

I. 강관말뚝의 압축하중 지지능력 - 국내의 현황 및 개선방안 -

이명환, 홍현성, 조천환
(파일테크)

1. 서 론

강관말뚝은 균질한 재료를 사용하여 말뚝재료에 대한 신뢰도가 높으며, 높은 재질강도를 갖고 있어 큰 항타에너지로 타격할 수 있기 때문에 높은 지지력을 갖는 지지층까지 항타관입할 수 있으며 따라서 높은 설계하중을 지지할 수 있다. 또한 여러 가지 말뚝재료들 가운데 말뚝재료의 단위중량 대비 하중지지능력이 가장 큰 장점을 갖고 있어 말뚝시공시 취급이 가장 용이하며 절단과 용접이음이 간편하여 지지층의 조건변화가 심한 지반조건에서도 확실한 지지력을 확보할 수 있다. 아울러 절단된 부재의 재활용 비율이 높아, 여분의 재료를 폐기하여야 하는 다른 말뚝재료에 비하여 환경측면에서 유리한 기초형식이다.

반면 강관말뚝은 다른 말뚝재료들에 비하여 재료비가 가장 고가이기 때문에 기초공사비가 높아지는 단점이 있는 것으로 알려지고 있다. 따라서 실무 설계자가 말뚝기초 형식을 결정할 때 경제성 측면에서는 불리하지만 품질 확보 측면에서 신뢰도가 높은 강관말뚝을 선택할 것인지 아니면 품질상 불리하더라도 경제성에 중점을 두어 기타 말뚝재료를 사용할 것인지 하는 문제로 갈등을 겪게 된다. 그 결과 국내에서 강관말뚝의 주된 적용대상은 고속도로, 고속철도, 항만, 공항 등 안전성이 중요시되는 구조물이 위주가 되며 그 밖에 연약지반 등 지반조건이 불리한 조건에서의 적용으로 제한되어 왔다.

그러나 이와같이 강관말뚝의 경제성이 낮다는 일반적인 인식은 그간 국내에서 체계적인 분석이나 연구가 실시된 실적이 없는 상태에서 관행적으로 이루어지고 있는 설계내용으로부터 도출된 결과이다. 실제 설계된 내용에 대하여 현장에서의 검증을 거쳐 설계내용을 수정하는 기술적 진화과정을 거치지 못하고 설계는 과거의 설계내역의 답습, 그리고 시공현장에서는 설계된 내용상 문제가 없음을 확인하는 선에서 품질관리가 이루어지고 있다. 즉 설계와 시공 두가지 분야의 기술적 내용에 대한 교류가 끊어져 있어, 다른 분야에서와 같이 시공결과와 해석결과를 설계에 반영하는 흐름이 단절되어 있는 실정이다.

강관말뚝의 설계 및 시공기술 수준을 향상시키기 위해서는 국내에서 이루어지고 있는 설계내용에 대한 재검토와 실제 시공된 말뚝들의 시공내역을 확인하여 그 결과를 설계에 반영하는 과정이 필수적으로 요구된다. 본 연구에서는 국내에서 실시된 234개소의 강관

말뚝 설계 및 시공내역을 분석하였다.

분석결과 국내에서 이루어지는 강관말뚝 설계는 지나치게 보수적인 것으로 확인되었으며, 실제 시공된 말뚝의 압축하중 지지능력은 실무 설계에서 관행적으로 인식되고 있는 것보다 훨씬 큰 것으로 나타나고 있다.

본 논문에서는 이와 같이 강관말뚝의 압축하중 지지능력이 과소 평가되고 있는 원인을 분석하고 이를 극복할 수 있는 방안을 제시하였다.

2. 국내의 강관말뚝 설계 및 시공현황

말뚝기초를 설계하는 기본원칙은 ① 말뚝재료의 허용하중과 ② 지반의 허용지지력, 두 가지 값을 구하여 그중 낮은 값으로 설계하중을 결정하는 것이다. 지반의 지지력이 높지 못한 열악한 지반조건에서는 높은 재질강도를 갖는 말뚝재료를 사용하더라도 말뚝을 지지해 주는 지반에서 극한 또는 파괴현상이 먼저 발생하기 때문에 높은 설계하중을 기대할 수 없다. 반대로 지반의 지지력이 높은 양호한 지반조건에 열등한 말뚝재료를 사용하면 지반에서의 극한이전에 말뚝재료의 파손이 발생하기 때문에 최대 설계하중은 말뚝재료의 최대허용범위 이상을 초과할 수 없다.

따라서 말뚝기초를 설계하는 기술자의 책임은 지반조사 내용을 토대로하여 해당지반 조건에 가장 적합한 말뚝재료를 선정하여 [말뚝재료의 허용하중=지반의 허용지지력]조건이 만족되도록 하는 것이다. 이와 같은 조건을 만족시킬 때 최적설계가 이루어 졌다고 할 수 있으며 최적설계 실시여부에 따라 기초공사비 및 상부 구조물의 안전에 큰 영향을 미치게 된다.

강관말뚝은 엄격한 품질관리가 가능한 재료를 사용하여 제조하는 바 말뚝재료에 대한 신뢰도가 매우 높다. 따라서 말뚝기초의 설계하중을 결정하는 두가지 요소들 중 말뚝재료의 허용하중에 대하여는 비교적 확실한 판단이 가능하다. 국내의 경우 건설부 제정 「구조물 기초 설계기준」에서는 ① SPS 41 강재를 사용할 때는 말뚝재료의 부식을 공제한 유효단면적 당 1400 kg/cm^2 ② SPS 50 강재는 유효단면적당 1900 kg/cm^2 까지 설계하중을 허용할 수 있게 규정하고 있다⁽¹⁾.

말뚝기초의 설계하중을 결정하는 또다른 요소인 지반의 허용지지력은 ① 지반조건(지반의 전단특성, 압축특성, 지중응력조건 등), ② 말뚝조건(직경, 선단부 개폐조건, 표면 조도 등) ③ 시공방법(항타, 선굴착, 속파기, 시멘트풀주입, 회전압입 등) ④ 시공후 경과한 시간 등 여러 가지 조건들에 따라 결정되는 값이며 따라서 그 예측에는 전문지식이 필요하다. 그러나 최근들어 파동이론분석, 말뚝항타분석기의 적용 등으로 말뚝지지력의 예측 기술수준에 상당한 진전이 이루어 진 상태에서 보다 강력하고 효율이 높은 항타장비가 실용화 되고 있으며 첨단회전압입공법 등 신공법이 속속 개발, 보급되고 있다. 따라서 앞으로는 말뚝재료가 허용할 수 있는 한계를 설정해 놓고 이 한계를 달성하기 위하여

어떠한 시공법과 장비를 사용하여야 하는지를 확인하는 것이 말뚝설계의 기본이 될 수 있을 것으로 전망된다. 실제로 선진외국의 강관말뚝 설계사례를 분석해 보면 이와 같은 흐름이 이미 실용화 단계에 접어들고 있음을 시사해주고 있다.⁽⁶⁾⁽⁷⁾ 즉 선진외국에서는 최적설계 또는 최적설계에 근접하는 설계가 이루어지고 있음을 감안할 때 국내의 강관말뚝 설계에서도 최적설계 개념을 목표로 하여 기술개발이 이루어져야 할 것으로 사료된다. 따라서 본 연구에서는 [말뚝재료의 허용하중≡지반의 허용지지력]인 조건을 지표로 하여 각종 자료들을 분석하였다.

2.1 분석자료

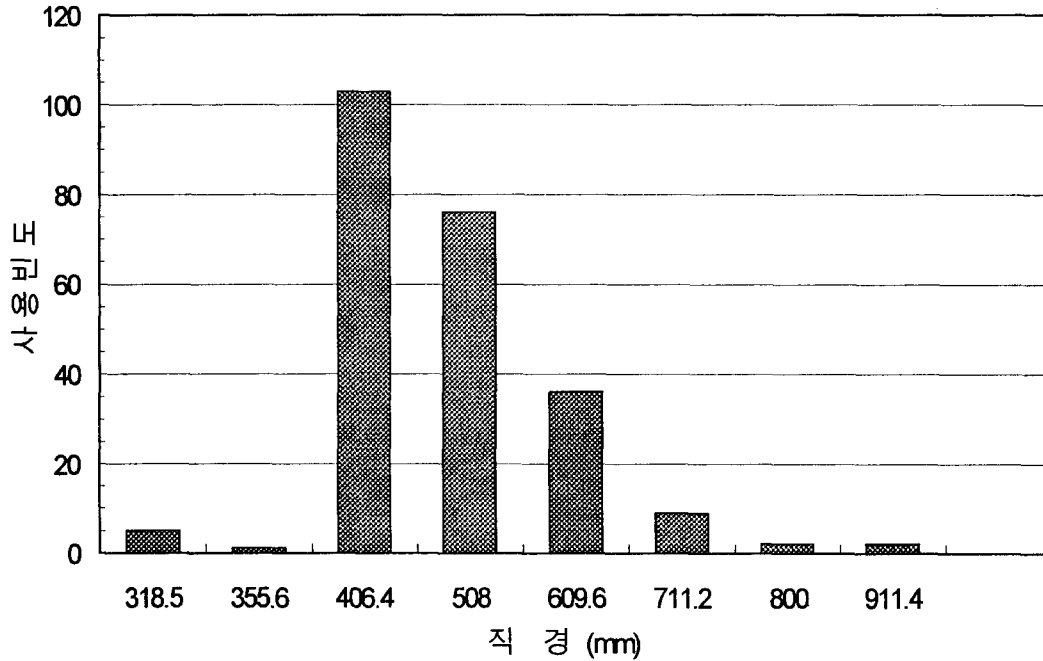
본 연구에서는 1994~1996년 까지의 기간중에 말뚝재하시험이 실시된 총 234개소의 강관말뚝을 대상으로 하여 분석하였다. 말뚝의 규격별 분석 개소수는 [표 1]에 나타난 바와 같다.

[표 1] 말뚝규격별 분석자료

말뚝규격(직경×두께, mm)	분석 개소수
φ 318.5×6	3
φ 318.5×9	2
φ 355.6×10	1
φ 406.4×9	97
φ 406.4×12	6
φ 508.0×9	20
φ 508.0×9.5	2
φ 508.0×10	5
φ 508.0×12	42
φ 508.0×13	4
φ 508.0×14	1
φ 508.0×16	2
φ 609.6×9	2
φ 609.6×10	13
φ 609.6×12	21
φ 711.2×12	2
φ 711.2×14	7
φ 800.0×13	2
φ 914.4×16	2

주 : [표 1]에 나타난 분석개소수는 말뚝재하시험이 실시된 공사에 국한하였으며 공사별로 재하시험 실시 횟수가 상이하어 이 자료가 국내의 강관말뚝 설계 및 시공현황을 대표할 수는 없다는 한계가 있다. 그러나 일반적으로 말뚝재하시험은 말뚝 100~250본당 1회 실시되는 국내의 실정을 감안할 때 이번에 연구대상이 된 강관말뚝은 20000~60000개소를 대표한다고 볼 수 있으며, 그 대상공사도 교량, 항만, 공항, 정수장, 건축기초 등 다양하여 개략적인 국내 현황 파악이 가능할 것으로 기대하였다.

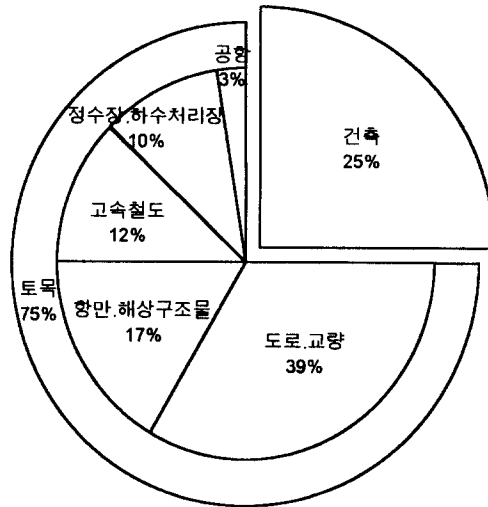
[표 1]의 내용을 각 구경별로 정리하여 보면 [그림 1]과 같은 분포를 얻게 된다.



[그림 1] 강관말뚝의 구경별 사용실적

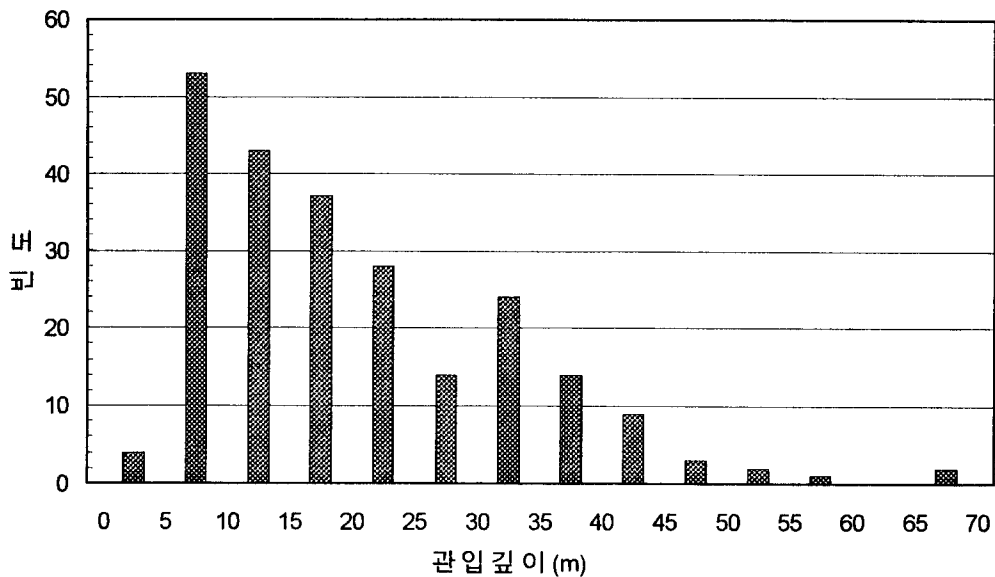
[표 1] 및 [그림 1]에 나타난 바와 같이 우리나라의 강관말뚝은 주로 ϕ 406.4 mm 및 ϕ 508.0 mm의 두종류 구경의 말뚝이 대종을 이루고 있다. 이밖에 ϕ 609.6 mm 강관말뚝은 경부고속철도와 영종도 신공항 등 최근 진행되고 있는 대규모 국책사업에서 기본 말뚝규격으로 채택되어 적용되고 있으며 이보다 더 큰 ϕ 711.2 mm, ϕ 800.0 mm, ϕ 914.4 mm 등 대구경 강관말뚝은 고속도로 교량, 항만 등 대형토목공사용으로 사용되고 있다. 이보다 더 큰 대형 기초공사용으로는 대부분 대구경 현장타설 콘크리트 말뚝공법이 보편적으로 설계되어, 아주 특수한 경우를 제외하면 강관말뚝 적용의 한계는 ϕ 900 mm정도인 것으로 판단된다. 또한 강관말뚝 적용구경의 하한치는 ϕ 300 mm인 것으로 나타나고 있다. 그러나 강관말뚝의 최적설계가 이루어지고 있는 미국이나 캐나다의 경우 ϕ 300 mm미만의 소구경 강관말뚝 사용이 활성화되어 있는 점은 향후 국내에서의 강관말뚝 활용방안 수립에 참고할 필요가 있을 것으로 사료된다.

[표 1]에서 분석한 공사들을 상부구조물의 특성에 따라 분석한 결과는 [그림 2]에 나타내었다. [그림 2]에 나타난 바와 같이 국내의 강관말뚝 적용은 토목구조물이 대부분을 차지하며 그중에서도 도로·교량에서의 적용이 전체의 $\frac{1}{2}$ 정도를 차지한다. 국내에서 말뚝을 가장 많이 사용하는 건축구조물에서의 적용은 전체의 $\frac{1}{4}$ 정도에 불과하며, 이 경우도 거의 대부분 연약지반조건 또는 기계기초 등 특수한 목적의 적용이 대부분을 차지한다.



[그림 2] 강관말뚝의 적용공사별 분포

[그림 3]에는 [표 1]의 자료들을 말뚝길이별로 분석하였다.



