기초 연구 및 기술 동향

기초기술위원회

1. 얕은 기초

1.1 직접기초의 현황과 전망

직접기초(Shallow Foundation)란 상부구조로부터의 하중을 직접 지반에 전달시키는 형식의 기초로써 기초의 최소폭(B)과 근입깊이(D_f)와의 비가 대체로 1.0이하인 경우나(Terzaghi, 1943), D_f /B $\leq$1 ~ 4인 경우에도 직접기초라 정의되었다(Das, 1984).

현재, 깊은기초보다 이용이 적지만 허용지지력과 허용침하량이 확보되는 지반이라면 깊은기초보다 훨씬 경제적인 설계를 할 수 있는 것이 직접기초이다. 이러한 직접기초의 지지력에 관한 이론적인 기본 개념은 Terzaghi(1943)에 의하여 처음 정립되었고, 그 이후 Meyerhof(1951,1963), Hansen (1970), Vesic(1973,1975), Chen(1975) 등에 의하여 각기 다른 지지력 산정식이 제안되었다. 이 제안식들은 모두 지지력계수 N_c, N_q, N_γ의 항을 포함하는데, N_c항은 모든 제안식들이 동일한 항을 적용하고, N_q항 역시 Terzaghi의 식을 제외하고는 역시 동일한 항을 적용하였으나, N_γ의 경우는 각각 다른 항을 적용하였다. 따라서 각 식에 따른 지지력의 차이는 다른 여러 가지 요소 중 N_γ값에 가장 영향을 많이 받는다고 할 수 있다.

직접기초의 지지력을 구하는 지지력 이론들은 문제를 단순화 하기 위해 대상지반은 반무한의 균질등방조건으로 가정하고, 기초저면이 거친 하나의 연속기초인 경우로 제한되기 때문에 실제 직접기초 설계시 접하게 되는 여러 문제점을 모두 고려하기에는 제한이 따른다. 직접기초의 지지력에 영향을 주는 요소에는 크게 다음과 같이 15개의 항목으로 분류할 수 있다.

① 기초형상의 영향 ② 파괴형태 ③ 경사하중 ④ 편심하중 ⑤ 근입깊이
⑥ 지하수위의 영향 ⑦ 흙의 압축성과 기초크기의 영향 ⑧ 기초저면 거칠기의 영향
⑨ 기초저면 수직 단면의 영향 ⑩ 인접 기초의 영향 ⑪ 재하속도의 영향
⑫ 다층지반(비균질성) ⑬ 지반의 비등방성 ⑭ 지하 공동의 존재
⑮ 기초저면 위에 있는 흙의 전단저항에 의한 영향

이 외에도 지지력에 영향을 주는 요소가 있을 수 있으나 그 영향은 매우 적다. 이러한 15가지 요소들 중 기존의 지지력 이론으로 고려할 수 있는 요소와 아직도 연구개발이 필요한 요소들은 다음 표 1과 같다.

표 1. 직접기초의 지지력에 영향을 주는 요소

	고려 가능한 요소			연구개발이 필요한 요소
	Terzaghi(1943)	Meyerhof (1951, 1963)	Vesic (1975)	
영향요소	①* ② ⑥	① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑮	① ② ③ ④ ⑤ ⑥	⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫ ⑬ ⑭

* 부분적으로 고려됨

특히 Terzaghi(1943)의 제안식에 의한 지지력 산정시의 가정된 흙쐐기의 파괴면과 수평면과의 각도인 ϕ대신에 현재 실무에서 가장 많이 적용되고 있는 Meyerhof와 Vesic의 $45°+\frac{\phi}{2}$를 적용하는 것은 초기의 지지력 산정에 있어 또 다른 변화라 할 수 있다.

직접기초의 설계는 일반적으로 기초의 지지력 보다는 허용침하기준에 의하여 기초의 크기 등이 결정되므로 침하량 산정은 설계에서도 가장 중요한 부분을 차지한다. 사질토 지반에서의 즉시침하량 산정방법은 크게 탄성론에 기초한 방법과·경험적 제안식에 의한 방법으로 구분된다. 그러나 사질토에 적용된 직접기초는 기초의 허용부등침하량에 대한 명확한 시방 규정이 제시되지 않은 점, 침하량 산정시 적용되는 토질 특성값에 대한 불확실성 등의 문제점을 내포하고 있어 지반기술자들이 실제 적용을 꺼리는 경향이 있다.

외국의 경우 침하를 직접기초의 설계 기준으로 채택하는 것은 이미 오래 전의 일이나 국내에서는 아직도 지지력 위주로 설계하고 있어서 현장조건에 맞는 설계가 되지 못하고 있다. 따라서 직접기초의 설계는 신뢰받지 못하고 있는 실정이다. 또한 직접기초는 그 이론적 배경은 물론 지반의 복잡한 거동을 정확하게 파악할 수 있어야만 제대로 설계가 가능하며 이를 위해 모든 지반기술자들이 관심을 갖는 상부구조-기초구조-지반의 상대적 거동에 대하여 지속적인 깊은 연구를 수행하고 이를 바탕으로 보다 발전된 설계법을 개발하여야 할 것이다.

1.2 팽이기초공법

팽이기초공법(TOP BASE METHOD)이란 팽이형상의 기성제 콘크리트파일을 지반 위에 연결하여 설치하고 파일과 파일사이에 쇄석을 충진하여 다짐으로서 팽이파일과 쇄석의 상호작용에 의한 침하억제 효과와 지지력 증대를 도모하는 공법이다. 이는 지지말뚝을 사용하지 않고 지표면 및 지표면에서 가까운 지반의 적절한 개량을 통해 지반의 침하량 감소 및 지지력증대를 추구한 공법이라 할 수 있다(그림 1 참조).

팽이기초공법이 침하 억제 및 지지력 증대의 효과를 갖게 되는 원리는 응력 분산효과 및 측방유동억제로 요약될 수 있는 데 상부구조물에서 재하하중이 기초에 전달되면 팽이파일로 하여금 채움쇄석을 구속하여 압축하게 함으로서 팽이기초의 형상적 특성에 의하여 응력분산이 극대화되고, 배근된 기초철근과 연결철근의 보강효과가 작용되면서 상당한 강성을 갖는 지반구조기초를 얻게 된다. 이러한 표층처리의 팽이파일기초로서 지반의 측방변형을 방지하고 침하억제, 특히 부등침하를 방지하는 효과를 얻게 된다.

팽이기초의 설계는 일본재료학회에서 현장에서의 장기침하시험, 실내모형실험, 수치해석 결과 및

6,000여 지점에 이르는 현장시공실적을 참고하고 분석하여 설계방법을 정립하였다. 팽이기초의 허용지지력(q_{ka})은 Terzaghi식의 수정식인 아래의 식을 사용하는데 자세한 설계법은 일본재료학회 지반개량공법편람에 잘 제시되어 있다.

$$q_{ka} = \left(\frac{1}{F}\right)K_1K_2\left(\alpha_c N_c + \frac{\beta\gamma_1 B_k N\gamma}{2} + P_o N_q\right)$$

여기서 K_1 , K_2는 팽이기초효과 계수

팽이기초공법이 국내에 도입된 이래 현재 건축구조물 기초와 토목구조물 기초 및 각종 기계기초 등에 약 1,000여건 이상의 현장에 적용되었으며, 그 효과들이 입증되어 적용범위가 확대되는 추세에 있다. 또한 공법의 기술적 측면에서도 획기적인 발전을 이루어 현재는 기존의 공법에 지반의 조건에 따라 토목섬유(Geotextile)와 치환공법을 복합적으로 응용한 다양한 공법들을 시도하여 많은 성과를 거두고 있다. 그동안 국내에서 이 공법이 적용된 사례들의 규모, 용도, 적용지역들을 분석하여 보면 아래와 같은 팽이기초의 특성 및 기술적 효과 등을 확인할 수 있다.

① 적용규모 및 용도

건축구조물의 경우 공장, 공동주택과 공공건물 및 상업용 건물을 중심으로 저층에서부터 15층까지 적용되었으며, 구조물하중을 지지하기에는 다소 지내력이 부족한 경우에는 중규모이상의 건축물에도 적용가능성이 있음이 확인되었다. 토목구조물의 경우 4.5m 내외의 옹벽구조물과 각종 박스구조물에 사용시 침하억제효과 특히 부등침하방지에 효과적임이 확인되었다.

② 적용지역특성

팽이기초가 적용된 지역적 특성을 살펴보면 주로 김해, 양산, 부산 강서지역의 대심도 하상 퇴적층 지역과 동해안의 울산, 포항지역과 서해안일대의 해상 퇴적층지역에 다양한 규모와 용도의 구조물 기초에 적용되었을 뿐만 아니라, 해안매립 성토지반에도 공장건물을 중심으로 활발하게 적용이 이루어 졌다. 또한, 이외에도 소음과 진동으로 인한 민원제기가 우려되는 도심지역에서도 팽이기초의 친환경적 특성과 공기단축특성으로 인해 많이 적용되고 있는 실정이다.

