

R&D/
20064001

항만구조물 신뢰성 설계법 개발 연구보고서

2011

국 해양과학기술진흥원

Land Transport and Maritime
R&D Report

첨단항만건설기술개발사업 최종보고서

R&D/20064001

항만구조물 신뢰성 설계법 개발 최종보고서

2011. 9.

주관연구기관 / 한국해양연구원
협동연구기관 / 서울대학교
위탁연구기관 / 군산대학교
참 여 기 업 / (주)도화종합기술공사

국 토 해 양 부
한국해양과학기술진흥원

제 출 문

국토해양부장관 귀하

이 보고서를 “항만구조물 신뢰성 설계법 개발”과제의 최종보고서로 제출합니다.

2011. 9.

주관연구기관명 : 한국해양연구원

주관연구책임자 : 윤길립

연구원 : 김홍연, 이진학, 심재설,
한상훈, 오영민, 권오순,
장인성, 김경옥, 김우태,
박우선, 안광현, 백승미

참여기업명 : (주)도화종합기술공사

참여연구책임자 : 박남홍

연구원 : 김환수, 황태산, 박성만,
박찬성, 전형원, 박성욱,
한덕희, 최용준, 박형순

협동연구기관명 : 서울대학교

협동연구책임자 : 서경덕

연구원 : 이철웅, 정신택, 김승우,
도기덕, 강진성, 김문기,
오지희, 김민석, 문형윤,
김소연, 김태현, 김제훈,
박태훈, 김준식, 김종우,

위탁연구기관명 : 군산대학교

위탁연구책임자 : 김동현

연구원 : 이규환, 조병일, 이상근,
김영진, 최승우, 김근재,
이용재, 진승현, 이선용,
박동현, 강동우, 안재범,

보고서 요약서

과제고유번호		해 당 단 계 연 구 기 간	2006.8.1 ~ 2011.7.31	단 계 구 분	(5단계)/ (총5단계)
연구사업명	중사업명				
	세부사업명				
연구과제명	대과제명	해양수산연구개발과제			
	세부과제명	항만구조물 신뢰성 설계법 개발사업			
연구책임자	윤길림	해당단계 참 여 연구원수	총 : 53명 내부 : 24명 외부 : 29명	해당단계 연 구 비	정부 : 천원 기업 : 천원 계 : 천원
		총연구기간 참 여 연구원수	총 : 명 내부 : 명 외부 : 명	총연구비	정부 : 천원 기업 : 천원 계 : 천원
연구기관명 및 소속부서명	한국해양연구원 연안개발·에너지연구부		참여기업명	(주)도화종합기술공사	
국제공동연구	상대국명 :		상대국연구기관명 :		
위탁연구	연구기관명 : 군산대학교		연구책임자 : 김동현		
요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)				보고서면수	547
<ul style="list-style-type: none"> - 국내 해양여건 및 지반조건을 고려한 항만구조물 신뢰성 설계법 개발 - 국내의 파고, 조위, 지진, 토질특성 등 다양한 설계변수 확률분포 특성파악 - 신뢰성 설계기법인 Level I, II, III 신뢰성 설계기법 제시 - 국내의 주요 방파제, 안벽 등의 항만구조물 한계상태함수 개발 - 경사식 및 직립식 방파제 및 잔교식 및 중력식 안벽의 목표신뢰도지수 제시 - 방파제 및 안벽 등 항만구조물 신뢰성설계 표준서 개발 - 방파제 및 안벽의 신뢰성 설계 사례집 작성 - 항만구조물 신뢰성 해석 전용프로그램(HSRBD) 개발 					
색인어 (각 5개 이상)	한 글	항만구조물, 방파제, 안벽, 신뢰성설계, 파괴확률, 신뢰도지수, 부분안전계수, 파력, 지진력			
	영 어	coastal structures, breakwater, quay wall, reliability based design, failure probability, reliability index, partial safety factor, wave force, seismic force			

요 약 문

I. 제 목

항만구조물 신뢰성 설계법 개발

II. 연구개발의 목적 및 필요성

본 보고서는 항만구조물 설계 과정에서 고려해야 할 다양한 설계변수를 설계시 적절히 고려하고, 안정적이고 경제적이며 적절한 방파제 및 안벽 등의 항만구조물을 신뢰성 이론을 도입하여 설계하는 데 도움을 주는 것이다. 이를 위하여 기존의 경험에 근거한 허용응력설계법에서 탈피하여 국제적으로 많이 활용되기 시작한 과학적이고 합리적인 신뢰성 설계법을 국내 항만구조물 설계에 소개하여 국가 설계기준으로 정착하는데 활용될 것으로 기대된다.

잘 알려진대로 태풍, 파고 및 지진 등 항만구조물의 설계시 반드시 고려하는 외력에는 다양한 불확실성이 포함되어 있다. 이러한 불확실성에 대하여 항만구조물의 안전성을 확보하기 위한 설계법으로 신뢰성설계기법을 개발할 필요가 있다. 이미 해외 선진국들에서는 항만구조물 설계법으로 신뢰성에 기초한 방법을 설계기준에 반영하고 있는 추세에 있어 국내에서도 독자적 기술개발의 필요성이 대두되고 있다.

지금까지의 방파제 설계에는, 하중에 대한 재현기간을 설정하고, 그에 상응하는 설계하중을 계산한 다음, 일정한 안전율을 적용하여 구조물을 설계하는 결정론적 설계법이 사용되어져 왔다. 구조물에 작용하는 하중과 구조물의 저항에 대한 불확실성은 안전율에 포함된다고 가정한다. 따라서, 각각의 설계 변수들의 불확실성을 따로 고려하고 여러 가지 파괴 모드들의 상대적인 중요도를 산정하기가 어렵기 때문에 항상 과대 또는 과소 설계의 가능성을 내포하고 있다.

이러한 결정론적 설계법의 한계를 극복하기 위해서 1970년대부터 신뢰성 설계법이라 불리는 확률론적 방법이 각종 토목 구조물 설계를 위해 연구되기 시작하였다. 방파제 설계에서는, 1980년대 중반부터 본격적인 연구가 시작되어 최근 몇몇 국가에서 신뢰성 설계법을 도입한 바 있다(미국의 Coastal Engineering Manual 2002; 스페인의 ROM 0.0 (Puerto del Estado 2002); 일본의 항만설계기준 2007). 우리나라에서는 항만

구조물 설계에 신뢰성 설계법을 도입하기 위해서 해양수산부(현 국토해양부)의 해양수산연구개발과제 중 하나로 2006년 8월부터 2011년 7월까지 5년간에 걸쳐서 한국해양연구원, 총괄연구기관으로 그리고 서울대학교를 협동연구기관으로 '항만구조물 신뢰성 설계법 개발' 과제를 수행하였다. 한국해양연구원에서는 방파제 및 안벽의 항만구조물에 대한 신뢰성 설계를 총괄하고 안벽에 대한 신뢰성 설계표준서 개발에 군산대학교를 위탁기관으로 연구를 추진하였다. 협동연구기관인 서울대학교에서는 강원대학교와 원광대학교가 공동연구기관으로 참여하여 방파제 신뢰성 설계표준서 개발을 추진하였다. 2006년부터 5년간의 연구기간동안 총괄연구기관인 한국해양연구원에서는 매년 5년간 항만구조물 신뢰성 설계법에 생소한 국내 항만관련 기술자 공무원 및 대학원생 등 950여명에게 기술교육을 실시하였다. 그리고 신뢰성 이론에 어려움을 느끼는 설계자들에게 신뢰성 이론 및 해석에 도움을 주고자 항만구조물 신뢰성 해석 전용프로그램인 HSRBD(Harbor Structure Reliability Based Design)를 개발하였다.

III. 연구개발의 내용 및 범위

- 신뢰성 설계 표준서 구축방안 수립 및 설계변수의 확률적 특성 분석
- 경사식 및 직립식 방파제 신뢰성 설계 표준서 개발
- 잔교식 및 중력식 안벽 신뢰성 설계 표준서 개발
- 방파제 및 안벽 목표파괴확률의 산정과 시공 및 유지관리 신뢰성 설계를 위한 설계 자료 축적
- 국내 방파제 및 안벽 신뢰성 설계 사례집 작성
- 설계확률변수: 파고, 지진, 조위 등의 설계변수를 확률변수 특성 규명
- 신뢰성설계법: Level I, II, III 신뢰성해석기법 및 한계상태함수 제시
- 방파제 및 안벽 제원을 이용한 신뢰성설계 사례집 작성
- 최적신뢰도지수: 생애주기총비용 최적화, 기존구조물 평가 등을 통한 최적치 도출
- 항만구조물 설계를 위한 신뢰성 설계 표준절차 및 전용해석 프로그램 개발

IV. 연구개발결과

- 방파제(경사식, 중력식) 및 안벽(중력식, 잔교식) 신뢰성 설계 표준서 개발
- 항만구조물(방파제, 안벽) 신뢰성설계 사례집 개발
- 항만구조물 신뢰성 해석 전용프로그램(HSRBD) 개발

연 차	연구 내용	연구 결과
1차년도	<ul style="list-style-type: none"> ○ 신뢰성 설계 표준서 구축방안 수립 ○ 설계변수의 확률적 특성 분석 	<ul style="list-style-type: none"> - 항만구조물 신뢰성 설계 표준서 구축 방안 수립 - 국내외 신뢰성 설계 기준 조사 분석 - 주요 설계변수의 확률적 특성 조사 분석, 평가
2차년도	<ul style="list-style-type: none"> ○ 경사제 신뢰성 설계 표준서(안) 개발 ○ 중력식 안벽 설계 표준서(안) 개발 	<ul style="list-style-type: none"> - 경사제 파괴모드 수립: 피복재 및 처 오름, 월파 - 경사제 피복재와 관련된 확률변수 분석 - 경사제 피복재의 신뢰성 설계(Level 1,2,3) 및 성능설계 - 기존 구조물(전국 무역항 및 연안항)에 적용 및 분석 - 해양연구원의 파랑 관측 및 후측 자료 분석을 통한 심해파고, 주기, 파향 등의 통계 특성 분석
3차년도	<ul style="list-style-type: none"> ○ 직립제 신뢰성 설계 표준서(안) 개발 ○ 잔교식 안벽 신뢰성 설계표준서(안) 개발 	<ul style="list-style-type: none"> - 직립제와 관련된 확률변수의 통계적 특성 분석 및 파괴모드 수립 - 직립제 기대활동량 산정 기법 - 직립제 활동 및 전도에 대한 신뢰성 설계 기법 개발 - 직립제 활동 및 전도에 대한 성능설계 기법 개발 - 피복재 테트라포드 누적피해 수리실험
4차년도	<ul style="list-style-type: none"> ○ 경사제 및 직립제의 목표파괴확률 산정과 목표성능수준 연구 ○ 중력식 및 잔교식 안벽의 목표파괴 확률산정과 목표성능수준 연구 ○ 시공 및 유지관리 시 신뢰성 설계를 위한 자료 축적 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 목표파괴확률 <ul style="list-style-type: none"> - 현행 설계법으로 설계된 기존 항만구조물에 대한 신뢰성 해석 - 항만구조물의 중요도 및 설계수명결정 - 경제성(LCC/VE) 분석을 통한 최적파괴확률 결정 - 구조형식별 목표파괴확률 결정 - 성능설계에 대한 GUI 환경의 프로그램 개발 ■ 시공 및 유지관리 <ul style="list-style-type: none"> - 설계확률변수 자료 갱신을 위한 현장 계측요소 도출 - 구조형식별 시공 및 유지관리 시 계측 방법 표준화 - 계측자료의 데이터베이스화 방안수립

<p>5차년도</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 방파제 신뢰성 설계법의 표준화 <ul style="list-style-type: none"> ■ 방파제 설계표준서 개발 <ul style="list-style-type: none"> - 경사제 설계변수 통계적 특성치 - 직립제 설계변수 통계적 특성치 ■ 목표파괴확률의 산정 <ul style="list-style-type: none"> - 기존 구조물의 Level technic - 비용최적화 기법 사용 - 신뢰지수 모형 사용 - Chebyshev 부등식 모형 사용 ■ 방파제 및 안벽 부분안전계수 결정 <ul style="list-style-type: none"> - 극치파고분포의 형상 모수에 따른 부분안전계수 개발 - Level technic 사용 - 최적화 기법 사용 ○ 방파제 및 안벽 신뢰성 설계 사례집 개발 <ul style="list-style-type: none"> ■ 경사제-직립제 신뢰성 설계 사례집 작성 ■ 잔교식-중력식 안벽 신뢰성 설계 사례집 작성 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 설계변수의 표준화 <ul style="list-style-type: none"> - 경사제 피복재와 직립제 활동에 관한 설계변수의 통계적 특성치 산정 ■ 목표파괴확률 산정 <ul style="list-style-type: none"> □ 경사제의 목표파괴확률 <ul style="list-style-type: none"> - 현행 설계법인 안전율 1.0에 상응하는 목표파괴확률 60%는 경제적 및 환경적 중요도가 보통인 구조물에 적용 - 비용최적설계를 통해 산정된 목표파괴확률 50%는 경제적 측면에서 중요도가 높은 구조물의 설계 기준 적용 □ 직립제의 목표파괴확률 <ul style="list-style-type: none"> - 신뢰지수 모형: 신뢰지수 2.4 - Chebyshev 모형: 신뢰지수 2.3 ■ 방파제 및 안벽 부분안전계수 산정 <ul style="list-style-type: none"> □ 경사제 및 직립제 <ul style="list-style-type: none"> - 목표파괴확률과 형상 모수에 따른 부분안전계수 제안 □ 중력식 및 잔교식 안벽 <ul style="list-style-type: none"> - 목표파괴확률과 형상 모수따른 부분안전계수 제안
-------------	--	---

V. 연구개발결과의 활용계획

■ 기술적 측면

- 항만구조물의 신뢰성설계 표준기법이 마련된다면 태풍, 지진 등의 자연재해에 대비한 안전성 및 기능성에 대한 평가 가능
- 정량적 평가 결과를 이용하여 기존 항만 구조물의 유지 관리시스템을 체계적으로 수립할 수 있을 뿐만 아니라, 새로운 구조물 설계시 안전성 및 기능성에 대한 평준화 도모
- 설계변수, 부분안전계수 그리고 목표파괴확률의 표준화 기술은 항만구조물의 확률론적 설계를 일관성 있게 수행
- 방파제 형식별 신뢰성 설계 사례집은 일반 설계자 및 시공자의 신뢰성 설계의 실무 적용을 용이하게 함
- 항만설계 실무기술자 교육을 통해 결정론적 설계법에 익숙한 항만기술자가 새로운 설계법인 신뢰성 설계법을 손쉽게 수행할 수 있도록 협력
- 재해대비항만구조물 보강에 활용
- 노후항만시설 평가에 활용
- 항만구조물 신뢰성설계 기준제정에 활용

■ 경제·산업적 측면

- 국제적인 설계기준인 신뢰성 기반 한계상태설계법의 국내도입으로 건설업체 및 설계엔지니어링업체의 국제화 대비
- 체계적인 유지관리와 설계의 평준화를 통한 저성장 시대의 제한적인 재원을 효과적으로 사용
- 항만구조물 신뢰성 설계기술 자립으로 엔지니어링 기술 수입대체효과
- 해외 항만공사 신뢰성 설계기술 수출 및 엔지니어링 산업 국제경쟁력 확보
- 항만구조물 신뢰성 설계기술 확보로 해외 항만시공 수주 능력에 제고

■ 사회·문화적 측면(공공성 포함)

- 토목분야중 낙후된 국내 토목설계기술에 대한 신뢰성 설계개념 도입으로 설계엔지니어링의 국제화 및 개방화에 대한 인식제고 및 설계기술의 지속적인 교육으로 사회-문화적 기술혁신 도입에 제고
- 국내 건설분야중 항만구조물 분야가 가장 빠르게 신뢰성 기반 한계상태설계법 표준화 도입으로 인하여 도로 및 교량 등의 분야에 도입 활성화 기대
- 세계최초로 “항만구조물 전용 신뢰성 설계 및 해석 프로그램 개발”로 설계기술의 국제화에 크게 기여예상

SUMMARY

I. Title

Development of Reliability-based Design Method for Port & Harbor Structures

II. Purpose and Necessity of research and development

The major priority of this report is to determine various factors considered in designing procedures and to provide reasonably safe and economical ways of designing breakwaters and quay walls. The goal of this project is to provide an advanced design method for coastal structures, so called reliability-based design(RBD) method which has emerged as a new design philosophy in many developed countries for last decade due to its reasonable and scientific nature. Thus, it might be great help for domestic engineer and designer who still rely on empirical and deterministic methods in designing coastal structures. Finally, it is expected that port design engineers in Korea would use new RBD code in the near future.

Coastal structures are exposed to such load as waves, earthquakes, tidal fluctuation which has wide range of variation and are very uncertain. To design coastal structures safely against those uncertainties, RBD method should be developed. Recently, there has been a new trend to incorporate RBD concept into national design standards for coastal structures in many developed countries. Therefore, it is highly required to develop our own technique in RBD of coastal structures.

When designing a breakwater in deterministic approach, return period for design wave is firstly set. Then, corresponding design wave loads are calculated and used to check if a safety factor is satisfied as in design code of the structure. Uncertainties in reactions and loadings on structures are assumed to be included in the safety factor. Therefore, there are always possibilities that structures are designed for too much cost or at too much risk since it is difficult to take those uncertainties in a variety of design variables into account one by one and to

consider relative significance of failure modes.

To overcome this problem, probabilistic method known as reliability-based design method was developed for designing of the civil engineering structures in 1970's. In the design of breakwaters, the method was studied in the mid 1980's and is selected as a standard design method in some countries: USA - Coastal Engineering Manual, 2002, Spain - ROM 0.0 (Puerto del Estado), 2002, Japan - Harbor Design Manual, 2007. To apply the method in Korea, research had been carried out as one of the national research project from the Ministry of Maritime Affairs and Fisheries (now Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs) for five years from 2006. The title of the research project is 'Development of reliability-based design Method on Coastal Structures' supervised by Korea Ocean Research and Development Institute (KORDI) in collaboration with Seoul National University (SNU) as its research partner.

KORDI carried out research on development of RBD method for quaywall in collaboration with Kunsan National University. Research partner, SNU, carried out research on breakwaters in collaboration with Kang Won University and Won Kwang University. KORDI organized yearly workshop from 2006 to 2011 on reliability based design for coastal structures to present new design techniques to engineers. Over 900 design engineers, construction engineers, government officers have participated in the workshop in all. In addition, a special purpose computer software focused on reliability based design of coastal structures was developed.

III. Content of scope of research and development

- Establishment of Development plans on reliability-based design manual and analysis on statistical characteristics on design variables
- Development of reliability-based design manual for rubble mound breakwaters
- Development of reliability-based design manual for vertical breakwaters
- Data accumulation required for reliability-based design: determining target failure probability on rubble mound and vertical breakwater, for its repair and maintenance.
- Development of reliability-based design manual for breakwaters and design case-study
- Design random variable : present the method from design variable such as wave height, earthquake, water level to random variable

- Reliability-based design method : the design method of port & harbor structure using reliability analysis method as Level I, II, III
- Design study case : Design study case of reliability analysis used to breakwater, quay wall
- Optimal reliability index : Finding optimal value such use to Life Cycle Cost optimization, structural assessment
- Reliability -based design manual : development of standard course to reliability-based design in port & harbor structure

IV. Results of research and development

- Development of reliability-based design standard for breakwater(rubble mound type, vertical type) and quay wall(gravity type, landing pier type)
- Development of reliability-based design manual for port & harbor structures
- Development of computer software for reliability-based design of coastal structures

year	Contents	Results
1 st year	<ul style="list-style-type: none"> ○ Establishing the plan for reliability-based design manual ○ Analysis of statistical characteristics of design variables 	<ul style="list-style-type: none"> - Establishment of plans for coastal structure's reliability-based design method - Case study of domestic and international reliability-based design method - Research, analysis, and assessment of statistical characteristics of major design variables
2 nd year	<ul style="list-style-type: none"> ○ Reliability-based design standard for rubble mound breakwaters ○ Reliability-based design standard for quaywalls 	<ul style="list-style-type: none"> - establishing failure mode for rubble mound breakwater: armor unit, wave run-up, and overtopping - Analysis of probabilistic variables concerned with rubble mound breakwater's armor unit - Reliability-based design (Level 1,2,3) and performance based design - Application and assessment on existing structures (trade and coastal harbors in Korea) - Analysis of observation data from KORDI and establishment of statistical characteristics of variables like deep water wave height, period, wave direction etc.

3 rd year	<ul style="list-style-type: none"> ○ Reliability-based design method for vertical breakwaters ○ Reliability-based design method for pier type quaywall 	<ul style="list-style-type: none"> - Establishing failure mode for vertical breakwater and analysis of statistical variables - Technique for calculation of expected sliding distance of vertical breakwaters - Development of reliability-based design method for sliding and overturning of the upright section - Development of performance based design method for sliding and overturning - Hydraulic experiment on damage accumulation of Tetrapod
4 th year	<ul style="list-style-type: none"> ○ Estimation of target failure probability of rubble mound and vertical breakwaters ○ Estimation of target failure probability of gravity type and pier type quaywall ○ Accumulation of data used in reliability-based design method and its repair and maintenance 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Target failure probability <ul style="list-style-type: none"> - Reliability assessment of coastal structures built with current design method - Determination of importance and design life time of coastal structures - Determination of most probable failure probability using economical feasibility analysis (LCC/VE) - Establishment of target failure probability according to structural type - Development of computer programs with GUI interface for performance based design ■ Construction, repair and maintenance <ul style="list-style-type: none"> - Establishing field measurement factor for the renewal of design variable data - Standardization of measurement method used in construction, repair and maintenance stage for different structural types - Establishment of database of field data

<p>5th year</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Standardization of reliability-based design method for breakwaters ■ Standardization of design variables <ul style="list-style-type: none"> - statistical characteristics of design variables for rubble mound breakwaters - statistical characteristics of design variables for vertical breakwaters ■ Determination of target failure probability <ul style="list-style-type: none"> - Level techniques of existing structures - Use of cost optimization method - Use of reliability index model - Use of Chebyshev inequality model ■ Establishment of partial safety factor <ul style="list-style-type: none"> - Development of partial safety factors in accordance with extreme wave height distribution shape parameter - Use of level techniques - Use of optimization technique ○ Casebook of breakwaters and quaywalls designed with reliability-based design method <ul style="list-style-type: none"> ■ Casebook for rubble mound breakwater ■ Casebook for vertical breakwater ■ Casebook for gravity type and pier type quaywalls 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Standardization of design variables <ul style="list-style-type: none"> - Determination of statistical characteristics for armor unit of rubble mound breakwater and sliding distance of vertical breakwater. ■ Determination of target failure probability <ul style="list-style-type: none"> □ Target failure probability for rubble mound breakwater <ul style="list-style-type: none"> - Target failure probability of 60% which is equivalent to safety factor of 1.0 using current design method is applied to structures whose environmental importance is normal - Target failure probability of 50% calculated using cost optimization design is applied to the design of structures with high economic importance - Target failure probability of 40% calculated with reliability-based design of current structures is applied to structures with high economical and environmental importance □ Target failure probability for vertical breakwater <ul style="list-style-type: none"> - Reliability index model: reliability of 2.4 - Chebyshev model: reliability index of 2.3 ■ Partial safety factors <ul style="list-style-type: none"> □ rubble mound breakwater <ul style="list-style-type: none"> - Propose partial safety factors in accordance with target failure probability and shape parameter □ Vertical breakwater <ul style="list-style-type: none"> - propose partial safety factors in accordance with tidal characteristic r_{wl} (= H.H.W.L./H.W.L.) and slope of the bottom surface
----------------------------	--	---

V. Utilizing plan of research and development results

■ Technical plans

- Upon completion of standard method on reliability-based design of coastal structures, assessments on safety and functional level exposed to natural calamities like typhoons and earthquakes can be carried out.
- Development of systematic repair and maintenance method on coastal structures using quantitative analysis results and plans on standardization of new structures' safety and functional level can be made.
- Consistency of probabilistic design of coastal structures can be made possible using standardization technique on design variable, partial safety factor, and target failure.
- Easy application of reliability-based design method by designers and builders through provision of casebooks for different breakwater types.
- Through educating coastal design workers who are used to deterministic design method new design method can be applied and assistances will be provided.

■ Economical and industrial plans

- Effective use of scarce resources through standardization of design and systematic methods on repair and maintenance.
- Import substitution effect on engineering techniques through development of national reliability-based design method on coastal structures.
- Securing international competitiveness on engineering techniques and export of reliability-based design techniques in overseas coastal construction.

■ Social and cultural plans (publicness included)

- Establishment of safe condition by forecasting and alarm system using quantitative assessments.
- Provision of various ocean leisure activities through provision of water friendly spaces.

CONTENTS

Chapter 1. Introduction of research and development	1
Section 1. Purpose and necessity of research and development	1
1. Purposes of research and development	1
2. Necessities of research and development	1
Section 2. Scope of research	2
Chapter 2. Technical development trend at Domestic & Overseas	3
Section 1. Domestic	3
1. Breakwaters	3
2. Quay walls	4
Section 2. Overseas	4
1. Breakwaters	4
2. Quay walls	7
Chapter 3. Contents and Results of research and development	8
Section 1. Terminology	8
1. Breakwater	8
2. Quay wall	8
3. Reliability based design	10
Section 2. Function and performance of breakwater	13
1. Function and shape of breakwater	13
2. Design lifetime of breakwater	13
3. Required performance of breakwater	17
a. Usage based required performance	17
b. Safety based required performance	18
Section 3. Components of breakwater and failure mode	20
1. Component of rubble mound breakwater	20
a. armor layer	20
b. Filter layer	21
c. Cap concrete	21

d. Toe berm	21
2. Failure mode of rubble mound breakwater	21
a. Damage and erosion of armor unit	22
b. Erosion of toe berm	22
c. Sea bed scour	22
d. Wave run-up and overtopping	22
e. Damage, overturning and sliding of cap concrete	22
f. Erosion of back-slope	22
3. Components of vertical breakwater	23
a. rubble mound foundation	23
b. Uprighting section	23
c. Armor unit of rubble mound and foot protection concrete blocks	24
4. Failure mode of vertical breakwater	24
a. Sliding of upright section	24
b. Damage of armor unit at the front slope	24
c. Rupture of concrete wall at the front of caissons	25
d. Sliding of mound and ground	25
Section 4. Probability distributions	26
1. Probability distribution theory	26
a. Random variable	26
b. Discrete probability distribution	26
c. Distribution function for discrete random variable	27
d. Continuous probability distribution	27
e. Distribution function for continuous random variable	28
f. Joint probability distribution	29
g. Conditional probability distribution	34
2. Types of probability distribution	36
a. Normal distribution	36
b. Weibull distribution	36
c. Gumbel distribution	37
d. Log-Pearson Type III distribution	37
e. Lognormal distribution	37
f. Rayleigh distribution	38
3. Estimation of probability distribution	38
4. Hypothesis test of probability distribution	39
a. χ^2 hypothesis test	39
b. Kolmogorov-Smirnov hypothesis test	40
5. Extreme value distribution	40

a. Selecting extreme data	42
b. Types of extreme distribution	42
c. Parameter estimation method	43
d. Goodness of fit test for extreme value distribution	43
e. Design value for different return period	44
Section 5. Limit state function	46
1. Limit state function	46
a. Definition	46
b. Random variables and uncertainty	47
c. Reliability index and probability of failure	48
2. Limit state function for different failure modes of rubble mound breakwater	53
a. Outline	53
b. Damage and erosion of armor unit	54
c. Erosion of toe berm	57
d. Sea bed scour	57
e. Wave run-up and overtopping	58
3. Limit state function for different failure modes of vertical breakwater	60
a. Outline	60
b. Sliding	63
c. Overturning	67
d. Overtopping	69
e. Ground bearing capacity	70
f. Slip circle sliding	70
g. Subsoil settlement	71
Section 6. Statistical characteristics of design variables	72
1. Uncertainty of design variables	72
2. Significant wave height	72
3. Significant wave period	76
4. Wave steepness	77
5. Principle wave direction	78
6. Spreading parameter	82
7. Storm duration	84
8. Empirical coefficient	84
9. Size and specific gravity of armor unit	85
10. Permeability coefficient and slope of front slope	86
11. Horizontal wave force and lift force	86
12. Tidal level	88
13. Friction coefficient	88

14. Weight of caisson	89
15. Design variables of soil properties	90
a. Uncertainty of soil properties	90
b. Variabilities of soil properties	94
c. Probability distribution of soil properties	104
d. Characteristics of soil properties	105
16. Site exploration	112
a. Center estimation of soil properties	112
b. Soil properties	114
17. Soil properties of soil in the sea	120
a. Physical characteristics	120
b. Strength characteristics	120
c. Consolidation characteristics	121
d. Determination of design properties	121
e. Comparison of result of average value with characteristic value	123
f. Design results by representative, average, and characteristic values	126
 Section 7. Reliability-based design method	 129
1. Level I design method	129
a. Definition	129
b. Design procedure	129
c. Design equation	129
d. Evaluation method of partial safety factor	132
e. Application case for reliability-based design of rubble mound breakwater	137
f. Application case for reliability-based design of caisson breakwater	166
2. Level II design method	179
a. Definition	179
b. Design procedure	179
c. Reliability-based method models	179
d. Application case for reliability-based design of rubble mound breakwater	185
e. Application case for reliability-based design of caisson breakwater	198
3. Level III design method	201
a. Definition	201
b. Design procedure	201
c. Application case for reliability-based design of rubble mound breakwater	203
d. Application case for reliability-based design of caisson breakwater	216

4. Performance based design method	219
a. Definition	219
b. Design procedure	219
c. Limit state function	219
d. Calculation method of expected damage	220
e. Calculation of expected sliding distance	227
f. Application case for reliability-based design of rubble mound breakwater	235
g. Application case for reliability-based design of vertical breakwater	247
Section 8. Target failure probability	271
1. Armor unit of rubble mound breakwater	271
a. Reliability analysis of existing structures	271
b. Cost optimization design	276
c. Determination of target failure probability	287
2. Sliding of vertical breakwater	288
a. Reliability index model	288
b. Chebyshev inequality model	290
c. Application of vertical breakwater sliding	292
Section 9. Partial safety factor	303
1. Armor unit of rubble mound breakwater	303
a. Estimation process of partial safety factor	303
b. Estimation of partial safety factor	304
c. Verification of partial safety factor (step 8)	315
2. Sliding of caisson breakwater	319
a. Reliability analysis on sliding damage	319
b. Selection of partial safety factor and verification	328
c. Reliability-based design with partial safety factor	330
Section 10. Design of quay wall	337
1. Outline	337
2. Design theory of gravity structure	338
a. Outline	338
b. Failure mode of gravity structure	339
c. Loads and combination loads	350
3. Design theory of pier structure	351
a. Outline	351
b. Location and dimension	351
c. hypothetical soil surface	352

d. Pile design	353
e. Design load and combination load	355
Section 11. Design random variables	357
1. Statistical random variables	357
a. random variables	357
b. Probability density function and cumulative distribution function	359
c. Joint probability distribution	362
d. Estimation of probability distribution	363
e. Verification of probability distribution	365
2. Probability distribution of random variables	367
a. Gravity structure	367
b. Pier structure	379
3. Random variables of soil properties	380
a. Uncertainty of soil properties	380
b. Variabilities of soil properties	384
c. Probability distribution of soil properties	394
d. Characteristics of soil properties	395
4. Site exploration	402
a. Center estimation of soil properties	402
b. Soil properties	403
5. Characteristics of soil in the sea	408
a. Physical characteristics	409
b. Strength characteristics	409
c. Consolidation characteristics	409
d. Determination of design properties	409
e. Comparison of result average value with characteristic value	412
f. Design results by representative, average and characteristic values	414
Section 12. Reliability based design method	417
1. Level I	417
a. Definition	417
b. Design procedure	417
c. Partial safety factor	419
2. Level II	422
a. Definition	422
b. Mean value first order second moment(MVFOSM)	422
c. First order reliability method(FORM)	423
3. Level III	430
a. Definition	430

b. Analysis.....	430
c. Design procedure.....	432
Section 13. Reliability design of gravity structures.....	433
1. Level I.....	433
a. Assessed equation of reliability based design stability.....	433
b. Application case of reliability based design.....	441
2. Level II.....	450
a. Sliding.....	450
b. Overturning.....	452
c. Bearing capacity.....	453
d. Mound linear sliding.....	455
e. Slip circle.....	457
f. Subsoil settlement.....	457
3. Level III.....	458
a. Sliding.....	458
b. Overturning.....	459
c. Bearing capacity.....	459
d. mound linear sliding.....	461
e. slip circle.....	462
f. subsoil settlement.....	463
Section 14. Reliability design of pier structures.....	464
1. Level I.....	464
a. Assessed equation of reliability based design stability.....	464
b. Application case of reliability based design.....	465
2. Level II.....	469
a. Limit state function.....	469
b. Result of Reliability based design.....	469
3. Level III.....	470
a. Application case of Reliability based design.....	470
Section 15. Target reliability index.....	471
1. Outline.....	471
2. Determining Target reliability index	471
a. Reliability of deterministic design method.....	471
b. Economics of maintainance and construction.....	472
c. Target lifetime.....	472
d. Importance of port & harbor structure.....	472
e. Social agreement against hazard level.....	473

f. Cases of domestic and overseas.....	473
3. Determination of target reliability index.....	473
a. Life-cycle total cost minimization method.....	474
b. Reliability based index estimation method of existing structure.....	478
4. General index of target reliability.....	479
5. Determining target reliability index.....	480
a. Life-cycle total cost minimization method.....	480
b. Reliability based index estimation method of existing structure.....	494
c. Determining target reliability index.....	498
 Section 16. Performance based design.....	 500
1. Performance based design and reliability base design.....	500
a. Performance based design.....	500
b. Reliability based design.....	501
c. Determination of target reliability index.....	501
2. Performance of gravity type and pier type structure.....	502
a. Caisson foundation.....	502
b. Quay wall.....	503
c. Pier.....	503
3. Step of performance based design.....	504
a. Required performance and rules.....	506
b. Exploration to performance based design.....	511
4. Terminology of performance based design.....	514
 Chapter 4. Achievement and contribution	 519
section 1. Achievement.....	519
section 2. Contribution.....	522
1. Scholarly contribution.....	522
2. Industrial and economical contribution.....	522
 Chapter 5. Application plan of research and development results	 523
section 1. Reinforcement of port & harbor structure against hazard.....	523
section 2. Performance estimation of decrepit port & harbor structure.....	523
section 3. Enactment of reliability based standard design.....	523

Chapter 6. Scientific technical information from overseas.....	524
section 1. Breakwater.....	524
section 2. Quay wall.....	531
Chapter 7. References	532

목 차

제 1 장 연구개발과제의 개요.....	1
제 1 절 연구개발의 목적 및 필요성.....	1
1. 연구개발의 목적.....	1
2. 연구개발의 필요성.....	1
제 2 절 연구범위.....	2
제 2 장 국내외 기술개발 현황.....	3
제 1 절 국내 기술개발 현황.....	3
1. 방파제.....	3
2. 안벽.....	4
제 2 절 국외 기술개발 현황.....	4
1. 방파제.....	4
2. 안벽.....	7
제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과.....	8
제 1 절 용어의 정리.....	8
1. 방파제.....	8
2. 안벽.....	8
3. 신뢰성 설계.....	10
제 2 절 방파제의 기능 및 성능.....	13
1. 방파제의 기능 및 형식.....	13
2. 방파제의 설계수명.....	13
3. 방파제의 요구 성능.....	17
가. 사용성 기준 요구 성능.....	17
나. 안정성 기준 요구 성능.....	18
제 3 절 방파제의 구성 요소 및 파괴 모드.....	20
1. 경사제의 구성 요소.....	20
가. 피복층.....	20
나. 필터층.....	21
다. 상치 구조물.....	21

라. 저면 소단.....	21
2. 경사제의 파괴 모드.....	21
가. 피복재의 침식 및 파손.....	22
나. 저면 소단의 침식.....	22
다. 해저면 세굴.....	22
라. 처오름 및 월파.....	22
마. 상치 구조물의 활동, 전도 및 파손.....	22
바. 후사면 침식.....	22
3. 직립제의 구성 요소.....	23
가. 사석 마운드.....	23
나. 직립부.....	23
다. 마운드 피복층 및 근고블록.....	24
4. 직립제의 파괴 모드.....	24
가. 직립부의 활동.....	24
나. 마운드 전면 피복층의 파괴.....	24
다. 케이슨 전면 콘크리트 벽의 파열.....	25
라. 마운드 및 지반의 활동 파괴.....	25
제 4 절 확률분포.....	26
1. 확률분포 이론.....	26
가. 확률변수.....	26
나. 이산 확률분포.....	26
다. 이산 확률변수에 대한 분포함수.....	27
라. 연속 확률분포.....	27
마. 연속 확률변수에 대한 분포함수.....	28
바. 결합 확률분포.....	29
사. 조건부 확률분포.....	34
2. 확률분포형.....	36
가. 정규분포.....	36
나. Weibull 분포.....	36
다. Gumbel 분포.....	37
라. Log-Pearson Type III 분포.....	37
마. Lognormal 분포.....	37
바. Rayleigh 분포.....	38
3. 확률분포 추정.....	38
4. 확률분포 검정.....	39
가. χ^2 검정.....	39
나. Kolmogorov-Smirnov 검정.....	40
5. 극치분포.....	40
가. 극치 자료의 선정.....	42

나. 극치분포의 종류.....	42
다. 모수 추정방법.....	43
라. 극치분포의 적합도 검정.....	43
마. 재현기간별 설계 값.....	44
제 5 절 한계상태함수.....	46
1. 한계상태함수.....	46
가. 정 의	46
나. 확률변수와 불확실성.....	47
다. 신뢰지수와 파괴확률	48
2. 경사제의 파괴모드별 한계상태함수.....	53
가. 개요.....	53
나. 피복재의 침식 및 파손	54
다. 저면소단(toe berm)의 침식	57
라. 해저면 세굴	57
마. 처오름 및 월파.....	58
3. 케이슨식 방파제의 파괴모드별 한계상태함수.....	60
가. 개요.....	60
나. 활동.....	63
다. 전도	67
라. 월과량.....	69
마. 지반지지력.....	70
바. 원호활동.....	70
사. 지반의 침하.....	71
제 6 절 설계 변수의 통계적 특성.....	72
1. 설계변수의 불확실성.....	72
2. 유의파고.....	72
3. 유의파 주기.....	76
4. 파형경사.....	77
5. 주파향.....	78
6. 방향분산계수.....	82
7. 폭풍 지속시간.....	84
8. 경험계수.....	84
9. 피복재의 크기 및 비중.....	85
10. 제체 사면의 경사각과 침투계수.....	86
11. 수평과력 및 양력.....	86
12. 조위.....	88
13. 마찰계수.....	88
14. 케이슨 중량.....	89

15. 지반정수의 설계변수.....	90
가. 지반정수의 불확실성.....	90
나. 지반정수의 변동성.....	94
다. 지반정수의 확률분포.....	104
라. 지반정수의 특성치.....	105
16. 지반조사.....	112
가. 지반정수의 중심추정.....	112
나. 지반정수.....	114
17. 해양토질의 특성치.....	120
가. 물리적 특성.....	120
나. 강도특성.....	120
다. 압밀특성.....	121
라. 설계치의 결정.....	121
마. 특성치와 산술평균치에 의한 결과 비교.....	123
바. 설계적용 대표치, 특성치와 산술평균치에 의한 설계결과.....	126
제 7 절 신뢰성 설계법.....	129
1. Level I 설계법.....	129
가. 정의.....	129
나. 설계절차.....	129
다. 설계기준식.....	129
라. 부분안전계수 산정법.....	132
마. 경사식 방파제의 신뢰성 설계 사례.....	137
바. 케이슨 방파제의 신뢰성 설계 사례.....	166
2. Level II 설계법.....	179
가. 정의.....	179
나. 설계절차.....	179
다. 신뢰성 해석 모형.....	179
라. 경사식 방파제의 신뢰성 설계 사례.....	185
마. 케이슨 방파제의 신뢰성 설계 사례.....	198
3. Level III 설계법.....	201
가. 정의.....	201
나. 설계절차.....	201
다. 경사식 방파제의 신뢰성 설계 사례.....	203
라. 케이슨식 방파제의 신뢰성 설계 사례.....	216
4. 성능설계법.....	219
가. 정의.....	219
나. 설계절차.....	219
다. 한계상태함수.....	219
라. 기대피해 계산 방법.....	220

다. 기대활동량 계산 방법.....	227
바. 경사식 방파제의 신뢰성 설계사례.....	235
사. 케이슨 방파제의 신뢰성 설계사례.....	247
제 8 절 목표파괴확률.....	271
1. 경사제의 피복재.....	271
가. 기존 구조물의 신뢰성 해석.....	271
나. 비용최적설계.....	276
다. 목표파괴확률의 결정.....	287
2. 직립제 케이슨의 활동.....	288
가. 신뢰지수 모형.....	288
나. Chebyshev 부등식 모형.....	290
다. 직립 방파제의 활동에 대한 적용.....	292
제 9 절 부분안전계수 산정.....	303
1. 경사제의 피복재.....	303
가. 부분안전계수 산정 과정.....	303
나. 부분안전계수 산정.....	304
다. 부분안전계수 검증 (8단계).....	315
2. 직립제 케이슨의 활동.....	319
가. 활동파괴에 대한 신뢰성 해석.....	319
나. 부분안전계수 산정 및 검증.....	328
다. 부분안전계수를 이용한 신뢰성 설계.....	330
제 10 절 안벽의 설계법.....	337
1. 개요.....	337
2. 중력식 안벽의 설계이론.....	338
가. 개요.....	338
나. 중력식 안벽의 파괴모드.....	339
다. 하중과 하중조합.....	350
3. 잔교식 안벽의 설계이론.....	351
가. 개요.....	351
나. 배치와 제원.....	351
다. 가상지표면.....	352
라. 말뚝의 설계.....	353
마. 설계외력과 하중조합.....	355
제 11 절 설계변수의 확률분포.....	357
1. 통계학적 확률분포.....	357
가. 확률변수.....	357

나. 확률밀도함수 및 누적분포함수.....	359
다. 결합확률분포.....	362
라. 확률분포추정.....	363
마. 확률분포의 검증.....	365
2. 설계변수의 확률분포.....	367
가. 중력식 안벽.....	367
나. 잔교식 안벽.....	379
3. 지반정수의 설계변수.....	380
가. 지반정수의 불확실성.....	380
나. 지반정수의 변동성.....	384
다. 지반정수의 확률분포.....	394
라. 지반정수의 특성치.....	395
4. 지반조사.....	402
가. 지반조사 수량.....	402
나. 지반정수.....	403
5. 해양토질의 특성치	408
가. 물리적 특성.....	409
나. 강도특성.....	409
다. 압밀특성.....	409
라. 설계치의 결정.....	409
마. 특성치와 산술평균치에 의한 결과 비교.....	412
바. 설계적용 대표치, 특성치와 산술평균치에 의한 설계결과.....	414
제 12 절 신뢰성 설계법.....	417
1. Level I 방법.....	417
가. 정의.....	417
나. 설계절차.....	417
다. 부분안전계수.....	419
2. Level II 방법.....	422
가. 정의.....	422
나. 평균일계이차모멘트법(MVFOSM).....	422
다. 일계신뢰도법(FORM).....	423
3. Level III 방법.....	430
가. 정의.....	430
나. 해석방법.....	430
다. 설계절차.....	432
제 13 절 중력식 안벽의 신뢰성설계.....	433
1. Level I 방법.....	433
가. 설계안정성 평가식.....	433

나. 신뢰성 설계사례.....	441
2. Level II 방법.....	450
가. 활동.....	450
나. 전도.....	452
다. 지지력.....	453
라. 마운드 직선 활동.....	455
마. 원호활동.....	457
바. 지반의 침하.....	457
3. Level III 방법.....	458
가. 활동.....	458
나. 전도.....	459
다. 지지력.....	459
라. 마운드 직선활동.....	461
마. 원호활동.....	462
바. 지반의 침하.....	463
제 14 절 잔교식 안벽의 신뢰성설계.....	464
1. Level I 방법.....	464
가. 설계안정성 평가식.....	464
나. 신뢰성 설계사례.....	465
2. Level II 방법.....	469
가. 한계상태함수.....	469
나. 설계결과.....	469
3. Level III 방법.....	470
가. 설계사례.....	470
제 15 절 목표신뢰도수준.....	471
1. 개요.....	471
2. 목표신뢰도 수준 결정시 고려사항.....	471
가. 현행설계법의 신뢰도 수준.....	471
나. 시공 및 유지 관리의 경제성.....	472
다. 목표수명.....	472
라. 구조물의 중요도.....	472
마. 위험대비 수준의 사회적 합의.....	473
바. 국내외 유사 사례.....	473
3. 목표신뢰도 수준 결정방법.....	473
가. 생애주기총비용 최소화기법에 의한 방법.....	474
나. 기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법.....	478
4. 일반적 목표신뢰도 수준.....	479
5. 목표신뢰도 수준의 결정.....	480

가. 생애주기총비용 최소화기법에 의한 방법.....	480
나. 기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법.....	494
다. 목표 신뢰도수준의 결정.....	498
제 16 절 성능설계법.....	500
1. 성능설계와 신뢰성 설계.....	500
가. 성능설계.....	500
나. 신뢰성 설계.....	501
다. 목표안전수준의 설정.....	501
2. 구조물별 성능규정.....	502
가. 케이슨 기초.....	502
나. 안벽.....	503
다. 잔교.....	503
3. 성능설계의 단계.....	504
가. 요구성능과 성능규정.....	506
나. 성능조사의 기본.....	511
4. 성능설계 관련용어.....	514
제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도.....	519
제 1 절 목표달성도.....	519
제 2 절 관련분야에의 기여도.....	522
1. 학문적 기여도.....	522
2. 산업·경제적 기여도.....	522
제 5 장 연구개발 결과의 활용계획.....	523
제 1 절 재해대비 항만보강.....	523
제 2 절 노후항만 성능평가.....	523
제 3 절 항만구조물 신뢰성 설계기준 제정 및 설계프로그램 보급.....	523
제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보.....	524
제 1 절 방과제.....	524
제 2 절 안벽.....	531
제 7 장 참고문헌.....	532

그림 목 차

<그림 2.1.1> Hierarchy of technical standards (after Goda 2004).....	6
<그림 3.2.1> 재현기간, 설계수명, 조우확률 사이의 관계.....	15
<그림 3.3.1> 경사제의 파괴 모드 (PIANC 1992).....	20
<그림 3.3.2> 전형적인 직립제의 단면 (Goda 2000).....	23
<그림 3.4.1> 설계변수의 극치분포형 산정 흐름도.....	41
<그림 3.5.1> 파괴확률의 정의.....	50
<그림 3.5.2> 파괴확률과 신뢰지수의 관계.....	51
<그림 3.5.3> 경사제의 잠재적 파괴모드.....	53
<그림 3.5.4> 케이슨식 방파제의 잠재적 파괴모드.....	60
<그림 3.5.5> 케이슨식 방파제의 단면 제원.....	63
<그림 3.6.1> 한반도 주변 연안 격자점의 위치 및 파랑 특성에 따른 해역의 구분.....	78
<그림 3.6.2> 한반도 주변 전 연안 격자점에서의 주파향의 표준편차의 막대그래프.....	81
<그림 3.6.3> 침투방향분산계수와 심해 파형경사 사이의 관계.....	83
<그림 3.6.4> 흙의 고유 변동성 (Phoon 등, 1999).....	95
<그림 3.6.5> 설계치 결정을 위한 과정.....	106
<그림 3.6.6> 설계를 위한 지반 및 하중조건.....	124
<그림 3.6.7> 설계치에 따른 q_a/Q 의 비교.....	124
<그림 3.6.8> 시간경과에 따른 총침하량과 잔류침하량 분포(광양).....	125
<그림 3.6.9> 시간경과에 따른 총침하량과 잔류침하량 분포(부산).....	126
<그림 3.6.10> q_a/Q 의 계산결과 비교.....	127
<그림 3.6.11> 침하량 계산결과의 비교.....	128
<그림 3.7.1> Level I 신뢰성 설계법(부분안전계수법)의 흐름도.....	130
<그림 3.7.2(a)> 저항력 R 의 특성치, R_p	135
<그림 3.7.2(b)> 하중의 S 의 특성치, S_q	135
<그림 3.7.3> 신뢰함수와 파괴점.....	136
<그림 3.7.4> 사석재에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과들의 비교.....	142
<그림 3.7.5> 사석재에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과들의 비교 (van der Meer 공식).....	147
<그림 3.7.6> TTP에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과들의 비교 (Hudson 공식).....	152
<그림 3.7.7> TTP에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과들의 비교 (van der Meer 공식).....	157
<그림 3.7.8> Cube에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과들의 비교.....	161
<그림 3.7.9> Dolos에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과의 비교.....	166
<그림 3.7.10> 식 (3.7.31a)에 의해 산정된 케이슨폭의 거동특성.....	168
<그림 3.7.11> 식 (3.7.31b)에 의해 산정된 케이슨폭의 거동특성.....	169

<그림 3.7.12> 활동에 대한 각 확률변수의 영향계수 거동특성.....	173
<그림 3.7.13> 저항, 하중 및 신뢰함수의 부분안전계수 거동특성.....	175
<그림 3.7.14> 파랑조건과 안전계수에 따른 신뢰함수의 부분안전계수 거동특성.....	176
<그림 3.7.15> 목표수준에 따른 신뢰성 설계의 비교 분석 예제 #1.....	177
<그림 3.7.16> 목표수준에 따른 신뢰성 설계의 비교 분석 예제 #2.....	178
<그림 3.7.17> 목표수준에 따른 신뢰성 설계의 비교 분석 예제 #3.....	178
<그림 3.7.18> Level II 신뢰성 설계법의 흐름도.....	180
<그림 3.7.19> 정규화된 좌표계에서의 신뢰함수.....	183
<그림 3.7.20> Level II의 AFDA 신뢰성 해석법의 흐름도.....	187
<그림 3.7.21> Level II 신뢰성 설계법에 의한 사석재의 대표입경(Hudson 공식).....	188
<그림 3.7.22> Level II 신뢰성 설계법에 의한 사석재의 대표입경 (van der Meer 공식).....	191
<그림 3.7.23> Level II 신뢰성 설계법에 의한 TTP의 대표입경(Hudson 공식).....	192
<그림 3.7.24> Level II 신뢰성 설계법에 의한 TTP의 대표입경(van der Meer 공식).....	194
<그림 3.7.25> Level II 신뢰성 설계법에 의한 Cube 블록의 대표입경.....	196
<그림 3.7.26> Level II 신뢰성 설계법에 의한 Dolos의 대표입경.....	198
<그림 3.7.27> Level II AFDA 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #1.....	199
<그림 3.7.28> Level II AFDA 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #2.....	199
<그림 3.7.29> Level II AFDA 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #3.....	200
<그림 3.7.30> Level II AFDA 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #4.....	200
<그림 3.7.31> Level III 신뢰성 설계법의 흐름도.....	202
<그림 3.7.32> 파고 발생 자료의 비교 분석	205
<그림 3.7.33> 사석재에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과(Hudson 공식).....	206
<그림 3.7.34> 사석재에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과(van der Meer 공식).....	208
<그림 3.7.35> TTP에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과(Hudson 공식).....	210
<그림 3.7.36> TTP에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과(van der Meer 공식).....	212
<그림 3.7.37> Cube에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과.....	214
<그림 3.7.38> Dolos에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과.....	215
<그림 3.7.39> Level III MCS 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #1.....	216
<그림 3.7.40> Level III MCS 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #2.....	217
<그림 3.7.41> Level III MCS 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #3.....	217
<그림 3.7.42> Level III MCS 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #4.....	218
<그림 3.7.43> 피복재 성능설계 계산 흐름도.....	220
<그림 3.7.44> 케이슨 방파제 성능설계 계산 흐름도.....	227
<그림 3.7.45> 시간에 대한 파력분포.....	229
<그림 3.7.46> 케이슨에 미치는 힘과 기하학적 변수.....	233
<그림 3.7.47> 사용년수 동안 파고 및 피해도(예시).....	244
<그림 3.7.48> 사용년수 동안 파고 및 피해도(예시).....	245
<그림 3.7.49> 사용년수 동안 파고 및 피해도(예시).....	246
<그림 3.7.50> 마찰계수의 난수 추출.....	252

<그림 3.7.51> 수평파력의 난수 추출.....	252
<그림 3.7.52> Typical cross-section of composite breakwater.....	253
<그림 3.7.53> 케이슨에 작용하는 힘.....	256
<그림 3.7.54> 케이슨의 성능설계의 계산 흐름도 (● 난수 추출).....	257
<그림 3.7.55> 서로 다른 종자수와 난수에 따른 기대활동량 (옥계항).....	259
<그림 3.7.56> 서로 다른 종자수와 난수에 따른 허용활동에 대한 초과확률 (옥계항)...	260
<그림 3.7.57> 추출횟수에 따른 기대활동량의 변화 (옥계항).....	261
<그림 3.7.58> 정규분포와 이중절단정규분포의 허용활동량의 초과확률 비교 (복구가능한계상태).....	264
<그림 3.7.59> 정규분포와 이중절단정규분포의 허용활동량의 초과확률 비교 (극한한계상태).....	264
<그림 3.7.60> 정규분포와 이중절단정규분포의 허용활동량의 초과확률 비교 (붕괴한계상태).....	265
<그림 3.7.61> 정규분포와 이중절단정규분포의 기대활동량 비교 (복구가능한계상태)...	265
<그림 3.7.62> 사용년수 동안의 누적활동량의 상대도수 (정규분포, 화순항).....	267
<그림 3.7.63> <그림 3.7.62>와 같은 내용(누적 활동량 범위: 0~1 m).....	267
<그림 3.7.64> 사용년수 동안의 누적활동량의 상대도수 (이중절단정규분포, 화순항)...	268
<그림 3.7.65> <그림 3.7.64>와 같은 내용(누적 활동량 범위: 0~1 m).....	268
<그림 3.7.66> 상위 10%의 활동량과 기대활동량의 비교.....	269
<그림 3.8.1> 무역항 105개 단면에서 산정된 안전율과 파괴확률.....	274
<그림 3.8.2> 연안항 81개 단면에서 산정된 안전율과 파괴확률.....	275
<그림 3.8.3> 신뢰도지수의 확률밀도함수 (175개 단면).....	275
<그림 3.8.4> 상대피해 와 Tetrapod의 피해도 의 관계.....	279
<그림 3.8.5> 경사식 방파제의 비용최적설계의 계산 흐름도 (• 난수 추출).....	282
<그림 3.8.6> 재현기간에 따른 전체 비용 (속초항).....	285
<그림 3.8.7> 재현기간에 따른 전체 비용 (삼천포항).....	285
<그림 3.8.8> 재현기간에 따른 전체 비용 (제주항).....	286
<그림 3.8.9> 재현기간에 따른 전체 비용 (목호항).....	286
<그림 3.8.10> Probability of failure with respect to central safety factor evaluated.....	290
<그림 3.8.11(a)> Central safety factor with respect to coefficient of variation of loading evaluated by Eq. (8.24) and Eq. (8.28) for $V_R = 0.15, \beta_T = 3.0$	295
<그림 3.8.11(b)> Central safety factor with respect to coefficient of variation of loading evaluated by Eq. (8.24) and Eq. (8.28) for $V_R = 0.25, \beta_T = 3.0$	295
<그림 3.8.12(a)> Central safety factor with respect to coefficient of variation of loading evaluated by Eq. (8.25) and Eq. (8.30) for $V_R = 0.15, \beta_T = 3.0$	296
<그림 3.8.12(b)> Central safety factor with respect to coefficient of variation of loading evaluated by Eq. (3.8.25) and Eq. (3.8.30) for $V_R = 0.25, \beta_T = 3.0$	297

<그림 3.8.13> Probability density function of central safety factor generated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.32).....	298
<그림 3.8.14> Probability density function of reliability index evaluated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.16).....	299
<그림 3.8.15> Probability density function of reliability index evaluated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.17).....	300
<그림 3.8.16(a)> Probability density function of reliability index evaluated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.20) and Eq. (3.8.21).....	301
<그림 3.8.16(b)> Probability density function of reliability index evaluated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.20) and Eq. (3.8.22).....	301
<그림 3.8.17> Probability density function of reliability index evaluated by Monte-Carlo simulation with Eq. (8.23).....	302
<그림 3.9.1> 다양한 설계조건에서 형상 매개변수와 파고의 부분안전계수의 관계.....	309
<그림 3.9.2> <표 3.9.5>의 평균된 하중과 저항의 부분안전계수로 설계된 구조물의 파괴확률 (Hudson 공식).....	311
<그림 3.9.3> 형상매개변수의 구분 없이 평균된 하중과 저항의 부분안전계수로 설계된 구조물의 파괴확률 (Hudson 공식).....	311
<그림 3.9.4> 제약조건이 없을 경우의 전체안전계수 에 대한 목적함수 (Hudson 공식).....	313
<그림 3.9.5> 제약조건을 만족하는 전체안전계수 에 대한 목적함수 (Hudson 공식).....	314
<그림 3.9.6> Hudson(1959) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정 $((P_f)_T=0.4)$	316
<그림 3.9.7> Hudson(1959) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정 $((P_f)_T=0.5)$	316
<그림 3.9.8> Hudson(1959) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정 $((P_f)_T=0.6)$	317
<그림 3.9.9> van der Meer(1988) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정 $((P_f)_T=0.4)$	317
<그림 3.9.10> van der Meer(1988) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정 $((P_f)_T=0.5)$	318
<그림 3.9.11> van der Meer(1988) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정 $((P_f)_T=0.6)$	318
<그림 3.9.12(a)> Definition sketch for mathematical model.....	320
<그림 3.9.12(b)> Caisson section of composite breakwater.....	320
<그림 3.9.13> Variation of caisson width with respect to safety factors for two volume ratios of filling material.....	323
<그림 3.9.14> Influence coefficients of random variables evaluated by the present study.....	327

<그림 3.9.15> Partial safety factors of random variables evaluated by the present study.	329
<그림 3.9.16> Caisson width with respect to failure probability evaluated by the present study.	332
<그림 3.9.17> Probability density function of reliability function generated by Monte-Carlo simulation with Eq. (9.18)	333
<그림 3.9.18> Variation of reliability index of caisson section designed by Level I reliability design method.	336
<그림 3.10.1> 중력식 안벽의 파괴모드.....	339
<그림 3.10.2> 간편 Bishop법에 의한 지지력.....	342
<그림 3.10.3> 마운드 상하부에서의 지반반력 계산.....	344
<그림 3.10.4> 등분포 직사각형하중에 의한 모서리 침하에 대한 영향계수.....	348
<그림 3.10.5> 가상지표면.....	352
<그림 3.11.1> 확률밀도함수.....	359
<그림 3.11.2> 누적확률분포함수.....	360
<그림 3.11.3> 재현주기별 지진재해지도.....	374
<그림 3.11.4> 흙의 고유 변동성 (Phoon 등, 1999).....	385
<그림 3.11.5> 설계치 결정을 위한 과정.....	396
<그림 3.11.6> 설계를 위한 지반 및 하중조건.....	412
<그림 3.11.7> 설계치에 따른 q_a/Q 의 비교.....	413
<그림 3.11.8> 시간경과에 따른 총침하량과 잔류침하량 분포(광양).....	413
<그림 3.11.9> 시간경과에 따른 총침하량과 잔류침하량 분포(부산).....	414
<그림 3.11.10> q_a/Q 의 계산결과 비교.....	415
<그림 3.11.11> 침하량 계산결과의 비교.....	416
<그림 3.12.1> Level I 신뢰성설계 흐름도.....	418
<그림 3.12.2> 확률변수 표준화.....	424
<그림 3.12.3> 한계상태함수 근사화.....	425
<그림 3.12.4> FORM법의 신뢰도지수.....	426
<그림 3.12.5> FORM법의 순서도.....	428
<그림 3.12.6> 모사법의 추출형태.....	431
<그림 3.12.7> 모사법의 해석순서도.....	432
<그림 3.13.1> 최대지진가속도와 초과확률.....	443
<그림 3.13.2> 활동파괴(지진시)에 대한 신뢰도지수.....	452
<그림 3.13.3> 전도 파괴모드의 신뢰도지수.....	453
<그림 3.13.4> 지지력 파괴모드의 신뢰도지수(간편 Bishop법).....	454
<그림 3.13.5> 지지력 파괴모드의 신뢰도지수(하중분산법).....	455
<그림 3.13.6> 마운드 직선활동에 대한 신뢰도지수.....	456
<그림 3.13.7> 활동파괴에 대한 시뮬레이션 결과.....	458
<그림 3.13.8> 전도파괴에 대한 시뮬레이션 결과.....	459

<그림 3.13.9> 지지력 파괴(간편 Bishop법)에 대한 시뮬레이션 결과.....	460
<그림 3.13.10> 지지력 파괴(하중분산법)에 대한 시뮬레이션 결과.....	460
<그림 3.13.11> 마운드 직선활동 파괴에 대한 시뮬레이션 결과.....	461
<그림 3.13.12> 원호활동 파괴에 대한 시뮬레이션 결과.....	462
<그림 3.13.13> 지반의 침하 파괴에 대한 시뮬레이션 결과.....	463
<그림 3.14.1> 잔교식 안벽 평면도 및 단면도.....	466
<그림 3.14.2> 잔교식 안벽의 파괴에 대한 신뢰도지수.....	470
<그림 3.14.3> 중요도추출법에 의한 파괴확률 수렴곡선.....	470
<그림 3.15.1> 신뢰도지수와 LCC.....	474
<그림 3.15.2> 최적파괴확률 분포(단위년).....	481
<그림 3.15.3> 최적파괴확률 분포(공용년: 50년).....	481
<그림 3.15.4> 단위년(좌) 및 공용년(우) 최적파괴확률의 확률밀도함수.....	488
<그림 3.15.5> 신뢰도지수와 생애주기총비용(지진시).....	489
<그림 3.15.6> 돌제식잔교의 지반증폭비와 최적 신뢰도지수.....	490
<그림 3.15.7> 돌제식잔교의 신뢰도지수와 생애주기총비용(접안시).....	490
<그림 3.15.8> 횡잔교 구조물 단면도.....	492
<그림 3.15.9> 횡잔교의 신뢰도지수와 생애주기총비용(지진시).....	493
<그림 3.15.10> 횡잔교의 지반증폭비에 따른 최적 신뢰도지수.....	493
<그림 3.15.11> 횡잔교의 신뢰도지수와 생애주기총비용(접안시).....	494
<그림 3.15.12> 천년빈도 지진계수와 최적신뢰도지수(지진시)	497
<그림 3.15.13> 복구비용 비(k)와 최적신뢰도지수(접안시).....	498
<그림 3.16.1> 성능설계와 신뢰성 설계.....	501
<그림 3.16.2> 신뢰성 설계.....	501
<그림 3.16.3> 성능설계의 순서와 항만설계기준체계.....	505
<그림 3.16.4> 시설에 요구되는 성능개요.....	507
<그림 3.16.5> 시설물의 기본적인 요구성능.....	508
<그림 3.16.6> 성능설계기준의 기본형식 예(방파제).....	513

표 목 차

<표 3.2.1> 해안 구조물의 안전 등급 (Burcharth 2000).....	16
<표 3.2.2> 경제영향지수(ERI)에 따른 해양구조물의 분류 (ROM 0.0).....	17
<표 3.2.3> 사회환경영향지수(SERI)에 따른 해양구조물의 분류 (ROM 0.0).....	17
<표 3.2.4> 경제영향지수(ERI)에 따른 설계수명 (ROM 0.0).....	17
<표 3.4.1> 연속확률분포.....	30
<표 3.4.2> 이산확률분포.....	31
<표 3.4.3> X와 Y의 결합확률함수.....	32
<표 3.4.4> 파랑의 극치분석에 사용되는 분포함수.....	42
<표 3.6.1> 관측 및 계산된 해황 변수에 대한 전형적인 편의 및 변동계수 (Burcharth, 1992).....	73
<표 3.6.2> 재현기간에 따른 심해파고와 주기.....	74
<표 3.6.3> 재현기간 50년의 유의파고, 유의주기 및 Gumbel 분포의 모수	76
<표 3.6.4> 한국 연안의 해역별 유의파고별 유의파 주기의 변동계수.....	77
<표 3.6.5> 한반도 주변 연안 격자점에서의 주파향의 평균과 표준편차.....	79
<표 3.6.6> 피복재 설계 방정식의 경험계수의 평균과 표준편차.....	85
<표 3.6.7> 피복재의 크기 및 수중 비중의 평균 표준편차 및 변동계수.....	85
<표 3.6.8> 경사각과 침투계수의 평균, 표준편차 및 변동계수.....	86
<표 3.6.9> Goda 파력 산정식의 불확실성 (Oumeraci et al., 2001).....	87
<표 3.6.10> Goda 파력 산정식의 불확실성 (JPHA, 2007).....	87
<표 3.6.11> Goda 파력 산정식의 불확실성 (Burcharth and Sorenson, 1998).....	87
<표 3.6.12> 조위의 통계적 특성치.....	88
<표 3.6.13> 마찰계수의 통계적 특성치.....	89
<표 3.6.14> 케이슨 중량의 통계적 특성치(JPHA, 2007).....	89
<표 3.6.15> 케이슨 중량의 통계적 특성치.....	89
<표 3.6.16> 지반정수의 변동계수 (물리적 특성).....	99
<표 3.6.17> 지반정수의 변동계수 (강도특성).....	102
<표 3.6.18> 지반정수의 변동계수 (압밀특성).....	103
<표 3.6.19> 지반정수의 확률분포.....	105
<표 3.6.20> 유의수준별 k	108
<표 3.6.21> t - 분포표.....	109
<표 3.6.22> 변동계수에 따른 수정계수.....	111
<표 3.6.23> 샘플 수에 따른 수정계수.....	112
<표 3.6.24> $t_{n-1}(\frac{\alpha}{2})$ 계수.....	114
<표 3.6.25> 극한한계상태에 대한 부분재료계수.....	122
<표 3.6.26> 주요 설계치 선정결과.....	123

<표 3.6.27> 설계사례에 적용된 대표치.....	127
<표 3.7.1> 사석재 신뢰성 해석의 입력자료(Hudson 공식).....	139
<표 3.7.2> 사석재의 신뢰성 해석 결과(Hudson 공식).....	140
<표 3.7.3> 사석재의 목표수준에 따른 저항력 및 파고의 부분안전계수와 대표입경.....	141
<표 3.7.4> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 사석재의 대표입경.....	141
<표 3.7.5> 사석재 신뢰성 해석의 입력자료(van der Meer 공식).....	144
<표 3.7.6> 사석재의 신뢰성 해석 결과(van der Meer 공식).....	145
<표 3.7.7> 사석재의 목표수준에 따른 저항력 및 파고의 부분안전계수와 대표입경 (van der Meer 공식).....	145
<표 3.7.8> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 사석재의 대표입경 (van der Meer 공식).....	146
<표 3.7.9> TTP 신뢰성 해석의 입력자료(Hudson 공식).....	149
<표 3.7.10> TTP의 신뢰성 해석 결과(Hudson 공식).....	150
<표 3.7.11> TTP의 목표수준에 따른 저항력 및 파고의 부분안전계수와 대표입경 (Hudson 공식).....	150
<표 3.7.12> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 TTP의 대표입경 (Hudson 공식).....	151
<표 3.7.13> TTP 신뢰성 해석의 입력자료(van der Meer 공식).....	154
<표 3.7.14> TTP의 신뢰성 해석 결과(van der Meer 공식).....	155
<표 3.7.15> TTP의 목표수준에 따른 저항력 및 파고의 부분안전계수와 대표입경 (van der Meer 공식).....	156
<표 3.7.16> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 TTP 대표입경.....	156
<표 3.7.17> Cube 신뢰성 해석의 입력자료.....	159
<표 3.7.18> Cube의 신뢰성 해석 결과.....	159
<표 3.7.19> Cube의 목표수준에 따른 저항력 및 파고의 부분안전계수와 대표입경.....	160
<표 3.7.20> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 Cube 블록의 대표입경.....	161
<표 3.7.21> Dolos 신뢰성 해석의 입력자료.....	163
<표 3.7.22> Dolos의 신뢰성 해석 결과.....	164
<표 3.7.23> Dolos의 목표수준에 따른 저항력 및 파고의 부분안전계수와 대표입경.....	164
<표 3.7.24> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 Dolos 대표입경.....	165
<표 3.7.25> 활동에 대한 신뢰함수에 대한 확률변수의 통계적 특성과 분포함수.....	172
<표 3.7.26> 안정성 기준 A.....	234
<표 3.7.27> 안정성 기준 B.....	234
<표 3.7.28> 안정성 기준 C.....	235
<표 3.7.29> 설계변수의 통계적 특성치(Rock-van der Meer).....	236
<표 3.7.30> 설계변수의 통계적 특성치(Tetrapod-van der Meer).....	236
<표 3.7.31> 설계변수의 통계적 특성치(Cube-van der Meer).....	237
<표 3.7.32> 확률변수의 분포함수 (Tetrapod).....	239
<표 3.7.33> 확률변수의 분포함수 (Cube).....	240
<표 3.7.34> 확률변수의 분포함수 (사석).....	241

<표 3.7.35> 확률변수의 표본집단(10만개 set)-Tetrapod	242
<표 3.7.36> 기대피해도 및 파괴확률	247
<표 3.7.37> 유의파고와 주기 및 Gumbel 분포의 매개변수	248
<표 3.7.38> 유의파고와 평균주기의 통계적 특성치	249
<표 3.7.39> 한반도 해역의 유의파고에 따른 유의파주기의 변동계수	250
<표 3.7.40> 수평파력, 양력 그리고 마찰계수의 통계적 특성치	250
<표 3.7.41> 우리나라 케이슨 방파제의 기하학적 설계변수(김·서, 2009).	253
<표 3.7.42> 구조물의 사용년수 동안의 허용활동량에 대한 초과확률 기준	260
<표 3.7.43> 허용활동량에 대한 초과확률 및 기대활동량 산정 (마찰계수와 수평파력의 분포함수로 정규분포 사용시)	262
<표 3.7.44> 허용활동량에 대한 초과확률 및 기대활동량 산정 (마찰계수와 수평파력의 분포함수로 이중절단정규분포 사용시)	262
<표 3.8.1> 대상 구조물	272
<표 3.8.2> 해역별 대상 항만	272
<표 3.8.3> 인공블록에 대한 Hudson (1959) 공식의 통계적 특성치	274
<표 3.8.4> Tetrapod 규모에 따른 초기 공사비 (단위: 1,000 원/)	277
<표 3.8.5> 한계상태에 따른 상대피해 및 복구 정책(Burcharth and Sorensen, 2005)	279
<표 3.8.6> 각 항만의 기하학적 설계 변수, 재현기간 50년의 파고와 주기 그리고 Gumbel 분포의 매개변수	280
<표 3.8.7> van der Meer(1988b) 공식의 설계변수의 통계적 특성치	281
<표 3.8.8> Tetrapod로 피복된 경사제의 비용최적설계	284
<표 3.8.9> 구조물의 사용년수 50년에 대한 초기한계상태의 목표파괴확률	287
<표 3.8.10> Central safety factors of existing vertical breakwaters in Korea and Japan	297
<표 3.8.11> Target reliability index evaluated by the present study	302
<표 3.9.1> 부분안전계수의 산정 및 검증 과정	304
<표 3.9.2> Hudson (1959) 공식의 통계적 특성치	306
<표 3.9.3> van der Meer (1988) 공식의 통계적 특성치	306
<표 3.9.4> 구조물의 사용년수 50년에 대한 초기한계상태의 목표파괴확률	307
<표 3.9.5> Hudson(1959) 공식의 평균값을 사용한 하중과 저항의 부분안전계수	309
<표 3.9.6> van der Meer (1988) 공식의 평균값을 사용한 하중과 저항의 부분안전계수	310
<표 3.9.7> Hudson (1959) 공식의 하중과 저항의 부분안전계수	314
<표 3.9.8> van der Meer (1988) 공식의 하중과 저항의 부분안전계수	315
<표 3.9.9> Caisson width determined by deterministic method for various volume ratios of reinforced concrete and filling material.	323
<표 3.9.10> Statistical properties and influence coefficients of random variables in reliability function of Eq. (3.9.18) (Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan, 2009).	325

<표 3.9.11> Influence coefficients of random variables for various uncertainty conditions.	325
<표 3.9.12(a)> Partial safety factors of Japan technical standards(2009) for port & harbour facilities.	328
<표 3.9.12(b)> Partial safety factors evaluated by the present study for various uncertainty conditions.	329
<표 3.9.13> Comparison of caisson widths determined by Level I reliability design method.	332
<표 3.9.14> Partial safety factors of CEM(2006) for various uncertainty conditions.	335
<표 3.9.15> Caisson widths determined by Level I reliability design method with partial safety factors of CEM and those safety factors and probabilities of failure	335
<표 3.10.1> 신뢰도지수(β)와 파괴확률의 관계.....	338
<표 3.10.2> 설계외력.....	355
<표 3.10.3> 하중조합.....	356
<표 3.11.1> 극치분포의 변수와 모멘트 관계.....	363
<표 3.11.2> Kolmogorov-Smirnov 검정의 임계값.....	366
<표 3.11.3> 지진구역의 구분.....	370
<표 3.11.4> 지진구역계수(재현주기 500년에 해당).....	370
<표 3.11.5> 위험도 계수(R).....	370
<표 3.11.6> 지반종별 지진계수 증폭비.....	375
<표 3.11.7> 지반정수의 변동계수 (물리적 특성).....	389
<표 3.11.8> 지반정수의 변동계수 (강도특성).....	392
<표 3.11.9> 지반정수의 변동계수 (압밀특성).....	393
<표 3.11.10> 지반정수의 확률분포.....	395
<표 3.11.11> 유의수준별 k	398
<표 3.11.12> t - 분포표.....	399
<표 3.11.13> 변동계수에 따른 수정계수.....	401
<표 3.11.14> 샘플 수에 따른 수정계수.....	401
<표 3.11.15> $t_{n-1}(\frac{\alpha}{2})$ 계수	403
<표 3.11.16> 극한한계상태에 대한 부분재료계수.....	410
<표 3.11.17> 주요 설계치 선정결과.....	411
<표 3.11.18> 설계사례에 적용된 대표치.....	415
<표 3.12.1> FORM방법의 신뢰성해석 순서.....	429
<표 3.13.1> 설계사례의 안벽제원.....	442
<표 3.13.2> 활동에 대한 부분안전계수(상시).....	443
<표 3.13.3> 활동에 대한 부분안전계수(지진시).....	444

<표 3.13.4> 전도에 대한 부분안전계수(상시).....	445
<표 3.13.5> 전도에 대한 부분안전계수(지진시).....	445
<표 3.13.6> 지지력에 대한 부분안전계수(상시).....	446
<표 3.13.7> 지지력에 대한 부분안전계수(지진시).....	446
<표 3.13.8> 직선활동에 대한 부분안전계수(상시).....	447
<표 3.13.9> 직선활동에 대한 부분안전계수(지진시).....	448
<표 3.13.10> 원호활동에 대한 부분안전계수.....	449
<표 3.13.11> 지반의 즉시침하에 대한 부분안전계수.....	449
<표 3.13.12> 중력식 안벽의 확률변동치.....	451
<표 3.14.1> 부재의 규격 및 단면특성.....	465
<표 3.14.2> 적용심도별 지반반력계수.....	467
<표 3.14.3> 안벽의 확률특성.....	468
<표 3.14.4> 부분안전계수.....	468
<표 3.15.1> 항만예산대비 유지보수비 비율(해양수산부).....	476
<표 3.15.2> 국가별 할인율 적용사례.....	477
<표 3.15.3> 최적파괴확률 산정결과.....	488
<표 3.15.4> 국내 안벽의 신뢰도수준.....	495
<표 3.15.5> 지배 파괴모드의 지역별 신뢰도수준.....	495
<표 3.15.6> 구조형식별 신뢰도수준.....	496
<표 3.15.7> 상시 및 지진시 신뢰도수준.....	496
<표 3.15.8> 중력식 안벽의 목표신뢰도 수준.....	498
<표 3.15.9> 잔교식 안벽의 목표신뢰도 수준.....	499
<표 3.16.1> 설계코드에 의한 성능조사 방법.....	505
<표 3.16.2> 기본적 요구성능.....	506
<표 3.16.3> 주요 하중작용의 분류.....	508
<표 3.16.4> 성능조사법.....	511

제 1 장 연구개발과제의 개요

제 1 절 연구개발의 목적 및 필요성

1. 연구개발의 목적

본 연구의 목적은 항만구조물 신뢰성설계법의 개발이다 항만구조물 중 방파제(경사제, 직립제)와 안벽(중력식, 잔교식)의 신뢰성설계를 수행하는 방법과 표준절차를 개발하여 외력과 건설재료 등에 포함된 설계변수의 불확실성을 고려하여 한계상태의 초과확률 즉, 파괴확률을 산정하며 최종 설계 구조물이 적정 수준의 파괴확률을 초과하지 않도록 안정성을 확보하는데 그 목적이 있다 연구를 통해 얻은 결과물을 집대성하여 항만구조물 신뢰성설계 표준서를 작성하는 것과 항만구조물 전용 설계해석 프로그램을 개발하는 것이 연구목적이다

2. 연구개발의 필요성

항만은 2002년 기준으로 국가 전체 물류비의 27%(약 20조원)를 담당할 만큼 국가 산업 및 경제활동에 있어 매우 중요한 기간시설이므로 자연재해에 대비한 충분한 안전성과 수명기간 동안 효율적인 유지관리가 필수적이다. 그러나, 지진, 태풍, 해일 등 자연재해의 불확실성은 매우 크며 이를 항만구조물의 설계에 직접적으로 반영하지 못하는 기존의 결정론적 설계법은 과소설계 및 과다설계를 유발할 우려가 매우 크다 자연재해의 관점에서 항만구조물의 과소설계 및 과다설계는 유지관리 비용의 증가를 초래할 수 있고 기능유지가 어려울 만큼의 붕괴가 발생했을 경우 재시공으로 인한 직접비용 및 해상물류 경제활동 위축으로 인한 막대한 간접비용의 손실이 예상되며 궁극적으로 국가경제의 치명적인 위협요소를 제공한다 이러한 결정론적 설계법의 한계를 극복하기 위해서, 1970년대부터 신뢰성 설계법이라 불리는 확률론적 방법이 각종 토목 구조물 설계를 위해 연구되기 시작하였다 방파제 설계에서는, 1980년대 중반부터 본격적인 연구가 시작되어 최근 몇몇 국가에서 신뢰성 설계법을 도입한 바 있다(미국의 Coastal Engineering Manual 2002; 스페인의 ROM 0.0 (Puerto del Estado 2002); 일본의 항만 설계기준 2007). 따라서, 자연재해의 불확실성 요소를 항만구조물 설계에 직접 반영하는 신뢰성설계법은 국가 경제적 측면의 위협요소를 사전에 관리하는 핵심기술로서 인

식되고 있다.

이러한 이유로 인해 세계 각국은 이미 항만구조물의 설계에 있어 신뢰성이론을 도입하는 추세에 있으며 일본 중국은 물론 특히, 유럽연합(EU), 북미경제권(NAFTA) 등의 경제블록을 중심으로 주도하고 있다. 우리나라도 세계적 추세에 맞춰 자연재해에 대비한 성능기반 신뢰성 설계기준을 마련하여 지속가능한 해상물류 기반시설을 확보함은 물론 21세기 동북아 물류허브 경쟁에서 기술적 우위를 선점해야 할 필요성이 있다고 하겠다.

제 2 절 연구범위

본 연구에서 개발하고자 하는 연구내용과 그 범위는 항만구조물의 형식면에서는 방파제의 경우 경사식 방파제와 중력식 방파제이며 안벽에 대해서는 중력식 안벽과 잔교식 안벽이다. 경사식 방파제는 각종 이형블럭에 대하여 적용할 수 있으며 중력식 방파제 및 중력식 안벽은 콘크리트 블록식 및 셸블럭 식 등 다양한 중력식 항만구조물에 적용할 수 있다.

신뢰성설계법의 측면에서는 level I, II, III 등의 적용 가능한 방법을 모두 포함하였다. Level I의 방법에서는 부분안전계수를 설계에 직접 이용할 수 있도록 제안하였으며 level II 방법에서는 비선형 한계상태함수를 선형화하여 신뢰도지수를 구할 수 있도록 완성하였다. Level III에서는 모사방법을 이용하여 파괴확률의 정확해를 구할 수 있도록 하였다. 특히, 잔교식 안벽과 같은 유연구조물에 대하여는 신뢰성설계에 유한요소법을 이용할 수 있도록 개발하였다.

궁극적으로 개발된 신뢰성설계법을 항만구조물의 설계에 적용할 때 경제성과 안정성을 동시에 확보할 수 있기 위해서는 신뢰도의 수준을 적절하게 선정하는 것이다 이를 위해 본 연구에서는 총생애주기(LCC)의 최적화와 기존 구조물의 신뢰도 수준 등을 고려하여 각 항만구조물 형식에 따른 최적의 신뢰도지수를 제시하였다

제 2 장 국내외 기술개발 현황

제 1 절 국내 기술개발 현황

1. 방파제

현재 국내의 항만 구조물의 신뢰성 설계 기준은 없으며 단지 여러 연구자들에 의해 신뢰성 설계법에 대한 이론 및 적용 연구가 활발히 진행되고 있다 대표적인 항만 구조물은 항만의 외곽시설인 방파제와 선박의 접안시설인 안벽이며 대부분의 방파제는 경사제와 직립제로 구분된다.

이(1999)는 경사제 피복재의 안정성에 대한 신뢰성 해석을 수행하였다 특히, 신뢰함수에 대한 확률밀도함수를 수학적으로 유도하고 유도된 함수의 적용성을 검증하기 위해 Monte Carlo 해석방법과 모멘트법인 FMA 방법, AFDA 방법 등을 사용하였다. 또한 이(2000b, c)는 확률변수들을 정규화, 독립화시키는 복잡한 과정을 거치지 않고 경사제 피복재의 안정성에 대한 해석을 직접 수행할 수 있는 직접 계산법을 개발하였다 이와 안(2001)은 직접계산법을 이용하여 경사제 피복재의 파괴확률을 안전지수의 함수로 산정하였다. 그리고 이(2000a)는 안정수와 위험지수 그리고 입자의 맞물림 특성을 이용하여 입사 파고분포와 피복재의 균일 정도에 따른 안정성의 거동특성을 확률론적으로 해석하였다. 김 등(2005)은 동해항 방파제의 피복블록에 대해 Level 2 기법과 성능설계를 수행하였다. 최근 김 등(2009a)는 국내 무역항 및 연안항의 방파제 피복재에 대해 신뢰성 해석을 수행하여 결정론적 설계법의 기준과 신뢰성 설계법의 기준을 비교 분석하였다. 앞에서 언급한 신뢰성 기법(Level 2, 3, 성능설계)은 일반 기술자가 사용하기에는 다소 어려움이 있어 Level 1 기법인 부분안전계수에 대한 연구가 많은 연구자에 의해 수행되었다 (이, 2007; 김·서, 2008; 2009).

한편 직립제의 주요 파괴모드인 활동에 대한 신뢰성 설계법에 대한 연구가 여러 연구자에 의해 진행되고 있다. 이(2002)는 직립제의 활동에 대한 파괴확률을 산정하였고 이 등(2009)과 김·서(2009b)는 직립제의 활동에 대한 부분안전계수를 각각 산정하여 CEM(2006)과 JPHA(2007)의 결과와 비교하였다. 또한 김·서(2009c)는 국내 항만의 직립제의 활동에 대한 성능설계를 적용하여 기대활동량 및 허용활동량에 대한 초과확률을 산정하였다.

2. 안벽

국내에서는 2000년을 전후로 개별 연구자들에 의해 항만구조물 신뢰성설계법이 연구되기 시작했다. 안벽의 신뢰성설계 분야에서는 케이슨 안벽의 안정성(김동현 등, 2003), 잔교식 안벽의 위험도(김동현 등, 2007) 등의 연구결과가 발표된 바 있다. 개별적 연구의 시도는 기술발전을 선도해 왔지만 항만구조물 설계에 적용하기 위한 체계적이고 종합적인 방법론의 개발로는 이어지지 못했다. 이런 상황에서 그동안 항만구조물 신뢰성설계에 관련한 연구를 주도해 온 다양한 연구자들이 참여하여 본 과제를 개시하기에 이르렀다.

제 2 절 국외 기술개발 현황

1. 방파제

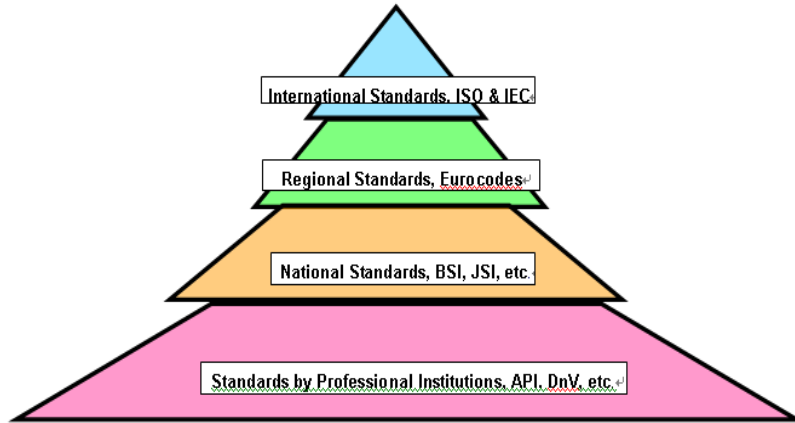
본 절에서는 항만 구조물의 신뢰성 설계에 대한 국외 기준을 조사 분석한다. 우선 항만 구조물 설계와 시공에 참고로 하는 여러 가지 기준과 지침들의 법적 체계에 관하여 기술한다. 다음으로 현재 사용되는 여러 기준 중 신뢰성 설계 부분에 대한 것들을 조사하여 정리한다. 국제 기준으로는 ISO/TC98/SC3/WG8이 국제표준화기구(ISO: International Organization for Standardization)의 기준에 대한 초안의 집필을 시작하여 2004년에는 원안(CD: Committee Draft)이 작성되고, 그 이후 ISO/DIS21650(배포판)이 각 회원국에 배포되어 인준을 받는 과정을 거치고 있다. 국가별 기준으로는 미국의 경우 과거의 SPM(Shore Protection Manual)의 최신 버전인 CEM(Coastal Engineering Manual)을 출판한 바 있으며, 스페인 정부는 “Recommendations for Maritime Structures (ROM) 0.0” (Puertos del Estado, 2002)을 발행한 바 있다. 일본에서도 신뢰성 설계법을 도입한 항만 설계 기준을 발행하였다(JPHA, 2007; OCADIJ, 2009). 본 절에서는 국제 기준인 ISO/CD21650과 국가별 기준인 CEM 및 ROM 0.0의 신뢰성 설계 관련 부분을 조사, 분석한다.

엔지니어들이 해안 및 항만 구조물을 설계하고 시공할 때 여러 가지 기준과 지침을 참고한다. 이러한 기준과 지침은 법적 효력에 따라 다음과 같이 분류할 수 있다(Goda, 2004):

- 법(Laws) 또는 조례(Acts)
- 국제표준화기구의 국제 기준 및 유럽규격위원회(CEN: Committee European Normalization)의 유럽 기준
- 각국의 정부 또는 준정부 기관에서 발행한 기준서(Standards)
- 규정집(Rules)과 권장서(Recommendations)
- 실무규준(Code of practice)
- 지침서(Guidelines)
- 기술매뉴얼(Technical manuals)
- 기술서적(Technical books)

법이나 조례는 각국의 국회 의회, 또는 이와 동등한 기관에서 제정된다. 구조물의 설계 및 시공이 이 안에 명기된 규정 및 표준을 만족시키는 한 이는 해안 방호 시설, 해안 기반 구조물 개발 등의 권한을 부여한다

국제표준화기구(ISO)의 국제 기준은 볼트와 너트에 대한 국제 기준으로부터 시작하여 수많은 기술 분야에 도입되었다. ISO 9000 시리즈는 일반 계약자를 포함한 산업체 법인 사이에서 가장 유명하다. EU의 유럽규격위원회(CEN)는 EU 내의 다양한 기술 분야에 적용되는 유럽 기준을 만들기 위해 노력하고 있다. 두 기준 모두 국제무역기구(WTO: World Trade Organization)의 기술장벽협약(TBT: Technical Barriers Treaties)에 의해 국가별 기준에 대한 관리 효력을 발휘한다. 예를 들어서, 무역 기술 장벽에 관한 협정(Agreement on Technical Barriers to Trade)의 2.4조에 다음과 같이 언급되어 있다: “기술적 법규가 요구되고 이에 대한 관련 국제 기준이 존재하거나 긴급히 이를 제정할 필요가 있을 경우, 근본적인 기후적 또는 지리적 요인이나 근본적인 기술적 문제로 인해 그러한 국제 기준이나 관련 부분을 적용하는 것이 적법한 목적을 충족시키는데 효율적이지 못하거나 적합하지 않은 경우를 제외하고, 회원국들(즉, 중앙 정부 기관들)은 그들의 기술적 법규에 대한 기초로 이 기준 또는 기준의 관련 부분을 사용해야 한다.” 기술장벽협약에 따라, 다양한 수준의 기술 기준들의 체계는 그림 1.1에 설명한 바와 같이 된다. 때때로 ISO의 국제 기준을 기준 작성자를 위한 기준이라고 부르는데 이는 각국의 정부 및/또는 기관의 기준 작성자가 자국의 기준을 작성할 때 그 기준이 국제 기준과 부합하도록 하기 위해 ISO 기준을 참고하기 때문이다.



<그림 2.1.1> Hierarchy of technical standards (after Goda 2004)

정부 기관에 의해 발행된 기술 기준의 한 예로 OCADIJ(2009)가 발행한 “Technical Standards with Commentaries for Port and Harbor Facilities in Japan”이 있는데, 이는 2007년에 일본 교통성에서 일본의 기준을 영어로 번역한 것이다. 원칙적으로, 일본 내에서 항만 시설을 계획하고 설계할 때에는 이 기준의 규범 조항을 준수해야 하며, 각 규범 섹션에 부속된 주석과 기술 노트를 참고해야 한다.

규정집과 권장서는 선박, 석유 시추 플랫폼 등의 안전 등급을 용이하게 하기 위한 선박등급협회에 의해 주로 제정되었다. 그러나, “Recommendations for Maritime Structures (ROM) 0.0” (Puertos del Estado, 2002)을 발행한 바 있다. 여기에는 항만 및 해양 구조물의 설계에 대한 일반적 절차 및 요구사항들이 주어져 있으며 일련의 기준 및 기술 기준을 제공하고 있다. ROM 0.0은 각 해양 구조물이 만족시켜야 하는 신뢰도, 기능성, 가동성의 요구사항들에 대한 면을 다루고 있다. 그러나, 환경적인 조건들과 이들이 구조물에 작용하는 것을 계산하는 부분은 입안자 또는 설계자에게 많은 여지를 남겨두고 있다.

영국의 해안 및 해양 엔지니어들이 주로 사용하는 기준은 BS 6349 “Code of Practice for Maritime Structure” (BSI 2000)이다. BS 6349는 일련의 영국 기준에 속해 있지만, 제목이 가리키는 바와 같이 큰 구속력은 없다. Fowler and Allsop(2000)은 ‘영국 기준은 영국의 해안 및 해양 엔지니어들이 반드시 사용해야 하는 것은 아니며 이를 통해 안전과 같은 기타 법적 또는 직업적 책임을 충족시켜야 할 의무를 면제받을 수 없다’라고 기술하고 있다. 실무규준(Codes of practice)은 관련 기술 분야의 최신 기술을 편집해 놓은 것에 불과하다. 설계 지침서 또한 실무규준과 비슷한 성질로서, 엔지니어들로 하여금 일련의 양호한 절차를 선택하는 데 도움을 주는 역할을 한다.

기술 매뉴얼은 관련 주제별로 구조물의 계획 및 설계에 유용한 참고 자료들을 모아

놓은 것이다. 미 육군 공병단의 “Shore Protection Manual”은 1957년에 “Shore Protection, Planning and Design”이라는 제목으로 초판이 발행된 이후 해안공학의 가장 신뢰할 만한 기술적 노하우를 제공하여 왔다. 최신 버전인 “Coastal Engineering Manual (CEM)”은 에서 온라인으로 볼 수 있다. CEM은 분량이 방대하고 매뉴얼이라기 보다는 핸드북 같은 면이 있으며, 전체 2700쪽 이상이다(여섯 파트의 각 장마다 쪽 번호가 따로따로 매겨져 있다). 요즘에는 좋은 참고 자료가 많고 CEM의 파랑 변형 해석 중 일부는 규칙파를 이용한 구식 방법을 사용하고 있기 때문에 CEM의 파랑 관련 부분은 전처럼 엔지니어링 실무에 큰 영향을 끼치지 못할 것이다.

또 하나의 영향력 있는 참고문헌으로는 CIRIA(the UK Construction Industry and Information Association)와 CUR(the Netherlands Centre for Civil Engineering and Codes)가 1991년에 발행한 “Manual on the Use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering”이다. 소위 Rock Manual은 현재 개정 작업 중이며 2007년에 출판이 가능할 것이다. 분량은 약 1000 쪽 정도가 될 것이다. 이것은 “Manual on the Use of Rock in Hydraulic Engineering”이라는 새로운 제목을 갖게 될 것이다.

2. 안벽

항만구조물 신뢰성설계에 대한 해외의 사례로는 일본 중국, 유럽, 미국 등이 대표적이다. 일본은 10여년의 오랜 연구개발을 통해서 외력파랑, 조위, 지진력)의 불확실성을 정량화하고 신뢰성설계기법을 접목하여 2009년 개정 항만설계기준에 부분안전계수방법을 도입하였다. 비록 가장 기본적인 level I 방법에 의한 신뢰성설계의 개념을 도입하고 있으나 해역별 조위자료의 분석과 특히 지진력에 대한 등급분류 등을 통해 지진에 의한 안벽의 안정성 확보에 주의를 기울였다. 그러나, 지진에 대한 설계 시 약진에 대한 설계는 부분안전계수를 사용하고 있으나 강진에 대한 설계는 아직도 기존의 결정론적 설계법으로 검토하도록 하고 있다.

중국은 아시아권에서는 처음으로 부분안전계수를 이용한 항만구조물 설계기준을 제정하여 활용하고 있다. 다만, 일본과는 달리 부분안전계수가 내포하고 있는 신뢰도 수준을 명시적으로 제시하고 있지는 않다. 유럽에서는 항만구조물 신뢰성설계에 대해 이미 20여년 이상의 연구경험을 바탕으로 지금까지도 매우 광범위하고 다양하게 적용하고 있다. 미국에서는 공병단을 중심으로 해안공학매뉴얼(Coastal Engineering Manual, 2006)에 방파제를 중심으로 한 항만구조물 신뢰성설계법을 도입하여 사용하고 있다. 그러나, 여기에는 안벽과 지진에 의한 신뢰성설계 개념은 다루고 있지 않다.

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

제 1 절 용어의 정리

1. 방파제

본 보고서에서는 여러 형태의 방파제 중 경사제와 직립제만을 취급한다. 본 보고서에서 사용되는 용어 중 중요한 것을 선별하여 아래에 설명하였다

○ 경사제(sloping breakwater or rubble mound breakwater)

자연석이나 콘크리트 블록을 해중에 투하(혹은 쌓기)해서 사다리꼴 형태로 만든 방파제를 말하며, 사면에서 파를 쇄파시켜 에너지를 소산시킨다. 경사제는 돌을 쌓아서 축조하는 경우도 있지만 일반적으로 돌을 투하한다고 해서 사석방파제 또는 사석경사제라고 칭하는 경우가 많다 또한 재료의 확보가 쉽고 축조방법이 간단해서 과거부터 가장 많이 이용되어 온 방파제의 원형이라고 볼 수 있다

○ 직립제(vertical breakwater)

직립제의 원래 의미는 마운드 없이 전면이 연직인 벽체를 수중에 설치한 구조물로서 주로 파랑에너지를 반사시켜 파랑의 향내진입을 차단한다. 하지만 마운드 없이 연직 벽체만을 설치하는 경우는 거의 없으며, 수심에 비해 두께가 얇은 마운드를 설치하고 그 위에 연직 벽체를 설치하는 것이 일반적이다. 마운드는 경사제의 형태이고 연직 벽체는 직립제의 형태이기 때문에 이를 혼성제라 부르기도 한다. 또한 연직 벽체를 대개 케이슨으로 만들기 때문에 케이슨 방파제라 부르기도 한다.

2. 안벽

○ 중력식 안벽(Gravity type quaywall)

선박의 계류를 위한 접안시설으로써 체체자중에 의하여 외력에 저항하는 형태를 가지는 모든 구조형식을 말한다. 여기에는 블록식 안벽, 셀블록식 안벽, 케이슨식 안벽, 현장타설 콘크리트식 안벽 등이 속한다.

- 전면조위(Front tidal level)
체체전면의 조위를 전면조위라 한다. 부력 및 동수압의 산정에 사용된다.
- 잔류수위(Residual water level)
체체 배면지반의 수위를 잔류수위라 한다.
- 부력(Buoyancy)
전면조위에 의하여 체체가 수중에 잠긴 부분에 의하여 발생하는 상향의 정수압력이다.
- 토압(Earth pressure)
체체 배면 지반에 의하여 체체에 작용하는 압력을 말하여 수평방향과 연직방향으로 구분된다.
- 관성력(Inertial force)
지진에 의하여 체체에 작용하는 힘을 말하며 체체자중 및 지진의 크기와 비례한다
- 지진계수(Seismic coefficient)
지진에 의하여 발생하는 관성력을 정적하중으로 치환하기 위하여 사용하는 값으로 체체자중에 대한 관성력의 비로써 무차원 값이다.
- 동수압(Dynamic water pressure)
지진시 체체전면의 해수에 의해 체체에 작용하는 수압을 말한다.
- 마찰계수(Coefficient of friction)
마찰력을 산정하기 위하여 사용하는 값으로 상재하중에 대한 마찰력의 비를 말한다
- 잔교식 안벽(Landing pier type quaywall)
선박의 계류를 위한 접안시설로써 말뚝의 저항력에 의하여 외력에 저항하는 형태를 가진 모든 구조형식을 말한다

○ 지반반력계수(Coefficient of subgrade reaction)

잔교의 말뚝 주변 지반이 나타내는 강성을 말뚝과 접한 단위 면적당의 값으로 계산한 것으로 지반의 선형거동을 가정하여 해석할 때 사용한다

○ 항복응력(Yielding stress)

부재가 받는 외력에 의한 응력과 이 때 발생하는 변형량의 관계가 선형영역을 초과하기 시작하는 한계응력을 말한다.

3. 신뢰성 설계

○ 확률변수(Random variable)

신뢰성 설계에서 설계에 고려하는 변수 중에서 그 값이 일정 범위 내에서 변동성을 가진 것을 확률변수라 한다. 그 변동성이 결과에 미치는 영향이 미미하여 상수로 가정한 것은 제외한다.

○ 확률밀도함수(Probability density function)

확률변수가 특정 구간 내에서 발생할 수 있는 확률을 밀도로써 표현한 함수를 말하며 확률밀도함수를 해당 구간에 대하여 적분하면 그 구간에서 확률변수가 발생할 확률을 산정할 수 있다.

○ 누적확률분포함수(Cumulative distribution function)

확률변수가 발생할 확률을 특정범위까지 누적하여 표현한 함수를 누적확률분포함수라 하며 확률밀도함수의 적분형태로 표현된다

○ 평균치(Mean value)

정규분포를 따르는 확률변수가 가지는 기대치 또는 산술평균한 값을 평균치라 한다

○ 표준편차(Standard deviation)

정규분포를 따르는 확률변수의 평균치에 대한 분산정도를 평균치와 같은 차원으로 나타낸 값을 말한다.

○ 변동계수(Coefficient of variation)

평균치에 대한 표준편차의 비를 말한다.

○ 특성치(Characteristic value)

특성치는 설계상 구조물기초-지반시스템에 기초한 문제에서 한계상태의 유발을 예측하기 위해 적절한 값으로써 평가되는 대표치이다 원칙적으로 특성치는 추론치(derived value)의 평균을 신중히 평가한 값이다 여기서 평균치는 직접적인 산술평균을 의미하는 것이 아니라 평균치를 얻고자 할 때 통계학적 평가오류가 고려된 값이다. 또한 평균치의 이러한 평가는 지질학적·지반공학적 이론, 유사현장의 경험뿐 아니라 가능하다면 일부 다른 결과에 근거한 값의 일관성 및 교차검증을 고려한다.

○ 평균치비(Ratio of mean value)

확률변수의 특성치에 대한 평균치의 비를 말한다

○ 파괴(failure)

통상적으로 파괴는 구조물의 일부 또는 전체가 붕괴되는 것을 의미한다 그러나, 신뢰성 설계에서의 파괴는 설계 시의 최소 기대치 이하로 구조물의 성능 및 기능이 저하되는 것을 의미한다.

○ 파괴함수(failure function)

파괴함수는 성능함수라고도 하며, 구조물의 공학적인 성능을 나타내는 방정식으로서 저항과 하중의 차이(안전여유) 또는 저항/하중의 비(안전율)로 표현된다.

○ 안전율(safety factor)

저항과 하중의 비

○ 안전여유(safety margin)

저항과 하중의 차이

○ 한계상태(limit state) 및 한계상태방정식(limit state equation)

파괴함수를 안전여유로 나타내면 일반적으로 다음과 같이 표시된다

$$g = R - S \quad (3.1.1)$$

여기서 R 은 저항, S 는 하중을 의미한다. 일반적으로 R 과 S 는 여러 무작위 변수들의 함수이다. g 가 영보다 크면 구조물이 안전함을 나타내는 반면 영보다 작으면 구조물의 파괴를 나타낸다. 한편 안전과 파괴의 경계가 되는 한계상태는

$$g = 0 \quad (3.1.2)$$

로 주어지며, 이 식을 한계상태방정식이라 한다. 한계상태에서 안전여유는 0이며, 안전율은 1이다.

- 파괴확률(probability of failure)
파괴함수의 확률분포로부터 산정되며 파괴함수가 0보다 작을 확률을 파괴확률이라 한다.
- 신뢰도(reliability)
신뢰도는 파괴함수가 0보다 클 확률을 나타내며 파괴확률의 보수이다.
- 신뢰도지수(Reliability index)
일차함수로 표현된 한계상태함수에 대하여 그 표준편차에 대한 평균치의 비를 신뢰도지수라 한다.
- 일계신뢰도법(First Order Reliability Method; FORM)
비선형 한계상태함수를 일차 근사화하여 신뢰도지수를 산정하는 방법을 말한다.
- 민감도계수(Sensitivity factor)
한계상태함수의 확률변수에 대한 민감도를 말하며 FORM과 같은 Level II 설계법에서 사용된다.
- 목표파괴확률(target probability of failure)
사용자의 목적에 맞게 설정된 파괴확률의 목표치.
- 부분안전계수(partial safety factor)
목표로 하는 안전성을 확보하기 위하여 각 확률변수에 대하여 적용하는 안전계수.

제 2 절 방파제의 기능 및 성능

1. 방파제의 기능 및 형식

방파제의 일차적인 기능은 선박이 항내에 정박하여 안전하게 승객 및 화물을 싣고 내릴 수 있는 정온 수역을 확보하고 항만 내의 각종 시설물을 외해의 파랑으로부터 보호하는 것이다. 이러한 기능은 항만의 종류 및 중요도에 따라 그 수준이 달라질 것이다. 또한 방파제는 낚시, 산책 등 친수 기능을 제공하기도 하며, 일반인들에 대한 방파제의 접근성이 설계에 반영되어야 할 것이다

방파제의 구조형식은 배치조건, 자연조건, 이용조건, 시공조건, 경제성, 건설공기, 중요성, 재료입수 및 유지관리의 난이도 등을 고려하여 경사제, 직립제, 소파블록피복직립제, 기타 형식 방파제 등으로 분류된다. 경사제는 사석이나 콘크리트 블록을 해중에 투하해서 사다리꼴 형태로 만든 방파제를 말하며, 사면에서 파를 쇄파시켜 에너지를 소산시킨다. 파랑에 의한 사석의 침식을 방지하기 위하여 경사면을 중량이 큰 돌이나 콘크리트 블록으로 피복한다. 직립제는 수심에 비해 비교적 두께가 얇은 마운드를 해저면에 설치하고 그 위에 전면이 연직인 벽체를 설치한 구조물로서 주로 파랑에너지를 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단하며, 구조가 간단하여 재료절감이 가능하나 상대적으로 벽체 중량이 커져 지반이 약할 경우 침하되거나 세굴되는 경우가 있어 일반적으로 지반조건이 양호한 지역에 적합하다. 직립제는 수심이 깊어질수록 경사제에 비해 건설비가 감소하게 되므로 비교적 수심이 깊은 대규모 항만 건설 시 사용된다. 본 보고서는 경사제와 직립제만을 대상으로 한다.

2. 방파제의 설계수명

대부분의 방파제는 그 기능에 따라서 특정한 설계수명에 대하여 설계되고 건설된다. 임시로 사용되는 방파제는 비교적 짧은 설계수명을 갖으며 보통은 아주 간단한 설계로 건설되며, 더 이상 필요가 없을 때는 철거된다. 무역항이나 연안항 등에 건설되는 방파제는 보다 영구적인 구조물로서 보통 50년 이상의 긴 설계수명을 갖는다. 또한 설계수명은 초기 건설비 및 유지관리비, 수리비 등 경제적인 요인에 의해서도 좌우된다. 방파제의 구성 요소들은 방파제의 설계수명 동안 견딜 수 있는 충분한 내구력을 가져야 한다.

모든 방파제는 파랑 조건과 수위의 결합으로 나타내지는 설계 사상에 견딜 수 있도록 설계되어야 한다. 이 사상은 특정 재현기간 T_R 을 가질 것이며, 이는 한 해 동안의 사상이 설계 사상을 초과할 확률과 관계가 있다 예를 들어서, 어느 한 해에 재현기간 50년 파고 이상의 파고가 발생할 확률은 0.02이다. 재현기간은 설계수명보다 충분히 길어야 한다. 여기서 주목할 것은 파랑과 수위의 확률적 특성으로 인해 설계수명 동안에 설계 사상을 초과하는 사상이 발생할 수 있다는 것이다 예를 들어서, 설계수명과 동일한 재현기간의 사상에 대하여 견딜 수 있도록 방파제를 설계할 경우, 설계수명 동안에 설계 사상을 초과하는 사상이 발생할 확률은 63%나 된다.

이와 같이 구조물의 설계수명 동안에 설계 사상을 초과하는 사상이 발생할 확률을 조우확률이라고 부른다. 설계 사상의 재현기간이 증가할수록 조우확률은 줄어든다. 설계수명 N , 재현기간 T_R , 그리고 조우확률 p 사이에는 다음과 같은 관계가 있다.

$$p = 1 - (1 - 1/T_R)^N \quad (3.2.1)$$

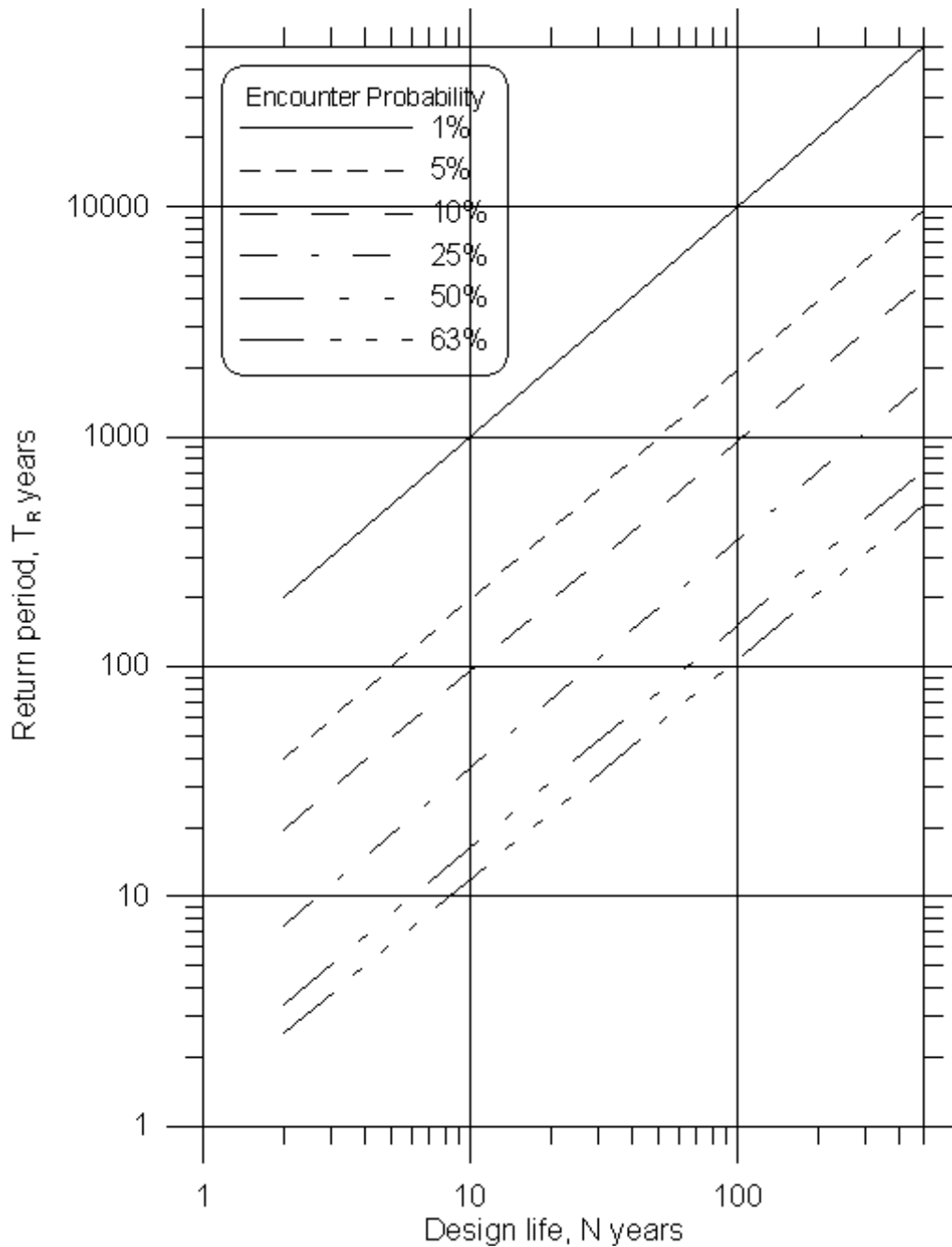
이 관계를 <그림 3.2.1>에 그림으로 나타내었다.

방파제를 전혀 피해가 발생하지 않도록 설계하는 것은 경제적이지 않을뿐더러 가능하지도 않기 때문에, 적당한 수준의 조우확률을 결정하고 그에 상응하는 재현기간을 갖는 사상에 대하여 설계를 해야 한다. 예를 들어서, 설계수명 50년에 대해서, 1000년 빈도 사상은 약 4%의 조우확률을 갖는다.

두 개 이상의 설계변수(예로서 파고 및 수위)를 고려할 필요가 있을 때 설계조건의 정의는 더욱 복잡해진다. 이 경우 재현기간은 두(또는 모든) 변수가 동시에 설계 사상의 값을 초과할 가능성을 나타낸다. 이런 경우 변수들의 결합확률분포에 대한 심도 있는 연구가 필요하며, 특히 파고와 수위처럼 방파제의 기능에 큰 영향을 미치는 변수들에 대해서는 그 필요성이 더욱 크다.

방파제의 요구 성능과 구조적 온전성의 정의는 방파제 형식에 따라 다를 것이다. 직립제의 케이슨과 같은 경성 구조물에 대해서는 아주 작은 변형이나 피해만 허용되지만, 경사제와 같은 연성 구조물에 대해서는 구조물의 온전성이 유지되는 한 좀 더 큰 변형이 허용될 것이다. 사석 피복 경사제의 경우, 어느 정도의 사석의 이동은 허용된다. 이를 피해라 부르며, 보통 S_d 로 표시되는데, 5% 정도 이내의 피해까지는 방파제가 파괴된 것으로 간주하지 않는다. 사석 구조물의 경우에는 이탈된 사석이 피복층의 공극을 채우면서 구조물의 안정성을 유지해 주는 '자체 치유' 효과를 갖는다. 그러나 구

조물의 경사가 급해지면 이러한 효과가 줄어든다



<그림 3.2.1> 재현기간, 설계수명, 조우확률 사이의 관계

방파제의 설계수명은 안전 등급, 경제/사회적 영향 등에 따라 결정될 것이다. 토목 구조물의 신뢰도(또는 파괴확률)는 파괴가 점진적인지 갑작스럽게 발생하는 지를 나타내는 파괴 특성뿐만 아니라 파괴의 결과로 나타나는 인명 피해 경제적 손실, 사회적 불편의 정도, 환경 피해 등을 고려해야 한다. 구조물의 안전 등급을 분류함으로써 그에

해당하는 목표 신뢰도 및 설계수명을 결정할 수 있을 것이다 Burcharth(2000)는 해안 구조물에 대한 안전 등급을 <표 3.2.1>과 같이 제안하였다. 파괴가 발생해도 인명 피해가 거의 없는 일반 방파제는 ‘Very low’ 또는 ‘Low’의 안전 등급으로 분류할 수 있을 것이며, LNG 터미널 또는 발전소 등을 보호하기 위한 특수 방파제의 경우 ‘Normal’의 안전 등급을 부여한다.

<표 3.2.1> 해안 구조물의 안전 등급 (Burcharth 2000).

Safety class	Consequences of failure	Examples
Very low	<i>No risk of human injury. Small environmental and economic consequences</i>	Temporary and small coastal structures
Low	<i>No risk of human injury. Some environmental and/or economic consequences</i>	Larger coastal structures in deep water or exposed seawalls protecting infrastructures
Normal	<i>Risk of human injury and/or significant environmental pollution or high economic or political consequences</i>	Breakwaters protecting a LNG-terminal or a power station
High	<i>Risk of human injury and/or significant environmental pollution or very high economic or political consequences</i>	Sea dike protecting populated low land

한편, 스페인의 해양구조물 설계 기준인 ROM 0.0(Puerto del Estado 2002)은 안전 등급의 기준으로 경제영향지수(ERI, Economic Repercussion Index)와 사회환경영향지수(SERI, Social and Environmental Repercussion Index)를 사용하고 있다(<표 3.2.2>, <표 3.2.3> 참조). 사회환경영향지수는 인명피해, 환경 및 역사적 문화 유산의 피해, 사회적 혼란 등을 고려하며, 경제영향지수는 구조물의 복구비와 경제적 피해만을 고려한다. 이 지수들을 계산하는 방법은 ROM 0.0에 제시되어 있다. ROM 0.0은 ERI에 따라 <표 3.2.4>와 같이 설계 수명을 제시하고 있다.

Burcahrth(2000)의 안전 등급, ROM 0.0의 경제영향지수에 따른 등급, 국내의 설계 관행 등을 종합적으로 고려해 볼 때, 임시 방파제는 10년 이하, 일반 방파제는 50년, 중요 방파제는 그 이상의 설계수명을 사용해야 할 것이다

<표 3.2.2> 경제영향지수(ERI)에 따른 해양구조물의 분류 (ROM 0.0)

Class	Economic repercussion
$ERI \leq 5$	Low
$5 < ERI \leq 20$	Moderate
$ERI > 20$	High

<표 3.2.3> 사회환경영향지수(SERI)에 따른 해양구조물의 분류 (ROM 0.0)

Class	Social and environmental impact
$SERI < 5$	None
$5 \leq SERI < 20$	Low
$20 \leq SERI < 30$	High
$SERI \geq 30$	Very high

<표 3.2.4> 경제영향지수(3.ERI)에 따른 설계수명 (ROM 0.0)

ERI	≤ 5	5 - 20	> 20
Design working life (years)	15	25	50

3. 방파제의 요구 성능

가. 사용성 기준 요구 성능

방파제의 성능은 항내 정온의 확보, 수심의 유지, 해안의 결괴 방지, 고조에 의한 제내 수위상승의 억제, 진파에 의한 침입파의 감쇄, 나아가서는 항만시설 및 배후지를 파랑, 고조, 진파로부터 보호하는 것 등이 있다. 또한, 근년에는 바다에 접근하고 바다에 접촉하는 등의 이용자가 물에 친숙해질 수 있는 기능(친수기능)도 요구되고 있다. 일반적으로 방파제는 이들 기능 중 몇 가지를 합쳐 설치하는 경우가 많다

사용성 기준의 성능은 방파제가 어떠한 외력(바람, 조위, 파랑 등)의 작용에 의해서

도 항내 정온의 확보, 파랑과 고조로부터 항만시설 및 배후지를 보호하는 등 방파제의 기본 기능을 수행할 수 있는 상태를 말한다. 신뢰성 설계 기준의 사용성 요구 성능을 만족하기 위해서는 확률적 변동성을 고려한 방파제의 파괴확률이 사용성 기준의 목표파괴확률을 초과하지 않아야 한다. 사용성 기준의 목표파괴확률은 방파제가 그 기능을 수행하기 위하여 필요한 최소치로 설정한다.

나. 안정성 기준 요구 성능

안정성 기준 성능은 방파제가 외력의 작용에 의해서 심각한 붕괴가 발생하여 그 기능을 수행하지는 못하더라도 전체적인 붕괴에 의해 인명의 피해를 유발하지 않는 상태를 말한다. 신뢰성 설계 기준의 안정성 요구 성능을 만족하기 위해서는 확률적 변동성을 고려한 방파제의 파괴확률이 안정성 기준의 목표파괴확률을 초과하지 않아야 한다. 안정성 기준의 목표파괴확률은 방파제가 안정성을 확보하기 위하여 필요한 최소치로 설정한다. 경사제는 사석부의 활동 및 재료의 중량 그리고 제체 전체의 안정을 검토하며, 직립제는 직립부의 활동 및 전도와 마운드 및 지반의 지지력을 검토한다.

(1) 사석부의 활동

활동에 대해서는 편심경사 하중에 의한 활동을 검토한다.

(2) 피복재의 소요중량 및 층 두께

피복재는 파력에 대하여 충분한 중량을 갖는 한편 내부의 재료가 흡출되지 않을 두께를 가져야 하며, 보조피복층 등 피복층과 내부층의 마찰력 증대 및 흡출방지 등의 기능을 보강하기 위하여 이러한 기능이 탁월한 중간층 블록을 사용할 수 있다.

(3) 제체 전체의 안정 계산

지반의 특성 및 구조의 특성에 따라서 원호활동에 대한 안정성을 검토하여야 하며, 침하를 검토하여 방파제의 구조 전체와 지반과의 상호작용에 의한 안정성을 확보하도록 한다. 이 때 구조물 전체에 작용하는 파압특성 등이 고려되어야 하며 이에 대한 이론적 해석 또는 실험적 검토를 필요로 한다.