[그림 3] 강관말뚝의 관입깊이별 사용빈도

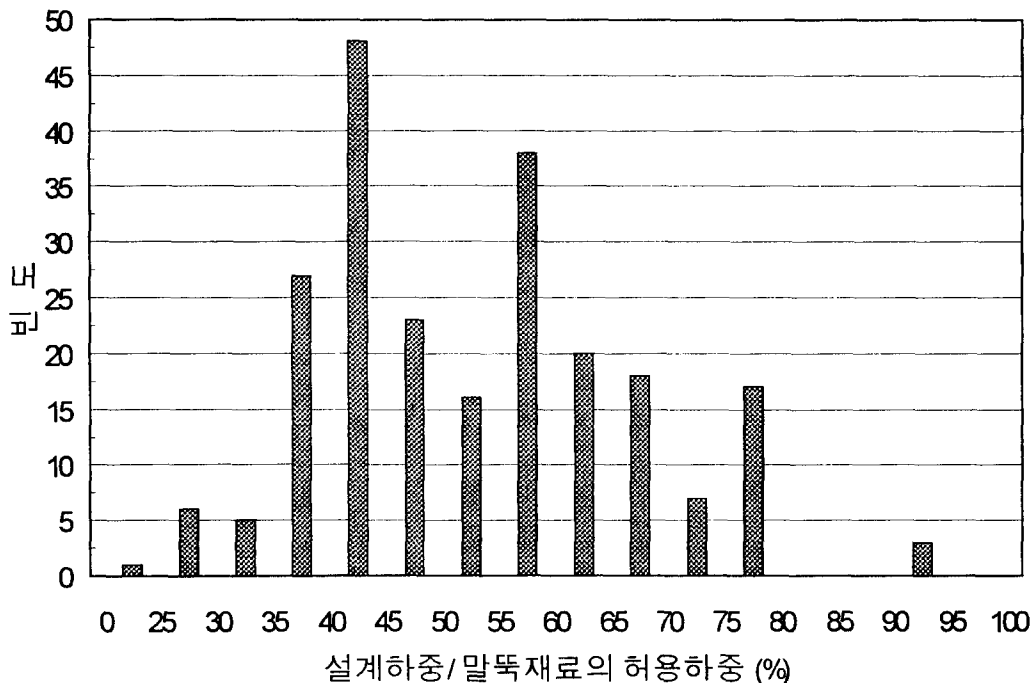
[그림 3]의 내용을 분석해 보면 말뚝관입깊이가 5~10 m정도인 경우가 가장 많은 것으로 나타나고 있으며 말뚝관입깊이가 깊어질수록 그 발생빈도가 감소하고 있다. 이는 우리나라의 전반적인 지반조건과 관계가 있는 것으로 판단된다.

[그림 3]의 말뚝관입깊이를 지반공학 측면에서 분석해 보았다. 첫째 가장 짧은 말뚝 관입 깊이는 ϕ 406.4 mm 말뚝에서 3.5 m로 말뚝직경대비 8.6배인 것으로 나타났다. 실무에서 많이 제기되는, 깊은 기초로 취급할 수 있는 말뚝관입깊이를 어디까지로 볼 것인가 하는 의문점에 대하여는 뚜렷한 기준은 없는 실정이다. 통상적으로 10 ft 이상

의 관입깊이 또는 말뚝직경의 10배이상을 깊은 기초로 취급한다는 관점에서 볼 때 거의 모든 강관말뚝은 이 기준조건을 만족시키는 것으로 볼 수 있다. 둘째, 가장 관입깊이가 깊은 말뚝은 $\phi 609.6$ mm말뚝에서 67.5 m이며, 말뚝직경 대비 110.7배이다. 강관말뚝의 경우 통상적인 설계개념은 말뚝직경 대비 130배까지 설계가 가능하며 110배까지는 세장비에 따른 저감이 적용되지 않는 바, 거의 모든 경우에서 세장비 한계이내의 설계가 이루지고 있음을 알 수 있다. 셋째, 강관말뚝은 일반적으로 말뚝관입깊이가 깊은 곳에서 이음시공이 용이하다는 장점 때문에 채택된다고 알려져 있으나, 이음시공이 필요치 않은 말뚝관입깊이 15 m이하의 경우에서의 적용도 전체의 42.7%에 달하고 있어, 이음시공 여부가 강관말뚝 선택의 가장 중요한 관건이라고 볼 수는 없다. 오히려 [그림 2]에 나타난 것과 같은 상부구조물의 특성에 따라 강관말뚝이 선택되는 경우가 많은 것으로 판단된다. 즉 고속도로 교량, 고속철도, 항만, 신공항 등 상부 구조물의 안전이 경제성에 우선하여 고려되는 경우 말뚝관입깊이나 이음시공 여부와 관계없이 강관말뚝이 채택된다고 볼 수 있다.

2.2 설계현황

금번 연구에서는 총 234개소의 강관말뚝 시공내역중 설계하중의 결정을 위한 시험 시공 사례 5개소를 제외한 229개소의 설계내역을 분석하였다. [그림 4]에는 총 229개소의 설계하중을 말뚝재료의 허용하중 대비 백분율로 환산하여 그 분포를 표시하였다.



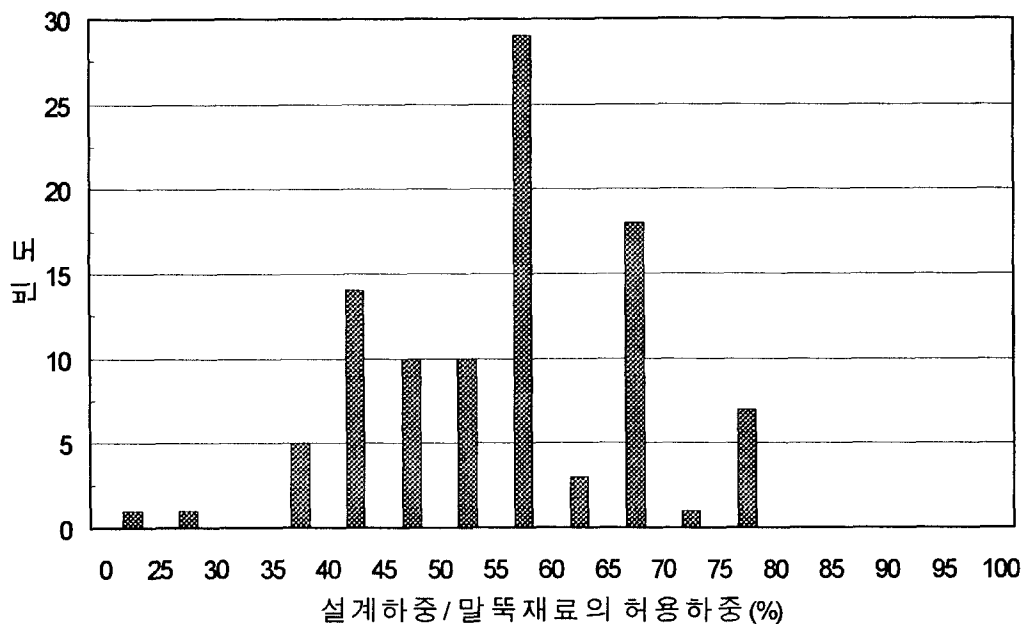
[그림 4] 강관말뚝의 [설계하중/말뚝재료의 허용하중] 분포

총 229개소 설계내역의 평균값은 52.4%이다. 즉 우리나라의 강관말뚝 설계는 SPS 41 강재의 재질을 기준으로 할 때 말뚝재료 성능의 52.4%만을 활용하는 것으로 나타나고 있으며 선진외국에서는 이미 실용화 단계에 있는 SPS 50 강재의 재질을 기준으로 할 때는 38.6%만을 활용하고 있는 것으로 분석되었다.

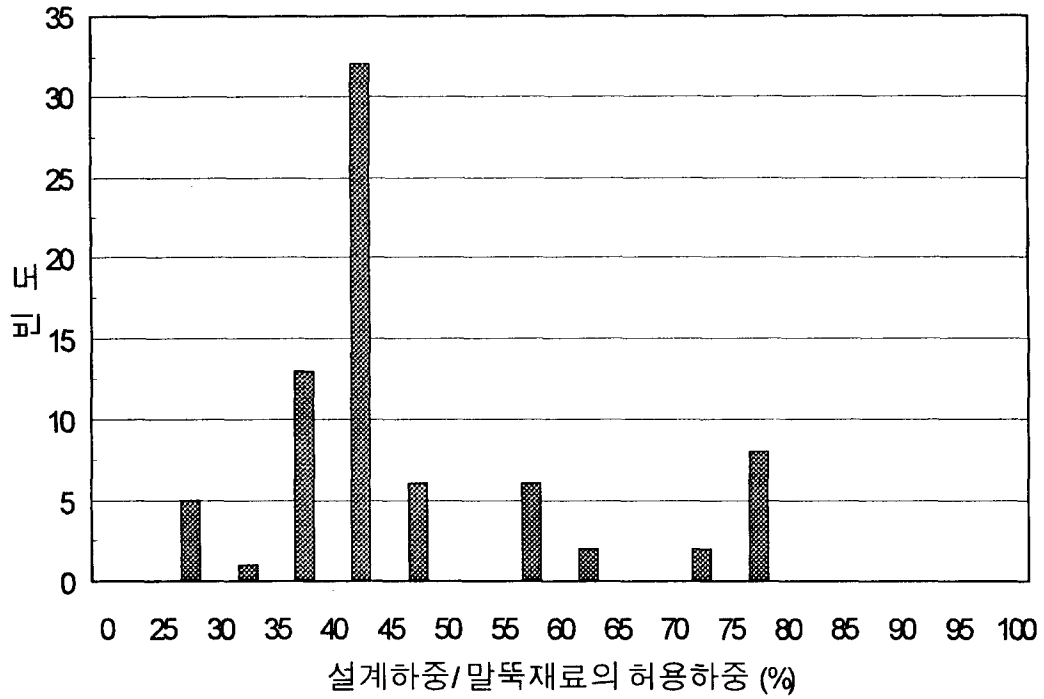
금번 연구 대상 공사중 가장 낮은 설계는 ϕ 406.4 mm \times 9 mm 강관말뚝을 교량공사에서 25.0 ton으로 설계하여 20.5%의 재질활용 실적을 보인 경우이며, 가장 높은 재질활용 사례는 전력시설물 공사에서 ϕ 318.5 mm \times 6 mm 강관말뚝을 50.0 ton으로 설계하여 91.6%의 재질활용 실적을 나타내고 있다. 물론 이 경우도 SPS 41 강재를 기준한 것으로 SPS 50 강재를 사용하는 경우로 보면 67.5%에 불과하여 선진국 수준과는 상당한 격차를 보여주고 있다.

[그림 4]에도 나타난 바와 같이 우리나라의 강관말뚝 설계는 거의 대부분 SPS 41 강재 재질대비 40~60%범위에 분포하고 있는 것을 알 수 있다. 또 극히 예외적인 경우이지만 SPS 41 강재 재질대비 90%이상의 설계도 이루어지고 있음을 알 수 있는 반면 재질강도의 30%미만의 설계도 나타나고 있는 등, 설계의 일관성이 결여되어 있는 것으로 평가된다.

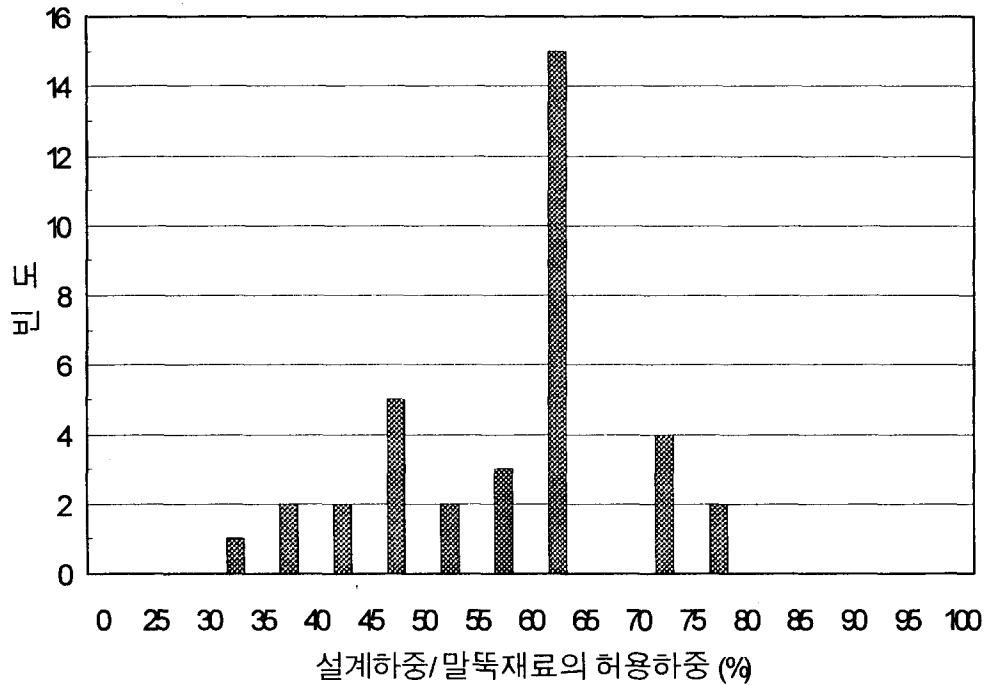
[그림 5]~[그림 7]에는 국내에서 가장 보편적으로 많이 활용되고 있는 ϕ 406.4 mm, ϕ 508.0 mm 및 ϕ 609.6 mm 3종류 말뚝의 설계내역을 비교해 보았다.



[그림 5] ϕ 406.4 mm 강관말뚝의 [설계하중/말뚝재료의 허용하중]분포



[그림 6] φ 508.0 mm 강관말뚝의 [설계하중/말뚝재료의 허용하중]분포



[그림 7] φ 609.6 mm 강관말뚝의 [설계하중/말뚝재료의 허용하중]분포

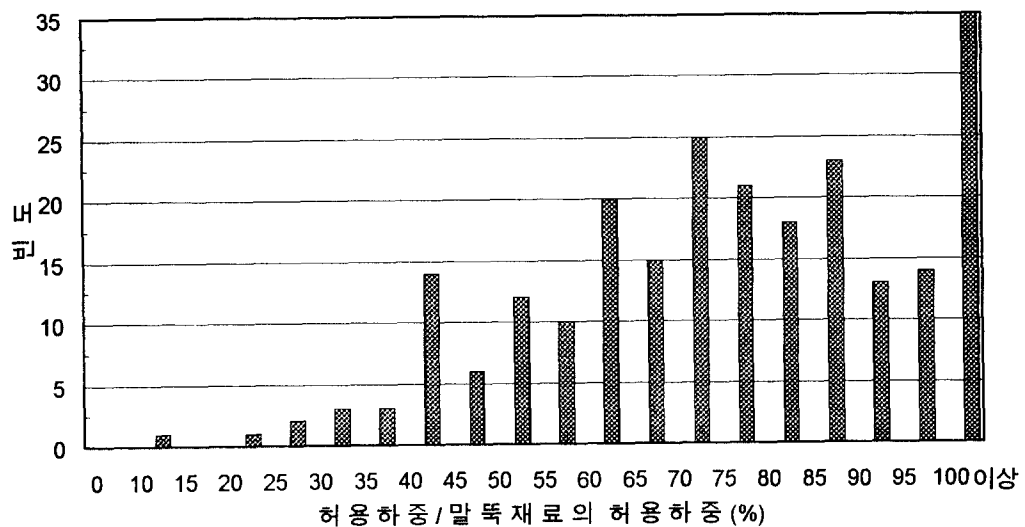
[그림 5]~[그림 7]에 나타난 각 경우의 평균 설계하중은 φ 406.4 mm에서는 55.2%, φ 508.0 mm에서는 47.0%, φ 609.6 mm에서는 50.7%로 분석되었다. 말뚝재료의 활용 측면에서 보면 말뚝직경과 특별한 함수관계에 있는 것으로 분석되지 않지만 φ 508.0 mm 강관말뚝의 경우 다른 규격보다 낮은 설계가 되고 있는 것으로 나타나고 있다.

2.3 시공현황

앞에서 살펴본 바와 같이 국내의 강관말뚝 설계는 SPS 41 재질 말뚝재료 대비 52.4%에 불과한 것으로 나타나고 있다. 그러나 본 연구에서 분석한 234개 강관말뚝의 재하시험 결과는 설계현황과는 상이한 결과를 나타내 주고 있다.

본 연구에서는 실제로 시공된 말뚝에 대하여 실시한 재하시험 결과를 분석하였는 바, 대부분의 말뚝재하시험이 설계하중의 만족여부를 확인하기 위한 목적으로 실시되어 말뚝의 극한상태는 확인하지 못하였다는 문제점이 있다. 즉 본 연구결과는 실제 시공된 말뚝의 허용지지력의 하한값 의미를 갖고 있으며 따라서 실제로 시공된 말뚝의 압축하중 지지능력은 본건 분석 내용보다는 상당히 큰 값을 갖는다. 이러한 한계에도 불구하고 국내에서 시공된 말뚝들의 압축하중 지지능력은 설계에서 추정한 것보다는 훨씬 우수한 것으로 분석되고 있다.

