

국내 SIP 말뚝의 지지력 특성에 관한 연구

A Study on the Characteristics of Bearing Capacity for SIP Piles in Domestic Areas

이 송 ^{*1}	Lee, Song	박 준 홍 ^{*2}	Park, Jun-Hong
박 중 배 ^{*3}	Park, Joong-Bai	김 태 훈 ^{*4}	Kim, Tae-Hwoon

Abstract

In this research, problems of recent design methods and their improvement for SIP(Soil-Cement Injected Precast Pile) in domestic areas were studied by using the properties of load-settlement curves and bearing capacity from field loading tests. Elastic and plastic settlement for total settlement in each loading step of loading tests conducted in domestic areas has been shown to have a tendency. From this tendency and bearing capacity determined by loading tests, it could be ascertained that empirical chart could be an assistant tool in SIP design. It was shown that SIP design using N-value in domestic area with soil condition of granitic type resulted in very conservative bearing capacity. On the other hands, in soil with unfitted geological conditions, the design could be insecure. Also, we could ascertain that Meyerhof's bearing capacity using modified N-value on the tip part of pile was more applicable than recent design method where tip bearing capacity was $20N_{Ap}$, N-value limited to 50. These results showed that modified design method could be more economic than those in the past because it used pile's bearing capacity unto tolerable load of pile material.

요 지

본 연구에서는 국내 최근 SIP(Soil-Cement Injected Precast Pile) 공법의 문제점과 그 개선책에 대하여 현장재하시험 결과로부터 하중-침하량곡선과 지지력 특성을 이용하여 고찰하였다. 재하시험결과 전체침하량에 대한 탄성 및 소성침하량은 일정한 경향성을 갖으며, 이러한 경향성과 재하시험으로부터 결정한 지지력을 이용한 경험적인 차트가 SIP 설계에서 이용될 수 있다. 지지층의 지질조건이 화강암류를 갖는 국내 지역에서 N값을 이용한 SIP 설계는 매우 보수적인 결과를 보이고 있다. 반면 지지층의 지질학적 조건이 불리한 경우 불안정한 결과를 보일 수 있다. 또한, 말뚝선단에서 N값을 수정한 Meyerhof의 지지력식이 N값이 50으로 한정되고 선단지지력을 $20N_{Ap}$ 으로 간주한 최근의 설계보다 적절하다는 것을 확인할 수 있었다. 이러한 결과들은 수정된 설계법이 말뚝의 지지력을 말뚝재료의 허용하중까지 이용하기 때문에 과거보다 경제적인임을 시사한다.

Keywords : Bearing capacity, Elastic and plastic settlement, Load-settlement curve, N-value, SIP

1. 서 론

오늘날 사회 및 경제적으로 삶의 질을 추구하는 경향

은 여러 토목 및 건축공사에서 환경 친화적인 공법을 개발하는 원동력이 되고 있다. 이러한 추세로 인구밀집지역에서 시공되는 말뚝기초의 경우 건설공해-소음,

*1 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., The Univ. of Seoul, Dept. of Civil Engrg.)

*2 정회원, 한국주택공사 송산사업단 과장 (Member, Chairman of a Dept., Korea National Housing Cooperation, Dept. of Song-San)

*3 정회원, (주)대우건설 토목기술2팀 차장 (Member, A Vice-chief, Dae-woo Engrg., & Construction Cooperation, Secondary Team of Civil Technique)

*4 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 박사수료 (Member, Completion of a Doctor Course, The Univ. of Seoul, Dept. of Civil Engrg., cyclic@sidae.uos.ac.kr)

진동 등 -를 피하기 위해 항타공법보다는 지반굴착 후 기성말뚝을 매입하는 SIP(Soil-Cement Injected Precast Pile)공법을 적용하고 있다. SIP 공법은 일본에서 처음 개발된 이후 국내 말뚝공사의 30% 이상을 차지하고 있으며, 공사량의 지속적인 증가가 예상되고 있다.

일본에서는 SIP 공법의 시공을 국내와 다르게 적용하고 있으며, 여러 시공법에 따른 설계식을 제안하고 있다. 하지만, 과거 국내에서는 SIP 공법에 적용하는 설계 지지력이 기성말뚝의 종류와 직경에 따라서 일정 값을 갖는 지지력으로 설계하였다. 이것은 매우 보수적인 설계법으로 다른 외국과 비교하여 비경제적일 뿐만 아니라 지반조건에 따라서 불안정한 결과를 발생시킬 수 있다. 또한, 외국에서는 SIP 공법의 설계하중을 말뚝재료 허용하중의 100% 가까이 적용하고 있는데, 현재 국내에서는 SIP 공법에 적용하고 있는 설계식이 정립되어 있지 않고 대부분의 경우 말뚝의 지지력이 표준관입시험의 N값을 이용한 Meyerhof, Terzaghi 식으로 산정되어 지반조건 및 시공조건에 따른 말뚝의 지지력 결정방법에 대한 정립과 경제적인 설계법이 요구되고 있다.

본 논문에서는 국내 여러 지역에서 SIP 공법으로 시공된 말뚝, 113개의 재하시험결과를 이용하여 현재 설계에서 많이 이용되고 있는 Meyerhof 식의 적용성을 평가하고 지질학적으로 지지층이 화강암류인 지반에 시공된 SIP 말뚝의 하중-변위 특성을 파악하여 지반 지지력에 따른 하중-침하량 곡선을 결정하였다.

또한, 재하시험결과로부터 말뚝의 지지력뿐만 아니라 허용변위가 만족되는 하중을 결정하여 국내에서 시공되는 SIP 설계법의 문제점을 도출하고 그 개선방안을

제안하고자 한다.

