며 최대인발변위는 7mm, 잔류인발변위는 최대 1mm 정도 발생하였다. 인발하중의 83%를 풍화암층에서 그리고 12%를 연암층에서 지지하는 것으로 나타났으며 풍화암에 소켓된 철근콘크리트부와 연암에 소켓된 철근콘크리트부에서 각각 125.3kPa와 61.8kPa의 인발응력이 발생하였다. 따라서, 풍화암층에서도 인발하중을 충분하게 지지하고 있으므로 풍화암층은 마찰력을 크게 발휘하는 지지층으로 사용되었다.

*1 정회원, 현대건설 중앙하수처리장 현장 소장 (Member, Research Director, Hyundai Construction)

*2 정회원, 경성대학교 대학원 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., KyungSung Univ.)

*3 정회원, 부산광역시 건설본부 교량1과장, 경성대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., KyungSung Univ.)

*4 정회원, 경성대학교 건설·환경공학부 부교수 (Member, Associate Professor, Dept. of Civil Engrg., KyungSung Univ., ykchoi@star.kyungSung.ac.kr)

Keywords : Frictional force, Instrumented pile, Large-diameter batter reaction piles, Large diameter socketed pipe piles, Pullout deformation, Static pullout pile load test, Weathered rock layer

1. 서론

일반적으로 현장타설말뚝의 경우 직경 760mm 이상인 말뚝을 대구경 말뚝으로 정의한다(O'Neill, 1999).

대부분의 해상장대교량의 경우에는 두께 12mm 정도의 대구경 강관 케이싱을 희생강관으로 사용하고 강관 케이싱내에 현장타설 철근콘크리트말뚝을 타설하여 대용량의 구조물 하중을 지지하고 있다. 그러나, 광안대로 건설공사에서는 두께 28mm의 강관말뚝을 하중지지를 위한 구조용 부재로 사용하였으며 강관내에는 무근 콘크리트로 속채움을 실시하였다. 그리고, 강관말뚝의 선단부는 연암층 근입부가 짧은 경우에는 무근콘크리트로, 연암층 근입부가 긴 경우에는 철근콘크리트로 연암층에 소켓되었다. 풍화대가 깊은 일부 구간에서는 풍화대에 소켓되기도 하였다.

광안대로 건설공사에서는 직경 2,500mm의 대구경 소켓강관말뚝이 시공되었는데, 일부 구간에서 나타난 깊은 풍화대에서는 시공성이 제한되어 원래의 설계조건처럼 연암층에 까지 말뚝의 선단을 소켓시키는 것은 극히 곤란하였다. 이와 같이 시공중 현장지반조건의 변화로 인하여 원래의 설계조건과 상이하게 시공된 말뚝의 지지력과 침하에 대한 안정성을 검증하기 위하여 말뚝정재하시험을 수행하였다. 직경 2,500mm의 경사 말뚝은 극대구경이어서 정재하시험을 수행하는 것이 극히 곤란할 것으로 판단하였으며, 따라서, 직경만 1,000mm로 축소된 시험말뚝을 연직하게 시공하여 말뚝정재하시험을 실시하였다. 재하방식은 반력말뚝방식으로 하였는데, 시험말뚝의 양쪽에 있는 대구경 경사소켓말뚝을 반력말뚝으로 사용하였다. 여기서, 반력말뚝의 인발에 대한 안정성을 확인하기 위하여 반력말뚝의 강관부에는 강관 변형율계와 속채움 콘크리트 변형율계를, 그리고 소켓부에는 콘크리트 변형율계와 철근 변형율계를 각각 설치하여 인발 축하중전이를 측정하였고, 말뚝두부의 인발변위도 측정하였다.

본 연구에서는 압축하중을 지지하도록 설계된 직경 2,500mm의 경사소켓말뚝을 반력말뚝으로 하여 직경 1,000mm의 시험말뚝에 대한 압축 정재하시험을 실시하였으며, 압축 정재하시험중 대구경 경사반력소켓말뚝에

대한 인발 정재하시험을 동시에 실시하여 인발 거동을 분석하였다.

2. 대구경 말뚝에 대한 압축정재하시험 수행사례

대구경 말뚝에 대한 압축정재하시험 수행시 반력말뚝 방식, 지중앵커 방식, 사하중재하 방식 그리고 복합재하 방식 등을 사용할 수 있는데, 현장의 여건, 시공상태 및 조건, 시험조건 등을 고려하여 재하방식을 결정하여야 한다. 아래에서는 본 논문에서 사용한 재하방식인 반력말뚝 방식에 대한 수행사례를 고찰하였다.

(1) 반력슬러리월을 이용한 사례(Cox 등, 1992)

직경 762mm이고 관입길이 55m인 개단 강관말뚝에 대한 정재하시험에서 최대 설계시험하중 14MN을 작용시키기 위하여 슬러리월(Barrette wall)의 반력을 이용하였다. 4개의 Barrette 패널을 사용하였는데, 각 패널은 폭 0.8m, 길이 4.5m 그리고 깊이 24m이었다.

(2) 대구경 현장타설말뚝을 이용한 사례(Cox 등, 1992)

항타 시공된 직경 762mm이고 관입길이가 30m인 개단 강관 말뚝의 정재하시험에서 30MN의 최대설계시험하중을 작용시키기 위하여 8개의 현장타설말뚝의 반력을 이용하였다. 직경 750mm이고 관입길이가 30m인 현장타설말뚝을 사용하였다.

(3) 대구경 소켓강관말뚝을 이용한 사례(최용규, 2000)

시험말뚝(직경 1,000mm인 소켓강관말뚝)에 대한 정재하시험을 위하여 직경 2,500mm의 경사반력말뚝 2개를 반력말뚝으로 사용하였다. 최대시험하중 20MN을 작용시켰으며 실제로 사용될 말뚝인 경사반력말뚝의 인발하중에 대한 안정성을 확인하면서 시험을 실시하였다.

3. 대구경 경사반력말뚝에 대한 인발정재하시험

3.1 개요

광안대로 건설공사 1공구 현장의 해상부에서 시험을 수행하였으며 시험위치도를 그림 1에 나타내었다.

대구경 경사반력말뚝($\phi = 2,500\text{mm}$)의 시공과정은 다음과 같다.

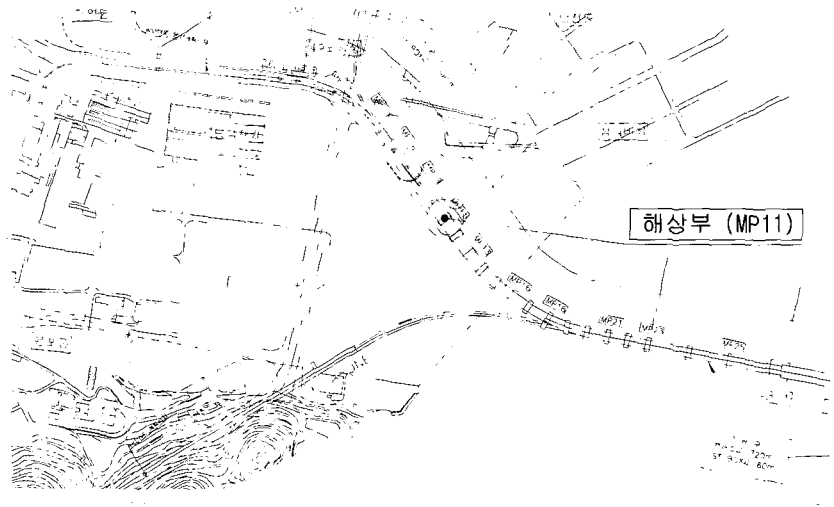


그림 1. 시험 위치도

RCD굴삭기와 대형 진동향타관입기를 이용하여 강관을 풍화대 상부까지 향타한 후 강관 내부의 흙을 제거하였다. RCD장비로 풍화대와 연암을 관통하여 말뚝선단위치까지 굴삭한 후 강관을 관입 가능한 깊이까지 향타하였다. 말뚝의 선단부에는 철근콘크리트를 현장타설하였으며, 그 상부에는 강관 내부에 콘크리트를 속채움하였다.