(4) 직립부의 활동

토압, 동수압, 파압 등의 수평력과 직립부의 저면 마찰력에 의하여 발생하는 활동을 검토한다.

(5) 직립부의 전도

토압, 동수압, 파압 등의 수평력과 모멘트 팔길이의 곱으로 표현되는 외력모멘트 연직력과 팔길이의 곱으로 표현되는 저항모멘트에 의하여 발생하는 전도를 검토한다

(6) 마운드 및 지반 지지력

제체에 작용하는 각종 하중에 의하여 마운드 및 지반에 발생하는 응력에 대하여 검토한다.

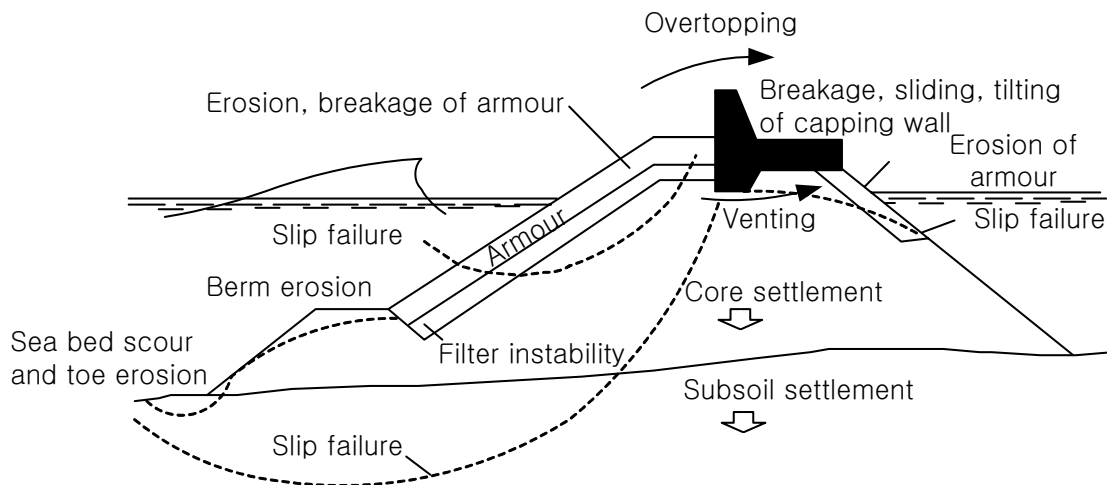
제 3 절 방파제의 구성 요소 및 파괴 모드

1. 경사제의 구성 요소

전형적인 경사제 단면의 구성 요소 및 파괴 모드를 <그림 3.3.1>에 도시하였다. 경사제는 기본적으로 사석을 쌓아서 만든 체체와 양쪽 경사면의 피복층 그리고 체체 상부의 상치 구조물 등으로 구성된다. 피복층 아래에는 필터층을 설치하며, 바다쪽 경사면 하단에는 소단을 설치한다.

가. 피복층

경사제의 항외 측 피복층은 체체의 사석이 파랑에 의해 침식되는 것을 방지하기 위하여 설치되며, 항내 측 피복층은 월파에 의한 침식 방지를 위해 설치된다. 피복층을 구성하는 피복재의 재료로는 큰 사석을 사용하기도 하지만 국내에서는 주로 콘크리트 블록을 사용한다. 피복재의 중량은 파랑 등 수리 조건에 따라 결정된다. 피복층은 필터층보다 투수성이 커야 하며, 필터층은 그 밑의 사석층보다 투수성이 커야 한다. 피복층의 공극률이 너무 크면, 필터층이나 사석층의 작은 돌들이 유실될 수 있으므로 피복층 아래에 지오텍스타일을 설치하기도 한다.



<그림 3.3.1> 경사제의 파괴 모드 (PIANC 1992)

나. 필터층

필터층은 다음과 같은 역할을 한다: (1) 제체 사석의 유실 방지; (2) 피복층 밑의 배수 역할; (3) 제체 사석의 면을 고르게 함으로써 피복층 설치에 적합한 표면을 제공한다. 필터층의 재료로는 주로 사석이나 자갈 등의 천연 재료가 사용되지만 콘크리트 블록이나 지오텍스타일 같은 인공 재료가 사용되기도 한다

다. 상치 구조물

상치 구조물은 주로 철근 콘크리트로 만들어지며 다음과 같은 역할을 한다: (1) 차량과 사람들의 접근로; (2) 월파에 의한 제체 상부의 침식 방지; (3) 상치 구조물 전면에 난간 벽을 설치함으로써 월파 저감 및 낙상 사고 방지. 난간 벽을 만들 경우 파력을 많이 받아 활동의 염려가 있으므로 상치 구조물 하부에 턱을 만들어 활동을 방지하기도 한다.

라. 저면 소단

저면 소단은 대개 제체 사석층과 같은 크기의 사석을 방파제 전면 하단에 추가로 쌓아서 만들며, 피복층 및 필터층이 사면을 따라 미끄러지는 것을 방지하고, 제체 전면의 해저면 세굴의 영향이 제체에 직접 전달되지 않도록 하는 역할을 한다

2. 경사제의 파괴 모드

경사제의 파괴는 피복재의 유실 및 파손 소단 및 후사면의 침식, 세굴, 처오름 및 월파와 상치 구조물의 활동 및 전도 등에 의한다. 이들 파괴모드는 서로 독립적으로 발생하기도 하지만 두 가지 이상의 파괴모드가 복합적으로 발생할 수 있다. 본 표준서는 각 파괴모드가 서로 독립적으로 발생한다는 가정 하에 작성되었으며 추후 상호 증속적 파괴에 대하여 객관적으로 공인할 수 있는 연구 결과가 제시된다면 그 방법론을 추가할 수 있다.

통상적으로 파괴는 구조물의 일부 또는 전체가 붕괴되는 것을 의미한다. 그러나, 해안구조물의 설계나 성능을 논하는 경우 이러한 정의는 제한적이고 부정확하다. 신뢰성 설계에서 파괴는 '설계 시의 최소 기대치 이하로 구조물의 성능 및 기능이 손상을 입

은 것'으로 정의한다. 균형 있는 설계를 위해서는 설계 과정에서 가능한 모든 파괴모드를 확인하고, 정량화하여야 한다. 상부에 상치 구조물이 설치된 경사체에 대한 전형적인 파괴모드는 <그림 3.3.1>과 같다.

가. 피복재의 침식 및 파손

자유수면 부근의 피복층의 침식이 발생하여 점진적으로 그 하부의 필터층 및 본체도 침식되어 S자 형태의 형상이 된다. 최종적으로 전체 구조물이 씻겨 내려가게 되며 비교적 완만하게 진행되는 형태의 파괴 모드이다. 콘크리트 블록으로 된 피복재의 경우는 다리 부러짐 현상 등으로 인해 블록이 파손되어 그 기능을 상실하기도 한다

나. 저면 소단의 침식

전면 경사의 해저면 부근에 설치된 소단이 유실되는 파괴 모드로서 이는 주 피복재의 파괴로 이어질 수 있다.

다. 해저면 세굴

소단 앞쪽의 해저면이 세굴되는 파괴 모드로서 이는 소단과 주 피복재의 파괴로 이어질 수 있다.

라. 처오름 및 월파

방파제 전면 경사면을 타고 올라온 파가 허용치 이상으로 빈번히 상치 콘크리트를 넘어가는 파괴 모드로서, 후사면 침식으로 이어질 수 있다.

마. 상치 구조물의 활동, 전도 및 파손

과도한 파력으로 인해 상치 콘크리트 구조물이 활동, 전도 및 파손되는 파괴 모드

바. 후사면 침식

과도한 월파로 인해 후사면이 침식되는 파괴 모드이다

3. 직립제의 구성 요소

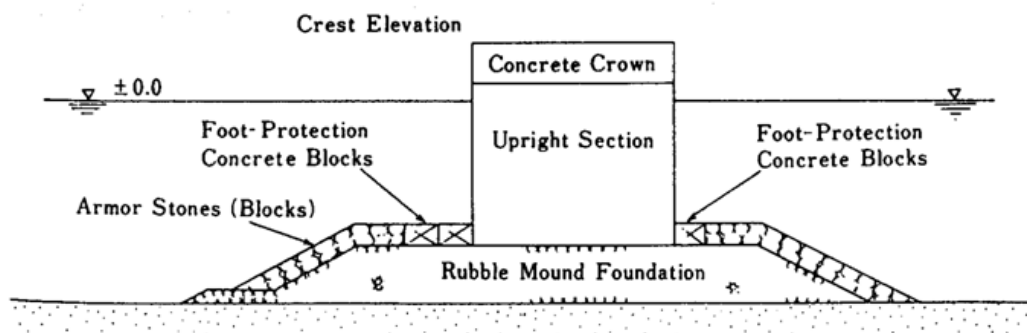
전형적인 직립제 단면의 구성 요소를 <그림 3.3.2>에 도시하였다. 직립제는 기본적으로 사석을 쌓아서 만든 마운드와 그 위에 설치한 직립부로 구성된다. 마운드는 파랑에 의한 유실을 방지하기 위하여 피복재로 피복되며, 피복재와 직립부 사이에는 근고블록을 설치한다.

가. 사석 마운드

마운드의 일차적인 기능은 직립부의 자중과 파력에 의한 연직 하중을 해저면의 넓은 면적으로 분산시키기 위한 것이다. 마운드의 두께는 작을수록 좋지만 최소 1.5 m 이상을 요구하고 있으며, 잠수부의 고르기 작업 등을 고려하여 결정해야 한다.

나. 직립부

직립부는 직립 방파제의 가장 중요한 구성 요소로서 입사하는 파랑을 반사시켜서 파랑의 항내 침입을 막는 역할을 한다. 직립부는 전체를 하나의 콘크리트 덩어리로 두거나 연직 방향으로 몇 개로 나누어 사이사이에 맞물림 키를 두기도 하지만 대부분의 경우 콘크리트 케이슨 형태로 제작하여 케이슨 안을 모래나 자갈로 속채움한 후 케이슨 상부에 상치 콘크리트를 타설하여 마감한다.



<그림 3.3.2> 전형적인 직립제의 단면 (Goda 2000)

다. 마운드 피복층 및 근고블록

사석 마운드의 소단 및 경사면은 파랑에 의한 사석의 유실을 방지하기 위하여 크기가 큰 사석이나 콘크리트 블록으로 피복한다. 피복층과 직립부 사이에는 10~40 톤의 직육면체 콘크리트 블록을 1~2열로 설치한다. 특히 큰 파랑이 사각으로 입사하는 경우 근고블록은 없어서는 안된다.

4. 직립제의 파괴 모드

일반적으로 직립제의 파괴 모드는 직립부의 활동 및 전도, 마운드 및 지반의 활동 파괴 등으로 알려져 왔다. 그러나, 직립부의 전도는 마운드나 지반 파괴의 결과로 발생하기 때문에 순수한 의미에서의 직립부의 전도 파괴는 결코 발생하지 않는다. 과거 일본에서의 직립제 파괴의 직접적인 원인을 분석한 Goda와 Takagi(2000)의 연구에 의하면 다음과 같은 파괴 모드가 중요한 것으로 보고되었다. (1) 직립부의 활동; (2) 마운드 전면 피복층의 유실 또는 피복재의 파손; (3) 케이슨 전면 콘크리트 벽의 파열; (4) 마운드 및 지반의 활동 파괴. 특히 직립부의 활동이 가장 빈번한 파괴의 원인으로 파악되었다.

가. 직립부의 활동

케이슨 전면에 작용하는 파력이 케이슨과 마운드 사이의 마찰력보다 커져서 케이슨이 뒤로 밀려나는 파괴 모드로서, 직립제에서 가장 빈번히 발생하는 파괴 모드이다.

나. 마운드 전면 피복층의 파괴

사석 마운드를 보호하기 위해 설치한 피복재가 유실되는 파괴 모드로서 방파제 전면의 해저면 세굴에 의해 유발되는 경우가 종종 있다. 피복재가 파손되어 그 기능을 상실함에 따라 피복재의 유실로 이어지는 경우도 있다. 이러한 피복층의 파괴는 경사제 피복층의 파괴와 매우 유사하다.

다. 케이슨 전면 콘크리트 벽의 파열

파랑 조건이 극심한 경우, 충격 쇄파의 발생 또는 우각부에서의 파랑의 집중 현상에 의해 간혹 발생하는 것으로 보고되고 있다. 하지만, 이러한 콘크리트 파열의 문제는 콘크리트 부재의 강도를 높이거나 두께를 증가시킴으로써 해결할 수 있는 재료상의 문제이다.

라. 마운드 및 지반의 활동 파괴

직립부의 과도한 무게와 파력으로 인해 마운드나 지반이 물러나는 파괴 모드로서 마운드의 활동 파괴는 주로 케이슨 전면 끝에서부터 마운드 후사면까지 직선으로 발생하며, 지반 활동 파괴는 마운드 전면 끝에서부터 방파제 후면까지 원호형으로 발생한다.

제 4 절 확률분포

1. 확률분포 이론

가. 확률변수

일반적으로 어떤 실험이 같은 조건하에서 반복될 때 그 개개의 실험결과는 미리 알 수 없으나, 반복되는 과정 속에 어떤 규칙성을 지니고 있으면 그 실험을 확률적 실험(random experiment)이라 부른다. 확률적 실험에서 실험결과를 관심의 대상이 되는 수 값으로 나타낸 것을 확률변수(確率變數; random variable)라 하며, 흔히 기호로는 영문자의 대문자인 X, Y, Z, \dots 등으로 나타낸다. 확률변수가 취할 수 있는 값들이 자연수, 정수 등과 같이 셀 수 있는 경우에 그 확률변수를 이산(離散; discrete) 확률변수라고 하고, 적절한 구간내의 모든 실수 값을 취하는 확률변수를 연속(連續; continuous) 확률변수라고 한다.

나. 이산 확률분포

X 를 이산 확률변수라 하고 그 값들을 크기가 커지는 순서대로 x_1, x_2, x_3, \dots 로 나타낼 수 있다고 가정하자. 또한 이 값들이 다음과 같은 확률을 갖는다고 가정하자

$$P(X = x_k) = f(x_k) \quad k = 1, 2, \dots \quad (3.4.1)$$

‘확률분포’라고도 불리는 ‘확률함수’를 도입하면 편리하다.

$$P(X = x) = f(x) \quad (3.4.2)$$

$x = x_k$ 에 대해서 이 식은 식 (3.4.1)이 되며, 다른 x 값에 대해서는 $f(x) = 0$ 이 된다. 일반적으로 확률함수는

$$(1) \quad f(x) \geq 0$$

$$(2) \quad \sum_x f(x) = 1$$

을 만족시키며, 두 번째 식은 모든 가능한 x 값에 대해서 더한 것이다. $f(x)$ 의 그래프를 '확률그래프'라고 부른다.

다. 이산 확률변수에 대한 분포함수

확률변수 X 에 대한 누적분포함수는 다음과 같이 정의된다.

$$P(X \leq x) = F(x) \quad (3.4.3)$$

여기서 x 는 $-\infty < x < \infty$ 의 임의의 실수이다. 누적분포함수는 확률함수로부터

$$F(x) = P(X \leq x) = \sum_{u \leq x} f(u) \quad (3.4.4)$$

로 구할 수 있다. 여기서 우변의 합은 $u \leq x$ 인 모든 u 값에 대해서 더한 것이다. 역으로 누적분포함수로부터 확률함수를 구할 수도 있다

만일 X 가 유한개의 값 x_1, x_2, \dots, x_n 으로 구성되어 있다면 누적분포함수는 다음과 같이 주어진다.

$$F(x) = \begin{cases} 0 & -\infty < x < x_1 \\ f(x_1) & x_1 \leq x < x_2 \\ f(x_1) + f(x_2) & x_2 \leq x < x_3 \\ \vdots & \vdots \\ f(x_1) + \dots + f(x_n) & x_n \leq x < \infty \end{cases} \quad (3.4.5)$$

라. 연속 확률분포

만일 X 가 연속 확률변수라면 X 가 어떤 특정한 값이 될 확률은 일반적으로 영이다. 따라서 이산 확률변수에서와 같은 방법으로는 확률함수를 정의할 수 없다. 연속 확률변수에 대한 확률분포를 얻기 위해서는 X 가 서로 다른 두 값 사이에 위치할 확률을 이용해야 한다. 이산 확률분포에 대한 것과 비슷한 방법으로 다음과 같은 함수 $f(x)$ 가 존재함을 가정할 수 있다.

$$(1) f(x) \geq 0$$

$$(2) \int_{-\infty}^{\infty} f(x)dx = 1$$

여기서 두 번째 식은 실수 값을 갖는 확률변수는 분명히 $-\infty$ 와 ∞ 사이에 위치해야 한다는 사실을 수학적으로 서술한 것이다. 그러면 이제 X 가 a 와 b 사이에 위치할 확률은

$$P(a < X < b) = \int_a^b f(x)dx \quad (3.4.6)$$

로 정의한다.

위의 요구사항을 만족시키는 함수 $f(x)$ 를 연속 확률변수에 대한 확률함수 또는 확률분포라 부르며, 종종 확률밀도함수라고 부르기도 한다. 위의 성질 1과 2를 만족시키는 함수 $f(x)$ 는 자동적으로 확률밀도함수가 될 것이며 요구되는 확률은 식(3.4.6)로부터 구할 수 있다.

마. 연속 확률변수에 대한 분포함수

식 (3.4.4)와 유사하게 연속 확률변수에 대한 누적분포함수 $F(x)$ 를

$$F(x) = P(X \leq x) = P(-\infty < X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(u)du \quad (3.4.7)$$

로 정의한다. $f(x)$ 가 연속인 점들에서, 원한다면 식 (3.4.7)의 \leq 를 $<$ 로 바꿀 수 있다.

X 가 x 와 $x + \Delta x$ 사이에 있을 확률은

$$P(x \leq X \leq x + \Delta x) = \int_x^{x + \Delta x} f(u)du \quad (3.4.8)$$

로 주어지므로 만일 Δx 가 작다면 개략적으로

$$P(x \leq X \leq x + \Delta x) = f(x)\Delta x \quad (3.4.9)$$

가 된다. 또한 식 (3.4.7)의 양변을 미분하면 $f(x)$ 가 연속인 모든 점에서

$$\frac{dF(x)}{dx} = f(x) \quad (3.4.10)$$

가 된다. 즉 누적분포함수를 미분하면 확률밀도함수가 된다 이 식에서

$$\frac{d}{dx} \int_{-\infty}^x f(u)du = f(x) \quad (3.4.11)$$

의 관계를 이용하였는데 이는 적분을 미분하기 위해 사용되는 아래와 같은 Leibnitz 법칙의 특수한 경우이다.

$$\frac{d}{dx} \int_{a_1(x)}^{a_2(x)} F(u, x)du = \int_{a_1(x)}^{a_2(x)} \frac{\partial F}{\partial x} du + F(a_2(x), x) \frac{da_2}{dx} - F(a_1(x), x) \frac{da_1}{dx} \quad (3.4.12)$$

여기서 a_1 , a_2 및 F 는 x 에 대하여 미분가능하다고 가정한다.

대표적인 분포함수 중 연속 확률변수에 대한 것은 <표 3.4.1>, 이산 확률변수에 대한 것은 <표 3.4.2>에 각각 제시하였다.

바. 결합 확률분포

위의 개념들을 두 개 이상의 무작위 변수들로 쉽게 일반화할 수 있다 여기서는 둘 다 이산이거나 둘 다 연속인 두 개의 확률변수의 경우를 생각한다 하나는 이산이고 다른 하나는 연속인 경우 또는 셋 이상의 변수에 대한 일반화도 쉽게 가능하다

(1) 이산인 경우

만일 X 와 Y 가 두 이산 확률변수라면 X 와 Y 의 결합확률함수를

$$P(X=x, Y=y) = f(x, y) \quad (3.4.13)$$

로 정의한다. 여기서

<표 3.4.1> 연속확률분포

	Probability density function, $f(x)$	Moment generating function, $M(t)$	Mean	Variance
Uniform over (a, b)	$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{b-a} & a < x < b \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$	$\frac{e^{tb} - e^{ta}}{t(b-a)}$	$\frac{a+b}{2}$	$\frac{(b-a)^2}{12}$
Exponential with parameter $\lambda > 0$	$f(x) = \begin{cases} \lambda e^{-\lambda x} & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases}$	$\frac{\lambda}{\lambda-t}$	$\frac{1}{\lambda}$	$\frac{1}{\lambda^2}$
Gamma with parameters $(s, \lambda), \lambda > 0$	$f(x) = \begin{cases} \frac{\lambda e^{-\lambda x} (\lambda x)^{s-1}}{\Gamma(s)} & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases}$	$\left(\frac{\lambda}{\lambda-t}\right)^s$	$\frac{s}{\lambda}$	$\frac{s}{\lambda^2}$
Normal with parameters (μ, σ^2)	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-(x-\mu)^2/2\sigma^2}, -\infty < x < \infty$	$\exp\left\{\mu t + \frac{\sigma^2 t^2}{2}\right\}$	μ	σ^2
Unit Normal with parameters $(0, 1^2)$	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-x^2/2}, -\infty < x < \infty$	$\exp(t^2/2)$	0	1 ²

(가) $f(x, y) \geq 0$

(나) $\sum_x \sum_y f(x, y) = 1$

즉 모든 x, y 값들에 대한 합은 1이다.

X 를 m 개의 값 x_1, x_2, \dots, x_m 중 임의의 하나로 가정할 수 있고 Y 를 n 개의 값 y_1, y_2, \dots, y_n 중 임의의 하나로 가정할 수 있다고 가정하자. 그러면 $X = x_j$ 이고 $Y = y_k$ 일 사건의 확률은

$$P(X = x_j, Y = y_k) = f(x_j, y_k) \quad (3.4.14)$$

로 주어진다.

<표 3.4.2> 이산확률분포

	Probability density function, $p(x)$	Moment generating function, $M(t)$	Mean	Variance
Binominal with parameters $(n, p); 0 \leq p \leq 1$	$\binom{n}{x} p^x (1-p)^{n-x}$ $x = 0, 1, \dots, n$	$(pe^t + 1 - p)^n$	np	$np(1-p)$
Poisson with parameter $\lambda > 0$	$e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!}$ $x = 0, 1, 2, \dots$	$\exp\{\lambda(e^t - 1)\}$	λ	λ
Geometric with parameter $0 \leq p \leq 1$	$p(1-p)^{x-1}$ $x = 1, 2, \dots$	$\frac{pe^t}{1 - (1-p)e^t}$	$\frac{1}{p}$	$\frac{1-p}{p^2}$
Negative binomial with parameters r, p ; $0 \leq p \leq 1$	$\binom{n-1}{r-1} p^r (1-p)^{n-r}$ $x = r, r+1, \dots$	$\left[\frac{pe^t}{1 - (1-p)e^t} \right]^r$	$\frac{r}{p}$	$\frac{r(1-p)}{p^2}$

X 와 Y 에 대한 결합확률함수는 표 3.4.3과 같이 나타낼 수 있다. $X = x_j$ 가 될 확률은 x_j 에 해당하는 행의 모든 값들을 더하여 얻어지며

$$P(X = x_j) = f_1(x_j) = \sum_{k=1}^n f(x_j, y_k) \quad (3.4.15)$$

로 주어진다. 이것들은 $j = 1, 2, \dots, m$ 에 대해서 <표 3.4.3>의 가장 오른쪽 열 즉, 여백의 함으로 표시된다. 마찬가지로 $Y = y_k$ 가 될 확률은 y_k 에 해당하는 열의 모든 값들을 더하여 얻어지며

$$P(Y = y_k) = f_2(y_k) = \sum_{j=1}^m f(x_j, y_k) \quad (3.4.16)$$

로 주어진다. 이것들은 $k = 1, 2, \dots, n$ 에 대해서 <표 3.4.3>의 가장 아래쪽 행 즉, 여백에 함으로 표시된다.

<표 3.4.3> X와 Y의 결합확률함수

X \ Y	Y				Totals
	y_1	y_2	\dots	y_n	↓
x_1	$f(x_1, y_1)$	$f(x_1, y_2)$	\dots	$f(x_1, y_n)$	$f_1(x_1)$
x_2	$f(x_2, y_1)$	$f(x_2, y_2)$	\dots	$f(x_2, y_n)$	$f_1(x_2)$
\vdots	\vdots	\vdots		\vdots	\vdots
x_m	$f(x_m, y_1)$	$f(x_m, y_2)$	\dots	$f(x_m, y_n)$	$f_1(x_m)$
Totals →	$f_2(y_1)$	$f_2(y_2)$	\dots	$f_2(y_n)$	1 ← Grand total

식 (3.4.15)와 (3.4.16)의 확률은 표의 여백으로부터 계산되기 때문에 $f_1(x_j)$ 및 $f_2(y_k)$ (또는 간단히 $f_1(x)$ 및 $f_2(y)$)를 각각 X와 Y의 주변확률함수라고 부른다

X와 Y의 결합분포함수는

$$F(x, y) = P(X \leq x, Y \leq y) = \sum_{u \leq x} \sum_{v \leq y} f(u, v) \quad (3.4.17)$$

로 정의된다. <표 3.4.3>에서 $F(x, y)$ 는 $x_j \leq x$ 이고 $y_k \leq y$ 인 모든 값을 더한 것이다.

(2) 연속인 경우

두 변수 모두 연속인 경우는 이산인 경우에서 합 대신 적분으로 대체하면 쉽게 얻을 수 있다. 무작위 변수 X와 Y에 대한 결합확률함수는 다음과 같이 정의된다

(가) $f(x, y) \geq 0$

$$(나) \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} f(x, y) dx dy = 1$$

X 가 a 와 b 사이에 위치하면서 Y 가 c 와 d 사이에 위치할 확률은

$$P(a < X < b, c < Y < d) = \int_a^b \int_c^d f(x, y) dx dy \quad (3.4.18)$$

이다.

X 와 Y 의 결합분포함수는

$$F(x, y) = P(X \leq x, Y \leq y) = \int_{-\infty}^x \int_{-\infty}^y f(u, v) du dv \quad (3.4.19)$$

로 정의된다. 식 (3.4.10)과 비슷한 방법으로

$$\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} = f(x, y) \quad (3.4.20)$$

가 된다. 즉 결합분포함수를 x 와 y 에 대해서 미분하면 결합밀도함수가 된다.

식 (3.4.19)로부터

$$P(X \leq x) = F_1(x) = \int_{-\infty}^x \int_{-\infty}^{\infty} f(u, v) du dv \quad (3.4.21)$$

$$P(Y \leq y) = F_2(y) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^y f(u, v) du dv \quad (3.4.22)$$

을 얻는다. 식 (3.4.21)과 (3.4.22)를 각각 X 와 Y 의 주변분포함수라고 부른다. 식 (3.4.21)과 (3.4.22)를 각각 x 와 y 에 대해서 미분하면 다음과 같이 X 와 Y 의 주변밀도함수를 얻게 된다.

$$f_1(x) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x,v)dv, \quad f_2(y) = \int_{-\infty}^{\infty} f(u,y)du \quad (3.4.23)$$

사. 조건부 확률분포

우리는 $P(E) > 0$ 이면

$$P(F|E) = \frac{P(E \cap F)}{P(E)} \quad (3.4.24)$$

이라는 것을 알고 있다. 만일 X 와 Y 가 이산 확률변수이고 사건 ($E: X=x$), ($F: Y=y$)을 갖는다면 식 (3.4.24)는

$$P(Y=y|X=x) = \frac{f(x,y)}{f_1(x)} \quad (3.4.25)$$

이 된다. 여기서 $f(x,y) = P(X=x, Y=y)$ 는 결합확률함수이고 $f_1(x)$ 는 X 에 대한 주변확률함수이다. 주어진 X 에 대한 Y 의 조건부 확률함수를

$$f(y|x) = \frac{f(x,y)}{f_1(x)} \quad (3.4.26)$$

로 정의한다. 비슷한 방법으로, 주어진 Y 에 대한 X 의 조건부 확률함수는

$$f(x|y) = \frac{f(x,y)}{f_2(y)} \quad (3.4.27)$$

이다. 때때로 $f(x|y)$ 와 $f(y|x)$ 를 각각 $f_1(x|y)$ 및 $f_2(y|x)$ 로 나타내기도 한다.

이러한 개념을 X, Y 가 연속 무작위 변수인 경우로 쉽게 확장할 수 있다. 예를 들어 주어진 X 에 대한 Y 의 조건부 확률밀도함수는

$$f(y|x) = \frac{f(x,y)}{f_1(x)} \quad (3.4.28)$$

이다. 여기서 $f(x,y)$ 는 X 와 Y 의 결합밀도함수이고, $f_1(x)$ 는 X 의 주변밀도함수이다. 식 (3.4.21)을 이용하면 $x < X < x+dx$ 일 때 Y 가 c 와 d 사이에 있을 확률을

$$P(c < Y < d | x < X < x+dx) = \int_c^d f(y|x)dy \quad (3.4.29)$$

로 구할 수 있다.

2. 확률분포형

가. 정규분포

정규분포는 가장 많이 이용되는 확률분포로 확률변수의 평균과 표준편차에 의해 모든 분포특성을 알 수 있으며 통계적으로 서로 독립인 정규분포 확률변수들의 선형 합으로 정의되는 새로운 확률변수의 확률분포도 정규분포가 되는 성질이 있다 또한 충분히 많은 비정규분포 확률변수들의 선형 합에 의해 정의되는 확률변수는 근사적으로 정규분포가 된다는 중심극한정리(central limit theorem)에 의해 확률분포가 정확하게 알려지지 않은 확률변수에 대해서는 일반적으로 정규분포를 가정한다 정규확률변수 X 의 확률밀도함수가 평균 μ 와 표준편차 σ 에 의해 다음과 같이 표현될 때 정규분포(Normal distribution or Gaussian distribution)를 따른다고 한다.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right], \text{ for } -\infty < x < \infty \quad (3.4.30)$$

나. Weibull 분포

Weibull 분포는 처음에 재료의 안정성과 수명 시험을 모형화하기 위해 제안되었으나(Weibull, 1939; 1951), 지역홍수빈도해석에 이용되기도 하였으며(Boes et al., 1989; Heo et al., 1990), EV-3(Extreme Value Type 3) 분포와 밀접한 관계를 갖고 있다(NERC., 1975). 또한 극치과량통계에서 많이 사용되고 있다. 3개의 모수를 갖는 Weibull 분포의 확률밀도함수는 다음 식과 같이 주어진다(Johnson and kotz, 1970).

$$f(x) = \frac{\beta}{\alpha} \left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left\{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^\beta\right\} \quad (3.4.31)$$

여기서, α 는 척도모수, β 는 형상모수, x_0 는 위치모수이다.

다. Gumbel 분포

극치 수문 현상의 분석에 많이 사용되고 있으며 EV-1(Extreme Value Type I) 분포 또는 Fisher-Tippett I 분포라고도 불린다. Gumbel 분포의 확률밀도함수는 다음 식과 같이 주어진다(Gumbel, 1958).

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left\{ -\frac{(x-x_0)}{\alpha} - \exp \left[-\frac{(x-x_0)}{\alpha} \right] \right\} \quad (3.4.32)$$

여기서, α 는 척도모수, x_0 는 위치모수이다. 또한 Gumbel 분포의 왜도계수 (coefficient of skewness)는 1.1396으로 고정된 상수 값을 갖는다.

라. Log-Pearson Type III 분포

최근에 홍수자료 해석에 문제점이 있다고 알려져 있지만 Log-Pearson Type-III 분포는 미국에서 홍수자료 해석에 특히 많이 적용되고 있으며 미국수자원평의회(U.S Water Resource Council) 보고서(IACWD., 1982)에서 추천하고 있는 분포로 확률밀도함수는 다음 식과 같이 주어진다(Bobee, 1975).

$$f(x) = \frac{1}{|\alpha|\Gamma(\beta)x} \left(\frac{\ln(x)-y_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp \left[-\frac{\ln(x)-y_0}{\alpha} \right] \quad (3.4.33)$$

여기서, α 는 척도모수, β 는 형상모수, y_0 는 위치모수이고 $\Gamma(\)$ 은 gamma 함수이다.

마. Lognormal 분포

기존에 수문자료 해석에 널리 사용되고 있는 3개의 모수를 갖는 Lognormal 분포의 확률밀도함수는 다음 식과 같이 주어진다

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(x-x_0)\sigma_Y} \exp \left[-\frac{1}{2} \left\{ \frac{Y-\mu_Y}{\sigma_Y} \right\}^2 \right] \quad (3.4.34)$$

여기서, $Y = \ln(x - x_0)$ 이고, μ_Y 와 σ_Y 는 확률변량 Y 의 평균 및 표준편차로 각각 척도모수 및 형상모수라고도 하며 x_0 는 위치모수이다(Crow and Shimizu, 1988).

마. Rayleigh 분포

Rayleigh 분포의 확률밀도함수, 평균 그리고 분산은 각각 다음과 같다.

$$f(x) = \frac{x}{a^2} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{x}{a}\right)^2\right\} \quad (3.4.35)$$

$$\mu = a\sqrt{\frac{\pi}{2}} \approx 1.25a, \quad \sigma^2 = \frac{4-\pi}{2}a^2 \approx 0.43a^2 \quad (3.4.36)$$

Rayleigh 분포는 $X = a$ 에서 최빈값(mode)을 갖고 지수분포와 마찬가지로 Weibull 분포의 특별한 경우에 해당되며, 확률과정론에 있어서는 평균이 0인 협대역 정상상태 Gaussian 확률과정(narrow-banded stationary Gaussian random process with zero mean)의 극치(peak value)의 분포에 해당된다.

3. 확률분포 추정

확률변수에 대하여 여러 가지 확률분포형을 가정하고 이에 대한 모수를 추정한다. 모수 추정 방법으로 모멘트법, 최우도법, 확률가중모멘트법 등이 있다. 통계적인 관점에서 볼 때, 최우도법은 표본크기가 충분히 클 때 가장 효율적인 방법으로 평가되지만 수렴성에 있어 문제가 발생할 수 있으며, 표본의 크기가 작을 때 일반적으로 잘 일치하지 않는 결과를 얻게 된다. Gumbel 분포의 경우에는 모멘트법으로도 충분히 정확하고 불편의된 추정치를 구할 수 있으며, 가장 손쉬운 방법이라 할 수 있다. 그러나 모멘트법은 매우 왜곡된 분포형의 경우 불완전한 추정치를 얻게 되며, 고차 모멘트로 갈수록 부정확해지는 단점이 있다. 또한 표본자료 중에 이상치가 포함되면 모멘트법에 의한 적합은 만족스럽지 못한 결과를 준다. 최근에 이를 개선한 확률가중모멘트법이 Greenwood et al.(1979)에 의해 제안되었다. 확률가중모멘트법은 자료에 가중치를 부여하여 모수를 추정하는 방법으로 표본크기가 작거나 왜곡된 자료일 때 비교적 안정적인 결과를 얻을 수 있다.

4. 확률분포 검정

임의의 확률분포에 대한 적합도의 검정은 그 확률분포의 상대도수함수(relative frequency function)와 누가도수함수(cumulative frequency function)의 이론값과 표본값을 비교하여 그 정도를 판별하게 된다. 이에 대한 검정 방법으로는 χ^2 검정과 Kolmogorov-Smirnov 검정, Cramer Von Mises 검정 및 Probability Plot Correlation Coefficient(PPCC) 검정 등이 있다. 전 구간에 대한 적합도를 나타내는 χ^2 검정과 각각의 소구간별 적합도 분석을 위한 Kolmogorov-Smirnov 검정을 다음에 정리하였다.

가. χ^2 검정

χ^2 검정은 자료치를 크기에 의해 m 개의 계급구간으로 나누고 이론값과 자료값의 절대도수를 비교하는 방법으로 χ^2 검정의 통계량 q 의 식은 다음과 같다.

$$q = \sum_{j=1}^m \frac{(n_j - e_j)^2}{e_j} \quad (3.4.37)$$

여기서, n_j 는 관측자료의 j 번째 구간의 표본 관측도수, $e_j = np_j$ 는 확률분포의 j 번째 구간의 이론도수이며 m 은 계급구간의 수이다. p_j 는 구간 내 특정 기각치를 만족하는 모의변수확률로 유의수준 α 에 대해 귀무가설 $q \geq k$ 로 기각된다고 하면 $p(q \geq K; q \sim \chi^2(k-1)) = \alpha$ 로 정의된다. 여기서 $K = \chi^2(k-1)$ 이며, 각 계급구간을 나누 후 결정된다. 일반적으로 계급구간은 등간격으로 하는데 관측예상 수는 5 이상이어야 하며, Sturges(1926)식에 의하여 계급수를 결정한다. 계산된 통계량 χ^2 가 다음 식의 관계를 가지면 가정된 분포는 유의수준 α 로 적합도가 인정되며, 그렇지 못하면 기각된다.

$$\chi^2 < \chi_{1-\alpha, v}^2 \quad (3.4.38)$$

여기서, $\chi_{1-\alpha, v}^2$ 는 자유도 $v (= m-1)$ 일 때 유의수준 α 로 가정한 분포의 적합도를 인정하는 χ^2 의 한계치이다.

나. Kolmogorov-Smirnov 검정

Kolmogorov-Smirnov 검정은 표본자료의 누가분포함수와 가정된 이론확률분포의 누가분포함수를 비교하여 양자의 최대편차로 정의되며 그 표본의 크기와 유의수준에 따라 결정되는 한계편차보다 적어야 적합도가 인정된다

$$q = \text{Max}|\hat{F}_r(x) - F_0(x)| \quad (3.4.39)$$

여기서, $\hat{F}_r(x)$ 는 $F(x)$ 의 경험적 이론확률분포의 누가분포함수이며 $F_0(x)$ 는 표본자료의 누가분포함수로 다음과 같이 정의된다

$$F_0(x) = \frac{m}{n} \quad (3.4.40)$$

여기서, q 는 $\hat{F}_r(x)$ 와 $F_0(x)$ 차의 최대값으로 정의되며 n 의 크기에 따라 좌우되는 확률변수로서 주어진 유의수준 α 로서 적합도를 검정하고자 할 때 q 를 다음 식으로 정의되는 한계치 q^α 와 비교하게 된다.

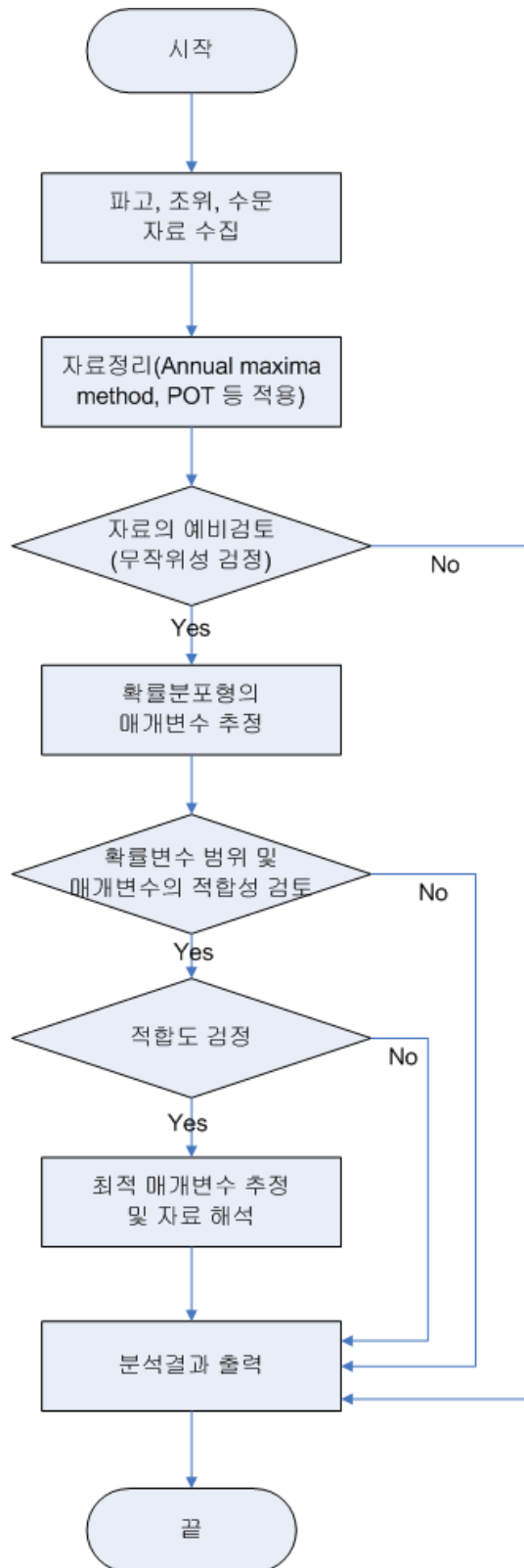
$$P(q \leq q^\alpha) = 1 - \alpha \quad (3.4.41)$$

여기서, 유의수준 $\alpha = P(q > c | H_0) \approx 1 - e^{-2nc^2}$ 으로 정의되는데 최대편차 q 가 한계치 q^α 보다 작으면 가정된 분포는 유의수준 α 로서 그 적합도가 인정된다. 여기서 $H_0: F(x) = F_0(x)$, $H_1: F(x) \neq F_0(x)$ 로 H_0 가 참이면 q 는 0에 근접하게 되고 H_1 이 참이면 $F(x) - F_0(x)$ 에 근접하게 된다. 특히, 가설 H_0 가 인정되려면 $q > \sqrt{-\frac{1}{2n} \ln \frac{\alpha}{2}}$ 이어야 한다.

5. 극치분포

관측이나 후측에 의한 자료는 비교적 단기간의 정보만을 제공한다 그러나 일반적으로 토목 구조물은 관측 또는 후측 기간보다 훨씬 긴 기간 동안에 발생할 사건에 대하여 설계되어야 한다. 따라서 단기간의 자료를 장기간으로 외삽하여 설계 수명에 해당

하는 극치를 계산하게 되며, 이를 극치분석이라 부른다 <그림 3.4.1>은 일반적인 극치 분석 과정을 보여준다



<그림 3.4.1> 설계변수의 극치분포형 산정 흐름도

가. 극치 자료의 선정

우선 극치분석에서 가장 중요한 것은 극치 자료를 선정하는 것이다 극치 자료를 선정하는 방법에는 3가지가 있다. 첫 번째 방법은 일정 기간 동안 관측 또는 후측된 모든 자료를 사용하는 방법으로 'total sample method'라고 부른다. 나머지 방법들은 시계열 자료에서 최대치(또는 최소치)만을 사용하는 방법으로 'annual maxima method'는 년 최대 자료만을, 'POT(peaks-over-threshold) method'는 임계값 이상의 모든 값을 사용하는 방법으로 두 방법의 극치분석 과정은 동일하다 극치분석에 사용될 자료는 독립성과 균질성을 만족시켜야 한다. Total sample method는 일반적으로 이러한 성질을 만족시키지 못하므로 사용하지 않는다.

K 년 동안에 일어나는 사건의 횟수 N_T 에 의해 다음 식과 같이 정의되는 λ 는 극한 사건의 평균 발생률이다

$$\lambda = \frac{N_T}{K} \tag{3.4.42}$$

따라서 annual maxima method의 경우 $\lambda=1$ 이다. POT 방법의 경우 극한 사건의 경계가 되는 임계값의 크기에 따라 평균 발생률이 결정된다

나. 극치분포의 종류

파랑의 극치분석에 일반적으로 사용되는 분포함수를 <표 3.4.4>에 제시하였다. 이 표에서 A , B 및 k 는 각각 축척, 위치, 형상모수이다.

<표 3.4.4> 파랑의 극치분석에 사용되는 분포함수

분포함수	누적분포함수
Weibull	$F(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k\right], B \leq x < \infty$
Gumbel	$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-B}{A}\right)\right], -\infty < x < \infty$
Frechet	$F(x) = \exp\left[-\left(1 + \frac{x-B}{kA}\right)^{-k}\right], B - kA \leq x < \infty$
Log-normal	$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{1}{Ax} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - B}{A}\right)^2\right] dx, 0 < x < \infty$

다. 모수 추정방법

모든 극치 자료에 대해서 다 잘 맞는 분포함수는 없다. 따라서 일반적으로 사용되는 방법은 <표 3.4.4>에 제시된 분포함수에 극치 자료를 맞추어서 가장 잘 맞는 분포함수를 고르는 것이다. 자료를 맞추는 방법에는 몇 가지가 있다.

- (1) 그래프를 이용하는 방법 (graphical fitting method)
- (2) 최소자승법 (least squares method)
- (3) 모멘트법 (method of moments)
- (4) 최우도법 (maximum likelihood method)
- (5) 확률가중모멘트법 (method of probability weighted moments)

그래프를 이용하는 방법에서는 각 분포함수마다 분포함수가 직선이 되도록 하는 특별한 그래프 용지를 사용한다. 극치 자료를 그래프 용지에 플로팅한 후 육안으로 판단하여 자료에 가장 잘 맞는 직선을 그려 모수값들을 추정한다. 나머지 방법들은 컴퓨터를 이용하여 모수값들을 계산할 수 있다. 최소자승법에 대해서는 Goda(2000)에 기술되어 있으며, 모멘트법, 최우도법, 확률가중모멘트법에 대해서는 정과 윤(2008)에 자세히 기술되어 있다.

라. 극치분포의 적합도 검정

전술한 바와 같이, 극치 자료에 가장 잘 맞는 분포를 그 지역의 극치분포로 선택한다. 극치 자료와 이론적인 분포함수가 얼마나 잘 일치하는지를 판정하는 것이 적합도 검정이다. 검정 방법으로는 χ^2 검정과 Kolmogorov-Smirnov 검정 등이 있다. 특히 χ^2 검정은 전 구간에 대한 적합도를 나타내며, Kolmogorov-Smirnov 검정은 각각의 소구간별 적합도를 분석한다. 이들에 대한 자세한 설명은 정과 윤(2008)에 주어져 있다. 한편 최소자승법에서는 상관계수로 적합도를 판정하며 상관계수가 1.0에 가장 가까운 분포를 선택한다. 이외에도 최소자승법에서 특이점을 찾아내기 위하여 DOL(Deviation of OutLier) 기준을 사용하며, REC(RESidue of Correlation coefficient) 기준에 따라 특정 분포를 후보에서 제외시키기도 한다. 이들 기준에 대한 설명은 Goda(2000)을 참조할 수 있다.

마. 재현기간별 설계 값

전술한 과정에 따라 적정 극치분포함수를 구하게 되면 이로부터 재현기간별 설계 값을 산정할 수 있다. 재현기간별 설계 값을 구하기 위해서는 누적분포함수의 역함수를 구해야 한다. 50년 빈도 확률 값이란 장기적으로 볼 때 이와 같거나 큰 값이 평균 50년에 한번 발생함을 의미한다. 이는 반드시 50년 간격으로 발생하거나 앞으로 50년 후에 발생한다는 의미는 아니며, 평균적으로 50년에 한번 발생할 확률이 있다는 뜻이다. 따라서 당해연도에 발생할 확률은 $1/50$ 이므로 년 2%의 발생확률을 가진 사건임을 말한다. 따라서 재현기간과 초과확률 간의 관계는

$$T_R = \frac{1}{P} \quad (3.4.43)$$

로 표시할 수 있다. 여기서 T_R 은 재현기간이며, P 는 년 최고치 X 가 어떤 값 x 보다 크거나 같을 초과확률, 즉 $P(X \geq x)$ 이다.

(1) 어떤 해에 최고치 X 가 발생할 확률은

$$P = \frac{1}{T_R} \quad (3.4.44)$$

(2) 어떤 해에 최고치 X 가 발생하지 않을 확률은

$$\bar{P} = 1 - \frac{1}{T_R} \quad (3.4.45)$$

(3) n 년 동안 계속해서 최고치 X 가 발생하지 않을 확률은

$$\bar{P} \times \bar{P} \times \dots \times \bar{P} = [\bar{P}]^n = \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^n \quad (3.4.46)$$

(4) n 년 동안 최소한 한번 최고치 X 가 발생할 확률은

$$1 - [\bar{P}]^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^n \quad (3.4.47)$$

재현기간 T_R 에 해당하는 설계 값을 누적분포함수의 역함수를 사용하여 구하는 식은 <표 3.4.5>와 같다.

<표 3.4.5> 재현기간의 설계 값을 계산하기 위한 역함수

분포함수	역함수
Weibull	$x_{T_R} = B + A \left(-\ln \frac{1}{\lambda T_R}\right)^{1/k}$
Gumbel	$x_{T_R} = B - A \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{\lambda T_R}\right)\right]$
Frechet	$x_{T_R} = B + kA \left\{-1 + \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{\lambda T_R}\right)\right]^{-k}\right\}$
Log-normal	$x_{T_R} = B + \exp(\mu_y + u\sigma_y),$ $u = \frac{\ln(x - B) - \mu_y}{\sigma_y}$ $\mu_y, \sigma_y = \text{mean and standard deviation of } y = \ln(x - B)$

제 5 절 한계상태함수

1. 한계상태함수

가. 정 의

해안 구조물의 저항을 R , 그리고 하중의 크기를 S 라고 정의하면, 현재의 결정론적 설계법에서 일반적으로 사용되고 있는 안전율(safety factor), F_S 는 저항력에 대한 하중의 비로 다음 식 (3.5.1)과 같이 정의된다.

$$F_S = R/S \quad (3.5.1)$$

따라서 결정론적 설계법에서는 $F_S \leq 1$ 면 해당구조물은 불안전하고 $F_S > 1$ 면 안전하다고 판정한다.

동일한 개념하에 최적화 이론에서 일반적으로 이용되고 있는 개념을 도입하게 되면 다음 식 (3.5.2)와 같이 저항력과 하중의 차로 정의되는 안전여유(safety margin), Z 를 도입할 수 있다.

$$Z = R - S \quad (3.5.2)$$

그러므로 안전여유 $Z < 0$ 면 파괴상태(failure state)가 되고, $Z > 0$ 이면 안정상태(safe state)라고 정의할 수 있다. 신뢰성 이론에서는 식 (3.5.2)의 안전여유 개념을 일반적으로 사용하는데, $Z = 0$ 인 상태를 한계상태(critical/limit state)라고 정의하고 파괴상태와 안전상태를 구분하는 한계조건으로 사용한다

또한 구조물의 저항을 나타내는 R 은 저항에 영향을 주는 또 다른 확률변수들에 의한 함수가 될 수 있기 때문에 저항함수(resistance function)로 정의되며, 동일하게 S 도 하중함수(loading function)로 정의된다. 마지막으로 식 (3.5.2)와 같이 저항함수와 하중함수로 구성된 함수를 신뢰함수(reliability function), 파괴함수(failure function) 또는 한계상태함수(limit state function)라 정의한다.

나. 확률변수와 불확실성

앞 절에서 언급된 바와 같이 한계상태함수란 대상 구조물에 어떤 하중 조건이 주어졌을 때 구조물이 설계자가 의도한 제반 기능들을 올바르게 수행할 수 있는지 여부를 판단하기 위하여 수학적으로 정의된 함수이다. 따라서 신뢰성 해석을 올바르게 수행하기 위해서는 무엇보다 먼저 파괴모드와 관련된 한계상태함수를 올바르게 수립하는 것이 필요하다. 한계상태함수는 수학적으로 파괴영역과 안전영역의 경계를 나타내는 함수이기 때문에 현재까지 수행된 관련 문제에 대한 연구 결과를 근간으로 수립된다. 예로 경사제 피복재의 신뢰성 해석에서는 Hudson(SPM., 1984)이나 van der Meer(1987)의 경험식 등이 주로 이용될 수 있으며, 직립제인 경우는 파랑 작용시 파력과 자중에 의한 활동 및 전도 등에 대한 힘의 평형조건식이 사용될 수 있다.

어떤 경험적 또는 수학적 모형을 이용하는 식 (3.5.2)에서 이미 언급된 바와 같이 한계상태함수는 일반적으로 저항함수와 하중함수의 차로 정의할 수 있다. 이때 저항함수는 외력에 저항할 수 있는 확률변수들로 구성되며 하중함수는 반대로 구조물의 기능 수행능력을 약화시키는 외력과 관련된 확률변수들로 구성된다. 그러나 임의의 경험식을 이용하다 보면 어떤 확률변수가 저항함수에 포함되는지 아니면 하중함수에 포함되는지가 명확하지 않을 때가 있다. 이때는 다음 식 (3.5.3)을 이용하여 해당 확률변수를 변화시키면서 한계상태함수가 증가되는지 또는 감소하는지를 파악하면 쉽게 알 수 있다.

$$\partial Z / \partial X_i > 0, \quad i=1, 2, \dots, n \quad (3.5.3)$$

즉, 한계상태함수에 포함된 임의의 확률변수가 식 (3.5.3)을 만족하면 해당 확률변수는 저항함수를 구성하는 확률변수가 될 것이고 그렇지 않은 경우에는 하중함수를 구성하는 확률변수로 고려할 수 있다. 이와 같은 과정은 현재의 결정론적 해석법과 표현 방법이 다를 뿐 그 근본적인 개념은 동일하다고 판단된다. 이미 언급된 바와 같이 신뢰성 해석과 결정론적 해석이 다른 근본적인 차이는 해석 과정에 관련변수를 확률변수로 고려하느냐, 그렇지 않느냐에 있다. 따라서 수립된 한계상태함수를 신뢰성 이론으로 해석하기 위해서는 관련된 확률변수에 대한 물리적 거동특성들이 관련변수의 통계적 특성인 평균 및 분산 그리고 해당 확률분포함수에 의하여 올바르게 고려되어야 한다.

신뢰성 해석에서 생각해야 할 불확실성은 다음과 같이 크게 세 가지로 구분할 수

있다. 먼저 확률변수가 고유하게 갖게 되는 물리적 불확실성(random uncertainty)이다. 이와 같은 물리적 불확실성을 해석하기 위하여 도입된 확률적 개념이 확률분포함수이다. 또한 확률분포함수는 또 평균이나 분산 등과 같은 여러 변수들에 의존하게 된다. 따라서 확률분포함수의 거동특성을 정의하기 위해서는 먼저 분포함수의 변수(parameter)들이 결정되어야 하는데, 이와 같은 변수들의 결정과정에 내포되는 불확실성을 통계적 불확실성(statistical uncertainty)이라 한다. 따라서 이와 같은 불확실성을 정확하게 산정하기 위해서는 임의의 현상과 관련된 자료의 축적이 필요하다. 마지막으로 중요하게 생각해야 할 불확실성이 한계상태함수를 수립하는 과정에 사용된 경험적 또는 수학적 모형 자체가 내포하는 불확실성(model uncertainty)이다. 일반적으로 수학적 모형은 현상과 관련된 변수들의 변화에 따른 결과를 예측하기 위하여 개발되고 제시된다. 현재 해안 구조물의 안정성 해석을 위하여 제시된 대부분의 모형들은 적용의 간편성을 도모하기 위하여 경험적으로 제시된 것이다. 따라서 제시된 경험식속에는 많은 불확실성들이 필연적으로 내포될 수 밖에 없다. 또한 아무리 현상과 관련된 입력자료를 정확하게 알고 있어도 그로 인해 발생될 결과를 정확하게 예측하는 것은 불가능하다.

다. 신뢰지수와 파괴확률

식 (3.5.2)에서 정의된 수학적 의미의 신뢰성 개념을 도입하게 되면 임의의 구조물의 해당 기능 수행능력이 정지되는 파괴확률(probability of failure)은 확률이론에 의해 다음 식 (3.5.4)와 같이 간단하게 정의될 수 있다.

$$P_f = \Pr (Z \leq 0) \quad (3.5.4)$$

식 (3.5.4)를 이용하여 파괴확률을 정량적으로 산정하기 위해서는 앞에서 언급된 신뢰함수 또는 한계상태함수에 대한 올바른 정의가 필요하다.

이해를 도모하기 위하여 가장 단순한 경우 식 (3.5.2)를 먼저 생각하기로 한다. 만약 하중함수 $S=l$ 인 결정론적 상수이고, 저항함수 R 이 분포함수 $F_R(r)$ 을 따르는 확률변수로 가정하게 되면, 단일 파괴모드(single failure mode)에 대한 구조물의 파괴확률은 식 (3.5.4)로 부터 다음 식 (3.5.5)와 같이 정의될 수 있다.

$$P_{f_o} = F_R(l) \quad (3.5.5)$$

식 (3.5.5)는 저항력, R 이 하중, $S=l$ 보다 작거나 같게 될 확률이다. 이때 결정론적 상수로 하중함수에 부여되었던 가정을 해제하게 되면 즉, 저항함수와 하중함수가 모두 임의의 분포함수를 따르는 확률변수라고 생각하면 파괴확률은 다음 식(3.5.6)으로 정의된다.

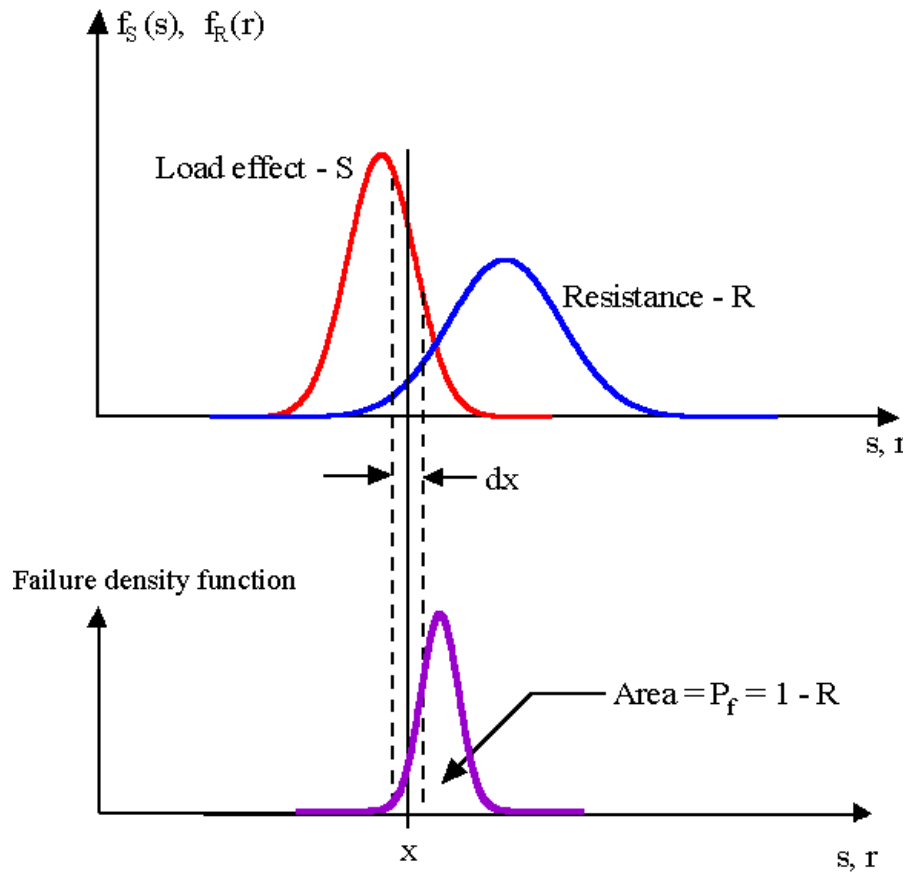
$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (3.5.6)$$

여기서 $f_S(x)$ 는 하중함수의 확률밀도함수이다. 쉽게 알 수 있듯이 식 (3.5.6)은 하나의 하중조건에 대한 식 (3.5.5)의 파괴확률을 일반적인 하중조건으로 확대한 것으로 확률적 개념에 의하면 하중분포에 따른 파괴확률의 평균으로 해석할 수 있다. 또한 식 (3.5.6)에 정의된 파괴확률은 두 개의 독립적인 사상의 곱을 합산한 개념으로 해석될 수 있다. <그림 3.5.1>에 의하면 하중이 임의의 x 와 $x+dx$ 사이에서 발생될 확률과 저항이 x 보다 작거나 같게 될 확률의 곱의 합이다.

따라서 파괴확률은 저항함수와 하중함수의 확률밀도함수가 중복된 부분의 면적이 아니다. 일반적으로 잘못 이해하고 있는 부분이다. 그러나 저항함수와 하중함수가 서로 겹쳐지지 않으면 파괴확률이 0이 된다는 개념은 일반적으로 인식되고 있는 사실과 일치한다. 한편 이와 같은 과정을 반대로 적용하게 되면 즉, 저항력이 결정론적 상수이고 하중이 분포함수를 따르는 확률변수라 생각하고 동일한 과정을 따르면 파괴확률에 대한 또 다른 형태의 정의가 다음 식(3.5.7)과 같이 얻어진다.

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} \{1 - F_S(x)\} f_R(x) dx \quad (3.5.7)$$

동일한 파괴모드와 하중 및 저항조건에서는 식 (3.5.6)이나 식 (3.5.7)에 의하여 산정된 파괴확률은 같아야만 한다. 따라서 식 (3.5.6)과 (3.5.7)을 이용하여 해당 파괴모드에 대한 파괴확률을 정량적으로 산정하기 위해서는 저항함수와 하중함수에 대한 각각의 분포함수를 정확히 알아야 한다. 일반적으로는 저항함수와 하중함수가 또 다른 분포함수를 갖는 여러 확률변수들의 함수가 되기 때문에 분포함수를 정확히 정의하기란 수학적으로 불가능하다.



<그림 3.5.1> 파괴확률의 정의

만약 저항함수, R 과 하중함수, S 가 서로 독립적이고 정규분포를 따른다고 생각할 때, 각각의 확률변수는 $N(\mu_R, \sigma_R)$ 과 $N(\mu_S, \sigma_S)$ 의 통계적 특성을 갖게 된다. 따라서 식 (3.5.2)에 정의된 선형의 신뢰함수는 중심극한정리(central limit theorem)에 의하여 다음 식 (3.5.8)의 평균과 분산을 갖는 또 다른 정규분포를 따르게 된다

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (3.5.8a)$$

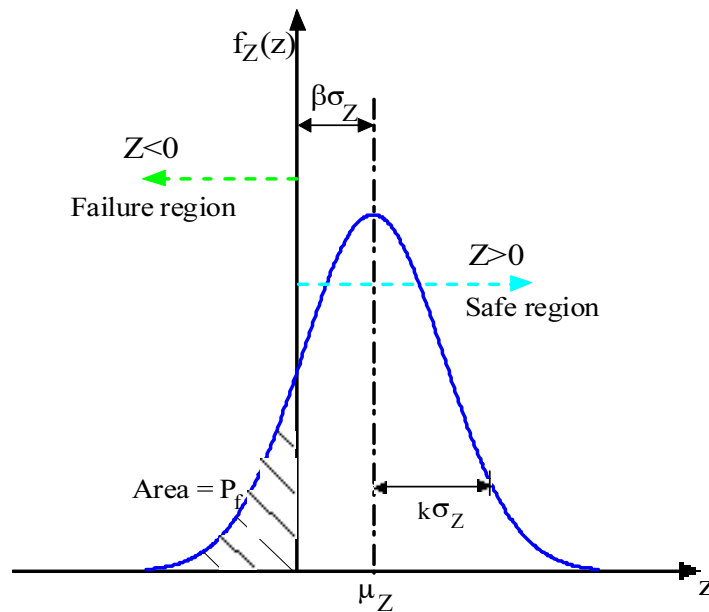
$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (3.5.8b)$$

따라서 식 (3.5.4)의 개념을 적용하게 되면 표준정규분포로부터 해당 파괴모드에 대한 신뢰지수(reliability/safety index)와 파괴확률은 다음 식 (3.5.9)와 같이 정의될 수 있다.

$$\beta = \mu_Z / \sigma_Z \quad (3.5.9a)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (3.5.9b)$$

신뢰지수란 <그림 3.5.2>에서 쉽게 알 수 있듯이 파괴점으로부터 평균치가 어느 정도 떨어져 있는가를 나타내는 척도이다. 신뢰성 해석에서 신뢰지수는 파괴확률과 같은 개념으로 중요하게 사용되는 변수이다. 해석과정에서 쉽게 알 수 있듯이 식 (3.5.8)의 해석해를 얻을 수 있는 기본적인 조건은 하중함수와 저항함수가 서로 독립이고 모두 정규분포를 따라야 하며, 또한 신뢰함수가 선형이어야 한다. 만약 이 두 가지 조건 중에 어느 하나라도 만족되지 않는다면 식 (3.5.8)과 같은 결과를 얻을 수 없다.



<그림 3.5.2> 파괴확률과 신뢰지수의 관계

다음으로 저항함수와 하중함수가 각각 다른 확률변수의 함수가 되는 일반적인 경우에 대하여 설명하겠다. 일반적으로 저항함수는 구조물을 구성하는 재료의 성질 구조물의 크기 등을 나타내는 확률변수에 의하여 정의되고 하중함수는 파고나 바람

등과 같은 확률변수들에 의하여 구성된다 이들 구조물의 기능수행능력에 영향을 주는 n 개의 확률변수 $\vec{X} = X_1, X_2, \dots, X_n$ 가 존재한다면, 저항함수와 하중함수에 의하여 정의되는 신뢰함수는 다음 식 (3.5.10)과 같이 임의의 함수로 n 개의 상관성이 있는 확률변수들에 의하여 정의될 수 있다

$$Z = f(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.5.10)$$

그러므로 임의의 파괴모드에 대한 파괴확률/신뢰성은 식 (3.5.4)로부터 다음 식 (3.5.11)과 같이 정의할 수 있다(Thoft-Christensen & Baker, 1982).

$$P_f = \int \int \dots \int f_{X_1, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n \quad (3.5.11)$$

$$f(\vec{X}) \leq 0$$

여기서 $f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 는 상관성을 갖는 관련 변수들의 결합확률분포 함수(joint probability density function)이다. 따라서 식 (3.5.11)을 풀기 위해서는 각 확률변수들의 결합확률분포함수를 알아야 한다

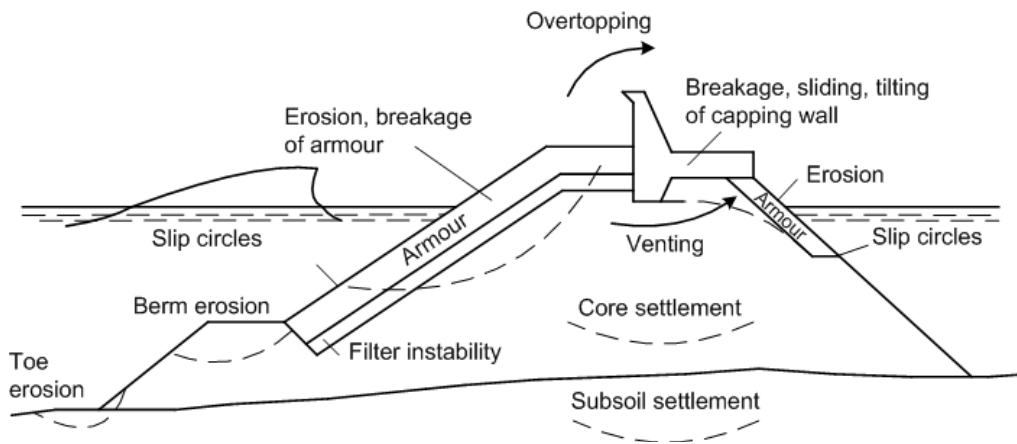
이상과 같이 신뢰성 해석을 올바르게 수행하기 위해서는 다음과 같이 세 단계를 거쳐야 한다. 먼저 구조물에 영향을 줄 수 있는 확률변수들의 결정이다 이와 같은 확률변수에는 크게 기하학적인 변수가 있을 것이고 재료의 특성을 나타내는 변수가 있을 것이며, 또한 외력과 관련된 변수가 있을 것이다. 예로 피복재의 중량 산정과 관련된 경사제의 안정성 해석에서는 피복재의 크기와 피복재의 단위중량 그리고 파고 등이 확률변수가 될 수 있다 다음 단계는 신뢰함수의 수립이다. 앞에서 언급된 바와 같이 중량 산정을 위한 임의의 경험식을 사용하는 경우에는 이상의 두 단계가 동시에 이루어질 수 있다. 다만 주위 할 점은 신뢰함수를 수립하는 과정에 가능하면 파괴모드와 관련된 많은 변수들을 확률변수로 고려하는 것이 바람직하고 또한 경험식 자체가 내포하는 불확실성을 고려할 수 있는 확률변수도 포함되어야 한다 마지막 단계로는 저항함수와 하중함수, 즉 신뢰함수를 구성하는 각 확률변수들에 대한 확률적 분포특성과 통계적 변수들이 올바르게 고려되어야 한다

2. 경사제의 파괴모드별 한계상태함수

가. 개요

경사제의 안정성을 위협하는 잠재적 파괴모드들을 <그림 3.5.3>에 제시하였다 (PIANC., 1992). 크게 구분하면 모두 아홉 개의 단일 파괴모드가 된다 즉, 경사제 전·후면의 피복재 안정성과 관련된 파괴모드, 소단의 안정성 및 저면 침식과 관련된 파괴모드, 피복재의 구조적 파손에 대한 파괴모드, 상치 콘크리트의 활동 및 전도 등 움직임과 관련된 파괴모드, 지반침하 등 기초지반과 관련한 파괴모드, 월파 및 처오름과 관련된 파괴모드 등 이다. 본 표준서에서는 경사제 체체의 안정성을 증시하며 입사파랑의 특성과 직접적으로 관련이 있는 여섯 개의 파괴모드만을 선택하였다

먼저 경사제 전면에 거치된 피복재의 침식 및 이동에 대한 파괴모드이다 또한 경사제 전면 해저에 거치된 소단의 안정성 및 침식과 관련된 파괴모드이다 마지막으로 월파 및 처오름과 관련된 파괴모드를 고려하였다. 아래에 기존에 제시된 경험식이나 수학적 관계식들을 이용하여 각각의 단일 파괴모드에 대한 한계상태함수를 수립하였다.



<그림 3.5.3> 경사제의 잠재적 파괴모드

나. 피복재의 침식 및 파손

경사제의 전반적인 안정성은 주로 입사파랑과 만나는 전면 피복층에 거치된 피복재의 안정성에 의존하게 된다. 현재까지 많은 피복재 형태들과 중량 산정식들이 제안되었다. 본 표준서에서는 사석재(rock armor), TTP(tetrapods), Dolos, 그리고 Cube 블록을 대상으로 피복재의 수리학적 침식(hydraulic erosion)에 대하여 언급한다. 피복재의 구조적 파손(structural breakage)에 대하여는 고려하지 않았다.

(1) 사석재의 침식

현재까지 제시된 경험식 중 결정론적 설계법에서 사석재의 중량을 결정하기 위하여 가장 일반적으로 사용되는 식은 Hudson의 경험식과 van der Meer 경험식이다. 따라서 본 표준서에서는 이들 두 경험식에 대한 한계상태함수를 아래에 제시하였다.

(가) Hudson 경험식의 한계상태함수

사석재에 대한 Hudson의 중량 산정식과 3.5.1에서 설명된 한계상태함수 수립에 대한 기본 개념을 함께 이용하면 사석재에 대한 Hudson 경험식의 한계상태함수는 다음 식 (3.5.12)와 같이 정의된다.

$$Z_H = A_H \Delta D_n (K_D \cot \alpha)^{1/3} - H_s \quad (3.5.12)$$

여기서 A_H 는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이고 $\Delta = \gamma_s / \gamma_w - 1$, γ_s 와 γ_w 는 각각 피복재 및 해수의 단위중량, W 는 피복재의 중량, $\cot \alpha$ 는 제체의 경사, K_D 는 피해율(degree of damage)로 피복재의 종류, 쇄파 및 비쇄파, 피복층의 두께, 거치 방법 등에 의하여 결정되는 안정상수, H_s 는 유의설계 파고이다.

(나) Van der Meer 경험식의 한계상태함수

동일하게 van der Meer 중량 산정식과 5.1.2에서 설명된 개념을 함께 이용하면 van der Meer 경험식의 한계상태함수는 다음 식 (3.5.13)과 같이 정의된다.

$$Z_{VR} = A_{VR} S^{0.2} P^{0.18} \Delta D_n \cot \alpha^{0.5} s_{om}^{0.25} N_w^{-0.1} - H_s \quad \text{for Plunging} \quad (3.5.13a)$$

$$Z_{VR} = A_{VR} S^{0.2} P^{-0.13} \Delta D_n \cot \alpha^{(0.5-P)} s_{om}^{-0.5P} N_w^{-0.1} - H_s \quad \text{for Surging} \quad (3.5.13b)$$

여기서 A_{VR} 은 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이고 S 는 피해수준(damage level)을 나타내는 변수, P 는 피복층의 공극 정도를 나타내는 확률변수(permeability coefficient), s_{om} 는 파형경사(wave steepness), 그리고 N_w 는 입사파랑의 수(number of waves)이다. 쉽게 알 수 있듯이 식 (3.5.13)에는 식 (3.5.12)에서 고려할 수 없었던 주기 및 입사파수 등에 대한 영향 등이 포함되었다.

(2) TTP의 침식

방파제 등과 같은 경사식 해안 구조물의 건설에 사석재와 더불어 가장 많이 사용되고 있는 피복재가 TTP이다. 따라서 앞에서 언급한 사석재와 마찬가지로 현재 까지 제시된 여러 경험식 중 결정론적 설계법으로 TTP의 중량을 결정하기 위하여 가장 일반적으로 사용되는 식도 Hudson의 경험식과 van der Meer 경험식이다. 따라서 본 표준서에서는 이들 두 경험식에 대한 한계상태함수를 아래에 제시하였다

(가) Hudson 경험식의 한계상태함수

TTP의 한계상태함수는 이미 앞에서 제시한 사석재의 한계상태함수 식 (3.5.12)와 동일하게 정의된다.

다만 피복재의 종류에 따라 맞물림(interlocking)의 정도가 다르기 때문에 K_D 가 다르게 정의되어야 한다.

(나) Van der Meer 경험식의 한계상태함수

Van der Meer가 TTP에 대하여 제시한 제체경사 1:1.5에 대하여 적용 가능한 중량 산정식과 5.1.2에서 설명된 개념을 함께 이용하면 TTP에 대한 van der Meer 경험식의 한계상태함수는 다음 식 (3.5.14)와 같이 정의된다.

$$Z_{VT} = A_{VT} \left(3.75 \frac{N_{od}^{0.5}}{N_w^{0.25}} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \Delta D_n - H_s \quad (3.5.14)$$

여기서 A_{VT} 는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이고 N_{od} 는 피복재의 피해개수(number of displaced units within D_n) 이다.

(3) Cube 블록의 침식

본 표준서에서는 van der Meer의 Cube 블록에 대한 경험식의 한계상태함수를 다음 식 (3.5.15)에 제시하였다.

$$Z_C = A_C \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N_w^{0.3}} + 1.0 \right) s_{om}^{-0.1} \Delta D_n - H_s \quad (3.5.15)$$

A_C 는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이며 다른 변수들은 앞에서 정의되었다.

(4) Dolos의 침식

Dolos의 중량을 결정하기 위하여 Burcharth가 경험식을 제시하였다. 따라서 본 표준서에서는 Burcharth의 경험식에 대한 한계상태함수를 다음 식 (3.5.16)에 제시하였다.

$$Z_D = A_D \Delta D_n (47 - 72r) \Phi D^{1/3} N_w^{-0.1} - H_s \quad \text{without Superstructure} \quad (3.5.16a)$$

$$Z_D = A_D \Delta D_n (43 - 66r) \Phi D^{1/3} N_w^{-0.1} - H_s \quad \text{with Superstructure} \quad (3.5.16b)$$

여기서 A_D 는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이며 r 은 Dolos의 허리비(Dolos waist ratio), ϕ 는 맞물림정도(packing density)를 나타내는 변수, 그리고 D 는 일정 영역에서 정의된 Dolos의 상대 피해개수(relative number of units)를 나타내는 변수이다

다. 저면소단(toe berm)의 침식

경사제에 사석재로 저면소단을 설치한 경우, 저면소단의 수리학적 침식에 대한 Burcharth 등(1995)의 경험식에 대한 한계상태함수는 다음 식 (3.5.17)과 같이 수립된다.

$$Z_{TB} = A_{TB} \left(0.4 \frac{h_b}{\Delta D_n} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15} \Delta D_n - H_s \quad (3.5.17)$$

여기서 A_{TB} 는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이며 h_b 는 저면소단으로부터 해수면까지의 연직 거리 즉, 저면소단 위의 수심이다.

라. 해저면 세굴

원추형의 두부근처 해저면이 모래로 구성된 경우 Fredsoe와 Sumer(1997)에 의하여 제시된 최대 세굴심 추정식의 한계상태함수는 다음 식 (3.5.18)과 같이 수립된다.

$$Z_S = \frac{S_m}{B} - 0.04 \left(1 - \frac{1}{\exp[4(KC - 0.05)]} \right) \quad (3.5.18)$$

여기서 S_m 은 최대 세굴심, B 는 원추형 두부의 직경, $KC = U_m T_p / B$ 이다. U_m 은 저면에서 최대수입자속도, T_p 는 입사파랑의 침투주기이다

마. 처오름 및 월과

경사제의 전면이 임의의 사석재로 피복된 경우 De wall과 van der Meer(1992)에 의하여 제시된 처오름 산정을 위한 경험식과 van der Meer와 Janssen(1995)의 월과량 산정을 위한 경험식을 사용하여 아래에 처오름 및 월과량에 대한 한계상태함수를 정의하였다.

(1) 처오름에 대한 한계상태함수

먼저 De wall과 van der Meer(1992)에 의하여 제시된 처오름 산정을 위한 경험식의 한계상태함수는 다음 식 (3.5.19)와 같이 수립할 수 있다.

$$Z_R = A_R R_u a^{-1} \cot \alpha s_{om}^{0.5} - H_s \quad \zeta_m = \cot \alpha^{-1} s_{om}^{-0.5} \leq 1.5 \quad (3.5.19a)$$

$$Z_R = A_R R_u b^{-1} (\cot \alpha s_{om}^{0.5})^c - H_s \quad \zeta_m = \cot \alpha^{-1} s_{om}^{-0.5} \leq 1.5 \quad (3.5.19b)$$

여기서 A_R 은 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이며 R_u 는 처오름 높이(runup level), a, b, c 는 처오름의 초과확률(exceedance probability)에 따라 각기 다르게 정의되는 경험상수이다.

(2) 월과량에 대한 한계상태함수

한편 van der Meer와 Janssen(1995)에 의하여 제시된 월과량 산정을 위한 경험식의 한계상태함수는 다음 식 (3.5.20)과 같이 유도될 수 있다.

$$Z_O = q_a - A_O \frac{\sqrt{gH_s^3}}{\sqrt{\frac{s_{op}}{\tan \alpha}}} 0.06 \exp\left(-5.2 \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}\right), \quad \xi_{op} < 2 \quad (3.5.20a)$$

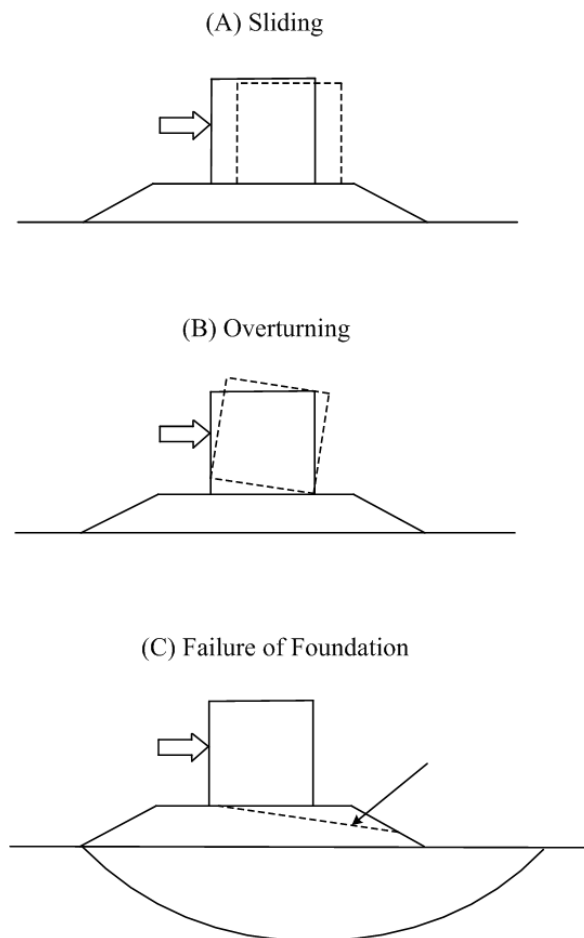
$$Z_O = q_a - A_O \sqrt{gH_s^3} 0.2 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}\right), \quad \xi_{op} > 2 \quad (3.5.20b)$$

여기서 A_0 는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이며 q_d 는 허용유효량, R_c 는 마루높이, $\gamma_r, \gamma_b, \gamma_h, \gamma_\beta$ 는 각각 저면마찰(surface roughness), 소단(berm), 천수효과(shallow water condition), 입사각(angle of incidence)에 따른 영향을 고려하기 위해 도입한 감쇄계수(reduction factor)이다. 또한 $\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{s_{op}}$ 이다.

3. 케이슨식 방파제의 파괴모드별 한계상태함수

가. 개요

케이슨식 방파제의 안정성을 위협하는 잠재적 파괴모드들을 <그림 3.5.4>에 제시하였다(Goda, 2000). 일반적으로 케이슨식 방파제는 해저 사석 마운드로부터 일정 해수면 위까지 케이슨이 거치되는 형식으로 건설되기 때문에 케이슨이 파력에 직접 노출되는 특징을 갖게 된다. 이와 같은 것을 방지하기 위하여 경우에 따라서는 케이슨의 전면에 경사제와 유사하게 소파 피복재를 거치하여 파력을 소산시키는 형식도 이용되고 있다. 따라서 케이슨식 방파제가 그 기능성을 만족스럽게 확보하기 위해서는 여러 가지 파괴모드에 대한 안전성을 확보하여야 한다. 케이슨식 방파제의 안전성을 위협하는 가장 대표적인 파괴모드로는 케이슨의 활동 및 전도 그리고 사석 마운드의 지지력 부족 등을 들 수 있다(Oumeraci, 1994; Kawai et al., 1997; Burcharth and Sorensen, 1998).



<그림 3.5.4> 케이슨식 방파제의 잠재적 파괴모드

최근에 Takahashi 등(2000)은 수십 년간 일본에 건설된 실제 방파제의 파괴사례를 해석하여, 혼성제의 파괴모드를 여섯 가지로 분류하였다 Sekiguchi and Kobayashi(1994), 그리고 Nagao et al.(1997, 1998) 등이 전도 및 지지력에 대한 해석을 수행하였다. 그러나 Kawai et al.(1997)이나 Takahashi et al.(2000)의 해석 결과에 의하면 직립 케이슨의 활동에 의한 파괴가 약 70%로 가장 많았으며, 전도 및 지지력 부족에 의한 파괴사례는 상대적으로 매우 미미하였다 따라서 케이슨식 방파제의 안전성은 사석 마운드에 거치된 직립 케이슨의 활동에 대한 안정성 확보와 직결된다고 할 수 있다. 따라서 Yamamoto et al.(1990) 많은 연구자들이 활동에 대한 해석을 수행하였다. 활동에 대한 안전성 해석에서 제일 중요하면서도 어려운 일 중의 하나가 직립 케이슨 전면에 작용하는 파압의 거동 특성을 정확하게 산정하는 것이다 방파제가 건설될 수심 조건 및 입사파랑의 특성에 따라 Hiroi(1919), Sainflou(1928), Minikin(1950) 등의 공식들이 적용되어 왔다 그러나 이들의 경험식으로는 직립 케이슨의 안전성에 증대한 영향을 주는 중복파와 쇄파 사이에서 발생하는 파압의 거동특성을 정확히 해석할 수 없다(Goda, 1973; 1974). 따라서 이와 같은 문제점을 해결하기 위하여 비선형 이론 및 실험 결과를 이용하여 쇄파 중복파 구분 없이 적용이 가능한 파압 산정식이 Goda(1974)에 의하여 제시되었다. 그 후, 실험을 통하여 McKenna and Allsop(1998), Muttary et al.(1998), Kortenhuis and Oumeraci(1998, 2000) 등의 많은 연구자들이 제시된 파압 산정식의 적용성에 대하여 연구하였다 Goda의 파압 산정식은 방파제 건설 위치에서 발생하는 최대파고를 사용한다는 것이 특징이다. 또한 주기의 영향과 입사파랑의 방향성이 고려될 수 있다 그러나 케이슨의 형태에 따른 차이 및 충격쇄파에 대한 영향을 적절히 고려하지 못한다. 이와 같은 제약성들이 Takahashi(1997), Shimosako and Takahashi(1998) 등에 의하여 보완되었다. 따라서 현재 직립 케이슨에 작용하는 파력은 과거에 비하면 상대적으로 정확하게 산정된다고 할 수 있다.

비록 케이슨식 방파제에 대한 과거의 지속적인 연구로 설계기준이 비교적 잘 정립되었더라도 결정론적 설계법이 갖게 되는 한계성에 의해 경제성과 안전성이 또한 크게 달라질 수 있다. 동일한 외력조건을 가지고 그 기능성이 만족되는 범위에서 얼마만큼의 최적 단면이 결정되느냐 하는 문제와 실제로 임의의 분포함수를 따라 거동하는 설계변수들이 갖게 되는 불확실성을 어떻게 올바르게 고려하는 문제이다 현재 일반적으로 적용되고 있는 결정론적 설계법에서는 이와 같은 확률론적 해석이나 기능성에 대한 고려가 불가능하다. 기능성이나 확률론적 해석이 가능한 설계법으로 신뢰성설계법(reliability design method)과 활동량설계법(deformation-based design

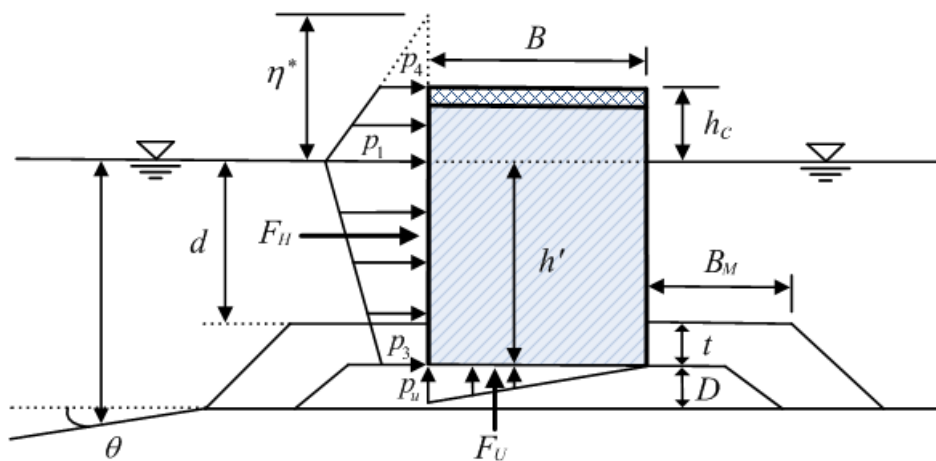
method)이 최근에 활발하게 논의되고 있다(Shimosako and Takahashi, 1998; 2000). 신뢰성설계법은 설계과정에 포함되는 각각의 변수들을 확률변수로 고려하여 단면의 안정성이 내용년수 동안에 주어진 목표치 이내에서 만족되는 가를 정량적으로 확인하는 설계법이다. 신뢰성설계법에서는 안전성을 정량적으로 평가하기 위하여 신뢰성 지수와 파괴확률의 개념이 사용된다 Takayama and Ikeda(1992), Burcharth et al.(1994), Nagao et al.(1995, 1998), Kawai et al.(1997), Burcharth and Sorensen(1998), Oumeraci et al.(2000)이 여러 가지 신뢰성 해석방법을 이용하여 직립 케이슨의 활동에 대한 연구를 수행하였다 특히 Oumeraci et al.(2000)의 연구에서는 신뢰성설계법을 근간으로 친환경적이면서 기능성이 만족되는 장래 발전될 설계방향들이 제시되기도 하였다. 한편 활동량설계법도 내용년수 동안에 기대되는 직립 케이슨의 활동량을 예측하여, 활동량이 허용치를 만족하면 방파제가 내용년수 동안에 그 기능성을 발휘하는데 문제가 없다는 개념으로 제안된 설계법이다 Shimosako et al.(1994), Klammer et al.(1994), Goda(1994), Oumeraci et al.(1996)이 활동량에 대한 연구를 수행하였다. 최근에는 Shimosako and Takahashi(1998, 2000), Ling et al.(1999)이 동일한 개념 하에 해석방법이 다른 활동량 산정모형을 제시하기도 하였다. Shimosako and Takahashi(1998, 2000)는 중복파뿐만 아니라 충격쇄파에 대한 영향도 해석할 수 있는 활동량 산정모형을 제시하였다. 그러나 해석 방법이 약간 복잡하고 활동이 발생하는 한계치가 파력의 변화에도 불구하고 시간에 따라 항상 일정하다는 가정이 내포되어 있다 Ling 등(1999)은 무차원 파랑계수를 도입하여 비교적 단순화된 케이슨의 활동량 산정 모형을 제시하였다. 그러나 이들의 모형은 중복파에 대한 해석만 가능한 모형이다. Takayama et al.(2000)은 Shimosako and Takahashi(1998) 모형을 근간으로 입사파랑의 방향성에 대한 영향을 해석하였다.

신뢰성설계법이나 활동량설계법은 모두 그 근본적인 개념이 동일하다 즉, 내용년수 동안에 방파제가 그 기능성을 발휘하는데 문제가 없도록 설계하는 방법이다 그러나 신뢰성설계법과 활동량설계법은 해석방법이 약간 다르게 접근된다. 왜냐하면 신뢰성설계법에서는 각각의 확률변수들에 대한 불확실성을 정확히 예측하는 것이 중요한데 비해, 활동량설계법에서는 각각의 파랑 조건에 따른 활동량을 동력학적으로 정확하게 예측하는 것이 필요하기 때문이다 많은 연구에 의하면 현행의 결정론적 설계법보다는 신뢰성설계법이나 활동량설계법 등의 방법을 이용하는 것이 보다 경제적인 단면을 설계할 수 있다(Burcharth and Sorensen, 1998; Shimosako and Takahashi, 1998; 2000; Ling et al., 1999). 즉, 현행의 결정론적 설계법에서는 파력에 의한 하중과 저항력의 비로 표현되는 안전계수가 활동에 대하여 1.2 이상을 확보하

도록 설계기준에 제시되어 있다. 그러나 신뢰성설계법이나 활동량설계법에서는 20% 이상의 중량을 증가시키지 않더라도 해석 결과가 허용 파괴확률이나 허용 활동량과 같이 기준이 되는 허용치를 상회하지 않는 범위에서 단면이 결정될 수 있다 이는 설계에 포함된 확률변수들의 불확실성을 해석하는 과정에 정확히 고려될 수 있기 때문이고, 또한 방파제가 주어진 가능성을 다하는 범위에서 올바르게 해석되어 최적의 단면을 결정할 수 있기 때문이다. 특히 Shimosako and Takahashi(1998, 2000)가 언급하였듯이 신뢰성설계법과 활동량설계법이 결합되어 동시에 적용되는 경우에는 확률변수들의 불확실성을 고려할 수 있을 뿐만 아니라 기능성까지도 쉽게 판단할 수 있어 안전성이 이중으로 확인될 수 있다 이는 바로 경제성으로 확대될 수 있기 때문에 보다 효율적인 설계법으로 발전된다는 것을 의미한다. 현재 신뢰성설계법에 대한 연구는 상대적으로 활동량설계법에 대한 연구보다 많은 연구자들에 의하여 수행되어 왔으나, 활동량설계법인 경우에는 동력학적 해석이 반드시 필요하고 실용화하기 위해서는 아직 해결되어야 할 문제점이 남아있다

나. 활동

파압 작용시의 활동에 대한 안전성 평가 및 신뢰성 모형을 수립하기 위한 케이슨식 방파제의 단면 제원들이 <그림 3.5.5>에 제시되었다.



<그림 3.5.5> 케이슨식 방파제의 단면 제원

결정론적 설계법에서 직립 케이슨의 활동에 대한 안전성은 파랑에 의하여 직립 케이슨에 작용하는 파력과 자중의 관계로부터 다음 식 (3.5.21)과 같이 정의되는 안전계

수, F_S 를 이용하여 해석할 수 있다.

$$F_S = \frac{f(W - F_U)}{F_H} \quad (3.5.21)$$

식 (3.5.21)는 파랑에 의하여 작용하는 수평과력 F_H 와 양압력, F_U 및 케이슨의 유효자중, W 의 합력에 의한 힘의 평형식으로부터 수립된 것이다 여기서 f 는 케이슨과 사석 마운드 사이에서 발생하는 마찰계수로 활동이 진행 중일 때는 운동 마찰을 사용하여야 하나 자료가 불충분하기 때문에 본 연구에서는 정지 마찰계수를 사용하기로 한다. 현행 결정론적 설계법에서는 식 (3.5.21)의 안전계수, $F_S \geq 1.2$ 의 관계를 만족할 때 케이슨이 활동에 대하여 안정한 것으로 판단한다(Goda, 2000).

여기서 식 (3.5.21)의 수평과력, F_H 와 양압력, F_U 는 다음 식 (3.5.22)와 같이 정의된다.

$$F_H = \frac{1}{2} [(p_1 + p_3)h' + (p_1 + p_4)h_c^*] \quad (3.5.22a)$$

$$F_U = \frac{1}{2} p_u B \quad (3.5.22b)$$

따라서 직립 케이슨의 벽면과 직각인 축과 입사각 β 를 가지고 내습하는 파랑에 의하여 작용되는 수평과압은 사다리꼴 분포를 따르고 양압력인 경우는 삼각형 분포를 따른다는 Goda의 과압 산정식을 적용하게 되면 식 (3.5.22)의 과력은 다음 식 (3.5.23)으로부터 쉽게 구할 수 있다.

$$p_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\lambda_1 a_1 + \lambda_2 a_2 \cos^2 \beta) \gamma_o H_{\max} \quad (3.5.23a)$$

$$p_3 = a_3 p_1 \quad (3.5.23b)$$

$$p_4 = p_1 \left(1 - \frac{h_c}{n^*}\right), \quad n^* > h_c \quad (3.5.23c)$$

$$p_u = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) \lambda_3 a_1 a_3 \gamma_o H_{\max} \quad (3.5.23d)$$

$$h_c^* = \min(n^*, h_c) \quad (3.5.23e)$$

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) H_{\max} \quad (3.5.23f)$$

여기서 λ_1, λ_2 그리고 λ_3 는 케이슨의 형태에 따른 영향을 고려하기 위하여 Takahashi (1997)에 의하여 도입된 계수들로 직립 케이슨인 경우는 $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1.0$ 이 된다. 또한 y_o 와 H_{\max} 는 각각 해수의 단위중량과 방파제 설치위치에서 발생하는 최대파고를 의미한다. 최대파고를 구하는 방법은 유의파고와 함께 Goda(1985)에 자세히 언급되어 있다. 한편 식 (3.5.23)에 주기의 영향과 사석 마운드의 높이에 따른 영향 등을 고려하기 위하여 도입된 계수들은 다음 식 (3.5.24)와 같이 정의된다.

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left(\frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)^2 \quad (3.5.24a)$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{\max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{\max}} \right] \quad (3.5.24b)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left(1 - \frac{1}{\cosh kh} \right) \quad (3.5.24c)$$

여기서 k 는 파수로 분산관계식으로부터 구할 수 있으며, h_b 는 방파제 설치 위치에서 바다쪽으로 $5H_{1/3}$ 만큼 떨어진 지점의 수심을 의미한다. 특히 식 (3.5.24b)의 계수는 앞에서 언급하였듯이 마운드의 높이에 따른 영향을 고려하기 위하여 도입된 쇄파계수이다. 일반적으로 직립 케이슨인 경우에는 마운드가 높아짐에 따라 파력이 증대한다. 그러나 Goda의 파압 산정식에서는 마운드가 비교적 높고, 마운드의 어깨 폭이 상대적으로 넓은 경우나, 해저경사가 급한 경우 등 충격 쇄파력이 작용하는 경우에는 식 (3.5.24b)의 쇄파계수 α_2 만으로는 적절하게 평가하지 못한다. 이와 같은 문제점을 해결하기 위하여 Shimosako and Takahashi(1998)는 다음 식 (3.5.25)에 정의된 α_i 도입하였다.

$$\alpha_i = \alpha_{i_0} \alpha_{i_1}, \quad \alpha_{i_1} \geq 0 \quad (3.5.25a)$$

$$\alpha_{i_0} = \begin{cases} H_{1/3}/d, & H_{1/3}/d \leq 2.0 \\ 2.0, & H_{1/3}/d \geq 2.0 \end{cases} \quad (3.5.25b)$$

$$a_{i_1} = \begin{cases} \cos \delta_2 / \cosh \delta_1, & \delta_2 \leq 0.0 \\ 1 / \cosh \delta_1 (\cosh \delta_2)^{1/2}, & \delta_2 \geq 0.0 \end{cases} \quad (3.5.25c)$$

여기서 δ_1, δ_2 는 방파제 설치 위치의 수심, 마운드의 높이 그리고 어깨 폭의 길이 등에 의하여 정의되는 계수들이다 Shimosako and Takahashi(1998)의 계산에 의하면 $H_{1/3}/d \geq 2.0$ 인 조건에서 $d/h=0.4, B_M/L=0.12$ 일때 $a_i=2.0$ 으로 최대가 되고 $d/h > 0.7$ 에서는 $a_i=0.0$ 으로 식 (3.5.24b)의 a_2 보다도 작게 된다. 따라서 다음 식 (3.5.26)의 정의를 도입하여 식 (3.5.24b)의 a_2 와 식 (3.5.25a)의 a_i 를 함께 사용하면 기존의 파압 산정식 개념을 가지고도 충격쇄파의 효과를 보다 더 잘 고려할 수 있다.

$$a^* = \max(a_2, a_i) \quad (3.5.26)$$

따라서 식 (3.5.23a)에 a_2 대신에 식 (3.5.26)에서 정의된 a^* 를 적용하면 된다. 즉, $a_2 < a^*$ 인 경우에는 식 (3.5.25)의 개념을 도입하여 충격쇄파의 영향을 고려한다.

이상의 수학적 모형들은 혼성제 직립 케이슨의 활동에 관한 안전성을 해석하기 위한 모형으로, 모든 변수들이 확정론적 상수로 취급되고 있다. 즉, 식 (3.5.21)에 정의된 안전계수를 이용하여 결정론적 설계법으로 파력 작용 시 활동에 안전한 직립 케이슨을 설계하기 위한 수학적 모형들이다. 따라서 여러 가지 계산과정에는 많은 불확실성들이 내포될 수 있다. Takahashi et al.(2000)에 의하면 과거 수십년간 일본에 건설된 실제 혼성제의 파괴사례에서 가장 대표적인 파괴모드가 활동에 의한 파괴였다. 이는 심해파의 추정에서부터 방파제 설계위치에서의 설계파고를 구하는 파랑변형의 일련의 과정에서나, 파압의 분포를 어떻게 가정하느냐에 따라 관련변수들은 상당히 달라질 수 있고, 그에 따라 실제 안전계수는 설계자가 산정한 안전계수와 다르게 나타날 수 있기 때문이다(Kortenhaus and Oumeraci, 1998, 2000; Mc. kenna and Allsop, 1998).

따라서 이하에서는 결정론적 설계법의 대안으로 제시되고 있는 신뢰성설계법의 근간이 되는 신뢰성 해석 모형을 설명하고자 한다. 먼저 혼성제 직립 케이슨의 활동을 확률론적으로 해석하기 위한 신뢰함수는 다음 식 (3.5.27)과 같이 정의할 수 있다.

$$Z_S = (W - C_U F_U) f - C_H F_H \quad (3.5.27)$$

여기서 C_U 와 C_H 는 파력산정 과정에 포함될 수 있는 불확실성을 추가적으로 고려하기 위하여 도입된 확률변수로 통계적으로는 편이(bias)에 해당한다(CEM., 2006). 식 (3.5.27)은 파력의 불확실성을 직접 고려하기 위해 수립된 신뢰함수로 안전계수 $F_S=1.0$ 을 만족한다. 현행의 결정론적 설계법에서는 안전계수를 20% 할증시키고 있는데, 이는 각각의 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 위험한 방향으로 나타날 수 있는 가능성에 대한 우려를 반영한 것이다 그러나 이론적으로는 안전계수가 1.0을 초과하는 순간, 즉, 외력이 저항력보다 커지는 순간에 활동이 시작된다 따라서 식 (3.5.27)의 신뢰함수, $Z_S > 0$ 계 되면 직립 케이슨은 이론적으로 안정한 상태가 되고 $Z_S < 0$ 은 불안정한 상태, 즉, 활동이 발생하는 파괴상태가 된다. 또한 신뢰성 해석에서 $Z_S = 0$ 을 만족하는 상태를 한계상태라 정의한다. 따라서 신뢰성 해석에서는 파괴상태가 발생하는 경우의 수를 불확실성을 갖는 관련 확률변수들의 통계적 특성을 이용하여 확률적으로 계산하는 문제가 된다. 그러므로 파괴확률을 계산하기 위해서는 각각의 확률변수들의 통계적 특성 평균과 분산 그리고 분포특성들에 대한 자료가 필요하게 된다.

다. 전도

결정론적 설계법에서 직립 케이슨의 전도에 대한 안전성은 파랑에 의하여 직립 케이슨에 작용하는 파력모멘트와 자중모멘트의 관계로부터 다음 식 (3.5.28)과 같이 정의되는 안전계수, F_S 를 이용하여 해석할 수 있다.

$$F_S = \frac{Mgt - M_U}{M_P} \quad (3.5.28)$$

여기서 M은 케이슨의 질량(mass)이고, t는 케이슨 하단 끝단에서 자중이 작용하는 점까지의 거리이고, 동일하게 케이슨 하단 끝단에 대한 수평 파력모멘트, M_P 와 양력모멘트, M_U 는 다음 식 (3.5.29)과 같이 정의된다.

$$M_P = \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h'^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h'h_c^* + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_4)h_c^{*2} \quad (3.5.29a)$$

$$M_U = \frac{2}{3} F_U B \quad (3.5.29b)$$

식 (3.5.28)의 안전계수, $F_S \geq 1.2$ 의 관계를 만족할 때 케이슨이 활동에 대하여 안정한 것으로 판단한다(Goda, 2000).

케이슨식 방파제의 전도를 확률론적으로 해석하기 위한 신뢰함수는 다음 식 (3.5.30)과 같이 정의할 수 있다.

$$Z_o = (Mgt - V_U M_U) f - V_H M_P \quad (3.5.30)$$

여기서 V_U 와 V_H 는 파력산정 과정에 포함될 수 있는 불확실성을 추가적으로 고려하기 위하여 도입된 확률변수로 통계적으로는 편이(bias)에 해당한다(CEM., 2006). 식 (3.5.30)은 파력의 불확실성을 직접 고려하기 위해 수립된 전도에 대한 신뢰함수로 활동에서 설명한 바와 같이 안전계수, $F_S = 1.0$ 을 만족한다. 현행의 결정론적 설계법에서는 안전계수를 20% 할증시키고 있는데, 이는 각각의 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 위험한 방향으로 나타날 수 있는 가능성에 대한 우려를 반영한 것이다 그러나 이론적으로는 안전계수가 1.0을 초과하는 순간, 즉, 외력이 저항력보다 커지는 순간에 전도가 시작된다. 따라서 식 (3.5.30)의 신뢰함수, $Z_o > 0$ 이 되면 직립 케이슨은 이론적으로 안정한 상태가 되고, $Z_o < 0$ 은 불안정한 상태, 즉, 전도가 발생하는 파괴상태가 된다. 또한 신뢰성 해석에서 $Z_o = 0$ 을 만족하는 상태를 한계상태라 정의한다. 따라서 신뢰성 해석에서는 파괴상태가 발생하는 경우의 수를 불확실성을 갖는 관련 확률변수들의 통계적 특성을 이용하여 확률적으로 계산하는 문제가 된다 그러므로 파괴확률을 계산하기 위해서는 각각의 확률변수들의 통계적 특성 평균과 분산 그리고 분포특성들에 대한 자료가 필요하게 된다.

라. 월파량

케이슨식 직립 방파제의 월파량 산정을 위해 Franco and Franco(1999)는 다음 식 (3.5.31)의 경험식을 제시하였다.

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = a \exp\left(-b \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_\beta \gamma_s}\right) \quad (3.5.31)$$

여기서 H_s 는 유역의 설계파고, R_c 는 마루높이, γ_β, γ_s 는 각각 입사각(angle of incidence)과 전면 케이슨의 형상(front geometry)에 따른 영향을 고려하기 위하여 도입된 감쇄계수(reduction factor), 그리고 a, b 는 경험상수이다.

따라서 식 (3.5.31)을 이용하면 다음 식 (3.5.32)와 같은 월파량에 대한 신뢰함수를 수립할 수 있다.

$$Z_{OP} = q_a - q(H_s, R_c, a, b, \gamma_\beta, \gamma_s) \quad (3.5.32)$$

여기서 q_a 는 허용월파량으로 배후면의 중요도에 따라 정의할 수 있다(PIANC, 1990; CEM, 2006). 식 (3.5.32)의 신뢰함수는 케이슨식 방파제의 마루높이와 허용 월파량의 관계를 규정하는 함수식이다. 즉, 허용월파량을 초과하는 사건이 발생할 확률을 정량적으로 산정할 수 있는 함수식이다. 따라서 식 (3.5.31)에 포함된 모든 확률변수의 통계적 특성과 분포함수를 올바르게 정의하면 허용 월파량을 초과하는 파괴확률을 마루높이의 함수로 정확하게 산정할 수 있다.

마. 지반지지력

간편 Bishop법에 의한 사석마운드 기초 상하부에서의 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_b(X) = \sum \frac{(cb + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi)} - \sum W \sin \alpha + \left(\frac{1}{R}\right) \sum H a \quad (3.5.33)$$

$F.S$

여기서, W : 단위길이당 분할편의 전체중량

α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각도

R : 활동원의 반경

H : 활동원 내의 토괴에 작용하는 수평외력

a : 수평외력 작용점에서 활동원 중심까지의 거리

c : 비배수 전단강도(점성토) 또는 겉보기 점착력(사질토)

b : 분할편의 폭

W' : 단위길이당 분할편의 유효중량

ϕ : 사질토 지반의 내부마찰각

$F.S$: 간편 Bishop법에 의한 안전율

바. 원호활동

기초지반이 연약한 경우는 벽체배면과 사석층의 임의 점을 통과하는 원호활동에 대한 안정검토가 필요하다. 이러한 원호활동 검토시는 수정 Fellenius 방법에 의한 절편법을 이용하며 안정조건은 다음과 같다.

$$g = \sum (c'b + W' \cos^2 \alpha \tan \phi') \sec \alpha - \sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H a \quad (3.5.34)$$

여기서, b : 분할편의 폭

$W(W')$: 단위 길이당 분할편의 전체(유효)중량

α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각

R : 활동원의 반경

H : 활동원호 내의 분할편에 작용하는 수평력

a : H 의 작용점과 활동원의 중심 사이의 팔길이

사. 지반의 침하

즉시침하(S_i) 및 압밀침하(S_c)에 대한 한계상태함수는 각각 다음과 같다.

$$g = S_a - S_i \quad (3.5.35)$$

$$g = S_a - S_c \quad (3.5.36)$$

제 6 절 설계 변수의 통계적 특성

1. 설계변수의 불확실성

구조물의 신뢰도나 파괴확률을 계산하기 위해서는 하중에 대한 구조물의 응답을 나타내는 공식들이 필요하며, 또한 그 공식들 자체와 관련 설계변수들의 불확실성에 대한 정보가 필요하다. 변수들의 불확실성을 나타내기 위해서는 일반적으로 확률분포를 사용한다. 그러나 참 분포는 거의 알 수 없기 때문에, 보통은 정규분포를 가정하고 불확실성의 척도로서 아래 식과 같이 정의되는 변동계수를 사용한다

$$\sigma' = \frac{\sigma}{\mu} = \frac{\text{standard deviation}}{\text{mean value}} \quad (3.6.1)$$

불확실성이라는 용어는 무작위성 및 지식의 결여에 대한 오차를 일컫는 일반적인 용어로 사용된다. 무작위 변수들이 정규분포를 갖는다고 가정하는 것이 항상 합리적인 것은 아니다. 예를 들어서, 유의파고와 같이 장기간 파랑 통계에서 해상 상태를 나타내는 변수들은 일반적으로 극치분포(예로서 Weibull 또는 Gumbel 분포)를 따른다. 이러한 분포들은 정규분포와 아주 다르며 평균과 표준편차만으로 불확실성을 나타낼 수 없다. 이러한 경우에는 적절한 방법(예로서 Rosenblatt 변환)을 이용하여 비정규 분포를 유사 정규 분포로 변환하는 과정이 필요하다

2. 유의파고

Burcharth(1992)는 외해와 천해 유의파고에 대한 전형적인 불확실성을 관측기기와 계산 방법에 따라 <표 3.6.1>과 같이 제시하였다. 이 표에는 유의파고뿐만 아니라 주기, 파향 등 다른 파랑 관련 변수들과 조석, 폭풍해일에 대한 불확실성도 포함되어 있다

<표 3.6.1> 관측 및 계산된 해양 변수에 대한 전형적인 편의 및 변동계수(Burcharth, 1992)

Parameter	Methods of determination	Typical values		Comments
		COV	Bias	
Significant wave height, OFFSHORE	Accelerometer buoy, pressure cell, vertical radar	0.05-0.1	~0	
	Horizontal radar	0.15	~0	
	Hindcast numerical models	0.1-0.2	0-0.1	Very dependent on quality of weather maps
	Hindcast, SMB method	0.15-0.2	?	Valid only for storm conditions in restricted sea basins
	Visual observations from ships	0.2	0.05	
Significant wave height NEARSHORE determined from offshore significant wave height accounting for shallow-water effects	Numerical models	0.1-0.2	0.1	COV can be much larger in some cases
	Manual calculations	0.15-0.35		
Mean wave period offshore on condition of fixed significant wave height	Accelerometer buoy	0.02-0.05	~0	
	Estimates from ampl. spectra	0.15	~0	
	Hindcast, numerical models	0.1-0.2	~0	
Duration of sea state with significant wave height exceeding a specific level	Direct measurements	0.02	~0	
	Hindcast numerical models	0.05-0.1	~0	
Spectral peak frequency offshore	Measurements	0.05-0.15	~0	
	Hindcast numerical models	0.1-0.2	~0	
Spectral peakedness offshore	Measurements and hindcast numerical models	0.4	~0	
Mean direction of wave propagation offshore	Pitch-roll buoy	5 degrees		
	Measurements η, u, v or p, u, v^1	10 degrees		
	Hindcast numerical models	15-30 degrees		
Astronomical tides	Prediction from constants	0.001-0.07	~0	
Storm surge	Numerical models	0.1-0.25	±0.1	

¹Two horizontal velocity components and water-level elevation or pressure

일반적으로 설계파는 심해에서의 값으로 주어지며, 이로부터 파랑변형 모델을 이용하여 방파제 위치에서의 설계파를 계산한다. 기존의 결정론적 설계에서는 파고, 주기, 파향에 대해서 각각 하나의 값이 사용되기 때문에 방파제 위치에서의 설계파를 쉽게 계산할 수 있었지만, 신뢰성 설계에서는 이들의 확률분포가 필요하기 때문에 문제가 복잡해진다. 본 표준서에서는 김승우 등(2009)이 제안한 방법을 소개한다. 심해파 제원은(예로서 수산청 1988) <표 3.6.2>처럼 재현기간에 따라 파고와 주기가 주어진다 이를 이용하면 심해파고의 극치분포함수의 모수들 그리고 50년 최대통계량의 변동계수 등을 구할 수 있다. 심해파고의 단위 년에 대한 극치분포함수는 다음 식 (3.6.2)로 주어지는 Gumbel 분포를 사용한다. Gumbel 분포를 사용하는 이유는 추정해야 할 모수가 적기 때문에 제한된 파고의 통계 자료를 이용하여 분포함수의 모수를 추정해야 하는 현 실정에 적합하기 때문이다. Weibull 분포를 사용하는 경우에는 심해에서 방파제 위치까지 형상모수(shape parameter)가 일정하다는 가정이 필요하다.

$$F(H_0) = \exp[-\exp(-\kappa_0(H_0 - \lambda_0))] \quad (3.6.2)$$

여기서 κ_0 는 심해파고 분포의 척도모수(scale parameter)이며 λ_0 는 위치모수(location parameter)이다.

<표 3.6.2> 재현기간에 따른 심해파고와 주기

Mukho (NE)	Return period (yrs)	10	20	30	50	70	100
	Wave height (m)	6.3	7.1	7.6	8.2	8.6	9.0
	Wave period (s)	10.0	11.0	12.0	13.0	13.0	14.0
$\kappa_0 = 0.865, \lambda_0 = 3.687, COV_{H_0} = 0.167$							

심해파고의 50년 최대통계량의 평균과 표준편차는 각각 다음과 같이 주어진다

$$\mu_{H_0} = \lambda_0 + (\ln 50 + \gamma) / \kappa_0 \quad (3.6.3)$$

$$\sigma_{H_0} = \pi / (\kappa_0 \sqrt{6}) \quad (3.6.4)$$

여기서 γ 는 오일러 상수(=0.5772)이다. 또한 심해파고의 50년 최대통계량의 변동계수는 다음과 같이 정의된다.

$$\sigma'_{H_0} = \sigma_{H_0} / \mu_{H_0} \quad (3.6.5)$$

이제 아래와 같이 몇 가지 가정을 사용하여 합리적인 파고분포의 모수를 추정할 수 있다. 극치분포함수의 통계적 특성은 그 분포함수의 모수로 나타낼 수 있다 우선 파고분포의 모수를 추정하기 위해 다음 식 (3.6.6)과 같이 방파제 위치에서의 파고 H_s 의 50년 최대통계량 변동계수가 심해파고의 50년 최대통계량 변동계수와 같다는 가정을 사용한다.

$$\sigma'_{H_s} = \sigma'_{H_0} \quad (3.6.6)$$

식 (3.6.6)의 가정이 가지는 의미는 심해파고가 천해로 전파하면서 변형될 때 파고의 평균값이 작아지면서 표준편차도 같이 작아져서 파고의 변동계수가 일정하게 유지된다는 것이다. 극치분포함수는 정규분포와는 달리 왜곡도가 존재하며 왼쪽 혹은 오른쪽으로 긴 꼬리를 가지고 있다. 따라서 변동계수만으로 그 분포를 대표할 수는 없지만 변동계수 자체가 분포함수의 모수로 표현되기 때문에 극치분포함수의 형태를 크게 손상시키지 않는다고 생각한다. 다시 말해서 방파제 위치에서의 극치분포함수의 왜곡도는 심해파의 극치분포함수의 왜곡도와 유사하다고 가정하는 것이다 따라서 파고의 50년 최대통계량의 표준편차와 평균은 각각 다음 식으로 나타낼 수 있다

$$\sigma_{H_s} = \sigma'_{H_s} \mu_{H_s} = \pi / (\kappa \sqrt{6}) \quad (3.6.7)$$

$$\mu_{H_s} = \lambda + (\ln 50 + \gamma) / \kappa \quad (3.6.8)$$

또한 결정론적 설계법에서 사용하는 재현기간 50년의 파고 H_s 는 Gumbel 분포에서 다음 식 (3.6.9)와 같이 방파제 위치 파고의 50년 최대통계량의 mode와 거의 같다. 즉, 파고의 50년 최대통계량의 mode의 재현기간은 사용년수 50년이다.

$$H_s \simeq \lambda + \ln 50 / \kappa \quad (3.6.9)$$

여기서 κ 와 λ 는 각각 방파제 위치에서 파고분포의 척도모수와 위치모수이다 위의 방법으로 계산한 각 항만별 Gumbel 분포의 모수가 <표 3.6.3>에 제시되어 있

다. 방파제 위치에서의 재현기간 50년의 설계파고는 대부분 해운항만청(1992)의 자료를 사용하였고 연안항인 부산남항, 나로도항, 화순항은 해운항만청(1992)에 설계파고가 제시되어 있지 않아서 해양수산부(2007)의 자료를 사용하였다. Gumbel 분포의 모수는 방파제 위치에서의 설계파고에 따라 달라짐을 유의할 필요가 있다.

<표 3.6.3> 재현기간 50년의 유의파고, 유의주기 및 Gumbel 분포의 모수

a. 무역항

Name	Wave height (m)	Wave period (s)	Parameter(Gumbel)		COV_{H_s}
			κ	λ	
Sokcho	6.5	14.0	1.311	3.515	0.141
Okgye	6.2	14.0	1.305	3.201	0.148
Mukho	6.1	14.0	1.164	2.740	0.167
Donghae	7.4	13.0	0.960	3.324	0.167
Samcheok	4.9	14.0	1.450	2.201	0.167
Pohang	5.6	10.0	1.244	2.456	0.170
Ulsan	3.2	10.3	2.356	1.540	0.158
Samchunpo	5.4	14.0	1.824	3.255	0.123
Jangseungpo	4.5	12.0	1.529	1.941	0.172
Okpo	3.5	7.5	1.966	1.510	0.172
Jeju	6.0	12.0	1.670	3.658	0.121
Seogwipo	8.8	12.0	1.129	5.335	0.122

b. 연안항

Name	Wave height (m)	Wave period (s)	Parameter(Gumbel)		COV_{H_s}
			κ	λ	
Jumunjin	4.7	14.0	1.734	2.443	0.147
Hupo	6.7	14.0	1.047	2.962	0.169
Guryongpo	6.1	13.0	1.142	2.675	0.170
South Busan	5.0	15.0	1.376	2.157	0.172
Narodo	4.0	10.0	2.303	2.302	0.131
Geomundo	4.7	11.0	1.960	2.704	0.131
Hanlim	4.5	11.0	1.967	2.512	0.136
Hwasun	9.4	15.0	1.276	6.335	0.102

3. 유의파 주기

Burcharth(1992)는 외해에서 하나의 값으로 주어진 유의파고에 대한 평균주기의 불확실성을 관측기기와 계산 방법에 따라 표 6.1과 같이 제시하였다. 한편 Suh et al.(2010)은 우리나라 연안에서의 관측 및 후측 자료, 일본의 장기간 실측자료인 NOWPHAS (Nationwide Ocean Wave information network for Ports and HARbourS) 자료 등을

분석하여 설계파에 근접하는 고파랑에 대해서 Goda(2003)가 제시한 식

$$T_s = 3.3H_s^{0.63} \quad (3.6.10)$$

또는 Shore Protection Manual(1977)의 식

$$T_s = 3.85H_s^{0.5} \quad (3.6.11)$$

또는 이들의 평균을 유의파고유의파주기 관계에 사용할 수 있음을 보인 바 있다 이 식을 사용하면 주어진 유의파고에 대한 유의파주기를 계산할 수 있다

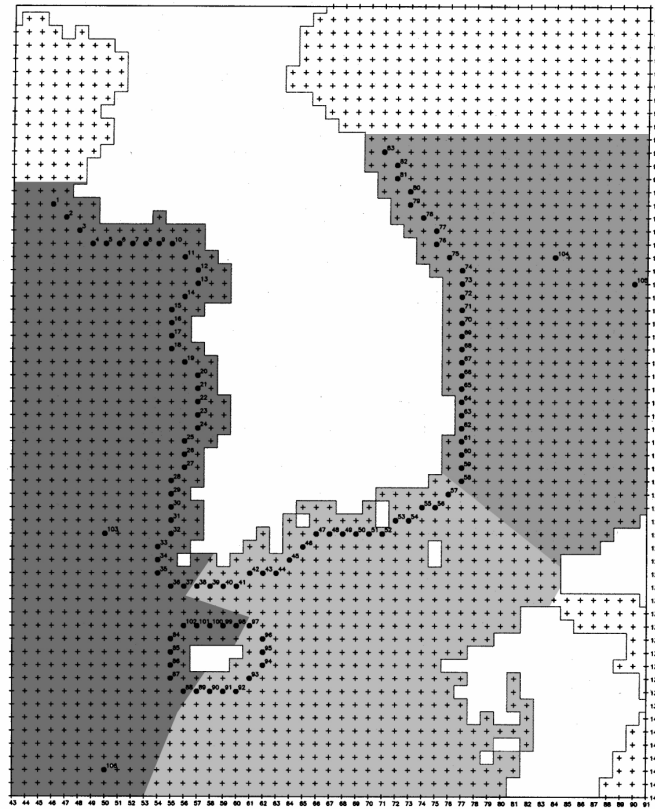
또한 Suh et al.(2010)은 한국해양연구원(2005)에 제시된 한반도 주변의 106개 연안 격자점에서의 후측 자료를 분석하여 우리나라 연안의 해역별 유의파고별로 유의파 주기의 불확실성을 <표 3.6.4>와 같이 제시하였다. <그림 3.6.1>은 연안 격자점의 번호와 파랑 특성에 따라 구분된 해역을 나타낸다. <표 3.6.4>에서 보듯이, 동해와 남해에서 파고가 아주 큰 경우에는 변동계수가 작지만 나머지 값들은 Burcharth(1992)가 제안한 값(즉 0.1 ~ 0.2)과 비슷하다.

