

## 말뚝기초의 국제적 설계기준에 관한 고찰

### Study on International Code of Practice for Pile Foundation

윤길림<sup>1</sup>, Yoon, Gil-Lim, 권오순<sup>2</sup>, Kwon, O-Soon, 차재선<sup>3</sup>, Cha, Jae-Sun

<sup>1</sup>한국해양연구소, 연안항만공학연구센터, 선임연구원, Senior Researcher of KORDI

Coastal & Harbor Engineering Research Center

<sup>2</sup>한국해양연구소, 연안항만공학연구센터, 연수연구원, Post-Doc. Researcher of KORDI

Coastal & Harbor Engineering Research Center

<sup>3</sup>영신컨설팅, 대표, 기술사, Professional Engineer, Young-Shin Consultant. Co.

**SYNOPSIS** : This paper addresses on new codes of practice, limit state design; load resistance factored design and Eurocode 7, which have recently been adopted by foundation engineers in North America and European Communities. A brief description of the limit state design concepts and some introductions to Australia and Sweden national code for pile foundation are made on behalf of pile capacity determination. Also, simple closed form solution for rational resistance factor when resistance is log-normally distributed, has been derived for pile foundation

**Key words** : Pile, LRFD, Reliability, Eurocode, Code, Foundation Design

## 1. 서론

건설 산업의 개방에 따라 예상되는 치열한 경쟁과 선진국의 수준 높은 설계기술의 도전에 적절히 대처하기 위해서 한국의 토목기술자들은 기초 설계기준(code of practice)의 새로운 국제적인 흐름을 이해할 필요가 있다. 이 논문의 주요한 목적 중 하나는 한국의 지반기술자들에게 세계적으로 새로운 설계시방서의 지반공학설계시 응용되어 가고 있는 한계상태설계법(limit state design, LSD인 하중저항계수설계법(LRFD)을 분석하는 것이다. 지금까지 기초설계를 할 때 전체적으로 허용응력 설계법(ASD)이라고 하는 결정론적인 접근법에 기초하여 탄성론적인 설계를 해왔다는 사실은 잘 알려져 있다. 이 방법은 일반적으로 지반 및 재료강도, 설계모델, 시공오차 등을 포함한 모든 설계 및 시공의 불확실성을 반영하기 위해서 안전률(FOS)을 적용한다. 하지만 유럽을 중심으로 하여 캐나다 등에서는 일찍이 외부하중과 구조물의 저항치에 대한 설계방법을 분리하여 설계하는 부분 안전계수설계법이나 하중계수설계법 등을 연구하여 실용화하려는 시도가 지난 30여 년간 지속되어 왔다. 결론적으로 탄성론적인 접근법인 허용응력설계법 보다는 재료의 소성거동을 고려하고 다양한 설계변수에 대한 오차를 설계에 반영할 수 있는 한계상태설계법이 구조공학분야에서 설계기준으로 폭넓게 인정되면서 하부구조물인 토질구조물의 설계에도 새롭게 도입되기 시작한 것이다. 미국과 캐나다를 중심으로 한 북미와 유럽공동체는 최근에 LSD에 기초한 설계 시방서를 발표했다. LSD법은 비록 지반공학 분야에서 매우 제한적으로 사용되었지만, 구조공학 분야에서는 이미 지난 20년 이상 동안 사용되어져 왔다.

역사적으로 많은 지반 연구자들이 지반 구조물의 신뢰성에 대한 실행지침을 연구해 왔으며 몇 가지 해결책을 제안했다. 1953년에, Brinch Hansen은 지반공학 설계에 안전영역(safety margin)을 도입하기

위해서 근본적으로 유럽국가들에 의해 최근에 적용되어져 왔던 안정성 개념의 부분 계수(partial factors of safety concepts)이론을 제안했다. 부분 안전계수 설계이론에 기초한 유럽의 시방서는 1970년부터 1990년까지 20년 동안 연구되어 왔다. 한계상태설계법에서 부분안전계수들은 하중, 토질정수, 설계공식 및 시공오차 등으로 인한 변화성과 깊게 관련되어 있다.

북미에서는 기초구조물의 설계법으로 하중저항계수설계법(Load Resistance Factor Design)을 제안하여 허용응력설계법과 동시에 사용하도록 추천하고 있다. 미국의 경우에는 기초 설계시 하중저항 계수설계법(LRFD)을 채택하고 있으며 최근에 말뚝설계를 포함한 많은 지반공학적 설계적용에 저항계수의 필요성을 역설했던 Barker et al.(1991)에 의해 연구/제안되어 최근의 AASHTO(1994)의 설계 지침서에 포함되었다. 기초구조물의 설계를 위한 적절한 저항계수와 기초 위의 건축물로부터의 하중계수에 기초한 시스템을 산출해야 한다는 부담이 지반공학 전문가들에게 증가하고 있다. 또한 LRFD의 실용성에 대한 구체적인 방법으로 Fellenius (1994)는 지반공학자들에게 하중계수보다 오히려 합리적인 저항계수를 결정해서 사용하는 것에 관심을 뒤야한다는 사실을 제시하기도 했다.

기초구조물설계에 한계상태 설계법을 도입하기 위해서는 기초구조물의 거동의 복잡성, 지반의 강도특성이나 여러 설계공법과 그 품질 등에 관한 통계 및 확률량, 상부구조의 기능의 영향에 대한 간접적 평가 등 수 많은 과제를 극복하지 않으면 안된다. 본 논문에서는 기초구조물에 한계상태 설계법을 국내에 도입함에 있어서 근간이 되는 한계상태의 정의에 관계되는 사항과 해외 선진국의 도입동향을 알아보고 말뚝기초를 사례로 들어 장차 한계상태법의 국내도입에 도움이 되고자한다.

## 2. 한계상태 설계법(Limit State Design)

인류는 고대부터 성과 종교건축 등의 구조물을 설계해 오면서 지배자의 강한 의지를 반영하면서 구조물을 후대에 남기기 위해서라도 내구성이며 미적 요소를 고려하였지만 경제성과 안전성은 전면에 나타내지 않았다. 근대에 오면서 많은 선진국은 경제적 효율이 구조물 설계의 원리로 최우선으로 부각되면서 설계법도 시대에 따라 변천하게 되는 것이다. 새로운 설계법의 도입은 그 설계법을 지탱하는 학문과 지식의 분야로부터 폭 넓게 받아들이기까지는 성숙할 필요가 있다. 기초설계의 한계상태 설계법의 발상은 제2차 세계대전 후의 유럽 부흥의 건설 꿈과 새로운 건설재료가 건설분야에 도입되어 구조물의 안전성을 새롭게 생각해야 하는 입장에서 계기가 된다. 그 이후, Brinch Hansen이 지반공학분야에 한계설계를 도입한 것이 1956년이었다. 그로부터 40년이 지난 지금 상부구조와 기초구조의 조화적 안전성의 논의에 대한 인식이 높아져 일본에서도 기초구조물의 한계상태 설계법의 도입이 논의되어 왔다.

