

## 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 침하특성

### Settlement Characteristics of Large Drilled Shafts Embedded in Bed Rocks

홍 원 표<sup>1</sup> Hong, Won-Pyo

여 규 권<sup>2</sup> Yea, Geu-Guwen

남 정 만<sup>3</sup> Nam, Jung-Man

이 재 호<sup>4</sup> Lee, Jae-Ho

#### Abstract

The data on the pile load tests performed on 35 large drilled shafts are analyzed to investigate the load-settlement characteristics of large drilled shafts embedded in bed rocks. Generally, the settlement of large drilled shafts embedded in bed rocks is too small to determine the ultimated load with application of the regulation in design code for either the total settlement or the residual settlement. Therefore, to determine the yield load of large drilled shafts embedded in bed rocks, P(load)-logS (settlement) curve method, which has been proposed originally for the driven pile, was applied to the investigation on the data of the pile load tests. This technique shows that the yield load can be determined accurately and easily rather than other conventional techniques such as P-S, logP-logS, S-logt, and P-S curve methods. An empirical equation is proposed to represent the relationship between pile load and settlement before the yield loading condition. And the settlement of piles was related with the depth embedded in rock as well as rock properties. Based on the investigation on the data of pile load tests, the resonable regulations for both the total settlement and the residual settlement are proposed to determine the yield load of large drilled shafts embedded in bed rocks.

#### 요 지

암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝에 대한 하중-침하량 특성을 조사하기 위하여 35개소에서 실시된 말뚝재하시험 결과를 분석하였다. 일반적으로 단단한 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 침하량은 대단히 미소하여 말뚝의 설계 시방서상에 제시된 말뚝의 전체침하량이나 잔류침하량에 대한 규정을 적용하여 극한하중을 결정할 수가 없다. 따라서 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 항복하중을 결정하기 위하여 항타말뚝을 대상으로 이전에 제시된 P-logS 분석법을 적용하여 보았다. 적용결과, 이 방법은 기존의 다른 분석법인 P-S, logP-logS, S-logt 및 P-S 분석법에 비하여 항복하중결정이 비교적 간편하고 정확하였다. 그리고 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 하중이 항복하중에 도달하기 전까지의 말뚝의 하중-침하량 관계를 나타낼 수 있는 회귀분석식이 제시되었다. 또한, 지지층의 종류와 암반 근입심도에 따른 말뚝의 침하거동특성도 조사하였다. 끝으로 현장말뚝재하시험결과에 대한 고찰을 통하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 항복하중을 결정할 수 있는 새로운 침하량 기준값이 제시되었다.

**Keywords :** Large drilled shaft, Pile load test, Settlement, Ultimate load, Yield load

1 정희원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environ. Engrg., Chung-Ang Univ.)

2 정희원, 삼부토건(주), 기술연구실 차장 (Member, Vice-chief, Sambu Construction Co., Ltd.)

3 정희원, 제주대학교 해양과학대학 해양과학부 교수 (Member, Prof., College of Ocean Science, Cheju National Univ.)

4 정희원, 중앙대학교 대학원 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D Candidate, Dept. of Civil Engrg., Chung-Ang Univ., jaeho71@hanmail.net)

## 1. 서론

최근 신공항, 신항만, 고속철도 등과 같은 사회간접기반시설을 위한 대규모 건설공사가 증가되는 경향이다. 이 중 초고층건물과 장대교량 같은 대형구조물의 경우 구조물 하부기초에 작용하는 하중이 상당히 커지게 된다. 이러한 상부구조물의 큰 하중을 안전하게 양질의 지지층까지 전달하기 위하여 대구경 현장타설말뚝의 활용도가 증가되고 있다(최용규, 2000 ; Hong and Yea, 2002).

대구경 현장타설말뚝은 말뚝 본당 지지하는 하중이 크기 때문에 소요지지력이 확보되지 않을 경우 말뚝의 파괴나 과다침하가 발생할 수 있고, 이로 인해 상부구조물에 심각한 피해를 줄 수 있다. 그러므로 대구경 현장타설말뚝 시공시 현장에서는 이에 대한 확인시험이 거의 필수적으로 실시되고 있는 실정이다. 대구경 현장타설말뚝의 안정성을 평가하기 위해서는 먼저 말뚝의 역학적 거동특성에 대한 고찰이 필요하다. 또한, 말뚝의 시공법에 따라 품질이 직접적인 영향을 받으므로 말뚝 시공법에 대한 이해가 선행되어야 한다.

지금까지 대구경 현장타설말뚝에 대한 연구는 주로 말뚝재하시험 결과에 의하여 수행되거나 말뚝선단부에서 채취한 암석시료의 일축압축강도에 의하여 지지력을 추정하는 방법으로 수행되어 왔다(김정환, 1997; Zhang and Einstein, 1998).

반면에 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 침하 거동분석은 미진한 상태이다. 또한, 하중-침하량 관계곡선에서 허용지지력을 판정하기 위하여 도해법을 이용하는 경우 지지력 판정기준이 다양하여 각 기준에 의하여 결정된 지지력에 차이가 크게 발생되고 있다(홍원표 등, 1989). 따라서 대구경 현장타설말뚝의 지지특성을 보다 정확히 평가할 수 있는 말뚝재하시험 결과의 분석법 정립이 필요한 실정이다.

본 연구에서는 먼저 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝에 대한 말뚝재하시험 측정자료를 근거로 현장타설말뚝의 침하특성을 분석하고, 기존의 항복하중 결정법에 관한 적용성을 평가하고자 한다. 먼저, 35개소에서 실시된 대구경 현장타설말뚝의 재하시험결과를 이용하여 전체침하량기준, 잔류침하량기준 및 Davisson(1972) 분석법 등에 의한 극한하중 평가법의 적용성을 검토한다. 다음으로, 홍원표 등(1989)이 항타말뚝을 대상으로 제시한 항복하중분석법으로 항복하중을 결정하여 기존 분석방법에 의한 결과와 비교함으로써 이 분석법의 신

뢰성을 평가한다. 또한, 말뚝직경, 작용하중 및 지지반의 근입심도에 따른 대구경 현장타설말뚝의 침하거동특성도 분석한다.

## 2. 허용지지력 평가법

### 2.1 기준침하량에 의한 분석법

#### 2.1.1 전체침하량에 의한 분석법

극한상태의 정의는 하중의 증가없이 침하량이 무한대로 발생하는 상태이지만 대부분의 말뚝재하시험에서는 이와 같은 이상적인 극한지지력은 확인할 수 없다. 따라서 일정한 침하량에 도달하면 그때의 하중을 극한하중으로 인정하는 방법이 보다 폭넓게 적용되고 있다. 즉 구조물에 약간의 침하를 허용하는 설계를 하게 되면 그에 따른 기초에도 허용되는 범위내에서의 침하를 인정하게된다. 그러나 침하상태가 그 이상이 될 때의 하중을 극한하중으로 보고 여기에 안전율을 고려하여 허용지지력을 산정하는 방법이다.

극한하중에 대응하는 극한침하량의 규정치는 각 나라 기관 및 연구자에 따라 다르다. 일본토질공학회기준(JSF1811-1993), 영국기초공업기준(한국지반공학회, 2002, 재인용), 스웨덴기준과 Tomlinson(1987)은 직경의 10%에 해당하는 침하가 발생할 때의 하중을 극한하중 또는 파괴하중이라고 하고 있다. 또한, Terzaghi and Peck (1967), Touma and Reese(1974)의 제안치와 네덜란드 및 New York시 기준은 25.4mm침하시의 하중을 극한하중으로 정하고 있다. 인위적인 침하량 기준값은 말뚝의 설치방법과도 밀접한 관계가 있어 De Beer(1964)는 타입말뚝의 경우에는 말뚝직경의 10%, 현장타설콘크리트말뚝에서는 말뚝직경의 30% 침하를 기준값으로 할 것을 제안하고 있다. 그리고 Van Impe(1988)는 말뚝직경의 5%를 기준값으로 제시하였다.