2. 국내 지반 및 시공 조건

2.1 국내 지반조건

국내의 대표적인 지반조건은 그림 1과 같이 매립토, 충적 및 봉적토, 풍화토, 풍화암, 연암 순으로 지층이 형성되어 있다. 이러한 국내 여러 지역은 지반 종류는 유사하지만, 각 층마다 다양한 층두께를 갖고 있다. 그러나, 매립지반이나 충적 및 봉적 토사층과 같은 상부토층, 풍화토, 풍화암층을 경계로 N값이 현저하게 구분되며 증가하는 경향이 있으므로 해석조건으로 지반을 3개의 층으로 구분하여 분석하였다. 여기서, 지층사이에 분포하는 부분적인 다른 지층들은 그 층두께가 작기 때문에 고려하지 않았다.

따라서, 본 논문에서는 선단지지력은 말뚝 선단부 지반의 N값을 이용하여 선단지지력을 결정하였고 말뚝의 주면마찰력은 말뚝주면 지반을 두 개의 층으로 구분하여 결정하였다.

말뚝재하시험은 그림 2와 같이 서울 도봉, 의정부, 신갈, 원주, 광주, 진안, 아산, 전주, 안동 지역으로 국내 여러 지역에서 실시되었다. 전주지역을 제외한 다른 지역의 경우 지지층이 화강암 계열의 지반이므로 좋은 지반 조건을 갖는 반면, 전주지역은 지질조건이 옥천층군으로 다른 지역에 비해 낮은 지반강도를 갖는 것으로 보인다. 즉, 옥천층군의 지층은 변성정도가 낮은 사암·점판암을 비롯해 석회암·규암·운모편암 등을 포함하

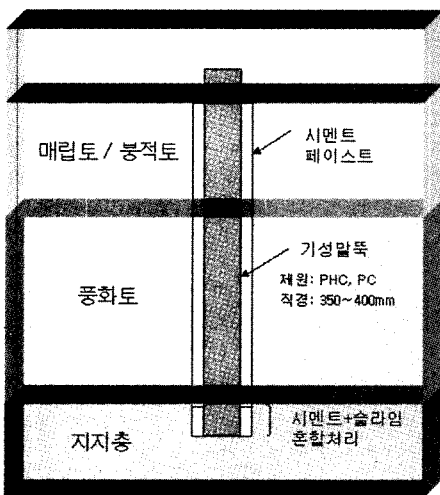


그림 1. 지층분포 및 말뚝조건

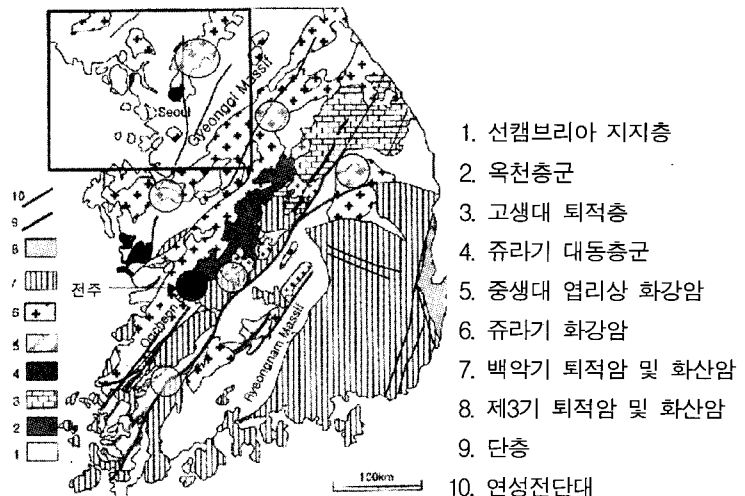


그림 2. 말뚝재하시험 지역의 지질도

고 있어 재하시험결과시 다른 지역에 비해 침하량이 크게 발생한 것을 볼 수 있다.

상기와 같은 지층조건에서 국내 SIP 말뚝은 N값이 50 이상이 되는 풍화토, 풍화암, 연암까지 천공하여 기성말뚝을 매입하므로써 지지층에 근입된 말뚝조건을 갖고 있다. 이때 대부분의 말뚝 근입깊이는 5~14m 사이에 분포하고 있다.

2.2 시공 조건

일본에서의 SIP 공법은 매입말뚝의 일종으로 설계심도보다 3d(여기서, d:말뚝직경) 깊게 천공한 후 강도가 서로 다른 주면 및 선단고정용 페이스트를 투입후 경타하는 방법으로 시공하고 있다. 그러나, 국내의 경우 대부분은 굴착후 선단고정과 슬라임 제거를 위해 시멘트 페이스트를 주입하여 굴착하부에 남아있는 슬라임과 교반혼합한 후 기성말뚝을 삽입하고 경타한다. 그 후 주면에 시멘트 페이스트를 주입하는 방식으로 시공하고 있다. 따라서, 이러한 다른 시공조건을 갖기 때문에 국내에 적합한 설계식이 정립되어야 할 것으로 판단한다.

본 논문에서는 SIP 시공시 기성말뚝의 제원은 PHC (Pretensioned Spun High Strength Concrete piles)를 주로 사용하였으며, 부분적으로 PC 말뚝을 사용하였다. 이 때 SIP 공법에 사용되는 PHC말뚝의 직경은 일반적으로 350, 400mm이며, PC말뚝의 경우 400mm이다. 또한, 이들 말뚝의 허용 재료하중은 각각 88ton, 109ton, 및 66ton이다.

