creative commons

COMMONS DEED

저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.

변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 이용허락규약(Legal Code)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

Disclaimer

dCollection

[UCI]I804:24011-200000234413

*2007*年 *8*月
碩士學位論文

신뢰성이론에 의한 기초구조물의 가치분석 모델개발

朝鮮大學校 大學院
土 木 工 學 科
徐 載 宇

신뢰성이론에 의한 기초구조물의 가치분석 모델개발

Development of a Value Analysis Model of Foundation Structures by reliability theory

*2007*年 *8*月

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

徐 載 宇

신뢰성이론에 의한 기초구조물의 가치분석 모델개발

指 導 敎 授　安 鍾 弼

이 論文을 工學碩士 學位論文으로 提出함.

*2007*年 *8*月

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

徐　載　宇

서 재 우 의 碩士學位 論文을 認准함

委員長　朝鮮大學校　敎授 _____ (印)

委　員　朝鮮大學校　敎授 _____ (印)

委　員　朝鮮大學校　敎授 _____ (印)

*2007*年 *8*月　日

朝鮮大學校 大學院

목 차

ABSTRACT

제*1*장 서론

1.1 연구배경 및 목적 ····· *1*

1.2 연구동향 ····· *2*

1.3 연구방법 및 범위 ····· *3*

제*2*장 신뢰성과 경제성에 따른 성능분석 이론 ····· *5*

2.1 신뢰성해석 ····· *5*

2.1.1 기초구조물의 신뢰성 이론 ····· *5*

*2.1.2 Level*별 신뢰성해석방법 ····· *7*

2.1.3 총기대비용 최소화의 원칙에 기초한 신뢰성이론 ····· *13*

2.1.4 신뢰성해석 방법 ····· *15*

2.2 경제성 분석 ····· *24*

2.2.1 경제성분석의 개념과 목적 ····· *24*

*2.2.2 LCC*의 비용항목과 할인율 및 분석절차 ····· *25*

2.2.3 LCC 분석기법 ····· *27*

2.2.4 가치분석*(VA)*과 경제성분석의 상관성 ····· *28*

제*3*장 기초구조물의 성능분석 모델 ····· *30*

3.1 기초구조물의 한계상태 해석모델 ····· *30*

3.1.1 직접기초의 한계상태 해석모델 ····· *30*

3.1.2 말뚝기초의 한계상태 해석모델 ····· *31*

3.1.3 케이슨기초의 한계상태 해석모델 ····· *32*

3.2 기초구조물의 불확실량 산정모델 ····· *33*

3.2.1 직접기초의 불확실량 산정모델 ····· *33*

3.2.2 말뚝기초의 불확실량 산정모델 ····· *36*

3.2.3 케이슨기초의 불확실량 산정모델 ····· *38*
3.3 기초구조물의 경제성 분석모델 ····· *43*
3.3.1 사후유지관리인 경우 ····· *43*
3.3.2 예방유지관리인 경우 ····· *44*
3.3.3 자산관리 개념의 상태등급 평가방법 ····· *44*

제*4*장 기초구조물의 성능분석 적용 및 고찰 ····· *46*
4.1 기초구조물의 신뢰성해석 및 고찰 ····· *46*
4.1.1 신뢰성해석 방법에 따른 신뢰성지수 및 안전율 ····· *46*
4.1.2 안정해석의 신뢰성지수 산정결과 ····· *49*
4.1.3 각부단면의 신뢰성지수 산정결과 ····· *51*
4.2 기초구조물의 경제성분석 및 고찰 ····· *54*
4.2.1 안정성 판정등급에 따른 *LCC*분석 결과 ····· *54*
4.2.2 기초구조물의 경제성 지수 평가결과 ····· *54*
4.2.3 기초구조물에 대한 경제성분석 평가결과 ····· *56*
4.3 기초구조물의 성능분석 고찰 ····· *58*
4.3.1 기초구조물의 안전성능 분석 ····· *58*
4.3.2 기초구조물의 내구성능 분석 ····· *60*
4.4 유지관리전략 판정분석 ····· *61*
4.4.1 유지관리 전략 판정을 위한 안정해석의 상태 및 안전성 평가 비교 분석 ····· *61*
4.4.2 기초구조물의 유지관리조치시기 결과 분석 ····· *63*

제*5*장 결 론 ····· *65*

참 고 문 헌 ····· *66*

그 림 차 례

그림 1.1 본 연구의 수행절차 및 범위 ····· 4
그림 2.1 신뢰성 지수(β) ····· 8
그림 2.2 난수발생절차 ····· 11
그림 2.3 파괴확률 산정절차 ····· 11
그림 2.4 Minimum LCC에 기초한 최적설계 개념 ····· 13
그림 2.5 무차원화의 비용에 대한 개념도 ····· 19
그림 2.6 구조물의 생애주기 ····· 20
그림 2.7 건설사업에서 경제성분석의 생애주기 비용(LCC) ····· 24
그림 2.8 건설사업에서의 LCC의 분석절차 ····· 27
그림 2.9 설계 VE와 LCC의 관계에 대한 개념도 ····· 29
그림 4.1 신뢰성해석 방법에 의한 말뚝기초의 신뢰성 지수 및 안전율 ····· 47
그림 4.2 신뢰성해석 방법에 의한 말뚝기초의 파괴확률 ····· 48
그림 4.3 기초구조물의 연직지지력에 대한 안정해석의 파괴확률 ····· 50
그림 4.4 직접기초의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 파괴확률 ····· 52
그림 4.5 말뚝기초1의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 파괴확률 ····· 52
그림 4.6 말뚝기초2의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 파괴확률 ····· 53
그림 4.7 케이슨기초의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 파괴확률 ····· 53
그림 4.8 기초구조물에 대한 경제성지수 평가(예방유지 관리) ····· 55
그림 4.9 기초구조물에 대한 경제성지수 평가(사후유지관리) ····· 56
그림 4.10 기초구조물의 안정해석에 대한 생애주기비용 평가 비교분석 ····· 57
그림 4.11a 유지관리수준에 따른 기초구조물의 안정성능 평가결과(사후유지관리) ····· 59
그림 4.11b 유지관리수준에 따른 기초구조물의 안정성능 평가결과(예방유지관리) ····· 59
그림 4.12a 유지관리수준에 따른 기초구조물의 내구성능 평가결과(사후유지관리) ····· 60
그림 4.12b 유지관리수준에 따른 기초구조물의 내구성능 평가결과(예방유지관리) ····· 61
그림 4.13 기초구조물의 안정해석에 대한 신뢰성해석 결과 비교분석 ····· 62

표 차 례

표 2.1 구조물의 신뢰성해석 및 설계방법 ····· 6
표 2.2 AFOSM 반복시행 신뢰성 해석 절차 ····· 10
표 2.3 신뢰성지수 β와 파괴확률 P_f 와의 관계 ····· 12
표 2.4 LCC분석을 위한 건설사업의 비용 항목 ····· 25
표 2.5 실질할인율에 대한 변화의 추이 ····· 26
표 3.1 자산관리 개념의 상태 등급 판정 기준 ····· 45
표 4.1 신뢰성해석 방법에 의한 말뚝기초(연직지지력)의 신뢰성 해석 및 안전율 ····· 46
표 4.2 신뢰성해석 방법에 의한 말뚝기초(연직지지력)의 파괴확률 ····· 48
표 4.3 기초구조물의 연직지지력에 대한 안정해석의 신뢰성해석 및 안전율 ····· 49
표 4.4 기초구조물의 연직지지력에 대한 안정해석의 파괴확률 ····· 49
표 4.5 기초구조물의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 안전율 ····· 51
표 4.6 기초구조물의 휨에 대한 각부단면해석의 파괴확률 ····· 51
표 4.7 안정성 판정등급에 따른 유지관리 조치별 LCC분석 ····· 54
표 4.8 기초구조물의 경제성지수 평가결과 ····· 55
표 4.9 기초구조물의 안정해석에 대한 생애주기비용 평가 비교분석 ····· 57
표 4.10 유지관리수준에 따른 기초구조물의 안전성능 평가결과 ····· 58
표 4.11 유지관리수준에 따른 기초구조물의 내구성능 평가결과 ····· 60
표 4.12 기초구조물의 안정해석에 대한 신뢰성해석 결과 비교 분석 ····· 62
표 4.13 기초구조물의 안정해석에 대한 유지관리조치시기 비교 분석 ····· 63

ABSTRACT

Development of Value Analysis Model of Foundation Structures by Reliability Theory

Seo Jae- Woo
Advisor : prof. Ahn Jong Pil Ph.D.
Department of Civil Engineering
Graduate School of Chosun Univ.

Development of design method based on probability theory sublating discrepancy of definitive design standards in designing foundation structure is needed. This study develops uncertainties of resistance and load effect of foundation structures in order to introduce the concept of probabilistic design based on reliability into the design of foundation structures, estimate reliability index suitable to foundation structures, compares and analyzes safety and durability performance and the results of research can be summarized as follows.

Optimum safety ratio of bearing power of pile foundation was estimated as 2.9613 according to interpretation of reliability and it was analyzed in a rational way compared to uniform

safety ratio value based on conventional allowable stress design methods, and as a result of analyzing life cycle cost of foundation structures, it was confirmed that execution of maintenance and management strategy in repair and maintenance condition of safety evaluation grade B was most economical.

In addition, prevention LCC/post LCC ratios of foundation structures for life cycle of 80 years were 60.54%, 54.58%, 52.27% and 49.29% at maintenance, repair, reinforcement and replacement respectively and prevention and maintenance strategy was more economical than post maintenance strategy. It is expected that the results of this study will be used as basic materials to build analysis techniques of reliability and economy of foundation structures through expansion of statistical data of foundation structures.

제1장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

기초구조물의 설계 시 고려해야할 사항은 여러 가지 변수들이 있지만, 그 중에서 특히 중요한 것은 상부구조에서 전달되는 하중과 기초지반의 지지력 및 침하 등이다. 현행 우리나라 기초구조물의 설계는 허용응력설계법(WSD)을 기반으로 하여 최종 내력인 극한지지력에 안전율을 고려하는 허용지지력 개념의 설계법이 현재까지 이용되고 있다. 즉 하중 및 저항의 불확실량을 고려하지 않는 재래식설계법인 일본의 도로교 표준시방서에 근거하였고, 설계정수를 반영함에 있어서도 주로 설계자의 판단 및 경험에 의존하여 책정되어지고 있다.

그러나 기초구조물을 설계할 경우에 기초구조물의 안정성에 밀접한 영향을 미치는 요인으로서 토질정수나 시공에 대한 신뢰도 및 이에 대한 오차의 변수 등이 상당히 존재한다는 사실에도 불구하고 기존의 허용응력설계법에서는 이를 설계에 반영하는데 제약이 있을 수 있으며, 그 결과에 대한 정확성과 일관성이 부족하다. 특히 기초구조물의 수명기간 내에 발생하는 최대재하조건을 확정적으로 추정하기란 거의 불가능하며 흙의 종류에 따른 각각의 특성들 즉, 흙의 단위중량, 내부마찰각 및 점착력 등을 확정량으로 보기에는 너무나 많은 불확실량이 내재되어 있다.

따라서 기초구조물의 설계에 있어서 현행 확정론적 설계규준들의 모순을 지양하는 확률이론에 기초를 둔 설계법의 개발이 필요한 실정이다. 본 연구에서는 기술 선진국의 추세에 따라 우리나라에서도 기초구조물의 설계에 신뢰성에 기반하는 확률론적 설계의 개념을 도입하기 위해 건설현장에서 실시된 기초구조물의 재하시험 결과와 압밀침하량 및 각종 실험자료를 토대로 한 안정해석 및 각부단면 설계의 저항과 하중효과에 대한 불확실량을 개발하고, 기초구조물에 맞는 신뢰성지수를 산정하여 이에 따른 안전성능 및 내구성능을 비교 분석함으로서 보다 선진화된 기초구조물의 설계방법을 제시하고자 한다.

1.2 연구동향

기초구조물의 안정성에 대해 확률이론을 토대로 정량적으로 표현하는 설계법을 신뢰성 설계법이라 하며, 1940년대부터 토목분야에서 연구가 진행되어 왔으나 하중, 재료특성 및 시공성에 대한 통계자료를 산정하기가 어려워 신뢰성 설계법이 실용적으로 성공하는 데에는 한계가 있었다. 그럼에도 불구하고 구조분야에서는 일부 성공적으로 발전되어 사용되고 있으나, 기초분야에서는 토질의 특성자료를 축적하거나 시공성 등을 확률론적으로 분석하기에는 상당한 어려움이 있어 아직까지는 일반화되어 사용되고 있지 못하고 있는 실정이다.

기초구조물의 신뢰성 해석에 관한 연구로서 일본에서는 岡原(1980), 大嫁, 久賀, 松井(1986) 등이 기초구조물의 지지력 산정에 신뢰성과 확률론적 기법을 적용한 바 있고, 국내에서는 조효남, 정태송, 전재명(1983) 등이 철근콘크리트옹벽의 설계에 신뢰성해석을 도입한 바 있으며, 이증빈(1990)은 신뢰성이론에 의한 말뚝기초의 안정해석에 관한 연구결과를 발표하였고, 정용윤(1998)은 신뢰성 이론에 의한 보강토옹벽의 안정해석에 관한 연구결과를 발표하였다.

또한 지금까지 기초구조물의 설계에서 기초구조 형식에 대한 최적안을 선정할 때는 장래에 소요되는 비용과 기초구조물의 성능보다는 주로 초기건설비용에 근거해서 의사결정을 해 왔다. 그러나 기초구조물의 초기건설비용 뿐만 아니라 생애주기 동안 안전 및 내구성능을 유지하는 조건하에서 유지관리 및 폐기처리까지를 포함하는 생애주기비용에 대한 분석 또한 기초형식의 최적안 선정에 있어 중요한 관건이 된다. 따라서 기초구조물의 수명동안 비용이 최소가 되는 최적의 건설 및 유지관리 전략을 고려한 경제성분석의 적용이 필요하게 된다.

현재 기초구조물의 안정성과 유지관리를 고려한 경제성분석은 그 중요성에도 불구하고 도외시되어 관련기술의 개발 및 연구가 미흡하고, 설계 및 유지관리를 수행하는 업체 또한 체계적인 검토항목에서 제외되고 있는 실정이다. 이러한 현실에서 기초구조물에 대한 적절한 유지관리를 기대하기 힘들고, 극단적인 경우 기초구조물의 조기 철거를 목적으로 유지관리를 도외시하는 현상마저 나타나고 있다. 이러한 상황을 방치할 경우 국가적인 자원낭비와 무

분별한 재개발로 인한 환경파괴가 발생할 수 있다. 따라서 효율적인 유지관리를 바탕으로 하는 기초구조물의 적정성능 유지와 성능향상을 위한 연구가 필요하고, 효율적인 유지관리를 통하여 기초구조물의 장수명화를 유도하기 위해서는 기초구조물의 유지관리 성능에 대한 지속적이고 정확한 평가가 선행되어야 하며, 정확한 안정성 평가를 위해서는 유지관리 업무에 대한 명확한 분석이 필요하다.

1.3 연구방법 및 범위

본 연구에서는 현행 기초구조물의 형식 즉, 직접기초, 말뚝기초 및 케이슨기초의 관련 규정들에 대해서 기본 개념 및 유도과정을 비교·분석하여 그 차이점을 파악하고, 이 규정들의 신뢰성해석 및 불확실량 산정방법을 제시하였다. 그리고 개발된 총기대비용 최소화원칙에 기초한 신뢰성해석 방법으로 산정한 신뢰성지수를 이용하여 기초구조물의 안정해석 및 각부단면설계에 대한 신뢰성기반 설계모델을 제안하였다.

또한 본 연구에서는 이와 같이 제안된 신뢰성기반 설계모델을 바탕으로 기초구조물의 안정해석 및 각부단면설계에 대한 신뢰성 해석을 수행하고, 이에 따른 경제성분석을 비교·분석함으로서 제안 모델의 적용성과 정확성을 검증하고자 하며, 향후 기초구조물의 신뢰성 및 경제성 분석기법을 구축하기 위한 기초자료로써 활용될 수 있도록 하였다.

본 연구는 기초구조물의 신뢰성 및 경제성 분석기법을 구축하기 위한 기초연구로써, 기초구조물의 안정해석 및 각부 단면해석의 두 단계에 걸쳐 순차적이면서 일관된 지반공학적 논리로 전개될 수 있도록 연구를 진행하였다. 첫 번째 단계의 연구에서는 기초형식 중 직접기초, 말뚝기초 및 케이슨기초의 안정해석 및 각부 단면해석에 대한 한계상태모델을 제안하여 신뢰성해석 및 불확실량을 비교·분석하였다. 두 번째 단계의 연구에서는 첫 번째 단계의 연구 결과를 종합하여 기초구조물의 신뢰성기반 성능설계모델로 각종 기초의 연직지지력, 수평지지력, 활동 및 전도와 같은 안정해석과 각종 기초의 압축, 휨, 전단과 같은 각부단면해석을 비교·분석하고, 이에 따른 각종 기초의 경제성분석을 수행하였으며, 그림 1.1은 본 연구의 수행 절차 및 범위를

나타내고 있다.

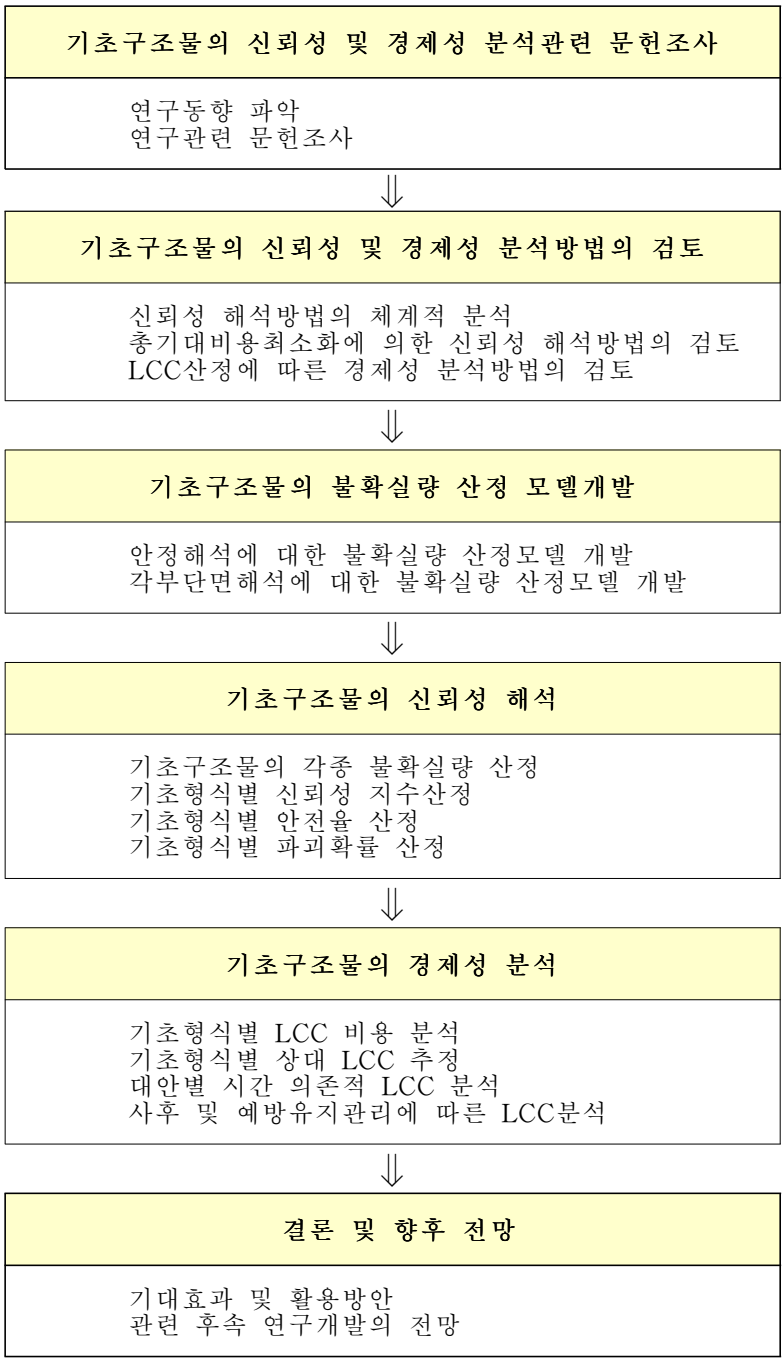


그림 *1.1* 본 연구의 수행절차 및 범위

제2장 신뢰성과 경제성에 따른 성능분석 이론

2.1 신뢰성해석

2.1.1 기초구조물의 신뢰성 이론

구조물의 신뢰도란 내용기간 동안 설계 목적상의 기능 및 안전도를 확보할 수 있는 능력, 즉 내용기간동안 발생 가능한 모든 재하환경으로 인한 악조건으로부터 파괴되지 않고 안전성을 확보할 수 있는 확률로서 정의할 수 있다. 이와 같은 구조물의 신뢰성을 해석하는 이론은 하중과 저항의 시간적 램덤변화를 고려하는 추계이론(stochastic theory)에 기초한 First Passage 문제나 Out Crossing Rate로부터 파괴확률을 해석하는 이론과 구조수명 기간내 하중과 저항관련 기본변수들의 극치분포(extreme distribution)로부터 시간 불변 랜덤변수의 확률적 해석으로부터 신뢰도를 해석하는 구조신뢰성 이론으로 크게 대별할 수 있는데, 여기서는 후자의 방법에만 국한한다.

이러한 구조신뢰성 이론은 해석 및 계산방법 그리고 정확도의 수준에 따라서 크게 Level-1, 2, 3, 4로 대별할 수 있다. Level-1 방법은 반(semi)확률적인 이론으로 기본변수에 부분안전계수를 사용하여 구조안전도를 나타내고 주로, 신뢰성설계규준의 모델로 사용되고 있다. 저항 및 하중 랜덤변수의 불확실량을 특성치(characteristic value)와 저항 및 하중계수로 나타낸다.

Level-2 방법은 변수의 추정평균과 분산 또는 공분산에 의해 근사적으로 표준화 공간에서의 파괴역 경계면까지의 최소거리인 신뢰성지수를 이용하여 신뢰도를 해석하는 소위 2차 모멘트법으로, 최근에 와서는 변수의 확률분포도 고려하고 제1계 및 제2계의 근사기법을 사용하는 소위 FOSM(First Order Second Moment) 방법과 SOSM(Second Order Second Moment) 방법이 보편적으로 사용되고 있다.