반력말뚝들의 개요를 표 1에 나타내었으며, 말뚝정재하시험이 수행된 시험말뚝들($\phi = 1,000\text{mm}$)의 시공개요도와 반력말뚝으로 사용한 대구경 경사말뚝들의 배치도를 그림 2에 나타내었다. 그림 3에는 암반에 시공된 시험말뚝(TP3)과 반력말뚝들(P2, P9)의 시공상세도를 나타내었다. 풍화대에 시공된 시험말뚝(TP2)과 반력말뚝들(P6, P13)의 시공상세도는 지층의 깊이만 다를 뿐 말뚝의 시공 상태는 비슷하였으므로 지면관계상 생략하였다.

반력말뚝들이 시공된 중앙위치에서 지반조사를 실시

하였으며 각 지층의 지반특성치를 파악하기 위하여 각 지층별로 PMT를 2~3회씩 실시하였다. 지반주상도 및 PMT결과는 지면관계상 수록하지 않았으며 참고문헌(김동철 등, 2000)을 참고할 수 있을 것이다.

지층은 상부로부터 퇴적토층(N = 2~50), 풍화토층, 풍화암층, 연암층의 순으로 이루어졌다. 반력말뚝 시공 위치의 지층구분은 그림 2에 개략적으로 나타내었다.

3.2 축하중 계측용 센서의 제작 및 설치

경사반력말뚝을 구성하고 있는 각 구성부재(즉, 강관, 속채움 콘크리트, 소켓부 철근, 소켓부 콘크리트)에 발생하는 응력을 측정하기 위하여 콘크리트용 변형률계, 철근용 변형률계, 강관 표면접착형 변형률계를 설치하였으며, 부가적으로 말뚝선단부의 변위량을 측정하기

표 1. 반력말뚝에 대한 인발시험 개요

시험말뚝 번호		TP3		TP2	
반력말뚝 번호		P2	P9	P6	P13
반력말뚝 형식		암반에 소켓된 강관말뚝		풍화대에 소켓된 강관말뚝	
말뚝 제원	구분	실제말뚝	실제말뚝	실제말뚝	실제말뚝
	직경(mm)	2,500	2,500	2,500	2,500
	관입길이(m)	29.6	30.0	35.8	32.9
	강관길이(m)	20.3	20.3	25.0	21.1
	소켓길이(m)	9.3	9.7	10.8	11.8
최대 인발 하중(MN)		10.0			
압축 설계 하중(MN)		17.0			
반력발생수단		실제 말뚝(본말뚝, $\phi = 2,500\text{mm}$) 2개의 인발저항력			
비고		계측센서 설치		계측센서 미설치	