3. 말뚝재하시험결과

국내 말뚝재하시험은 KS F 2445방법으로 반복재하법과 표준재하법을 이용하여 대부분이 설계하중의 2배까지 하중을 가하여 기시공된 말뚝의 지지력을 검증하기 위해 실시하였다. 이러한 각 지역의 말뚝재하시험 결과는 그림 3과 같다. 국내 여러 지역의 SIP 말뚝의 재하시험결과들은 각 지역별로 그리고 같은 지역이라도 위치별로 다른 하중-침하량 곡선을 나타내고 있다. 이러한 다른 하중-침하량 곡선을 나타내는 것은 비록 선단지반이 N값 50이상이지만, 지반강도 특성이 다르기 때문이라 판단된다. 즉, 기존 연구에 의하면 국내 SIP 시공시 말뚝의 주면마찰력은 말뚝선단지지력의 평균 10%이하의 하중분담율을 가지므로, 하중의 대부분을 말뚝 선단에서 분담하는 것으로 볼 수 있다. 따라서, 말뚝의 지지

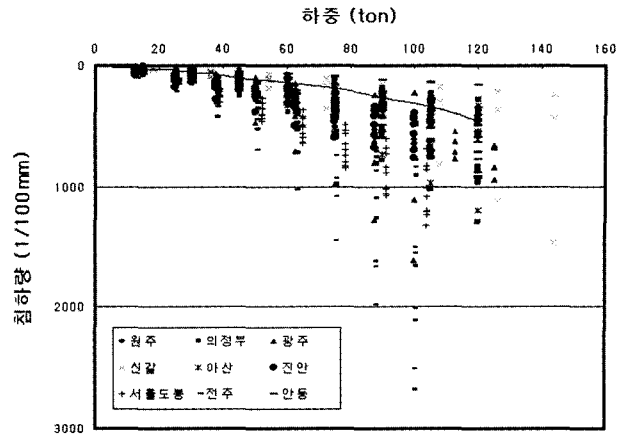


그림 3. 말뚝재하시험 결과

력 결정시 선단지반의 일률적인 N=45~50의 적용은 선단지반의 다양한 강도특성을 고려하지 못하여 비경제적인 설계를 발생시킬 것이라 예상할 수 있다. 결국, 말뚝 선단지역에 위치한 암반의 강도특성이 말뚝재하시험 결과에 지배적인 영향을 미칠 것으로 판단할 수 있다.

그림 3에서 전주 지역의 경우 특히 N=50 이상이지만 지반의 강도가 다른 지역에 비하여 낮으며, 특히 2개 사이트에서 말뚝의 갑작스러운 파괴 경향을 볼 수 있었는데, 이러한 결과는 과도한 슬라임 발생 및 부정확한 지반조사결과 자료를 이용한 결과로 볼 수 있다. 또한, 이 지역의 재하시험결과로 볼 때 다른 지역에 비해 말뚝의 침하량이 크게 발생한 것이 앞에서 기술한 바와 같이 지역별 지질도를 살펴본 결과와 부합하는 것으로 말뚝 선단지반의 강도 특성이 연약하기 때문이라고 판단할 수 있다.

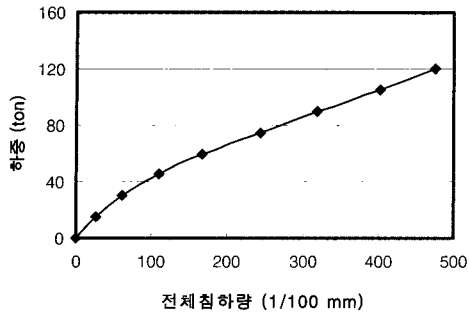
4. 말뚝재하시험의 하중-침하량 특성

현장에 시공된 SIP말뚝의 말뚝재하시험 결과를 이용하여 말뚝종류, 말뚝 직경, 그리고 시공지역에 따른 하중-침하량 특성을 고찰하고자 다음과 같이 분석을 실시하였다.

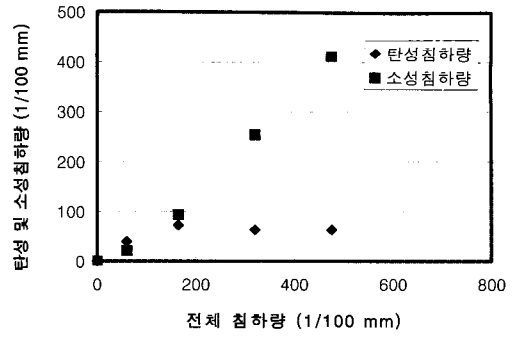
4.1 PHC 말뚝

4.1.1 재하시험시 탄성및소성침하량의 상호관계분석

의정부 지역에서 한 사이트의 말뚝재하시험결과인 단계별 하중에 따른 하중-침하량곡선과 탄성침하량 및 소성침하량을 그림 4에 나타내었다. 여기서, 탄/소성침하량은 단계하중 30ton씩 증가될 때 값이며, 말뚝재하시



(a) 하중-침하량 곡선



(b) 전체침하량에 대한 탄성/소성침하량

그림 4. 임의 재하시험에서 단계하중별 침하량 특성

험의 반복재하법에 의해 결정된 값이다.

그림 5는 113개의 사이트에서 실시한 재하시험결과를 종합한 결과로 설계하중 2배의 하중에서 침하량 특성은 각각의 사이트에서 갖는 침하특성과 유사한 경향을 나타내었다.

그림 4에서 볼 수 있듯이 탄성침하량은 단계 하중이 증가할수록 처음 증가하다 수렴하게 되며, 소성침하량은 그 증가폭이 점점 커지게 된다. 이러한 경향은 그림 5의 말뚝재하시험시 설계하중의 2배의 하중, 100~120ton까지 재하했을 때 전체침하량에 대한 탄성 및 소성침하량의 변화 양상을 종합했을 때도 보여지고 있다. 여기에서도 마찬가지로 탄성침하량은 하중이 증가할수록 처음 증가하다 수렴하며, 소성침하량은 그 증가폭이 점점 증가하고 있다. 따라서, 이것은 N값이 50이상 되는 지반에 시공된 SIP 선단지지말뚝의 경우 일정한 경향을 갖는 하중-침하량 곡선을 갖는다는 것을 의미한다.