Level-3 방법은 고전적이고 이론적인 방법으로 확률변수의 확률분포와 이들의 결합밀도함수를 구하여 파괴확률을 해석적 또는 수치적으로 구하는 방법이다. 그러나 파괴확률의 계산이 너무 복잡하거나 설계변수의 결합밀도함수를 구하는 것이 거의 불가능하기 때문에 구조 신뢰성에 대한 이론적 고찰

과 실용적인 Level-2 이론의 타당성과 한계를 검사하는데 주로 쓰인다. 반면에, 최근에 와서는 근사적인 방법에 의한 파괴확률의 계산이나 시뮬레이션 방법에 의한 파괴확률 계산의 이론적 기초에 사용되고 있다.

Level-4 방법은 불확실 상황하에서의 시공, 파괴시의 복구, 유지관리 등의 기대공비 및 이익에 관한 경제성 분석, 또는 사회 경제성 원리에 의한 최적화 기법에 의해 기대 공비를 최소화하는 방법이다. Level-4 방법은 경제성이 주요한 이론적 척도가 되는 구조물인 교량, 송전탑, 원전 구조물 등의 설계에 적합한 방법이다. 따라서 신뢰성해석 및 설계 수준을 요약 정리하면 다음 표 2.1과 같이 된다.

표 2.1 구조물의 신뢰성해석 및 설계방법

구 조	해석 및 설계
Level-1 (하중-저항 계수 기법)	・구조물이 한계상태를 넘는 확률이 허용치 이하로 되도록 각 변수의 변동계수를 고려한 특성치와 안전율에 따라 안정성을 검토 ・치명적인 위험성을 가진 구조물을 설계할 위험을 감소시키는 것이 가능한 설계방법으로 각종 설계 Code로써 도입되어 있는방법 ・국제표준화기구(ISO)에 제정된 구조물의 설계법의 기본으로서Level-1의 설계법이 확립되어 있음.
Level-2 (제2모멘트 기법)	・구조물의 확률분포를 데이터 통계분석에 기초하여 적절한 분포로 가정한 후 내력 및 하중의 평균치와 표준편차로부터 구해지는 안정성지표인 신뢰성지수(Reliability Index) 산정 및 검토
Level-3 (전확률 분포기법)	・구조물의 파손에 관계된 모든 확률변수들의 평균과 분산 및 결합 확률밀도함수(Joint Probability Density Function)를 이용하여 파괴확률을 정확하게 산정하는 방법 ・일반적으로 파괴확률을 구하기 위해서는 파괴영역에 대한 결함확률밀도함수의 적분이 필요하나 이는 수치적으로 산

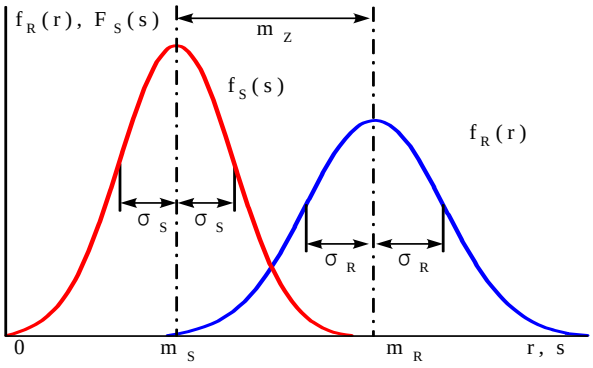
	정하기 매우 어려움으로 시뮬레이션(Simulation) 기법이 많이 사용됨
Level-4 (총기대비용 최소화 기법)	· Level-1~3 방법에 의한 구조물의 파괴확률과 구조물의 파괴시 발생되는 비용을 고려하여 구조물의 중요도에 따른 성능기준설계(Performance Based Design)가 가능 · 일반적으로 Level-4 방법은 파괴확률을 일반설계조건 이외에 추가적인 제약조건으로 고려하고 공사비용을 최소화하는 설계를 유도하는 방법으로 알려져 있음. · 하지만 최근에는 공용간 성능저하 및 하중의 발생확률을 고려한 파괴확률을 구하고, 파괴발생 시에 소요되는 기대비용에 따른 총 생애주기비용(Life Cycle Cost : LCC)을 최소화하는 최적설계가 이루어지고 있음.

*2.1.2 Level*별 신뢰성해석방법

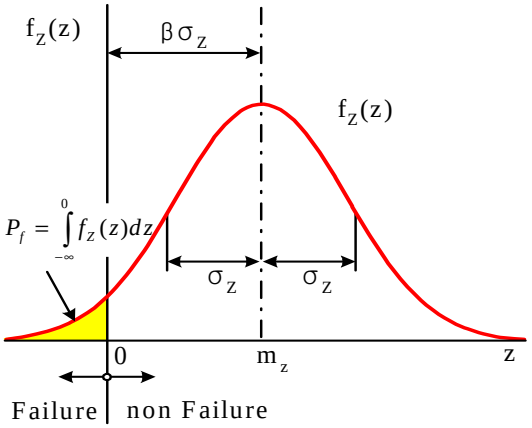
(1) Level-1 방법

현재 사용되고 있는 하중-저항계수설계법(LRFD) 및 한계상태설계법(LCD)과 같은 다중안전계수형 시방서는 소위 Level-1 신뢰성설계시방서로서 일명 반확률적(Semi-Probabilistic)시방서라고도 일컫는데, 기존의 확정적 설계시방서형식에다 확률통계적 기법과 구조신뢰성 방법에 의해 확률적으로 유도된 부분안전계수들을 사용하는게 특징이다.

이러한 Level-1 시방서들은 통상 신뢰성이론을 사용한 새로운 설계규준이다. 이는 신뢰성지수(reliability index ; β)를 구조물 혹은 구조물의 모든 시스템에 대해 일정한 값으로 선택함으로써 강도와 하중의 가변성에 상관없이 요구되는 신뢰도(reliability ; P_r) 혹은 파괴확률을 갖도록 하는 것이다. 이는 설계 시 포함될 수 있는 기존의 불확실량들을 통계적인 추정에 기초한 확률모형 즉, 신뢰성 이론에 의해 신뢰도 또는 신뢰성 지수(β)를 척도로 하여 해석하기 위함이다. 신뢰성 지수(β)는 다음과 같이 정의된다.



(a) s와 r의 분포



(b) z의 분포

그림 2.1 신뢰성지수(β)

저항 R과 하중작용 S를 비교하여 저항 R이 하중작용 S보다 클 때 구조물은 안전하다. 그리고 양자의 차이(Z = R - S)를 안전영역 혹은 안전여유라 부르고 R = S, 즉 Z = 0을 한계점이라 칭한다. 하중의 작용 S와 저항 R이 서로 독립되는 것으로 하면 그림 2.1(a)에 표시한 것처럼 각각의 중앙값 m_S 와 m_R, 표준편차 σ_s와 σ_R 및 확률밀도함수 $f_s(s)$ 와 $f_R(r)$도 또한 독립이다.

여기에서 S 및 R은 불확실성을 가지는 파라미터의 함수이므로 안전영역 Z는 그림 2.1(b)에서 표시한 것처럼 어느 확률밀도함수 $f_z(z)$로 분포된다. 그림 2.1의 평균값

$m_Z = m_R - m_S$, 표준편차 $\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$, 파괴확률 P_f는 $z \leq 0$의 범위에 대한 확률밀도함수 $f_z(z)$가 둘러싼 면적으로서 주어진다.

$$P_f = \int_{-\infty}^{0} f(z)dz \tag{2.1}$$

여기서, 안전영역 Z가 표준정규분포를 한다면 파괴확률은 다음과 같이 된다.

$$P_f = \phi(-\beta) = 1 - \phi(\beta) \tag{2.2}$$

여기서, ϕ는 표준정규분포함수(평균 = 0, 분산 = 1)이며 다음과 같다.

$$\Phi(\beta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\beta} \exp\left(\frac{-x^2}{2}\right)dx \tag{2.3}$$

$$\beta = \frac{m_z}{\sigma_z} = \frac{m_R^2 - m_S^2}{\sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_S^2}} \tag{2.4}$$

여기서, β : 신뢰성 지수

m_R, σ_R : 구조물 저항분포의 평균치 및 표준편차

m_S, σ_s : 하중작용분포의 평균치 및 표준편차

또한 평균치 $m_Z = \beta \sigma_z$ 이며, 파괴확률 P_f 는 함수 $f_z(z)$의 특성값으로 파악할 수 있다. 즉 β의 값이 같으면 신뢰성도 같다. 이와 같은 β를 신뢰성 지수라 부르며, 위의 식 (2.4)와 같이 정의된다. 본 연구에서는 실측한 저항 및 하중 측정치의 분포를 가우스의 정규분포로 가정하였다.

(2) Level-2 방법

Level-2 방법은 2차모멘트법으로 한계상태방정식의 파괴기준의 설정에서부터, 하중 및 저항분포의 가정, 표준화변환방법 그리고 하중을 전체하중 또는 부분하중으로 고려하는 경우, 기본변수 또는 결과변수의 사용여부에 따라

근사적으로는 MFOSM법을 이용한 Cornell의 정규분포함수, Rosenblueth-Esteva 등의 대수정규분포함수 모델로부터 신뢰성지수β를 구하였으며, 반복시행알고리즘으로는 AFOSM법을 이용한 Lind-Hasofer의 부분대수변환 모델로부터 신뢰성지수β을 구하는 방법 등이 문헌에 상세히 수록되어 있으므로 본 연구에는 AFOSM반복시행 알고리즘을 이용한 신뢰성해석방법 절차를 요약하면 표 2.2와 같이 된다.

표 2.2 AFOSM 반복시행 신뢰성해석 절차

단계1 : 고려하고자 하는 한계상태함수을 정한다.

단계2 : 신뢰성지수 β를 가정한다.

단계3 : 모든 i에 대해 초기 검사치 $X_i^{\star}=X_i$를 설정한다.

단계4 : 등가의 정규분포평균 $\mu_{X_i}^{N}$과 표준편차 $\sigma_{X_i}^{N}$을 계산한다.

$$\mu_{X_i}^{N}=X_i^{\star}-\Psi^{-1}[F_{X_i}(X_i^{\star})]\sigma_{X_i}^{N}$$

$$\sigma_{X_i}^{N}=\Phi\Psi^{-1}[F_{X_i}(X_i^{\star})]/[f_{X_i}(X_i^{\star})]$$

단계5 : 추정점 $X_i^{\star}$에서 편미분 $\partial g/\partial X_i$를 계산한다.

단계6 : 단위구배벡터 α_i를 계산한다.

$$\alpha_i=(\partial g/\partial X_i)\sigma_{X_i}^{N}/[\sum(\partial g/\partial X_i)\sigma_{X_i}^{N\,2}]^{1/2}$$

단계7 : $X_i^{\star}$의 새로운 값을 계산한다.

$$X_i^{\star}=\mu_{X_i}^{N}-\alpha_i\beta\sigma_{X_i}^{N}$$

그리고 α_i가 수렴할 때까지 단계 4~7을 반복한다.

단계8 : 고려하는 $g(X_1^{\star},X_2^{\star},\cdots,X_n^{\star})=0$에 대하여 β를 계산한다. 그리고 연속적인 반복시행에 의해 β의 차이가 허용한계내에 들 때까지 단계 4~8을 반복한다.

(3) Level-3 방법

구조물의 신뢰성이란 내용기간 동안 설계목적상의 기능 및 안전성을 확보

할 수 있는 능력, 즉 내용기간 동안 발생가능한 모든 재하환경으로 인한 악조건으로부터 파괴되지 않고 안전성을 확보할 수 있는 확률로서 정의할 수 있다. 확률적 개념에 의한 구조안전성의 척도인 구조물의 신뢰성(Reliability) P_r은 파괴확률 P_f와 보확률(=1- P_r)의 관계를 갖는다. 이론적으로 구조물의 파괴확률 P_f는 난수발생절차을 이용한 Monte Carlo Simulation(MCS)에 의한 신뢰성해석으로 신뢰성지수을 구할 수 있다.

따라서 Monte Carlo Simulation(MCS)에 의한 난수발생절차와 파괴확률산정 절차는 각각 그림 2.2 및 그림 2.3과 같이 된다.

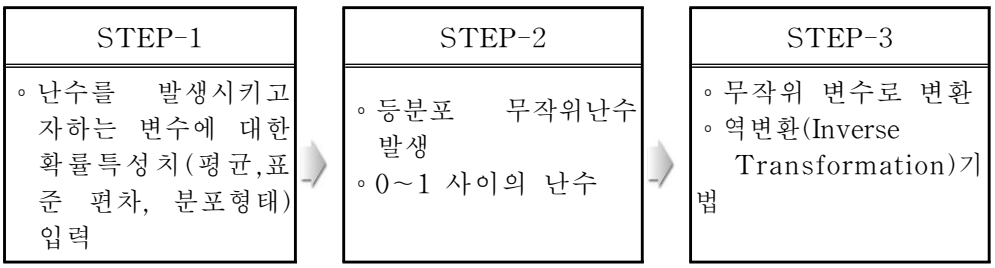


그림 2.2 난수발생절차

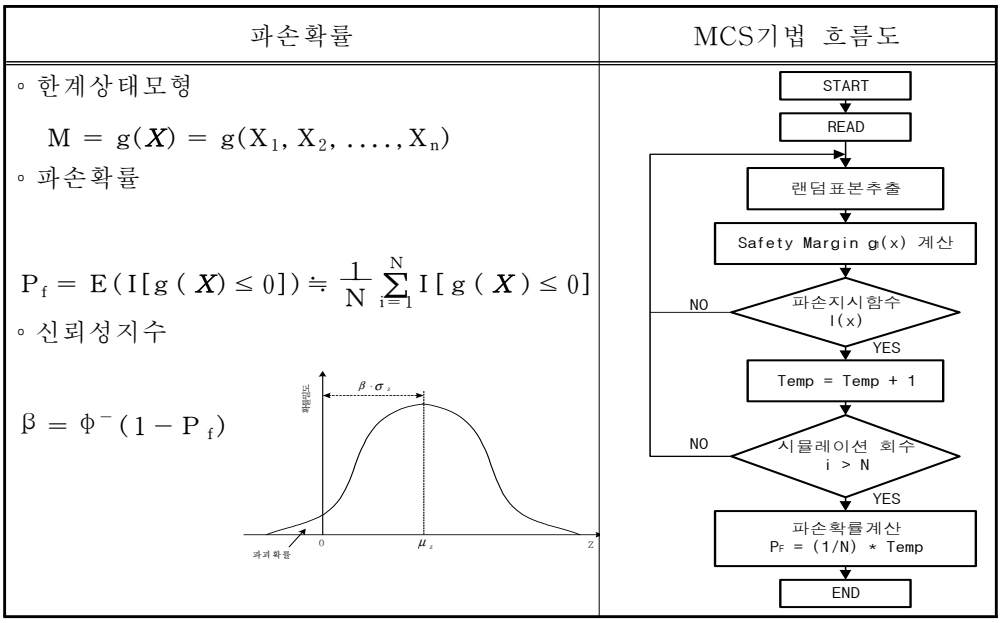


그림 2.3 파괴확률 산정절차

이 때, 신뢰성지수와 파괴확률과의 관계는 다음 표 2.3과 같이 된다.

표 2.3 신뢰성지수 β와 파괴확률 P_f와의 관계

β	0	1	2	3	4	5
P_f	5.00E-01	1.59E-01	2.28E-02	1.35E-03	3.17E-05	2.87E-07

***(4) Level-4* 방법**

총기대비용 최소화는 불확실한 상황에서의 시공, 파괴시의 복구와 유지관리 등의 기대비용 및 이익에 관한 경제성분석 또는 사회 경제성원리를 이용한 최적화 기법으로서 기대생애주기 비용을 최소화하기 위한 비용함수는 안전에 가장 지배적인 구조성능에 대한 파괴기대비용과 초기비용에 국한하여 목적함수로 정식화할 수 있고, 총기대비용 최소화에 의한 최적설계 모델은 다음과 같이 된다.

$$C_T = C_I + P_f C_F \Rightarrow \min \tag{2.5}$$

여기서, C_T = 총기대비용, C_I = 초기비용

C_F = 파괴비용, P_f = 구조성능의 파괴 확률

식(2.5)의 근본적인 차이점은 LCC 산정식에 파괴비용의 고려 여부이다. 이러한 파괴비용이 고려되는 경우는 Frangopol(1997) 연구 외에도 Ang 등(1998), 임종권 등(1999)의 연구에서 찾아 볼 수 있다. 최적 설계 및 성능개선을 위한 보수/보강 수준의 결정, 곧 최소 LCC를 갖는 최적 성능설계 및 성능개선에 대한 의사결정기법에 사용되는 정식화이다. 그림 2.4에 이러한 최소 LCC에 기초한 최적 설계개념에 대해 도식적으로 보여주고 있다. 이러한 파괴비용을 산정하기 위해서는 별도의 신뢰성해석 개념이 고려되어야 한다.

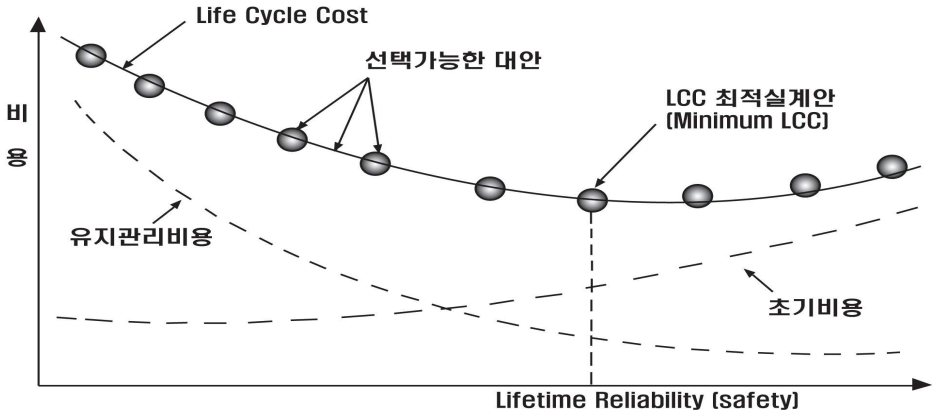


그림 2.4 Minimum LCC에 기초한 최적설계 개념

2.1.3 총기대비용 최소화의 원칙에 기초한 신뢰성이론

(1) 총기대비용최소화의 원칙에 기초한 신뢰성수준

총기대비용 최소화는 불확실한 상황에서의 시공, 파괴시의 복구와 유지관리 등의 기대비용 및 이익에 관한 경제성분석 또는 사회경제성원리를 이용한 최적화 기법으로서 기대생애주기 비용을 최소화하기 위한 비용함수는 안전에 가장 지배적인 구조성능에 대한 파괴기대비용과 초기비용에 국한하여 목적함수로 정식화할 수 있고, 총기대비용 최소화에 의한 최적설계 모델은 다음 식 (2.6)과 같이 된다.

$$C_T = C_I + P_f C_F \Rightarrow \min \tag{2.6}$$

여기서, C_T = 총기대비용, C_I = 초기비용,

C_F = 파괴비용, P_f = 구조성능의 파괴 확률

기초구조물의 비용-효율적인 최적설계란 안전성을 만족하면서 구조수명간 최소비용을 도모해야 한다. 따라서 기초구조물의 최적신뢰성해석 및 성능개선을 위해서는 안전성과 경제성이 균형화된 실용적이고 합리적인 접근방법이 필요하다. 이는 기초구조물의 여러 가지 손상과 붕괴에 따른 직·간접손상비용의 정량화를 통한 총기대비용 최소화 개념에 의해서 가능하다. 따라서 총

기대비용 최소화에 의한 신뢰성해석방법에는 Fujino, Chou, Kanda 및 Frangopol의 해석방법이 발표되었다.

(2) 미지적요인을 고려한 신뢰성 수준

구조물의 신뢰성이론은 주로 저항강도, 작용하중의 불확정요인에 관한 실험, 관측데이터에 기초한 확률모델을 채용하여 구조물의 안전성을 평가하고 있다. 그러나 안전성은 이러한 통계적으로 취급되는 불확실량으로만 결정될 수 없으며, 다른 여러 가지 불확실요인으로 구조물의 예상치 못한 거동, 설계과실, 구조물의 파괴에로 인한 사고 등 미지적 요인이 존재하게 된다.

본 연구에서는 이러한 미지적 요인을 고려한 강도저하모델을 사용하였고, 이에 대한 신뢰성이론은 다음과 같이 된다. 구조물이 본래 소유하고 있는 저항강도를 R로 할 때, 미지적요인 U으로 인해 실제 강도가 R_U로 되면 R_U는 다음과 같이 된다.

$$R_U = R \times U \tag{2.7}$$

여기서, U은 확률량이다.

이 때, R_U의 확률밀도함수 $f_U(x)$는 다음과 같이 된다.

$$f_U(x) = p\delta(x-\psi) + (1-p)\delta(x-1) \tag{2.8}$$

여기서, $\delta(\bullet)$는 Dirac의 delta함수이다. 식(2.7), (2.8)에서 규정한 확률모델은 미지적요인 U가 확률 p가 발생하고, 이때의 강도 R은 $(1-\psi)R$ 만큼 저하하게 된다. 따라서, 식(2.7), (2.8)에 의해 실제 저항강도 R_U의 확률밀도함수는 다음식(2.9)와 같이 된다.

$$f_{R_U}(x) = p\frac{1}{\psi}f_R(\frac{x}{\psi}) + (1-p)f_R(x) \tag{2.9}$$

여기서, $f_R(x)$는 R의 확률밀도함수, ψ는 강도저하율이다, 저항R과 하중S

을 대수정규분포함수로 하면 미지적요인을 고려한 파괴확률 P_F^*은 다음 식 (2.10)과 같이 된다.

$$P_F^* = prob(R_U < S) = pP_{FU} + (1-p)P_{Fn} \tag{2.10}$$

여기서, $P_{FU} = \Phi(-\beta_n - \frac{\ln\psi}{\sqrt{\ln\left((1+\Omega_R^2)(1+\Omega_S^2)\right)}})$ (2.11)

$$P_{Fn} = \Phi(-\beta_n) \tag{2.12}$$

P_{FU}는 미지적요인이 발생할 때의 파괴확률이며, P_{Fn}은 계산상의 파괴확률, 즉 일반적인 신뢰성이론으로 계산되는 파괴확률이다.