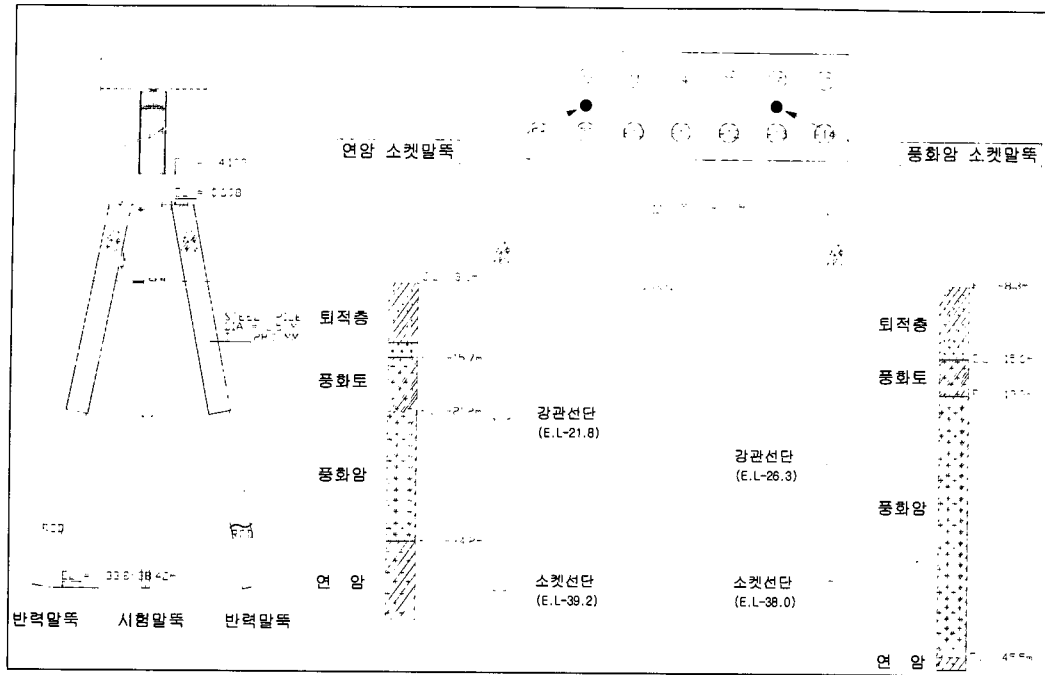


그림 2. 반력말뚝의 시공 개요도

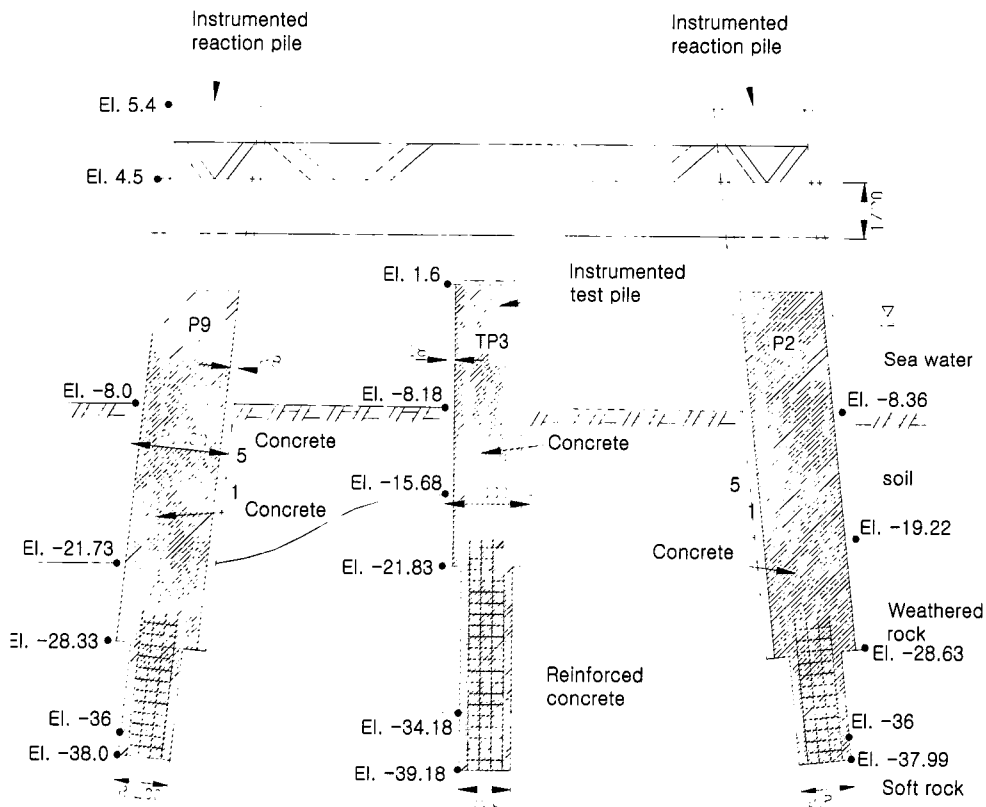
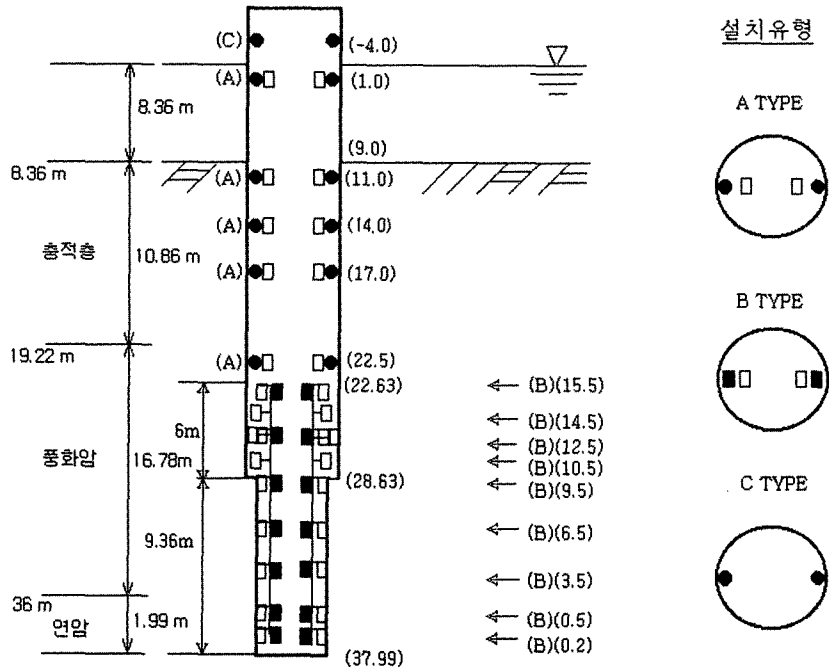


그림 3. 암반 소켓말뚝에 대한 상세도

위하여 말뚝선단침하봉을 설치하였다. P2과 P9에는 축하중계측용 센서들을 설치하였으나, P6와 P13에는 시공일정이 맞지 않아 센서를 설치하지 못하였다.

P2에 설치한 센서의 종류, 설치위치 그리고 소요수량 등에 관하여 그림 4에 자세하게 설명하였으며, P9에도 동일한 형태로 센서를 설치하였다. 축하중 계측용 센서



설치부위	품명	기호	설치개소수	비고
소켓부	철근용 변형율계	■	7개소 × 2개 = 14개	진동식 센서
	콘크리트용 변형율계	□	10개소 × 2개 = 20개	진동식 센서
강관부	강관용 변형율계	●	6개소 × 2개 = 12개	전기저항식 센서
	속체용 콘크리트용 변형율계	□	5개소 × 2개 = 10개	진동식 센서

그림 4. 반력말뚝에 대한 센서 설치도(P2)

는 강관부를 제외하고는 진동식 센서를 사용하였으며, 강관부에는 전기저항식 완전결선형(Dunncliff, 1988) 강관 부착용 센서를 현장에서 제작하였다.

3.3 반력말뚝의 시공

반력말뚝으로 사용된 경사소켓강관말뚝들의 시공절차는 유사하였으므로, P2에 대한 시공절차만을 설명하였다.

- i) 강관용 센서가 설치된 강관 ($\phi = 2,500\text{mm}$, $t = 28\text{mm}$, $l = 41\text{mm}$)을 자중에 의해 상부 토사층에 관입시킨 후, 진동식 관입장치를 이용하여 하부 층적층에도 추가로 관입시켰다(1차 향타).
- ii) R.C.D.(Reverse Circulation Drill) 굴착장비를 이용하여 강관내부와 말뚝선단하부에 있는 지층(즉, 토사층, 풍화토층, 풍화암층 일부)을 굴착하였고, 진동식 관입기에 의해 풍화암 상단까지 강관을 관입시켰다(2차 향타).

- iii) 소켓부의 선단위치까지 R.C.D.에 의하여 굴착을 완료한 후 진동식 관입기에 의해 향타가능한 깊이까지 강관을 관입시켰다(3차 향타).
- iv) 굴착후 철근콘크리트가 위치할 굴착공 내부 슬라임을 제거하였고, 소켓부에 삽입할 철근망을 굴착공내에 삽입하였으며, 철근망에는 콘크리트용 센서, 철근용 센서 그리고 선단침하봉을 미리 설치하여 두었다.
- v) 소켓부에 콘크리트를 타설하기 전에 연결전선 보호작업, 경사계관 캡핑작업 등을 실시하였다.
- vi) 일차로 소켓부에만 콘크리트를 타설하였으며, 콘크리트 타설시 콘크리트의 강도특성과 변형특성을 확인할 수 있도록 공시체를 제작하였다. 콘크리트 공시체는 무근 공시체와 각종 센서를 내장한 공시체로 제작하였으며, 각각 3개씩의 공시체를 제작하였다.
- vii) 일차 콘크리트 타설후 7일 이상의 기간이 경과하면 소켓부 콘크리트의 건전도를 확인하기 위하여 크로스홀 시험(Cross-hole sonic logging test)을 실