[그림 8]에는 금번 연구된 총 234개 말뚝재하시험결과를 [허용하중/SPS 41 말뚝재료의 허용하중]으로 분석한 결과를 나타내었다.



[그림 8] 시공현황

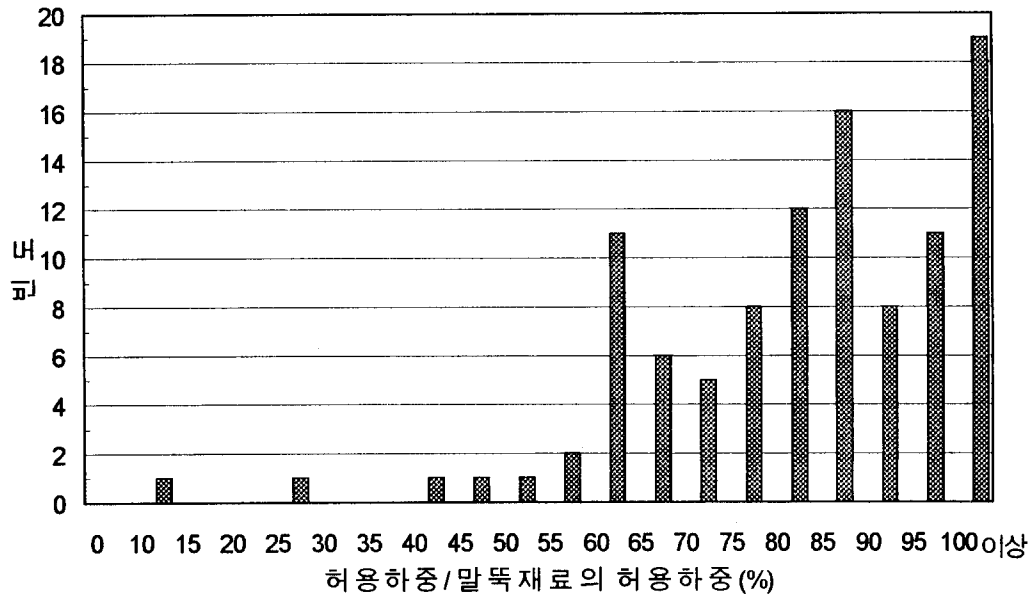
총 234개 시공내역상 [허용하중/SPS 41 말뚝재료의 허용하중]의 평균값은 76.8%로 나타나고 있다. 이 결과를 국내의 설계현황 52.4%와 대비하면 국내의 시공결과는 설계된 내역의 1.47배 수준으로 이루어지고 있는 것으로 나타나고 있다. 즉 이 결과를 단순 적용하면 국내에서도 현재 시행되고 있는 것보다 최소 1.5배 정도 향상된 수준으로 설계가 가능하다고 할 수 있겠다.

[그림 8]의 내용을 국내에서 많이 적용되는 ϕ 406.4 mm, ϕ 508.0 mm, ϕ 609.6 mm 3가지 규격의 말뚝에 대하여 분석해 보았다.

[그림 9]에는 ϕ 406.4 mm 강관말뚝의 시공결과를 나타내었다. 총 103개 분석자료의 평균시공 결과는 SPS 41 재질허용강도 대비 85%의 허용지지력을 갖는 것으로 나타나고 있다. 분석결과 전체 시공결과중 %정도의 말뚝들이 SPS 41 재질허용강도 대비 80

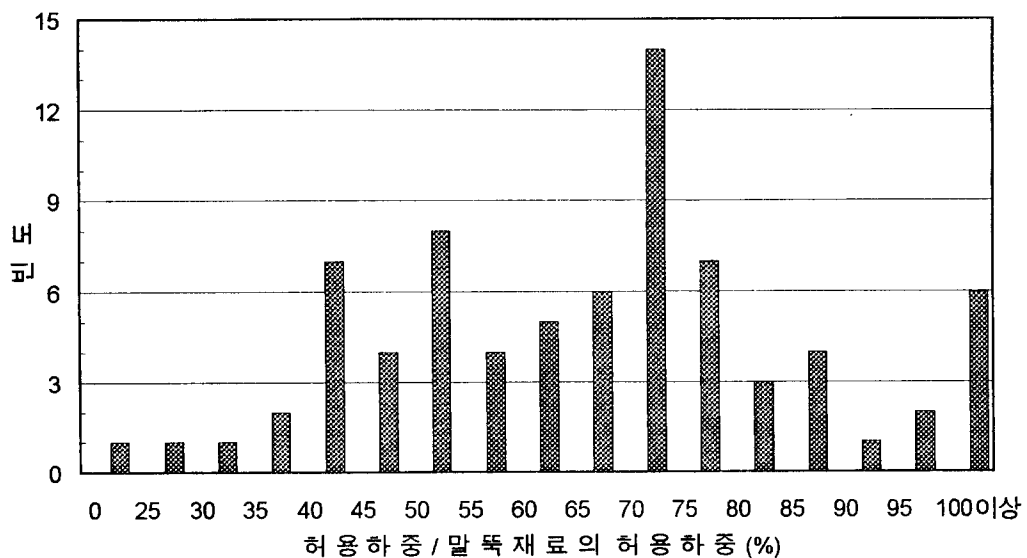
%이상의 지지력을 확보한 것으로 나타나고 있으며 100%이상의 허용지지력을 갖는 시공결과도 18.4%에 달하고 있다.

이 결과로 보면 ϕ 406.4 mm 강관말뚝의 경우 현재의 시공기술 수준만으로도 SPS 41 재질강도 대비 85~90%의 설계가 가능할 것으로 판단되며, 보다 합리적인 설계가 정착될 경우 SPS 50 강재의 적용도 가능할 것으로 판단된다.



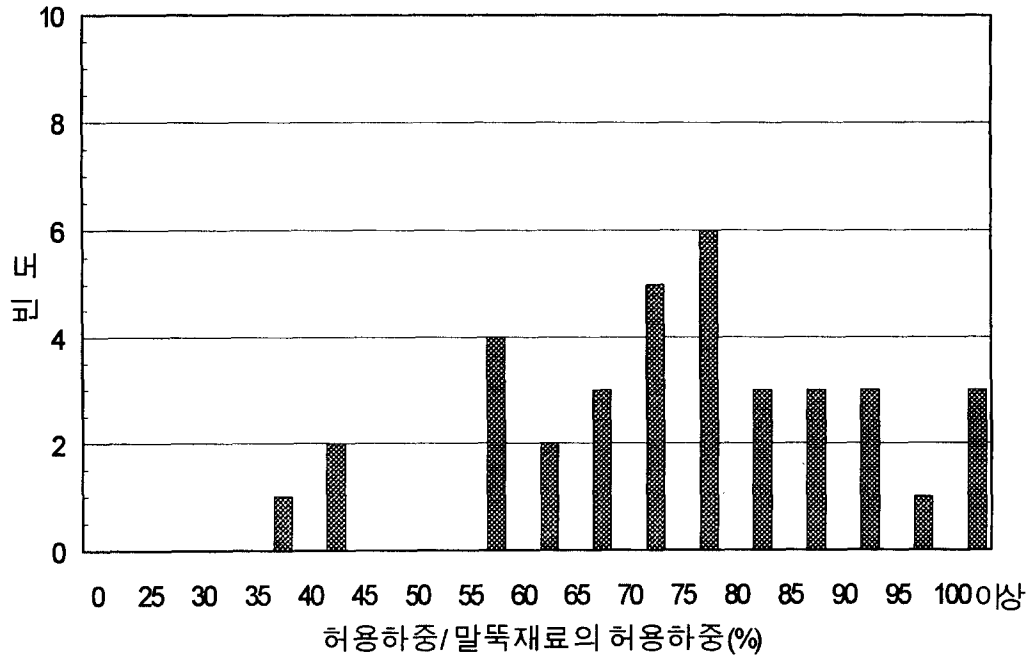
[그림 9] ϕ 406.4 mm 강관말뚝의 시공결과

ϕ 508.0 mm 강관말뚝의 시공결과는 [그림 10]에 표시하였다. 총 76개의 자료를 분석하였는데 시공결과 [허용하중/SPS 41 강관재질 허용하중] 평균값은 67.0%로 나타나고 있다. 시공결과는 ϕ 406.4 mm 강관의 경우보다 상대적으로 재질강도 대비 낮은 허용하중을 갖는 것으로 나타나고 있으며 이는 후술하는 장비선정문제와 연관되어 있는 것으로 판단된다.



[그림 10] ϕ 508.0 mm 강관말뚝의 시공결과

[그림 11]에는 ϕ 609.6 mm 강관말뚝의 시공결과를 나타내었다. 총 36개의 시공결과 분석으로부터 75.4%의 평균 값을 계산할 수 있었다. 이 결과는 ϕ 508.0 mm 강관말뚝보다는 높은 수준이지만 ϕ 406.4 mm 강관말뚝보다는 낮은 것으로 나타나고 있다.



[그림 11] ϕ 609.6 mm 강관말뚝의 시공결과

이와 같은 시공결과를 종합해 볼 때, 국내의 강관말뚝 시공결과는 말뚝직경에 따라 상이한 결과를 나타내 주지만 현재 설계되고 있는 수준보다는 훨씬 높은 수준으로 향상될 수 있음을 확인할 수 있었다. 말뚝직경에 따른 상이한 시공결과는 주로 장비선정의 결과때문인 것으로 판단된다. 여기에 금번 연구된 시공결과는 측정된 말뚝지지력의 하한값인 점을 감안한다면 국내에서도 선진외국에서 시행되고 있는 최적설계, [설계하중=말뚝재료의 최대허용하중]개념으로의 설계도 가능할 것으로 판단된다. 또 적절한 장비선정과 말뚝지지력에 영향을 미치는 각종 요소들에 대한 합리적 연구와 그 결과의 실무 적용이 실현될 경우, SPS 41 강제외에 고강도 SPS 50 강관말뚝의 실용화 또한 가능할 것으로 판단할 수 있다.

3. 문제점 및 개선방안

앞장에서 살펴본 바와 같이 국내의 강관말뚝 설계 및 시공은 시공된 말뚝의 지지력에 비하여 지나치게 보수적인 설계가 되고 있는 문제점을 안고 있다.

이와 같은 문제점을 해소하기 위해서는 현행 설계 내용을 합리적으로 개선하는 방안이 요구된다. 본 장에서는 현행 국내의 강관말뚝 설계과정을 알아보고 말뚝지지력을 최대한 활용할 수 있는 설계방안을 제시하고자 한다.

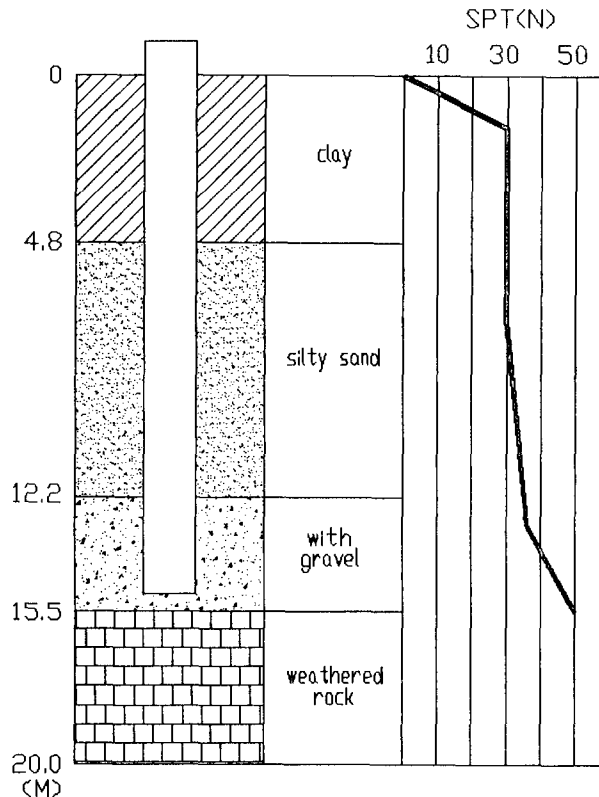
3.1 국내의 강관말뚝 설계과정

국내의 강관말뚝 설계과정은 주로 구조기술자들에 의하여 시행되고 있으며 따라서 설계내용의 대부분은 구조측면의 하중 산정이 차지하고 있다. 그리고 실제로 말뚝의 설계하중 결정의 핵심이 되는 지반의 지지력 계산은 수정 Meyerhof공식에 의한 계산만으로 설계가 이루어지고 있다. 더구나 국내의 강관말뚝 시공결과에 의하면 선단지 지력 성분보다는 주변마찰력 성분이 우세한 지반조건이 월등히 많음에도 불구하고 주변마찰력은 무시한 상태에서 말뚝의 선단부가 N값이 40 또는 50인 지지층까지 관입된다는 가정하에 선단지지력 = $30 \times N \times \text{선단부 단면적}$ (단위 : ton)만으로 설계가 이루어지는 경우가 거의 대부분이다.

따라서 국내의 강관말뚝 설계는 지반조건이나 시공조건 등 말뚝지지력에 대한 분석이 없는 상태에서 단 1줄의 계산식으로 완료되고 있다고 하여도 과언이 아니다. 여기에서 지반조사는 말뚝의 관입깊이를 개략적으로 판별할 수 있는 공사물량 산출도구 이상의 의미를 갖지 못하는 경우가 대부분이다.

그러나 말뚝의 지지력은 수정 Meyerhof공식만으로는 해석할 수 없는 오묘한 여러 가지 조건들의 종합적인 결과이며 따라서 지반공학적 설계가 부재한 상태에서 강관말뚝 설계의 개선은 기대할 수 없는 것이 오히려 당연한 결과일 것이다.

예를 들면 [그림 12]와 같은 지반조건에 $\phi 609.6 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 강관말뚝을 설계하고 수정 Meyerhof공식중 선단지지력만을 고려하여 설계하중을 결정한 경우를 분석해 보기로 한다.



[그림 12] 지 반 조 건

실제 설계에서는 N값이 50인 지지층까지 말뚝이 관입되는 것으로 가정하였다. 지반의 허용지지력 계산은 주변마찰력은 무시하고 극한선단지지력(424.2 ton)에 3.0의 안전율을 적용하여 141.4 ton의 설계하중을 결정하였다.

여기서 문제는 과연 ϕ 609.6 mm \times 12 mm 강관말뚝을 어떤 항타장비를 사용하여 어떤 기준까지 항타시공하여 N값이 50인 지지층까지 관입시킬 수 있는지에 대한 고려가 간과되어 있다는 사실이다. 이번 예의 공사의 경우에는 램중량이 2.5 ton인 디젤해머를 사용하여 최종타격당 관입량이 2 mm까지 시공하는 것으로 시방서에 명기한 것이 전부이며, 과연 이 규격의 해머로 말뚝을 시공했을 때 관입이 가능한지, 지지력은 확보될 수 있는지, 말뚝재질의 파손은 발생하지 않는지 등에 대한 고려는 전혀 되지 못하고 있다.

현행 국내 강관말뚝 설계에서 말뚝지지력 산정의 유일한 도구인 수정 Meyerhof공식도 말뚝의 시공관입성(drivability)이 연계되지 않으면 단순한 계산공식일뿐 그 이상도 그 이하도 아니며 따라서 말뚝설계에 사용할 수는 없다. 더구나 수정 Meyerhof공식은 그 산정식의 신뢰도 자체에도 많은 의문점이 있기 때문에 극히 개략적인 계산에만 사용할 수 있다는 것도 부수적인 문제점이다.

[그림 12]와 같은 지반조건에서 수정 Meyerhof공식을 적용하기 위해서는 과연 ϕ 609.6 mm 강관말뚝이 어디까지 관입될 수 있는지에 대한 판단이 필수적이다. [표 2]에는 몇가지 관입깊이에 대하여 수정 Meyerhof공식 계산결과를 표시하였다.

[표 2] 관입깊이별 수정 Meyerhof공식에 의한 지지력 계산

(단위 : ton)

관입깊이(m)	주변마찰력	선단지지력	전체지지력	비 고
12.0	134.2	306.5	440.7	N=35까지 관입
13.0	147.9	315.2	463.1	N=36까지 관입
14.0	160.9	350.2	511.1	N=40까지 관입
15.0	172.4	420.3	592.7	N=48까지 관입
15.5	178.1	424.1	602.2	N=50까지 관입

당초 설계된 개념을 만족시키기 위해서는 15.5 m 깊이까지 말뚝을 관입시켜야 한다. 그러나 설계하중 조건을 만족시키기 위해서는 12.0 m까지만 관입시켜도 문제가 없는 것으로 나타나고 있다. 그러나 실제 현장에서는 15.0 m정도까지 말뚝을 관입시켰음에도 불구하고 설계하중 조건이 만족되지 못하였다.