2.1.4 신뢰성해석 방법

*(1) Fujino*해석 방법

구조물의 안전성을 좌우하는 저항R과 작용하중S에 각종 불확실성이 포함되어 있다. 신뢰성 이론에서는 이 불확실성들을 모두 확률변량으로 생각하고 R과 S를 확률변수로 다룬다. 이 때, R, S의 평균을 $\vec{R}$, $\vec{S}$, 변동계수를 Ω_R, Ω_S라고 하면, 파괴확률 P_F는 다음과 같이 주어진다.

$$P_F = \Phi(-\beta) \tag{2.13}$$

여기서, 표준정규분포함수 : $\Phi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{t}\exp(-x^2/2)dx$ (2.14)

$$\text{신뢰성지수 : } \beta = \frac{\ln(n_o\sqrt{1+\Omega_S^2}/\sqrt{1+\Omega_R^2})}{\sqrt{\ln\left((1+\Omega_R^2)\sqrt{1+\Omega_S^2}\right)}} \tag{2.15}$$

$$\text{중앙안전율 : } n_o = R/S \tag{2.16}$$

일반적으로 초기건설비용 C_I는 안전율 n가 높으면 증가하게 된다. 현행도로시방서에서 기준안전율 $n' = 1.7$로 하고, 가정한 안전율을 n로 할 때, 총중량 W을 안전율로 나타낸 중량비는 다음과 같이 된다.

$$\frac{W(n)}{W(n')}=1+b(\frac{n}{n'}-1) \tag{2.17}$$

식(2.17)의 b값은 b=0.4~0.6을 사용하고 있다. 초기건설비용 C_I가 중량 W에 선형비례 한다면 초기건설비용의 비는 다음과 같이 된다.

$$\frac{C_I(n)}{C_I(n')}=1+b(\frac{n}{n'}-1) \tag{2.18}$$

따라서 설계저항 R^*, 설계하중 S^*는 확률적 특성치를 채용하면, 설계저항 및 설계하중은 다음과 같이 된다.

$$R^*=Rexp\left(-k_R\sqrt{\ln(1+\Omega_R^2)}\right)/\sqrt{1+\Omega_R^2} \tag{2.19}$$

$$S^*=Sexp\left(k_s\sqrt{\ln(1+\Omega_S^2)}\right)/\sqrt{1+\Omega_S^2} \tag{2.20}$$

안전율 n은 식(2.16)과 저항의 확률적 특성치 k_R, 하중의 확률적 특성치 k_S으로 나타내면 다음과 같이 된다.

$$n=n_o\exp\left(-k_R\sqrt{\ln(1+\Omega_R^2)}-k_S\sqrt{\ln(1+\Omega_S^2)}\right)\sqrt{1+\Omega_S^2}/\sqrt{1+\Omega_R^2} \tag{2.21}$$

따라서 식(2.18)을 중앙안전율 n_o로 표현하면 다음과 같이 된다.

$$\frac{C_I(n)}{C_I(n_o)}=1+b(\frac{n_o}{n_o'}-1) \tag{2.22}$$

식(2.22)에서 n_o, n_o'는 안전율 n, n'의 중앙안전율이다, 설계치 R^*, S^*의 수준을 나타내는 k_R, k_S은 본 연구에서는 $k_R=k_S=1.28$로 하였다. 즉, 설계치 R^*, S^*는 각각 안전측의 90% 확률값이다. 식(2.22)을 식(2.6)에 대입하면 총기대비용 C_T는 다음과 같이 된다.

$$C_T = C_I(n')\left(1+b(\frac{n_o}{n_o'}-1)\right)+P_F C_F \qquad (2.23)$$
$$= C_I(n')\left(1+b(\frac{n_o}{n_o'}-1)+P_F C_F^*\right)$$

여기서, $C_F^* = C_F/C_I(n')$는 파괴손실비용의 크기를 나타내는 무차원량이다. C_F는 구조물의 파괴에 의한 직접손실과 경제적, 사회적 영향에 의한 간접손실의 크기에 의해 결정되는 량이지만, 이에 대한 평가는 매우 곤란하기 때문에 본 연구에서는 무차원화한 손실비용 C_F^*=1~100정도의 값을 사용하였다.

Fujino 등은 식(2.23)에 식(2.13)~식(2.16)을 대입하고, $\partial C_T/\partial\beta = 0$ 조건을 사용하여 최적신뢰성수준 β_{opt}을 해석하였다. 따라서 최적신뢰성지수 β_{opt}는 다음 식과 같이 된다.

$$\beta_{opt} = -\sqrt{\ln\left((1+\Omega_R^2)(1+\Omega_S^2)\right)} + \sqrt{\ln\left((1+\Omega_R^2)(1+\Omega_S^2)\right)-2\ln\left(\frac{b\sqrt{2\pi(1+\Omega_R^2)\ln\left((1+\Omega_R^2)(1+\Omega_S^2)\right)/(1+\Omega_S^2)}}{n_o'\cdot C_F^*}\right)} \qquad (2.24)$$

또한, 최적신뢰성지수 β_{opt}일 때의 최적안전율은 다음과 같이 된다.

$$n_{opt} = \exp\left(\beta_{opt}\sqrt{\ln\left((1+\Omega_R^2)(1+\Omega_S^2)\right)}-k_R\sqrt{\ln(1+\Omega_R^2)}-k_s\sqrt{\ln(1+\Omega_S^2)}\right) \qquad (2.25)$$

*(2) Chou*해석 방법

확률적인 안전도의 정의로 전술한 파괴확률대신에 상대적인 안전여유(safety margin)를 나타내는 안전도지수, 즉 신뢰성지수는 저항R과 하중S를 결과변수로 이용한 한계상태방정식 $g(R,S) = R - S$로 구한 MFOSM, AFOSM에 의해 구할 수 있다.

본 연구에서는 파괴손실비용의 정도(τ), 안전도 증가에 따른 초기비용의 증가율(ν) 및 증가곡선형(n)의 3가지함수로 식(2.23)의 C_T을 무차원화하면 Chou의 신뢰성해석을 다음과 같이 유도할 수 있다. 먼저 식(2.26)의 초기비용 C_I를 신뢰성지수 β의 n차 함수를 사용하면 다음과 같이 된다.

$$C_I = C_{IO}(1 + k\beta^n) \tag{2.26}$$

식(2.26)에서 C_{IO}은 β=0일 때의 비용, 즉 안전여유가 없을 때의 비용이고, 상수 k값은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$k=(\nu-1)/5^n \tag{2.27}$$

여기서, $\nu = 1 + q(aS_{no} - 1)$ (2.28a)

$$q = 1/[1 + aS_{no}\{(1/b) - 1\}] \tag{2.28b}$$

$$a = C_{ra}/C_{rb} \tag{2.28c}$$

단, C_{ra} = 보강후의 잔류저항계수, C_{rb} = 보강전의 잔류저항계수,

S_{no} = 현행 설계의 공칭안전율, b = 상수(0.4～0.6)

식(2.28c)의 a값은 보강후의 잔류저항계수와 보강전의 잔류저항계수의 비로 인공지능기술을 이용한 외관상태평가에 의해 구해진 구조성능의 보수·보강 효과를 나타낸 잔류저항계수를 사용하였고, a값은 보강전후의 내하율과의 비(R_{fa}/R_{fb})와 손상지수와의 비(D_{fa}/D_{fb})로 대치할 수 있다. 다음으로 파괴손실비용 C_F는 초기비용 C_I의 τ배로 나타내면 다음과 같이 표현된다.

$$C_F = \tau C_{IO}(1 + k\beta^n) \tag{2.29}$$

따라서 파괴확률과 신뢰성지수와의 관계식, 즉 $P_f = \Phi(-\beta)$를 사용하여 식(2.26)에 대입하면 총기대비용 최소화에 의한 최적설계시스템 모델식은 다음과 같이 된다.

$$C_T(\beta) = C_{IO}(1 + k\beta^n)\{1 + \Phi(-\beta)\tau\} \Rightarrow \min \tag{2.30}$$

식(2.30)으로 강도 항과 하중 항에 특정한 확률분포를 가정할 필요 없이 소수의 매개변수만으로 최적신뢰성 해석을 행할 수 있다.

총기대비용 최소화에 의한 최적설계모델 식(2.30)을 파괴손실비용의 정도

(τ), 안전도 증가에 따른 초기비용의 증가율(v) 및 증가곡선형(n)의 3가지 함수로 나타내면 무차원화시킨 총기대비용은 다음과 같이 정식화할 수 있다.

$$\eta = C_T(\beta)/C_{IO} = (1+\nu\beta^n)\{1+\Phi(-\beta)\tau\} \tag{2.31}$$

총 기대비용의 최소화를 도입한 최적신뢰성해석은 식(2.31)을 반복시행에 의해 최적화함으로서 최적신뢰성지수 β_{opt}를 구할 수 있다. 따라서 최적신뢰성지수 β_{opt}로 그림 2.5와 같이 무차원화의 초기비용(λ), 무차원화의 파괴기대비용(μ), 무차원화의 총기대비용(η)은 다음과 같이 정식화하였다.

$$\lambda = C_I/C_{IO} = 1+\nu\beta_{opt}^n \tag{2.32a}$$

$$\mu = \Phi(-\beta)C_F/C_{IO} = \Phi(-\beta_{opt})(1+\nu\beta_{opt}^n)\tau \tag{2.32b}$$

$$\eta = \lambda+\mu$$

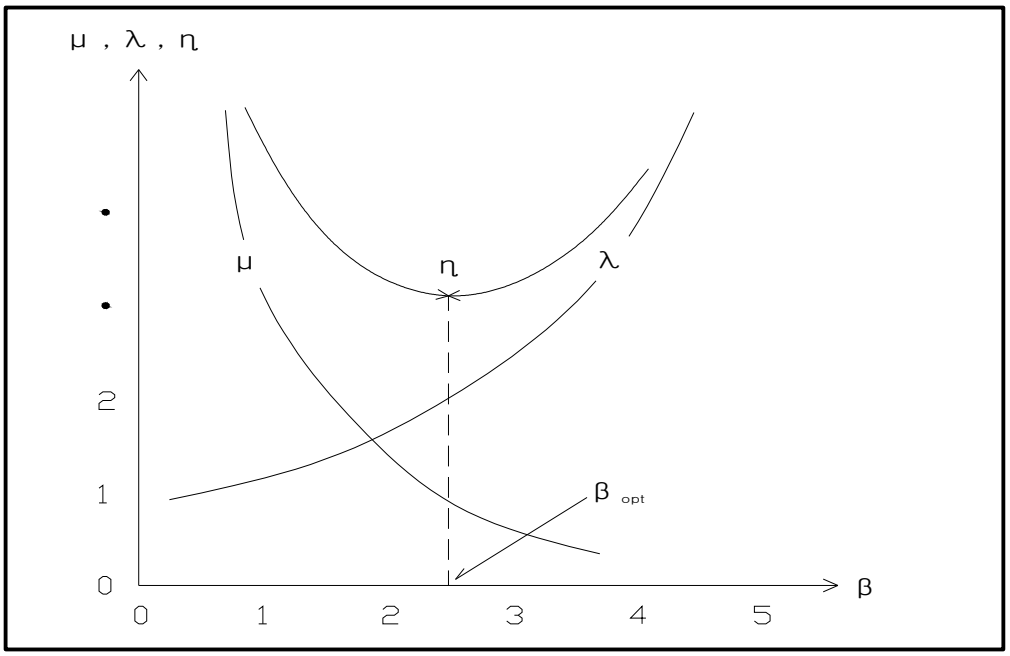


그림 2.5 무차원화의 비용에 대한 개념도

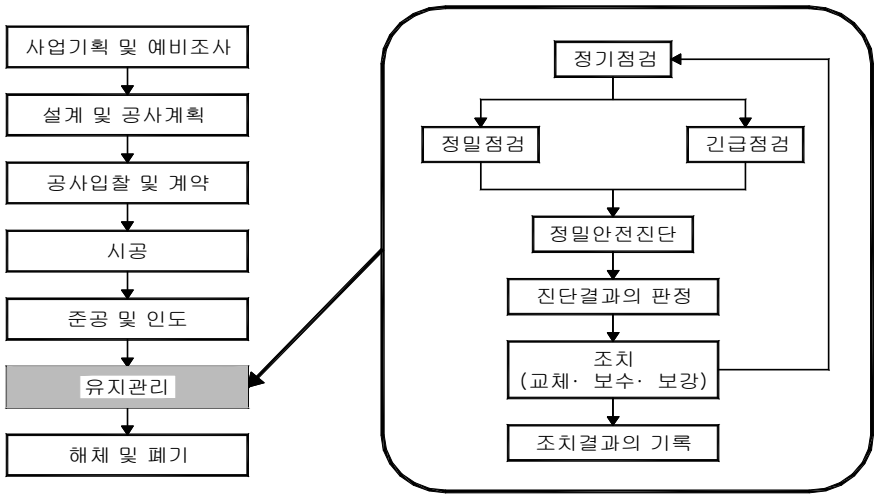


그림 2.6 구조물의 생애주기

***(3) Kanda*해석 방법**

Kanda는 전절 2.1.2에서와 같이 MFOSM의 근사적 해석으로 대수정규표준화 변환시켜 최적 신뢰성해석을 유도하였다. 대수 정규표준화 변환에서 r^*, s^*는 파괴면상에서 원점까지의 최소거리의 좌표점으로서 설계점이라 부르기도 하는데, $r^* = R^*, s^* = S^*$로 놓고 대수정규표준화 변환시키면 공칭저항R^* 및 공칭하중S^*는 다음과 같이 된다.

$$R^* = R\exp(-\alpha_R \beta \Omega_R) \tag{2.33}$$

$$S^* = S\exp(\alpha_S \beta \Omega_S) \tag{2.33a}$$

여기서, $\alpha_R = \dfrac{\Omega_R}{\sqrt{\Omega_R^2 + \Omega_S^2}}$ (2.34)

$$\alpha_S = \frac{\Omega_S}{\sqrt{\Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \tag{2.34a}$$

그리고 식(4.1)의 초기비용 C_I를 정규화된 비용증가의 비와 중앙안전율을 사용하여 다음과 같이 표현하였다.

$$C_I = C_{IO}\,[1 + k(n_o - 1)] \tag{2.35}$$

여기서, C_{IO}=본래의 초기비용

k=정규화된 비용증가의 비

$n_o = R/S$=중앙안전율

다음으로 파괴손실비용 C_F는 초기비용 C_{IO}의 τ배로 나타내면 다음과 같이 표현된다.

$$C_F = \tau(x) C_{IO} \tag{2.36}$$

따라서 총기대비용은 식(2.35)과 식(2.36)을 사용하여 표현하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$C_T = C_{IO}(1 + k(n_o - 1) + P_f \tau(x)) \tag{2.37}$$

식(2.36)·(2.37)에서 $\tau(x)$는 이분법에 의해서 콘크리트구조물의 상태지수의 값(x)에 의한 정규화된 파괴비용함수로 다음과 같이 된다.

$$\tau(x) = \tau_2 + \left(\frac{x - x_o}{1 - x_o}\right)^n (\tau_1 - \tau_2) \tag{2.38}$$

여기서, τ_1= x_o일 때의 정규화된 파괴비용

τ_2= ($x = 1$)일 때의 정규화된 파괴비용

식(2.37)에서의 구조물의 상태지수 또는 건전지수(x)는 퍼지추론에 의해 구한 값을 사용한다. 한편, Lind-Hasofer가 제안한 AFOSM법 중에서 하중계수에 기초한 최적신뢰성 해석을 이용하면 대수정규화 변환에 의한 하중효과는 다음과 같이 표현된다.

$$S = \frac{1}{\sqrt{(1+\Omega_S^2)}} \exp(-\alpha_S \beta \Omega_S) \mu_S \tag{2.39}$$

여기서, α_S는 하중효과의 선형화계수(separation factor)로서 다음과 같이 된다.

$$\alpha_S = \frac{\Omega_S}{\sqrt{(\Omega_R^2 + \Omega_S^2)}} \tag{2.40}$$

따라서 단일 한계상태에 대한 최적신뢰성지수 β_{opt}는 식(2.6)에 식(2.35)~(2.39)을 대입하여 식(2.6)을 하중효과 S로 $\partial C_T / \partial S = 0$로 하면 공칭하중 γ_{opt}는 다음과 같이 된다.

$$\gamma_{opt} = S exp(\alpha_S(-\alpha_S \Omega_S + \sqrt{(\alpha_S \Omega_S)^2 + 2\ln \frac{\tau(x)\sqrt{(1+\Omega_S^2)}}{\sqrt{(2\pi)}\, k \alpha_S \Omega_S}})\Omega_S) \tag{2.41}$$

그러므로 식(2.33a), 식(2.34a)를 비교하면 Kanda의 최적신뢰성지수 β_{opt}는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\beta_{opt} = -\alpha_S \Omega_S + \sqrt{(\alpha_S \Omega_S)^2 + 2\ln(\frac{\tau(x)\sqrt{(1+\Omega_S^2)}}{\sqrt{(2\pi)}\, k \alpha_S \Omega_S})} \tag{2.42}$$

여기서, Ω_S= 하중효과의 변동계수

*(4) Frangopol*해석 방법

공용기간 동안 구조물에 가해지는 하중과 하중을 지지하는 저항은 시간에 따라 열화하는 특성이 있기 때문에 그 효과가 시간이력에 따른 손상구조물의 신뢰성해석에 반영되어야 한다. 이러한 열화효과를 반영하기 위해 주로 선형이나 지수적인 회귀분석 방법을 이용하여 다양한 모델들이 개발되었다. 그러나 본 연구에서는 Frangopol 등이 개발한 손상된 구조물에 대한 시간이력의 신뢰성해석 모델을 이용하면, 보유성능에 의한 신뢰성지수의 감소는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\triangle\beta = \frac{1}{\sqrt{(\sigma_{\ln S})^2 + (\sigma_{\ln R})^2}} \ln \frac{R_0}{R(t)} \quad (2.43)$$

여기서, △β= 손상된 부재요소에 대한 신뢰성지수의 감소

$\sigma_{\ln S}$= 하중효과에 대한 표준편차, $\sigma_{\ln R}$= 저항에 대한 표준편차

R_o= 원래의 공칭저항 휨강도, $R(t)$= 시간이력 저항 휨강도

그리고 상태평가에 의한 신뢰성지수의 감소를 계산하는데 필요한 식(2.43)의 $R(t)$는 문헌의 신뢰성이론을 이용한 상태평가 모델을 사용하였다.

따라서 Kanda의 최적신뢰성지수를 산정하는 식(2.41)과 신뢰성감소 식(2.43)을 사용하면 손상구조물(부재)에 대한 점검시점의 시간이력 신뢰성지수는 다음과 같이 된다.

$$\beta(t_o) = \beta_{opt} - \triangle\beta \quad (2.44)$$

여기서, $\beta(t_o)$= 손상부재요소의 시간이력 신뢰성지수

β_{opt}= 최적신뢰성지수, △β= 신뢰성지수의 감소

점검시점의 보유신뢰성함수 β_{fcr}는 점검시점의 손상 신뢰성지수 식(2.44)과 최적신뢰성지수 β_{opt}을 사용하면 다음과 같이 된다.

$$\beta_{fcr} = \beta(t_o)/\beta_{opt} \quad (2.45)$$

따라서 시간이력 신뢰성지수는 보유신뢰성함수를 사용하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\beta(t) = \beta_{opt}(1-(1-\beta_{fcr})/t_o^p))\cdot t^p = \beta_{opt}(1-k_{fcr}t^p) \quad (2.46)$$

여기서, $k_{fcr} = (1-\beta_{fcr})/t_o^p$ (2.47)

단, k_{fcr}=손상요인에 의한 열화지수, t_o = 점검시점, 첨자p=방정식 차수

2.2 경제성분석

2.2.1 경제성분석의 개념과 목적

건설공사는 공사의 계획부터 설계, 시공, 유지관리, 해체 및 폐기처리에 이르기까지 공통적인 단계를 거치게 되며 이러한 일련의 단계로 구성된 전체과정을 프로젝트의 생애주기라 정의하는데, 각 단계별로 발생되는 모든 비용의 합을 생애주기비용으로 지칭한다. 즉, 경제성분석에서 LCC(Life Cycle Cost) 분석이란 그림 2.7과 같이 시설물의 설계 및 시공 그리고 유지관리와 해체 및 폐기단계에 이르는 전체공용년수 동안 발생하는 총 비용을 산출해 내고 이에 근거하여 경제성을 평가하는 방법으로서 식(2.48)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} LCC &= \Sigma(\text{생애주기 각 단계에서의 총 비용}) \\ &= \text{계획비용}+\text{설계비용}+\text{시공단계비용}+\text{유지관리비용}+\text{해체비용} \end{aligned} \quad (2.48)$$

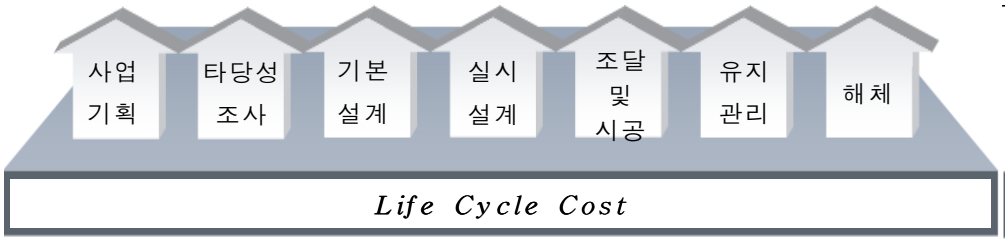


그림 2.7 건설사업에서 경제성분석의 생애주기비용(LCC)

경제성을 고려한 의사결정의 지원수단으로서 LCC의 활용성 측면을 간단히 정리하면 첫째로 설계단계에서 VE를 위한 수단으로 사용된다는 점, 둘째로 시설물의 안전 및 유지관리를 감안한 대안 설정의 도구로서 활용된다는 점, 셋째로 보수나 전면개량 등의 의사결정에 활용된다는 점, 넷째로 적정한 경제성을 갖는 시설물의 안전 및 유지관리수준 판단에 활용된다는 점 그리고 다섯째로 시설물의 유지관리방향 설정을 위한 도구로 활용된다는 점 등이 있다. 이와 같이 다양한 활용성을 갖는 LCC를 사업수행의 초기에 분석하여 추정할 수 있다면 의사결정권자는 성능과 신뢰도 그리고 유지관리 및 기타 목표에 대해서 최적의 경제적인 대안을 선택할 수 있게 된다.

*2.2.2 LCC*의 비용항목과 할인율 및 분석절차

LCC 분석에 포함되는 비용항목은 분석대상 구조물에 따라 적절하게 선택하여 구성하는 것이 중요하며, 건설사업에서 LCC 분석을 위한 일반적인 비용항목은 표 2.4와 같이 구조물의 생애에 필요한 모든 비용으로 구성된다.