허용응력설계법은 탄성론적 설계법이기 때문에 구조물의 최종내력을 예측하는 것은 어려운 실정이다. 구조물의 최종내력을 이해하기 위해서는 소성론적 설계개념인 소성해석 및 파괴 메카니즘이 도입되어야 가능하다. 그러므로 탄성론적인 설계만으로 구조물을 합리적으로 설계한다는 것은 많은 한계를 가지고 있어 많은 연구자 및 학자들이 소성론적인 구조물 설계에 관심을 두고 연구를 하여 구조분야인 콘크리트 및 강구조분야를 중심으로 많은 발전을 해왔다.

토질분야에서는 1943년 Terzaghi가 그의 저서 "Theoretical soil mechanics"에서 지반의 극한지지력에 관한 이론을 발표하였다. 지반의 극한지지력은 지반조사기술의 발전과 더불어 토질정수를 산정하고 이론적인 연구성과를 토대로 실지로 계산이 가능하게 되었다. 지반분야에서도 허용응력설계법의 영향으로 기초구조물을 설계할 경우에 최종내력인 극한지지력에 안전율을 고려하는 허용지지력개념의 설계법으로 현재까지 이용되고 있는 것이다. 하지만 허용응력설계법에서는 기초구조물의 안정성에 밀접한 변수로 토질정수나 시공성에 대한 신뢰도이나 이에 대한 오차의 변수가 상당히 존재한다는 사실을 알고 있음에도 불구하고 설계에 전혀 반영하지 못하고 있는 실정이었다.

말뚝기초의 수평지지력을 설계하는 방법을 보면, 우선 말뚝을 시공할 지반을 탄성체로 간주하여 설계한다. 즉, 말뚝을 탄성지반 위에 있는 보(Beam)로 가정하여 외부하중에 대해 말뚝체에 발생하는 응력이 말뚝재료의 허용응력 이하이고 말뚝두부의 수평변위량이 허용수평변위량 이내에 있도록 설계하는 것이다. 이러한 설계방법은 전형적인 허용응력설계법의 기본원리이며 이 방법으로 말뚝체의 발생할 수 있는 최종(종국)내력을 파악하는 것은 불가능하다. 이를 구체화하기 위해서는 말뚝과 접하고 있는 지반의 파괴 메카니즘이나 말뚝재료의 소성변형이 발생하는 이론적 해석을 포함한 말뚝기초 전체의 파괴 메카니즘을 규명해야 한다. 이러한 개념의 설계법이 중국내력설계법이다. 하지만 이것만으로는 말뚝기초의 수평지지력을 완전히 구할 수 없다. 왜냐하면 말뚝이 시공된 지반의 토질정수의 공간적 특성오차 및 시공성에 대한 자료를 이용하여 말뚝기초의 수평지지력의 변화정도를 정량적으로 규명하는 작업이 도입되어야 한다. 이러한 개념의 설계법이 신뢰성 설계법이다. 하지만 한계상태설계법에서는 하중에 대한 오차를 하중계수를 도입하여 고려하고 말뚝의 지지력에 대한 오차를 저항계수를 가지고 설계하도록 통일했다. 허용응력설계법에서는 하중 및 외력에 대한 재료의 허용응력도가 결정되면 설계는 자동적으로 이루어져 경험을 토대로 한 설계자의 공학적 판단이 설계에 반영될 여지가 없어 컴퓨터에 의한 자동화 설계가 가능했다.

구조물의 안전성을 확률이론을 토대로 정량적으로 표현하는 설계법을 “신뢰성 설계법”이라고 불리고 1940년대부터 토목분야에서 연구나 진행되고 있으나 하중, 재료특성 및 시공성에 대한 통계자료를 산정하기가 어려워 신뢰성 설계법이 실용적으로 성공하는 데에는 한계가 있었다. 하지만 구조분야에서는 일부 성공적으로 발전되고 있지만 지반분야에서는 토질의 특성자료를 축적하거나 시공성 등을 확률론적으로 분석하는데 상당한 어려움이 있어 실용화에 성공적이지 못했다. 이렇듯 구조물 설계법은 허용응력설계법에서 신뢰성설계개념을 거치면서 현재의 한계상태설계법으로 발전을 하는 단계이다. 그러므로 한계상태설계법은 갑자기 제안된 설계법이 아니라 지금까지의 설계법을 통일하는 새로운 형식으로 합리성과 구체성을 가지고 구조물의 안전성과 공용성을 추구하는 설계법으로 개선/발전된 것이다.

### 3. 한계상태설계법에 의한 기초의 설계방안

기초구조가 지지하는 상부구조의 기능은 명료하며 직접적이다. 건축물은 사람이 생활한다고 하는 기능, 교량은 교통을 가능하게 한다고 하는 기능을 가지고 있고, 그것을 유지하는 것이 한계상태의 정의 그 자체이다. 그렇지만 기초구조에서 요구되는 기능은 상부구조를 지지하는 것이며, 상부구조를 매개로 하여 평가되는 특수성을 가지고 있다. 상부구조를 지지하는 기초구조의 최소한의 요구는 기초구조 자체의 안정성, 내구성을 확보하는 것이다. 이것에 영향을 주는 거동은 기초주변지반의 안정과 변형, 지지력, 기초구성부재 내력, 지반 및 부재의 파괴형태 등이다. 더욱이, 자연지반의 강도 특성, 기초의 지지력 특성, 부재의 품질 등은 크나큰 변동을 가진 통계 및 확률량이다. 지반파괴의 정의는 국부파괴와 안전파괴와 같이 평가방법이 다르다. 또한, 지반은 극한상태에 도달하지는 않지만, 상당히 큰 변형이 상부구조의 종국한계상태를 일으킬 수가 있다. 기초구조물의 특수성은 보수가 매우 곤란한 동시에 많은 비용이 들며, 이것도 한계상태의 결정에 크나큰 영향을 준다. 기초의 한계상태의 설정에 직면하여 이들 사항을 적절히 평가할 필요가 있다.

한계상태 설계법의 문자대로의 해석은 “한계상태” 설계법이다. 한계상태란(limit state) 무엇인가? 한계에 이른 상황을 의미한다. 예를 들어 신축 건물은 훌륭히 사용할 수 있지만 20년이 지나면 벽이 금이 가는 것과 물이 새는 것 혹은 기울어지는 것이 있더라도 부서지지 않았다면 비바람은 피할 수 있다. 이처럼 훌륭히 도움이 되는 한계상태를 사용한계(SLS)라 부르며, 최종적으로 부서지지 않는 한계를 종국한계(ULS)라 부르는 것이 한계상태설계법으로 정착된 내용이다. 그러므로 기대하는 수명의 범위에서 이 두 가지 한계상태를 넘지 않게 하도록 설계하자는 것이다. 그 의미에서는 수명을 정해서 이 두 가지의

한계상태를 대상구조물 마다 정량적으로 정의하는 것이 본 설계법의 중요한 일부이며 출발점이다. 한계 설계법은 종래의 설계법과 비교하여 결코 혁명적인 것은 아니다. 단지 종전의 설계법과 비교하면 다른 새로운 과학적 원칙을 가미한 것이다. 합리적 사고의 설계법이다.