4. 파형경사

경사제 피복재의 종류에 따라 피복재 중량 산정 공식에 파형경사가 설계 변수로 포함되는 경우가 있다. van der Meer(1988a)는 H_s/L_z 의 평균을 0.04, 표준편차를 0.01로 제시하였으며 따라서 변동계수는 0.25가 된다. 여기서 H_s 는 구조물 위치에서의 유의파고이며, $L_z (= gT_z^2/2\pi)$ 는 평균주기, T_z 에 해당하는 심해파장이다.

<표 3.6.4> 한국 연안의 해역별 유의파고별 유의파 주기의 변동계수

동해		서해	남해		
$H_s = 0 \sim 10$ m	$H_s = 10 \sim 15$ m	$H_s = 0 \sim 15$ m	$H_s = 0 \sim 6$ m	$H_s = 6 \sim 11$ m	$H_s = 11 \sim 15$ m
0.13	0.06	0.10	0.21	0.12	0.05



<그림 3.6.1> 한반도 주변 연안 격자점의 위치 및 파랑 특성에 따른 해역의 구분

5. 주파향

Burcharth(1992)는 외해에서의 주파향(평균파향)의 불확실성을 관측기기와 계산 방법에 따라 <표 3.6.1>과 같이 제시하였다. 한편 서경덕 등(2008)은 <그림 3.6.1>에 표시된 한반도 주변의 106개 연안 격자점에서의 후측 자료를 분석하여 심해 주파향의 평균과 표준편차를 <표 3.6.5>와 같이 제시하였다. 이 표에서 파향은 진북을 0° 로 하여 시계방향으로 잰 값이다. 또한 자료 전체를 사용했을 경우, 발생빈도가 가장 높은 파향을 중심으로 $\pm 45^\circ$ 이내의 자료를 사용했을 경우, 그리고 자료 중 파고가 가장 큰 파랑의 주파향으로부터 $\pm 45^\circ$ 이내의 자료를 사용했을 경우에 대하여 파향의 분포를 정규분포로 가정하여 평균과 표준편차를 계산하였다

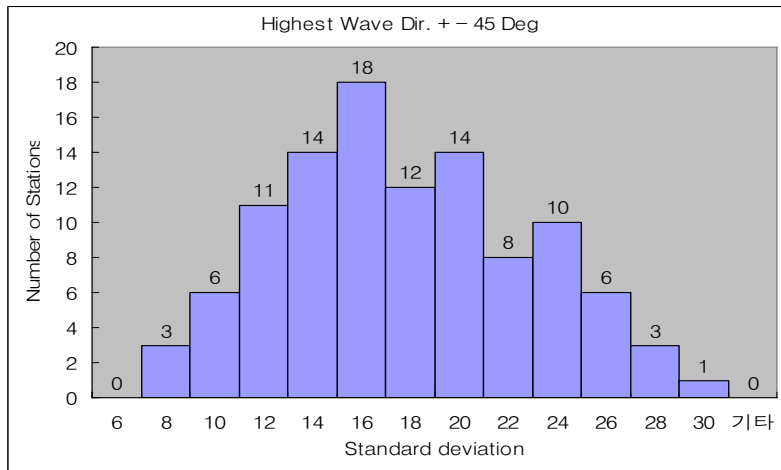
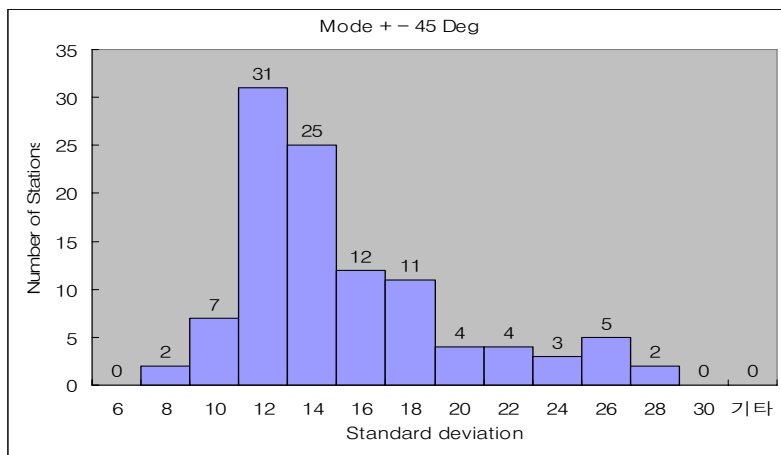
<표 3.6.5> 한반도 주변 연안 격자점에서의 주파향의 평균과 표준편차

Station No.	All Directions		Mode $\pm 45^\circ$		Highest Wave Dir. $\pm 45^\circ$	
	Mean	S. D.	Mean	S. D.	Mean	S. D.
1	306.79	55.01	333.92	13.94	196.33	17.64
2	277.9	53.72	310.59	10.68	197.23	17.16
3	265.64	57.88	306.93	11.1	197.02	16.82
4	266.27	56.23	305.96	10.16	196.92	17.8
5	217.44	40.93	195.67	17.64	171.86	15.07
6	207.68	30.62	194.68	16.82	185.82	11.25
7	207.48	26.59	199.49	17.01	188.4	10.65
8	208.69	22.7	201.95	14.09	201	13.14
9	213.67	21.6	207.3	15.31	205.87	14.17
10	219.85	18.97	220.3	18.59	216.18	15.34
11	230.73	19.2	223.87	12.88	224.33	13.33
12	247.74	21.18	247.74	21.18	235.7	14.2
13	268.25	25.58	278.4	17.38	241.96	15.18
14	280.86	31.66	294.17	14.69	237.28	18.71
15	279.79	37.21	298.72	13.48	220.66	22.49
16	287.63	33.87	300.98	12.15	211.68	15.18
17	289.9	33.28	302.87	9.91	214.97	17.7
18	294.08	31.87	305.17	10.2	207.47	9.35
19	291.46	26.5	298.89	11.58	226.55	16.1
20	286.67	22.35	292.64	10.84	232.07	18.19
21	290.27	21.78	295.56	11.24	228.27	14.55
22	292.04	20.08	296.28	10.58	295.9	10.6
23	295.77	20.93	300.57	8.91	300.18	9.86
24	297.95	18.16	301.5	8.58	301.37	8.92
25	302.22	22.42	306.65	10.6	306.65	10.6
26	302.98	25.89	306.85	10.86	306.85	10.86
27	304.64	24.5	307.65	11.13	307.65	11.13
28	309.28	28.75	313.76	12.02	313.76	12.02
29	309.84	27.57	313.82	11.54	313.82	11.54
30	310.07	24.83	314.5	12.17	314.5	12.17
31	312.41	24.12	316.15	12.57	316.15	12.57
32	312.88	21.94	315.42	11.93	315.42	11.93
33	313.67	31.93	320.21	11.2	180.59	14.33
34	310.3	35.54	319.23	10.65	182.17	15.67
35	303.6	45.13	318.22	11.92	170.76	13.73
36	295.02	58.49	310.69	11.25	175.49	15.77
37	223.83	80.02	173.95	18.34	173.95	18.34
38	144.76	83	171.28	26.14	186.75	13.33
39	149.2	45.19	133.27	17.81	171.63	18.55
40	133.4	22	133.01	14.63	138.6	18.09
41	134.42	21.46	134.08	11.77	131.57	16.67
42	153.85	13.47	153.85	13.47	153.85	13.47
43	153.47	16.1	155.53	13.03	155.53	13.03
44	158.38	17.24	156.81	15.96	158.38	17.24
45	160.91	12.9	160.91	12.9	160.91	12.9
46	161.66	14.12	157.92	10.92	161.66	14.12
47	160.47	22.29	157.47	20.35	157.47	20.35
48	159.91	15.95	159.91	15.95	159.91	15.95
49	164.67	11.14	164.67	11.14	164.67	11.14
50	170.76	13.89	170.76	13.89	170.76	13.89
51	171.64	12.01	171.64	12.01	171.64	12.01
52	162.05	36.88	88.86	12.91	176.69	14.67
53	134.28	44.22	88.52	10.59	170.88	7.6

<표 3.6.5> 계속

Station No.	All Directions		Mode $\pm 45^\circ$		Highest Wave Dir. $\pm 45^\circ$	
	Mean	S. D.	Mean	S. D.	Mean	S. D.
54	150.68	45.79	180.7	7.63	180.7	7.63
55	148.01	39.14	109.98	19.69	178.43	13.01
56	127.64	72.55	43.79	20.65	196.16	28.8
57	105.54	67.39	186.14	22.12	186.14	22.12
58	94.39	60.66	54.01	14.58	188.22	24.71
59	99.02	61.39	54.32	13.21	185.72	20.59
60	91.63	57.07	54.35	13.48	173.8	18.41
61	84.96	50.53	58.2	13.12	174.58	16.89
62	72.03	47.76	51.26	11.97	176.09	15.26
63	70.78	46.24	51.32	13.53	172.48	16.05
64	65.22	41.73	49.76	13.68	166.56	18.79
65	70.64	46.31	50.21	13.43	171.47	13.32
66	66.82	44.35	50.2	15.6	178.52	9.65
67	63.58	40.3	49.03	14.45	133.08	20.75
68	62.44	38.17	49.78	14.44	151.42	26.34
69	61.22	40.81	47.25	16.56	153.2	26.17
70	59.77	42.53	44.13	15.36	158.77	25.62
71	57.86	43.25	43.69	16.71	153.14	24.14
72	57.22	44.66	41.03	16.49	144.48	24.48
73	56.92	43.91	40.25	16.03	156.85	23.08
74	56.64	47.74	38.4	16.15	162.08	22.96
75	66.22	50	40.89	13.96	153.45	20.24
76	54.92	27.74	47.59	13.33	114.39	23.23
77	57.28	32.36	47.05	12.8	121.77	16.56
78	54.51	24.48	47.17	11.79	110.19	19.16
79	57.06	21.32	51.64	11.83	104.31	18.12
80	59.47	25.04	51.29	9.62	113.45	23.85
81	60.2	22.92	54.03	11.28	54.03	11.28
82	62.6	25.52	54.55	11.76	101.65	22.35
83	65.39	22.47	60.87	14.11	60.87	14.11
84	315.71	62.53	314.56	10.88	178.05	14.93
85	304.52	49.68	316.81	10.11	170.41	21.87
86	296.89	57.18	317.47	11.03	157.66	14.53
87	310.46	75.34	319.17	12.65	149.24	19.94
88	310.38	97.34	309.86	8.29	108.94	18.8
89	174.6	74.65	151.33	23.43	119.72	18.64
90	136.73	37.1	127.76	24.19	127.76	24.19
91	139.57	42.91	130.86	24.71	130.86	24.71
92	144.59	40.78	135.35	24.91	133.03	23.92
93	145.69	39.77	155.76	25.03	153.42	26.52
94	152.72	34.03	130.48	23.04	165.59	20.03
95	148.39	33.51	133.44	26.86	160.72	23.1
96	145.74	35.82	93.27	17.51	158.77	23.84
97	138.05	31.6	150.4	20.52	142.47	21.46
98	108.33	23.46	72.34	12.81	112.51	18.81
99	163.18	78.92	110.44	10.09	110.44	10.09
100	331.9	60.73	304.25	8.43	102.22	15.12
101	317.92	46.74	307.06	7.35	95.72	9.54
102	304.71	59.04	309.74	8.54	177.37	19.88
103	322.77	39.91	329.15	11.43	174.22	17.21
104	340.81	59.73	318	18.59	191.19	7.18
105	326.24	52.18	326.84	24.2	205.56	9.06
106	350.75	61.86	329.57	12.4	135.9	21.4

<표 3.6.5>에서 발생빈도가 가장 높은 파향을 중심으로 $\pm 45^\circ$ 이내의 자료를 사용했을 경우와 파고가 가장 큰 파랑의 주파향으로부터 $\pm 45^\circ$ 이내의 자료를 사용했을 경우에 대한 표준편차의 막대그래프가 <그림 3.6.2>에 제시되어 있다. 빈도가 가장 높은 파향을 중심으로 했을 때의 표준편차는 대부분 10~20° 사이에 분포하는 반면, 파고가 가장 큰 파랑의 주파향을 중심으로 했을 때의 표준편차는 훨씬 더 넓은 범위의 값을 보인다. 또한 <표 3.6.5>를 자세히 검토해 보면 서해와 남해, 그리고 제주도의 서쪽과 북쪽에서는 비교적 표준편차가 작은 반면 동해 및 제주도의 남쪽과 동쪽에서는 비교적 큰 표준편차를 보인다.



<그림 3.6.2> 한반도 주변 전 연안 격자점에서의 주파향의 표준편차의 막대그래프

6. 방향분산계수

파랑의 방향 스펙트럼은

$$S(f, \theta) = S(f)G(\theta|f) \quad (3.6.12)$$

로 표시된다. 여기서 f 와 θ 는 각각 파의 주파수 및 각도, $S(f)$ 는 주파수 스펙트럼이며, $G(\theta|f)$ 는 방향분산함수이다. Mitsuyasu 등(1975)은 다음과 같은 방향분산함수를 제시하였다.

$$G(\theta|f) = G_0 \cos^{2s} \left(\frac{\theta}{2} \right) \quad (3.6.13)$$

이 식에서 G_0 는 상수로서

$$G_0 = \frac{1}{\pi} 2^{2s-1} \frac{\Gamma^2(s+1)}{\Gamma(2s+1)} \quad (3.6.14)$$

로 주어지며 Γ 는 gamma 함수이다. 방향분산계수 s 는 첨두치 s_{\max} 와 다음과 같은 관계를 갖는다.

$$s = \begin{cases} (f/f_p)^5 s_{\max} & f \leq f_p \\ (f/f_p)^{-2.5} s_{\max} & f > f_p \end{cases} \quad (3.6.15)$$

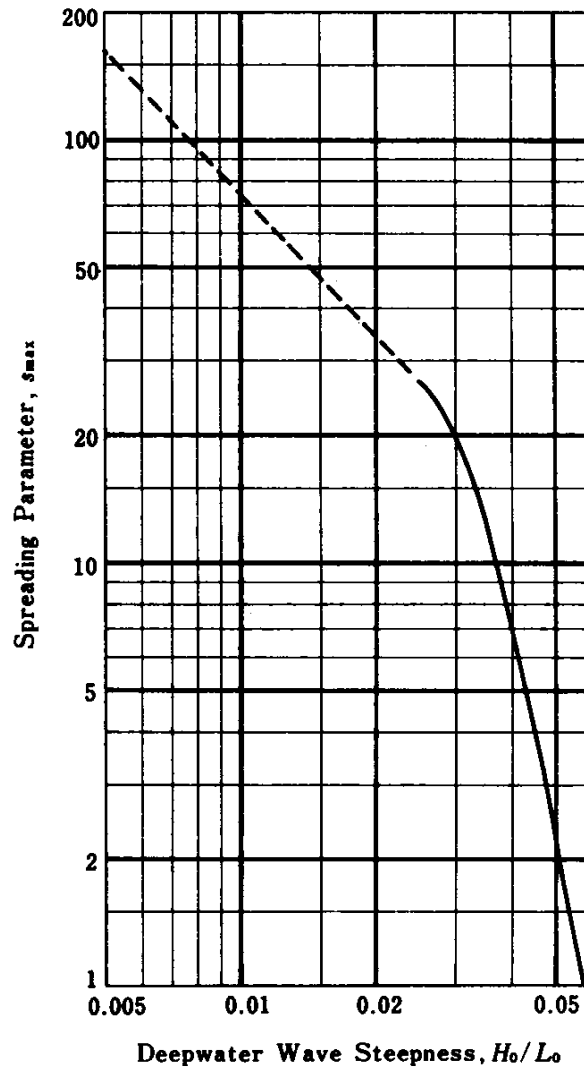
여기서 f_p 는 첨두 주파수이다. 따라서 s_{\max} 가 결정되면 모든 주파수에 대한 방향분산함수를 구할 수 있다.

Goda와 Suzuki(1975)는 s_{\max} 의 평균값을 심해 파형경사의 함수로 <그림 3.6.3>과 같이 제안하였으며, 또한 다음과 같은 s_{\max} 값을 사용할 것을 제안하였다.

$$s_{\max} = \begin{cases} 10 & \text{wind waves} \\ 25 & \text{swell with short decay distance} \\ 75 & \text{swell with long decay distance} \end{cases} \quad (3.6.16)$$

한편, Suh et al.(2010)은 심해 파형경사가 0.025에서 0.04 사이의 값을 갖는 유의파고 3 m 이상의 파랑에 대해서 s_{max} 의 확률분포를 다음과 같은 lognormal 분포로 제안하였다.

$$f(s_{max}) = \frac{1}{0.61 \sqrt{2\pi} s_{max}} \exp\left\{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(s_{max}) - 3.13}{0.61}\right]^2\right\} \quad (3.6.17)$$



<그림 3.6.3> 첨두방향분산계수와 심해 파형경사 사이의 관계

7. 폭풍 지속시간

Burcharth(1992)는 유의파고가 일정 수준을 초과하는 폭풍 지속시간에 대하여 직접 관측하는 경우와 수치모형을 이용하여 후측하는 경우의 변동계수를 <표 3.6.1>과 같이 제시하였다. 파의 개수는 폭풍 지속시간과 선형적인 비례 관계에 있으므로 파의 개수에 대한 변동계수도 같은 값을 사용하면 될 것이다. 한편 van der Meer(1988a)는 파의 개수의 평균을 3,000, 표준편차를 1,500으로 제안하였으며, 따라서 변동계수는 0.5이다. 이 값은 <표 3.6.1>의 폭풍 지속시간에 대한 변동계수와 큰 차이를 보인다. 그러나 <표 3.6.1>의 값은 어떤 하나의 폭풍을 관측 또는 후측 했을 때의 지속시간의 변동성을 나타내는 반면, van der Meer의 값은 임의의 여러 개의 폭풍의 지속시간의 통계적 변동을 나타내고 있음을 유의해야 한다. 일반적으로 해안구조물 신뢰성 설계에 필요한 값은 후자이다.

8. 경험계수

대부분의 경험식들은 실험으로부터 얻은 산포된 점들을 곡선맞춤하여 매끄러운 곡선으로 표시한 공식들이다. 따라서 이러한 경험식들은 불확실성을 내포하고 있다. 경험식을 기초로 설계할 때는 그 식의 유효 구간과 변동계수를 항상 고려해야 한다. 경사제에 널리 사용되는 각종 피복재 설계 방정식의 경험계수의 평균과 표준편차가 <표 3.6.6>에 제시되어 있다. 이 표에서 A 는 경험계수, D_{n50} 은 사석 중량 분포의 중앙값에 해당하는 공칭직경(피복재를 정육면체로 가정했을 때 한 변의 길이), D_n 은 피복 블록의 공칭직경, $\Delta(= \rho_s/\rho - 1)$ 는 피복재의 수중에서의 비중, ρ_s 는 피복재의 비중, ρ 는 물의 비중, K_D 는 Hudson 공식의 안정계수, α 는 사면의 경사각, P 는 경사면의 침투계수, $s_{0m}(= H_s/L_z)$ 은 파형경사, N 은 파의 개수, S 는 경사면 프로파일의 침식면적을 D_{n50}^2 으로 나눈 피해도, N_0 는 폭 D_n 의 경사면에서 이탈된 블록의 개수로 정의되는 상대피해이다. r 은 Dolosse의 허리비(waist ratio), φ 는 다짐밀도(packing density)이다. 한편 EurOtop Manual(2007)은 경사제에 대한 파의 치오름 공식의 변동계수를 0.07로 제안하였다.

<표 3.6.6> 피복재 설계 방정식의 경험계수의 평균과 표준편차

Armor	Authors	Design equation	Mean	S.D.
Rocks	Hudson(1959)	$D_{n50} = \frac{H_s}{A\Delta(K_D \cot\alpha)^{1/3}}$	1.0	0.18
	van der Meer(1987)	$D_{n50} = \frac{H_s s_{0m}^{-0.25} N^{0.1}}{AS^{0.2} P^{0.18} \Delta(\cot\alpha)^{0.5}}$ (plunging waves)	6.2	0.4
		$D_{n50} = \frac{H_s s_{0m}^{0.5P} N^{0.1}}{AS^{0.2} P^{-0.13} \Delta(\cot\alpha)^{0.5-P}}$ (surging waves)	1.0	0.08
Tetrapods	van der Meer(1988b)	$D_n = \frac{H_s s_{0m}^{0.2}}{A\Delta\left(3.75\frac{N_0^{0.5}}{N^{0.25}} + 0.85\right)}$	1.0	0.10
Dolosse	Burcharth and Liu (1992)	$D_n = \frac{H_s N^{0.1}}{A\Delta(17-26r)\varphi^{2/3} N_0^{1/3}}$	1.0	0.22
Cubes	van der Meer(1988b)	$D_n = \frac{H_s s_{0m}^{0.1}}{A\Delta\left(6.7\frac{N_0^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0\right)}$	1.0	0.10

9. 피복재의 크기 및 비중

피복재의 재질에 따른 크기 및 수중 비중의 평균 표준편차, 변동계수를 <표 3.6.7>에 제시하였다.

<표 3.6.7> 피복재의 크기 및 수중 비중의 평균 표준편차 및 변동계수

Material	Author	D_{n50} or D_n			Δ			
		Mean	S.D.	COV	Mean	S.D.	COV	종류
Rock	van der Meer(1988a)	various	various	0.03	1.6	0.05	0.03	-
	Burcharth(1991)	various	various	0.01	1.4	0.03	0.02	-
		various	various	0.05	1.6	0.06	0.04	-
	항만 및 어항공사 전문시방서(2005)	various	-	-	1.52	-	-	화강암류
					1.33	-	-	안산암류
Concrete	항만 및 어항공사 전문시방서(2005)	various	-	-	1.52	-	-	현무암류
					1.43	-	-	사암류
					1.233	-	-	무근 콘크리트

10. 제체 사면의 경사각과 침투계수

경사제 사면의 경사각과 침투계수의 평균, 표준편차, 변동계수를 <표 3.6.8>에 제시하였다.

<표 3.6.8> 경사각과 침투계수의 평균, 표준편차 및 변동계수

Parameter	Author	Mean	S.D.	COV
cot α	van der Meer(1988a)	3.0	0.15	0.05
	Burcharth(1991)	1.5	0.1	0.067
		2.0	0.1	0.05
		3.0	0.1	0.033
P	van der Meer(1988a), Burcharth(1991)	0.5	0.05	0.10
	Burcharth(1991)	0.3	0.05	0.167

11. 수평파력과 양력

Van der Meer et al.(1994)은 Goda(1974) 공식으로 산정되는 수평파력과 양력의 불확실성을 산정하기 위해 최대 개별파 $H_{1/250}$ 에 대한 파력을 분석하여 불확실성 정도를 계산하였다. 이를 바탕으로 Oumeraci et al.(2001)은 관측된 파력과 Goda 공식으로 계산된 파력의 비에 대한 평균과 표준편차를 <표 3.6.9>와 같이 제시하였다. Goda 공식으로 산정한 수평 파력과 양력은 실험값의 평균보다 각각 11%, 30% 정도 과대 산정되는 것을 확인할 수 있다. 파력 산정 시 대부분의 경우 실험값을 사용하기 보다는 Goda 공식을 주로 사용하기 때문에 Goda 공식으로 산정된 파력에 일정한 편의(bias)를 고려하여 설계값으로 사용해야 한다. 또한 실험값은 Goda 공식으로 산정한 파력과 다르게 일정한 표준편차를 가지고 있다. 따라서 Goda 공식으로 산정된 파력에 편의와 표준편차를 고려하여 신뢰성 설계를 수행한다.

신뢰성 설계에서 사용하는 파력 F_D 는 Goda 공식으로 산정한 파력 F_G 에 계수 r_{X_i} 을 고려하여 다음과 같이 표현한다.

$$F_D = r_{X_i} \cdot F_G \quad (3.6.18)$$

여기서 r_{x_i} 는 실험값을 Goda 공식으로 산정된 파력으로 나눈 것을 의미하며 확률분포형은 정규분포를 따른다고 가정한다. Takayama and Ikeda(1992)는 van der Meer et al.(1994)과 유사하게 전형적인 혼성제 76개 단면에 대해 분석하여 r_{F_P} 의 평균과 표준편차로 각각 0.91과 0.19를 산정하였다. 이는 Oumeraci et al.이 <표 3.6.9>에서 제안한 파력의 통계적 특성과 거의 일치한다.

한편, <표 3.6.10>은 JPHA(2007)에서 제안하는 케이슨 방파제의 여러 형식 중 혼성제 및 직립제에 대한 Goda 공식의 불확실성의 통계적 특성치이다 <표 3.6.9>와 다르게 수평파력과 양력의 모멘트의 불확실성은 제시하지 않았다 만약 파력 산정 시 수리실험을 수행한 경우에는 <표 3.6.9>~<표3.6.10> 대신에 <표 3.6.11>을 사용하여 파력의 불확실성을 고려한다.

<표 3.6.9> Goda 파력 산정식의 불확실성 (Oumeraci et al., 2001)

Forces	Ratio measured/calculated	Average	Standard deviation
Horizontal force F_P	r_{F_P}	0.90	0.20
Vertical force F_U	r_{F_U}	0.77	0.20
Horizontal moment M_P	r_{M_P}	0.81	0.37
Vertical moment M_U	r_{M_U}	0.72	0.34

<표 3.6.10> Goda 파력 산정식의 불확실성 (JPHA, 2007)

Forces	Bottom slope	Ratio measured/calculated	Average	Standard deviation
F_P, F_U	mild	r_{F_P}, r_{F_U}	0.740	0.177
	steep	r_{F_P}, r_{F_U}	0.825	0.207

<표 3.6.11> Goda 파력 산정식의 불확실성 (Burcharth and Sorenson, 1998)

Forces	Ratio measured/calculated	Average	Standard deviation
Horizontal force F_P	r_{F_P}	0.90	0.05
Vertical force F_U	r_{F_U}	0.77	0.05
Horizontal moment M_P	r_{M_P}	0.81	0.10
Vertical moment M_U	r_{M_U}	0.72	0.10

12. 조위

조위는 해역별로 변동성이 다르기 때문에 JPHA(2007)는 조위의 통계적 특성을 나타내기 위하여 고극조위(H.H.W.L.)를 삭망평균만조위(H.W.L.)로 나눈 r_{WL} 을 사용하고 있다.

$$r_{WL} = \frac{H.H.W.L.}{H.W.L.} \quad (3.6.19)$$

고극조위가 삭망평균만조위와 비슷한 지역($r_{WL} = 1.0$)에서는 변동계수로 0.2를 사용하였고 고극조위가 삭망평균만조위보다 2배 이상 큰 지역($r_{WL} = 2.0 - 2.5$)에서는 변동계수로 0.4를 사용하였다. 국내에서 r_{WL} 의 변화를 살펴보면 동해안은 2.0에서 2.5 사이에 존재하며 남해안과 서해안은 1.0에서 1.5 사이에 분포한다. 조위의 변동계수는 <표 3.6.12>와 같이 JPHA와 동일한 통계적 특성치를 사용할 수 있을 것이다 여기서 X_C 는 특성치로서 결정론적 설계방법에서 사용하는 설계조위의 값이다

<표 3.6.12> 조위의 통계적 특성치

조위	r_{WL}	μ_X / X_C	COV	Distribution
WL	1.5	1.00	0.20	Normal
	2.0~2.5	1.00	0.40	

13. 마찰계수

콘크리트 케이슨과 사석 마운드 사이의 마찰계수는 정규분포를 따르며 특성치는 해양수산부(2005)에서 제안하는 0.6을 사용하고 편의와 변동계수는 Takayama and Ikeda(1992)가 제안한 1.06 및 0.15이다(<표 3.6.13> 참조). 또한 콘크리트와 콘크리트 사이의 마찰계수의 평균은 0.75를 사용하고 나머지 통계적 특성은 특성치가 0.6인 경우와 동일하다.

<표 3.6.13> 마찰계수의 통계적 특성치

마찰계수	X_C	μ_X/X_C	COV	Distribution
f	0.6	1.06	0.15	Normal
	0.75	1.06	0.15	

14. 케이슨 중량

JPHA(2007)는 케이슨 중량을 계산하기 위해 철근콘크리트, 무근 콘크리트, 속채움 모래 등 여러 가지 확률변수를 사용하고 있다(<표 3.6.14> 참조). 그러나 케이슨 중량과 관련된 각 확률변수의 편의는 거의 없고 변동계수 또한 0.04 이하로 매우 작다. 따라서 본 표준서에서는 JPHA에서 제안한 케이슨 중량과 관련된 여러 변수를 통합하여 하나의 방파제 중량의 확률변수로 <표 3.6.15>에 표시하였다. 본 표준서에서 사용한 케이슨 중량의 편의와 변동계수는 1.01 및 0.02이다.

<표 3.6.14> 케이슨 중량의 통계적 특성치(JPHA, 2007)

케이슨 중량	X_C	μ_X/X_C	COV	Distribution
W_{RC} (reinforced conc.)	various	0.98	0.02	Normal
W_{NC} (plain conc.)	various	1.02	0.02	
W_{SAND} (filling sand)	various	1.02	0.04	

<표 3.6.15> 케이슨 중량의 통계적 특성치

케이슨 중량	X_C	μ_X/X_C	COV	Distribution
W_a	various	1.01	0.02	Normal

15. 지반정수의 설계변수

가. 지반정수의 불확실성

지반공학에서는 흙의 성질을 균질한 층으로 모델화 하는 것이 일반적이다 결정론적 개념으로 지층을 접근하면 층의 심도와 성질은 편차가 없는 단일 값으로 대표되는데 이는 흙이 수평 및 연직방향에서 공간적 변동성 없이 국부적으로 균질함을 의미한다. 그러나 지층은 흙의 퇴적이력(stress history)에 따라 성질이 크게 변화한다. 일반적으로 확률론적 개념에서 흙의 성질은 위치에 따라 변하는 확률 변수로 취급된다

토질 불확실성의 주원인은 고유의 변동성(Inherent variability), 측정오차(Measurement error) 및 변환 불확실성(Transformation uncertainty) 등으로 구분할 수가 있다. 첫째, 고유변동성은 흙의 자연적, 지질학적 생성과정에서 발생된다. 즉, 지반이 서로 다른 재료로 구성되어 있기 때문에 발생한다 둘째, 측정오차는 장비, 시험절차 및 시험종류 및 방법 등의 영향으로 발생한다. 또한, 측정오차에는 제한된 데이터 정보로 발생하는 오차와 통계학적 불확실성이 포함된다 이러한 불확실성은 더 많은 데이터를 획득함으로써 최소화할 수 있다. 셋째, 변환 불확실성은 현장이나 실내시험 결과가 경험이나 상관모델을 적용하여 흙의 설계특성으로 변환될 때 발생된다

(1) 불확실성의 종류

지반데이터와 관련된 불확실성에는 많은 요인들이 있지만 대표적인 불확실성 요소를 두 개만 들면 우연(Aleatory)적 불확실성과 인지(Epistemic)적 불확실성으로 구분할 수 있다.

(가) 우연적 불확실성(Aleatory uncertainty)

우연에 의한 불확실성은 물리적인 불확실성이다 물리적(physical)인 불확실성은 고유의(intrinsic) 불확실성으로 지반내의 위치마다 흙의 강도가 변화하는 것과 같은 자연적인 불확실성을 의미한다. 이와 같은 물리적 불확실성, 즉 자연적인 불확실성은 감소시킬 수 없는 불확실성의 한 종류이다

(나) 인지적 불확실성(Epistemic uncertainty)

인지적 불확실성은 통계적 불확실성, 모델 불확실성, 그리고 측정 불확실성으로 이들은 제한되고 불충분하거나 부정확한 지식과 관련된 불확실성의 한 종류로 분류된다.

- ① 인지적 불확실성은 보다 많은 데이터의 수집 적용모델의 개선 보다 정확한 측정방법의 적용을 통해 감소시킬 수 있다.
- ② 통계적 불확실성은 제한되고 한정된 정보로 인해 발생하는 불확실성이다 즉, 제한된 수의 시료에서 측정된 흠의 강도에서 발생하는 불확실성을 의미한다.
- ③ 모델 불확실성은 말뚝의 저항치와 기초지반의 지지력 등을 예측하는데 사용된 모델의 결함이나 이상화 그리고 불확실성을 나타내기 위해 적용된 확률분포 등에 의해 기인한다. 모델 불확실성에 대한 간단한 예를 들면 다음과 같다.
 - ㉠ 비교적 간단한 α 법을 이용하여 비배수전단강도로부터 말뚝의 지지력을 예측할 때 발생하는 불확실성이다
 - ㉡ 비배수 전단강도를 구하기 위해 CPT시험에서 얻은 콘 저항 데이터를 변환시키는 과정에서 발생하는 불확실성이다
 - ㉢ 데이터의 양이 정확한 확률분포를 결정하기에 부족한 경우 즉, 데이터에 맞은 올바른 확률 분포타입이 없는 경우 또는 계산의 단순화를 위해 잘못된 분포형태가 사용되는 경우에 발생한다
 - ㉣ 모델 불확실성은 적용되는 경우마다 달라지는데 적절한 민감도 해석을 통해 검증 할 수 있다.
 - ㉤ 콘시험에서 얻은 데이터를 이용하여 비배수전단강도를 구하는 것은 해석에 사용된 모델과 측정의 불확실성을 포함한다
- ④ 측정시의 불확실성(Measurement uncertainty)은 장비의 결함이나 시료의 교란으로 발생하는데 측정오차는 측정시의 편차와 관련된 시스템적인 오차와 측정의 정확도와 관련된 확률오차를 포함하고 있다

- ㉔ 측정오차는 편차(bias)와 확률오차를 포함한다. 즉, 흠의 강도 결정을 위한 실내시험에서 연속적인 시험을 위해 채취된 시료의 교란과 관련된 불확실성이다.
- ㉕ 시료의 교란이 발생하면, 실내시험에서는 실제강도보다도 작은 강도가 측정되는 경향이 있다. 즉, 시료의 오차는 부편차(negative bias)의 시스템오차를 발생시킨다. 게다가 시료의 교란정도가 시료마다 다른 경우 측정된 강도에서도 확률오차가 발생한다
- ⑤ 만약, 데이터의 수가 부족하여 측정된 데이터의 통계처리과정에서 데이터를 생성하여 사용하는 경우, 적용된 모델과 측정시의 불확실성 요소가 결합되어 반영이 될 수 있다. 즉, 콘 관입시험에서 비배수 전단강도 추정시 적용된 모델과 측정시의 불확실성이 반영될 수 있는 한 예이다

(2) 해석모델의 불확실성

해석모델의 대표적인 불확실성 요소에는 지반의 비선형 거동 지반의 공간적 변동성, 실험과정에서 발생하는 분산 오차, 기본물성치를 이용한 파라메타 추정시 발생하는 오차, 단순화시켜 사용된 모델 오차등 여러 가지 요소가 있다. 지반구조물 설계시 파괴확률은 선택된 입력함수에 민감한 영향을 받는다. 따라서 신뢰성 해석을 위한 확률분포 결정시 그 파라메타가 가지는 특성을 고려하여 최적의 값으로 결정해야 한다.

(3) 토질특성의 불확실성

지반구조물 설계시 지반공학자들이 직면하는 주요한 당면과제중 하나는 확률론적 해석이든 결정론적인 해석이든 간에 흠과 암석에 관한 설계 정수를 구하는 것이다.

(가) 자료 분산(Data Scatter)

현장조사 및 시험에서 측정된 데이터는 분산(scatter)을 보이는데 이러한 분산은 공간적인 변화(real spatial variation)와 측정절차에 의한 확률오차(random error)를 반영한 것이다. 특히, 현장 전체의 변동성을 나타낸다. 자료의 분산은 다음의 두가지 요소로 나타낼 수 있다.

- ① Real spatial variation : 각 위치별로 토질특성의 차이를 나타낸 것으로 충분한 자료가 주어지면 변동성을 감소시킬 수 있다. 그래서 토질특성의 평균값을 사용하거나 통계학적인 파라메타를 사용한다.
- ② Random testing error : 임의적으로 선정된 시험이 가지는 변동성을 나타낸 것으로 측정의 부정확성에 기인한다. 시험결과는 실제 값보다 크거나 작을 수도 있으며 그 오차의 크기는 동일한 시편에 대한 반복시험으로 평가할 수 있다.

(나) 시스템 오차(Systematic error)

예측치와 실측치 간의 차이로 인한 오차로 추세선(trend line)의 위치에 대한 불확실성을 시스템 오차라 한다.

- ① Statistical error in the trend : 여러 가지 이유로 조사 위치에서 측정 데이터의 수는 제한되어 있다. 통계적 오차는 이러한 한정된 데이터의 수에 기인한다. 측정값은 실제보다 크거나 작을 수 있으며 위치에 따라 평균, 표준편차 및 기타 파라메타들이 다르게 나타난다. 통계학적 오차는 그 크기나 방향은 모르지만, 오차의 범위는 계산 가능하며 통계학적 오차는 추정된 파라메타 대한 분산으로 나타낸다. 동일한 위치에서 측정된 데이터의 수가 많아질수록 통계적 오차는 감소한다.
- ② Bias in measurement procedures : 시험방법이나 시험 결과의 해석법이 부적당한 경우에 발생한다.

(4) 암반의 불확실성

암반은 토목공학에서 사용되는 다른 재료들과는 큰 차이를 보이는 특성을 가지고 있다. 즉, 암반은 자연상태에서 형성된 물질로 인공적으로 형성된 다른 재료들과는 달리 불균질한 동시에 암반내의 분리면에 의해 비연속성을 보이고 있다 이러한 암반의 특성에 영향을 미치는 중요한 구조적 특징 중의 하나는 흔히 연약면(plane of weakness)이라고도 불리는 지질학적인 불연속면이 존재한다는 것이다 불연속면은 성인과 구조지질학적 특성에 따라 단층(fault), 절리(joint), 층리(bedding plane), 엽리(foliation) 등으로 구분되며 이러한 불연속면의 기하학적 또는 역학적 특성에 따라 암반의 강도, 변형, 수리 특성 등에 매우 중요한 영향을 미친다.

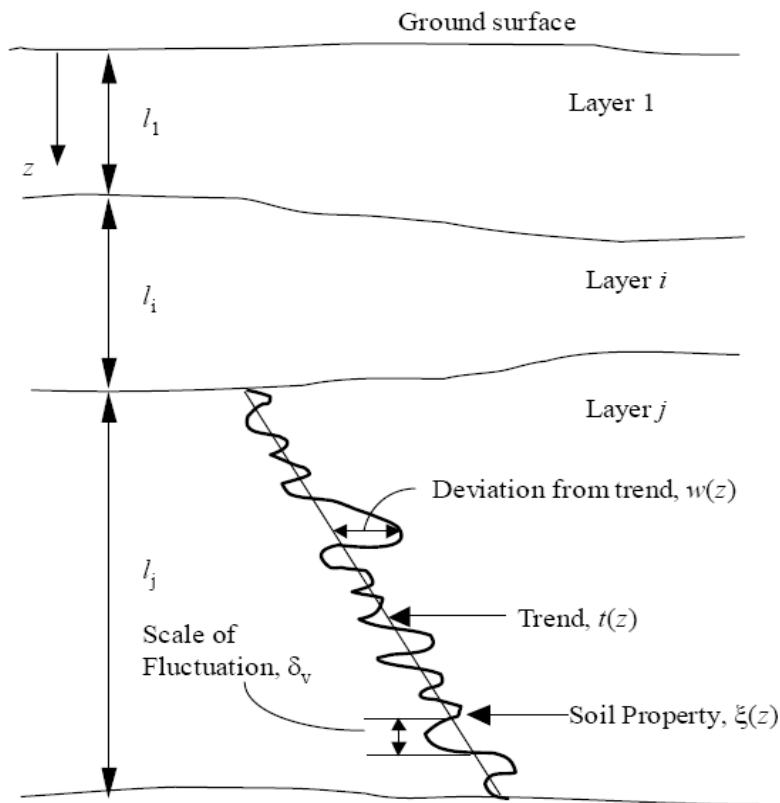
암반은 무결합의 암석(intact rock)과 불연속면(discontinuities)으로 이루어져 있으나 암반의 물리적, 공학적 특성은 대개 무결합의 암석보다는 인장강도가 거의 없거나 매우 작은 불연속면에 의해 주로 좌우된다. 따라서 지반 조사 시에 접하게 되는 불확실성은 암석 자체의 특성으로부터 발생하는 불확실성보다는 불연속면의 특성에 의해 발생하는 불확실성이 더욱 중요한 인자로 작용한다 즉, 이러한 불확실성은 대개 암반의 지질학적인 특성 및 조건에 기인하며 따라서 암반을 다루는 지반공학 및 토목지질공학 분야는 다른 어떤 공학 분야와는 달리 공학적인 판단이 설계단계에서 시공에 이르기까지 매우 중요한 역할을 하게 된다. 암반에 대한 지반조사 시 발생하는 불확실성에 대한 인식은 암반공학이 발전하기 시작한 시기부터 시작되었다. 즉, 암반의 조사 시 발생하는 불연속면 방향성의 분산은 암반 내에 내재하고 있는 불확실성이 가장 쉽게 인지되는 예의 하나로 많은 연구자들에 의해 분산되어 있는 불연속면의 방향 자료로부터 해석에 의미가 있는 대표적인 방향성을 추출하려는 노력이 계속되어 왔다.

나. 지반정수의 변동성

상기 언급했듯이 일반적으로 통계학적 변동성은 표준편차와 평균치의 비 즉 변동계수(COV)로 정의한다. 자연적인 지반의 변동성은 구조재료 등 인위적으로 제조된 재료에 비해 그 변동성을 예측하기 매우 어렵다. 지반정수의 변동성은 흙 자체가 갖는 불균질성(hetero-homogeneity) 및 이방성(anisotropy) 등 고유의 불확실성(inherent uncertainty)을 포함하여 시료를 채취하고 실내 및 원위치 시험을 통하여 지반정수를

구하는 과정에서 기술자의 인지여부와 상관없이 많은 불확실성이 발생하기 때문이다. 공간상에서 토질특성의 변동성은 수평 및 연직방향의 변동 폭으로 구분할 수 있으며, 일반적으로 변동 폭은 수평방향으로는 크게, 연직방향으로는 상대적으로 작게 나타난다. 다음 그림과 식은 고유 불확실성에 의해 발생하는 연직방향의 공간적 불확실성을 모델화한 것이다. 즉, 현장 지반의 특성(ξ)은 결정론적 경향요소(t), 확률요소(w) 및 측정오차(e)를 내재하고 있고 여기서 z 는 심도를 나타낸다.

$$\xi(z) = t(z) + w(z) + e(z) \quad (3.6.20)$$



<그림 3.6.4> 흙의 고유 변동성 (Phoon 등, 1999)

결정론적 개념의 설계에서 토층의 심도와 성질은 대개 편차가 없는 단일값(산술평균치 등)으로 대표되는데, 이는 흙이 수평 및 연직방향에서 공간적 변동성 없이 국부적으로 균질함을 의미한다. 그러나 실제로 흙의 퇴적은 위치에 따라 그 성질이 매우 극심하게 변화한다. 따라서, 흙의 성질은 심도와 공간적 위치에 따라 변한다고 가정하는 확률변수(random variable)로 취급함이 타당하다.

지반정수의 변동성은 그 생성위치, 퇴적환경, 기후 등에 따라 매우 다양하여 단일

수치로 정의하기 어렵고, 대개 같은 공간적 범위 내에서 샘플수가 많을수록 변동계수는 감소하는 경향이 있을 뿐이다. 그러나, 설계시 특성치를 결정하는 과정에서 충분한 조사자료가 부족하다면 다음과 같이 각 지반정수별로 현재까지 연구된 변동계수의 범위를 참고할 수 있다.

설계 지반정수의 전체적 불확실성에 대해서 위에서 설명한 네 가지 원인의 상대적 중요도는 현장조건, 장비 및 수행방법의 정밀도, 그리고 변환 관련식 모델의 정밀도에 좌우된다. 따라서 원인에 대한 분석 없이 전체적 불확실성에 대해서 얻어진 지반성질 통계치는 설계하고자 하는 대상구조물의 지반조건 측정기법, 변환 관련식 등 특정한 조건들이 상기 통계치를 얻은 현장과 유사한 상황에서만 적용 가능하다. 이해를 돕기 위해서 간단한 정량화 사례를 살펴보기로 한다.

균질한 지층(여기서 말하는 균질한 지층은 통계적 등질(statistically homogeneous) 지층을 의미하며, 평균, 분산, 상관도가 지층 내에서 변화가 없이 일정하다는 의미)에 대해 충분히 (통계적으로 독립적인) 떨어진 위치에서 3개의 비교란 시료를 채취해 실내에서 직접전단 시험을 통해 지반 설계 비배수 전단강도 (s_u)를 구하고자 한다. 시험 숫자가 비교적 적어 평균값 이외에는 과거의 비슷한 지반에서 얻은 지반성질 통계치를 이용한다. 이 경우 시험에서 얻은 전단강도의 평균을 이 지층을 대표하는 평균 설계 비배수 전단강도로 가정할 수도 있다. 설계자의 관심사항은 이같이 추정된 평균 설계 비배수 전단강도의 불확실성을 정량화 해서 지반 구조물 설계 시 공학적 판단의 근거로 삼는 것이다. 평균 설계 강도의 불확실성은 변이도를 나타내는 표준편차나 COV로서 정량화할 수 있다. 식 (3.6.21)에 의하면 설계 비배수 전단강도를 시험강도로부터 추정할 경우 아래 식과 같이 표현되며

$$\xi_d = s_u \approx \xi_m = t + w + e \quad (3.6.21)$$

평균 설계 비배수 강도 $m(=\bar{\xi}_d)$ 은 시험치의 평균 t 와 같고 아래와 같이 평균 설계 강도 m 의 불확실성(오차)을 정량적으로 구할 수 있다 (Kim 2001).

$$s_m = \sqrt{s_w^2 + \frac{s_w^2 + s_e^2}{n}} \quad \text{또는} \quad COV_m = \sqrt{COV_m^2 + \frac{COV_w^2 + COV_e^2}{n}} \quad (3.6.22)$$

따라서 비배수 강도의 본질적 변화 COV_w 를 40 % 로 보고 측정오차 COV_e 를

보수적으로 30%로 가정하면:

$$COV_m = \sqrt{40^2 + \frac{40^2 + 30^2}{3}} = 49.3 \quad (3.6.23)$$

즉, 평균(mean) 설계 비배수 강도 m 의 COV는 49.3%이다. 전문가들 사이에서도 흔히 있는 일이다. 위의 평균 m 의 COV_m 과 ξ_a 의 COV를 혼동해서는 안된다. ξ_a 의 COV는 통계오차나 조사개수에 관계없이 아래와 같이 구해진다

$$COV_\xi = \sqrt{40^2 + 30^2} = 50 \quad (3.6.24)$$

위에서 설명한 COV는 조사한 지반의 한 지점성질(point property)에 대한 변이도를 표현한다. 사면이나 기초 안정 해석 시 지반구조물은 지점성질(point property)보다 공간 평균(spatial average) 성질에 좌우되는 경향을 보인다. 이 경우 우리가 관심 있는 공간평균 지반성질 ξ_a 의 평균(mean)은 시험치의 평균 t 와 같고, ξ_a 의 불확실성은 공간평균으로 인한 불확실성 감소를 고려하여 아래와 같이 구할 수 있다. 이와 같이 구하는 것을 비조건적 방법, unconditional approach 이라 하고 측정된 값의 위치와 측정치를 고려하는 것을 조건적 방법, conditional approach 이라 한다(Kim, 2001).

$$COV_{\xi_a} = \sqrt{\Gamma^2(a) COV_w^2 + \frac{COV_w^2 + COV_e^2}{n}} \quad (3.6.25)$$

여기서 $\Gamma^2(\cdot)$ 는 분산감소함수(variance reduction function)이며 1차원 공간평균 문제일 경우 다음과 같이 대략적으로 구할 수 있다(Vanmarcke 1983). 즉, 공간 평균 길이 L 이 변동자(δ)보다 작은 경우는 $\Gamma^2(L) \approx \frac{\delta}{L}$ 이고, 그 외는 1이다. 따라서 ξ_a 의 COV는 $L=5m$, $\delta=1m$ 로 가정한 경우:

$$COV_{\xi_a} = \sqrt{0.2 \times 40^2 + \frac{40^2 + 30^2}{3}} = 34\% \quad (3.6.26)$$

위와 같이 공간평균 효과에 의해서 불확실성이 크게 감소(49.3%에서 34%)한 것을

알 수 있다. 즉 지반의 공간 평균적 성질은 상대적으로 작은 지점에서 얻은 시험 값에 비해 그 불확실성이 작다. 따라서, 공간 평균 설계 비배수 강도 값이 5ton/m²이라면 표준편차는 1.7ton/m²($5 \times 0.34 = 1.7$)에 해당한다.

(1) 물리적 특성

흙의 물리적 특성에 대한 변동계수는 대부분 2~40%의 범위내에 있는 것으로 알려져 있다.

(가) 단위중량

흙의 단위중량(γ_t)에 대한 변동계수는 일반적으로 3~10% 범위로 비교적 작은 것으로 알려져 있다. 일반적으로 원호활동 등 사면안정문제에서 단위중량에 의한 불확실성은 전단강도에 의한 것보다 상대적으로 작은 영향을 미친다. 연구결과에 따르면 국내(광양 및 부산항) 해성점토의 단위중량에 대한 변동계수는 약 7~11% 이하인 것으로 나타났다.

(나) 애터버그 한계

액성 및 소성한계에 대한 변동계수는 약 3~30%의 범위로 다른 지반정수에 비해 다소 큰 불확실성이 있다. 연구결과에 따르면 국내(광양 및 부산항) 해성점토의 변동계수는 액성한계의 경우 약 19~22%, 소성한계의 경우 약 15~17% 이하인 것으로 조사되었다.

(다) 함수비

함수비에 대한 변동계수는 약 8~30% 범위로 다른 지반정수에 비하여 다소 큰 것으로 알려져 있다. 국내(광양 및 부산항)의 경우 해성점토의 함수비에 대한 변동계수는 최대 23~28% 이하인 것으로 나타나있다.

(라) 비중

비중에 대한 변동계수는 약 2% 내외로 매우 작은 것으로 알려져 있다. 국내(광양 및 부산항)의 경우 해성점토의 비중에 대한 변동계수는 약 1% 내외인 것으로 나타나있다.

(마) 상대밀도

Phoon 등(1996)에 따르면 상대밀도의 변동계수는 10~40%로 비교적 큰 범위를 가진다.

(바) 포화도

Fredlund & Dahlman(1972)에 따르면 포화도의 변동계수는 약 10%이다.

<표 3.6.16> 지반정수의 변동계수 (물리적 특성)

지반정수	COV (%)	참고문헌
단위중량	3~10	Hammitt(1966), Harr(1984), Shannon & Wilson, IncWolf(1984), Kulhawy(1992), Lacasse 등(1996), Phoon 등(1996)
액성한계 (점토 및 실트)	3~30	Lacasse 등(1996), Phoon 등(1996)
소성한계 (점토 및 실트)	3~30	Lacasse 등(1996), Phoon 등(1996)
함수비 (점토 및 실트)	8~30	Padilla & Vanmarcke(1974), Fredlund & Dahlman(1972), Phoon 등(1996)
상대밀도	10~40	Phoon 등(1996)
비중	2	Padilla & Vanmarcke(1974)
포화도	10	Fredlund & Dahlman(1972)

(2) 강도특성

전단강도의 불확실성은 점착력(c)과 내부마찰각(또는 내부마찰각 ϕ)의 표준편차에 의해 나타낼 수 있다. 일반적으로 심도가 증가함에 따라 흙의 유효응력은 증가한다. 그에 따라 내부마찰각의 표준편차가 전단강도의 표준편차에 미치는 영향은 증가하게 된다. 반면, 심도가 증가함에 따라 일반적으로 점착력의 표준편차는 감소하는 경향이 있다.

(가) 배수강도(drainaged strength, 모래 및 점토)

모래의 내부마찰각에 의한 배수강도의 변동계수는 약3~12%범위로 나타나 있다. 주로 양질이고 상대밀도가 일관된 경우에는 작은 변동계수 값을 사용할 수 있고, 재료의 종류와 밀도에 대한 불확실성이 큰 경우에는 큰 값을 사용해야 한다. 모래의 직접전단시험(DS) 결과 구속응력이 큰 경우는 작은 변동계수를 구속응력이 작은 경우는 큰 변동계수를 사용하는 것이 타당한 것으로 알려져 있다

점토의 배수강도는 모래의 배수강도에서 발생하는 물리적 현상과 유사하며 변동계수도 모래와 유사한 범위를 갖는다

(나) 비배수강도(undrained strength, 점토)

일반적으로 점토의 비배수 전단강도(c)에 대한 불확실성은 큰 편이다. 따라서, 비배수 전단시험이 가능한 경우 가급적 전단강도는 대상지역에서의 대표값으로 선정해야 한다. 이때, 비배수 전단강도에 대한 대표값과 변동계수는 filtering한 시험결과를 통계 분석하여 구할 수 있다. 점토와 점토질 실트의 비배수 전단강도에 대한 변동계수는 일반적으로 약 10~63%의 범위로 나타나 있다. 순수한 실트의 경우도 변동계수는 26~71% 정도로 매우 크다고 알려져 있으며, 점토가 섞인 실트일수록 변동계수가 크다. 한편, 동일한 흙일지라도 시험방법에 따라서 변동성이 달라질 수 있다. Baecher(1987)에 의하면 직접전단시험 결과를 이용할 경우 점토의 비배수 전단강도에 대한 변동계수는 삼축압축시험에 비해 매우 커 거의 100%에 이르는 경우도 있다. 또한, Kulhawy(1966) 및 Phoon 등(1966)에 따르면 일축압축시험(UC)을 통한 전단강도의 변동계수는 약 20~50%, 삼축압축시험(UU)에서는 변동계수가 약 10~30%의 범위에 있는 것으로 나타났다. 베인(vane)

전단시험 및 콘관입시험(CPT)에서 산정된 비배수 전단강도의 변동계수는 대개 10~40%로 일축 및 삼축압축시험 결과의 범위 내에 있다. 연구결과에 따르면 국내의 광양 및 부산항에서 현재까지 얻어진 대다수의 데이터를 이분적(광양/부산)으로 나누어 분석했을 때, 해성점토의 비배수 전단강도에 대한 변동계수는 실내시험에서 최대 70% 내외, 베인전단시험에서 최대 60~70% 내외에 있는 것으로 나타났다. 그러나, 실제 설계에서는 대상지역별로 세분된 구역 내에서의 실험결과를 이용해야 하며, 그럴 경우 변동계수는 이보다 작아진다.

(다) 내부마찰각

일반적으로 내부마찰각(ϕ)에 대한 변동계수는 모래의 경우 2~14%, 점토의 경우 10~56%로 점토가 불확실성이 큰 것으로 알려져 있다. 또한, 조립질의 모래일수록 변동성은 작게 된다. 연구결과에 따르면 국내(광양 및 부산항) 해성점토의 내부마찰각에 대한 변동계수는 약 16~24% 범위에 있는 것으로 나타났다.

(라) 콘 저항치

콘관입시험(CPT)으로부터 산정된 선단저항치의 변동계수는 모래질 지반에서 20~60%, 점토질 지반에서는 20~40% 정도로 모래질 지반에서 변동성 범위가 큰 것으로 알려져 있다.

(마) 표준관입시험치(N)

표준관입시험(SPT)에서 얻은 N치의 변동계수는 점토 및 모래 지반에서 대략 15~50% 범위에 있는 것으로 알려져 있다.

(바) 딜라토미터(dilatometer) 팁 저항치

딜라토미터 시험에서 얻은 팁 저항치의 변동계수는 약 5~15% 범위에 있는 것으로 알려져 있다.

<표 3.6.17> 지반정수의 변동계수 (강도특성)

지반정수		COV (%)	참고문헌
전단 강도	배수 조건 (모래, 점토)	3~12	Schultze(1972), Harr(1984), IncWolf(1984)
	비배수 조건 (점토, 점토질 실트)	10~63	Kulhawy(1966), Phoon 등(1966), Fredlund & Dahlman(1972), Harr(1984), IncWolf(1984), Baecher 등(1987), Kulhawy(1992), Lacasse 등(1996), Duncan(1999)
전단 저항각	모래	2~14	Harr(1984), Baecher 등(1987), Kulhawy(1992), Phoon(1995), Lacasse 등(1996)
	자갈	7	Schultze(1972)
	점토	10~56	Baecher 등(1987), Phoon(1995)
	실트	4~23	Phoon(1995)
콘 저항치		5~60	Kulhawy(1966), Phoon 등(1966), Kulhawy(1992)
N치(SPT)		15~50	Kulhawy(1966), Phoon 등(1966), Harr(1984)
달라토미터 팁 저항치		5~15	Kulhawy(1992)

(3) 압밀특성

(가) 초기간극비

초기간극비(e_0)의 변동계수 범위는 약 7~30% 내외로 알려져 있다. 국내(광양 및 부산항) 해성점토의 초기간극비에 대한 변동계수는 약 20~23% 이내에 있는 것으로 나타났다.

(나) 압축지수

압축지수(C_c)의 변동계수는 흙의 성질에 따라 10~52% 정도로 알려져 있다. 국내(광양 및 부산항) 해성점토의 압축지수에 대한 변동계수는 약 35~40% 이하인 것으로 나타났다. 동일한 흙이라도 심도와 단위중량 증가에 따라 초기간극비와 압축지수의 변동계수는 증가하는 경향이 있다

(다) 투수계수

흙의 투수계수에 대한 변동계수는 포화점토의 경우 약 68~90%까지, 불포화점토의 경우 약 130~240%로 매우 광범위한 것으로 알려져 있다.

(라) 과압밀비

과압밀비에 대한 변동계수는 약 10~35%의 범위에 있는 것으로 알려져 있다.

(마) 압밀계수

압밀계수에 대한 변동계수는 약 33~68%의 범위에 있는 것으로 알려져 있다.

<표 3.6.18> 지반정수의 변동계수 (압밀특성)

지반정수		COV (%)	참고문헌
초기간극비		7~32	Lacasse 등(1996), Schultze(1972), Fredlund(1975), Corotis(1975), Lumb(1966)
압축지수		10~52	Lumb(1966), Lumb(1966), Padilla & Vanmarcke(1974), Fredlund(1975), Corotis(1975), Harr(1984), Kulhawy(1992), Duncan(1999)
투수계수	포화점토	68~90	Harr(1984), Duncan(1999)
	불포화점토	130~240	Harr(1984), Benson 등(1999)
과압밀비		10~35	Lacasse 등(1996)
압밀계수		33~68	Duncan(1999)

다. 지반정수의 확률분포

지금까지 지반정수에 대한 확률분포는 대부분 정규 또는 대수정규분포를 적용할 수 있는 것으로 나타나있다.

(1) 물리적 특성

현재까지의 연구에 따르면 흙의 비중, 단위중량, 함수비, 애터버그 한계 및 포화도 등 대부분의 물리적 지반정수는 정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lumb(1966), Turnbull 등(1966), Meyerhof(1970), Smith(1986), Lacasse 등(1996)).

(2) 강도특성

흙의 내부마찰각과 간극수압 등은 정규분포를(Hooper 등(1966), Lumb(1966), Turnbull 등(1966), Meyerhof(1970), Schultze(1971), McGuffey 등(1981), Smith(1986)), 비배수 전단강도는 정규 또는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lacasse 등(1996)). 또한, 콘 저항치는 모래의 경우 대수정규분포를, 점토의 경우 정규분포 또는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lacasse 등(1996)).

(3) 압밀특성

현재까지 흙의 간극비와 압밀계수 등은 정규분포를(Lumb(1966), Turnbull 등(1966), Meyerhof(1970), Smith(1986)), 투수계수는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Freeze(1995)). 또한, 과압밀비는 정규 또는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lacasse 등(1996)).

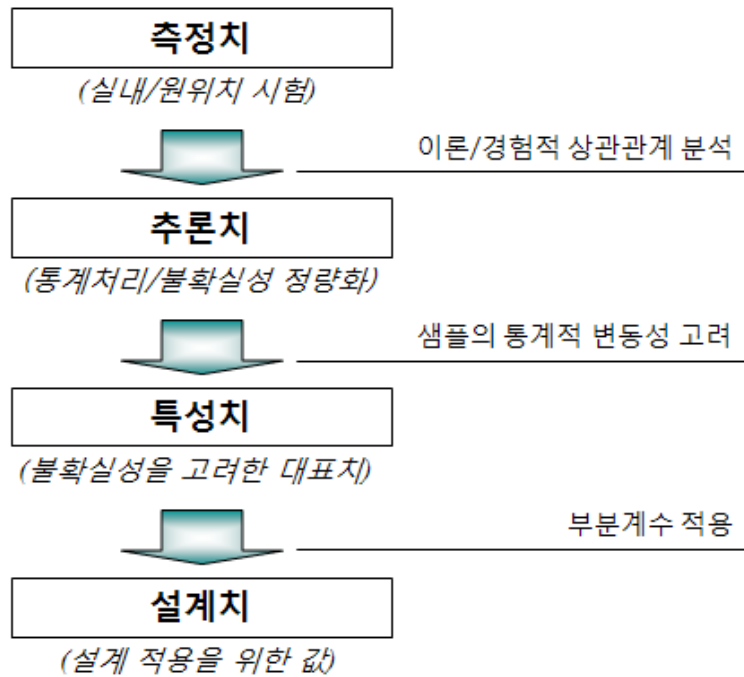
<표 3.6.19> 지반정수의 확률분포

토질정수		확률분포	토질정수		확률분포
물리적 특성	단위중량	정규	강도 특성	배수 전단강도	정규
	액성한계 (점토/실트)	정규		비배수 전단강도	정규 /대수정규
	소성한계 (점토/실트)	정규		내부마찰각	정규
	함수비 (점토/실트)	정규		콘 저항치	정규 /대수정규
	상대밀도	정규	압밀 특성	투수계수	대수정규
	비중	정규		간극비	정규
	포화도	정규		압밀계수	정규
				과압밀비	정규 /대수정규

라. 지반정수의 특성치

(1) 설계변수의 평가

그 동안 항만구조물 설계를 위한 지반파라메타 결정시 어떻게 그 파라미터가 선정되는지, 그리고 측정된 파라미터를 얼마나 보수적으로 적용해야 하는지에 설계기준이나 규정에 거의 제시되지 않았으며, 전적으로 설계자의 경험과 판단에 의해 결정되어 왔다. 그러나, 현장특성의 고려없이 단순히 산술평균치를 이용하거나 관성적으로 대표치를 결정하는 것은 매우 위험한 일이다. 따라서, 합리적으로 설계변수를 얻기 위한 과정을 다음에 나타내었다. 확률변수의 설계치를 얻기 위한 과정으로 측정치(measured value), 추론치(derived value), 특성치(characteristic value) 및 설계치(design value) 등의 4가지 단계를 들 수 있다. 설계치 결정을 위한 기본과정은 <그림 3.6.5>와 같다.



<그림 3.6.5> 설계치 결정을 위한 과정

(가) 측정치(measured value)

측정치는 다양한 종류의 실내 및 원위치시험으로부터 측정된 값을 말한다. 그 예로 지하수위, 표준관입시험(SPT) N치 및 삼축압축시험에서 측정된 응력과 변형률 등이 있다.

(나) 추론치(derived value)

추론치는 이론 또는 경험적·통계적 상관관계에 기초하여 측정치로부터 산정된 재료의 특성을 나타내는 값이다. 추론치는 특성치의 선정을 위한 기초가 된다. 추론치의 예로써 Mohr-Coulomb 이론을 이용하여 삼축압축시험으로부터 얻은 점착력 및 내부마찰각, torque 이론을 이용하여 현장 베인시험으로부터 추론된 비배수 전단강도, 그리고 경험적 상관관계를 이용하여 SPT N치로부터 얻은 내부마찰각, 변형계수 및 모래의 상대밀도 등이 있다. 추론치의 결정시에는 이상치의 제거나 편차 보정 등의 일차적인 처리를 행함으로써 정도를 높인다.

추론치를 추정하는 방법에는 측정치를 그대로 이용하는 경우와 측정치를 변환해서 추론치를 얻는 경우가 있다. 측정치로부터 도출된 값을 파라미터로 사용하

는 경우는, 흙의 단위체적중량, 상대밀도, 점착력 및 전단강도 등이 있다 측정치를 변환해서 사용되는 파라미터에는 물리탐사 및 물리검층 표준관입시험, 압밀 시험, 콘 관입시험 및 공내재하시험 등이 있다.

(다) 특성치(characteristic value)

원칙적으로 특성치는 추론치의 평균을 통계학적으로 신중하게 평가하여 선정되는 값이다. 여기서 평균치는 직접적인 산술평균을 의미하는 것이 아니라 그 값을 얻고자 할 때 통계학적 평가오류가 고려되어야 한다. 또한, 평균치를 평가하는 과정에서 지질학적·지반공학적 이론, 유사현장의 경험뿐 아니라 가능하면 일부 다른 결과에 근거한 값의 일관성 및 교차검증을 고려해야 한다.

(라) 설계치(design value)

설계치는 최종적으로 구조계산에 사용되는 확률변수의 값이다 설계치는 특성치에 부분계수를 곱하거나 나눔으로써 결정된다.

(2) 특성치 결정

확률변수의 특성은 설계에 적용되는 특성치(X_k)에 대한 그 확률밀도함수(PDF)의 평균치(μ_X)의 비로써, 평균치비 또는 편향계수(bias factor)에 의해 정의할 수 있다. 즉, $\alpha_X = \mu_X / X_k = 1.0$ 일 때 특성치는 확률밀도함수의 평균치와 같게 된다

특성치는 설계시 한계상태를 예측하기 위한 가장 적절한 값으로 추정된 확률변수의 대표값이다. 특성치 결정시는 이론이나 과거의 경험뿐 아니라 확률변수의 편차나 단순화된 모델의 적용성에 충분히 유의해야 한다.

(가) Student 방법(1908)

특성치의 평가시 고려하는 각종 편차는 조사시험의 오차, 추론치의 오차 등이 포함된다. 편차를 가진 추론치의 빈도분포에 근거해서 특성치를 설정할 경우 데이터를 지질·지반공학적 지견이나 과거의 경험에 근거해서 충분히 검증하고, 이상치(outlier)라고 판단되는 값들을 제거한 후, 산술평균치를 산출한다. 특성치는 이와 같은 추론치의 평균에 대하여 통계적 추정오차를 다음 식으로 고려하여 결정한다.

$$\begin{aligned}
 X_k &= \mu(X) \pm \frac{t}{\sqrt{N}} \sigma(X) \\
 &= \mu(X) \pm k \cdot \sigma(X)
 \end{aligned}
 \tag{6.27}$$

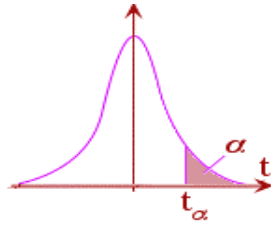
여기서, $\mu(X)$ 는 확률변수 X 의 추론치에 대한 평균치, t 는 자유도(degree of freedom; df)에 따른 t 분포의 α -percentile(백분위수), N 은 표본수이며, $\sigma(X)$ 는 확률변수 X 의 표준편차이다. t 는 <표 3.6.21>를 이용하여 얻을 수 있다. 부호 \pm 는 상한 및 하한수준을 의미하고 설계식에서 저항에 해당하는 변수(전단강도, 압밀 항복응력, 압밀계수 등)는 하한값을, 하중에 해당하여 불리하게 작용하는 변수(단위중량, 압축지수, 체적압축지수 등)에 대하여는 상한값을 사용한다. 그로써 각 설계변수의 특성치는 평균치를 중심으로 안전측으로 결정할 수 있게 된다

시험에 사용된 샘플 수(N)에 대한 각 유의수준에서의 k 는 다음과 같다.

<표 3.6.20> 유의수준별 k

유의수준 ($1-\alpha$)	조사개소 또는 샘플 수 (N)									
	3	4	5	6	8	10	20	30	100	∞
0.75	0.47	0.38	0.33	0.30	0.25	0.22	0.15	0.12	0.07	0.00
0.90	1.09	0.82	0.69	0.60	0.50	0.44	0.30	0.24	0.13	0.00
0.95	1.69	1.18	0.95	0.82	0.67	0.58	0.39	0.31	0.17	0.00
0.99	4.02	2.27	1.68	1.37	1.06	0.89	0.57	0.45	0.24	0.00

<표 3.6.21> t - 분포표



df	$\alpha = 0.1$	$\alpha = 0.050$	$\alpha = 0.025$	$\alpha = 0.010$	$\alpha = 0.005$
1	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657
2	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925
3	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841
4	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604
5	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032
6	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707
7	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499
8	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355
9	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250
10	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169
11	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106
12	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055
13	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012
14	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977
15	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947
16	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921
17	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898
18	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878
19	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861
20	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845
21	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831
22	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819
23	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807
24	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797
25	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787
26	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779
27	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771
28	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763
29	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756
30	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750
32	1.309	1.694	2.037	2.449	2.738
34	1.307	1.691	2.032	2.441	2.728
36	1.306	1.688	2.028	2.434	2.719
38	1.304	1.686	2.024	2.429	2.712
∞	1.282	1.645	1.960	2.326	2.576

(나) Ovesen 방법(1995)

Ovesen이 다수의 진단강도 결과의 특성치를 얻기 위하여 사용한 방법은 식 (3.6.27)에서 시험결과의 수량 N 이 무수히 많은 경우의 파라미터 t 를 적용한 결과로써 다음과 같다.

$$X_k = \mu(X) \pm \frac{1.645}{\sqrt{N}} \sigma(X) \quad (3.6.28)$$

(다) Schneider(1997) 및 수정방법

Schneider는 비교연구를 통하여 식 (3.6.28)에서 시험결과의 수량 N 이 11일 때 X_k 에 대한 양호한 근사치가 산정됨을 보였다. 그에 따르면 다음에 나타난 식과 같이 특성치는 통계적으로 처리된 추론치의 평균치에서 표준편차의 50%만큼 저감된 값을 얻게 된다.

$$\begin{aligned} X_k &= \mu(X) \pm 0.5\sigma(X) \\ &= \mu(X)[1 \pm 0.5V(X)] \\ &= \mu(X)c_1 \end{aligned} \quad (3.6.29)$$

여기서, c_1 은 수정계수라 하고 대표적 변동계수에 대한 수정계수를 다음 표에 나타내었다. 단, 변동계수가 60%를 초과하는 자료에 대해서는 그 신뢰도가 충분치 않으므로 재조사 또는 재평가해야 한다. 반면, 숙련된 기술자에 의해 수행된 신뢰도 높은 시험결과의 추론치에 대한 변동계수는 10% 미만으로 알려져 있으므로 그러한 경우의 수정계수는 1.0으로 고려하여도 무방하다.

<표 3.6.22> 변동계수에 따른 수정계수

변동계수 (COV)	$c_1 = 1 \pm 0.5 V(X)$		COV	$c_1 = 1 \pm 0.5 V(X)$	
	저항측	하중측		저항측	하중측
0.05	0.98	1.03	0.35	0.83	1.18
0.10	0.95	1.05	0.40	0.80	1.20
0.15	0.93	1.08	0.45	0.78	1.23
0.20	0.90	1.10	0.50	0.75	1.25
0.25	0.88	1.13	0.55	0.73	1.28
0.30	0.85	1.15	0.60	재조사 또는 재평가	

한편, 압밀항복응력(p_c), 압밀계수(c_v), 체적압축계수(m_v) 등 대수축(logarithmic axis)을 기초로 분석해야 하는 설계변수의 경우, 대수정규분포를 가지고 변동성을 평가할 필요가 있다. 따라서, 다음 식으로 특성치를 계산할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 X_k &= c_1 \log \mu(X) \\
 &= \log \mu(X)^{c_1}
 \end{aligned}
 \tag{3.6.30}$$

또한, 내부마찰각의 특성치를 추정할 때에는 ϕ 대신에 $\tan \phi$ 에 대하여 수정계수를 적용해야 한다.

샘플의 수가 10개 이하로 적은 경우에는 충분한 통계처리 즉, 신뢰할만한 변동계수 계산이 불가능한 경우가 있다. 이러한 경우 다음의 수정계수를 추론치의 평균에 곱하여 특성치를 추정할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 X_k &= \mu(X) \left(1 \pm \frac{0.5}{N}\right) \\
 &= \mu(X) c_2
 \end{aligned}
 \tag{3.6.31}$$

<표 3.6.23> 샘플 수에 따른 수정계수

샘플 수 (N)	$c_2 = 1 \pm 0.5/N$		샘플 수 (N)	$c_2 = 1 \pm 0.5/N$	
	저항측	하중측		저항측	하중측
1	0.50	1.50	6	0.92	1.08
2	0.75	1.25	7	0.93	1.07
3	0.83	1.17	8	0.94	1.06
4	0.88	1.13	9	0.94	1.06
5	0.90	1.10	10	0.95	1.05

이렇게 설계변수의 특성을 고려하기 위하여는 추론치의 평균치에 그 편차에 대한 지표 즉, 표준편차나 변동계수를 포함하여야 한다. 대부분의 경우, 설계변수의 변동성이 크다고 할지라도 샘플의 수가 증가함에 따라 특성치는 추론치의 평균치에 수렴하게 된다. 한편, 충분한 지반조사 결과를 얻을 수 없는 경우에는 과거의 유사한 프로젝트에 대한 경험, 지질학적·지반공학적인 지식에 근거해서 특성치를 설정할 수도 있다.

16. 지반조사

가. 지반정수의 중심추정

(1) 독립 지반정수

강도 등의 지반정수를 X 라 가정하고 n 개의 관찰값 X_1, \dots, X_n 이 존재하는 경우, 변수 X 의 평균치는 μ 이고 표준편차는 σ 이다. 이때, 심도에 대한 의존성이나 기타 다른 조건적인 양은 고려하지 않았다. 즉, X 는 독립적인 변수이다. 여기서, 평균치 μ 는 시료의 관찰값으로부터 식 (3.6.32)과 같이 추정된다.

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (3.6.32)$$

표준편차 σ 는 다음과 같이 정의된다.

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^2} \quad (3.6.33)$$

이들 중심 추정치 μ 와 σ 는 추정에 사용되는 샘플수의 부족으로 인한 불확실성을 가지고 있다. 이때 발생하는 불확실성은 표준오차(standard error)라는 표준편차로 나타낼 수 있다. 표준오차는 다음 식(3.6.34)로 추정 할 수 있다.

$$se(\mu) = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (3.6.34)$$

$$se(\sigma) = \sigma \sqrt{\frac{\alpha_4 - 1}{4n}} \quad (3.6.35)$$

(2) 지반조사 수량

현장에서 채취된 시료를 가지고 실내실험에서 얻은 시험결과가 데이터로서의 가치를 갖기 위해서는 다음의 두 가지 조건을 만족해야 한다 첫째, 채취된 시료는 채취된 위치의 지반특성을 대표할 수 있는 대표성(representative)이 있어야 한다. 둘째, 시료의 수가 충분해야 한다. 지반조사 프로그램의 초기단계에서 얻은 시료를 이용하여 설계자가 요구하는 예측의 정확도를 만족할 만한 시료가 채취되었는지를 판정 할 수 있다. 설계자의 요구를 만족하지 못하는 경우, 추가적인 조사가 요구된다. 설계자에 의해 요구되는 정확도는 모집단의 평균값이 특정된 값과 동일하거나 클 확률의 범위로 나타난다. 이 특정화된 확률을 신뢰수준이라 하며 정확도를 위해 요구되는 범위는 다음과 같이 양측신뢰구간(two-sided confidence level)으로 나타낼 수 있다.

$$\left[\mu - t_{n-1}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}; \mu + t_{n-1}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right] \quad (3.6.36)$$

여기서, μ 와 σ 는 시료의 평균과 표준편차이다 $1-\alpha$ 는 신뢰구간이고 $t_{n-1}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$ 는 <표 3.6.24>와 같다.

<표 3.6.24> $t_{n-1}(\frac{\alpha}{2})$ 계수

$n-1$	$1-\alpha=0.80$	$1-\alpha=0.90$	$1-\alpha=0.95$
2	1.89	2.92	4.30
3	1.64	2.35	3.18
4	1.53	2.13	2.78
5	1.48	2.02	2.57
8	1.40	1.86	2.31
10	1.37	1.81	2.23
15	1.34	1.75	2.13
20	1.33	1.72	2.09
30	1.31	1.70	2.04
50	1.30	1.68	1.96

나. 지반정수

설계시 사용되는 흙의 성질은 지반공학적 토질정수에 의해 정량화된다. 지반공학적 정수는 현장 및 실내시험 결과로부터 시험결과의 상호관계에 의해 이론적 경험적 또는 관련된 여러 자료로부터 얻을 수 있다. 이러한 정수들은 고려해야 하는 한계상태에 적합하도록 분석되어야 한다.

여기서는 지반정수의 평가에 대하여 일반적으로 가장 많이 활용되는 현장 및 실내시험만을 기술한다. 본 표준서에 제시되지 않은 항목 중 이론적 또는 경험적으로 충분한 적합성이 검증된 시험방법이 있다면 이를 사용할 수 있다.

신뢰할만한 지반정수를 얻기 위하여는 다음의 항목을 고려하여야 한다.

- 조사결과 분석시 유사한 지반조건에서 실시한 사례가 있다면 이를 반드시 고려하여야 한다.
- 설계와 관련된 여러 정수들의 편차 및 변동성 자료를 얻기 위해서 충분한 수의 시험을 수행할 수 있도록 시험일정을 계획하여야 한다.
- 각각의 지반정수들은 관련 문헌의 값, 일반적인 경험치 및 지역적인 경험치와 반드시 비교해야 한다. 또한, 문헌에서 밝혀진 정수간의 상관관계가 있을 경우, 이를 고려하여야 한다.
- 대규모 현장시험으로부터 얻은 결과와 실제 시공현장에서 측정된 측정결과가 있을 경우, 지반정수의 결정에 이를 활용할 필요가 있다.
- 두 종류 이상의 시험으로부터 얻은 결과들은 그 상관관계를 반드시 검토해보아야 한다.
- 자료수가 충분하면 지표면 하 모든 지점에서의 지반 특성치를 얻을 수 있으나, 실질적으로 불가능하므로 전단강도, 압축성 및 투수성과 같이 통상적으로 접하는 지반 특성치들은 평균, 분산, 및 공간적 상호관계 등이 고려되어야 한다.
- 조사자료에 대한 기본적인 통계분석을 실시할 때에는 최대값, 최소값, 평균, 중심값, 표준편차, 평균에 대한 표준오차, 변동계수, 95% 신뢰구간에 대하여 검토하여야 한다.
- 시험 개수가 적고 분산이 큰 경우는 신뢰성이 낮아 설계시 안전율이 과다해질 수 밖에 없으므로 공사비가 증가된다. 따라서, 신뢰도 높은 설계 자료를 얻기 위해서는 실내·외 조사시험 수량 및 항목이 충분해야 하며 이에 따른 조사결과 분석이 이루어져야 한다.

(1) 흙의 단위체적중량

흙의 단위체적중량은 현장에서 채취한 시료를 이용하여 구한다. 단위체적중량은 크게 습윤 단위(체적)중량, 건조 단위(체적)중량 및 수중 단위(체적)중량으로 구분한다.

(가) 습윤 단위중량을 구하는 일반식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}\gamma_t = \rho_t g &= \rho_s + \frac{S_r}{100} e \rho_w \\ &= 1 + \frac{\frac{w}{100}}{1+e} \rho_s g\end{aligned}\quad (3.6.37)$$

여기서, γ_t : 습윤 단위중량 (kN/m^3)

ρ_t : 습윤 밀도(t/m^3)

ρ_s : 토립자의 밀도(t/m^3)

e : 간극비

S_r : 포화도

w : 함수비(%)

ρ_w : 해수의 밀도(t/m^3)

g : 중력가속도(m/sec)

(나) 건조 단위중량은 습윤 단위중량에서 함수비($w=0$), 포화도($S_r=0$)를 가정하여 구하며 일반식은 다음과 같다.

$$\gamma_d = \rho_d g = \frac{\rho_s g}{1+e}\quad (3.6.38)$$

여기서, γ_d : 건조 단위중량 (kN/m^3)

ρ_d : 건조 밀도(kN/m^3)

(다) 간극이 완전히 물로 포화된 경우, 부력을 고려하여 수중 단위중량을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e} g\quad (3.6.39)$$

여기서, γ' : 수중단위중량 (kN/m^3)

γ_{sat} : 포화단위중량 (kN/m^3)

(2) 흙의 분류

흙의 거동 특성은 흙을 구성하고 있는 지반공학적인 특성에 따라 크게 영향을 받는다. 입경의 크기가 0.075 mm 이상인 조립토의 경우, 그 공학적 특성은 주로 입자의 크기, 입자의 모양, 입자의 조밀한 정도에 영향을 받는다. 세립토의 경우, 입자의 크기가 0.075 mm 이하로 구성되어 있으며 입자의 크기보다는 입자의 구성 광물, 함수비등이 공학적 거동에 더 큰 영향을 미친다. 세립토와 조립토를 구분하는 입자의 크기는 0.075 mm 인데 이는 육안으로 구별할 수 있는 가장 작은 입자의 크기를 의미한다. 흙의 분류는 KSF 2324의 기준을 따라서 분류한다.

(3) 흙의 투수성

포화된 지반을 흐르는 물은 층류의 정상상태를 유지하며 흐른다고 가정하며 이때 투수성은 Darcy의 법칙을 이용하여 구한다.

$$k = \frac{q}{iA} \quad (3.6.40)$$

여기서, K : 투수계수(cm/sec)

q : 단위시간당 토체를 흐르는 물의 양(cm^3/sec)

A : 흙 전체 단면적

i : 동수구배

위에서 언급한 방정식은 층류 조건에서 성립되나, 여러 종류의 흙에서도 적용할 수가 있다. Hazen은 균등계수(U_c)가 2정도의 모래에 대하여 실험공식을 제안하였다.

$$k = CD_{10}^2 \quad C_1 : 100 \sim 150 \text{cm/sec} \quad (3.6.41)$$

여기서, D_{10}^2 : 모래의 유효경(cm)

C : 상수($C=100(1/\text{cm} \cdot \text{s})$)

(4) 내부마찰각

내부마찰각 ϕ 의 값은 본래 불교란 시료를 채취하여 삼축압축시험을 실시하고 그 결과에 따라 결정해야 한다. 그러나, 사질토에 대해서는 순수한 시료의 채취가 매우 어렵기 때문에 일반적으로 점착력 $c=0$ 으로 가정하여 표준관입시험 결과의 N치에서 추정하여 사용하기도 한다. 그러한 경우 N치에 영향을 주는 요소를 고려해야 한다. 표준관입시험을 이용하여 사질토의 내부마찰각을 구하는 경우 다음 식을 이용할 수 있다.

$$\phi = 25 + 3.2 \sqrt{\frac{100N}{70 + \sigma_{vo}'}} \quad (3.6.42)$$

여기서, N : 표준관입시험 N치

σ_{vo}' : 표준관입시험시의 측정 심도에서의 유효응력(kN/m^2)

이 방법으로 내부마찰각의 특성치를 추정하는 경우 이미N치에 수정계수가 고려되었다면 내부마찰각($\tan\phi$)에 대하여는 변동성은 고려할 필요가 없다

(5) 점성토의 비배수 전단강도

포화된 세립토의 비배수 전단강도 c_u 를 구하는데 있어서 다음과 같은 영향 요소들이 중요하게 고려되어야 한다.

- 현장과 실내시험의 응력상태 차이
- 시료의 교란이 미치는 영향 : 특히 시추공에서 채취한 시료에 대한 실내시험에서 중요하다.
- 강도의 이방성 : 특히 소성이 작은 점성토의 경우에 중요하다
- 단단한 점성토의 균열 : 점성토의 강도는 때로는 그 내부의 균열강도로 나타날 수 있다. 이 때, 시료의 크기가 중요할 수도 있다
- 변형속도 영향 : 지나치게 급속으로 수행된 시험은 더 큰 강도를 산출하는 경향이 있다.
- 시간 영향 : 흙의 비배수상태가 유효한 기간은 흙의 투수성, 자유수의 유무, 배수거리 등을 포함하는 대상지층의 배치형상에 좌우된다.
- 시료의 불균질성 : 점성토 시료 내에 포함되어 있는 자갈이나 모래의 양
- 포화도
- 시험결과로부터 비배수 전단강도를 구할 때 이론상의 신뢰도(특히, 현장시험의 경우)

(6) 상대밀도

상대밀도는 점성이 없는 흙의 다짐도를 나타내며 이는 표준 실내시험으로 정의한 흙의 가장 느슨한 상태와 조밀한 상태에 따라 결정되는 상대적인 값이다. 현장에서 정확하게 측정된 단위중량과 실내시험에서 구한 단위중량을 비교하여 흙의 상대밀도를 직접 결정할 수 있으며 표준관입시험을 통해 흙의 상대밀도를 간접적으로 측정할 수도 있다. 상대밀도는 다음 식을 이용하여 구한다.

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3.6.43)$$

여기서, D_r : 상대밀도

e_{\max} : 최대 간극비

e_{\min} : 최소 간극비

e : 현재 상태의 간극비

17. 해양토질의 특성치

EN 1990, Student(1908), Ovesen(1995) 및 Schneider(1997) 등에 의해 제안된 특성치 산정방법을 이용하여 국내의 주요한 해양토질 특성치를 산정하고 비교 분석하였다. 흙의 물리적 특성, 강도특성 및 압밀특성에 해당하는 30여개 토질 파라미터의 특성치 산정결과 Student에 의한 방법이 가장 평균치에 근접하였다. 한편, 본 연구와 같이 시험자료의 수가 많은 경우에는 Student 방법과 Ovesen 방법에 차이가 없이 거의 같은 값을 나타냄을 알 수 있었다. 이는 t 값이 시험자료의 수에 따라 영향을 받기는 하나, 일정한 자료수를 초과하게 되면 95% 신뢰수준에서 1.645에 수렴하게 되어 결국 시험자료의 수가 많을 경우 Ovesen(1995)과 Student(1905)의 제안식이 같아지는 데에서 기인한다. 반면, EN 1990에 의한 방법은 모집단의 분산도에 따라 다르나 대체로 평균치와 비교하여 매우 작은 값을 나타내며, 특히 변동계수가 큰 시험의 경우 0보다 작은 값이 산정되었다.

가. 물리적 특성

물리적 특성과 관련된 토질정수의 특성치 산정결과 검토한 4가지 방법중 Student에 의한 방법이 평균치에 근접하여 가장 경제적인 것으로 나타났다. 그러나 시험자료의 수가 많은 경우에는 Student 방법과 Ovesen 방법에 차이가 없이 거의 같은 값을 나타냄을 알 수 있었다. 이는 t 값이 시험자료의 수에 따라 영향을 받기는 하나, 일정한 자료수를 초과하게 되면 95% 신뢰수준에서 1.645에 수렴하게 되어 결국 시험자료의 수가 많을 경우 Ovesen (1995)과 Student(1905)의 제안식이 같아지는 데에서 기인한다고 할 수 있을 것이다. 반면, EN 1990에 의한 방법은 모집단의 분산도에 따라 다르나 대체로 평균치와 비교하여 매우 작은 값을 나타낸다.

나. 강도특성

강도특성 파라미터 역시 Student 및 Ovesen에 의한 방법이 가장 평균치와 근사하여 경제적이며, 부산지역의 강도증가율은 그 변동계수가 매우 작아 평균치에 거의 근접하는 것으로 나타났다. 다음으로 Schneider 및 EN 1990에 의한 방법 순으로 평균치를 기준으로 매우 보수적인 값이 산정되었으며 특히 EN 1990에 의한 방법은 변동계수가 큰 시험의 경우 0보다 작은 값이 산정되었다.

다. 압밀특성

압밀특성에 관련된 파라미터는 대체로 부산지역에 비해 광양지역의 변동성이 다소 큰 경향이 있다. 산정된 각 특성치는 같이 물리적 및 강도특성과 마찬가지로 Student에 의한 방법이 가장 평균치와 근접하여 경제적인 것으로 나타났으며, Schneider와 EN 1990 순으로 보수적인 값을 나타내었다.

라. 설계치의 결정

재료계수 방법(Material Factor Approach: MFA)에서 지반공학적 파라미터의 설계치(X_d)는 설계계산에 대입되는 지반성질이다. 이는 식 (3.6.44)와 같이 특성치(X_k)를 적절한 부분계수(γ_m)로 나누어 줌으로써 얻어진다. 반면, 저항계수 방법(Resistance Factor Approach: RFA)에서 지반공학적 파라미터에 대한 설계치는 존재하지 않는다.

$$X_d = X_k / \gamma_m \quad (3.6.44)$$

여기서, 부분계수는 추론치의 변동성과 특성치 결정을 위한 평가방법의 신뢰성을 고려하여 신뢰수준 값으로부터 결정된다. 조사된 설계치에 대한 부분값(partial value)을 선정할 때, 각각의 설계치가 저항측에 주로 영향을 미치는지 하중측에 영향을 미치는지를 고려해야 한다. <표 3.6.25>는 Eurocode 7에서 제시하고 있는 극한한계상태의 부분계수중 부분재료계수만을 나타낸 것이다

<표 3.6.25> 극한한계상태에 대한 부분재료계수

Parameter	Factor	Case A	Case B	Case C	Case C2	Case C3
$\tan\phi'$	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.10	1.00	1.25	1.00	1.20
Effective cohesion, c'	$\gamma_{c'}$	1.30	1.00	1.60 (1.25)	1.00	1.20
Undrained shear strength, c_u	γ_{c_u}	1.20	1.00	1.40	1.00	1.40
Compressive strength, q_u	γ_{q_u}	1.20	1.00	1.40	1.00	1.40
Pressuremeter limit pressure, p_{lim}	$\gamma_{p_{lim}}$	1.40	1.00	1.40	1.00	1.40
CPT resistance	γ_{CPT}	1.40	1.00	1.40	1.00	1.40
Unit weight of ground, γ	γ_g	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Values in bold are partial factors either given or implied in the ENV version of EC7.

Values in italics are proposed partial factors not in the ENV that may be in the EN version.

Case A는 주로 구조물과 지반의 강도가 불충분한 경우에 불리한 변동하중과 유리한 영구하중의 불확실성을 다루며, 부력, 수리학적 파괴 및 구조물의 전도 등 큰 침하와 관련되는 문제에 대하여 안전한 지반공학적 크기결정과 구조계산을 제공함이 목적이다. Case B는 주로 하중의 불확실성을 다루며, 대개 기초와 옹벽 등 부재의 구조설계에 중요하다. Case C는 주로 재료성질의 불확실성을 다루며, 지반성질의 부분계수가 1.0보다 큰 MFA 방법으로서 대개 기초의 크기와 옹벽의 근입깊이 등 지반내에서 부재 크기의 결정에 중요하다.

현재 국내에는 지반공학적 설계치를 결정하기 위해 제안된 부분계수가 없는 실정이다. 따라서, 여기서는 Eurocode 7에서 언급하고 있는 <표 3.6.25>의 극한한계상태의 부분계수중 Case A에 대한 값과 앞서 계산된 특성치를 이용하여 설계치를 산정하였으며, 제안되어 있지 않은 파라미터의 부분계수는 1.0으로 간주하였다.

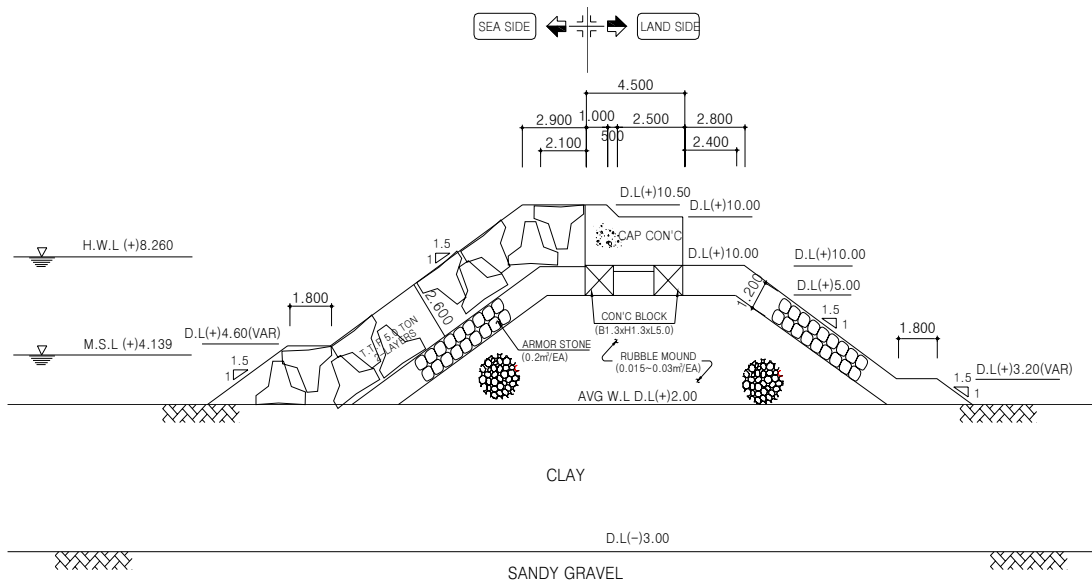
한편, 앞서 산정된 특성치 결과 중 샘플 수가 비교적 많아 Student 방법과 차이가 크지 않은 Ovesen 방법과 0보다 작은 값이 산정되어 지반공학적 설계에 부적합한 EN 1990 방법에 의한 특성치는 제외하였다. 지반의 지지력 및 침하량 계산을 위한 광양 및 부산지역의 주요한 설계치는 <표 3.6.26>과 같다.

<표 3.6.26> 주요 설계치 선정결과

Parameter	Area	Mean	Student	Schneider
e	Gwangyang	2.27	2.25	2.01
	Busan	1.63	1.61	1.46
γ_t (kN/m ³)	Gwangyang	15.23	15.18	14.69
	Busan	16.45	16.38	15.56
G_s	Gwangyang	2.71	2.71	2.70
	Busan	2.70	2.69	2.68
q_u (kPa)	Gwangyang	18.81	18.13	11.25
	Busan	32.48	31.59	20.68
C_u (kPa)	Gwangyang	12.54	12.15	8.27
	Busan	20.40	19.86	13.06
C_c	Gwangyang	1.13	1.11	0.92
	Busan	0.70	0.69	0.57
C_v (cm ² /sec)	Gwangyang	0.00260	0.00246	0.00140
	Busan	0.00559	0.00535	0.00349

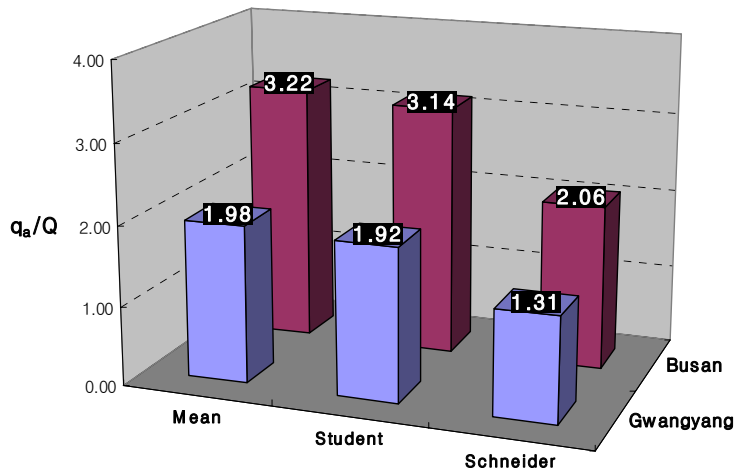
마. 특성치와 산술평균치에 의한 결과 비교

지지력과 침하량 검토를 위해 가정된 하중은 해성점토로 이루어진 기초지반 상에 흔히 계획되는 사석방파제 자중을 적용하였다. 해상 구조물은 대개 모래다짐말뚝이나 지반개량 공법 등을 이용하여 지반을 처리한후 시공됨이 일반적이거나 여기서는 단순히 파라미터의 평균치와 일부 특성치 산정 방법별 원지반 해성점토의 강도 및 압축특성을 알아보기 위하여 미개량시 지지력과 침하 영향만을 산정 비교하였다. 검토를 위해 결정된 임의의 단면조건은 <그림 3.6.6>과 같다.



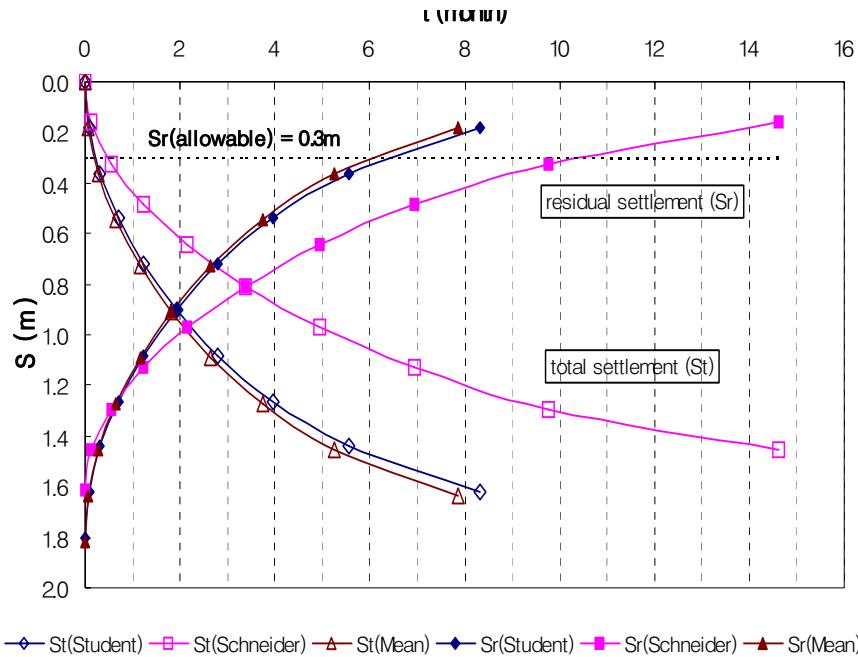
<그림 3.6.6> 설계를 위한 지반 및 하중조건

지지력 및 침하량의 계산은 항만 및 어항 설계기준에 제안된 방법중 실무에서 가장 많이 이용되는 식을 채택하였다. 지지력 계산시 안전율은 1.5를 적용하였으며, 단위면적당 작용하중(Q)에 대한 허용지지력(q_a)의 비(q_a/Q)를 이용하여 허용지지력 산정결과를 <그림 3.6.7>과 같이 비교하였다. Student 방법에 의한 q_a/Q 는 평균치의 97~98%에 달하여 약간 작은 값이 산정된 반면, Schneider 방법에 의한 값은 평균치의 64~66% 범위로서 매우 과소평가됨을 알 수 있다.



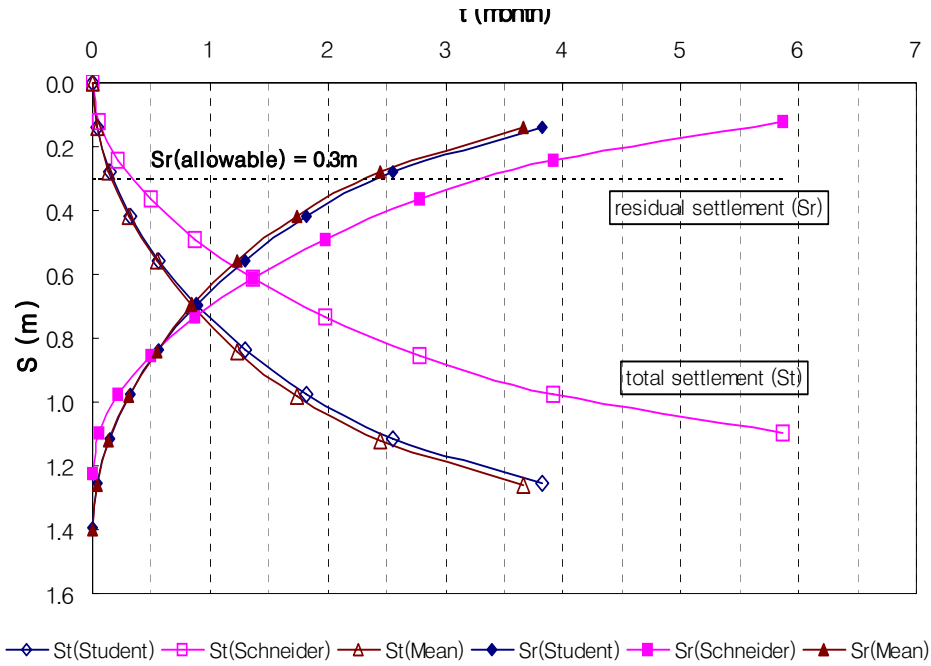
<그림 3.6.7> 설계치에 따른 q_a/Q 의 비교

두 지역을 비교할 때 동일한 작용하중에서 부산지역 토질의 지지력이 광양지역에 비해 약 1.6배 가량 크게 산정되었다. 광양지역에서의 시간경과에 따른 최종압밀침하량과 잔류침하량 변화를 <그림 3.6.8>에 나타내었다. 압축지수와 초기간극비가 주요한 변수인 최종압밀침하량은 각각 1.821m(mean), 1.803m (Student) 및 1.617m(Schneider)로서 Student 방법은 평균치와 거의 차이가 없는 반면 Schneider 방법은 평균치 대비 약 0.2m(12.6%) 작게 산정되었다.



<그림 3.6.8> 시간경과에 따른 총침하량과 잔류침하량 분포(광양)

<그림 3.6.9>는 부산지역에서의 시간경과에 따른 최종압밀침하량과 잔류침하량 변화를 나타낸 것이다. 최종압밀침하량은 각각 1.40m(mean), 1.396(Student) 및 1.222m (Schneider)로서 Student 방법은 역시 평균치와 거의 차이가 없는 반면 Schneider 방법은 평균치 대비 약 0.18m(14.6%) 작게 산정되었다.



<그림 3.6.9> 시간경과에 따른 총침하량과 잔류침하량 분포(부산)

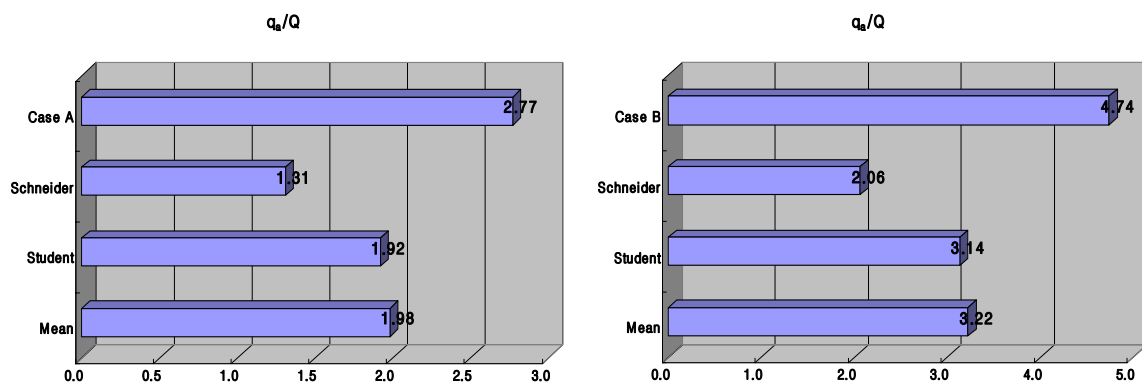
바. 설계적용 대표치, 특성치와 산술평균치에 의한 설계결과

최근 두 지역에서 각각 항만구조물 설계에 입력된 대표적인 설계치와 불확실성을 고려한 특성치를 통하여 선정된 설계치 사이의 지지력 및 침하량 계산 결과를 비교하였다. 각 사례에서 선정된 설계치는 국부적이고 불충분한 시험결과에서 얻은 단순한 산술평균치 또는 설계자의 임의적 판단에 의한 대표치로서 통계학적 변동성을 고려하지 않은 수치이다. 이들은 실제적으로 이미 설계가 완료되었거나 시공중인 사례로서, 변동성이 파악된 대량의 자료에 의해 설계결과를 비교함은 적절한 경제성 또는 안전마진의 측면에서 의미가 있을 것이다 <표 3.6.27>은 최근 광양 및 부산항 지역 항만구조물 건설공사의 설계에 적용되었던 주요 설계치를 나타낸 것이다 적용하중은 상기 동일한 단면의 방파제 구조물로 가정하였다

<표 3.6.27> 설계사례에 적용된 대표치

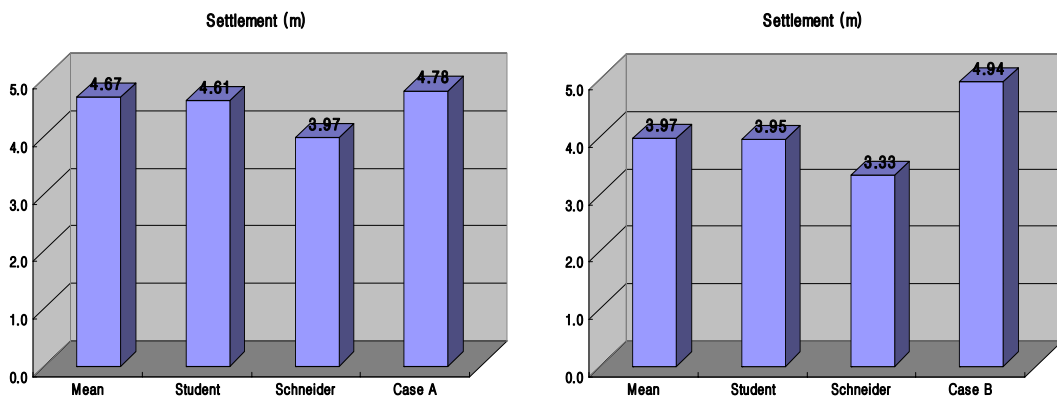
Case A (Gwangyang)					
Thickness of soft clay (m)	γ_t (kN/m ³)	G_s	w (%)	e	C_c
25.50	15.180	2.714	81.96	2.314	1.161
Case B (Busan)					
Thickness of soft clay (m)	γ_t (kN/m ³)	G_s	w (%)	e	C_c
50.325	17.325	2.710	67.90	1.890	0.960

각 사례에서 적용된 대표치와 본 연구에서 산정한 방법의 설계치에 의해 계산한 q_a/Q 를 <그림 3.6.10>에 비교하였다. 광양지역(Case A)의 경우 설계 적용값을 지역전체의 불확실성이 고려된 값들과 비교할 때 평균치에 의해 산정한 q_a/Q 에 비해 39.9% 가량, Student 방법에 비해 44.3% 가량, 그리고 Schneider 방법에 비해 111.5% 가량 과대하게 산정되었다. 부산지역(Case B)의 경우는 지역전체의 평균치에 의해 산정한 q_a/Q 에 비해 47.2% 가량, Student 방법에 의한 불확실성 고려시에 비해 60.0% 가량, 그리고 Schneider 방법에 비해서는 130.0% 가량 과대하게 산정되었다. 따라서, 지지력 계산에 있어서 두 지역 전반적으로 설계에 채택되었던 입력치가 불확실성을 고려한 경우에 비하여 최대 2배이상 과대평가함을 알 수 있었다. 또한 사례분석 1에서 평가한 결과와 유사하게 본 검토에서도 부산지역의 지지력 특성이 광양지역에 비해 1.6~1.7배 가량 양호한 것으로 나타났다.



<그림 3.6.10> q_a/Q 의 계산결과 비교

<그림 3.6.11>은 동일한 하중과 지반조건에 대하여 원지반의 침하량을 비교한 결과이다. 광양지역(Case A)의 경우 지역전체의 평균값에 비해 약 2.4%, 불확실성이 고려된 설계치 적용결과와 비교시는 Student 방법에 비해 3.7%, Schneider 방법에 비해서는 20.4% 가량 크게 산정됨으로써 Schneider 방법을 제외하고는 대개 큰 차이를 보이지 않았다. 부산지역(Case B)의 경우 지역전체의 평균값에 비해 약 24.4%, 불확실성이 고려된 설계치 적용결과와 비교시는 Student 방법에 비해 25.1%, Schneider 방법에 비해서는 48.3% 가량 크게 산정됨으로써 일반적으로 과다하게 산정되는 결과를 보였다.



<그림 3.6.11> 침하량 계산결과의 비교

제 7 절 신뢰성 설계법

1. Level I 설계법

가. 정의

Level I 신뢰성 설계법(부분안전계수법)이란 설계하중(design load) 및 설계강도(design strength)의 특성치(nominal/characteristic value) 또는 평균치(mean value)에 대하여 부분안전계수를 결정하고 그 계수들을 포함하는 설계기준식(design criteria)에 따라 결정론적 설계법과 동일한 과정으로 설계하는 방법이다.

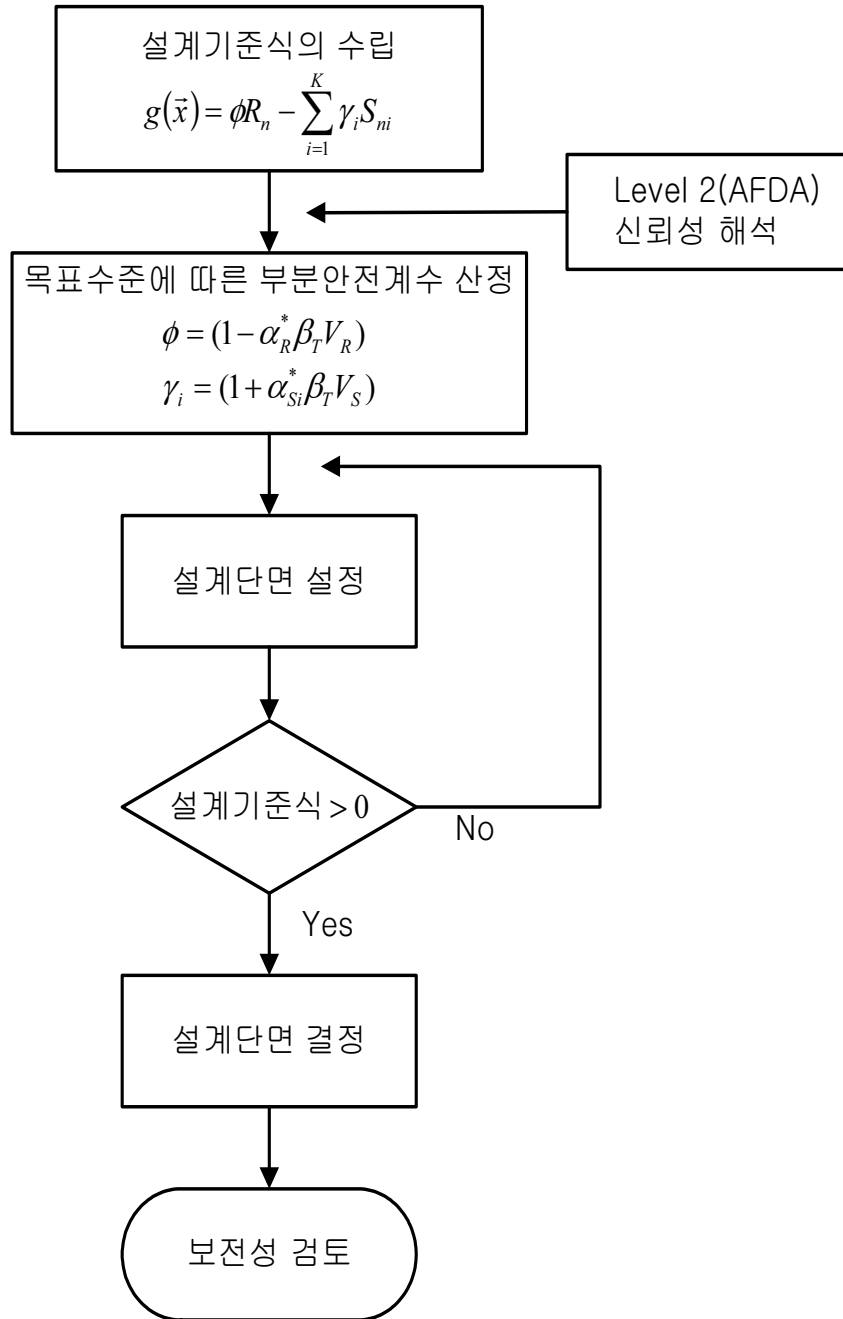
나. 설계절차

Level I 신뢰성 설계법의 흐름도를 <그림 3.7.1>에 제시하였다. <그림 3.7.1>에서 알 수 있듯이 Level I 신뢰성 설계법을 올바르게 수행하기 위해서는 먼저 설계기준식을 올바르게 수립해야 하고, 설계기준식에 포함된 부분안전계수를 목표수준에 따라 미리 결정할 필요가 있다. 부분안전계수는 각 확률변수의 변동계수와 영향계수 그리고 목표수준의 함수이다 따라서 부분안전계수를 산정하기 위해서는 신뢰성 해석을 수행하여 파괴에 미치는 각 확률변수들의 영향계수를 먼저 산정해야만 한다 다음 산정된 영향계수를 이용하여 각 확률변수의 변동계수와 목표수준에 따라 부분안전계수를 산정한다. 마지막으로 산정된 부분안전계수를 설계기준식에 대입하여 목표수준에 따라 단면을 재산정하는 과정이다.

다. 설계기준식

설계기준식(design criteria)은 사용자나 설계자에게 친숙하면서 가능하면 단순한 형태로 표시되는 게 바람직하다. 특정한 형식이 없기 때문에 임의의 파괴모드를 이용하여 안전성이 만족되도록 확률적인 기초 위에서 자유롭게 설계기준식을 수립할 수 있다. 일반적으로 기존의 결정론적 설계법(허용응력설계법 등)과 동일한 형태로 설계기준식을 수립하는 것이 바람직하다. 설계기준식을 수립할 때 특히 주의해야 할 점은 하중은 하중의 부분안전계수(load factors)에 의하여 증가되도록 하며 저항력은

저항력의 부분안전계수(resistance factors)에 의하여 감소되도록 한다. 이는 지식의 불완전한 정보나 확률변수들의 불확실성과 목표수준에 따른 영향들이 각각의 부분안전계수들에 의해 고려되기 때문이다.



<그림 3.7.1> Level I 신뢰성 설계법(부분안전계수법)의 흐름도

먼저 다음 식 (3.7.1)과 같이 저항함수, $R(\vec{X})$ 와 하중함수, $S(\vec{Y})$ 로 구성된 임의의 파괴모드에 대한 한계상태함수 또는 신뢰함수, $g(\vec{X}, \vec{Y})$ 를 생각하자.

$$g(\vec{X}, \vec{Y}) = R(\vec{X}) - S(\vec{Y}) \quad (3.7.1)$$

따라서 해당 파괴모드에 대하여 구조물의 안정성이 만족되도록 저항력과 하중의 부분안전계수가 포함된 설계기준식은 다음 식 (3.7.2)와 같이 정의할 수 있다.

$$\vec{\phi} R_n(\vec{X}_n) \geq \vec{\gamma} S_n(\vec{Y}_n) \quad (3.7.2)$$

여기서 $R_n(\vec{X}_n)$ 과 $S_n(\vec{Y}_n)$ 은 각각 저항함수와 하중함수를 구성하는 확률변수들의 대표적 값을 나타내는 특성값 \vec{X}_n 및 \vec{Y}_n 에 의하여 산정된 저항력과 하중의 특성값이다. 일반적으로 설계기준식의 저항함수에 설계자가 하중조건에 따라 결정해야 할 설계변수가 포함된다. 또한 $\vec{\phi}$ 는 저항력에 대한 부분안전계수이고 $\vec{\gamma}$ 는 하중에 대한 부분안전계수이다. 앞에서 언급된 바와 같이 저항력에 대한 부분안전계수 $|\vec{\phi}| \leq 1$, 하중에 대한 부분안전계수 $|\vec{\gamma}| \geq 1$ 을 만족해야 한다. 식 (3.7.2)에서 쉽게 알 수 있듯이 만약 저항함수와 하중함수가 여러 개의 확률변수들의 조합에 의하여 구성된 임의의 함수라면 각각의 확률변수에 해당하는 각각의 부분안전계수를 도입해야 한다.

한편 식 (3.7.1)에 해당하는 동일한 파괴모드라도 설계기준식을 다음 식 (3.7.3)과 같이 다른 형태로 정의할 수 있다.

$$\frac{R_n(\vec{X}_n)}{\vec{\phi}} \geq \vec{\gamma} S_n(\vec{Y}_n) \quad (3.7.3)$$

식 (3.7.3)의 저항력에 대한 부분안전계수는 식 (3.7.2)에서 정의한 것과는 반대의 의미를 갖게 된다. 즉, 식 (3.7.3)의 설계기준식 형태에서는 저항력에 대한 부분안전계수는 하중에 대한 부분안전계수와 마찬가지로 $|\vec{\phi}| \geq 1$ 을 만족해야 한다.