이 공법에 토목섬유 등을 응용한 다양한 복합공법이 이미 시도되고 있으며, 기초지반의 조건 및 구조물의 특성에 따라 그라우팅공법이나 기타공법을 복합적으로 적용할 경우 각 공법의 특성들이

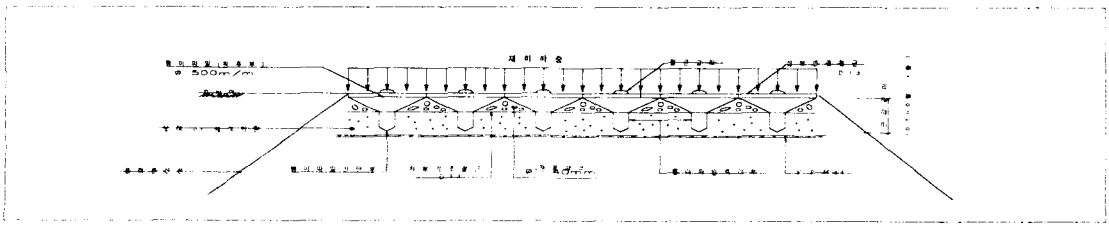

그림 1. 팽이기초공법 개요

서로 복합적으로 시너지효과를 가져올 수 있는 가능성들이 제시되어 향후 기술개발을 통한 적용범위의 확대가 예상된다.

2. 깊은 기초

2.1 강관말뚝의 현황과 전망

강관말뚝은 재질강도가 커서 안전하게 설치가 가능하고 큰 하중을 지지할 수 있다. 또한, 강관말뚝은 운반 및 취급이 용이하며 내구성이 우수하여 양호한 품질을 기대할 수 있다. 이와 같이 강관말뚝은 여러 장점을 갖고 있기 때문에 공공성이 강조되는 구조물 기초로 널리 활용되어 왔다. 향후에는 구조물의 리모델링 및 재개발이 활발히 진행될 것으로 예측되므로 강관말뚝은 재활용 또는 제거가 용이하다는 점에서 타 말뚝재료에 비해 환경적으로도 긍정적인 평가가 기대되고 있다.

현재 국내에는 50만 톤 정도의 강관말뚝이 사용되고 있다. 강관말뚝은 다른 말뚝재료에 비하여 재료비가 고가이어서 경제성보다는 안전성이 우선되는 토목구조물 등에 주로 적용되어 왔다. 반면 안전성보다는 경제성 논리가 우선 되는 많은 건축구조물 등에는 PHC말뚝과 같이 상대적으로 저가의 말뚝재료가 선호되고 있다. 현재 PC 말뚝의 이용은 거의 사라지고 PHC말뚝으로 대체되고 있는 상황이다.

국내의 기초 공법에 있어 획기적인 변화를 일으킨 요인 중 하나로 항타 공해문제를 들 수 있다. 1990년대 초에는 주로 도시지역의 건축공사에서 항타에 의한 소음 및 진동의 문제가 제기되었으나 1990년대 후반에 들어서는 도시지역은 물론 많은 토목공사 현장에서도 항타공해 문제가 제기되고 있다. 따라서 현재는 말뚝을 항타 시공할 수 있는 경우는 매우 제한된 지역으로 한정되고 있다.

이와 같은 말뚝 시공 여건의 변화는 말뚝 재료의 선택에도 큰 영향을 미쳤다. 항타 공해 문제를 해결하는 방안으로 국내에서 가장 일반적인 공법으로 매입말뚝공법을 들 수 있다. 매입공법은 원리상 지반을 선 굴착하여 지반을 교란하기 때문에 말뚝의 품질 및 지지력 면에서 불리하다. 따라서 이들 공법이 항타말뚝과 같은 지지력을 내기 위해서는 관입깊이가 증가되므로 재료가격에서 상대적으로 불리한 강관말뚝의 이용이 제한될 수밖에 없었다. 물론 매입말뚝공법의 사용 이후 강관말뚝의 사용이 줄어든 이유에는 강관말뚝이 개단말뚝의 형태로 시공되는 것으로 인해 PHC 말뚝에 비해 매입말뚝공법의 종류가 제한된 것에도 원인을 찾을 수 있겠다. 최근에는 구조물기초설계기준 해설(한국지반공학회, 2003)에서 현장타설말뚝의 설계시 보강재의 역할을 고려하는 방향으로 설계법이 변경되어 현타말뚝의 경제성이 향상되었고 또한 현타말뚝 자체로 저공해시공이 가능하므로 향후 강관말뚝의 이용은 더욱 위축될 수 있을 것으로 보인다.

상기의 이유로 인해 현재의 건설여건 또는 기술여건상 강관말뚝의 수요 전망은 밝아 보이지 못하다. 1992년 국내에 PHC말뚝이 처음 도입되었을 시 유사한 어려운 상황을 맞기도 했는데 1990년대 중반에는 강관말뚝 신공법 개발연구(한국강관협회, 1994), 고강도 강관말뚝의 적용을 위한 연구(한국지반공학회, 1997), 개선된 강관말뚝의 설계와 시공 연구(한국지반공학회, 1997)등 일련의 연구를 통해 어려운 상황을 긍정적으로 전환한 경우도 있었다. 향후 복합소재 말뚝이 실용화 될 경우 강관말

뚝의 수요 전망은 더욱 어려워 질 수 있을 것으로 전망된다.

지난 10 년간 국내에서 말뚝기초 분야의 획기적인 기술발전을 이루는데 기여를 한 요소기술로 말뚝기초의 설계시공 시 말뚝지지력의 시간경과효과의 반영이 가능해 졌다는 것과 고강도 강관재료(SPS490)의 활용을 들 수 있다. 국내에서 시간경과 효과에 관한 연구는 동적측정기술의 도입 및 활용에 힘입어 비약적으로 이루어 졌으며 이제는 이를 제대로 적용하는 관점이 보다 중요시되고 있다. 또한 고강도 강관의 경우 더욱 보편적인 이용을 유도하고 이 이상의 성능을 가진 재료도 활용하는 방안을 연구해 볼 필요가 있다.

강관말뚝 분야는 지난 90년대 초에 이어 다시 어려운 시점을 맞았다고도 볼 수 있다. 이러한 어려운 상황을 극복하기 위해서는 강관말뚝에 관한 설계 및 시공기술의 향상 및 새로운 기술의 개발이 더욱 요구된다 하겠다. 여기에 고려되는 기술개발 항목으로 1) 강관 재료의 강도향상, 복합재료로의 활용, 부식방지와 관련한 재료의 개선을 위한 연구, 2) 국내에 맞는 저공해 강관말뚝 기초공법의 도입 및 개발, 3) 아직 국내에서는 강관 재료 강도의 60% 정도밖에 이용하지 못하는 설계 수준을 개선하기 위한 연구, 4) 재료하중을 최대로 활용하는 최적설계를 달성하기 위한 강관말뚝의 시공기술 및 품질관리기술 향상 등의 과제가 지적되고 있다.

2.2 현장타설말뚝

경제적이고 확실한 지지력을 얻을 수 있는 말뚝으로 국내에서 널리 사용되고있는 타입말뚝은 항타시 발생하는 소음과 진동으로 인하여 도심지와 인구밀집지역이 인접해 있는 지역의 경우에는 많은 민원이 발생하므로 그 사용이 제한되고 있는 실정이다.

이러한 항타에 따른 소음과 진동 문제를 해결하기 위하여 여러 선진국에서는 일찍부터 현장타설말뚝을 사용해 왔다. 현장타설말뚝(Drilled Shaft)은 천공된 구멍(drilled hole)에 콘크리트를 타설함으로서 만들어진다. 특히 타입말뚝의 시공이 불가능하거나 용이하지 않은 지반 조건 즉 자갈, 전석층 또는 풍화암 등으로 이루어진 지반에 대하여 원하는 지지력을 확보할 수 있는 가장 확실한 방법으로 알려져있다.

현장타설말뚝의 국내설계법은 2001년 이전까지는 도로교표준시방서, 구조물 기초 설계기준(1997), 일본건축학회의 건축기초 구조설계지침, 일본국철 구조물설계표준 등을 사용하였다. 2001년에 새로 개정된 도로교 설계기준 해설(하부구조편)과 2002년에 발간된 개정판 지반공학시리즈 깊은기초에 미국 연방도로국(Federal Highway Administration) 1988년 설계법(FHWA-88)을 도입하여 실무에 적용되고있다. FHWA-88설계법을 적용함으로서 과거 선단지지층을 연암층에서 풍화암층으로도 필요한 선단지지력이 확보되고 주면마찰력을 고려하여 선단지지력과 주면마찰력이 동시에 작용하는 복합말뚝으로 설계되고있다. 하지만 FHWA-88설계법도 허용응력 설계법이었고, 1999년 미국연방도로국은 FHWA-99설계법을 제시하였는데 이 설계법이 FHWA-88설계법과 가장 큰차이점은 두가지인데, 첫째는 극한응력설계법을 적용한 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design Method)을 제시하고 있다는 것과 둘째로 지반층상분류법이 달라졌다는 점이다. LRFD설계법은 하나의 독립된 주제로 설명될 것이므로 참고하길 바라고 여기서는 지반층상분류법을 소개하겠다.

FHWA-88의 경우에는 지반층상을 다음과 같이

(a) 점토(Clay : cohesive soil including plastic silts and marls)

(b) 모래(Sand : cohesionless soil including gravel and nonplastic silt)

(c) 암(Rock)의 3가지 지반으로 분류하고 각각의 선단지지력과 주면마찰력 계산법을 제시 하였다.

그러나 FHWA-99의 경우에는 다음과 같이 4가지 지반층상으로 분류하였다.