그러나 전체침하량의 절대값만으로 말뚝의 설계하중을 결정하는 것은 말뚝의 길이와 재료특성으로부터 결정되는 탄성압축량값의 영향을 고려할 수 없기 때문에 장대말뚝의 경우 적용이 곤란한 문제가 있다. 따라서, 전체침하량 기준에 의한 말뚝의 설계하중 결정은 다른 해석결과와 비교하는 과정이 필요하다.

#### 2.1.2 잔류침하량에 의한 분석법

말뚝의 길이가 길고, 재하하중이 큰 경우 지반 및

말뚝본체의 변형중에는 특히 말뚝자체의 탄성변형이 차지하는 비율이 크다. 이러한 탄성변형량을 포함하는 전체침하량에서 극한하중을 구한다는 것은 과대평가 될 수 있으므로 전체침하량에서 탄성변형량을 뺀 잔류침하, 즉 소성침하에 의하여 파괴하중을 판정하는 방법이다.

대표적인 기준으로는 DIN의 말뚝직경의 2.5%의 잔류침하량기준, New York시 기준에서 채택한 0.01 inch/ton의 잔류침하량기준, US Army Corps of Engineers에서 사용하는 0.25 inch 잔류침하량기준 등이 있다. 국내에서는 말뚝재하시험결과 분석시 DIN의 말뚝직경의 2.5% 잔류침하량 기준과 US Army Corps of Engineers의 0.25inch 잔류침하량기준을 주로 적용하고 있다.

## 2.2 항복하중분석법

항복하중은 기존의 P-S분석법, logP-logS분석법, S-logt 분석법 및  $\Delta S/\Delta(\log t)$ -P 등에 의하여 판정이 가능하나 분석자의 개인적 오차로 인하여 도면상에 항복하중에 대한 차이가 발생하기 쉽다. 홍원표 등(1989)은 기존 분석법과는 달리 P-logS 분석법을 제안하였으며, 타입말뚝에 대한 말뚝재하시험결과에 적용시켜 항복하중을 용이하게 판정할 수 있음을 제시하였다.

이 방법에 대한 개요는 그림 1과 같이 설명할 수 있다. 즉 하중(P)은 정규누금의 횡축에 나타내고 침하량(S)은 대수누금의 종축에 도시한 하중과 침하량 관계곡선은 어느 변곡점(그림 1중 Y점)까지 동일 곡률반경을 가지는 원으로 표시되며, 변곡점 Y를 지난 후 곡선은 A, B, C의 3가지 형태로 구분할 수 있다. 우선 곡선 A의 경우는 변곡하중 이후 응력의 증가에 비하여 침하량의

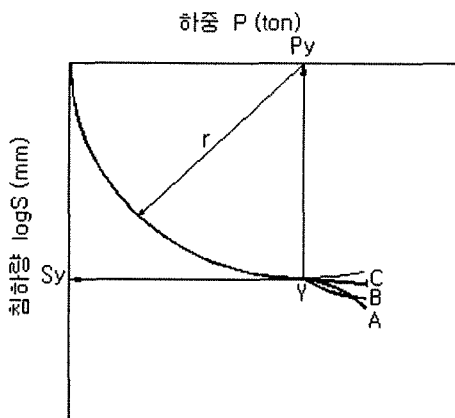


그림 1. P-logS 분석법 개요도(홍원표 등, 1989)

증가가 비교적 커서 극한상태까지 이르게 되는 거동을 나타내며, 곡선 B의 경우는 항복하중 이후 갑자기 침하가 발생하였다가 서서히 침하상태가 안정되어 가는 경우의 거동이며 곡선 C의 경우는 변곡점 이후 P와 logS가 직선적인 거동을 보이고 있는 경우이다. 암반이 아닌 사질토지반에 지지된 선단지말뚝이나 마찰말뚝의 경우는 곡선 A의 거동을 보이기 쉽고 암반에 지지된 선단지 말뚝의 경우는 곡선 B나 C의 거동을 보여 침하가 비교적 크게 발생하지 않거나 수렴된 경향을 보이고 있다. 어느 경우이든지 Y점에서 지금까지의 곡선의 경향에 변화가 발생하므로 이 점을 항복하중으로 규정할 수 있다.

## 3. 시용자료

본 연구에 활용된 말뚝재하시험사례는 현장타설말뚝의 설계하중에 대한 안정성평가를 주목적으로 총 35개 지점에서 수행한 말뚝재하시험이다. 표 1은 1997년 이후 실시된 대구경 현장타설말뚝의 재하시험사례를 정리한 결과이며, 표 2는 이들 말뚝재하시험 사례현장중 토층에 대한 자료가 있는 27개 사례의 지층구성을 나타낸 것이다.

표 1에 의하면 하중재하방식은 어스앵커의 반력을 이용하는 방법, 주변말뚝의 인발저항력을 이용하는 방법 그리고 사하중(콘크리트 블록)을 직접 재하하는 방법 순으로 많이 수행되었음을 알 수 있다. 시험하중이 클 경우 어스앵커 반력 또는 콘크리트 블록을 이용한 재하 방법을 많이 사용하였고 시험하중이 작은 경우 주변말뚝의 인발저항력을 이용하는 방법을 사용하고 있다.

시험하중의 크기는 거의 획일적으로 설계하중의 두 배를 취하고 있으며, 말뚝두부에 하중을 가하는 방법은 반복하중재하방법을 주로 사용하고 있다. 또한, 시험말뚝번호 5에서 27까지의 현장타설말뚝의 허용지지력은 최대시험하중에서도 항복하중이 발생되지 않아 최대시험하중을 항복하중으로 보고 안전율 2를 획일적으로 적용하여 허용지지력을 산정하고 있다.

현장타설말뚝의 직경(D)은 1.2m와 1.5m가 주로 많이 사용되고 있으며, 현장타설말뚝의 시공깊이는 11.1m에서 36.6m까지 다양하고 현장타설말뚝의 선단부는 연암층에 1m 또는 말뚝직경이상 깊이 관입되고 있다. 또한, 현장타설말뚝의 길이는 지지층의 분포심도와 직접적인 상관관계가 있는 것으로 조사되었다. 즉, 현장타설말뚝