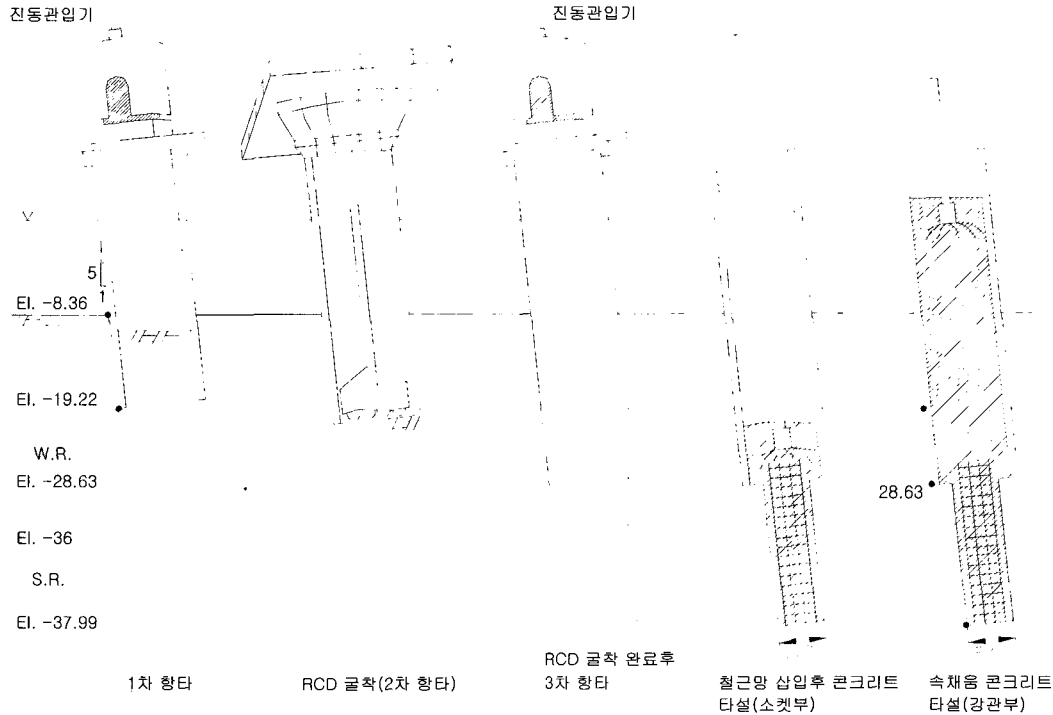


그림 5. 반력말뚝의 시공절차(P2)

시하였다.

- viii) 소켓상부에 있는 불량 콘크리트를 1~1.5m 정도 깊이까지 제거하고 강관내부에 2차로 콘크리트를 타설하였다. 이 때, 강관내 상부 일부 구간은 말뚝 두부와 확대기초와의 연결을 위하여 콘크리트를 타설하지 않았다.
- ix) 말뚝두부 연결을 위한 전단키의 용접 및 철근배근 작업은 말뚝재하시험 완료후에 실시되었다.

상기의 시공과정을 모식적으로 도시하여 그림 5에 나타내었다.

3.4 연직 압축 및 인발 정재하시험의 수행

본 실험에서는 직경 1,000mm의 시험말뚝에 대한 압축정재하시험을 수행하면서 동시에 직경 2,500mm의 경사반력말뚝에 대한 인발정재하시험을 수행하였다. 반력말뚝에 대한 인발정재하시험은 ASTM D3689 - 90 (Reapproved 1995)에 따라 수행하여야 하지만 본 시험에서는 반력말뚝에 대한 시험이 주된 것이 아니었으므로, 압축정재하시험(ASTM D1143 - 81, 1994)에 대한 시험수행계획에 따라 재하하중의 결정, 재하방법의 선정, 하중재하시험 구성, 자동화 계측시스템 구성 등이 이루

어 졌으나, 반력말뚝의 인발재하시험결과의 획득에는 문제가 없었다. 따라서 본 시험에서는 각 반력말뚝에 대한 최대인발하중은 10MN으로 결정하였으며, 압축시험 말뚝에 작용될 최대압축하중은 20MN으로 결정되었다.

본 시험에서는 표준재하방식과 반복재하방식을 하중재하방식으로 채택하였다. 각 하중단계별, 재하주기별 소요시간 그리고 하중재하단계도 압축재하시험에서와 동일한 단계로 설정되었는데, 본 시험의 경우 각 반력말뚝에 작용시킨 최대 인발하중이 10MN으로 결정되었으며 압축정재하시험 단계에서 설정한 하중단계와 하중 제거주기를 그대로 사용하였다.

말뚝 인발 정재하장치는 재하장치와 자동계측시스템으로 구성되었다. 재하장치는 재하틀, 가압장치(유압잭과 펌프), 유압잭 받침대 그리고 기준대와 지지장치 등으로 구성되었으며, 자동계측시스템은 말뚝의 축방향 인발하중 측정용 센서, 말뚝머리변위계, 말뚝머리하중계 그리고 데이터 로그 등으로 구성되었다. 시험에 사용한 재하장치는 그림 6에 나타내었는데, 반력말뚝의 두부 절단선은 E.L. + 5.40m로 하였으며, 작업대는 E.L. + 2.0m에 위치시켜 해상작업조건(파랑, 조위 등)에 대한 안정성을 확보하였다.

해상부에서는 기준보(reference beam)의 지지장치를 설치하는 것이 쉬운 일이 아니었다. 그러나, 본 현장에

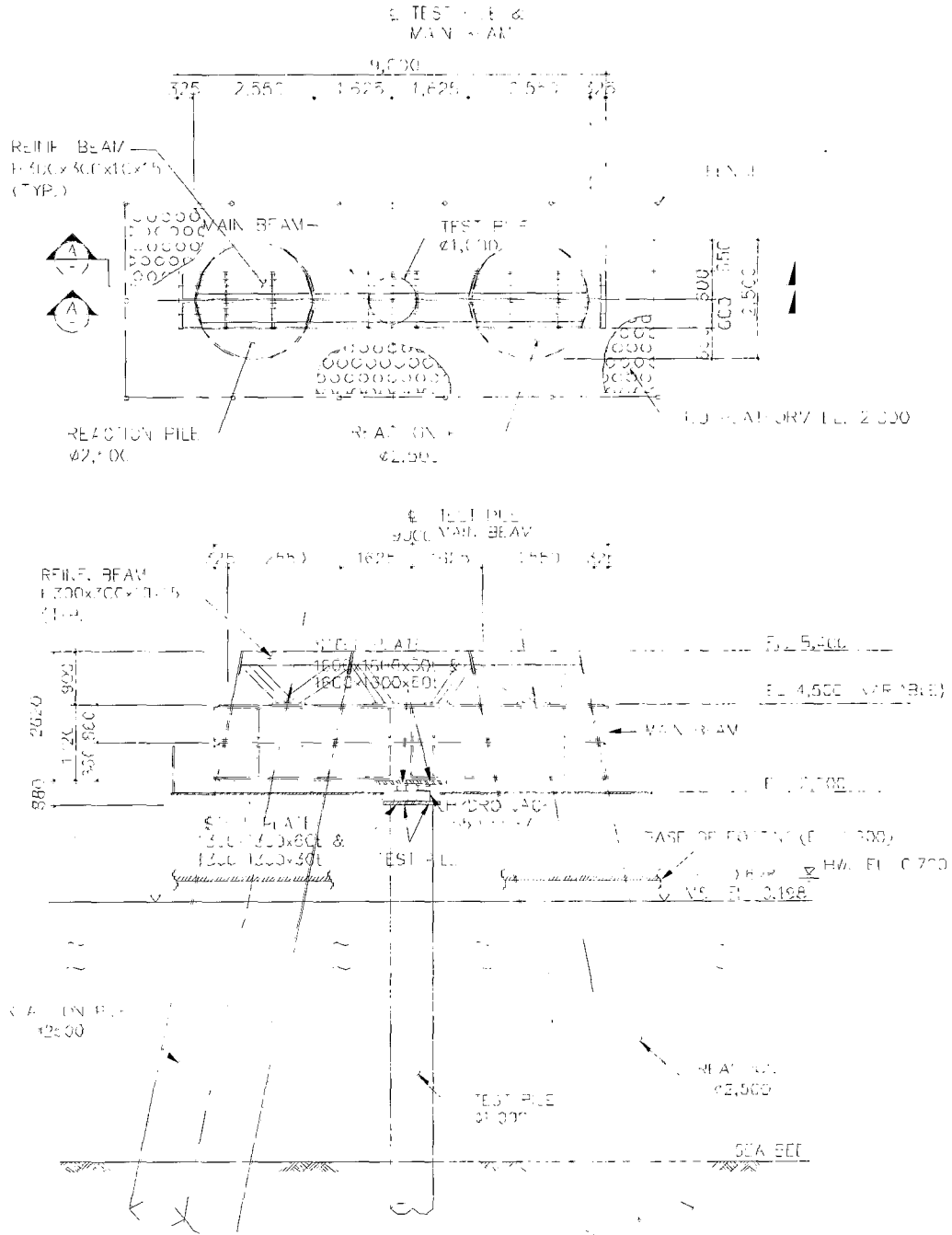
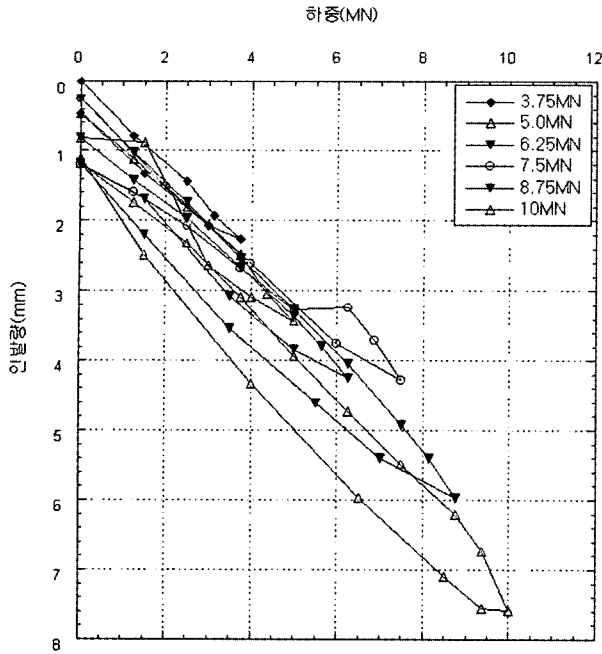