(a) 점성토(Cohesive soil : clay or plastic silt)

단, 비배수전단강도 $s_u \leq 0.25MPa\,(25\,t/m^2)$ 일 것

(b) 조립토(Granular soil : sand, gravel or nonplastic silt)

층 평균관입저항치 $N \leq 50$ 일 것

(c) Intermediate Geomaterial(IGM)

i) Cohesive IGM : 예를 들면 clayshale 또는 mudstone

단, $0.25MPa\,(25\,t/m^2) \leq s_u \leq 2.5MPa\,(250\,t/m^2)$

ii) Cohesionless IGM : 예를 들면 granular tills 또는 granular residual soil

단, $N > 50$ 일 것

(d) 암 (Rock : cohesive, cemented material)

$s_u \geq 2.5MPa\,(250\,t/m^2)$ 또는 일축압축강도 $q_u \geq 5.0MPa\,(500\,t/m^2)$ 일 것

FHWA-99 지반층상 분류법의 특징은 Intermediate Geomaterial(IGM)을 분류했다는 것인데 또 IGM을 두가지로 나누어 첫째 조립토 또는 사질토 경우 표준관입저항치 N값이 50이상인 지층을 비점성 IGM, 둘째 점성토 경우 비배수전단강도 s_u가 $25\,t/m^2$보다 크고 $250\,t/m^2$이하인 지층을 점성 IGM으로 분류하였다는 점이다. 그리고 비배수전단강도 s_u 가 $250\,t/m^2$ 이상 또는 일축압축강도 q_u 가 $500\,t/m^2$이상인 경우에만 암으로 분류했다는 점이다.

FHWA-99 설계법에서 암으로 분류되는 지층은 국내 설계관례에 의하면 연암층에 해당되는 층으로서 연암층까지 선단지지하는 경우에 적용이 가능하겠고, IGM으로 분류된 지층은 국내의 풍화암층에 해당하는 층으로 풍화암층에 대한 정확한 지지력 계산법이 미비했던 국내 시방서에 적용 가능성을 검토 연구하는 것이 필요하다고 하겠다.

2.3 저소음 · 저진동 말뚝공법

1990년 중반 이후부터 환경문제에 대한 사회적인 관심이 커지면서 말뚝항타로 인한 지반 진동이나 소음등의 건설공해가 큰 문제로 제시되고 있다. 이에 도심지 및 인근 밀집지구에서 말뚝기초 공사를 성공적으로 수행하기 위하여 각종 저소음 · 저진동 말뚝공법을 개발, 적용하고 있으며 그 사용량도 계속 증가하고 있다. 이런 현상은 국내의 경우 최근에 들어서야 심각하게 받아들여지고 있으나 선진외국의 경우 이미 1970년대부터 발생하였던 문제로 많은 공법들이 연구되어졌고 또한 시공되고 있는 실정이다.

저소음・저진동 말뚝에 대한 연구로, 일본에서는 기성말뚝(precast pile)을 이용하여 지반을 선굴착한 후 기성말뚝을 삽입하는 공법과 기성말뚝의 중공부에 오거를 삽입하고 지반굴착과 동시에 기성말뚝을 압입하는 속파기 공법 등이 주로 사용되고 있다. 반면에 유럽에서는 지반을 굴착하고 굴착공내에 콘크리트를 타설하는 대구경 현장타설 콘크리트말뚝(reverse circulation drill 또는 all casing 등)공법 대신에 직경이 300~600mm의 소구경말뚝이 주로 사용되며 오거 또는 강관케이싱을 회전압입한 후 오거중공부나 케이싱 내부에 콘크리트를 타설하면서 인발하는 방법을 택하고 있다. 대표적인 소구경 현장타설말뚝인 ACIP공법(Augered Cast-In-Place piles)은 지난 40년간 유럽과 미국등지에서 품질관리의 향상으로 고속도로, 철도교량기초로 이미 사용되고 있다. 국내에는 일본과 마찬가지로 매입말뚝공법이 주류를 이루고 있으며, 일부 오메가말뚝공법과 같은 소규모 현장타설말뚝의 시공실적이 보고 되고 있다.

현재 국내외 적용되고 있는 대표적인 저소음・저진동 말뚝공법을 종합하면 표 2와 같다(표 2 참고). 향후 국내에서 항타말뚝은 더욱 제약을 받을 수밖에 없는 상황에서 저소음・저진동 말뚝공법은 점차 그 사용이 증대될 수 밖에 없다. 저소음・저진동 말뚝공법에서 가장 중요한 것은 품질관리라 할 수 있다. 매입말뚝의 경우 비록 소음과 진동이 있더라도 최종 경타를 통해 품질관리를 하는 것이 필요하며 회전으로 관입시 지지력 확인이 필요하다. 소규모 현장타설말뚝은 시공시 공벽 유지 및 특히

표 2. 대표적인 저소음・저진동 말뚝공법

분류	공법명	시공법	장·단점
매입말뚝	SIP공법 (침설방식)	굴착공을 성형하고 시멘트 밀크를 주입한 후 말뚝을 삽입하고 고결	소음 진동이 없음. 지반교란으로 지지력 저하.
	SIP공법 (타격방식)	기본적으로 침설방식과 같으나 말뚝 삽입후 최종항타	침설방식보다 지지력이 큼. 상당한 소음 진동 발생.
	SDA공법	오거와 케이싱으로 동시에 지반을 천공한 후 시멘트 밀크를 주입한 후 말뚝을 회전관입, 압입 또는 경타시공	굴착시 주변지반의 응력이완 및 공벽붕괴 방지.
	PRD공법	전용장비에 의해 강관말뚝을 내부천공과 동시에 압입	소음, 진동 영향적음. 연암층까지 시공 가능. 설치비용이 고가.
	중굴공법	대구경의 중공 강관말뚝 내부에 오거 또는 해머그랩등을 넣어 굴착한 후 말뚝설치	두부손상이 없고 소음, 진동 영향 적음.
소규모 현장타설 말뚝	ACIP공법	지반 천공후 케이싱이나 슬러리 없이 고압 그라우트로 충진한 후 케이지를 삽입	설치속도, 경제성, 지지력 뛰어남. 시공시 치밀한 품질관리 필요.
	Atlas공법	비배토 굴착공법이며 굴착날개가 일정한 간격을 갖고 지반을 굴착하고 케이싱 인발시에도 굴착시의 궤적을 그대로 따라 인발	비배토공법들 중 주면마찰력이 우수하나 공벽붕괴가 발생하는 지반에서의 적용은 의문.
	Fundex공법	비배토 굴착공법으로 기본적으로 Atlas공법과 거의 유사하며 강관케이싱의 직경보다 큰 직경의 선단부용 마개를 사용	선단부 단면적이 크다. 굴착깊이의 한계. 선단부용마개가 고가. 주면마찰력은 낮음.
	오메가말뚝 공법	중공부를 갖는 오거를 사용하여 굴착한 후 콘크리트를 타설하고 오거를 인발하면서 진동으로 철근망이나 H빔을 삽입.	굴착시 지반을 압축시켜주므로 주면 마찰력 증대. 사력층지반에서는 사용하기 힘듦.
마이크로 말뚝	Helical screw pile	강관말뚝의 선단부에 나선돌기를 이용하여 회전 압입 후 그라우팅을 수행	45ton 이하의 소규모하중 말뚝으로 적절. 경제적이고 설치간편.

지하수위 아래 시공시 철저한 품질관리가 필요하며, 시공후 비파괴검사방법 등을 이용하여 말뚝의 건전도 확인이 요구된다. 국내에도 저소음·저진동 말뚝공법에 대한 더욱 많은 연구가 이루어져 그 품질에 신뢰를 갖게 된다면 앞으로 많은 중요구조물에도 저소음·저진공 공법이 훌륭하게 적용되어서 건설환경개선에 크게 기여하리라 판단된다.

2.4 말뚝지지 전면기초의 현황과 전망

말뚝지지 전면기초(piled raft)는 그림 2와 같이 말뚝, 래프트 및 지반의 3개 지지요소로 구성된 복합 구조체로 거동하는 기초이다. 강성도에 따라 래프트는 말뚝과 동시에 구조물의 전체하중 S_{tot}을 접촉압력으로 분포시키며, 말뚝지지 전면기초의 전체 지지력은 다음의 식 (1)과 같이 표현된다 (Katzenbach & Reul, 1997).

$$R_{tot} = R_{raft} + \sum_{i=1}^{n} R_{pile} \qquad (1)$$

여기서, R_{tot}는 말뚝지지 전면기초의 전체지지력이고, R_{raft}는 래프트가 부담하는 지지력이며, $\sum_{i=1}^{n} R_{pile}$는 말뚝이 부담하는 지지력이다.

기존의 기초설계에서는 래프트 또는 말뚝이 구조물의 하중을 지반에 전달하는 것으로 생각하여, 전체적인 안정이나 지지력 파괴에 대하여 적절한 안전율을 고려하여 래프트나 말뚝이 구조물 하중을 지지하는 것으로 설계한다. 그러나 말뚝지지 전면기초의 설계에서는 래프트와 말뚝 모두 지지력을 분담하는 것으로 보기 때문에 지반-구조물의 상호관계에 대한 새로운 이해를 필요로 한다 (Katzenbach et al. 1998).