표 1. 현장타설말뚝 재하시험사례

시험 말뚝 번호	말뚝길이 (m)	직경 (m)	지지층 (심도,m)	설계하중 (ton)	시험하중 (tonf)	재하방식	허용지지력 (ton)	전체침하량 (mm)	잔류침하량 (mm)
1	29.5	1.5	연암(1.50)	400	1,100	Con'c 블록	498( $F_s=1.5$ )	7.61	1.82
2	27.3	1.5	연암(1.05)	400	1,200	Con'c 블록	494( $F_s=1.5$ )	4.95	0.16
3	24.0	1.0	연암(7.20)	453	1,400	어스앵커	508( $F_s=2.0$ )	7.563	2.037
4	24.5	1.0	연암(6.50)	453	1,400	어스앵커	544( $F_s=2.0$ )	6.857	1.340
5	19.7	1.8	연암(2.70)	919	1,860	어스앵커	930( $F_s=2.0$ )	12.98	2.36
6	32.7	1.2	연암(1.00)	394	800	주변말뚝	400( $F_s=2.0$ )	5.43	0.51
7	16.7	1.5	연암(1.50)	930	1,880	어스앵커	940( $F_s=2.0$ )	17.88	5.39
8	23.4	1.5	연암(2.00)	630	1,400	어스앵커	700( $F_s=2.0$ )	10.18	2.00
9	11.1	1.2	풍화암(5.0)	486	1,000	어스앵커	500( $F_s=2.0$ )	6.50	1.53
10	14.8	1.5	연암(3.30)	710	1,500	어스앵커	750( $F_s=2.0$ )	8.57	0.79
11	20.0	1.5	연암(2.50)	900	1,800	어스앵커	900( $F_s=2.0$ )	12.20	2.75
12	21.5	1.5	연암(1.50)	710.5	1,500	어스앵커	750( $F_s=2.0$ )	8.29	2.86
13	31.8	1.5	연암(4.20)	803	1,600	Con'c 블록	800( $F_s=2.0$ )	6.82	1.520
14	15.8	1.5	풍화암(2.5)	356	800	어스앵커	400( $F_s=2.0$ )	6.510	1.89
15	21.0	1.5	연암(7.20)	500	1,759	어스앵커	879( $F_s=2.0$ )	9.393	1.00
16	19.3	1.5	연암(2.90)	670.5	1,350	어스앵커	750( $F_s=2.0$ )	7.10	1.41
17	15.5	1.5	풍화암(12.5)	594.8	1,208	어스앵커	604( $F_s=2.0$ )	3.15	0.247
18	28.4	1.5	연암(1.50)	520	1,200	어스앵커	600( $F_s=2.0$ )	6.370	1.520
19	25.58	1.5	풍화암(14.6)	750	1,500	어스앵커	750( $F_s=2.0$ )	7.10	1.41
20	25.60	1.5	풍화암(13.8)	750	1,500	어스앵커	750( $F_s=2.0$ )	10.57	4.80
21	26.80	1.5	풍화암(2.6)	482	1,200	어스앵커	600( $F_s=2.0$ )	8.762	1.650
22	32.99	1.5	연암(1.5)	489	1,000	어스앵커	500( $F_s=2.0$ )	9.04	2.17
23	8.9	1.5	연암(1.70)	572	1,300	어스앵커	650( $F_s=2.0$ )	7.87	3.27
24	33.0	1.5	연암(1.50)	499	1,000	어스앵커	500( $F_s=2.0$ )	5.98	2.19
25	33.5	1.0	풍화암(7.0)	241	720	주변말뚝	360( $F_s=2.0$ )	5.43	0.50
26	34.5	1.5	풍화토(14.8)	336	800	어스앵커	350( $F_s=2.0$ )	10.85	6.0
27	20.0	1.5	연암(1.50)	652	1,400	Con'c 블록	700( $F_s=2.0$ )	10.05	2.13
28	25.9	1.5	연암(1.02)	760	1,560	Con'c 블록	780( $F_s=2.0$ )	9.36	1.93
29	27.9	1.2	연암(1.10)	300	600	주변말뚝	300( $F_s=2.0$ )	3.58	0.76
30	22.5	1.2	연암(1.50)	300	600	주변말뚝	300( $F_s=2.0$ )	4.45	1.18
31	24.4	1.2	연암(1.50)	300	600	주변말뚝	300( $F_s=2.0$ )	3.23	0.24
32	36.6	1.2	연암(1.50)	300	600	주변말뚝	300( $F_s=2.0$ )	3.31	0.15
33	18.3	1.5	연암(1.60)	421	900	주변말뚝	450( $F_s=2.0$ )	4.00	0.89
34	12.2	1.5	연암(2.50)	421	900	주변말뚝	450( $F_s=2.0$ )	2.50	0.24
35	30.6	1.5	풍화암(2.60)	564	1,200	어스앵커	600( $F_s=2.0$ )	8.762	1.65

의 설계길이는 시추조사결과를 기준으로 연암층 분포 심도까지의 깊이에 말뚝직경의 (1~2)배 이상의 관입길이를 더한 길이와 일치하고 있다.

#### 4. 분석 및 고찰

##### 4.1 기준침하량에 의한 극한하중

기준침하량에 의해 극한하중을 평가하는 방법은 말

표 2. 말뚝재하시험을 실시한 현장의 지층 및 층두께

시험 말뚝 번호	토층			중화토	중화암	연암	비고
	층두께 m, (N 값)						
1	실트질모래층		모래질자갈층	-	1.2(50/4)	1.5 TCR 0~38% RQD 0~21%	흑운모 편마암
	5.6 (5~15/30)		21.2 (49/30~50/10)				
2	모래질자갈	실트질 모래	모래질자갈	-	4.05 (50/13~50/15)	1.05 TCR 0~38% RQD 0~21%	화강암
	11.3 (32/30~50/15)	2.0 (24/30)	9.0 (50/16~50/13)				
3	점토층		자갈전석층	-	1.8 (50/7)	7.2 TCR 0~33% RQD 0%	사암 세일
	4.8 (6/30~8/30)		10.2 (50/16)				
4	점토층		자갈전석층	-	1.5 (50/7)	6.5 TCR 0~33% RQD 0%	사암 세일
	4.6 (7/30~8/30)		11.9 (50/15)				
5	모래층	모래자갈층	자갈층	-	1.0 (50/9)	2.7 TCR 31% RQD 0%	편마암
	7.0(5/30~15/30)	2.0 (27/30)	7.0 (50/17~50/9)				
6	모래층		자갈층	-	3.0 (50/10~50/4)	1.0	사암
	13.20 (5/30~44/30)		15.50(44/30~50/2)				
7	모래질실트		실트질모래	-	2.0 (6/50)	1.5 TCR 10% RQD 0%	편마암
	3.5(3/30~4/30)		9.7(4/30~9/30)				
8	실트질모래	자갈	모래	-	7.5 (50/15~50/3)	2 TCR 31% RQD 0%	화강암
	7.9 (4/30~7/30)	4.5 (39/30)	1.5 (44/30)				
9	실트질모래	모래	모래자갈층	-	1.4 (50/5)	0.3 TCR 41% RQD 10%	화강암
	2.5 (10/30)	5.6 (7/30)	1.3 (25/30)				
10	실트질모래		자갈섞인모래	-	7.2 (50/8~50/3)	3.3 TCR 100% RQD 0%	화강암
	3.6 (6/30~12/30)		0.7 (50/5)				
11	모래	자갈	모래	-	1.2 (50/5)	2.5 TCR 25% RQD 0%	화강암질 편마암
	6.5 (5/30~10/30)	3.5(25/30)	5.3(5/30~50/9)				
12	실트질모래			-	9.1 (50/10)	1.5 TCR 0% RQD 0%	세일 및 역암
	10.9 (9/30~34/30)						
13	실트질모래			4.50 (50/20~50/170)	15.0 (50/13~50/30)	TCR 50% RQD 2.5%	흑운모 편마암
	8.17(16/30~23/30)						
14				13.3 (19/30)	2.5 (50/10~50/5)	-	-
15	점토질모래		점토층(자갈함유)	-	-	7.2 TCR 0~80% RQD 0~40%	이암, 사암
	10.0(1/30~22/30)		3.8(44/30~50/20)				
16	모래		모래섞인자갈	-	1.9 (50/4)	2.9 TCR 20% RQD 0%	편마암
	9.8(6/30~15/30)		4.7(23/30~37/30)				
17	실트 및 자갈섞인모래			-	12.5 (50/14~50/4)	-	-
	3.0(18/30~50/30)						
18	실트섞인모래층		모래섞인자갈	1.8	5.75 (50/5)	1.5 TCR 30~60% RQD 0~23%	편마암
	11.7(4/30~13/30)		7.7(50/12~50/3)				