이상과 같이 설계기준식은 식 (3.7.2)나 식 (3.7.3)과 같이 어느 형태로든 수립할 수

있다. 따라서 설계기준식에 포함된 각 확률변수들의 부분안전계수만 결정되면 현행의 결정론적설계법과 동일한 과정을 거쳐 설계를 수행할 수 있다. 부분안전계수들은 파괴모드에 대한 지식의 불완전성이나 각 확률변수들의 불확실성과 설계목표수준에 따른 영향들을 고려하기 위하여 도입된 것이다. 따라서 부분안전계수를 결정하는 과정에 이와 같은 요소들이 올바르게 고려되어야 한다. 아래에 부분안전계수 산정법을 설명하였다.

라. 부분안전계수 산정법

설계기준식 (3.7.3)에 따라 부분안전계수를 산정하고 평가하는 방법은 확률변수들의 평균과 분산만을 이용하는 모멘트법과 신뢰함수를 설계점에 근사시켜 산정하는 역해석법 등 두 가지 방법으로 구분할 수 있다.

(1) 모멘트법

신뢰성 이론에 의하면 식 (3.7.1)에 주어진 파괴모드의 신뢰지수 β 는 다음 식 (3.7.4)와 같이 정의된다. 신뢰성 해석에서 신뢰지수가 증가하면 구조물의 안전성이 증가하는 것을 의미한다.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.7.4)$$

여기서 μ_R 과 μ_S 는 각각 저항력과 하중의 평균, σ_R^2 과 σ_S^2 는 각각 저항력과 하중의 분산이다. 만약 설계하고자 하는 구조물의 안전성이 목표신뢰지수 β_T 로 주어졌다면, 임의의 파괴모드에 대한 신뢰지수는 반드시 다음 식 (3.7.5)를 만족해야 한다.

$$\beta \geq \beta_T \quad (3.7.5)$$

따라서 식 (3.7.4)를 식 (3.7.5)에 대입하고 $\sqrt{\sum_i x_i^2} \approx \sum_i a_i x_i$ 의 관계를 이용하여 정리하면 다음 식 (3.7.6)을 얻을 수 있다.

$$\mu_R \geq \mu_S + \beta_T(\alpha_R \sigma_R + \alpha_S \sigma_S) \quad (3.7.6)$$

식 (3.7.6)을 저항함수와 관련된 부분과 하중함수와 관련된 부분으로 구분하여 정리하면 다음 식 (3.7.7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$(1 - \alpha_R \beta_T V_R) \mu_R \geq (1 + \alpha_S \beta_T V_S) \mu_S \quad (3.7.7)$$

마지막으로 식 (3.7.3)을 식 (3.7.7)과 비교하면 저항함수의 부분안전계수와 하중함수의 부분안전계수는 다음 식 (3.7.8)과 같이 정의된다.

$$\vec{\phi} = \frac{R_n(\vec{X}_n)}{(1 - \alpha_R \beta_T V_R) \mu_R} \quad (3.7.8a)$$

$$\vec{\gamma} = \frac{(1 + \alpha_S \beta_T V_S) \mu_S}{S_n(\vec{Y}_n)} \quad (3.7.8b)$$

여기서 $V_R = \mu_R / \sigma_R$ 과 $V_S = \mu_S / \sigma_S$ 는 각각 저항함수와 하중함수의 변동계수 (variation of coefficient)이다. 식 (3.7.8)에서 쉽게 볼 수 있듯이 저항력의 부분안전계수와 하중의 부분안전계수 산정식에는 설계자가 요구하는 파괴모드에 대한 목표 수준, β_T 와 각 확률변수들의 불확실성 V_R 및 V_S 가 포함된다.

한편 식 (3.7.8)을 이용하여 정량적으로 부분안전계수를 산정하기 위해서는 먼저 확률변수들을 대표적으로 나타낼 수 있는 특성값을 먼저 정의하여야 한다 즉, 설계자가 어떤 특성값을 사용하여 설계할 것인가를 먼저 결정하여야 한다 임의의 분포함수를 따르는 확률변수의 평균을 사용할 것인지 아니면 일정 확률 이하 또는 이상을 갖는 특성값을 사용할 것인지를 결정하여야 한다

먼저, 식 (3.7.8)에 포함된 저항함수와 하중함수의 특성값을 평균으로 사용한다면 $S_n(\vec{Y}) = \mu_S$ 이므로 식 (3.7.8)은 다음 식 (3.7.9)와 같이 간단하게 나타낼 수 있다.

$$\vec{\phi} = 1 / (1 - \alpha_R \beta_T V_R) \quad (3.7.9a)$$

$$\vec{\gamma} = (1 + \alpha_S \beta_T V_S) \quad (3.7.9b)$$

또한 저항함수와 하중함수의 특성값을 확률의 개념으로 정의하는 경우를 생각할 수 있다. 즉, 특성값을 확률분포에서 일정 확률 이상 및 이하에 해당하는 값으로 정의할 수 있다. <그림 3.7.2>에 이와 같은 방법으로 특성값을 설정하는 방법을 나타내었다. <그림 3.7.2(a)>는 저항함수에 대한 확률밀도함수이고 <그림 3.7.2(b)>는 하중함수에 대한 확률밀도함수이다. 저항함수에 대한 특성값을 R_p , 하중함수에 대한 특성값을 S_q 로 하는 경우를 생각할 수 있다. 그림에서 쉽게 알 수 있듯이 안전성을 강화하기 위한 방법으로 저항함수의 특성치는 평균보다 $k_R\sigma_R$ 배 작게, 그리고 하중함수의 특성치는 평균보다 $k_S\sigma_S$ 배 크게 설정한 경우이다. 이는 저항력, R 이 R_p 보다 작거나 같게 나타날 확률이 p 이고, 하중, S 가 S_q 보다 크게 발생할 확률이 q 라는 의미이다.

따라서 $R_n(\vec{X}) = (1 - k_R V_R)\mu_R$, $S_n(\vec{Y}) = (1 + k_S V_S)\mu_S$ 이므로 식(3.7.8)의 부분안전계수는 다음 식 (3.7.10)과 같이 된다.

$$\vec{\phi} = \frac{1 - k_R V_R}{1 - \alpha_R \beta_T V_R} \quad (3.7.10a)$$

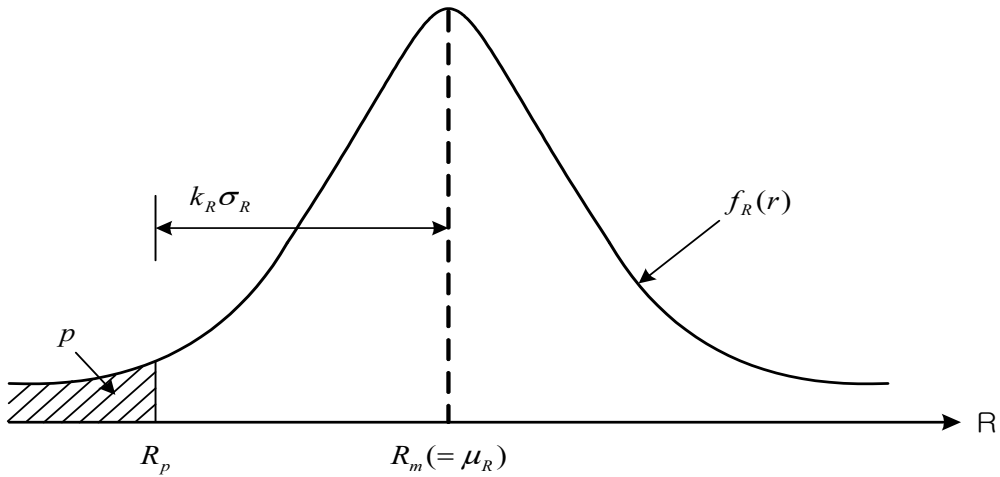
$$\vec{\gamma} = \frac{1 + \alpha_S \beta_T V_S}{1 + k_S V_S} \quad (3.7.10b)$$

이상과 같이 식 (3.7.8)을 이용하면 설계자의 목표수준 및 확률변수들의 불확실성에 따른 영향을 고려한 부분안전계수를 산정할 수 있다. 또한 산정된 부분안전계수를 식 (3.7.3)의 설계기준식에 대입하면 일반적으로 저항함수에 포함된 설계변수를 하중조건에 따라 쉽게 결정할 수 있다.

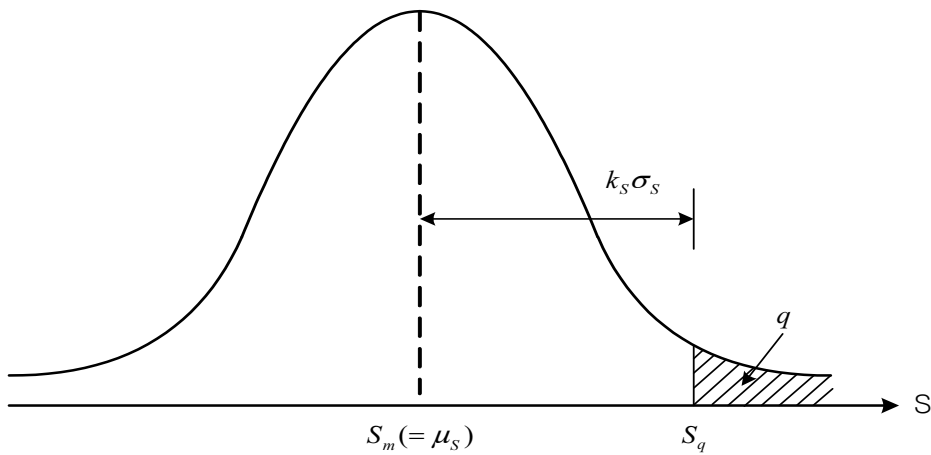
(2) 역해석법

역해석법은 파괴확률을 구하는 Level II 신뢰성 해석법의 역 해석 과정이다. 즉, 허용신뢰지수, β_T 에 대하여 식 (3.7.1)의 신뢰함수, $g(\vec{X}, \vec{Y}) = 0$ 을 만족시키는 파괴점(design point/most probable failure point)를 산정하는 기법이다. 이 관계를 수학식으로 나타내면 다음 식 (3.7.11)과 같다(<그림 3.7.3> 참조).

$$\begin{aligned}
 Z &= g[\vec{X}^*(\beta_T), \vec{Y}^*(\beta_T)] \\
 &= g\left(\frac{\vec{X}_n}{\phi}, \vec{Y}_n \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.7.11}$$



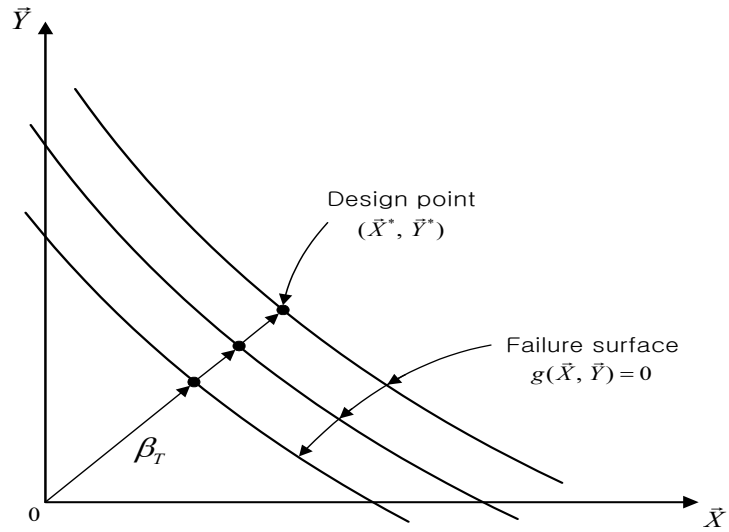
<그림 3.7.2(a)> 저항력 R 의 특성치, R_p



<그림 3.7.2(b)> 하중 S 의 특성치, S_q

여기서 $\vec{X}^*(\beta_T)$, $\vec{Y}^*(\beta_T)$ 는 목표파괴지수, β_T 를 만족하는 파괴면상의 파괴점을 의미한다. 식 (3.7.11)은 파괴점에 있는 각 확률변수들의 값이 부분안전계수에 확률변수의 특성값을 곱한 것과 같다는 개념을 사용하는 것이다 물리적으로 보면 파괴점상에 있는 확률변수의 값은 파괴에 대한 주어진 목표수준을 만족한다는 것을 의미한다.

식 (3.7.11)로 부터 저항 및 하중에 대한 각 확률변수의 부분안전계수는 다음 식 (3.7.12)와 같이 정의할 수 있다.



<그림 3.7.3> 신뢰함수와 파괴점

$$\vec{\phi} = \frac{\vec{X}_n}{X^*(\beta_T)} \quad (3.7.12a)$$

$$\vec{y} = \frac{\vec{Y}^*(\beta_T)}{Y_n} \quad (3.7.12b)$$

따라서 식 (3.7.12)로부터 각 확률변수들의 부분안전계수를 결정하기 위해서는 먼저 파괴점의 값을 알아야 한다. Level II의 AFDA 신뢰성 해석법에 의하면 파괴점의 값들은 다음 식 (3.7.13)과 같이 정의된다.

$$\vec{X}^*(\beta_T) = \mu_{\vec{X}} + a_{\vec{X}}^* \beta_T \sigma_{\vec{X}} \quad (3.7.13a)$$

$$\vec{Y}^*(\beta_T) = \mu_{\vec{Y}} + a_{\vec{Y}}^* \beta_T \sigma_{\vec{Y}} \quad (3.7.13b)$$

여기서 $a_{\vec{X}}$ 와 $a_{\vec{Y}}$ 는 각각 신뢰함수를 구성하는 확률변수들의 방향여현(direction cosine)과 동일한 의미를 가진 변수이다. 즉, 파괴확률에 미치는 영향의 정도를 나타내는 변수로 다음 식 (3.7.14)와 같이 정의된다.

$$a_{\vec{X}}^* = - \frac{\partial g(\vec{X}, \vec{Y}) / \partial \vec{X} |_{\vec{X}^*, \vec{Y}^*} \sigma_{\vec{X}}}{\left\{ \sum \left[\partial g(\vec{X}, \vec{Y}) / \partial \vec{X} |_{\vec{X}^*, \vec{Y}^*} \right]^2 \sigma_{\vec{X}}^2 \right\}^{1/2}} \quad (3.7.14a)$$

$$a_{\vec{Y}}^* = - \frac{\partial g(\vec{X}, \vec{Y}) / \partial \vec{Y} |_{\vec{X}^*, \vec{Y}^*} \sigma_{\vec{Y}}}{\left\{ \sum \left[\partial g(\vec{X}, \vec{Y}) / \partial \vec{Y} |_{\vec{X}^*, \vec{Y}^*} \right]^2 \sigma_{\vec{Y}}^2 \right\}^{1/2}} \quad (3.7.14b)$$

그러므로 식 (3.7.13) 및 (3.7.14)를 식 (3.7.12)에 대입하면 임의의 파괴모드에 해당하는 확률변수들의 부분안전계수를 구할 수 있는 다음 식(3.7.15)를 얻을 수 있다.

$$\vec{\phi} = \frac{\vec{X}_n}{(1 + a_{\vec{X}}^* \beta_T V_{\vec{X}}) \mu_{\vec{X}}} \quad (3.7.15a)$$

$$\vec{y} = \frac{(1 + a_{\vec{Y}}^* \beta_T V_{\vec{Y}}) \mu_{\vec{Y}}}{\vec{Y}_n} \quad (3.7.15b)$$

한편 식 (3.7.12)에 의하여 산정된 부분안전계수를 이용하여 설계할 때 사용할 설계기준식은 식 (3.7.11)로부터 다음 식 (3.7.16)과 같이 정의된다.

$$Z = g\left(\frac{\vec{X}_n}{\vec{\phi}}, \vec{y} \vec{Y}_n\right) \geq 0 \quad (3.7.16)$$

이상과 같이 신뢰성 해석법(Level II의 AFDA)의 역 해석방법, 즉, 역해석법에 의하여 부분안전계수를 산정할 수 있는 방법과 설계기준식이 수립되었다 따라서 아래에 Level I 신뢰성 설계법의 실제 적용 사례를 설명하였다.

마. 경사식 방파제의 신뢰성 설계 사례

이상에서 설명한 Level I 신뢰성 설계법을 적용하기 위해서는 먼저 피복재의 설계기준식을 수립하고, 주어진 설계조건과 목표수준에 따른 부분안전계수를 산정해야만 한다. 이하에서는 각각의 피복재에 대해 설계기준식을 수립하고 임의로 주어진 설계조건을 이용하여 부분안전계수를 산정하고 산정된 부분안전계수를 CEM(2006)의 결과 및 Level II 신뢰성 설계법의 결과와 비교하여 검증하고자 한다.

(1) 사석재에 대한 적용 사례

(가) Hudson 공식

① 설계조건

결정론적 설계법으로 Hudson 공식을 이용하여 사석재를 설계할 때 사용한 제반 조건은 다음과 같다. 먼저 체체의 경사 $\cot\alpha = 2.0$, $\Delta = 1.6$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8$ m이다. 비쇄파 조건의 5% 미만 피해율에 해당하는 $A_{HR} = 1.0$, $K_D = 4.0$ 인 경우, 다음 식 (3.7.17)의 결정론적 설계법에 의하면 사석재의 대표 입경 $D_n = 1.5$ m가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{HR} \Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad (3.7.17)$$

동일한 조건에 대한 Level I 신뢰성 설계법의 적용 사례를 아래에 설명하였다. 앞에서 설명하였듯이 먼저 Level I 신뢰성 설계법을 적용할 수 있는 설계 기준식이 식 (3.7.17)과 동일한 형태로 정의되어야 한다. 본 표준서에서는 다음 식 (3.7.18)의 설계기준식을 제시하였다.

$$D_n = \frac{\gamma_R \gamma_H H_s^T}{A_{HR} \Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad (3.7.18)$$

여기서 γ_R 과 γ_H 는 각각 저항력 및 하중과 관련된 부분안전계수이다. 특히 저항력과 관련된 부분안전계수 γ_R 은 또한 식 (3.5.12)의 우변 첫 항에 있는 여러 확률변수들의 부분안전계수의 함수이다. 신뢰성 설계를 위한 설계기준식 식 (3.7.18)은 형식적으로 결정론적 설계법의 식 (3.7.17)과 동일하기 때문에 저항력 및 파고에 대한 부분안전계수가 주어진다. 설계자들은 신뢰성 해석에 대한 깊은 이해 없이도 식 (3.7.18)을 이용하여 목표수준에 따른 신뢰성 설계를 수행할 수 있다. 그러나 식 (3.7.18)을 적용하기 위해서는 먼저 목표수준에 따른 부분안전계수가 산정, 제시되어야 한다. 앞에서 설명하였듯이 부분안전계수를 산

정하기 위해서는 각 확률변수의 영향계수를 산정하기 위한 신뢰성 해석이 먼저 수행되어야 한다. 이는 부분안전계수가 각 확률변수의 영향계수와 불확실성 그리고 목표수준에 따른 함수이기 때문이다

식 (3.5.12)의 사석재에 대한 Hudson 공식의 한계상태함수를 이용하여 신뢰성 해석을 수행하기 위해 사용된 입력자료를 <표 3.7.1>에 제시하였다. 표에서 알 수 있듯이 신뢰성 해석을 위한 입력자료에는 각 확률변수의 불확실성을 나타내는 분산 또는 변동계수와 분포함수에 대한 정의가 필요하다 본 설계 사례에서는 결정론적 설계법에서 사용한 값을 각 확률변수의 평균으로 고려하였으며, 변동계수의 정도는 기존의 연구에서 제시된 대표적인 자료를 사용하였다

<표 3.7.1> 사석재 신뢰성 해석의 입력자료(Hudson 공식)

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	Distribution
A_{HR}	1.0	0.18	Normal
Δ	1.6	0.06	Normal
D_n (m)	1.5	0.10	Normal
$\cot \alpha$	2.0	0.10	Normal
H_s (m)	4.4	0.70	Gumbel
K_D	4.0	-	-

한편 대부분 확률변수의 분포함수는 정규분포로 가정하였으나 파고의 경우만 설계파고가 결정되는 과정을 고려하여 극치분포로 가정하였다 일반적으로 설계파고는 년 최고자료를 이용하여 극치분포함수에 적합(fitting)시킨 후 재현기간에 따라 산정되기 때문이다. 표에서 알 수 있듯이 본 설계 사례에서는 파고가 식 (3.7.19)와 같이 정의되는 Gumbel 분포를 따르고, 년 최고자료의 평균과 표준편차를 각각 4.4 m 및 0.7 m라고 가정하였다.

$$F_{H_s}(x) = \exp(-e^{-\kappa(x-\lambda)}) \quad (3.7.19)$$

여기서 κ 는 축척계수(scale parameter)이고 λ 는 위치계수(location parameter)로 다음 식 (3.7.20)의 관계를 만족한다.

$$\mu_{H_s} = \lambda + \frac{0.57722}{\kappa} \quad (3.7.20a)$$

$$\sigma_{H_s} = \frac{\pi}{\sqrt{6}\kappa} \quad (3.7.20b)$$

따라서 본 설계 사례에서 $\kappa = 1.83 \text{ 1/m}$, $\lambda = 4.08 \text{ m}$ 이 된다. 신뢰함수 식 (3.5.12)와 <표 3.7.1>을 이용하여 Level II AFAD 신뢰성 해석법으로 수행된 해석 결과, 영향계수를 다음 <표 3.7.2>에 제시하였다.

<표 3.7.2> 사석재의 신뢰성 해석 결과(Hudson 공식)

Iter. No.	A_{HR}	Δ	D_n	$\cot \alpha$	H_s
	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
0	-0.747	-0.156	-0.277	-0.069	0.581
1	-0.740	-0.145	-0.260	-0.064	0.599
2	-0.740	-0.145	-0.259	-0.064	0.600
3	-0.740	-0.145	-0.259	-0.064	0.600

<표 3.7.2>에 의하면 파괴에 미치는 경험식의 불확실성과 파고에 따른 영향이 다른 확률변수의 영향보다 상대적으로 크게 나타나고 있다

② 부분안전계수 산정

<표 3.7.1>의 각 확률변수에 대한 변동계수와 <표 3.7.2>의 영향계수를 식 (3.7.15)에 대입하여 목표수준에 따라 부분안전계수를 산정하여 <표 3.7.3>에 제시하였다. 이때 각 확률변수의 특성값은 결정론적 설계법에서 사용되는 값을 그대로 사용하였다.

<표 3.7.3>의 마지막 행은 식 (3.7.18)을 사용하여 신뢰성 설계법으로 재설계된 결과이다. 즉 <표 3.7.3>의 저항력과 파고에 대한 목표수준별 부분안전계수를 식 (3.7.18)에 대입하여 산정된 결과이다. 결정론적 설계법으로 산정된 사석재의 대표입경이 1.5 m인데 비해 신뢰성 설계법으로 산정된 목표수준 10% 및

20%에 해당하는 사석재의 대표입경은 각각 2.1 m와 1.9m가 된다.

<표 3.7.3> 사석재의 목표수준에 따른 저항력 및 파고의 부분안전계수와 대표입경 (Hudson 공식)

$(P_f)_T (\%)$	γ_R	γ_H	$\gamma_Z = \gamma_R \gamma_H$	$D_n (m)$
1	1.53	1.23	1.88	2.82
5	1.33	1.16	1.55	2.32
10	1.25	1.13	1.40	2.10
20	1.15	1.08	1.25	1.87
40	1.04	1.02	1.07	1.60

한편 본 표준서에서 산정된 목표파괴확률별 피복재에 대한 부분안전계수를 CEM(2006)에 제시된 결과와 비교하기 위하여 앞에서 언급된 동일한 과정을 재수행하여 그 결과를 <표 3.7.4>에 제시하였다. CEM(2006)에 목표파괴확률별 부분안전계수의 값이 제시되어 있기 때문에 식 (3.7.18)을 이용하면 목표수준에 따른 피복재의 대표입경을 쉽게 산정할 수 있다.

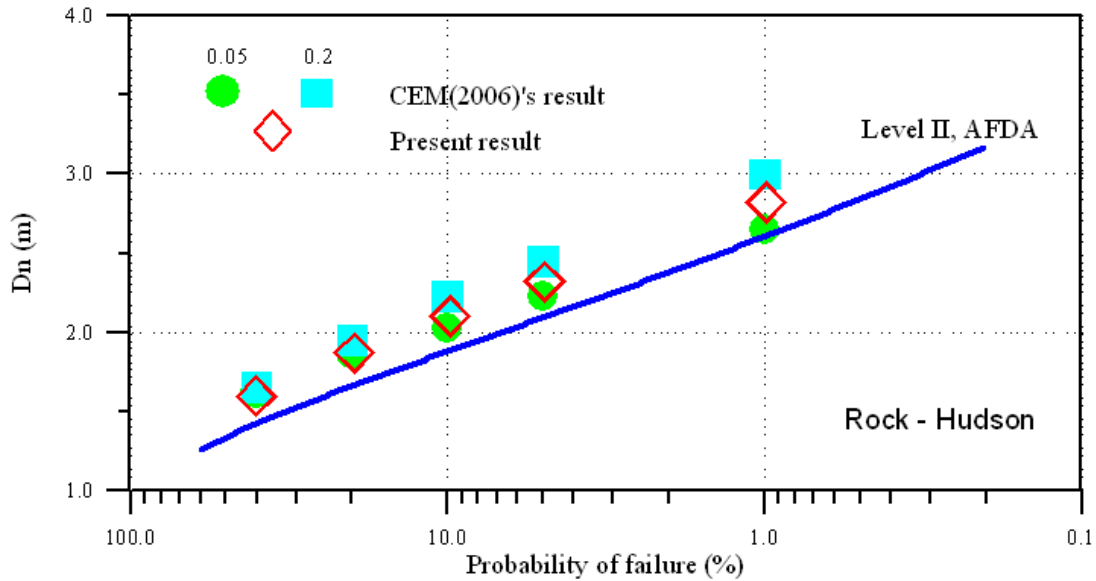
<표 3.7.4> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 사석재의 대표입경 (Hudson 공식)

$(P_f)_T (\%)$	$D_n (m)$	
	$\sigma'_{FH_s} = 0.05$	$\sigma'_{FH_s} = 0.2$
1	2.65	3.00
5	2.23	2.45
10	2.03	2.23
20	1.84	1.95
40	1.62	1.65

<표 3.7.4>에서 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 는 파고 자료의 불확실성이 상대적으로 $\sigma'_{FH_s} = 0.2$ 보다 작다는 의미이다 따라서 파고 자료의 불확실성이 작다고 판단되는 경우에는 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 의 결과를 이용하면 된다.

③ 신뢰성 설계 결과의 비교 평가

이상과 같이 주어진 설계조건에 대하여 결정론적 설계법과 신뢰성 설계법으로 각각 사석재의 대표입경을 산정한 바 있다. 따라서 본 절에서는 CEM(2006)의 결과와 본 표준서에서 제시한 재 설계결과를 비교하여 <그림 3.7.4>에 제시하였다.



<그림 3.7.4> 사석재에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과들의 비교 (Hudson 공식)

그림에서 볼 수 있듯이 본 표준서에서 제시한 결과가 CEM(2006)의 결과와 잘 일치하고 있다. 다만 CEM(2006)에서 파고 자료의 불확실성이 상대적으로 큰 경우는 설계가 매우 안전하게 이루어지도록 하기 위해 부분안전계수를 본 표준서에서 제시한 결과보다 크게 산정하고 있다. 또한 전반적으로 Level I 신뢰성 설계법이 Level II 신뢰성 설계법 보다 안전 측으로 설계되고 있음을 쉽게 알 수 있다. 전반적으로 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법이 유사하게 거동하고 있다. 따라서 본 표준서에서 제시한 사석재의 Hudson 공식에 대한 설계기준식은 올바르게 수립되었으며 또한 목표수준에 따른 부분안전계수 값들도 비교적 정확하게 산정되었다고 판단된다

(나) Van der Meer 공식

① 설계조건

본 설계 사례에 적용한 설계조건은 체체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.6$, $P = 0.5$, $s_{om} = 0.03$, $N_w = 1000$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$ 이다. 권파조건에서 $A_{VR} = 6.2$, $S = 2.5$ 인 경우 다음 식 (3.7.21)의 결정론적 설계법에 의하여 산정된 사석재의 대표입경 $D_n = 1.55m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{VR} S^{0.2} \Delta \cot \alpha^{0.5} P^{0.18} s_{om}^{0.25} N_w^{-0.1}} \quad (3.7.21)$$

결정론적 설계법에서 사용된 동일한 조건에 대하여 Level I 신뢰성 설계법의 적용 사례를 아래에 설명하였다. 먼저 Level I 신뢰성 설계법을 적용하기 위한 설계기준식이 식 (3.7.21)과 유사한 형태로 다음 식 (3.7.22)와 같이 제시되었다.

$$D_n = \frac{\gamma_R \gamma_H H_s^T}{A_{VR} S^{0.2} \Delta \cot \alpha^{0.5} P^{0.18} s_{om}^{0.25} N_w^{-0.1}} \quad (3.7.22)$$

여기서 γ_R 과 γ_H 는 각각 저항력 및 하중과 관련된 부분안전계수이다. 특히 저항력과 관련된 부분안전계수 γ_R 은 또한 식 (3.5.13a)의 우변 첫 항에 있는 여러 확률변수들의 부분안전계수의 함수이다. 신뢰성 설계법의 설계기준식 식 (3.7.22)는 형식적으로 결정론적 설계법의 식 (3.7.21)과 동일하기 때문에 저항력 및 파고에 대한 부분안전계수가 주어진다. 설계자들은 신뢰성 해석에 대한 깊은 이해 없이도 식 (3.7.22)를 이용하여 목표수준에 따른 신뢰성 설계를 수행할 수 있다. 따라서 식 (3.7.22)를 적용하기 위해서는 먼저 목표수준에 따른 부분안전계수가 산정, 제시되어야 한다. 앞에서 설명하였듯이 부분안전계수를 산정하기 위해서는 각 확률변수의 영향계수를 산정하기 위한 신뢰성 해석이 먼저 수행되어야 한다. 이는 부분안전계수가 각 확률변수의 불확실성과 영향계수 그리고 목표수준에 따라 다르게 산정되기 때문이다.

식 (3.5.13a)의 사석재에 대한 van der Meer 공식의 신뢰함수를 이용하여 신뢰성 해석을 수행하기 위한 입력자료를 <표 3.7.5>에 제시하였다. 표에서 알 수 있듯이 입력자료에는 각 확률변수의 불확실성을 나타내는 분산 또는 변동계수와 분포함수에 대한 정의가 필요하다. 본 사례에서는 결정론적 설계법에서 사용한 값을 각 확률변수의 평균으로 고려하였으며, 변동계수의 정도는 기존의 연구에서 제시된 자료를 이용하였다. 이는 결정론적 설계법에서 사용된 값들의 불확실성을 고려하기 위함이다. 한편 분포함수는 파고를 제외한 확률변수들은 정규분포로 가정하였다. 다만 파고의 경우는 설계파고가 결정되는 과정을 고려하여 극치분포로 가정하였다. 일반적으로 설계파고는 년 최고자료를 이용하여 극치분포함수로 적합시킨 후 재현기간에 따라 산정되기 때문이다. 표에서 알 수 있듯이 본 예제에서는 파고가 식 (3.7.19)와 같이 정의되는 Gumbel 분포를 따르고 년 최고자료의 평균과 표준편차가 4.4m 및 0.7m라고 가정하였다.

<표 3.7.5> 사석재 신뢰성 해석의 입력자료(van der Meer 공식)

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	Distribution
A_{VR}	6.20	0.40	Normal
Δ	1.60	0.06	Normal
D_n (m)	1.55	0.104	Normal
$\cot \alpha$	2.00	0.10	Normal
H_s (m)	4.40	0.70	Gumbel
P	0.50	0.05	Normal
s_{om}	0.03	0.008	Normal
N_w	1000	500	Normal
S	2.5	-	-

식 (3.5.13a)와 <표 3.7.5>를 이용하여 Level II AFAD 신뢰성 해석법으로 수행된 해석 결과, 각 확률변수의 파괴에 미치는 영향계수를 <표 3.7.6>에 제시하였다.

<표 3.7.6>에 의하면 파고의 불확실성에 따른 영향이 다른 확률변수의 영향

보다 상대적으로 크게 나타나고 있다. 파괴에 미치는 다른 확률변수들의 영향 정도는 파괴, 파형경사, 대표입경, 경험식의 불확실성, 입사파수, 무차원화된 사석재의 단위중량 순서로 나타나고 있다. 특히 van der Meer 공식에서는 경험식 자체의 불확실성에 따른 영향이 Hudson 공식의 결과보다 작게 나타나고 있다.

<표 3.7.6> 사석재의 신뢰성 해석 결과(van der Meer 공식)

Iter. No.	A_{VR}	D_n	Δ	$\cot \alpha$	P	S_{om}	N_w	H_s
	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8
0	-0.336	-0.349	-0.195	-0.130	-0.094	-0.347	0.231	0.727
1	-0.311	-0.324	-0.179	-0.120	-0.086	-0.336	0.224	0.763
2	-0.310	-0.323	-0.179	-0.119	-0.086	-0.334	0.223	0.765
3	-0.310	-0.323	-0.179	-0.119	-0.086	-0.334	0.223	0.765

② 부분안전계수 산정

<표 3.7.1>의 각 확률변수에 대한 변동계수와 <표 3.7.6>의 영향계수를 이용하여 목표수준에 따라 부분안전계수를 산정하여 <표 3.7.7>에 제시하였다.

<표 3.7.7> 사석재의 목표수준에 따른 저항력 및 파괴의 부분안전계수와 대표입경 (van der Meer 공식)

$(P_f)_T(\%)$	γ_R	γ_H	$\gamma_Z = \gamma_R \gamma_H$	$D_n (m)$
1	1.23	1.31	1.61	2.50
5	1.16	1.22	1.41	2.18
10	1.12	1.17	1.31	2.03
20	1.08	1.11	1.20	1.86
40	1.02	1.03	1.06	1.64

<표 3.7.7>의 마지막 행은 설계기준식 식 (3.7.22)를 사용하여 신뢰성 설계법

으로 재 설계된 결과이다. 즉 <표 3.7.7>의 저항력과 파고에 대한 목표수준별 부분안전계수를 식 (3.7.22)에 대입하여 산정된 결과이다. 결정론적 설계법으로 산정된 사석재의 대표입경이 1.55m인데 비해 신뢰성 설계법으로 산정된 목표수준 10% 및 20%에 해당하는 사석재의 대표입경은 각각 약 2.03 m와 1.86 m가 된다.

한편 본 표준서에서 산정된 목표파괴확률별 피복재에 대한 부분안전계수를 CEM(2006)에 제시된 결과와 비교하기 위하여 앞에서 언급된 동일한 과정을 재 수행하여 그 결과를 <표 3.7.8>에 제시하였다. CEM(2006)에 목표파괴확률별 부분안전계수의 값이 제시되어 있기 때문에 식 (3.7.22)를 이용하면 목표수준별 피복재의 대표입경을 쉽게 산정할 수 있다.

<표 3.7.8> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 사석재의 대표입경
(van der Meer 공식)

$(P_f)_T$ (%)	D_n (m)	
	$\sigma'_{FH_s} = 0.05$	$\sigma'_{FH_s} = 0.2$
1	2.58	2.95
5	2.21	2.47
10	2.02	2.22
20	1.86	1.97
40	1.67	1.71

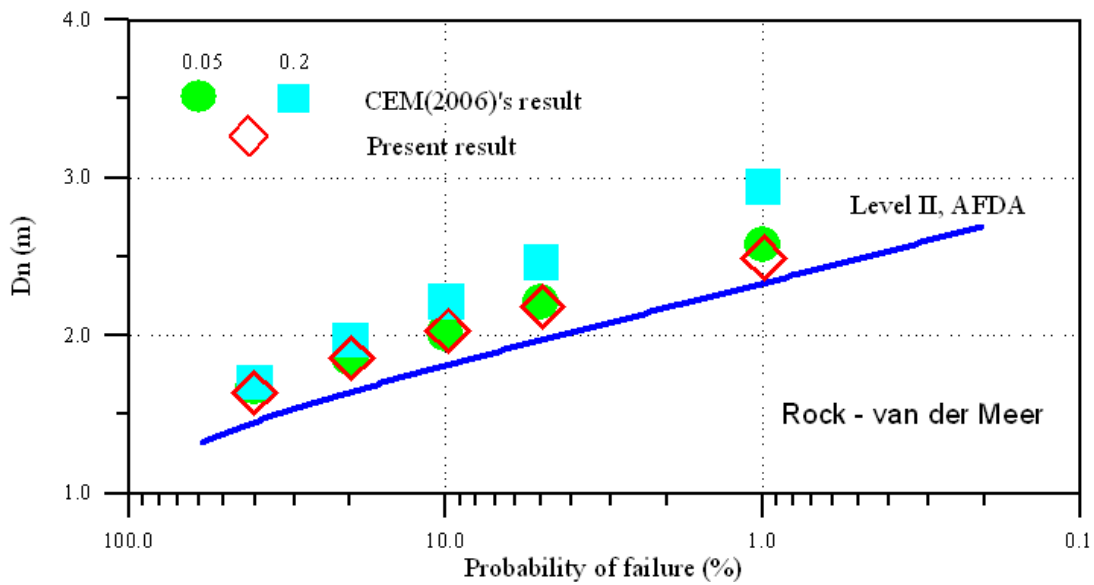
표 7.8에서 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 는 파괴자료의 불확실성이 상대적으로 $\sigma'_{FH_s} = 0.2$ 보다 작다는 의미이다. 따라서 파고자료의 불확실성이 작다고 판단되는 경우에는 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 의 자료를 이용하면 된다.

③ 신뢰성 설계 결과의 비교 평가

주어진 설계조건에 대하여 결정론적 설계법과 신뢰성 설계법으로 각각 사석재의 대표입경을 산정하였다. 따라서 본 절에서는 CEM(2006)의 결과와 본 표준서에서 제시한 재설계결과를 비교하여 <그림 3.7.5>에 제시하였다.

그림에서 볼 수 있듯이 본 표준서에서 제시한 부분안전계수의 결과가 CEM(2006)

의 결과와 잘 일치하고 있다. 다만 CEM(2006)에서 파고의 불확실성이 상대적으로 큰 경우, 설계가 매우 안전하게 이루어지도록 하기 위해 부분안전계수를 본 표준서에서 제시한 결과보다 크게 산정하고 있다. 또한 전반적으로 Level I 신뢰성 설계법이 Level II 신뢰성 설계법 보다 안전 측으로 설계되고 있음을 쉽게 알 수 있다. 그러나 전반적인 경향은 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법이 유사하다. 따라서 본 표준서에서 제시한 사석재의 van der Meer 공식에 대한 설계기준식은 올바르게 수립되었으며 또한 목표수준에 따른 부분안전계수 값들도 비교적 정확하게 산정되었다고 판단된다



<그림 3.7.5> 사석재에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과들의 비교
(van der Meer 공식)

(2) TTP에 대한 적용 사례

(가) Hudson 공식

① 설계조건

결정론적 설계법으로 Hudson 공식을 이용하여 TTP를 설계하기 위한 조건은 다음과 같다. 먼저 제체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.233$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$ 이다. 비쇄파 조건의 5% 미만 피해율에 해당하는 $A_{HT} = 1.0$, $K_D = 8.0$ 인 경우, 결정론적 설계법에 의하면 다음 식 (3.7.23)에 의하여 TTP의 대표입경 $D_n = 1.55m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{HT} \Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad (3.7.23)$$

동일한 조건에 대한 Level I 신뢰성 설계법의 적용 사례를 아래에 설명하였다. 먼저 Level I 신뢰성 설계법을 적용할 수 있는 설계기준식이 식 (3.7.23)과 동일한 형태로 다음 식 (3.7.24)와 같이 제시되었다.

$$D_n = \frac{\gamma_R \gamma_H H_s^T}{A_{HT} \Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad (3.7.24)$$

여기서 γ_R, γ_H 는 각각 저항력 및 하중과 관련된 부분안전계수이다. 저항력과 관련된 부분안전계수 γ_R 는 또한 식 (3.5.12)의 우변 첫 항에 있는 여러 확률변수들의 부분안전계수의 함수이다. 신뢰성 설계를 위한 설계기준식 식 (3.7.24)는 형식적으로 결정론적 설계법의 식 (3.7.23)과 동일하기 때문에 저항력 및 파고에 대한 부분안전계수가 주어진다면 설계자들은 신뢰성 해석에 대한 깊은 이해 없이도 식 (3.7.24)를 이용하여 목표수준에 따른 신뢰성 해석을 수행할 수 있다. 그러나 식 (3.7.24)를 적용하기 위해서는 먼저 목표수준에 따른 부분안전계수가 산정, 제시되어야 한다. 앞에서 설명하였듯이 부분안전계수를 산정하기 위해서는 각 확률변수의 영향계수를 산정하기 위한 신뢰성 해석이 먼저 수행

되어야한다. 이는 부분안전계수가 각 확률변수의 영향계수와 변동계수 그리고 목표수준에 따른 함수이기 때문이다

식 (3.5.12)의 Hudson 공식의 TTP에 대한 신뢰함수를 이용하여 신뢰성 해석을 수행하기 위해 사용된 입력자료를 <표 3.7.9>에 제시하였다. 표에서 알 수 있듯이 입력자료에는 각 확률변수의 불확실성을 나타내는 분산 또는 변동계수와 분포함수에 대한 정의가 필요하다. 본 설계 사례에서는 결정론적 설계법에서 사용한 값을 각 확률변수의 평균으로 고려하였으며 변동계수의 정도는 기존의 연구에서 제시된 자료를 사용하였다. 이는 결정론적 설계법과 동일한 자료를 이용하면서도 각 확률변수의 불확실성을 고려하기 위함이다. 한편 분포함수는 파고를 제외한 확률변수는 정규분포로 가정하였다. 다만 파고의 경우는 설계파고가 결정되는 과정을 고려하여 극치분포로 가정하였다. 일반적으로 설계파고는 년 최고자료를 이용하여 극치분포함수로 적합시킨 후 재현기간에 따라 산정되기 때문이다.

<표 3.7.9> TTP 신뢰성 해석의 입력자료(Hudson 공식)

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	Distribution
A_{HT}	1.00	0.18	Normal
Δ	1.233	0.047	Normal
D_n (m)	1.545	0.103	Normal
$\cot \alpha$	2.0	0.1	Normal
H_s (m)	4.4	0.7	Gumbel
K_D	8.0	-	-

식 (3.5.12)와 <표 3.7.9>을 이용하여 Level II AFAD 신뢰성 해석법으로 산정된 각 확률변수의 영향계수를 <표 3.7.10>에 제시하였다.

<표 3.7.10> TTP의 신뢰성 해석 결과(Hudson 공식)

Iter. No.	A_{HT}	Δ	D_n	$\cot \alpha$	H_s
	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
0	-0.746	-0.158	-0.276	-0.069	0.580
1	-0.740	-0.148	-0.260	-0.064	0.599
2	-0.739	-0.147	-0.259	-0.064	0.600
3	-0.739	-0.147	-0.259	-0.064	0.600

<표 3.7.10>에 의하면 파괴에 미치는 경험식의 불확실성과 파괴에 따른 영향이 다른 확률변수들의 영향보다 상대적으로 크게 나타나고 있다

② 부분안전계수 산정

<표 3.7.9>의 각 확률변수에 대한 변동계수와 <표 3.7.10>의 영향계수를 이용하여 목표수준에 따라 부분안전계수를 산정하여 <표 3.7.11>에 제시하였다.

<표 3.7.11> TTP의 목표수준에 따른 저항력 및 파괴의 부분안전계수와 대표입경 (Hudson 공식)

$(P_f)_T (\%)$	γ_R	γ_H	$\gamma_Z = \gamma_R \gamma_H$	$D_n (m)$
1	1.53	1.23	1.88	2.91
5	1.33	1.16	1.55	2.39
10	1.25	1.13	1.40	2.17
20	1.15	1.08	1.25	1.93
40	1.04	1.02	1.07	1.65

<표 3.7.11>의 마지막 행은 식 (3.7.24)의 설계기준식을 이용하여 신뢰성 설계 방법으로 재 설계된 결과이다. 즉, <표 3.7.11>의 저항력과 파괴에 대한 목표수준 별 부분안전계수를 식 (3.7.24)에 대입하여 산정된 결과이다. 결정론적 설계법으

로 산정된 사석재의 대표입경이 1.55m인데 비해 신뢰성 설계법으로 산정된 목표수준 10% 및 20%에 해당하는 사석재의 대표입경은 각각 약 2.17 m와 1.93 m이다.

한편 본 표준서에서 산정된 목표파괴확률별 피복재에 대한 부분안전계수를 CEM(2006)에 제시된 결과와 비교하기 위하여 앞에서 언급된 동일한 과정을 재수행하여 그 결과를 <표 3.7.12>에 제시하였다. CEM(2006)에 목표파괴확률 별 부분안전계수의 값이 제시되어 있기 때문에 식(3.7.18)을 이용하면 목표수준별 피복재의 대표입경을 산정할 수 있다.

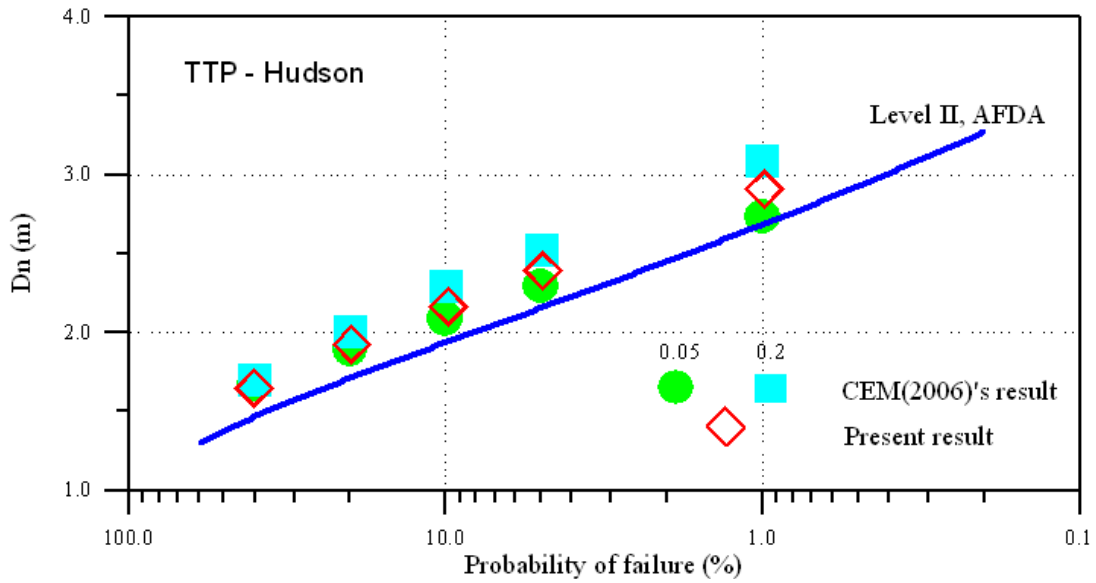
<표 3.7.12>에서 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 는 파괴자료의 불확실성이 상대적으로 $\sigma'_{FH_s} = 0.2$ 보다 작다는 의미이다 따라서 파괴자료의 불확실성이 작다고 판단되는 경우에는 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 의 결과를 이용하면 된다.

<표 3.7.12> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 TTP의 대표입경 (Hudson 공식)

$(P_f)_T$ (%)	D_n (m)	
	$\sigma'_{FH_s} = 0.05$	$\sigma'_{FH_s} = 0.2$
1	2.73	3.09
5	2.29	2.52
10	2.09	2.29
20	1.89	2.01
40	1.67	1.70

③ 신뢰성 설계 결과의 비교 평가

주어진 설계조건에 대하여 결정론적 설계법과 신뢰성 설계법으로 각각 TTP의 대표입경을 산정한 바 있다. 따라서 본 절에서는 CEM(2006)의 결과와 본 표준서에서 제시한 재 설계 결과를 비교하여 <그림 3.7.6>에 제시하였다.



<그림 3.7.6> TTP에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과들의 비교 (Hudson 공식)

그림에서 볼 수 있듯이 본 표준서에서 제시한 부분안전계수의 결과가 CEM(2006)의 결과와 잘 일치하고 있다. 또한 Level I 신뢰성 설계법이 Level II 신뢰성 설계법보다 안전 측으로 설계되고 있음을 알 수 있다. 전반적으로 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법의 거동특성이 유사하게 나타나고 있다. 따라서 본 표준서에서 제시한 TTP의 Hudson 공식에 대한 설계기준식은 올바르게 수립되었으며, 또한 목표수준에 따른 부분안전계수 값들도 비교적 정확하게 산정되었다고 판단된다.

(나) Van der Meer 공식

① 설계조건

결정론적 설계법으로 van der Meer 공식을 이용하여 TTP를 설계할 때 사용한 조건은 다음과 같다. 먼저 제체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.233$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$, $s_{om} = 0.03$, $N_w = 1000$ 이다. $A_{VT} = 1.0$, $N_{od} = 0.1$ 인 경우 결정론적 설계법에 의하면 다음 식 (3.7.25)에 의하여 TTP의 대표입경 $D_n = 1.82m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{VT} \Delta (3.75 N_{od}^{0.5} / N_w^{0.25} + 0.85) s_{om}^{-0.2}} \quad (3.7.25)$$

이상의 결정론적 설계법과 동일한 조건에 대한 Level I 신뢰성 설계법의 적용 사례를 아래에 설명하였다. 먼저 Level I 신뢰성 설계법을 적용할 수 있는 설계기준식이 식 (3.7.25)와 동일한 형태로 본 표준서에서는 다음 식 (3.7.26)을 제시하였다.

$$D_n = \frac{\gamma_R \gamma_H H_s^T}{A_{VT} \Delta (3.75 N_{od}^{0.5} / N_w^{0.25} + 0.85) s_{om}^{-0.2}} \quad (3.7.26)$$

여기서 γ_R, γ_H 는 각각 저항력 및 하중과 관련된 부분안전계수이다. 저항력과 관련된 부분안전계수 γ_R 는 또한 식 (3.5.14)의 우변 첫 항에 있는 여러 확률변수들의 부분안전계수의 함수이다. 신뢰성 설계의 기준식 식 (3.7.26)은 형식적으로 결정론적 설계법의 식 (3.7.25)와 동일하기 때문에 저항력 및 파고에 대한 부분안전계수가 주어진다면 설계자들은 신뢰성 해석에 대한 깊은 이해 없이도 식 (3.7.26)을 이용하면 확률변수들의 불확실성 및 목표수준에 따른 신뢰성 해석을 비교적 쉽게 수행할 수 있다. 그러나 식 (3.7.26)을 적용하기 위해서는 먼저 목표수준에 따른 부분안전계수가 산정 제시되어야 한다. 앞에서 설명하였듯이 부분안전계수를 산정하기 위해서는 각 확률변수의 영향계수를 산정하기 위한 신뢰성 해석이 먼저 수행되어야 한다. 이는 부분안전계수가 각 확률변수의

변동계수와 영향계수 그리고 목표수준에 따라 다르게 산정되기 때문이다

식 (3.5.14)의 van der Meer 공식의 TTP에 대한 신뢰함수를 이용하여 신뢰성 해석을 수행하는데 필요한 입력자료를 <표 3.7.13>에 제시하였다. 표에서 알 수 있듯이 입력자료에는 각 확률변수의 불확실성을 나타내는 분산 또는 변동계수와 분포함수에 대한 정의가 필요하다. 본 설계 사례에서는 결정론적 설계법에 사용한 값을 각 확률변수의 평균으로 고려하였으며 변동계수의 정도는 기존의 해석에서 제시된 값을 사용하였다. 이는 결정론적 설계법과 동일한 자료를 이용하면서도 각 확률변수의 불확실성을 고려하기 위함이다 한편 분포함수는 파고를 제외한 확률변수는 정규분포로 가정하였다 다만 파고의 경우는 설계파고가 결정되는 과정을 고려하여 극치분포로 가정하였다 일반적으로 설계 파고는 년최고자료를 이용하여 극치분포함수로 적합시킨 후 재현기간에 따라 산정되기 때문이다.

<표 3.7.13> TTP 신뢰성 해석의 입력자료(van der Meer 공식)

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	Distribution
A_{VT}	1.000	0.100	Normal
Δ	1.233	0.047	Normal
D_n (m)	1.820	0.121	Normal
S_{om}	0.030	0.008	Normal
N_w	1000	500	Normal
H_s (m)	4.400	0.700	Gumbel
N_{od}	0.1	-	-

식 (3.5.14)와 <표 3.7.13>을 이용하여 Level II AFAD 신뢰성 해석법을 수행하여 산정된 각 확률변수의 영향계수를 <표 3.7.14>에 제시하였다.

<표 3.7.14> TTP의 신뢰성 해석 결과(van der Meer 공식)

Iter. No.	A_{VT}	Ψ_1	Δ	D_n	s_{om}	H_s
	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6
0	-0.511	-0.127	-0.195	-0.340	0.243	0.715
1	-0.484	-0.117	-0.180	-0.316	0.242	0.749
2	-0.482	-0.117	-0.179	-0.315	0.241	0.751
3	-0.482	-0.117	-0.179	-0.315	0.241	0.751

여기서 $\Psi_1 = 3.75N_{od}^{0.5}/N_w^{0.25} + 0.85$ 이다. <표 3.7.14>에 의하면 파괴에 미치는 파고와 경험식의 불확실성에 따른 영향이 다른 확률변수의 영향보다 상대적으로 크게 나타나고 있다.

② 부분안전계수 산정

<표 3.7.13>의 각 확률변수에 대한 변동계수와 <표 3.7.14>의 영향계수를 식 (3.7.15)에 대입하여 목표수준에 따라 부분안전계수를 산정하여 <표 3.7.15>에 제시하였다. 이때 각 확률변수의 특성값은 결정론적 설계법에서 사용된 값을 그대로 사용하였다. 이는 신뢰성 설계법과 결정론적 설계법을 가능한 한 일치 시키기 위함이다.

<표 3.7.15>의 마지막 행은 식 (3.7.26)을 사용하여 신뢰성 설계법으로 재설계된 결과이다. 즉, <표 3.7.15>의 저항력과 파고에 대한 목표수준별 부분안전계수를 식 (3.7.26)에 대입하여 산정된 결과이다. 결정론적 설계법으로 산정된 사석재의 대표입경이 1.82 m인데 비해 신뢰성 설계법으로 산정된 목표수준 10%에 해당하는 사석재의 대표입경은 약 2.39 m가 된다.

한편 본 표준서에서 산정된 목표파괴확률별 피복재에 대한 부분안전계수를 CEM(2006)에 제시된 결과와 비교하기 위하여 앞에서 언급된 동일한 과정을 재수행하여 그 결과를 <표 3.7.16>에 제시하였다. CEM(2006)에 목표파괴확률 별 부분안전계수의 값이 제시되어 있기 때문에 식 (3.7.26)을 이용하면 목표수준별 피복재의 대표입경을 산정할 수 있다.

<표 3.7.15> TTP의 목표수준에 따른 저항력 및 파고의 부분안전계수와 대표입경
(van der Meer 공식)

$(P_f)_T$ (%)	γ_R	γ_H	$\gamma_Z = \gamma_R \gamma_H$	D_n (m)
1	1.25	1.30	1.62	2.95
5	1.17	1.21	1.42	2.58
10	1.13	1.17	1.32	2.39
20	1.08	1.11	1.20	2.19
40	1.02	1.03	1.06	1.92

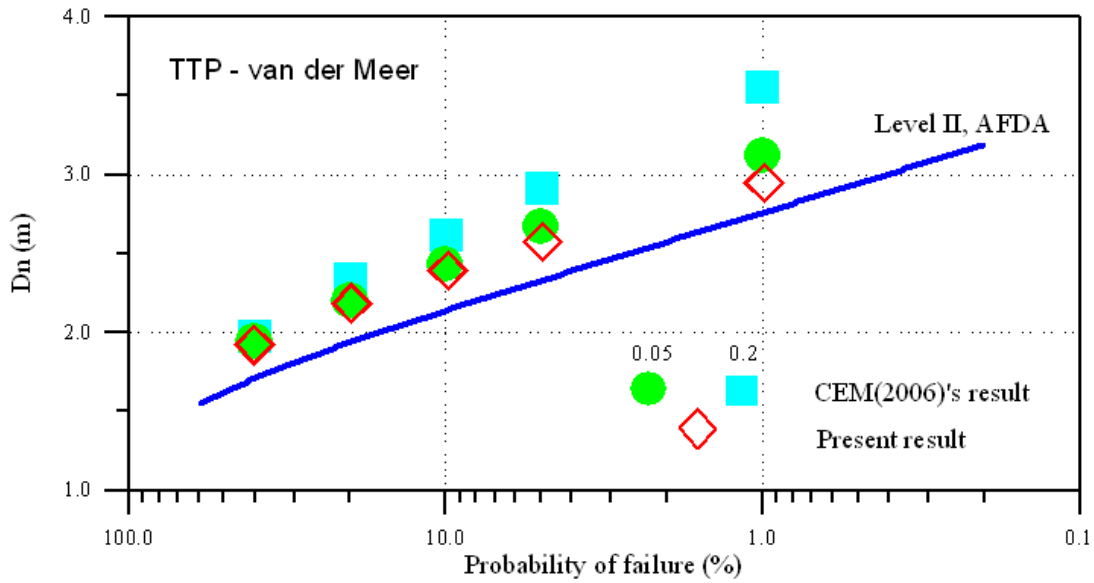
<표 3.7.16> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 TTP 대표입경
(van der Meer 공식)

$(P_f)_T$ (%)	D_n (m)	
	$\sigma'_{FH_s} = 0.05$	$\sigma'_{FH_s} = 0.2$
1	3.12	3.56
5	2.67	2.92
10	2.43	2.62
20	2.20	2.34
40	1.94	1.98

<표 3.7.16>에서 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 는 파괴자료의 불확실성이 상대적으로 $\sigma'_{FH_s} = 0.2$ 보다 작다는 의미이다 따라서 파괴자료의 불확실성이 작다고 판단되는 경우에는 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 의 결과를 이용하면 된다.

③ 신뢰성 설계 결과의 비교 평가

주어진 설계조건에 대하여 결정론적 설계법과 신뢰성 설계법으로 각각 사석재의 대표입경을 산정한바 있다. 따라서 본 절에서는 CEM(2006)의 결과와 본 표준서에서 제시한 재설계 결과를 비교하여 <그림 3.7.7>에 제시하였다.



<그림 3.7.7> TTP에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과들의 비교
(van der Meer 공식)

그림에서 볼 수 있듯이 본 표준서에서 제시한 부분안전계수의 결과가 CEM(2006)의 결과와 잘 일치하고 있다. 또한 Level I 신뢰성 설계법의 결과가 Level II 신뢰성 설계법의 결과보다 안전 측으로 설계되고 있음을 알 수 있다. 전반적으로 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법의 거동특성이 유사하게 나타나고 있다 따라서 본 표준서에서 제시한 TTP의 van der Meer 공식에 대한 설계기준식은 올바르게 수립 되었으며, 또한 목표수준에 따른 부분안전계수 값들도 비교적 정확하게 산정되었다고 판단된다.

(3) Cube 블록에 대한 적용 사례

(가) 설계조건

결정론적 설계법으로 Cube 블록을 설계할 때 사용한 조건은 다음과 같다. 먼저 제체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.233$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$, $s_{om} = 0.03$, $N_w = 1000$ 이다. $A_C = 1.0$, $N_{od} = 0.1$ 인 경우 결정론적 설계법에 의하면 다음 식 (3.7.27)에 의하여 Cube 블록의 대표입경 $D_n = 2.04m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_C \Delta (6.7 N_{od}^{0.4} / N_w^{0.3} + 1.0) s_{om}^{-0.1}} \quad (3.7.27)$$

이상의 결정론적 설계법과 동일한 조건에 대한 Level I 신뢰성 설계법의 적용 사례를 아래에 설명하였다. 먼저 Level I 신뢰성 설계법을 적용할 수 있는 설계 기준식이 식 (3.7.27)과 동일한 형태로 정의되어야 한다. 본 표준서에서는 다음 식 (3.7.28)을 제시하였다.

$$D_n = \frac{\gamma_R \gamma_H H_s^T}{A_C \Delta (6.7 N_{od}^{0.4} / N_w^{0.3} + 1.0) s_{om}^{-0.1}} \quad (3.7.28)$$

여기서 γ_R, γ_H 는 각각 저항력 및 하중과 관련된 부분안전계수이다. 저항력과 관련된 부분안전계수 γ_R 는 또한 식 (3.5.15)의 우변 첫 항에 있는 여러 확률변수들의 부분안전계수의 함수이다. 신뢰성 설계의 기준식 식 (3.7.28)은 형식적으로 결정론적 설계법의 식 (3.7.27)과 동일하기 때문에 저항력 및 파고에 대한 부분안전계수가 주어진다면 설계자들은 신뢰성 해석에 대한 깊은 이해 없이도 식 (3.7.28)을 이용하면 확률변수들의 불확실성 및 목표수준에 따른 신뢰성 해석을 쉽게 수행할 수 있다. 그러나 식 (3.7.28)을 적용하기 위해서는 먼저 목표수준에 따른 부분안전계수가 산정 제시되어야 한다. 앞에서 설명하였듯이 부분안전계수를 산정하기 위해서는 각 확률변수의 영향계수를 산정하기 위한 신뢰성 해석이 먼저 수행되어야 한다. 이는 부분안전계수가 각 확률변수의 불확실성과 영향계수 그리고 목표수준에 따라 다르게 산정되기 때문이다.

식 (3.5.15)의 Cube에 대한 신뢰함수를 이용하여 신뢰성 해석을 수행하는데 필요한 입력자료를 <표 3.7.17>에 제시하였다. 표에서 알 수 있듯이 입력자료에는 각 확률변수의 불확실성을 나타내는 분산 또는 변동계수와 분포함수에 대한 정의가 필요하다. 본 사례에서는 결정론적 설계법에서 사용한 값을 각 확률변수의 평균으로 고려하였으며, 변동계수의 정도는 기존의 해석에서 제시된 값을 사용하였다. 이는 결정론적 설계법에서 사용된 값들의 불확실성을 고려하기 위함이다 한편 분포함수는 파고를 제외한 확률변수는 정규분포로 가정하였다 다만 파고의 경우는 설계파고가 결정되는 과정을 고려하여 극치분포로 가정하였다 일반적으로 설계파고는 년 최고자료를 이용하여 극치분포함수로 적합시킨 후 재현기간에 따라 산정되기 때문이다.

<표 3.7.17> Cube 신뢰성 해석의 입력자료

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	Distribution
A_C	1.0	0.100	Normal
Δ	1.233	0.047	Normal
D_n (m)	2.05	0.137	Normal
s_{om}	0.03	0.008	Normal
N_w	1000	500	Normal
H_s (m)	4.4	0.7	Gumbel
N_{od}	0.1	-	-

식 (3.5.15)와 <표 3.7.17>을 이용하여 AFAD 신뢰성 해석법을 수행하여 산정된 각 확률변수의 영향계수를 <표 3.7.18>에 제시하였다.

<표 3.7.18> Cube의 신뢰성 해석 결과

Iter. No.	A_C	Ψ_2	Δ	D_n	s_{om}	H_s
	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6
0	-0.516	-0.195	-0.197	-0.345	0.123	0.723
1	-0.489	-0.180	-0.182	-0.322	0.125	0.759
2	-0.487	-0.179	-0.181	-0.321	0.124	0.761
3	-0.487	-0.180	-0.181	-0.321	0.124	0.761
4	-0.487	-0.180	-0.181	-0.321	0.124	0.761

여기서 $\Psi_2 = 6.7N_{od}^{0.4}/N_w^{0.3} + 1.0$ 이다. <표 3.7.18>에 의하면 파고와 경험식의 불확실성에 따른 영향이 다른 확률변수의 영향보다 상대적으로 크게 나타나고 있다.

(나) 부분안전계수 산정

<표 3.7.17>의 각 확률변수에 대한 변동계수와 <표 3.7.18>의 영향계수를 이용하여 목표수준에 따라 부분안전계수를 산정하여 <표 3.7.19>에 제시하였다.

<표 3.7.19> Cube의 목표수준에 따른 저항력 및 파고의 부분안전계수와 대표입경

$(P_f)_T(\%)$	γ_R	γ_H	$\gamma_Z = \gamma_R \gamma_H$	$D_n (m)$
1	1.24	1.31	1.61	3.31
5	1.16	1.22	1.41	2.89
10	1.12	1.17	1.31	2.69
20	1.08	1.11	1.20	2.46
40	1.02	1.03	1.06	2.16

<표 3.7.19>의 마지막 행은 식 (3.7.28)을 사용하여 신뢰성 설계법으로 재설계된 결과이다. 즉, <표 3.7.19>의 저항력과 파고에 대한 목표수준 별 부분안전계수를 식 (3.7.28)에 대입하여 산정된 결과이다. 결정론적 설계법으로 산정된 사석재의 대표입경이 2.04 m인데 비해 신뢰성설계법으로 산정된 목표수준 10%에 해당하는 사석재의 대표입경은 약 2.69 m가 된다.

한편 본 표준서에서 산정된 목표파괴확률 별 피복재에 대한 부분안전계수를 CEM(2006)에 제시된 결과와 비교하기 위하여 앞에서 언급된 동일한 과정을 재수행하여 그 결과를 <표 3.7.20>에 제시하였다. CEM(2006)에 목표파괴확률 별 부분안전계수의 값이 제시되어 있기 때문에 식 (3.7.28)을 이용하면 목표수준 별 피복재의 대표입경을 산정할 수 있다.

<표 3.7.20>에서 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 는 파괴자료의 불확실성이 상대적으로 $\sigma'_{FH_s} = 0.2$ 보다 작다는 의미이다. 따라서 파괴자료의 불확실성이 작다고 판단되는 경우에는

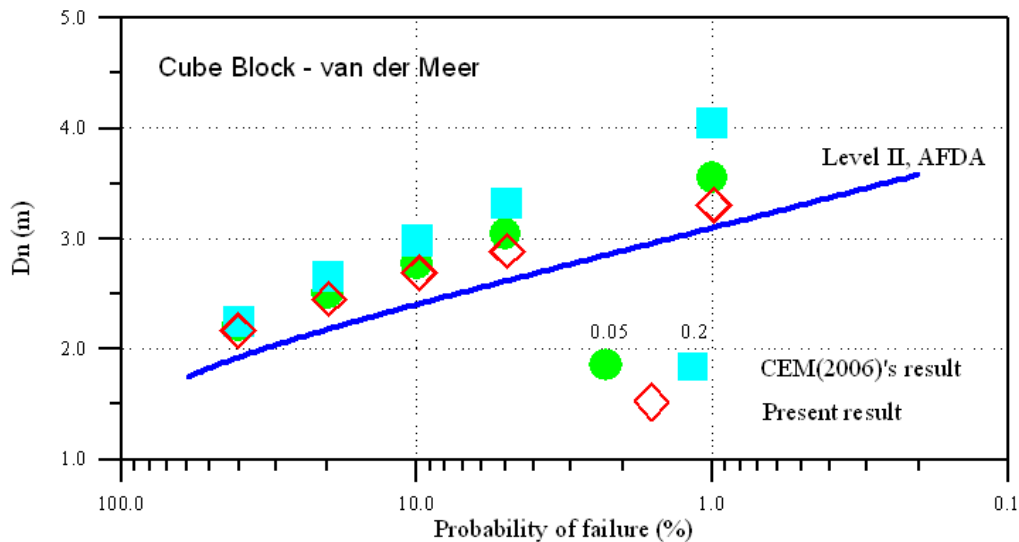
$\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 의 결과를 이용하면 된다.

<표 3.7.20> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 Cube 블록의 대표입경

$(P_f)_T$ (%)	D_n (m)	
	$\sigma'_{FH_s} = 0.05$	$\sigma'_{FH_s} = 0.2$
1	3.56	4.05
5	3.04	3.32
10	2.77	2.99
20	2.51	2.67
40	2.21	2.26

(다) 신뢰성 설계 결과의 비교 평가

주어진 설계조건에 대하여 결정론적 설계법과 신뢰성 설계법으로 각각 사석재의 대표입경을 산정한바 있다. 따라서 본 절에서는 CEM(2006)의 결과와 본 표준서에서 제시한 재설계결과를 비교하여 <그림 3.7.8>에 제시하였다.



<그림 3.7.8> Cube에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과들의 비교

그림에서 볼 수 있듯이 Level I 신뢰성 설계법의 결과가 Level II 신뢰성 설계법의 결과보다 안전 측으로 설계되고 있음을 알 수 있다. 또한 본 표준서에서 제시한 부분안전계수의 결과가 CEM(2006)의 결과와 유사한 거동특성을 보이고 있다. 그러나 CEM(2006)의 결과가 상대적으로 부분안전계수를 크게 산정하고 있다. 따라서 본 표준서에서 제시한 Cube 블록에 대한 설계기준식은 올바르게 수립되었으며, 또한 목표수준

에 따른 부분안전계수 값들도 비교적 정확하게 산정되었다고 판단된다

(4) Dolos에 대한 적용 사례

(가) 설계조건

본 설계 사례에 적용한 설계조건은 제체의 경사 $\Delta = 1.233$, $r = 0.32$, $\Phi = 0.6$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$, $N_w = 1000$ 이다. $A_D = 1.0$, $D = 0.05$ 인 경우 결정론적 설계법에 따르면 다음 식 (3.7.29)에 의하여 Dolos의 대표입경 $D_n = 1.47m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_D \Delta (47 - 72 r) \Phi D^{1/3} N_w^{-0.1}} \quad (3.7.29)$$

이상의 결정론적 설계법과 동일한 조건에 대한 Level I 신뢰성 설계법의 적용 사례를 아래에 설명하였다. 먼저 Level I 신뢰성 설계법을 적용할 수 있는 설계 기준식이 식 (3.7.29)와 동일한 형태로 정의되었다. 본 표준서에서는 다음 식 (3.7.30)을 제시하였다.

$$D_n = \frac{\gamma_R \gamma_H H_s^T}{A_D \Delta (47 - 72 r) \Phi D^{1/3} N_w^{-0.1}} \quad (3.7.30)$$

여기서 γ_R, γ_H 는 각각 저항력 및 하중과 관련된 부분안전계수이다. 저항력과 관련된 부분안전계수 γ_R 는 또한 식 (3.5.16a)의 우변 첫 항에 있는 여러 확률변수들의 부분안전계수의 함수이다. 신뢰성 설계의 기준식 식 (3.7.30)은 형식적으로 결정론적 설계법의 식 (3.7.29)와 동일하기 때문에 저항력 및 파고에 대한 부분안전계수가 주어진다면 설계자들은 신뢰성 해석에 대한 깊은 이해 없이도 식 (3.7.30)을 이용하면 확률변수들의 불확실성 및 목표수준에 따른 신뢰성 해석을 수행할 수 있다. 그러나 식 (3.7.30)을 적용하기 위해서는 먼저 목표수준에 따른 부분안전계수가 산정, 제시되어야 한다. 앞에서 설명하였듯이 부분안전계수를 산정하기 위해서는 각 확률변수의 영향계수를 산정하기 위한 신뢰성 해석이 먼저 수행되어야한다. 이는 부분안전계수가 각 확률변수의 불확실성과 영향계수 그리고 목표수준에 따라 다르게 산정되기 때문이다

식 (3.5.16a)의 Dolos에 대한 신뢰함수를 이용하여 신뢰성 해석을 수행하는데 필요한 입력자료를 <표 3.7.21>에 제시하였다. 표에서 알 수 있듯이 입력자료에는 각 확률변수의 불확실성을 나타내는 분산 또는 변동계수와 분포함수에 대한 정의가 필요하다. 본 사례에서는 결정론적 설계법에서 사용한 값을 각 확률변수의 평균으로 고려하였으며, 변동계수의 정도는 기존의 연구에서 제시된 자료를 이용하였다. 이는 결정론적 설계법에서 사용된 특성값을 그대로 사용하면서도 각 확률변수의 불확실성을 고려하기 위함이다 한편 분포함수는 파고를 제외한 확률변수는 정규분포로 가정하였다. 다만 파고의 경우는 설계파고가 결정되는 과정을 고려하여 극치분포로 가정하였다. 일반적으로 설계파고는 년최고자료를 이용하여 극치분포함수로 적합시킨 후 재현기간에 따라 산정되기 때문이다.

<표 3.7.21> Dolos 신뢰성 해석의 입력자료

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	Distribution
A_D	1.0	0.22	Normal
Δ	1.233	0.047	Normal
D_n (m)	1.465	0.098	Normal
ϕ	0.6	0.06	Normal
r	0.32	0.003	Normal
N_w	1000	500	Normal
H_s (m)	4.4	0.7	Gumbel
D	0.05	-	-

식 (3.5.16a)와 <표 3.7.21>을 이용하여 Level II AFAD 신뢰성 해석법을 수행하여 산정된 각 확률변수의 영향계수를 <표 3.7.22>에 제시하였다. 여기서 $\psi_3 = 47 - 72r$ 이다. <표 3.7.22>에 의하면 파고와 경험식의 불확실성에 따른 영향이 다른 확률변수의 영향보다 상대적으로 크게 나타나고 있다

(나) 부분안전계수 산정

<표 3.7.21>의 각 확률변수에 대한 변동계수와 <표 3.7.22>의 영향계수를 이용하여 목표수준에 따라 부분안전계수를 산정하여 <표 3.7.23>에 제시하였다.

<표 3.7.22> Dolos의 신뢰성 해석 결과

Iter. No.	A_D	Δ	D_n	Ψ_3	ϕ	N_w	H_s
	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7
0	-0.750	-0.130	-0.228	-0.031	-0.341	0.152	0.477
1	-0.753	-0.123	-0.216	-0.029	-0.325	0.156	0.490
2	-0.753	-0.123	-0.216	-0.029	-0.325	0.156	0.490

<표 3.7.23> Dolos의 목표수준에 따른 저항력 및 파고의 부분안전계수와 대표입경

$(P_f)_T(\%)$	γ_R	γ_H	$\gamma_Z = \gamma_R \gamma_H$	$D_n (m)$
1	1.88	1.18	2.21	3.24
5	1.52	1.13	1.71	2.51
10	1.37	1.10	1.51	2.21
20	1.22	1.07	1.31	1.91
40	1.06	1.02	1.08	1.58

<표 3.7.23>의 마지막 행은 식 (3.7.30)을 사용하여 신뢰성 설계법으로 재설계된 결과이다. 즉 <표 3.7.23>의 저항력과 파고에 대한 목표수준 별 부분안전계수를 식 (3.7.30)에 대입하여 산정된 결과이다. 결정론적 설계법으로 산정된 사석재의 대표입경이 1.47 m인데 비해 신뢰성설계법으로 산정된 목표수준 10%에 해당하는 사석재의 대표입경은 약 2.21 m가 된다.

한편 본 표준서에서 산정된 목표파괴확률 별 피복재에 대한 부분안전계수를 CEM(2006)에 제시된 결과와 비교하기 위하여 앞에서 언급된 동일한 과정을 재

수행하여 그 결과를 <표 3.7.24>에 제시하였다. CEM(2006)에 목표파괴확률 별 부분안전계수의 값이 제시되어 있기 때문에 식 (3.7.30)을 이용하면 목표수준 별 피복재의 대표입경을 산정할 수 있다.

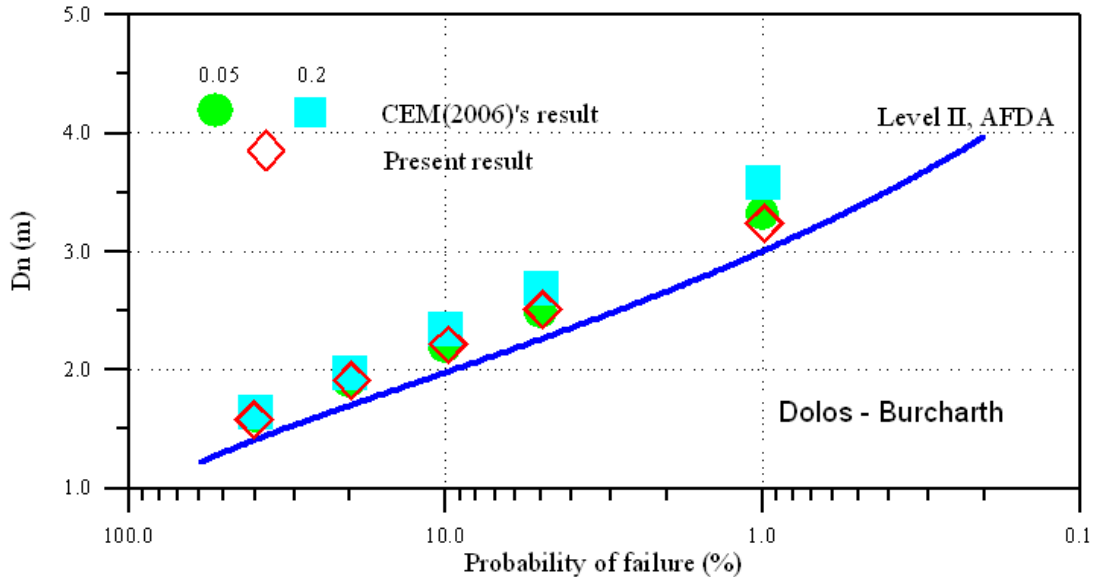
<표 3.7.24> CEM(2006)의 부분안전계수로부터 산정된 Dolos 대표입경

$(P_f)_T$ (%)	D_n (m)	
	$\sigma'_{FH_s} = 0.05$	$\sigma'_{FH_s} = 0.2$
1	3.32	3.59
5	2.49	2.69
10	2.20	2.34
20	1.91	1.98
40	1.61	1.64

<표 3.7.24>에서 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 는 파괴자료의 불확실성이 상대적으로 $\sigma'_{FH_s} = 0.2$ 보다 작다는 의미이다 따라서 파괴자료의 불확실성이 작다고 판단되는 경우에는 $\sigma'_{FH_s} = 0.05$ 의 결과를 이용하면 된다.

(다) 신뢰성 설계 결과의 비교 평가

주어진 설계조건에 대하여 결정론적 설계법과 신뢰성 설계법으로 각각 사석재의 대표입경을 산정한 바 있다. 따라서 본 절에서는 CEM(2006)의 결과와 본 표준서에서 제시한 재 설계결과를 비교하여 <그림 3.7.9>에 제시하였다. 그림에서 볼 수 있듯이 본 표준서에서 제시한 부분안전계수의 결과가 CEM(2006)의 결과와 매우 잘 일치하고 있다. 또한 Level I 신뢰성 설계법의 결과가 Level II 신뢰성 설계법의 결과보다 안전 측으로 설계되고 있음을 알 수 있다 전반적으로 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법의 거동특성이 유사하게 나타나고 있다. 따라서 본 표준서에서 제시한 Dolos에 대한 설계기준식은 올바르게 수립되었으며, 또한 목표수준에 따른 부분안전계수 값들도 비교적 정확하게 산정되었다고 판단된다.



<그림 3.7.9> Dolos에 대해 Level I 신뢰성 설계법으로 재 설계된 결과의 비교

바. 케이슨 방파제의 신뢰성 설계 사례

이상에서 설명한 Level I 신뢰성 설계법을 적용하기 위해서는 먼저 파괴모드에 대한 설계기준식을 수립하고, 주어진 설계조건과 목표수준에 따른 부분안전계수를 산정해야만 한다. 이하에서는 케이슨의 폭에 대한 설계기준식을 수립하고 임의로 주어진 설계조건을 이용하여 부분안전계수를 산정하고 산정된 부분안전계수를 CEM(2006) 및 Burcharth와 Sorensen(1998)의 결과와 비교하여 검증하고자 한다. 이하에서는 활동 파괴모드에 대하여 해석하였다.

(1) 결정론적 설계법의 적용 사례

먼저 신뢰성 해석을 수행하기 전에 결정론적 설계법으로 여러 가지 수심 및 파랑조건에 따른 혼성제 케이슨의 최소 소요 폭 B 의 거동특성을 해석할 수 있는 설계기준식을 다음 식 (3.7.31)과 같이 유도하였다. 식 (3.7.31a)는 파력의 편이를 고려하지 않은 경우이고, 식 (3.7.31b)는 고려한 경우이다.

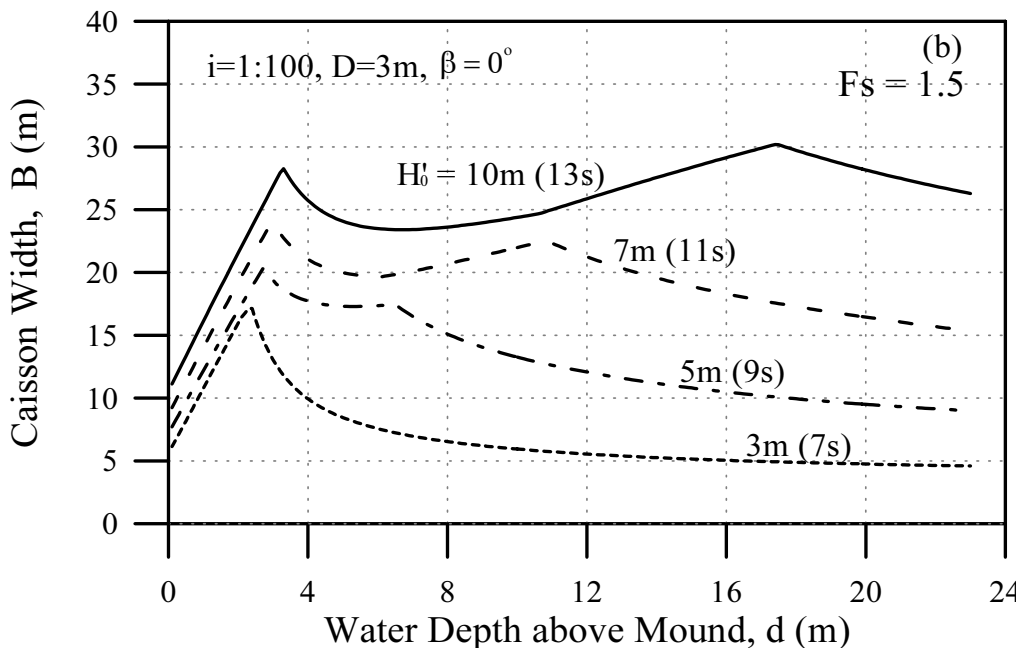
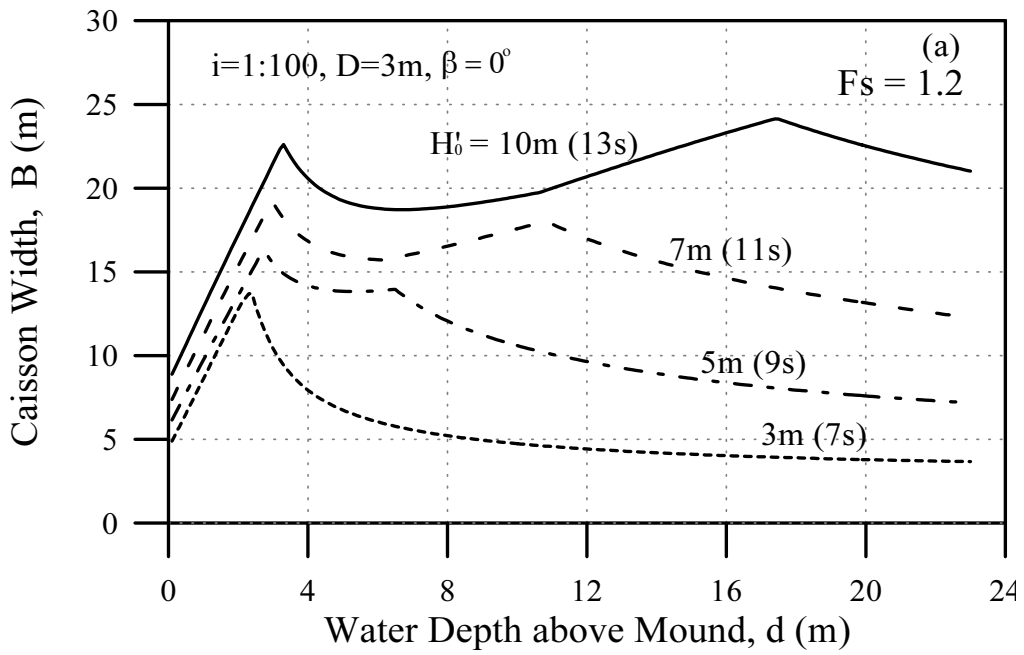
$$B = \frac{F_S F_H}{\left(\sum_i \omega_i h_i - 1/2 p_u \right) f} \quad (3.7.31a)$$

$$B = \frac{F_S C_H F_H}{(\sum_i \omega_i h_i - 1/2 C_U p_u) f} \quad (3.7.31b)$$

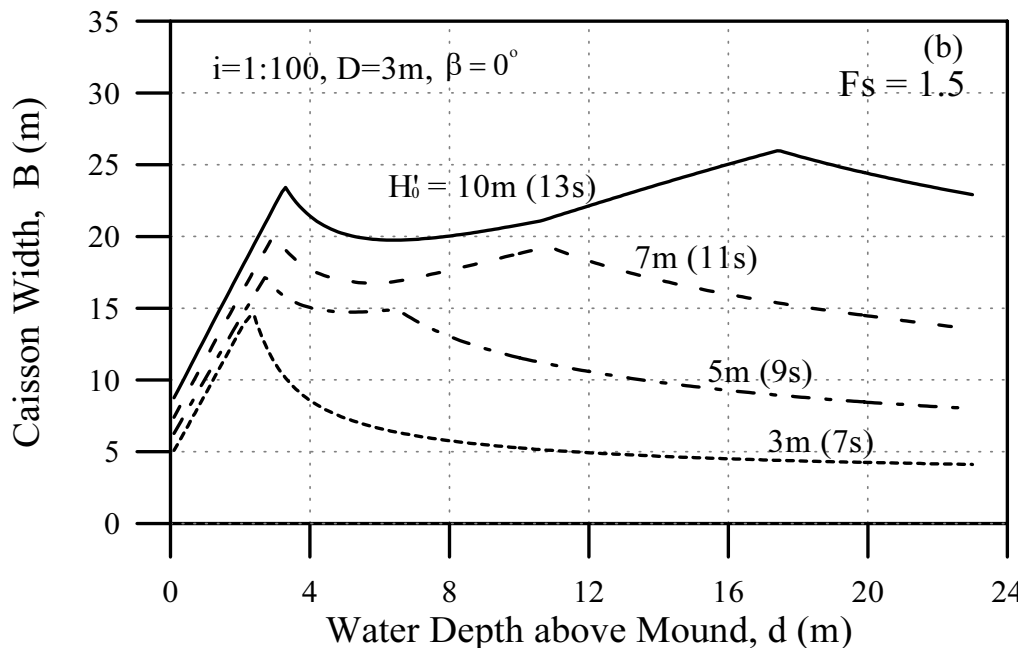
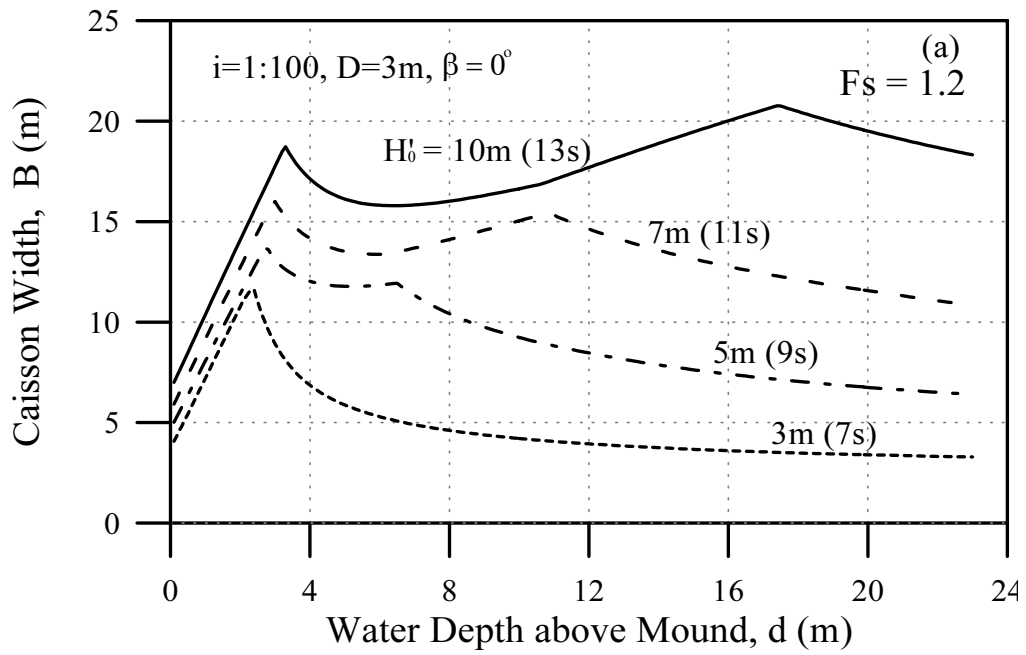
여기서 ω_i 와 h_i 는 각각 유효자중을 계산하는데 사용된 케이슨의 단위중량과 그에 해당하는 케이슨의 높이이다.

먼저 현재 결정론적 설계법에서 일반적으로 사용되고 있는 파력에 대한 편이를 고려하지 않은 경우, $C_U = C_H = 1.0$ 에 대한 결과를 <그림 3.7.10>에 제시하였다. <그림 3.7.10>는 여러 가지 수심 및 파랑조건에 대해 안전계수를 변화시키면서 혼성제 케이슨의 최소 소요 폭 B 를 산정한 결과이다. 그림에서 알 수 있듯이 안전계수가 커짐에 따라 케이슨의 최소 소요 폭도 커짐을 쉽게 알 수 있다 또한 충격쇄파력이 발생하는 수심조건 등 전반적인 거동특성이 Goda(2000)가 제시한 결과와 동일한 거동특성을 보이고 있다. 따라서 설계파고 및 파력산정에 대한 전반적인 과정이 올바르게 수립되었다.

한편 CEM(2006)에 제시된 것처럼 파력의 편이를 고려한 경우, 동일한 조건에서 $C_U = 0.77$, $C_H = 0.9$ 에 대한 결과는 <그림 3.7.11>에 제시하였다. 그림에서 볼 수 있듯이 파력의 편이를 고려하면 주어진 안전계수에 대한 케이슨의 최소 소요 폭은 편이를 고려하지 않은 경우보다 상당히 감소함을 알 수 있다. 이는 CEM(2006)에 제시된 파력의 편이를 고려하게 되면 현재 사용되고 있는 결정론적 설계법의 최소 안전계수를 만족하지 않는다는 것을 의미한다. 기타 전반적인 거동특성은 두 경우가 모두 동일하다.



<그림 3.7.10> 식 (3.7.31a)에 의해 산정된 케이슨폭의 거동특성



<그림 3.7.11> 식 (3.7.31b)에 의해 산정된 케이슨폭의 거동특성

(2) 신뢰성 설계법의 적용 사례

결정론적 설계법에서 사용되는 설계기준식과는 다르게 부분안전계수가 고려된 혼성제 직립 케이슨의 활동에 대한 설계기준식은 신뢰함수 식 (3.5.27)을 이용하면 다음 식 (3.7.32)와 같이 유도된다.

$$B = \frac{\gamma_R \gamma_S C_H F_H}{\left(\sum_i \omega_i h_i - 1/2 C_U p_u \right) f} \mid_{X_D} \quad (3.7.32)$$

여기서 γ_R, γ_S 는 각각 혼성제 직립 케이슨의 저항과 하중의 부분안전계수이다 또한 X_D 는 결정론적 설계법에서 사용하는 각 확률변수의 값이다 식 (3.7.32)는 형식적으로 식 (3.7.31)과 동일한 형태이나, 내용적으로는 식 (3.7.31)이 단일 안전계수 (global safety factor)를 이용한 식인데 반해 식 (3.7.32)는 모든 확률변수들의 변동성과 목표수준에 따라 결정되는 부분안전계수를 고려한 식이다

한편 앞에서 언급된 부분안전계수 산정모형에서 알 수 있듯이 부분안전계수를 산정하기 위해서는 하중과 저항이 양함수적으로 분리되어야 한다 그러나 혼성제 직립 케이슨의 활동 파괴모드에서는 하중과 저항이 양함수적으로 분리되지 않는다 따라서 Burcharth and Sorensen(1998), CEM(2006)에서는 단지 마찰계수의 부분안전계수만을 이용하였다. 파력에 대한 부분안전계수는 다음 식 (3.7.33)과 같이 파고에 대한 부분안전계수를 이용하여 간접적으로 고려하였다

$$\left[W - C_U F_U (Z_H H_D^T) \right] \frac{f}{\gamma_f} = C_H F_H (Z_H H_D^T) \quad (3.7.33)$$

여기서 γ_f 는 마찰계수의 부분안전계수, γ_H 는 파고의 부분안전계수, 그리고 H_D^T 는 재현기간 T년에 해당하는 설계파고이다. 따라서 Burcharth and Sorensen(1998), CEM(2006)의 방법을 실제 적용하기 위해서는 많은 계산과정이 필요하게 된다 이와 같은 문제점을 해결하기 위하여 본 표준서에서는 다음과 같은 유사 양함적인 접근방법을 사용하였다. 이 방법에 의하면 식 (3.7.32)의 저항과 하중의 부분안전계수는 다음 식 (3.7.34)와 같이 유도할 수 있다.

$$\gamma_R = \frac{\gamma_f(W - C_U F_U)}{(W/\gamma_W - \gamma_{CU}\gamma_{FU}C_U F_U)} \Big|_{x_D} \quad (3.7.34a)$$

$$\gamma_S = \gamma_{CH}\gamma_{FH} \quad (3.7.34b)$$

$$\gamma_Z = \gamma_R\gamma_S \quad (3.7.34c)$$

그러므로 저항력에 대한 부분안전계수 γ_R 과 하중에 대한 부분안전계수 γ_S 를 산정하기 위해서는 파괴와 관련된 여러 확률변수에 대한 부분안전계수를 먼저 산정하여야 한다. 식 (3.7.34)에 포함된 각 확률변수의 부분안전계수는 다음 식 (3.7.35)와 같이 정의된다.

$$\gamma_{CU} = 1 + \alpha_{CU}^* \beta_T V_{CU} \quad (3.7.35a)$$

$$\gamma_{CH} = 1 + \alpha_{CH}^* \beta_T V_{CH} \quad (3.7.35b)$$

$$\gamma_{FU} = 1 + \alpha_{FU}^* \beta_T V_{FU} \quad (3.7.35c)$$

$$\gamma_{FH} = 1 + \alpha_{FH}^* \beta_T V_{FH} \quad (3.7.35d)$$

$$\gamma_W = 1 / (1 + \alpha_W^* \beta_T V_W) \quad (3.7.35e)$$

$$\gamma_f = 1 / (1 + \alpha_f^* \beta_T V_f) \quad (3.7.35f)$$

또한 식 (3.7.35)를 이용하여 활동 파괴모드와 관련된 각 확률변수의 부분안전계수를 산정하기 위해서는 먼저 영향계수, $\alpha_{\bar{x}}$ 를 알아야 한다. 이는 식 (3.5.27)의 신뢰함수를 이용하여 신뢰성 해석을 수행해야 된다는 것을 의미한다 따라서 이하에 Level II AFDA 해석법에 의하여 얻어진 결과를 설명하였다

신뢰성 해석을 수행하기 위해서는 먼저 신뢰함수와 관련된 각 확률변수의 통계적 특성과 분포함수가 올바르게 정의되어야 한다 비록 제한적이긴 하지만 이를 위하여 혼성제의 활동파괴를 신뢰성으로 해석한 기존 자료들을 분석하였다 먼저 Burcharth and Sorensen(1998), CEM(2006)에 제시된 결과들은 모두 Bruining(1994)의 자료에 근간을 두고 있다. 그러나 Takayama and Ikeda(1992), Van der Meer et al. (1994), Christiani et al.(1996), Kawai et al.(1997), Shimosako and Takahashi(2000) 등은 실험 자료를 이용하여 다른 통계적 특성을 제시하기도 하였다. 본 보고서에서는 <표 3.7.25>에 제시된 통계적 특성을 이용하여 신뢰성 해석을 수행하였다. 신뢰성 해석은 <그림 3.7.10>과 <그림 3.7.11>에서 제시된 여러 가지

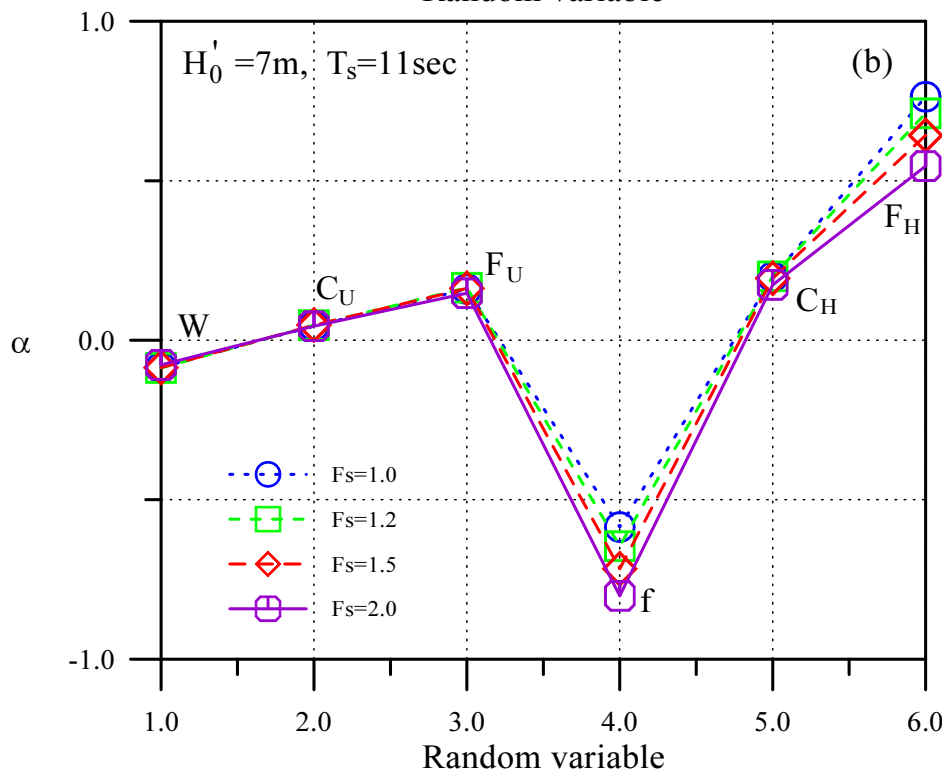
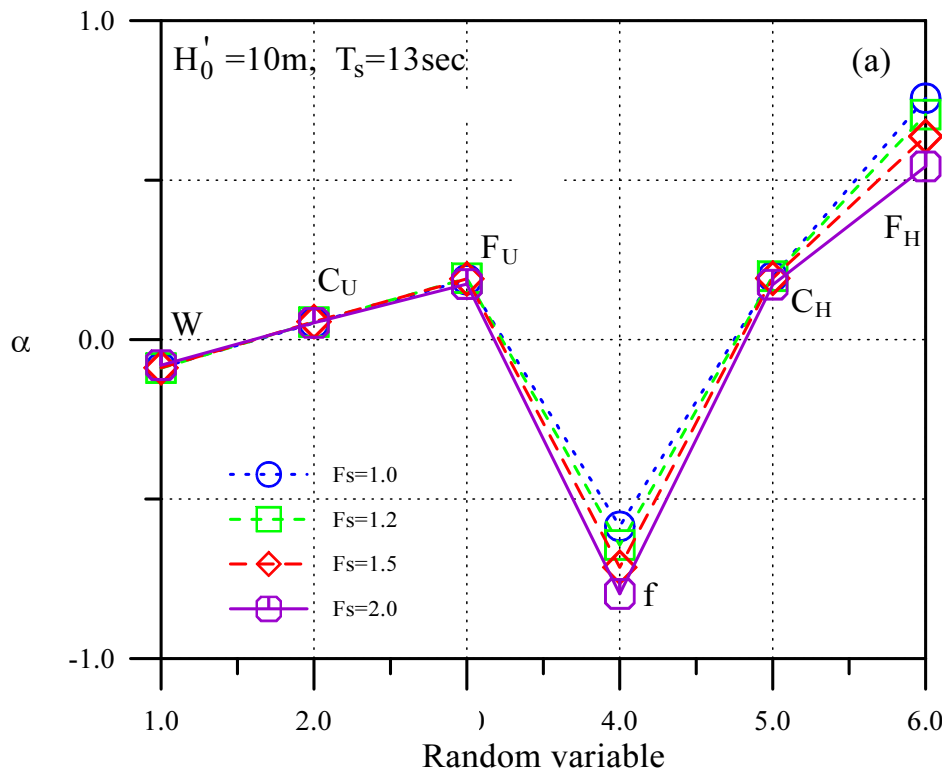
수심 및 단면조건 그리고 파랑조건에 대하여 수행되었다

<표 3.7.25> 활동에 대한 신뢰함수에 대한 확률변수의 통계적 특성과 분포함수

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	Distribution
W	$1.01 W_D^{*)}$	$0.02 W_D$	Normal
C_U	0.77	0.05	Normal
F_U	F_{UD}	$0.241 F_{UD}$	Normal
f	$1.06 f_D$	$0.16 f_D$	Normal
C_H	0.90	0.05	Normal
F_H	F_{HD}	$0.244 F_{HD}$	Normal

*) 하침자 D 는 결정론적 설계법의 값을 의미한다.

<그림 3.7.12>는 활동 파괴모드와 관련된 확률변수들의 파괴에 미치는 영향의 정도를 나타내는 영향계수를 제시한 것이다 그림에서 알 수 있듯이 파력의 편이를 고려한 힘의 평형조건 식 (3.7.31b)를 만족하는 경우, 파랑조건 및 단면조건에 상관 없이 거의 동일한 거동특성을 보이고 있다 또한 활동 파괴모드에서 중요한 역할을 하는 확률변수는 마찰계수와 수평파력임을 알 수 있다 여기서 양의 값을 갖는다는 것은 해당 확률변수가 하중과 관련된 변수임을 의미하는 것이다 특히 동일한 파랑 조건에서 단면에 따른 영향계수의 차이는 마찰계수와 수평파력을 제외하고는 거의 없다. 그러나 안전계수가 커짐에 따라, 즉, 단면이 커짐에 따라 마찰계수의 영향계수는 약간 증가하고 수평파력의 영향계수는 감소하는 경향을 나타내고 있다 식 (3.7.35)에서 알 수 있듯이 이에 대한 영향이 각 확률변수의 부분안전계수 산정에 나타날 것으로 예상된다. 이에 대한 거동 특성은 다음 절에서 설명한다.

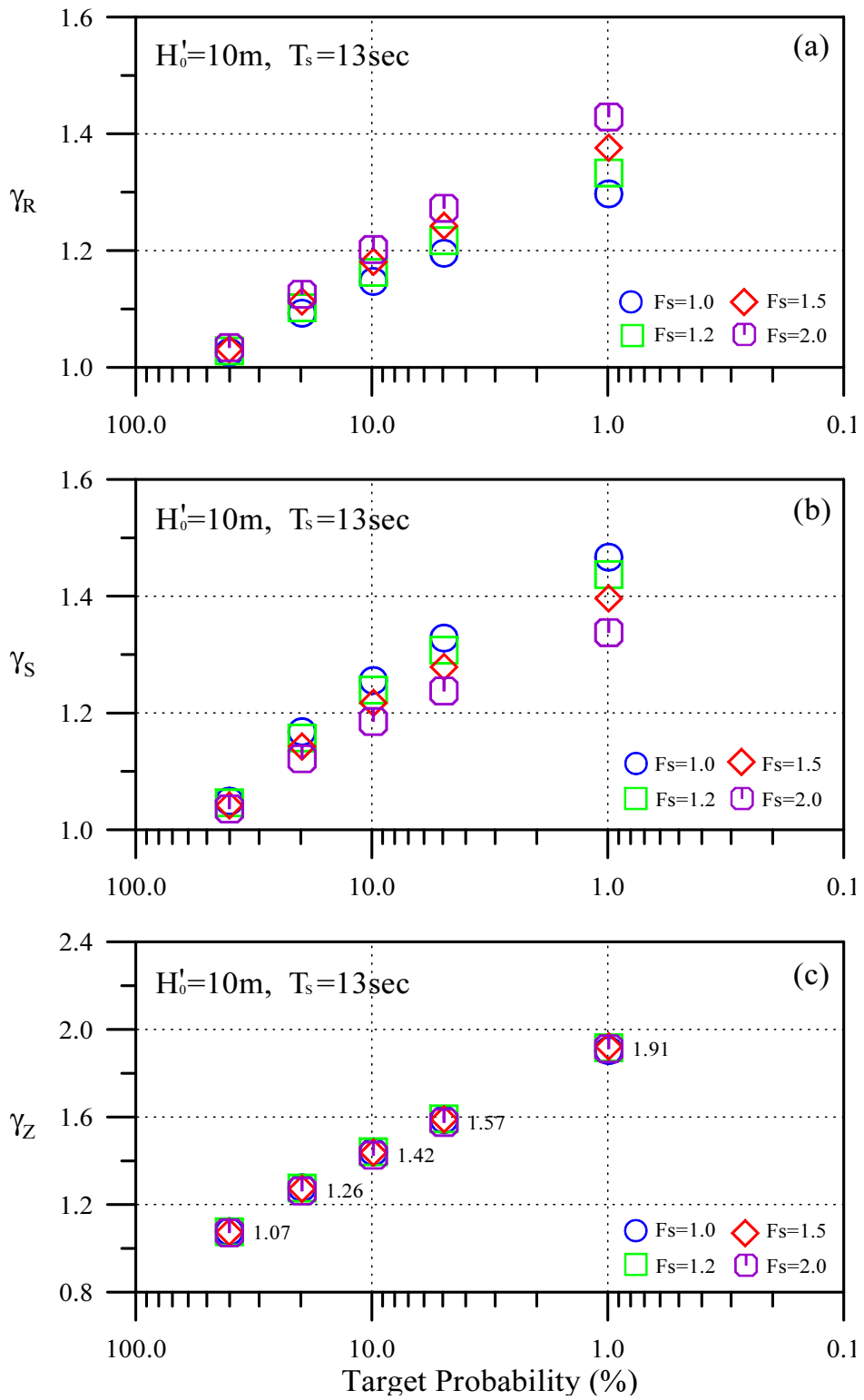


<그림 3.7.12> 활동에 대한 각 확률변수의 영향계수 거동특성

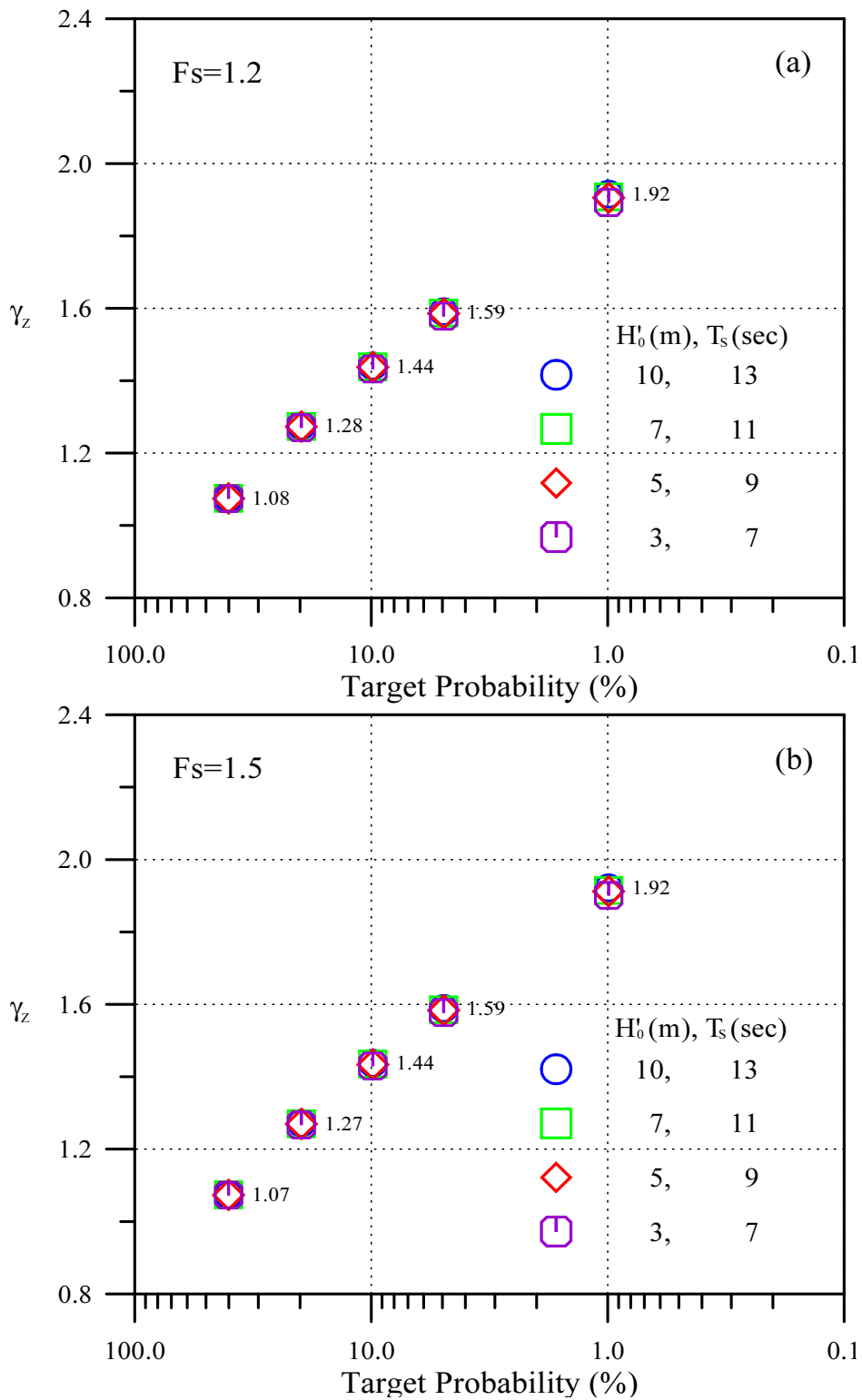
(3) 부분안전계수의 산정 및 평가

Level II AFDA 해석법을 이용하여 여러 가지 수심조건 및 단면조건 파랑조건에 대한 신뢰성 해석이 수행되었다. 신뢰성 해석에서는 파괴확률뿐만 아니라 각 확률변수의 파괴에 미치는 영향의 정도를 나타내는 영향계수의 거동특성이 자세히 해석되었다. 따라서 이하에는 이들 결과를 이용하여 산정된 목표수준에 따른 저항 및 하중 그리고 신뢰함수에 대한 부분안전계수의 거동 특성을 언급하였다.

먼저 <그림 3.7.13>과 <그림 3.7.14>에 여러 단면조건에 대하여 목표파괴수준에 따른 저항 및 하중 그리고 신뢰함수의 부분안전계수를 산정하여 제시하였다. 이미 영향계수의 거동특성에서 예상할 수 있었듯이 하중 및 저항의 영향계수는 단면조건에 따라 약간 다른 값을 갖는 것으로 확인되었다. 그러나 두 부분안전계수의 곱으로 정의된 신뢰함수의 부분안전계수는 단면조건에 상관없이 일정한 값을 나타내고 있다. 이는 이미 언급되었듯이 단면이 커짐에 따라 하중의 부분안전계수는 작아지는 반면 저항의 부분안전계수는 커지기 때문에 두 효과가 서로 상쇄되기 때문이다. 따라서 본 표준서에서 산정된 신뢰함수의 부분안전계수는 수심조건 단면조건 그리고 파랑조건에 상관없이 목표수준에 따라 일정한 값을 갖는다는 사실이 확인되었다. 이는 활동파괴모드를 대상으로 혼성제 케이슨을 설계할 때 각 확률변수의 변동성을 올바르게 고려하면서도 목표수준에 따라 각기 다른 수준의 부분안전계수를 일관성 있게 사용할 수 있다는 의미이다. 따라서 이하에서는 이상에서 산정된 부분안전계수에 대한 검증을 하고자 한다.



<그림 3.7.13> 저항, 하중 및 신뢰함수의 부분안전계수 거동특성

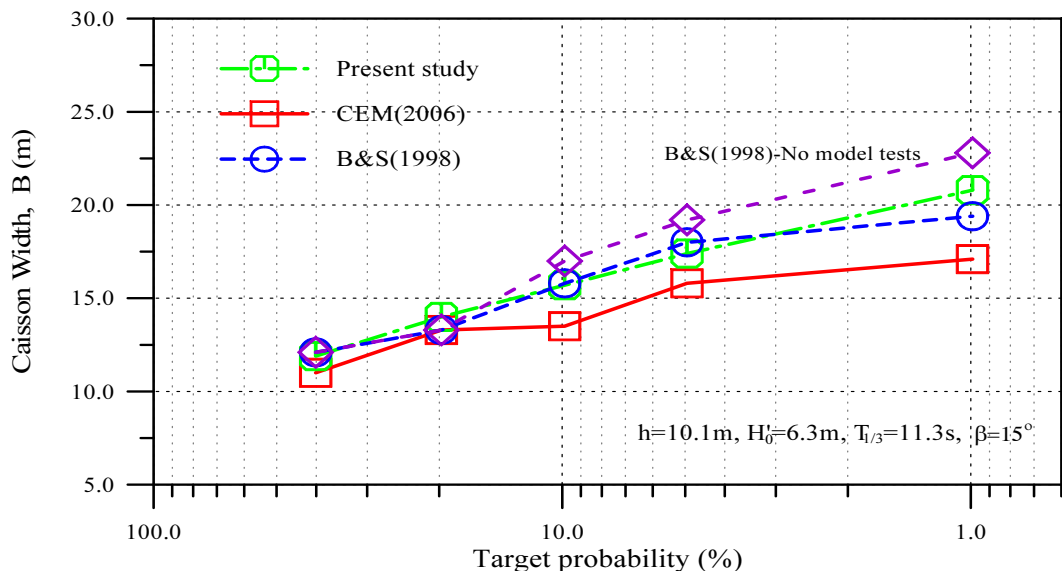


<그림 3.7.14> 파랑조건과 안전계수에 따른 신뢰함수의 부분안전계수 거동특성

(4) 부분안전계수의 검증

검증은 기존에 제시된 Burcharth and Sorensen(1998), CEM(2006)의 부분안전계수를 이용하여 목표수준에 따른 혼성제 케이슨의 최소 폭을 산정하는 방법으로 비교 평가하였다. Burcharth and Sorensen(1998), CEM(2006)의 설계기준식으로 식 (3.7.33)을 사용하였다. 이미 앞에서 언급하였듯이 식 (3.7.33)은 단지 마찰계수의 부분안전계수만을 이용하는 대신 간접적으로 입사파랑의 부분안전계수를 사용하도록 하고 있다. 따라서 목표수준에 따라 입사조건이 달라지고 그에 따라 파랑변형에서부터 파력산정까지의 전 계산과정이 반복적으로 수행되어야 한다.

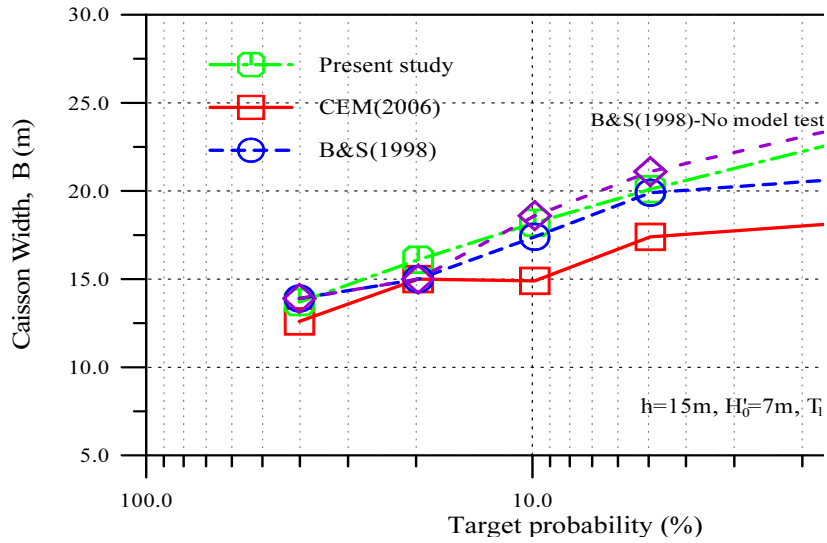
그러나 본 표준서에서 유도한 식 (3.7.32)의 설계기준식은 이와 같은 반복적인 계산과정이 필요 없이 결정론적 설계법에서 산정된 설계변수에다 목표수준에 맞는 부분안전계수만을 적용하면 된다. 이와 같이 산정된 결과를 <그림 3.7.15>~<그림 3.7.17>에 제시하였다.