말뚝지지 전면기초의 지지거동은 식 (2)와 같이 전체 지지하중에서 말뚝이 부담하는 지지하중의 비로 정의되는 하중분담계수 α_{pr}를 이용하여 설명할 수 있다.

$$\alpha_{pr} = \frac{\sum R_{pile}}{R_{tot}} \qquad (2)$$

말뚝지지 전면기초는 하중분담계수가 0과 1사이인 경우이며, 하중분담계수 α_{pr}가 0인 경우에는

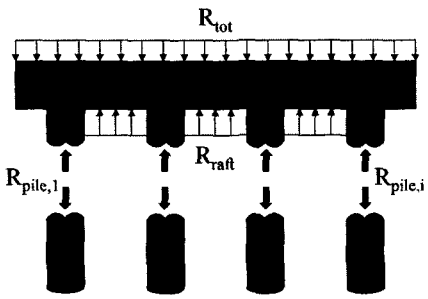

그림 2. 복합 구조체로서의 말뚝지지 전면기초 (Katzenbach & Reul, 1997)

상부 구조물의 하중을 래프트가 전부 분담하는 얕은 기초의 지지거동을 나타내며, 하중분담계수 α_{pr}가 1인 경우에는 상부 구조물의 하중을 래프트의 접지압이 작용하지 않는 상태에서 말뚝이 모든 하중을 부담하는 깊은 기초의 지지거동을 나타낸다. 모든 말뚝기초 구조물은 몇 몇의 경우(예, 해양구조물의 말뚝기초)를 제외하면 말뚝지지 전면기초의 거동을 나타낸다. 말뚝이 래프트의 침하 감소에 미치는 영향은 하중분담계수에 좌우되며, 그 외 하부지반 조건, 말뚝지지 전면기초의 기하학적 형상의 영향을 받는다. 동일한 지반조건과 동일한 래프트의 경우에도 하중분담계수는 말뚝의 수와 길이에 따라 다르게 된다.

말뚝지지 전면기초의 장점으로는 (1) 말뚝기초와 비교하여 말뚝개수의 감소, (2) 침하 및 부등침하의 감소로 얕은 기초의 공용성 증대, (3) 말뚝의 최적배치로 내부응력과 모멘트의 감소, (4) 말뚝과 래프트의 하중분담으로 인한 지지력의 증대, (5) 굴착전 말뚝의 선시공으로 히빙(heaving) 현상 감소, (6) 편심하중 작용부분에 말뚝을 집중 배치하여 기초 저항력의 중앙집중화 등을 들 수 있다.

일반적으로 말뚝지지 전면기초에서 각 말뚝에 작용하는 하중은 말뚝의 위치와 지반조건에 따라 다르게 분포하며, 그 이외에도 래프트의 강성이나 두께, 말뚝수, 말뚝길이, 말뚝간격 등의 영향을 받는다(Hain & Lee, 1978 ; Franke, 1991; Hain & Lee, 1978 ; Garg, 1979 ; Cooke et al., 1981). 말뚝지지 전면기초의 침하에 영향을 미치는 요소로는 말뚝수, 말뚝간격, 말뚝길이, 래프트의 폭, 래프트의 강성, 지지층과 말뚝선단과의 이격거리 등이 있다(Poulos, 1968 ; Poulos & Davis, 1980 ; Cooke, 1986 ; Horikoshi & Randolph, 1996). 말뚝지지 전면기초의 지지력은 말뚝과 래프트가 복합된 기초로서의 거동특성을 나타내므로 말뚝의 지지력만으로는 말뚝지지 전면기초의 지지력을 과소평가할 수 있다. 그러나, 말뚝의 지지력과 래프트 지지력의 산술적인 합(Akinmusuru, 1980)으로 평가할 수도 없는데, 이는 복합기초로서의 말뚝지지 전면기초의 거동특성이 매우 복잡하고 그 거동특성 또한 명확히 규명되지 못했기 때문이다. 말뚝지지 전면기초의 지지력 산정방법은 캡과 말뚝의 지지면적을 고려하는 정역학적 방법(Kishida & Meyerhof, 1965 ; Vesic, 1969)과 말뚝지지 전면기초의 지지력 계수들을 고려하는 방법(Phung, 1993 ; Liu & Yuan & Zhang, 1985 ; Liu & Huang & Li & Li & Hu, 1994)이 있다.

국내에서도 현대건설 기술연구소와 서울대의 공동연구(1999), 김경남 등(1999), 김홍택 등(1999), 정충기 등(1998), 최진오 등(1999), 최진오(2002), 이활(2003) 등의 연구가 수행되었지만, 기초적인 단계에 머물고 있는 실정이다.

이와 같이 말뚝지지 전면기초의 거동은 래프트와 말뚝, 그리고 지반간의 상호작용에 의하여 발생하지만, 현재까지 말뚝과 래프트, 래프트와 지반 사이의 복합적인 거동특성이나 통합적 지지력 등은 정확히 파악이 되지 않고 있는 실정이다. 그러므로 보다 많은 현장실험과 지속적인 연구를 통하여 말뚝지지 전면기초의 설계방법을 개선·발전시켜 나가야 할 것이다.

2.5 Suction Pile과 친환경 해상 구조물 건설

석션파일은 파일 내부의 물이나 공기와 같은 유체를 외부로 배출시킴으로써 발생된 파일 내부와 외부의 압력차를 이용하여 설치되는 파일을 말한다. 석션파일이란 명칭도 이 독특한 설치방법에 기

인한다. 석션파일은 길이에 비하여 폭이 상대적으로 큰 구조를 하고 있으며, 보통 길이와 직경비가 2:1을 넘지 않는다(그림 3). 석션파일의 형상은 석션을 가하기 용이하게 상단부는 밀폐되고 하단부가 열린 컵을 엎어놓은 모양을 하고 있다. 현재까지 시공된 석션 파일중 가장 큰 것은 직경이 32m, 길이가 37m이고 수심 300m 해저면에 시공되어 석유시추 플래트폼의 기초로 사용되었다.

석션파일의 설치 방법은 다음과 같다. 석션파일을 해저면에 안착시키면 파일자중에 의하여 파일 하단부가 해저면에 일정 깊이까지 관입되게 된다. 이 상태에서 파일두부에 설치된 석션장치를 이용하여 파일 내부의 물을 외부로 배수시킨다. 배수된 물은 파일 하단부의 해저층을 통해서만 유입될 수 있으므로 파일 내부의 압력이 저하된다. 그 결과 파일 내부와 외부의 압력차가 발생하고 이로 인하여 파일은 관입되게 된다. 파일 관입을 방해하는 저항력은 파일 하단부의 선단지지력과 주면마찰력에 의하여 결정된다. 관입력이 저항력보다 크면 파일은 관입하게 된다. 석션 파일은 주로 강재이나 콘크리트로 제작되지만, 구조적 안정성만 확보된다면, 복합소재, 목재 등 다양한 재료로 제작할 수 있다.

석션파일의 가장 두드러지는 특징중의 하나가 인발이 용이하여 동일한 파일을 반복해서 사용할 수 있다는 것이다. 이것을 응용하여 해저층에 굴착없이 강력한 앵커를 지중에 설치할 수 있다 (그림 4).

매입 석션앵커의 설치 과정은 석션파일 하단부에 앵커를 부착하여 석션파일의 설치와 동일한 방법으로 관입시킨 후 석션파일만 인발하면 설치가 완료된다. 이렇게 지중에 설치된 앵커는 지반의 수동토압으로 인하여 큰 인발 저항력을 가진다.

석션파일이 기존 파일과 비교되는 가장 큰 특징은 수심이나 크기에 제약이 없다는 것이다. 따라서 원하는 크기의 파일을 어느 수심에나 쉽게 설치할 수 있다. 대표적인 석션파일을 이용한 해상 구조물로는 80년대 말에 노르웨이에서 건설된 석유 시추 플래트폼인 Golfaks C Gravity Platform과 미 해군의 Mobile Offshore Base, 영국에서 추진중인 5,000기의 해상 풍력 발전소 등이 있다.

석션파일은 1980년대 말부터 북유럽 등지에서 심해저 석유 채취용 플래트폼의 기초로 사용되었고, 같은 목적으로 남아프리카 공화국, 호주, 브라질 등 극히 일부 국가에서 적용된 사례가 있다. 이들 파일은 주로 경험에 의존하여 시공되었고 세계적으로 석션파일의 기술 개발이 본격적으로 시작된

그림 3. Suction Pile 제작 광경

그림 4. 매입 석션 앵커 설치 모식도

그림 5. 미국 해군의 이동식 해양 기지

것은 불과 10년도 되지 않았다. 즉 아직까지도 기술 개발의 측면에서는 초기단계에 머물고 있다.

미국에서 본 공법이 연구되기 시작한 것은 90년대 중반 미 해군의 차세대 방어전략인 MOB (Mobile Offshore Base) 연구 프로젝트를 시작한 것과 때를 같이 한다(그림 5). MOB는 미국의 미래 방어전략으로 공해상에 떠있는 부유식 해상기지를 말하는데, 항공모함과 비슷한 개념으로 이해하면 될 것이다. MOB는 길이가 약 1.6km이고 폭이 180m로 몇 개의 모듈로 이루어진 반 부유식 구조체로써 이는 기존 항공모함 크기의 약 16배에 달하고 5,000여명의 여단 병력이 상주하면서 작전을 수행할 수 있도록 계획되었다. 또한, 필요시에는 자체 추진 장치로 이동도 가능하다. 이 거대 구조물의 계류 시스템을 개발하기 위하여 석션 파일이 연구되었다. 그 이유는 바람이나 파랑에 의하여 이 거대 구조물에 발생된 힘을 제어하기 위하여 가능한 거대 앵커가 필요한데, 석션파일이 이를 만족시키기 때문이다. 물론 석션 파일은 쉽게 인발할 수 있어 앵커 조건을 완벽하게 갖추고 있다. 본 연구는 1997년부터 2001년까지 4년 여간 시험과 이론 개발을 병행하여 이루어졌고 현재 실용화 단계에 있다.