표 2.4 LCC 분석을 위한 건설사업의 비용항목

구성항목	세부항목
초기투자비용	· 설계비용(감리비 포함) · 직접공사비용(자재비, 노무비, 경비) · 간접공사비용(보험료, 안전관리비, 기타 경비 등) · 일반관리비용 및 이윤 · 신기술도입비용
유지관리비용	· 일반관리비용 · 점검 및 진단비용 · 보수·보강·개축비용 · 사용자 비용(사회적 기대비용, 환경비용)
해체/폐기비용	· 해체비용 · 폐기비용 · 잔존가치비용

LCC 분석에서 할인율은 미래의 화폐가치를 현재의 통화가치로 변환시키기 위한 방법으로서 분석과정에 많은 영향을 미치며 일반적으로 할인율은 명목이자율과 소비자 물가지수를 이용하여 산출하는 실질할인율을 의미한다. LCC 분석을 위해서는 미래비용을 현재비용으로 환산해야 하며, 미래비용을 추정하기 위해 사용되는 개념은 공칭할인율과 실질할인율이 있다. 공칭할인율은 인플레이션 효과를 고려한 할인율이기 때문에 반드시 미래투자에 대한 인플레이션 효과를 고려한 미래비용평가와 연관해서만 사용해야 하며, 일반적으로 은행이자율을 공칭할인율로 사용하는 경우가 일반적이다.

실질할인율은 인플레이션 효과를 제거한 할인율로서 모든 비용을 현재가치로 추정하게 되므로 분석자에게 매우 편리한 방법이지만 돈의 실제 시간가치

반영과 미래의 투자에 대한 인플레이션 효과를 배제한 비용평가와 연관해서 사용되어야 한다. 표 2.5는 1994년 이후의 과거 경제지표로부터 소비자 물가지수와 시중은행의 정기예금 금리에 의해 산출한 국내에서 적용해 온 실질할인율에 대한 변화의 추이를 한국은행에서 발표한 주요경제지표에서 발췌하여 보여 주고 있다.

표 2.5 실질할인율에 대한 변화의 추이

년 도	시중은행 정기예금금리 (%)	인플레이션		실질할인율 (%)
		소비자물가지수 (2000년 100기준)	물가상승율 (%)	
1996년	9.00	86.4	4.98	3.83
1997년	10.59	90.2	4.40	5.93
1998년	13.39	97.0	7.54	5.44
1999년	7.05	97.8	0.82	6.17
2000년	7.08	100.0	2.25	4.72
2001년	5.46	104.1	4.10	1.31
2002년	4.71	106.9	2.69	1.97
2004년	3.75	114.7	3.60	0.14
2005년	3.58	117.8	2.70	0.86
평 균	7.17	101.7	3.68	3.37

건설사업에서 LCC의 분석절차는 적용대상에 따라 조금씩 차이는 있으나 일반적인 절차는 그림 2.8와 같다

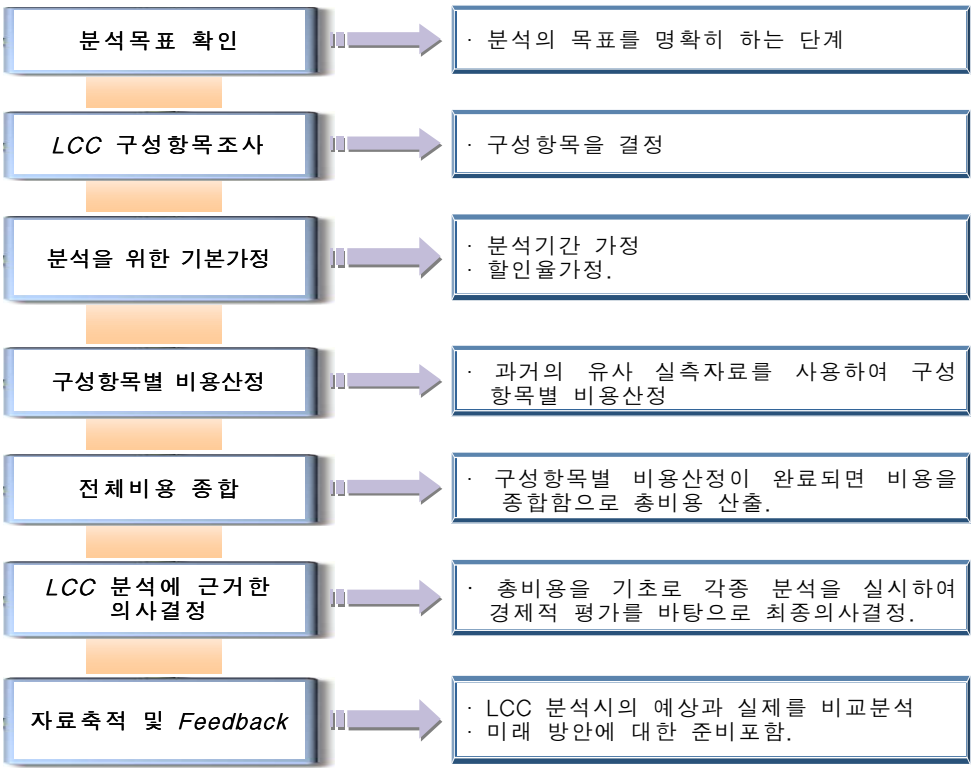


그림 2.8 건설사업에서의 LCC의 분석절차

2.2.3 LCC 분석기법

LCC 분석 있어서 확정론적 접근방법은 LCC 분석을 위한 입력변수의 불확실성이나 변동성 등을 고려하지 않는 비교적 간단한 접근방법으로서 LCC 분석시의 최대 기대치만을 사용함으로 인해 결과치도 하나의 LCC 값으로만 얻어지게 되고 입력변수의 불확실성을 전혀 고려하지 못하므로 LCC 결과의 신뢰도가 확률론적 접근방법에 비해 낮은 편이다. 이 때문에 주요 입력변수에 대한 불확실성을 보완하기 위하여 민감도 분석을 수행하게 되나 주요 입력변수의 수가 많을 경우 어려움이 산재되는 단점이 있다.

일반적으로 확정론적 접근방법에 의한 항만시설물의 LCC 분석모델은 현재까지는 정형화되어 있지 않은 실정으로서 본 연구에서는 1996년 Ehlen & Marshall의 NIST Bridge LCC 프로그램의 LCC 분석모델을 참고로 항만구조물의 LCC 분석모델에 적용하였으며, 현재가치의 총기대비용은 식(2.49)과 같이 나타낼 수 있다.

$$PVLCC = IC + PVOMR + PVD \tag{2.49}$$

여기서, $PVLCC$는 현재가치의 총기대비용이며, IC는 초기비용, $PVOMR$는 유지관리비용의 현재가치로서 식(2.50)과 같이 나타낼 수 있으며, PVD는 처리비용(D)의 현재가치로서 식(2.51)로 표현할 수 있다.

$$PVOMR = \sum_{k=0}^{N} \frac{C_k}{(1+i)^k} \tag{2.50}$$

$$PVD = \sum_{k=0}^{N} \frac{D}{(1+i)^k} \tag{2.51}$$

여기서, C_k는 k년에 발생하는 모든 비용을 나타내며, i는 할인율, N는 LCC 분석기간을 의미한다.

2.2.4 가치분석(VA)과 경제성분석의 상관성

가치분석(VA; Value Analysis)과 경제성분석은 공히 프로젝트의 비용절감을 주목표로 하고 있으나 VA 수행시의 비용은 LCC로 하고 기타 비경제적인 요소에 대한 종합적인 분석을 통한 조직적인 활동이다. LCC 분석기법은 기본적인 요구사항 및 기능을 만족시키는 대안에 의사결정을 최소한의 총생애주기비용 분석을 통하여 산정한다.

VA는 가치향상을 할 수 있는 다각적인 개선안에 대한 검토이며, VA의 각 단계에서 비용 분석시의 초기공사비 절감만이 아니라 LCC 개념에 입각하여 분석하며, 초기비용 절감만을 목표로 할 경우 서비스 수준이 저하된다든지, 시설물의 공용수명을 감소시켜 결과적으로 설계 대상물의 가치가 저하된다. 1981년 Dell'Isola과 Kirk이 제시한 그림 2.9는 VA와 LCC의 관계에 대한 개념도를 보여주고 있다.

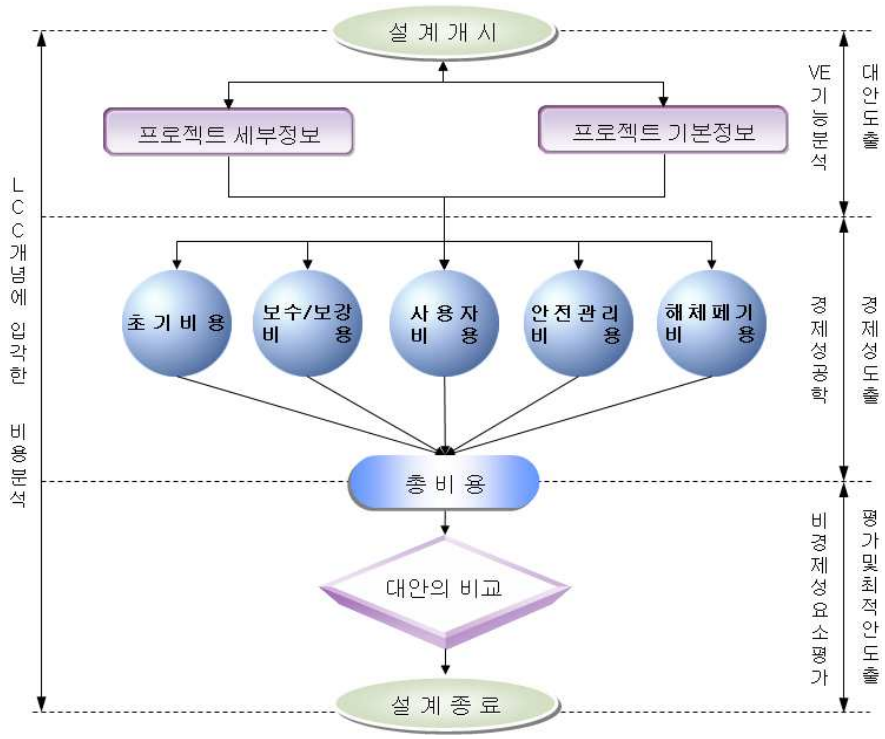


그림 2.9 설계 VA와 LCC의 관계에 대한 개념도

제3장 기초구조물의 성능분석 모델

3.1 기초구조물의 한계상태 해석모델

3.1.1 직접기초의 한계상태 해석모델

기초구조물의 안정해석은 통상 연직지지력, 수평지지력, 활동 및 전도에 대한 안정을 검토해야 한다. 본 연구에서 직접기초는 통상 양질의 지지층에 근입된 깊이가 작기 때문에 독립 확대기초를 대상으로 저항 R은 도로교시방서의 공식을 사용한다. 그리고 하중효과 S는 확대기초의 저면에 작용하는 연직력(S_V), 수평력(S_H), 전도모멘트(S_M)로 해석한다.

따라서 안정해석에 대한 저항을 R_i로 표시하고 하중효과를 사하중과 활하중에 의한 하중효과 S_{jD}, S_{jL}로 구분하여 표시하면 한계상태방정식은 다음과 같다.

① 연직지지력 : $\phi_Q \overline{S}_Q = \gamma_{VD} \overline{S}_{VD} + \gamma_{VL} \overline{S}_{VL}$ (3.1)

② 수평지지력 : $\phi_H \overline{R}_H = \gamma_{HD} \overline{S}_{HD} + \gamma_{HL} \overline{S}_{HL}$ (3.2)

③ 활동 : $\phi_S R_S = \gamma_{SD} \overline{S}_{SD} + \gamma_{SL} \overline{S}_{SL}$ (3.3)

④ 전도 : $\phi_M R_M = \gamma_{MD} \overline{S}_{MD} + \gamma_{ML} \overline{S}_{ML}$ (3.4)

여기서 Φ_i= 안전해석의 저항계수, γ_{iD} = 안전해석의 사하중계수

γ_{iD} = 안전해석의 활하중계수, γ_{iD} = 안전해석의 평균저항

γ_{iD} = 안전해석의 평균하중효과

직접기초의 각부단면 설계시 저항 R의 휨은 직접기초를 안전히 가로지른 연직 단면을 생각하여 그 연직면 외측에 있는 직접기초 전면에 작용하는 위험단면의 휨모멘트로 해석하고, 전단은 집중하중을 받는 2방향 슬래브의 위험단면으로 해석하며, 케이슨기초의 경우 휨과 전단에 대해 측벽, 상슬래브, 저판슬래브의 3부분으로 나누어 해석한다.

따라서 각부 단면의 설계에 대한 신뢰성해석모델 안정해석에 대한 신뢰성

해석모델과 같이 하면 한계상태 방정식은 다음과 같다.

① 휨 : $\phi_M \overline{M} = \gamma_{ML} \overline{S}_{ML} + \gamma_{ML} \overline{S}_{ML}$ (3.5)

② 전단 : $\phi_V \overline{V} = \gamma_{VD} \overline{S}_{VD} + \gamma_{VL} \overline{S}_{VL}$ (3.6)

③ 압축 : $\phi_P \overline{P} = \gamma_{PD} \overline{S}_{PD} + \gamma_{PL} \overline{S}_{PL}$ (3.7)

3.1.2 말뚝기초의 한계상태 해석모델

말뚝 기초의 설계는 상부구조에서 각각의 말뚝에 전달된 축방향압입력, 축방향인발력, 축직각방향력, 축직각수평력에 대해 허용지지력 이하가 되도록 설계해야 한다. 따라서 기초의 안정해석에 있어서 저항 R는 도로교시방서에서 사용하는 Terzaghi의 극한연직지지력식으로 해석하고 극한수평저항력은 chang의 공식을 사용하였다. 그리고 하중효과 S를 각 말뚝머리에 작용하는 연직력(S_V), 수평력(S_H), 및 전도모멘트(S_M)를 구하는 변위법에 의해 해석한다.

따라서 본 연구에서는 말뚝의 안정해석을 상시와 지진시로 구분하여, 군말뚝머리 반력과 안전해석에 필요한 단일 말뚝머리 반력에 대한 한계상태 방정식을 모델화 하였다.

(1) 지지력

저항을 R로 BY시하고 하중효과를 각 단례 말뚝머리에 작용하는 축방향력(연직하중)과 축직각방향력(수평하중)에 의한 하중효과 S_{vj9} S_{Hj}로 구분하여 표시하면 한계상태 방정식은 다음과 같이 된다.

상 시 $\varnothing_v \overline{R_V} = \Upsilon_{Sj} \overline{R_{vj}} = \Upsilon_{VL} \overline{R_{vD}} + \Upsilon_{VL} \overline{R_{vL}}$ ····· (3.6a)

지진시 $\varnothing_v \overline{R_V} = \Upsilon_{vd} \overline{R_{vD}} + \Upsilon_{VL} \overline{R_{vL}}$ ····· (3.6b)

$\varnothing_{Hv} \overline{R_H} = \Upsilon_S \overline{R_{HD}} + \Upsilon_{HD} \overline{R_{vD}} + \Upsilon_{HL} \overline{R_{HL}}$ ····· (3.6c)

여기서, $\varnothing_v$ = 연직하중의 저항계수, $\varnothing_H$ =수평하중의 저항 계수

$\overline{R_V}$ =평균연직지지력, $\overline{R_H}$ =평균수평지지력

$\overline{R_{vj}}$ =연직하중의 평균하중효과, $\overline{R_{Hj}}$ =수평하중의 평균하중효과

Υ_{Vj} =연직하중의 하중계수, Υ_{Hj} =수평하중의 하중계수

그리고 식(2.6)에 있어서 군말뚝과 단일 말뚝의 저항 및 하중효과에 대한 산정식은 후절의 불확실량의 산정에서 상술되어 있다.

(2) **전도**

전도에 대한 저항 휨모멘트는 지진시에만 발생하게 되는데 단일말뚝머리에 작용하는 전도모멘트와 평형을 이루어져야 하므로 이에 저항하는 공칭저항 모멘트를 R'_M라표시하면 한계상태 방정식은 다음과 같이 된다.

지진시 $\varnothing_H \overline{R_M} = \Upsilon_{MD} \overline{R_{MD}} + \Upsilon_{ML} \overline{S_{ML}}$ ..... (3.7)

여기서, $\varnothing_M$ = 전도의 저항계수

$\overline{R_M}$ = 전도의 평균저항

Υ_{Mj} = 전도의 하중계수

$\overline{S_{Mi}}$ = 전도의 평균하중효과

3.1.3 케이슨기초의 한계상태 해석모델

기초구조물의 해석은 통상 연직지지력, 수평지지력, 활동에 대한 안정을 검토해야 한다. 케이슨기초에서 저항R은 저면지반의 연직 지지력(R_Q), 전면지반의 수평지지력(R_H), 및 저면의 전단저항력(R_S)이며, 하중효과S는 저면지반의 연직지반반력(S_V), 전면지반의 수평지반반력(S_H), 저면의 전단력(S_S)으로 한다.

본 연구에서는 케이슨기초에서 저항R는 저면 지반의 연직지지력(R_Q),전면지반의 수평지지력(R_H), 및 저면의 전단 저항력(R_S)이며, 하중효과 S는 저면지반의 연직지반 반력(S_V), 전면지반의 수평지반 반력(S_H), 저면의 전단력(S_S)로 한다. 따라서 2차 모멘트법에 의한 신뢰성 해석 모델의 한계상태방식은 다음과 같이 된다.

① 연직지지력 : $\varnothing_Q \overline{R_Q} = r_{VD} \overline{S_{VD}} + r_{VL} \overline{S}_{VL}$ (3.8)

② 수평지지력 : $\varnothing_H \overline{R_H} = r_{HD} \overline{S_{HD}} + r_{HL} \overline{S}_{HL}$ (3.9)

③ 활동 : $\varnothing_S \overline{R_S} = r_{SD} \overline{S_{SD}} + r_{SL} \overline{S_{SL}}$ (3.10)

여기서, $\varnothing_i$ = 안정해석의 저항 계수, r_{iD} = 안정해석의 사하중계수

r_{iL} = 안정해석의 활하중계수, $\overline{R_i}$ = 안정해석의 평균저항

$\overline{S_{ij}}$ = 안정해석의 평균하중 효과

케이슨 기초의 각부단면 설계시 케이슨기초의 경우 휨과 전단에 대해 측벽, 상슬래브, 저판슬래브의 3부분으로 나뉘어 해석한다. 따라서 각부 단면의 설계에 대한 신뢰성 해석모델의 한계상태방정식은 다음과 같다.

① 휨 : $\varnothing_M \overline{M} = r_{MD}\overline{S_{MD}} + r_{ML}\overline{S}_{HL}$ (3.11)

② 절단 : $\varnothing_V \overline{V} = r_{VD}\overline{S}_{VD} + r_{VL}\overline{S_{VL}}$ (3.12)

③ 압축 : $\varnothing_P \overline{P} = r_{PD}\overline{S}_{PD} + r_{PL}\overline{S_{PL}}$ (3.13)

3.2 기초구조물의 불확실량 산정모델

3.2.1 직접기초의 불확실량 산정모델

(1) 저항의 불확실량

(a) 지지력

일반적으로 전단파괴를 전제하는 Prandtl Terzaghi계의 지지력식을 사용하면 정역학식에 의한 극한 연직지지력은 다음과 같다.

$$R_Q = A'[\alpha CN_C + r_1 \beta BN_\gamma + r_2 D_f N_g] \quad (3.14)$$

여기서, A' = 유효재하면적, C = 지반의 점착력

r_1, r_2 = 흙의 단위중량, B = 기초의 폭

D_f = 기초의 근입깊이, α, β = 기초의 형상계수

N_c, N_r, N_g = 지지력 계수

따라서 C, r_1, r_2, B, D_f, N_c, N_r, N_g를 확률 변수로 취하면 평균(R_Q)과 변동계수 Ω_{RQ}는 다음과 같이 된다.

$$\overline{R_Q} = A\,[\alpha\,\overline{CN_c} + 0.5\,\overline{r_1}\beta\,\overline{BN_r} + \overline{r_2 D_f N_g}] \tag{3.15}$$

$$\Omega_{R_Q} = \sqrt{\overline{Q_c}^2\Omega_{QC}^2 + \overline{Q_r}^2\Omega_{Qr}^2 + \overline{Q_g}^2\Omega_{Qg}^2}\,/R_Q \tag{3.16}$$

여기서, $\overline{Q_c} = \alpha\overline{CN}_c$, $\overline{Q_r} = 0.5\beta\bar{r}_1\overline{BN_r}$, $\overline{Q_g} = \bar{r}_2\overline{D}_f\overline{N}_g$

$$\Omega_{Qc} = \sqrt{\Omega_c^2 + \Omega_{Nc}^2} \tag{3.17}$$

$$\Omega_{Qr} = \sqrt{\Omega_{r1}^2 + \Omega_B^2 + \Omega_{Nr}^2} \tag{3.18}$$

$$\Omega_{Qg} = \sqrt{\Omega_{r2}^2 + \Omega_{Df}^2 + \Omega_{Nq}^2} \tag{3.19}$$

(b) 활동

기초저면에 있어서 극한전단저항력은 기초저면과 지반사이의 점착력 및 마찰각에 지배되기 때문에 지반과 시공조건을 충분히 검토할 필요가 있다. 본 연구에서 도로교시방서의 극한전단저항력식을 사용하면 다음과 같다.

$$R_s = CA' + V\tan\phi \tag{3.20}$$

여기서, ϕ = 기초저면과 지반사이의 마찰각, V = 연직력(연직하중)

따라서 C, A′, V, ϕ를 확률변수로 취하면 평균 ($\overline{R_s}$)과 변동계수 Ω_{Rs} 는 다음과 같이 된다.

$$\overline{R_s} = \overline{CA'} + \overline{V}\tan\phi \tag{3.21}$$

$$\Omega_{Rs} = \sqrt{\overline{H}_c^2\Omega_{HC}^2 + \overline{H}_s^2\Omega_{HS}^2}\,/R_s \tag{3.22}$$

여기서, $\overline{H}_c = \overline{CA'}$, $\overline{H}_s = \overline{V}\tan\phi$

$$\Omega_{Hc} = \sqrt{\Omega_c^2 + \Omega_A^2}\,, \qquad \Omega_{HS} = \sqrt{\Omega_V^2 + \Omega_\phi^2}$$

(c) **전도**

직접기초의 전도에 대한 안정해석은 기초저면의 중심축에서 편심하중이 생기지 않는 상부구조의 연직하중과 직접기초하중, 근입깊이의 흙의 중량으로 계산한 모멘트를 구하면 다음의 식 (3.23)과 같이 된다.

$$R_M = 1/2B(V + r_c W_c + r_D W_D) \tag{3.23}$$

따라서 V, R_C, r_D, B를 확률변수로 취하면 이에 대한 평균(R_M)과 변동계수(Ω_{RM})는 다음과 같이 된다.

$$\overline{R_M} = 1/2\,\overline{B}(\overline{V} + \overline{r_c} W_c + r_D W_D) \tag{3.24}$$

$$\Omega = \sqrt{\overline{M}_V{}^2 \Omega_{MV}{}^2 + \overline{M}_c{}^2 \Omega_{Mc}{}^2 + \overline{M}_D{}^2 \Omega_{MD}{}^2} / R_M \tag{3.25}$$

여기서, $\Omega_{HV} = \sqrt{\Omega_V{}^2 + \Omega_B{}^2}$, $\Omega_{MV} = \sqrt{\Omega r_C{}^2 + \Omega_B{}^2}$

$\Omega_{MD} = \sqrt{\Omega r_D{}^2 + \Omega_B{}^2}$

(2) **하중효과의 불확실량**

기초구조물에 대한 하중효과의 불확실량 산정은 Galambos의 기본확률변수의 조항을 이용하는 방법과 Ellingwood와 같이 부분하중의 하중효과 조합을 이용하는 방법이 있는데, 본 연구에서는 Ellingwood의 방법을 이용하였다.