한계상태 설계법을 도입하는 가장 중요한 사항은 한계상태의 설정이다. 지반을 구성하는 흙은 구조물의 주요 재료인 금속이나 콘크리트에 비하면 소성적인 성질을 가진 재료이고 하중의 성상이나 변형의 크기 등이 다른 형태를 보인다. 이렇기 때문에 기초설계에서는 이러한 요인을 고려하여 다음 그림 1에서 보인 하중-변위 관계를 기초로 해서 한계상태를 산정한다. 한계상태의 수준은 다음과 같이 정의할 수 있다.

- A. 한계상태 I : 설계공용기간 중에 항상 또는 자주 작용하는 하중에 대해서 기초가 소요 사용성과 내구성을 잃거나 기초가 변위가 탄성범위 값을 초과하는 상태
- B. 한계상태 II : 설계공용기간 중에 드물게 작용하는 하중에 대해서 기초가 사용성과 내구성을 잃거나 기초의 변위가 지반의 항복점을 초과하는 경우
- C. 한계상태 III : 설계공용기간 중에 극히 드물게 작용하는 하중에 대해서 기초가 상당한 손상이나 변위를 초래하고 안정이나 기능을 잃어버린 상태

한계상태설계법은 지반재료강도, 확률이론 및 신뢰성이론으로 가능하게 된 외부하중의 불확실성을 정량화 한 이후로 구조공학분야에서 지난 1세기 동안 일반적으로 사용되어 왔다. 한계상태설계법에서 설계개념은 일반적으로 극한 한계상태(ULS)와 공용성 한계상태(SLS)로 나누어진다. 이것은 구조물의 파괴와 불안정성과 관련이 되어 기초의 침하와 구조물의 변형과 같은 공용 상태아래의 구조물의 거동과 관련이 있다. 한계상태설계의 기초개념은 그림 1과 같이 설명된다.

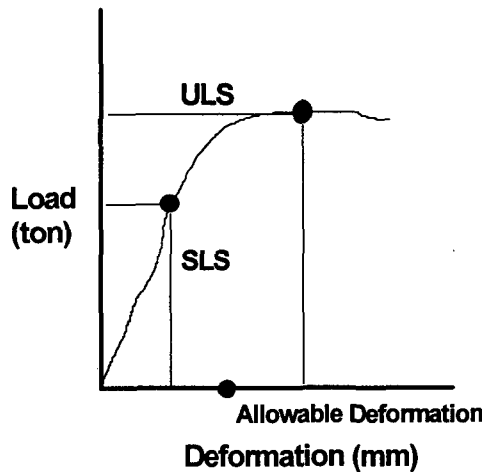


그림 1. 한계상태설계법의 정의

그림 1에서 보이는 것처럼 기초공학에서 안전영역(safety margin)은 주로 불확실성과 지반 물성치 설계모델과 같은 안정성 분석을 하는데 있어서의 근사성, 그리고 적용된 외부하중 조건의 변화성 등에 의존한다. 그러므로 만일 어느 하나가 간단한 확률과 신뢰성이론을 사용하여 불확실성들을 정량화 할 수만 있다면 보다 합리적이고 일관되며 체계적인 기초설계를 할 수 있는 것이다.

신뢰성이론이 구조물과 기초의 안전을 논리적이고 일관성 있게 평가하는 방법을 제공하기 위해서 형식적으로 신뢰성 이론을 사용한다. 신뢰성 이론에서 하중과 저항은 우연 변수로 간주되어 그들의 평균

값과 표준편차에 의해 불확실성을 나타낼 수 있다. 이에 상응하는 하중계수와 저항계수는 파괴확률과 직접적으로 관련이 있는 신뢰도 지수의 값에 영향을 받는다. Meyerhof(1994)는 유럽과 북미의 시방은 모두 전통적인 전체 안전계수(total safety factor)와 저항에 관한 반 확률적 연구로 보정(calibration)에 의해 유도되었기 때문에 개념에 있어서는 어떤 차이도 없다는 것을 발견했다. 그는 또한 두 가지 지반 설계법 사이에 하나를 선택할 때 속지도, 편리성 등을 고려해야 한다는 의견을 제시되었으며 현장 지반 강도의 결정은 가장 중요한 변수임을 강조되었다.

#### 4. 말뚝기초에 있어서의 한계상태설계법

말뚝기초는 설계공용기간 중에 상부구조물을 안전하게 지지하는 것과 유해한 변위를 발생하지 않도록 다음의 일반적인 조건을 만족하도록 설계해야 한다. 우선, 말뚝기초에 작용하는 외력에 대해서 충분한 지지력을 가질 것, 둘째로 말뚝기초 및 상부구조물의 변위가 허용치 이내일 것과 말뚝기초의 각 부재가 소요의 내력 및 내구성을 가지는 것이다. 그러나, 말뚝기초의 한계상태는 사용한계상태로 분류되지 않고 다음에 제시된 그 이하의 상태로 분류되어 있다.

1. 전체적인 안정성을 잃을 것,
2. 말뚝기초의 지지력의 한계가 파괴되는 것,
3. 말뚝기초의 부상 또는 불충분한 잡아당기는 저항,
4. 말뚝기초의 수평력에 의한 지반의 파괴,
5. 압축, 잡아당김, 휘어짐, 좌굴, 선단에 의한 말뚝의 구조적 파괴,
6. 지반과 말뚝의 복합파괴,
7. 지반과 구조물의 복합파괴,
8. 과도의 침하,
9. 과도의 해빙,
10. 수용하기 어려운 진동 등

말뚝기초는 이러한 설계방침에 따라 각 한계상태에 대해서 다음의 조항을 만족하도록 설계한다.

##### 1) 연직지지력에 대한 검토

한계상태 I 및 II에 대하여 말뚝두부에 작용하는 설계 연직력이 말뚝두부에 있어서 설계연직력 이하일 것

##### 2) 인발력에 대한 검토

한계상태 I 및 II에 대하여 말뚝두부에 작용하는 설계인발력이 말뚝기초의 설계인발력 이하일 것

##### 3) 변위에 대한 검토

각 한계상태에 있어서 말뚝기초의 설계 수평변위가 말뚝기초의 제한 변위 이내일 것.