한국에서는 2003년 현재 시공중인 마산 원전항 개발공사에 국내 최초로 적용되는 부방파제의 앵커로 매입 석션앵커 설계에 적용되어 2005년에 시공될 예정이다.

2.6 쇄석다짐말뚝 공법

조립토 다짐말뚝공법은 다양한 연약지반 처리공법 중 적절한 크기의 상부구조물 하중을 지지하기 위한 연약지반보강에 효율적이고 경제적인 공법으로 알려져 있다. 그러나, 국내에서는 조립토를 이용한 연약지반 처리공법 중 모래다짐말뚝공법을 많이 활용하고 있지만, 모래자원의 고갈과 단가상승으로 인하여 적용이 제한되고 있어 대체공법이 필요한 실정이다.

쇄석다짐말뚝 공법은 연약 점성토 지반 및 실트질 지반이나 사질토 지반에 모두 적용이 가능한 공법으로 말뚝과 같은 원주형 개량체를 지중에 형성하여 지지력의 증가, 침하량의 감소, 압밀도의 증가 그리고 연약하거나 느슨한 퇴적지반에서의 액상화 방지 등을 목적으로 사용되어질 수 있는 공법이다. 특히, 쇄석다짐말뚝 공법은 기존의 모래다짐말뚝 공법에 비하여 지지력 증대 또는 복합지반 효과를 극대화 할 수 있는 경제적인 공법이다.

일반적으로 쇄석다짐말뚝의 직경은 주변 지반의 종류에 따라 결정된다. 표 3은 주변지반의 비배수 전단강도에 따른 쇄석다짐말뚝의 직경을 평가하는데 사용되는 예비적인 지침이다.

쇄석다짐말뚝의 배치는 대체로 정방형과 등변삼각형을 사용하고 있으며, 정방향과 등변삼각형 배치인 경우, 말뚝간의 배치 간격은 각각 2.1~2.4m, 1.8~2.7m의 범위를 사용하고 있다.

최근 국내에서도 대형 항만 공사에 SCP공법의 대안으로 CCP(Crushed Stone Compaction Pile)공법을 적용하고자 하는 사례가 증가하고 있으며, 2002년에는 수영 3호교 현장에 연약지반 강도증가를 위해서 CCP공법을 시공하였다.

CCP공법으로 보강된 복합 지반의 거동 해석시 가장 중요한 사항은 치환율별 지지능력과 응력분담비를 결정하는 것이다. 최근에 이민희, 최용규(2002)등이 대규모 현장재하실험을 치환율별로 수행하여 쇄석다짐말뚝의 지지능력의 우수성과 응력분담비 특성을 발표한 사례가 있다.

향후에 CCP공법을 국내 현장에 적용하기 위해서는 국내 지반조건을 고려한 대규모 현장실험을 실시하여 지반 조건별로 가장 적합한 치환율을 결정하고, 치환별 응력분담비와 지지능력의 관계를 분석하여 경제적인 설계법을 개발하는 연구가 진행되어야 할 것이다.

2.7 Sand Compaction Pile 공법의 현황과 전망

모래다짐말뚝(SCP; Sand Compaction Pile) 공법은 느슨한 모래나 점성토 연약지반에서 모래(또는 유사재료)를 다지면서 압입하여 비교적 지름이 큰 모래말뚝을 조성하는 지반개량공법으로써, 모래지반의 경우에는 밀도의 증대와 액상화 방지, 수평저항력 등을 증가시키고, 점토지반에서는 원지반과 다져진 모래말뚝으로 이루어진 복합지반을 형성함으로써 지반의 전단강도 및 지지력 증대, 측방변위 억제, 압밀침하 저감 등의 효과를 목적으로 한다.

SCP 공법은 1955년 일본의 岡隆一이 개발한 후, 1957년 충격식 말뚝 시공법 도입, 1959년 진동기 개발, 1960년 진동식 모래다짐말뚝의 타설기 개발에 따라 시공능률의 향상으로 육상에서의 연약지반 개량공법으로 확대 시공되었으며, 1967년 이후 해상에서 SCP 시공이 가능하게 되었다. 최근의 경우 모래수급의 어려움으로 경제성을 고려한 저치환 SCP의 확대적용 및 고로 수제슬래그, 굴패각 등의 재료원 다양화를 꾀하고 있다.

표 3. 비배수전단강도에 따른 쇄석다짐말뚝의 직경

Undrained Shear Strength (tf/m^2)	Typical Dia (mm)	Variation in Diameter		
		Approximate Completed Stone Column Diameter (mm)	Probe Dia (mm)	Jetting Pressure (tf/m^2)
< 0.974	1219.2 - 1295.4	1066.8 1066.8 - 1219.2 1143 - 1295.4	406.4 - 457.2 457.2 - 482.6 457.2 - 482.6	52.73 - 56.25 52.73 - 56.25 87.88 - 91.40
0.974 - 1.9528	1066.8 - 1219.2	990.6 1066.8 - 1143 1219.2	457.2 - 482.6 457.2 - 482.6 457.2 - 482.6	52.73 - 56.25 87.88 - 91.40 87.88 - 91.40
1.9528 - 2.9292	990.6 - 1143	914.4 990.6 - 1066.8 1066.8 - 990.6	457.2 - 482.6 457.2 - 482.6 457.2 - 482.6	52.73 - 56.25 87.88 - 91.40 87.88 - 91.40
2.9292 - 3.9056	914.4 - 990.6	762 - 914.4 838.2 - 914.4 914.4 - 990.6	406.4 - 457.2 457.2 - 482.6 457.2 - 482.6	52.73 - 56.25 87.88 - 91.40 87.88 - 91.40
3.9056 - 4.882	685.8 - 914.4	685.8 - 914.4	457.2 - 508	87.88 - 91.40

국내에 SCP 공법의 시공이 적용된 것은 1984년 광양제철 부지조성공사에서 일본기술을 도입하여 SD(Sand Drain)와 SCP 공법을 병용한 지반개량공법이 처음이며, 그 효과가 인정되어 인천 LNG 인수기지 부지조성공사(1993), 부산항 7부두 확장공사(1993), 삼호공단 부지조성공사(1994), 마산항 철강중계기지 조성공사(1994~1996), 서해안 고속도로 연약지반 처리공사(1995~1996), 인천국제공항 부지조성공사(1996~1998), 인천남항 지반개량공사(2001) 등이 진행되었으며, 최근 해상 SCP공사가 부산 신항만 축조공사(2001) 현장에서 대규모로 시공되고 있다(그림 6).

일반적으로 사용되는 모래말뚝의 직경은 육상의 경우 70~100cm, 해상의 경우 160~200cm 정도이며, 적용목적과 대상 구조물, 지반조건 등에 따라 타설범위와 타설간격 등을 변화시켜 모래말뚝을 조성한다.

SCP 공법의 핵심기술은 지반개량 목적에 부합되는 개량지반의 지지력과 전단강도를 결정하는 것으로서 모래다짐말뚝과 원지반의 응력분담비와 전체지반에서 모래말뚝이 차지하는 비율인 치환율의 관계, 복합지반의 거동특성 등을 명확하게 알아야 한다.

현재 SCP 설계법에서 사용하는 응력분담비는 실험실과 시험시공, 현장계측결과 등을 통하여 경험적으로 결정되어진 값들을 사용하고 있다.

또한 치환율은 적용목적에 따라 모래말뚝의 타설간격으로 결정되어지며, 육상의 경우 10~30%, 해상의 경우 성토 등 상부 구조물이 비교적 경량인 경우를 제외하고는 대부분의 해양구조물에서는 70%정도의 고치환율이 적용되어지고 있다.

그러나 공법의 경제성, 모래수급의 어려움 등으로 인하여 모래말뚝을 배수층으로 한 압밀에 의한 점성토의 강도증가를 전제로 치환율 30% 정도의 저치환율 SCP 공법의 필요성이 대두되었으며, 근래에 들어 항만공사에서 주로 사용하던 고치환율 SCP 공법은 항만구조물에 따라 치환율 30~40% 정도인 저치환율 SCP 공법으로 대체되고 있는 경향이다. 이 경우에도 적절한 치환율을 결정하는데