결국, 이러한 하중-변위 곡선이 결정이 되면, SIP 말뚝 설계시 그림 5와 같이 일정한 경향을 갖는 하중-변위 곡선을 이용하여 지지력을 경험적으로 결정할 수 있을 것으로 판단한다.

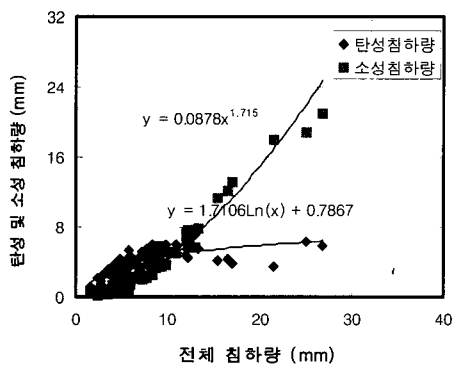


그림 5. 설계하중 2배의 하중에서 침하량 특성

4.1.2 말뚝직경에 대한 침하량 영향

말뚝길이가 길어질수록 마찰저항이 증가되어 임의 하중에 대한 말뚝의 침하량은 말뚝길이에 영향을 받게 된다. 따라서, 설계하중의 2배인 재하하중에서 발생된 침하량을 말뚝길이를 정규화시켜 말뚝직경에 따른 침하량 영향을 살펴보았다.

실제 현장에서 많이 이용되는 말뚝직경은 350mm, 400mm로 제한된 범위이지만 먼저, 말뚝직경이 탄성침하량에 미치는 영향을 살펴보았다.

그림 6과 같이 말뚝의 직경은 전체침하량에 따른 탄성침하량 곡선에 큰 영향을 미치지 않는 것을 볼 수 있었다. 또한, 이러한 전체침하량에 따른 탄성침하량 곡선은 회귀분석결과 식 (1)과 같았다.

$$\frac{\delta_E}{L} = 0.0236 \ln \frac{\delta_T}{L} + 0.1065 \quad (1)$$

여기서, δ_E 은 탄성침하량, δ_T 은 전체침하량이다.

말뚝직경이 소성침하량에 미치는 영향은 탄성침하량과 마찬가지로 말뚝직경은 소성침하량에 거의 영향을 미치지 않고 있음을 그림 7에서 볼 수 있다. 이때 전체

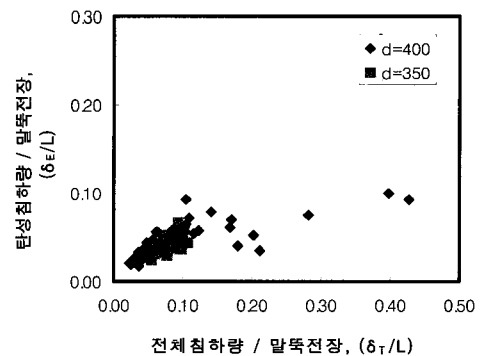


그림 6. 말뚝직경에 따른 탄성침하량 영향 검토

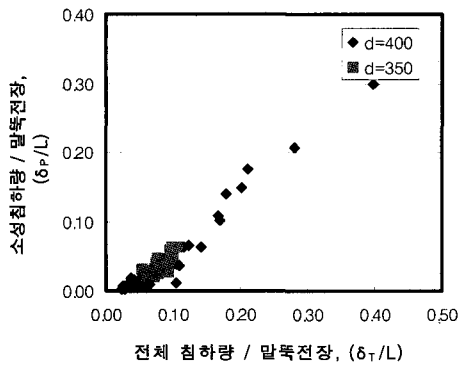


그림 7. 말뚝직경에 따른 소성침하량 영향 검토

침하량에 따른 소성침하량 곡선은 회귀분석결과 식 (2)와 같았다. 여기서, δ_P 는 소성침하량이다.

$$\frac{\delta_P}{L} = 1.7669 \left(\frac{\delta_T}{L} \right)^{1.62} \quad (2)$$

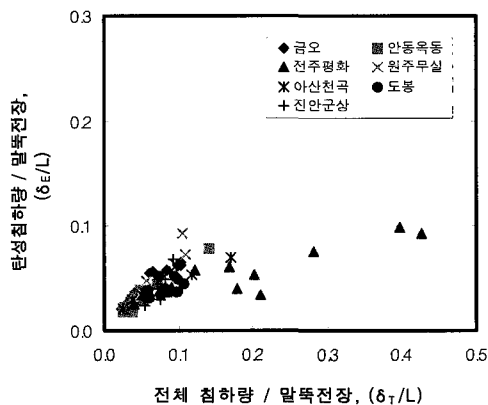
4.1.3 지역별 침하량 특성 분석

국내 여러 지역에서 시공한 SIP 말뚝의 재하시험결과를 이용하였으므로 사용된 자료의 각 지역별 특성과 지역별로 서로 다른 지반조건에서 경향성을 갖는 가를 살펴보았다.

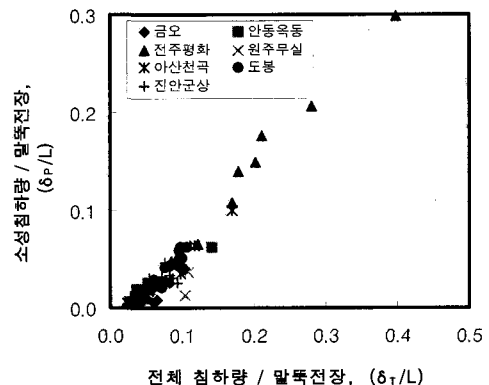
그림 8에서 보듯 각 지역별로 전체 침하량에 대한 탄성 및 소성 침하량 곡선은 일정 범위 내에서 모여 있지만, 이것들을 종합적으로 살펴보면 상기에서 설명하였듯이 일정한 경향을 갖는 탄성침하량 곡선과 소성침하량 곡선을 나타낼 수 있다. 여기서, 전주지역의 경우 다른 지역에 비해 전체침하량이 매우 크게 발생됨을 볼 수 있다.