그림 6. 인발재하시험장치의 평면도 및 단면도

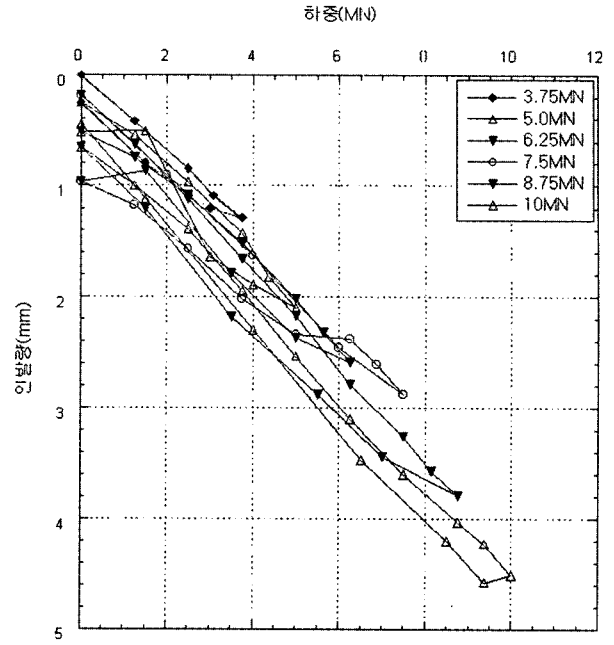
서는 시공된 실제 말뚝들의 기하학적 배치상태를 이용하여 기준보 지지장치를 구성할 수 있었다. 즉, P2의 좌·우에 있는 P1과 P3, 그리고 P9의 좌·우에 있는 P8과 P10에 지지된 작업용 가설대에 강제 I빔을 걸쳐 기준보로 사용하였다. P6과 P13에 대해서도 동일한 양상으로 설치하였다.

3.5 반력말뚝의 인발축하중 측정

자료집적시스템(data acquisition system)은 말뚝축하중계측용 센서, 축방향 인발하중 측정용 센서(pressure gauge sensor), 말뚝두부의 변위량 계측장치(LVDT) 그리고 인발하중 계측장치 등의 센서들과 측정장치(data logger)로 구성되었으며, 측정항목은 말뚝머리 인발하중 - 인발변위 관계, 축하중의 분포도 등이었다.



(a) P6



(b) P13

그림 7. 말뚝머리의 인발하중 - 인발변위 관계

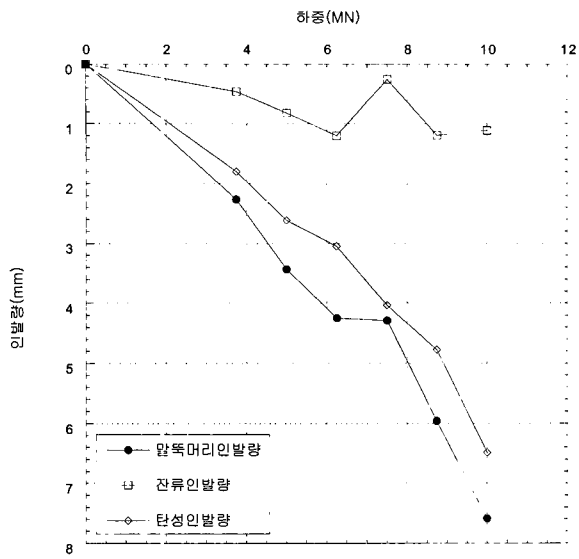
4. 대구경 경사반력말뚝의 인발지지 거동 분석

시험말뚝에 대한 정재하시험시 풍화대에 소켓된 반력말뚝들(P6, P13)은 인발지지력이 다소 부족할 수 있을 것으로 예상되었으므로 말뚝정재하시험 도중 말뚝머리의 인발변위를 지속적으로 측정하였다. 각 하중단계별로 반력말뚝 P6과 P13에 대한 인발변위를 측정하여 인발하중 - 인발변위의 관계를 그림 7에 나타내었다. 또한, 지반의 인발잔류변위와 말뚝의 인발탄성변위를 분리하여 그림 8에 나타내었다. 반력말뚝들에 편심하중이 작용되어 P6에는 약 10MN의 인발하중에서 최대 7.5mm의 최대인발변위가 발생하였으나 하중을 제거한 상태에서는 최종잔류인발변위는 약 0.12mm가 되었다. P13에는 약 10MN들의 인발하중에서 4.5mm의 최대인발변위가 발생하였고 최종잔류인발변위는 약 1mm였다. 따라서, 최대압축하중 20MN까지 상재한 말뚝정재하시험의 반력말뚝으로 사용된 대구경 풍화대 소켓강관말뚝의 인발에 대한 안정성은 문제가 없는 것으로 판단되었다.