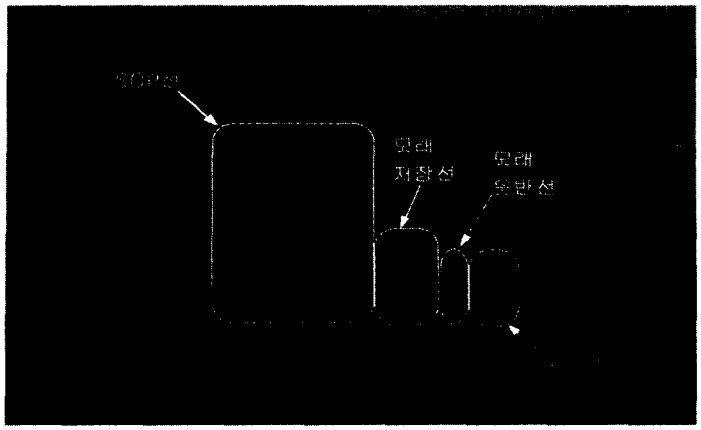

그림 6. 해상 SCP 전용선 전경

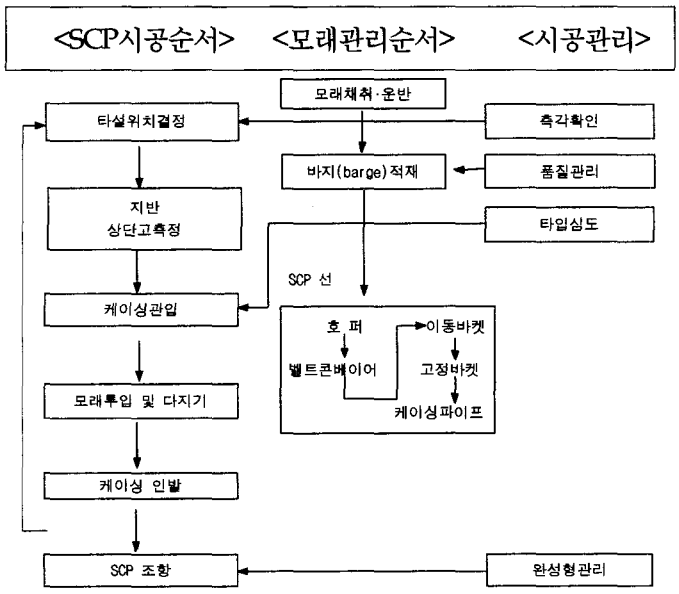

그림 7. 해상 SCP 시공순서도

있어서 현재의 기술수준은 아직 치환율에 대하여 신뢰성 있는 설계지침이 제시되고 있지 못하는 실정으로 대부분 경험에 의한 설계지침이 적용되고 있는 실정이다.

최근 이러한 SCP 복합지반의 거동을 해석하는데 있어서 Prooshasb et al.(1996)과 Alamgir et al.(1996)이 탄성적인 해석을 통한 모래말뚝 및 지반의 응력 - 침하에 관한 식을 제시한 바 있으며, 국내에서도 박용원 등(2000), 김재권(2003) 등이 치환율과 복합지반의 응력분담비, 침하저감효과, 모래다짐말뚝의 거동특성 등을 규명한 바 있다.

저치환율 SCP 공법을 적용하여 연약지반을 개량하고자 할 경우에는 모래말뚝 자체의 전단강도 외에 모래말뚝사이 점성토의 강도 증가를 고려하는 공법이기 때문에 해상 SCP의 품질확인 및 평가방법의 적정성에 대한 검토가 중요하다.

일반적으로 SCP 공법을 적용한 개량지반의 품질관리방법으로써, 표준관입시험 등에 의한 다짐도의 확인 외에, 말뚝기초를 위한 지반개량에서는 찌바(千葉), 토미쯔(富津)의 사례와 같이 공내수평재하시험을 실시해서, 개량지반의 품질을 확인하는 경우도 있다.

따라서, 향후에는 SCP 공법의 적용상 가장 핵심기술인 응력분담비과 치환율을 적절히 결정하기 위하여 모래말뚝과 지반의 상호작용 및 응력분담비와 변위의 관계를 분석하여 최적의 치환율을 결정할 수 있는 합리적인 설계지침을 확립하고, 또한 모래수급의 어려움에 따른 다양한 재료원의 확보를 위하여 대체재의 개발이 필요하며, 시공성 확보를 위한 품질관리와 시공관리 및 실측에 의한 검증을 통해 보다 경제적이고 안정적인 SCP 공법을 적용하기 위한 연구가 활발히 진행되기를 기대한다.

2.8 말뚝재하시험

국내에서 사용된 말뚝재하시험 방법으로는 정재하시험, 정·동재하시험, PDA(일명 동재하 시험), 오스터버어그셀 시험, 선단유압재하시험 등을 들 수 있다. 이들 중 정재하시험이 가장 많이 사용되고 있으며 최근에는 재하용량을 3,000~4,000톤까지 높였으며, 자동화 계측시스템을 이용하는 등 큰 개선이 이루어져 오고있다. 정·동재하시험은 1980년대 말 도입되어 수회 사용된 적이 있으나 현재에는 거의 사용되고 있지 않는 방법이다. 대구경 현장타설말뚝의 빈번한 사용과 더불어 오스터버어그셀 시험과 선단유압재하시험의 사용이 크게 늘어나고 있으며, 선단유압 재하시험은 오스터버어그셀 시험의 대체기술로 개발된 국산화 기술이다. 국내에서 수행되어온 대표적인 재하시험 사례들을 표 4~7에 요약하였다.

표 4에서 알 수 있듯이 실제말뚝에 대한 하중전이 측정시험은 1997년 남항대교 실시설계시 최초로 수행되었으며, 항타강관 말뚝에 대하여 설계목적의 말뚝재하시험으로 실시된 최초의 사례이다. 광안대교 교각기초 말뚝에서 재하용량을 크게 높여 2,000톤까지 재하 하였으며 현장타설말뚝에 대하여 하중전이 측정이 처음으로 실시되었다. 이후 하중전이 측정 사례가 점진적으로 증가하여 표 5~7과 같은 사례들이 축적되었다.

말뚝재하시험을 통하여 지지력과 침하량을 추정하도록 설계기준에 규정하였다. 도로교 설계기준(2000) 및 해설(2001) 그리고 구조물 기초설계기준(2002) 및 해설(2003)이 개정되었으며, 이를 통하여 경제적인 설계가 이루어질 수 있도록 하였다.

대심도 대구경 말뚝의 사용이 크게 늘어나면서 재하용량을 증가시켜야 할 필요성이 대두되었다. 이에 따라 외국의 기술진에 의해 수행된 오스터버어그셀 시험과 국산화 기술에 의해 수행된 선단유압 재하시험이 몇 차례 실시되었다. 하중전이 측정 수행에 따라 말뚝재하시험시 자동화 계측 시스템이 도입되어 계측자동화가 이루어졌으며, 재하시험시 시험자의 안전성도 확보할 수 있었다.

1991년에 도입되어 급속하게 확산된 PDA는 말뚝의 지지력 예측을 위해 신중하게 사용해야 한다는 신중론이 대두되고 있으며(구조물 기초설계기준 및 해설 2002, 2003), 본래의 용도대로 말뚝의 항타관리 및 항타 기준설정 등에 크게 활용될 수 있을 것이다.

광안대교 말뚝에서 2,000톤의 재하용량으로 정재하시험이 실시된 이후 비약적인 발전을 이루어 3,000~4,000톤의 재하용량까지 실시되었다. 이에 따라 정재하시험 계획 수립시 4,000톤 정도까지는

재하할 수 있을 것이다.

대구경 말뚝의 경우 재하용량의 증가가 용이한 오스터버어그셀 시험과 선단유압재하시험의 활용이 크게 증가할 전망이다. 특히, 설계하중을 크게 사용하는 고층 건물 기초말뚝이나 시험환경이 복잡할 수 있는 해상부 기초말뚝에서 적극 활용할 수 있을 것이다.

재하시험을 통하여 말뚝의 지지능력과 침하량을 확인할 수 있는데 이를 활용하여 말뚝기초의 경제적인 설계를 이룰 수 있을 것이다. 경제적인 설계절차에 따를 경우 말뚝기초 공사비의 30% 정도, 그리고 건설공사비의 10% 정도는 절감할 수 있을 것이다.

연성말뚝(모래 다짐말뚝, 쇄석 다짐말뚝)에 대한 사용이 증가하면서, 이에 대한 연구도 이루어져야 할 것이다. 특히, 연성말뚝이 사용될 경우 연약지반과의 복합 거동이 나타나게 되는데 복합지반의 응력분담을 확인하는 현장재하시험이 수행되어야 할 것이다.

2.9 Load Resistance Factor Design & Eurocode

잘 알려진대로 기초의 설계는 안전율(safety factor)개념이며 탄성론에 근거한 허용응력설계법(WSD)과 신뢰성이론과 탄소성론적 개념의 한계상태설계법(LSD)이 있다. 근본적으로 기초설계는 설계공용기간 중에 상부구조물을 안전하게 지지하는 것과 유해한 변위를 발생하지 않도록 설계해야 한다. 이를 위해서는 기초에 작용하는 외력에 대해서 충분한 지지력을 가져야 하며 기초 및 상부구조물의 변위가 허용치 이내일 것과 기초의 각 부재가 소요의 내력 및 내구성을 가지도록 설계에 반영해야 한다. 기초의 설계는 지반기술자, 구조기술자, 시공기술자의 협력 없이는 만족스러운 설계를 할 수가 없다. 기초의 길이, 형태, 수량은 현장 지반조건과 하중의 크기에 의하여 결정되며 설계는 사용하중에 의한 거동조건과 하중에 의한 기초구조물의 강도조건을 만족해야한다. 지반조사에 의한 해석에 의해 이루어지고 조사결과는 기초의 시공성 결정을 위한 기초 자료로 이용된다.