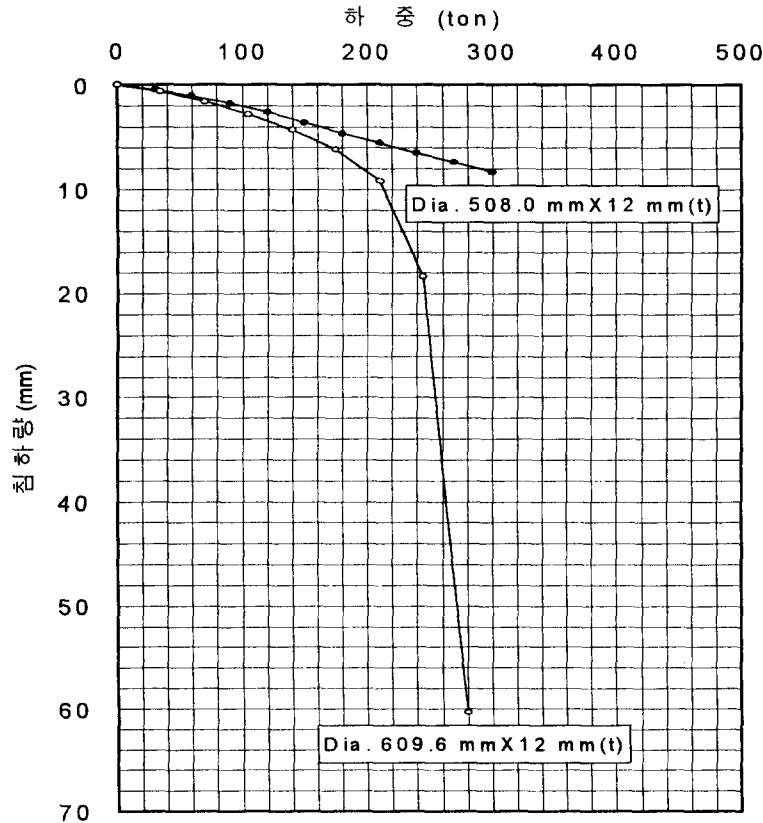
이상을 종합해 볼때 수정 Meyerhof공식에 의한 설계는 실제 말뚝지지력과 상당한 차이를 줄 수 있음을 알 수 있다. 이와 유사한 사례는 국내에서 상당히 빈번하게 발생하고 있으며 따라서, 수정 Meyerhof공식으로 설계지지력을 산정하는 설계 관행은 조속히 개선되어야 할 것으로 판단된다.

3.2 항타장비 선정문제

강관말뚝의 항타시공에 있어 항타장비의 선정은 말뚝지지력 결정에 가장 중요한 요소이다. 말뚝조건과 지반조건에 비하여 과도한 타격력을 주는 항타장비를 사용하면 말뚝재료의 손상이 발생하며 반대로 지나치게 작은 장비를 선정하면 소정의 지지력을 확보할 수 없는 문제가 발생한다.

국내의 경우 항타장비의 선정은 설계자가 지정하는 경우도 있지만 대부분 과거의 경험에 의해 시공자가 선정하고 있다. 항타장비의 선정시 이처럼 과거의 불확실한 경험에 의존해서는 효율적인 지지력 확보가 되지 못하며 부실시공의 우려까지 제기된다.

[그림 12]와 같은 지반조건에서 $\phi 609.6 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 와 $\phi 508.0 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 의 강관말뚝을 시공하기 위한 항타장비 선정과정을 살펴보면 이러한 문제점이 극명하게 나타난다. 당초 설계자는 말뚝규격과 관계없이 램중량 2.5 ton의 디젤해머를 사용하여 최종 타격당 관입량이 2 mm가 될 때까지 항타시공하도록 시방서에 명기하였다. 그러나 시공자는 과거의 경험으로 볼 때 램중량 3.5 ton의 디젤해머를 사용하는 것으로 시공계획을 확정하였다. 시공된 말뚝들에 대하여 말뚝제하시험을 실시한 결과는 [그림 13]과 같이 나타났다. 램중량 3.5 ton의 디젤해머로 시공된 말뚝의 지지력은 $\phi 508.0 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 강관말뚝에서는 150 ton이상으로 나타난 반면 $\phi 609.6 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 강관말뚝은 87 ton정도에 불과하여 설계하중 조건에 미달하고 있다.



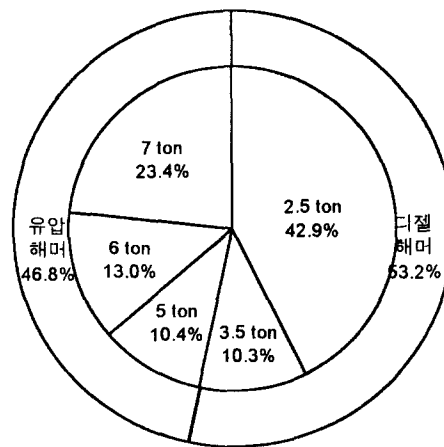
[그림 13] 램중량 3.5 ton 디젤해머로 시공된 $\phi 508.0 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 와 $\phi 609.6 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 강관말뚝의 제하시험결과 비교

이 결과로 볼 때 램중량 3.5 ton의 디젤해머는 해당 지반조건에서 ϕ 508.0 mm \times 12 mm 강관말뚝에 적합하지만 ϕ 609.6 mm \times 12 mm 강관말뚝 항타에는 부적합한 것으로 나타나고 있다.

외국의 경우 ϕ 609.6 mm \times 12 mm 강관말뚝의 항타에는 램중량 6.0 ton인 디젤해머를 사용하고 있음에 비추어 볼 때 국내의 경험에 의한 항타장비 선정은 대부분 램중량이 가벼운 것으로 판단된다. 물론 최적 항타장비 선정은 지반조건과 말뚝재료 조건을 모두 고려한 분석을 전제로 하고 있기 때문에 이와 같은 단순비교는 적합치 않을 수 있다.

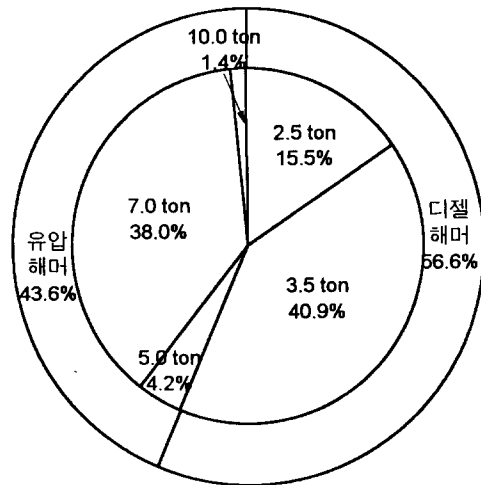
이와 같은 판단은 앞서 2장에서 분석한 국내의 강관말뚝 시공사례 분석내용을 시공장비별로 분석한 내용에서도 나타나고 있다.

[그림 14]에는 ϕ 406.4 mm 강관말뚝 시공사례중 항타 또는 선굴착후 최종항타 시공한 71개소의 시공사례를 항타장비별로 분석한 내용이다. 국내의 경우 아직도 디젤해머 항타시공이 유압해머 시공보다는 많은 것으로 나타나고 있으며 램중량 2.5 ton의 디젤해머가 가장 보편적으로 선정되고 있음을 알 수 있다. 그러나 유압해머의 경우 램중량 7 ton의 유압해머가 5 ton 또는 6 ton 램중량 해머보다도 많이 사용되고 있다.



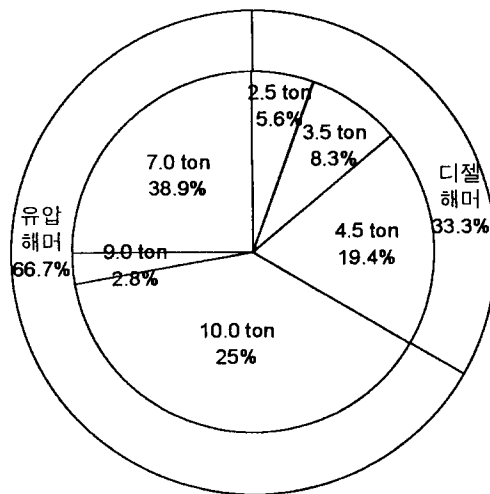
[그림 14] ϕ 406.4 mm 강관말뚝 시공사례

[그림 15]에는 ϕ 508.0 mm 강관말뚝의 시공장비 분석결과를 나타내 주고 있다. 역시 유압해머보다는 디젤해머가 많이 사용되고 있으며 그중에서도 램중량 3.5 ton의 디젤해머가 대종을 이루고 있다. 유압해머의 경우에는 램중량 7 ton의 유압해머가 가장 빈번하게 사용되고 있으며 10 ton급의 유압해머를 사용한 경우도 나타나고 있다.



[그림 15] ϕ 508.0 mm 강관말뚝의 시공장비 분석

[그림 16]에는 ϕ 609.6 mm 강관말뚝의 시공장비 분석결과를 보여주고 있다. 이 경우에는 디젤해머보다도 유압해머 적용실적이 오히려 높은데, 이는 디젤해머보다 에너지 효율이 높은 유압해머를 선호하기 때문인 것으로 판단된다. 가장 빈번하게 사용된 기종은 램중량 7 ton인 유압해머이며 램중량 10 ton인 유압해머도 많이 사용되었다.



[그림 16] ϕ 609.6 mm 강관말뚝의 시공장비 분석

앞의 [그림 14]~[그림 16]의 분석에 나타난 바와 같이 국내에서 강관말뚝의 항타장비를 선정할 때 기술자들이 신뢰할 수 있는 경험적 지표는 사실상 없다고 해도 지나치지 않을 정도이다. 즉 ϕ 609.6 mm 강관말뚝의 항타시공에 램중량 2.5 ton 디젤해머를 설계시방서에 명기한 것도 합리화될 수 있으며 이를 램중량 3.5 ton 디젤해머로 변

경하더라도 이를 검토할 수 있는 기준이 부재한 실정이다. 따라서 국내에서 강관말뚝 시공장비 선정은 과소평가된 설계내용에 따라 실시하였던 과거의 불확실한 시공경험을 기준으로 하여 이루어 짐으로써 이처럼 무질서한 결과를 가져오게 된 것으로 사료된다.

합리적인 항타장비 선정은 말뚝조건, 지반조건, 항타장비 조건의 3가지 요소를 모두 고려하여 ① 소요지지력 확보 가능성 ② 항타응력의 적정성 여부 ③ 시공의 용이성 및 가능성 여부를 종합적으로 분석하여 결정하여야 한다. 이를 위해서는 현재까지의 지반공학 기술발전 수준으로 볼 때 파동이론분석(Wave Equation Analysis of Pile Driving)에 의하는 것이 가장 바람직하다. 파동이론분석의 세부적인 내용은 참고문헌 (3), (5)를 참고하기 바람에 본 논문에서는 파동이론분석 프로그램중 가장 신뢰도가 높은 것으로 평가되고 있는 미국 GRL사에서 개발한 GRLWEAP프로그램을 사용하여 [그림 12]의 지반조건에서 ϕ 609.6 mm \times 12 mm 강관말뚝을 항타시공하는 장비선정과정을 설명하기로 한다.

검토된 항타장비는 설계된 램중량 2.5 ton 디젤해머, 실제 시공에서 사용된 램중량 3.5 ton 디젤해머 등 8종의 디젤해머와 5종의 유압해머를 대상으로 하였다.

[표 3]에는 파동이론 분석결과를 요약하였다.

[표 3] 파동이론 분석결과 요약

항타장비	SPS 41 강제		SPS 50 강제	
	허용지지력(ton)	판 정 기 준	허용지지력(ton)	판 정 기 준
K25 디젤해머	96	항타시공성	-	-
D25-32 디젤해머	116	항타시공성	-	-
K35 디젤해머	128	항타시공성	-	-
D36-32 디젤해머	128	항타응력	148	항타시공성
K45 디젤해머	140	항타시공성	-	-
D46-32 디젤해머	80	항타응력	176	항타시공성
KB60 디젤해머	96	항타응력	176	항타시공성
KB80 디젤해머	-	항타응력	200	항타시공성
HH-5 유압해머	120	항타시공성	-	-
HH-7 유압해머	152	항타시공성	-	-
HH-9 유압해머	160	항타응력	180	항타시공성
HH-11 유압해머	120	항타응력	208	항타시공성
HH-14 유압해머	124	항타응력	220	항타시공성

램중량 2.5 ton의 디젤해머는 K25 및 D25-32의 두가지 해머를 검토하였으며 검토결과는 부록에 첨부하였다. K25 디젤해머의 경우 항타응력상에는 문제가 없으나 항타시공 관입성에서 시공한계가 나타난다. 최종 타격당 관입량을 실무에서 관리할 수 있는 2 mm내외로 제한할 경우 기대할 수 있는 말뚝의 극한지지력은 240 ton정도가 되며 여기에 WEAP해석시 적용할 수 있는 안전율 2.5를 적용하면 설계하중은 96 ton이 되어 당초 설계된 조건에 미달하는 것으로 나타난다. D25-32 디젤해머의 경우에도 항타응력은 문제시되지 않고 항타시공 관입성에서 한계가 분석된다. 최종타격당 관입량 2 mm내외를 기준할 경우 기대할 수 있는 극한지지력은 290 ton정도이며 설계하중은 116 ton으로 분석된다.

이처럼 램중량이 동일하더라도 해머의 제작회사에 따라 WEAP해석결과가 상이한 것은 주로 해머의 효율 차이에 기인한다. 이 분석결과에 의하면 제작회사와 상관없이 램중량 2.5 ton인 디젤해머로 $\phi 609.6 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 강관말뚝을 최종타격당 관입량 2 mm조건으로 항타시공하여서는 141.4 ton의 허용하중을 기대할 수는 없는 것으로 분석되었다.

K35 디젤해머의 분석결과에서도 항타응력은 허용범위이내이지만 항타시공 관입성으로 말뚝의 허용지지력이 결정되었다. 2 mm정도의 최종타격당 관입량으로 시공할 경우 320 ton의 극한지지력과 128 ton의 허용지지력이 분석되었다. D36-32 디젤해머의 경우에는 항타시공관입성보다 말뚝부재에 발생하는 최대허용항타응력(항복강도의 90%, SPS 41 강재의 경우 2160 kg/cm^2)이 지지력의 관건이 되며 예상극한지지력은 320 ton, 허용지지력은 128 ton으로 분석되었다. D36-32 디젤해머의 경우 말뚝의 항타시공관입성은 아직 여유가 있는 바, SPS 50 강재를 사용하면 최종타격당 관입량을 2 mm수준까지 항타할 수 있으며, 이 경우 극한지지력은 370 ton, 허용지지력은 148 ton이 되어 설계조건을 만족시킬 수 있다. 그러나 K35 또는 D36-32 디젤해머는 근본적으로 $\phi 609.6 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 강관말뚝을 [그림 12]와 같은 지반조건에 항타하기에 타격력이 부족하다고 판단된다.

K45 디젤해머 적용의 경우 항타응력은 최대 허용항타응력 범위이내이며 역시 항타시공 관입성이 지지력 결정의 지배요소가 된다. 예상극한지지력은 350 ton으로 분석되며, 허용지지력은 140 ton이 되어 설계조건을 만족시킬 수 있는 것으로 분석되지만, 타격력이 아직도 충분치 못한 것으로 나타나고 있다. D46-32 디젤해머의 경우에는 항타응력이 문제시되어 SPS 41 강재 사용의 경우 말뚝재료 손상이 나타나지 않는 범위에서 예상할 수 있는 극한지지력은 200 ton에 불과하며 허용지지력은 80 ton정도이다. 즉 이 규격의 해머는 SPS 41강재로 제작된 $\phi 609.6 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ 강관말뚝을 [그림 12]와 같은 지반조건에 항타시공하기에는 타격력이 지나치게 큰 것으로 분석되었다. 그러나 만약 말뚝재질을 SPS 50 강재로 변경하면 항타응력에는 여유가 있는 상

태에서 2 mm까지 항타관입이 가능하며 기대할 수 있는 극한지지력은 440 ton, 허용 지지력은 176 ton이 된다.