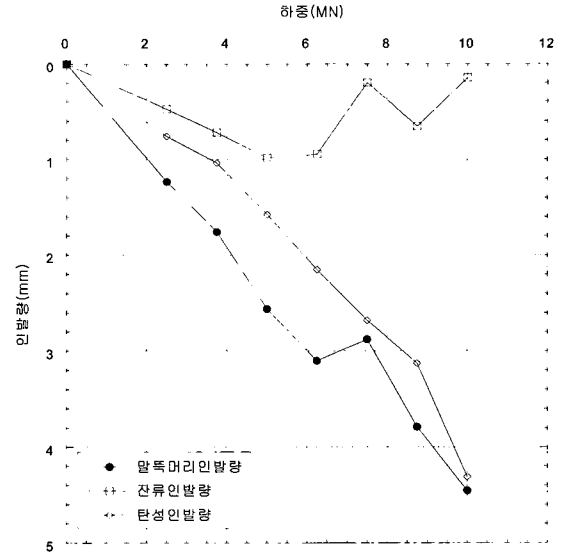
인발하중 재하시 정해진 하중단계까지 하중을 증가시킨 후 제하하는 주기재하(cyclic loading)방식을 사용하여 그림 8에 나타낸 지반의 인발잔류변위를 직접 측정해 낼 수 있으며, 그림 7에 나타낸 각 하중주기에서

완전히 제하한 상태의 인발변위를 지반의 인발잔류변위로 구할 수 있다. 또한, 그림 7의 각 하중주기에서 발생된 말뚝머리의 최대인발변위에서 지반의 인발잔류변위를 감하여 말뚝의 탄성복귀량을 계산한다. 그림 8에서 일반적으로 말뚝의 잔류인발변위도 하중의 증가에 따라 점진적으로 증가하는 경향을 나타내어야 한다. 그러나, 7.5MN까지 재하한 후 하중제하시 인발된 말뚝의 탄성복귀력이 말뚝탄성변형량의 복귀를 억제하는 지반과 말뚝사이의 마찰저항력을 초과하게 되어 점차 증가되어가던 말뚝머리 인발변형량이 감소하는 경향이 나타났다(그림 7 참조). 따라서, 말뚝의 탄성복귀량은 선형적으로 증가하는 양상을 나타내었으나, 말뚝머리인발변형량이 감소한 만큼 지반의 잔류인발변형량이 감소하였다. 7.5MN에서 말뚝머리인발변형량이 감소한 이후의 하중단계에서는 말뚝머리인발변형량은 선형적으로 증가하고 있으나, 지반의 인발잔류변형량은 앞에서 설명한 원인에 의해 일정하게 유지되거나 감소하는 경향까지도 보였다.

그러나, 암반에 소켓된 반력말뚝들(P2, P9)의 인발변위는 LVDT의 고장으로 인하여 측정하지 못하였으나 개략적인 인발변위는 광파거리계로 확인하였다. 10MN의 인발하중 작용시 최대변위는 5mm 정도였으며, 최종 잔류인발변위는 0.5~1mm 정도였으므로 P2와 P9의 반



(a) P6



(b) P13

그림 8. 말뚝머리의 인발하중 - 잔류 변위량(또는 탄성 인발 변위량) 관계

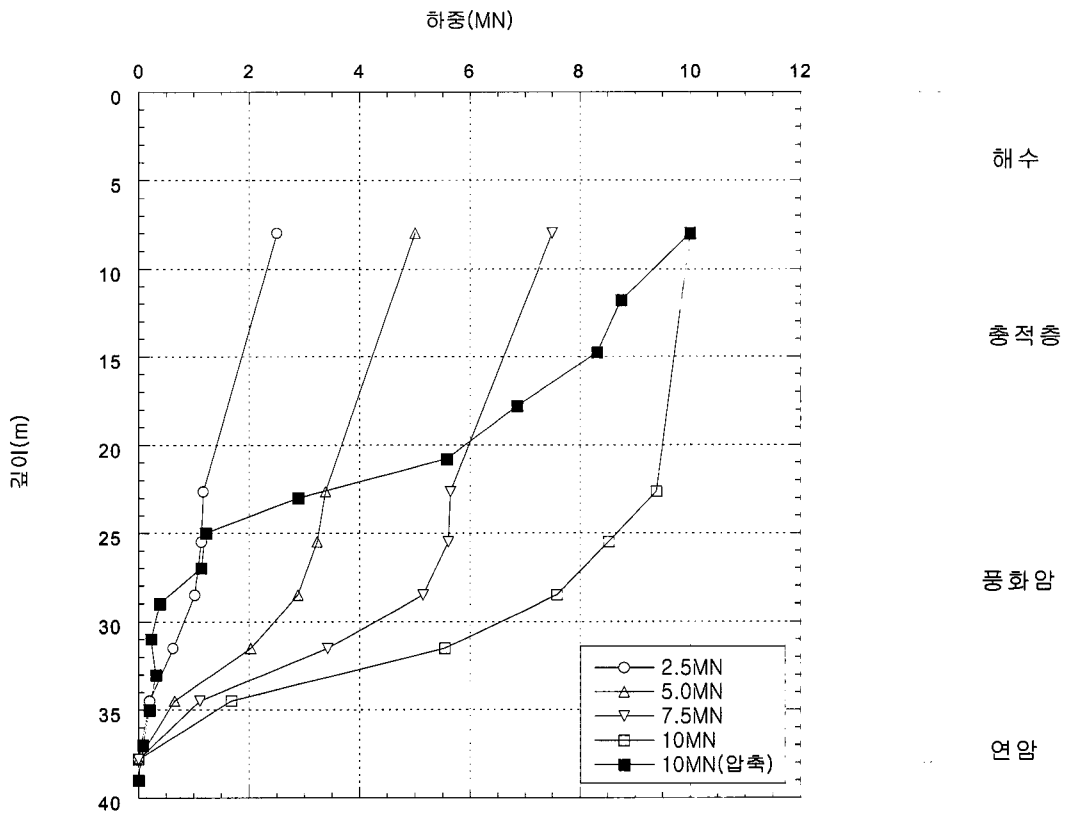


그림 9. 말뚝 관입깊이에 따른 인발하중의 분포도(P2)

력말뚝의 인발에 대한 안정성도 문제가 없는 것으로 판단하였다.

축하중계측용 센서가 설치된 반력말뚝 P2에 대한 인발 축하중의 분포도를 그림 9에 도시하였다. 인발 축하중의 분포도는 시험말뚝에 대한 압축 정재하시험에서

측정된 압축축하중의 분포도와 다소 상이하였다. 10MN의 압축하중 작용시의 압축응력의 분포도를 그림 9에 함께 도시하였다. 즉, 대부분의 압축 축하중은 상부 풍화암층에서 발휘되었고, 하부풍화암층에서는 일부분만 발휘되었으며, 암반층에서는 거의 발휘되지 않았다(최용규,

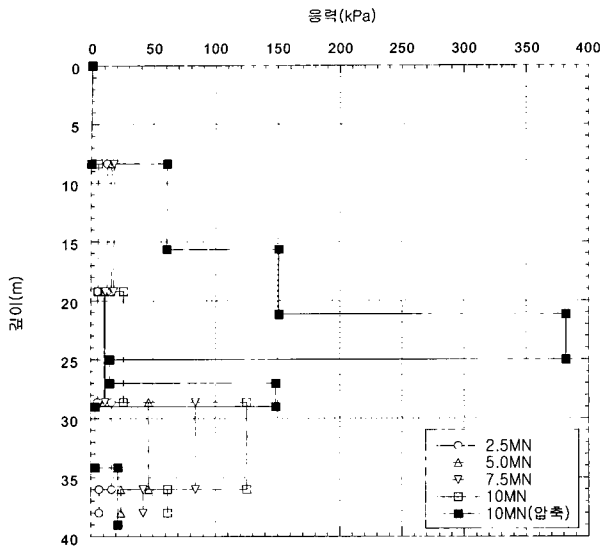


그림 10. 각 지층에서 발휘된 인발응력의 분포도(P2)