표 4. 국내의 대구경 말뚝에 대한 재하시험사례 요약 (축하중전이 미측정)

공사명	말뚝재하 시험종류	시험말 뚝종류	시험말뚝제원		최대상재 하중(톤)	재하 시험 위치	축하중 전이 측정	비고
			직경 (mm)	길이 (m)				
서해대교 건설공사 (1995) (1994)	정재하시험	RCD	1,500	18	1,460	육상부	미측정	사하중 상재
	정·동재하시험	RCD	1,500	32.71	2,265(해석)	축도부	미측정	
		RCD	1,500	19.64	1,354(해석)	해상부	미측정	
	PDA	RCD	1,500	26.1	2.895(해석)	육상부	미측정	
		RCD	1,500	14.5	2,083(해석)	육상부	미측정	
가양대교건 설공사 (1997)	정재하시험	All casing	1,500	29.48	1,100	육상부	미측정	사하중 상재 방식
	정재하시험	All casing	1,500	27.34	1,200	육상부	미측정	사하중 상재 방식
방화대교건 설공사 (1997)	정재하시험	All casing	1,500	24.4	1,560	육상부	미측정	사하중 상재 방식

표 5. 국내의 대구경 말뚝에 대한 정재하시험사례 요약 (축하중전이 측정)

공사명	말뚝재하 시험종류	시험말뚝종류	시험말뚝제원		최대상재 하중 (톤)	재하 시험 위치	축하중 전이 측정	비고
			직경 (mm)	길이 (m)				
광안대교 (1999, 2000)	정재하시험	RCD	1,000	32	1,500	육상부	측정(13)	지중앵커방식
	정재하시험	풍화대 소켓	1,000	39.6	2,000	해상부	측정(16)	반력경사말뚝방식
	정재하시험	연암소켓	1,000	40.8	2,000	해상부	측정(17)	반력경사말뚝방식
포항연일대교(2000)	정재하시험	풍화이암소켓	1,500	22	1,750	육상부	측정(10)	반력 지중앵커 방식
산호대교(2001)	정재하시험	풍화암 소켓	1,800	19.7	2,000	육상부	측정(10)	반력 지중앵커 방식
수영3호교(2002)	정재하시험	풍화암소켓	1,500	30	2,050	육상부	측정(14)	반력 지중앵커 방식, 지압판+반력강봉 사용
남항1공구(2003)	정재하시험	풍화암소켓	1,500	30	3,500	육상부	측정(13)	반력 지중앵커 방식, 반력강봉 사용
남항2공구(2003)	정재하시험	풍화암소켓	1,500	44	3,000	육상부	측정(15)	복합재하방식 (반력지중앵커 + 사하중)
312공구 (2002)	정재하시험	풍화암 소켓	1,500	60	2,000	육상부	측정(15)	반력말뚝 방식, 반력강봉 사용
양산선3공구(2003)	정재하시험	풍화암소켓	1,500	50	2,200	육상부	측정(15)	복합재하방식 (반력지중앵커 + 반력말뚝)
김해-부산간 경전철 (2003)	정재하시험	바렛트 말뚝 (자갈층지지)	2.8mX1.5 m	49	4,000	육상부	측정(8)	반력말뚝방식, 실시설계단계에서 실시
김해-부산간 경전철 (2003)	정재하시험	현장타설말뚝 (자갈층지지)	1,500	49	3,000	육상부	측정(8)	반력말뚝방식, 실시설계단계에서 실시
양산선2공구	정재하시험	풍화암소켓	1,500					예정
남항대교2공구	정재하시험	항타강관말뚝	1,800					예정
남항대교1공구	정재하시험	항타강관말뚝	1,800					예정

현재 국제적으로 기초 설계에 이슈가 되는 한계상태설계법은 북미에서 주로 사용되는 LRFD법과 유럽공동체에서 사용되는 Eurocode법 두 가지로 나누고 있다. LRFD 설계지침에서 저항값은 설계모델에 의해 계산되며 계산된 저항값은 재료나 설계모델의 불확실성을 반영하기 위해서 저항계수를 곱해준다. 그러나 Eurocode법은 지반의 저항치와 외부 작용하중과의 평형방정식에서 개개의 변수들에 직접 적용되는 부분 저항계수를 사용하도록 되어있다. 이것은 부분 계수들이 점착력(c), 내부마찰각(ϕ) 같은 토질상수인 지반 물성치에 직접 적용한다는 것을 의미한다. 그래서 합리적인 저항계수와 지반재료에 대한 부분 안전계수들의 선택은 Eurocode에서 주요한 변수가 된다. 기초 설계를 위한 적절한 저항계수와 기초 위의 상부 구조물로부터 하중계수에 기초한 시스템을 산출해야 한다는 부담이 지반공학 전문가들에게 증가하고 있다. 또한 LRFD의 실용성에 대한 평론자인 Fellenius(1994)는 지반공학자들에게 하중계수보다 오히려 합리적인 저항계수에 대한 평가에 관심을 두어야 한다고 역설하였다.

표 6. 국내의 대구경 말뚝에 대한 양방향 재하시험사례 요약

공사명	말뚝재하 시험종류	시험말뚝종류	시험말뚝제원		최대상재 하중 (톤)	재하 시험 위치	축하중 전이 측정	비고
			직경 (mm)	길이 (m)				
수영3호교 (2002)	선단유압 재하시험	풍화암 소켓	1,500	30	2,400	육상부	측정(14)	정재하시험후수행
남항대교1공구 (2003)	선단유압 재하시험	연암소켓	1,500	30	4,800	육상부	측정(13)	별도 시험말뚝 시공
남항대교2공구 (2002-2003)	선단유압 재하시험	풍화암소켓	1,500	44	150/800	육상부	측정(15)	선단부 파괴, 선단부 보강그라우팅후 실시
		풍화암소켓	1,500	44	150/900	육상부	측정(15)	
양산선1공구 (2003)	선단유압 재하시험	풍화암소켓	1,500	50	3,000	육상부	측정(15)	본말뚝에 시험 실시, 희생주름관 사용
남항대교 1공구 (2003)	선단유압 재하시험	대구경강관말뚝+내부속채움콘크리트	1,800	40	3,000	해상부	측정(15)	본말뚝에 시험 실시
석현교현장 (2002)	오스터버어그 셀 시험	현장타설철근콘크리트말뚝	1,500	32	850	육상부	미측정	외국기술진에 의해 수행
스카이뷰현장 (2003)	오스터버어그 셀 시험	현장타설철근콘크리트말뚝	1,200	30	650	육상부	측정(2)	외국기술진 수행, 변위봉으로 하중전이 측정
해운대아파트 현장 (2002)	오스터버어그 셀 시험	현장타설철근콘크리트말뚝	1,400	30	1,800	육상부	측정(2)	외국기술진 수행, 변위봉으로 하중전이 측정

표 7. 국내의 강관말뚝에 대한 시험사례 요약 (축하중전이 측정)

공사명	시험 종류	시험말뚝종류	시험말뚝제원		최대상재 하중 (톤)	재하시험 위치	축하중 전이 측정	비고
			Φ/t (mm)	길이 (m)				
남항대교실시설계(1997)	정재하시험	개단강관말뚝	508/12	38, 44	500	육상부	측정(13)	항복하중판정애매
센텀시티지하차도(2000)	정재하시험	개단강관말뚝	609/14	23	620	육상부	측정(14)	파괴하중 명확
				24	810	육상부	측정(15)	파괴하중 명확
고속철도공사 (2000)	정재하시험	개단강관말뚝	609/12	8	342	육상부	측정(9)	지반파괴 명확
강서경기장 (2001)	정재하시험	개단강관말뚝	609/12	60	1,000	육상부	측정(15)	파괴하중 명확, 역청재도포/미도포 말뚝
수영3호교 (2002)	정재하시험	개단강관말뚝	609/14	30	800	육상부	측정(14)	파괴하중 명확
지하철312 (2002)	정재하시험	개단강관말뚝	609/16	43	900	육상부	측정(14)	파괴하중 명확
지하철312 (2002)	정재하시험	개단강관말뚝	609/16	42	900	육상부	측정(15)	파괴하중 명확

한계상태설계법의 경우에는 하중이나 토질정수에도 안전계수나 저항계수가 존재하기 때문에 허용지지력의 산출은 저항계수만을 이용하여 행해지는 것은 아니다. 예를 들면, AASHTO에서는 하중저항계수설계(LRFD)에 의해 각 한계상태를 다음 식으로 나타낸다.

$$\phi R_n \geq \sum r_i Q_i \qquad (3)$$

여기서, ϕ는 저항계수, R_n는 공칭(nomimal)저항이며 r_i는 하중계수이고 Q_i외부하중이다.

위의 식은 저항계수가 곱해진 구조물의 저항치는 항상 하중계수가 곱해진 외부하중의 합보다 커야 한다는 것을 의미한다. 말뚝기초의 주면지지력과 선단지지력으로 제각기 산정되는 항타말뚝의 저항계수 ϕ는 표 8에 나타냈다. 즉, 지반의 종류 및 지지력 산정 방법에 따라 서로 다른 저항계수를 취하고 있다. 한편, Canadian Foundation Engineering Manual에서는 각 한계상태의 안전성을 조사하고 있다. 저항계수는 각 기초에서 다르며 말뚝의 경우 0.5로 되어있다. 또한 저항계수는 토질·정수의 시험방법에 의해 결정되어 있으며 표준관입시험의 경우 0.3으로 되어 있다

본 고에서는 한계상태설계법을 대략적으로 소개 및 설명했고 말뚝과 같은 깊은기초의 설계에 근본적인 요소가 되는 적절한 저항계수나 강도감소계수의 결정이 중요하다는 것을 강조하고자 한다. 즉, 합리적인 저항계수는 지역여건을 반영한 저항치에 대한 분산과 편차를 통하여 이루어져야 한다. 현재 국제적인 기초설계법이 신뢰성 이론을 근거로 하는 한계상태설계법이 대두되는 시점에서 불행히도 국내에서는 아직까지 구체적인 대책안이 수립되지 못한 상태이다.