##### 4) 말뚝본체에 대한 검토

각 한계상태에 대하여 계산된 말뚝본체의 단면력이 구조물 설계표준에 정한 값에 만족할 것

##### 5) 후팅에 대한 검토

각 한계상태에 있어서 말뚝 반력에 기초하여 산정된 응력도 또는 단면력이 설계기준에 의거해서 구한 값을 만족할 것

항타말뚝의 설계는 지반기술자, 구조기술자, 시공기술자의 공동노력이다. 이들의 협력이 없이는 만족스러운 설계를 할 수가 없다. 구조기술자는 하중의 크기, 말뚝그룹의 형상 등 일반적인 사항을 결정한다. 지반기술자는 지반을 평가하고 말뚝 길이를 산정하고 사용하중을 결정하고 시공기준을 마련한다. 말뚝의 형태와 선택은 하중의 크기와 지반의 지지력에 의해 좌우되므로 구조기술자와 지반기술자의 협동으로 이루어진다. 시공 중에 문제가 발생하면 구조기술자, 지반기술자, 시공기술자는 함께 문제를 평가하고 해결하여야한다. 항타 말뚝인 경우, 시공 중에 깊이별 blow count를 기록하는 것이 중요하다. 항타 기록은 항타 중 지지력의 증가와 항타 중 발생하는 문제를 해결하고 찾는 데 중요하다. 항타지지력은 작은 침하와 함께 소정의 깊이에 도달되었을 때, 더 이상의 침하를 위한 항타는 하지 말아야 한다. 요구된 항타 지지력이 3mm/blow이면 항타를 중단하여 말뚝의 파손을 막아야 한다.

말뚝의 설계는 시공장비와 시공기준의 선정 이전에는 불확실하다. 설계에서 사용된 지지력의 요소는 지지력을 결정하는데 사용된 방법과 시공 중의 품질관리에 의하여 좌우된다. 설계과정을 서술하면 다음과 같은 순서가 된다.

- ① 구조물의 조건 현장특성과악
- ② 지반조사
- ③ 지지력의 결정방법, 현장품질관리와 저항계수 선정
- ④ 기초의 결정
- ⑤ 말뚝의 형태와 지지력결정
- ⑥ 말뚝길이와 사용하중 하에서의 거동결정
- ⑦ 시공성 분석
- ⑧ 설계의 만족여부 결정
- ⑨ 계획과 시방서 작성, 현장 지지력 확인 방법 결정
- ⑩ 시공업체 선정
- ⑪ 항타말뚝이면 파동방정식에 의한 해석
- ⑫ 초기 항타기준 결정, 시험항타, 지지력의 평가
- ⑬ 항타 기준 및 설계의 변경
- ⑭ 항타 시공관리, 항타 문제점과 시공절차의 해결 등

말뚝의 길이, 형태, 수량은 현장 지반조건과 하중의 크기에 의하여 결정된다. 설계는 사용하중에 의한 거동조건과 하중에 의한 말뚝강도 조건을 만족해야한다. 두 번째 단계는 지반조사에 의한 해석에 의해 이루어지고 조사 결과는 말뚝의 시공성 결정을 위한 기초자료로 이용된다. 지반조사 자료는 시공자에게도 시공입찰과 계획을 위한 기본 자료가 된다. 지반기술자는 시공 후 말뚝의 지지력이 증가 또는 감소하는 시간효과에 대하여 검토한다. 설계시 말뚝의 파손이나 지반의 파괴 및 말뚝의 관입능력을 고려하여야 한다. 말뚝이 지반의 파괴로 관입되면 말뚝 지지력은 대부분 영구적으로 감소하지 않고 증가한다. 재하시험시 하중을 제거했다가 다시 하중을 가하면 같은 지지력이거나 높은 지지력에 도달한다. 설계과정은 첫 번째 말뚝을 현장에서 항타 시공 완료 후 끝난다. 현장에서 극한 지지력 확인은 항타기준이 만족스럽다는 것을 증명하는데 사용될 수 있다. 첫 번째 말뚝의 항타 후 예측된 지지력을 기초하여 항타 기준을 조정하는 것이 필요하다.

## 5. 말뚝기초의 해외 설계기준

### 5.1 소개

잘 알려진 대로 한계상태 설계법은 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 평형방정식 (1)에서 개개의 변수들에 직접 적용되는 부분 저항계수를 사용하도록 되어있다. 이것은 부분 계수들이 점착력(c), 내부마찰각( $\phi$ )같은 토질상수인 지반 물성치에 직접 적용한다는 것을 의미한다. 그래서 합리적인 저항계수와 지반재료에 대한 부분 안전계수들의 선택은 Eurocode에서 주요한 변수가 된다. 기초성분의 설계를 위한 적절한 저항계수와 기초 위의 건축물로부터 하중계수에 기초한 시스템을 산출해야 한다는 부담이 지반공학 전문가들에게 증가하고 있다. 또한 LRFD의 실용성에 대한 평론자인 Fellenius(1994)는 지반공학자들에게 하중계수 보다 오히려 합리적인 저항 계수에 대한 평가에 관심을 두어야 한다고 역성한 사실을 있다. 이 논문의 주요한 목적은 ASD와 LSD방법의 진행과정을 비교 분석하며 항타말뚝 설계를 위한 합리적인 저항계수를 결정하는 방법론적인 접근에 있다.

해외의 대표적인 규준에 대한 말뚝의 지지력이 어떻게 산정되고 있는가? 추정식에서 이용되는 토질 정수 및 안전률 또는 부분안전계수가 어떻게 취급되고 있는가를 비교하는 것으로 했다. 해외규준이 채용하고 있는 토질 정수와, 국내 규준에서 이용되고 있는 N치와 일축압축강도만이 아니고, 유효 토압, 삼 성분 콘관입시험(CPT)로부터 얻은 선단 콘저항치, 콘 주변 마찰치 및 삼축 압축강도 시험에서 얻을 수 있는 내부마찰각( $\phi$ )도 채용하고 있다. 게다가 같은 기준 속에 다양한 지지력 추정치가 존재하는 것도 하나의 특징이다. 해외규준에서는 저항계수를 이용하여 말뚝기초의 선단지지력과 주변지지력에 안전계수가 분리되어 있다. 국내기준에서는 철도설계시 이 형식을 취하고 있어 저항계수에 해당하는 것을 안전 계수라고 표기하고 있다. 국내 기준은 모두 허용용력 설계법이고 해외에서는 DNV, CFEM 및 AASHTO가 한계상태설계법이며 그 외는 허용용력 설계법이다. 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 기본식으로 나타낸다.

$$\phi R_n \geq \sum r_i Q_i \quad (1)$$

여기서,  $\phi$ 는 저항계수이고  $R_n$ 는 공칭(nominal)저항이며  $r_i$ 는 하중계수이고  $Q_i$ 외부하중이다. 위의 식은 저항계수가 곱해진 구조물의 저항치는 항상 하중계수가 곱해진 외부하중의 합보다 커야 한다는 것을 의미한다.

말뚝기초의 주변 지지력과 선단 지지력으로 제각기 산정되는 항타말뚝의 저항계수  $\phi$ 는 표 1에 나타났다. 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. 제각기 이전의 설계방법이 어떠한 것이었던가 명확치는 않지만, 종래의 전체 안전률에 맞도록 보정한 것이 이들 저항계수를 이용하도록 연구된 것 같다.