표 2. 말뚝재하시험을 실시한 현장의 지층 및 층두께(계속)

시험 말뚝 번호	토층			풍화도	풍화암	연암	비고
	층두께 m, (N 값)						
19	모래섞인자갈	자갈섞인전석		2.8 (50/30)	14.6 (50/12~50/4)	-	화강암
	5.1	3.1					
20	모래섞인자갈	자갈섞인전석		4 (50/23~50/11)	13.8 (50/10~50/3)	-	화강암
	6.2	1.6					
21	매립층	모래층	자갈층	4 (50/19~50/15)	2.6 (50/4)	-	-
	3.3 (19/30~20/30)	6.2 (19/30~22/30)	10.8 (46/30~50/4)				
22	모래섞인실트		자갈층	2.8 (50/26~50/20)	7 (50/10~50/2)	1.5 TCR 0% RQD 0%	-
	16.2(2/30~13/30)		1.0(26/30)				
23	-			3.4 (38/30~50/18)	3.8 (50/10~50/3)	1.7 TCR 0% RQD 0%	편마암
24	실트섞인모래		자갈층	2.8 (50/23~50/18)	11.0 (50/10~50/2)	1.5 TCR 30% RQD 0%	편마암
	17.0 (3/30~38/30)		0.7 (38/30)				
25	모래층		자갈층	-	-	7.0 TCR 10% RQD 0%	편마암
	4.8 (3/30~10/30)		21.7 (10/30~50/2)				
26	실트질점토층		자갈층	14.8	-	-	-
	17.8		1.9				
27	자갈층	모래층	자갈층	-	0.4	1.5 TCR 31% RQD 0%	편마암
	4.3 (43/30)	6.8 (14/30~22/30)	6.6 (50/13~50/9)				

뚝의 전체침하량 또는 잔류침하량의 기준치를 정하고 말뚝의 침하가 이 침하량에 도달한 지점의 하중을 극한 하중으로 판정하는 방법이다. 여기서 기준침하량에 대응하는 하중이 갖는 물리적 의미는 명백하지 않으나, 기준침하량이 구조물의 허용침하량으로부터 결정된다면 설계상의 실용성이 고려되기 때문에 이러한 하중을 실용적 극한하중(파괴하중)이라 할 수 있다.

#### 4.1.1 전체침하량 검토

Terzaghi and Peck(1967), Touma and Reese(1974) 및 New York시 기준은 25.4mm 침하시에 대응하는 하중을 극한하중으로 정의하고 있다. De Beer(1964)는 타입말뚝의 경우 말뚝직경의 10%에 해당하는 침하량을 극한하중 판정시의 기준값으로 하고, 현장타설말뚝의 경우 말뚝직경의 30%에 해당하는 침하량을 극한하중 평가시 기준값으로 제안하고 있다. 그러나 Roscoe(1984)는 이들 기준이 너무 크을 지적하여 현장타설말뚝에 대하여 직경의 10%를 기준침하량으로 수정제시하였고 Van Impe(1988)도 직경의 5%를 기준침하량으로 하고 있다.

그러나 표 1에 정리된 35개의 현장타설말뚝의 전체침하량은 풍화암에 근입된 경우는 평균 7.10mm이고, 연암에 근입된 경우는 평균 7.33mm로 전체침하량기준치 25.4mm보다는 상당히 미달되는 것으로 나타난다. 또한, 표 1에서 제시한 현장타설말뚝의 재하시험결과를 이용하여 전체침하량과 말뚝직경에 대한 침하량의 비를 정리하여 극한하중 기준침하량제안치와 비교 도시하면 그림 2와 같다. 그림 2(a)에 의하면 각 현장타설말뚝에 발생된 전체침하량을 이에 대응하는 말뚝직경으로 나누었을 때 0.2%에서 1.0% 사이 범위로 나타났다. 따라서, 말뚝직경에 대한 침하량은 최고 1.0%로 De Beer(1964)가 제안한 극한하중에 대응하는 말뚝직경의 30% 침하량과 비교할 때 매우 작은 침하특성을 나타내고 있다.

반면에 Van Impe(1988)가 제시한 말뚝직경의 5%에 대한 기준침하량은 De Beer(1964)의 기준침하량보다는 훨씬 현장실측치에 근접하여 있으므로 Van Impe(1988)의 침하량 기준이 실용적인 면에서 더 합리적인 것으로 판단된다.

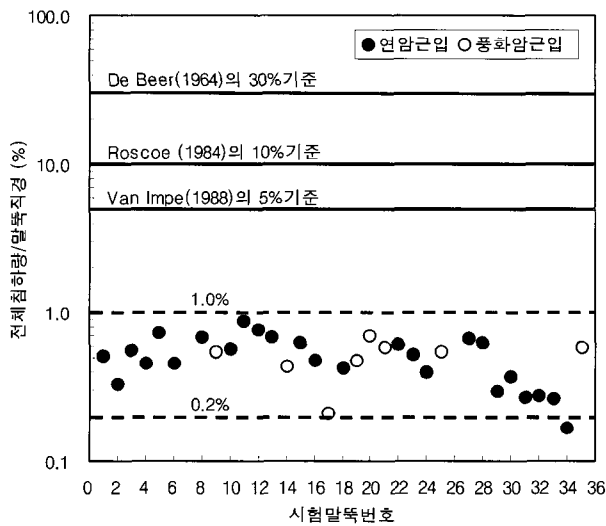
표 1에 수집된 35개의 현장타설말뚝에 대한 실제침하

량은 그림 2(b)에서 보는 바와 같이 13mm( $=\frac{1}{2}$  inch) 정도 발생되고 있기 때문에, 통상적인 극한하중평가를 위한 전체침하량기준인 25.4mm보다 작게 발생되고 있음을 알 수 있다. 이는 이들 말뚝이 마찰말뚝이 아니고 단단한 기반암에 근입되어 있는 선단지지말뚝으로 설계 시공되었기 때문으로 생각된다. 그러므로 이들 외국기준을 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 극한하중평가를 위한 기준침하량으로 적용하기에는 말뚝의 직경과 지지지반의 조건이 상이하므로 국내실정에 맞는 실용적인 기준의 정립이 필요한 것으로 판단된다.

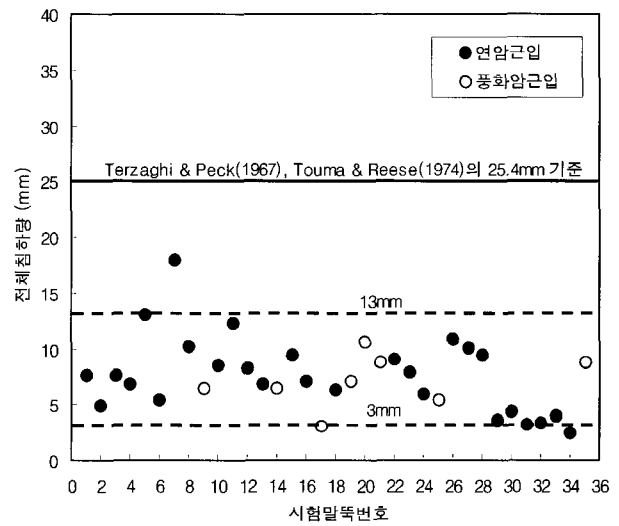
#### 4.1.2 잔류침하량검토

잔류침하량기준은 전체침하량에서 탄성침하량을 배제한 순침하량으로 미국도로교 설계기준에서 제시한 6.3mm( $1/4$  inch)와 DIN에서 제시한 말뚝직경의 2.5%에 해당하는 잔류침하량을 주로 사용하고 있다. 표 1에 정리된 35개의 현장타설말뚝에 대한 말뚝재하시험사례에 대한 잔류침하량은 풍화암에 근입된 말뚝의 경우는 평균 1.71mm이고 연암에 근입된 말뚝의 잔류침하량은 평균 1.59mm로 측정되었다.