4.1.4 단계별 하중에 대한 탄·소성 침하량의 관계

상기에서 SIP 설계하중의 2배까지 재하한 후의 전체 침하량을 탄성 및 소성침하량과의 관계를 검토한 결과 일정한 경향을 나타내었다. 따라서, 하중조건을 50ton, 70ton, 100ton, 120ton으로 세분화하여 다시 분석한 결

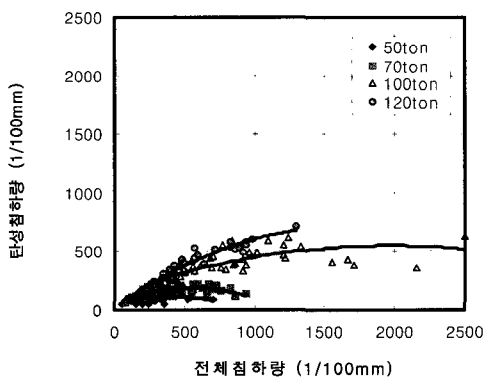


(a) 탄성침하량

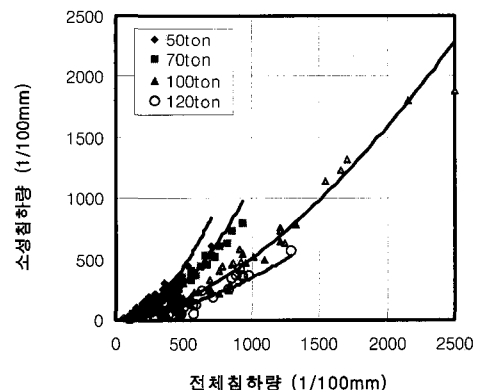


(b) 소성침하량

그림 8. 지역별 전체 침하량에 대한 탄성 및 소성침하량 곡선 분포



(a) 탄성침하량



(b) 소성침하량

그림 9. 단계별 하중에서 전체침하량에 대한 탄성 및 소성침하량

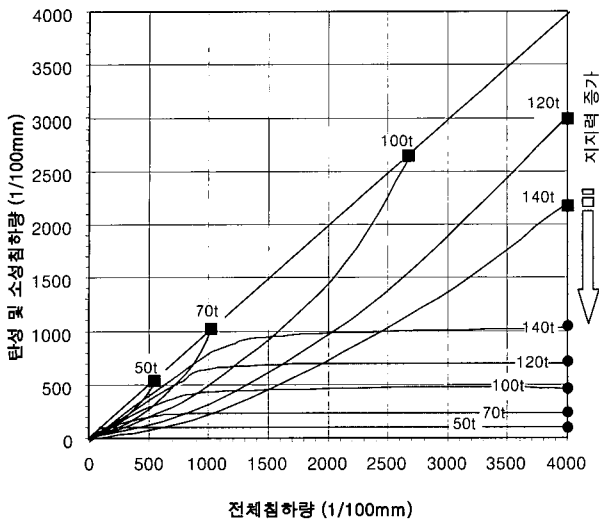


그림 10. 하중별 전체침하량에 대한 탄성 및 소성침하량

과 그림 9와 같았다. 여기서, 각각의 하중조건에서 전체 침하량에 대한 탄성 및 소성침하량조건은 일정한 관계를 갖는 곡선을 보여주고 있었다.

하중이 증가할수록 탄성침하량은 그림 9 (a)에서와 같이 곡선의 기울기가 증가됨을 볼 수 있다. 반면, 이에 대응하는 그림 9 (b)에서의 소성침하량은 하중이 증가할수록 곡선의 기울기가 작아졌다. 따라서, 같은 하중조건에서 탄성침하량과 소성침하량이 같은 지점은 하중이 증가할수록 계속 증가하게 된다.

또한, 그림 9 (a)에서 탄성침하량은 임의 하중조건에서 전체침하량이 증가하면 초기에는 증가하다 각 하중의 경계치에서 수렴하게 된다.

그림 9의 단계 하중에서 전체침하량에 대한 탄성 및 소성침하량을 하나의 그래프로 나타낸 것이 그림 10이다. 여기서, 지반의 지지력이 좋을수록 그래프는 하단부로 이동하게 되며, 탄성침하량을 따라 임의 하중단계

의 소성침하량 곡선과 교차하는 지점이 그 지반의 임의 하중단계에서 전체침하량, 소성침하량이라 판단할 수 있다. 즉, 이것은 각각의 하중단계에 대응하는 침하곡선으로 임의 지지력을 갖는 지반에서 침하량 특성을 경험적으로 예측할 수 있으리라 판단된다. 따라서, PHC 기성말뚝의 하중-침하량 곡선은 지반조건별(지반강도 특성)로 일정한 관계를 갖는 탄성 및 소성침하량 곡선을 나타내며, 역으로 이러한 침하량곡선으로 지반의 강도 특성을 추정할 수 있을 것으로 판단한다.

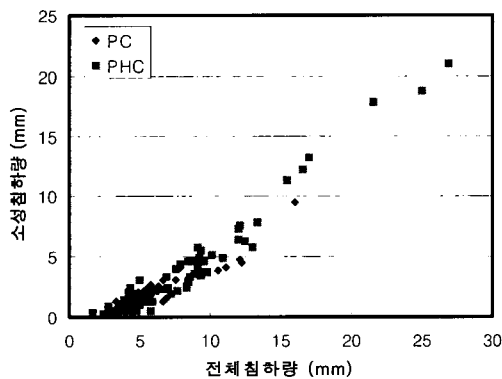
4.2 PC 말뚝

재하시험결과 항복하중은 PHC 말뚝과 마찬가지로 기존 설계하중의 2배인 100ton 이상을 모두 만족하지만, 발생된 총침하량은 PHC 말뚝에 비해 작게 발생되었으며, PHC와 마찬가지로 같은 경향의 침하량 곡선을 나타내고 있었다.