표 8. AASHTO 말뚝설계시 설계방법에 따른 저항계수

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

## 5.2 유로코드(Eurocode)의 특성

1970년대에 유럽연합위원회(Commission of European Communities, CEC)는 건설 및 토목공학의 설계에 있어서 구조공학 및 지반공학분야에 대해서 통일된 기술적 설계규정의 필요성을 제안했다. 이를 토대로 하여 탄생한 것이 Structural Eurocode이다. 제도적으로 유럽연합의 건설제품의 시방기준에 규정되어 있는 6개의 기본요건의 하나이며 역학적 내력과 안정성에 대응하는 해석 문서적인 것으로 인식되고 있다. 유럽의 건설설계 표준화 위원회는 Eurocode를 제정하기 위해, 1990년 5월에 기술위원회 250에 Structural Eurocode를 설치했다. Eurocode는 1에서 9까지 제정되었으며 현재 제정 작업중이며 일부가 유럽 규격 안으로서 발행되었다. 시행을 거쳐서 장래에 유럽의 공동 규정이 된다. 기초구조물의 설계에 관해서는 Eurocode의 7번째, Part 1에 있다. 관련된 것으로는, Eurocode 1, Part 1이 설계의 기본이 있다. 1980년에는 국제토질공학회(ISSMFE)와 유럽연합과의 유로코드 7에 대한 시안작성에 합의를 하여 국제토질공학회안에 특별위원회를 가동하였다. 이러한 과정을 통해서 제정한 지반공학의 유로코드의 구성은 다음과 같다.

- Part 1 Geotechnical design, general rules: standardization of general geotechnical design rules for building and civil engineering works
- Part 2 Geotechnical design, standards for laboratory testing: Identification of existing and development of new standards for laboratory testing on soil and rock materials
- Part 3 Geotechnical design, standards for field testing and sampling: Identification of existing and development for new standards for field testing and sampling of soil and rock
- Part 4. Geotechnical design, rules for specialized elements and structures: Standardization of additional design rules for specialized elements and structures taking into account the general design rules specified in Part 1.



유로코드의 특징과 목표 안전도 설계법의 수준으로서는 부분 안전계수법이며 기본적으로는 기존의 보정단계를 거쳐서 필요한 설계계수를 정한다. 그러나, 일부 계수는 FORM(First Order Reliability Method)의 단순화로서 결정되기도 한다. 후자는 주로 실험에 의해 지원된 설계분야에 이용되고 있다. 예를 들면, 말뚝의 재하시험의 실시 회수에 의해 극한지지력의 산정이 유리하게 되는 점들에 고려되어 있다. 목표로 하는 사용기간(4종류; 통상의 건물은 50년, 토목구조물 100년)에 있어서 목표안전도, 종국한계상태에서는 3.8, 피로한계상태에서 1.5 - 3.8, 비가역적인 사용한계상태에서 1.5이다. 이것들의 수치는, 구조물의 파괴빈도를 나타낸다고 하기보다는 일관된 설계기준을 발전시키기 위한 도구로서 의도된 것이다.

말뚝재하시험 동안에는 주면마찰력이 말뚝의 전체길이를 따라 발생한다. 재하시험 말뚝에 적용하는 최대 재하하중은 설계 외부하중에 downdrag의 두배를 더한 값보다 커야 한다. 하나 또는 다수의 말뚝 재하시험에서 측정된 지지력( $R_{max}$ )으로부터 극한특정지지력( $R_{ult}$ )를 산정할 때, 지반의 변이성 및 말뚝설치에 따른 변이성에 고려한 허용치를 반영하여야 한다. 최소한 표 2의 (a)와 (b)의 두 조건 모두를 만족하여야 한다. 최소한 표 2의 두 조건 (a), (b)를 식 2로 만족해야 한다.

$$R_{ult} = R_{max}/\xi \quad (2)$$

표 9.  $R_{ult}$  계산을 위한  $\xi$

재하시험의 횟수	1	2	$\geq 2$
(a) 평균 $R_{ult}$ 에서 계수 $\xi$	1.5	1.35	1.3
(b) 최소 $R_{ult}$ 에서 계수 $\xi$	1.5	1.25	1.1

지반의 변이성이 체계적이거나 우연적 요소로 이루어진 경우에는 말뚝재하시험의 결과는 이러한 요소를 고려하여 해석되어야 한다. 체계적인 요인으로 발생하는 지반의 변이성은 균질한 지반의 다른 지역을 고려하거나 또는 시험현장의 지반특성의 특정한 경향을 파악하여 고려하면 제거할 수 있다. 시험 말뚝의 시공기록은 검토되어야 하며 일반적인 시공조건과 다른 경우의 기록인 경우는 이를 고려해야 한다. 이러한 시공조건에서 오는 편차는 시험말뚝의 올바른 선택으로 부분적으로 제거될 수 있다. 극한설계지지력을 구하기 위해서는 특성지지력  $R_k$ 은 선단지지력( $R_{tip}$ )과 마찰지지력( $R_{sft}$ ) 두 요소로서 다음과 같이 계산된다.

$$R_k = R_{tip} + R_{sft} \quad (3)$$

선단지지력과 마찰지지력의 비는 말뚝재하시험을 이용하여 측정되어 구분할 수 있으므로 설계지지력( $R^*$ )은 다음 식과 같이 부분안전계수로 나누어 유도된다. 부분안전계수  $\gamma_b$ 와  $\gamma_s$ 는 다음 표 3에서 제시하였다.

$$R^* = R_{tip}/\gamma_b + R_{sft}/\gamma_s \quad (4)$$

표 10.  $\gamma_b, \gamma_s$  및  $\gamma_t$

부분안전계수	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_t$
항타말뚝	1.3	1.3	1.3
현장타설말뚝	1.6	1.3	1.5
CFA(Continuous Flight Auger) 말뚝	1.45	1.3	1.4

### 5.3 호주의 시방내용(AUSTROAD, 1995)

#### 5.3.1 범위

말뚝의 지반공학적 설계는 강도측면과 공용성 측면을 모두 고려해야 하며 말뚝과 흙 사이의 상호작용도 고려하여야 한다.

#### 5.3.2 지반강도설계의 일반적인 이론

##### 5.3.2.1 설계지반강도

말뚝의 설계지반강도  $R_g^*$ 가 제시된 설계작용력  $S^*$  이상이어야 한다.

$$R_g^* \geq S^* \quad (5)$$

설계지반강도  $R_g^*$ 는 다음과 같이 극한지반강도  $R_{ug}$ 에 지반강도 감소계수  $\phi_g$ 를 곱하여 계산한다.

$$R_g^* = \phi_g R_{ug} \quad (6)$$

##### 5.3.2.2 지반강도 감소계수( $\phi_g$ )의 결정

감소계수  $\phi_g$ 는 극한지반강도의 신뢰도에 관련된 계수로부터 결정되며 그 범위는 표 4와 같다. 주어진 범위를 벗어나는  $\phi_g$ 값은 상세한 정량적 근거가 존재하는 경우는 예외적으로 사용될 수 있다. 임의의 범위에서 선택된 값을 결정할 때에는 표 5에서 제시된 계수에 대한 고려와 함께 적절한 판단이 수행되어야 한다.

##### 5.3.2.3 극한지반강도( $R_{ug}$ )의 결정

말뚝의 극한지반강도( $R_{ug}$ )는 다음에서 제시된 하나 또는 그 이상의 방법을 통해 결정된다.