KB 60 디젤해머의 경우 SPS 41 강재말뚝에서는 항타응력이 허용범위를 초과하여 예상극한지지력은 240 ton, 허용지지력은 96 ton으로 설계내용을 만족시키지 못한다. 그러나 항타시공 관입성은 충분한 여유가 있으므로 SPS 50 강재로 변경할 경우 예상 극한지지력을 440 ton, 허용지지력 176 ton까지의 시공도 가능하다. KB80 디젤해머의 경우에도 SPS 41 강재말뚝은 재료손상이 발생하여 적합치 않으나 SPS 50으로 재질을 변경하면 예상극한지지력 값은 500 ton, 허용지지력은 200 ton까지도 기대할 수 있다.

HH-5 유압해머의 경우 항타응력은 허용범위보다 낮은 상태이나 항타시공관입성이 문제가 되어 예상극한지지력은 300 ton, 허용지지력은 120 ton에 불과하다. HH-7 유압해머를 적용하면 역시 항타응력은 문제되지 않으나 항타시공성의 제약으로 예상극한지지력은 380 ton, 허용지지력은 152 ton이 되어 설계하중 조건을 만족시킨다.

HH-9 유압해머를 사용하면 약 4 mm정도의 최종타격당 관입량에 도달하면서부터 과응력(overstress)상태가 발생되기 시작하며 이때의 예상극한지지력은 400 ton, 허용 지지력은 160 ton이 되어 설계하중 조건을 만족시킨다. 즉 램중량이 큰 항타장비를 사용하면 최종타격당 관입량을 4 mm정도로 관리하더라도 소정의 설계조건을 만족시킬 수 있어 시공속도나 품질관리 측면에서 유리하다. 또 이 경우 사용강재를 SPS 50으로 상향조정하면 최대 180 ton까지의 허용지지력도 기대할 수 있다.

HH-11 유압해머의 경우 타격력이 과대하여 SPS 41 강관말뚝의 경우에는 과응력이 발생하여 기대할 수 있는 허용지지력은 120 ton정도이다. HH-14 유압해머의 경우에도 상황은 유사하여 SPS 41 강관말뚝 사용시 기대할 수 있는 최대허용지지력은 124 ton정도이며 따라서 설계조건을 만족시키지 못한다. 그러나 사용 강관말뚝의 재질을 SPS 50으로 할 경우 예상허용지지력은 각각 208 ton 및 220 ton까지로 높일 수 있다.

이상의 분석에서 나타난 것과 같이 항타장비의 선정문제는 말뚝의 지지력에 있어 96~220 ton까지 큰 변화를 초래한다. 즉 말뚝의 설계하중 결정에 가장 치명적인 영향을 미치는 요소인 바, 향후 강관말뚝의 설계개선을 위해서 필수적으로 보완하여야 할 부분이다.

3.3 강관말뚝의 설계 개선방안

앞절에서 알아본 바와 같이 항타시공하는 강관말뚝에 있어서 장비 선정문제는 말뚝 설계하중 산정에 결정적인 영향을 미치는 바 필수적으로 개선되어야 할 조건이다. 파동이론 분석은 과거에 수집된 수많은 자료의 평균값을 기준하여 항타장비의 효율을 가정하였기 때문에 그로 인한 오차를 배제할 수 없다. 실제 항타장비의 효율은 동일 제작회사에서 제작된 같은 형식의 해머에서도 상이할 수 있으며 사용되는 해머 쿠션

의 특성에 따라서도 상이하게 나타나는 값인 바 실제 시공시에는 GRLWEAP프로그램에서 가정한 값과는 차이가 있을 수 있다.

또 국내의 경우 말뚝설계를 위하여 실시되는 지반조사의 내용이 실제 지반조건과는 차이가 있는 경우가 많이 발생하고 있어 파동이론 분석의 신뢰도를 저하시키는 중요한 원인이 된다.

그러나 이들 보다도 더 중요한 문제는 말뚝지지력의 시간경과에 따른 변화, 즉 시간경과효과(time effect)문제이다. 시간경과 효과문제는 말뚝기초의 지지력 평가에 있어 최근들어 가장 중요한 요소로 인식되고 있는 주제이다. 국내에서도 말뚝지지력의 시간경과에 따른 변화에 대한 연구가 이루어진 상태이며, 지반조건에 따라서는 항타시 측정된 지지력 보다 2~3배 증가된 지지력이 1개월 정도의 시간이 경과한 후 나타나기도 하였다.⁽²⁾⁽⁴⁾

파동이론 해석에 의한 말뚝지지력 예상시에도 시간경과 효과를 반영할 수 있기는 하다. 그러나 문제는 과연 어떤 지반조건에서 어느정도의 시간경과 효과를 고려하여야 하는지에 대한 판단기준은 현재의 기술수준으로는 예측할 수 없다는 데 있다.

일반적으로 항타시공된 말뚝의 지지력은 말뚝항타로부터 경과한 시간에 따라 증가하는 것으로 알려져 있다. 국내에서의 연구결과에서도 이러한 현상은 이미 확인되어 향후 말뚝설계에 반영될 수 있을 것으로 기대된다.

그러나 모든 말뚝이 시간경과에 따라 지지력이 증가된다고 기대할 수는 없다. 최근의 연구결과에 의하면 같은 지반조건에 항타된 말뚝에서도 지지층으로 판단되는 양호한 지층까지 관입된 말뚝에서는 상당한 지지력 증가현상이 나타난 반면 양호한 지층까지 관입되지 못한 말뚝에서는 지지력 증가현상을 거의 발견하지 못한 것으로 분석되었다. 더구나 일부 경우에는 양호한 지층까지 항타관입되지 못한 말뚝에서는 항타시점으로부터 시간이 경과함에 따라 오히려 말뚝지지력이 감소하는 현상(relaxation)까지도 나타나고 있어, 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화는 말뚝설계시 필수적으로 검토되어야 할 부분이다.

이와 같은 WEAP해석의 불완전성과 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화문제는 말뚝설계시 필수적으로 검토되어야 할 부분이지만 현재의 기술수준으로 이를 사전에 예측하기는 불가능하다. 따라서 WEAP해석결과는 반드시 설계확정 이전에 시험시공을 실시하여 확인하는 과정이 요구된다.

따라서 국내의 강관말뚝 설계를 개선하기 위하여는 일정규모 이상의 공사에서 WEAP해석은 물론 설계확정 이전의 시험시공이 반드시 이루어져야 할 것이다. 시험시공시 확인할 사항은 항타시 동재하시험으로 ① WEAP해석결과의 적용성 ② 항타장비의 효율 및 적합성 ③ 항타시 지지력 등이며 항타로부터 일정시간이 경과한 후 재항타 동재하시험을 실시하여 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화를 확인하여야 한다.

4. 결 론

본 연구에서는 1994~1996년 기간동안 국내에서 시행된 234개소의 강관말뚝 설계 및 시공자료를 토대로하여 현황분석과 문제점, 개선방안을 연구하였다. 연구결과 아래와 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 국내의 강관말뚝 설계는 SPS 41 강재의 재료허용대비 52.4%수준에 불과하다.
- (2) 국내의 강관말뚝 시공결과는 SPS 41 강재의 재료허용대비 76.8%수준이며 따라서 설계기준을 50%까지 향상시킬 수 있는 가능성이 있다.
- (3) 국내 설계의 문제점은 합리적인 장비선정 기준이 지켜지지 못하는데 가장 큰 원인이 있으며, 강관말뚝 설계 수준 향상을 위해서는 파동이론 분석과정이 설계에 필수적으로 추가되어야 한다.
- (4) 보다 효율적인 최적설계를 위해서는 파동이론 분석결과와 확인과 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화현상이 설계에 반영되어야 한다. 따라서 말뚝설계 확정 이전에 시험시공 절차를 반드시 이행하는 과정으로 설계를 보완하여야 한다.

5. 감사의 글

본건 연구는 POSCO, POSEC 및 한국강관협회의 연구자금 지원으로 한국지반공학회에 서 수행중인 연구내용의 일부이다. 국내의 강관말뚝 기술 수준 향상을 위하여 연구자금을 지원해 주신데 대하여 깊은 감사를 드린다.

참 고 문 헌

1. 건설부(1986), "구조물기초 설계기준"
2. 이명환, 홍현성, 이원제(1994), "말뚝기초의 최적설계", Keynote Lecture, 한국지반공학회 '94가을학술발표회 논문집, pp.60-76.
3. 파일테크(1994), "파동방정식에 의한 말뚝의 동적해석", 파일테크 기술자료집(3)
4. 파일테크(1994), "시간경과에 따른 말뚝지지력 변화", 파일테크 기술자료집(2)
5. POSCO(1994), "강관말뚝 설계와 시공", 강재이용기술집(1)
6. Cheng,S.S.M. and Ahmad,S.A.(1988), "Dynamic testing versus static loading test : five case histories", Proceedings of the third International Conference on Application of Stress - Wave Theory to Piles, Ottawa, pp.477-489.
7. Hartikainen,J. and Heinonen,J.(1994), "Steel pipe pile foundations for large structures in difficult soil conditions", Proceedings of the 5th International Conference on Piling and Deep Foundations, Bruges, paper 3.2.

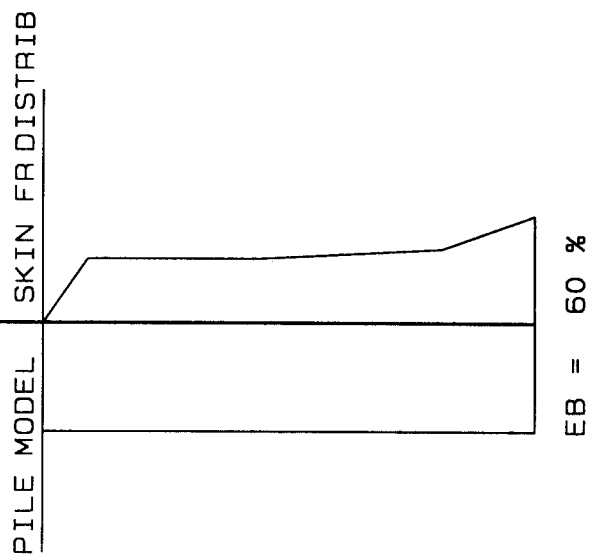
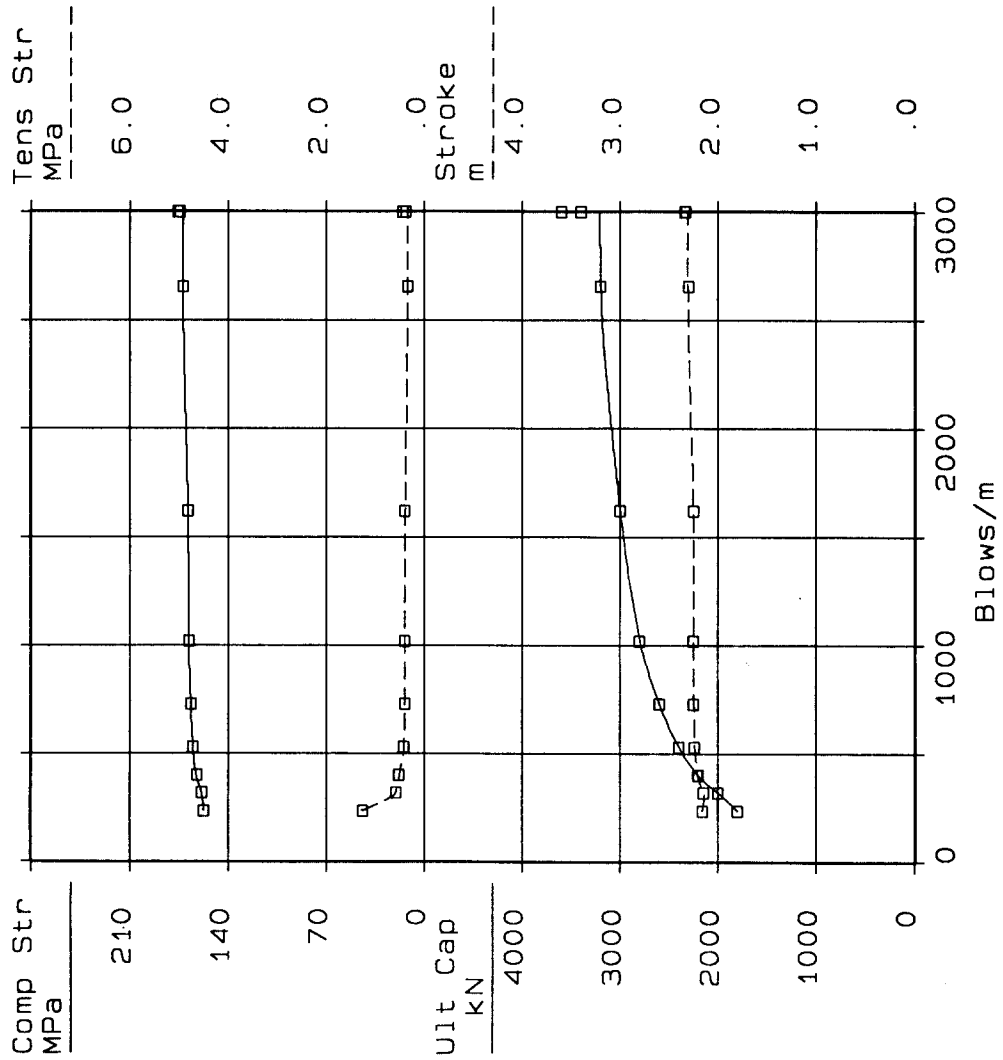
- 부 록 -

WEAP 해석결과

No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	1800.0	158.086	1.276	237.8	2.16	25.37
2	2000.0	159.267	.591	321.4	2.15	24.76
3	2200.0	163.061	.523	401.8	2.21	25.27
4	2400.0	165.578	.427	530.6	2.24	25.28
5	2600.0	166.994	.408	732.9	2.25	25.09
6	2800.0	168.379	.412	1024.6	2.26	25.00
7	3000.0	169.018	.400	1620.8	2.26	24.60
8	3200.0	172.514	.355	2657.7	2.31	25.01
9	3400.0	174.418	.383	8094.6	2.34	25.07
10	3600.0	175.727	.453	9999.0	2.35	24.92

KOBE K 25

Efficiency .800
 Helmet 11.26 kN
 H Cushion 3059 kN/mm
 Q Skin = 2.500 mm
 Q Toe = 5.000 mm
 J Skin = .500 s/m
 J Toe = .500 s/m
 Pile Length 16.00 m
 P-Top Area 225.30 cm²



No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	1800.0	166.079	1.931	157.2	2.46	35.35
2	2000.0	165.046	1.540	195.6	2.43	34.17
3	2200.0	169.812	1.469	230.0	2.51	35.28
4	2400.0	172.583	1.134	277.1	2.56	35.83
5	2600.0	174.412	1.846	347.8	2.58	35.79
6	2800.0	175.576	1.757	447.8	2.59	35.60
7	3000.0	176.814	1.504	582.3	2.60	35.41
8	3200.0	180.579	1.261	718.0	2.67	36.33
9	3400.0	182.642	1.422	939.5	2.70	36.53
10	3600.0	184.084	1.647	1268.4	2.72	36.48