(a) **지지력**

직접기초의 자중, 기둥의 자중, 직접기초 상부의 흙의중량 및 연직하중의 총화(S_{VD})와 상부의 연직활하중(S_{VL})의 하중조합으로 하면 하중효과는 다음과 같이 된다.

$$SV = S_{VD} + S_{VL} \tag{3.26}$$

여기서, S_{VD}=직접기초 저면의 사하중의 총화

S_{VL}=직접기초 저면의 활하중의 총화

따라서 평균 (S_H)과 변동계수(Ω_{SV})는 다음과 같다.

$$\overline{S_V} = \overline{S_{VD}} + \overline{S_{VL}} \tag{3.27}$$

$$\Omega_{SV} = \sqrt{\overline{S}_{VD}{}^2 \Omega S_{VD}{}^2 + \overline{S}_{VL}{}^2 \Omega S_{VL}{}^2} / S_V \tag{3.28}$$

(b) **활동**

직접기초 저면 중앙에 수평작용력을 사하중과 활하중의 하중효과 조합으로 하면 평균 (S_H)과 변동계수(ΩR_H)는 다음과 같이 된다.

$$\overline{S_H} = \overline{S_{HD}} + \overline{S_{HS}} \tag{3.29}$$

$$\Omega S_H = \sqrt{\overline{S}_{HD} \Omega S_{HD}{}^2 + \overline{S}_{HL} \Omega S_{HL}{}^2} / S_H \tag{3.30}$$

(c) **전도**

직접기초 저면 중앙의 전도모멘트와 수평력에 의한 모멘트, 직접기초 자중 및 상재토압에 수평력에 의한 모멘트의 총화로 사하중의 전도모멘트(S_{MD})와 활하중의 전도모멘트(S_{ML})로 나타내면 이에 대한 평균 (S_M)과 변동계수 (Ω_{SM})는 다음과 같이 된다.

$$\overline{S_M} = \overline{S_{MD}} + \overline{S_{ML}} \tag{3.31}$$

$$\Omega_{SM} = \sqrt{\overline{S}_{MD}{}^2 \Omega S_{MD}{}^2 + \overline{S}_{ML}{}^2 \Omega S_{ML}{}^2} / S_M \tag{3.32}$$

3.2.2 말뚝기초의 불확실량 산정모델

(1) **저항의 불확실량**

기초구조물의 불확실량은 토질조사, 재하실험에 의한 지지력의 오차, N치의 오차 등 기초의 전단강도에 통계적 오차가 생기게 되며, 기초에 작용하는 하중의 모델화, 극한지지력공식의 해석상의 모델화등에 기인하게 된다. 이러한 불확실량은 신뢰성해석에 있어서 중요하다.

먼저, 말뚝기초의 저항에 대한 불확실량은 말뚝기초의 연직극한지지력의 설계상오차등으로 여러 가지 불확실 요인에 의해 현장의 재하실험과 설계식과 상당히 차이가 있는 것이다. 실제 말뚝기초의 극한지지력을 신뢰성설계에

의해 추정할 때 지지력산정식에 포함한 오차, 토질실험의 분포, 측정오차, 시공 오차등을 확률변수로 취급해야 한다.

따라서, 본 연구에서는 확률변수를 지지력산정식과 재하실험의 지지력식의 비, 지반강도 (N치)의 실측값과 지지력 산정시의 비로 취급하여, 이들 설계변수가 통계적으로 서로 독립이라 가정하면 말뚝기초의 저항에 대한 내하력의 산정식은 다음과 같이 된다.

$$R = \alpha r \cdot \eta r \cdot R_{nf} + \alpha p \cdot \eta prnp \tag{3.33}$$

여기서 R = 말뚝기초 저항(내하력), R_{nF} = 지지력산정식의 주변마찰력

R_{nP} = 지지력산정식의 선단지지력, R_{LF} = 재하실험의 주변마찰력

R_{LP} = 재하실험의 선단지지력

말뚝주변(말뚝선단)외 확률변수식 (21)외 2개의 확률변수로 나타내면 R의 평균 및 변동계수는 다음과 같이 된다.

$$R = \overline{\alpha} F \cdot \eta F \cdot R_{NF} + \overline{\alpha} P \cdot \overline{\eta} P \cdot R_{np}$$

$$\Omega R \sqrt{\frac{RNP^2 \bullet \overline{\alpha} F^2 \bullet \overline{\eta} F^2 \bullet (\Omega NF^2 + \Omega \eta F^2) + RNP^2 \bullet \overline{\alpha} P^2 \bullet \eta P^2 \bullet (\Omega_{NF}^2 + \Omega \eta F^2)}{\overline{\alpha} F \bullet \overline{\eta} F \bullet R_{NF} + \overline{\alpha} P \bullet \overline{\eta} P \bullet R_{NP})^2}} \tag{3.34}$$

여기서, $\overline{\alpha} F(\overline{\alpha} P)$:$\alpha F(\alpha P)$의 평균치

$\overline{\eta} F(\overline{\eta} P)$: $\eta F(\alpha P)$의 평균치

$\Omega F(\Omega P)$:$\alpha F(\alpha P)$의 변동계수

$\Omega F(\Omega P)$:$\eta F(\eta P)$의 변동계수

(2) 하중효과의 불확실량

한편 말뚝기초에 작용하는 하중의 불확실량은 기초 상부구조물의 사하중과 활하중 그리고 기초내부에 생기는 흙의 지압등 여러가지 형태의 불확실 요인을 갖게 된다.

따라서, 말뚝머리에 작용하는 외력을 사하중과 활하중의 조합으로 확률변수

를 취하면, 하중에 대한 불확실량 산정식은 다음과 같이 된다.

$$S = \alpha_S \cdot r \cdot Sn \tag{3.35}$$

식(3.35)의 하중(S)에 대한 평균(S), 변동계수 (Ω_s)는 다음과 같이 된다.

$$\overline{S} = \overline{\alpha} s \cdot \overline{r} \cdot Sn \tag{3.36}$$

$$\Omega s = \sqrt{\Omega \alpha s^2 + \Omega r^2} \tag{3.37}$$

여기서 Ωs : 설계계산식의 오차에 따른 확률변수

I′ : 설계하중의 오차에 따른 확률변수

Sn : 현행설계법의 말뚝머리 반력

3.2.3 케이슨기초의 불확실량 산정모델

(1) 저항의 불확실량

(a) 연직지지력

케이슨 저면지반의 연직지지력은 Terzaghi의 지지력 공식과 같은 형태로 표시한 정역학적 공식으로 구하면 다음과 같다.

$$R_Q = (q_d - r_2 D_f) \tag{3.38}$$

여기서, $q_d = aCN_C + 0.5\beta r_1 BN_r + r_2 D_f N_g$

따라서 C, r_1, r_2, B, D_f, N_C, N_r, N_g를 확률변수로 취하면 평균($\overline{R_Q}$) 과 변동계수 (Ω_{RQ})는 다음과 같이 된다

$$\overline{R_Q} = (q_d - r_2 \overline{D_f}) \tag{3.39}$$

$$\Omega_{RQ} = \sqrt{\Omega_{qd^2 + \Omega_{DF^2}/}} \overline{R}_Q \tag{3.40}$$

여기서, $\Omega_{qd} = \sqrt{\overline{Q_C} \Omega_{QC^2} + \overline{Q}_{r^2 \Omega_{Qr^2}} + \overline{q^2} \Omega_{og^2/} \overline{q}_d}$

$Q_C = \overline{CN}_C$, $Q_r = 0.5\overline{r_1}\,\overline{BN_r}$, $Q_q = \overline{r_2}\,\overline{D_f}\,\overline{N_q}$

$$\Omega_{QC} = \sqrt{\Omega_{C^2} + \Omega_{NC^2}} \quad , \quad \Omega_{Qr} = \sqrt{\Omega r1^2 + \Omega_{b^2} + \Omega_{Nr^2}}$$

$$\Omega Q_q = \sqrt{\Omega r2^2 + \Omega D_{5^2} + \Omega N_{q2}}$$

(b) 수평지지력

케이슨 저변의 수평지지력은 토압이론에 입각한 수동 토압강도로 구해지는데, 본 연구에서는 제2층이하의 토압강도는 그 윗층 모두를 재하층으로 생각하여 상시와 지진시일때 3층 지반의 수동 토압강식으로 나타내면 다음과 같이 된다.

$$\text{상시 : } R_H = rk_p h_i + 2c\sqrt{k_p} + k_{p.q} \tag{3.41}$$

여기서, r = 흙의 단위 중량, k_p = 수동 토압계수,

q = 상재하중, h_i = 각층의 근입깊이

따라서, r, c, k_p, h, q 를 확률변수로 취하면 평균 ($\overline{R_H}$)와 변동계수 (Ω_{RH})는 다음과 같이 된다.

$$\overline{R_H} = \bar{r}\overline{k_p}\overline{h_i} + 2\bar{c}\sqrt{\overline{k_p}} + \overline{k_p}\bar{q} \tag{3.42}$$

$$\Omega_{RH} = \sqrt{\overline{P_S}\Omega P_S{}^2 + \overline{P_q}{}^2 \Omega P_C{}^2 + \overline{P}_{q2}} / \overline{R_H} \tag{3.43}$$

여기서, $\overline{P}_S = \bar{r}\overline{k_p}\overline{h_i}$, $\overline{P_C} = 2\overline{C}\sqrt{\overline{k_i}}$, $\Omega p_s = \sqrt{\Omega k_p{}^2 + \Omega r^2 + \Omega h_i{}^2}$

$$\Omega p_c = \sqrt{\Omega c^2 + 0.25\Omega k_p{}^2}, \quad \Omega p_q = \sqrt{\Omega k_p{}^2 + \Omega q^2}$$

$$\text{지진시: } R_H = rkephi + 2c\sqrt{KEp} \tag{3.44}$$

따라서 r, kep, hi, c 를 확률변수로 취하면 평균과 변동계수는 다음과 같이 된다.

$$\overline{R_H} = \bar{r}\overline{kep}\overline{h_i} + 2\bar{c}\sqrt{\overline{kep}} \tag{3.45}$$

$$\Omega R_H = \sqrt{\overline{P}E_S{}^2 \Omega PE_S{}^2 + \overline{P}E_C{}^2 \Omega PE_C{}^2} / \overline{R_H} \tag{3.46}$$

여기서,

$\overline{PE_S} = \overline{r}\,\overline{k_{EP}}\overline{h_i}$, $\overline{P_{EC}} = 2\overline{C}\overline{k_{EC}} = 2\overline{C}\overline{K}_{EP}$, $\Omega_{EPS} = \sqrt{\Omega K_{EP}{}^2 + \Omega r^2 + \Omega_{hi}{}^2}$

$\Omega_{EPC} = \sqrt{\Omega_C{}^2 + 0.25\Omega K_{EP}{}^2}$

(c) **활동**

케이슨저면의 전단 저항력은 도로교시방서에서 사용하는 공식을 사용하면 다음과 같이 된다.

$$R_S = C_B A' + V\tan\overline{\Phi_B} \tag{3.47}$$

여기서, C_B= 케이슨 저면과 지반 사이의 접착력,

A'= 케이슨 저면의 유효단면적

V = 케이슨 저면이 작용하는 연직하중,

Φ_B = 케이슨 저면과 지반사이의 마찰각

따라서 C_B, A', V, Φ_B를 확률변수로 취하면 평균과 변동계수는 다음과 같이 된다.

$$\overline{R_S} = \overline{C_B}\,\overline{A'} + \overline{V}\tan\overline{\Phi_B} \tag{3.48}$$

$$\Omega_{RS} = \sqrt{\overline{C_B}^2\,\overline{A'^2}(\Omega C_B{}^2 + \Omega_A{}'^2) + \overline{V}^2\tan^2\Phi_B{}^2)}\,/\,\overline{R_H} \tag{3.49}$$

(2) **하중효과의 불확실량**

교량케이슨기초에 대한 하중효과의 불확실량산정은 Galambos의 기본 확률변수의 저항을 이용하는 방법과 Ellingwood와 같이 부분하중의 하중효과 조합을 이용하는 방법이 있는데 본 연구에서는 Ellingwood의 방법을 이용하였다. 설계지반면에 있어서 케이슨에 작용하는 연직력, 수평력 및 모멘트을 받는 경우의 지반 반력을 3층지반의 사다리꼴 분포로 가정하면 케이슨 기초의 하중효과는 다음과 같이 된다.

(a) **연직 지지력**

저면의 지반 반력을 사다리꼴 분포로 가정하면 이에 대한 도로교통시방서에는 다음과 같이 된다.

$$S_V = \frac{V + W1 - u}{A} \pm Kva\theta \tag{3.50}$$

여기서, V = 케이슨에 작용하는 연직력, W = 케이슨의 단위 길이당 중량
U = 케이슨에 작용하는 부력, Kv = 케이슨의 지반 저며의 연직 반력계수
a = 케이슨 측벽의 폭, θ = 케이슨의 회전각

따라서, V, Kv, W, L, u, a, θ를 확률변수로 취하면 저면의 지반 반력에 대한 평균($\overline{S_V}$)와 변동 계수(Ω_{SV})는 다음과 같이 된다.

$$S_V = \frac{\overline{V} + \overline{W}\overline{I} - u}{A} \pm \overline{Kv}\,\overline{a}\,\theta \tag{3.51}$$

$$\Omega SV = \sqrt{\overline{Q_{V^2}}\,\Omega Q V^2 + \overline{Q_K}^2\,\Omega {Q_K}^2} / \overline{S_V} \tag{3.52}$$

여기서, $\overline{Q_V} = \frac{\overline{V} + \overline{W}\overline{I} - \overline{u}}{A}$, $\overline{Q}K = \overline{Kv}\,\overline{a}\,\overline{\theta}$

$$\Omega Sv = \frac{\sqrt{\Omega v^2 + \overline{V}^2 {\Omega_V}^2 + \overline{W}^2\,\overline{L^2(\Omega W^2 + \Omega I^2) + \overline{u}^2 \Omega u^2}}}{(\overline{V} + \overline{W}\overline{I} - \overline{u})^2}$$

$$\Omega Qk = \sqrt{\Omega k V^2 + \Omega a^2\ \ \Omega \Phi^2}$$

(b) **수평지지력**

수평지지력의 하중효과는 케이슨기초의 저면의 지반반력으로 산정된다 이때 사다리꼴 분포의 지반 반력은 지반의 수평반력계수(K_H), 케이슨의 회전각(θ), 케이슨의 회전중심 깊이 (h)의 함수로서 다음과 같이 된다.

$$S_H = K_H(h - L_i)\theta \tag{3.53}$$

따라서 식(3.53)에서 K_H, h, I_i, θ를 확률변수로 취하면 이에 대한 평균 ($\overline{S}_H$)와 변동계수(ΩS_H)는 다음과 같이 된다.

$$\overline{S_H} = \overline{K_H}(\overline{h} - \overline{L}_i)\overline{\theta} \tag{3.54}$$

$$\Omega S_H = \sqrt{\Omega K_H{}^2 + \Omega_\theta{}^2 + \frac{\overline{L_i{}^2 \Omega Li^2 + \overline{h^2 \Omega h^2}}}{(\overline{h} - \overline{L}i)^2}} \tag{3.55}$$

(c) 활동

활동의 안정해석에 대한 하중효과는 저면의 전단력으로 계산되는데 도로교시방서의 공식에 의하면 다음과 같이 된다.

$$S_S = Ks(h - Li)QA \tag{3.56}$$

여기서, $^{h=}\dfrac{MK_2 + HK_3}{MK_1 + HK_2}$, $^{Q=}\dfrac{MK_1 + HK_2}{K_1K_3 - K_2{}^2}$

K_S = 케이슨저면 지반의 전단스프링 정수, A=케이슨저면의 단면적

K_1, K_2, K_3= 전면지반의 수평반력계수,

N, H, M = 설계지번면에 대한 연직력 수평력,휨모멘트

따라서 식(19)에서 K_S , h, L_i, θ, A를 확률변수로 취하면 평균($\overline{S_S}$)와 변동계수 (ΩS_S)는 다음과 같다.

$$\overline{S_S} = \overline{K_S}(\overline{h} - \overline{L}i)\overline{Q}\,\overline{A} \tag{3.57}$$

$$\Omega S_S = \sqrt{\Omega K_S{}^2 + \Omega\theta^2 + \Omega_A{}^2 + \frac{\overline{h}^2 \Omega_H{}^2 + \overline{L_i{}^2})L_i^2}{(\overline{h} - \overline{L_i})^2}} \tag{3.58}$$

3.3 기초구조물의 경제성 분석모델

기초구조물에 대한 자산관리 개념의 경제성평가를 위한 생애주기비용(LCC)분석 및 절차는 여러 가지 방법이 있는데, 본 연구에서는 초기투자비용, 직접손실비용(유지관리비용, 해체폐기비용, 구조부재 보수 보강비용 및 교체비용의 총화), 간접손실비용(인적 물적 손실비용, 사회 경제적손실비용의 총화)으로 구성하여 유지관리조치 횟수에 따라 LCC를 정식화하고, 시간가치를 고려한 외관상태 평가등급에 따른 LCC분석 모델로 사후유지관리인 경우와 예방유지관리인 경우로 나누어 평가하였다.

3.3.1 사후유지관리인 경우

신뢰성 해석에 의한 열화성능평가와 유지관리조치수준별 상대LCC지수를 이용한 시간의존적 생애주기비용(LCC)분석 모델은 다음과 같이 된다.

$$C(t) = C_o - \alpha_c t^2 \qquad 0 \le t < t_o \tag{4.80a}$$

$$C(t) = C_o - \alpha_c (t - t_o)^2 \qquad t_o \le t < t_k \tag{4.80b}$$

$$C(t) = C_o - \alpha_c (t - \triangle t)^2 \qquad t_k \le t < t_f \tag{4.80c}$$

$$C(t) = C_o - \alpha_c (t - \triangle t_f)^2 \qquad t_f \le t < t_s \tag{4.80d}$$

$$C(t) = C_o - \alpha_c (t - \triangle t_s)^2 \qquad t_s \le t < t_d \tag{4.80e}$$

여기서, $\beta_{pf} = \beta_d / \beta_o$, $\alpha_\beta = (1 - \beta_{pf}) / t_o^2$

$\alpha_c = C_o \times \alpha_\beta$, $t_f = t_o + \triangle t$, $t_s = t_o + 2\triangle t$

$t_d = t_o + 3\triangle t$, $\triangle t = t_o - t_i$, $\triangle t_f = t_o + \triangle t - t_{f1}$, $\triangle t_s = t_o + 2\triangle t - t_{s1}$

$t_1 = t_{f1} = t_{s1} = \left((1 - \beta_{y1}) / \alpha_\beta\right)^{(1/2)}$, $\beta_{y1} = \beta_{pf} + \triangle \beta_{pf}$

단, β_{pf}=구조성능지수, β_d=평가시점의 신뢰성지수, β_o=설계시점의 신뢰성지수, α_β=점검시점의 열화율, t=공용년수, t_o=점검시점, t_i=열화발생 전 시점, t_f=1차 유지관리시점, t_s=2차 유지관리 시점, t_d=3차 유지관리시점, t_1=,t_{f1}=,t_{s1}=상수, $\triangle t$=1차 유지관리시기(주기), $\triangle t_f$=2차 유지관리 시기, $\triangle t_s$=3차 유지관리시기, β_{y1}=보강후의 신뢰성향상지수, $\triangle \beta_{pf}$=신뢰성지수 증가분, C_o=상대LCC지수, α_c=LCC감소율

3.3.2 예방유지관리인 경우

신뢰성 해석에 의한 열화성능평가와 유지관리조치수준별 상대 LCC지수를 이용한 시간의존적 생애주기비용(LCC)분석 모델은 다음과 같이 된다.

$$C(t) = C_o - \alpha_c t^2 \qquad 0 \le t < t_o \tag{4.81a}$$

$$C(t) = C(t_o) - \alpha_c (t - t_o)^2 \qquad t_o \le t < t_k \tag{4.81b}$$

$$C(t) = C(t_k) + C_\gamma - \alpha_c (t - \triangle t)^2 \quad t_k \le t < t_f \tag{4.81c}$$

$$C(t) = C(t_f) + C_\gamma - \alpha_c (t - \triangle t_f)^2 \quad t_f \le t < t_s \tag{4.81d}$$

$$C(t) = C(t_s) + C_\gamma - \alpha_c (t - \triangle t_s)^2 \quad t_s \le t < t_d \tag{4.81e}$$

여기서, $C(t_o) = C_o$ (4.82a)

$$C(t_k) = C_o - \alpha_c (t_k - t_o)^2 \tag{4.82b}$$

$$C(t_f) = C_o + C\gamma - \alpha_c (t_k - t_o)^2 - \alpha_c (t_f - \triangle t)^2 \tag{4.82c}$$

$$C(t_s) = C_o + C_\gamma - \alpha_c (t_k - t_o)^2 - \alpha_c (t_f - \triangle t)^2 - \alpha_c (t_s - \triangle t_f)^2 \tag{4.82d}$$

3.3.3 자산관리 개념의 상태등급 평가방법

(1) 평가방법

자산의 가치를 평가하는데 있어 가장 중요한 사항이 기초구조물의 상태평가이다. 이것은 다른 성능기준에 영향을 주기 때문이다. 낮은 등급의 상태 평가를 가지고 있는 구조물은 관리주체 또는 사용자 입장에서 자산의 가치가 낮게 평가되고 잔존수명 또한 짧다. 그리고 관리주체의 한정된 예산으로 인하여 프로젝트 및 네트워크에는 이연된 보수보강비용이 증가하게 된다. 이는 응급복구비용이 늘어나게 되는 효과를 초래한다. 따라서 안전진단에 의해 산정된 구조부재의 물리적 구조성능 판정 등급에 경제성 평가를 고려한 자산관리 개념을 도입한 상태등급판정 식은 다음과 같이 경제성지수(EI)로 나타낼 수 있다.

$$\text{경제성지수}(EI) = \frac{\text{기초구조물의 보수·보강시의 } LCC}{\text{기초구조물의 교체시의 } LCC} \tag{4.86}$$

(2) 평가기준 및 절차

기초구조물의 안전성 등급 판정은 주로 5단계를 따르고 있고, 유지관리 전략 판정을 위한 기존의 안전진단보고서의 외관 상태등급 판정과 구조안전성 판정 등도 5단계로 시행되고 있다. 따라서 자산관리 개념에 의한 상태등급 판정을 5단계 경제성지수로 나타내면 표3.1과 같이 된다.