한편, 그림 3(a)에서는 잔류침하량을 말뚝직경으로 나누어 백분율로 나타내어 기존의 말뚝직경에 대한 잔류침하량기준과 비교하여 본 결과이다. 이 결과에 의하면

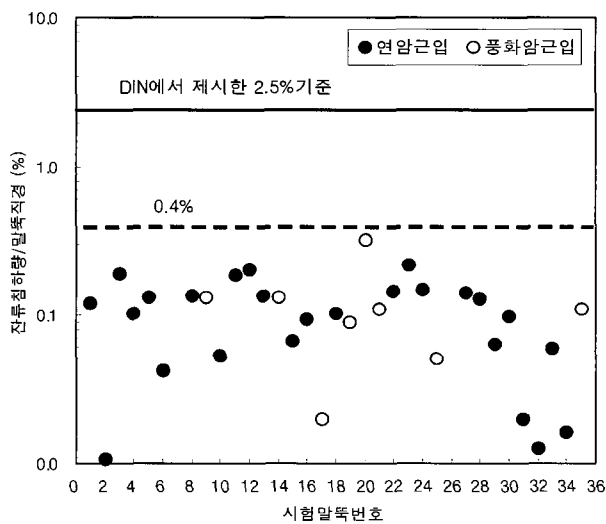


(a) 말뚝직경에 대한 전체침하량의 비

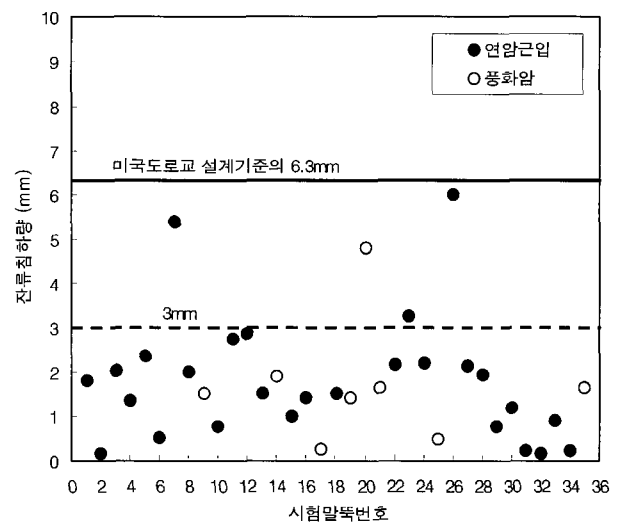


(b) 암종에 따른 전체침하량

그림 2. 말뚝재하시험에서 측정된 전체침하량



(a) 말뚝직경에 대한 잔류침하량의 비



(b) 암종에 따른 잔류침하량

그림 3. 말뚝재하시험에서 측정된 잔류침하량

35개의 현장타설말뚝의 말뚝직경에 대한 잔류침하량의 비는 최고 0.4%로 잔류침하량에 의한 극한하중평가 기준치인 말뚝직경의 2.5%에 비하여 아주 작은 값을 보이고 있다. 또한 그림 3(b)에서와 같이 잔류침하량을 미국도로고 설계기준인 6.3mm( $=\frac{1}{4}$  inch)와 비교하여 보면, 본 현장타설말뚝의 잔류침하량은 3mm( $=\frac{1}{8}$  inch) 정도로 기준치에 비하여 50% 정도밖에 발생되지 않은 것으로 나타났다. 이와 같은 결과는 말뚝선단이 단단한 기반암에 근입되어 있는 선단지지말뚝의 개념으로 시공되었기 때문이며, 또한 말뚝주변의 지지층이 양호할 경우 주변 마찰저항력이 발휘되어 잔류침하량이 작게 발생되었기 때문으로 판단된다.

#### 4.1.3 Davisson 분석법

Davisson은 말뚝의 전체침하량과 말뚝직경(D), 단면적(A), 탄성계수(E), 말뚝길이(L) 및 하중(P)을 복합적으로 고려하여 말뚝기초의 허용하중을 결정하는 방법을 제안하였다. 즉, 탄성압축변형선( $\Delta = P \cdot L / A \cdot E$ )을  $(0.15 + D/120) \times 25.4(mm)$ 만큼 평행이동시킨 선과 하중-침하량관계곡선과의 교점에서의 하중을 극한하중으로 보는 것이다.

그림 4는 시험말뚝 1부터 시험말뚝 27까지 전체침하량과 Davisson분석법에 의한 극한하중에 상응하는 전체침하량과의 비를 백분율로 나타낸 결과이다. 이 그림에 의하면 현장타설말뚝의 전체침하량은 Davisson분석법에 의한 극한하중에 대응하는 침하량의 보통 20~40% (최고 80%)로 Davisson분석법으로 현장타설말뚝의 극한하중을 평가하는 것은 불가능한 것을 알 수 있다.

그림 2~그림 4와 같이 상기 세가지 방법에 의한 분석결과에 의하면 일반적으로 현장타설말뚝에 대한 말

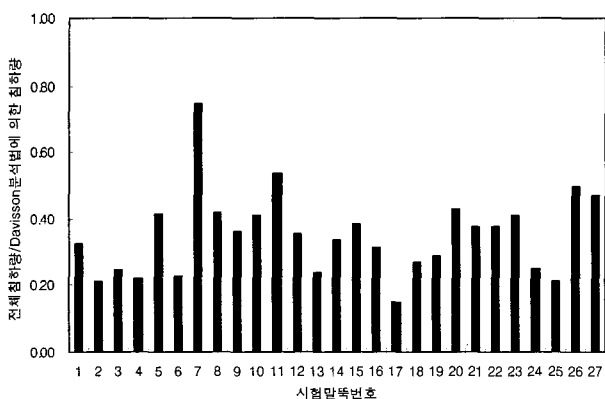


그림 4. Davisson 분석법 적용성 평가

뚝재하시험에서는 설계하중의 2배를 재하하중으로 정하여 시험하므로 말뚝이 극한상태에 도달하기 전에 재하시험이 완료된다. 이들 대부분의 현장타설말뚝은 말뚝선단이 연암층 또는 풍화암층에 깊게 근입되어 있으므로 침하가 아주 작게 발생되므로 극한하중을 판정하기가 매우 어렵다. 따라서 현행 사용되는 침하량기준치나 Davisson분석법에 의하여 극한하중(파괴하중)을 평가하는 것이 현장타설말뚝에 대해서는 불가능한 것으로 판단된다.

#### 4.2 P-logS 분석법에 의한 항복하중

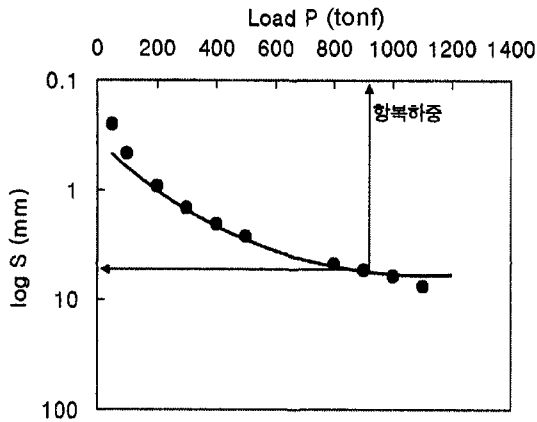
말뚝재하시험결과를 기존 분석법과는 달리 횡축을 정규눈금의 하중으로, 종축을 대수눈금의 침하량으로 한 P-logS 분석법(홍원표 등, 1989)을 도입하여, 암반에 근입되어 침하량이 미소한 대구경 현장타설말뚝의 항복하중 평가에 적용하여 보고자 한다. 이 방법을 시험말뚝번호 1에서 4까지의 현장타설말뚝에 적용하여 보면 그림 5와 같다.