DELMAG D 25-32

Efficiency .800

Helmet 17.40 kN

H Cushion 19185 kN/mm

Q Skin = 2.500 mm

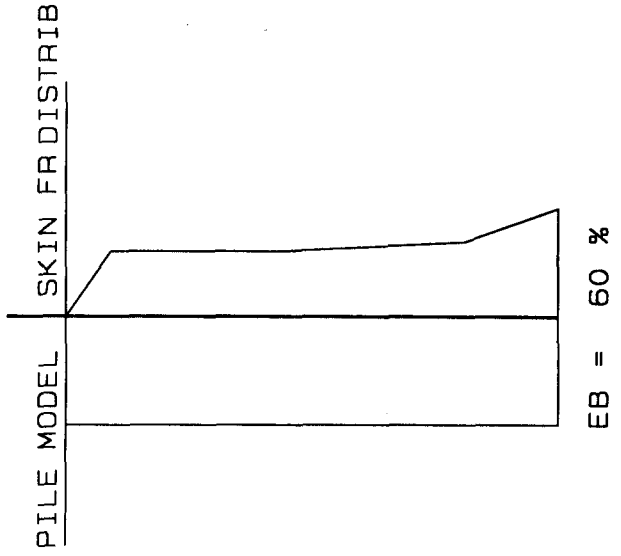
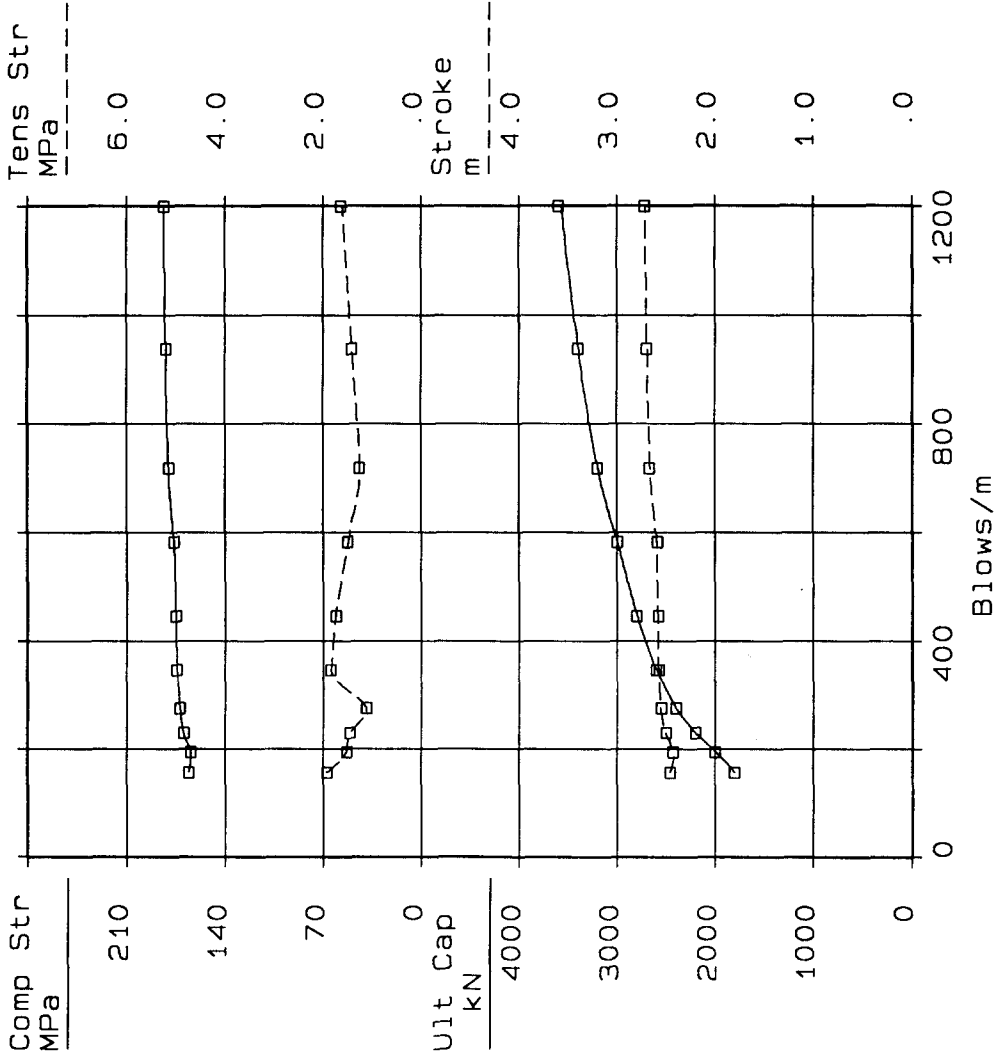
Q Toe = 5.000 mm

J Skin = .500 s/m

J Toe = .500 s/m

Pile Length 16.00 m

P-Top Area 225.30 cm²



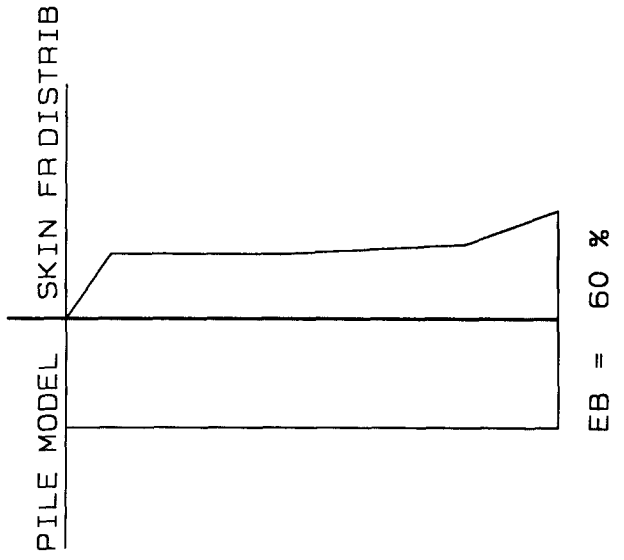
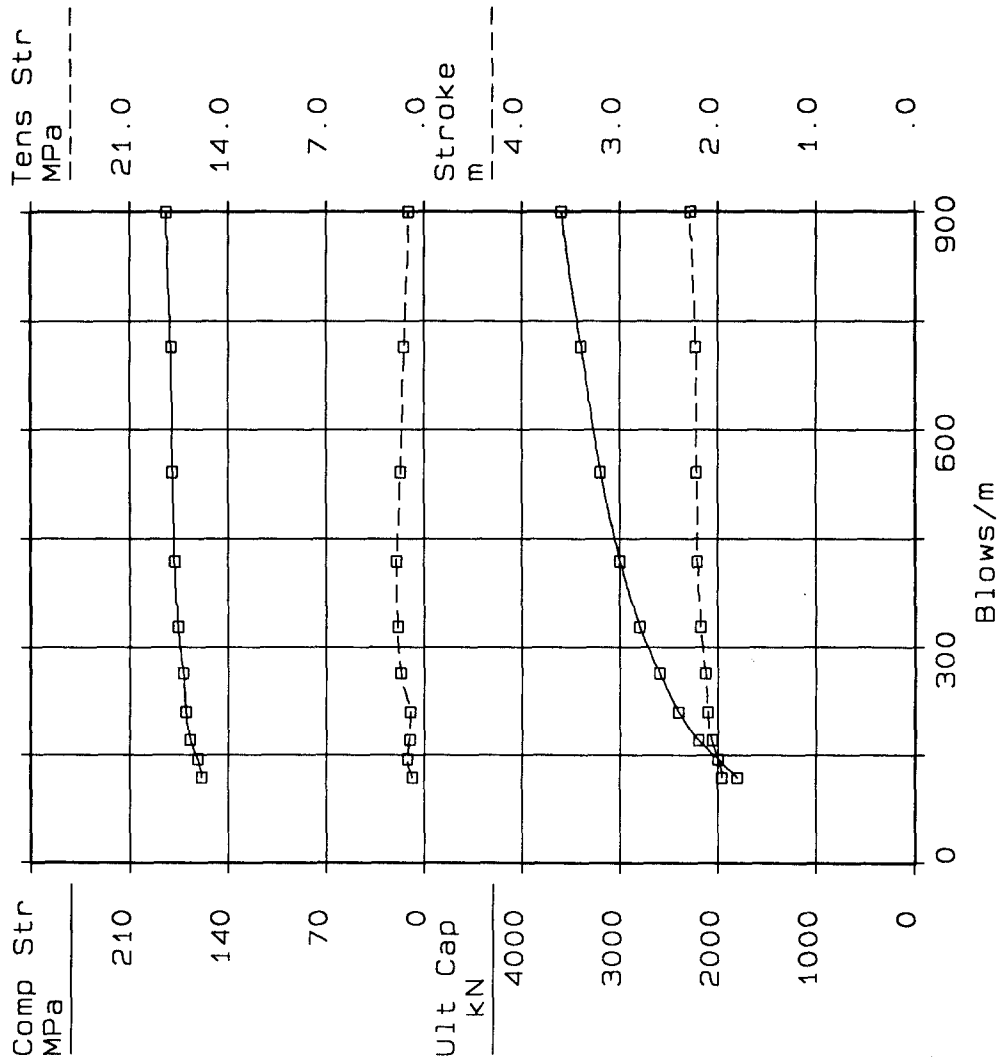
No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	1800.0	158.902	.878	119.4	1.96	39.10
2	2000.0	162.120	1.221	144.9	2.00	38.81
3	2200.0	167.370	1.118	171.0	2.07	39.55
4	2400.0	170.372	1.033	210.4	2.11	39.53
5	2600.0	172.433	1.697	264.7	2.13	39.54
6	2800.0	176.152	1.948	328.5	2.18	40.12
7	3000.0	178.487	1.982	418.6	2.21	40.41
8	3200.0	179.923	1.725	541.6	2.22	40.43
9	3400.0	181.236	1.475	715.4	2.23	40.25
10	3600.0	184.739	1.142	902.9	2.29	41.09

St606.9*12t : K-35

96 10 19

KOBE K 35

Efficiency .800
 Helmet 19.90 kN
 H Cushion 6208 kN/mm
 Q Skin = 2.500 mm
 Q Toe = 5.000 mm
 J Skin = .500 s/m
 J Toe = .500 s/m
 Pile Length 16.00 m
 P-Top Area 225.30 cm²



No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	1800.0	192.958	.301	93.0	2.29	52.43
2	2200.0	197.857	.227	130.8	2.34	51.06
3	2600.0	207.353	.531	178.1	2.46	52.48
4	2800.0	211.687	.569	205.2	2.53	53.63
5	3000.0	214.501	.568	241.3	2.56	54.15
6	3200.0	215.897	.607	291.1	2.57	54.05
7	3400.0	217.846	.641	356.7	2.58	53.91
8	3600.0	219.005	.655	450.6	2.59	53.52
9	3800.0	220.073	.825	582.8	2.59	53.25
10	4000.0	224.058	.866	726.4	2.65	54.37

DELMAG D 36-32

Efficiency .800

Helmet 17.40 kN

H Cushion 19185 kN/mm

Q Skin = 2.500 mm

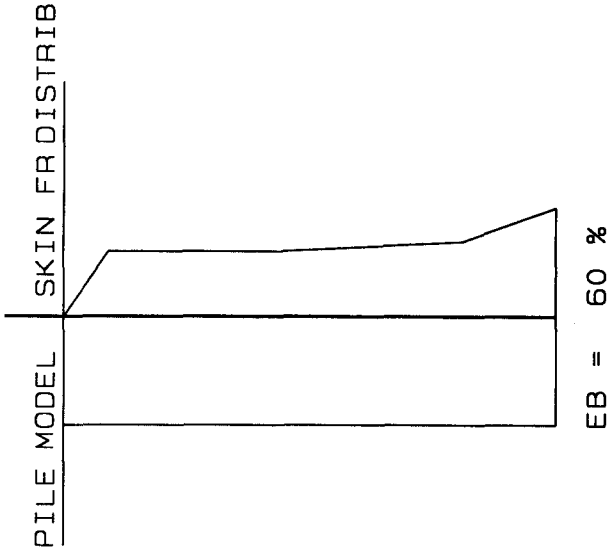
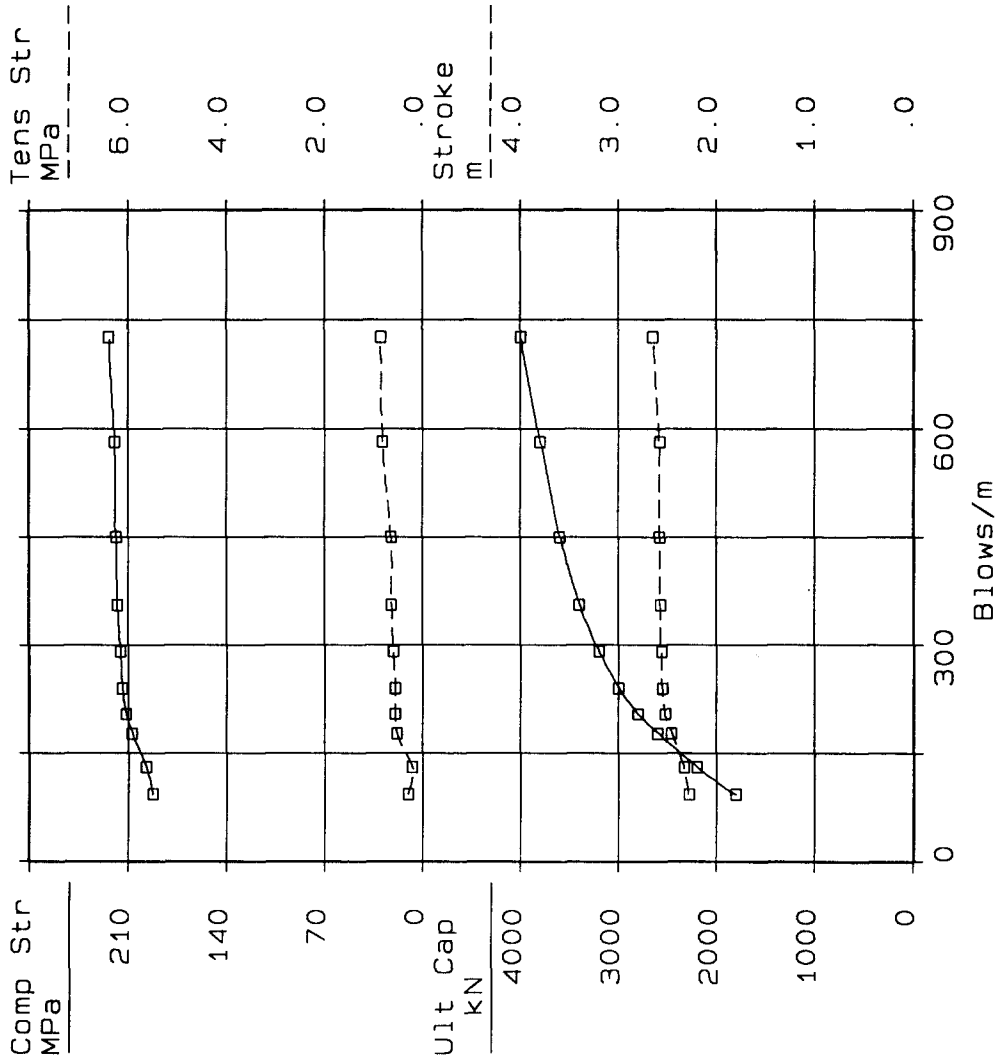
Q Toe = 5.000 mm