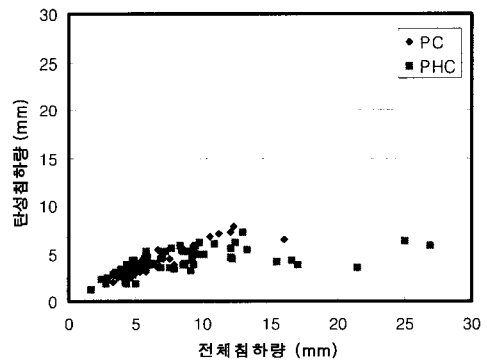
즉, PC 말뚝의 전체침하량에 대한 탄성 및 소성 침하량 곡선은 그림 11과 같이 PHC 말뚝과 같은 경향의 곡선을 나타내므로 PHC 말뚝분석결과와 거의 유사한 탄성 및 소성침하곡선을 나타낸다.

5. 지지력 분석

과거 국내의 경우 암반에 근입된 말뚝 설계 개념에서 선단지지력을 결정하기 위해 N=45~50을 적용하였기 때문에 말뚝종류와 말뚝 직경이 결정되면 바로 PHC 350mm는 50ton, PHC 400mm는 60ton, PC 400mm는 50ton으로 설계하중을 결정하였다. 여기서, 그림 12와 같이 설계지력이 실제 현장에서 만족하는 지를 확인하기 위해 재



(a) 소성침하량곡선



(b) 탄성침하량곡선

그림 11. 전체침하량에 대한 탄성 및 소성침하량곡선 (PC, PHC)

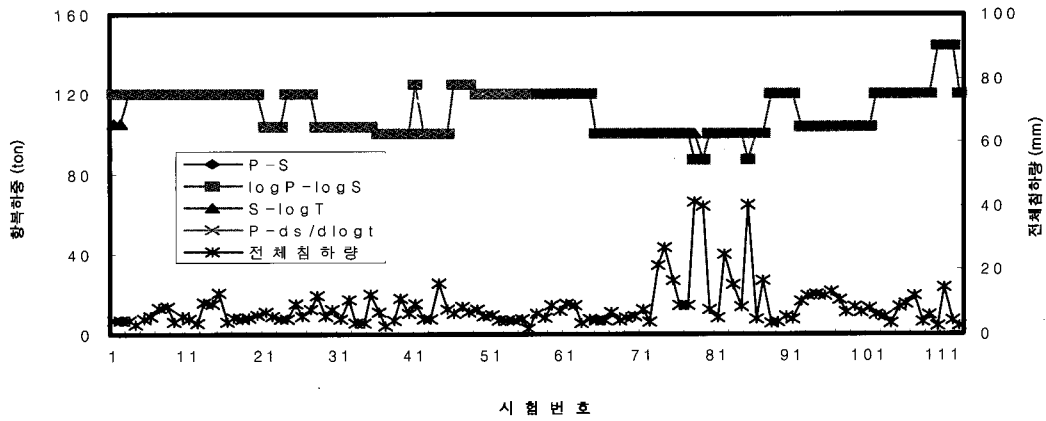


그림 12. 국내 지역의 말뚝재하시험의 항복하중과 전체침하량

하시험을 실시하였다. 즉, 재하시험시 설계하중의 2배 까지 재하하여 항복하중이 설계지지력의 2배 이상까지 만족되는지 확인하였다.

본 논문에서 재하시험결과를 종합해 볼 때 일본에서의 침하량 기준 25mm 이내에 들어오며, 대부분의 재하시험결과가 보다 작은 침하량조건에서 항복하중이 결정되었다. 이것은 말뚝의 지지력이 보다 크게 평가될 수 있다는 것을 의미한다. 즉, SIP 공법의 경제성을 고려한 설계 및 시공이 이루어지기 위해서는 말뚝의 지지력 결정시 표준관입시험 N값만을 이용하는 것이 매입말뚝을 재료의 허용하중까지 적용시키는 외국 사례와 비교해 볼 때 비경제적인 설계를 초래할 것으로 판단된다.

또한, 그림 12에서 재하시험으로 결정한 항복하중이 작은 침하량 안에서 결정된 것을 볼 수 있다. 이것은 N값을 이용한 기존의 설계지지력 결정 방법이 지지층의 지반조건이 화강암과 같은 좋은 조건에서는 말뚝의 재료 허용하중을 충분히 활용하지 못한 매우 보수적인 결과를 보이고, 전주지역의 변성암 및 퇴적암과 같은 강도가 낮은 지지층에서는 불안정한 결과를 보임을 시사하고 있다.

따라서, 본 논문에서는 말뚝의 극한하중을 결정하여 기존 Meyerhof의 설계지지력식을 수정보완하고자 한다. 여기서, 극한하중을 결정하기 위해 재하시 말뚝재료의 변형 및 파괴가 발생하지 않는다는 가정하에 재하시험의 하중-변위곡선을 회귀분석하여 말뚝 직경 0.1d의 침하량에 대응하는 하중을 지반의 극한하중으로 고려하였다.