표 3.1 자산관리 개념의 상태등급 판정 기준

상태등급	경제성지수(EI)	상태등급에 의한 경제성 판단	
		보수·보강의 경제성	교체의 경제성
A	0.69이하	최고	없음
B	0.70~0.79	양호	부족
C	0.80~0.89	보통	보통
D	0.90~0.99	부족	양호
E	1.00이상	없음	최고

현재 기초구조물의 투자우선순위를 정하는 자산관리에 대한 의사결정은 공학적인 판단 즉 손상등급의 저하에 따른 보수보강만을 위주로 관리되고 있다. 따라서 자산평가의 의사결정을 위한 판단기준은 단순히 하나의 성능기준만을 가지고 판단하는 것이 아니고 성능기준을 각각의 대안에 대하여 종합적으로 분석하여 관리주체의 정책 및 목표에 타당한지를 충분히 검토하고 이에 대한 세부적인 실행방안을 모색해야 한다.

제4장 기초구조물의 성능분석 적용 및 고찰

4.1 기초구조물의 신뢰성해석 및 고찰

4.1.1 신뢰성해석 방법에 따른 신뢰성지수 및 안전율

본 연구에서는 현행 기초구조물의 형식 즉, 직접기초, 말뚝기초 및 케이슨 기초의 관련 규정들에 대해서 기본 개념 및 유도과정을 비교·분석하여 그 차이점을 파악하고, 이 규정들의 신뢰성해석 및 불확실량 산정방법을 제시하였다. 그리고 개발된 총기대비용 최소화원칙에 기초한 신뢰성해석 방법으로 광양제철소에서 타설한 강관 기초말뚝의 재하실험 지지력 데이터와 정역학적 극한 지지력공식, 동역학적지지력공식으로 구한 지지력 데이터를 토대로 말뚝기초(연직지지력)에 대한 신뢰성해석 및 안전율을 산정한 결과 표 4.1과 같이 나타났다.

표 4.1 신뢰성해석 방법에 의한 말뚝기초(연직지지력)의 신뢰성해석 및 안전율

구분	불확실량(변동계수)		최적신뢰성지수			최적안전율		
	저항(Ω_R)	하중(Ω_S)	통계적	미지적	전체	통계적	미지적	전체
Fujino방법	0.43	0.22	3.9212	8.1426	3.9562	2.7754	19.8249	2.8209
Kanda방법	0.43	0.22	4.0279	4.7935	4.0606	2.9165	4.1664	2.9615
본연구방법	0.43	0.22	4.0277	4.7661	4.0604	2.9165	4.1137	2.9613
Chou방법	0.43	0.22	3.3351	4.1009	3.3738	2.1124	4.1664	2.1508
※ 본 연구방법 : Frangopol해석을 참조함								

표 4.1에서와 같이 말뚝기초의 연직지지력에 대한 최적신뢰성 지수값은 본 연구의 방법 즉, Frangopol의 방법이 4.0277로 나타났고, Kanda방법이 4.0279, Fujino방법은 3.9212 및 Chou방법이 3.3351로서 각각 다르게 나타났다. 또한 최적안전율은 본 연구방법이 2.9165로서 다른 방법에 비해 비교적 높은 값으로 산정되었다. 따라서 기존의 허용응력설계법에 따른 일률적인 안전율값의 적용방식은 신뢰성 해석의 결과 비교적 불합리한 것으로 판단되었다. 그림 4.1은 말뚝기

초(연직지지력)에 대한 신뢰성해석 및 안전율값을 도해적으로 나타낸 결과이다.

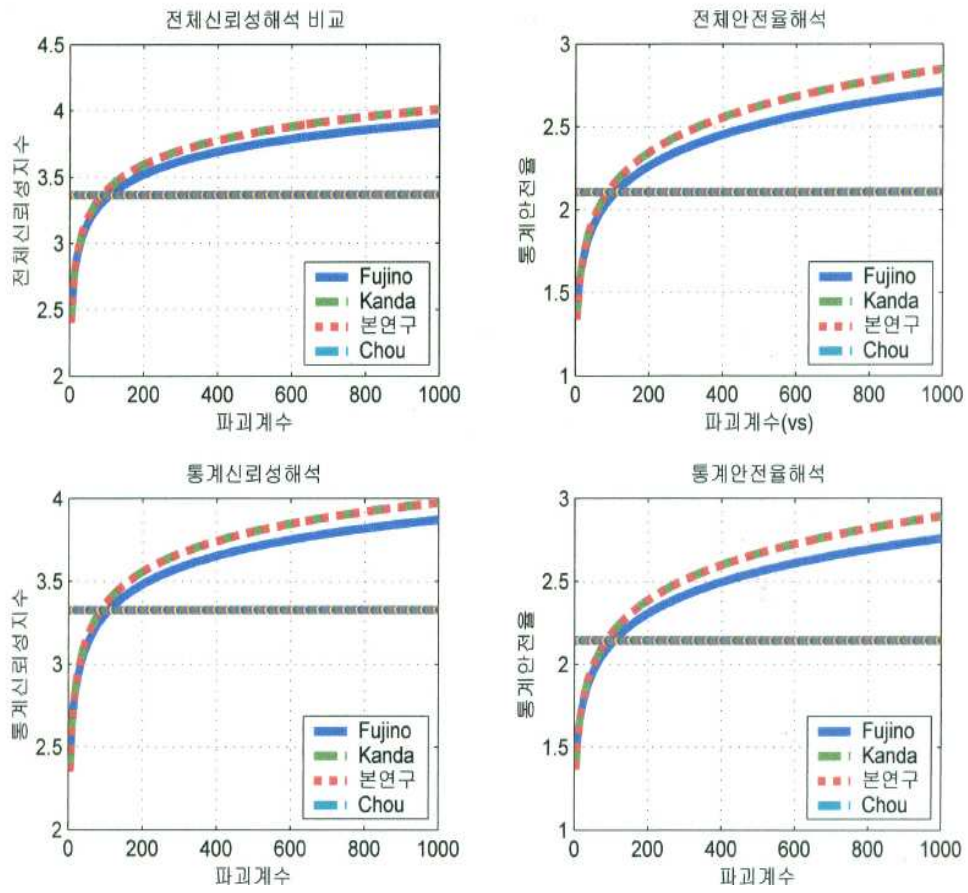


그림 4.1 신뢰성해석 방법에 의한 말뚝기초(연직지지력)의 신뢰성 지수 및 안전율

표 4.2는 신뢰성해석 방법에 의한 말뚝기초(연직지지력)의 파괴확률을 산정한 결과로서 통계적, 미지적 및 전체의 파괴확률로 구분하여 나타내었다. 표 4.2에서와 같이 말뚝기초의 연직지지력에 대한 파괴확률은 본 연구의 방법 즉, Frangopol의 방법이 2.81778E-5로 나타났고, Kanda방법이 2.81778E-5, Fujino방법은 4.40684E-5 및 Chou방법이 0.000426356로서 각각 다르게 나타났다.

표 4.2 신뢰성해석 방법에 의한 말뚝기초(연직지지력)의 파괴확률

구분	총기대최소화의 원칙에 의한 신뢰성해석방법			
	Fujino방법	Kanda방법	본연구방법	Chou방법
통계적파괴확률	4.40684E-5	2.81778E-5	2.81778E-5	0.000426356
미지적파괴확률	1.95522E-16	8.20556E-7	9.40171E-7	2.05854E-5
전체(통계+미지)파괴확률	3.78988E-5	2.43478E-5	2.43645E-5	0.000369548

그림 4.2는 말뚝기초(연직지지력)에 대한 신뢰성해석에 따른 파괴확률값을 도해적으로 나타낸 결과이다.

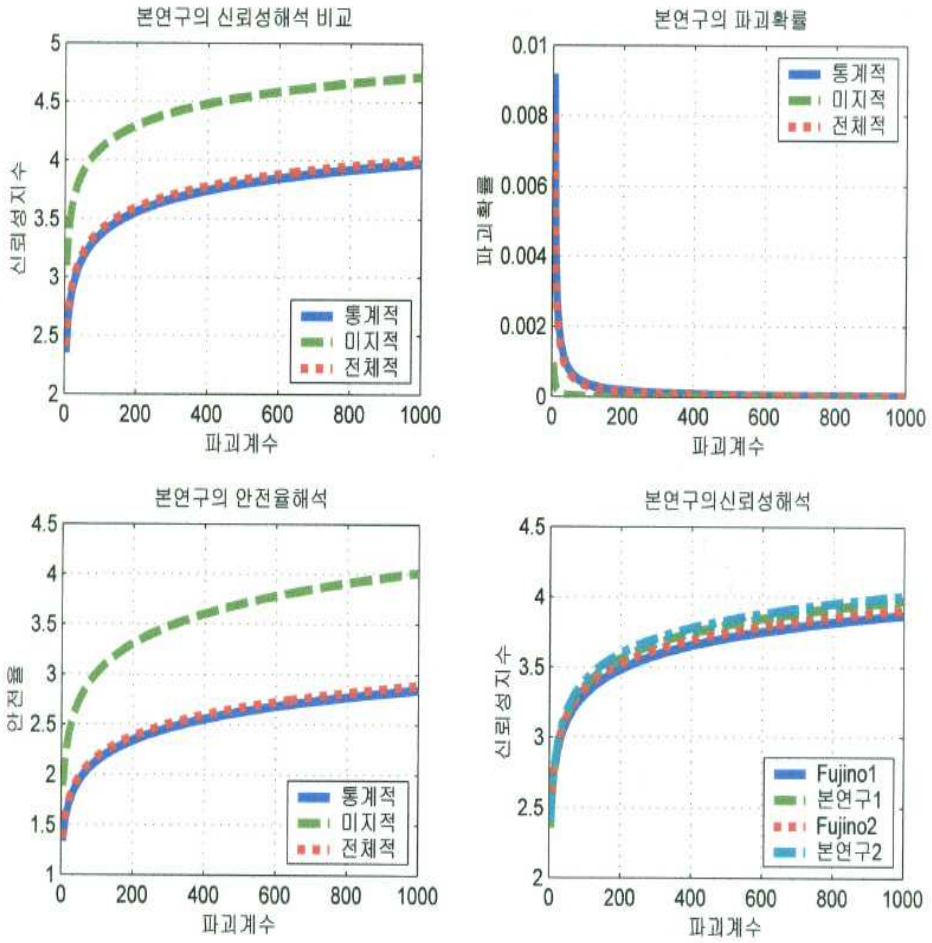


그림 4.2 신뢰성해석 방법에 의한 말뚝기초(연직지지력)의 파괴확률

4.1.2 안정해석의 신뢰성지수 산정결과

표 4.3은 기초구조물의 연직지지력에 대한 안정해석의 신뢰성해석 및 안전율값을 직접기초와 말뚝기초 및 케이슨기초로 구분하여 나타내었다.

표 4.3 기초구조물의 연직지지력에 대한 안정해석의 신뢰성해석 및 안전율

구분	불확실량(변동계수)		최적신뢰성지수			최적안전율		
	저항(Ω_R)	하중(Ω_S)	통계적	미지적	전체	통계적	미지적	전체
직접기초	0.37	0.25	3.8531	4.6519	3.8876	2.4624	3.4845	2.4996
말뚝기초1	0.43	0.22	3.9729	4.7113	4.0060	2.8431	4.0101	2.8873
말뚝기초2	0.27	0.22	3.8542	4.8781	3.8894	2.0219	2.8729	2.0465
케이슨기초	0.41	0.28	3.8074	4.5258	3.8417	2.6463	3.7372	2.6902
※ 말뚝기초1 : 군말뚝인 경우, 말뚝기초2 : 단일말뚝인 경우								

표 4.4 및 그림 4.3은 기초구조물의 연직지지력에 대한 안정해석의 파괴확률을 직접기초와 말뚝기초 및 케이슨기초로 구분하여 나타내었다.

표 4.4 기초구조물의 연직지지력에 대한 안정해석의 파괴확률

구분	총기대최소화의 원칙에 의한 신뢰성해석방법			
	직접기초	말뚝기초(군말뚝)	말뚝기초(단일말뚝)	케이슨기초
통계적파괴확률	5.83274E-5	3.55145E-5	5.80711E-5	7.02362E-5
미지적파괴확률	1.64634E-6	1.23180E-6	5.35718E-7	3.01101E-6
전체(통계+미지) 파괴확률	5.0392E-5	3.07149E-5	5.00161E-5	6.08247E-5

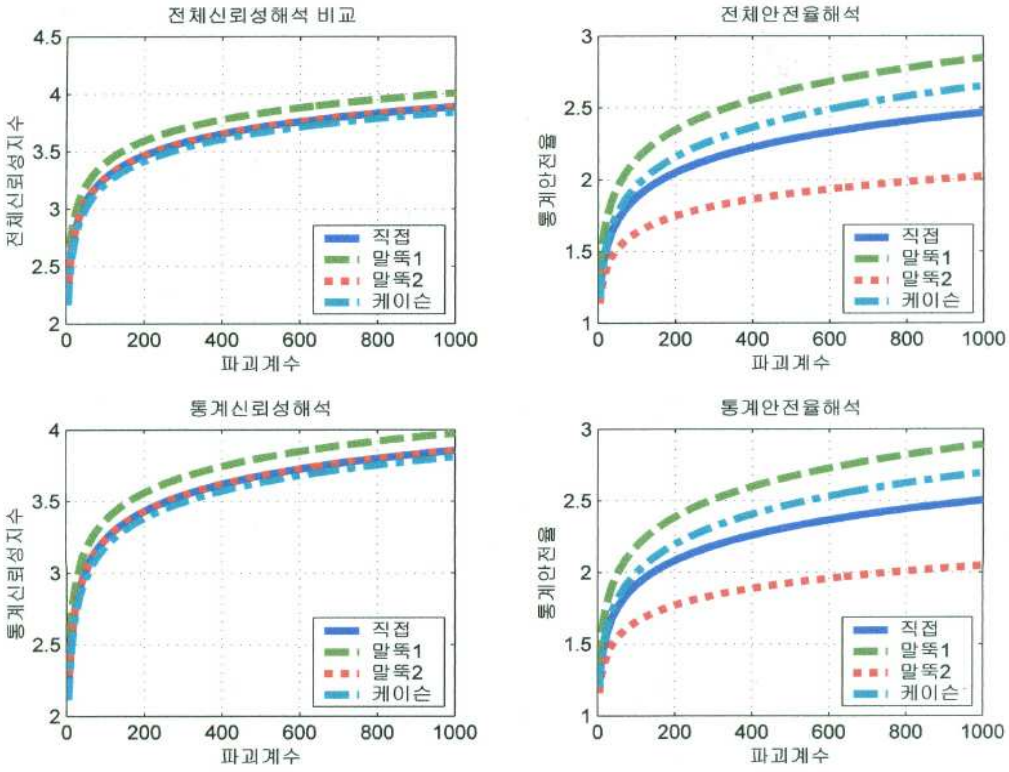


그림 4.3 기초구조물의 연직지지력에 대한 안정해석의 파괴확률

4.1.3 각부단면의 신뢰성지수 산정결과

표 4.5는 기초구조물의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 안전율을 직접기초와 말뚝기초 및 케이슨기초로 구분하여 나타내었고, 표 4.6은 기초구조물의 휨에 대한 각부단면해석의 파괴확률을 직접기초와 말뚝기초 및 케이슨기초로 구분하여 나타내었다.

표 4.5 기초구조물의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 안전율

구분	불확실량(변동계수)		최적신뢰성지수			최적안전율		
	저항(Ω_R)	하중(Ω_S)	통계적	미지적	전체	통계적	미지적	전체
직접기초	0.18	0.25	3.7895	4.9473	3.8254	1.8383	2.6143	1.8585
말뚝기초1	0.13	0.22	3.8178	5.2136	3.8536	1.6854	2.3994	1.7008
말뚝기초2	0.16	0.22	3.8443	5.1555	3.8798	1.7396	2.4763	1.7563
케이슨기초	0.16	0.28	3.7178	4.8138	3.7444	1.8622	2.6455	1.8840
] 말뚝기초1 : PC관인 경우, 말뚝기초2 : 강관인 경우								

표 4.6 기초구조물의 휨에 대한 각부단면해석의 파괴확률

구분	총기대최소화의 원칙에 의한 신뢰성해석방법			
	직접기초	말뚝기초(군말뚝)	말뚝기초(단일말뚝)	케이슨기초
통계적파괴확률	7.55114E-5	6.73465E-5	6.04619E-5	0.0000104554
미지적파괴확률	3.76854E-7	9.27951E-8	1.26711E-7	7.41299E-7
전체(통계+미지) 파괴확률	6.49925E-5	5.79310E-5	5.20150E-5	9.00192E-5

그림 4.4는 직접기초의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 안전율과 파괴확률을 도해적으로 나타내었고, 그림 4.5는 말뚝기초1의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 안전율과 파괴확률을 도해적으로 나타내었으며, 그림 4.6은 말뚝기초2의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 안전율과 파괴확률을 도해적으로 나타내었고, 그림 4.7은 케이슨기초의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 안전율과 파괴확률을 도해적으로 나타내었다.