- (a) 현장조사 결과를 이용한 정적 해석
- (b) 정재하시험 결과를 이용한 정적 해석
- (c) 동재하시험 결과를 이용한 정적 해석
- (d) 다음과 같이 시험말뚝 또는 사용말뚝의 항타시 얻어지는 자료를 이용한 동적 해석
  - (i) 파동방정식 해석
  - (ii) 적절한 말뚝항타식
  - (iii) 공식화된 동적 해석(closed-form dynamic solution)

표 11. 지반강도 감소계수  $\phi_g$ 의 범위

극한지반강도의 결정 방법	$\phi_g$ 범위
파괴시까지 진행된 정재하시험	0.70~0.90
파괴시까지 진행되지 않은 정재하시험 <sup>(1)</sup>	0.70~0.90
signal matching <sup>(5)</sup> 을 수행한 파괴시까지 진행된 동재하시험 <sup>(2)</sup>	0.65~0.85
signal matching <sup>(5)</sup> 을 하지 않은 파괴시까지 진행된 동재하시험	0.50~0.70
signal matching <sup>(5)</sup> 을 수행한 파괴시까지 진행되지 않은 동재하시험 <sup>(1),(2)</sup>	0.65~0.85
signal matching <sup>(5)</sup> 을 하지 않은 파괴시까지 진행되지 않은 동재하시험 <sup>(1)</sup>	0.50~0.70
CPT 결과에 의한 정적 해석	0.45~0.65
사질토의 SPT 결과에 의한 정적 해석	0.40~0.55
점성토의 실내실험 결과에 의한 정적 해석	0.45~0.55
파동방정식을 이용한 동적 해석	0.45~0.55
암반에 근입된 말뚝의 항타식을 이용한 동적 해석	0.50~0.65
사질토에 근입된 말뚝의 항타식을 이용한 동적 해석	0.45~0.55
점성토에 근입된 말뚝의 항타식을 이용한 동적 해석	(2)
잘 정립된 식을 이용한 특허 배토말뚝 설치시의 계측	0.50~0.65

주의사항:

- (1)  $\phi_g$ 는 최대하중이 가해졌을 때 적용되어야 한다.
- (2) 동재하시험에서 얻어진 기록 자료의 signal matching은 full wave matching 방법을 이용하여 대표적인 시험 말뚝에서 수행되어야 한다.
- (3) 점성토 지반에서 말뚝의 최대지반강도를 결정하기 위해 항타공식(예, Hiley 공식)을 하나만 적용할 때에는 주의가 요망된다. 특히, 동적 측정은 항타종료시점에서 측정하는 set-up을 측정하는 것과는 다르다. 만약 후자(set-up 측정)가 현장 항타 제어를 위하여 사용된다면 먼저 다른 방법으로 결정한 후, 상관관계로부터 현장 동적 방법을 적용하는 것이 바람직하다.
- (4) 표 4에 제시되지 않은 경우  $\phi_g$ 는 기준으로 제시된 값을 이용하여 선택한다.
- (5) 동재하시험에서 입사파와 반사파를 분석하여 지반정수를 유추하는 과정

표 12. 지반강도 감소계수  $\phi_g$ 의 결정 기준

제안 범위의 하한치를 사용할 경우	제안 범위의 상한치를 사용할 경우
한정된 지반조사인 경우	상세한 지반조사인 경우
간편 계산식을 적용한 경우	보다 정교한 설계방법을 사용하는 경우
평균적인 지반정수를 사용한 경우	안전측의 지반정수를 사용한 경우
발표된 상관식을 이용하여 설계변수를 결정한 경우	설계변수 산정시 현장에 적합한 상관식을 사용한 경우
제한된 시공관리인 경우	시공관리가 철저한 경우
동재하시험 말뚝숫자가 3% 미만인 경우	동재하시험 말뚝숫자가 15% 이상인 경우
정재하시험 말뚝숫자가 1% 미만인 경우	정재하시험 말뚝숫자가 3% 이하인 경우

표 13. 압축재하실험에서 하중과 허용 침하량

재하 하중	최대 변위량(mm)
공용하중	15
공용하중 제하 후 하중이 0 인 경우	7
1.5 × 설계하중(S*)	50
1.5 × 설계하중(S*)를 제하한 후 0 인 경우	30

## 5.4 동적 말뚝시험

### 5.4.1 일반

말뚝의 정적 지지력의 전부 또는 일부를 발휘하도록 하여 지지력을 측정하는 동적 말뚝시험은 다음과 같은 사항들에 대해서 사용될 수 있다.

- (a) 공사의 검증차원에서 (정재하시험의 대체 역할)
- (b) 사전단계나 시공 단계이후에 극한지반강도를 예측하기 위해
- (c) 지지력 분포를 알기 위해
- (d) 항타시 말뚝응력을 계측하여 말뚝의 손상을 막기 위해
- (e) 항타공식에 필요한 햄머에너지를 확인이나 평가하기 위해
- (f) 과동방정식에 사용될 변수들을 결정하기 위해
- (g) 말뚝 항타성(pile driveability)에 관해 가정된 변수를 검사하기 위해
- (h) 말뚝 건전도를 평가하기 위해

### 5.4.2 말뚝의 준비

시험 말뚝의 준비에는 햄머와 말뚝의 배치는 시험항타 중에 발생하는 휨을 방지하도록 조정되어야 하며, 또한 햄머가 말뚝 축에 수직이 방향으로 양호한 표면을 항타하도록 조정되어야 하는 작업에 관련된 실제적인 모든 작업을 포함하여야 한다.

주의사항 :

- (1) Transducer는 말뚝두부에서 말뚝지름의 최소한 1.5배 아래 말뚝 선단에 부착하여야 한다. Transducer가 부착되는 말뚝의 표면은 transducer에 휨이 발생하지 않도록 말뚝의 면은 부드럽고 평탄하게 처리하여야 한다.
- (2) 현장타설말뚝은 항타충격에 의해 발생하는 말뚝머리의 과열을 막기 위해 종단배근이나 철재 고리를 충분히 설치하여야 한다.

### 5.4.3 햄머 에너지

동적 말뚝시험은 임의의 목적에 부합하는 말뚝의 강도가 충분히 발휘되도록 하는 충분한 햄머 에너지를 사용하여 수행되어야 한다. 시험의 목적이 후팅의 극한지반강도를 얻기 위한 것이라면 항타 에너지는 설계작용하중(S\*\*)의 최소 150%에 해당하는 정적 저항력이 발휘할 수 있어야 한다.

주의사항 : 동적 재하시험은 말뚝 설치시(항타시) 또는 그 이후에 재항타시 실시된다. 말뚝의 지반강도는 말뚝 항타시나 적절한 재항타시 동적 재하시험을 통해 예측된다. 그러나, 극한지반강도는 오직 충격(항타)하중에 의해 말뚝의 변위가 충분히 유발되는 경우에만 얻을 수 있다.