이들 그림에 의하면 변곡점 Y이후 하중과 침하량 거동은 그림 1중의 곡선 C와 같은 경향을 보이고 있다. 따라서 변곡점 Y를 항복하중으로 결정할 수 있다. 이와 같이하여 구한 항복하중은 시험말뚝 1의 경우 910tonf, 시험말뚝 2의 경우 900tonf, 시험말뚝 3의 경우 980tonf이며 시험말뚝 4의 경우 980tonf이었다. 이 값을 기존 항복하중 분석법과 비교하여 보면 표 3과 같다. P-logS 분석법에 의하여 평가된 항복하중 값은 기존 분석법에 의한 항복하중 값과 상관성이 매우 높은 것으로 평가된다. 그리고 기존 분석법과 비교할 때 항복하중 평가에 있어서 다소 안전측임을 알 수 있다.

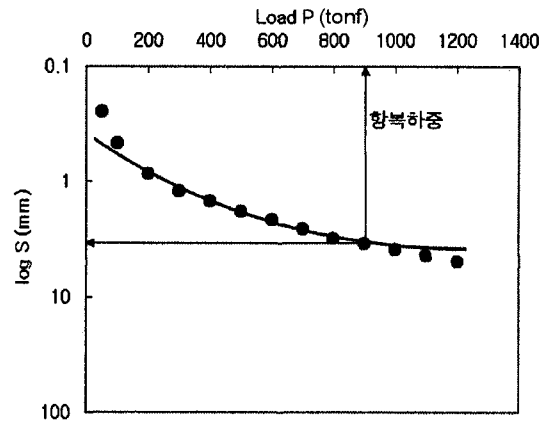
그림 6은 대구경 현장타설말뚝 재하시험결과중 다단계 재하하중에 대하여 침하량이 제시된 시험말뚝번호 5에서 27까지의 말뚝중 대표적으로 8, 12, 17, 21번의 4개말뚝의 하중-침하량 관계를 추가적으로 P-logS 그래프상에 도시한 결과이다. 이들 그림에서 알 수 있듯이 초·중기 하중단계에서는 일정한 곡률을 가지며 볼록한 형태로 나타나다가 중후에는 하중의 증가 곡선의 경향에서 변곡점이 발생하고 있다. 따라서 이 변곡점은 하중과 침하량사이의 거동에 변화가 발생하기 시작한 점으로 평가할 수 있을 것이다.

그림 6에 도시된 바와 같이 하중-대수침하량 관계곡선상에서 곡선과 가장 잘 일치하는 원호를 구하기 위하

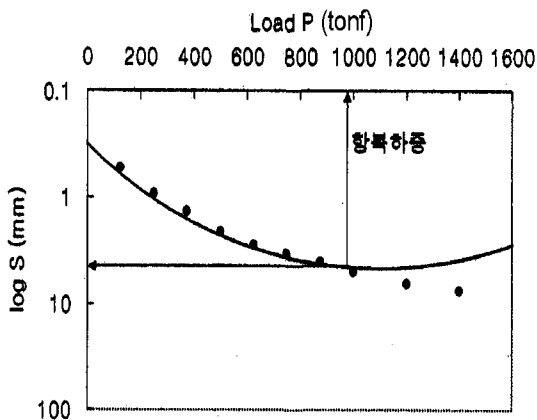




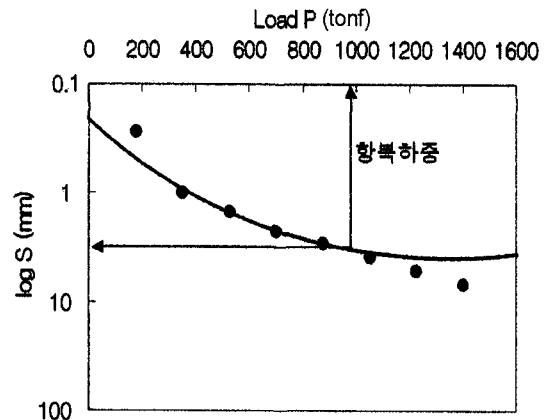
(a) 시험말뚝1



(b) 시험말뚝2



(c) 시험말뚝3



(d) 시험말뚝4

그림 5. 재하시험에 대한 P - Log S 분석법

표 3. P-logS 분석법과 기존 분석법에 의한 항복하중 비교

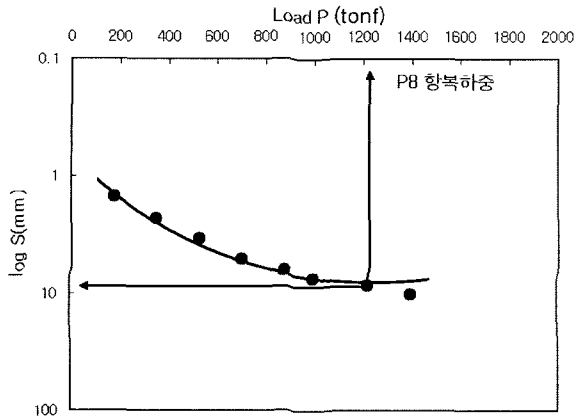
(단위 : tonf)

분석법		시험말뚝 1	시험말뚝 2	시험말뚝 3	시험말뚝 4
P-logS (홍원표 등, 1989)		910	900	980	980
기존	P-S	980	900	1,050	1,100
	logP-logS	900	900	800	950
	S-logt	1,100	1,100	1,200	1,210
	P-ΔS	1,000	1,050	-	-
ΔS/Δ(logt)-P		1,100	800	1,000	1,225

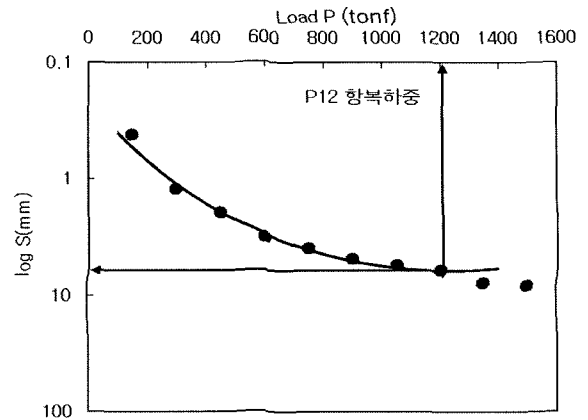
여 반경의 크기를 변화시키면서 원호를 구하였으며, 작도한 원호가 하중-침하량 관계곡선에서 이탈되는 지점을 조사하였다. 초기재하시에는 재하하중에 의한 하중 전달이 불완전하므로, 하중-대수침하량 관계곡선의 초기단계가 전체 곡선의 경향과 다르게 발생할 수 있다. 그러므로 P-logS 분석법 적용시 초기부분이 전체 하중-대수침하량 관계곡선의 변화 경향과 일치하지 않을 경우, 초기부분을 제외한 후 하중-대수침하량 관계곡선상에 원호를 작도하여 변곡점을 찾는 것이 합리적이다.

그림 6에서 시험말뚝 8, 12, 17은 변곡점 Y를 찾기가 용이하며 그림 1의 P-logS 분석법 개요도상의 C와 유사한 거동을 보이고 있다. 그리고 시험말뚝 21은 하중-침하량 관계곡선상의 변곡점 확인이 용이하지 않으므로 P-S 분석법, logP-logS 분석법, S-logt 분석법 등을 병용하여 항복하중을 확인할 필요가 있다.