J Skin = .500 s/m

J Toe = .500 s/m

Pile Length 16.00 m

P-Top Area 225.30 cm²



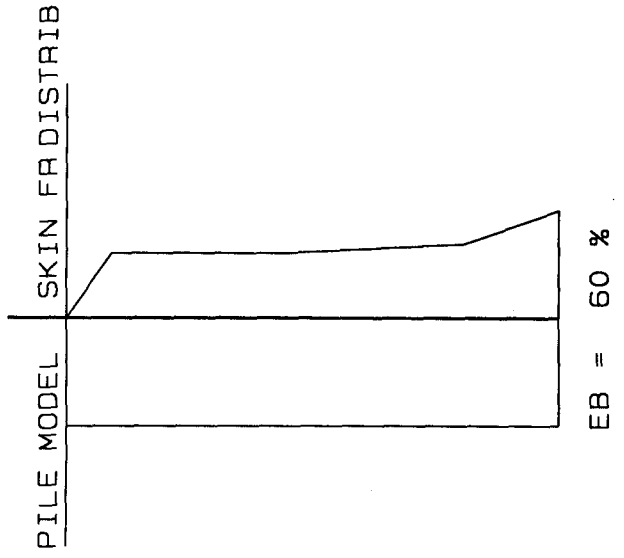
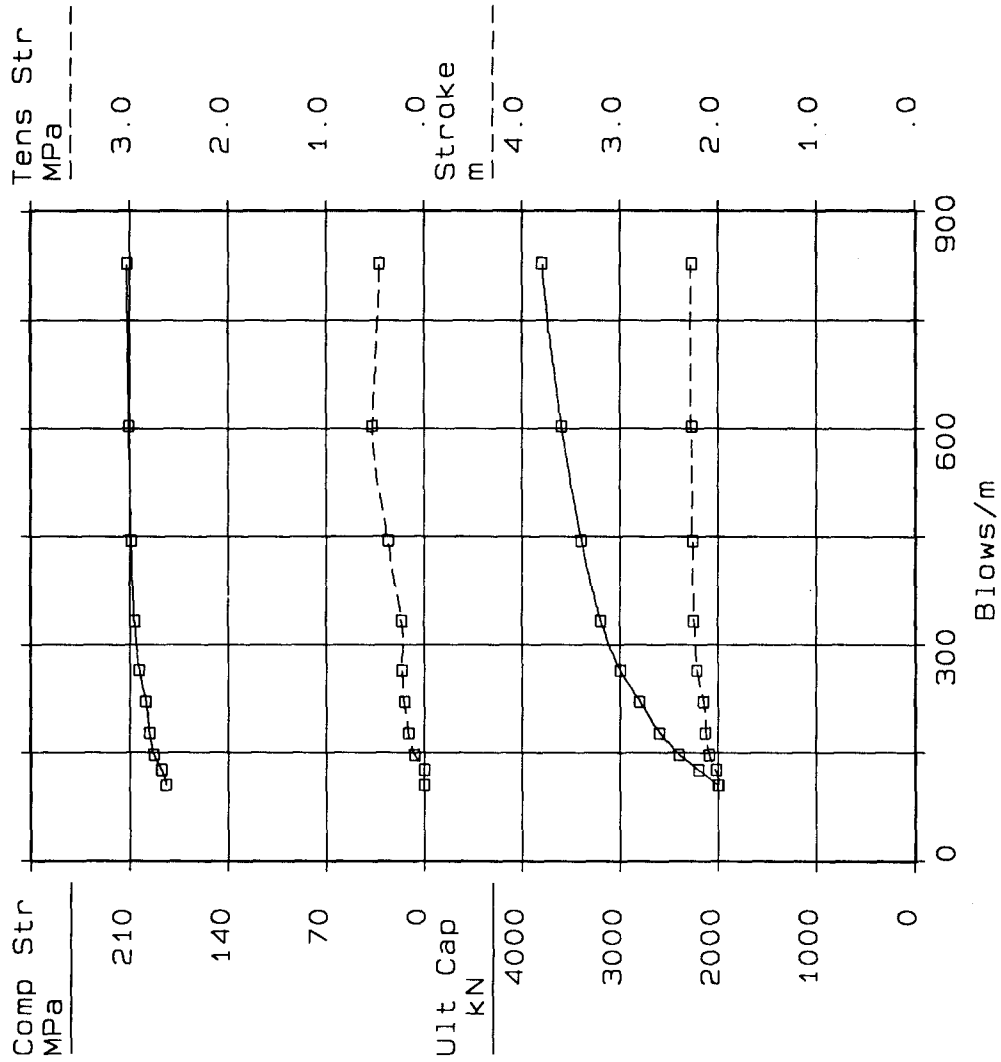
No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	2000.0	184.187	.000	105.8	1.99	48.00
2	2200.0	188.024	.000	126.2	2.03	47.50
3	2400.0	193.444	.106	147.6	2.10	48.22
4	2600.0	196.654	.164	178.3	2.13	48.14
5	2800.0	198.927	.209	220.5	2.15	47.77
6	3000.0	203.928	.232	264.0	2.22	48.95
7	3200.0	207.181	.237	333.3	2.25	49.20
8	3400.0	209.464	.379	444.8	2.27	48.89
9	3600.0	211.052	.532	603.2	2.28	48.71
10	3800.0	212.418	.462	828.7	2.28	48.11

St606.9*12t : K-45

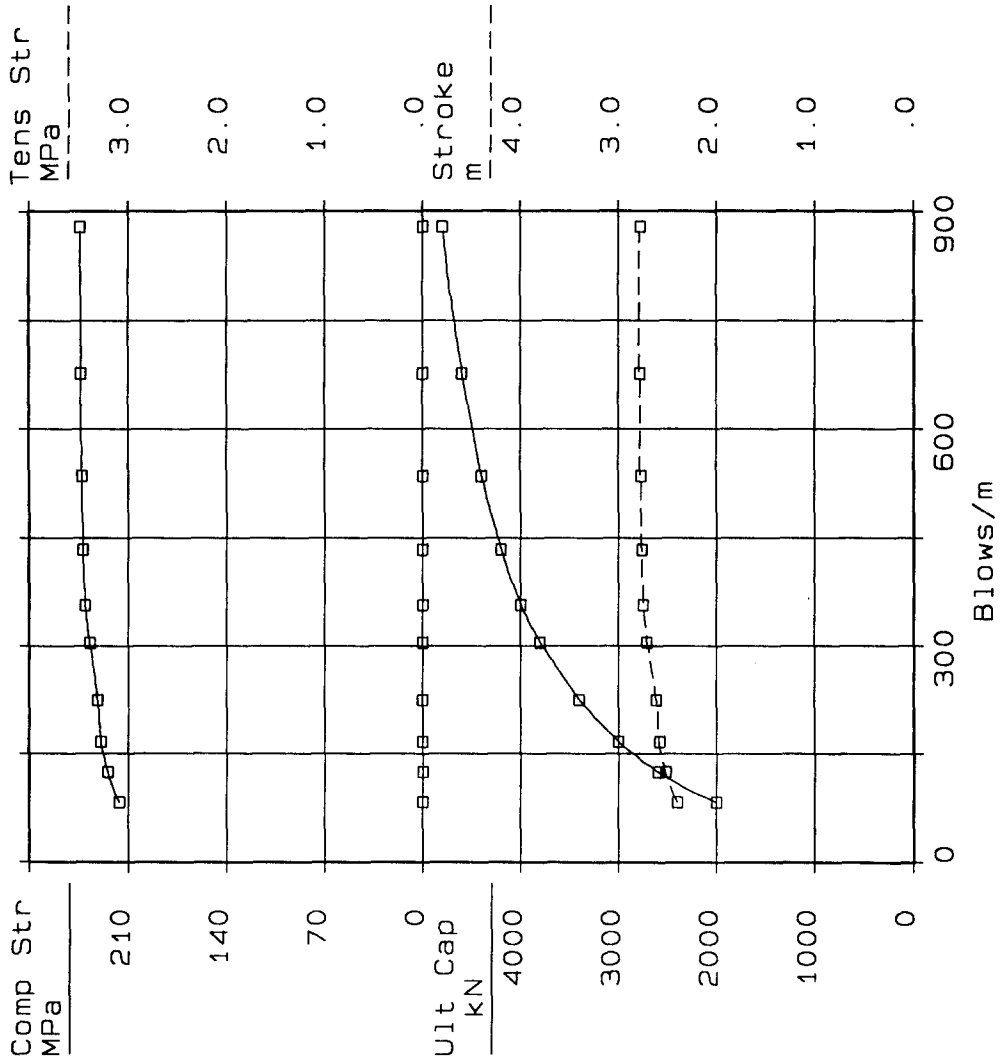
96 10 19

KOBE K 45

Efficiency .800
 Helmet 19.90 kN
 H Cushion 6208 kN/mm
 Q Skin = 2.500 mm
 Q Toe = 5.000 mm
 J Skin = .500 s/m
 J Toe = .500 s/m
 Pile Length 16.00 m
 P-Top Area 225.30 cm²



No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	2000.0	216.434	.000	83.3	2.40	68.49
2	2600.0	225.374	.000	125.3	2.53	68.90
3	3000.0	229.844	.000	166.9	2.59	70.06
4	3400.0	232.249	.000	226.1	2.62	70.26
5	3800.0	237.759	.000	305.9	2.71	71.94
6	4000.0	240.976	.000	357.7	2.75	73.00
7	4200.0	242.448	.000	433.8	2.77	73.12
8	4400.0	243.407	.000	536.5	2.78	73.08
9	4600.0	243.855	.000	677.2	2.79	72.96
10	4800.0	244.428	.000	880.3	2.79	72.56



DELMAG D 46-32

Efficiency .800

Helmet 17.40 kN

H Cushion 19185 kN/mm

Q Skin = 2.500 mm

Q Toe = 5.000 mm

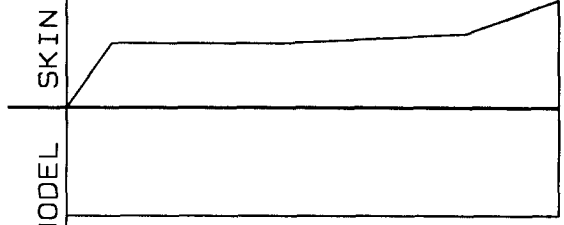
J Skin = .500 s/m

J Toe = .500 s/m

Pile Length 16.00 m

P-Top Area 225.30 cm²

PILE MODEL SKIN FRDISTRIB



EB = 60 %

No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	2000.0	206.307	.000	67.0	1.98	69.77
2	2400.0	217.889	.000	88.3	2.10	69.40
3	2800.0	227.723	.000	116.4	2.21	69.52
4	3200.0	233.995	.000	160.6	2.26	68.85
5	3600.0	242.878	.000	220.1	2.37	70.61
6	4000.0	248.273	.000	333.2	2.42	70.64
7	4200.0	251.048	.000	416.9	2.45	70.89
8	4400.0	252.902	.000	549.1	2.46	70.52
9	4600.0	254.375	.000	764.2	2.47	69.95
10	4800.0	255.744	.000	1072.7	2.47	69.36

KOBE KB 60

Efficiency .800

Helmet 19.90 kN

H Cushion 6208 kN/mm

Q Skin = 2.500 mm

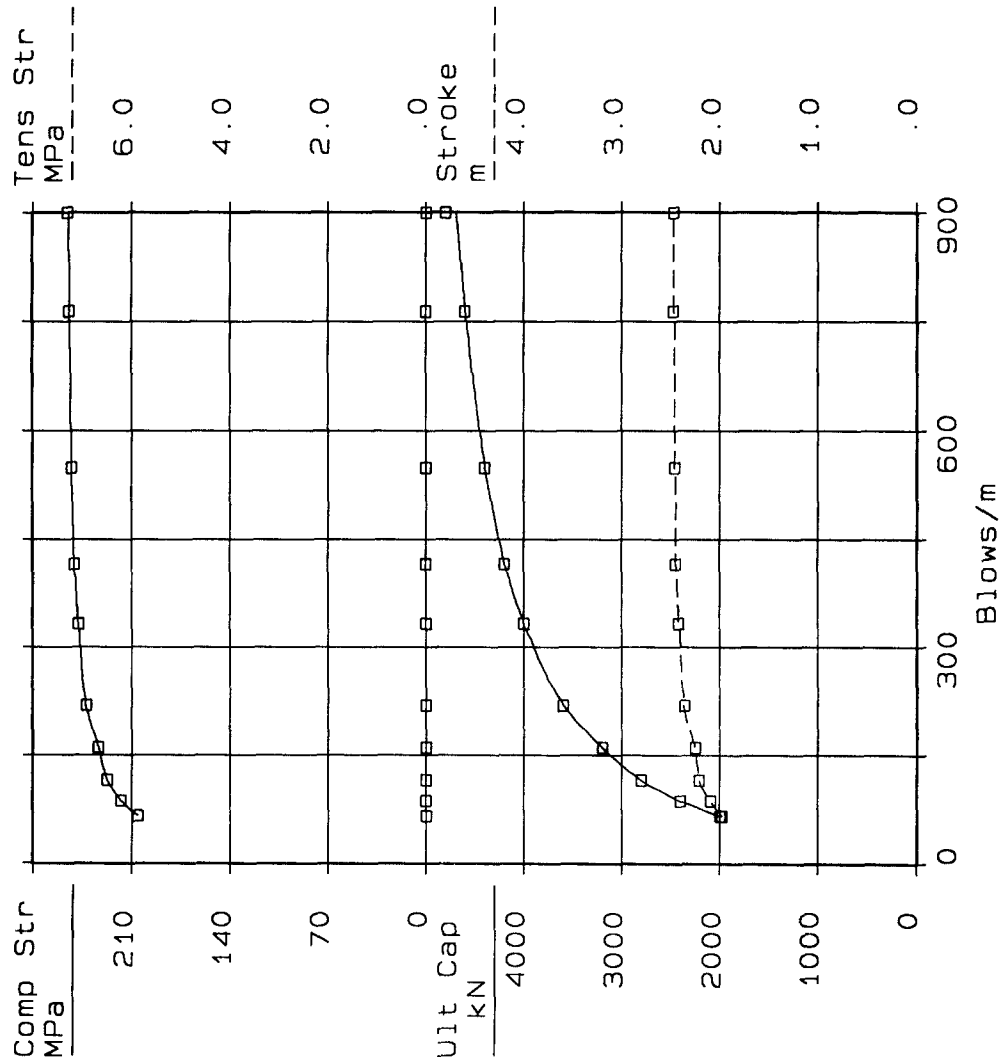
Q Toe = 5.000 mm

J Skin = .500 s/m

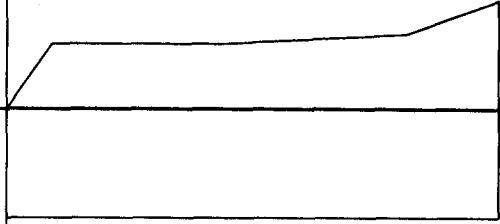
J Toe = .500 s/m

Pile Length 16.00 m

P-Top Area 225.30 cm²



PILE MODEL SKIN FRDISTRIB



EB = 60 %

No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	2000.0	223.382	.000	50.1	1.94	89.86
2	2400.0	233.767	.000	66.1	2.02	86.83
3	2800.0	244.777	.000	84.2	2.12	86.78
4	3200.0	250.977	.000	110.5	2.17	85.09
5	3600.0	260.893	.000	141.3	2.27	87.07
6	4000.0	266.376	.000	193.7	2.32	86.84
7	4400.0	274.280	.000	269.9	2.39	88.20
8	4600.0	277.977	.000	321.3	2.43	89.02
9	4800.0	280.303	.000	399.6	2.45	88.83
10	5000.0	281.716	.000	505.6	2.46	88.78

KOBE KB 80

Efficiency .800

Helmet 19.90 kN

H Cushion 6208 kN/mm

Q Skin = 2.500 mm

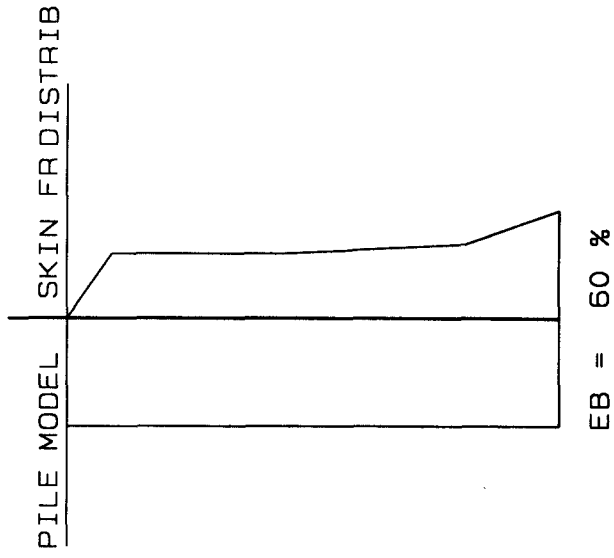
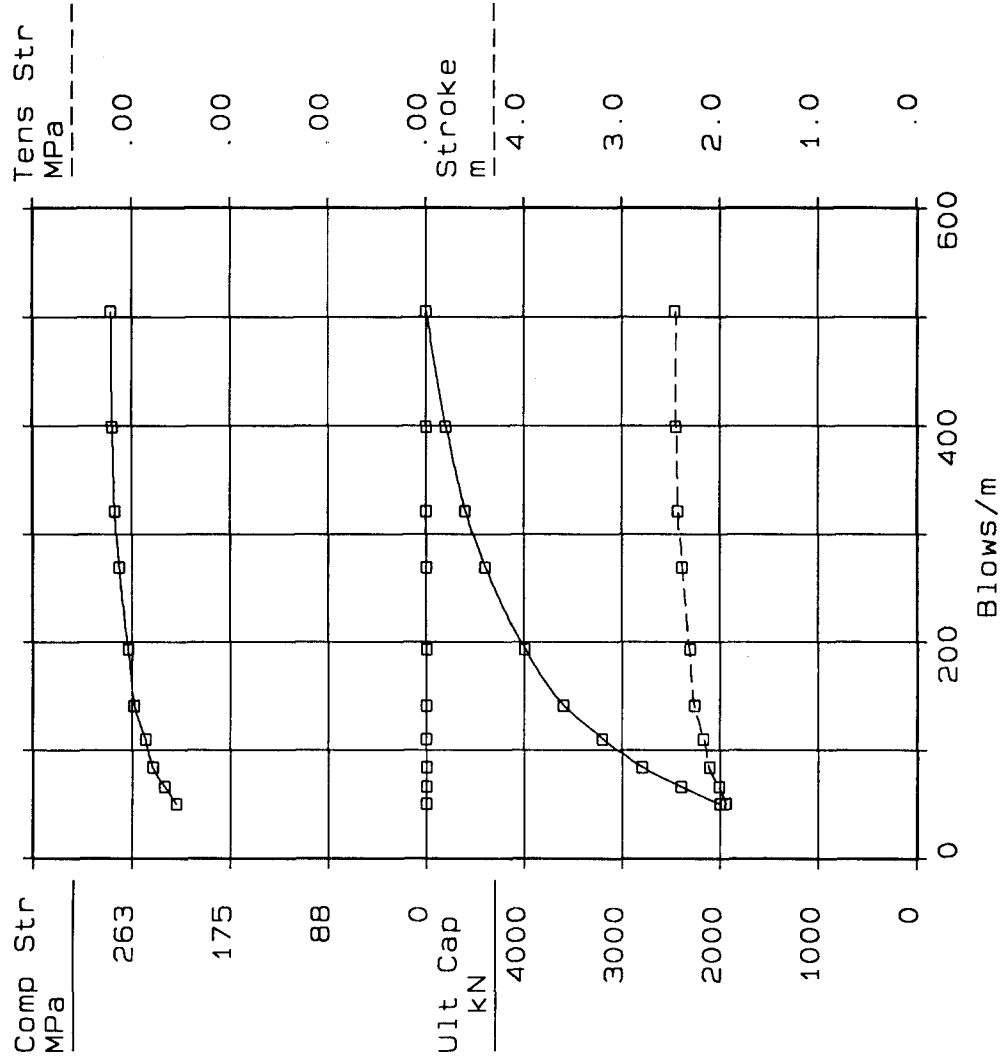
Q Toe = 5.000 mm