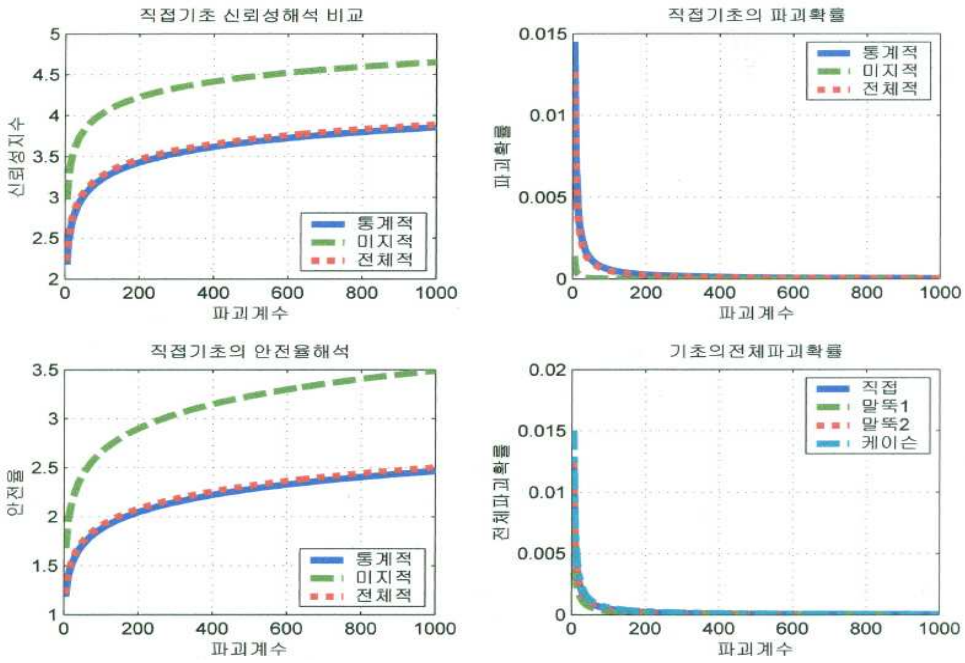


그림 4.4 직접기초의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 파괴확률

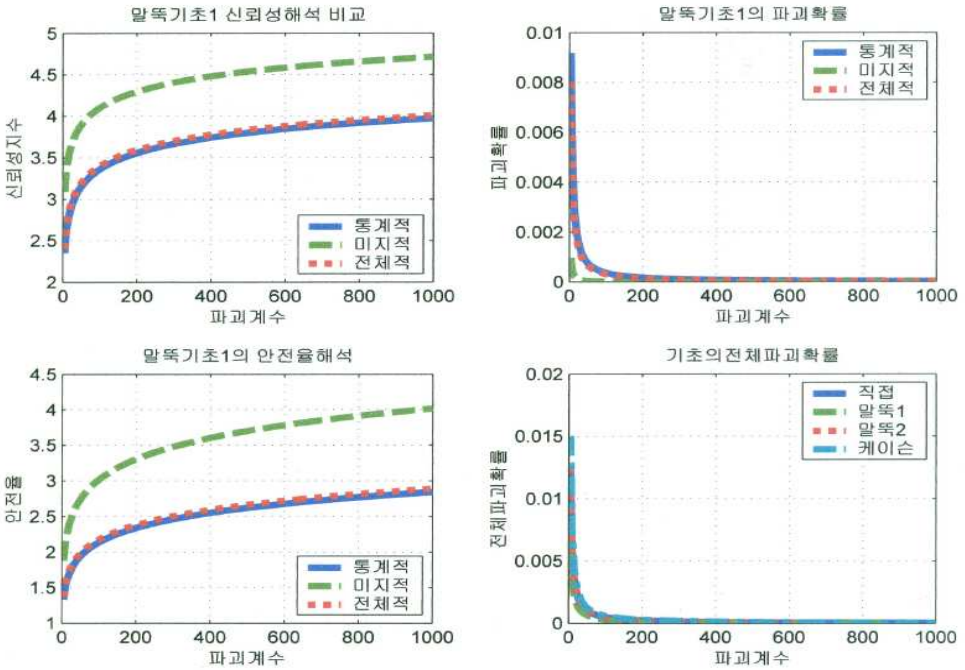


그림 4.5 말뚝기초1의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 파괴확률

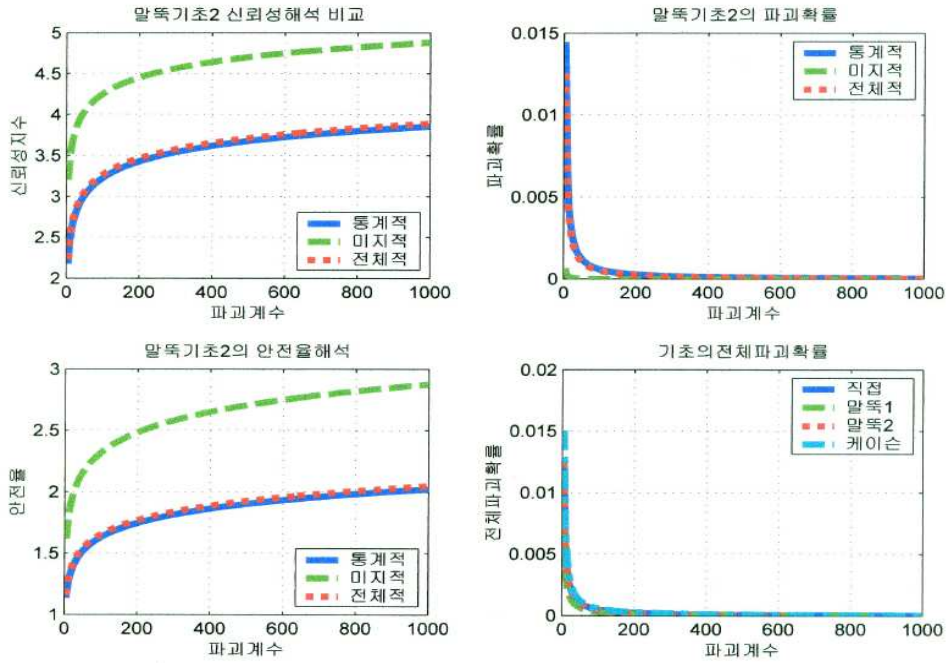


그림 4.6 말뚝기초2의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 파괴확률

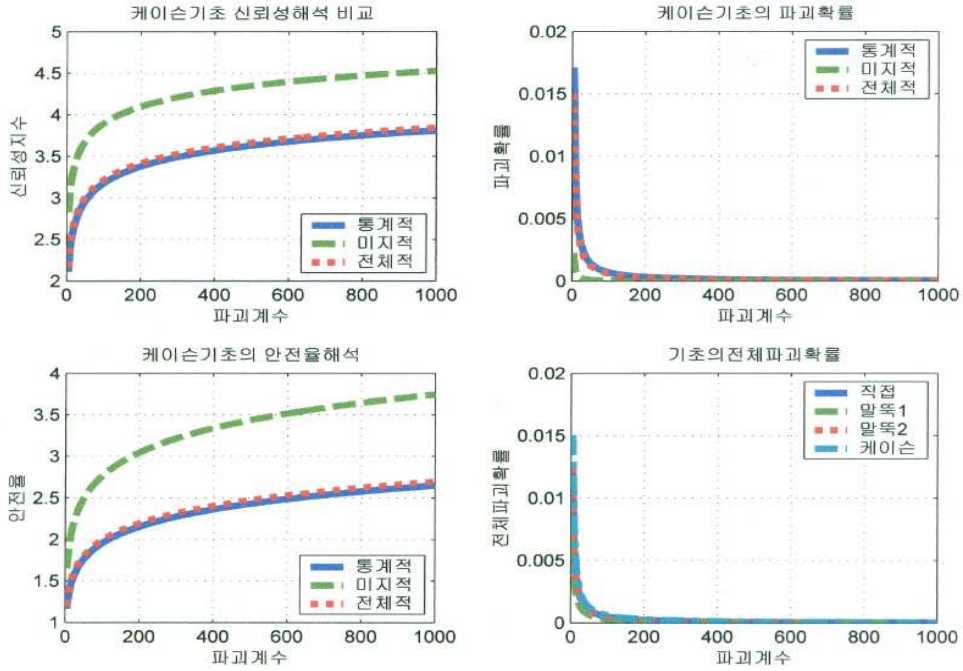


그림 4.7 케이슨기초의 휨에 대한 각부단면해석의 신뢰성해석 및 파괴확률

4.2 기초구조물의 경제성분석 및 고찰

4.2.1 안정성 판정등급에 따른 *LCC*분석 결과

사례 기초구조물은 OO케이슨기초의 연직지지력의 안정해석을 대상으로 초기투자비용 및 유지관리비용의 평균치를 표준단가로 적용하였고, 이 때 저항의 불확실량, 변동계수는 Ω_R=0.41, 하중의 변동계수 Ω_S=0.28을 사용하였으며, 초기투자비용 대비 파괴비용의 비 $\tau(x)$=1223을 사용하였다. 또한 기초구조물에 대한 안정성 판정등급의 추정 값은 B등급(유지보수)인 경우는 0.25, C등급(보수)인 경우는 0.50, D등급(보강)인 경우는 0.75, E등급(개축)인 경우는 1.0을 각각 적용하였다. 표 4.7은 안정성 판정등급에 따른 LCC분석 결과를 나타내고 있다.

표 4.7 안정성 판정등급에 따른 유지관리조치별 LCC분석(단위 : 천원/ m^2)

구분		케이슨기초에 대한 유지관리조치별 LCC			
		유지보수:B	보수: C	보강: D	교체: E
초기투자비용		45.14	45.14	45.14	45.14
직접손실비용	유지관리비용	1.40	2.80	5.60	45.14
	해체폐기비용	35.00	35.00	35.00	32.24
	점검진단비용	18.72	18.72	18.72	18.72
	소 계	55.12	56.52	59.32	96.10
간접손실비용		262.12	524.24	911.26	4,088.03
총 계		362.38	625.88	1,015.72	4,229.27

4.2.2 기초구조물의 경제성 지수 평가결과

표 4.8은 기초구조물의 경제성지수 평가결과로서 안정성 판정등급의 추정치 0.25, 0.50, 0.75 및 1.0으로 산정한 경제성 지수는 예방유지관리인 경우, 각각 0.31, 0.36, 0.41, 0.72이고, 사후유지관리인 경우, 각각 0.41, 0.50, 0.61, 1.26으로 분석되었다. 또한 개보수 비율에 따른 25%, 50%, 75% 및 100%의 경제성지수 분석 결과 보수·보강비용이 교체비용의 45%이하에서는 보수·보강의 경제성이 양호하게 나타났고, 65%이상에서는 교체의 경제성이 양호한 것으로 분석되었다.

표 4.8 기초구조물의 경제성지수 평가결과

구분		기초구조물의 안정성 판정 등급			
		유지보수:B	보수: C	보강: D	교체: E
예방유지관리	1차 조치	0.2439	0.2547	0.2684	0.3468
	2차 조치	0.2669	0.2885	0.3159	0.4726
	3차 조치	0.2899	0.3224	0.3634	0.5985
	4차 조치	0.3129	0.3562	0.4109	0.7243
사후유지관리	1차 조치	0.2684	0.2907	0.3189	0.4806
	2차 조치	0.3158	0.3605	0.4169	0.7403
	3차 조치	0.3633	0.4303	0.5149	1.0000
	4차 조치	0.4107	0.5000	0.6130	1.2597

그림 4.8과 4.9는 기초구조물에 대한 경제성지수 평가결과를 예방유지관리와 사후유지관리로 나누어 도해적으로 나타낸 결과이다.

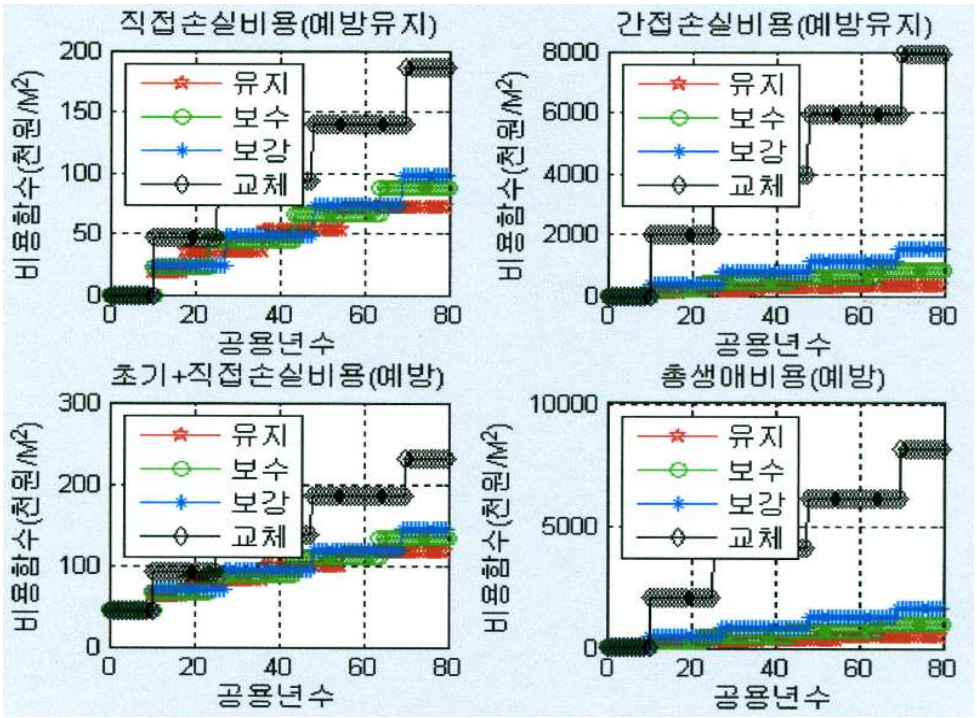


그림 4.8 기초구조물에 대한 경제성지수 평가(예방유지관리)

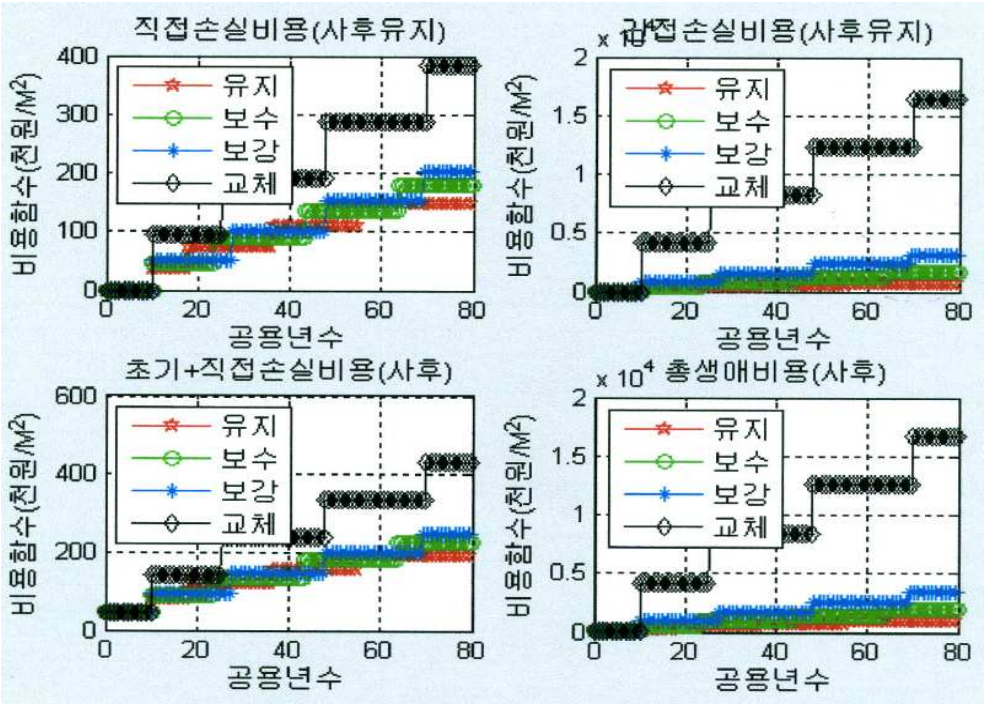


그림 4.9 기초구조물에 대한 경제성지수 평가(사후유지관리)

4.2.3 기초구조물에 대한 경제성분석 평가결과

표 4.9 및 그림 4.10은 기초구조물의 생애주기 동안에 소요되는 안정성 판정 등급별 총생애주기비용(TLCC : Total Life Cycle Cost)) 결과를 보여주고 있다. 교체 시에 대한 TLCC를 비교하면, 예방유지관리수준의 TLCC는 8,876.34천원/m^2(교체)으로서 사후유지관리수준의 TLCC인 18,008천원/m^2(개축)보다 전체적인 총비용에서 9,131.66천원/m^2 더 저렴함으로서 49.29%의 총생애주기비용에 대한 절감효과를 갖는다.

또한 표 4.9 및 그림 4.10에서 보는 바와 같이 초기투자비용 대비 80년까지의 예방유지관리에 대한 유지보수의 누적 LCC(4차조치)는 750.02/290.40=2.58배, 보수의 LCC는 1,281.18/290.40=4.41배, 보강의 LCC는 2054.22/290.40=7.07배, 교체의 LCC는 8876.34/290.40=30.56배가 된다는 것을 알 수 있다. 그리고 초기투자비용 대비 사후유지관리에 대한 유지보수의 누적 LCC(4차조치)는 1,238.86/290.40=4.27배, 보수의 LCC는 2334.94/290.40=8.04배, 보강의 LCC는 3930.14/290.40=13.53배, 교체의 LCC는 18,008.00/290.40=62.01배가 된다는 것을 알 수 있다.

표 4.9 기초구조물의 안정해석에 대한 생애주기비용 평가 비교분석

구분		기초구조물의 안정성 판정 등급			
		유지보수:B	보수: C	보강: D	교체: E
예방유지관리	1차 조치	405.31	538.09	731.35	2,436.88
	2차 조치	520.28	785.79	1,172.31	4,583.37
	3차 조치	635.12	1,033.49	1,613.26	6,729.85
	4차 조치	750.02	1,281.18	2,054.22	8,876.34
사후유지관리	1차 조치	527.52	801.53	1,200.33	4,719.79
	2차 조치	764.64	1,312.67	2,110.27	9,149.19
	3차 조치	1,001.75	1,823.80	3,020.20	13,578.60
	4차 조치	1,238.86	2,334.94	3,930.14	18,008.00

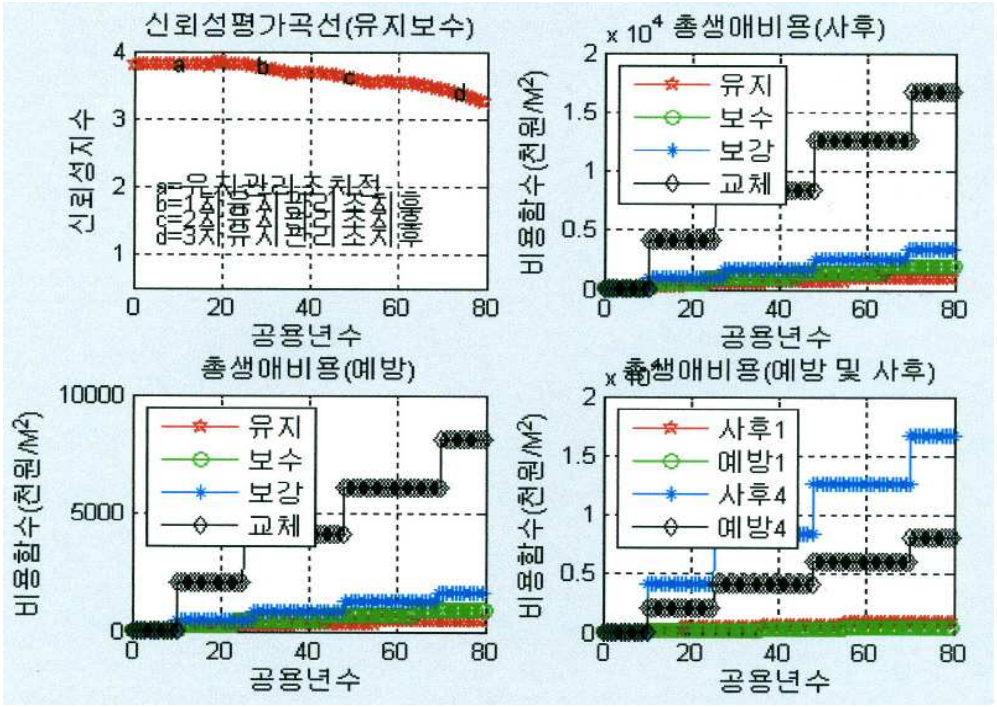


그림 4.10 기초구조물의 안정해석에 대한 생애주기비용 평가 비교분석

현행 유지관리 전략상 기초구조물의 50년까지의 총유지관리비용(건설교통부, 2004)은 초기투자비용의 약 4.69~5.12배 가정하여 유지관리전략을 수립하고 있는데, 이는 본 연구에서 추정한 예방적 또는 사후적 유지관리 수준에 대한 유지보수의 누적LCC/

초기투자비용의 값인 2.58~4.27배와 거의 같음을 알 수 있었다. 따라서 유지관리 전략을 시행할 때는 안정성 평가등급이 B 등급인 유지보수상태에서 시행함이 가장 경제적임을 입증하고 있다. 그리고 기존 기초구조물에 대한 실적치를 근거로 LCC를 계산한 미국의 연구발표에 의하면 기초구조물 사용기간 동안의 운용 및 관리비용은 초기투자비용의 4~7배가 되는데 반하여 본 연구에서 추정한 운용, 관리비용은 초기비용의 4.41~8.04배로 약간 높게 추정되었다. 이는 안정성 평가등급에 따른 누적 LCC 중에서 유지관리비용이 대부분을 차지하고 있는데, 본 연구에서는 보수 보강비용까지 고려하였기 때문으로 사료된다.

또한 80년 생애주기동안의 예방LCC / 사후LCC의 비는 유지보수, 보수, 보강 및 교체 순으로 각각 60.54%, 54.58%, 52.27%, 49.29%로서 예방유지관리 전략이 사후유지관리보다 경제적임을 증명하고 있다. 따라서 생애주기 동안에 안정성 평가등급에 따라 적절한 예방적 유지관리조치를 취하여 보수·보강함으로서 기초구조물의 수명을 최대한 연장시킬 수 있는 기초자료로 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

4.3 기초구조물의 성능분석 고찰

4.3.1 기초구조물의 안전성능 분석

본 연구에서는 기초구조물의 안전성능과 내구성능을 동시에 고려하는 신뢰성에 기초한 신뢰성 프로파일에 의해 기초구조물의 유지관리수준에 따른 안전성능 평가결과를 나타내면 표 4.10 및 그림 4.11과 같다.

표 4.10 유지관리수준에 따른 기초구조물의 안전성능 평가결과

구분		유지관리수준에 따른 신뢰성프로파일(안전성능) 평가결과			
		유지보수(B등급)	보수(C등급)	보강(D등급)	교체(E등급)
사후유지관리	1차 조치	3.9429	3.9429	3.9429	3.9429
	2차 조치	3.8800	3.7283	3.5302	3.4120
	3차 조치	3.7585	3.4675	3.1525	2.8250
예방유지관리	1차 조치	3.9429	3.9429	3.9429	3.9429
	2차 조치	3.8800	3.7283	3.5302	3.4129
	3차 조치	3.7351	3.4106	3.0553	2.6894

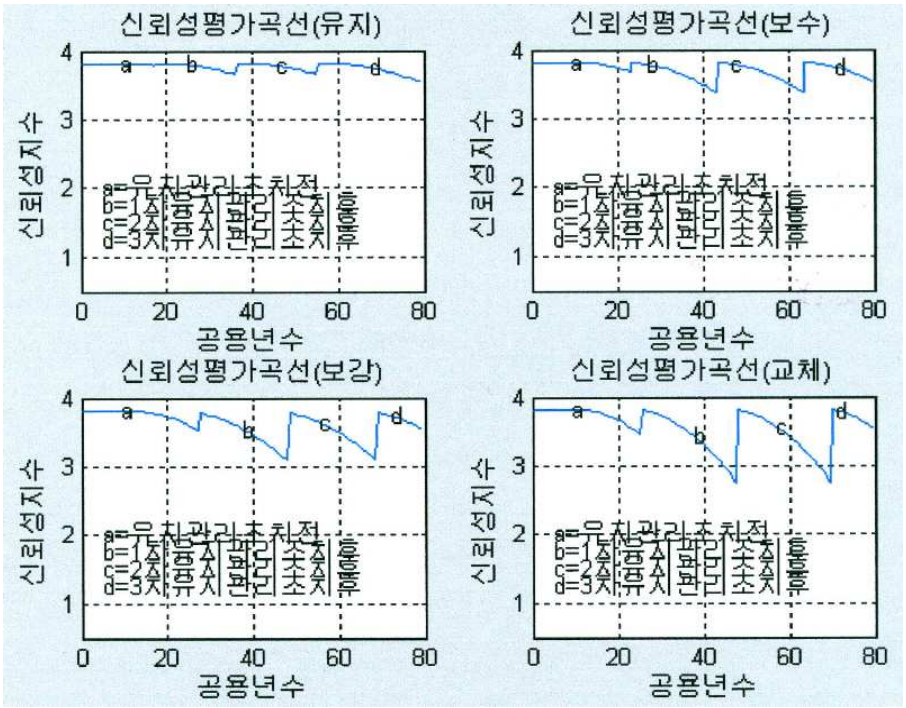


그림 4.11a 유지관리수준에 따른 기초구조물의 안전성능 평가결과(사후유지관리)

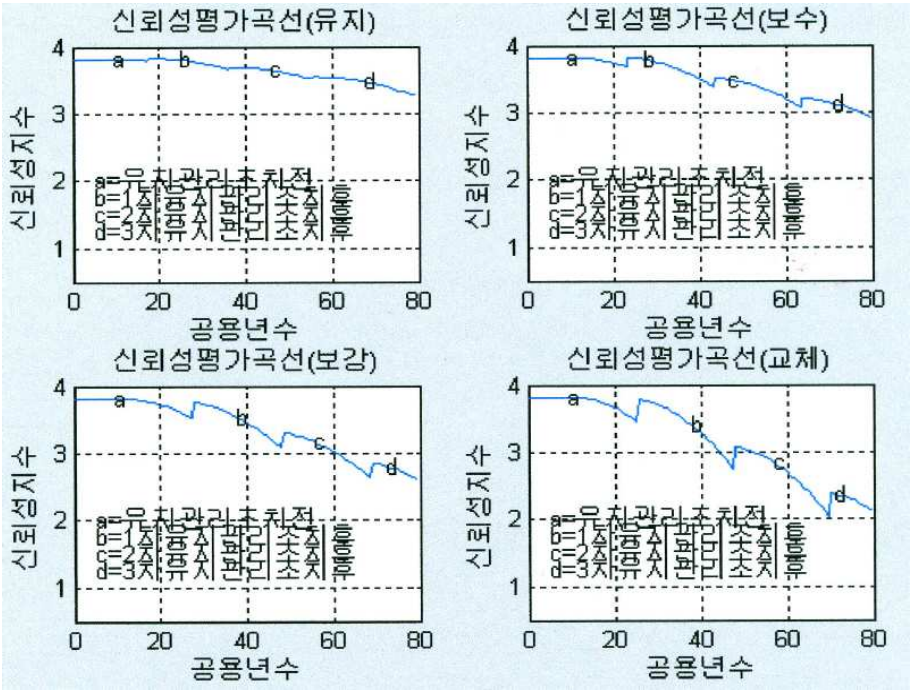


그림 4.11b 유지관리수준에 따른 기초구조물의 안전성능 평가결과(예방유지관리)

4.3.2 기초구조물의 내구성능 분석

본 연구에서는 기초구조물의 안전성능과 내구성능을 동시에 고려하는 신뢰성에 기초한 신뢰성 프로파일에 의해 기초구조물의 유지관리수준에 따른 내구성능 평가결과를 나타내면 표 4.11 및 그림 4.12와 같다.