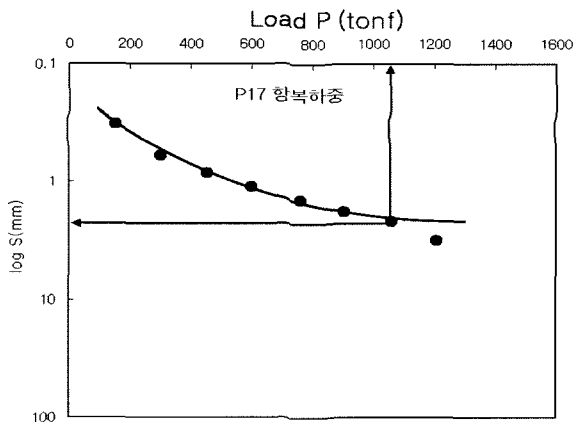
이와같이 변곡점 확인이 용이하지 않은 경우는 재하하중이 아직 항복상태에 도달하지 못하였기 때문일 수 있으므로 이 경우는 최대하중을 항복하중으로 간주하



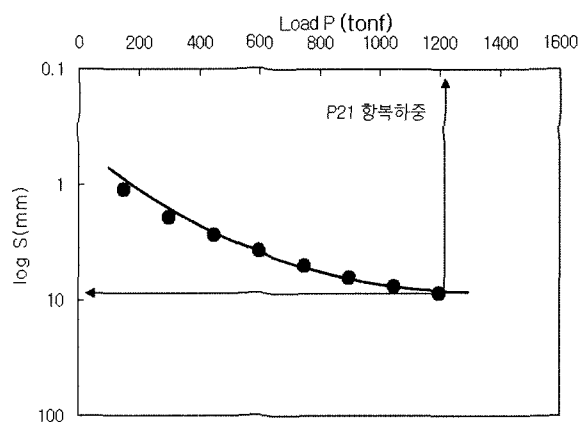
(a) 시험말뚝 8



(b) 시험말뚝 12



(c) 시험말뚝 17



(d) 시험말뚝 21

그림 6. P-logS 분석법에 의한 항복하중 평가

는 것이 바람직하다. P-logS 분석법은 작도법이 기존 분석법에 비하여 간편하고 하중-침하량 관계 곡선상에서 항복하중을 찾기가 용이하다. 따라서 압에 근입된 현장 타설말뚝의 항복하중을 구하는 경우 본 P-logS 분석법을 이용하면 항복하중을 보다 간편하게 구할 수 있다고 판단된다.

### 4.3 재하하중과 침하량

표 1의 시험말뚝번호 1부터 27까지의 현장타설말뚝에 대한 하중과 침하량 사이의 관계를 알아보기 위해 단계별 재하하중과 그 하중에서 발생된 전체침하량을 그림 7에 나타내었다. 이 중 시험말뚝 17은 시험하중 1,208tonf에서 전체침하량이 3.15mm로 재하시험사례중에서 가장 작게 발생하였다. 이는 말뚝길이 15.5m중 풍화암층에 근입된 길이가 12.5m로 말뚝전체길이의 80%가 풍화암에 근입되어 있기 때문인 것으로 판단된다. 시험말뚝 26은 시험하중 800tonf에서 전체침하량이 10.85mm로 다른 말뚝

에 비하여 상대적으로 크게 나타났다. 이는 말뚝길이가 34.5m로 상대적으로 긴 편이나 주변지층 분포특성에 의하면 실트질점토층이 17.8m, 자갈층이 1.9m, 풍화토층이 14.8m이다. 따라서 시험말뚝 26의 지지층은 풍화토층으로 재하하중 700tonf에서 항복이 발생된 것으로 판단된다. 시험말뚝 22는 단계별 재하하중에 의하여 발생하는 침하량의 크기가 다른 말뚝에 비하여 초기부터 과대하게

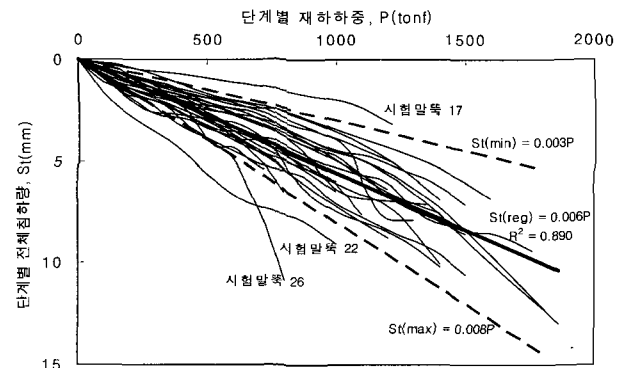


그림 7. 재하하중과 침하량 관계

발생하여 전체시험말뚝의 하중-침하거동과 상이하게 나타났다. 이들 시험말뚝 17, 22, 26을 제외한 나머지 시험말뚝들에 대하여 항복하중 이전의 선형거동을 보이는 하중-침하량 관계를 이용하여 회귀분석을 실시하였다. 이들 시험결과에 의하면 전체침하량과 시험하중의 관계는 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다. 즉 말뚝의 전체침하량은 대부분 재하하중의 0.3%에서 0.8%의 범위에 해당하며 평균적으로는 0.6%의 선형상관관계를 보이고 있다.

$$S_t = (0.003 \sim 0.008) \times P \quad (1)$$

여기서  $S_t$  : 전체침하량(mm),  $P$  : 재하하중(tonf)

여기에서 고려할 사항은 시험말뚝 일부에서 항복응력이 발생되었으나 대부분의 경우 최대시험하중까지 변곡점이 발생하지 않는 선형거동을 보이고 있다. 이들 재하시험 중 현장타설말뚝 또는 지지지반 어느 한쪽에 파괴나 항복이 발생되지 않게 사전에 시험하중을 결정하여 재하하여 대부분 항복하중 발생전에 재하시험이 종료되었다. 그러므로 상기 회귀분석에 의한 관계식은 항복하중 도달 이전의 하중-침하량 거동특성을 나타내고 있다 할 수 있다. 그러나 실제 말뚝두부에 작용하는 설계하중의 크기와 비교할 때 본 사례현장의 시험하중은 600~1,880tonf로 충분히 크므로 말뚝설계시 하중-침하특성관계를 평가하기 위한 경험식으로 활용할 수 있다고 판단된다.

#### 4.4 암근입비와 침하량

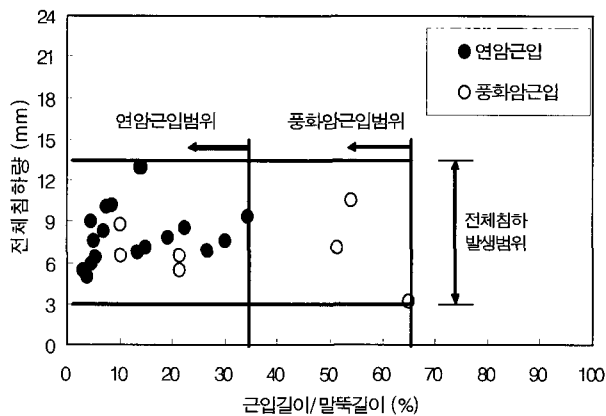
그림 8(a)는 표 1의 재하시험 사례중 지층구성정보가

있는 27개의 현장타설말뚝을 대상으로 지지층이 풍화암층 혹은 연암층에 근입된 말뚝길이를 말뚝전체길이로 나눈 근입비를 횡축에 나타내고, 종축에 전체침하량을 나타내어 암 근입비가 현장타설말뚝의 침하에 미치는 영향을 조사한 결과이다. 이 결과에 의하면 전체침하량은 거의 일정한 범위내에서 발생되고 있음을 알 수 있다.