J Skin = .500 s/m

J Toe = .500 s/m

Pile Length 16.00 m

P-Top Area 225.30 cm²



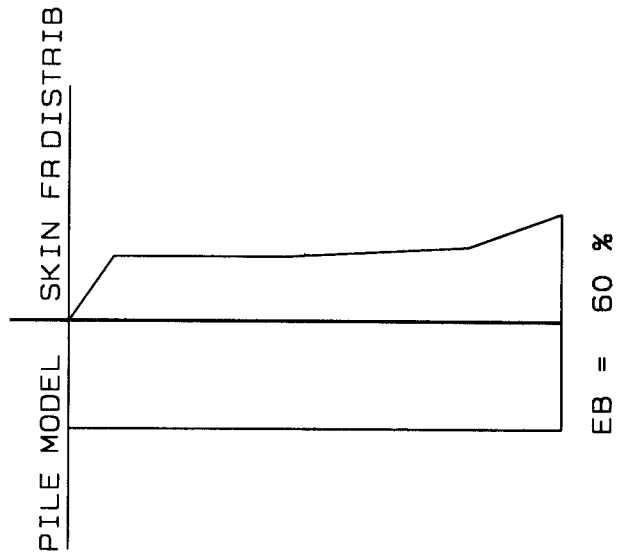
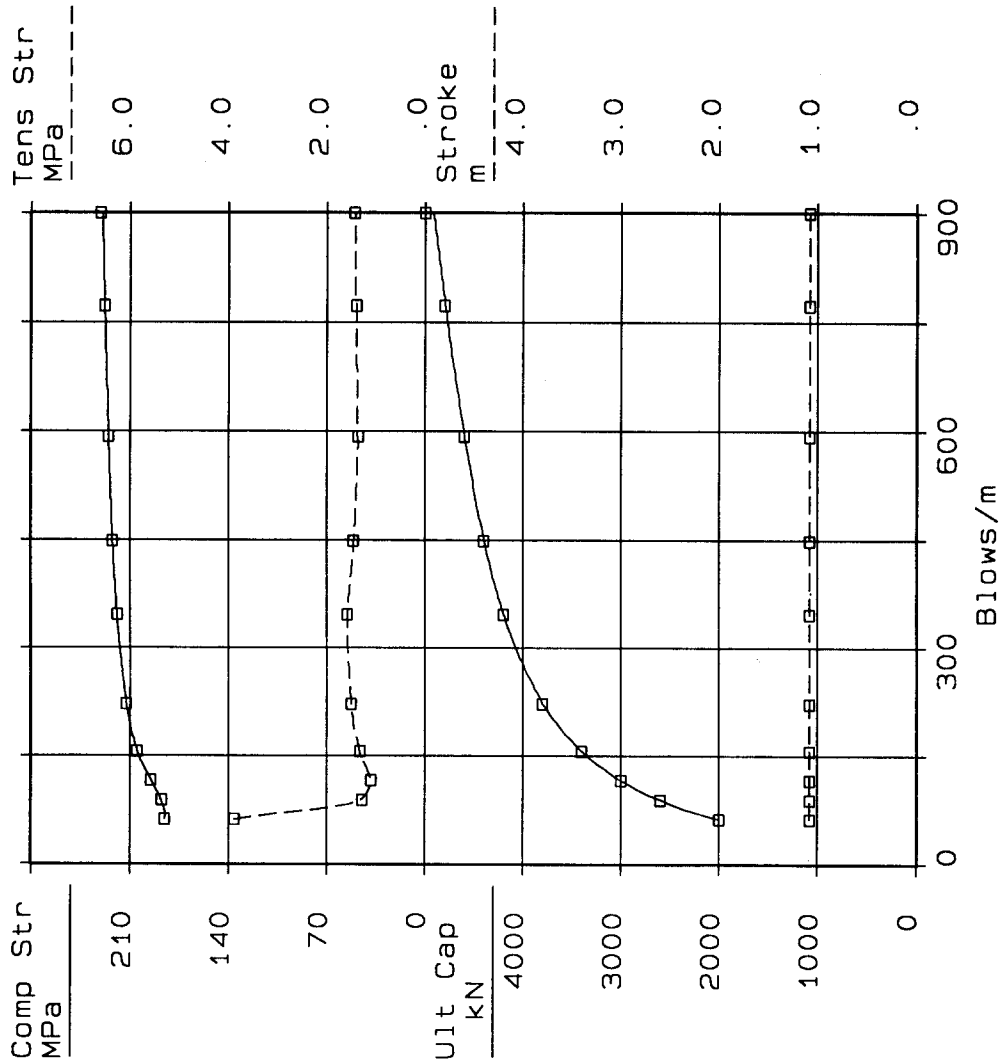
No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	2000.0	185.562	3.895	61.8	1.08	79.23
2	2600.0	188.246	1.300	88.7	1.08	76.70
3	3000.0	195.349	1.113	115.6	1.08	74.89
4	3400.0	205.171	1.335	156.1	1.08	73.13
5	3800.0	212.865	1.511	223.1	1.08	71.60
6	4200.0	219.655	1.584	346.9	1.08	71.20
7	4400.0	222.711	1.460	448.7	1.08	71.12
8	4600.0	225.651	1.380	593.6	1.08	71.04
9	4800.0	228.445	1.419	773.5	1.08	70.94
10	5000.0	231.085	1.445	1004.4	1.08	70.83

BSP HH 9

Efficiency .950
 Helmet 12.58 kN
 H Cushion 1265 kN/mm

Q Skin = 2.500 mm
 Q Toe = 5.000 mm
 J Skin = .500 s/m
 J Toe = .500 s/m

Pile Length 16.00 m
 P-Top Area 225.30 cm²



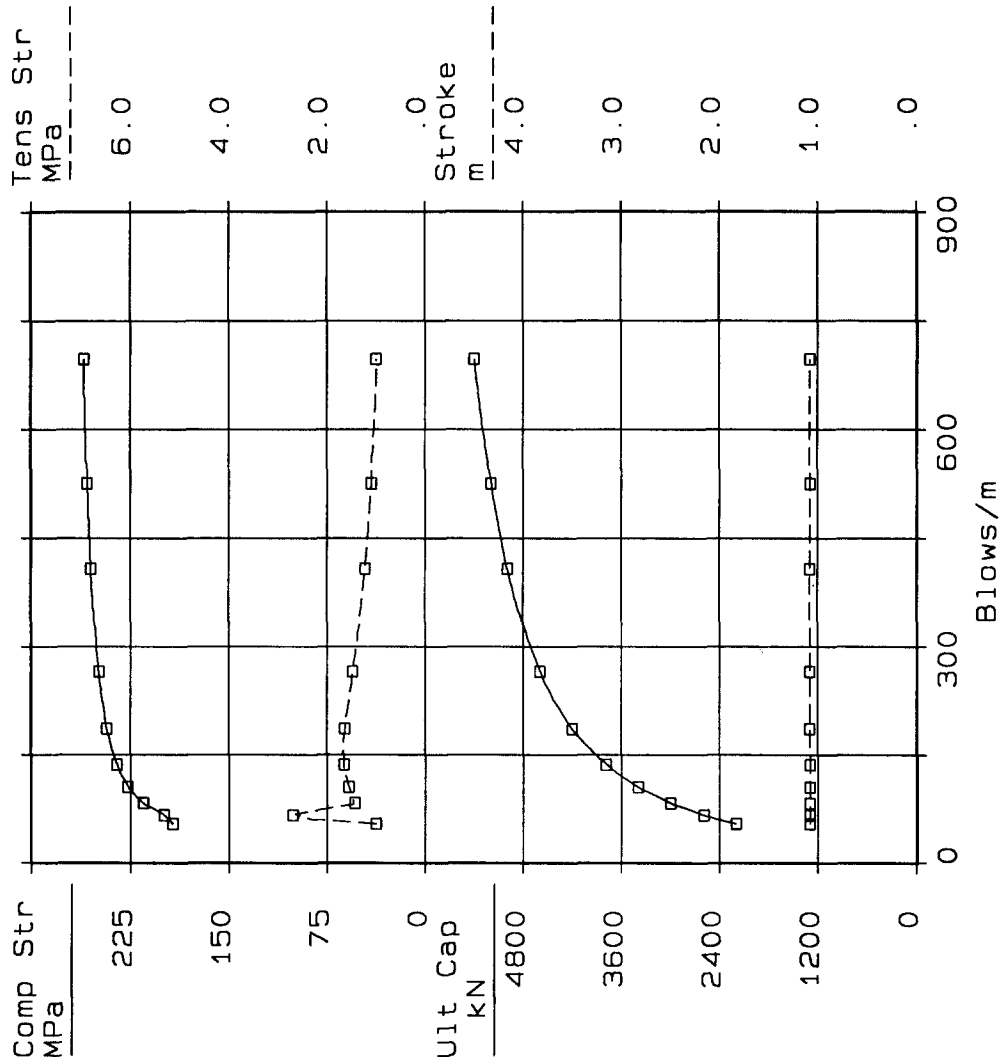
No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	2200.0	193.373	1.003	54.1	1.08	97.31
2	2600.0	199.809	2.708	67.0	1.08	95.65
3	3000.0	215.944	1.459	83.5	1.08	93.94
4	3400.0	227.289	1.564	105.7	1.08	92.27
5	3800.0	235.807	1.676	137.5	1.08	90.60
6	4200.0	243.018	1.647	186.2	1.08	89.06
7	4600.0	249.557	1.487	266.0	1.08	88.02
8	5000.0	255.468	1.235	409.1	1.08	87.49
9	5200.0	258.255	1.115	526.2	1.08	87.26
10	5400.0	260.886	1.004	697.5	1.08	87.04

St606.9x12t : HH-11a

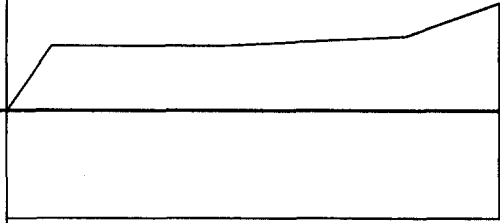
96 10 19

BSP HH 11

Efficiency .950
 Helmet 12.58 kN
 H Cushion 1265 kN/mm
 Q Skin = 2.500 mm
 Q Toe = 5.000 mm
 J Skin = .500 s/m
 J Toe = .500 s/m
 Pile Length 16.00 m
 P-Top Area 225.30 cm²



PILE MODEL SKIN FRDISTRIB



EB = 60 %

No.	Ultimate Capacity kN	Max C. Stress MPa	Max T. Stress MPa	Blow Count BPM	Stroke m	Energy KN-m
1	2200.0	199.423	.496	47.7	1.08	108.22
2	2600.0	203.548	1.011	58.2	1.08	107.04
3	3000.0	211.604	.992	71.2	1.08	106.10
4	3400.0	230.017	.941	88.1	1.08	105.06
5	3800.0	246.275	.971	111.1	1.08	103.95
6	4200.0	260.804	1.022	144.4	1.08	102.87
7	4600.0	272.729	.978	195.8	1.08	101.91
8	5000.0	283.363	.840	283.9	1.08	100.98
9	5400.0	289.229	.741	436.9	1.08	100.25
10	5800.0	293.115	.653	682.2	1.08	99.64

BSP HH 14

Efficiency .950

Helmet 56.74 kN

H Cushion 2374 kN/mm

Q Skin = 2.500 mm

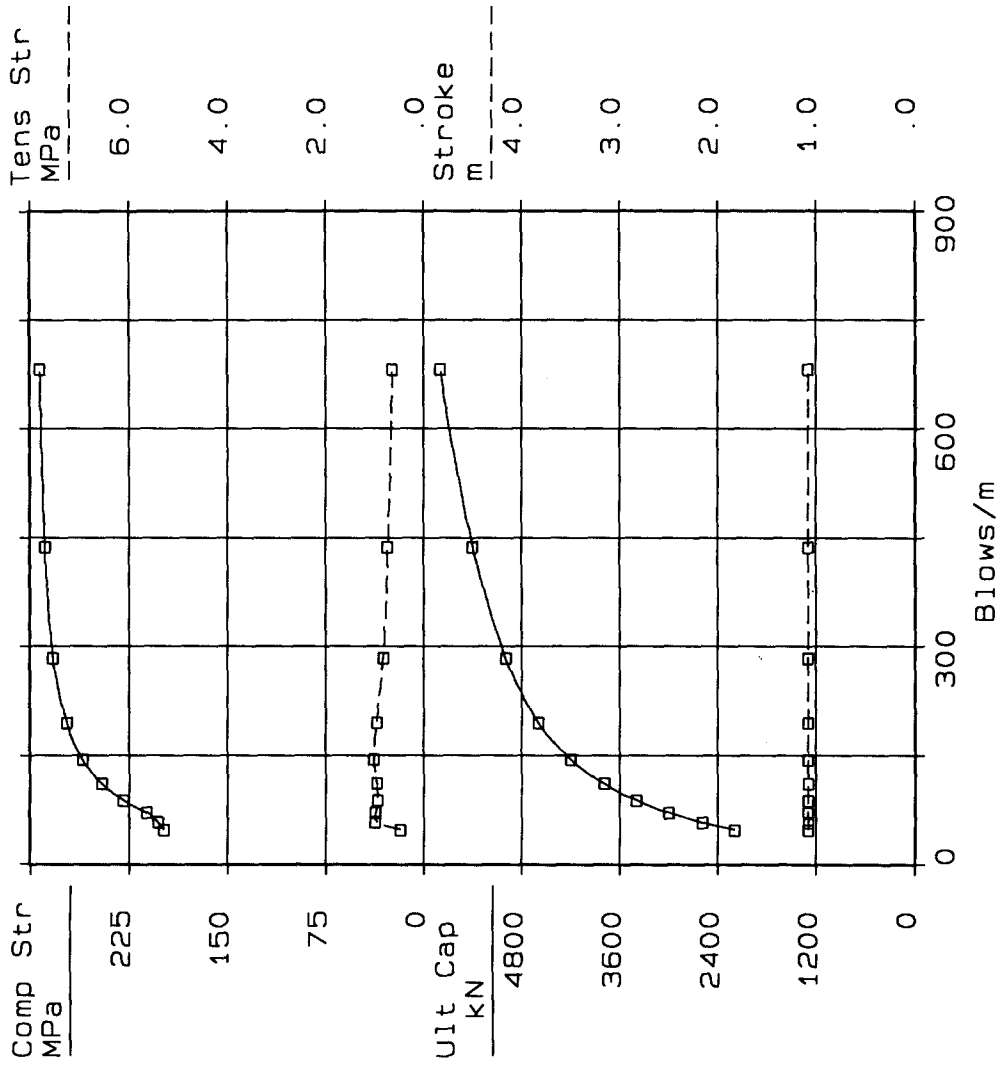
Q Toe = 5.000 mm

J Skin = .500 s/m

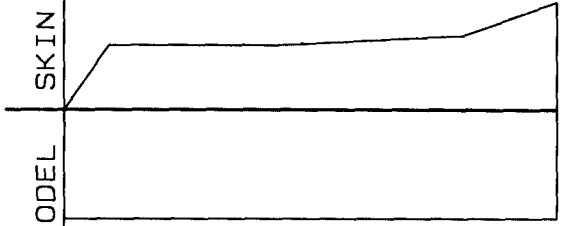
J Toe = .500 s/m

Pile Length 16.00 m

P-Top Area 225.30 cm²



PILE MODEL SKIN FRDISTRIB



EB = 60 %