표 4.11 유지관리수준에 따른 기초구조물의 내구성능 평가결과

구분		유지관리수준에 따른 신뢰성프로파일(내구성능) 평가결과			
		유지보수(B등급)	보수(C등급)	보강(D등급)	교체(E등급)
사후유지관리	1차 조치	3.8206	3.8206	3.8206	3.8206
	2차 조치	3.7865	3.6728	3.5099	3.4185
	3차 조치	3.6419	3.3599	3.0547	2.7374
예방유지관리	1차 조치	3.8206	3.8206	3.8206	3.8206
	2차 조치	3.7865	3.6723	3.5099	3.4185
	3차 조치	3.6461	3.3650	3.0497	2.7174

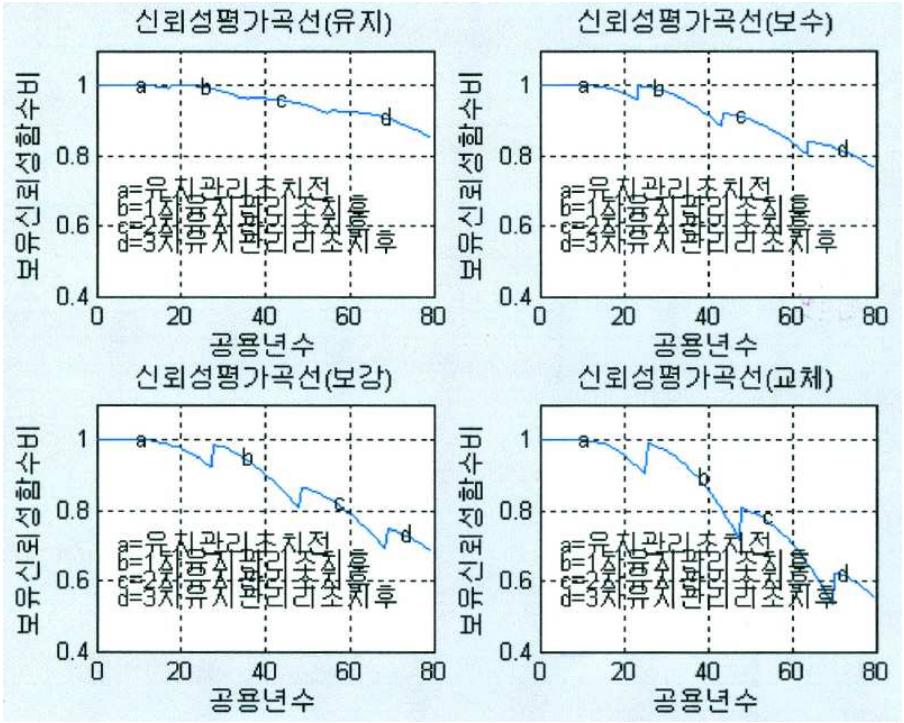


그림 4.12a 유지관리수준에 따른 기초구조물의 내구성능 평가결과(사후유지관리)

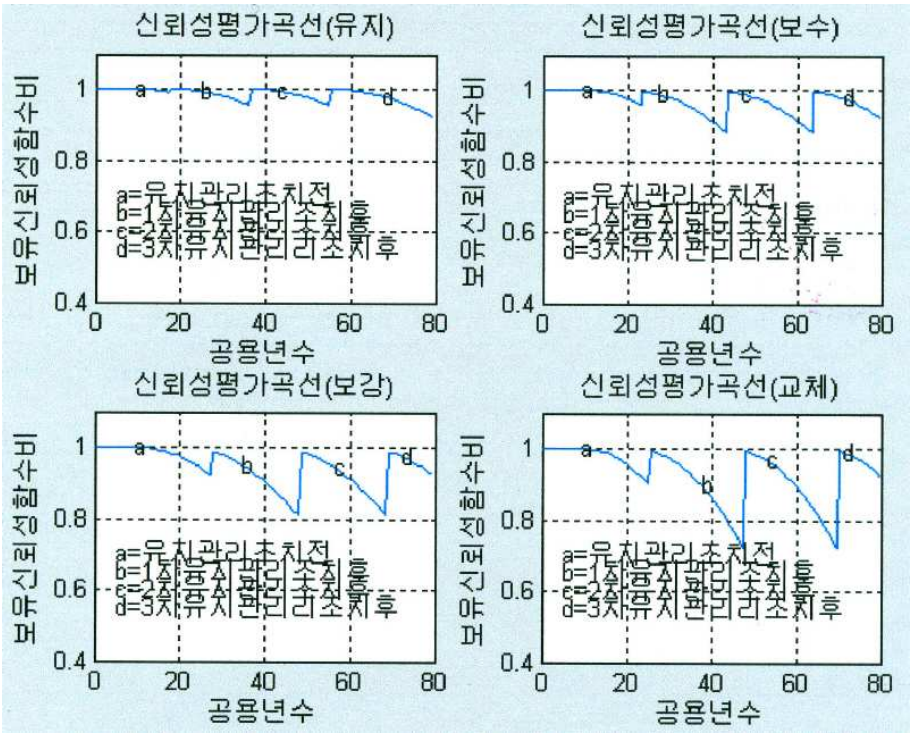


그림 4.12b 유지관리수준에 따른 기초구조물의 내구성능 평가결과(예방유지관리)

4.4 유지관리전략 판정분석

4.4.1 유지관리 전략 판정을 위한 안정해석의 상태 및 안전성평가 비교 분석

현행 건설교통부의 기초구조물의 안정해석에 대한 상태 및 안전성평가 방법은 평가점수기법을 이용하여 정량적인 평가기준을 설정하고 있어나 평가항목에 내재되어 있는 수많은 직·간접인 불확실량을 반영하지 못하는 단점을 가지고 있다. 본 연구에서는 이러한 단점을 극복하기 위하여 퍼지논리로 외관상태를 산정하고 이것을 기초한 신뢰성해석에 의한 신뢰성프로파일을 이용한 상태 및 안전성평가의 종합평가를 비교 분석하면 다음과 같이 된다.

건설교통부의 기초구조물의 안정해석에 대한 점검평가항목을 이용하여 외관상태 등급에 따른 기초구조물에 대한 점검시점의 신뢰성지수의 감소 및 손상부재의 신뢰성지수 결과를 LCC 프로그램의 2차식 신뢰성 프로파일로 산정

한 결과를 나타내면 표 4.12와 같다.

표 4.12 기초구조물의 안정해석에 대한 신뢰성해석 결과 비교 분석

구분	외관상태 등급에 따른 점검시점의 신뢰성해석			
	유지보수:B	보수: C	보강: D	교체: E
신뢰성지수의 감소(△β)	0.3837	0.5982	0.7106	1.3247
파괴확률의 감소(△ P_f)	0.3502	0.2748	0.2387	0.0926
손상부재의 신뢰성지수(β(t))	2.9495	2.7360	2.6237	2.0096
손상부재의 파괴확률(P_f(t))	0.0016	0.0031	0.0043	0.0222

표 4.12에서와 같이 준공한지 20년 시점의 외관상태 등급에 따른 신뢰성지수 값을 검증한 결과는 2.95(유지보수), 2.74(보수), 2.62(보강), 2.01(교체)이고, 파괴확률은 0.0016(유지보수), 0.0031(보수), 0.0043(보강), 0.0222(교체)로 검증되었다. 표 4.12에서와 같이 본 연구에서 개발한 외관상태 등급에 따른 손상부재에 대한 신뢰성지수(β(t))의 추정 값으로 기초구조물 구조신뢰성에 의한 안전성평가 등급기준과 보수·보강 및 개축에 대한 유지관리 전략은 그림 4.13에서와 같이 퍼지 파괴가능성 해석을 통해 정량적으로 수립할 수 있다.

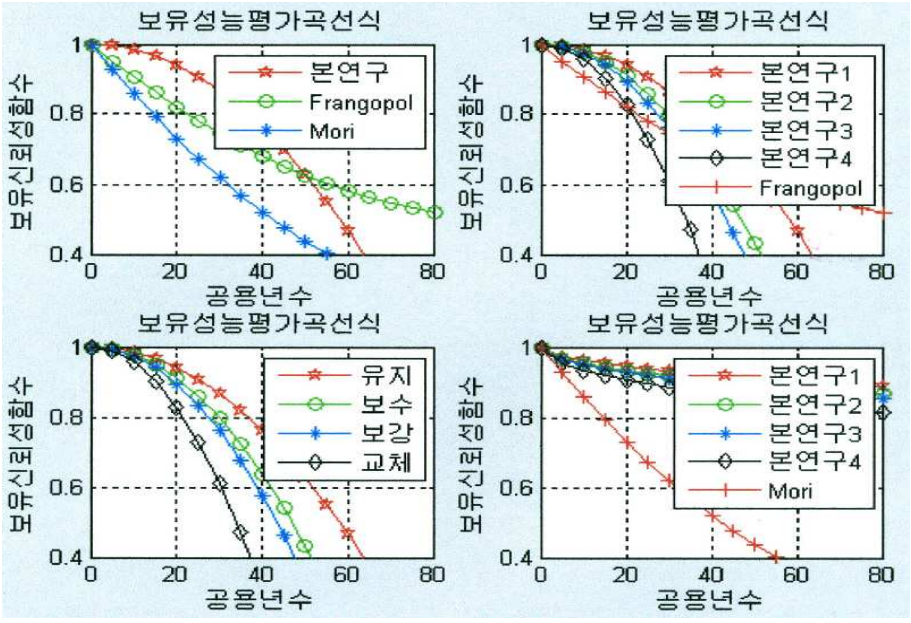


그림 4.13 기초구조물의 안정해석에 대한 신뢰성해석 결과 비교분석

따라서 본 연구에서 개발한 퍼지논리에 의한 상태등급 평가와 신뢰성이론에 의한 신뢰성프로파일 평가 분석은 외관상태 등급에 따른 재료상의 손상요인, 설계상의 손상요인 그리고 시공 제작상의 손상요인 등의 영향인자에 대한 불확실량을 복합적으로 고려한 보다 정량화된 정밀점검 및 정밀안전진단의 종합평가 방법으로써 현행 기초구조물의 정량적인 평가방법에 비해 신뢰할 수 있는 방법이라 판단된다.

4.4.2 기초구조물의 유지관리조치시기 결과 분석

현행 건설교통부에서 시행하고 있는 안전점검 진단에서는 기초구조물의 안정해석에 대한에 대한 유지관리조치 시기에 대한 평가기준이 정립되지 않은 상태로 합리적인 유지관리에 의한 구조물의 장수명화를 유도할 수 없는 단점을 지니고 있다. 그러나 본 연구의 신뢰성프로파일을 이용하면 생애주기 동안의 유지관리 전략 및 조치시기를 정확히 파악할 수 있기 때문에 유지관리를 수행하는 결정권자가 합리적으로 소요예산을 책정할 수 있고, 또한 예방유지관리를 할 시기를 미연에 알 수 있으므로 기초구조물의 재해를 방지할 수 있으며, 유지관리에 필요한 예산을 절감할 수 있다.

다음의 표 4.13은 본 연구의 프로그램을 사용하여 외관상태등급에 따른 대상 기초구조물의 보수・보강 조치시기를 신뢰성평가 2차곡선식에 따라 분석한 결과이다. 이때 1, 2, 3차 유지관리조치의 초기신뢰성지수는 저항 및 하중에 대한 불확실량을 사용하여 $\beta(\lambda)$=3.3342로 산정하였다.

표 4.13 기초구조물의 안정해석에 대한 유지관리조치시기 비교 분석

구 분	외관상태 등급에 따른 유지관리조치시기(년)			
	유지보수:B	보수: C	보강: D	교체: E
1차유지관리조치	16.75	22.16	26.60	25.09
2차유지관리조치	26.00	42.78	47.66	47.38
3차유지관리조치	55.25	63.39	68.72	69.67
최초신뢰성지수=3.3342(Kanda의 신뢰성해석에 의한 추정치 임)				

표 4.13에서와 같이 교체의 1차 유지관리조치 시기 16.75년은 예방 및 사후유지관리 등을 취하지 않고 생애주기(life cycle)동안 유지관리를 방치한 상태로서 유지보수의 1차 유지관리 조치시기 보다 약 13년의 수명을 단축시키고 있다. 현행 기초구조물의 유지관리가 구조부재의 예방유지관리 조치가 행하여 지지 못하고 있는 실정이지만 기초구조물의 물리적 수명을 연장하기 위해서는 표 4.13에서와 같이 기초구조물의 적정 보수·보강 시기는 22.16~18.75년 사이의 값으로 대규모 보수 등이 필요한 시점의 주기는 본 연구에서 제시한 최적 보수시기인 20년이 적절하다고 사료된다.

이러한 유지관리조치 시기는 정부에서 추진하고 있는 유지관리 적략, 즉 보수·보강을 고려한 신축 기초구조물 설계기준이나 기존 기초구조물에 대한 유지관리 전략 방향 및 공법에 대한 지침제정에 활용될 수 있다. 또한 본 연구에서 제시한 1차 교체시기 25.09년은 외관상태 E등급 CA=1.0과 안전성평가 E등급 SR=1.5 값을 사용하여 추정한 값으로 현재 기초구조물의 교체허용 최저연수인 20년 이후에 1차 교체사업을 사후에 실시하는 것이 유리한 것으로 분석되었다.

제5장 결 론

본 연구에서는 기초구조물의 안정해석 및 각부단면설계에 대한 신뢰성 해석을 수행하고, 그에 따른 가치분석을 비교·분석하였으며, 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 신뢰성 해석에 따른 말뚝기초의 지지력에 대한 최적안전율이 2.9613으로 산정되어 기존의 허용응력설계법에 따른 일률적인 안전율값에 비해 비교적 합리적인 방법으로 사료된다.

(2) 기초구조물의 생애주기비용을 분석한 결과 유지관리전략을 시행할 때는 안정성 평가등급이 B 등급인 유지보수상태에서 시행함이 가장 경제적임을 확인할 수 있었다.

(3) 80년 생애주기동안의 기초구조물의 예방LCC / 사후LCC의 비는 유지보수·보수·보강 및 교체의 순으로 각각 60.54%, 54.58%, 52.27% 및 49.29%로서 예방유지관리 전략이 사후유지관리 전략에 비해 보다 경제적임을 증명할 수 있었다.

(4) 기초구조물에 대한 통계적 데이타의 확충을 통해 향후 기초구조물의 신뢰성에 의한 가치분석 모델의 개발을 위한 기초자료로써 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

참 고 문 헌

1. 안종필・박주원・유덕찬(2006), “안벽시설물의 퍼지신뢰성 기반 LCC 및 통합 가치분석 모델”, 2006년도 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 601-605.
2. 안종필・박주원・유덕찬(2006), “하수관거의 퍼지신뢰성 기반 LCC 및 가치분석모델”, 한국구조물진단학회 봄 학술발표회 논문집, 제10권 제1호, pp. 387-397.
3. 안종필・유덕찬・박경호(2005), “터널과 교량에 대한 VE/LCC 분석에 관한 연구”, 2005년도 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 5579-5582.
4. 안종필・박상범・박경호・유덕찬・김일구(2006), “퍼지신뢰성 기반에 의한 호안구조물의 VE/LCC 분석”, 한국구조물진단학회 정기총회 및 가을 학술발표대회 논문집, pp.281-290.
5. 안종필・박경호・유덕찬(2004), “VE/LCC 개념을 도입한 항만구조물의 최적 형식선정”, 2004년도 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 5586-5591.
6. 유덕찬(2007), “퍼지신뢰성 이론에 의한 항만구조물의 VE/LCC 분석에 관한 연구”, 조선대학교 대학원 박사학위논문.
7. 박경호(2004), “건설VE를 위한 터널의 LCC 분석 시스템 개발”, 조선대학교 대학원 박사학위논문.
8. 조효남・정태송・전재명(1983) “신뢰성이론에 의한 R.C옹벽의 안정해석 및 설계규준”, 대한토목학회논문집, 제3권 제35호, pp.77-86.
9. 이증빈・신형우(1992), “하중계수에 기초한 최적신뢰성 해석모델 개발”, 한국 전산 구조 공학회 학술발표 논문집, 제5권 제1집, pp.134-139.
10. 이증빈(1990), “신뢰성이론에 의한 말뚝기초의 안정해석”, 한국전산구조공학회 학술발표 논문집 제3권 제2집, pp.85-90.
11. 조효남・임종권・심성택(2001), “기대 생애주기비용의 최소화에 의한 교량의 최적 내진신뢰성”, 대한토목학회논문집, 제21권 제2-A호, pp. 295-306.
12. 조효남・민대홍・이광민(2001), “강상판교의 생애주기비용 최적설계, 한국강구조학회논문집”, 제13권 제4호, pp. 337-349.

13. 조효남・최현호・정평기・임종권(2001), “LMC 교면포장공법의 생애주기비용 분석에 관한 연구”, 한국구조물진단학회 논문집, 제5권 제4호, pp. 185-195.
14. 이승재(1994), “고속철도 교량의 전산화 유지관리를 위한 신뢰성에 기초한 건전성 평가 모형”, 한양대학교 대학원 박사학위논문
15. 조효남・정태송・전재명(1983), “신뢰성이론에 의한 R.C옹벽의 안정해석 및 설계규준”, 대한토목학회논문집, 제3권 제35호, pp.77-86.
16. 정용윤(1998), 신뢰성 이론에 의한 보강토옹벽의 안정해석에 관한 연구, 조선대학교 대학원 석사학위논문, pp. 11-56.
17. 白石成人・古田・池島賢治(1982), “신뢰성 해석법으로 퍼지이론의 적용에 관한 기초적 연구”, 토목공학회논문집, No.325, pp. 1-10.
18. 岡原(1980), “확률モデル 抗の 支持力の 安全性評價”, 橋梁 と基礎
19. 山田・松本・江見・大志萬(1983), “基礎構造物の 設計にぉけゐ 安全性評價”, 橋梁と基礎, pp. 10-16.
20. 前田・松井・遠藤(1986), “場所訂ち抗の 支持力に關すゐ 信頼性評價”, 橋梁と 基礎, pp. 8-16.
21. 大嫁・久賀・松井.(1989), “基礎の 限界常態設計法に關 すゐ 一考察”, 橋梁と 基礎, pp. 25-28.
22. 大嫁・久賀・松井.(1990), “抗基礎の 限界狀態設計法に關 すゐ 一考察”, 橋梁の 基礎, pp. 29-33.
23. cornell, C.A.(1969), "A Probability-Based Seructural Code", Proceeding of the anerican concrete institute, Vol. 66, No.12, pp. 974-985.
24. Lind, N.C. and Hasofer, A.M.(1974), "Exact and Invariant Second-Moment Code Format,". Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, Vol.100, No.EM1 Fed, pp.11-121.
25. JCornell, C.A.(1971), "A First-order Reliability Theory for Structural Design", in Structural Reliabil ity and Codified Design, S.M. Study, No.3, Soli Mechanics Div., Univ. of Waterloo. Ontaril, pp.87-111.
26. Sugiyama, T., Saksi, t., Fujino, Y. and Ito, M.(1982), "DEcisions on Reliability Lever and Safety Factor for Structural DEsign", Proc. of JSCE. No 327,Nov., pp.1-28.
27. Sugiyama, T., and Fujio, Y.(1988), Optimal Allocation of the Safety

Factors in A Long Span Suspension Bridge Design", Proc. of JSCE, No.398, I-10. pp. 167-175.

28. Ellingwood, B and Kanda, J.(1991), "Formulation of Load Factors Based on Optimu Reliability", Structural Safety, 9, Elsevier, pp. 197-210.
29. Ellingwood, B. MacGregor J.G., Galambos V. and Cornell C.A.(1982), "Probability Based Load Criteria: Assessment of Current DEsign Practice" Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 108, No. ST5, May, pp. 959-977.
30. Ellingwood, B. MacGregor, J.G., Galambos T.V. and Cornell C.A.(1982), "Reliability Nased Load Combinations", Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 108, No.ST5. May, pp. 978-997.
31. Lind, N.C. and Hasofer, A.M.(1974), "Exact and Invariant Second-Moment Code Format,". Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, Vol.100, No.EM1 Fed, pp.11-121.
32. JCornell, C.A.(1971), "A First-order Reliability Theory for Structural Design", in Structural Reliabil ity and Codified Design, S.M. Study, No.3, Soli Mechanics Div., Univ. of Waterloo. Ontaril, pp.87-111.
33. Sugiyama, T., Saksi, t., Fujino, Y. and Ito, M.(1982), "DEcisions on Reliability Lever and Safety Factor for Structural DEsign", Proc. of JSCE. No 327,Nov., pp.1-28
34. Sugiyama, T., and Fujio, Y.(1988), "Optimal Allocation of the Safety Factors in A Long Span Suspension Bridge Design", Proc. of JSCE, No.398, I-10. pp.167-175