#### 5.4.4 계측장비

동적 말뚝 재하시험을 위한 최소한의 계측장비는 변형률(또는 하중)과 가속도(또는 속도)를 측정하기 위해 말뚝의 양 반대편에 설치하는 일련의 transducer와 측정된 계측자료를 저장하는 계측장비를 포함한다. 변형률 또는 하중 transducer는 최소 6개월 이내에 보정된 것이어야 한다. 만약 이전 시험에서 과대하중을 받은 경우라고 판단되면 다음 사용을 위해 보정을 실시하여야 한다.

#### 5.4.5 시험 과정

시험 과정은 계획에 입각하여 진행되어야 하며, 다음과 같은 시험의 기본적인 목적을 염두에 두어야 한다.

- (a) 설계공용하중 아래에서 말뚝 후팅의 성능을 평가하기 위해서
- (b) 설계작용하중( $S^{**}$ ) 이상에서 강도 여유를 증명하기 위해서

동적 말뚝시험은 시험계획의 기준에 만족하는 충분한 에너지를 가진 말뚝 항타 햄머 또는 항타 중량이 적절한 상태에서 수행되어야 한다. 시험 도중 말뚝의 변형이 최소화하도록 말뚝과 햄머의 배치에 주의를 하여야 한다. 동적 시험 과정은 설계 공용하중 아래에서 말뚝의 성능을 평가하고 설계지반 강도에 적절한 지를 확인하기 하도록 규정한다.

동적 말뚝시험의 목적이 설계작용하중을 검증하기 위한 것이라면 타격에너지는 설계작용하중의 최소 150%가 발휘되도록 하여야 한다.

#### 5.5. 스웨덴 시방내용 (BRO 94 Code)

항타기준은 도로국에서 승인한 방법을 이용하여 용력-파동 측정을 통해서 각각의 경우에 대해서 결정한다. 특성 지반지지력은 측정된 가속도와 변형률 해석을 통해 결정된다. 가속도 및 변형률해석은 프로그램 CAPWAP이나 그와 유사한 프로그램을 이용하여 수행한다. 말뚝선단부에서 최대  $d/60$ 이내의 작은 quake를 가진 선단지지말뚝의 경우, 특성지반지지력은 case-method로 결정할 수 있으며 최종 항타치는 최대 3mm/blow 이하로 한다.

설계지지력( $R_d$ )는 다음 식으로 계산한다.

$$R_d = R_m / (\gamma_{R_d} \gamma_{mp} \gamma_n) = R_m / \gamma_{tot} \quad (7)$$

여기서,  $R_m$  = 측정된 지지력의 평균치

$\gamma_{tot}$  = 평균 및 특성치 사이의 차를 고려한 통합안전률,

$\gamma_{tot}$ 은 표 7에서 제시된 값을 최소값으로 한다.

시험말뚝을 유사한 지반조건에서 일정한 시공능력으로 공사품질 관리대상을 목적으로 수행할 때는 무리말뚝 전체를 대표하는 것 이어야한다. 공사품질 관리대상으로 판단되면 최소한 3본의 말뚝시험이 수행되어야 한다.

주의사항 : 일반적으로 교각에서의 무리말뚝은 공사품질 관리대상으로 한다.

주의사항 : 인접한 마찰말뚝은 지반조사결과, 토질특성이 유사한 것으로 나타난 경우에 하나의 공사품질 관리대상으로 판단할 수 있다.

표 14.  $\gamma_{tot}$

시험 횟수	안전률 등급 2		안전률 등급 3	
	압반	흙	압반	흙
3	1.7	1.95	1.8	2.1
4	1.6	1.85	1.7	2.0
6	1.55	1.8	1.65	1.9
10	1.5	1.7	1.6	1.8
$\geq 20$	1.45	1.65	1.55	1.75

여기서, 하나의 값은 측정 평균값의 최소 0.85배를 곱해야한다.

## 6. 말뚝기초의 하중저항계수설계

한계상태설계법에서 부분 또는 전체안전 계수의 크기는 일반적으로 다양한 하중조건, 흙의 강도정수, 분석 방법 그리고 시공기술과 같은 정보의 신뢰성에 의존한다는 사실은 잘 알려져 있다. 부분안전계수는 전통적인 지반 설계를 보정함으로서 구할 수 있고 현재의 훌륭한 실습과 경험에 의해 제공되었던 것과 같은 안전성 여유(safety margin)를 확보하기 위해서 전체 안전계수(total safety factor)를 사용한 분석에 의해서 얻을 수 있다. 말뚝의 극한지지력은 말뚝의 마찰지지력( $R_f$ ), 선단지지력( $R_B$ )의 합이며 적용된 하중은 사하중( $S_D$ ) 과 활하중( $S_L$ )로 구성되어 있다. 그러므로 신뢰성 분석에 대한 한계상태함수는 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$Z(X) = \sum iR_{fi} + R_B - S_D - S_L \quad (8)$$

$$Z(X) = R - S$$

실내실험을 통한 지반정수를 이용하는 예측방법으로는  $\alpha$  법,  $\beta$  법,  $\lambda$  법들이 있으며 현장원위치 방법으로는 콘관입시험과 표준관입시험으로 지지력을 계산할 수 있다. 이런 설계 모델들은 각각 그 결과가 다르며 말뚝의 지지력을 계산하는데 있어서 분산과 편차를 초래하게 된다. 만약 우연변수인 말뚝의 지지력의 분포가 정규 분포를 따르면 그 평균값과 표준 편차는 다음과 같이 표현된다.

$$\mu_z = \mu_R - \mu_S \quad (9)$$

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

파괴 확률( $P(f)$ )과 관련이 있는 신뢰도 지수( $\beta$ )는 다음과 같이 표현된다.

$$P(f) = 1 - \phi(\beta) \quad (10)$$

여기서,

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (11).$$

지반기초의 LRFD이론은 지반 저항치와 외부작용하중과의 관계를 이전의 식 (1)에 나타냈듯이 다음과 같이 표현된다.

$$\phi R_n \geq \sum r_i Q_i \quad (12)$$

여기서,  $\phi$ 는 저항계수이고  $R_n$ 는 공칭(nominal)저항이며  $r_i$ 는 하중계수이고  $Q_i$ 외부하중이다. 위의 식은 저항계수가 곱해진 구조물의 저항치는 항상 하중계수가 곱해진 외부하중의 합보다 커야 한다는 것을 의미한다.