5.1 Meyerhof의 지지력 검토

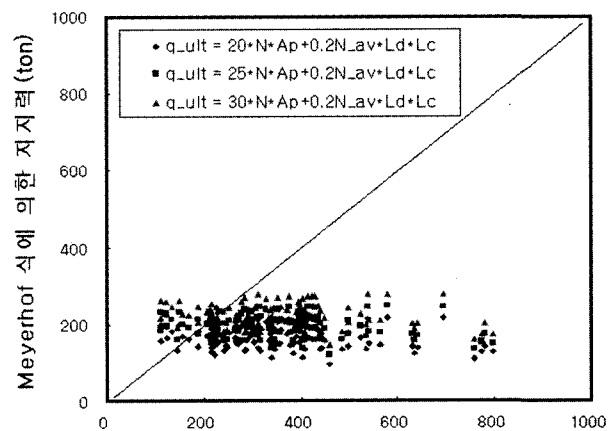
국내 SIP 말뚝의 설계방식은 정형화되어 있지 않으며, 말뚝 직경이 결정되면 지지력이 결정되는 보수적인

방안과 식 (3)과 같은 Meyer hof 방법 등을 이용하고 있다. 이때 $F_s = 3$ 이다.

$$q_{ult} = 30N_p' A_p + (0.2 \overline{N_{av}}' L_s + 0.5 \overline{q_{uL}}) L_d \quad (3)$$

일본의 경우 선단부 시공방법에 따라서 선단지지력 계산식이 $20 \sim 30N_p$ 를 사용하고 있다. 하지만, “국내에서는 주로 최종경타공법으로 선단지지력값을 $20N_p$ 으로 사용하고 있어 일본에서 N값의 한계를 60으로 하고 있는 $25N_p$ 보다 선단지지력을 50% 작게 계산하고 있다”고 보고하고 있다.

즉, 국내와 일본의 경우 같은 최종경타공법을 적용하더라도 시공방법에 차이가 있어 정확한 비교가 될 수 없지만, 그림 13에서와 같이 N값을 50으로 제한한 Meyerhof 식으로 선단지지력이 $20 \sim 30N_p$ 의 범위를 갖을 때를 재하시험에서 결정한 극한지지력과 비교하였다. 그 결과 재하시험으로 결정한 극한지지력이 선단지지력을 $30N_p$ 으로 계산한 지지력보다 대부분 크게 초과하여 발생하므로



재하시험의 극한지지력 : 0.1d 기준 (ton)

그림 13. 기존 설계방식에 대한 지지력 비교

국내에서 사용되고 있는 $20N_{Ap}$ 선단지지력식 매우 보수적임을 판단할 수 있다. 이중 선단지지력 부분을 $30N_{Ap}$ 로 설정한 것이 말뚝재료의 허용하중까지 이용할 수 있도록 하는 보다 경제적인 설계법인 것으로 판단된다.

하지만, SIP공법에서 선단지반의 N값을 50까지만 제한하는 방법은 표준관입시험시 관입량 30cm에서 50타나 관입량 3cm에서의 50타나 구분되지 않고 같은 적용을 하게 된다.

따라서, 말뚝 선단지반의 N값이 50이상일 경우 관입량에 따른 수정 N값을 식 (4)와 식 (5)에 제시하였다. 여기서, 수정 N의 제한값을 100으로 설정하였다. 이 때 제한값 100과 식 (5)는 선단지지력 $20N_{Ap}$ 와 마찰력을 고려한 설계 극한지지력과 재하시험결과로 결정한 극한지지력을 비교하여 설계식이 재하시험결과보다 안정적인 결과가 나오도록 하는 경제값이다.

$$N = 50 \times \frac{30cm}{N=50일때의\ 관입량(cm)} \quad (4)$$

$$N = 50 + \frac{(N-50)}{5} \quad (5)$$

또한, 말뚝선단에서의 영향범위를 2d로 가정하여 지지층이 화강암류인 지역의 수정 N값을 말뚝선단에서 2d까지 평균하여 산정하였다.

위 식 (4), 식 (5)를 적용한 N값을 이용하고 Meyerhof 경험식에 대입하여 지지력을 결정한 것이 그림 14이다. 그림 14의 결과를 검토해 볼 때 말뚝선단의 N값을 수정하여 Meyerhof 경험식에서 선단지지력, $20N_{Ap}$ 와 주변 마찰력을 고려해 준 결과를 이용한 것이 재하시험에서 얻은 말뚝의 지지력을 경제적으로 활용할 수 있는 방안이라 판단된다.

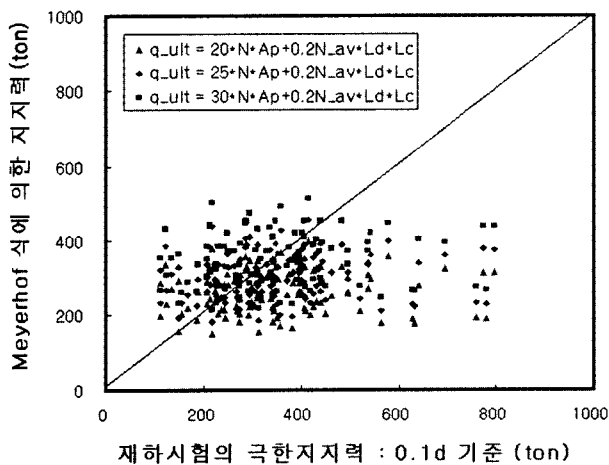


그림 14. 수정 N값을 이용하여 결정한 지지력 비교

그림 15는 재하시험으로 결정한 극한지지력에 대해서 말뚝선단지반의 N값을 수정하지 않은 방법과 수정한 방법의 지지력비를 비교하였다. 이 때 선단지반 지지력식 $20N_{Ap}$ 을 이용하였다.

먼저, 선단지반의 N값을 수정하지 않고 Meyerhof 식을 적용한 결과는 평균 2.3배의 지지력비가 산정되었다. 이것은 주택공사의 연구결과에서 설계값이 재료 허용하중의 57%, 55%, 76%에 해당하는 것으로 말뚝 재료 허용하중을 충분히 활용하지 못한 결과이다.