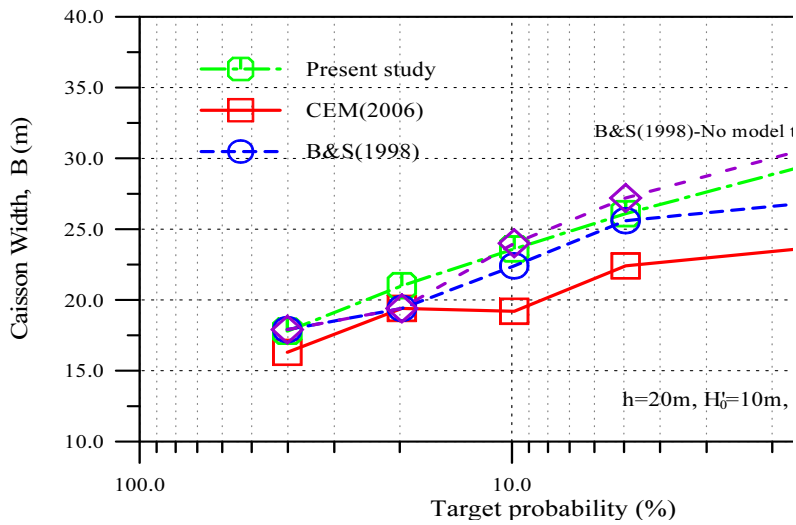
<그림 3.7.15> 목표수준에 따른 신뢰성 설계의 비교 분석. 예제 #1

먼저 <그림 3.7.15>는 수심 10.1m, 심해입사파고가 6.3m, 주기가 11.4sec 입사파향이 15o인 경우의 결과이다. 그림에서 알 수 있듯이 목표수준 1%의 결과에서 약간의 차이를 보이고 있으나 다른 수준에서는 본 표준서의 결과가 Burcharth and Sorensen(B&S)(1998)의 결과와 비교적 잘 일치하고 있다. 그러나 CEM(2006)의 결과는 매우 다른 거동 특성을 보이고 있다. 특히 CEM(2006)의 결과에서 주목할 점

은 목표수준이 다름에도 불구하고 동일한 설계단면이 산정된다는 것이다



<그림 3.7.16> 목표수준에 따른 신뢰성 설계의 비교 분석. 예제 #2



<그림 3.7.17> 목표수준에 따른 신뢰성 설계의 비교 분석. 예제 #3

다른 수심 및 파랑조건에 대한 결과, <그림 3.7.16>과 <그림 3.7.17>에서도 유사한 거동특성을 나타내고 있다. 따라서 본 표준서에서 제시한 부분안전계수 산정식이나 설계기준식은 올바르게 유도되었다고 판단된다 앞으로 보다 많은 현장 조건을 이용하여 추가적인 검증이 이루어져야 한다

2. Level II 설계법

가. 정의

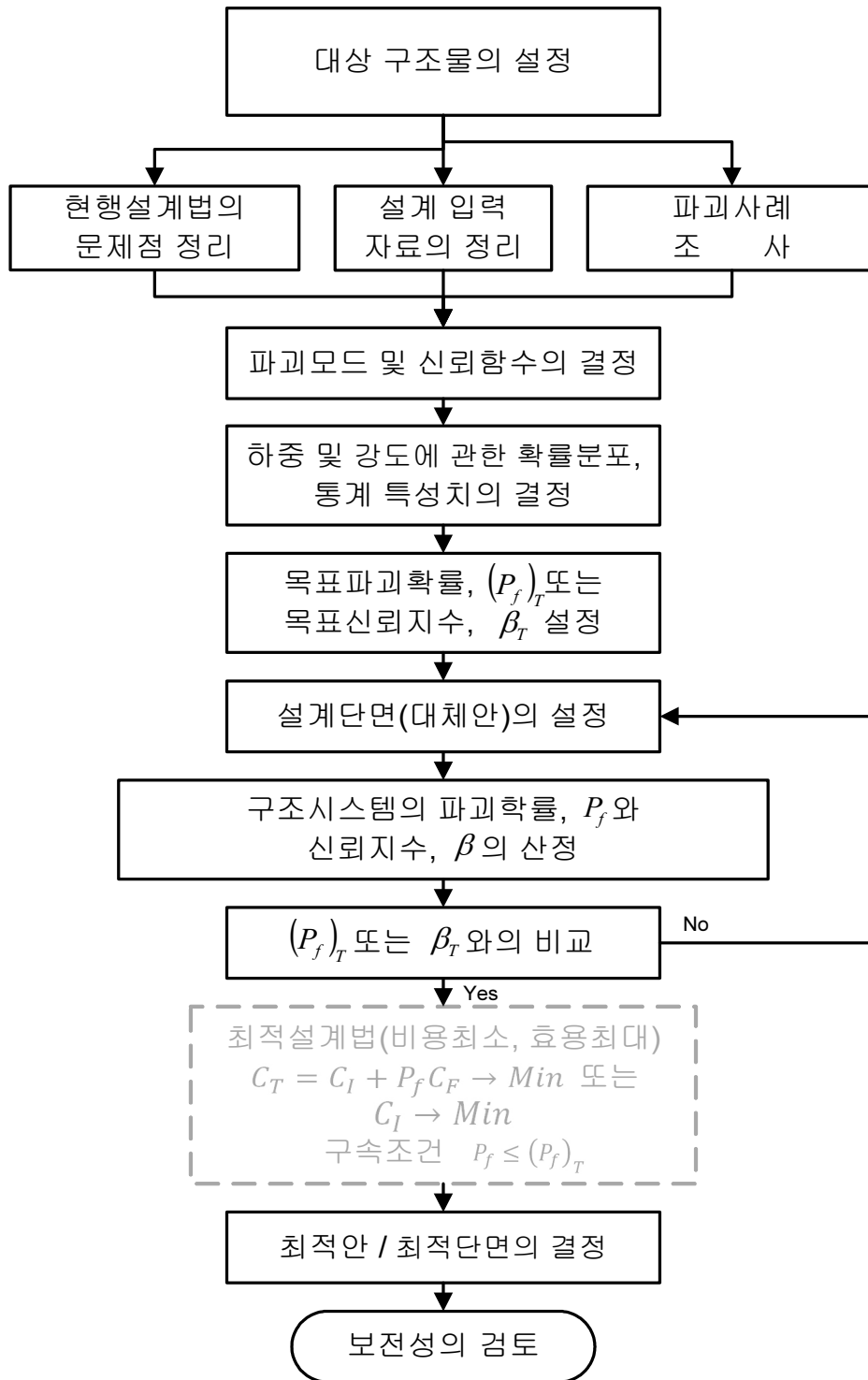
Level II 신뢰성 설계법이란 설계변수를 변화시키면서 신뢰성 해석을 수행하여 목표수준을 만족하는 설계변수를 확률론적으로 결정하는 방법이다

나. 설계절차

Level II 신뢰성 설계법의 설계 흐름도를 <그림 3.7.18>에 제시하였다. <그림 3.7.18>에서 알 수 있듯이 Level II 신뢰성 설계법을 올바르게 수행하기 위해서는 먼저 한계상태함수에 대한 올바른 정의와 한계상태함수를 정확히 해석할 수 있는 신뢰성 해석모형을 필요로 한다.

다. 신뢰성 해석모형

계산의 간편성으로 인해 해안 구조물의 해석에 가장 많이 쓰이고 있는 방법이 FORM (First Order Reliability Method)으로 이 방법은 파괴확률을 산정하는데 확률변수의 평균치 사용하느냐 아니면 파괴면상의 설계점을 가지고 반복 계산을 수행하느냐에 따라 FMA(First-order Mean value Approach)와 FDA(First-order Design point Approach)로 구분된다. 이들 FMA와 FDA는 저항함수와 하중함수가 서로 독립적이고, 정규분포를 따른다는 가정에서만 적용될 수 있다. 따라서 임의의 분포함수에 대한 해석을 수행하기 위한 방법으로 AFDA(Approximate Full Distribution Approach)가 개발되었다. AFDA에 공분산 행렬의 고유치와 고유벡터 개념을 도입하게 되면 상관성을 갖는 확률변수에 대한 해석도 가능하다 따라서 Level II의 FORM에서는 현재까지 제시된 해석법 중 AFDA가 실제 존재할 수 있는 여러 물리적 효과를 가장 잘 고려할 수 있는 신뢰성 해석법이다



<그림 3.7.18> Level II 신뢰성 설계법의 흐름도

신뢰지수와 파괴확률에 대한 정의 및 산정방법에 대한 개념이 5.1.3에 제시되었다. 따라서 본 장에서는 아래에 각 해석법들의 신뢰지수를 산정하는 과정에 주의해야 할 점들에 대하여 설명하겠다.

(1) FMA 신뢰성 해석법

FMA 신뢰성 해석법은 저항함수와 하중함수가 서로 독립적이고 정규분포를 따른다는 가정에서만 적용될 수 있다. 특히 FMA 해석법에서 주의할 점은 하중과 저항력의 관계를 나타내는 임의의 함수 관계식 즉, 신뢰함수의 형태에 따라 해석 결과가 다르게 산정된다는 것이다. 그러나 동일한 현상, 동일한 조건에서는 신뢰함수가 다르게 수립되어도 신뢰성 해석을 수행하여 얻어진 파괴확률은 정량적으로 동일해야 한다. 이와 같은 조건을 신뢰성 해석에서 신뢰지수의 불변성이라 한다. 그러나 FMA와 같은 방법을 적용하면 동일한 문제임에도 불구하고 산정된 신뢰지수가 신뢰함수에 따라 다르게 나타난다.

식 (3.5.2)에서 정의된 안전여유를 도입하게 되면 식 (3.5.2)와 동일한 다음 식 (3.7.36)의 신뢰함수를 얻을 수 있다.

$$Z = R - S \quad (3.7.36)$$

따라서 식 (3.7.36)에 정의된 신뢰함수에 해당하는 신뢰지수는 다음 식 (3.7.37)와 같이 구해진다.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.7.37)$$

그러나 식 (3.5.1)의 안전율을 이용하여 신뢰함수를 수립하게 되면 식 (3.7.37)과 다른 신뢰지수가 산정된다. 이는 동일한 문제임에도 불구하고 신뢰함수가 다르게 구성되면, 그 해석 결과가 다르게 산정된다는 것을 의미하게 된다. 따라서 신뢰함수의 형태와 관계없이 동일한 결과를 가져올 수 있는 해석방법이 필요하게 된다. 이와 같이 신뢰지수의 불변성을 만족시키기 위해서는 이하에서 설명될 것과 같이 신뢰함수를 구성하는 각각의 확률변수를 해당 확률변수의 평균과 분산으로 정규화하는 과정이 필요하다.

(2) FDA 신뢰성 해석법

만약 신뢰함수를 구성하는 확률변수를 \vec{X} 로 정의하고 각각의 확률변수가 서로 독립이며 정규분포를 따른다고 가정하면 각 확률변수의 평균과 분산을 이용하여 다음 식 (3.7.38)과 같이 각 확률변수를 정규화할 수 있다. 이때 새로운 확률변수 \vec{X}' 는 $N(0,1)$ 을 만족한다.

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_i}, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.7.38)$$

따라서 신뢰함수도 정규화된 확률변수로 구성된 새로운 신뢰함수가 되어야 한다. 예로, 식 (3.7.36)에 식 (3.7.38)의 개념, $R' = (R - \mu_R)/\sigma_R$ 과 $S' = (S - \mu_S)/\sigma_S$ 을 적용하면 식 (3.7.36)은 다음 식 (3.7.39)와 같이 정규화된 확률변수로 구성된 새로운 신뢰함수로 변환된다(<그림 3.7.19> 참조).

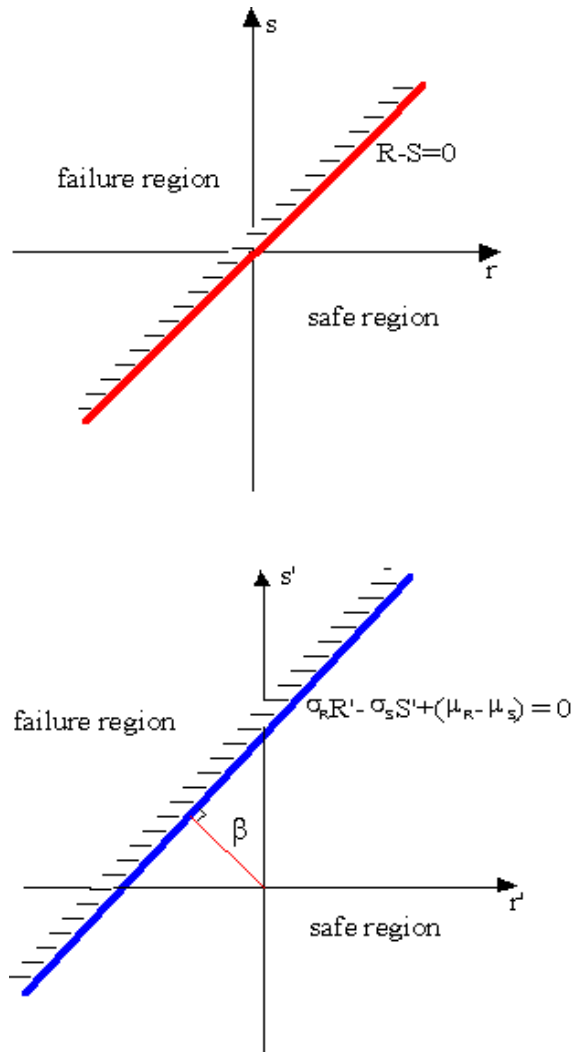
$$\sigma_R R' - \sigma_S S' + (\mu_R - \mu_S) = 0 \quad (3.7.39)$$

그림에서 알 수 있듯이 정규화된 좌표계에서 신뢰지수, β 는 원점으로부터 파괴면까지의 최단거리임을 알 수 있다. 따라서 신뢰지수를 구하는 문제는 원점으로부터 가장 가까운 파괴면상에 있는 한 점을 구하는 문제로 귀결되며 Hasofer와 Lind(1974)는 이 점을 설계점(design point)이라 정의하였다. 그러므로 신뢰지수는 다음 식 (3.7.40)와 같이 정의된다.

$$\beta = \min_{\vec{X}' \in \partial\omega} \left[\sum_{i=1}^n x'^2_i \right]^{1/2} \quad (3.7.40)$$

여기서 $\partial\omega$ 는 정규화된 신뢰함수의 파괴면을 의미한다. 따라서 파괴면상의 설계점을 구하게 되면 신뢰지수는 식 (3.7.40)에 의하여 산정되며, 또한 파괴확률/신뢰성은 식 (3.5.9)로부터 쉽게 구할 수 있다. 이와 같은 개념에 의하면 FMA 해석법에서 제시되었던 문제점, 즉, 동일한 문제에 대하여 신뢰함수가 다르면 신뢰지수가

달라진다는 문제점이 쉽게 해결된다.



<그림 3.7.19> 정규화된 좌표계에서의 신뢰함수

Hasofer와 Lind(1974)는 Lagrange 함수를 사용하여 신뢰지수와 설계점을 구할 수 있는 반복 계산법을 제시하였다. 만약 정규화된 좌표계에서 설계점, $\overline{X'} = \beta \overline{a}$ 라고 가정하면 다음의 관계식 (3.7.41)을 얻을 수 있다.

$$Z(\beta a_1, \beta a_2, \dots, \beta a_n) = 0 \quad (3.7.41)$$

여기서 $Z(\overline{X'})$ 는 정규화된 변수에 의하여 변환된 신뢰함수이고 a_i 는 수학적으로 i 방향으로의 방향여현(direction cosine)이지만 신뢰성 해석에서는 이를 영향민감계수(influence /sensitivity factor)라 정의되며 다음 식 (3.7.42)을 반드시 만족

하여야 한다.

$$\sum_{i=1}^n a_i^2 = 1.0 \quad (3.7.42)$$

식 (3.7.42)의 관계를 만족하는 영향계수는 신뢰지수/과피확률에 영향을 주는 상대적인 정도를 나타내는 척도로 해석될 수 있다 따라서 어떤 확률변수의 영향계수가 매우 작다면 해당 확률변수는 결정론적 상수로 고려할 수 있다

따라서 식 (3.7.41)을 이용하여 반복 계산하게 되면 신뢰지수와 정규화된 좌표계에서 설계점을 구할 수 있다. 또한 원래의 좌표계에 대한 설계점은 식 (3.7.38)에 의하여 쉽게 구할 수 있다.

(3) AFDA 신뢰성 해석법

이상에서 설명한 FMA와 FDA 신뢰성 해석법은 신뢰함수를 구성하는 모든 확률변수가 서로 독립적이면서 정규분포를 따른다는 가정이 만족될 때만 적용할 수 있다. 그러나 실제의 경우에는 이와 같은 가정들이 반드시 만족되지 않는다 따라서 각각의 확률변수가 독립적이면서 정규분포를 따른다는 제약성을 해결하기 위해 개발된 방법이 AFDA 신뢰성 해석법이다. 기본적인 개념은 임의의 상관성을 갖는 확률변수들이 있으면 이들을 서로 독립적인 관계로 변환시키는 과정이 비정규분포를 따르는 확률변수가 있는 경우는 해당 확률밀도함수와 분포함수를 유사정규분포(equivalent normal distribution)로 변환하는 과정이 추가적으로 필요하게 된다. 아래 각각의 확률변수가 독립적이라는 가정 하에 유사정규분포 변환 과정에 대하여만 언급하였다.

비정규분포를 따르는 확률변수가 있을 때는 Rosenblatt 변환을 이용하면 해당 확률변수의 분포를 정규분포화할 수 있다 이와 같이 정규분포화된 확률분포를 유사정규분포라 한다. Rosenblatt 변환은 설계점에서 비정규분포의 확률밀도함수와 분포함수의 값이 정규분포의 값과 동일하다는 개념에서 제안된 것이다 만약 임의의 확률변수, X_i 가 임의의 분포함수, F_{X_i} 를 따른다고 가정하면 다음 식 (3.7.43)이 정의될 수 있다.

$$F_{X_i}(x_i^d) = \Phi\left(\frac{x_i^d - \mu_{X_i'}}{\sigma_{X_i'}}\right) \quad (3.7.43a)$$

$$f_{X_i}(x_i^d) = \frac{1}{\sigma_{X_i'}} \phi\left(\frac{x_i^d - \mu_{X_i'}}{\sigma_{X_i'}}\right) \quad (3.7.43b)$$

여기서 $\mu_{X_i'}$ 와 $\sigma_{X_i'}$ 는 유사정규분포의 평균과 표준편차로 설계점의 자료를 이용하면 다음 식 (3.7.44)로 부터 쉽게 구할 수 있다.

$$\sigma_{X_i'} = \frac{\phi[\Phi^{-1}\{F_{X_i}(x_i^d)\}]}{f_{X_i}(x_i^d)} \quad (3.7.44a)$$

$$\mu_{X_i'} = x_i^d - \Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^d)] \sigma_{X_i'} \quad (3.7.44b)$$

그러므로 신뢰함수를 구성하는 확률분포가 정규분포를 따르지 않는 경우라도 식 (3.7.43)과 (3.7.44)의 개념을 적용하여 변환하게 되면 모든 확률변수가 정규분포를 따르게 되어 신뢰지수와 파괴확률을 쉽게 구할 수 있다. Level II의 AFDA에 의한 신뢰성 해석 흐름도를 <그림 3.7.20>에 제시하였다.

라. 경사식 방파제의 신뢰성 설계 사례

본 절에서는 3.7.2에서 언급된 Level II 신뢰성 설계법의 설계 절차에 따라 임의의 조건에 대한 실제 설계 사례를 설명하고자 한다. 설계 조건은 3.7.1 Level I 신뢰성 설계법에서 적용한 조건과 동일하다.

(1) 사석재에 대한 적용 사례

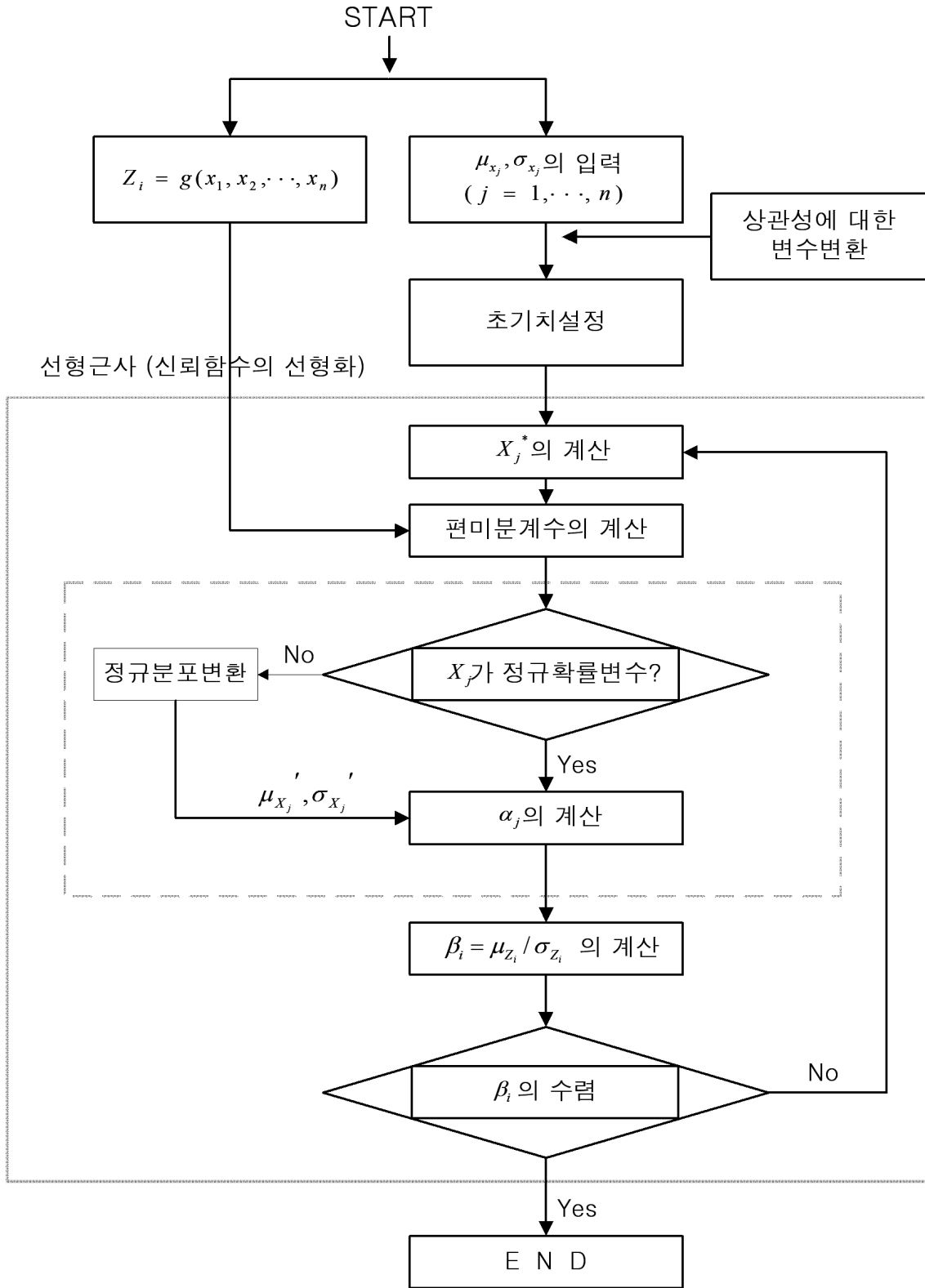
(가) Hudson 공식

① 설계조건

본 설계 사례에서 사석재를 설계하기 위해 사용한 조건은 제체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.6$ 이고, 설계파고 $H_s^T = 4.8m$ 이다. 비쇄파 조건의 5% 미만 피해율에 해당하는 $K_D = 4.0$, $A_{HR} = 1.0$ 인 경우, 결정론적 설계법에 따라 Hudson 공식으로부터 정의되는 다음 식 (3.7.45)을 이용하면 사석재의 대표입경 $D_n = 1.5m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{HR} \Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad (3.7.45)$$

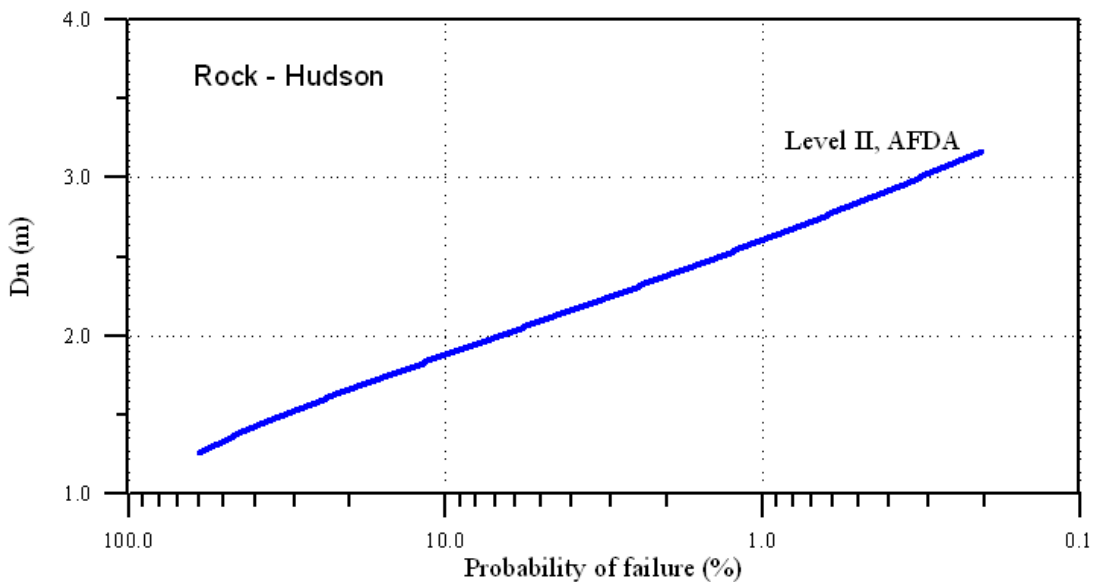
결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 1.5m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성이 내재되어 있다 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에 서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다 따라서 파괴의 발생될 가능성을 정량적으로 산정할 수 있어야 그에 따른 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level II 신뢰성 설계법이다.



<그림 3.7.20> Level II의 AFDA 신뢰성 해석법의 흐름도

② 신뢰성 설계

먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석 결과에 의하면 파괴모드, 즉, 5% 미만의 피해율에 대한 파괴확률은 약 32.5%로 산정되었다. 이 결과가 만족스럽지 못해 파괴확률을 더 낮추길 원한다든지 아니면 반대로 파괴확률을 더 크게 하길 원하는 경우가 생길 수 있다. 이와 같은 경우를 대비해서 여러 가지 조건에 대한 신뢰성 해석을 수행해야만 한다. 본 설계 사례에서는 사석재의 대표입경을 설계변수로 고려해서 대표입경을 변화시키면서 파괴확률을 산정하는 방법을 제시하였다 <그림 3.7.21>에 설계변수를 제외한 다른 변수들이 주어졌을 때 설계변수 변화에 따른 파괴확률 산정 결과를 제시하였다.



<그림 3.7.21> Level II 신뢰성 설계법에 의한 사석재의 대표입경(Hudson 공식)

따라서 <그림 3.7.21>을 이용하면 파괴확률에 따른 사석재의 대표입경을 쉽게 산정할 수 있다. 예로 1.5m의 대표입경의 파괴확률이 32.5%이기 때문에 파괴확률을 10%로 낮추기 위해서는 사석재의 대표입경을 약 1.88m로 크게 설계해야 된다는 것을 <그림 3.7.21>로부터 쉽게 알 수 있다. 그러나 앞에서 언급된 설계조건, 예로 체체의 경사가 1:2에서 1:1.5로 변한다면 <그림 3.7.21>과 같은 그림을 다시 산정해야 한다. 이는 Level II 신뢰성 설계법을 적용하기 위해서는 설계자들이 신뢰성 이론에 대해 완벽히 이해하여야 하며 다양한 조건에 대

해서도 해석할 수 있는 신뢰성 해석 모형이 필요하다는 것을 의미하는 것이다 따라서 설계조건이 바뀌어도 저항력과 파고에 대한 부분안전계수만을 이용하는 Level I의 신뢰성 설계법보다 Level II 신뢰성 설계법이 복잡한 과정을 거치게 된다.

(나) Van der Meer 공식

① 설계조건

본 설계 사례에 적용한 설계조건은 제체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.6$, $P = 0.5$, $s_{om} = 0.03$, $N_w = 1000$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$ 이다. 권파조건에서 $S = 2.5$, $A_{VR} = 6.2$ 인 경우 van der Meer 공식으로부터 정의되는 다음 식 (3.7.46)에 의하여 결정론적 설계법으로 산정된 사석재의 대표입경 $D_n = 1.55m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{VR} S^{0.2} \Delta \cot \alpha^{0.5} P^{0.18} s_{om}^{0.25} N_w^{0.1}} \quad (3.7.46)$$

이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 1.55m$ 는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 고려되지 않은 결과이다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성을 내재되어 있다 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다 따라서 파괴가 발생할 가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 하면 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level II 신뢰성 설계법이다.

② 신뢰성 설계

각 확률변수의 불확실성에 따른 영향을 살펴보기 위하여 먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 신뢰성 해석을 수행하였다 해석 결과에 의

하면 3.5.2절의 식 (3.5.13)에서 정의된 van der Meer 공식의 신뢰함수에 대한 파괴확률은 약 28.4%로 산정되었다. 이 결과가 만족스럽지 못해 설계자가 파괴확률을 더 낮추길 원한다든지 아니면 반대로 파괴확률을 더 크게 하길 원하는 경우가 생길 수 있다. 이와 같은 경우를 대비해서 여러 가지 조건에 대한 신뢰성 해석을 수행해야만 한다. 본 설계 사례에서는 사석재의 대표입경을 설계변수로 고려해서 대표입경을 변화시키면서 파괴확률을 산정하는 방법을 제시하였다. <그림 3.7.22>에 설계변수를 제외한 다른 변수들이 주어졌을 때 설계변수 변화에 따른 파괴확률 산정 결과를 제시하였다.

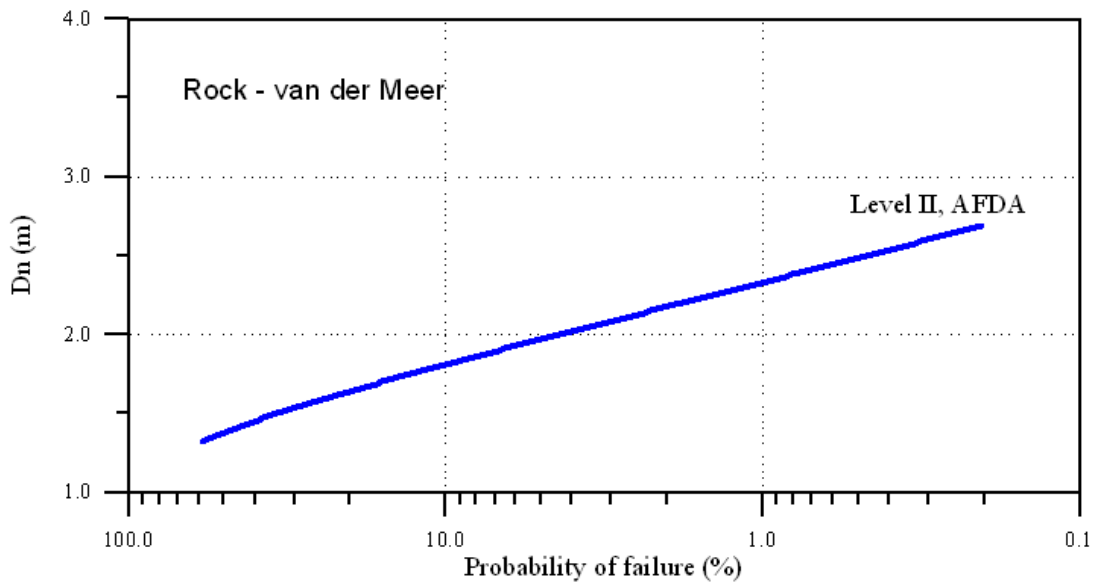
따라서 <그림 3.7.22>를 이용하면 파괴확률에 따른 사석재의 대표입경을 쉽게 계산 할 수 있다. 예로 1.55m의 대표입경의 파괴확률이 28.4%이기 때문에 파괴확률을 10%로 낮추기 위해서는 사석재의 대표입경을 약 1.81m로 크게 설계해야 된다는 것을 <그림 3.7.22>로부터 쉽게 알 수 있다. 그러나 앞에서 언급된 설계조건, 예로 체체의 경사가 1:2에서 1:1.5로 변한다든지 아니면 피해수준을 달리한다든지 등 파괴모드에 대한 정의가 달라지면 <그림 3.7.22>와 같은 그림을 다시 산정해야 한다. 이는 Level II 신뢰성 설계법을 적용하기 위해서는 설계자들이 신뢰성 이론에 대해 완벽히 이해하여야 하며 다양한 조건에 대해서도 해석할 수 있는 신뢰성 해석 모형이 필요하다는 것을 의미하는 것이다 따라서 설계조건이 바뀌어도 저항력과 파고에 대한 부분안전계수만을 이용하는 Level I의 신뢰성 설계법보다 Level II 신뢰성 설계법이 복잡한 과정을 거치게 된다.

(2) TTP에 대한 적용 사례

(가) Hudson 공식

①설계조건

Hudson 공식을 이용하여 결정론적 설계법으로 TTP를 설계하기 위한 조건은 다음과 같다. 먼저 체체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.233$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$ 이다. 비쇄파 조건의 5% 미만 피해수준에 해당하는 $K_D = 8.0$, $A_{HT} = 1.0$ 인 경우 다음 식 (3.7.47)에 의하면 TTP의 대표입경 $D_n = 1.55m$ 가 된다.



<그림 3.7.22> Level II 신뢰성 설계법에 의한 사석재의 대표입경(van der Meer 공식)

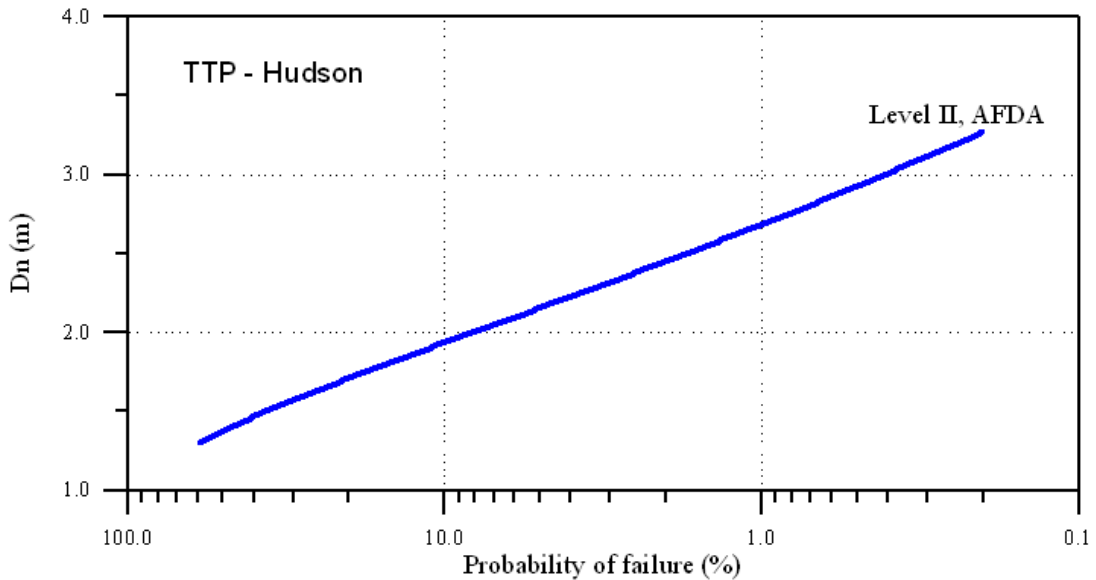
$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{HT\Delta} (K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad (3.7.47)$$

이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 1.55m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성이 내재되어 있다 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다. 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다. 따라서 파괴의 발생 가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level II 신뢰성 설계법이다.

② 신뢰성 설계

각 확률변수의 불확실성에 따른 영향을 살펴보기 위하여 먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석 결과에 의하면 파괴모드, 즉, 5% 미만의 피해율에 대한 파괴확률은 약 32.5%로 산정되었다. 이 결과가 만족스럽지 못해 파괴확률을 더 낮추길 원한다면 아니면 반대로 파괴확률을 더 크게 하길 원하는 경우가 생길 수 있다. 이와 같은 경우를

대비해서 여러 가지 조건에 대한 신뢰성 해석을 수행해야만 한다. 본 설계 사례에서는 사석재의 대표입경을 설계변수로 고려해서 대표입경을 변화시키면서 파괴확률을 산정하는 방법을 제시하였다. 그림 7.23에 설계변수를 제외한 다른 변수들이 주어졌을 때 설계변수 변화에 따른 파괴확률 산정 결과를 제시하였다.



<그림 3.7.23> Level II 신뢰성 설계법에 의한 TTP의 대표입경(Hudson 공식)

따라서 <그림 3.7.23>을 이용하면 파괴확률에 따른 사석재의 대표입경을 쉽게 계산할 수 있다. 예로 1.55m의 대표입경의 파괴확률이 32.5%이기 때문에 파괴확률을 10%로 낮추기 위해서는 사석재의 대표입경을 약 1.94m로 크게 설계해야 된다는 것을 <그림 3.7.23>로부터 쉽게 알 수 있다. 그러나 앞에서 언급된 설계조건, 예로 체체의 경사가 1:2에서 1:1.5로 변한다면 <그림 3.7.23>과 같은 그림을 다시 산정해야 한다. 이는 Level II 신뢰성 설계법을 적용하기 위해서는 설계자들이 신뢰성 이론에 대해 완벽히 이해하여야 하며 다양한 조건에 대해서도 해석할 수 있는 신뢰성 해석 모형이 필요하다는 것을 의미하는 것이다. 따라서 설계조건이 바뀌어도 저항력과 파고에 대한 부분안전계수만을 이용하는 Level I의 신뢰성 설계법보다 Level II 신뢰성 설계법이 복잡한 과정을 거치게 된다.

(나) Van der Meer 공식

① 설계조건

Van der Meer 공식을 이용하여 TTP를 결정론적 설계법으로 설계할 때 사용한 조건은 다음과 같다. 먼저 체체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.233$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$, $s_{om} = 0.03$, $N_w = 1000$ 이다. $A_{VT} = 1.0$, $N_{od} = 0.1$ 인 경우 다음 식 (3.7.48)의 결정론적 설계법에 의하면 TTP의 대표입경 $D_n = 1.82m$ 가 된다.

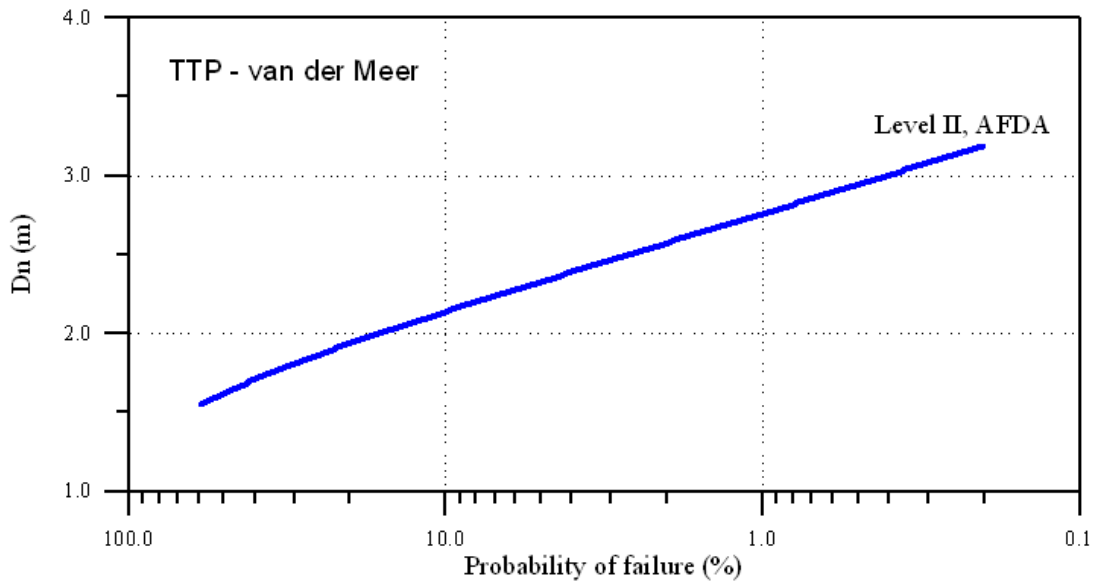
$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{VT} \Delta (3.75 N_{od}^{0.5} / N_w^{0.25} + 0.85) s_{om}^{-0.2}} \quad (3.7.48)$$

이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 1.82m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성이 내재되어 있다 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다 따라서 파괴의 발생 가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level II 신뢰성 설계법이다.

② 신뢰성 설계

각 확률변수의 불확실성에 따른 영향을 살펴보기 위하여 먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석 결과에 의하면 파괴모드에 대한 파괴확률은 약 29.0%로 산정되었다. 이 결과가 만족스럽지 못해 설계자가 파괴확률을 더 낮추길 원한다든지 아니면 반대로 파괴확률을 더 크게 하길 원하는 경우가 생길 수 있다. 이와 같은 경우를 대비해서 여러 가지 조건에 대한 신뢰성 해석을 수행해야만 한다. 본 설계 사례에서는 사석재의 대표입경을 설계변수로 고려해서 대표입경을 변화시키면서 파괴확률을 산정하는 방법을 제시하였다. <그림 3.7.24>에 설계변수를 제외한 다른 변수들

이 주어졌을 때 설계변수 변화에 따른 파괴확률 산정 결과를 제시하였다



<그림 3.7.24> Level II 신뢰성 설계법에 의한 TTP의 대표입경(van der Meer 공식)

따라서 <그림 3.7.24>을 이용하면 파괴확률에 따른 사석재의 대표입경을 쉽게 계산할 수 있다. 예로 1.82m의 대표입경의 파괴확률이 29.0%이기 때문에 파괴확률을 10%로 낮추기 위해서는 사석재의 대표입경을 약 2.27m로 크게 설계해야 된다는 것을 <그림 3.7.24>로부터 쉽게 알 수 있다. 그러나 앞에서 언급된 설계조건, 예로 제체의 경사가 1:2에서 1:1.5로 변한다면 <그림 3.7.24>와 같은 그림을 다시 산정해야 한다. 이는 Level II 신뢰성 설계법을 적용하기 위해서는 설계자들이 신뢰성 이론에 대해 완벽히 이해하여야 하며 다양한 조건에 대해서도 해석할 수 있는 신뢰성 해석 모형이 필요하다는 것을 의미하는 것이다. 따라서 설계조건이 바뀌어도 저항력과 파고에 대한 부분 안전계수만을 이용하는 Level I의 신뢰성 설계법보다 Level II 신뢰성 설계법이 복잡한 과정을 거치게 된다.

(3) Cube 블록에 대한 적용 사례

(가) 설계조건

Cube 블록을 결정론적 설계법을 설계할 때 사용한 조건은 다음과 같다. 먼저 체체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.233$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$, $s_{om} = 0.03$, $N_w = 1000$ 이다. $A_C = 1.0$, $N_{od} = 0.1$ 인 경우 다음 식 (3.7.49)의 결정론적 설계법에 의하면 Cube 블록의 대표입경 $D_n = 2.04m$ 가 된다.

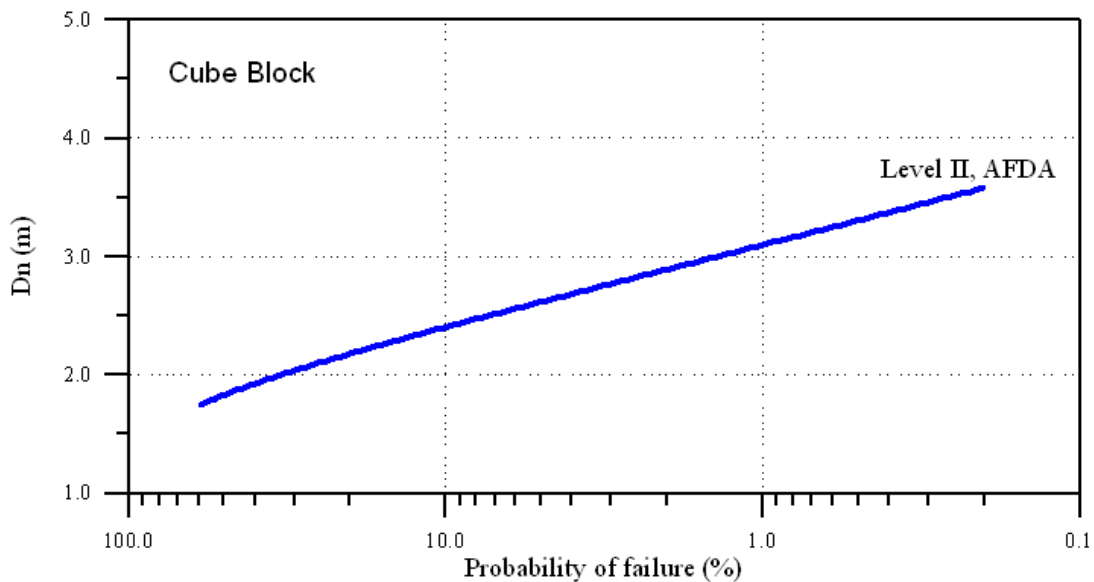
$$D_n = \frac{H_s^T}{A_C \Delta (6.7 N_{od}^{0.4} / N_w^{0.3} + 1.0) s_{om}^{-0.1}} \quad (3.7.49)$$

이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 2.04m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성이 내재되어 있다 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다 따라서 파괴가 발생할 가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 하며 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level II 신뢰성 설계법이다.

(나) 신뢰성 설계

각 확률변수의 불확실성에 따른 영향을 살펴보기 위하여 먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 신뢰성 해석을 수행하였다 해석 결과에 의하면 파괴모드에 대한 파괴확률은 약 29.0%로 산정되었다. 이 결과가 만족스럽지 못해 파괴확률을 더 낮추길 원한다든지 아니면 반대로 파괴확률을 더 크게 하길 원하는 경우가 생길 수 있다. 이와 같은 경우를 대비해서 여러 가지 조건에 대한 신뢰성 해석을 수행해야만 한다. 본 설계 사례에서는 사석재의 대표입경을 설계변수로 고려해서 대표입경을 변화시키면서 파괴확률을 산정하는 방법을 제시하였다. <그림 3.7.25>에 설계변수를 제외한 다른 변수들이 주어졌을 때 설계변수 변화에 따른 파괴확률 산정 결과를 제시하였다.

따라서 <그림 3.7.25>를 이용하면 파괴확률에 따른 사석재의 대표입경을 쉽게 계산할 수 있다. 예로 2.04m의 대표입경의 파괴확률이 29.0%이기 때문에 파괴확률을 10%로 낮추기 위해서는 사석재의 대표입경을 약 2.40m로 크게 설계해야 된다는 것을 <그림 3.7.25>로부터 쉽게 알 수 있다. 그러나 앞에서 언급된 설계 조건, 예로 체체의 경사가 1:2에서 1:1.5로 변한다면 <그림 3.7.25>와 같은 그림을 다시 산정해야 한다. 이는 Level II 신뢰성 설계법을 적용하기 위해서는 설계자들이 신뢰성 이론에 대해 완벽히 이해하여야 하며 또한 다양한 조건에 대해서도 해석할 수 있는 신뢰성 해석 모형이 필요하다는 것을 의미하는 것이다 따라서 설계조건이 바뀌어도 저항력과 파괴에 대한 부분안전계수만을 이용하는 Level I의 신뢰성 설계법보다 Level II 신뢰성 설계법이 복잡한 과정을 거치게 된다.



<그림 3.7.25> Level II 신뢰성 설계법에 의한 Cube 블록의 대표입경

(4) Dolos에 대한 적용 사례

(가) 설계조건

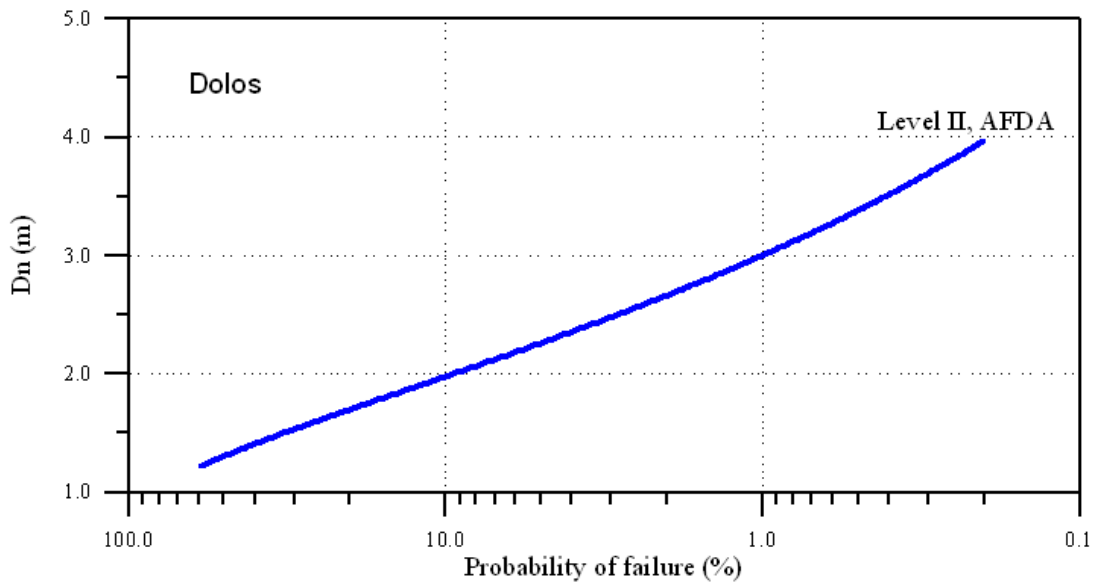
본 설계 사례에 적용한 결정론적 설계법의 설계조건은 제체의 경사 $\Delta = 1.233$, $r = 0.32$, $\phi = 0.6$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$, $N_w = 1000$ 이다. $A_D = 1.0$, $D = 0.05$ 인 경우 다음 식 (3.7.50)의 결정론적 설계법에 의하면 Dolos의 대표입경 $D_n = 1.47m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_D \Delta (47 - 72 r) \phi D^{1/3} N_w^{0.1}} \quad (3.7.50)$$

이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 1.47m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성이 내재되어 있다 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다 따라서 파괴가 발생할 가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 하며 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level II 신뢰성 설계법이다.

(나) 신뢰성 설계

먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석 결과에 의하면 파괴모드에 대한 파괴확률은 약 35.3%로 산정되었다. 이 결과가 만족스럽지 못해 파괴확률을 더 낮추길 원한다든지 아니면 반대로 파괴확률을 더 크게 하길 원하는 경우가 생길 수 있다. 이와 같은 경우를 대비해서 여러 가지 조건에 대한 신뢰성 해석을 수행해야만 한다. 본 설계 사례에서는 사석재의 대표입경을 설계변수로 고려해서 대표입경을 변화시키면서 파괴확률을 산정하는 방법을 제시하였다. <그림 3.7.26>에 설계변수를 제외한 다른 변수들이 주어졌을 때 설계변수 변화에 따른 파괴확률 산정 결과를 제시하였다



<그림 3.7.26> Level II 신뢰성 설계법에 의한 Dolos의 대표입경

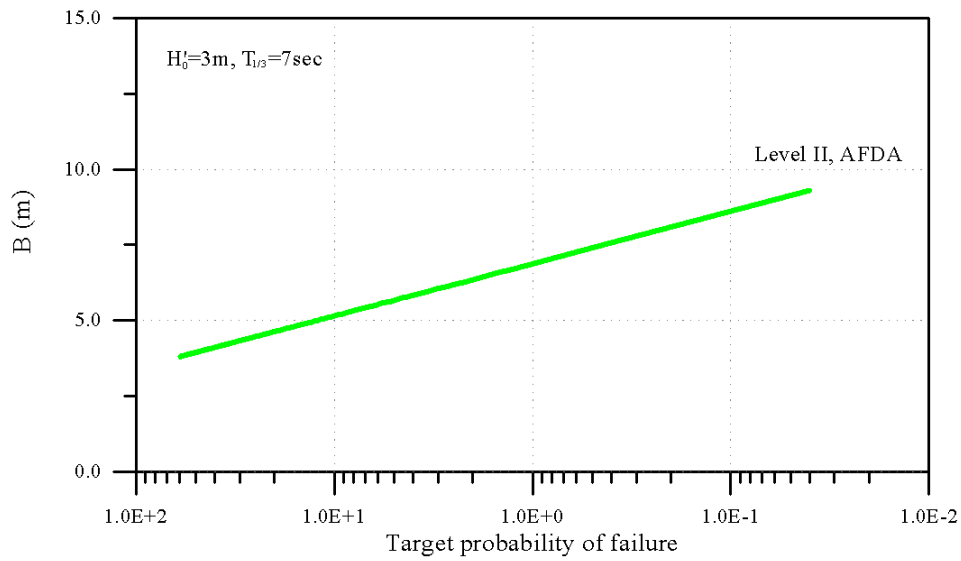
따라서 <그림 3.7.26>을 이용하면 파괴확률에 따른 사석재의 대표입경을 쉽게 계산할 수 있다. 예로 1.47m의 대표입경의 파괴확률이 35.3%이기 때문에 파괴확률을 10%로 낮추기 위해서는 사석재의 대표입경을 약 1.98m로 크게 설계해야 된다는 것을 <그림 3.7.26>으로부터 쉽게 알 수 있다. 그러나 앞에서 언급된 설계조건, 예로 제체의 경사가 1:2에서 1:1.5로 변한다면 <그림 3.7.26>과 같은 그림을 다시 산정해야 한다. 이는 Level II 신뢰성 설계법을 적용하기 위해서는 설계자들이 신뢰성 이론에 대해 완벽히 이해하여야 하며 다양한 조건에 대해서도 해석할 수 있는 신뢰성 해석 모형이 필요하다는 것을 의미하는 것이다. 따라서 설계조건이 바뀌어도 저항력과 파고에 대한 부분안전계수만을 이용하는 Level I의 신뢰성 설계법보다 Level II 신뢰성 설계법이 복잡한 과정을 거치게 된다.

마. 케이슨 방파제의 신뢰성 설계 사례

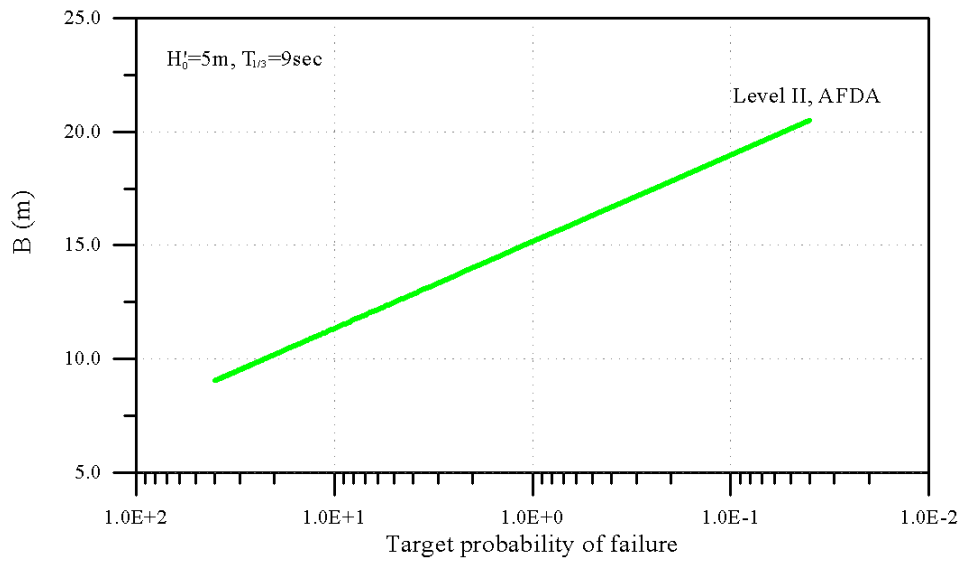
(1) 신뢰성 설계법의 적용 사례

본 절에서는 3.7.2에서 언급된 Level II 신뢰성 설계법의 설계 절차에 따라 임의의 조건에 대한 실제 설계 사례를 설명하고자 한다. 설계 조건은 3.7.1 Level I 신

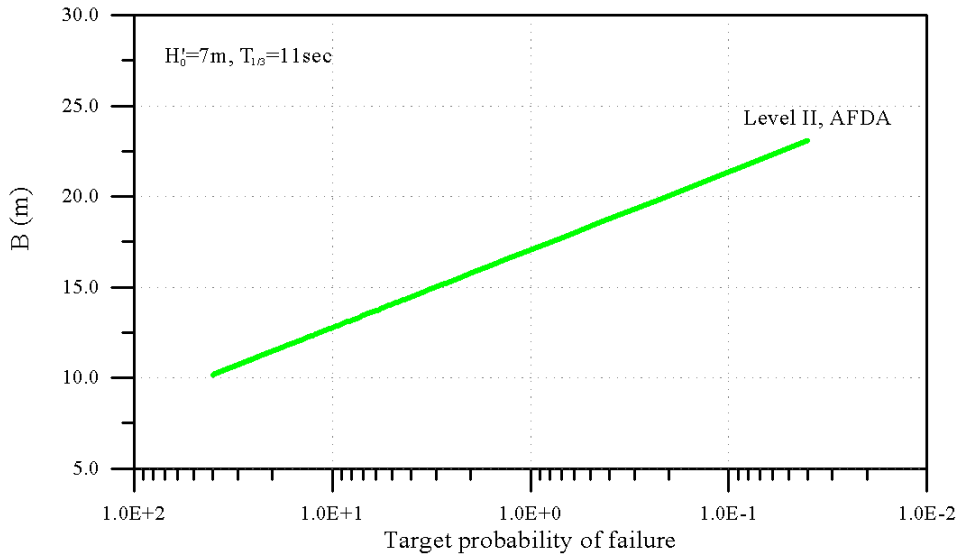
뢰성 설계법에서 적용한 조건과 동일하다. 아래 <그림 3.7.27>~<그림 3.7.30>에 여러 가지 파랑조건에 대한 설계 예제를 제시하였다.



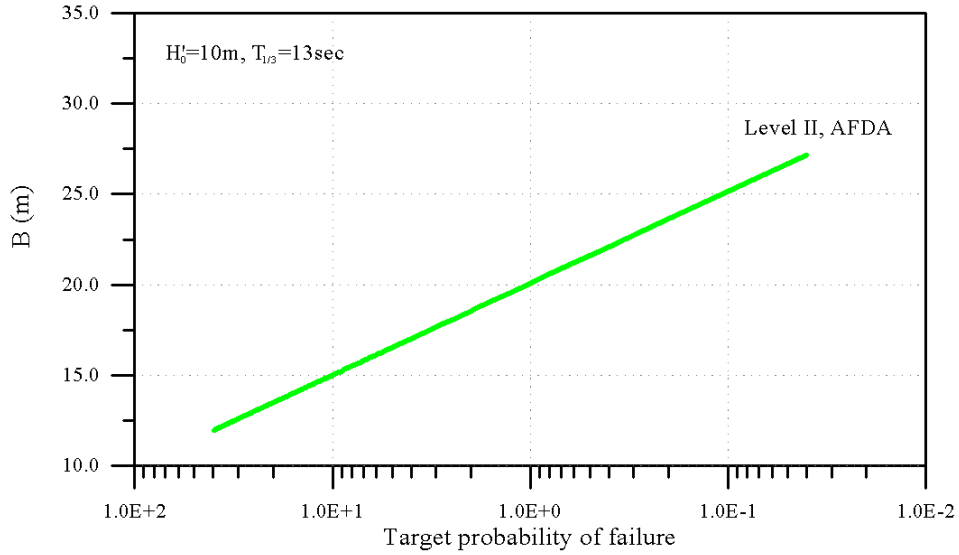
<그림 3.7.27> Level II AFDA 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #1



<그림 3.7.28> Level II AFDA 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #2



<그림 3.7.29> Level II AFDA 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #3



<그림 3.7.30> Level II AFDA 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #4

3. Level III 설계법

가. 정의

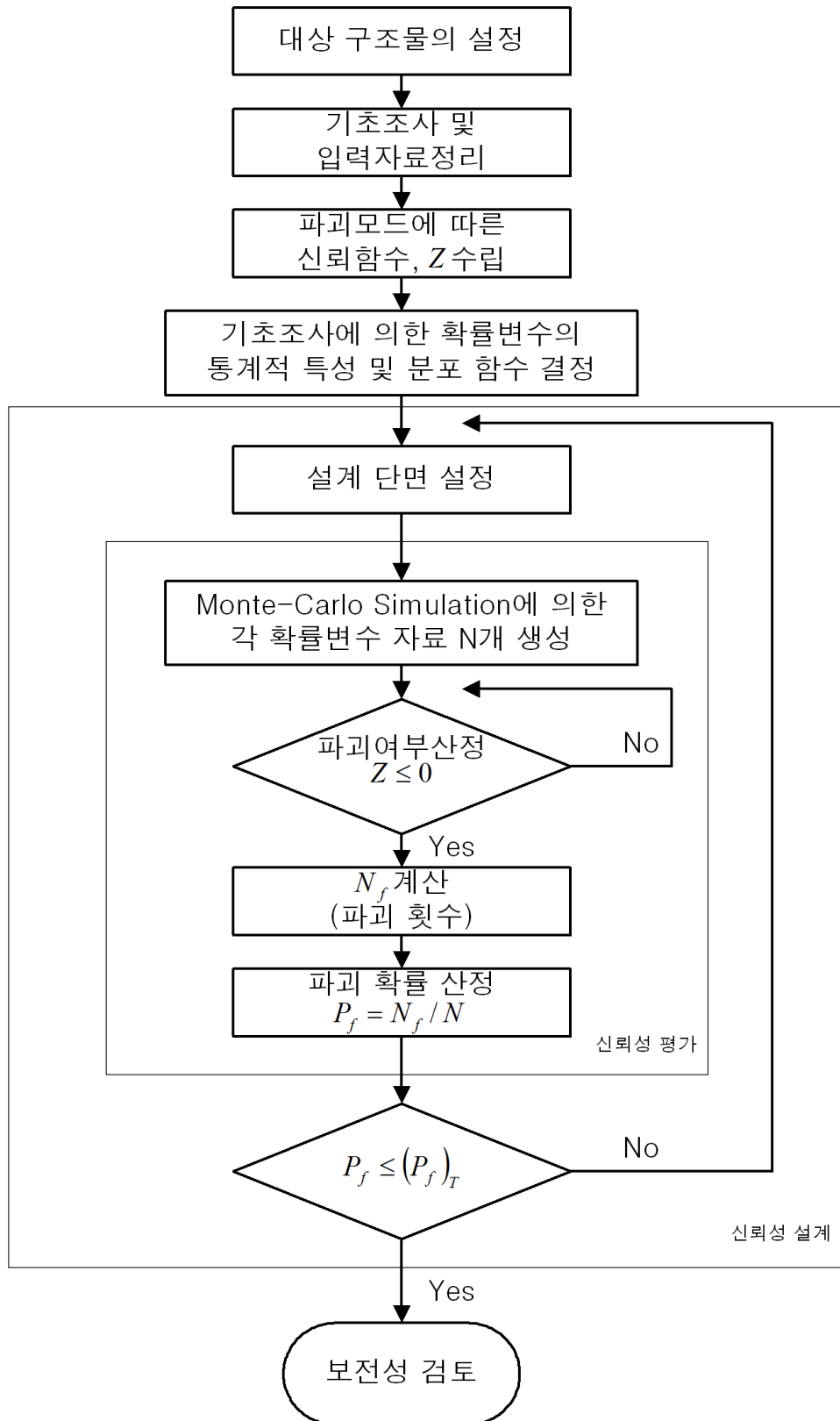
Level III 신뢰성 설계법이란 설계변수를 포함한 모든 변수를 확률변수로 고려해 임의의 분포함수를 따르는 각 확률변수들을 임의로 생성하여 한계상태함수에 직접 대입하는 방법으로 신뢰성 해석을 수행하여 목표수준을 만족하는 설계변수를 확률론적으로 결정하는 방법이다.

나. 설계절차

Level III 신뢰성 설계법의 설계 흐름도를 <그림 3.7.31>에 제시하였다. <그림 3.7.31>에서 알 수 있듯이 Level III 신뢰성 설계법을 올바르게 수행하기 위해서는 먼저 확률변수들의 통계적 확률적 지식뿐만 아니라 한계상태함수에 대한 올바른 정의와 한계상태함수를 정확히 해석할 수 있는 신뢰성 해석 모형을 필요로 한다

Level III에서 가장 많이 이용되고 있는 방법이 Monte-Carlo simulation이다. Monte-Carlo simulation은 균등분포를 갖는 일정한 난수를 발생시켜 이 난수를 관련 분포를 따르는 확률변수로 치환하는 과정을 거치게 된다 이와 같은 방법을 역변환법(Inverse Transform Method)이라 한다. 역변환법은 난수와 관련변수의 분포함수의 수학적 관계가 연속적이면서 양함수적일 때만 적용 가능한 방법이다 따라서 이 방법의 적용성은 상당히 제한적일 수밖에 없다. 이와 같은 문제점을 해석하기 위하여 제안된 방법이 복합법(Composition Method)과 함수관계법(Function of Random Variables Method)이다. 그러나 이 방법들도 중간단계에서 필요로 하는 확률변수와 치환변수간의 관계식을 필요로 한다.

따라서 Monte-Carlo simulation을 사용하기 위해서는 관련 현상과 연관된 확률변수를 올바르게 모의하는 것이 중요하다 이와 더불어 더욱 중요한 문제가 결과의 변동성/수렴성이다. 즉, 얼마의 모의가 이루어 져야하는가에 대한 이해가 중요하다 즉, 일정 크기 이상의 모의자료 가지고 일정 횟수 이상의 반복계산이 이루어 졌을 때만 결과에 의미를 부여할 수 있다 따라서 Monte-Carlo simulation으로 결과를 제시할 때는 반드시 이에 대한 선행작업이 이루어져야 한다 그렇지 못할 경우에는 그 결과에 물리적인 의미를 부여하는 것이 곤란하다



<그림 3.7.31> Level III 신뢰성 설계법의 흐름도

현재 이와 같은 문제를 해석하기 위하여 제시된 방법으로는 LHS(Latin Hypercube Sampling), 대조법(Antithetic Variates Method), 상관추출법(Correlated Sampling Method) 그리고 변수조절법(Control Variates Method) 등이 있다. 따라서 이와 같은 방법들을 이용하여 일정한 횟수 이상의 반복계산이 반드시 이루어 져야한다

특히 Monte-Carlo simulation으로 임의의 문제를 해석할 때 주의할 점은 Monte-Carlo simulation이 하나의 대안적인 성격을 갖는 해석법이라는 점이다 즉, 어떤 현상이 있을때 그 현상에 대한 올바른 수학적 모형의 수립이 어렵거나 아니면 너무나 단순화된 수학적 모형을 사용할 수밖에 없는 경우에만 그 대안으로 또는 검증용으로 사용할 수 있는 해석법이다. 이와 같은 경우에도 위에서 언급한 일련의 과정이 반드시 올바르게 수행되었을 때만 그 결과를 신뢰할 수 있다. 따라서 올바른 수학적 모형이 있고 그에 대한 올바른 해석법이 있는 경우에는 사용하지 않는 것이 일반적인 인식이다.

본 표준서와 같은 항만 구조물의 신뢰성 해석에서는 Level II 신뢰성 해석법에 의하여 산정된 결과가 이상에 언급된 과정을 거쳐 올바르게 수행된 Monte-Carlo simulation의 결과와 잘 일치한다는 연구 결과(Meadowcroft 등, 1996)들이 있다. 따라서 항만 구조물의 신뢰성 해석에서는 Monte-Carlo simulation의 사용은 그 의미가 약할 수 밖에 없다. 따라서 적용시에는 상당한 주의가 요구된다 즉, 난수의 발생에서부터 관련 확률변수와 분포함수의 관계성 등이 올바르게 정립되었다 하더라도 단순모의(random sampling)에 의하여 발생될 수 있는 변동성의 영향을 최소화하여야 한다.

다. 경사식 방파제의 신뢰성 설계 사례

본 절에서는 3.7.3.2에서 언급된 Level III 신뢰성 설계법의 설계 절차에 따라 임의의 조건에 대한 실제 설계 사례를 설명하고자 한다. 설계조건은 3.7.1의 Level I 신뢰성 설계법과 3.7.2의 Level II 신뢰성 설계법에서 적용한 조건과 동일하다.

(1) 사석재에 대한 적용 사례

(가) Hudson 공식

① 설계조건

설계 사례로 Hudson 공식을 이용하여 결정론적 설계법으로 사석재를 설계할 때 사용한 제반 조건으로 제체의 경사 $\cot\alpha=2.0$, $\Delta=1.6$ 이고 설계파고 $H_s^T=4.8m$ 이다. 비쇄파 조건의 5% 미만 피해율에 해당하는 $K_D=4.0$, $A_{HR}=1.0$ 인 경우, 식 (3.7.51)의 결정론적 설계법에 의하면 사석재의 대표입경 $D_n=1.5m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{HR} \Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad (3.7.51)$$

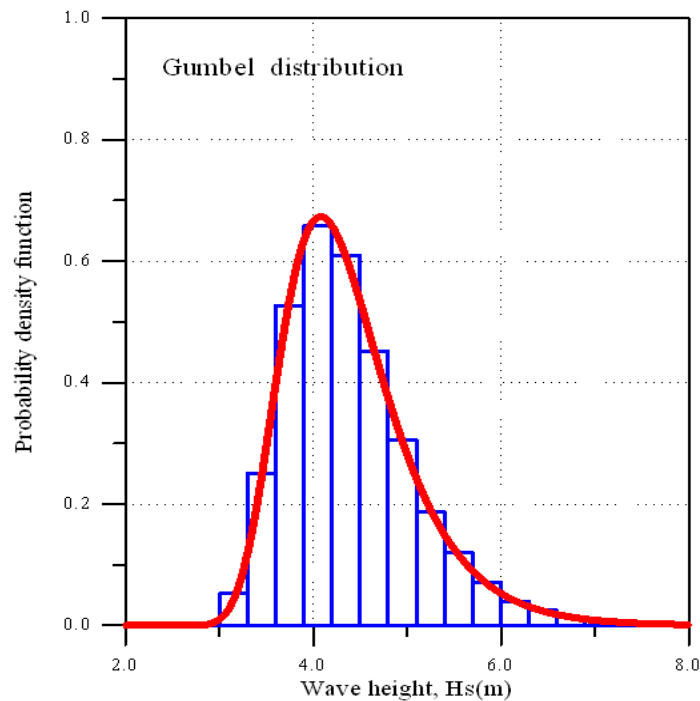
이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n=1.5m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성이 내재되어 있다 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다 따라서 파괴가 발생할 가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 하며 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level III 신뢰성 설계법이다.

② 신뢰성 설계

먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 Level III 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석 결과에 의하면 파괴모드 즉, 5% 미만의 피해율에 대한 파괴확률은 약 35.7%이다. 3.7.2에서 언급한 Level II의 신뢰성 해석 결과 32.5%보다는 파괴확률이 크게 산정되었다 이는 신뢰함수의 비선형성에 기인한 차이라고 판단된다. 즉, Level II 신뢰성 해석에서는 신뢰함수를 선형화하는 파

정이 포함되지만 Level III 해석법에서는 이와 같은 과정을 거치지 않는다.

식 (3.5.12)의 신뢰함수를 구성하는 각 확률변수들의 분포함수에 따라 난수를 발생시켜 각각 20,000개의 자료를 생성하였다. <그림 3.7.32>에 제시된 결과는 그 중 파고 발생 자료를 재 해석하여 원래의 분포함수와 비교한 것이다. 그림에서 보듯이 두 결과가 매우 잘 일치하고 있다. 따라서 자료의 생성에는 문제가 없는 것으로 판단하였다. 따라서 발생시킨 자료들을 이용하여 주어진 설계 단면에 대하여 해석한 결과를 <그림 3.7.33>에 제시하였다. 만약 주어진 단면에 대한 해석 결과, 즉, 파괴확률이 크다고 판단되는 경우는 설계변수인 피복재의 대표입경을 증가시키면서 설계자의 목표수준에 맞는 결과를 얻을 때 까지 위와 동일한 과정을 거치면 된다. 본 표준서에서는 동일한 과정을 반복하는 것이라 판단하여 그에 대한 해석은 생략하였다. 따라서 Level III 신뢰성 설계법은 이미 앞에서 적용 사례를 가지고 자세히 설명한 저항력과 파고에 대한 부분 안전계수만을 이용하는 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법보다 적용이 어렵다.



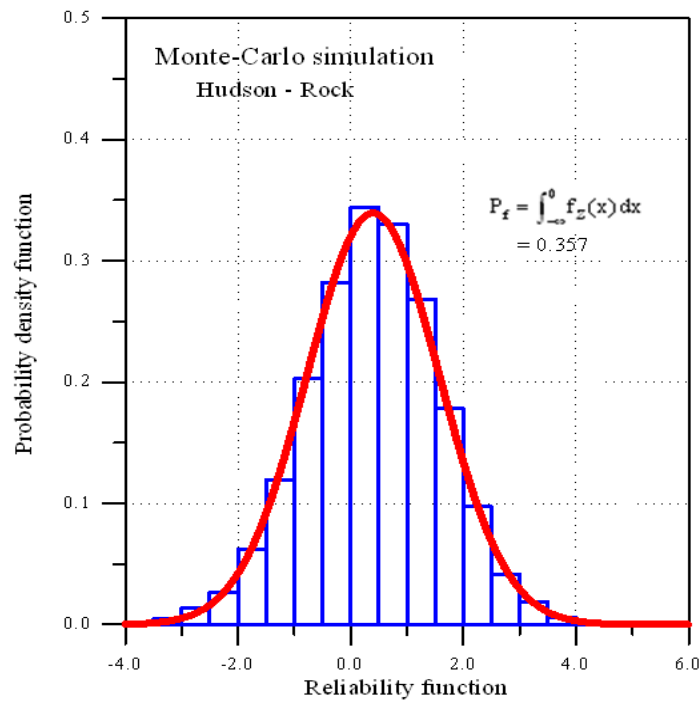
<그림 3.7.32> 파고 발생 자료의 비교 분석

(나) Van der Meer 공식

① 설계조건

본 설계 사례에 적용한 설계조건은 체체의 경사 $\cot\alpha = 2.0$, $\Delta = 1.6$, $P = 0.5$, $s_{om} = 0.03$, $N_w = 1000$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$ 이다. 권파조건에서 $A_{VR} = 6.2$, $S = 2.5$ 인 경우 다음 식 (3.7.52)의 결정론적 설계법에 의하여 산정된 사석재의 대표입경 $D_n = 1.55m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{VR} S^{0.2} \Delta \cot \alpha^{0.5} P^{0.18} s_{om}^{0.25} N_w^{0.1}} \quad (3.7.52)$$



<그림 3.7.33> 사석재에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과(Hudson 공식)

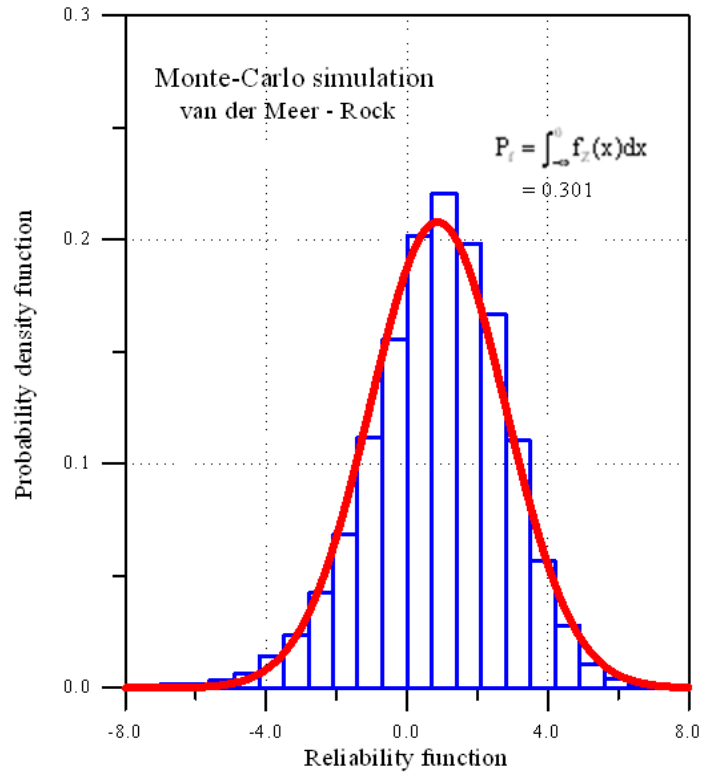
이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 1.55m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성이 내재되어 있다 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다 따라서 파괴가 발생할

가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 하며 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level III 신뢰성 설계법이다.

② 신뢰성 설계

먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 Level III 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석 결과에 의하면 파괴모드에 대한 파괴확률은 약 30.1%이다. 3.7.2에서 언급한 Level II의 신뢰성 해석 결과 28.4%보다는 파괴확률이 크게 산정되었다. 이는 신뢰함수의 비선형성에 기인한 차이라고 판단된다 즉, Level II 신뢰성 해석에서는 신뢰함수를 선형화하는 과정이 포함되지만 Level III 해석법에서는 이와 같은 과정을 거치지 않는다.

식 (3.5.13a)의 신뢰함수를 구성하는 각 확률변수들의 분포함수에 따라 20,000개의 자료를 생성하였다. Level III 신뢰성 해석법으로 주어진 설계단면에 대하여 해석한 결과를 <그림 3.7.34>에 제시하였다. 만약 주어진 단면에 대한 해석 결과, 즉, 파괴확률이 크다고 판단되는 경우는 설계변수인 피복재의 대표입경을 증가시키면서 설계자의 목표수준에 맞는 결과를 얻을 때 까지 위와 동일한 과정을 거치면 된다. 본 표준서에서는 동일한 과정을 반복하는 것이라 판단하여 그에 대한 해석은 생략하였다. 따라서 Level III 신뢰성 설계법은 이미 앞에서 적용 사례를 가지고 자세히 설명한 저항력과 파고에 대한 부분안전계수만을 이용하는 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법보다 적용이 어렵다.



<그림 3.7.34> 사석재에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과(van der Meer 공식)

(2) TTP에 대한 적용 사례

(가) Hudson 공식

①설계조건

Hudson 공식을 이용하여 결정론적 설계법으로 TTP를 설계하기 위한 조건은 다음과 같다. 먼저 제체의 경사 $\cot\alpha = 2.0$, $\Delta = 1.233$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$ 이다. 비쇄파 조건의 5% 미만 피해수준에 해당하는 $K_D = 8.0$, $A_{HT} = 1.0$ 인 경우 다음 식 (3.7.53)에 의하면 TTP의 대표입경 $D_n = 1.55m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{HT}\Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad (3.7.53)$$

이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 1.55m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성을 내재되어 있다. 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다. 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다. 따라서 파괴가 발생할 가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 하며 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level III 신뢰성 설계법이다.

② 신뢰성 설계

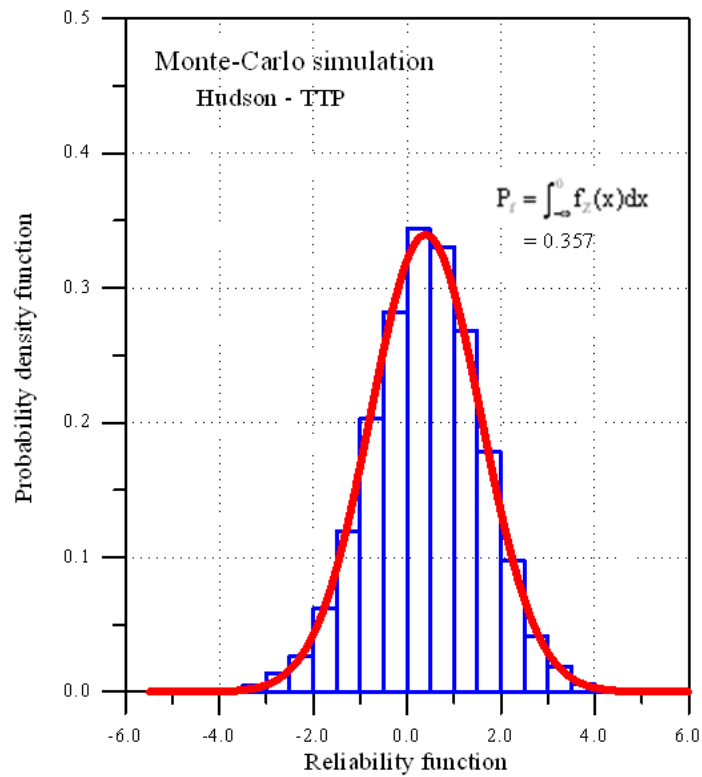
먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 Level III 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석 결과에 의하면 파괴모드, 즉, 5% 미만의 피해율에 대한 파괴확률은 약 35.7%이다. 3.7.2에서 언급한 Level II의 신뢰성 해석 결과 32.5%보다는 파괴확률이 크게 산정되었다 이는 신뢰함수의 비선형성에 기인한 차이라고 판단된다. 즉, Level II 신뢰성 해석에서는 신뢰함수를 선형화하는 과정이 포함되지만 Level III 해석법에서는 이와 같은 과정을 거치지 않는다.

식 (3.5.12)의 신뢰함수를 구성하는 각 확률변수들의 분포함수에 따라 20,000개의 자료를 생성하였다. Level III 신뢰성 해석법으로 주어진 설계단면에 대하여 해석한 결과를 <그림 3.7.35>에 제시하였다. 만약 주어진 단면에 대한 해석 결과, 즉, 파괴확률이 크다고 판단되는 경우는 설계변수인 피복재의 대표입경을 증가시키면서 설계자의 목표수준에 맞는 결과를 얻을 때 까지 위와 동일한 과정을 거치면 된다. 본 표준서에서는 동일한 과정을 반복하는 것이라 판단하여 그에 대한 해석은 생략하였다. 따라서 Level III 신뢰성 설계법은 이미 앞에서 적용 사례를 가지고 자세히 설명한 저항력과 파고에 대한 부분안전계수만을 이용하는 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법보다 적용이 어렵다.

(나) Van der Meer 공식

① 설계조건

Van der Meer 공식을 이용하여 결정론적 설계법으로 TTP를 설계할 때 사용한 조건은 다음과 같다. 먼저 제체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.233$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$, $s_{om} = 0.03$, $N_w = 1000$ 이다. $A_{VT} = 1.0$, $N_{od} = 0.1$ 인 경우 다음 식 (3.7.54)의 결정론적 설계법에 의하면 TTP의 대표입경 $D_n = 1.82m$ 가 된다.



<그림 3.7.35> TTP에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과(Hudson 공식)

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_{VT} \Delta (3.75 N_{od}^{0.5} / N_w^{0.25} + 0.85) s_{om}^{-0.2}} \quad (3.7.54)$$

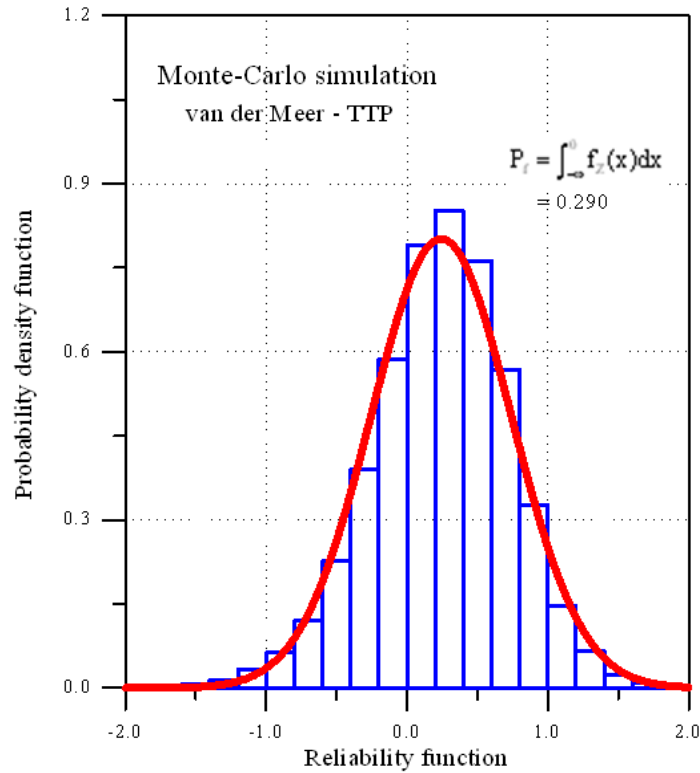
이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 1.82m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성이 내재되어 있다 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지

만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다. 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다. 따라서 파괴가 발생할 가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 하며 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level III 신뢰성 설계법이다.

② 신뢰성 설계

먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 Level III 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석 결과에 의하면 파괴모드에 대한 파괴확률은 약 29.0%이다. 3.7.2에서 언급한 Level II의 신뢰성 해석 결과 29.0%와 동일하다.

식 (3.5.14)의 신뢰함수를 구성하는 각 확률변수들의 분포함수에 따라 20,000개의 자료를 생성하였다. Level III 신뢰성 해석법으로 주어진 설계단면에 대하여 해석한 결과를 <그림 3.7.36>에 제시하였다. 만약 주어진 단면에 대한 해석 결과, 즉, 파괴확률이 크다고 판단되는 경우는 설계변수인 피복재의 대표입경을 증가시키면서 설계자의 목표수준에 맞는 결과를 얻을 때 까지 위와 동일한 과정을 거치면 된다. 본 표준서에서는 동일한 과정을 반복하는 것이라 판단하여 그에 대한 해석은 생략하였다. 따라서 Level III 신뢰성 설계법은 이미 앞에서 적용 사례를 가지고 자세히 설명한 저항력과 파고에 대한 부분안전계수만을 이용하는 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법보다 적용이 어렵다.



<그림 3.7.36> TTP에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과(van der Meer 공식)

(3) Cube 블록에 대한 적용 사례

(가) 설계조건

Cube 블록을 결정론적 설계법으로 설계할 때 사용한 조건은 다음과 같다. 먼저 체체의 경사 $\cot \alpha = 2.0$, $\Delta = 1.233$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$, $s_{om} = 0.03$, $N_w = 1000$ 이다. $A_C = 1.0$, $N_{od} = 0.1$ 인 경우 다음 식 (3.7.55)의 결정론적 설계법에 의하면 Cube 블록의 대표입경 $D_n = 2.04m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_C \Delta (6.7 N_{od}^{0.4} / N_w^{0.3} + 1.0) s_{om}^{-0.1}} \quad (3.7.55)$$

이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 2.04m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원

인으로 인해 불확실성이 내재되어 있다. 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다. 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다. 따라서 파괴가 발생할 가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 하며 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level III 신뢰성 설계법이다.

(나) 신뢰성 설계

먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 Level III 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석 결과에 의하면 파괴모드에 대한 파괴확률은 약 29.7%이다. 7.2에서 언급한 Level II의 신뢰성 해석 결과 29.0%와 비교하여 파괴확률이 거의 동일하게 산정되었다.

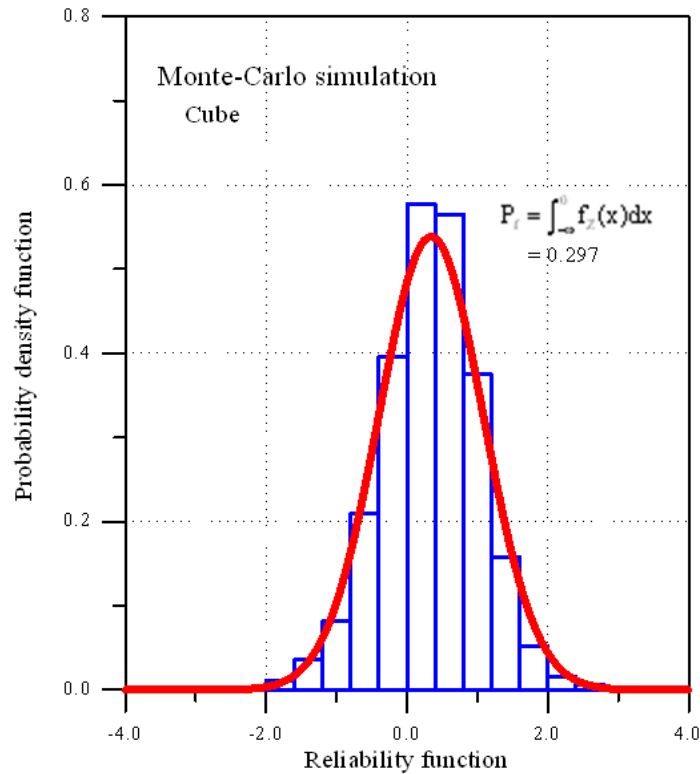
식 (3.5.15)의 신뢰함수를 구성하는 각 확률변수들의 분포함수에 따라 20,000개의 자료를 생성하였다. Level III 신뢰성 해석법으로 주어진 설계단면에 대하여 해석한 결과를 <그림 3.7.37>에 제시하였다. 만약 주어진 단면에 대한 해석 결과, 즉, 파괴확률이 크다고 판단되는 경우는 설계변수인 피복재의 대표입경을 증가시키면서 설계자의 목표수준에 맞는 결과를 얻을 때 까지 위와 동일한 과정을 거치면 된다. 본 표준서에서는 동일한 과정을 반복하는 것이라 판단하여 그에 대한 해석은 생략하였다. 따라서 Level III 신뢰성 설계법은 이미 앞에서 적용 사례를 가지고 자세히 설명한 저항력과 파고에 대한 부분안전계수만을 이용하는 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법보다 적용이 어렵다.

(4) Dolos에 대한 적용 사례

(가) 설계조건

본 설계 사례에 적용한 결정론적 설계법의 설계조건은 제체의 경사 $\Delta = 1.233$, $r = 0.32$, $\phi = 0.6$ 이고 설계파고 $H_s^T = 4.8m$, $N_w = 1000$ 이다. $A_D = 1.0$, $D = 0.05$ 인 경우 다음 식 (3.7.56)의 결정론적 설계법에 의하면 Dolos의 대표입경 $D_n = 1.47m$ 가 된다.

$$D_n = \frac{H_s^T}{A_D \Delta (47 - 72 r) \Phi D^{1/3} N_w^{-0.1}} \quad (3.7.56)$$



<그림 3.7.37> Cube에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과

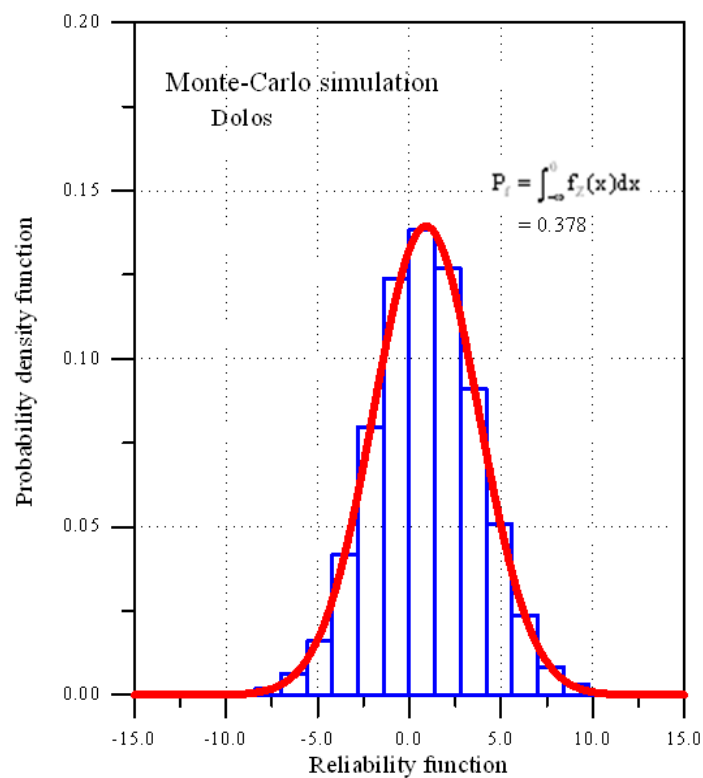
이상의 결정론적 설계법으로 결정된 설계변수, $D_n = 1.47m$ 에는 각 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 포함되지 않았다 그러나 모든 변수에는 여러 가지 원인으로 인해 불확실성이 내재되어 있다 예로 설계파고를 4.8m로 부여하였지만 실제에서는 그보다 클 수도 작을 수도 있다 만약 설계파고가 설계에서 적용된 값보다 크게 작용한다면 파괴가 발생할 수 있다 따라서 파괴가 발생할 가능성을 정량적으로 확인할 수 있어야 하며 그에 따라 설계변수를 합리적으로 조정할 수 있다. 이와 같이 주어진 설계변수에 대한 파괴 가능성을 정량적으로 산정하고 조정하는 과정이 Level III 신뢰성 설계법이다.

(나) 신뢰성 설계

먼저 결정론적 설계법으로 설계된 설계변수를 가지고 Level III 신뢰성 해석을 수행하였다. 해석 결과에 의하면 파괴모드에 대한 파괴확률은 약 37.8%이다.

3.7.2에서 언급한 Level II의 신뢰성 해석 결과 35.3%보다는 파괴확률이 크게 산정되었다. 이는 신뢰함수의 비선형성에 기인한 차이라고 판단된다 즉, Level II 신뢰성 해석에서는 신뢰함수를 선형화하는 과정이 포함되지만 Level III 해석법에서는 이와 같은 과정을 거치지 않는다.

식 (3.5.16a)의 신뢰함수를 구성하는 각 확률변수들의 분포함수에 따라 20,000개의 자료를 생성하였다. Level III 신뢰성 해석법으로 주어진 설계단면에 대하여 해석한 결과를 <그림 3.7.38>에 제시하였다.



<그림 3.7.38> Dolos에 대한 Level III 신뢰성 해석법의 결과

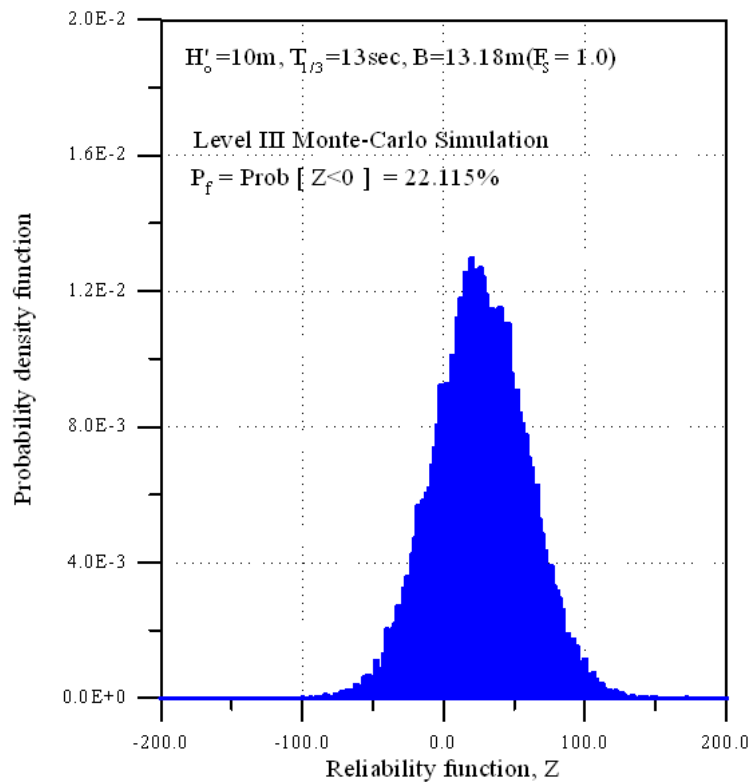
만약 주어진 단면에 대한 해석 결과, 즉, 파괴확률이 크다고 판단되는 경우는 설계변수인 피복재의 대표입경을 증가시키면서 설계자의 목표수준에 맞는 결과를 얻을 때 까지 위와 동일한 과정을 거치면 된다. 본 표준서에서는 동일한 과정을 반복하는 것이라 판단하여 그에 대한 해석은 생략하였다. 따라서 Level III 신뢰성 설계법은 이미 앞에서 적용 사례를 가지고 자세히 설명한 저항력과 파고에 대한 부분안전계수만을 이용하는 Level I 신뢰성 설계법이나 Level II 신뢰성 설계법보다 적용이 어렵다.

이상에 언급된 사석재, TTP, Cube 블록 그리고 Dolos에 대한 Level III 신뢰성 설계법에 대한 결과는 결정론적 설계법에 의하여 산정된 설계 재원을 가지고 단지 신뢰성 해석을 수행한 것이다. 따라서 산정된 파괴확률이 목표수준을 만족하지 못한다면 설계변수를 조정하면서 만족스런 수준을 얻을 때 까지 위에 제시된 동일한 과정을 반복 수행하여야만 한다.

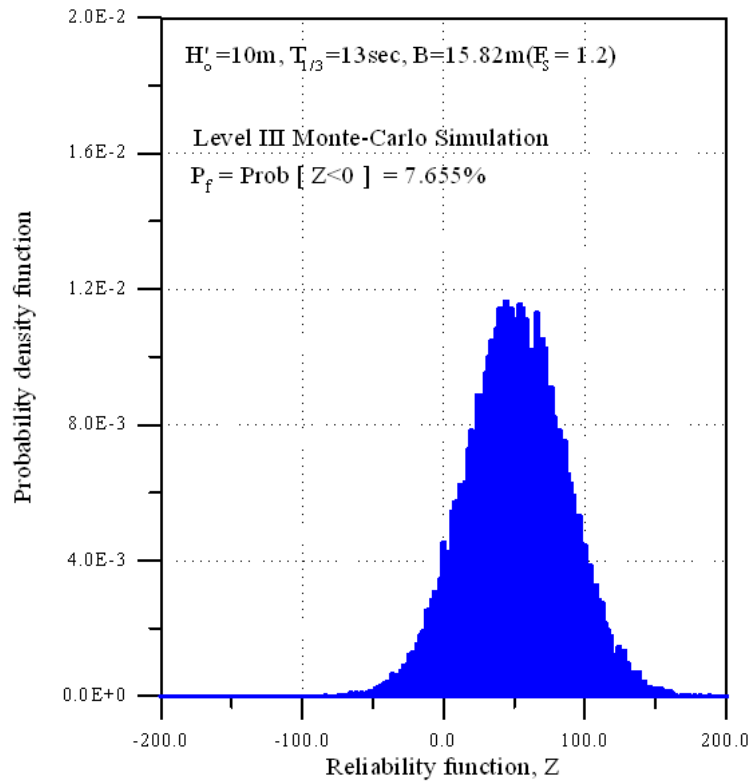
라. 케이슨식 방파제의 신뢰성 설계 사례

(1) 신뢰성 설계법의 적용 사례

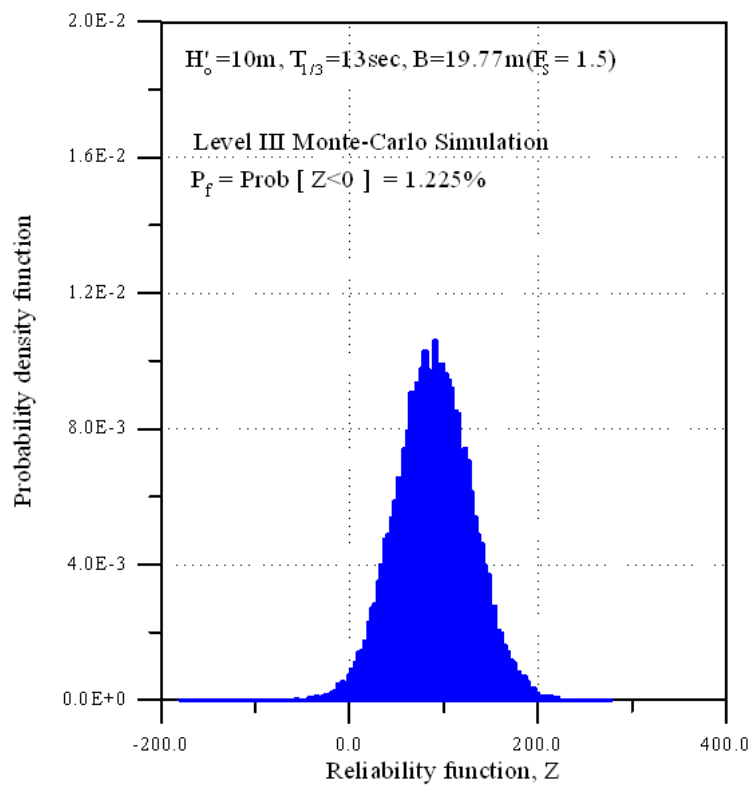
본 절에서는 앞에서 언급된 Level III 신뢰성 설계법의 설계 절차에 따라 임의의 조건에 대한 실제 설계 사례를 설명하고자 한다. 설계 조건은 Level I 신뢰성 설계법과 Level II 신뢰성 설계법에서 적용한 조건과 동일하다. 아래 <그림 3.7.39> ~ <그림 3.7.42>에 동일 파랑조건에서 케이슨의 폭 변화에 따른 Level III MCS 신뢰성 설계법의 적용 예제를 제시하였다.



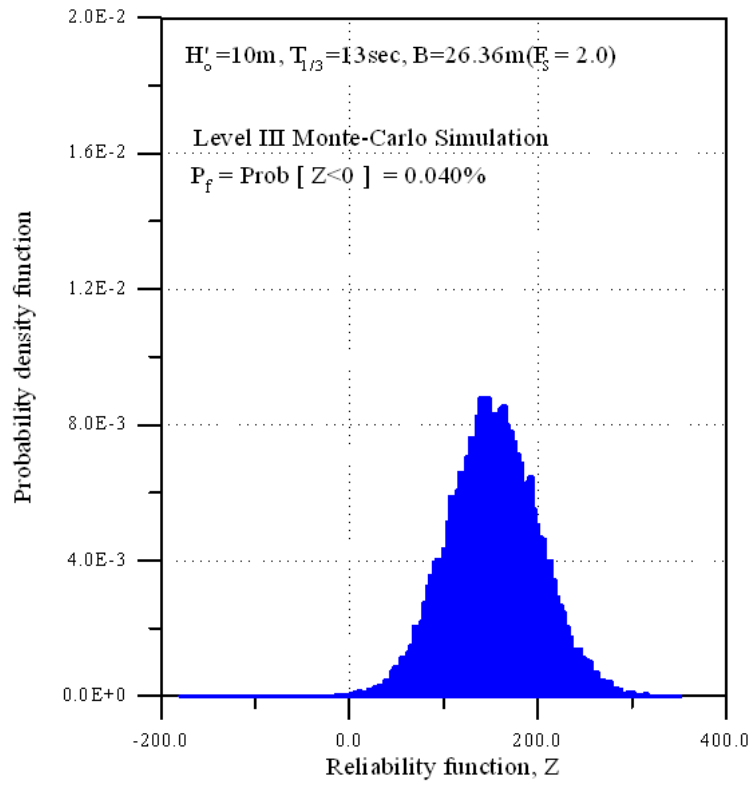
<그림 3.7.39> Level III MCS 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #1



<그림 3.7.40> Level III MCS 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #2



<그림 3.7.41> Level III MCS 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #3



<그림 3.7.42> Level III MCS 신뢰성 설계법의 적용 . 예제 #4

4. 성능설계법

가. 정의

피복재의 허용 기대피해를 미리 정해 놓고 그 이내에서는 구조물이 그 기능을 유지할 수 있는 것으로 보고 기대피해가 허용치 이내가 되도록 설계하는 방법을 성능설계라 한다.

나. 설계절차

우선 주어진 재현기간에 대해서 기존의 결정론적 방법으로 피복재를 설계한다 이 피복재에 대하여 50년 동안의 기대피해를 계산하여 그 값이 허용치보다 큰지 작은지를 비교한다. 계산된 기대피해가 허용치보다 크다면 피복재의 크기를 증가시켜 허용치 이내가 될 때까지 계산을 반복한다. 만일 계산치가 허용치보다 작다면 피복재가 과대설계된 것으로 판정할 수 있다. 필요 시 계산치가 허용치에 근접하도록 피복재의 크기를 감소시킬 수도 있을 것이다.

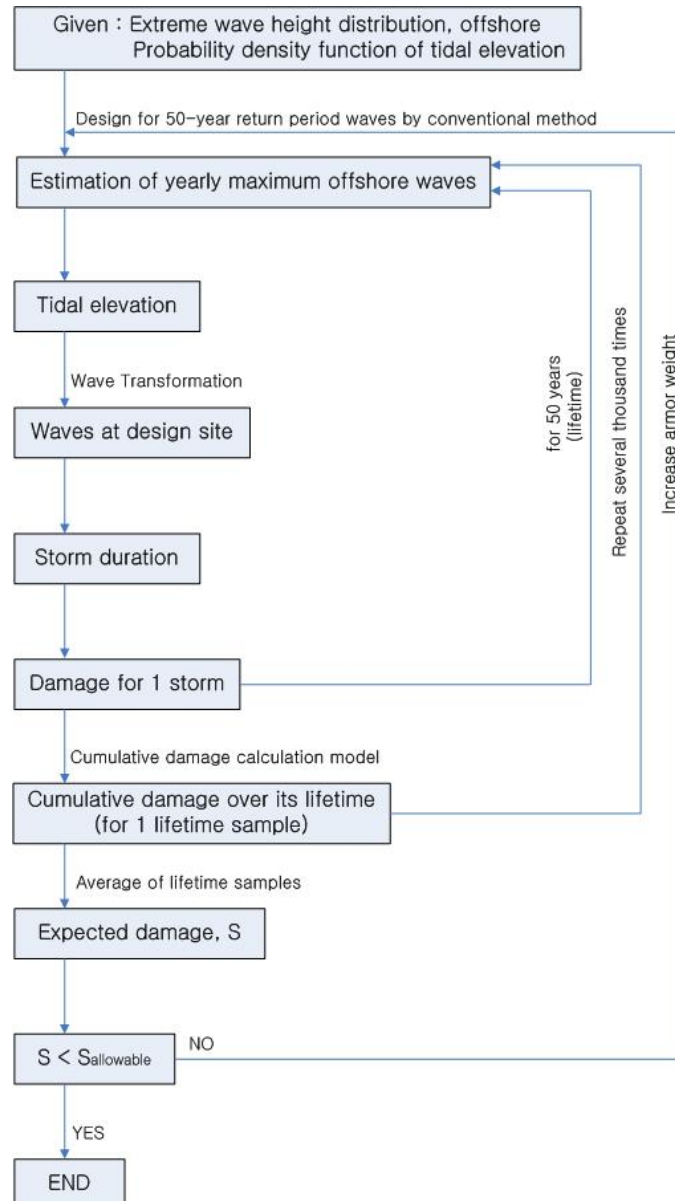
일반적으로 피복재의 피해는 설계파에 상응하는 큰 파랑에 의해 발생된다 따라서 연 최대 심해파고를 계산에 사용해도 충분한 것으로 간주한다 주어진 심해 극치파고분포로부터 연 최대 유의파고를 무작위로 추출한다 이에 상응하는 유의파주기를 파고-주기 관계로부터 계산한다. 이와 같이 결정된 파고와 주기에 대하여 다시 정규분포의 확률적 변동을 부여하여 계산에 사용할 샘플 파고와 주기를 결정한다 이제 주어진 조위 확률밀도함수를 이용하여 조위를 무작위로 추출한다 이 조위에 해당하는 수심에 대하여 파랑변형 모델을 적용하여 설계 지점의 파고를 계산한다 이 파고에 대해서 다시 파랑변형 모델의 불확실성을 고려할 수 있도록 정규분포의 확률적 변동을 부여하여 설계 위치에서의 샘플 파고를 결정한다 만일 극치파고분포가 심해에서 주어지지 않고 설계 위치에서 주어진다면 파랑변형 과정은 생략될 것이다.

다. 한계상태함수

3장 7절 1 ~ 3과 동일함

라. 기대피해 계산 방법

피복재 기대피해 계산 방법의 흐름도를 그림 7.43에 제시하였다. 이하에서는 이 흐름도와 연계하여 설계 변수들의 확률분포함수 및 무작위 변동의 사용에 대하여 설명한다.



<그림 3.7.43> 피복재 성능설계 계산 흐름도

(1) 심해파

일반적으로 피복재의 피해는 설계파에 상응하는 큰 파랑에 의해 발생된다. 따라서 연 최대 심해파고를 계산에 사용해도 충분한 것으로 간주한다. 보통 심해파고는 장기간의 관측 또는 후측(hindcast)에 의한 극치 파랑자료를 이용하여 얻어지는 극치파고분포에 따라 결정된다. 주어진 심해 극치파고분포로부터 연 최대 유의파고를 무작위로 추출하며 이를 H_{0e} 라 놓는다. 이 파고에 다시 평균이 H_0 , 표준편차가 σ_{H_0} 인 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 이러한 변동은 극치 파랑자료의 모수의 유한성 또는 파랑 후측의 부정확성에 의한 극치분포 함수 추정의 불확실성을 나타낸다. 평균파고와 표준편차는 H_{0e} 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다. (Takayama and Ikeda, 1994):

$$H_0 = (1 + \alpha_{H_0})H_{0e}, \quad \sigma_{H_0} = \gamma_{H_0}H_{0e} \quad (3.7.57)$$

여기서 α_{H_0} 와 γ_{H_0} 는 각각 편의와 변동계수를 나타낸다. 이제 계산에 사용될 샘플 심해파고 H_{0e} 를 식 (3.7.57)에 기초한 정규난수에 의해 결정한다.

이에 상응하는 유의파주기를 3장에 주어진 파고-주기 관계로부터 계산한다. 이와 같이 계산된 주기에 대하여 위와 비슷한 방법으로 정규분포의 확률적 변동을 부여하여 계산에 사용될 샘플 주기를 결정한다. 우리나라 주변의 해역별, 유의파고별 주기의 변동성은 3장에 주어져 있다.

심해에서의 방향분산계수가 s_{max} 인 방향 불규칙파가 해안에 직각 방향에 대하여 심해 주파향 $\bar{\theta}_0$ 를 가지고 입사하는 것으로 가정한다. 심해 주파향은 평균이 심해설계주파향 $\bar{\theta}_{0d}$ 이고 표준편차가 σ_{θ_0} 인 정규분포의 확률적 변동을 갖는 것으로 가정한다. 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파는 $s_{max} = \infty$, $\sigma_{\theta_0} = 0$, $\bar{\theta}_{0d} = 0$ 가 된다. 우리나라 주변 106개 연안 격자점에서의 심해설계주파향의 평균과 표준편차는 3장에 주어져 있다. 필요 시 s_{max} 의 변동성도 고려할 수 있으며, 서 등(2008)은 s_{max} 의 분포를 lognormal 분포로 제안하였다.

(2) 파랑변형

정신택(2007)은 우리나라 주변 해역 33개 지점에서의 조위 확률밀도함수를 제시하였다. 주어진 조위 확률밀도함수를 이용하여 평균해면에 대한 조위의 샘플 η 를 무작위로 추출한다. 이 조위에 해당하는 수심에 대하여 파랑변형 모델을 적용하여 구조물 설계 지점의 파고를 계산한다. 이렇게 계산된 설계 위치에서의 파고 $H_{1/3e}$ 도 역시 계산상의 불확실성을 내포하고 있는 것으로 가정하며 따라서 심해파고와 마찬가지로 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 평균 $H_{1/3}$ 과 표준편차 $\sigma_{H_{1/3}}$ 은 $H_{1/3e}$ 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다.

$$H_{1/3} = (1 + \alpha_{H_{1/3}})H_{1/3e}, \quad \sigma_{H_{1/3}} = \gamma_{H_{1/3}}H_{1/3e} \quad (3.7.58)$$

여기서 $\alpha_{H_{1/3}}$ 과 $\gamma_{H_{1/3}}$ 은 각각 편의와 변동계수를 나타낸다. 설계 위치에서의 샘플 파고 $H_{1/3e}$ 는 식 (3.7.58)에 기초한 정규난수에 의해 결정된다. 만일 극치파고분포가 심해에서 주어지지 않고 구조물 설계 위치에서 주어진다면 파랑변형 과정은 생략될 것이다.

(3) 피복재의 피해 계산

구조물 위치에서의 샘플 파고를 이용하여 한 폭풍 동안의 피해를 계산한다. 폭풍 지속시간은 보통 평균을 1000 ~ 3000개의 파로 가정하며 표준편차는 평균의 절반 정도를 사용한다. 피복재 성능설계에서는 구조물 수명 동안의 총 누적피해의 기대치가 설계 허용피해보다 작아지도록 해야 한다. 피복재의 피해를 계산하기 위한 방법으로 두 가지가 제안되어 있다. Hanzawa 등(1996)의 방법에서는 어떤 시간 t 까지의 누적 피해를 폭풍의 지속 시간에 해당하는 파의 개수로 환산한다. 이것을 t 부터 $t + \Delta t$ 까지의 시간 동안에 방파제에 작용하는 파의 개수에 더한다. 이렇게 얻어진 파의 개수를 이용하여 다시 시간 $t + \Delta t$ 까지의 누적 피해를 계산한다. 시간에 따라 변하는 파랑 조건에 대하여 이러한 절차를 반복한다. 한편, Melby와 Kobayashi(1998)의 방법에서는 시간 t 부터 $t + \Delta t$ 사이에 발생하는 피해의 증가량을 계산하여, 이를 시간 t 까지의 피해에 더해줌으로써 $t + \Delta t$ 까지의 누적 피해를 계산한다. 본 표준서에서는 사석과 Tetrapod 피복층에 대하여 두 방법을 설명한다.

(가) Melby와 Kobayashi 방법

Van der Meer(1987)는 돌입파(plunging wave)와 쇄도파(surging wave)에 노출된 사석방파제의 사석 피복층의 안정성에 대한 경험식들을 제안하였다. 안정수, $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$ 는 돌입파와 쇄도파 사이에서 최소값을 나타내었으며 여기서 H_s 는 유의파고, $\Delta = \rho_s/\rho - 1$, ρ_s 는 피복석의 질량, ρ 는 유체의 질량, $D_{n50} = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$, 그리고 M_{50} 은 피복석 중량의 중앙값이다. Melby and Kobayashi(1998)는 이 안정수의 최소값을

$$N_s = C_N 6.2^{PQ} P^{Q(0.18P - 0.065)} (\cot\alpha)^{0.25Q} \left(\frac{S}{N_w}\right)^{0.2} \quad (3.7.59)$$

로 표시하였다. 여기서 C_N 은 경험 계수, P 는 투수계수, $Q = (P + 0.5)^{-1}$, $\tan\alpha$ 는 피복층의 경사, S 는 A/D_{n50}^2 로 정의되는 피해도, A 는 피복층 프로파일의 침식 단면적, 그리고 N_w 는 피해도가 영인 상태부터 S 가 될 때까지 작용하는 파의 개수를 나타낸다. 그들은 식 (3.7.59)을

$$S = a_s \left(\frac{H_s}{\Delta D_{n50}}\right)^5 N_w^b \quad (3.7.60)$$

의 형태로 바꾸어 썼다. 여기서 a_s 는 C_N , P 및 $\tan\alpha$ 와 관련된 경험 계수이고, b 는 장시간 지속되는 파랑을 위하여 도입된 경험 계수이며 식 (3.7.59)의 경우 $b = 0.5$ 이다. 평균 주기를 T_m 이라 하면, 파랑의 지속시간, t 는 $t = T_m N_w$ 가 되므로, 식 (3.7.60)을

$$S = a_s \left(\frac{H_s}{\Delta D_{n50}}\right)^5 \left(\frac{t}{T_m}\right)^b \quad (3.7.61)$$

로 바꾸어 쓸 수 있다.

위 식을 이용하면 $t = 0$ 에서 $S = 0$ 으로 시작하여 H_s 및 T_m 이 일정한 입사파에 의한 피해도 S 를 계산할 수 있다. 시간에 따라 H_s 와 T_m 이 변하는 실제 상황에서의 누적 피해도를 계산하기 위하여 Melby and Kobayashi(1998)는 임의의 시간

t_i 에서의 피해도, S_i 를 다음 식과 같이 표시하는 경험적인방법을 제안하였다

$$S_i = S_{i-1} + a_s \left(\frac{H_{s_i}}{\Delta D_{n50}} \right)^5 T_{m_i}^{-b} (t_i^b - t_{i-1}^b) \quad (3.7.62)$$

여기서 S_{i-1} 은 $t=t_{i-1}$ 에서의 알고 있는 피해이고 H_{s_i} 및 T_{m_i} 은 각각 $t=t_{i-1}$ 부터 $t=t_i$ 까지의 기간 동안의 유의파고와 평균 주기를 나타내며 이 기간 동안 일정하다고 가정한다.

사석방파제의 피복층으로 사용된 테트라포드에 대하여 van der Meer(1988)는 다음과 같은 안정 공식을 제안하였다.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(3.75 \frac{N_0^{0.5}}{N_w^{0.25}} + 0.85 \right) s_0^{-0.2} \quad (3.7.63)$$

여기서 D_n 은 테트라포드의 공칭 직경으로서, 테트라포드의 부피를 V 라 할 때 $V^{1/3}$ 이 되며, N_0 는 방파제에 평행한 방향으로 1 공칭 직경, D_n 의 폭을 갖는 구역에서 이탈된 테트라포드의 개수로 정의되는 상대 피해 그리고 $s_0 = H_s/L_0$ 이며, 여기서 L_0 는 심해 파장이다. 테트라포드의 상대 피해에 대하여 식 (3.7.62)에 해당되는 식은

$$N_{0_i} = N_{0_{i-1}} + \left(\frac{\frac{H_{s_i}}{\Delta D_n} s_{0_i}^{0.2} - 0.85}{3.75} \right)^2 T_{m_i}^{-0.5} (t_i^{0.5} - t_{i-1}^{0.5}) \quad (3.7.64)$$

로 쓸 수 있다. 테트라포드의 피해는 유의파고가 어떤 임계값 H_{s_c} 이상 되는 경우에만 발생한다고 가정하며, 이 임계값은 식 (3.7.63)에서 $N_0 = 0$ 에 해당하는 파고, 즉 $H_{s_c} = 0.85 s_0^{-0.2} \Delta D_n$ 로 정의할 수 있을 것이다.

(나) Hanzawa 등의 방법

Hanzawa 등(1996)은, 아래에 서술된 바와 같이, 약간 다른 방법을 제안하였다. 그들은 $t=t_{i-1}$ 부터 $t=t_i$ 까지의 기간 동안의 파고를 H_{s_i} , $t=t_{i-1}$ 까지의 누적 피해를 S_{i-1} 이라고 할 때, $t=t_{i-1}$ 까지 방파제에 가해진 파의 개수, N_w' 를 식 (3.7.60)에서 H_s 와 S 에 H_{s_i} 및 S_{i-1} 를 각각 대입하여 다음과 같이 구하였다.

$$N_w' = \left[\frac{S_{i-1}}{a_s \left(\frac{H_{s_i}}{\Delta D_{n50}} \right)^5} \right]^{1/b} \quad (3.7.65)$$

$t=t_i$ 까지의 누적피해도, S_i 는 식 (3.7.60)에 $N_w = N_w' + N_{w_i}$ 및 $H_s = H_{s_i}$ 를 대입하여 계산되며, 여기서 N_{w_i} 는 $t=t_{i-1}$ 와 $t=t_i$ 사이의 파의 개수이다. $N_{w_i} = (t_i - t_{i-1})/T_{m_i}$ 의 관계를 이용하면 S_i 는

$$S_i = a_s \left(\frac{H_{s_i}}{\Delta D_{n50}} \right)^5 \left\{ \left[\frac{S_{i-1}}{a_s \left(\frac{H_{s_i}}{\Delta D_{n50}} \right)^5} \right]^{1/b} + \frac{t_i - t_{i-1}}{T_{m_i}} \right\}^b \quad (3.7.66)$$

로 주어진다.