식 (12)를 다시 나타내면 다음과 같다.

$$\phi \geq \frac{\sum_{i=1}^N r_i Q_i}{R_n} \quad (13)$$

만약 공칭 저항값  $R_n$ 과 공칭 하중  $Q_n$ 을 다음과 같이 정의한다면,

$$R_n = \frac{R}{\lambda_R}, Q_n = \frac{Q}{\lambda_Q} \quad (14)$$

$Q_i$ 는  $i$ 번째 상태하중의 평균이고

$\lambda_Q$  = 하중에 대한 편향계수

$R$  = 저항값의 평균값

$\lambda_R$  = 저항에 대한 편향 계수

$Q$  = 하중의 평균값

식 (11)에서 신뢰도 지수는 다음 식에 의해서 로그정규분포로 수정될 수 있다.

$$\beta = \frac{\ln \frac{R}{Q} \frac{\sqrt{1+V_R^2}}{1+V_Q^2}}{\sqrt{\ln[(1+V_R^2)(1+V_Q^2)]}} \quad (15)$$

여기서,  $V_Q$  = 하중의 변동 계수

$V_R$  = 저항의 변동 계수

식 (15)는 평균저항값에 대해서 다음과 같이 표현된다.

$$R = Q \sqrt{\frac{1+V_R^2}{1+V_Q^2}} e^{\beta \sqrt{\ln(1+V_R^2)(1+V_Q^2)}} \quad (16)$$

식 (15)와 (16)을 식 (13)에 대입하면,

$$\phi = \frac{\lambda_R \sum_{i=0}^N r_i Q_i}{Q \sqrt{\frac{1+V_R^2}{1+V_Q^2}} e^{\beta \sqrt{\ln(1+V_R^2)(1+V_Q^2)}}} \quad (17)$$

만약 두 종류의 하중이 작용한다고 가정하면 식 (17)은 다음과 같이 변할 것이다.

$$\phi = \frac{\lambda_R [r_D \sum_{i=0}^N r_i Q_i + r_L]}{[r_D \frac{Q_{nD}}{Q_{nR}} + r_L] \sqrt{\frac{1+V_R^2}{1+V_Q^2}} e^{\beta \sqrt{\ln(1+V_R^2)(1+V_Q^2)}}} \quad (18)$$

$$\text{여기서 } V_Q^2 = V_L^2 + V_D^2$$

식 (18)은 저항계수는 저항값의 평균과 분산, 작용하중의 평균과 분산, 적절한 안전기준에 절대적으로 의존한다는 것을 나타낸다. 그러므로 합리적인 저항계수들을 계산하기 위해서는 이런 변수들의 결정이 선행되어야 한다. 저항치의 평균값과 분산은 현장지반의 특성연구를 포함하여 직접실험을 통한 합리적인 저항 계수들을 결정하기 위한 적절한 방법을 제안했다. 저항값의 분산과 편향에 영향을 끼치는 근본적인 입력계수들 주의 하나인 지반 물성치의 고유의 공간적 변화성은 지반통계 이론에 의해서 확인될 수 있다. 설계모델에 의해서 발생된 저항값의 분산과 편향을 이 현장 특성연구를 통해서 계산 될 수 있다.

## 7. 결론 및 향후연구방향

한계상태 설계 개념에 대한 고찰을 통해서 LRFD에서 저항계수의 결정에 대한 분석으로 정확한 저항 계수들은 과거의 허용응력설계법의 전체 안전계수의 수정에 상당히 영향을 받고 설계와 토질 강도 계산시 분산과 편향을 충분히 반영하지 못한다는 것을 알 수 있다. 이 논문은 한계상태 설계법의 배경을 대략적으로 제시했고 말뚝과 같은 기초의 설계에 근본적인 요소가 되는 합리적인 저항계수를 결정하는 과정을 알아보았다. 저항값의 분산과 편향이 이용가능 할 때마다 저항 계수의 정확한 결정이 이루어진다. 각 회사의 지반 기술자, 학자, 정부 연구기관의 연구자들로 구성된 한국의 전문가 그룹은 한국의 상황에 맞는 새로운 기초규약을 적용하기 위해서 이 분야의 연구에 가능한 모든 노력을 기울여야 한다.

- 한계상태설계법은 허용응력설계법에 비해 보다 더 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 이루어져야한다.
- 신뢰할 수 있는 지반재료의 자료축척이 지반 물질의 물성치와 설계법의 불확실성을 규명하는 첫 번째 과제이다. 이는 합리적인 저항계수를 산정하는데 반드시 필요하다.



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

## 참고문헌

1. 윤길립(1996), "Overview and Analysis of New International Code of Practice for Pile Foundation," 한국지반공학회 논문집, 제 12권 3호, pp. 73-82
2. 윤길립, 구자갑, (1995), "관입말뚝을 위한 새 국제적 시방서에의 방문," 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, pp. I-17.
3. American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) (1994). AASHTO LRFD Bridge Specification, First Edition, AASHTO, Washington, DC.
4. API RP2A-LRFD (1993). Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Load Resistance Factor Design, American Petroleum Institute, Washington.
5. Barker, R. M., Duncan, J. M., Rojiani, K. S., Ooi, P. S. K., Tan, C. K., and Kim, S. G. (1991). NCHRP Report 343, Transportation Research Board, National Research Council, December, 308 pp.
6. CFEM (1992). Canadian Foundation Engineering Manual, Canadian Geotechnical Society, Toronto.
7. Cornell, A., (1969). A Probabilistic Based Structural Code, Journal of American Concrete Institute, Vol. 66, No. 12, December, pp. 974-985.
8. Eurocode 7 (1993). Geotechnical Design, General Rules, European Committee for Standardization. Prestandrad. Danish Geotechnical institute, Copenhagen.
9. Fellenius, B. H. (1994). Limit State Design for Deep Foundations, Proceedings, U.S. DOT International Conference on Deep Foundations, Orlando, FL, December, pp. 415-426.
10. Gao, D. Z., and Li, J. P. (1993). Reliability Analysis on Pile Bearing Capacity, Proceedings of Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, Eds. Li K. S., and Lo, S-C. R., Balkema/Rotterdam/Brookfiled Press, pp. 295-301.
11. Li K. S., and Lo, S-C. R. (1993). Limit State Design in Geotechnics, Proceedings of Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, Eds. Li K. S., and Lo, S-C. R., Balkema/Rotterdam/Brookfiled Press, pp. 29-42.
12. Meyerhof, G. G. (1994). Evolution of Safety Factors and Geotechnical Limit State Design, Spencer J. Buchanan Lecture, Texas A/M University, Nov. 4, 32 pp.
13. Ovesen, N. K., and Orr, T. (1991). Limit State Design - The European Prospective, Proceedings, Geotechnical Engineering Congress 1991, ASCE, Edited by McLean, F. G., Campbell, D. A., and Hariss, D. W. pp. 1341-1352.
14. Phoon, K. K., Kulhawy, F. H., and Grigoriu, M. D., (1995). Reliability-Based Design of Foundations For Transmission Line Structures, Research Projects 1493-4, Prepared for Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
15. RCL, Research Committee on LSD , (1994), How to Define the Limit States for Foundation Design, Japanese Journal of Soil and Foundation (in japanese), Vol. 42, No. 9, September, pp. 9-14, 1994.
16. Standards Association of Australia (SAA) 1991. Draft Reinforced Soil Code DR-91273.
17. Standards Association of Australia (SAA) 1992. Draft Australian Piling Code DR-92097.
18. Yoon, G. L. and O'Neill, M. W. (1997), "Resistance Factor for Single Driven Piles from Experiments, Transportation Research Board, TRR n. 1569, pp. 47-54