2000). 그러나 대부분의 인발하중은 풍화암층 소켓부에서 대부분이 발휘되었으며(약 70%), 연암 소켓부와 풍화암층에 소켓된 강관부에서 일부분 발휘되었다(약 13% 씩). 즉, 10MN의 인발하중재하시 풍화대의 소켓부에서 약 8.3MN이 발휘되었으며, 연암층의 소켓부에서 1.2MN, 풍화토층에 소켓된 강관부에서 각각 1.3MN이 발휘되었다. 각 지층에서 발휘된 인발응력의 분포도를 그림 10에 도시하였으며 압축하중 10MN 작용시의 압축응력의 분포도를 그림 10에 함께 도시하여 비교할 수 있도록 하였다. 여기서, 풍화암층에 소켓된 강관부에서 26.3kPa, 풍화암에 소켓된 철근콘크리트부에서 125.3kPa, 연암에 소켓된 철근 콘크리트부에서 61.8kPa이 발휘되었다. 즉, 말뚝의 시공조건에 따라 연암 소켓부에서보다 풍화암 소켓부에서 더 많은 인발 마찰응력이 발휘되었는데, 압축 정재하시험시 측정된 압축 마찰응력의 경우에서도 풍화암층에서 가장 큰 마찰응력이 발휘되었으며, 값의 크기도 인발응력의 크기와 비슷하였다(최용규, 2000).

그림 9에서 알 수 있듯이 말뚝머리에 10MN의 압축 또는 인발하중이 작용되었을 때 말뚝의 축하중 분포도는 다소 차이가 나는 것을 알 수 있으나 말뚝머리에서

지지되는 하중은 동일하였다. 즉, 압축하중 작용시 말뚝 선단부에 전달되는 하중이 거의 없으므로 말뚝머리하중은 외주면마찰력에 의해 지지되어지는 것을 알 수 있었으며, 인발하중 작용시에는 외주면마찰력에 의해 지지될 수 밖에 없었다. 그러나, 인발 또는 압축 외주면마찰력의 분포양상은 다소 상이하게 나타났다. 따라서, 마찰말뚝의 경우 말뚝의 압축마찰력을 정재하시험에 의해 구하지 못하였을 경우 인발축하중의 분포는 정확하게 알아낼 수 없더라도 인발정재하시험에서 구한 인발 지지력과 동일하다고 가정하여 간접적으로 추정할 수도 있다.

말뚝의 허용인발지지력의 산정시 압축시 극한마찰지지력을 극한인발지지력과 동일하다고 가정하여 구하고 안전율 3.0을 적용할 수 있다. 표 2에는 지지력 산정시 PMT방법, Reese and O'Neill(1988, 1989)이 제안한 방법에 의하여 P2에 대해 산정한 풍화암과 연암층의 허용지지력을 요약하였다. Reese and O'Neill이 제안한 암반에 근입된 현장타설말뚝에서의 주면마찰력 산정식 적용시 암반의 일축압축강도가 콘크리트의 일축압축강도 보다 컸으므로 콘크리트의 일축압축강도를 사용하여 주면마찰력을 계산하였다. 여기서, 지지력산정에 사용된 방법들에 대한 구체적인 설명은 지면관계상 생략하였다.

표 2에서 알 수 있듯이 풍화암층과 연암층의 허용인발지지응력은 최소 150kPa 만큼 발휘되는 것으로 나타나고 있다. 이와같이 계산공식에 의해 산정된 값은 신뢰도가 극히 낮으므로 설계시에는 시험말뚝에 대한 검증시험(proof test)을 토대로 인발지지력을 산정하는 것이 가장 신뢰도가 높을 것으로 판단된다.

기존의 국내 말뚝기초 설계에서 풍화암의 인발(또는 압축) 마찰응력을 고려하지 않고 설계를 수행해 왔는데, 이와 같은 잘못된 설계관행은 개선되어야 할 점이다. 따라서 풍화암층에 관입된 소켓부의 마찰력도 고려해야 할 필요가 있으며, 이를 설계에 반영할 경우 매우 경제적인 말뚝기초의 설계가 이루어질 수 있을 것이다. 이를 위하여 축하중 전이의 측정을 통하여 소켓부의 마찰응

표 2. P2에 대해 산정한 허용인발지지력 추정치

말뚝번호	지반종류	허용인발지지력(kPa)		최소허용인발응력(kPa)	10MN일 때의 인발응력(kPa)
		PMT방법	Reese and O'Neill 방법		
P2	풍화암	PMT방법	150	150	125.3
		Reese and O'Neill 방법	1,007		
	연암	PMT방법	150	150	61.8
		Reese and O'Neill 방법	1,007		

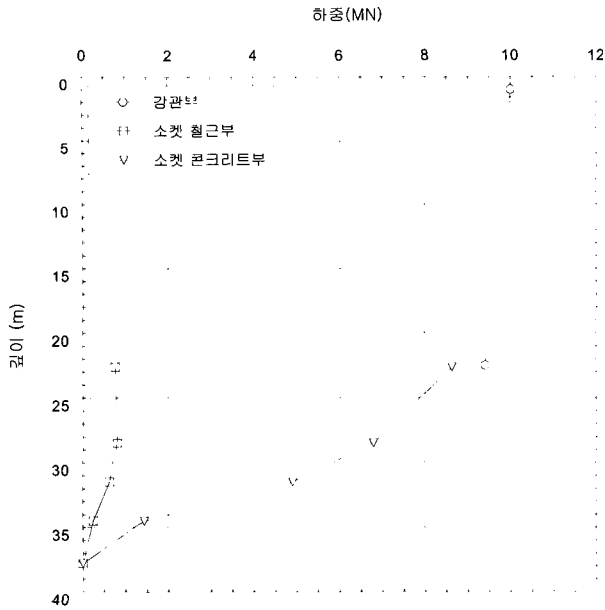


그림 11. 10 MN의 인발하중 작용시 각 구성부재가 부담하는 발하중의 분포도(P2)

력의 크기를 결정하여야 할 것이다.

강관부와 속채움콘크리트사이의 허용부착응력은 원형철근과 콘크리트의 부착력이 동일하다고 가정하면 이형철근에 대한 부착응력의 1/2을 사용할 수 있다. 즉, 허용부착응력은 $0.5 \times 0.8 \sqrt{\sigma_{ck}}(\text{MPa})$ 에 의해 계산하여 2.08MPa로 나타났다. 여기서, 강관부와 속채움 콘크리트 사이에 발생하는 전단응력(최대값 : 38.0kPa)도 허용 부착응력인 2.08MPa에 훨씬 못 미치는 값이 나타났

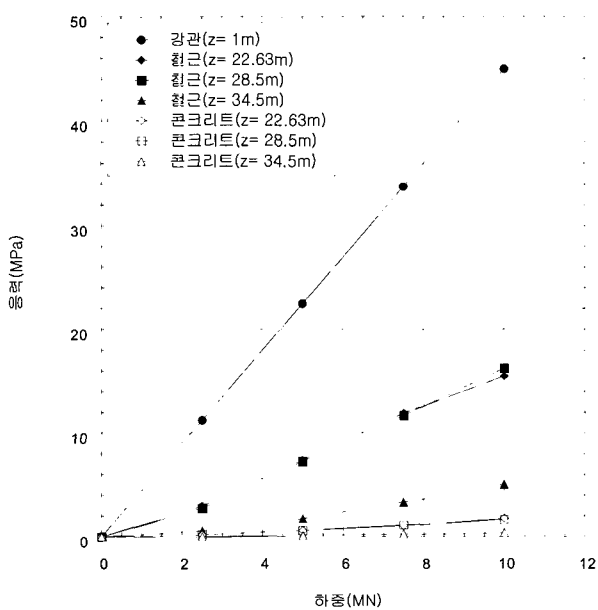


그림 12. 하중단계별 각 말뚝위치에서 발생된 응력(P2)

므로 인발도중 강관부와 속채움 콘크리트 사이에 분리가 발생되지 않는 것으로 판단되었다.