테트라포드의 누적 상대 피해를 계산하기 위한 공식은 위와 비슷한 가정을 거쳐서, 다음과 같이 얻어진다.

$$N_{0_i} = \left(\frac{H_{s_i} s_{0_i}^{0.2} - 0.85}{3.75} \right)^2 \left\{ \left[\frac{N_{0_{i-1}}}{\left(\frac{H_{s_i} s_{0_i}^{0.2} - 0.85}{3.75} \right)^2} \right]^2 + \frac{t_i - t_{i-1}}{T_{m_i}} \right\}^{0.5} \quad (3.7.67)$$

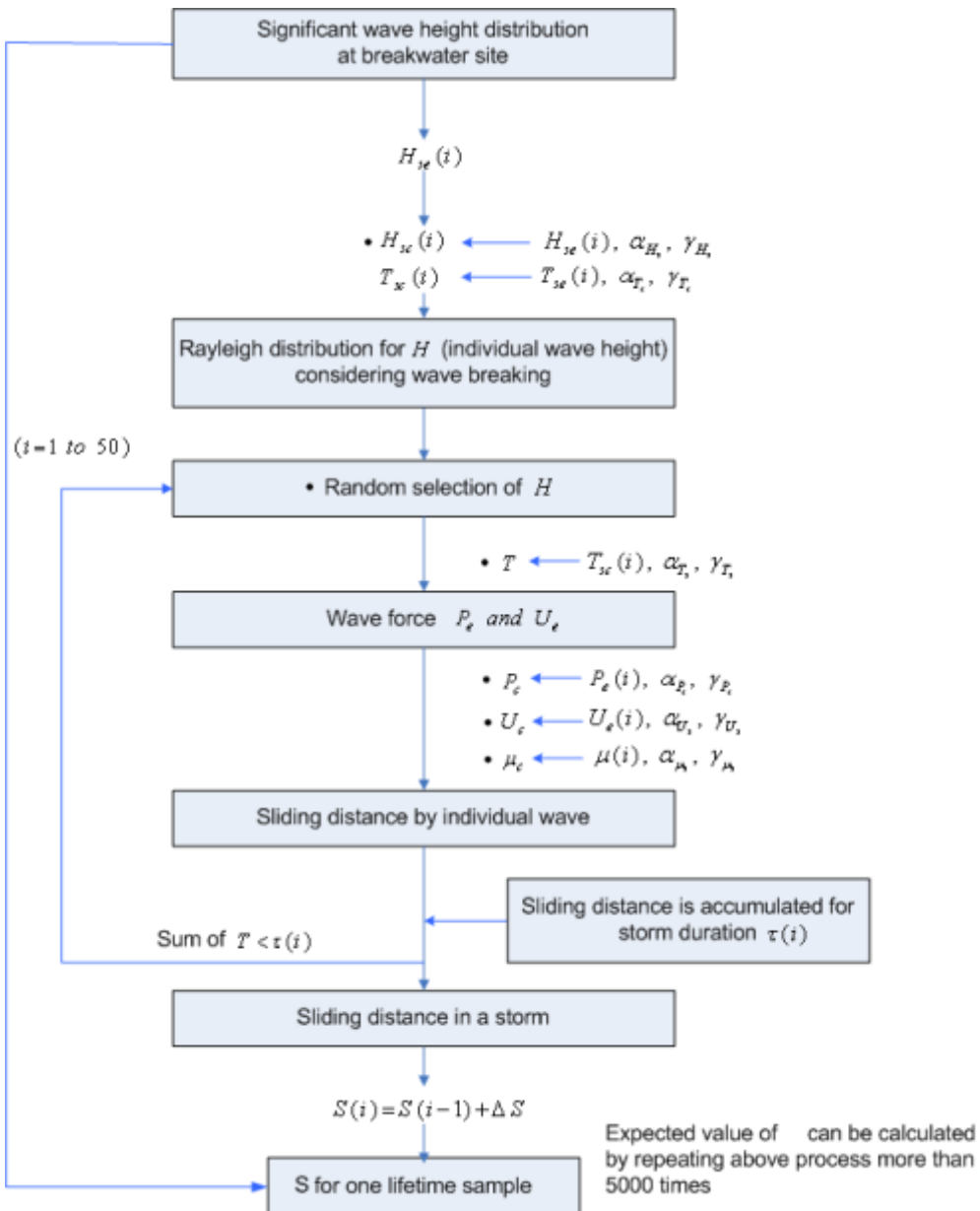
Hanzawa 등의 방법에서도 테트라포드의 피해는 유의파고가 임계값 H_{s_c} 이상인 경우에만 발생한다고 가정한다.

이상의 설명은 어떤 특정한 해까지의 피해를 계산하기 위한 절차이며 방파제 수명 동안의 총 누적피해는 이 과정을 방파제 수명 동안 반복함으로써 계산된다.

이러한 과정을 수천 번 반복하여 평균값을 취하면 방과제의 설계 수명 동안 발생할 수 있는 총 피해의 기대값을 구할 수 있다. 이렇게 계산된 한 설계 수명 동안의 기대피해가 허용 기대피해보다 작거나 크면 각각 과대설계 또는 과소설계된 것으로 간주하며, 설계 수정 후 계산된 기대피해가 허용 기대피해와 거의 같아질 때까지 계산을 반복한다.

마. 기대활동량 계산 방법

케이슨 방파제의 기대활동량 계산 방법의 흐름도는 <그림 3.7.44>에 제시하였다. 이하에서는 이 흐름도와 연계하여 설계 변수들의 확률분포함수 및 무작위 변동의 사 용에 대하여 설명한다.



<그림 3.7.44> 케이슨 방파제 성능설계 계산 흐름도

(1) 방파제 위치에서 유의파고와 유의주기

일반적으로 피복재의 피해는 설계파에 상응하는 큰 파랑에 의해 발생된다. 따라서 연 최대 유의파고를 계산에 사용해도 충분한 것으로 간주한다. 방파제 위치에서 유의파고분포는 파랑변형모형을 통해 산정된 구조물 위치의 재현기간에 따른 유의파고를 계산한다. 여기서 재현기간에 따라 산정된 각 유의파고를 극치해석하여 유의파고분포를 결정한다. 대부분의 경우에 파고 분포는 Gumbel 분포와 Weibull 분포를 사용하여 모수를 추정한다. 만약, 경제적인 이유로 모든 항만에 대해서 파랑 변형모형을 사용할 수 없을 경우는 기왕에 알고 있는 파랑 정보와 몇 가지 가정을 통해 유의파고분포를 추정한다. 결정론적 설계법에서 사용하는 재현기간 50년의 유의파고와 주기는 주어지며 심해파의 변동계수와 방파제 위치에서의 변동계수가 같다는 가정을 하면 유의파고분포를 산정할 수 있다(3장). 산정된 극치파고분포로부터 연 최대 유의파고를 무작위로 추출하며 이를 H_{se} 라 놓는다. 이 파고에 다시 평균이 μ_{H_s} , 표준편차가 σ_{H_s} 인 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 이러한 변동은 극치 파랑자료의 모수의 유한성 또는 파랑 변형 모형의 부정확성에 의한 극치분포 함수 추정의 불확실성을 나타낸다. 평균파고와 표준편차는 H_{sc} 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다. (Takayama and Ikeda, 1994):

$$\mu_{H_s} = (1 + \alpha_{H_s})H_{se}, \quad \sigma_{H_s} = \gamma_{H_s}H_{se} \quad (3.7.68)$$

여기서 α_{H_s} 와 γ_{H_s} 는 각각 편의와 변동계수를 나타낸다. 이제 계산에 사용될 샘플 유의파고 H_{sc} 를 식 (3.7.68)에 기초한 정규난수에 의해 결정한다. 이에 상응하는 유의파주기를 3장에 주어진 파고-주기 관계로부터 계산한다. 이와 같이 계산된 주기에 대하여 위와 비슷한 방법으로 정규분포의 확률적 변동을 부여하여 계산에 사용될 샘플 주기를 결정한다. 우리나라 주변의 해역별, 유의파고별 주기의 변동성은 3장에 주어져 있다.

(2) 개별파고와 주기의 분포

방파제 위치에서 유의파고가 계산되면 폭풍 발생 기간 동안의 개별파를 Rayleigh분포에서 추출한다. 추출된 개별파고가 쇄파된 파고보다 클 경우 개별파고

대신에 쇄파파고를 사용한다. 다음 식은 천해역의 쇄파파고에 대한 공식(Goda, 2000, p.81)이다. 불규칙파이며 random wave breaking의 상한과 하한을 결정할 때 A 는 각각 0.18과 0.12이다. 본 표준서에서는 개별파가 쇄파고의 상한보다 클 수 없다는 조건이기 때문에 0.18을 사용하였다.

$$\frac{H_b}{L_0} = A \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right] \right\} \quad (3.7.69)$$

개별파의 주기는 유의파 주기의 특성값(T_{sc})과 같은 값을 사용하고 다음 식과 같은 확률적 변동을 하는 것으로 가정한다

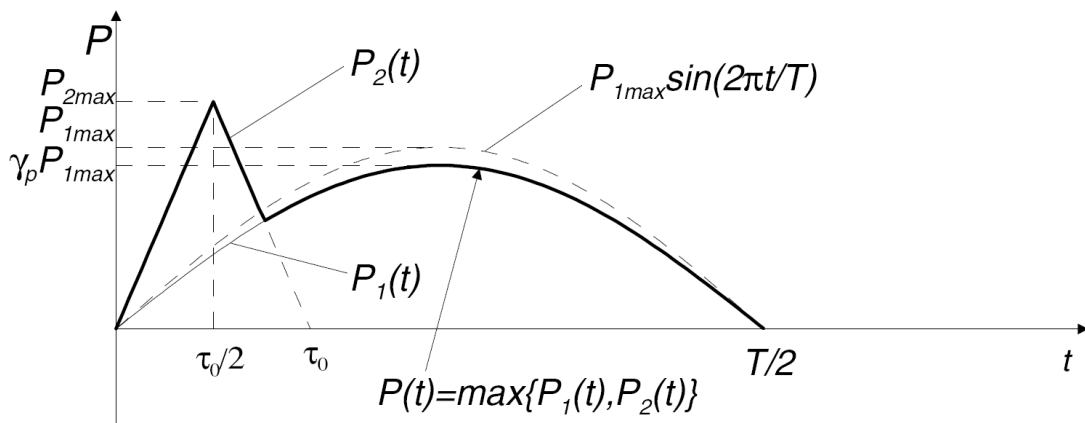
$$\mu_T = (1 + \alpha_T) T_{sc} \quad \sigma_T = \gamma_T T_{sc} \quad (3.7.70)$$

여기서 α_T 와 γ_T 는 각각 주기의 편의와 편차계수이다. 표본개별파의 주기는 위식의 평균과 표준편차를 사용하여 정규분포에서 난수 추출한다

(3) 수평파압과 양력

그림 7.45에서 수평파압 $P(t)$ 은 중복파압을 나타내는 정현파형인 $P_1(t)$ 와 충격파압을 나타내는 삼각형 pulse인 $P_2(t)$ 중 큰 값을 택한다.

$$P(t) = \max \{ P_1(t), P_2(t) \} \quad (3.7.71)$$



<그림 3.7.45> 시간에 대한 파력분포

$P_1(t)$ 과 $P_2(t)$ 는 다음과 같다.

$$P_1(t) = \gamma_P P_{1\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \quad (3.7.72)$$

$$P_2(t) = \begin{cases} \frac{2t}{\tau_0} P_{2\max} & 0 \leq t \leq \frac{\tau_0}{2} \\ 2 \left(1 - \frac{t}{\tau_0}\right) P_{2\max} & \frac{\tau_0}{2} \leq t \leq \tau_0 \\ 0 & t \geq \tau_0 \end{cases} \quad (3.7.73)$$

$$\gamma_P = 1 - \frac{\pi}{P_{1\max} T} \int_{t_1}^{t_2} \left(P_2(t) - P_{1\max} \sin \frac{2\pi}{T} t \right) dt : P_2(t) - P_{1\max} \sin \frac{2\pi}{T} t \geq 0 \quad (3.7.74)$$

여기서 시간 구간 $[t_1, t_2]$ 는 $P_2(t) - P_{1\max} \sin \frac{2\pi}{T} t \geq 0$ 이 되는 구간을 의미하며 $P_{1\max}$ 는 Goda(1974) 공식에서 파압계수 α_1 만 고려한 수평파력, $P_{2\max}$ 는 Goda 공식에서 α_2 대신에 Takahashi et al's(1994)의 파라메타 α_* 를 사용하여 산정한 수평파력, T 는 파의 주기, τ_0 는 충격파력의 작용시간이다. α_* 는 다음과 같다.

$$\alpha_* = \max \{ \alpha_I, \alpha_2 \} \quad (3.7.75)$$

여기서 α_I 는 충격 파압계수(Takahashi et al, 1994, Shimosako and Takahashi, 1998)이며 α_2 는 Goda 공식에서 충격 파력 효과를 나타내는 계수이다

$$\alpha_I = \alpha_{IH} \alpha_{IB} \text{ (if } \alpha_{IB} \leq 0 \text{ 이면 } \alpha_{IB} = 0 \text{)} \quad (3.7.76a)$$

$$\alpha_{IH} = \min \{ H_{\max} / d, 2.0 \} \quad (3.7.76b)$$

$$\alpha_{IB} = \begin{cases} \cos \delta_2 / \cosh \delta_1 & : \delta_2 \leq 0 \\ 1 / (\cosh \delta_1 \cosh^{1/2} \delta_2) & : \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (3.7.76c)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & : \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11} & : \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (3.7.76d)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9\delta_{22} & : \delta_{22} \leq 0 \\ 3.0\delta_{22} & : \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (3.7.76e)$$

$$\delta_{11} = 0.93\left(\frac{B_M}{L} - 0.12\right) + 0.36\left(\frac{h-d}{h} - 0.6\right) \quad (3.7.76f)$$

$$\delta_{22} = -0.36\left(\frac{B_M}{L} - 0.12\right) + 0.93\left(\frac{h-d}{h} - 0.6\right) \quad (3.7.76g)$$

α_1 은 직립벽의 경우에 주기가 긴 파만큼 파압이 큰 특성을 평균적으로 표시한 것으로, 함수형이 이론적인 의미가 있는 것은 아니다. α_2 는 사석 마운드가 높게 됨에 따라 파압이 증대하는 경향을 비교적 간단한 형으로 표시한 것이다. 이 사석 마운드에 의한 파압의 증대는 쇄파적인 파의 작용에 의하는 것으로 생각되기 때문에 파향의 영향을 전체에 대해 $(1 + \cos\beta)/2$ 외에 특히 $\cos^2\beta$ 를 곱하여 보정하고 있다. α_7 는 마운드가 비교적 높고 마운드의 어깨 폭이 상대적으로 넓은 경우나 해저면 경사가 급한 경우 등 충격 쇄파력이 작용하는 경우에 Shimosako and Takahashi(1998)가 도입한 계수이다(Goda, 2000, p. 157-158).

비슷하게 $U(t)$ 는 다음과 같이 계산한다.

$$U_1(t) = \gamma_U U_{\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \quad (3.7.77)$$

$$U_2(t) = \begin{pmatrix} \frac{2t}{\tau_0} U_{\max} & 0 \leq t \leq \frac{\tau_0}{2} \\ 2\left(1 - \frac{t}{\tau_0}\right) U_{\max} & \frac{\tau_0}{2} \leq t \leq \tau_0 \\ 0 & t \geq \tau_0 \end{pmatrix} \quad (3.7.78)$$

$$\gamma_U = 1 - \frac{\pi}{U_{\max} T} \int_{t_1}^{t_2} \left(U_2(t) - U_{\max} \sin \frac{2\pi}{T} t \right) dt : P_2(t) - P_{1\max} \sin \frac{2\pi}{T} t \geq 0 \quad (3.7.79)$$

여기서 U_{\max} 는 Goda 공식에서 계산되는 양압력이다.

τ_0 의 값은 파의 주기나 파력의 크기에 따라 달라진다 일반적으로 파고가 어느 정도 커지면 파형의 비대칭성이 현저하게 되어 양의 파력의 작용시간은 주기의 1/2보다 작아진다. 또한 파력이 충격적으로 됨에 따라 작용시간은 더욱 줄어든다. 단, 충격파력의 경우 전단력은 실제로는 케이슨의 고유주기에 따라 달라진다 여기서 비대칭성을 나타내기 위하여 유한진폭 중복과 이론에서 수위가 양이 되는 시간 τ_{0F} 를 계산한 후 이것에 충격적인 영향을 고려하는 상수 k 를 곱해 보정한다. τ_0 는 다음과 같다

$$\tau_0 = k \tau_{0F} \quad (3.7.80)$$

여기서 τ_{0F} 와 k 는 각각 다음과 같다.

$$\tau_{0F} = \begin{cases} \left(0.5 - \frac{H}{8h}\right) T & : 0 \leq \frac{H}{h} \leq 0.8 \\ 0.4T & : \frac{H}{h} > 0.8 \end{cases} \quad (3.7.81)$$

그리고

$$k = \left(\frac{1}{(\alpha^*)^{0.3} + 1} \right)^2 \quad (3.7.82)$$

여기서 H 는 파고이며 h 는 수심이다.

(4) 기대활동량 계산

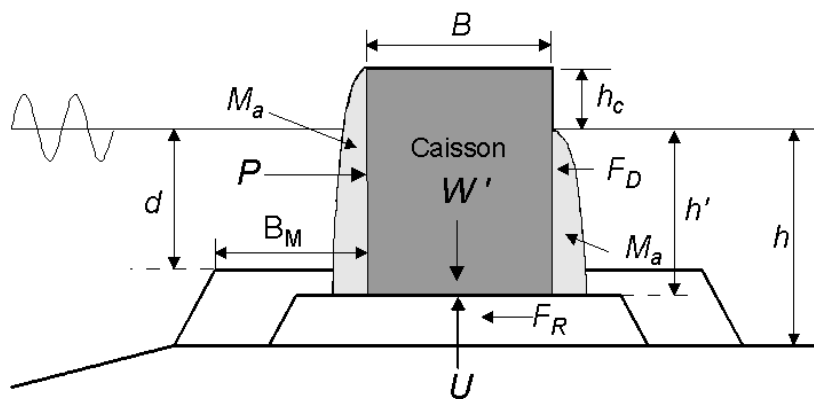
활동량 계산은 Shimosako and Takahashi(2000)의 모형으로 계산한다. <그림 3.7.46>은 케이슨이 활동할 동안 케이슨에 작용하는 수평파력 양력, 조파저항, 마찰저항에 대한 것이다. 활동발생 시 운동방정식은 다음과 같다.

$$\left(\frac{W}{g} + M_a\right) \frac{d^2 x_G}{dt^2} = P - F_R - F_D \quad (3.7.83)$$

여기서 W 는 공기 중 케이슨의 중량, g 는 중력가속도, M_a 는 부가질량 ($= 1.0855 \rho_0 h'^2$), ρ_0 는 해수의 밀도, h' 은 케이슨 저면으로부터 설계조위(design water level)까지의 거리, x_G 는 케이슨의 수평 변위, P 는 파압, $F_R (= \mu(W' - U))$ 는 마찰저항력, W' 는 수중 케이슨의 중량, U 는 양압력, F_D 는 조파저항력이다. 일반적으로 케이슨의 활동속도가 아주 작으므로 조파저항력은 무시할 수 있을 정도로 작다.

사용연수 중의 총 활동량을 구하기 위해서는 사용연수 중에 발생하는 모든 고파랑에 대하여 활동량을 계산해야만 한다. 하지만 1년에 1회의 빈도로 고파랑이 발생하는 것으로 가정하더라도 충분할 것으로 생각된다. 년 1회의 고파랑에 의한 활동량의 계산을 사용연수(예, 50년)만큼 반복하여 사용연수 중의 총 활동량을 구한다.

식 (3.7.83)식을 2회 수치적분하면 개별파에 의한 케이슨의 수평변위를 산정할 수 있다. 이를 파랑 지속시간 동안 누적하면 단위 년에 해당하는 활동량이 계산되고 다시 사용연수 동안 누적하면 1회 시행에 해당하는 활동량을 계산할 수 있다. 각 설계변수의 확률분포를 고려하기 위해서는 여러 번의 반복계산을 수행할 필요가 있다. 따라서 난수를 바꿔가면서 여러 번 시행을 반복하여 각 시행에서 구해진 총 활동량의 평균치를 구한다. 이를 기대활동량이라 정의한다.



<그림 3.7.46> 케이슨에 미치는 힘과 기하학적 변수

(5) 활동의 안정성 기준

(가) 안정성 기준 A

안정성 기준 A는 확률은 고려하지 않고 단지 기대활동량만 안정성 기준으로 채택하였다. 기대활동량은 사용년수 동안 평균하여 산정한다 <표 3.7.26>과 같이 보통의 구조물일 경우 0.5 m 이하일 때 안정성 기준을 만족한다.

<표 3.7.26> 안정성 기준 A

설계기준	구조물의 중요도		
	고 (Upper bound)	보통 (Normal)	저 (Lower bound)
기대활동량	0.1 m 이하	0.3 - 0.5 m	0.5 - 0.75 m

(나) 안정성 기준 B

안정성 기준 B는 확률을 고려하지 않은 부분에서는 A와 유사하지만 재현기간에 따른 성능 기준을 차등 적용하여 산정되었다. 항만구조물은 주로 재현기간 50년에 대한 성능기준을 사용한다. 이 때 보통의 중요도를 가지는 구조물의 성능기준은 0.1 m 이하이다.

<표 3.7.27> 안정성 기준 B

Recurrence Interval (yrs)	Performance Level (Limit State)			
	Serviceability (0.03 m)	Repairable (0.1 m)	Ultimate (0.3 m)	Collapse (1.0 m)
5	Normal	Lower bound		
50		Normal	Lower bound	
500	Upper bound		Normal	Lower bound
5000		Upper bound		Normal

(다) 안정성 기준 C

안정성 기준 C는 활동량과 확률을 동시에 고려하는 기준으로써 안정성 기준 A와 B를 포함하고 있다. 따라서 본 표준서에서는 안정성 기준 C를 중심으로 성능 기준으로 선정하였고 안정성 기준 A를 부분적으로 적용하였다.

<표 3.7.28> 안정성 기준 C

Sliding Distance (Limit State)	Importance of Structure		
	Upper bound	Normal	Lower bound
Repairable limit (0.1 m)	15 %	30 %	50 %
Ultimate limit (0.3 m)	5 %	10 %	20 %
Collapse limit (1.0 m)	2.5 %	5 %	10 %

바. 경사식 방파제의 신뢰성 설계사례

(1) 설계조건

사석에 대한 안정식은 van der Meer(1987)가 제안한 식을 사용한다. <표 3.7.29>는 사석에 대한 설계변수의 통계적 특성치를 나타낸다 우선, 제안된 안정식은 실험에 의한 경험공식이므로 공식자체가 가지는 통계적 불확실성이 존재한다 변동계수가 큰 설계변수는 파의 개수와 파형경사이다 그러나 파의 개수와 파형경사의 영향계수는 작아서 전체 설계에 미치는 영향이 작다 반면 전체 설계변수 중 파고는 영향계수가 가장 커서 설계에 미치는 영향이 크다 또한 파고의 분포는 비정규분포를 나타내므로 매개변수를 가능한 정확하게 추정해야 전체 신뢰성 해석의 정도를 높일 수 있다.

Tetrapod와 Cube에 대한 안정식 또한 van der Meer(1988)가 제안한 식을 사용한다. <표 3.7.30>~<표 3.7.31>은 인공콘크리트 블록인 Tetrapod와 Cube의 통계적 특성치이다. 두 피복재 모두 인공블록이기 때문에 설계변수의 변동계수가 유사한 특징이 있다.

<표 3.7.29> 설계변수의 통계적 특성치(Rock-van der Meer)

X_i	μ_{x_i} (평균*)	σ_{x_i} (표준편차)	cov_{x_i} (변동계수)	분포형
A_{rock}^{**}	6.20	0.403	0.065	Normal
Δ	1.60	0.047	0.029	Normal
D_n^{***}	2.00	0.134	0.067	Normal
$\cot \alpha$	2.0	0.10	0.05	Normal
P	0.50	0.05	0.10	Normal
N_w	1000	500	0.50	Normal
s_{om}	0.03	0.0075	0.250	Normal
S	2.5	-	-	-
H_s	$k=1.830, \lambda=4.080$ (재현주기 50년의 파고 $H_s=6.21$ m)			Gumbel

<표 3.7.30> 설계변수의 통계적 특성치(Tetrapod-van der Meer)

X_i	μ_{x_i} (평균)	σ_{x_i} (표준편차)	cov_{x_i} (변동계수)	분포형
A_{Tet}^{****}	1.00	0.10	0.10	Normal
Δ	1.233	0.047	0.038	Normal
D_n	2.35	0.157	0.067	Normal
N_w	1000	500	0.50	Normal
s_{om}	0.03	0.0075	0.250	Normal
N_0	0.1	-	-	-
H_s	$k=1.830, \lambda=4.080$ (재현주기 50년의 파고 $H_s=6.21$ m)			Gumbel

* 평균은 결정론적 설계방법에서 사용한 값과 동일함.

** Rock에 대한 van der Meer 피복재 안정공식 자체가 가지는 불확실성을 나타내는 변수임.

*** 각 확률변수의 평균값과 재현주기 50년의 파고를 이용하여 D_n 을 산정함

**** Tetrapod에 대한 van der Meer 피복재 안정공식 자체가 가지는 불확실성을 나타내는 변수임.

<표 3.7.31> 설계변수의 통계적 특성치(Cube-van der Meer)

X_i	μ_{x_i} (평균)	σ_{x_i} (표준편차)	cov_{x_i} (변동계수)	분포형
A_{cube}^*	1.00	0.10	0.10	Normal
Δ	1.233	0.047	0.038	Normal
D_n	2.66	0.178	0.067	Normal
N_w	1000	500	0.50	Normal
s_{om}	0.03	0.0075	0.250	Normal
N_0	0.1	-	-	-
H_s	$k = 1.830, \lambda = 4.080$ (재현주기 50년의 파고 $H_s = 6.21$ m)			Gumbel

(2) 신뢰성 설계

(가) 한계상태함수의 구축

신뢰성 해석을 수행하기 위해서는 각 피복재의 안정식을 신뢰함수 혹은 한계상태식으로 표현해야 한다. 신뢰함수는 하중과 저항이 명확하게 분리되는 explicit 유형과 그렇지 않는 implicit 유형으로 구분된다. 피복재의 안정공식의 대부분은 explicit 유형을 따르며 복잡한 구조물일 경우(예, 트러스, 교량 등) implicit 유형을 따르는 것도 있다.

식 (3.7.84)에서 식 (3.7.86)은 Tetrapod, Cube 그리고 사석의 신뢰함수를 각각 표현한 것이다. 특히 van der Meer(1987)는 사석에 대해 두 가지 안정식을 제안하였는데 본 표준서에서는 권파(plunging)에 대한 안정식을 사용하였다. 각 신뢰함수의 하중인 파고는 단위년에 해당하는 분포를 고려하여 단위년의 파괴확률을 산정할 수 있으며 사용년수의 분포를 사용하여 사용년수 동안의 파괴확률을 직접 계산할 수 있다.

$$G = A_{Tet} \left(3.75 \frac{N_{od}^{0.5}}{N_z^{0.25}} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \Delta D_n - H_S^T \quad (3.7.84)$$

* Cube에 대한 van der Meer 피복재 안정공식 자체가 가지는 불확실성을 나타내는 변수임.

$$G = A_{cube} \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N_z^{0.3}} + 1.0 \right) s_{om}^{-0.1} \Delta D_n - H_S^T \quad (3.7.85)$$

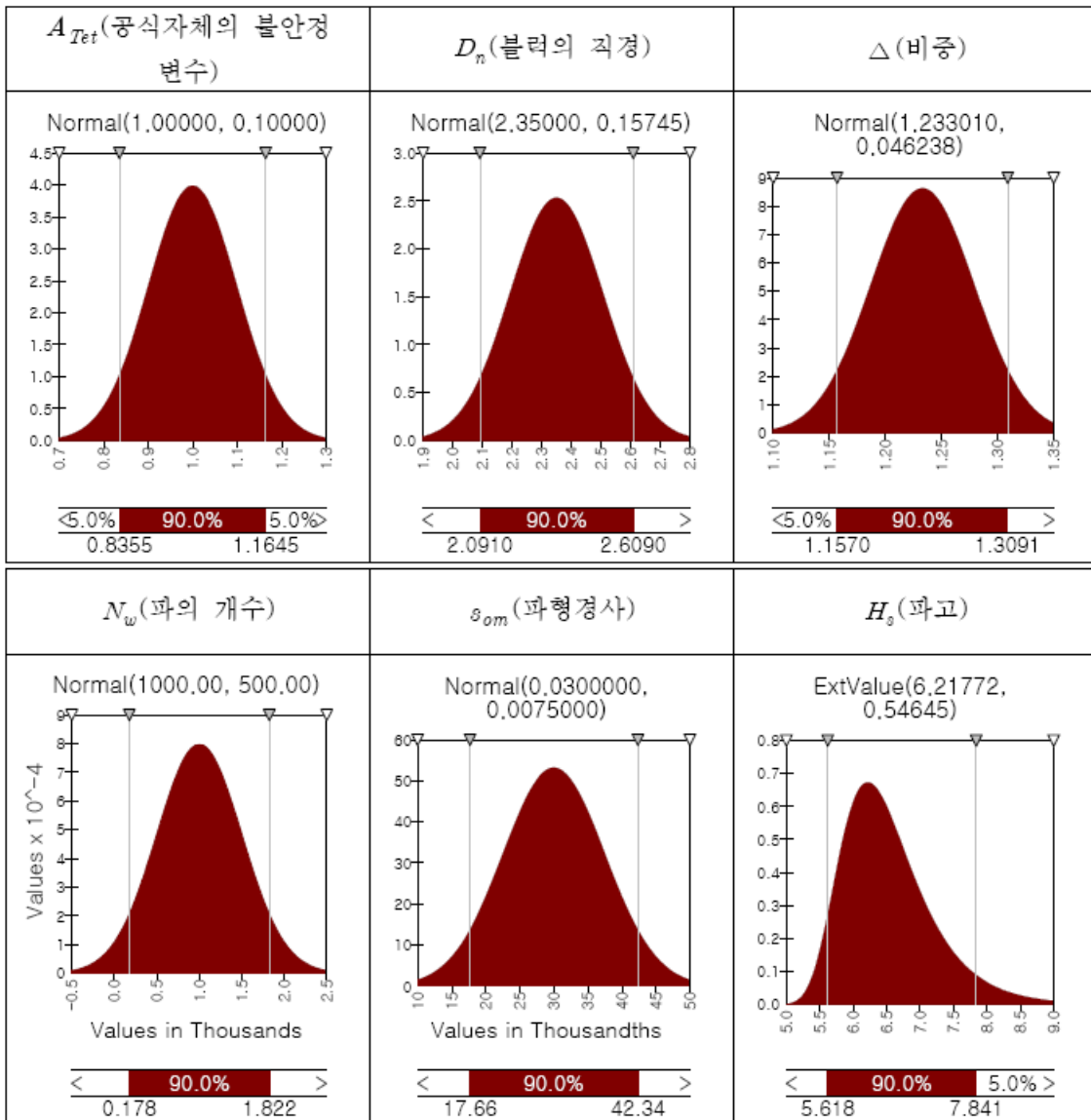
$$G = A_{rock} S^{0.2} P^{0.18} \Delta D_n f \cot \alpha^{0.5} s_{om}^{0.25} N_z^{-0.1} - H_S^T \quad (3.7.86)$$

(나) 파괴확률 계산

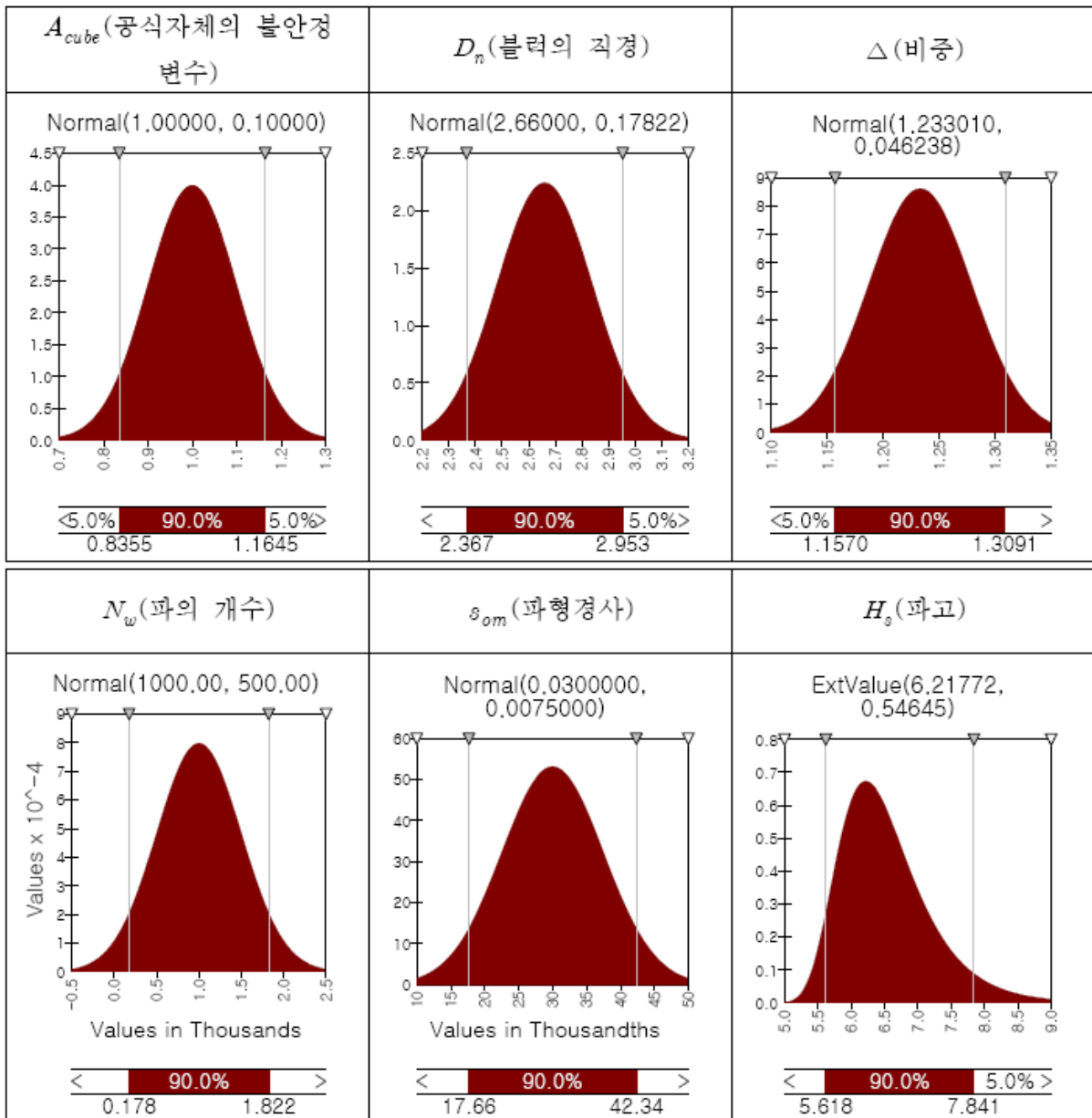
① 각 확률변수 분포함수 결정

각 피복재에 대한 신뢰함수가 산정되면 확률변수의 분포함수를 결정해야 한다. Level 3 방법과 성능설계법은 주로 MCS(Monte Carlo Simulation)을 사용한다. 이때 유의해야 할 것은 각 확률변수의 분포함수가 계산과정에서 정확하게 고려되는지 확인해야 한다. <표 3.7.32>~<표 3.7.34>는 <표 3.7.29>~<표 3.7.31>에 제안된 각 확률변수의 통계적 특성에 의해 분포함수가 정확하게 묘사된 것을 보여준다.

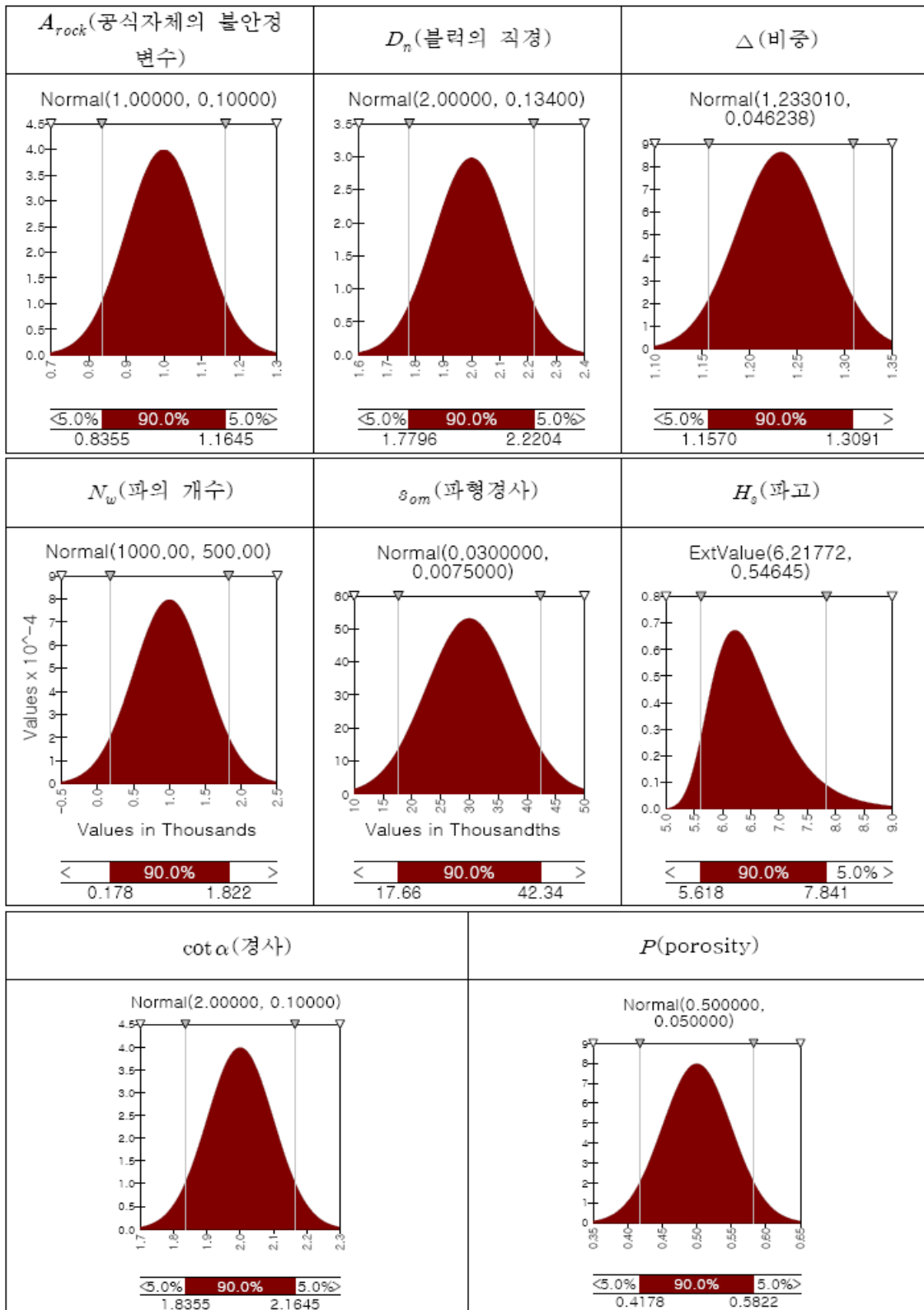
<표 3.7.32> 확률변수의 분포함수 (Tetrapod)



<표 3.7.33> 확률변수의 분포함수 (Cube)



<표 3.7.34> 확률변수의 분포함수 (사석)



② 각 확률변수의 표본집단(set) 생성(Monte Carlo simulation)

앞에서 각 분포함수가 정확하게 모사되는 것을 확인한 후 각 확률변수의 표본집단을 <표 3.7.35>와 같이 생성해야 한다. 여기서, 표본집단의 개수의 산정이 중요하다. 파괴확률이 일정한 범위내로 수렴될 때(예, 파괴확률의 변동계수가 5% 이내) 표본집단의 개수를 결정한다. 본 표준서에서는 Crude Monte Carlo simulation을 사용하였기 때문에 표본집단을 10만개 생성하였다. 표본집단의 개수를 줄이기 위해서는 여러 가지 방법(중요도 추출법, Lantin hypercube 추출법 등)이 존재한다.

<표 3.7.35> 확률변수의 표본집단(10만개 set)-Tetrapod

	a	D_n	Δ	N	s_{om}	H_s
Set #1	1.093	2.355	1.282	1001	0.031	4.05
Set #2	0.960	2.210	1.223	950	0.029	4.12
Set #3	0.933	2.061	1.232	800	0.024	3.89
Set #4	1.139	2.125	1.274	851	0.032	2.46
Set #5	0.883	2.345	1.166	600	0.025	1.06
Set #6	1.066	2.175	1.236	945	0.027	2.89
Set #7	0.903	2.056	1.247	706	0.026	3.01
Set #8	1.047	2.089	1.161	740	0.034	1.49
Set #9	0.995	2.450	1.206	560	0.028	2.67
Set #10	1.002	2.145	1.190	423	0.029	2.59
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
Set #100,000	0.929	2.206	1.203	924	0.031	3.79

③ 사용년수 동안 누적피해도 계산

사용년수 동안의 누적피해도는 3장 7.4.4의 방법을 이용하여 산정한다. 주로 사용하는 방법은 Melby and Kobayashi(1998) 방법과 Hanzawa et al.(1996) 방법이 있다. 본 예제에서는 Melby and Kobayashi 방법을 사용하여 계산하였다.

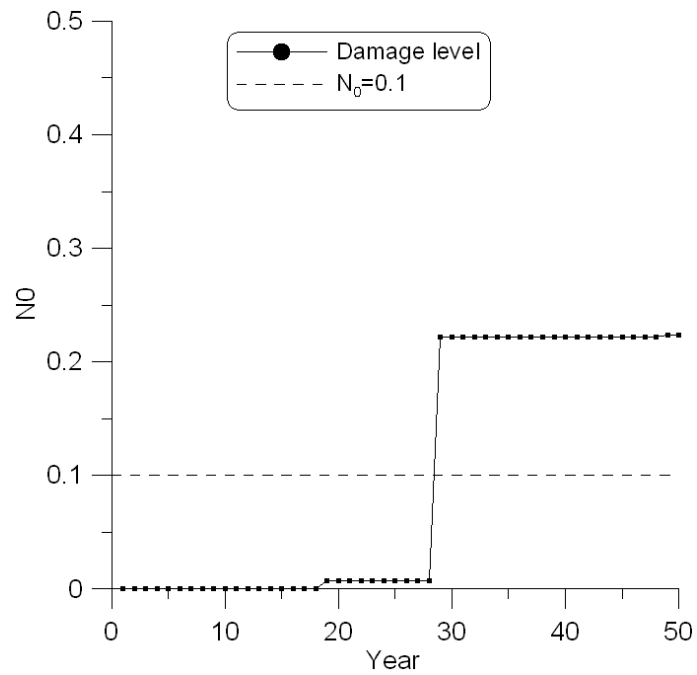
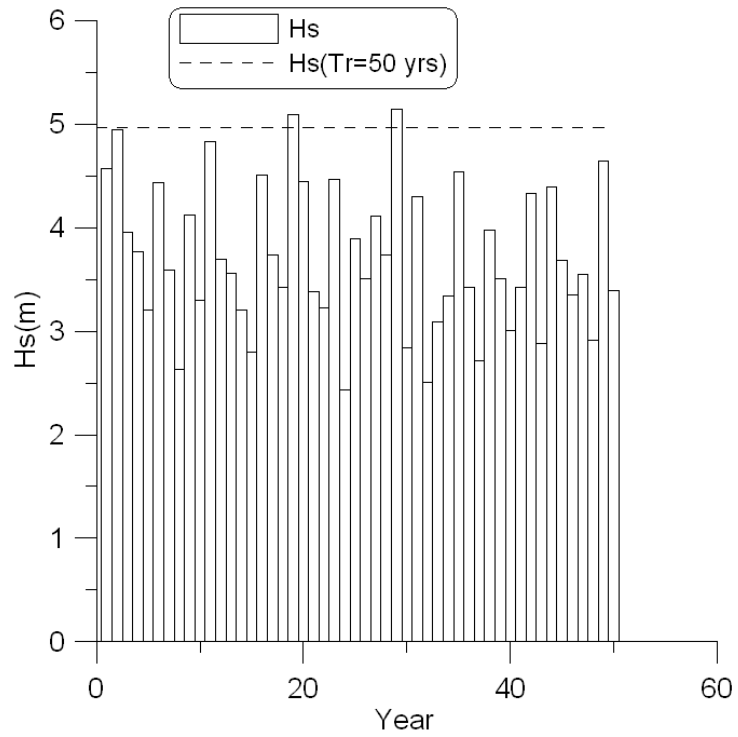
④ 파괴확률 산정

누적피해도가 허용피해도를 초과하는 횟수를 전체 모의횟수로 나누어 파괴확률을 산정한다.

$$P_f \approx \frac{n_f}{N} \quad (3.7.87)$$

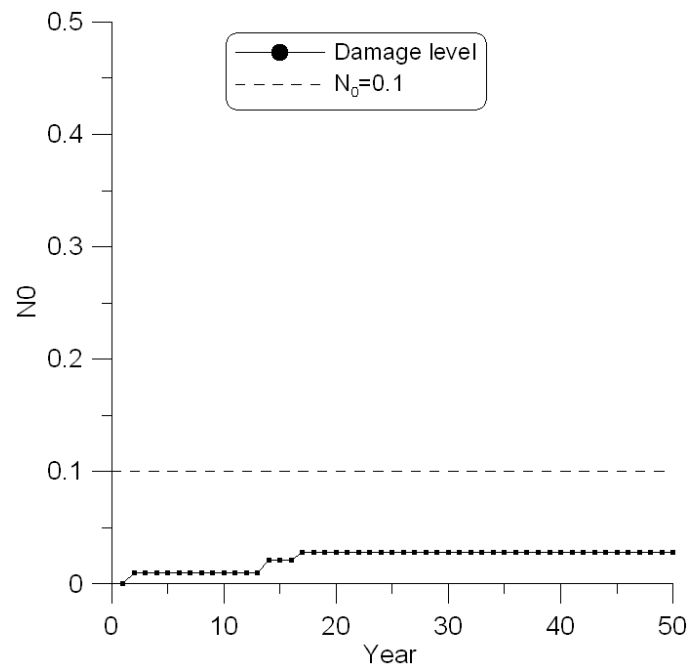
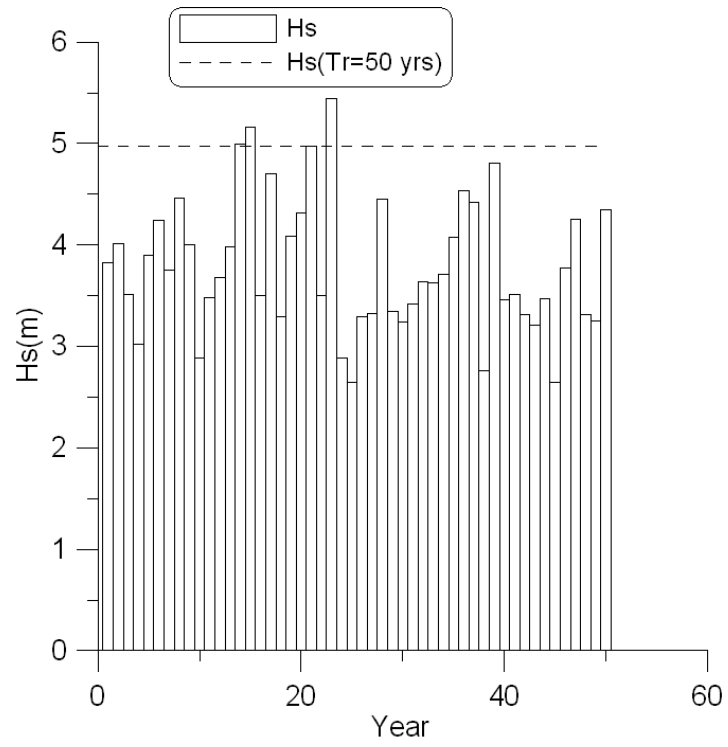
(다) 누적피해도 계산 (Sample)

① Tetrapod



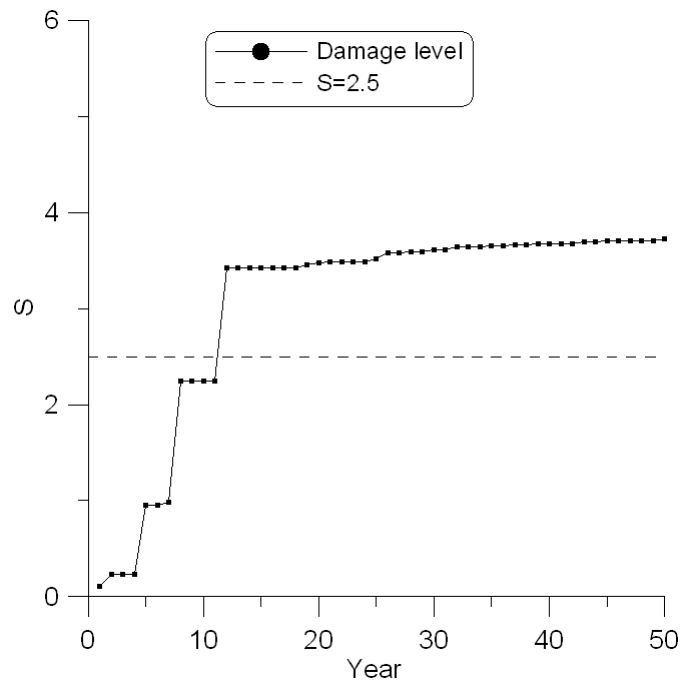
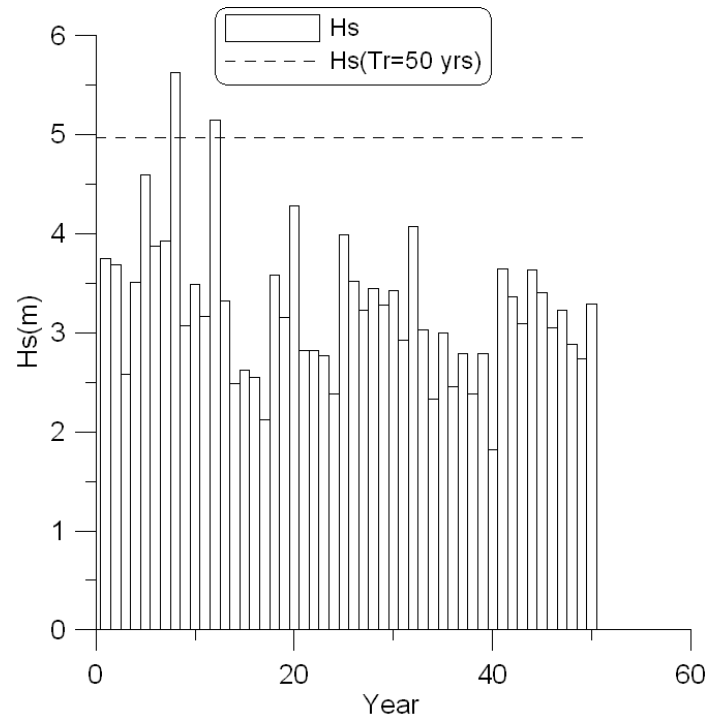
<그림 3.7.47> 사용년수 동안 파고 및 피해도(예시)

② Cube



<그림 3.7.48> 사용년수 동안 파고 및 피해도(예시)

③ Rock



<그림 3.7.49> 사용년수 동안 파고 및 피해도(예시)

(3) 결과

성능설계는 구조물의 변위와 파괴확률을 산정할 수 있으며 Level 3 방법은 파괴확률을 계산한다. Tetrapod와 Cube에서 기대피해도는 각각 0.22, 0.23이며 이는 허용치인 0.1을 두 배 정도 초과하였다. 동일한 조건에서 파괴확률은 약 60% 정도이다. 사석의 파괴확률도 Tetrapod 및 Cube와 마찬가지로 약 60% 정도이다.

<표 3.7.36> 기대피해도 및 파괴확률

구분		Tetrapod	Cube	Rock
허용피해도		0.1	0.1	2.5
기대피해도		0.22	0.23	3.00
파괴확률 (%)	성능설계	60	53	56
	Level 3	59	58	57

사. 케이슨 방파제의 신뢰성 설계사례

(1) 설계조건

(가) 방파제 위치에서의 유의파고

방파제 위치에서의 재현기간 50년의 설계유의파고 및 유의주기는 대부분 각 방파제의 실시설계 보고서의 자료를 사용한 김·서(2009)에서 인용하였다. 방파제 위치의 파고 분포는 식 (3.7.88)의 Gumbel 분포를 사용하며 모수 추정은 김 등 (2009)의 방법을 이용하였다.

$$F(H_s) = \exp[-\exp(-\kappa(H_s - \lambda))] \quad (3.7.88)$$

여기서 κ 는 파고 분포의 척도모수(scale parameter)이며 λ 는 위치모수(location parameter)이다. <표 3.7.37>은 각 방파제 단면별로 설계파고, 주기 그리고 추정된 Gumbel 분포의 척도모수와 위치모수를 각각 제시하고 있다

김 등(2009)의 모수 추정방법은 제한된 자료를 사용하여 추정된 방법이기 때문에 불확실성이 내포되어 있다 또한 추정방법에 사용한 파고 및 주기 자료는 파랑변형 수치모형에 의해 계산되었기 때문에 이 또한 불확실성을 가지고 있다 Burcharth(1992)는 파랑변형 시 발생할 수 있는 수치모형의 불확실성을 <표 3.7.38>과 같이 제시하였다. 본 표준서에서는 현재 국내에서는 유의파고를 산정하는 수치모형의 불확실성에 대한 연구가 거의 없어 Burcharth의 자료를 이용하였다. 편의는 Burcharth와 동일한 값을 사용하였고 변동계수는 김 등의 모수 추정방법의 불확실성과 자료의 불확실성을 고려하여 제시된 값 중 가장 큰 값인 0.2를 사용하였다. 방파제 위치에서의 유의파고는 식 (3.7.88)의 추출된 파고에서 <표 3.7.38>의 불확실성이 고려된다.

(나) 유의주기 및 개별파 주기

Burcharth(1992)는 외해에서 주어진 유의파고에 대한 평균주기의 불확실성을 관측기기와 계산 방법에 따라 <표 3.7.38>과 같이 제시하였다. 한편 서 등(2008)은 우리나라 연안에서의 관측 및 후측 자료, 일본의 장기간 실측자료인 NOWPHAS (Nationwide Ocean Wave information network for Ports and HARbourS) 자료 등을 분석하여 설계파에 근접하는 고파랑에 대해서 Goda(2003)가 제시한 식

$$T_s = 3.3H_s^{0.63} \quad (3.7.89)$$

<표 3.7.37> 유의파고와 주기 및 Gumbel 분포의 매개변수

No.	Name	Wave height (m)	Wave period (s)	Parameters	
				κ	λ
1	Okgye	7.7	14.0	1.050	3.976
2	Hwasun	9.4	14.0	1.276	6.335
3	Donghae NG (Bef)	7.4	12.0	0.960	3.324
4	Donghae NH (Bef)	7.4	12.0	0.960	3.324
5	Donghae NI (Bef)	7.3	12.0	0.973	3.279
6	Donghae NG (Aft)	7.4	12.0	0.960	3.324
7	Donghae NH (Aft)	7.4	12.0	0.960	3.324
8	Donghae NI (Aft)	7.3	12.0	0.973	3.279
9	Ulsan A	6.7	13.0	1.125	3.224
10	Ulsan B	6.3	13.0	1.197	3.031
11	Ulsan C	5.4	13.0	1.396	2.598
12	Uleung	7.0	11.0	1.156	3.615

을 유의파고-유의파주기 관계에 사용할 수 있음을 보인 바 있다. 이 식을 사용하면 주어진 유의파고에 대한 유의파주기를 계산할 수 있다. 또한 서 등(2008)은 한국해양연구원(2005)에 제시된 한반도 주변의 106개 연안 격자점에서의 후측 자료를 분석하여 우리나라 연안의 해역별 유의파고별로 유의파 주기의 불확실성을 <표 3.7.39>와 같이 제시하였다. 남해에서 파고가 아주 큰 경우에는 변동계수가 작지만, 나머지 값들은 Burcharth가 제안한 값(즉 0.1~0.2)과 비슷하다. 개별파 주기는 유의주기와 같은 값을 사용하였다.

<표 3.7.38> 유의파고와 평균주기의 통계적 특성치

Parameter	Methods of Determination	$\delta_X (= \sigma_X / \mu_X)$	Bias ($= \mu_X / X - 1$)	Comments
Significant wave height nearshore determined from offshore significant wave height accounting for shallow-water effects	Numerical models	0.1-0.2	0.1	δ_X can be much larger in some cases
Mean wave period offshore on condition of fixed significant wave height	Hindcast, Numerical models	0.1-0.2	0.0	

(다) 수평파력, 양력, 마찰계수

Oumeraci et al.(2001)은 관측된 파력과 Goda(1974) 공식으로 계산된 파력의 비에 대한 편의와 변동계수를 <표 3.7.40>과 같이 제시하였다. 파력 계산에서 대부분의 경우는 Goda 공식을 사용한다. 따라서 활동량 산정에 사용되는 파력은 Goda 공식으로 계산된 파력에 일정한 편의(bias)와 변동계수를 고려하여 사용해야 한다. Takayama and Ikeda(1992)는 혼성제 76개 단면에 대한 수평파력의 실험값과 Goda 공식에서 계산되는 값과 비교하여 편의와 변동계수로 -0.09와 0.21을 제안하였다. 이는 Oumeraci et al.이 <표 3.7.40>에서 제안한 수평파력의 통계적 특성과 잘 일치한다. 한편, 콘크리트 케이슨과 사석 마운드 사이의 마찰계수는 정규분포를 따르고 평균은 해양수산부(2005)에서 제안하는 0.6을 사용하며 변동계수는 Takayama and Ikeda(1992)가 제안한 0.15를 사용하였다.

대부분의 설계변수가 정규분포로 표현되는데 김 등(2005)은 정규분포의 문제점을 고려하여 이종절단정규분포의 사용을 제안하였다. 정규분포는 음의 무한대

에서 양의 무한대까지 발생 가능한 분포형식이므로 물리적으로 발생할 수 없는 설계값이 추출될 수 있다. 따라서 김 등은 이런 단점을 극복하고자 수평파력과 마찰계수에 대해 Takayama and Ikeda(1992)의 실험 자료에 근거한 상한과 하한을 사용하여 이중절단정규분포를 활동량 산정에 적용하였다. 본 표준서는 김 등과 같이 이중절단정규분포를 사용하였다. 수평파력과 마찰계수 외에 나머지 설계 변수는 정규분포를 그대로 사용하였는데 이는 상한과 하한을 산정할 실험 자료가 부족하기 때문이다. <표 3.7.40>에 Takayama and Ikeda가 제안한 수평파력과 마찰계수의 상한과 하한이 주어져 있다. 여기서 X_E 와 X_C 는 각각 설계변수의 실험치와 계산치를 의미한다.

<표 3.7.39> 한반도 해역의 유의파고에 따른 유의파주기의 변동계수

Eastern sea		Western sea	Southern sea		
$H_s = 3 \sim 10\text{m}$	$H_s = 10 \sim 14\text{m}$	$H_s = 2 \sim 11\text{m}$	$H_s = 3 \sim 6\text{m}$	$H_s = 6 \sim 11\text{m}$	$H_s = 11 \sim 15\text{m}$
0.13	0.07	0.10	0.21	0.12	0.04

<표 3.7.40> 수평파력, 양력 그리고 마찰계수의 통계적 특성치

Parameter	$\delta_X (= \sigma_X / \mu_X)$	Bias ($= \mu_X / X_C - 1$)	Upper bound ($= X_E / X_C$)	Lower bound ($= X_E / X_C$)
Horizontal force F_P	0.222	-0.10	0.48	1.42
Vertical force F_U	0.260	-0.23	-	-
Friction coefficient f	0.15	0.06	0.71	1.43

(라) 이중절단정규분포

상한 x_2 와 하한 x_1 을 가지는 이중절단정규분포의 확률밀도함수 $f_{DTN}(x)$ 는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\int_{x_1}^{x_2} f_{DTN}(x) dx = 1 \quad (3.7.90)$$

식 (3.7.90)의 이중절단정규분포의 확률밀도함수 $f_{DTN}(x)$ 는 정규분포의 확률밀도와 다음과 같은 관계를 가진다.

$$f_{DTN}(x) = \frac{1}{p_{12}} f(x), \quad (x_1 \leq x \leq x_2) \quad (3.7.91)$$

여기서, $p_{12} = \int_{x_1}^{x_2} f(x) dx$ 이다.

이중절단정규분포의 누적분포함수 $F_{DTN}(x)$ 는 정규분포의 누적분포함수 $F(x)$ 로 다음과 같이 표현된다.

$$F_{DTN}(x) = \int_{x_1}^x f_{DTN}(x) dx = \frac{1}{p_{12}} \left[\int_{-\infty}^x f(x) dx - \int_{-\infty}^{x_1} f(x) dx \right] = \frac{F(x) - F(x_1)}{p_{12}} \quad (3.7.92)$$

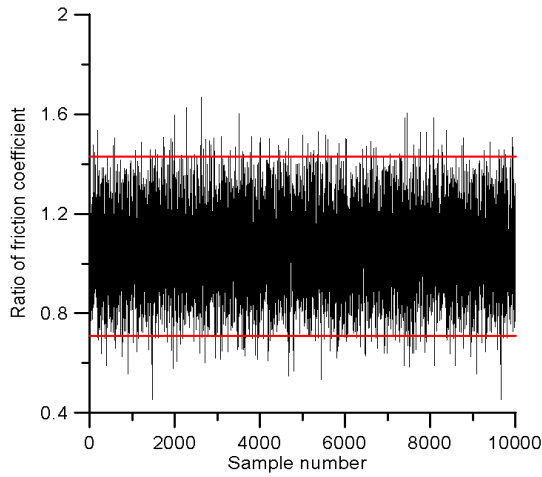
여기서 상한과 하한이 결정되면 $F(x_1)$ 과 p_{12} 는 각각 계산된다. 또한 이중절단정규분포의 난수 r ($0 \leq r \leq 1$)은 정규분포로 생성되는 난수를 r' 과 다음과 같은 관계를 가진다.

$$r = F_{DTN}(x) = \frac{r' - F(x_1)}{p_{12}} \quad (3.7.93)$$

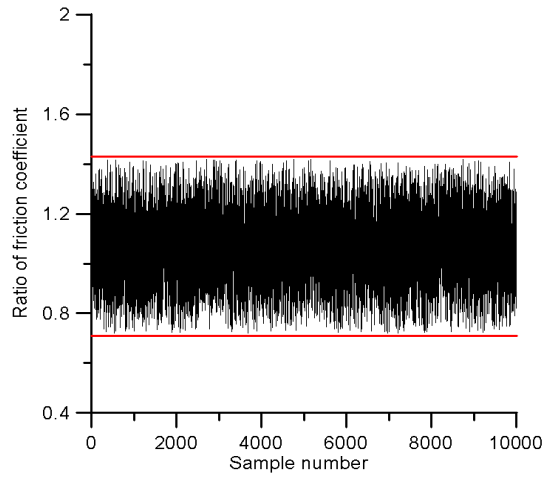
따라서 정규분포에 대한 난수 r' 을 사용하여 이중절단정규분포의 확률을 다음과 같이 산정할 수 있다(Ikesue, 1999).

$$X = \begin{cases} \mu + \sqrt{2} \sigma \sqrt{-\frac{\pi}{4} \ln(4r' - 4r'^2)} & (r' \geq 0.5) \\ \mu - \sqrt{2} \sigma \sqrt{-\frac{\pi}{4} \ln(4r' - 4r'^2)} & (r' < 0.5) \end{cases} \quad (3.7.94)$$

<그림 3.7.50>은 실험값에 대한 관측치의 비로 나타낸 마찰계수를 임의 추출한 것이다. <그림 3.7.50>의 (a)는 정규분포에서 마찰계수 비를 추출한 것이고 (b)는 상한과 하한을 규정한 이중절단정규분포에서 추출한 값이다. 정규분포에서 물리적으로 발생 가능성이 희박한 상한과 하한 밖의 값을 제거함으로써 합리적인 마찰계수를 생성할 수 있게 되었다. <그림 3.7.51>은 <그림 3.7.50>과 동일한 방법으로 추출한 수평파력을 나타내고 있다.

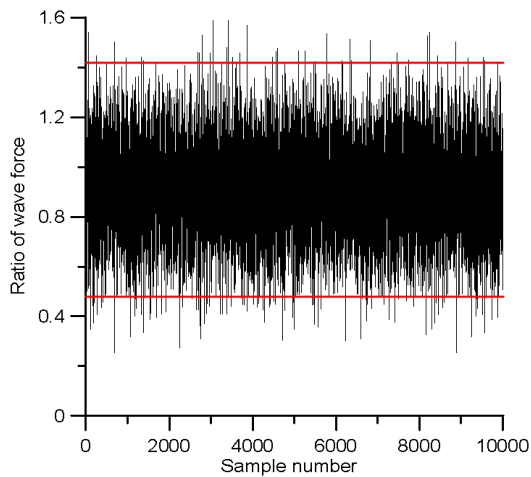


(a) 정규분포

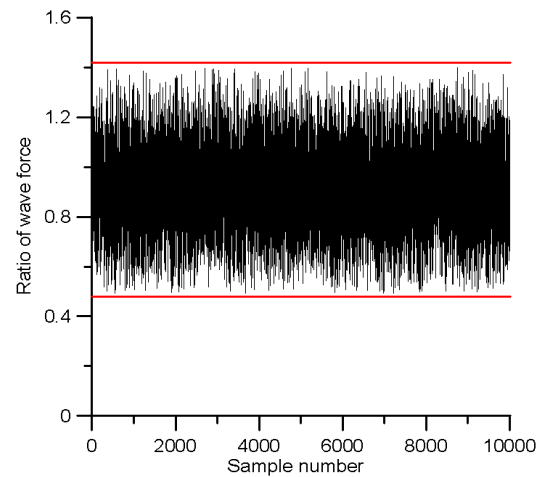


(b) 이중절단분포

<그림 3.7.50> 마찰계수의 난수 추출



(a) 정규분포

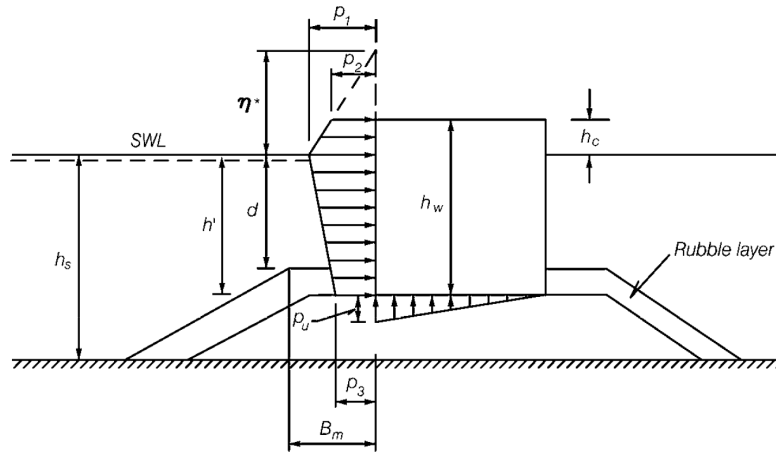


(b) 이중절단분포

<그림 3.7.51> 수평파력의 난수 추출

(마) 기하학적 설계변수

<그림 3.7.52>는 케이슨의 기하학적 설계변수를 나타내고 있다 국내 무역항 5 곳에서 12단면의 기하학적 설계변수는 <표 3.7.41>과 같다. 특히, 실제 케이슨 구조물은 상치콘크리트, 격벽, 내부의 모래 채움 등으로 단위 중량이 다르지만 계산상의 편의를 위해 전체 중량에 동일하도록 하나의 단위중량 γ_s 로 나타내었다. 또한 λ 는 파력의 감쇠율을 의미하여 케이슨 전면에 피복블록을 적재한 경우에 0.8을 사용하고 그렇지 않는 경우는 1.0을 사용한다. 그리고 B 는 케이슨의 폭이다.



<그림 3.7.52> Typical cross-section of composite breakwater.

<표 3.7.41> 우리나라 케이슨 방파제의 기하학적 설계변수(김·서, 2009).

Name	H_{max}	H_s	T_s	β	$\tan \theta$	tide	f	h_s	h'	d	B_m	h_c	B	γ_s	λ
Okgye	11.0	7.70	14.0	0.0	1/50	0.37	0.6	14.37	11.87	10.37	13.1	5.13	20.0	2.182	1.0
Hwasun	14.68	9.4	14.0	0.0	0.001	2.724	0.6	18.724	13.724	12.724	10.0	6.276	23.0	2.152	1.0
Donghae NG (Bef)	10.46	7.4	12.0	19.5	1/155	0.392	0.6	13.392	9.392	7.892	12.5	5.108	20.0	2.181	1.0
Donghae NH (Bef)	11.04	7.4	12.0	19.5	1/64	0.392	0.6	15.392	10.892	9.392	12.5	5.108	20.0	2.176	1.0
Donghae NI (Bef)	12.92	7.3	12.0	29.5	0.016	0.392	0.6	17.392	13.392	11.892	8.0	4.608	20.0	1.955	1.0
Donghae NG (Aft)	10.46	7.4	12.0	19.5	1/155	0.392	0.6	13.392	9.392	7.892	12.5	5.108	20.0	2.181	0.8
Donghae NH (Aft)	11.04	7.4	12.0	19.5	1/64	0.392	0.6	15.392	10.892	9.392	12.5	5.108	20.0	2.176	0.8
Donghae NI (Aft)	12.92	7.3	12.0	29.5	0.016	0.392	0.6	17.392	13.392	11.892	8.0	4.608	20.0	2.006	0.8
Ulsan A	12.06	6.7	13.0	0.0	1/300	0.608	0.6	22.108	17.608	16.108	12.9	5.892	19.0	1.911	1.0
Ulsan B	11.34	6.3	13.0	0.0	1/300	0.608	0.6	21.608	16.608	15.108	12.9	5.892	18.0	1.913	1.0
Ulsan C	9.72	5.4	13.0	0.0	1/300	0.608	0.6	18.608	15.608	14.108	12.9	5.892	15.0	1.942	1.0
Uleung	12.6	7.0	11.0	7.39	1/50	0.440	0.6	20.44	15.44	13.94	11.3	8.56	17.0	1.922	1.0

(2) 신뢰성 설계

(가) 활동량 계산 방법

활동량 계산은 Shimosako and Takahashi(2000)의 모형으로 계산한다. <그림 3.7.53>은 케이슨이 활동할 동안 케이슨에 작용하는 수평과력 양력, 조파저항, 마찰저항에 대한 것이다. 미소한 조파저항을 제외한 활동발생 시 운동방정식은 다음과 같다.

$$\left(\frac{W}{g} + M_a\right) \frac{d^2 x_G}{dt^2} = P - F_R \quad (3.7.95)$$

여기서 W 는 공기 중 케이슨의 중량, g 는 중력가속도, M_a 는 부가질량 ($= 1.0855 \rho_0 h'^2$), ρ_0 는 해수의 밀도, h' 은 케이슨 저면으로부터 설계조위까지의 거리, x_G 는 케이슨의 수평 변위, P 는 수평과력, $F_R (= \mu(W' - U))$ 는 마찰저항력, W' 는 수중 케이슨의 중량, U 는 양력이다.

케이슨 방파제의 피해는 설계파에 상응하는 큰 파랑에 의해 발생되므로 연 최대 유의파고만을 사용한다. 2절에서 산정된 Gumbel 분포에서 연 최대 유의파고를 무작위로 추출하며 이를 H_{se} 라 한다. 이 때 사용년수 50년에 해당하는 연 최대 유의파고는 한 시행에 단지 50개만 추출되므로 CMCS 대신에 LHS를 사용하는 것이 합리적이다. 왜냐하면 CMCS는 추출횟수가 적을 경우에 모집단 분포를 정확하게 모의하기 어렵다 반면 LHS는 전체 확률을 추출개수로 나누어 추출하므로 모집단 분포를 보다 정확히 모의한다 특히, 추출 횟수가 적을 경우 CMCS는 추출자료가 한쪽으로 몰리는 경향이 있는 반면에 LHS는 골고루 추출된다. 이 파고에 다시 평균이 μ_{H_s} , 표준편차가 σ_{H_s} 인 정규분포의 확률적 변동을 부여한다 이러한 변동은 극치분포의 모수 추정과 파랑 변형 모형의 부정확성에 의한 불확실성을 모의한다.

$$\mu_{H_s} = (1 + \alpha_{H_s}) H_{se}, \quad \sigma_{H_s} = \gamma_{H_s} H_{se} \quad (3.7.96)$$

여기서 α_{H_s} 와 γ_{H_s} 는 각각 편의와 변동계수를 나타낸다. 이제 계산에 사용될 표본 유의파고 H_{sc} 는 식 (3.7.96)에 기초한 정규난수에 의해 결정한다. 이에 상응하는 유의파주기는 2절에 주어진 유의파고-유의파주기 관계로부터 계산한다. 이와 같이 계산된 주기에 대하여 위와 비슷한 방법으로 정규분포의 확률적 변동을 부여하여 계산에 사용될 표본 유의주기를 결정한다

방파제 위치에서 유의파고가 계산되면 폭풍 발생 기간 동안의 개별파를 Rayleigh분포에서 추출한다. 추출된 개별파고가 쇄파고보다 클 경우 개별파고 대신에 쇄파고를 사용한다. 다음 식은 천해역의 쇄파고에 대한 공식(Goda, 2000)이다. 불규칙파이며 random wave breaking의 상한과 하한을 결정할 때 A 는 각각 0.18과 0.12이다. 본 표준서에서는 개별파가 쇄파고의 상한보다 클 수 없다는 조건이기 때문에 0.18을 사용하였다. 여기서 심해파장에 따라 쇄파고가 다르게 계산될 수 있기 때문에 확률변수로 고려되어야 한다 심해파장은 주기의 함수로 나타낼 수 있기 때문에 주기의 확률변수로 고려하였다

$$\frac{H_b}{L_0} = A \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right] \right\} \quad (3.7.97)$$

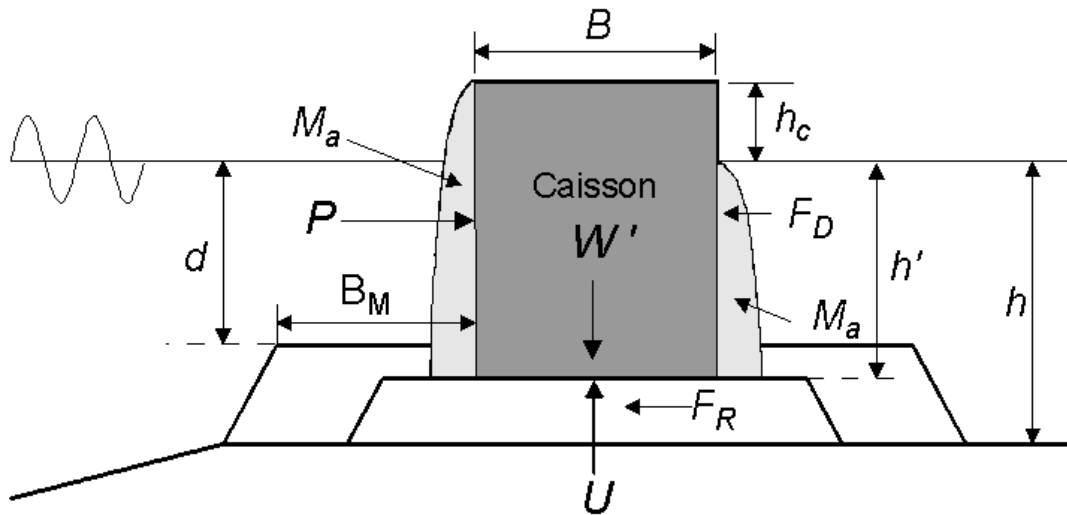
개별파의 주기는 유의파주기의 특성값(T_{sc})과 같은 값을 사용하고 다음 식과 같은 확률적 변동을 하는 것으로 가정한다

$$\mu_T = (1 + \alpha_T) T_{sc} \quad \sigma_T = \gamma_T T_{sc} \quad (3.7.98)$$

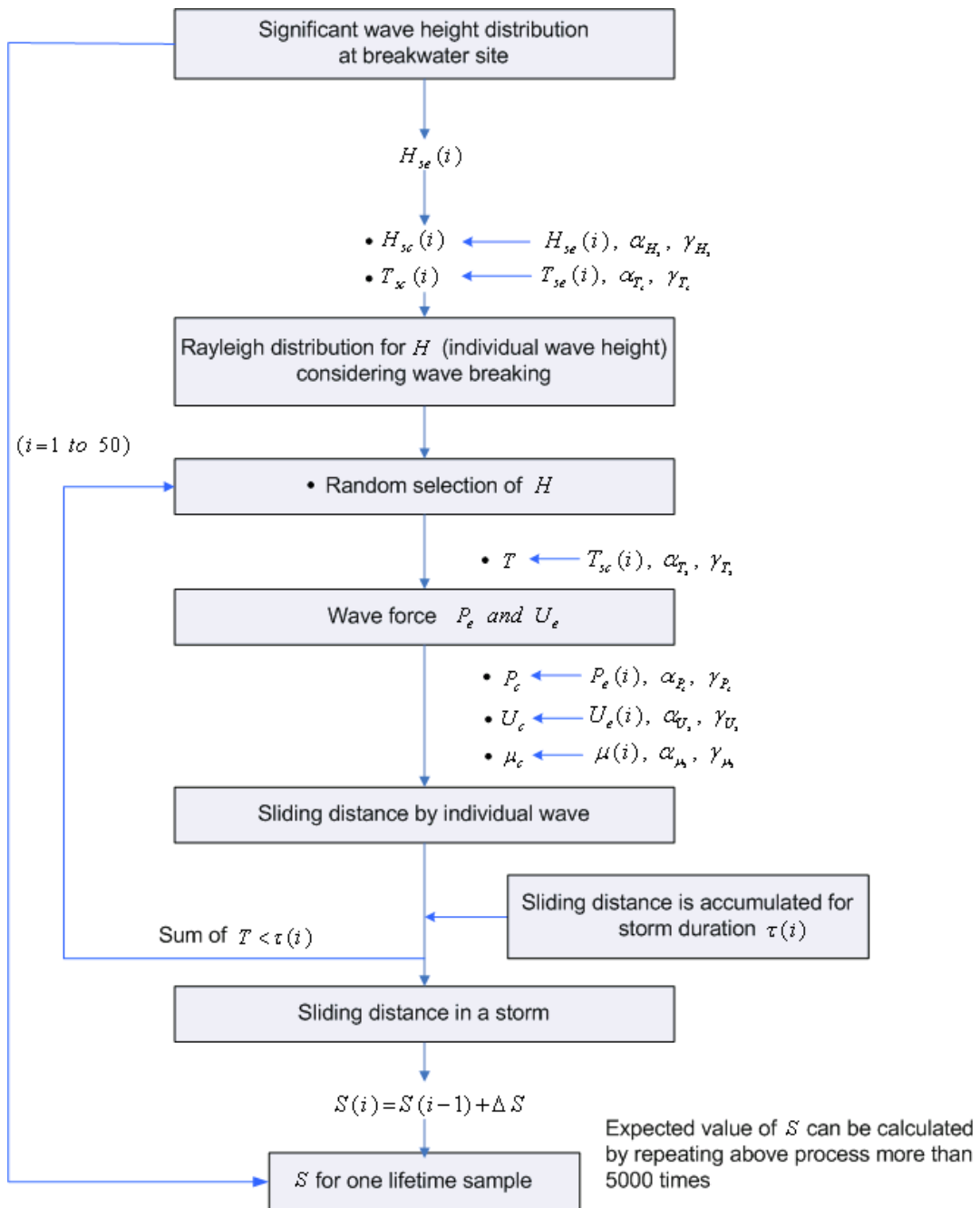
여기서 α_T 와 γ_T 는 각각 주기의 편의와 변동계수이다 표본 개별파의 주기는 위식의 평균과 표준편차를 사용하여 정규분포에서 난수 추출한다 수평파력과 양력은 중복파압과 충격 쇄파압이 모두 고려된 Shimosako and Takahashi(2000)와 같은 방법으로 계산하였다.

사용년수 동안의 활동량을 계산하기 위해서 사용년수 동안에 발생하는 모든 고파랑에 대하여 활동량을 계산해야만 한다. 하지만 1년에 1회의 빈도로 고파랑이 발생하는 것으로 가정하더라도 충분할 것으로 생각된다 식 (3.7.95)을 연속 2회 수치적분하면 개별파에 의한 케이스의 활동거리를 산정할 수 있다 이를 파랑 지속시간 동안에 누적하면 단위년의 활동량이 계산된다. 이를 사용년수 동안 누

적하여 1회 시행의 활동량을 산정할 수 있다. 단, 1회 시행에서 발생할 수 있는 활동량의 최대값은 케이슨의 중심부터 마운드 상단의 항내측 끝까지의 거리이며 이를 초과할 경우 최대값을 사용하였다(Goda and Takagi, 2000). 이와 같은 시행을 5000번 수행하여 평균한 활동량을 기대활동량이라 한다. 또한 1회 시행 시 허용활동량과 비교하여 초과확률을 계산한다. <그림 3.7.54>는 위에서 설명한 케이슨 방파제의 1회 시행의 활동량 산정과정을 간략하게 나타내고 있다.



<그림 3.7.53> 케이슨에 작용하는 힘



<그림 3.7.54> 케이슨의 성능설계의 계산 흐름도 (● 난수 추출)

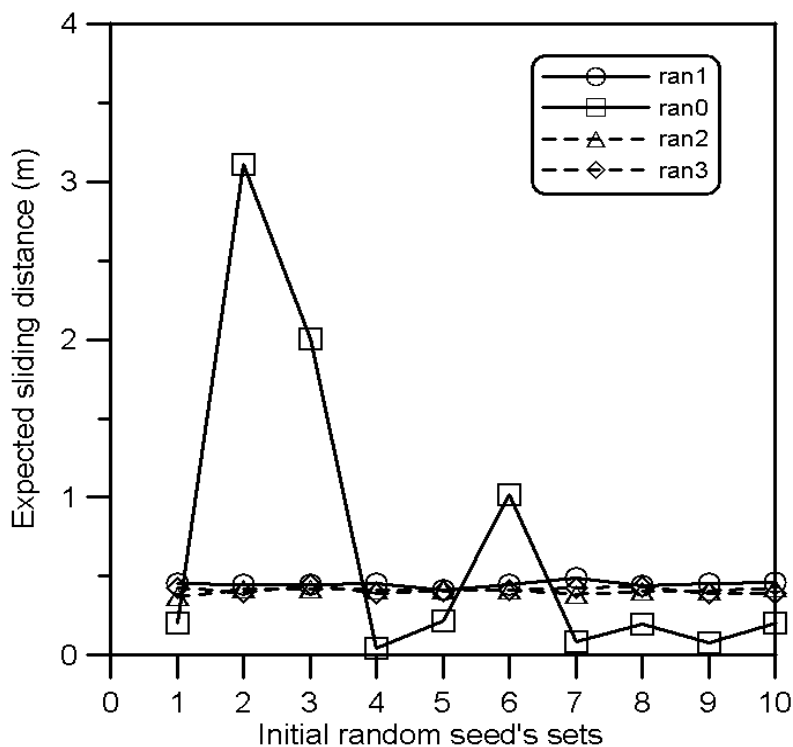
(나) 기대활동량 및 허용활동량에 대한 초과확률 산정

수치모의기법을 사용하여 활동량을 산정할 경우에 주의해야 할 사항은 균일분포 난수를 합리적인 방법으로 추출하는 것이다. 균일분포 난수 추출에 문제가 있다면 수치모의 결과를 신뢰할 수 없다. Park and Miller(1988)는 지난 수십 년 동안 사용되어 온 수많은 난수 추출방법을 조사하여 폭넓게 사용하고 있는 비합리적인 추출방법을 나타내 보였다. 우선, 균일분포 난수 추출의 가장 간단한 방법은 Power residue method인데 이는 modulus보다 작은 간격으로 계속적으로 반복되는 값이 발생하여 가상 난수(pseudo random number)이다. 이 방법의 사용시 유의사항은 반드시 추출횟수보다 modulus를 크게 설정해야 한다는 것이다. 계산 속도가 빠르다는 장점이 있으나 추출된 표본 상호 간의 완전한 독립이 아니라 자기 상관성을 가질 수 있다. 그래서 이 방법을 quick and dirty generator라고 부르기도 한다. Kim and Takayama(2003)와 Hong et al.(2004)은 quick and dirty generator를 사용하여 균일분포 난수를 추출하였다. 특히, Kim and Takayama는 서로 다른 10가지 초기 종자값을 사용하여 기대활동량을 산정하였는데 초기 종자값에 따른 기대활동량이 상당히 큰 변동성을 나타내었다 이는 quick and dirty generator의 단점으로 인해 발생할 수 있는 문제점이다

한편, Press et al.(1992)은 quick and dirty generator의 단점을 보완하기 위해 4가지 generator(i.e. ran0, ran1, ran2, ran3)를 제안하였다. <그림 3.7.55>는 10가지 초기 종자값을 사용하여 4가지 generator에 따른 기대활동량을 산정하여 비교한 것이다. ran1, ran2 및 ran3는 초기 종자값의 변화에 따라 기대활동량의 변동성이 크지 않은 반면 ran0은 기대활동량의 변동성이 상당히 크다. 충분히 큰 추출횟수(N=5000)를 사용하였으나 초기 종자값의 변화에 따라 기대활동량의 변동성이 크다는 것은 ran0과 같은 비합리적인 generator를 사용했다는 것을 의미한다. Rackwitz(2001)는 추출횟수2000에서 10개의 서로 다른 초기 종자값을 사용하여 계산한 신뢰도지수의 변동계수가 5% 이하가 되는 결과를 보인 바 있다. 최종적으로 본 표준서에서는 Press et al.의 추천과 <그림 3.7.55>의 결과를 바탕으로 ran1을 선택하여 나머지 방과제 단면에 대해서 기대활동량 및 허용활동량에 대한 초과확률을 산정하였다. ran1은 난수의 자기 상관성을 배제하는 기능인 Bays-Durham shuffle을 고려한 Park and Miller(1988)의 Minimal random number generator로서 quick and dirty generator의 단점을 보완한 것이다. 따라서 수치모의에서 균일분포 난수의 추출 방법은 결과에 많은 영향을 줄 수 있기

때문에 주의해서 사용해야 한다.

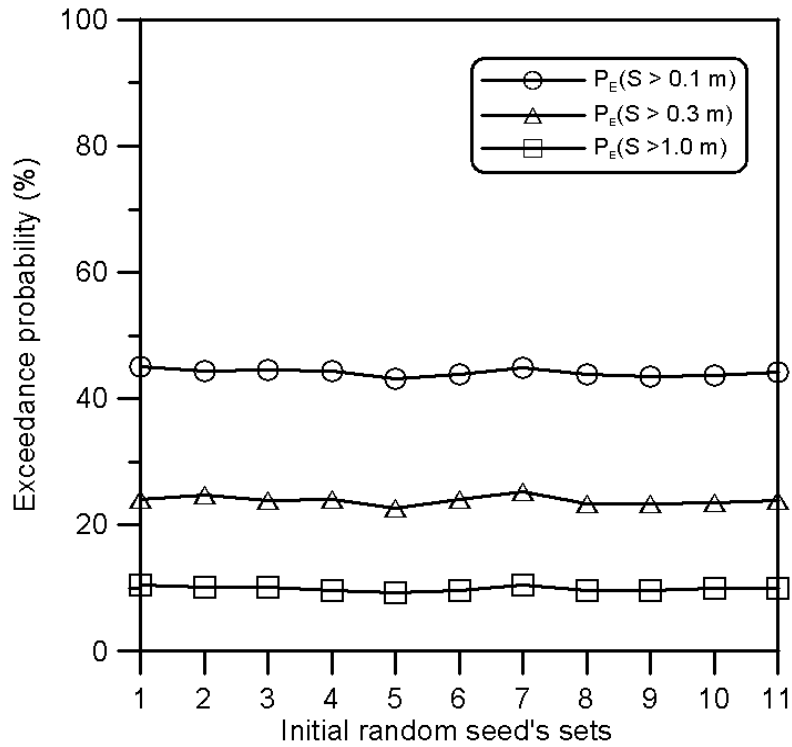
<그림 3.7.56>은 ran1을 사용하여 허용활동량을 초과하는 확률을 산정한 것이다. 기대활동량과 비슷하게 변동계수가 5% 이하인 것을 확인할 수 있다. <그림 3.7.57>은 추출횟수에 따른 기대활동량의 변동을 타나낸 것이다. 10개의 초기 종자값을 사용하여 각각 산정한 기대활동량의 최대값, 최소값, 평균, 표준편차를 나타낸다. 추출횟수가 5,000회 이상일 때 기대활동량의 변동계수는 5% 미만이다. 하지만 본 표준서에서는 오차를 최소한으로 줄이기 위해 서로 다른 10개의 초기 종자값에 따른 기대활동량을 계산해서 평균값을 사용하였다.



<그림 3.7.55> 서로 다른 종자수와 난수에 따른 기대활동량 (옥계항)

계산된 기대활동량을 평가하기 위해 <표 3.7.42>의 기준을 사용하였다. <표 3.7.42>는 JPHA(2007)에서 구조물의 중요도와 한계상태에 따라 제시된 허용기준이다. JPHA에는 <표 3.7.42> 이외에도 재현기간에 따른 허용기대활동량의 기준이 있다. 하지만 허용기대활동량은 활동량의 평균치를 지표로 하기 때문에 실제로는 허용치를 초과하는 활동이 발생할 수 있다. 따라서 본 표준서에서는 허용기대활동량을 기준으로 사용하지 않고 허용활동량을 초과하는 확률을 안정성의 기준으로 사용하였다. <표 3.7.42>의 기준을 사용하면 고파랑의 출현빈도 등 환경

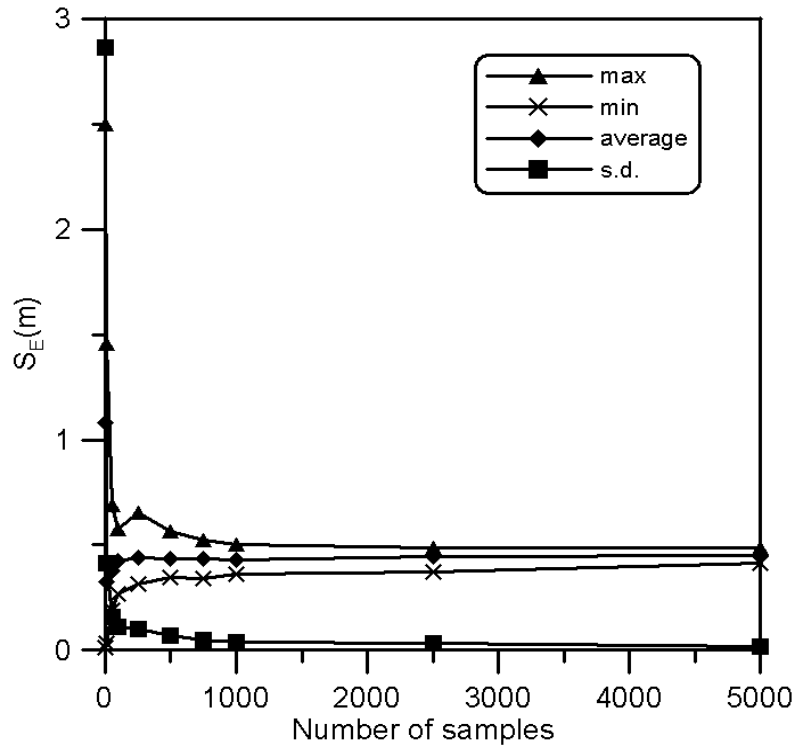
적인 요인에 의해 활동량이 달라지는 어떤 설계조건에서도 거의 같은 안정성을 유지할 수 있다. 보통의 중요도의 구조물에서 사용년수 동안의 허용활동량을 초과하는 확률은 수리가능 한계상태, 극한 한계상태, 붕괴 한계상태에서 각각 30, 10, 그리고 5%를 제시하고 있다.



<그림 3.7.56> 서로 다른 종자수와 난수에 따른 허용활동에 대한 초과확률 (옥계항)

<표 3.7.42> 구조물의 사용년수 동안의 허용활동량에 대한 초과확률 기준

Limit State (Allowable sliding distance)	Importance of Structure		
	Upper bound	Normal	Lower bound
Repairable limit (0.1 m)	15 %	30 %	50 %
Ultimate limit (0.3 m)	5 %	10 %	20 %
Collapse limit (1.0 m)	2.5 %	5 %	10 %



<그림 3.7.57> 추출횟수에 따른 기대활동량의 변화 (옥계항)

<표 3.7.43> 및 <표 3.7.44>는 12개 방파제 단면에 대해서 각 한계상태에 따른 허용활동량을 초과하는 확률과 기대활동량을 산정한 것이다 <표 3.7.43>은 마찰 계수와 수평파력의 분포로 정규분포를 사용한 결과이며 <표 3.7.44>는 정규분포의 단점을 보완한 이중절단정규분포를 사용한 결과이다 구조물의 안정성을 평가하기 위해 대상 구조물의 중요도를 선정해야 한다 김·서(2009)는 국내 무역항 및 연안항의 방파제의 평균 신뢰도지수를 산정하여 보통의 중요도로 평가하였다 따라서 본 표준서에서는 보통의 구조물의 중요도와 세 가지 한계 상태에 대해서 안정성을 평가하였다. 복구가능 한계상태에서 안정한 단면은 동해항 NG의 보강 전후, NH의 보강 전후, NI의 보강 후, 울산항, 그리고 울릉(사동)항이며, 옥계항, 화순항, 그리고 동해 NI의 보강 전 단면은 불안정하다. 극한 한계상태와 붕괴 한계상태의 안정평가는 복구가능 한계상태와 비슷하다 한편, Goda and Tagaki(2000)의 허용기대활동량 0.1 m의 기준으로 안정성을 평가하면 울산항 A, B, C 단면이 불안정한 것으로 해석되는데 허용활동량의 초과확률에 의한 안정성 평가와는 다소 차이가 있으나 전체적인 경향을 비슷하다

<표 3.7.43> 허용활동량에 대한 초과확률 및 기대활동량 산정(마찰계수와 수평파력의 분포함수로 정규분포 사용시)

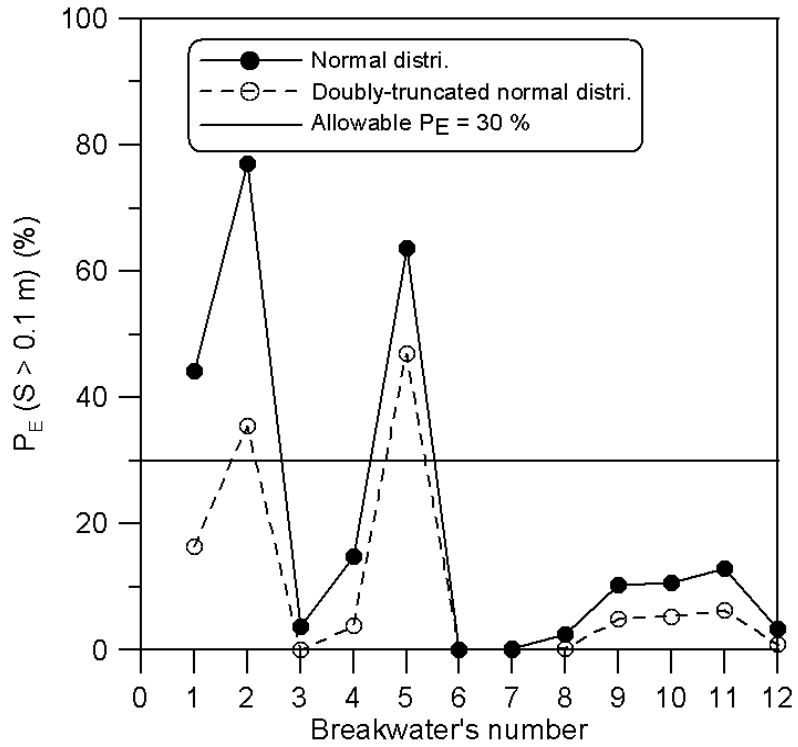
No	Name	$P_E(S > 0.1m) \%$	$P_E(S > 0.3m) \%$	$P_E(S > 1.0m) \%$	$S_E(m)$
1	Okgye	44.12	23.87	9.89	0.451
2	Hwasun	77.01	46.23	20.45	0.910
3	Donghae NG(Bef)	3.67	0.82	0.18	0.025
4	Dongha NH(Bef)	14.85	4.73	1.26	0.087
5	Donghae NI(Bef)	63.62	47.84	26.96	1.148
6	Donghae NG(Aft)	0.04	0.01	0.00	4.22E-04
7	Donghae NH(Aft)	0.22	0.07	0.02	0.002
8	Donghae NI(Aft)	2.52	1.32	0.42	0.022
9	Ulsan A	10.37	6.61	3.35	0.136
10	Ulsan B	10.68	6.81	3.42	0.144
11	Ulsan C	12.86	8.76	4.82	0.187
12	Uleung(Sadong)	3.37	1.664	0.594	0.029

<표 3.7.44> 허용활동량에 대한 초과확률 및 기대활동량 산정(마찰계수와 수평파력의 분포함수로 이중절단정규분포 사용시)

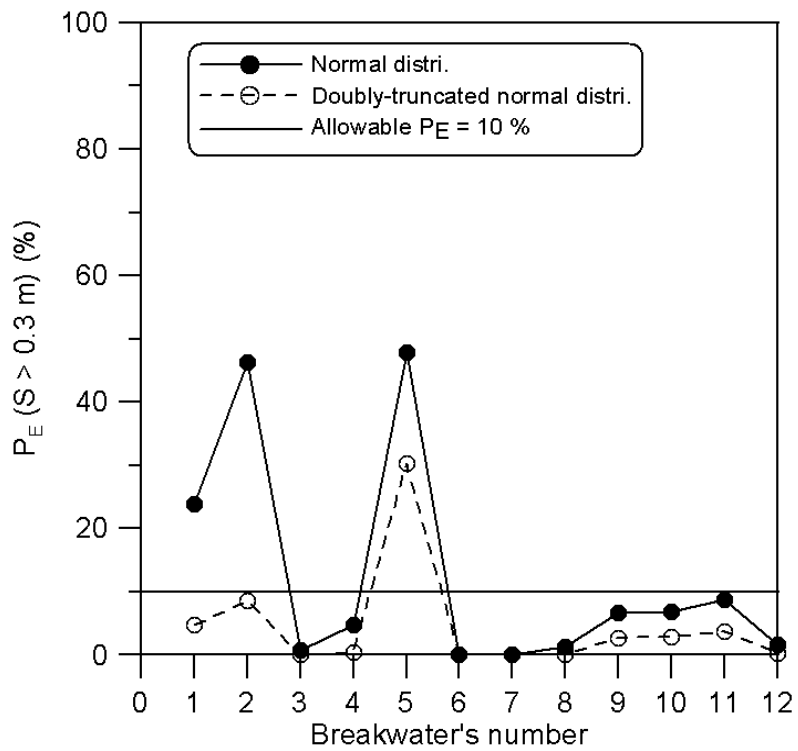
No	Name	$P_E(S > 0.1m) \%$	$P_E(S > 0.3m) \%$	$P_E(S > 1.0m) \%$	$S_E(m)$
1	Okgye	16.32	4.82	0.70	0.073
2	Hwasun	33.52	8.60	1.19	0.128
3	Donghae NG(Bef)	0.06	0.00	0.00	0.003
4	Dongha NH(Bef)	3.82	0.43	0.03	0.020
5	Donghae NI(Bef)	46.98	30.22	12.54	0.485
6	Donghae NG(Aft)	0.00	0.00	0.00	1.17E-06
7	Donghae NH(Aft)	0.00	0.00	0.00	1.10E-04
8	Donghae NI(Aft)	0.27	0.08	0.00	0.002
9	Ulsan A	4.92	2.73	0.93	0.042
10	Ulsan B	5.35	2.85	0.92	0.046
11	Ulsan C	6.31	3.78	1.49	0.061
12	Uleung(Sadong)	0.87	0.26	0.05	0.006

한편, <표 3.7.44>는 마찰계수와 수평과력에 대한 이중절단정규분포를 사용하여 산정한 허용활동량의 초과확률 및 기대활동량이다 정규분포를 사용한 <표 3.7.43>에 비해 초과확률 및 기대활동량이 상당히 감소한 것을 볼 수 있다. 복구 가능 한계상태에서 안정성 기준을 초과한 곳은 화순항과 동해항 NI의 보강 전 단면이다. 정규분포에서는 옥계항이 불안정한 것으로 해석되었지만 이중절단정규분포를 적용한 결과는 안정한 것으로 평가된다. 극한 한계상태 및 붕괴 한계상태에서는 옥계항 뿐 아니라 화순항까지 안정한 구조물로 해석되고 있다. 한편, Goda and Takagi(2000)의 허용기대활동량으로 분석하면 화순항과 동해항 NI의 보강 전이 불안정한 것으로 판단되며 이는 본 표준서의 안정 기준의 복구가능 한계상태와 비슷한 결과이다.

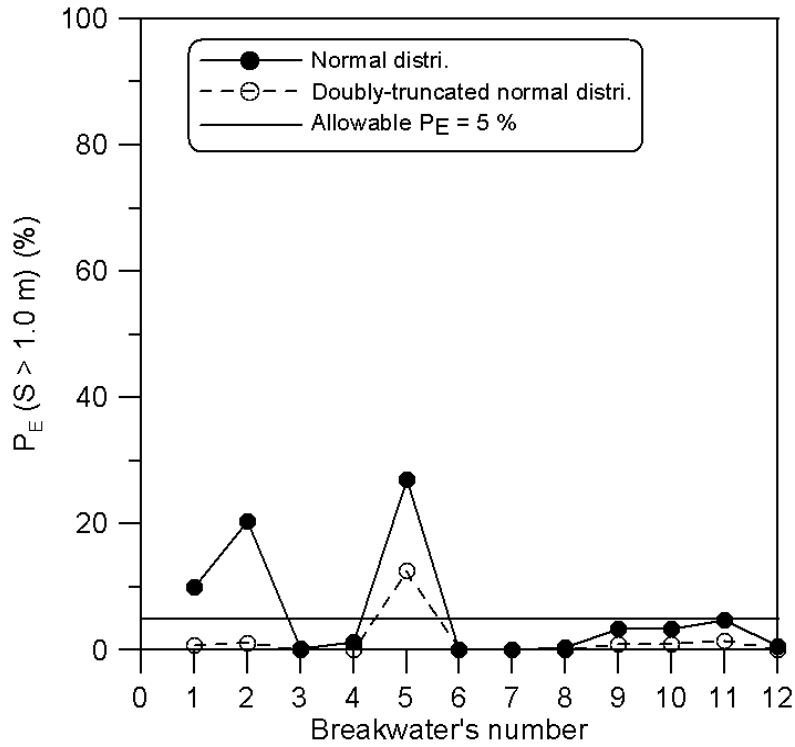
<그림 3.7.58>~<그림 3.7.60>은 세 가지 한계상태에 대하여 수평과력과 마찰계수의 분포로 정규분포를 사용한 경우와 이중절단정규분포를 사용한 경우 초과확률을 비교한 것이다. 이 그림들에서 가로축의 방파제 번호는 <표 3.7.37>에 주어진 번호이다. <그림 3.7.58>은 복구가능 한계상태에 대한 초과확률을 나타낸 것이다. 정규분포를 사용한 경우에는 12개 중 3개 단면이 기준을 초과한 반면 이중절단 정규분포를 적용하면 2개 단면이 기준을 초과한다. <그림 3.7.59>는 극한 한계상태일 때 산정한 초과확률이다. 이중절단정규분포를 적용할 경우에 기준을 초과하는 단면이 1개로서 정규분포를 사용할 때보다 2개가 더 많이 안정 기준을 만족하였다. <그림 3.7.60>은 붕괴 한계상태에 대한 초과확률인데 극한 한계상태와 비슷한 결과를 보여주고 있다. <그림 3.7.61>은 기대활동량을 계산하여 정규분포와 이중절단정규분포의 조건에서 비교하였다. Goda and Tagaki(2000)가 제시한 0.1 m의 안정 기준으로 평가하면 정규분포 일 때는 6개 단면이 기준을 초과하지만 이중절단정규분포일 때는 2개만 기준을 초과한다.



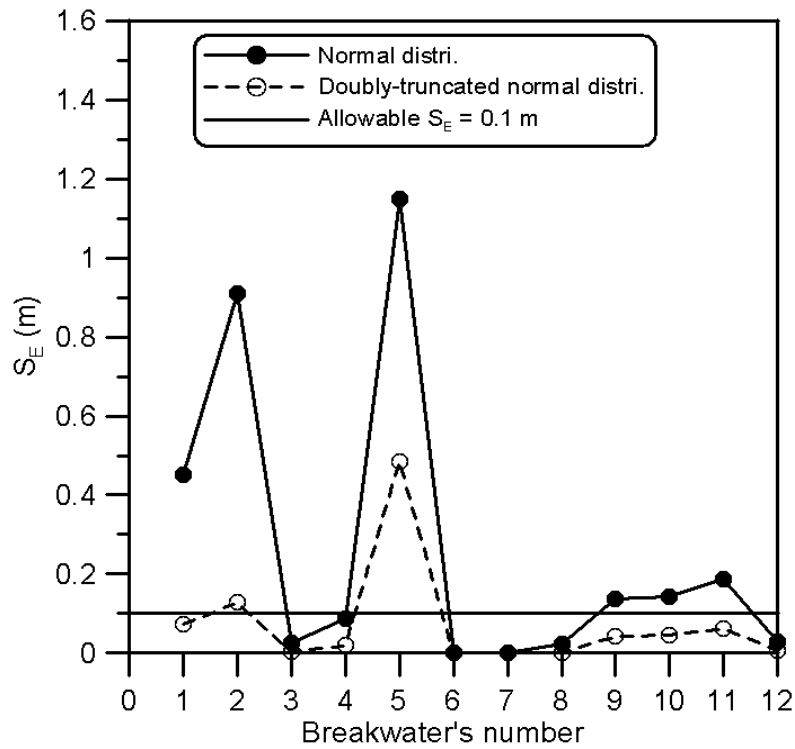
<그림 3.7.58> 정규분포와 이중절단정규분포의 허용활동량의 초과확률 비교
(복구가능한계상태)



<그림 3.7.59> 정규분포와 이중절단정규분포의 허용활동량의 초과확률 비교
(극한한계상태)



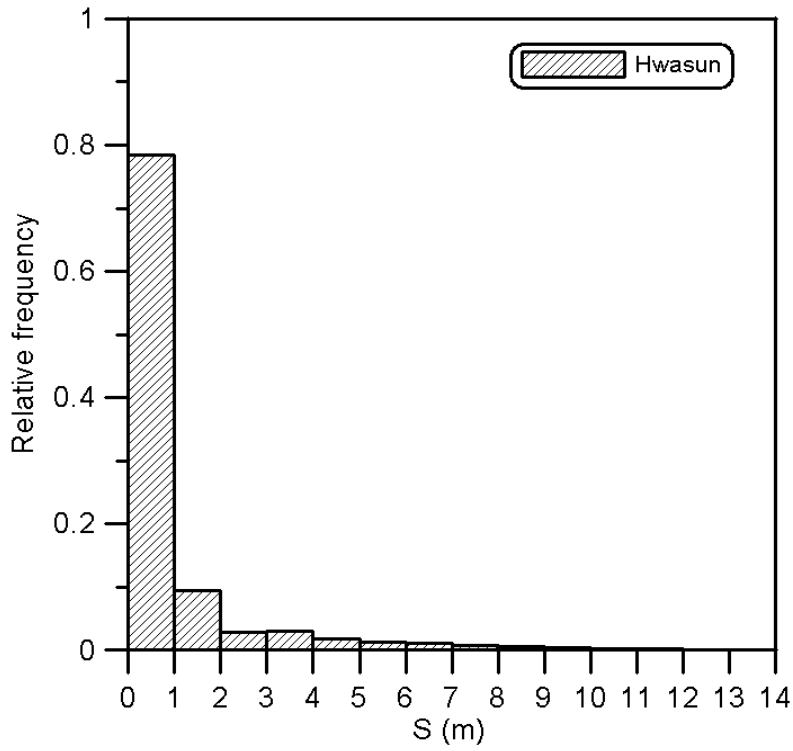
<그림 3.7.60> 정규분포와 이중절단정규분포의 허용활동량의 초과확률 비교
(붕괴한계상태)



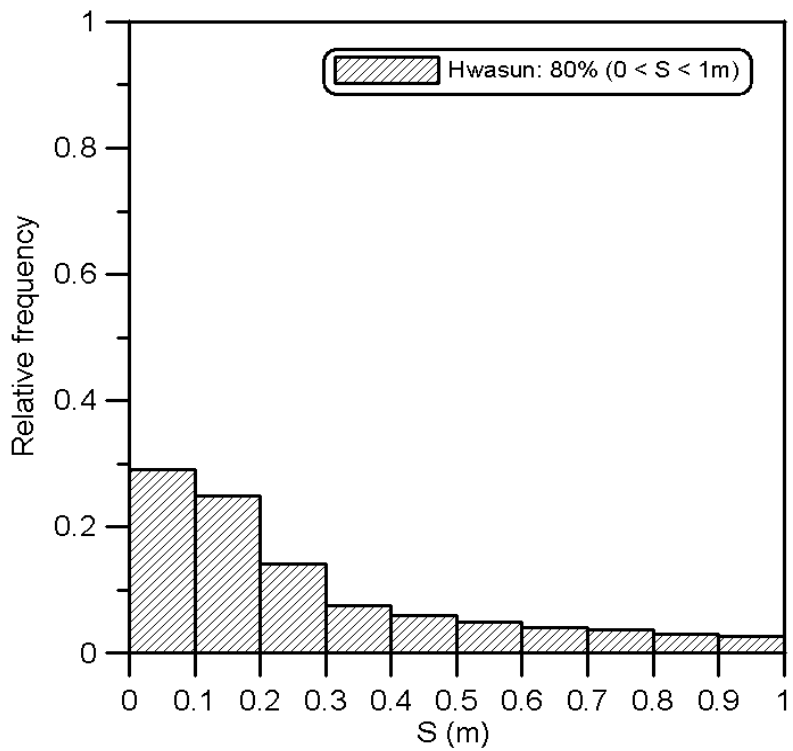
<그림 3.7.61> 정규분포와 이중절단정규분포의 기대활동량 비교 (복구가능한계상태)

본 보고서에서 대상으로 하는 12개 단면 중 대표적으로 불안정한 단면은 옥계항, 화순항, 동해 NI의 보강 전 단면이다. 이 중 동해항은 이미 보강이 되었고 옥계항은 이중절단정규분포를 적용하면 안정한 항으로 평가되기 때문에 정규분포 및 이중절단정규분포의 적용에서 모두 불안정한 단면으로 판단되는 화순항에 대해서 활동량의 빈도 분석을 수행하였다. <그림 3.7.62>~<그림 3.7.65>는 화순항의 방파제 사용년수 동안의 활동량에 대해 상대빈도를 산정한 결과이다 <그림 3.7.62>와 <그림 3.7.63>은 정규분포를 사용한 경우이고 <그림 3.7.64>와 <그림 3.7.65>는 이중절단정규분포를 사용한 경우이다 <그림 3.7.62>는 발생한 모든 활동량을 고려하여 상대빈도를 계산한 것이다. 활동량이 1.0 m을 초과하지 않을 확률이 80%에 이른다. 즉, 대부분의 경우 붕괴 한계상태 이하의 활동이 발생한다고 생각할 수 있다. 따라서 1.0 m 이하 일 때에 대해서 다시 빈도 분석을 한 것이 <그림 3.7.63>이다. 활동량 0.3 m 이하에서 발생확률이 비교적 높다. 즉, 활동량 허용치의 기준으로 0.1 m 및 0.3 m이 적합하다는 것을 나타낸다. 이런 분석결과는 <그림 3.7.64>~<그림 3.7.65>의 이중절단정규분포의 적용에서도 뚜렷하게 나타난다. <그림 3.7.64>에서와 같이 활동량 1.0 m을 초과하지 않는 확률이 무려 99%이다. <그림 3.7.65>에서는 활동량 0.1 m을 초과하지 않을 확률이 64%이고 활동량 0.3 m을 초과하지 않을 확률은 91%이다.

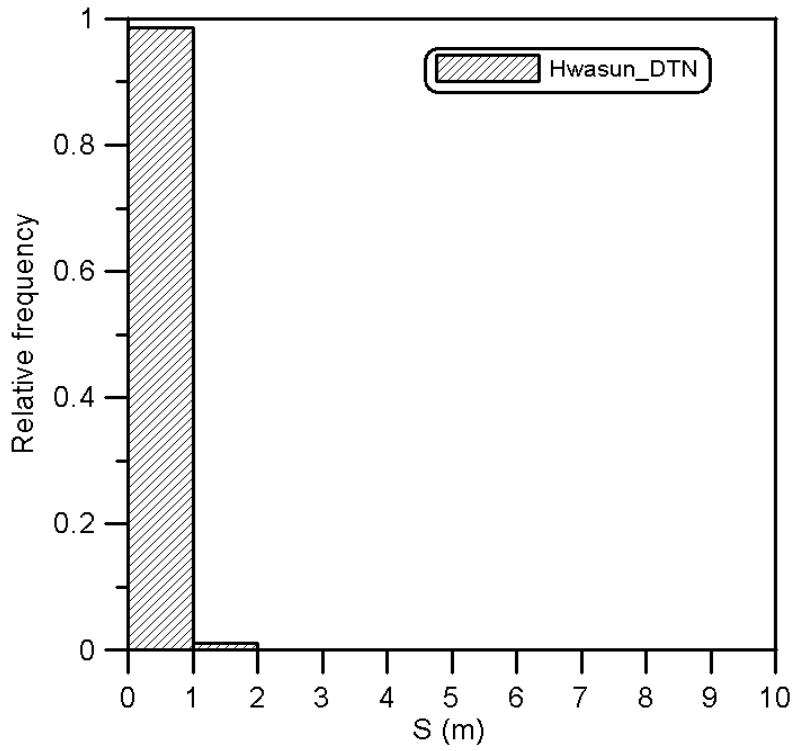
<그림 3.7.66>은 정규분포를 사용한 경우 기대활동량 S_E 와 상위 10%를 평균한 활동량 $S_{1/10}$ 의 관계를 나타낸 것이다. 허용기대활동량을 0.3 m로 규정한다면 상위 10%의 평균활동량은 1.8 m 이다. 다시 말해, 한 방파제에서 100개의 케이슨을 사용한다면 10개 정도는 1.8 m의 활동이 발생할 수 있음을 말해주고 있다. 또한 0.1 m의 허용기대활동량의 기준을 사용한다면 상위 10%의 평균활동량은 0.78 m이다. 즉, Goda and Takagi(2000)가 제안한 허용기대활동량 0.1 m가 보다 적합하다고 생각한다. 하지만 기대활동량의 기준을 사용할 경우에 활동량의 평균을 지표로 하고 있어 실제로 허용치를 초과하는 활동이 발생할 가능성이 있다 따라서 케이슨 활동의 안정기준으로 기대활동량보다 허용활동량의 초과확률을 사용하는 것이 보다 합리적이라고 생각된다.



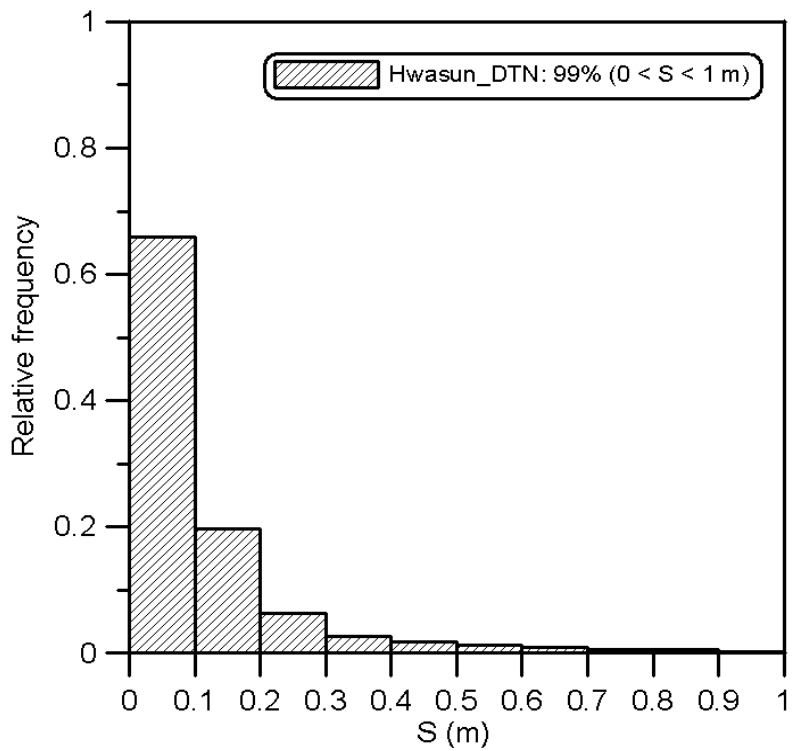
<그림 3.7.62> 사용년수 동안의 누적활동량의 상대도수 (정규분포, 화순항)



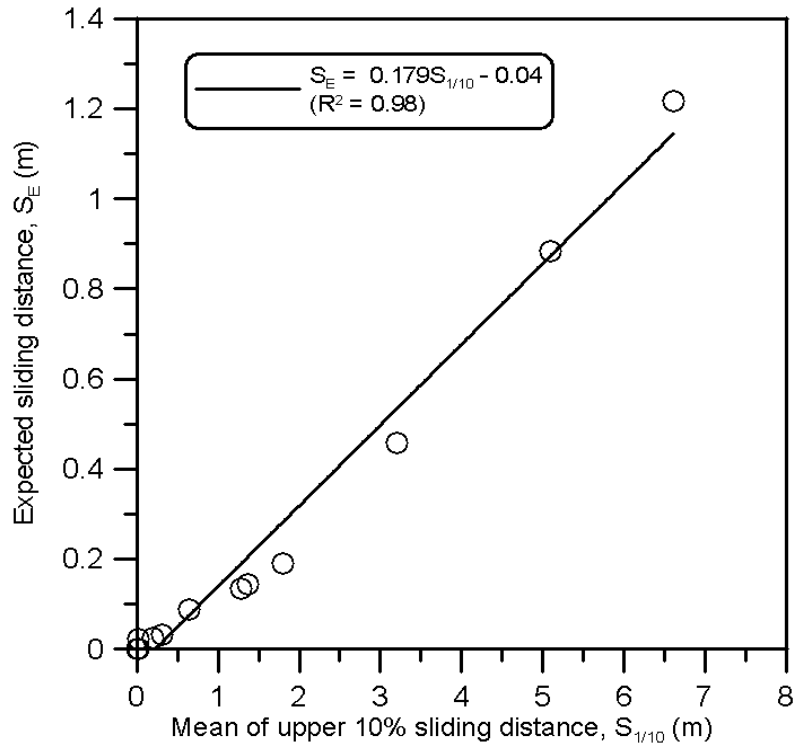
<그림 3.7.63> <그림 3.7.62>와 같은 내용(누적 활동량 범위: 0 ~ 1 m)



<그림 3.7.64> 사용년수 동안의 누적활동량의 상대도수 (이중절단정규분포, 화순항)



<그림 3.7.65> <그림 3.7.64>와 같은 내용(누적 활동량 범위: 0 ~ 1 m)



<그림 3.7.66> 상위 10%의 활동량과 기대활동량의 비교

(3) 결과

본 표준서에서 케이스 방과제의 허용활동량에 대한 초과확률을 각 한계상태에 따라 산정하였다. 각 설계변수의 확률분포로서 정규분포가 가지는 단점을 극복하기 위해서 수평파력과 마찰계수에 대하여 상한과 하한이 주어진 이중절단정규분포를 적용하여 허용활동량을 초과하는 확률을 계산하였고 정규분포인 경우와 비교하였다.