하지만, 후자에서 N값을 100으로 제한하고 말뚝 선단지반의 N값을 수정하여 Meyerhof 식을 적용한 결과 지지력비가 평균 1.4배를 보이고 있다. 즉, 이것은 화강암류 지지층에 시공된 SIP 말뚝의 지지력을 말뚝재료의 허용하중까지 고려할 수 있을 것으로 판단된다.

5.2 재하시험으로 결정한 극한지지력과 침하특성

그림 16은 국내 재하시험들로부터 결정한 극한지지력과 침하량과의 관계를 경험적으로 하나의 차트로 작성

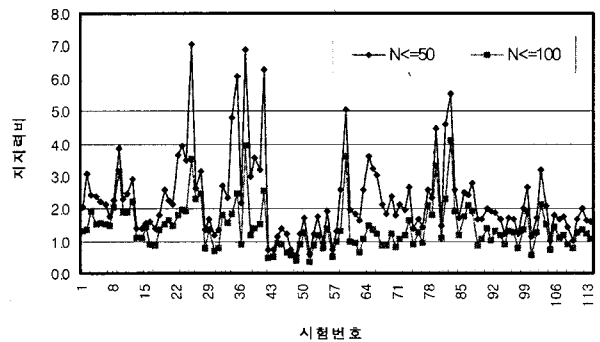


그림 15. 기존 지지력법과 수정지지력의 비교

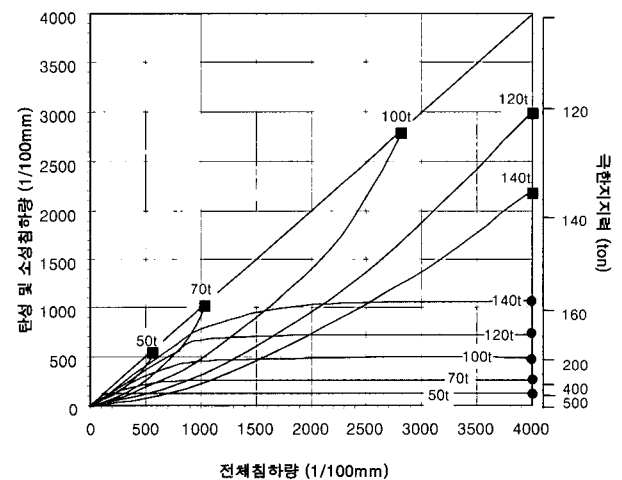


그림 16. 재하시험으로 결정한 극한지지력과 침하특성

한 것으로 그림 10에 재하시험의 하중-침하곡선과 극한 지지력을 결정하여 산출한 결과이다. 여기서, 극한지지력이 동일하면 거의 유사한 침하거동을 보여주는데 이것은 지지층이 화강암류인 지역에서 간이적으로 지지력과 침하량과의 관계를 결정할 수 있으리라 판단된다.

6. 결론

본 논문에서는 국내 각 지역의 SIP 말뚝의 재하시험으로부터 먼저, 하중-침하량 곡선의 특징을 살펴보고 더불어 재하시험결과로부터 산출한 지지력을 이용하여 현재 국내 SIP 말뚝 설계시 문제점과 개선방향을 고찰하였다.

- (1) 국내 여러 지역에서 실시한 재하시험결과 각각의 하중단계에서 전체침하량에 대한 탄성 및 소성침하량은 한 지역에서 실시된 재하시험의 침하량 특성과 유사한 관계를 보여주고 있었다.
- (2) 지반조건별로 일정한 관계를 갖는 탄성 및 소성침하량 곡선과 재하시험으로부터 결정한 지지력을 이용하여 국내 지반 및 시공조건에 부합하는 경험적인 지반의 강도 및 침하량 특성을 그림 16으로 추정할 수 있을 것으로 판단한다.
- (3) 국내 화강암류의 지질조건을 갖는 지역에서 N값을 이용한 SIP 공법의 설계는 재하시험결과 매우 보수적인 결과를 보였다.
- (4) 지지층의 지질조건이 불리한 경우 N값을 이용한 SIP 공법은 불안정한 결과를 보여주므로 선단지지력 결

정시 지지층의 압반강도를 추정하여 설계하는 것이 보다 말뚝의 경제성과 안정성을 향상시킬 것으로 판단한다.

- (5) 재하시험결과와 기존 설계방식을 비교한 결과 국내와 같이 화강암류 지지층에 시공된 SIP 말뚝의 경우 지지력을 상향 조정해야 될 것으로 판단된다.

마지막으로 본 연구에서 재하시험결과는 설계지지력의 2배까지 하중을 재하한 결과 SIP 말뚝의 거동을 판단하는데 어느 정도 한계를 보여주고 있었다. 따라서, 보다 정확한 거동 예측 및 설계 패턴을 결정하기 위해서는 말뚝재료 허용하중 2배까지 재하시험이 이루어져야 한다고 사료된다. 즉, 이러한 자료들이 더욱 축적되었을 때 국내의 설계형태를 보다 정확하게 결정할 수 있을 것으로 판단한다.

참고 문헌

1. 조성환(1997), "풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구", 연세대학교 박사학위논문
2. 임해식외 5명(2001), "SIP 공법의 품질개선방안과 지지력산정법 제안에 관한 연구", 대한주택공사 주택연구소
3. 채수근(1997), "새로운 매입말뚝 공법의 지지력 특성", 한국지반공학회논문집, vol.13, No.4, pp.25-35
4. Canadian Geotechnical Society(1992), Foundation Engineering Manual (3rd.ed.)
5. Duncan C. W.(1992), Foundation on Rock, pp.205-237
6. Meyerhof. G. G.(1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation", Journal of Geotechnique Div., Vol.109, N0.6, June, pp.797-806
7. Prakash S. and Sharma, H. D.,(1990), Pile Foundation in Engineering Practice, pp.297-308

(접수일자 2002. 5. 8, 심사완료일 2002. 8. 10)