그림 11에는 말뚝의 각 구성부재에서 부담하는 인발하중의 분포도를 도시하였는데, 이는 각 구성부재에 설치된 축하중 계측용 센서에서 측정된 값을 분리하여 도시하였다. 여기서, 말뚝 강관부의 경우 강관이 대부분의 인발하중을 부담하고 있었다. 또한, 철근 콘크리트 소켓부의 경우 콘크리트가 약 87.8%의 인발하중을 부담하고 있으며 철근이 나머지 12.2%정도의 인발하중을 부담하고 있다. 인발하중을 받는 반력말뚝의 경우 강관부에서는 콘크리트가 부담하는 인발하중이 거의 없으므로 강관부와 지반과의 사이에 유발되는 마찰에 의해 대부분의 인발하중을 지지하고 있는 것으로 나타났다. 콘크리트 소켓부에서는 콘크리트와 주변 지반(풍화암과 연암) 사이에 유발되는 마찰력에 의해 인발하중을 지지하는 것으로 측정되었다.

그림 12에는 각 말뚝위치에서 발생된 말뚝의 각 구성부재별 응력을 하중단계별로 나타내었다. 여기서, 각 구성부재에 발생된 응력은 항복응력에 훨씬 못 미치고 있으며 특히, 인발력에 저항성이 작은 콘크리트에는 미소한 응력만이 발생되고 있는 것을 알 수 있었다. 그림 13에는 각 구성부재에서 측정된 변형율을 각 하중단계별로 도시하였는데, 콘크리트에서는 강재에 비해 다소 큰 변형율이 나타났으나 콘크리트의 압축재하시 발생하는 평균적인 변형율인 0.003에는 훨씬 못 미치는 값이었다.

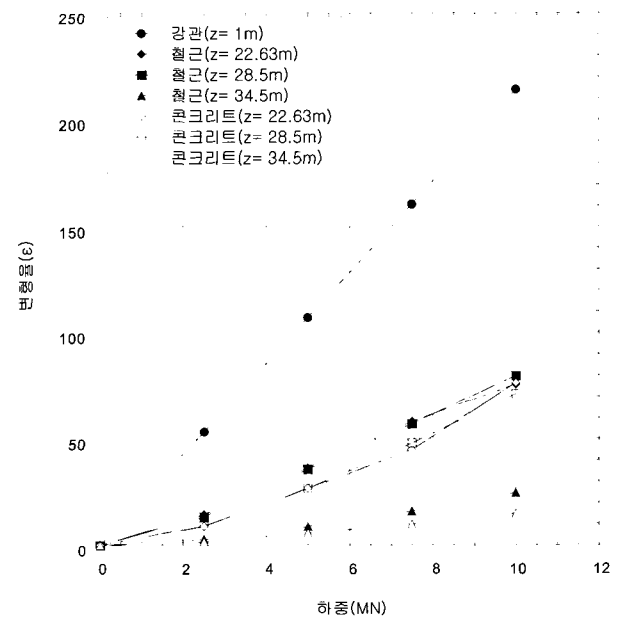


그림 13. 하중단계별 발생된 평균변형율(P2)

5. 결론 및 제언

광안대로 건설공사현장에서 실시된 직경 1,000mm의 시험말뚝에 대한 압축정재하시험 수행시 반력말뚝으로 사용된 직경 2,500mm의 경사반력소켓말뚝의 인발거동을 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 작용된 최대인발하중 10.0MN에서 반력말뚝의 최대 인발변위는 4.5~7.5mm정도 발생하였으나, 이 변위의 대부분은 말뚝부재의 탄성변형량이었으며 잔류 인발변위는 최대 1mm정도였으므로 실제로 이용될 압축말뚝으로서의 기능성에는 문제가 없는 것으로 판단되었다.
- (2) 최대인발하중작용시 암반에 소켓된 반력소켓말뚝의 경우 토사층과 풍화토층에서 17.5kPa, 풍화암층에서 125.kPa 그리고 암반층에서 61.8kPa의 인발하중을 지지하였다. 따라서, 국내에서 규정하고 있는 풍화암층에서도 인발하중을 충분히 지지하고 있으므로 풍화암층은 마찰력을 크게 발휘할 수 있는 지지층으로 사용되어야 할 것이다.
- (3) 10MN의 인발하중 작용시 각 지층에서 발휘된 인발응력은 토사층 및 풍화토층에서 17.5kPa, 풍화암에 소켓된 강관부에서 26.3kPa, 풍화암에 소켓된 철근 콘크리트부에서 125.3kPa 그리고 연암에 소켓된 철근 콘크리트부에서 61.8kPa이었다. 따라서, 풍화암층과 연암층에 소켓된 철근 콘크리트부에서 인발응력이 크게 발생하였다.
- (4) 본 연구에서는 복잡하고 제한된 시공일정으로 인하여 암반소켓말뚝에만 축하중계측용 센서를 설치하여 인발하중 지지거동을 확인하였는데, 이를 토대로 센서가 설치되지 않은 풍화암소켓말뚝도 풍화암층에서 대부분의 인발하중을 지지할 것으로 예상되었다.

참 고 문 헌

1. 김동철, 최용규(2000), "Elastometer-200을 이용한 부산지역 해저 지반의 지반특성치 평가", 한국지반공학회 논문집, 제16권, 제4호, pp.83~94.
2. 최용규(2000), 광안대로 건설공사의 대구경 말뚝 정재하시험과 수치해석을 통한 말뚝 기초의 안정성 검토 보고서, 경성대학교 지반공학연구보고서 Report No. KSU/GT-00-1, 경성대학교 지반공학연구소, 부산, pp.1~455.
3. ASTM D1143-81(Reapproved by 1994)(1994), "Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load".
4. ASTM D3689-90(Reapproved by 1995)(1995), "Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Tensile Load".
5. Cox, W. R., Cameron, H. K. and Clarke, J.(1992), "Static and Cyclic Axial Load Tests on Two 762 mm Diameter Pipe Piles in Clays", Large - scale pile tests in clay, Proc. of the conference recent large - scale fully instrumented pile tests in clay held at the Institution of Civil Engineers, London, pp.268~284.
6. Dunnycliff, J.(1988), "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance", John wiley & Sons, New York.
7. O'Neill, M. W.(1999), "Applications of Large - Diameter Bored Piles in the United States", Deep Foundations on Bored and Auger piles, Proc. of the 3rd International Geotechnical seminar on Bored and Auger piles, Ghent, Belgium.
8. Reese, L. C., and O'Neill, M. W.(1988), Drilled Shafts: Construction and Design, FHWA, Publication No.HI-88-042.
9. Reese, L. C., and O'Neill, M. W.(1989), "New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Tests", Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, Vol.2, pp.1026~1039.

(접수일자 2001. 3. 26, 심사완료일 2001. 12. 28)