전체적으로 이중절단정규분포를 적용한 경우의 초과확률은 정규분포를 그대로 사용한 결과보다 상당히 작게 계산되었다. 이는 허용활동량에 대한 초과확률은 극대 혹은 극소값에 민감하게 반응하는데 상한과 하한을 뒀으로써 이런 극값의 출현 횟수가 줄어들었기 때문이다. 상한과 하한의 경계치에 따라 결과에 미치는 영향이 크기 때문에 향후 합리적인 상한과 하한을 결정하는 방법에 대해 추가적인 연구가 필요할 것이다. 정규분포를 사용한 경우의 모든 한계상태에서 옥계항 화순항, 동해 NI의 보강 전 단면은 불안정한 것으로 평가되었다.

한편, 이중절단정규분포를 적용한 경우에는 화순항과 동해 NI의 보강 전 단면이 불안정한 것으로 해석되었다. 화순항은 보수가능 한계상태에서만 불안정한 것으로 평가되었고 나머지 극한 한계상태와 붕괴 한계상태에서는 모두 안정한 것으로 분

석되었다. 결론적으로 안정성 평가 기준으로 기대활동량이 가지는 한계점을 발견되었고 허용활동량에 대한 초과확률을 이용하여 국내 케이슨 방파제의 활동에 대한 안정성을 합리적으로 평가하였다.

제 8 절 목표파괴확률

1. 경사제의 피복재

부분안전계수를 계산하기 위해서는 구조물의 목표파괴확률을 우선적으로 산정해야 한다. 국내에서 경사제의 피복재는 여러 가지 한계상태(초기한계상태, 수리가능한계상태, 극한한계상태) 중 초기한계상태(Initial limit state)의 조건에서 설계하기 때문에 본 연구에서는 초기한계상태에 상응하는 목표파괴확률을 산정한다 또한 국내 경사제의 피복재는 대부분 Tetrapod이며 방파제의 규모가 작은 일부지역에서만 사석을 사용하고 있다 따라서 여러 가지 피복재 중에서 Tetrapod 피복블록에 대한 목표파괴확률을 제안한다

가. 기존 구조물의 신뢰성 해석

목표파괴확률을 산정하는 방법 중에서 가장 일반적이고 손쉬운 방법은 현행 설계기준에 상응하는 파괴확률을 사용하는 것이다 현행 설계법 (해양수산부, 2005)에서 Tetrapod 피복블록의 중량은 다음과 같이 저항이 하중보다 큰 조건으로 산정한다

$$S.F. = \frac{R}{S} = \frac{D_n \Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}}{H_s} \geq 1.0 \quad (3.8.1)$$

$$S.F. = \frac{\left(3.75 \frac{N_{0d}^{0.5}}{N_w^{0.25}} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} D_n \Delta}{H_s} \geq 1.0 \quad (3.8.2)$$

여기서 하중 R은 피복재의 대표입경 D_n , 해수의 대한 피복재의 비중 $\Delta = \gamma_s / \gamma_w - 1$, 그리고 안정수 (stability number) N_s 로 구성된 함수이며, 각 안정식의 안정수는 5장에 상세하게 설명되어 있다. 저항 S는 재현기간 50년의 유의파고이다. 그리고 S.F.는 직립제의 안전율과 동일한 개념이다 위 두 식 중에서 van der Meer (1988b)가 제안한 식 (3.8.2)는 구조물의 전면경사 1: 1.5에 국한되기 때문에 다양한 경사에 적용할 수 없다. 따라서 목표파괴확률 산정을 위한 신뢰성 해석에서는 Hudson (1959) 공식인 식 (3.8.1)을 사용하여 안전율과 파괴확률을 각각 계산하고 안

전을 1.0에 상응하는 파괴확률을 목표파괴확률로 제안한다

위와 같은 방법에서 가장 중요한 것은 다양한 단면 조건과 파랑 조건을 대상 구조물로 포함시키는 것이다. 본 연구에서는 <표 3.8.1>과 같이 국내 무역항과 연안항 중에 Tetrapod 피복블록을 주로 사용하는 항만을 신뢰성 해석의 대상 항만으로 채택하였다. 무역항 28 곳과 연안항 24 곳 중에서 대상 항만은 일반적으로 크기가 작은 섬지역인 연안항의 4개 항만(대흑산도, 홍도항, 추자도항, 울릉도항)을 제외한 48개 항만이 1차적으로 선택되었다. 이 중에서 경사식 방파제가 없는 무역항 11 곳 (인천항, 평택항, 보령항, 태안항, 장항항, 목포항, 완도항, 광양항, 마산항, 고현항, 진해항)과 연안항 5 곳 (팽목항, 신마항, 송공항, 녹동신항, 애월항)을 제외하면 최종적인 대상 항만은 무역항 17 곳과 연안항 15 곳이다. 단, 경사식 호안은 본 연구 대상에 포함하지 않았다. <표 3.8.2>는 각 해역별 대상 항만을 보여주고 있다. 각 항만에서 하중과 저항의 설계조건이 서로 다른 186개 단면을 채택하였다. 특히, 피복재 중량 산정식은 제간부에만 적용할 수 있기 때문에 제두부 단면은 본 연구에서 제외하였다

<표 3.8.1> 대상 구조물

구 분	전체	제외	채택
무 역 항	28	11	17
연 안 항	24	9	15

<표 3.8.2> 해역별 대상 항만

구 분(단면)	해역	대상 항만 개수	대상 항만
무 역 항 (105개)	동해	7	속초항, 옥계항, 묵호항, 동해항, 삼척항, 포항항, 울산항
	서해	2	대산항, 군산항
	남해	8	여수항, 삼천포항, 통영항, 장승포항, 옥포항, 부산항, 제주항, 서귀포항
연 안 항 (81개)	동해	3	주문진항, 후포항, 구룡포항
	서해	4	용기포항, 연평도항, 대천항, 비인항
	남해	8	화홍포항, 갈두항, 나로도항, 거문도항, 부산남항, 한림항, 성산포항, 화순항

한편, 각 단면의 파괴확률은 <표 3.8.3>의 설계변수의 통계적 특성치를 사용하여

산정하였다. 여기서 사용된 안정계수 K_D 의 통계적 특성치는 van der Meer (1988a)와 PIANC (1992)에서 제안한 사석에 대한 통계적 특성치가 아니며 Carver (1983)의 인공블록 실험에서 산정된 값이다. 신뢰성 해석 방법은 Level 2의 FORM (First-Order Reliability Method) 기법을 사용하여 사용년수 50년의 파괴확률을 직접 계산하였다. 여기서 파괴확률은 FORM에서 산정된 신뢰도지수와 다음과 같은 관계를 가진다.

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.8.3)$$

FORM은 반복계산을 통해 신뢰도지수를 산정하는 기법이며 전 단계와 현 단계의 신뢰도지수의 오차가 0.005 이하 일 때 최종 신뢰도지수를 결정한다. 특히, 신뢰도지수가 3.7 이상일 때 Breitung (1984)이 제안한 식을 사용하여 파괴확률을 계산하였다.

$$P_f \simeq (2\pi)^{-1/2} \exp(-\beta^2/2) \beta^{-1} \quad (3.8.4)$$

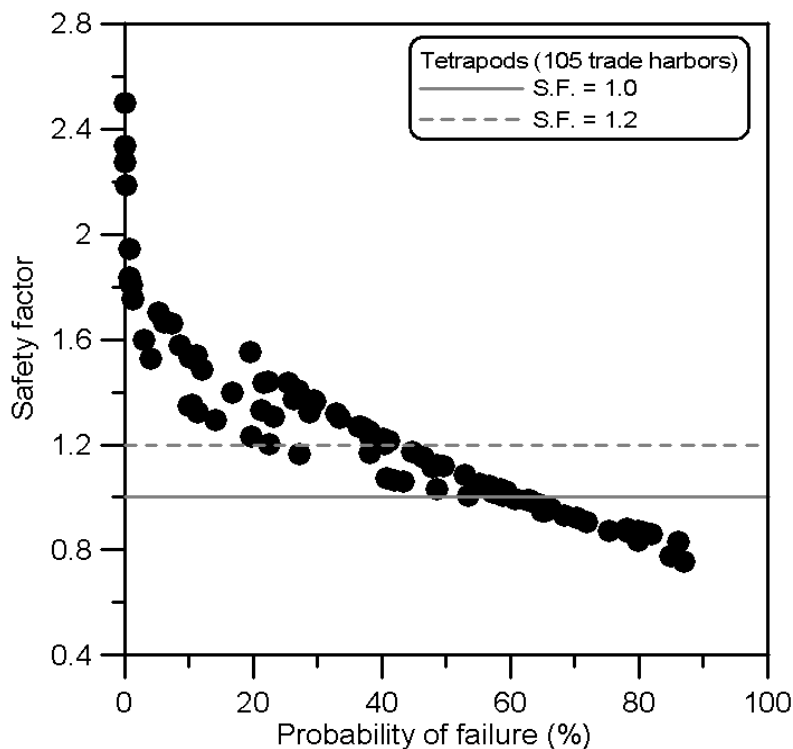
<그림 3.8.1>과 <그림 3.8.2>는 무역항과 연안항에서 각각 산정한 안전율과 파괴확률이다. 파괴확률이 아주 작은 1% 이하를 제외하면 안전율과 파괴확률 사이에 뚜렷한 선형관계가 보인다. 특히, 안전율 1.0에 상응하는 파괴확률의 변동성은 무역항과 연안항에 관계없이 1% 미만이다. 결과적으로 현행 설계 기준인 안전율 1.0에 상응하는 파괴확률은 60%이며 이를 경제적 및 환경적 중요도가 보통인 일반적인 방파제의 목표파괴확률로 제안할 수 있다. 본 연구 결과를 뒷받침 하는 근거는 두 가지가 있다. 첫째로, 계산된 파괴확률 60%는 기존 연구인 PIANC (1992)과 Kim and Suh (2010)에서도 유사하게 산정되었다. 또한 수학적으로는 사용년수가 재현기간과 동일할 때 설계파고를 초과하는 파랑이 사용년수 동안에 발생할 확률이 약 63%이다.

한편, 동일한 대상 항만에서 산정한 신뢰도지수의 통계적 분석을 통해 목표파괴확률을 제안할 수 있다. 32개 항만의 186 단면 중 안전율이 2.0을 초과하는 비정상적인 단면을 제외하고 175 단면을 사용하여 신뢰도지수(혹은 파괴확률)를 산정하였다. <그림 3.8.3>은 175 단면 및 파랑 조건에서 산정된 신뢰도지수의 확률밀도함수이다 <그림 3.8.3>에서 계산된 신뢰도지수의 분포함수는 정규분포를 따르는 것으로 확인되었으며 3 가지 적합도 검증 (χ^2 검증, Anderson-Darling 검증, K-S 검증)에서 유의수준 (Level of significance) $\alpha = 0.2$ 을 모두 통과한다. 신뢰도지수의 평균과 표준편차는 각각 0.29와 1.23이며 신뢰도지수 0.29에 상응하는 파괴확률은 39% (약 40%)이다. 파괴

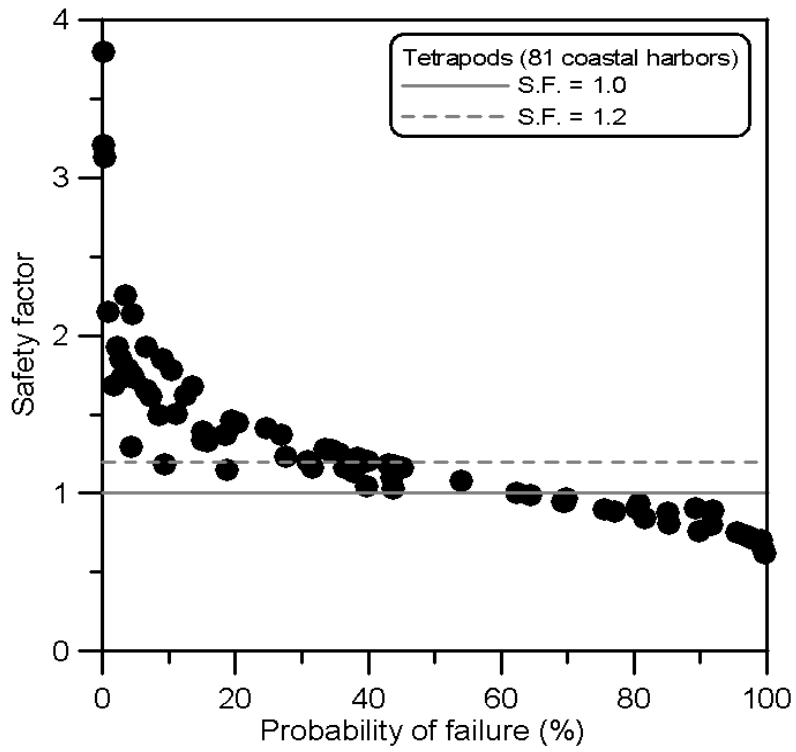
확률 40%는 안전율 1.0을 기준으로 하는 목표파괴확률보다 20% 작은 목표수준이다. 따라서 본 연구에서는 목표파괴확률 40%를 경제적 및 환경적 중요도가 높은 방파제의 목표파괴확률로 제안한다. 한편, 동일한 대상 구조물에서 안전율 또한 정규분포를 따르며 평균과 표준편차는 각각 1.2와 0.31로 계산되었다. 안전율 1.2에 상응하는 파괴확률은 <그림 3.8.1>과 <그림 3.8.2>에서 약 40%에 해당하는 것을 쉽게 확인할 수 있다.

<표 3.8.3> 인공블록에 대한 Hudson (1959) 공식의 통계적 특성치

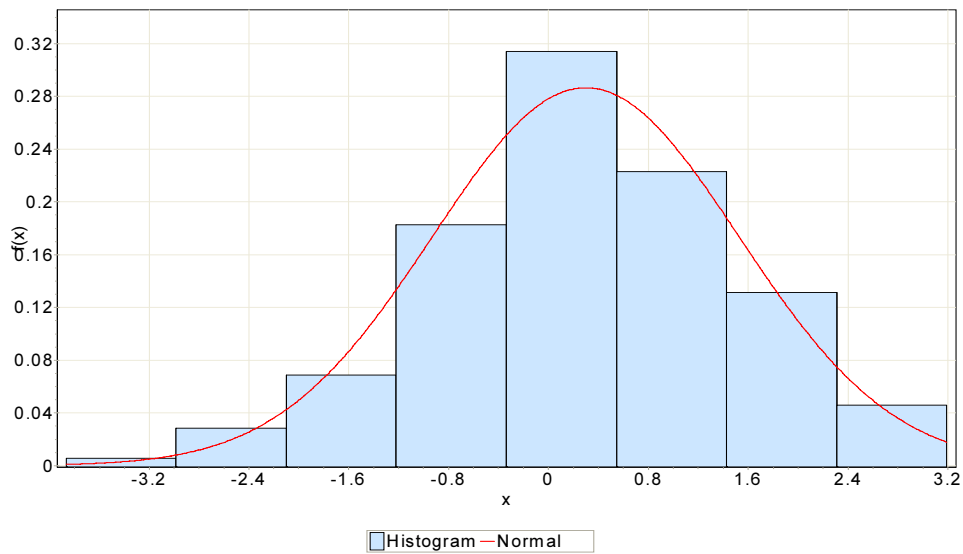
설계변수	평균	변동계수	분포	참고문헌
Δ	1.233	0.021	정규분포	-변동계수: PIANC (1992)
D_n	various	0.01	정규분포	-변동계수: PIANC (1992)
$\cot \alpha$	1.5	0.067	정규분포	-변동계수: PIANC (1992)
	2.0	0.05	정규분포	
	3.0	0.033	정규분포	
K_D	7.0, 8.0	0.26	정규분포	-변동계수: Carver (1983)
F_{H_s}	1.0	0.05	정규분포	-변동계수: PIANC (1992)
		0.2	정규분포	
H_s	various A, B, k, λ		Weibull	해양연구원(2005), 김 등(2009)



<그림 3.8.1> 무역항 105개 단면에서 산정된 안전율과 파괴확률



<그림 3.8.2> 연안항 81개 단면에서 산정된 안전율과 파괴확률



<그림 3.8.3> 신뢰도지수의 확률밀도함수 (175개 단면)

나. 비용최적설계

앞 절에서는 기존 구조물의 신뢰성 해석을 통해서 목표파괴확률을 제안한 반면 본 절에서는 비용 최적화를 고려한 최적재현기간의 파괴확률을 목표파괴확률로 제안하고자 한다. 우선, 사용년수 동안의 최적 비용은 다음 식에 의해 산정된다.

$$\min C(R) = C_I(R) + \sum_{t=1}^T \{ C_{R_1}(R) P_{R_1}(t) + C_{R_2}(R) P_{R_2}(t) + C_F(R) P_F(t) \} \frac{1}{(1+r)^t} \quad (3.8.5)$$

여기서 R 은 결정론적 설계법의 재현기간, T (=50년)는 구조물의 사용년수, C_I 는 초기 공사비, C_{R_1} 과 C_{R_2} 그리고 C_F 는 사용한계상태, 수리가능한계상태 그리고 극한한계상태의 피해에 대한 복구비용, r 은 이자율에서 물가상승률을 뺀 실질이자율이다. 현재시점을 기준으로 사용년수 이후의 실질이자율을 정확하게 추정하는 것은 어려웠지만 본 연구에서 2%, 5%, 8%의 실질이자율을 모두 사용하였다.

(1) 초기 공사비

<표 3.8.4>는 경사식 방파제의 초기 공사비 산정에 사용된 항목별 공사단가이며 단위는 단위 m^3 당 천원이다. Burcharth and Sorensen(2005)은 Cube의 규격에 관계없이 동일한 단가를 사용하였지만 실제 공사단가는 규격별로 차이가 있다. 본 연구에서 사용한 Tetrapod의 공사단가는 <표 3.8.4>와 같이 규격에 따라 서로 다르다. 규격이 작아질수록 초기 공사비가 점점 커진다 이는 단위 m^3 당 재료비, 인건비 및 운반비 등의 비용이 규격이 작을수록 더 크기 때문이다. 공사단가에 포함된 항목은 제작비와 거치비이며 거치비는 육상수상, 육상수중, 해상수상, 해상수중의 단가를 평균하여 산정하였다. 세부적인 단가는 국토해양부(2008)의 기준을 참고하였다. 본 연구에서 고르기 공정과 거푸집에 소요되는 비용은 포함하지 않았다. 피복석, 기초사석의 공사단가는 Burcharth and Sorensen이 사용한 값과 비슷하다.

<표 3.8.4> Tetrapod 규모에 따른 초기 공사비 (단위: 1,000 원/ m^3)

규격		초기 공사비	
		현재	Burcharth and Sorensen (2005)
Tetrapod	5 ton	215	80 (Cube)
	6.3 ton	193	
	8 ton	190	
	10 ton	182	
	12.5 ton	179	
	16 ton	172	
	20 ton	165	
	25 ton	161	
	32 ton	150	
	40 ton	140	
	50 ton	139	
	64 ton	133	
필터 사석		37	40
마운드 사석		25	20
상부 콘크리트		83	-

(2) 복구정책과 복구비용 산정

Tetrapod의 피해 규모는 <표 3.8.5>와 같이 초기한계상태(ILS), 사용한계상태(SLS), 수리가능한계상태(RLS), 극한한계상태(ULS)로 분류하며 상대피해 D 에 따라 피해 단계를 구분하였다. 상대피해가 2 % 미만일 경우 초기한계상태라고 정의하고 5, 15, 30 %는 각각 사용, 수리가능 그리고 극한 한계상태의 기준으로 사용한다 (Burcharth and Sorensen, 2005). 상대피해에 해당하는 피해도 N_{od} 는 van der Meer (1988b)의 기준을 참고하여 구분하였다 복구정책은 사용한계상태를 초과하는 즉시 복구를 수행한다. 사용한계상태는 Tetrapod만 복구하며, 수리가능한계상태는 Tetrapod와 필터 사석층을 복구한다. 극한한계상태를 초과하는 경우는 Tetrapod, 필터 사석층 그리고 상치콘크리트의 파괴(이동 및 파손)가 발생하는 것으로 가정하였다. 상치콘크리트의 파괴 모드는 활동, 전도, 침하, 물리적 파괴(균열 등)이 있으며 상대피해가 50%를 초과할 경우에 균열 파괴라 가정하고 나머지는 정상위치로 복구 가능한 단순 이동 파괴로 가정하였다. 수치모의에서 계산된 피해도를 상대피해로 바꾸기 위해 다음 식을 사용하였다.

$$D = 0.145 N_{od} - 0.030 \quad (3.8.6)$$

식 (3.8.6)은 <표 3.8.5>의 피해도와 상대피해의 관계에서 얻은 식이며 이를 곡선 맞춤하여 <그림 3.8.4>로 나타내었다. 여기서 상관계수는 0.98이다.

사용한계상태의 복구비용은 다음과 같이 산정한다.

$$C_{R_1} = (1 + K)DC_{I, TTP}R, \quad 5\% \leq D < 15\% \quad (3.8.7)$$

여기서 D 는 피해도에 의해 계산되는 상대피해, $C_{I, TTP}$ 는 Tetrapod의 초기 공사비, $K(=0.3)$ 는 피해 발생 시 Tetrapod의 이동에 사용되는 비용, $R(=1.5)$ 은 피해 복구 시 발생하는 고비용 계수이다. 이는 피해 복구 시 피해 면적보다 더 넓은 범위의 Tetrapod를 제거하고 다시 거치해야 하기 때문에 발생하는 비용이다. Tetrapod가 구조적으로 충분히 맞물려 있어야 안정성을 확보할 수 있기 때문에 피해 복구가 구조적으로 복잡하게 맞물릴수록 R 값은 증가한다.

수리가능한계상태의 복구비용은 다음과 같이 계산한다.

$$C_{R_2} = (C_{I, TTP} + C_{I, filter} + KC_{I, TTP})DR, \quad 15\% \leq D < 30\% \quad (3.8.8)$$

여기서 $C_{I, F}$ 는 필터 사석층의 초기 공사비이다 수리가능한계상태는 필터 사석층이 노출되는 경우이며 Tetrapod와 필터 사석을 복구한다.

극한한계상태의 복구비용은 다음과 같이 산정한다.

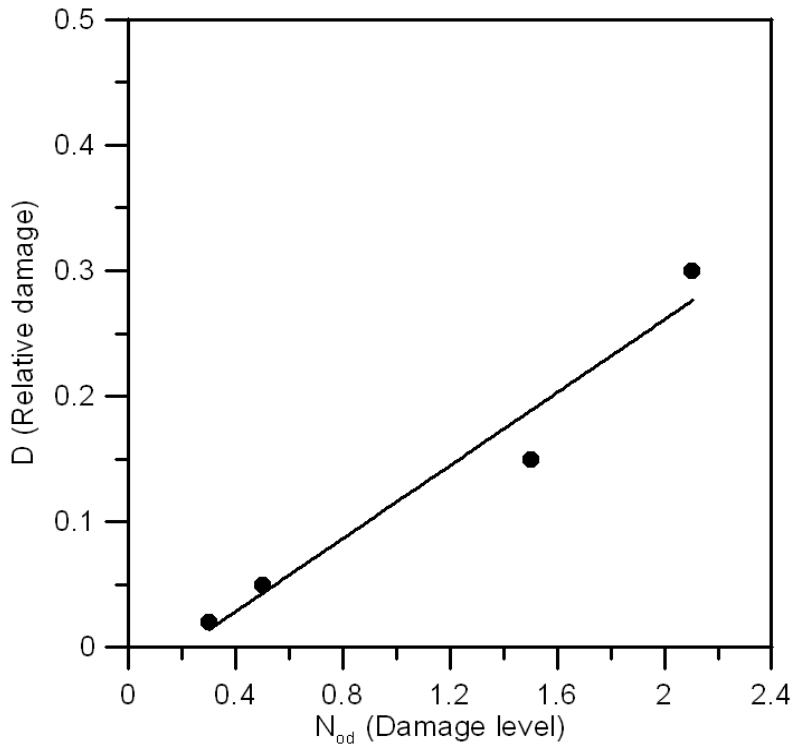
$$C_{R_3} = (C_{I, TTP} + C_{I, filter} + KC_{I, TTP})DR + (D_{con'c} + K)C_{I, con'c}, \quad D \geq 30\% \quad (3.8.9)$$

여기서 $C_{I, CONC}$ 는 상치 콘크리트의 초기 공사비이며 D_{CONC} 는 상치 콘크리트의 물리적 파괴와 단순 이동 파괴를 구분하는 계수이며 다음과 같이 가정하였다

$$D_{CONC} = \begin{cases} 0 & (D < 50\%) \\ 1 & (D \geq 50\%) \end{cases} \quad (3.8.10)$$

<표 3.8.5> 한계상태에 따른 상대피해 및 복구 정책(Burcharth and Sorensen, 2005)

한계상태	N_{od}	D (상대피해)	복구정책
초기	0.3	2 %	수리 없음
수리가능	0.5	5 %	TTP 수리
복구가능	1.5	15 %	TTP 및 사석 필터층 수리
극한	2.1	30 %	TTP, 사석 필터층, 상부콘크리트 수리



<그림 3.8.4> 상대피해 D 와 Tetrapod의 피해도 N_{od} 의 관계

(3) 항만의 운영 중단 비용

상대피해 D 가 15%를 초과할 경우에 방파제 기능이 상실되어 항만 운영이 중단된다고 가정하였다. 경사식 방파제의 비용 최적설계에서는 항만 운영이 중단될 경우에 발생할 수 있는 경제적인 손실을 고려하였다. Burcharth and Sorensen(2005)은 하루에 약 4 억 원 (20 만 EURO)의 손실을 추정했고 방파제 보수기간을 3개월로 적용하여 항만의 운영 중단 비용으로 한 사건(event)마다 360억을 산정하였다. 한편 Vrijling et al.(2000)은 월파에 의한 일시적인 항만 운영 중단의 비용으로 하루에 9억원(75만 \$)을 사용하였다. 실제적인 항만 운영의 중단 비용은 각 항만의

규모, 배후지 산업 등에 의해 변동 폭이 클 것이다. 본 연구에서는 국내 무역항 중에서 중소규모의 항만을 채택하였기 때문에 Burcharth and Sorensen이 제시한 자료가 보다 적합하다고 판단된다.

(4) 유의파고와 기하학적 변수

방파제 위치에서의 유의 파고는 다음과 같이 Gumbel 분포를 사용하였다.

$$F(H_s) = \exp[-\exp(-\kappa(H_s - \lambda))] \quad (3.8.11)$$

여기서 κ 는 파고 분포의 척도모수(scale parameter)이며 λ 는 위치모수(location parameter)이다. <표 3.8.6>은 각 방파제 단면별로 피복재 중량, 구조물의 전면 경사, 수심, 설계파고, 주기, 그리고 Gumbel 분포의 척도모수와 위치모수를 각각 제시하고 있다. 분포의 모수는 김 등(2009)에서 인용하였다.

<표 3.8.6> 각 항만의 기하학적 설계 변수, 재현기간 50년의 파고와 주기 그리고 Gumbel 분포의 매개변수

No.	Name	W (ton)	cot α	h (m)	Wave height (m)	Wave period (s)	Parameters	
							κ	λ
1	Sokcho	20	2.0	13.0	6.5	14.0	1.311	3.515
2	Samchunpo	12.5	1.33	15.8	5.4	14.0	1.824	3.255
3	Jeju	20	1.5	15.0	6.0	12.0	1.670	3.658
4	Mukho	20	2.0	10.0	6.1	14.0	1.164	2.740

(5) 안정식의 보정

Tetrapod의 중량을 산정하는 안정식은 van der Meer (1988b)의 공식을 사용한다. 하지만 제안된 공식은 구조물의 경사가 1:1.5일 때만 유효하다. 그러나 실제 경사식 방파제는 구조물의 경사가 1:1.33에서 1:2까지 다양하여 안정식의 보정이 필요하다. 안정식의 보정은 Hudson (1959) 공식에서 안정수 N_s 와 구조물 전면의 경사 cot α 의 관계를 이용하여 다음과 같이 보정한다

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(\frac{\cot \alpha}{1.5} \right)^{1/3} A_v \left(3.75 \frac{N_{od}^{0.5}}{N_w^{0.25}} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \quad (3.8.12)$$

여기서 A_v 는 van der Meer 공식의 불확실성을 나타내는 경험계수, $\cot \alpha$ 는 구조물의 전면(외해) 경사, N_{od} 는 피해도, N_w 는 파의 개수, $s_{om} (= H_s/L_{om})$ 은 파형경사, $L_{om} (= gT_z^2/2\pi)$ 는 평균주기 $T_z (= T_s/1.2)$ 로 계산한 심해파장, $\Delta (= \rho_s/\rho_w - 1)$ 은 해수의 단위중량에 대한 피복재의 단위중량의 비, D_n 은 피복재의 공칭직경(Tetrapod의 부피를 정육면체로 가정하였을 때 한 변의 길이)이다. 식 (3.8.12)에 사용된 각 설계변수의 통계적인 특성은 <표 3.8.7>과 같다.

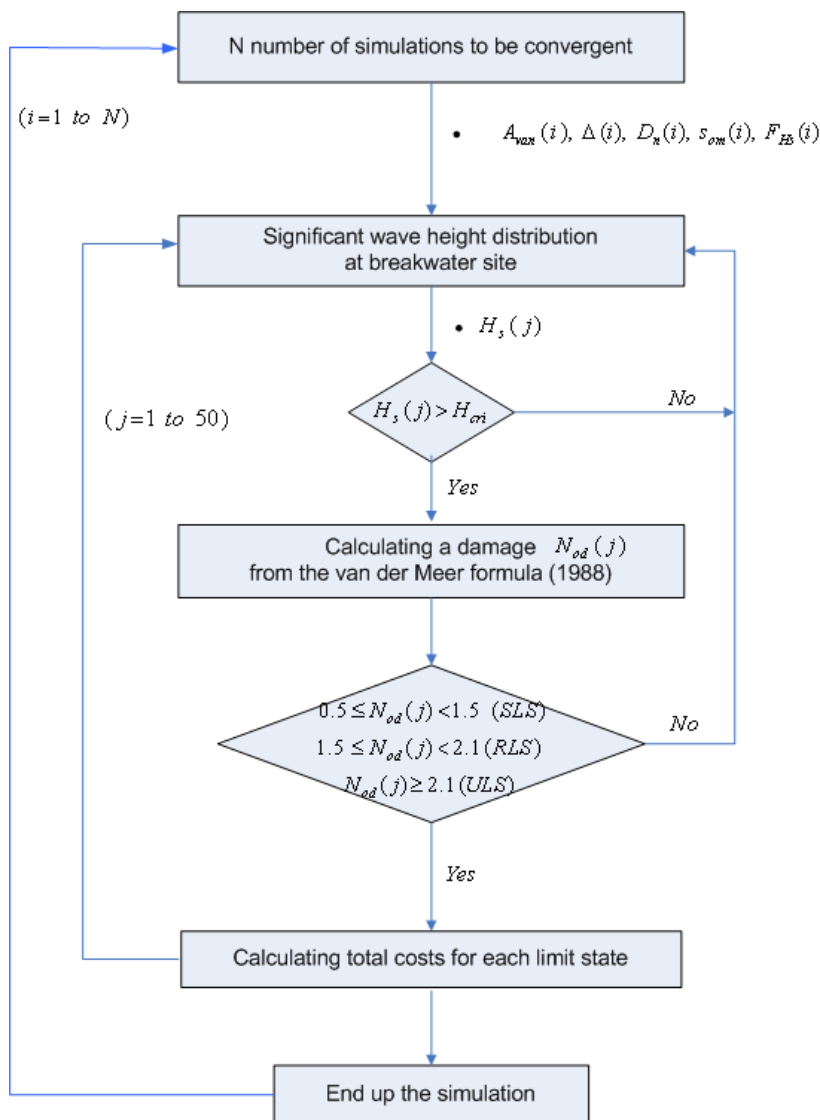
<표 3.8.7> van der Meer(1988b) 공식의 설계변수의 통계적 특성치

설계변수	평균	표준편차	변동계수	분포형식
A_v	1.00	0.100	0.1	정규분포
Δ	1.233	0.047	0.038	정규분포
$D_n(m)$	various	various	0.01	정규분포
s_{om}	various	various	0.25	정규분포
N_w	1000	-	-	상수
N_{od}	0.30	-	-	상수
$H_s(m)$	<표 3.8.6>			Gumbel 분포

(6) 비용최적설계

결정론적 설계법을 사용하여 유의파고의 재현기간에 해당하는 Tetrapod의 중량을 산정하며 재현기간은 5년에서 400년까지 모두 7가지 조건을 사용하였다. 이때 유의해야 할 사항은 Tetrapod의 실중량이 규격 중량보다 약간 작다는 것이다. 안정식을 통해 실중량을 계산하고 그에 해당하는 규격 중량을 이용하여 비용 최적설계를 수행하였다. Tetrapod 중량이 결정되면 그에 상응하는 전면 필터 피복석과 기초사석의 크기가 결정된다. 하지만 후면 피복석의 크기는 Tetrapod의 중량과 관계없이 일정하지 않아 현상태와 동일한 크기를 사용하였다. 상치 콘크리트의 폭은 고정하고 높이는 Tetrapod의 피복 두께와 동일하게 사용하였다. 또한 현상태의 월과량을 초과하지 않도록 구조물의 최소 마루높이는 시공된 높이로 고정하였다. Tetrapod, 필터 사석, 기초사석 그리고 상치 콘크리트의 부피를 계산하여 초기 공사비를 산정하였는데 특히 Tetrapod는 0.5의 공극률을 적용하였다. 초기 공사비가

계산되고 나면 <표 3.8.6>과 <표 3.8.7>의 각 설계변수의 통계적 특성에 따라 난수를 추출하여 피해도를 계산하고 피해도가 사용한계상태 이상일 때 복구비용과 평균 발생횟수를 각각 산정한다(<그림 3.8.5>). 식 (3.8.5)의 사용연수 동안의 전체 비용이 최소가 될 때 최적 재현기간 혹은 최적설계중량을 결정한다. 본 연구의 비용 최적설계는 구조물의 파괴시 재건설을 하지 않는 것을 가정하였고 피해 복구에 의해 구조물의 기능을 회복시킨다. 또한 인명 피해와 관련된 손실과 사용연수가 끝난 구조물의 폐기 비용은 고려하지 않았다.



<그림 3.8.5> 경사식 방파제의 비용최적설계의 계산 흐름도 (• 난수 추출)

<표 3.8.8>은 비용 최적설계에 의해 계산된 최적 재현기간(혹은 최적설계중량)과 사용년수 동안의 각 한계상태의 평균 발생횟수이다 속초항에서 항만 운영 중단 비용의 고려 유무 및 실질이자율에 상관없이 최적 재현기간이 50년에서 결정되었다. 실질이자율 2~5%에서 삼천포항과 제주항의 최적 재현기간은 50년이며 묵호항은 100년을 나타내었다. 실질이자율에 의한 최적 재현기간의 변화가 크지 않은 것을 볼 수 있다. 하지만 Burcharth and Sorensen(2005)은 실질이자율이 증가할수록 최적 재현기간이 작아지는 결과를 제시하였다. Burcharth and Sorensen은 피복재의 규격에 상관없이 동일한 공사비를 사용한 반면 본 연구에서는 <표 3.8.4>와 같이 피복재 규격이 작을수록 큰 공사비를 사용하였기 때문에 이런 차이가 발생한다 동일한 공사비를 사용한 경우에 실질이자율이 증가할수록 최적 재현기간이 작아진다 실질이자율이 증가할수록 현재 돈의 가치가 증대되어 미래의 복구비용이 줄어들기 때문에 보다 많은 복구가 발생하는 방향으로 최적 재현기간이 이동하기 때문이다 그러나 Tetrapod는 규격이 작아질수록 단위 공사비가 증가하기 때문에 실질이자율이 증가하더라도 복구비용이 크게 줄어들지 않아 최적 재현기간의 변화가 작은 것이다.

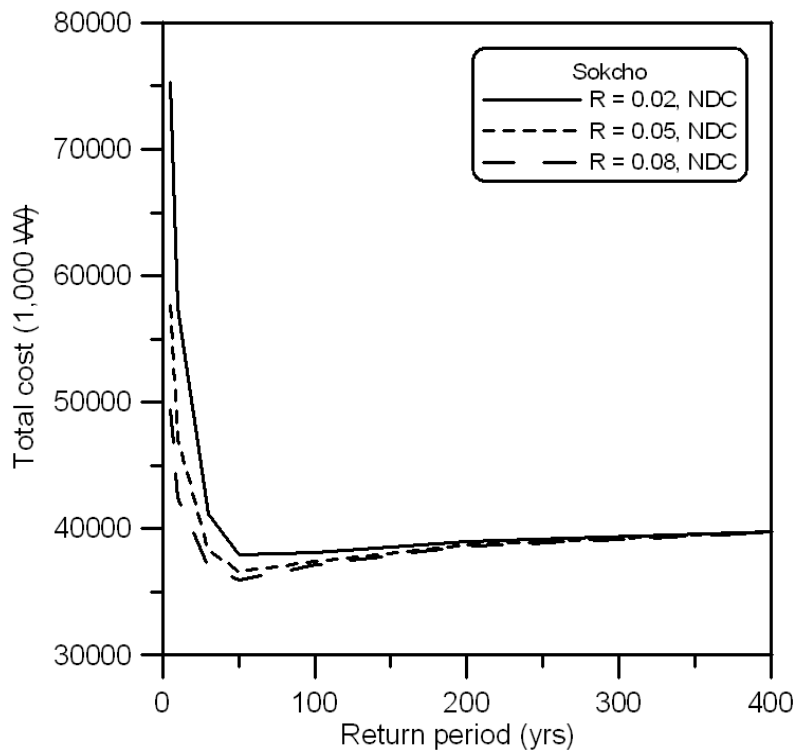
<그림 3.8.6>은 속초항의 재현기간에 따른 전체 비용을 나타낸 것이다. 최적 재현기간은 실질이자율에 관계없이 모두 50년이며 이때 파괴확률은 75%이다. <그림 3.8.7>은 삼천포항의 최적 재현기간을 나타내며 실질이자율이 2%, 5%일 때 50년에서 최적 재현기간을 보이고 8%일 때 30년으로 이동되었다. 최적 재현기간 50년에서 파괴확률은 속초항과 동일하게 75%이다. <그림 3.8.6>과 <그림 3.8.7>은 최적 재현기간 이후의 경사가 상당히 완만한 것을 볼 수 있다. 그림 8.8은 제주항의 재현기간에 따른 전체 비용이며 최적 재현기간이 다른 항만과 다르게 50년에서 다소 뚜렷하게 관찰된다. <그림 3.8.9>는 묵호항의 경우이며 실질이자율에 상관없이 최적 재현기간이 50년에서 100년 사이에 분포한다. 최적 재현기간이 50년과 100년 일 때 파괴확률은 각각 71%와 약 50%로 나머지 3개 항만보다 약간 작다. 본 연구에서 사용한 4개 항만에서 실질이자율의 변동에 따른 최적 재현기간이 50년에서 가장 많이 발견되었고 전체적으로는 50년에서 100년 사이에 최적 재현기간이 분포한다. 따라서 비용 최적설계를 고려한 목표파괴확률은 다음과 같이 상한과 하한으로 표현된다.

$$50\% \leq P_f(T=50 \text{ yrs}) \leq 75\% \quad (3.8.13)$$

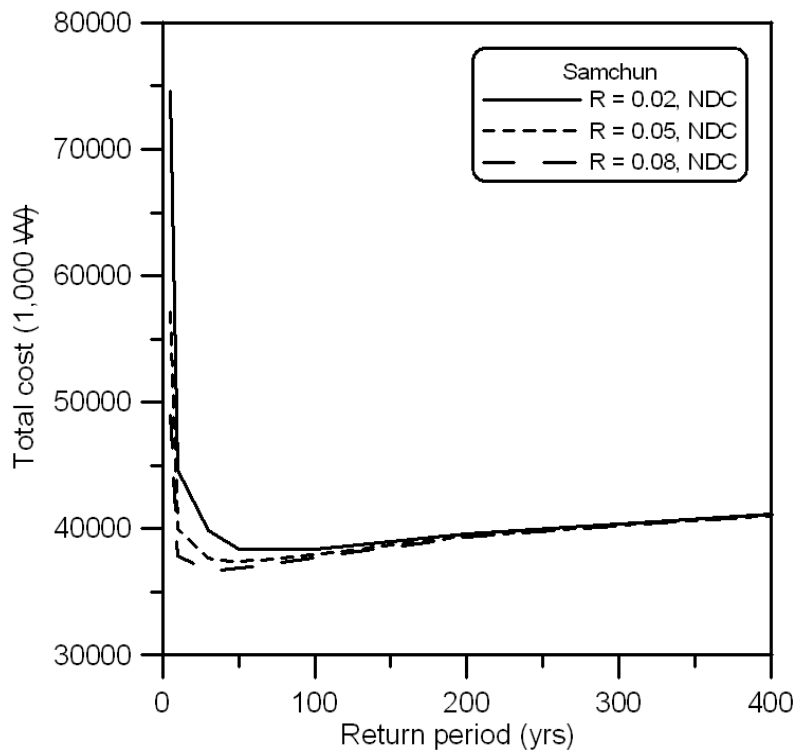
비용 최적화 기법에 의한 목표과괴확률은 위 식의 하한 값에 해당하는 50%를 제안한다. 비용 최적화에 의한 목표과괴확률은 경제적으로 중요한 구조물에 적용할 수 있는 기준으로 사용할 수 있다.

<표 3.8.8> Tetrapod로 피복된 경사제의 비용최적설계

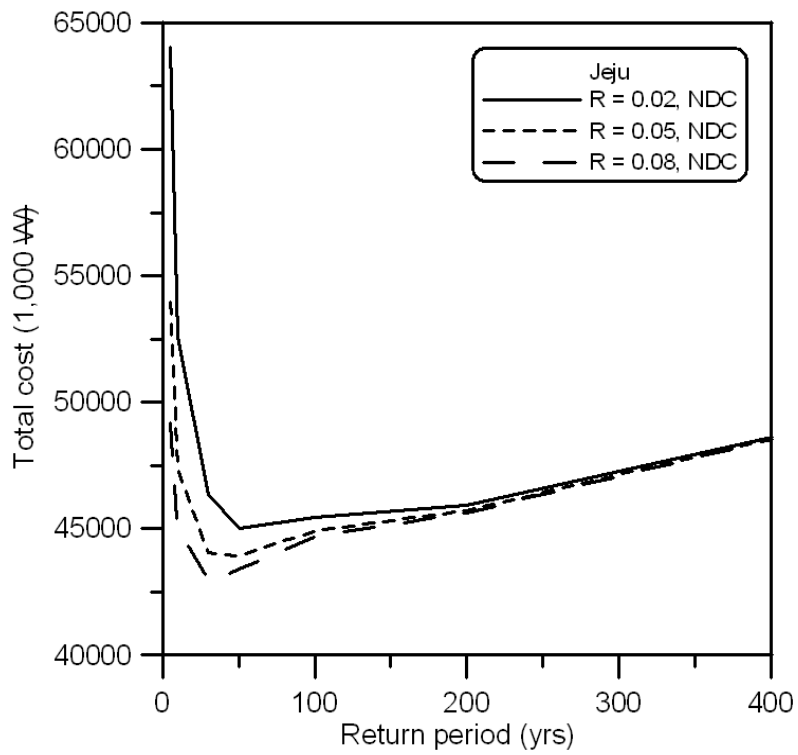
항만	실질이자율 (%)	항만운영 중단비용	최적 설계			사용년수 동안의 평균발생율 ($=N_e$)			전체비용 (1,000 원/m)
			최적 재현기간	H_s^R (m)	최적 중량 $W(t)$	SLS Eq.(3.8.7)	RLS Eq.(3.8.8)	ULS Eq.(3.8.9)	
속초항	2	None	50	6.49	20	0.63	0.05	0.03	36,049
	5		50	6.49	20	0.63	0.05	0.03	35,462
	8		50	6.49	20	0.63	0.05	0.03	35,180
	2	Included	50	6.49	20	0.63	0.05	0.03	37,936
	5		50	6.49	20	0.63	0.05	0.03	36,607
	8		50	6.49	20	0.63	0.05	0.03	35,950
삼천포항	2	Included	50	5.39	16	0.61	0.04	0.02	38,358
	5		50	5.39	16	0.61	0.04	0.02	37,358
	8		30	5.11	12.5	1.19	0.09	0.06	36,601
제주항	2	Included	50	5.99	25	0.62	0.04	0.02	45,012
	5		50	5.99	25	0.62	0.04	0.02	43,933
	8		30	5.68	20	1.18	0.09	0.05	42,947
북호항	2	Included	100	6.69	20	0.30	0.01	0.002	25,351
	5		100	6.69	20	0.30	0.01	0.002	25,073
	8		50	6.09	16	0.61	0.03	0.01	24,947



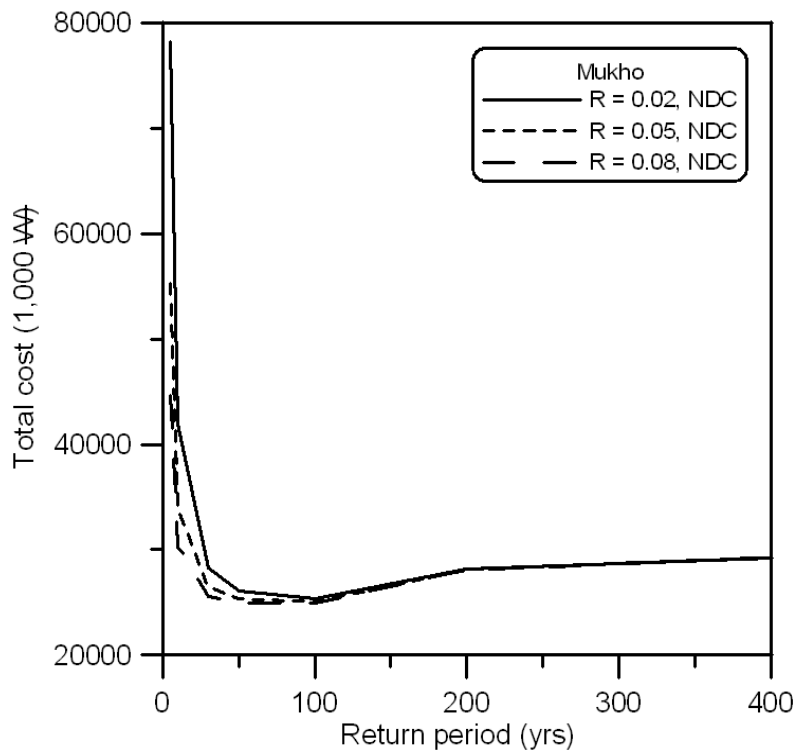
<그림 3.8.6> 재현기간에 따른 전체 비용 (속초항)



<그림 3.8.7> 재현기간에 따른 전체 비용 (삼천포항)



<그림 3.8.8> 재현기간에 따른 전체 비용 (제주항)



<그림 3.8.9> 재현기간에 따른 전체 비용 (목호항)

다. 목표파괴확률의 결정

<표 3.8.9>는 최종적으로 산정된 구조물의 중요도에 따른 경사식 방파제의 목표파괴확률이다. 현행 설계법인 안전율 1.0에 상응하는 목표파괴확률 60%는 경제적 및 환경적 중요도가 보통인 구조물에 적용할 수 있다 한편, 비용최적설계를 통해 산정된 목표파괴확률 50%는 식 (3.8.13)의 하한 값을 선택하였으며 경제적 측면에서 중요도가 높은 구조물의 설계 기준으로 적합하다 끝으로 기존 구조물의 신뢰성 해석에서 산정된 목표파괴확률 40%는 경제적 및 환경적 중요도가 모두 높은 구조물에 적용한다.

<표 3.8.9> 구조물의 사용년수 50년에 대한 초기한계상태의 목표파괴확률

안전 등급	구조물의 중요도	목표파괴확률	비고(산출근거)
1	경제적 중요도: 높음 환경적 중요도: 높은	40 %	기존 구조물의 파괴확률의 평균
2	경제적 중요도: 높음 환경적 중요도: 보통	50 %	비용최적화 기법
3	경제적 중요도: 보통 환경적 중요도: 보통	60 %	SF = 1.0

2. 직립제 케이슨의 활동

가. 신뢰지수 모형

물리적으로 하중이 저항을 초과할 때 파괴가 발생하며 저항 R 과 하중 S 의 차를 신뢰함수로 정의한다. 따라서 파괴의 수학적 정의는 신뢰함수가 음수인 경우이다. 신뢰성 이론에 의하여 파괴가 발생할 수 있는 가능성 즉, 파괴확률을 정량적으로 산정하기 위해서는 저항과 하중을 모두 임의의 분포함수를 갖는 확률변수로 고려하여야 한다.

먼저 저항과 하중이 모두 정규분포를 따른다는 가정을 하게 되면 다음 식(3.8.14)와 같은 신뢰지수 β 를 얻을 수 있다(이, 2007a).

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.8.14)$$

여기서 μ_R 과 μ_S 는 각각 저항과 하중의 평균이고 σ_R^2 과 σ_S^2 은 각각 저항과 하중의 분산이다. 식 (3.8.14)을 다음 식 (3.8.15)에 대입하면 하중이 저항을 초과할 가능성이 파괴확률, P_f 을 얻을 수 있다.

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.8.15)$$

여기서 $\Phi(x)$ 는 표준정규분포의 누가분포함수이다 식 (3.8.15)는 파괴확률과 신뢰지수를 연결해주는 함수로서 신뢰지수가 커질수록 파괴확률은 감소하는 특성을 가지고 있다. 따라서 식 (3.8.14)을 정리하면 다음 식 (3.8.16)을 얻을 수 있다(Madsen et al., 1986).

$$\beta = \frac{f_C - 1}{\sqrt{f_C^2 V_R^2 + V_S^2}} \quad (3.8.16)$$

여기서 $f_C = \mu_R / \mu_S$ 로 결정론적 설계법의 안전율, 엄밀하게 정의하면 중앙안전율

(central safety factor)에 해당한다. 또한 V_R 과 V_S 는 각각 저항과 하중의 변동계수이다. 식 (3.8.16)은 결정론적 설계법에서 사용되는 안전율과 신뢰성 설계법에서 사용되는 신뢰지수를 직접적으로 연결시켜주는 중요한 함수이다 따라서 과거 결정론적 설계법으로 설계된 항만 구조물의 안전율에 대한 자료를 식 (3.8.16)에 대입하게 되면 신뢰지수를 산정할 수 있고, 또한 식 (3.8.15)에 의하여 파괴확률도 얻을 수 있다. 그러나 이상의 결과는 저항과 하중이 모두 정규분포를 따른다는 가정하에 수학적으로 유도되었다. 따라서 저항과 하중의 분포가 정규분포가 아닌 경우에는 적용할 수 없다.

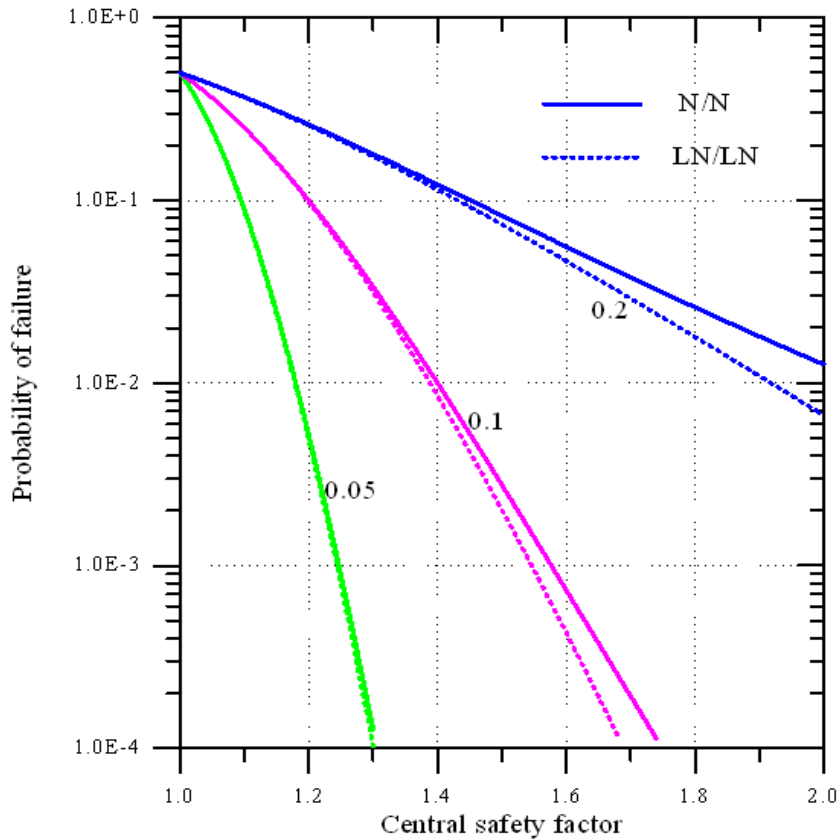
한편 식 (3.8.16)과 같이 순수하게 수학적으로 신뢰지수를 산정할 수 있는 다른 경우는 저항과 하중이 모두 대수정규분포를 따를 때이다 동일한 수학적 전개과정을 거치면 다음 식 (3.8.17)을 쉽게 얻을 수 있다.

$$\beta = \frac{\ln\left(f_c \sqrt{\frac{1+V_S^2}{1+V_R^2}}\right)}{\ln\{(1+V_R^2)(1+V_S^2)\}} \quad (3.8.17)$$

따라서 식 (3.8.16)과 마찬가지로 과거 결정론적 설계법으로 설계된 항만 구조물의 안전율에 대한 자료를 식 (3.8.17)에 대입하게 되면 신뢰지수와 파괴확률을 산정할 수 있다. 그러나 식 (3.8.17)은 저항과 하중의 분포가 대수정규분포가 아닌 경우에는 적용할 수 없다.

비록 분포함수에 대한 제약성이 내포되었지만 결정론적 설계법에서 사용되는 안전율과 신뢰성 설계법에서 사용되는 신뢰지수를 직접적으로 연결시켜 줄 수 있는 관계식을 수립하였다. 먼저 분포함수 및 불확실성에 따른 영향을 살펴보기 위하여 식 (3.8.16)과 식 (3.8.17)을 이용하여 산정한 안전율에 따른 파괴확률을 <그림 3.8.10>에 제시하였다. 그림에서 볼 수 있듯이 동일한 안전율에서도 확률변수의 불확실성이 커짐에 따라 파괴확률이 커짐을 쉽게 알 수 있다. 또한 확률변수의 불확실성이 작은 경우에는 분포함수에 따른 파괴확률의 차이가 거의 없으나 불확실성이 커짐에 따라 안전율이 큰 영역에서 분포함수의 영향이 발생되고 있다 이는 목표파괴확률을 산정할 때 확률변수의 분포함수와 불확실성에 대한 정확한 고려가 필요하다는 의미이다 이와 더불어 목표파괴확률을 산정할 때 반드시 고려되어야 할 다른 중요한 점은 비록 동일한 형식의 항만 구조물이라도 과거 결정론적 설계법으로 설계된 구조물의 안전율이 일정한 범위에서 각기 다르게 거동한다는 사실이다 즉, 안전율이 하나의 확

정치가 아닌 확률변수로 고려되어야한다는 사실이다



<그림 3.8.10> Probability of failure with respect to central safety factor evaluated by Eq. (3.8.16) and Eq. (3.8.17) for several uncertainties

나. Chebyshev 부등식 모형

결정론적 설계법에서 사용되는 안전율과 신뢰성 설계법에서 사용되는 신뢰지수를 양함수적으로 직접 연결시켜주는 함수식을 수립하였다. 그러나 분포함수를 어떻게 가정하느냐에 따라 그 결과가 달라진다. 따라서 본 절에서는 분포함수에 대한 제약성을 해결할 수 있는 모형을 수립하고자 한다. 즉, 확률변수의 분포형을 가정하지 않고 모수, 평균과 분산만을 이용하여 목표파괴확률을 산정하고자 한다

어떤 확률변수 X 의 평균과 분산이 각각 μ , σ^2 이라면 임의의 양수 ϵ 에 대하여 다음 식 (3.8.18)과 같은 Chebyshev 부등식을 정의할 수 있다.

$$P(|X - \mu| \geq \epsilon) \leq \frac{\sigma^2}{\epsilon^2} \quad (3.8.18)$$

식 (3.8.18)은 분포형에 상관없이 임의로 확률변수 하나를 선택하였을 때 선택된 값이 $\mu - \epsilon$ 과 $\mu + \epsilon$ 사이를 벗어날 확률을 정의하는 식이다 앞에서 안전율을 확정치가 아닌 확률변수로 고려해야한다는 사실을 언급한바 있다 따라서 식 (3.8.18)에서 정의된 확률변수를 안전율 $n = R/S$ 이라고 생각하면 식 (3.8.18)은 다음 식 (3.8.19)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P(|n - a| \leq \epsilon) \geq 1 - \frac{1}{\epsilon^2} E[(n - a)^2] \quad (3.8.19)$$

여기서 $a = k\mu_n$, k 는 임의의 상수, μ_n 는 안전율의 평균이다 따라서 $n \geq 1.0$ 의 조건을 이용하면 다음 식 (3.8.20)을 얻을 수 있다(Kapur and Lamberson, 1977).

$$P_f \leq \frac{\mu_n^2 \{(1 - k^*)^2 + V_n^2\}}{(k^* \mu_n - 1)^2} \quad (3.8.20)$$

여기서 $k^* = \{\mu_n(V_n^2 + 1) - 1\} / (\mu_n - 1)$ 이고, V_n 은 안전율의 변동계수이다 따라서 안전율에 대한 통계적 특성만 알면 파괴확률의 상한치를 산정할 수 있다 즉, 식 (3.8.20)의 우변에 있는 값보다 파괴확률이 작아야 하기 때문에 우변의 값을 목표파괴확률로 정의할 수 있다.

한편 식 (3.8.20)로부터 목표파괴확률을 정의하기 위해서는 안전율의 평균과 변동계수를 과거의 자료에 기초하여 산정하여야 한다 수학적으로 유도된 안전율의 평균과 변동계수를 다음 식 (3.8.21)과 식 (3.8.22)에 제시하였다. 식 (3.8.21)의 결과는 1차항까지만 고려한 결과이고, 식 (3.8.22)은 고차항까지 고려한 결과이다.

$$\mu_n = \frac{\mu_R}{\mu_S} = f_C \quad (3.8.21a)$$

$$V_n^2 = V_R^2 + V_S^2 \quad (3.8.21b)$$

$$\mu_n = f_C(1 + V_S^2) \quad (3.8.22a)$$

$$V_n^2 = \frac{(1 + V_R^2)(1 + 3V_S^2) - (1 + V_S^2)^2}{(1 + V_S^2)^2} \quad (3.8.22b)$$

따라서 식 (3.8.21)이나 식 (3.8.22)을 식 (3.8.20)에 대입하면 분포함수의 형식에 상관없이 각 확률변수의 불확실성에 따라 목표파괴확률을 산정할 수 있다

한편 식 (3.8.19)~식 (3.8.22)의 결과는 저항과 하중의 비로 정의되는 안전율의 개념 하에서 유도된 식이다. 따라서 이하에서는 저항과 하중의 차로 정의되는 신뢰함수 $z = R - S$ 를 확률변수로 고려하였을 때의 결과에 대하여 제시하였다 안전율을 확률변수로 고려하였을 때와는 다르게 $z \geq 0$ 인 조건을 이용하여 수학적 전개과정을 거치면 다음 식 (3.8.23)을 얻을 수 있다(Hoshitani and Ishii, 1986).

$$P_f \leq \frac{V_R^2 f_C^2 + V_S^2}{(f_C - 1)^2 + V_R^2 f_C^2 + V_S^2} \quad (3.8.23)$$

식 (3.8.23)도 식 (3.8.20)과 동일하게 분포함수의 형식에 상관없이 각 확률변수의 불확실성에 따라 목표파괴확률을 산정할 수 있는 식이다 그러나 식 (3.8.20)은 안전율을 확률변수로 고려하여 유도된 식이고 식 (3.8.23)은 신뢰함수를 확률변수로 고려하여 유도되었다는 점이 다르다

다. 직립 방파제의 활동에 대한 적용

결정론적 설계법으로 설계된 직립 방파제의 활동에 대한 중앙안전율의 통계적 자료를 앞에서 유도한 식들에 대입하여 직접 해석하기 전에 식 (3.8.16)과 식 (3.8.17)에 대한 검증을 먼저 수행하였다. 검증방법은 식 (3.8.16)과 식 (3.8.17)을 이용하여 목표파괴확률에 따라 안전율을 직접적으로 산정하는 방법과 신뢰성 해석에서 목표파괴확률에 해당하는 부부안전계수를 산정하여 비교 평가하는 방법으로 수행하였다

먼저 식 (3.8.16)과 식 (3.8.17)을 재정리하면 목표파괴확률의 함수로 안전율을 산정할 수 있는 다음 식 (3.8.24)와 식 (3.8.25)을 얻을 수 있다.

$$f_C = \frac{1 + \beta_T \sqrt{V_R^2 + V_S^2 - \beta_T^2 V_R^2 V_S^2}}{1 - \beta_T^2 V_R^2} \quad (3.8.24)$$

$$f_C = \sqrt{\frac{1 + V_R^2}{1 + V_S^2}} e^{\beta_T \sqrt{\ln[(1 + V_R^2)(1 + V_S^2)]}} \quad (3.8.25)$$

여기서 β_T 는 목표신뢰지수이며 식 (3.8.24)는 저항과 하중이 모두 정규분포를 따르는 경우이고, 식 (3.8.25)는 대수정규분포를 따르는 경우이다. 따라서 식 (3.8.24)과 식 (3.8.25)를 이용하면 목표수준에 따른 안전율을 쉽게 산정할 수 있다.

한편 신뢰성 해석으로부터 산정되는 저항과 하중에 대한 부분안전계수를 이용하면 결정론적 설계법에서 사용하고 있는 안전율과 동일한 형식으로 표현할 수 있다. 앞에서 언급되었듯이 비교를 목적으로 하기 때문에 본 연구에서는 다음 식(3.8.26)과 같이 부분안전계수를 정의하였다(이, 2007b).

$$\frac{R_C}{\Theta_R} = S_C \Theta_S \quad (3.8.26)$$

여기서 R_C 와 S_C 는 각각 저항과 하중의 특성값이고 Θ_R 과 Θ_S 는 각각 저항과 하중의 부분안전계수이다. 식 (3.8.26)은 설계점에서의 신뢰함수가 영이라는 개념과 설계점의 값을 각 확률변수의 특성값과 부분안전계수의 함수로 나타낸 식이다. 따라서 각 확률변수의 특성값을 평균으로 대치하고 식 (3.8.26)을 정리하면 다음 식 (3.8.27)을 얻을 수 있다.

$$f_C = \Theta_R \Theta_S \quad (3.8.27)$$

쉽게 알 수 있듯이 식 (3.8.27)은 식 (3.8.16)에서 정의한 안전율과 동일하다. 따라서 각각의 부분안전계수를 신뢰성 해석으로 목표수준에 따라 산정하여 식(3.8.24) 및 식 (3.8.25)와 비교 평가하면 된다.

먼저 정규분포를 따르는 경우의 수학적으로 유도한 저항과 하중에 대한 부분안전계수는 다음 식 (3.8.28)과 같이 정의된다.

$$(\Theta_R)_N = \frac{1}{1 - (a_R)_N \beta_T V_R} \quad (3.8.28a)$$

$$(\Theta_S)_N = 1 - (a_S)_N \beta_T V_S \quad (3.8.28b)$$

여기서 $(a_R)_N$ 과 $(a_S)_N$ 은 각각 저항과 하중에 대한 영향계수로 파괴에 미치는 각 확률변수의 영향의 정도를 나타내며 다음 식 (3.8.29)와 같이 정의된다.

$$(\alpha_R)_N = \frac{V_R}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2 / f_C^2}} \quad (3.8.29a)$$

$$(\alpha_S)_N = -\frac{V_S}{\sqrt{f_C^2 V_R^2 + V_S^2}} \quad (3.8.29b)$$

한편 대수정규분포를 따르는 경우도 동일한 개념하에 수학적으로 저항과 하중에 대한 부분안전계수를 유도할 수 있다. 저항과 하중에 대한 각각의 부분안전계수를 다음 식 (3.8.30)에 제시하였다.

$$(\Theta_R)_{LN} = \frac{\sqrt{1 + V_R^2}}{e^{-(\alpha_R)_{LN} \beta_T \sqrt{\ln(1 + V_R^2)}}} \quad (3.8.30a)$$

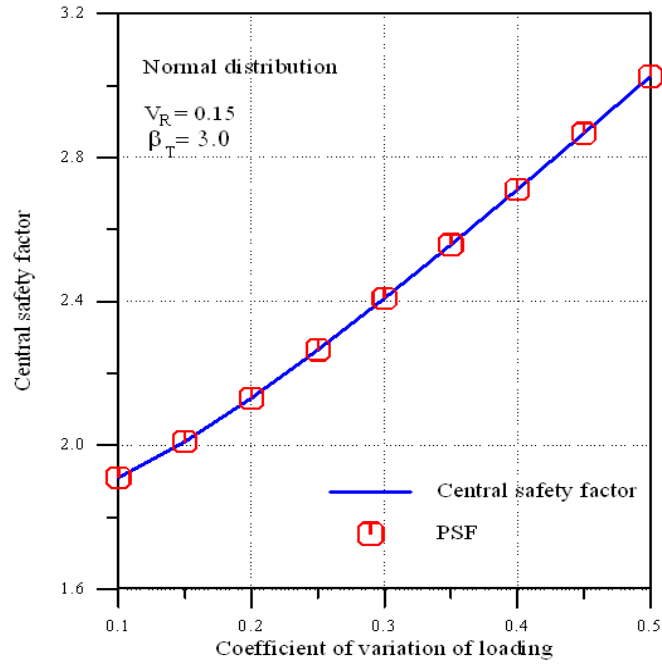
$$(\Theta_S)_{LN} = \frac{e^{-(\alpha_S)_{LN} \beta_T \sqrt{\ln(1 + V_S^2)}}}{\sqrt{1 + V_S^2}} \quad (3.8.30b)$$

과괴에 미치는 확률변수의 영향의 정도를 나타내는 영향계수 $(\alpha_R)_{LN}$ 과 $(\alpha_S)_{LN}$ 은 다음 식 (3.8.31)과 같이 정의된다.

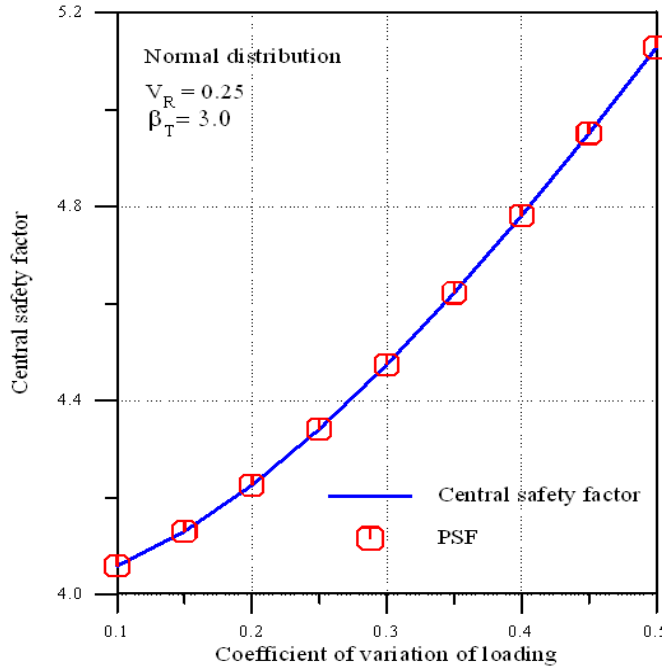
$$(\alpha_R)_{LN} = \frac{\sqrt{\ln(1 + V_R^2)}}{\sqrt{\ln[(1 + V_R^2)(1 + V_S^2)]}} \quad (3.8.31a)$$

$$(\alpha_S)_{LN} = -\frac{\sqrt{\ln(1 + V_S^2)}}{\sqrt{\ln[(1 + V_R^2)(1 + V_S^2)]}} \quad (3.8.31b)$$

이상과 같이 저항과 하중의 불확실성 및 목표과괴수준에 따라 안전율을 산정할 수 있는 두 가지 방법이 수립되었다. 먼저 하중의 불확실성에 따라 식 (3.8.24)에 의하여 산정된 안전율과 식 (3.8.27)과 (3.8.28)를 이용하여 산정된 안전율을 <그림 3.8.11>에 제시하였다.

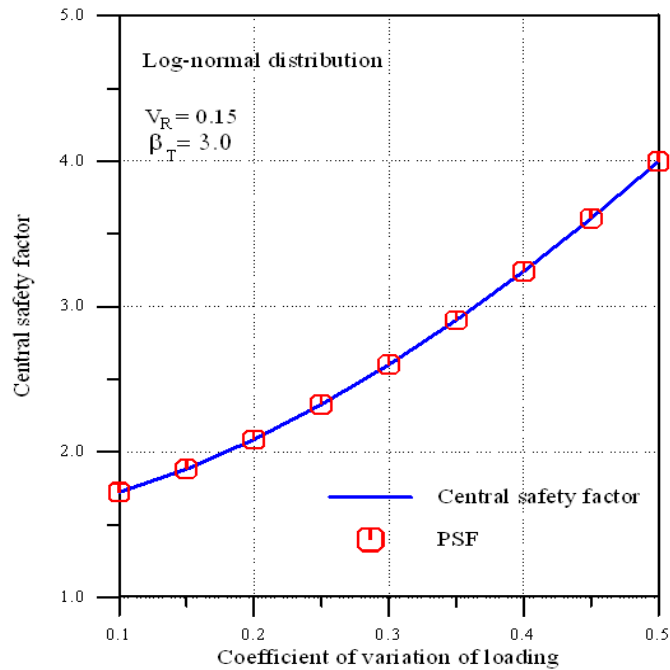


<그림 3.8.11(a)> Central safety factor with respect to coefficient of variation of loading evaluated by Eq. (3.8.24) and Eq. (3.8.28) for $V_R = 0.15$, $\beta_T = 3.0$

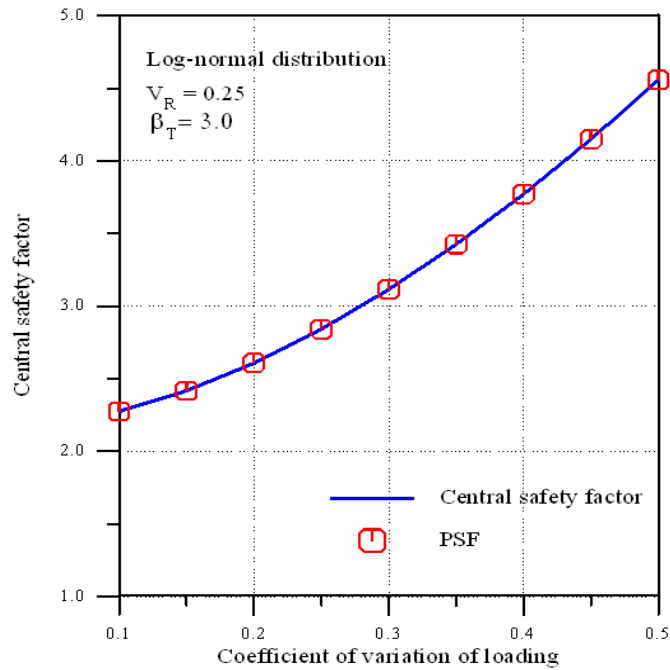


<그림 3.8.11(b)> Central safety factor with respect to coefficient of variation of loading evaluated by Eq. (3.8.24) and Eq. (3.8.28) for $V_R = 0.25$, $\beta_T = 3.0$

목표파괴수준은 $\beta_T=3.0$ 으로 동일하지만 저항의 불확실성을 다르게 하였다. 그림에서 볼 수 있듯이 식 (3.8.24)에 의하여 산정된 결과와 부분안전계수를 이용하여 산정된 결과가 잘 일치하고 있다. 다음으로 대수정규분포에 대한 식 (3.8.25)에 의하여 산정된 결과와 식 (3.8.30)을 이용하여 산정된 결과를 <그림 3.8.12>에 제시하였다. <그림 3.8.11(b)>과 동일한 조건에 대하여 하중의 불확실성에 따라 안전율을 비교하였는데 두 결과가 매우 잘 일치하고 있다. 따라서 과거 결정론적 설계법으로 설계된 항만 구조물의 안전율에 대한 많은 자료를 확보할 수 있다면 그에 대한 통계적 특성들을 이용하여 식 (3.8.16)과 식 (3.8.17)로부터 동일 형식, 동일 파괴모드에 대한 목표 파괴수준을 산정할 수 있다.



<그림 3.8.12(a)> Central safety factor with respect to coefficient of variation of loading evaluated by Eq. (3.8.25) and Eq. (3.8.30) for $V_R=0.15$, $\beta_T=3.0$



<그림 3.8.12(b)> Central safety factor with respect to coefficient of variation of loading evaluated by Eq. (3.8.25) and Eq. (3.8.30) for $V_R = 0.25$, $\beta_T = 3.0$

이하에서는 과거 결정론적 설계법으로 설계된 직립 방파제의 활동 파괴모드에 대한 안전율 자료를 수집하여 그 확률적 특성을 직접 대입하는 Monte-Carlo Simulation(MCS) 기법을 사용하여 목표파괴수준을 산정하였다 먼저 과거 안전율에 대한 자료를 확률변수로 고려하여 확률적 · 통계적 분석을 실시하였다. 본 연구에서 사용된 자료를 <표 3.8.10>에 제시하였다(김 · 서, 2009).

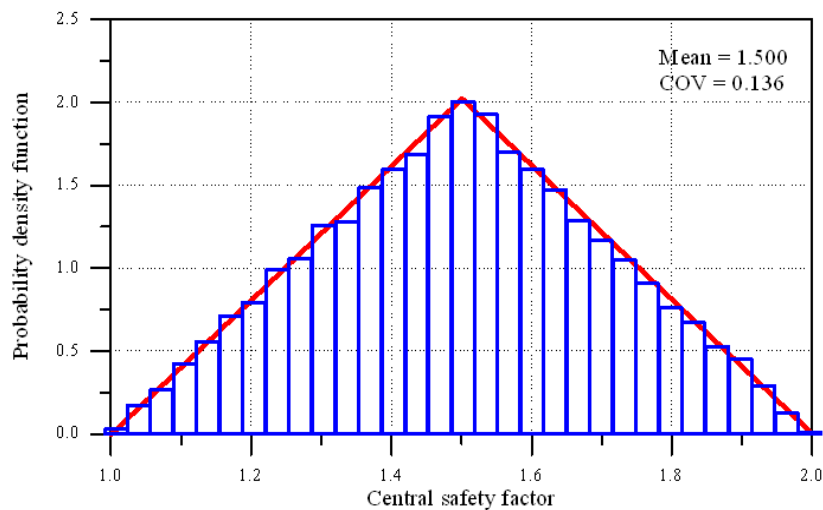
<표 3.8.10> Central safety factors of existing vertical breakwaters in Korea and Japan

Central safety factors	Korea (frequency)	Japan (frequency)	Sum (frequency)
1.2	-	3	3
1.3	4	6	10
1.4	3	6	9
1.5	1	7	8
1.6	-	3	3
1.7	-	-	-
1.8	-	2	2
1.9	2	2	4
2.0	-	2	2
Sample mean	1.47	1.50	1.49

표에서 볼 수 있듯이 한국과 일본의 대표적인 자료 41개가 해석에 사용되었다. 자료의 표본평균과 변동계수는 각각 1.5와 0.136이다. 이와 같은 통계적 특성을 확률적 특성과 결부시키기 위하여 본 연구에서는 다음 식(3.8.32)와 같은 누적분포함수를 사용하였다.

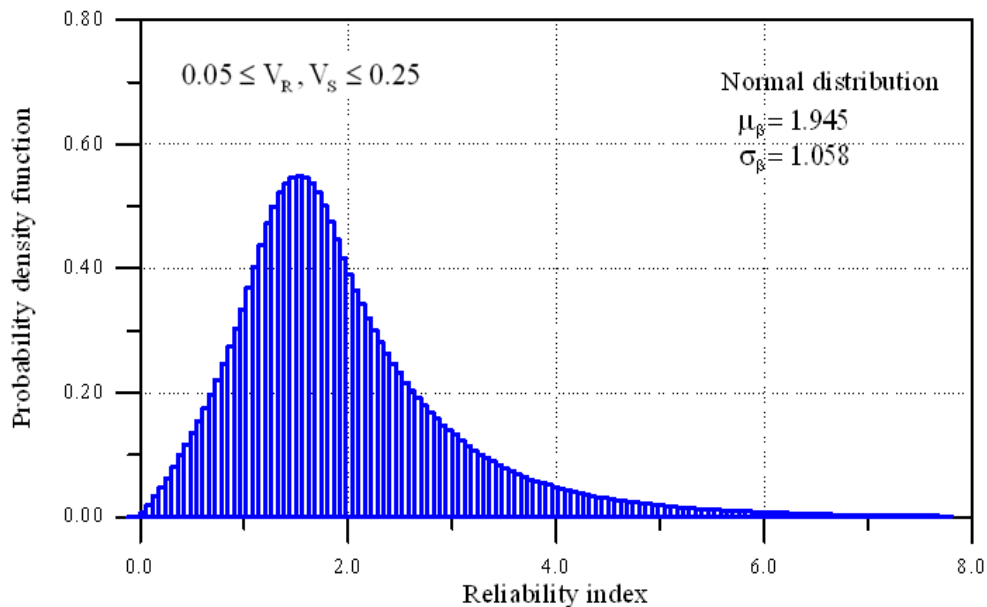
$$F(x) = \begin{cases} 2(x-1)^2, & 1.0 \leq x \leq 1.5 \\ -2(x^2 - 4x + 3.5), & 1.5 \leq x \leq 2.0 \end{cases} \quad (3.8.32)$$

식 (3.8.32)는 확률변수가 특정한 분포특성을 보이지 않으면서 일정구간에 불규칙적으로 분포하는 경우에 적용할 수 있는 방법을 이용하여 본 연구에서 유도된 함수이다. 본 연구에서는 정규분포를 포함하여 여러 분포함수들을 대상으로 모의실험을 실시하였는데, 정규분포인 경우에는 안전율이 1.0보다 작아지는 비현실적인 자료들이 생성되는 등 여러 가지 문제점들이 확인되었다 따라서 평균에서 분포함수의 모드가 형성되고 안전율이 1.0 보다 크게 생성되는 식 (3.8.32)의 삼각형 분포함수가 가장 합리적이라고 판단하였다. 이에 대한 문제는 앞으로 더 많은 자료가 확보된다면 해결될 수 있다고 생각된다. 식 (3.8.32)의 분포함수를 이용하여 MCS 기법으로 생성한 안전율의 분포함수를 <그림 3.8.13>에 제시하였다. 그림에서 실선은 식 (3.8.32)의 확률밀도함수이다. 두 결과가 매우 잘 일치하고 있어 과거 자료의 통계적 특성들이 올바르게 반영, 생성되었음을 확인할 수 있다.



<그림 3.8.13> Probability density function of central safety factor generated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.32)

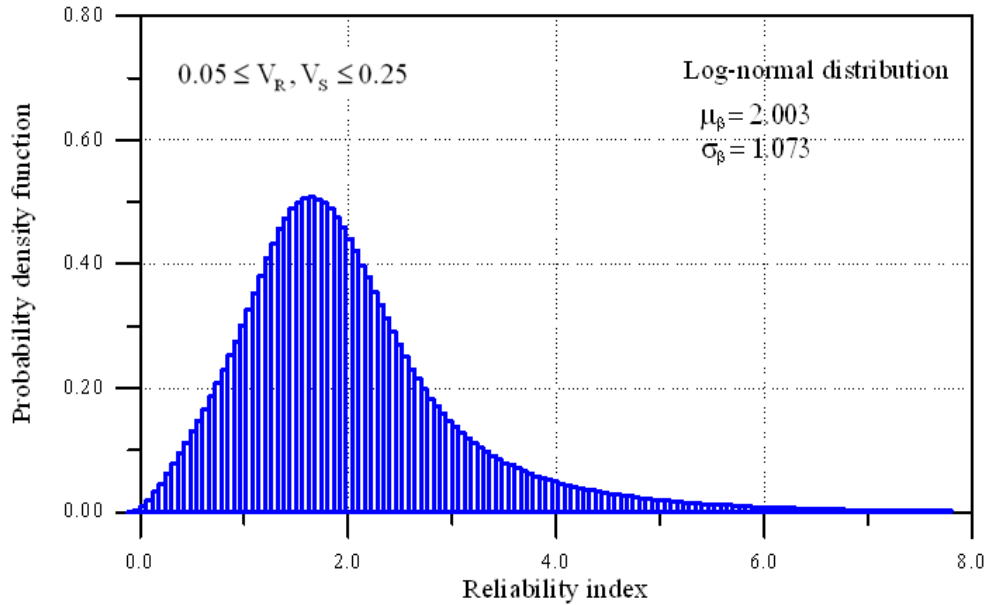
먼저 <그림 3.8.13>에 제시한 안전율의 자료를 식 (3.8.16)에 대입하여 산정한 신뢰지수의 분포함수를 <그림 3.8.14>에 제시하였다. <그림 3.8.14>의 결과는 직립 방파제의 활동에 대한 파괴모드를 기준으로 발생 가능한 모든 범위에 대하여 안전율을 적용한 것이다. 신뢰성 설계법에서 반드시 고려되어야 하는 중요한 요인 중의 하나가 저항과 하중의 불확실성 정도이다. 따라서 각 확률변수의 불확실성에 대하여도 발생 가능한 모든 범위에 대해 해석하여야 결과의 적용성이 높아질 수 있다 이를 위해 본 연구에서는 저항과 하중의 변동계수를 0.05에서 0.25($0.05 \leq V_S, V_R \leq 0.25$)까지 0.02간격으로 나누어 MCS 기법으로 반복 계산하였다. 즉, 모두 121가지의 발생 가능한 불확실성에 대하여 해석한 결과가 <그림 3.8.14>이다.



<그림 3.8.14> Probability density function of reliability index evaluated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.16)

해석에 사용된 자료는 모두 $121 \times 50,000 = 6,050,000$ 개 이다. 해석 결과에 의하면 신뢰지수의 평균은 1.945, 변동계수는 0.541이다. 다음은 동일한 과정을 거쳐 식 (3.8.17)로 부터 산정한 결과를 <그림 3.8.15>에 제시하였는데, 신뢰지수의 평균은 2.003, 변동계수는 0.536이다. <그림 3.8.14>와 <그림 3.8.15>를 비교하면 비록 다른 분포함수를 사용하여 계산된 결과이지만 신뢰지수의 전반적인 분포형태나 평균과 변동계수가 거의 일치하고 있다. 이는 앞 절에서 언급한 확률변수의 분포함수와 불확실성에 따라 다르게 산정되는 신뢰지수 적용의 한계성을 극복하였다는 것을 의미한다 따라서 결정론적 설계법으로 설계된 양질의 안전율 자료만 확보된다면 이상에서 제시된 방

법을 사용하여 확률변수들이 가질 수 있는 불확실성의 전 범위에 적용 가능한 신뢰 지수의 분포함수를 얻을 수 있다. 이는 향후 해당 구조물의 중요도 등 여러 가지 사회적 요인들을 고려하여 일정수준에서 목표파괴수준을 설정할 수 있다는 것을 의미한다.



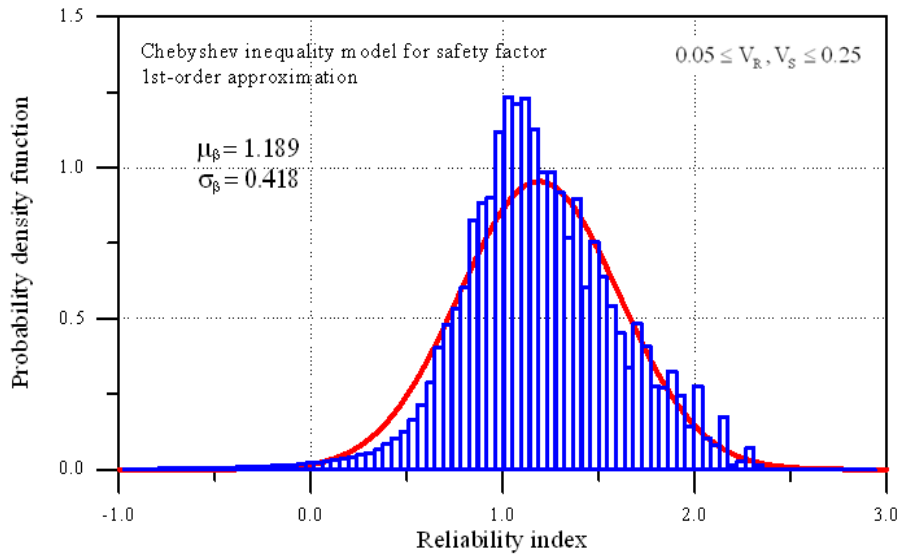
<그림 3.8.15> Probability density function of reliability index evaluated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.17)

본 연구에서는 <그림 3.8.14>와 <그림 3.8.15>의 결과를 이용하여 다음 식 (3.8.33)과 같이 직립 방과제의 활동 파괴모드에 대한 목표파괴수준 산정 방법을 제시하였다

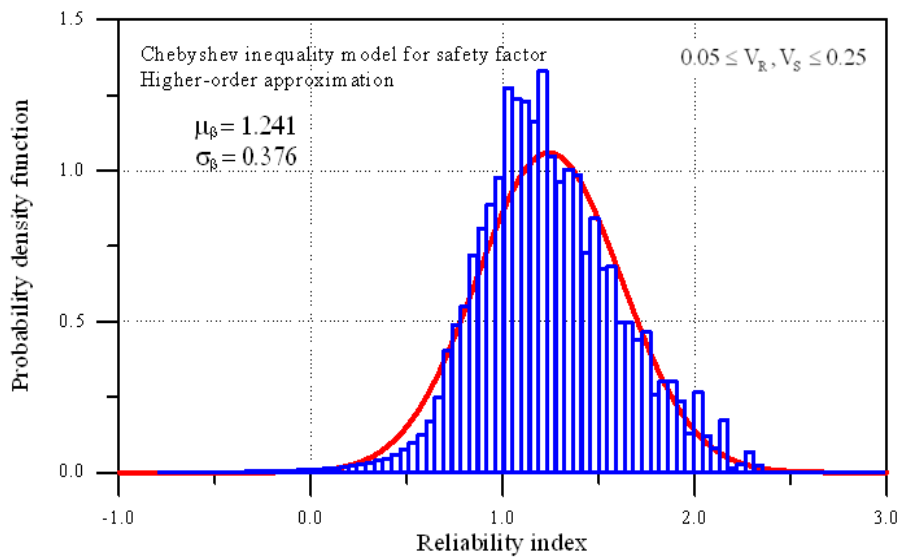
$$\beta_T = \mu_\beta + k_\alpha \sigma_\beta \quad (3.8.33)$$

여기서 k_α 는 초과확률 α 에 해당하는 확률변수의 추정량이다. 예로, 초과확률을 1/3로 설정하는 경우 분포함수를 표준정규분포로 등가화 하였을 때 $k_{1/3}=0.43$ 이 된다. 따라서 식 (3.8.16)과 식 (3.8.17)에 의하여 산정된 각각의 목표파괴수준 β_T 는 2.400와 2.464가 된다. 본 연구에서는 이를 유의목표파괴수준(significant target level of failure)이라 정의하였다.

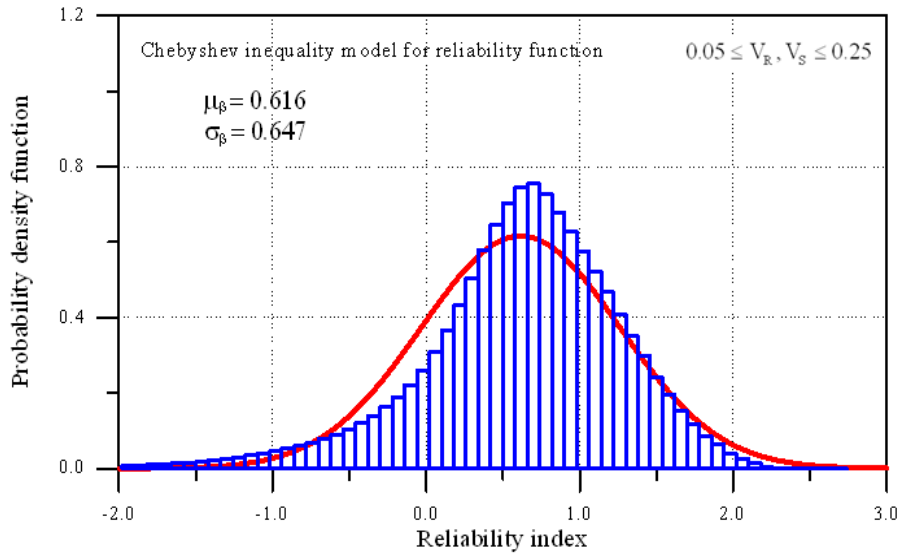
한편 식 (3.8.20)과 식 (3.8.23)에 의하여 MCS 기법으로 산정된 신뢰지수의 분포함수를 <그림 3.8.16>과 <그림 3.8.17>에 제시하였다. 먼저 <그림 3.8.16(a)>은 식 (3.8.21)을 이용하여 1차항까지만 고려하여 확률변수의 발생 가능한 전 범위의 불확실성에 대하여 해석한 결과이고 <그림 3.8.16(b)>은 식 (3.8.22)을 이용하여 고차항까지 고려하여 해석한 결과이다. 두 그림을 비교해 보면 약간 다른 평균과 변동계수를 보이나 전반적으로 신뢰지수의 분포특성은 유사하다



<그림 3.8.16(a)> Probability density function of reliability index evaluated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.20) and Eq. (3.8.21)



<그림 3.8.16(b)> Probability density function of reliability index evaluated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.20) and Eq. (3.8.22)



<그림 3.8.17> Probability density function of reliability index evaluated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.8.23)

식 (3.8.20)에서 언급하였듯이 <그림 3.8.16>과 <그림 3.8.17>의 결과에서는 신뢰지수의 평균과 변동계수가 중요한 것이 아니고 발생 가능한 범위에서 파괴확률의 최소값, 즉, 신뢰지수의 최대값이 중요하다. 따라서 과거 자료에 기초하여 사용되어진 안전율의 입력조건과 확률변수의 발생 가능한 전 범위의 불확실성에 대하여 산정된 신뢰지수의 최대값이 목표파괴수준으로 정의된다 이와 같은 개념하에서 산정된 목표파괴수준을 <표 3.8.11>에 제시하였다. 앞에서 산정된 유의목표파괴수준도 비교를 목적으로 함께 제시하였는데 모든 모형에서 유사한 수준의 결과를 나타내고 있다 이는 최근 일본에서 제시한 목표신뢰지수 2.4와 약간의 차이를 보이지만 거의 유사한 결과이다. 앞으로 과거 결정론적 설계법으로 설계된 안전율에 대한 더 많은 자료가 확보된다면 한국 실정에 맞는 정확한 목표파괴수준을 결정할 수 있다

<표 3.8.11> Target reliability index evaluated by the present study

Reliability index model*)		Chebyshev model		
Normal distribution	Log-normal distribution	Safety factor model		Reliability function model
		First-order model	Higher-order model	
2.400	2.464	2.332	2.332	2.260

* Significant reliability index

제 9 절 부분안전계수 산정

1. 경사제의 피복재

가. 부분안전계수 산정 과정

<표 3.9.1>은 경사제 피복재의 부분안전계수 산정 과정을 보여주고 있다 1 단계에서는 피복재의 파괴모드에 대한 한계상태함수를 결정하는데 본 연구에서는 피복재 파괴모드 중에서 가장 중요한 침식 및 이탈 파괴에 대한 한계상태함수를 산정하였다. 2단계는 부분안전계수를 고려한 설계 방정식을 유도한다 여기서 부분안전계수는 하중과 저항을 대표하는 각각의 안전계수로 표현된다. 3단계는 한계상태함수 및 설계 방정식에서 고려된 모든 설계변수에 대한 통계적 특성치를 산정해야 한다. 저항과 관련된 변수는 대부분 정규분포로 가정되며 하중 변수인 파고는 비정규분포인 Weibull 분포 혹은 Gumbel 분포로 고려된다. 해양연구원 (2005)이 심해파고의 분포로 Weibull 분포를 제안하였으므로 본 연구에서는 파고 분포로 Weibull 분포를 사용하였다. 4 단계는 3장 8절에서 이미 계산된 목표파괴확률을 사용한다 5 단계는 파고 분포인 Weibull 분포의 형상 매개변수 k 의 범위를 구분하였다. 왜냐하면 형상 매개변수에 따라 파고의 MPFP (Most Probable Failure Point)가 크게 달라지기 때문이다. MPFP가 달라지면 같은 특성치(예, 평균)에서 영향계수와 부분안전계수가 다르게 산정되기 때문에 형상 매개변수의 범위를 여러 가지 연구 자료를 사용하여 추정하였다(Goda, 1988; 2010; Maidment, 1992). 6단계는 형상 매개변수의 범위에 따른 다양한 단면 및 파랑 조건에서 부분안전계수를 산정한다 일반적으로 저항 부분안전계수는 단면 조건에 따른 변동성이 적어 평균값을 대푯값으로 사용할 수 있지만 하중 부분안전계수는 저항 부분안전계수보다 단면 및 파랑조건에 따라 변동성이 크기 때문에 보정 단계를 거쳐야 한다. 따라서 7단계는 최적화 기법을 사용하여 대상 구조물이 목표파괴확률을 만족하도록 제약조건을 설정하여 전체안전계수를 산정한다 8단계는 7단계에서 산정한 전체안전계수를 저항 부분안전계수로 나누어 하중 부분안전계수를 최종적으로 결정한다. 마지막으로 9단계는 최종적으로 산정된 부분안전계수를 대상 구조물에 적용하여 구조물이 해당 목표파괴확률을 만족하는지 검증한다

<표 3.9.1> 부분안전계수의 산정 및 검증 과정

단계	산정 과정
1	피복재 파괴모드에 대한 한계상태함수
2	설계 방정식 결정
3	설계변수의 통계적 특성치 산정
4	목표파괴확률의 결정
5	파고 분포인 Weibull 분포의 형상매개변수 k 의 범위 구분
6	k 범위에 따른 각 대상 구조물의 부분안전계수 산정 후 통계적 분석
7	Code calibration에 의한 전체안전계수 산정 (최적화 기법)
8	k 범위에 따른 저항 및 하중 부분안전계수 산정
9	산정된 부분안전계수의 검증

나. 부분안전계수 산정

(1) 한계상태함수, 설계 방정식, 설계 변수의 통계적 특성치 결정 (1, 2, 3단계)

국내 무역항과 연안항의 경사제는 대부분 Tetrapod로 피복되며 일부 규모가 작은 항만에서만 부분적으로 사석 피복재를 사용한다. 따라서 본 연구는 Tetrapod 피복블록의 부분안전계수를 산정한다. Tetrapod 피복블록은 일반적으로 Hudson (1959) 공식과 van der Meer (1988) 공식을 사용하여 설계한다. 다음은 두 공식의 안정식이다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (3.9.1)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(\frac{\cot \alpha}{1.5} \right)^{1/3} \left(3.75 \frac{N_{od}^{0.5}}{N_w^{0.25}} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \quad (3.9.2)$$

여기서, D_n 은 피복재의 공칭직경(피복재를 정육면체로 가정했을 경우 한 변의 길이), H_s 는 방파제 위치의 설계 유의파고, K_D 는 피복재의 종류, 쇄파 조건, 피복층 두께, 거치 방법 등에 의해 결정되는 안정 상수(stability coefficient), $\cot \alpha$ 는 제체의 경사, $\Delta = \gamma_s / \gamma_w - 1$ 이며 γ_s 는 피복재의 단위중량, γ_w 는 해수의 단위중량이다.

N_w 은 폭풍 시 파의 개수이며 N_{0d} 는 방파제에 나란한 방향으로 1 공칭직경의 폭에서 이탈되는 블록의 개수로 정의되는 상대피해 $s_{om}(=H_s/L_{om})$ 은 파형경사, $L_{om}(=gT_z^2/2\pi)$ 는 평균주기 $T_z(=T_s/1.15)$ 로 계산한 심해파장을 의미한다. 식 (3.9.2)는 van der Meer (1988)가 제안한 안정식에 구조물의 전면 경사를 고려할 수 있도록 보정한 식이다. 안정식의 보정은 Hudson (1959) 공식에서 안정수 N_s (stability number)와 구조물의 전면경사 $\cot\alpha$ 의 관계를 통해 수행되었다.

위 두 안정식을 사용하여 다음과 같이 한계상태함수를 유도한다

$$g = \Delta D_n (K_D \cot\alpha)^{1/3} - (F_{H_s} H_s) \quad (3.9.3)$$

$$g = Z \left(\frac{\cot\alpha}{1.5} \right)^{1/3} \left(3.75 \frac{N_{0d}^{0.5}}{N_w^{0.25}} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \Delta D_n - (F_{H_s} H_s) \quad (3.9.4)$$

여기서, F_{H_s} 는 파고 자료의 질적 정도를 나타내는 변수이고 식 (3.9.4)의 Z 는 안정식 자체가 가지는 불확실성을 나타내는 경험계수이다 식 (3.9.3)에서 이런 경험계수의 불확실성은 안정 상수 K_D 에 포함되어 있다(Carver, 1983).

두 한계상태함수의 설계변수는 <표 3.9.2>와 <표 3.9.3>과 같은 통계적 특성치를 가진다. 평균값은 항만 구조물의 설계 기준인 해양수산부 (2005), 해양연구원(2005)의 자료와 현행 설계법의 설계치를 사용하였다. 특히, 식 (3.9.4)의 피해도 N_{0d} 의 평균값은 김 등(2009)과 Hanzawa et al. (1996)의 방법을 사용하여 파형경사 0.03에서 K_D 가 7.0과 8.0 일 때 각각 0.1과 0.2로 산정되었다. 파형경사의 평균값은 0.025를 사용했는데, 이는 해양연구원 (2005)의 심해파랑 조건과 해양수산부(2009; 2010)의 재현기간 50년의 파고와 주기를 사용하여 산정한 평균값인 0.026과 PIANC (1992)의 0.025를 참고하여 결정하였다. 설계변수의 변동계수는 PIANC (1992)과 Carver (1983)의 자료를 사용하였다. 지금까지 많은 연구자들은 인공블록인 Tetrapod의 신뢰성 해석에서 사석의 통계적 특성치를 사용하였지만 본 연구에서는 Carver의 Dolosse에 대한 수리실험에서 산정된 K_D 의 통계적 특성치를 사용한다. 왜냐하면 Carver는 K_D 에 대한 인공블록의 수리실험 결과가 없을 경우에는 Dolosse의 실험 결과를 사용할 것을 권고하고 있기 때문이다.

<표 3.9.2> Hudson (1959) 공식의 통계적 특성치

설계변수	평균	변동계수	분포	참고자료
Δ	1.233	0.021	normal	PIANC (1992), 해양수산부(2005)
D_n	various	0.01	normal	PIANC (1992)
$\cot \alpha$	1.5	0.067	normal	PIANC (1992)
	2.0	0.05	normal	
	3.0	0.033	normal	
K_D	7.0, 8.0	0.26	normal	Carver (1983)
F_{H_s}	1.0	0.05	normal	PIANC (1992)
H_s	various A, B, k, λ		Weibull	해양수산부(2009, 2010), 김 등(2009), 해양연구원(2005)

<표 3.9.3> van der Meer (1988) 공식의 통계적 특성치

설계변수	평균	변동계수	분포	참고 자료
Δ	1.233	0.021	normal	PIANC (1992), 해양수산부(2005)
D_n	various	0.01	normal	PIANC (1992)
N_{od}	0.1	-	constant	$K_D = 7.0, s_{om} = 0.03$
	0.2	-	constant	$K_D = 8.0, s_{om} = 0.03$
s_{om}	0.025	0.2	normal	해양수산부(2009, 2010), 해양연구원(2005), PIANC (1992)
N_w	1000	0.5	normal	해양수산부(2005), PIANC (1992)
F_{H_s}	1.0	0.05	normal	PIANC (1992)
Z	1.0	0.1	normal	PIANC (1992)
H_s	various A, B, k, λ		Weibull	해양수산부(2009, 2010), 김 등(2009), 해양연구원(2005)

부분안전계수가 고려된 Hudson (1959)과 van der Meer (1988)의 설계 방정식은 다음과 같다.

$$G = \frac{1}{\gamma_R} \widehat{\Delta} \widehat{D}_n (\widehat{K}_D \cot \widehat{\alpha})^{1/3} - \gamma_S \widehat{H}_s^{T_R} \geq 0 \quad (3.9.5)$$

$$G = \frac{1}{\gamma_R} \left(3.75 \frac{\widehat{N}_{od}^{0.5}}{\widehat{N}_w^{0.25}} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \widehat{\Delta} \widehat{D}_n - \gamma_S \widehat{H}_s^{T_R} \geq 0 \quad (3.9.6)$$

여기서 $\widehat{(\quad)}$ 은 각 설계변수의 특성치를 의미하며 저항의 설계변수는 대부분 평균값을 사용하고 하중의 설계변수인 파고는 재현기간 $T_R (= 50 \text{ years})$ 에 상응하는 유의파고를 사용한다. 또한 γ_R 과 γ_S 는 각각 저항과 하중의 부분안전계수이다 특히, 저항 부분안전계수 γ_R 은 각각의 저항 부분안전계수를 하나로 통합한 것이다

(2) 목표파괴확률의 결정 (4단계)

목표파괴확률은 8절에서 산정한 구조물의 중요도에 따른 목표수준을 사용한다

<표 3.9.4> 구조물의 사용년수 50년에 대한 초기한계상태의 목표파괴확률

안전 등급	구조물의 중요도	목표파괴확률
1	경제적 중요도: 높음 환경적 중요도: 높음	40 %
2	경제적 중요도: 높음 환경적 중요도: 보통	50 %
3	경제적 중요도: 보통 환경적 중요도: 보통	60 %

(3) 파고 분포(Weibull 분포)의 형상 매개변수(k)의 범위 구분 (5단계)

32개 항만(무역항 17, 연안항 15)의 186개 단면을 대상 구조물로 채택하여 신뢰성 해석을 3장 8절에서 수행하였다. 이 중 파괴확률이 60% 이하인 구조물 116개를 대상 구조물로 선정하여 부분안전계수를 계산한다 <그림 3.9.1>은 116개 단면의 파

랑조건에서 파고의 부분안전계수에 파괴확률을 곱한 값과 형상 매개변수 k 의 관계를 보여준다. 형상 매개변수가 증가하면 파고의 부분안전계수가 감소하고 형상 매개변수가 감소하면 부분안전계수는 증가하는 것을 볼 수 있다 이와 같이 파고분포의 k 에 따라 영향계수의 값이 크게 변하는데 이는 k 에 따라 Weibull 분포의 확률밀도함수의 형태가 변하기 때문이다 Weibull 분포의 확률밀도함수는 0에서 3 사이의 k 에 따라 급격하게 변화한다. $k < 1.0$ 경우에는 파고가 0으로 접근할수록 확률밀도함수는 무한대로 발산하여 최빈값(mode)을 산정할 수 없게 되고 $k = 1.0$ 경우에는 파고가 0에 접근할수록 확률밀도함수는 유한한 값을 가지며 분포함수는 지수분포의 형태를 가진다. $1.0 < k < 2.0$ 경우에는 파고가 0에 접근할수록 확률밀도함수는 거의 0에 접근한다. 특히, $k > 1.0$ 경우에는 Pearson type 3 분포의 확률밀도함수와 유사한 형태를 가진다. 또한 $2.6 < k < 3.7$ 일 경우에는 왜곡도가 거의 없어 정규분포의 확률밀도함수와 비슷한 형상을 가진다(Maidment, 1992; Goda, 2010). 한편, Goda(1988)는 Weibull 분포함수를 대표적으로 표현하는 $k(=0.75, 1.0, 1.4, 2.0)$ 값을 4개로 구분하여 사용한 바 있다.

본 연구의 설계 조건이 되는 주요 106개 연안 격자점(103~106번의 섬 지역 제외)의 형상 매개변수는 0.75에서 6까지 넓게 분포하고 있으며 형상 매개변수가 3을 초과하는 경우는 전체의 5% 이하이다 (해양연구원, 2005). 32개 항만의 186개 파랑조건에서 형상 매개변수의 범위는 0.75~3.0 사이에 분포한다. 따라서 형상 매개변수를 다음과 같이 세 구간으로 나누어 각각의 부분안전계수를 제안한다 186개 파랑 조건 중 본 연구 대상이 되는 116개 파랑 조건은 다음 식 (3.9.7a), (3.9.7b), (3.9.7c)에 따라 각각 59개, 37개, 20개로 구분된다.

$$k < 1.0 \quad (3.9.7a)$$

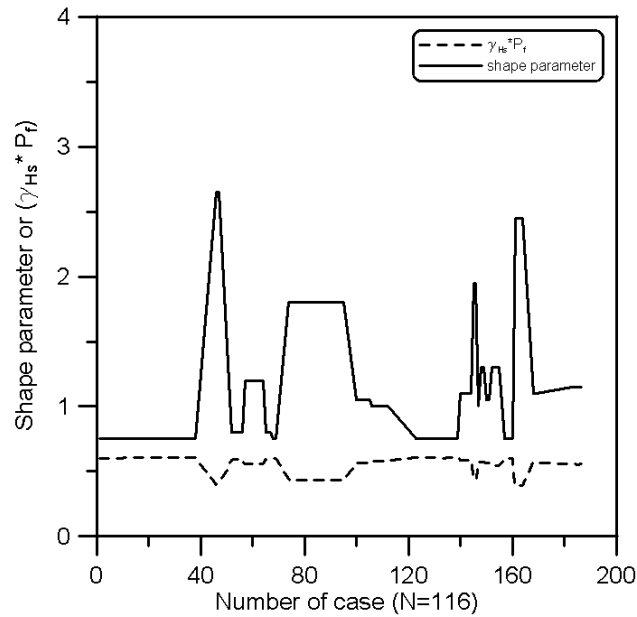
$$1.0 \leq k \leq 1.5 \quad (3.9.7b)$$

$$1.5 < k \leq 3.0 \quad (3.9.7c)$$

(4) k 범위에 따른 각 대상 구조물의 부분안전계수 산정 (6단계)

전체 116개 단면 및 파랑조건을 사용하여 표 8.9의 목표파괴확률을 만족하는 하중과 저항의 부분안전계수를 산정하여 평균하였다(<표 3.9.5>, <표 3.9.6>). 부분안

전계수의 산정방법은 Level 2의 FORM을 사용하였다(김 · 서, 2008; 김 · 서, 2009a, b).



<그림 3.9.1> 다양한 설계조건에서 형상 매개변수와 파고의 부분안전계수의 관계 (Hudson 공식)

<표 3.9.5> Hudson(1959) 공식의 평균값을 사용한 하중과 저항의 부분안전계수

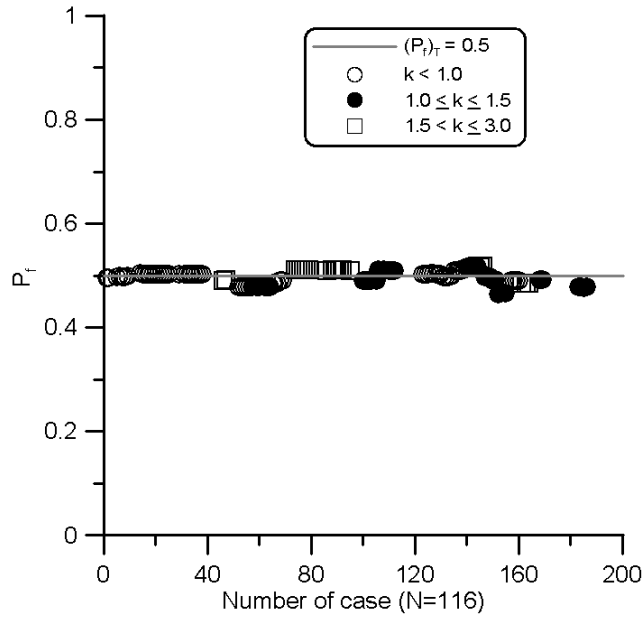
$(P_f)_T$	형상 매개변수 k	$\overline{\gamma_R}$	$\overline{\gamma_S}$	$\overline{\gamma_R \gamma_S}$	설계조건 개수
40 %	$k < 1.0$	1.006	1.199	1.206	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	1.009	1.127	1.137	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	1.018	1.034	1.053	N=20
50 %	$k < 1.0$	1.000	1.113	1.113	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	1.000	1.078	1.078	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	1.000	1.020	1.020	N=20
60 %	$k < 1.0$	0.993	1.030	1.023	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	0.991	1.022	1.013	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	0.983	1.007	0.990	N=20

<표 3.9.6> van der Meer (1988) 공식의 평균값을 사용한 하중과 저항의 부분안전계수

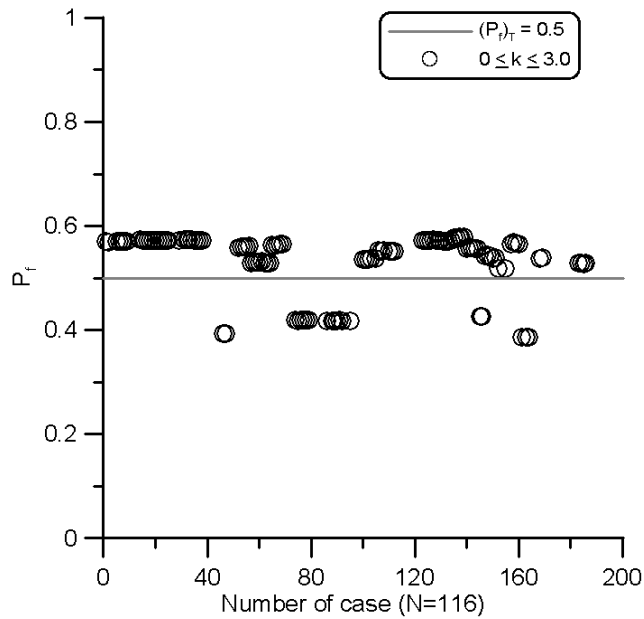
$(P_f)_T$	형상 매개변수 k	$\overline{\gamma}_R$	$\overline{\gamma}_S$	$\overline{\gamma}_R\gamma_S$	설계조건 개수
40 %	$k < 1.0$	1.006	1.195	1.202	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	1.008	1.129	1.138	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	1.015	1.033	1.048	N=20
50 %	$k < 1.0$	1.000	1.109	1.109	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	1.000	1.074	1.074	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	1.000	1.020	1.020	N=20
60 %	$k < 1.0$	0.994	1.033	1.027	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	0.992	1.025	1.017	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	0.986	1.009	0.995	N=20

<그림 3.9.2>는 <표 3.9.5>의 목표파괴확률 50%의 부분안전계수를 사용하여 재설계된 구조물의 파괴확률이다 116개의 재설계된 단면이 목표수준을 대체적으로 잘 만족하는 것을 볼 수 있다. 반면 <그림 3.9.3>은 형상 매개변수를 구분하지 않고 산정한 부분안전계수를 사용하여 재설계한 구조물의 파괴확률이다 재설계된 구조물 중 많은 경우는 목표파괴확률 50%를 만족하지 하며 일부 목표수준은 만족하더라도 너무 작은 파괴확률을 산정하여 과대설계의 가능성이 보인다 따라서 형상 매개변수의 구분에 의한 부분안전계수의 산정이 합리적임을 보였다

하지만 <그림 3.9.2>에서 구조물의 파괴확률이 목표파괴확률 주위에 분포하지만 50%보다 조금 큰 파괴확률이 발생하는 것을 볼 수 있다 한편, 저항의 부분안전계수는 형상 매개변수 및 목표파괴확률에 관계없이 변동계수가 0.05 % (0.0005) 이하이다. 따라서 최종적인 저항 부분안전계수는 평균값을 사용하고 하중 부분안전계수는 7단계의 최적화 기법을 사용하여 보정(code calibration)해야 한다.



<그림 3.9.2> <표 3.9.5>의 평균된 하중과 저항의 부분안전계수로 설계된 구조물의 파괴확률 (Hudson 공식)



<그림 3.9.3> 형상매개변수의 구분 없이 평균된 하중과 저항의 부분안전계수로 설계된 구조물의 파괴확률 (Hudson 공식)

(5) 부분안전계수의 보정 (7단계)

하중과 저항 부분안전계수 $\gamma_i(=\gamma_S, \gamma_R)$ 는 다음을 사용하여 보정(code calibration)을 통해 최종적인 부분안전계수를 산정한다(PIANC, 1991; 김·서, 2010).

$$\min_{\gamma_i} W(\gamma_i) = \sum_{j=1}^N \left[w_j \{ \beta_j(\gamma_i) - \beta_T \}^2 + \delta_j \sum_{i=1}^M (\gamma_i - \gamma_{ji}^*)^2 \right] \quad (3.9.8a)$$

$$\text{subject to } \beta_j(\bar{\gamma}) \geq \beta_T^{\min}, j=1, 2, \dots, L \quad (3.9.8b)$$

여기서 w_j, δ_j 는 합이 1.0인 가중치이며 $\beta_j(\gamma_i)$ 는 부분안전계수 γ_i 를 적용한 j 설계 조건의 신뢰도지수이다. γ_{ji}^* 는 j 설계조건을 고려하여 산정한 부분안전계수이다. 개별적 설계조건을 고려할 때 $\gamma_{ji}^* = \frac{x_{ji}^*}{x_{ji}^c}$ 이다. 여기서 x_{ji}^* 는 j 설계조건의 설계변수 x_i 의 설계점 혹은 MPFP (Most Probable Failure Point)이고 x_{ji}^c 는 j 설계조건의 설계변수 x_i 의 특성치이다.

식 (3.9.8a)의 목적함수 $W(\gamma_i)$ 는 반드시 식 (3.9.8b)을 만족하면서 최소값이 되어야 한다. 식 (3.9.8b)의 β_T^{\min} 은 목표신뢰도지수(혹은 목표파괴확률)을 의미한다. 본 연구에서는 하중과 저항이 곱해진 형태의 하나의 안전계수 γ_Z 를 사용한다. 따라서 식 (3.9.8a)에서 $M=1$ 되고 모든 설계 조건에서 동일한 가중치를 적용하면 ($w_j = \delta_j = 1/N$) 다음과 같은 식이 된다.

$$\min_{\gamma_Z} W(\gamma_Z) = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \left[\{ \beta_j(\gamma_Z) - \beta_T \}^2 + (\gamma_Z - \gamma_{jZ}^*)^2 \right] \quad (3.9.9)$$

본 연구에서 사용한 모든 설계 조건은 $N=116$ 이며 각 파괴분포의 형상 매개변수에 따라 N 은 조금씩 다르게 된다. $k < 1.0$ 에서 $N=59$ 이며 $1.0 \leq k \leq 1.5$ 에서 $N=37$ 은 그리고 $1.5 < k \leq 3.0$ 에서 $N=20$ 이다.

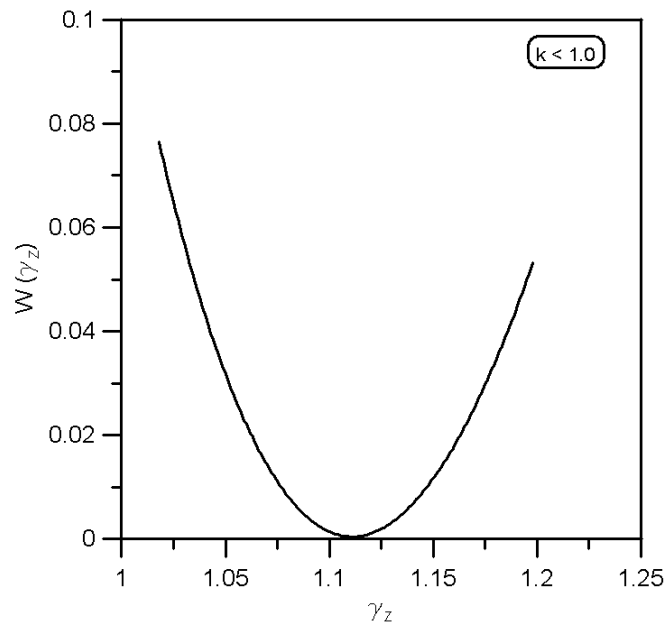
<그림 3.9.4>는 Hudson(1959) 공식에서 최적화 기법의 예를 보여주고 있으며 목표파괴확률 50%와 파괴분포의 형상 매개변수가 1.0보다 작은 조건에서 산정된 전

체안전계수 γ_Z 에 따른 목적함수 $W(\gamma_Z)$ 이다. 목적함수가 최소가 되는 $\gamma_Z = 1.111$ 로 전체안전계수의 평균값과 유사하다. 하지만 식 (3.9.8b)의 제약조건을 만족하는 목적함수의 최소값은 <그림 3.9.5>와 같이 평균값보다 약간 큰 $\gamma_Z^{opt} = 1.124$ 로 결정된다.