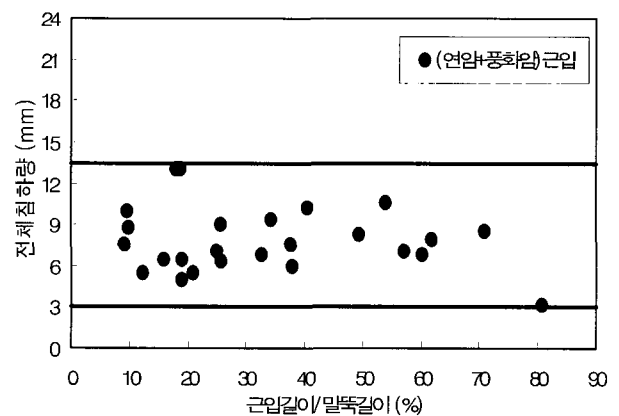
과잉침하가 발생한 시험말뚝 7을 제외하고 연암층에 근입된 말뚝의 전체침하량과 풍화암층에 근입된 말뚝의 전체침하량은 3~13mm사이의 거의 비슷한 영역내에서 발생하였음을 알 수 있다.

말뚝의 근입비는 연암층에 근입되어 있는 경우는 말뚝전체길이에 대하여 35%이내이나 풍화암층에 근입되어 있는 경우는 65% 이내로 나타났다. 그러나 말뚝의 전체침하량이 두 경우 모두 동일한 범위에서 발생한다는 것은 풍화암층의 강도특성을 고려하여 연암보다 깊게 근입시켜 침하에 저항하였기 때문인 것으로 생각된다. 반면에 풍화암층보다 단단한 연암층에 근입된 경우는 풍화암층에서 보다는 근입길이를 짧게 하여도 큰 침하가 발생되지 않음을 보여주고 있다. 결국 현장타설말뚝 설계시는 침하량이 이 범위내에 발생되도록 암 근입비를 결정함이 바람직하다.

한편 그림 8(b)는 그림 8(a)에 도시된 27개의 현장타설말뚝에 대하여 풍화암층과 연암층의 두께를 모두 합한 길이를 말뚝전체길이로 나눈 값을 횡축에 나타내고 종축에는 전체침하량을 나타내어 암반층에서 말뚝길이를 전체말뚝길이로 나누어 풍화암층과 연암층에 대한 근입비가 말뚝의 전체침하량에 미치는 영향을 조사한 결과이다.



(a) 연암 혹은 풍화암에 대한 근입효과



(b) 기반암층에 대한 근입효과

그림 8. 암 근입비와 전체침하량

그림 8(b)에서 보는 바와 같이 이들 현장타설말뚝의 전체침하량은 풍화암과 연암을 합한 암층에 근입된 말뚝의 길이에 관계없이 3~13mm사이에 발생되고 있다. 그러나 이들 사례의 현장타설말뚝은 말뚝전체길이에 대한 암층의 근입비는 10~80%사이에 분포하고 있어 이 범위의 암근입비에서 전체침하량의 변화는 비슷하게 발생되고 있으므로 경제적인 근입비에 대한 연구가 좀더 수행되어야 할 것으로 판단된다.

결국 그림 8의 결과에 의하면 전체침하량에 대한 상한계는 13mm가 적절하며 이는 현행 극한하중에 해당하는 기준침하량인 25.4mm의 50%에 해당하는 값이다.

따라서 25.4mm의 기준침하량을 실용적인 극한하중을 구하는 기준침하량이라면 이 값의 절반인 13mm는 극한하중이전의 실용적인 항복하중을 구하기 위한 기준침하량으로 간주함이 합리적일 것이다.

## 5. 결론

암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝에 대한 35개소의 말뚝정재하시험 결과로부터 하중-시간-침하량을 측정하여 말뚝의 침하특성을 집중적으로 분석하였으며, 이들 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 현장타설말뚝 재하시험중 발생된 전체침하량은 말뚝직경의 0.2~1.0%범위에 나타나고 잔류침하량은 말뚝직경의 0.4%이하로 나타난다. 따라서 말뚝직경에 대한 전체침하량과 잔류침하량의 상한치인 1%와 0.4%를 각각 현장타설말뚝의 안전성을 평가하는 침하량기준으로 사용할 수 있다.
- (2) 풍화암층과 연암층에 근입된 현장타설말뚝중 전체침하량의 최대치는 13mm이고 잔류침하량의 최대치는 3mm로 나타난다. 따라서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 전체침하량과 잔류침하량에 대한 설계기준을 각각 13mm( $\frac{1}{2}$  inch)와 3mm( $\frac{1}{8}$  inch)로 하여 이에 대응하는 하중을 항복하중으로 규정하는 것이 타당하다.
- (3) 항타말뚝에 적용하기 위하여 제시되었던 P-logS 분석법은 암반근입 대구경 현장타설말뚝의 항복하중

을 결정하기 위한 방법으로도 적용할 수 있다.

- (4) 말뚝재하시험결과 항복하중에 도달하기 이전 범위에서 재하하중과 침하량은 선형적인 상관성이 매우 높다. 즉, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 전체침하량은 재하하중의 0.3~0.8%의 범위에 해당하며, 평균적으로 0.6%의 선형적 상관관계를 가진다.

## 감사의 글

이 논문은 2005년도 정부(교육인적자원부)의 재원으로 한국대학교육협의회 대학교수 국내교류 연구비 지원에 의한 것임.

## 참고 문헌

1. 김정환 (1997), *편마암에 근입된 현장타설말뚝의 지지거동 분석*, 박사학위논문, 서울대학교.
2. 최용규 (2000), "대구경 말뚝정재하시험 및 하중전이 측정사례", *한국지반공학회 2000년 말뚝기초 학술발표회 논문집*, pp.109-141.
3. 한국지반공학회 (2002), *깊은기초*, 지반공학시리즈 4, 구미서관, pp.185-186.
4. 홍원표, 양기석, 이장오, 성안제, 남정만 (1989), "관입말뚝에 대한 연직재하시험시 항복하중의 판정법", *대한토질공학회*, 제5권, 제1호, pp.7-18.
5. Davisson, M.T. (1972), "High Capacity Piles", *Proc. of Lecture Series Innovations in Foundation Construction, ASCE*, Illinois Section, Chicago, pp.52.
6. De Beer, E.E. (1964), "Some Considerations Concerning the point Bearing Capacity of Board Piles", *Proc. Symp. Bearing Capacity of Piles*, Roorkee, India.
7. Hong W. P. and Yea G.G. (2002), "A Study on Prediction of Bearing Capacity of Cast-in-Place Pile", *Proc. of the 6th International Symposium, Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development, ISEG*, Seoul, Korea, pp.601-606.
8. Roscoe, K. H. (1984), "Comparison of Tied and Free Pier Foundation", *Proc. 4th Int. Conf. S.M. & F. E.*, Vol.2, pp.419.
9. Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, New York; Wiley
10. Tomlinshon, M.J. (1987), *Pile Design and Construction Practice*, 3rd Edition, pp.97-152.
11. Touma, F. T., and Reese, L. C. (1974), "Behavior of Board Poles in Sand", *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, Vol.100.
12. Van Impe, W. F. (1988), "Considerations on the auger pile design", *Deep Foundation on Bored and Auger Piles (Rotterdam)*. pp.193-218.
13. Zhang, L. and Einstein, H. H. (1998), "End Bearing Capacity of Drilled Shafts in Rock", *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.124, No.7, pp.574-584.

(접수일자 2005. 5. 31, 심사완료일 2005. 7. 5)