그 이유는 한계상태설계법에 대한 관심있는 학자 및 기술자의 부족 및 정부 관련자의 인식이 원인으로 판단된다. 그러나 장차 지반 기술자, 학자, 정부 연구기관의 연구자들로 구성된 한국의 전문가 그룹은 우리의 상황에 맞는 새로운 기초설계기준을 적용하기 위해서 미래지향적인 대책수립이 가능하리라 판단되며 아래와 같은 결론을 짓고자 한다.

- 한계상태설계법은 허용응력설계법에 비해 일관성 있고 체계적이며 합리적인 방법으로서 장차 국제적인 기초설계법으로 광범위하게 사용될 것으로 예측된다.
- 저항계수를 산정하기 위해서 지반재료의 물성치와 설계법에 따른 예측치의 분산과 평균에 대한 전반적인 평가를 바탕으로 신뢰할 수 있는 지반재료의 자료축척이 지반 물질의 물성치와 설계법의 불확실성을 규명하는 첫 번째 과제이다.

표 8. 미국 도로교통협회(AASHTO) 말뚝기초의 설계방법에 따른 저항계수

단말뚝의 극한지지력	
설계방법/토질조건	저항계수(ϕ)
마찰력 : 점성토	
Alpha 방법(Tomlinson, 1987)	0.70
Beta 방법(Esrig &Kirby, 1979)	0.50
Lamda 방법(Vijayvergiya & Focht, 1972)	0.55
선단지지력 : 점성토 및 암반	
점성토(Skempton, 1951)	0.70
암반(Canadian Geotech. Society, 1985)	0.50
마찰력 및 선단지지력 : 모래	
SPT방법	0.45
CPT방법	0.55
마찰력 및 선단지지력 : 모든 토질	
말뚝재하실험	0.80
동재하실험(PDA)	0.70

- 한계상태설계법이 국제적인 지반공학 설계시방서로서 이미 인정하고 설계에 반영하는 추세에서 국내에서도 이에 대한 연구가 신속히 이루어지도록 연구체계를 수립하여야 한다.

2.10 현장타설말뚝의 건전도시험

2.10.1 현장타설 말뚝에 대한 비파괴검사 시험기법의 현황과 전망

현장타설말뚝(drilled shaft)은 대규모 교량의 하부기초로 널리 사용됨에 따라 그에 대한 품질관리가 더욱 중요시 되고 있다. 말뚝 내부의 결함은 지지력을 감소시키거나 또는 부등침하를 초래하여 상부 구조물의 안전에 큰 영향을 미칠 수 있다. 현재 주로 사용되고 있는 현장타설말뚝의 비파괴시험 시험기법에는 4가지가 있으며, 각각의 특징은 다음과 같다.

① 공대공 초음파 검사(Crosshole Sonic Logging, CSL)

본 방법은 현장타설말뚝의 원주를 따라 일정한 간격으로 여러 개의 검측공(borehole)을 매설해 놓은 후 한쪽 검측공에 sonic emission source를, 그리고 다른 검측공에 receiver를 넣고 말뚝의 깊이 방향으로 이들 source와 receiver를 이동시키면서 말뚝 내부의 결함을 검사하는 방법이다. 이 방법은 검측공을 사용하므로 여러 개의 결함을 탐지할 수 있으며, 깊이에 제한이 없고, 검사결과가 지반의 강성에 영향을 받지 않는다는 장점이 있다. 하지만 검사할 말뚝을 사전에 선정해야 하며, 미세한 균열을 찾을 수 없고, 검사 속도가 느리다는 단점이 있다.

② 감마선을 이용하는 방법(Gamma-Gamma Logging Method)

앞에서 언급한 CSL 방법과 마찬가지로 현장타설말뚝의 원주를 따라 일정한 간격의 검측공을 필요로 한다. 감마선 source와 receiver를 검측공 안으로 집어넣은 후, 감마선을 방출시키고, 다시 반사된 광자(photon)를 분석함으로써 검측공 주변의 콘크리트 밀도를 평가할 수 있다. 이 방법은 철근망 밖의 결함을 탐지할 수 있으며, 여러 개의 결함을 탐지할 수 있고, 결과가 지반의 강성에 영향을 받지 않는다는 장점이 있다. 이에 반하여 검측공 설치 비용이 비싸며, 검사 속도가 느리며, 방사선을 취급하는데 주의해야 한다. 그리고 검사할 말뚝을 사전에 선정해야 하며 검측공을 정해진 위치에 정확히 설치하는 것이 난점이다. 또한 검사는 검측공 주위의 작은 면적에 국한되어 있으므로 검사 범위가 좁다는 단점을 가지고 있다.

③ 충격반향기법(Impact Echo, IE)

본 방법은 말뚝 머리를 해머로 타격하고 이 때 발생한 탄성응력파(elastic stress wave)의 신호를 가속도계나 속도계로 잡아 말뚝 내부의 결함을 추정하는 방법이다. 즉, 말뚝을 타격하면 저변형율파(low-strain wave)가 발생되며 이 파는 말뚝 내부의 결함부 또는 말뚝의 바닥에서 반사하게 되는데, 이 때의 반사파를 감지기로 감지하는 방법이다. 파의 해석은 주로 시간 영역에서 이루어지며, 파의 속도를 알고 있으면 반사되는 깊이를 계산할 수 있다. 이 방법은 말뚝 머리에서 실험이 이루어지므로 말뚝 머리에만 접근할 수 있다면 실험이 언제든지 가능하다. 즉, 검측공이 필요 없으므로 경제적이며

검사가 신속히 이루어진다는 장점이 있다. 그리고 CSL방법과 같이 건전도 시험을 행할 말뚝을 말뚝 건설 이전에 선정할 필요가 없다. 하지만 주변지반이 단단하며 긴 말뚝에는 적용하기 어려우며, 전문 기술자가 부족하며 작은 크기의 결함은 찾을 수 없다.

④ 충격응답기법(Impulse Response Method, IR)

본 방법은 말뚝 머리를 충격력이 측정되는 해머로 타격하고 이 때 발생한 탄성응력파(elastic stress wave)의 신호를 충격반향기법과 마찬가지로 가속도계나 속도계로 잡아 말뚝 내부의 결함을 추정하는 방법이다. 본 방법은 파를 시간영역에서 뿐만 아니라 주파수 영역에서도 해석하며, 주파수 영역에서 말뚝의 동적 강성(dynamic stiffness)을 계산할 수 있다. 이렇게 함으로써 말뚝 가까이에 있는 결함 등을 충격반향기법에서 보다 더욱 쉽게 정량화 할 수 있다. 또한 이 방법은 말뚝 단면의 확대부와 감소부를 구별할 수 있는 장점이 있다. 하지만 말뚝 선단부에 생긴 결함 탐지에는 어려움이 있으며 충격반향기법과 동일한 단점을 가지고 있다. 앞서 언급한 충격반향기법과 함께 이 방법도 말뚝의 직경 대 길이의 비(L/D), 주변 지반의 전단파 속도와 말뚝에서의 파의 속도비, 그리고 지반의 층상구조 등에 의하여 제한을 받는다.

각각의 비파괴 검사기법에 대한 장단점 및 적용성을 요약하면 다음과 같다(Report 2000)

- 결함면적이 말뚝 단면적의 15% 정도이면 그 결함의 존재를 알고 있다 하더라도 탐지하는데 어려움이 있다.
- 말뚝 바닥의 얇은 층(thin layer) 또는 연약 층(soft layer)은 탐지가 어렵다.
- 말뚝의 중간에 존재하는 불량 콘크리트층(weak concrete)은 충격반향기법 또는 충격응답기법으로 찾을 수 있다.
- 콜드조인트(cold joint)는 충격반향기법으로는 탐지가 가능하지만 충격응답기법으로는 불가능하다.
- 말뚝 단면적의 50% 이상 되는 결함은 모든 비파괴 시험기법으로 탐지 가능하다.
- 모든 비파괴 검사기법은 일정 수준 이상의 전문 인력에 의하여 운영되어야 한다.
- 이들 비파괴 검사기법은 에너지의 전달 및 반사의 형태로 나타나는 신호를 어떻게 분석하고 처리하느냐에 따라 달라지며, 이러한 신호는 잡음과 간섭 등 수많은 외부 요소들에 의하여 영향을 받기 때문에 비파괴 검사기법은 반드시 육안 검사와 병행하여 사용되어야 한다. 국내에서는 한국도로공사에 의해 공대공 초음파 검사기법이 실제 현장타설 말뚝기초의 품질관리에 적용되고 있으며, 이 때 초음파 검사는 총 말뚝의 30% 이내를 기준으로 시행함을 원칙으로 하고 있다. 따라서 나머지 70% 이상의 말뚝에 대해서는 검측공을 사용하지 않는 충격반향기법 및 충격응답기법으로 품질관리를 해야 한다. 최근에는 말뚝 내부에 센서 설치를 통한 비파괴 검사 기법에 대한 연구가 진행 중이다. 이러한 센서(embedded sensor)를 이용하게 되면 시공직후 뿐만 아니라 상부구조물이 들어선 이후에도 말뚝의 품질관리를 지속적으로 수행할 수 있다. 비파괴 시험을 통해 현장타설 말뚝을 효율적으로 품질 관리를 하기 위해서는 각각의 비파괴검사에 대한 적용성 및 한계를 이해하고 현장에 적용하는 것이 중요하다. 또한 해당 말뚝에 대해 여러 실험을 동시에 수행하여 각각의 결과에 대해 종합적으로 판단하여 평가하는 것이 바람직하다.