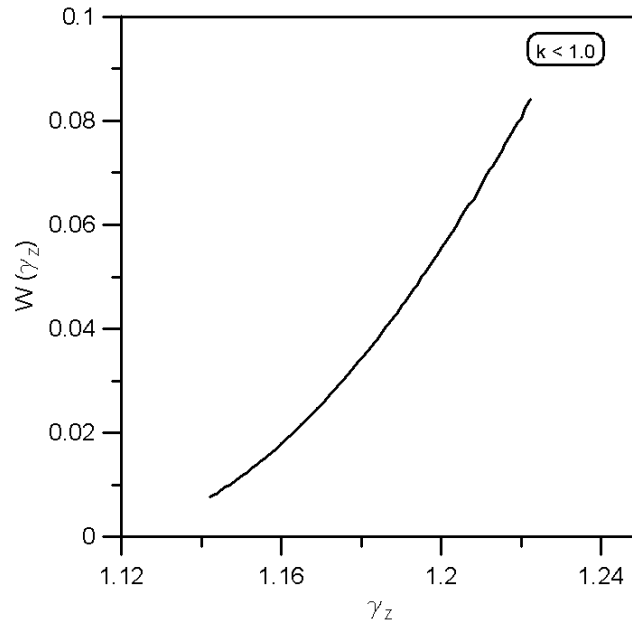
최종적으로 하중 부분안전계수는 최적화 기법에 의해 산정된 전체안전계수를 저항 부분안전계수로 나누어 산정한다.

$$\gamma_S = \frac{\gamma_Z^{opt}}{\gamma_R} \quad (3.9.10)$$

<표 3.9.7>과 <표 3.9.8>은 이와 같은 방법으로 산정한 Hudson(1959)과 van der Meer(1988) 공식의 최종적인 하중과 저항의 부분안전계수이다



<그림 3.9.4> 제약조건이 없을 경우의 전체안전계수 γ_Z 에 대한 목적함수 $W(\gamma_Z)$
(Hudson 공식)



<그림 3.9.5> 제약조건을 만족하는 전체안전계수 γ_z 에 대한 목적함수 $W(\gamma_z)$
(Hudson 공식)

<표 3.9.7> Hudson (1959) 공식의 하중과 저항의 부분안전계수

$(P_f)_T$	형상매개변수 k	γ_R	γ_S	$\gamma_Z = \gamma_R \gamma_S$	Remark
40 %	$k < 1.0$	1.006	1.221	1.228	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	1.009	1.156	1.166	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	1.018	1.041	1.060	N=20
50 %	$k < 1.0$	1.000	1.124	1.124	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	1.000	1.091	1.091	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	1.000	1.026	1.026	N=20
60 %	$k < 1.0$	0.993	1.039	1.032	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	0.991	1.031	1.022	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	0.983	1.011	0.994	N=20

<표 3.9.8> van der Meer (1988) 공식의 하중과 저항의 부분안전계수

$(P_f)_T$	형상매개변수 k	γ_R	γ_S	$\gamma_Z = \gamma_R \gamma_S$	Remark
40 %	$k < 1.0$	1.006	1.222	1.229	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	1.008	1.159	1.168	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	1.015	1.048	1.064	N=20
50 %	$k < 1.0$	1.000	1.124	1.124	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	1.000	1.090	1.090	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	1.000	1.026	1.026	N=20
60 %	$k < 1.0$	0.994	1.035	1.029	N=59
	$1.0 \leq k \leq 1.5$	0.992	1.026	1.018	N=37
	$1.5 < k \leq 3.0$	0.986	1.003	0.989	N=20

다. 부분안전계수 검증 (8단계)

앞 절에서 산정한 Hudson(1959) 공식과 van der Meer(1988) 공식의 부분안전계수를 검증하기 위해 대상 구조물을 재설계한다. 116개의 설계조건에서 피복재의 대표 입경은 부분안전계수가 고려된 설계 방정식인 식 (3.9.5)와 (3.9.6)을 변형하여 다음과 같이 산정한다.

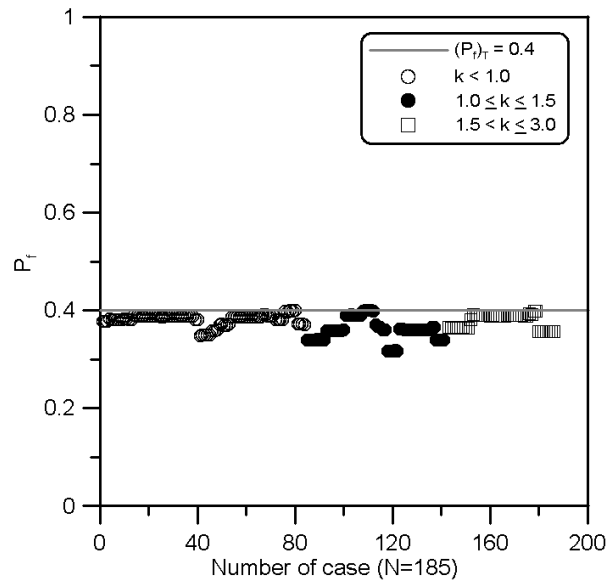
$$D_n = \frac{\gamma_S \gamma_R H_s^{T_R}}{\Delta (K_D \cot \alpha)^{1/3}} \quad (3.9.11)$$

$$D_n = \frac{\gamma_S \gamma_R H_s^{T_R}}{\Delta \left(\frac{\cot \alpha}{1.5} \right)^{1/3} \left(3.75 \frac{N_{0d}^{0.5}}{N_w^{0.25}} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2}} \quad (3.9.12)$$

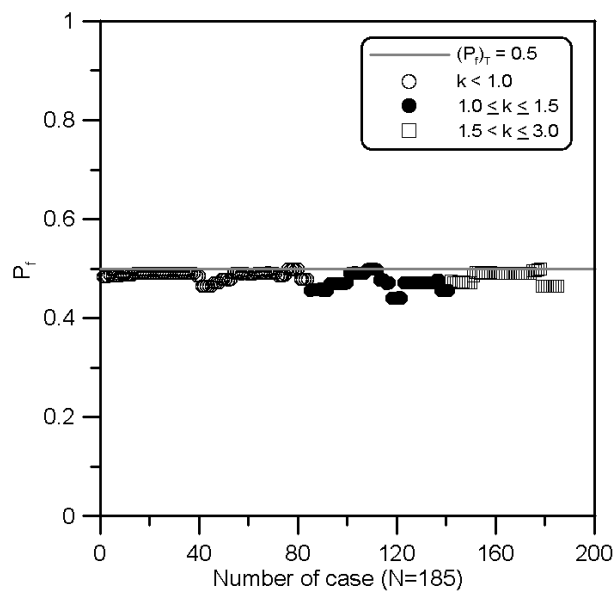
산정된 각 단면을 Level 2의 FORM을 사용하여 파괴확률을 계산하였다. 우선, Hudson(1959)의 부분안전계수를 사용하여 재설계한 단면의 파괴확률은 <그림 3.9.6>~<그림 3.9.8>에서 볼 수 있다. 목표파괴확률이 40%일 경우에 재설계된 구조물은 <그림 3.9.6>과 같이 모두 목표수준을 잘 만족하는 것을 볼 수 있다 <그림 3.9.7>과 <그림 3.9.8>은 각각 목표파괴확률이 50%, 60%일 경우이며 목표파괴확률이 커질수록 재설계된 구조물이 목표수준을 더욱 정밀하게 만족하는 것을 볼 수 있다

한편, <그림 3.9.9>에서 <그림 3.9.11>은 van der Meer(1988) 공식의 부분안전계수

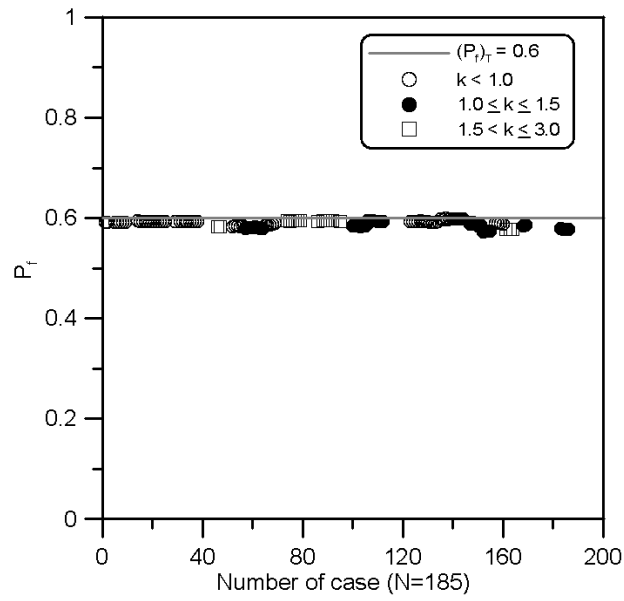
로 재설계된 구조물의 파괴확률을 보여주고 있다 모든 경우에서 목표수준을 잘 만족하고 있으며 특히, 목표파괴확률이 큰 경우에서 보다 정밀하게 목표수준을 만족하고 있다.



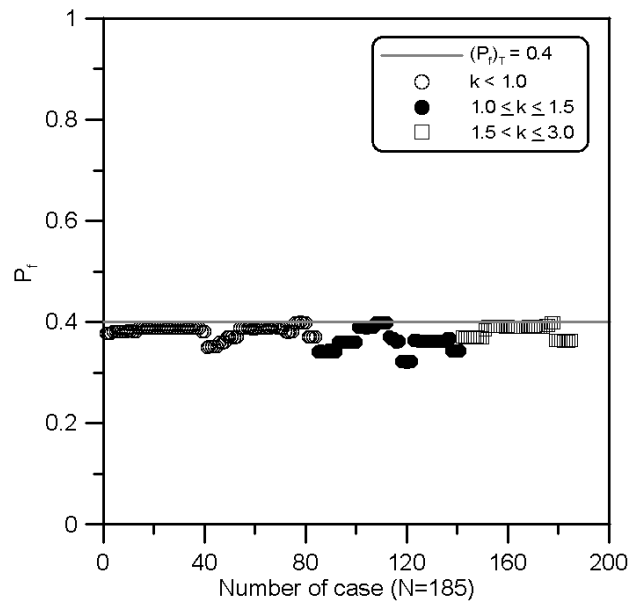
<그림 3.9.6> Hudson(1959) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정
 $((P_f)_T = 0.4)$



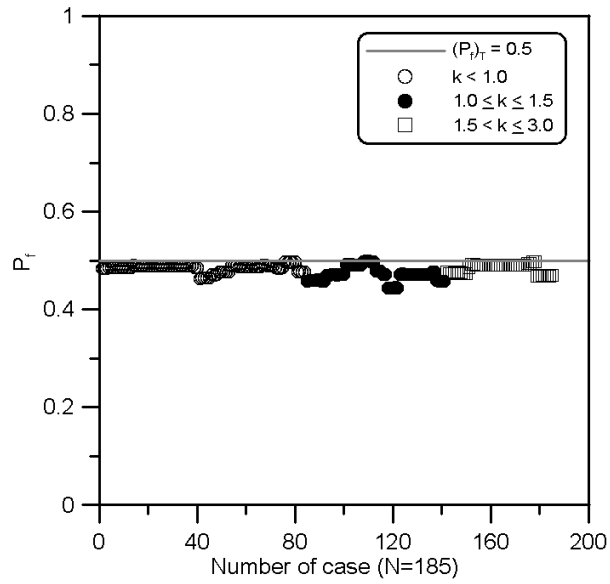
<그림 3.9.7> Hudson(1959) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정
 $((P_f)_T = 0.5)$



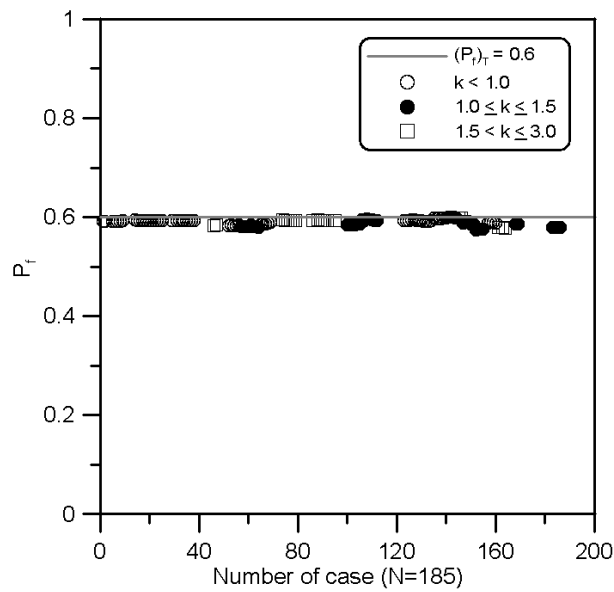
<그림 3.9.8> Hudson(1959) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정 $((P_f)_T = 0.6)$



<그림 3.9.9> van der Meer(1988) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정 $((P_f)_T = 0.4)$



<그림 3.9.10> van der Meer(1988) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정 $((P_f)_T = 0.5)$



<그림 3.9.11> van der Meer(1988) 공식의 부분안전계수로 재설계된 구조물의 파괴확률 산정 $((P_f)_T = 0.6)$

2. 직립제 케이슨의 활동

가. 활동파괴에 대한 신뢰성 해석

심해에서 내습하는 파랑에 의해 혼성제 직립 케이슨에 작용하는 파력의 분포 및 단면 제원을 <그림 3.9.12(a)>에 제시하였다. 결정론적 설계법에서 직립 케이슨의 활동에 대한 안전성은 작용 파력 및 부력 그리고 자중의 관계로부터 다음 식(3.9.13)과 같이 정의되는 안전율 F_S 를 이용하여 해석할 수 있다.

$$F_S = \frac{f(W - P_B - F_U)}{F_H} \quad (3.9.13)$$

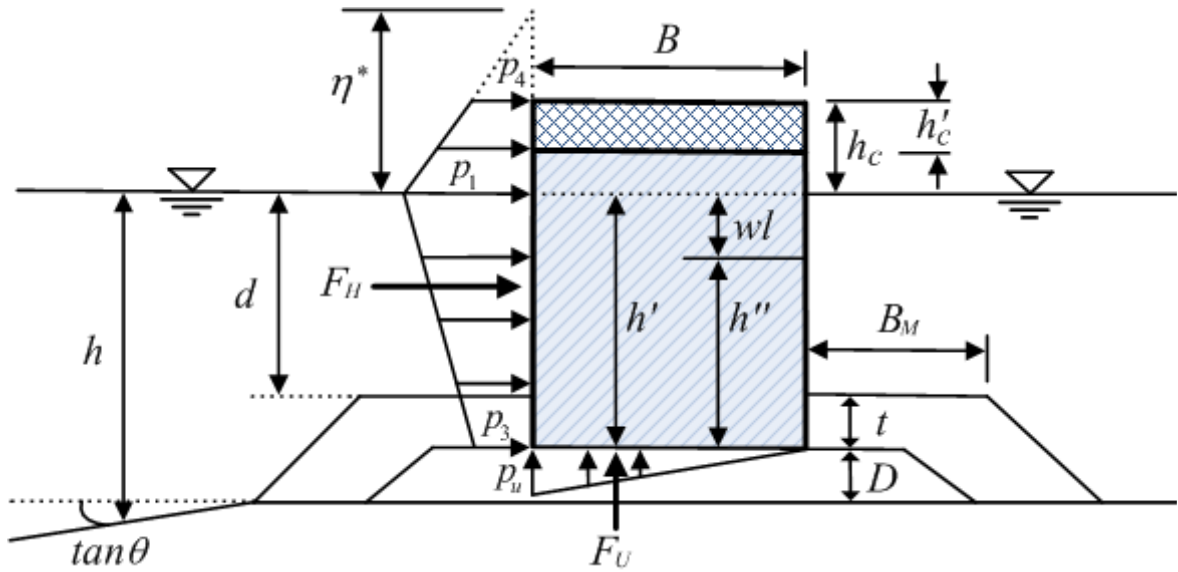
여기서 f 는 케이슨과 사석 마운드 사이에서 발생하는 정지 마찰계수 W 는 케이슨의 중량, 그리고 P_B 는 부력이다. 또한 F_H 와 F_U 는 각각 파랑에 의하여 작용하는 수평파력과 양압력으로, 충격파의 영향을 고려하여 Goda의 식으로부터 산정할 수 있다. 현행 결정론적 설계법에서는 식 (3.9.13)의 안전율, $F_S \geq 1.2$ 의 관계를 만족할 때 혼성제 직립 케이슨이 활동에 대하여 안정한 것으로 판단한다.

식 (3.9.13)에서 파랑작용에 의해 혼성제 직립 케이슨에 작용하는 수평파력과 양압력은 다음 식 (3.9.14)로부터 쉽게 산정할 수 있다(Goda, 2000).

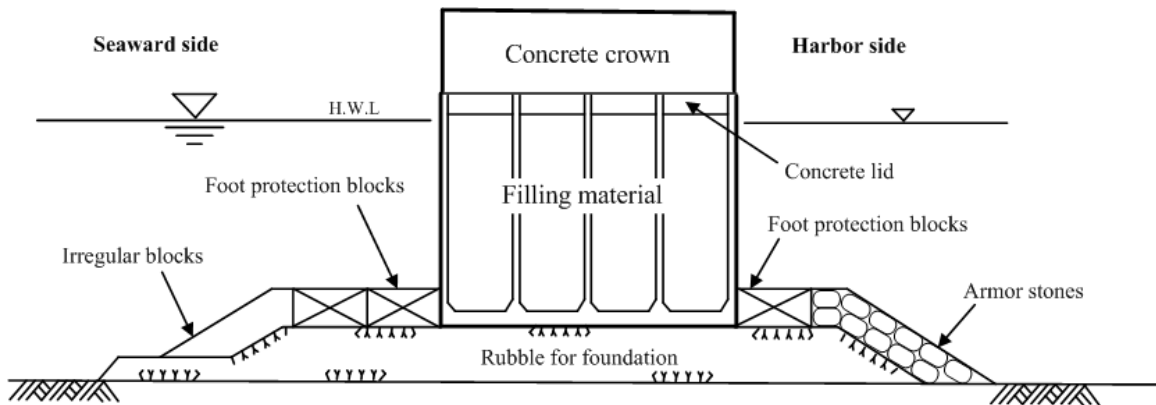
$$F_H = \frac{1}{2} [(p_1 + p_3)h' + (p_1 + p_4)h_c^*] \quad (3.9.14a)$$

$$F_U = \frac{1}{2} p_u B \quad (3.9.14b)$$

여기서 h_c^* 는 <그림 3.9.12(a)>에 제시된 바와 같이 η^* 와 케이슨의 마루높이 h_c 중 작은 값으로 정의하며, p_1, p_3, p_4 그리고 p_u 는 각각 자유수면, 저면, 마루높이 그리고 바닥전면에 작용하는 파압을 의미한다.



<그림 3.9.12(a)> Definition sketch for mathematical model.



<그림 3.9.12(b)> Caisson section of composite breakwater.

특히 본 연구에서는 기존의 결정론적 설계법의 자중산정 과정을 고려하여 케이슨을 구성하는 각 재료들의 영향을 정확히 반영할 수 있는 다음 식 (3.9.15)의 케이슨 자중, W 산정식을 제안하였다.

$$W = (\omega_{RC} C_{RC} + \omega_{NC} C_{NC} + \omega_{FM} C_{FM}) V_C \quad (3.9.15)$$

여기서 ω_{RC} , ω_{NC} 그리고 ω_{FM} 은 각각 철근콘크리트, 무근콘크리트 그리고 속채움재의 단위중량이다. 또한 $C_{RC} = V_{RC}/V_C$, $C_{NC} = V_{NC}/V_C$ 그리고 $C_{FM} = V_{FM}/V_C$ 는 각각 단위폭 당 케이슨의 전체적, $V_C = (h' + h_c)B$ 에 대한 철근콘크리트의 체적(V_{RC}),

무근콘크리트의 체적(V_{NC}) 그리고 속채움재의 체적(V_{FM}) 비로 $C_{RC} + C_{NC} + C_{FM} = 1$ 을 만족해야한다. 아래에서 자세히 언급하겠지만 식 (3.9.15)는 기하학적인 변수들을 상수로 고려할 때 각 재료의 불확실성에 따른 케이슨 자중의 불확실성을 산정하기 위하여 본 연구에서 도입된 개념이다. 기존에 결정론적 설계법으로 건설된 케이슨 단면을 검토해 보면 일반적으로 속채움재가 50% 이상을 차지하고 무근콘크리트는 속채움재의 밀봉재로만 이용되고 있다. 따라서 $C_{FM} \geq C_{RC} \gg C_{NC}$ 의 관계를 갖는다고 할 수 있다. <그림 3.9.12(b)>에 제시된 일반적인 단면인 경우 현행 결정론적 설계법에서도 케이슨의 자중은 재료에 따라 분리해서 산정한다. 케이슨의 단면 산정에 미치는 각 재료의 체적비에 따른 다각적인 영향이 아래에 해석되었다.

마지막으로 식 (3.9.13)에서 알 수 있듯이 부력 또한 케이슨의 안정성에 많은 영향을 주며 해수면의 변동에 따라 변화한다. 현재 설계조위로 삭망평균고조위를 사용하나 지역에 따라 기왕최고조위와 차이가 있을 수 있으며 또한 기후변화에 따른 해양환경 변화와 밀접한 상관성을 갖는다. 따라서 이에 대한 불확실성을 고려하는 것도 중요하다. 이를 위해 본 연구에서는 일본의 항만 설계기준에 제시된 개념을 도입하여 다음 식 (3.9.16)으로 부력을 산정하였다.

$$P_B = \omega_w (h'' + wl) B \quad (3.9.16)$$

여기서 h'' 는 평균해수면, $h'' + wl$ 은 삭망평균고조위를 의미하며, ω_w 는 해수의 단위중량이다.

따라서 식 (3.9.14)~식 (3.9.16)을 식 (3.9.13)에 대입하고 정리하면 안전율에 따라 결정론적 설계법으로 케이슨의 단면, B 를 산정할 수 있는 다음 식 (3.9.17)을 얻을 수 있다.

$$B = \frac{F_s F_H}{f[(\omega_{RC} C_{RC} + \omega_{NC} C_{NC} + \omega_{FM} C_{FM})(h' + h_c) - \omega_w (h'' + wl) - p_u/2]} \quad (3.9.17)$$

$H'_o = 6.3m$, $T_s = 11.4sec$ 의 입사파랑에 대하여 $B_M = 8m$, $t = 1.5m$, $D = 3.0m$, $h_c = 3.4m$, $d = 5.6m$, $h'' = 6.5m$, $wl = 0.6m$ 의 조건으로 혼성제가 건설될 경우, 비선형 천수계수를 이용하여 Goda(2000)의 파랑변형 모형에서 산정된 혼성제 건설 위치에서의 유의파고와 최대파고는 각각 5.8m와 8.1m이다. 따라서 식 (3.9.14)에 정의된 수평

파력과 양압력을 각각 산정할 수 있다. 또한 철근콘크리트, 무근콘크리트 그리고 속채움재의 단위중량이 각각 $\omega_{RC}=2.45t/m^3$, $\omega_{NC}=2.30t/m^3$ 그리고 $\omega_{FM}=2.00t/m^3$ 이라면, 식 (3.9.17)을 이용하여 결정론적 설계법에서 정의되는 안전율에 따른 케이슨의 단면을 산정할 수 있다. 식 (3.9.15)에서 제시된 케이슨을 구성하는 재료의 체적비에 따른 결과와 함께 <그림 3.9.13>에 제시하였다. 전체 케이슨의 체적 중 철근콘크리트가 차지하는 체적 비율이 40%일 때 속채움재의 체적 비율을 50%에서 60%까지 변화시키면서 계산한 결과이다. 그림에서 쉽게 볼 수 있듯이 안전율이 커짐에 따라 케이슨의 단면이 선형적으로 증가하는 것을 확인 할 수 있다 또한 동일한 안전율에 대하여 속채움재의 비율이 높아짐에 따라 케이슨의 단면이 약간 커지는데 이는 속채움재의 단위중량이 철근콘크리트의 단위중량보다 작기 때문이다 즉, 주어진 안전율을 만족하기 위해 필요한 전체 케이슨의 중량 중 단위중량이 작은 재료가 차지하는 비율이 커지면 그만큼 케이슨의 단면이 커진다는 것을 의미한다 이상의 결과를 폭넓게 확인하기 위하여 각각의 안전율에 대하여 각 재료가 차지하는 비율을 광범위하게 계산하였다. 그 중 <표 3.9.8>에 안전율 1.2에 대하여 철근콘크리트와 속채움재의 비율을 각각 30%에서 70%까지 변화시키면서 산정한 케이슨의 단면 변화 결과를 제시하였다. <그림 3.9.13>과 동일하게 속채움재의 비율이 커짐에 따라 케이슨의 단면이 약간 증가하는 경향을 나타내고 있다. 그러나 속채움재의 비율이 50% 또는 60%의 일반적인 경우에서의 단면 변화는 그리 크지 않음을 알 수 있다.

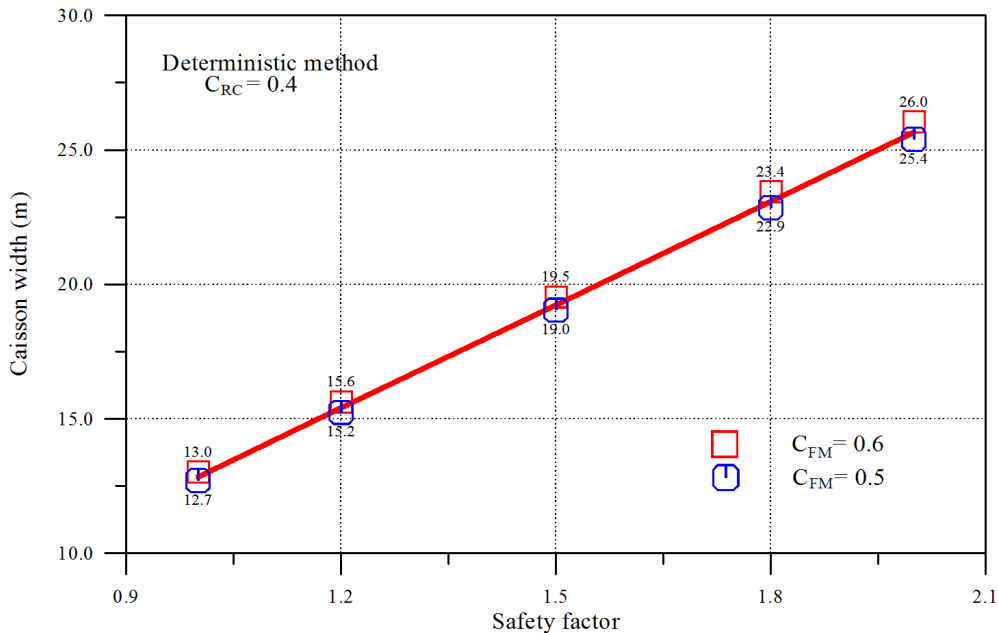
이상에서는 혼성제 케이슨의 활동에 대한 안정성을 결정론적 설계법으로 해석하였다. 따라서 이하에서는 각 확률변수의 부분안전계수를 산정하는데 필요한 자료를 얻기 위해 신뢰성 해석을 수행하였다. 이는 부분안전계수를 이용한 혼성제 케이슨의 활동에 대한 신뢰성 설계를 수행하기 위한 첫 번째 단계이다. 먼저 혼성제 케이슨의 활동에 대한 신뢰함수는 결정론적 설계법에서 사용하는 식 (3.9.13)을 이용하여 다음 식 (3.9.18)과 같이 수립할 수 있다.

$$Z_S = f(W - P_B - F_U) - F_H \quad (3.9.18)$$

<표 3.9.9> Caisson width determined by deterministic method for various volume ratios of reinforced concrete and filling material.

Unit : m

$C_{RC} \backslash C_{FM}$	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
0.3	14.681	15.045	15.428	15.831	16.255
0.4	14.506	14.861	15.234	15.627	-
0.5	14.334	14.681	15.045	-	-
0.6	14.167	14.506	-	-	-
0.7	14.003	-	-	-	-



<그림 3.9.13> Variation of caisson width with respect to safety factors for two volume ratios of filling material.

식 (3.9.18)은 자중을 구성하는 재료의 불확실성, 해수면의 불확실성 그리고 파력 및 마찰계수의 불확실성 등 활동과 관련 있는 변수들을 모두 확률변수로 고려하기 위해 수립된 신뢰함수이다. 식 (3.9.13)에서 안전율 $F_S = 1.0$ 일 때 $Z_S = 0.0$ 이다. 현행의 결정론적 설계법에서는 안전율을 20% 할증시키고 있는데, 이는 각각의 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 위험한 방향으로 나타날 수 있는 가능성에 대한 우려를

반영한 것이다. 그러나 이론적으로는 안전율이 1.0을 초과하는 순간, 즉, 외력이 저항력보다 커지는 순간에 활동이 시작된다. 따라서 식 (3.9.18)의 신뢰함수, $Z_S > 0$ 가 되면 적립 케이슨은 이론적으로 안정한 상태가 되고 $Z_S < 0$ 면 불안정한 상태, 즉, 활동이 발생하는 파괴상태가 된다. 또한 신뢰성 해석에서 $Z_S = 0$ 을 만족하는 상태를 한계 상태라 정의한다. 따라서 신뢰성 해석이란 관련 확률변수들의 불확실성을 이용하여 파괴상태가 발생하는 경우의 수를 확률적으로 계산하는 문제가 된다 즉, 파괴확률을 계산하기 위해서는 각 확률변수들의 통계적 특성 평균과 분산 그리고 분포특성들에 대한 자료가 필요하게 된다.

본 연구에서는 식 (3.9.18)의 신뢰함수를 <표 3.9.10>에 제시된 일본의 항만 설계기준(2009) 자료를 이용하여 Level II AFDA로 해석하였다. 그러나 <표 3.9.7>에는 케이슨을 구성하는 재료와 수위의 불확실성만 주어졌기 때문에 식(3.9.18)을 이용하여 신뢰성 해석을 수행하기 위해서는 먼저 케이슨의 자중과 부력에 대한 통계적 특성을 산정할 수 있어야 한다. 따라서 식 (3.9.15)과 식 (3.9.16)을 이용하여 자중과 부력에 대한 평균 μ_W, μ_{P_B} , 변동계수 COV_W, COV_{P_B} 그리고 편의 b_W, b_{P_B} 를 산정할 수 있는 다음 식 (3.9.19)과 식 (3.9.20)을 유도하였다.

$$\mu_W = (\mu_{\omega_{RC}} C_{RC} + \mu_{\omega_{NC}} C_{NC} + \mu_{\omega_{FM}} C_{FM})(h' + h_c)B \quad (3.9.19a)$$

$$COV_W = \frac{[(\sigma_{\omega_{RC}} C_{RC})^2 + (\sigma_{\omega_{NC}} C_{NC})^2 + (\sigma_{\omega_{FM}} C_{FM})^2]^{1/2}}{(\mu_{\omega_{RC}} C_{RC} + \mu_{\omega_{NC}} C_{NC} + \mu_{\omega_{FM}} C_{FM})} \quad (3.9.19b)$$

$$b_W = \frac{\omega_{RC} b_{RC} C_{RC} + \omega_{NC} b_{NC} C_{NC} + \omega_{FM} b_{FM} C_{FM}}{\omega_{RC} C_{RC} + \omega_{NC} C_{NC} + \omega_{FM} C_{FM}} \quad (3.9.19c)$$

<表 3.9.10> Statistical properties and influence coefficients of random variables in reliability function of Eq. (3.9.18) (Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan, 2009).

X_i		$b_{X_i} = \mu_{X_i}/X_k$ *)	COV_{X_i} **)	α_{X_i} ***)
f		1.060	0.150	0.689
F_H F_U	Mild slope	0.740	0.239	-0.704
	Steep slope	0.825	0.251	
wl ****)	$r_{wl} = 1.5$	1.000	0.200	-0.059
	$r_{wl} = 2.0, 2.5$	1.000	0.400	
ω_{RC}		0.980	0.020	0.030
ω_{NC}		1.020	0.020	0.025
ω_{FM}		1.020	0.040	0.150

<表 3.9.11> Influence coefficients of random variables for various uncertainty conditions.

X_i	α_{X_i}			
	Mild slope/ $r_{wl} = 1.5$	Steep slope/ $r_{wl} = 1.5$	Mild slope/ $r_{wl} = 2.0, 2.5$	Steep slope/ $r_{wl} = 2.0, 2.5$
f	0.727	0.662	0.725	0.660
F_H	-0.651	-0.708	-0.651	-0.707
F_U	-0.166	-0.198	-0.166	-0.198
P_B	-0.035	-0.036	-0.070	-0.071
W	0.137	0.140	0.137	0.140

*) $b_{X_i} = \mu_{X_i}/X_k$ = Bias of average (average value/characteristic value)

**) COV_{X_i} = Coefficient of variation

***) α_{X_i} = Influence coefficient on failure limit state

****) r_{wl} = H.H.W.L./H.W.L.

$$\mu_{P_B} = \omega_w (h'' + \mu_{wl}) B \quad (3.9.20a)$$

$$COV_{P_B} = \frac{COV_{wl}}{1 + h''/\mu_{wl}} \quad (3.9.20b)$$

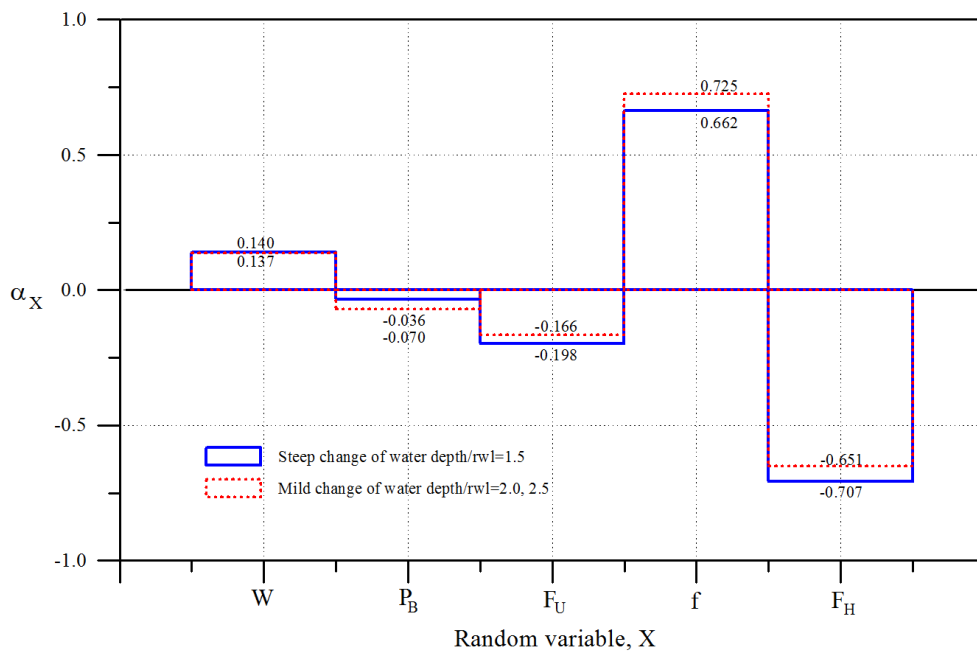
$$b_{P_B} = \frac{1 + \omega_l b_{wl}/h''}{1 + \omega_l/h''} \quad (3.9.20c)$$

여기서 $b_{X_i} = \mu_{X_i}/X_k$ 는 각 확률변수의 편의이며 X_k 는 각 확률변수의 특성치로 본 연구에서는 식 (3.9.13)의 결정론적 설계법에서 사용하는 해당 변수의 값을 그 확률변수의 특성치로 정의하였다(<표 3.9.9>).

따라서 식 (3.9.19)과 식 (3.9.20)을 이용하면 일본의 항만 설계기준에 제시된 바와 같이 본 연구에서도 조위의 불확실성뿐만 아니라 케이슨을 구성하는 재료의 불확실성을 모두 고려할 수 있다. 그러나 본 연구에서는 식 (3.9.15)의 개념을 도입하여 일본의 항만 설계기준에서 제시한 형식과 다르게 케이슨을 구성하는 각 재료의 불확실성을 고려하면서 그 영향을 하나로 통합하여 실무에서 용이하게 사용할 수 있도록 하였다. <표 3.9.9>의 마지막 열에 일본의 항만 설계기준에서 제시한 신뢰성 해석 결과를 제시하였는데 전체 변수 중 자중의 불확실성이 파괴에 미치는 영향이 약 2.4%로 매우 미약하다. 한편 일본의 항만 설계기준에 제시된 또 다른 문제는 수평파력과 양압력의 영향계수를 구분하지 않고 동일하게 고려한다는 것이다 신뢰성 해석 이론에서 $\sum \alpha_{X_i}^2 = 1.0$ 이 반드시 만족해야하는데 식 (3.9.18)과 같은 활동에 대한 신뢰함수와 일본의 항만 설계기준(2009)에 제시된 영향계수를 이용하면 $\sum \alpha_{X_i}^2 = 1.49$ 가 된다. 이는 양압력의 영향계수를 너무 크게 고려하고 있기 때문이다 따라서 수평파력과 양압력의 영향계수를 정확하게 해석할 필요가 있다

본 연구에서 제시된 개념을 이용하여 조위의 불확실성뿐만 아니라 케이슨을 구성하는 재료의 불확실성을 모두 고려하면서 앞에서 언급한 일본의 항만 설계기준에 내포된 문제점을 해결하고자 한다. 식 (3.9.18)~식 (3.9.20)과 <표 3.9.9>의 자료를 이용하여 신뢰성 해석을 수행하였다. 모든 확률변수가 정규분포를 따른다는 가정 하에 Level II AFDA에 의하여 산정된 각 확률변수의 영향계수를 <그림 3.9.14>와 <표 3.9.10>에 제시하였다. 최근 결정론적 방법으로 설계된 가장 대표적인 단면의 케이슨 체적비 $C_{RC} = 0.49$, $C_{FM} = 0.50$ 에 대해 <표 3.9.9>에 제시된 하상 경사 및 수위변동 조건을 조합하여 모두 4가지에 대하여 수행된 결과를 나타낸 것이다. 본 연구에서 제시하지 않았지만 체적비 변화에 따른 영향계수의 변화는 거의 발생하지 않는다

이는 자중이 미치는 영향이 상대적으로 작기 때문이다 <그림 9.14>를 보면 본 연구에서 산정한 마찰계수, 수평과력 그리고 부력에 대한 영향계수는 일본의 항만 설계기준에서 제시한 결과와 약간 차이가 나지만 거동범위는 비교적 잘 일치하는 것으로 확인되었다. 또한 자중에 대한 영향계수도 비교적 잘 일치한다. 따라서 본 연구에서 제시한 식 (3.9.15)의 개념이 올바르게 수립된 것임을 확인할 수 있다. 한편 앞에서 언급한 양압력에 대한 영향계수는 일본의 항만 설계기준에서 제시한 것과 다르게 수평과력에 대한 영향계수보다 약 3.5배 이상 작게 나타나고 있다. 본 연구에서 산정된 각 확률변수의 영향계수의 제곱의 합은 $\sum \alpha_{X_i}^2 = 1.00$ 이다. 따라서 일본 항만 설계기준의 문제점을 해결함과 동시에 수위의 불확실성뿐만 아니라 케이슨을 구성하는 재료의 불확실성을 모두 고려하면서 그 영향을 자중과 부력이라는 하나의 확률변수로 통합하여 나타낼 수 있다.



<그림 3.9.14> Influence coefficients of random variables evaluated by the present study.

나. 부분안전계수 산정 및 검증

이상에서 산정된 각 확률변수의 영향계수를 이용하여 Level I 신뢰성 설계법의 근간이 되는 부분안전계수를 산정하였다 적용의 일치성을 위하여 각 확률변수의 부분안전계수는 하중변수나 저항변수 모두 동일한 형식을 갖는 것으로 하였다 본 연구에서는 다음 식 (3.9.21)을 이용하여 각 확률변수의 부분안전계수를 산정하였다(이철웅, 2007; 2008).

$$\gamma_{X_i} = (1 - \alpha_{X_i} \beta_T COV_{X_i}) \frac{\mu_{X_i}}{X_k} \quad (3.9.21)$$

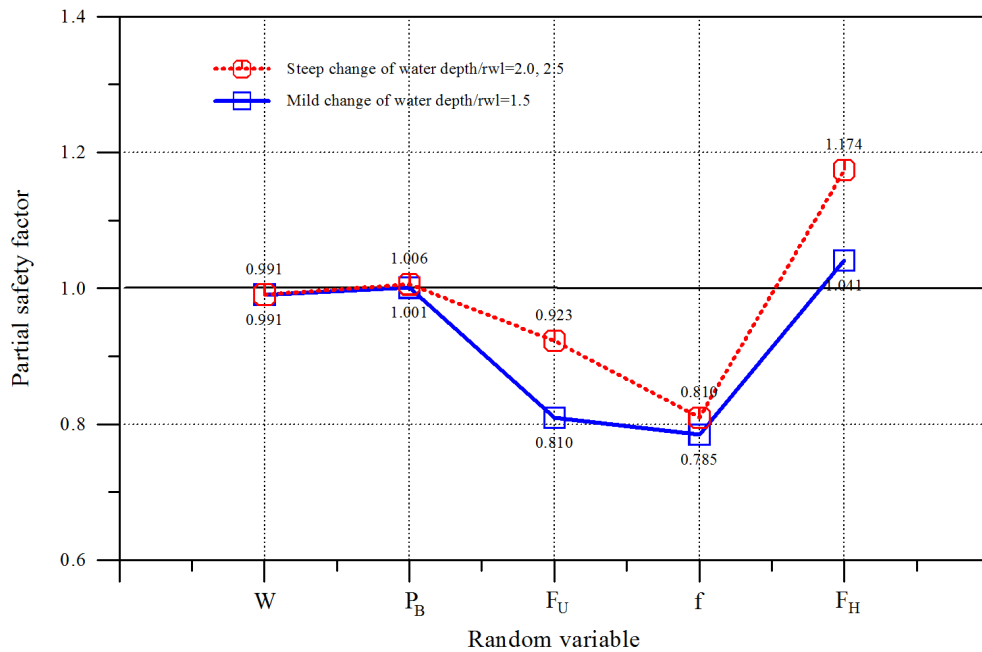
여기서 β_T 는 해당 파괴모드의 안정성에 대한 목표수준을 정의하는 목표신뢰도지수로 목표파괴확률, $(P_f)_T = 1 - \Phi(\beta_T)$ 이다. 본 연구에서는 이철웅(2010), 일본의 항만설계기준(2009)에 제시된 $\beta_T = 2.40$ 을 혼성제 케이슨의 활동에 대한 목표수준으로 사용하였다. 2절에서 제시된 각 확률변수의 불확실성 및 영향계수를 이용하여 식 (3.9.21)로 부터 산정된 각 확률변수의 부분안전계수를 <표 3.9.11> 및 <그림 3.9.15>에 제시하였다. 특히 <표 3.9.11>에는 일본의 항만 설계기준(2009)의 결과도 함께 제시하였는데, 본 연구에서 산정한 마찰계수 및 수평파력에 대한 부분안전계수가 일본의 항만설계기준에 제시된 결과와 매우 잘 일치한다.

<표 3.9.12(a)> Partial safety factors of Japan technical standards(2009) for port & harbour facilities.

X_i		γ_{X_i}
f		0.79
F_H F_U	Mild slope	1.04
	Steep slope	1.17
wl	$r_{wl} = 1.5$	1.03
	$r_{wl} = 2.0, 2.5$	1.06
ω_{RC}		0.98
ω_{NC}		1.02
ω_{FM}		1.01

<표 3.9.12(b)> Partial safety factors evaluated by the present study for various uncertainty conditions.

X_i	γ_{X_i}			
	Mild slope/ $r_{wl} = 1.5$	Steep slope/ $r_{wl} = 1.5$	Mild slope/ $r_{wl} = 2.0, 2.5$	Steep slope/ $r_{wl} = 2.0, 2.5$
f	0.785	0.809	0.786	0.810
F_H	1.041	1.174	1.041	1.174
F_U	0.810	0.923	0.810	0.923
P_B	1.001	1.001	1.006	1.006
W	0.991	0.991	0.991	0.991



<그림 3.9.15> Partial safety factors of random variables evaluated by the present study.

한편 본 연구에서는 형식의 일치성과 실무에서의 적용 편의성을 도모하기 위하여 수위변동과 케이슨 재료의 불확실성을 부력 및 자중의 부분안전계수로 통합하여 산정하였다. 그러나 일본의 항만 설계기준에서는 이를 세분화하여 각각의 확률변수에 대한 부분안전계수를 제시하였다. 이는 본 연구의 결과와 일본의 부분안전계수를 직접 단순 비교할 수 없다는 의미이다. 이를 해결하기 위해 본 연구에서는 다음 절에

서 설명할 설계기준식의 설계치(design value)가 동일해야 된다는 조건을 이용하여 다음 식 (3.9.22)과 식 (3.9.23)을 유도하였다.

$$\gamma_W = \frac{\omega_{RC}\gamma_{RC}C_{RC} + \omega_{NC}\gamma_{NC}C_{NC} + \omega_{FM}\gamma_{FM}C_{FM}}{\omega_{RC}C_{RC} + \omega_{NC}C_{NC} + \omega_{FM}C_{FM}} \quad (3.9.22)$$

$$\gamma_{P_B} = \frac{1 + wl \gamma_{ul}/h''}{1 + wl/h''} \quad (3.9.23)$$

따라서 식 (3.9.22)과 식 (3.9.23)에 일본의 항만 설계기준에서 제시한 <표 3.9.11(a)>의 각 확률변수에 대한 부분안전계수를 대입하여 정리하면 $\gamma_W = 0.994$ 그리고 $r_{ul} = 2.0, 2.5$ 인 경우의 $\gamma_{P_B} = 1.005$; $r_{ul} = 1.5$ 인 경우의 $\gamma_{P_B} = 1.003$ 이다. 이 결과는 본 연구에서 산정된 $\gamma_W = 0.991$ 과 $r_{ul} = 2.0, 2.5$ 의 $\gamma_{P_B} = 1.006$ 그리고 $r_{ul} = 1.5$ 의 $\gamma_{P_B} = 1.001$ 과 거의 일치하는 결과이다. 그러나 양압력에 대한 부분안전계수만 매우 다른 결과를 나타내고 있다. 앞에서 언급하였듯이 일본의 항만 설계기준에서는 양압력에 대한 영향계수를 실제 파괴모드에서 얻어지는 것보다 크게 고려하였기 때문이다.

이상에서 살펴본 바와 같이 본 연구에서 제시된 혼성제 케이슨의 활동에 대한 부분안전계수 산정 결과는 일본의 항만 설계기준에서 제시된 결과와 매우 잘 일치하고 있다. 특히 일본의 항만 설계기준에 제시된 양압력에 대한 문제점도 해결할 수 있었다. 또한 수위변동이나 케이슨 재료의 불확실성에 따른 부분안전계수를 형식의 일치성 차원에서 부력 및 자중의 부분안전계수로 나타내어 실무에서의 적용 편의성을 도모하였다. 이하에 본 연구에서 제시한 부분안전계수를 가지고 Level I 신뢰성 설계를 수행하여 산정된 케이슨의 단면과 일본 및 미국의 항만 설계기준에 제시된 부분안전계수를 가지고 산정된 단면을 비교·분석하였다.

다. 부분안전계수를 이용한 신뢰성 설계

부분안전계수를 이용하여 Level I 신뢰성 설계를 수행하는 과정을 자세히 설명하였다. 즉, $\beta_T = 2.4$ 와 같이 임의의 목표수준을 가지고 산정된 부분안전계수만을 이용하여 신뢰성 설계법으로 설계된 단면이 실제 그 목표수준을 만족하는지에 대한 검증을 수행하는 과정이다. 먼저 식 (3.9.18)을 이용하여 설계저항이 설계하중보다 최소한 커

야 된다는 개념 하에 혼성제 직립 케이슨의 활동에 대한 신뢰성 설계를 수행하기 위한 설계기준식을 다음 식 (3.9.24)와 같이 수립하였다.

$$f_d(W_d - P_{B_d} - F_{U_d}) \geq F_{H_d} \quad (3.9.24)$$

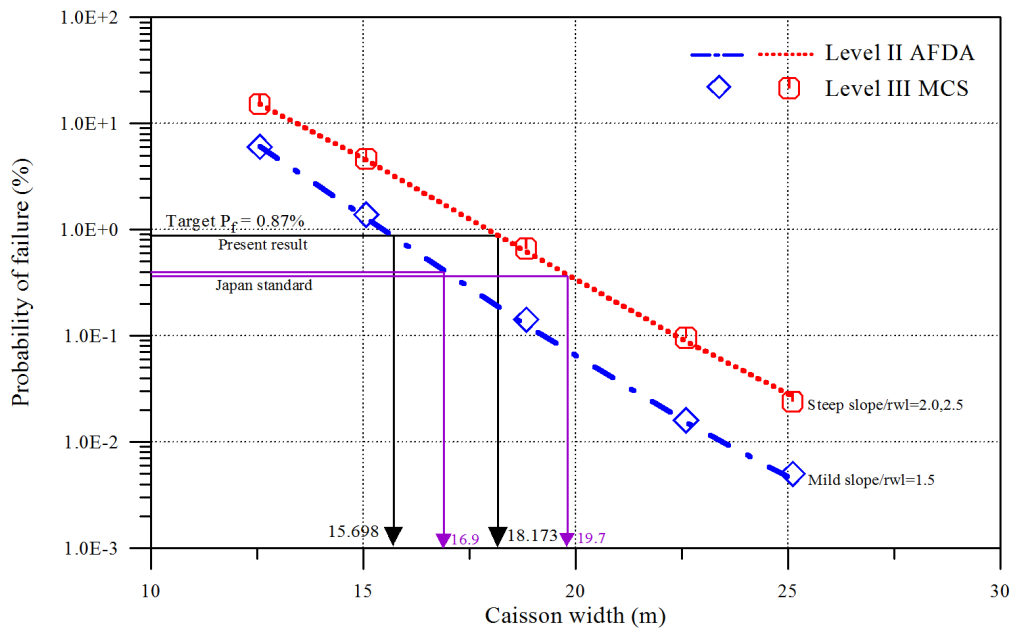
여기서 각 확률변수의 설계치 $X_d = \gamma_X X_k$ 이다. 따라서 각각의 설계치를 식 (3.9.24)에 대입하고 식 (3.9.14)~식 (3.9.16)을 이용하여 정리하면, 목표수준 범위에서 안정한 케이슨의 단면을 산정할 수 있는 다음 식 (3.9.25)을 얻을 수 있다.

$$B \geq \frac{\gamma_{F_H} F_H}{\gamma_f f \left[(\omega_{RC} C_{RC} + \omega_{NC} C_{NC} + \omega_{FM} C_{FM})(h' + h_c) \gamma_W - \omega_w (h'' + wl) \gamma_{P_B} - \gamma_{F_U} p_w / 2 \right]} \quad (3.9.25)$$

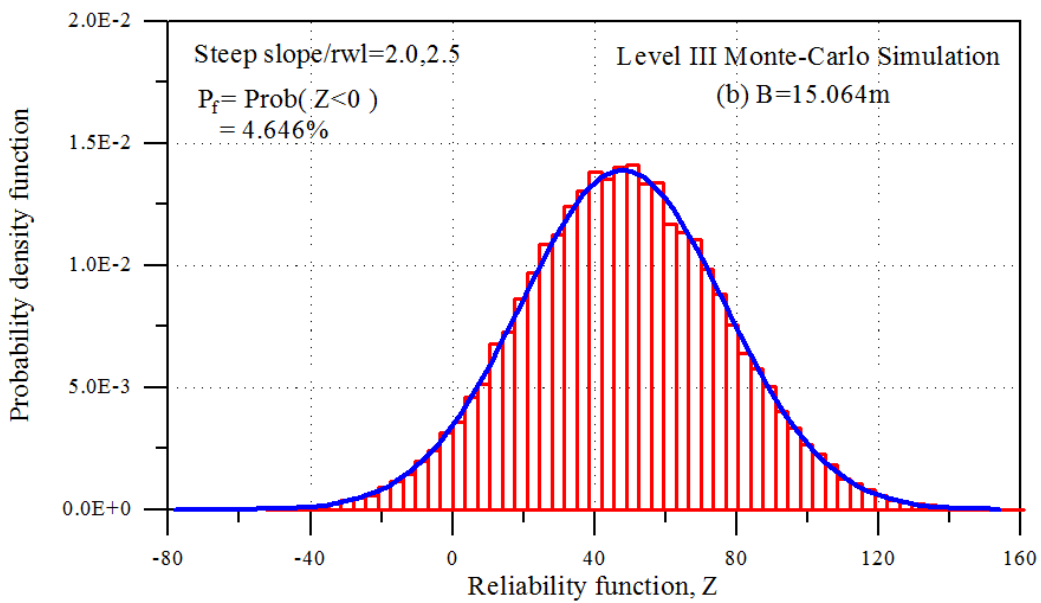
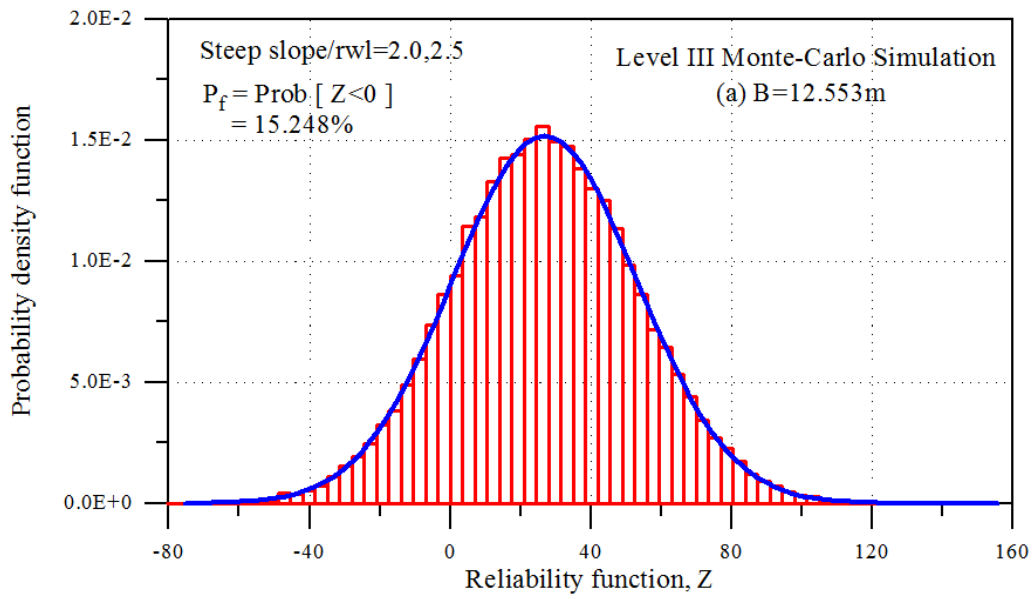
식 (3.9.25)을 이용하여 산정한 혼성제 케이슨의 활동에 대해 안정한 최소 케이슨의 단면을 <표 3.9.12>에 제시하였다. 일본의 항만 설계기준에 제시된 <표 3.9.11(a)>의 부분안전계수를 이용하여 산정된 결과도 함께 제시하였는데 식 (3.9.22)과 식 (3.9.23)을 식 (3.9.25)에 대입하여 산정하였다. 표에서 쉽게 알 수 있듯이 일본의 항만 설계기준에 제시된 부분안전계수를 이용하여 산정된 단면이 본 연구에서 제시된 부분안전계수를 이용하여 산정된 단면보다 크다. 이에 대한 결과를 더 검증하기 위하여 Level II AFDA 설계법과 Level III MCS 설계법으로 동일한 조건에 대하여 설계를 수행하여 그 결과를 <그림 3.9.16>과 <그림 3.9.17>에 제시하였다. 먼저 Level II AFDA 결과와 Level III MCS 결과가 매우 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 특히 주어진 목표파괴확률 $\beta_T = 2.4$, $(P_f)_T = 0.0087$ 에 해당하는 케이슨의 단면이 <표 3.9.12>에 제시된 본 연구의 결과와 정확하게 일치하고 있다. 그러나 일본의 항만 설계기준의 결과는 그 보다 훨씬 큰 단면을 산정하고 있다. 이는 목표파괴확률 $\beta_T = 2.4$ 를 가지고 부분안전계수를 산정하여 제안하였지만 막상 그 부분안전계수만을 가지고 Level I의 신뢰성으로 설계하면 그 보다 훨씬 큰 안정성을 가지는 과대 단면을 산정한다는 의미이다. 따라서 일본의 항만 설계기준에 제시된 부분안전계수는 목표수준과의 일치성이 결여된 값이라 판단된다. 그에 반해 본 연구의 결과는 <표 3.9.12>에서 쉽게 알 수 있듯이 목표수준과의 일치성이 잘 만족되고 있다.

<표 3.9.13> Comparison of caisson widths determined by Level I reliability design method.

	Present			Japan standard(2010)		
	$B(m)$	β	P_f	$B(m)$	β	P_f
Mild slope/ $r_{wl} = 1.5$	15.698	2.402	0.00861	16.920	2.650	0.00403
Mild slope/ $r_{wl} = 2.0, 2.5$	15.717	2.402	0.00861	16.945	2.650	0.00403
Steep slope/ $r_{wl} = 1.5$	18.151	2.402	0.00861	19.728	2.668	0.00382
Steep slope/ $r_{wl} = 2.0, 2.5$	18.173	2.402	0.00861	19.759	2.668	0.00382



<그림 3.9.16> Caisson width with respect to failure probability evaluated by the present study.



<그림 3.9.17> Probability density function of reliability function generated by Monte-Carlo simulation with Eq. (3.9.18)

한편 서론에서 언급된 바와 같이 미국의 항만 설계기준인 CEM(2006)에서도 혼성 제 케이슨의 활동에 대한 부분안전계수를 제시하였다 그러나 이철웅(2009)에서 언급된 바와 같이 본 연구나 일본의 형식과는 달리 실제 신뢰성 설계를 하기 위해서는 복잡한 과정을 거쳐야 하는 어려움을 내포하고 있다. 이는 파력의 부분안전계수를 직접 제시하지 않고 간접적으로 파고의 부분안전계수를 사용하기 때문이다 본 연구

에서는 미국의 CEM(2006)에서 제시된 부분안전계수와 다음 식 (3.9.26)의 설계기준식을 이용하여 신뢰성 설계를 수행하였다.

$$\frac{f}{\gamma_Z}(F_G - U_V F_U) \geq U_H F_H \quad (3.9.26)$$

여기서 γ_Z 는 마찰계수의 부분안전계수, $F_G = W - P_B$, U_V 와 U_H 는 양압력 및 수평 파력에 대한 편의계수로 각각 0.77과 0.90이다. 식 (3.9.26)을 적용할 때 특히 주의할 점은 파력 F_U 와 F_H 를 산정할 때 현행의 결정론적 설계법과 다르게 최대파고가 아닌 $\gamma_H H_s$ 를 사용한다는 점이다. 따라서 CEM(2006)에서는 두 개의 부분안전계수 파고에 대한 부분안전계수 γ_H 와 마찰계수에 대한 부분안전계수 γ_Z 를 가지고 설계한다. 본 연구에서는 앞에서 해석한 제반조건과 유사하다고 판단되는 천해의 경우에 대하여 적용하였다. <표 3.9.13>에 제시된 바와 같이 목표파괴확률 $(P_f)_T = 1\%$ 에 해당하는 파고의 불확실성의 정도(σ'_{FH_s})에 따른 두 종류의 부분안전계수를 가지고 신뢰성 설계를 수행하였다. 결정론적 설계법으로 산정한 결과를 함께 <표 3.9.14>에 제시하였다. 특히 <표 3.9.14>에는 신뢰성 설계에 의해 결정된 각각의 케이스 단면이 실제 갖게 되는 파괴확률도 제시하였다. 이는 목표파괴확률과 실제 결정된 단면의 파괴확률이 일치 하는지를 신뢰성 해석을 통하여 확인하기 위함이다. 파력과 수위변동이 각각 급경사(steepest slope)이며 $r_{ud} = 2.0, 2.5$ 인 불확실성 조건에 대해 Level II AFDA 기법으로 신뢰성 해석을 수행하였다. 이는 <표 3.9.14>의 단면산정 조건이 천해로 수심변화나 수위변동이 심해보다는 클 것이라고 판단했기 때문이다. 표에서 쉽게 알 수 있듯이 동일한 목표파괴수준 1%에 대하여 제시된 부분안전계수로 설계된 단면임에도 불구하고 실제 파괴확률은 목표수준과는 커다란 차이를 보이고 있다. 실제 파괴확률이 목표수준보다 10배 이상 큰 경우에서부터 4배 이상 작은 경우까지 커다란 차이를 보이고 있다. 특히 어떤 단면은 현행의 결정론적 설계법에서 정의하는 허용 안전율 1.2 조차 만족하지 못한다. 이와 같은 일치성 결여는 설계시 혼란만 야기할 수 있다. 따라서 CEM(2006)에 제시된 부분안전계수를 이용하는 Level I 신뢰성 설계는 일본이나 본 연구에서 제시한 방법에 비하여 그 적용성도 복잡할 뿐만 아니라 목표수준을 만족하지 못한다.

마지막으로 <표 3.9.12와 <표 3.9.14>의 결과를 이용하여 이상의 신뢰성 설계 결과를 종합적으로 비교하기 위한 해석이 수행되었다. <그림 3.9.18>에 미국 및 일본 그

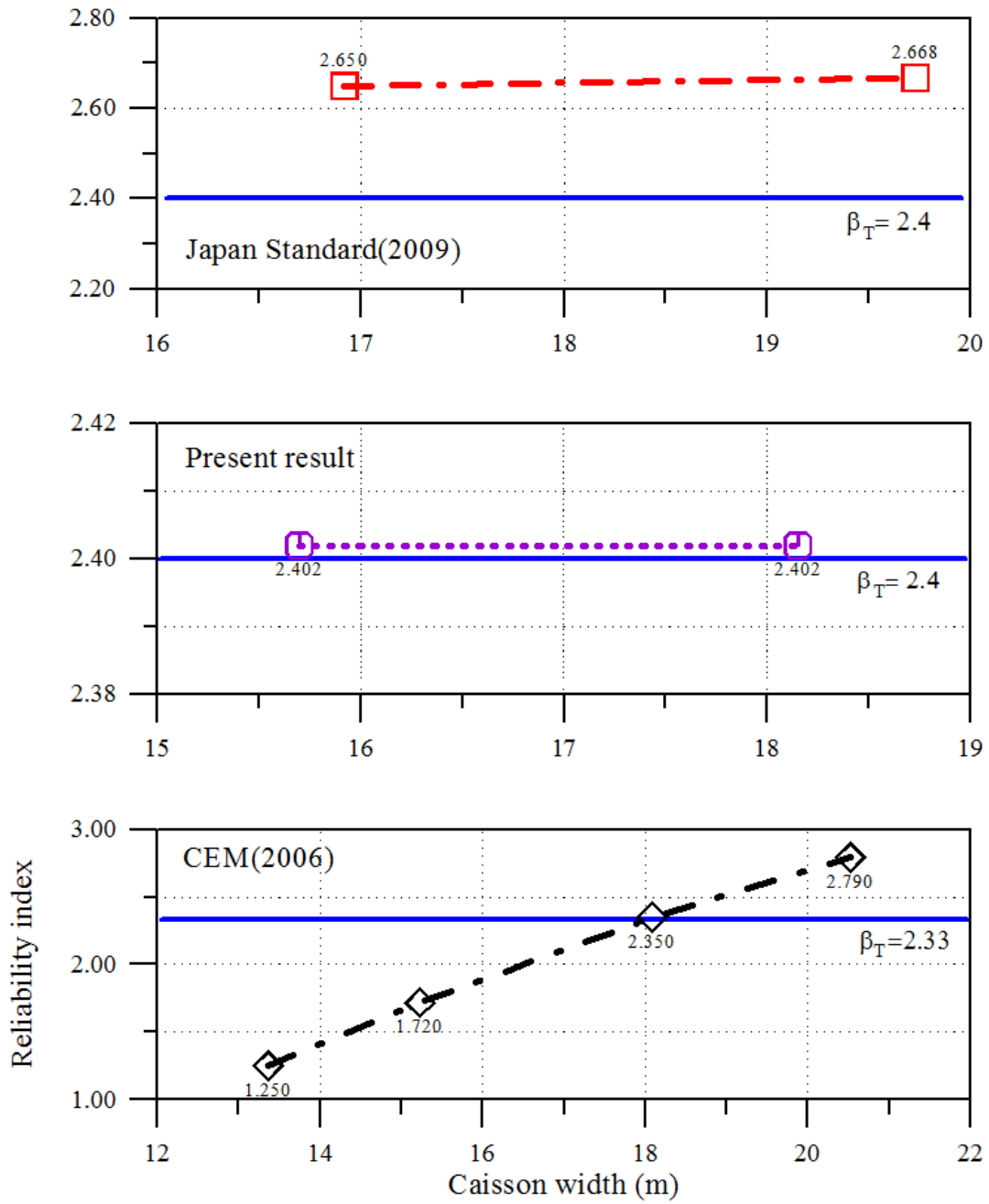
리고 본 연구에서 제시한 부분안전계수를 가지고 Level I 신뢰성 설계에 의하여 산정된 케이슨 단면의 목표과괴확률과의 일치성을 비교하여 제시하였다 그림에서 알 수 있듯이 일본의 경우는 신뢰성 설계법으로 설계된 실제 단면들이 모두 목표과괴확률을 초과하고 있다. 이는 일본의 항만 설계기준에 제시된 부분안전계수를 이용하여 신뢰성 설계를 수행하게 되면 실제 단면은 과다 설계된다는 것을 의미한다 반면 미국의 결과는 반 이상이 목표과괴확률 아래 위치하고 있다 이는 CEM(2006)에 제시된 부분안전계수를 이용하여 신뢰성 설계를 수행하게 되면 실제 단면은 상당히 과소 설계될 수 있다는 것을 의미한다. 한편 본 연구의 결과는 모두 목표과괴확률과 매우 잘 일치하고 있다. 따라서 Level I 신뢰성 설계시 본 연구에서 제시된 부분안전계수를 이용하면 일본이나 미국의 항만 설계기준에서 제시된 부분안전계수를 이용하는 것보다 목표과괴확률과 일치하는 최적의 단면을 설계를 할 수 있다

<표 3.9.14> Partial safety factors of CEM(2006) for various uncertainty conditions.

$(P_f)_T$	Design with model tests				Design without model tests			
	$\sigma'_{FH_s} = 0.05$		$\sigma'_{FH_s} = 0.2$		$\sigma'_{FH_s} = 0.05$		$\sigma'_{FH_s} = 0.2$	
	γ_H	γ_Z	γ_H	γ_Z	γ_H	γ_Z	γ_H	γ_Z
0.001	1.2	1.6	1.3	1.6	1.3	1.9	1.4	1.9

<표 3.9.15> Caisson widths determined by Level I reliability design method with partial safety factors of CEM and those safety factors and probabilities of failure.

Method	Deterministic method	CEM(2006)'s method			
		Design with model tests		Design without model tests	
		$\sigma'_{FH_s} = 0.05$	$\sigma'_{FH_s} = 0.2$	$\sigma'_{FH_s} = 0.05$	$\sigma'_{FH_s} = 0.2$
$B(m)$	15.064	13.358	15.231	18.086	20.520
F_S	1.20	1.06	1.21	1.44	1.63
β	1.69	1.25	1.72	2.35	2.79
$P_f(\%)$	4.543	10.623	4.264	0.932	0.265



<그림 3.9.18> Variation of reliability index of caisson section designed by Level I reliability design method.

제 10 절 안벽의 설계법

1. 개요

설계변수의 변동성을 고려하지 않는 기존의 설계방법에서는 설계에 의한 구조물의 거동이 허용치를 초과하지 않으면 안정성을 확보한 것으로 평가한다 즉, 공칭 설계변수에 의해 계산되는 저항치(resistance value)가 하중치(load value)보다 충분히 크게 확보될 때 안전한 것으로 평가한다. 그러나, 이 경우에도 설계치의 불확실성을 고려하기 위해 안전율(safety factor) 개념을 도입한다. 즉, 저항치를 하중치로 나눈 값을 안전율(F.S)로 정의하고 이 값이 허용안전율보다 크도록 설계한다 구조물의 중요도가 높을수록, 설계치의 불확실성이 클수록 허용안전율은 크게 되며 반대의 경우는 작게 된다 현행 설계법에서 안전율은 약 1.1~3.0의 값을 가지게 되는데 이것은 저항치가 하중치보다 10%~300% 크게 설계함으로써 설계치의 변동성에 의한 위험을 감소시키고자 한 것이다.

$$F.S = \frac{R(X)}{S(X)} \quad (3.10.1)$$

이에 반하여 설계치의 확률적 변동성을 설계에 고려하고자 하는 것이 확률론적 설계법(probabilistic design) 또는 신뢰성 설계법(reliability based design)이다. 신뢰성 설계법에서는 구조물이 위험에 놓이게 되는 상태를 한계상태(limit state)로 정의하여 한계상태에 이르게 되는 확률이 허용치보다 작게 되도록 설계를 유도한다 즉, 한계상태를 저항치와 하중치로 정의하면 다음과 같다.

$$g(X) = R(X) - S(X) \quad (3.10.2)$$

한계상태에 의한 위험영역은 $g(X) < 0$ 에 의해 정의할 수 있으므로 이러한 상태에 놓이게 되는 것을 파괴로 규정하고 파괴가 발생할 때의 확률을 파괴확률(P_f)로 정의한다. 신뢰성 설계에 의한 파괴확률은 다음과 같다.

$$P_f = \text{prob}[R(X) < S(X)] \quad (3.10.3)$$

신뢰성 설계를 위해서는 이와 같은 파괴확률이 만족해야할 허용치를 합리적으로 결정하는 것이 필요하다.

신뢰도지수는 현재 조건에 대한 상대적인 평가로서 구조물 성능의 기대치에 대한 질적인 판단수단을 제공한다. 제방의 신뢰도지수가 비교적 크다면 제방의 기능을 잘 수행할 것으로 기대되지만 신뢰도지수가 작다면 기능수행이 불안정성을 가지고 있으며 현재 주요한 보수보강 문제를 가지고 있는 것으로 판단된다. 불완전 기능수행 (unsatisfactory performance) 가능성이란 성능함수(performance function or limit state function)의 값들이 한계상태에 도달하거나 또는 불만족스러운 일이 일어날 확률을 의미한다. 예를 들어 만약 성능함수가 사면안정에 관한 용어로 정의 되고 기능 불완전 가능성이 0.023이라면 매 1,000회마다. 23회의 불안정성이 나타나는 것을 의미하며 그 결과, 구조물에 결함이라든지 안정문제를 발생시킬 수 있다

<표 3.10.1> 신뢰도지수(β)와 파괴확률의 관계

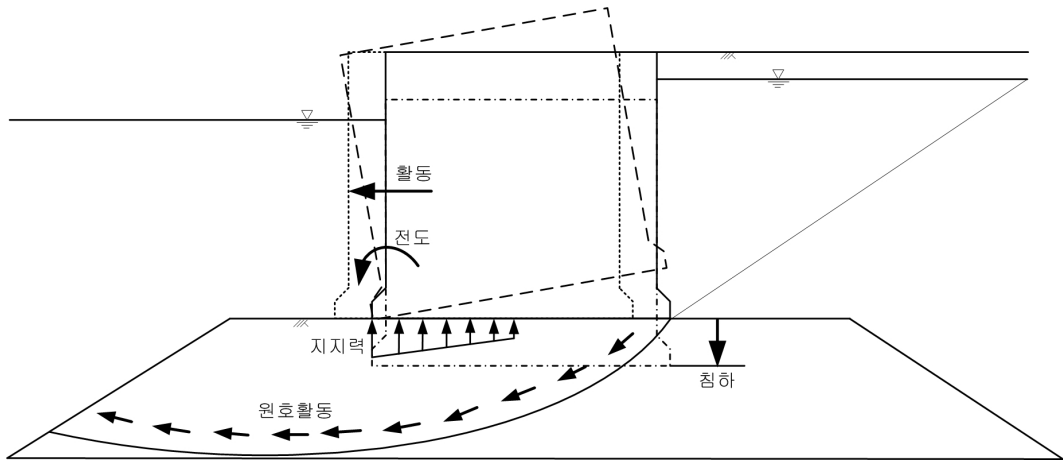
기대 수준	신뢰도지수(β)	파괴확률($p_f = \Phi(-\beta)$)
High	5	0.0000003
Good	4	0.00003
Above average	3	0.001
Below average	2.5	0.006
Poor	2.0	0.023
Unsatisfactory	1.5	0.07
Hazardous	1.0	0.16

2. 중력식 안벽의 설계이론

가. 개요

중력식 안벽의 파괴는 체체의 활동, 전도, 저면지지력, 마운드 직선활동, 원호활동 및 침하 등에 의한다. 이들 파괴모드는 서로 독립적으로 발생하기도 하지만 두 가지 이상의 파괴모드가 복합적으로 발생할 수 있다. 본 표준서에서는 각 파괴모드가 서로 독립적으로 발생한다는 가정 하에 작성되었으며 추후 상호 종속적 파괴에 대하여 객관적으로 공인할 수 있는 연구결과가 제시된다면 그 방법론을 추가할 수 있다

나. 중력식 안벽의 파괴모드



<그림 3.10.1> 중력식 안벽의 파괴모드

(1) 벽체의 활동

토압력, 지진력, 관성력, 동수압력, 잔류수압력 등의 수평력이 중력식 안벽의 저면 마찰력을 초과함으로써 발생하는 파괴모드를 활동파괴라 한다. 활동 파괴시 중력식 안벽의 제체 저면과 접하고 있는 기초부는 부분적으로 붕괴할 수 있으나 파괴가 일어나는 동안에는 충분한 접촉을 통해 마찰력이 발생한다고 가정한다

제체의 활동에 대한 안정성을 확보하기 위해서는 다음과 같은 안정조건을 만족해야 한다.

$$f_c \left(\sum W_i - B + C + E_v \right) > \left(E_h + S + R + D + K_h \sum W_i \right) \quad (3.10.4)$$

여기서,

f_c : 제체저면과 마운드 사이의 마찰계수

W_i : 제체중량(철근콘크리트, 무근콘크리트 및 채움석)

B : 제체의 수중부분에 의한 부력

C : 상재하중

E_v : 연직토압 합력

- E_h : 수평토압 합력
- S : 선박에 의한 견인력
- R : 제체 배면의 잔류수위에 의한 합력
- D : 지진시 제체 전면의 해수에 의한 동수압 합력
- K_h : 지진계수

(2) 벽체의 전도

수평력(수평토압력, 지진력, 관성력, 동수압력, 잔류수압력 등)과 모멘트 팔길이 (수평력의 중심과 회전중심까지의 연직거리)의 곱으로 표현되는 외력모멘트가 연직력(자중 및 연직토압력)과 모멘트 팔길이(연직력의 중심과 회전중심까지의 수평거리)의 곱에 의한 저항모멘트를 초과하여 발생하는 파괴를 전도파괴라 한다
전도파괴를 방지하기 위하여 만족해야 하는 조건은 다음식과 같다

$$\sum_i d_{W_i} W_i - d_B B + d_C C + d_{E_v} E_v > \left(d_{E_h} E_h + d_S S + d_R R + d_D D + K_h \sum d_{K_{hi}} W_i \right) \quad (3.10.5)$$

여기서,

- W_i : 제체중량(철근콘크리트, 무근콘크리트 및 채움석)
- B : 제체의 수중부분에 의한 부력
- C : 상재하중
- E_v : 연직토압 합력
- E_h : 수평토압 합력
- S : 선박에 의한 견인력
- R : 제체 배면의 잔류수위에 의한 합력
- D : 지진시 제체 전면의 해수에 의한 동수압 합력
- K_h : 지진계수
- d_{W_i} : 제체 중량 W_i 의 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
- d_B : 부력의 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리

- d_C : 상재하중 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
- d_{E_v} : 연직토압 합력 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
- d_{E_h} : 수평토압 합력 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
- d_S : 선박견인력 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
- d_R : 잔류수압 합력의 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
- d_D : 동수압 합력의 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
- d_{K_i} : 제체중량 W_i 의 관성력 중심과 제체 저면까지의 연직거리

(3) 지반의 지지력

벽체자중 및 재하하중에 대하여 기초 지반의 지지력 부족에 의해 파괴가 발생되지 않도록 검토해야 한다. 중력식 안벽은 자중, 연직토압과 크레인 하중 등의 연직력과 지진력, 수평토압, 견인력 등의 수평력이 동시에 작용함으로 인하여 기초 지반에 편심 및 경사하중이 작용하게 된다. 이러한 경우 기초의 지지력에 대한 안정성은 편심 및 경사하중을 고려하여 검토하여야 한다.

(가) 간편 Bishop법에 의한 방법

편심 및 경사하중이 작용하는 기초의 지지력 계산시 중력식 안벽과 같이 기초 지반 위에 사석 마운드가 있는 이층구조의 경우는 그 특성을 반영해야 한다. 안벽 및 방파제 구조물의 안정성 평가 실내 및 현장실험 결과, 간편 Bishop법에 의한 원호활동 계산이 실제 현상을 잘 재현한다고 밝혀진바 있다(해양수산부, 2005).

간편 Bishop법 계산을 위한 원호활동면 가정 시 활동면의 시점은 다음 그림과 같이 하중의 합력점에 대하여 가까운 쪽 기초의 단부와 대칭되는 점으로 가정한다. 이 경우에 최소의 안전율이 산정된다고 보고되어 있기 때문이다. 기초면에 작용하는 연직하중은 기초단부와 활동면 시점 사이에 작용하는 등분포하중으로 환산해야 하며, 수평력은 기초 저면에 작용시킨다. 등분포로 환산된 연직하중은 지반내에 연직으로 활동면까지 전달된다고 가정한다.

(나) 하중분산법에 의한 방법

현재까지 이용된 방법 중에 사석마운드 상하부에서의 지반반력을 조합하여 안정성을 검토하는 방법이 있으나, 허용지지력과 그에 따른 지반조건 등에 대한 충분한 실적이 있거나 검증된 경우에 한하여 적용할 수 있다. 다음 식은 사석마운드 상부에서 작용하중에 대한 지반반력 계산식이고 이 값이 허용지지력을 초과해서는 안 된다.

$$q_a > \begin{cases} \frac{Q}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) & \left(e < \frac{b}{6}\right) \\ \frac{4Q}{3(b-2e)} & \left(e > \frac{b}{6}\right) \end{cases} \quad (3.10.7)$$

여기서,

q_a : 제체의 허용지지력

Q : 연직력의 합계 $\left(= \sum_i W_i - B + C + E_v\right)$

b : 저면 폭(푸팅부 포함)

e : 저면지지력 합력의 편심거리 $\left(= \frac{b}{2} - \frac{M_R - M_S}{Q}\right)$

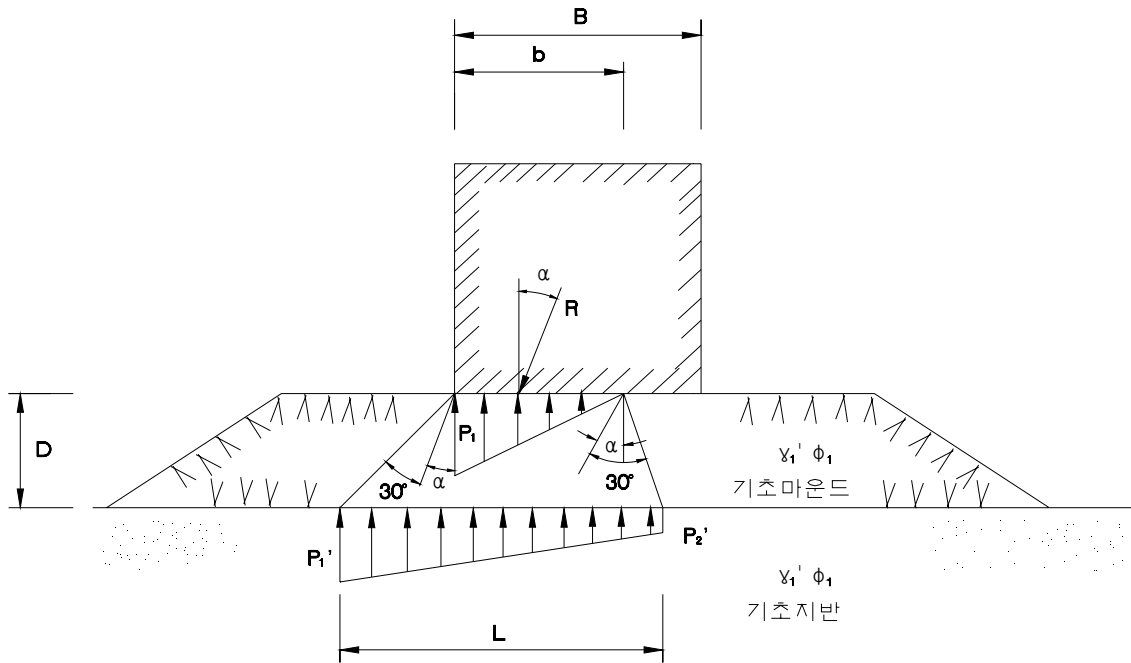
M_R : 저항모멘트 합 $\left(= \sum d_{W_i} W_i - d_B B + d_C C + d_{E_v} E_v\right)$

M_S : 외력모멘트 합 $\left(= d_{E_h} E_h + d_S S + d_R R + d_D D + K_h \sum d_{K_i} W_i\right)$

또한, 식 (3.10.4)와는 별도로 사석마운드 하부 기초지반에서의 지지력은 다음과 같이 검토한다.

즉, 사석마운드 상부에서 구한 지반반력을 그 하부에 30°의 분산각도로 분포시키며, 하중분포는 사다리꼴이 된다. 여기서 구한 지반반력의 최대값(p_1')이 허용지지력을 초과하지 않으면 기초지반의 안정성이 확보되었다고 간주한다

$$p_1' = \frac{b}{L} p_1 + \gamma_1 D \quad (3.10.8)$$



<그림 3.10.3> 마운드 상하부에서의 지반반력 계산

여기서,

R : 하중의 합력

e : R 의 편심량

γ_1' : 사석의 수중단위중량

b : 사석마운드 상부에서의 지반반력 분포 폭

삼각형 분포 : $b = 3(B/2 - e)$

사다리꼴 분포 : $b = B$

L : 기초지반 상부의 하중분포 폭

$$L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$$

(4) 마운드 직선활동

중력식 안벽의 안정조건에는 사석마운드의 직선활동에 대한 안정검토를 포함한다. 가상의 직선활동면에 대하여 직선활동 저항력이 활동을 유발하는 외력보다 커야 하며 다음과 같은 안정조건을 만족해야 한다.

$$[V\cos\theta - H\sin\theta]f_m > [V\sin\theta + H\cos\theta] \quad (3.10.9)$$

여기서,

V : 직선활동부에 작용하는 연직력의 합

$$\left(= \sum W_i - B + C + E_v + W_r \right)$$

H : 직선활동부에 작용하는 수평력의 합

$$\left(= K_h (\sum W_i + W_r) + S + E_h + R + D \right)$$

W_r : 직선활동에 의해 움직이는 마운드의 중량

θ : 수평면과 활동면이 이루는 각

f_m : 직선활동면의 마찰계수

(5) 원호활동

안벽 구조물 전체의 안정으로 미끄럼 파괴면을 원형으로 고려한 원호활동에 대한 검토를 하여야 한다. 이러한 원호활동 검토시는 수정 Fellenius 방법에 의한 절편법을 이용하며 안정조건은 다음과 같다.

$$\sum (c'b + W\cos^2\alpha \tan\phi') \sec\alpha > \sum W\sin\alpha + \frac{1}{R} \sum Ha \quad (3.10.10)$$

여기서,

b : 분할편의 폭

$W(W')$: 단위 길이당 분할편의 전체(유효)중량

α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각

R : 활동원의 반경

H : 활동원호 내의 분할편에 작용하는 수평력

a : H 의 작용점과 활동원의 중심 사이의 팔길이

(6) 지반의 침하

대부분 안벽구조물은 요구되는 최소의 지지력이 확보되는 지지층까지 굴착하여 기초지반을 마련하거나 연약한 지층이 치환 가능한 심도 내에 존재할 경우 압축성이 작은 양질의 재료로 치환한다. 또한, 깊은 심도까지 연약층이 존재하여 치환이 어려운 경우는 모래다짐말뚝(sand compaction pile), 심층혼합처리공법(deep mixing method) 등의 지반개량공법을 이용하여 침하에 대하여 안정화하는 것이 일반적이다.

(가) 즉시침하

즉시침하는 지반의 탄성계수를 이용한 탄성이론에 의해 추정할 수 있다

① 연직 집중하중에 의한 침하

연직 집중하중을 받는 경우 지표면의 침하량(S_i)은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$S_i = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi r E} \quad (3.10.11)$$

여기서, P : 집중하중(kN)

ν : 흙의 포아슨비

r : 하중작용점으로부터의 수평거리(m)

E : 흙의 탄성계수(kN/m^2)

② 연직 선하중에 의한 침하

연직 선하중이 작용하는 경우 지표면의 침하량(S_i)은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$S_i = \frac{2p(1-\nu^2)}{\pi E} \ln\left(\frac{d}{r}\right) \quad (r \leq d) \quad (3.10.12)$$

여기서, p : 연직 선하중(kN/m)
 d : 지표면상에서 침하량이 0이 되는 점과
선하중 재하위치와의 수평거리(m)로써
적절히 가정

③ 등분포 원형하중에 의한 침하

원의 중심에서의 지표면 침하량(S_i)은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$S_i = \frac{2p(1-\nu^2)}{E} R \quad (3.10.13)$$

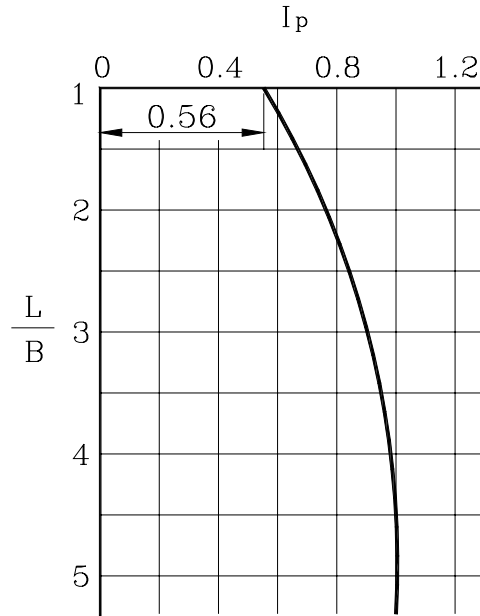
여기서, R : 원형하중의 반경(m)
 p : 등분포하중(kN/m^2)

④ 등분포 직사각형하중에 의한 침하

직사각형의 모서리 N'에서 지표면의 침하량은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$S_i = pB \frac{(1-\nu^2)}{E} I_P \quad (3.10.14)$$

여기서, p : 등분포하중(kN/m^2)
 I_P : 침하량에 대한 영향계수. 직사각형의 길이/폭(L/B) 비의 함수로
다음 그림에서 구할 수 있다.



<그림 3.10.4> 등분포 직사각형하중에 의한 모서리 침하에 대한 영향계수

통상 지지력이 확보되는 견고한 사질토층까지 굴착하거나 양질의 조립재로 치환 후 기초를 설치하는 경우는 대부분 즉시침하가 발생되며 시공 도중에 침하가 완료된다.

(나) 압밀침하

포화된 점성토 지반 상에 하중이 가해지면서 발생하는 간극수압은 소산되는데 많은 시간이 필요하고 이 과정에서 압밀침하가 발생한다. 최종 압밀침하량(S_c)은 다음의 방법으로 계산할 수 있다.

① e-logp 곡선을 이용하는 방법

$$S_c = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (3.10.15)$$

여기서, H : 압밀층 두께(m)

Δe : 압력증분(Δp)에 대한 간극비의 변화량

e_0 : 초기간극비

② C_c 방법

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} \cdot H \cdot \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right) \quad (3.10.16)$$

여기서, C_c : 압축지수

P_0 : 유효상재하중(kN/m^2)

ΔP : 유효상재하중 증가량(kN/m^2)

③ m_v 방법

$$S_c = m_v \cdot \Delta P \cdot H \quad (3.10.17)$$

여기서, m_v : 체적압축계수(m^2/kN)

다. 하중과 하중조합

(1) 개요

중력식 안벽에 작용하는 하중들은 반드시 동시에 작용하여 체체의 파괴를 유발하지는 않는다. 예를 들어 지진이 발생하지 않은 상황의 안벽파괴는 동수압 체체 관성력 등이 신뢰성 설계에 고려될 수 없다. 따라서, 각각의 발생특성을 고려한 하중조합을 이용해야 합리적인 신뢰성 설계가 가능하다.

(2) 하중조합

(가) 상시

상시에 작용하는 하중에 의한 신뢰성 평가는 상시하중 중에서 중력식 안벽의 각 파괴확률이 최대로 발생할 수 있는 하중을 조합하여야 한다. 예를 들어 상재 하중(또는 크레인 하중)에 의해 활동 및 전도에 대한 파괴확률은 감소할 수 있으나 지지력 파괴확률은 증가할 수 있다. 따라서, 변동하중을 이용하여 하중조합을 구성하는 경우에는 파괴확률이 최대치를 가질 수 있도록 해야 한다.

(나) 지진시

지진발생시의 하중조합에서는 해일하중을 동시에 고려하지는 않는다. 이것은 지진과 해일이 동시에 발생할 확률은 희박하기 때문이다.

(다) 기타

해일에 의한 수압증가를 고려하여 파괴확률을 산정할 수 있다.

3. 잔교식 안벽의 설계이론

가. 개요

잔교블록의 크기와 말뚝의 제원 및 배치, 기타하중, 흙막이 공의 설계, 사면의 안정 등에 관하여는 항만 및 어항설계기준에 제시된 바에 따른다. 여기에서는 신뢰성 설계에 필요한 잔교의 구조적 설계방법에 관하여 설명한다.

나. 배치와 제원

(1) 잔교블록의 크기와 말뚝의 배치

잔교블록의 크기, 말뚝간격 및 말뚝 열의 간격은 다음 각 항을 고려하여 정하여야 한다. 각 항에 대한 기준은 항만 및 어항설계기준(2005)에 준하여 설계한다.

- ① 부두 야드의 폭
- ② 해저지반, 특히 사면의 안정
- ③ 기존호안
- ④ 콘크리트 타설 등 시공 상의 문제
- ⑤ 적재하중 및 활하중, 특히 부두 크레인의 제원
- ⑥ 잔교블록의 횡방향 허용변위
- ⑦ 온도변화의 범위

(2) 상부공의 제원 및 배치

잔교의 상부공 제원은 다음 각 항을 고려하여 정하여야 한다. 각 항에 대한 기준은 항만 및 어항설계기준(2005)에 준하여 설계한다.

- ① 말뚝의 간격, 말뚝의 열 간격 및 말뚝의 형상과 치수
- ② 적재하중 및 활하중의 제원
- ③ 조위
- ④ 거푸집, 동바리의 시공 상 문제

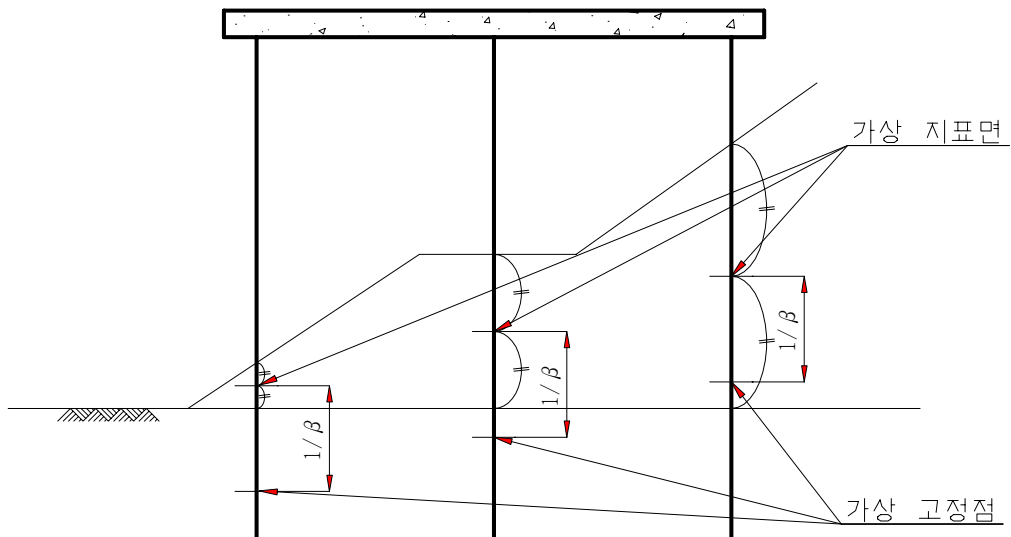
- ⑤ 지반의 좋고 나쁨
- ⑥ 계선주의 배치
- ⑦ 방충재의 배치, 형상 및 치수

다. 가상지표면

① 비탈이 상당히 심한 경우, 말뚝의 횡 저항이나 지지력계산에 있어서는 각 말뚝의 가상지표면은 각 말뚝 축선 상에서 전면수심과 실경사면의 1/2 높이의 곳으로 본다.

② 현재 연직 말뚝식 잔교의 해법에 사용되는 말뚝의 횡저항 계산법은 수평한 지표면에 관한 것이다. 그래서 횡잔교와 같이 사면에 박은 말뚝의 횡저항을 계산하는 경우에는 보정을 해야 한다. 여기서는 계산을 간단히 하기위해서 (1)과 같이 간편한 방법을 사용하는 것이 일반적이다.

③ 잔교의 폭이 20m를 초과하고 사면 연장이 긴 경우, (1)과 (2)에서 제시된 방법을 쓰는 것은 적절치 않으므로 이 경우에는 다른 방법을 사용하는 것이 좋다



<그림 3.10.5> 가상지표면

라. 말뚝의 설계

(1) 일 반

연직 말뚝식 잔교는 일반적으로 말뚝이 균향으로 구성되어 있고 말뚝과 상부공의 결합은 강결구조로 하는 것이 많다. 이와 같은 경우, 일반적으로 각각의 말뚝이 적절한 깊이에 매입되어 있다고 가정하고 잔교를 라멘구조로 바꿔놓고 해석하는 방법과 Frame 구조로 바꿔놓고(지반을 탄성체로 평가한 골조구조) 해석하는 방법이 있다.

(2) 횡방향 지반반력계수

잔교 말뚝의 경우와 같이 말뚝이 항복점에 도달할 때까지 수평하중을 가한 경우의 횡방향 지반반력계수에 대해서는 약간의 실측예가 있어 N치와 연관지을 수 있으나 N치에서 지반반력계수를 정확하게 추정하는 것은 어려우므로 실측에 의해 구하는 것이 바람직하다.

(가) 공사규모가 작거나 공기가 짧아서 시간적 여유가 없을 때에는 부득이 말뚝의 횡저항 시험결과에서 역산한 값의 하한값과 중앙값의 평균을 사용하는 것으로 하고, 특히 Chang의 방법을 쓰는 경우에는 아래와 같은 식에 준하여도 좋다. 단, 사석의 횡방향 지반반력계수에 대해서는 아래 식에서 구해지는 값보다 적은 현지관측 결과도 있다.

$$k_h = 1.5N \quad (3.10.18)$$

여기서, k_h : 횡방향 지반반력계수(N/cm^3)

N : 지반의 $1/\beta$ 부근까지의 평균 N치

β : 말뚝의 가상고정점 참고

(나) 흙은 완전한 탄성체는 아니므로 말뚝에 대한 수평하중-변위의 관계는 비선형이 되고 수평하중이 크게되면 k_h 는 감소하게 된다. 횡저항 시험결과에서 위 식

을 도입할 경우에는 이 점을 고려해서 낮은 k_h 값을 적용토록 해야 한다.

(3) 말뚝의 가상고정점

(가) 연직 말뚝식 잔교에서 해저지반 속에 고정점을 가정하여 라멘을 계산할 때에는 말뚝의 가상고정점을 <그림 3.10.5>의 가상지표면 아래 $1/\beta$ 에 있다고 본다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (cm^{-1}) \quad (3.10.19)$$

여기서,

- k_h : 횡방향 지반반력계수 (N/cm^3)
- D : 말뚝의 직경 또는 폭 (cm)
- EI : 말뚝의 휨강성 ($N \cdot cm^2$)

(나) 가상고정점을 쓰는 방법은 종래부터 말뚝두부의 모멘트를 구하기 위해서 쓰여지고 있으나 명확한 근거는 없다. 따라서, 여기서 제시한 이외의 방법으로 가상고정점을 설정하거나 또는 가상고정점을 쓰지 않고 말뚝두부의 모멘트 등을 구해도 좋다.

(다) Chang의 방법을 기초로 가상고정점법을 쓰는 경우, 가상고정점의 위치는 Chang의 방법과 비교해서 다음 방법으로 정할 수 있다.

- ① Chang의 방법에 의한 제일부동점을 가상고정점으로 하는 방법
- ② Chang의 방법에 의한 말뚝머리 반력과 말뚝머리 휨모멘트를 양단고정보 (양단고정보) 등과 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법
- ③ Chang의 방법에 의한 말뚝머리 변위와 말뚝머리 휨모멘트를 양단고정보 등과 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법
- ④ Chang의 방법에 의한 말뚝머리 반력과 말뚝머리 변위 등이 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법

(1)은 이들 중에서 ②의 방법을 기초로 한 것이다. ①~④의 방법으로 구한 가상고정점의 깊이는 약간의 차가 있기 때문에 말뚝머리 변위는 다소의 차가 수반되지만 공학적인 의미로 충분히 허용되는 범위 내에 있다

(4) 일본 항연방식(港研方式)을 기초로 한 가상고정점은 각 말뚝의 횡저항 산출법으로써 Chang의 방법을 대신하여 쓰이며, 산정되는 말뚝머리 변위가 가상고정점에서 고정된 양단고정보의 두부변위와 같게 되도록 가상고정점을 정하는 방법이다

항연방식은 말뚝의 횡방향 지반반력의 비선형성을 고려하기 때문에 이 가상고정점은 연직 말뚝에 작용하는 수평력의 크기에 의존하는 형태를 나타낸다

마. 설계외력과 하중조합

(1) 설계외력

잔교 본체에 작용하는 외력과 하중은 다음과 같다. 흙막이부의 외력은 항만 및 어항 설계기준(2005)에 준하고 이것에 연결판의 반력을 더한 값으로 한다.

<표 3.10.2> 설계외력

연직력	수평력
<ul style="list-style-type: none"> • 상부공 자중(Slab, Beam) • 적재하중 • 활하중 <ul style="list-style-type: none"> - 열차하중 - 자동차하중 - 하역기계하중 - 군중하중 • 선박의 견인력 • 양압력 	<ul style="list-style-type: none"> • 활하중에 작용하는 풍하중 • 선박의 견인력 • 선박의 충격력(방충공의 반력) • 주행식 하역기계의 작업하중 • 상부공에 작용하는 지진력 • 적재하중에 작용하는 지진력 • 활하중에 작용하는 지진력 • 파력

표에 제시된 외력에 대한 기준은 항만 및 어항 설계기준(2005)에 준한다.

(2) 하중조합

잔교식 안벽에 작용하는 평상시, 접안시, 계류시, 폭풍시 및 지진시의 하중조합은 다음 표와 같다.

<표 3.10.3> 하중조합

하중종류 하중조건		자중 · 고정 하중	상재하중		이동하중		선박조건		자연조건						하중 취급 조건
			평 상 시	이 상 시 (상시의 50%)	수 직	수 평	접 안 력	건 인 력	풍압력		파력		조 류 력	지 진 력	
									평 상 시	이 상 시	평 상 시	이 상 시			
평 상 시	휴지시	○	○		○				○		○		○		장기
	작업시	○	○		○	○			○		○		○		장기
접안시		○	○				○		○		○		○		장기
계류시		○	○					○	○		○		○		장기
폭풍시		○		○						○		○	○		단기
지진시		○		○										○	단기

제 11 절 설계변수의 확률분포

1. 통계학적 확률분포

가. 확률변수

(1) 정의

자연계에 존재하는 모든 물리량에는 언제나 불확실성이 존재한다 공학적 관점에서 불확실성을 분류하면 세 가지로 나눌 수 있다. 첫째, 물리량 자체가 가지고 있는 고유의 불확실성 즉 내재적 불확실성(inherent uncertainty)이다. 예를 들어, 케이슨 중량의 경우, 습도나 온도 등 환경변화나 시간에 따른 건조수축 등의 영향으로 그 값이 일정치 않다. 둘째, 통계학적 불확실성(statistical uncertainty)이다. 케이슨의 중량을 측정한다고 가정하면 사용한 계측기나 계측을 수행한 기술자 또는 계측방법 등에 따라 모두 다른 값을 가진다. 이것은 동일한 물리량이라 하더라도 계량화된 값을 얻는 과정에서 발생하는 불확실성으로 계측회수에 따라 불확실성의 정도가 다르게 된다. 마지막으로 사용모델의 불확실성(modeling uncertainty)이다. 안벽의 외적 안정성 평가에 주로 사용하는 활동 검토식은 제체가 수평방향으로 활동할 때 지반의 변형이 발생하지 않는다는 가정이 포함되어 있다. 다만, 이러한 가정은 안정성 평가가 용이하도록 매우 단순화한 가정이며 실제로는 지반의 변형이나 케이슨의 연직방향 운동으로 인해 활동안정 평가식에는 실제로 많은 불확실성이 존재한다. 이러한 다양한 원인에 의해 발생하는 불확실성을 포함한 물리량을 공학설계에 사용할 때 이를 확률변수(random variable)라 하며 신뢰성 설계를 위해 그 변동의 특성이 정립되어야 한다.

(2) 통계적 특성치

확률변수의 통계적 특성을 정량화시키기 위해 사용되는 대표적인 도구로써 평균(mean, μ_X), 표준편차(standard deviation, σ_X), 편심계수(skewness coefficient, δ_X) 등이 있다. 이들은 각각 다음과 같은 방법으로 계산할 수 있다.

평균은

$$\mu_X = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \quad (3.11.1)$$

표준편차는

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu_X)^2} \quad (3.11.2)$$

편심계수는

$$\delta_X = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu_X)^3}{\sigma_X^3} \quad (3.11.3)$$

여기서, N 은 특성분석에 사용한 확률변수의 개수를 의미한다 이와 같은 특성치들은 각각 1차, 2차 및 3차 모멘트(moment)라고 부르기도 한다. 평균은 여러 변동치 중에서 평균적으로 기대되어 지는 기대값을 의미하며 표준편차는 평균으로부터 변동치들이 분산된 정도를 나타낸다 편심계수는 평균을 중심으로 그 발생확률이 대칭성을 보이는지를 평가하는 지표이다

확률변수의 평균치에 대한 특성치(characteristic value)의 비를 평균치비 또는 편향계수(bias)라 정의하며, 설계에 적용되는 특성치의 평균치로부터 편향된 정도를 나타낸다.

$$a_X = \frac{\mu_X}{X_k} \quad (3.11.4)$$

또한, 표준편차와 평균치의 비를 변동계수(coefficient of variation, V)라 하여 다음과 같이 정의한다.

$$V = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (3.11.5)$$

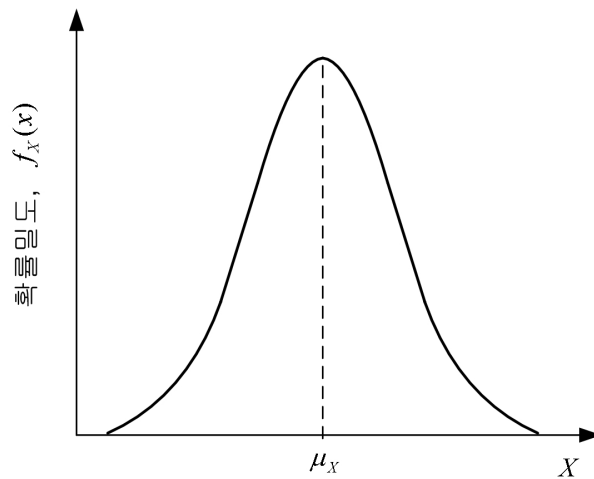
나. 확률밀도함수 및 누적분포함수

(1) 정의

확률변수의 통계적 특성을 표현하는 평균 표준편차, 변동계수 등은 확률변수의 대표적 특성만을 말해주며 보다 세밀한 확률특성을 표현하기 위해 확률밀도함수(probability density function, PDF)와 누적분포함수(cumulative distribution function, CDF)를 사용한다. 확률밀도함수는 단위 구간에 대한 해당 확률변수의 발생 확률을 나타내는 함수로써 확률의 밀도를 나타내는 함수이다 즉, 확률변수 X 가 구간 $x < X < x + dx$ 사이에 발생할(또는 존재할) 확률을 확률밀도함수 $f_X(x)$ 를 이용하여 표현하면 다음과 같다.

$$prob(x < X < x + dx) = \int_x^{x+dx} f_X(x) dx \quad (3.11.6)$$

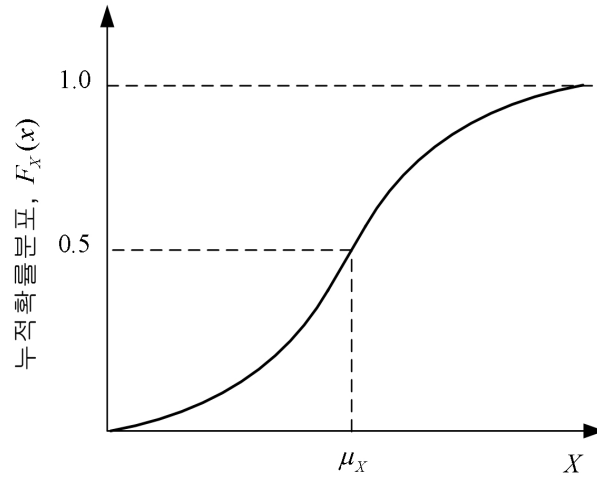
그림은 정규분포 확률변수의 확률밀도함수를 보여주고 있다



<그림 3.11.1> 확률밀도함수

누적분포함수는 확률밀도함수와 밀접하게 관련되어 있다 위와 같은 확률밀도함수를 가지는 확률변수 X 가 x 보다 작을 모든 확률(또는 비초과 확률)을 누적분포함수 $F_X(x)$ 로 정의하며 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(x) dx \quad (3.11.7)$$



<그림 3.11.2> 누적확률분포함수

그림은 정규분포 확률변수에 대한 누적분포함수를 보여주고 있다. 누적분포함수는 영에서 1까지의 범위에서 그 값을 가지게 된다.

(2) 확률분포의 종류

(가) 정규분포(Normal distribution)

확률밀도함수는 확률변수의 분포특성에 따라 다양한 형태를 띠게 된다. 가장 많은 유형은 정규분포(또는 가우스분포)로써 평균(μ_X)과 표준편차(σ_X)를 이용하여 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2 \right] \quad (3.11.8)$$

(나) 표준정규분포(Standard normal distribution)

평균이 0이고 표준편차가 1인 경우를 표준정규분포라고 하며 다음과 같은 확률밀도함수를 가진다.

$$f_S(s) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}s^2\right] \quad (3.11.9)$$

(다) 대수정규분포(Lognormal distribution)

확률변수가 가질 수 있는 값의 범위가 양의 값으로만 한정될 때 주로 사용되는 확률분포로서 다음과 같은 확률밀도함수를 갖는다

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta x} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right] \quad x > 0 \quad (3.11.10)$$

여기서, λ, ζ 는 $\ln x$ 의 평균과 표준편차이다

(라) 극치분포(Extreme distribution)

항만설계에 주로 사용되는 확률분포에는 극치분포가 있다 극치분포는 일정기간 동안 발생한 확률변수의 최대값 또는 최소값들이 보이는 확률분포함수이다 예를 들어 내진설계를 위해 지진가속도를 사용하는데 지진은 발생한 지진 중에서 가장 큰 값이 설계를 위해 사용된다. 따라서, 관측된 지진가속도는 매년 최대값을 이용하여 통계처리 하는데 이 때 매년 발생한 지진의 최대값들이 극치분포를 따르게 된다. 극치분포에는 Type I, II 및 III 등 세 가지가 있다. 우선 Type I 극치분포의 누적분포함수는 다음과 같다.

$$F_X(x) = \exp[-\exp\{-\alpha(x-u)\}] \quad (3.11.11)$$

여기서, α 는 규모 매개변수(scale parameter), u 는 위치 매개변수(location parameter)이다. 이에 상응하는 확률밀도함수는 다음과 같다

$$f_X(x) = \alpha \exp[-\alpha(x-u)] \exp[-\exp\{-\alpha(x-u)\}] \quad (-\infty < x < \infty) \quad (3.11.12)$$

Type II 극치분포는 Frechet 분포라고도 하며 다음과 같은 누적분포함수 및 확률밀도함수를 갖는다

$$F_X(x) = \exp\left[-\left(\frac{v}{x}\right)^k\right] \quad (3.11.13)$$

$$f_X(x) = \frac{k}{v} \left(\frac{v}{x}\right)^{k+1} \exp\left[-\left(\frac{v}{x}\right)^k\right] \quad (x \geq 0, k > 2) \quad (3.11.14)$$

여기서, v 는 위치 매개변수 즉, 초기변량(initial variate)의 특성최대치, k 는 형상 매개변수(shape parameter)이다.

Type III 분포는 확률변수의 상한치를 갖는 최대치분포와 하한치를 갖는 최소치 분포가 있는데 항만설계에서는 상한치를 두는 것이 적절치 않기 때문에 하한치를 갖는 분포를 주로 사용하게 된다 하한치를 갖는 분포를 Weibull 분포라고 하며 다음과 같은 누적분포함수와 확률밀도함수를 갖는다

$$F_X(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x}{w}\right)^k\right] \quad (3.11.15)$$

$$f_X(x) = \frac{k}{w} \left(\frac{x}{w}\right)^{k-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{w}\right)^k\right] (x \geq 0) \quad (3.11.16)$$

여기서, x 는 위치 매개변수, w 는 규모 매개변수, k 는 형상(形狀) 매개변수라 불리는 값이다.

다. 결합확률분포

두 가지 이상의 확률변수가 통계적으로 영향을 미칠 때 이 들을 결합 확률밀도함수로 표현할 수 있다. 결합 확률밀도함수(Joint PDF)는 누적분포함수와 다음의 관계가 성립한다.

$$F_{X_1 X_2 \dots X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = \int_{-\infty}^{x_1} \int_{-\infty}^{x_2} \dots \int_{-\infty}^{x_n} f_{X_1 X_2 \dots X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3.11.17)$$

만일, 고려하는 확률변수가 통계적으로 독립일 때 결합 확률밀도함수는 개별 확률밀도함수를 이용하여 다음과 같이 표현할 수 있다

$$f_{X_1 X_2 \dots X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = f_{X_1}(x_1) f_{X_2}(x_2) \dots f_{X_n}(x_n) \quad (3.11.18)$$

라. 확률분포추정

(1) 모멘트법

확률변수의 샘플을 이용하여 확률분포함수의 변수를 추정할 수 있다 정규분포 함수의 경우 샘플의 1차 및 2차 모멘트인 평균과 표준편차를 구함으로써 확률밀도 함수를 얻을 수 있다. 이와 같이 샘플의 모멘트를 이용하여 확률밀도함수를 추정하는 방법을 모멘트법(method of moment)이라 한다. 샘플을 이용한 평균과 분산은 다음과 같다.

$$\mu_X = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \quad (3.11.19)$$

$$\sigma_X^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu_X)^2 \quad (3.11.20)$$

모멘트법을 이용하면 극치분포에 사용되는 변수와 샘플모멘트 사이의 관계를 구할 수 있다.

<표 3.11.1> 극치분포의 변수와 모멘트 관계

극치분포 종 류	누적분포함수형태	모멘트와 특성변수의 관계
Type I	$F_X(x) = \exp[-e^{-\alpha(x-u)}]$	$\mu_X = u + \frac{0.5772}{\alpha}$ $\sigma_X = \frac{\pi}{\sqrt{6}\alpha}$
Type II	$F_X(x) = \exp\left[-\left(\frac{v}{x}\right)^k\right]$	$k = \alpha$ $v = e^u$
Type III	$F_X(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-c}{b}\right)^k\right]$	$c = w - \frac{\sigma_X}{[\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k)]^{0.5}}$ $b = \frac{\sigma_X}{\sqrt{\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k)}}$

표에서 Type III 분포의 k 는 감마함수와 편심계수를 이용하여 다음 식으로부터 구한다.

$$\theta_X = \frac{\Gamma(1+3/k) + 2\Gamma^3(1+1/k) - 3\Gamma(1+2k)\Gamma(1+1/k)}{[\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k)]^{3/2}} \quad (3.11.21)$$

여기서, 감마함수는 다음과 같다.

$$\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt \quad (3.11.22)$$

또한, w 는 감마함수와 평균 및 표준편차를 이용하여 다음과 같이 구한다

$$w = \frac{[1 + \Gamma(1+1/k)]\sigma_X}{[\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k)]^{0.5}} + \mu_X \quad (3.11.23)$$

(2) 최우도법

최우도법(maximum likelihood method)은 확률분포의 변수추정을 위한 또 하나의 방법이다. 최우도법에서는 특정 샘플에 대한 우도함수(likelihood)는 해당 샘플 값에서의 확률밀도함수에 비례한다는 가정에서 출발한다 추정에 사용하는 샘플이 무작위로 추출된 값이라고 가정하고 n 개의 샘플에 대한 우도함수를 구하면 다음과 같다.

$$L(x_1, x_2, \dots, x_n; \theta) = f_X(x_1; \theta) f_X(x_2; \theta) \cdots f_X(x_n; \theta) \quad (3.11.24)$$

이 우도함수를 최대로 만드는 변수 θ 는 우도함수를 최대값으로 만들기 때문에 다음의 관계가 성립한다.

$$\frac{\partial L(x_1, x_2, \dots, x_n; \theta)}{\partial \theta} = 0 \quad (3.11.25)$$

위 식을 이용하여 확률분포함수의 변수 θ 를 추정할 수 있다. 우도함수가 확률밀도함수의 곱으로 표현되기 때문에 다음과 같이 대수함수를 이용하여 변수를 추정할 수도 있다.

$$\frac{\partial \ln L(x_1, x_2, \dots, x_n; \theta)}{\partial \theta} = 0 \quad (3.11.26)$$

마. 확률분포의 검증

모멘트법이나 최우도법 등으로 추정된 확률분포를 사용하기 위해서는 객관적 검증을 거쳐야 한다. 이것을 확률분포함수의 검증 또는 적합도 검정이라 한다 추정분포의 검정에 사용되는 방법으로는 대표적으로 Kolmogorov - Smirnov 검정법과 χ^2 (Chi-square) 검정법 두 가지가 있다.

(1) Kolmogorov-Smirnov 검정

Kolmogorov-Smirnov 검정은 추정된 누적분포와 관측자료의 누적분포의 차이를 이용한 방법이다. 만일 두 누적분포의 차이가 기준값 보다 작다면 추정된 분포를 사용하지만 그렇지 않은 경우 추정된 분포를 사용할 수 없도록 판정한다. 예를 들어 확률분포의 추정에 사용한 관측자료의 수가 n 개라면 이것을 오름차순으로 정리하여 다음과 같은 계단형의 누적분포를 만든다.

$$S_n(x) = \begin{cases} 0 & x < x_1 \\ \frac{k}{n} & x_k \leq x < x_{k+1} \\ 1 & x \geq x_n \end{cases} \quad (3.11.27)$$

여기서, x_1, x_2, \dots, x_n 은 오름차순으로 정렬된 관측 자료이고 n 은 전체 자료의 수이다. 검정에 사용되는 것은 관측치에 의한 누적분포 $S_n(x)$ 와 추정된 누적분포의 이론값 $F(x)$ 의 차이 중에서 가장 큰 차이를 보이는 값으로 하며 다음과 같이 정의한다.

$$D_n = \max |F(x) - S_n(x)| \quad (3.11.28)$$

이 때 D_n 의 상한선을 D_n^α 로 정의하고 유의수준 α 에 대하여 다음과 같이 정의한다.

$$\text{prob}(D_n \leq D_n^\alpha) = 1 - \alpha \quad (3.11.29)$$

즉, 유의수준 α 라는 것은 D_n 이 D_n^α 를 초과할 확률이 되며 사용한 관측자료 수 (n)와 다양한 유의수준에 따른 임계값 D_n^α 은 다음의 표와 같다.

<표 3.11.2> Kolmogorov-Smirnov 검정의 임계값

$n \backslash \alpha$	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
>50	$1.07/\sqrt{n}$	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

(2) χ^2 검정

χ^2 검정법은 관측값의 빈도와 추정한 이론치에 의한 빈도 사이의 오차를 이용하여 적합성을 판정하는 방법이다. 예를 들어 관측치가 총 k 개의 구간에서 각각 n_1, n_2, \dots, n_k 씩 발생하였다고 가정하면 이들 구간에서 추정한 분포의 이론식에 의

한 빈도를 각각 e_1, e_2, \dots, e_k 로 구할 수 있고 이를 이용하여 다음과 같은 판정식을 구성할 수 있다.

$$\sum_{i=1}^k \frac{(n_i - e_i)^2}{e_i} < c_{1-\alpha, f} \quad (3.11.30)$$

이 식에서 우측 항은 추정된 분포에 의한 오차의 상한치로써 α 는 유의수준을 f ($= k - 1$)는 자유도를 각각 의미한다.

2. 설계변수의 확률분포

가. 중력식 안벽

(1) 전면조위

중력식 안벽의 설계에서 전면조위(H_W)는 부력과 잔류수압력 및 배면토압에 영향을 미치는 설계변수이다. 결정론적 설계에서는 안벽에 가장 위험한 상태를 유발할 수 있는 조위에 대하여 체체의 안정성을 검토한다 설계변수 상호간의 관계에 의하여 일반적으로 설계저조위에서 체체가 가장 위험하지만 경우에 따라서는 설계고조위가 가장 위험한 경우가 있다(14절 참조). 그러나, 확률론적 설계법에서 조위는 주기성을 가지고 변하며 그 주기성 또한 기상(氣象)의 영향에 의해 불확실성을 가지고 있는 것이 특징이다. 특히, 서해안과 남해안의 경우는 동해안에 비해 변동성이 매우 크게 나타난다. 따라서, 안벽의 신뢰성 설계에서 전면조위를 확률변수로서 고려하는 것은 신뢰성 해석 결과에 결정적인 영향을 미친다.

조위는 일반적으로 정규분포를 따르는 것으로 볼 수 있으므로 평균과 표준편차로써 확률적 특성을 표현할 수 있다. 정규분포를 따르는 전면조위(WL)는 식망평균만조위(HWL)와의 비로써 그 크기를 나타내는 것이 편리하다 이를 위해 전면조위비(R_W)를 다음과 같이 정의한다.

$$R_W = \frac{WL}{HWL} \quad (3.11.31)$$

전면조위비의 평균치 및 변동계수가 0.6, 0.3이고 설계조위가 3.873m이면 전면조위의 평균치 및 표준편차는 각각 다음과 같다

$$\mu_{WL} = 3.873m \times 0.6 = 2.324m$$

$$\sigma_{WL} = 2.324m \times 0.3 = 0.697m$$

그러나, 국내 연안의 조위 관측기록 분석으로부터 확률밀도함수의 형상이 두개의 정규분포함수가 결합된 쌍봉형 함수인 경우가 다수 확인되었으며 이 경우는 아래와 같은 확률밀도함수를 사용할 수 있다

$$f_{WL}(x) = \frac{A_D}{2} \left\{ \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_1} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_1}{\sigma_1}\right)^2\right] + \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_2} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_2}{\sigma_2}\right)^2\right] \right\} \quad (3.11.32)$$

위 식에서 A_D 는 확률밀도함수 전구간의 적분값이 1.0이 되도록 정하는 값이며 μ_1, μ_2 는 두개의 평균치 σ_1, σ_2 는 표준편차이다. 다만, 쌍봉형 확률밀도함수를 사용함에 있어 평균치의 차이가 상대적으로 작고 표준편차가 커서 정규분포와 유사할 때에는 정규분포함수를 사용한다.

(2) 잔류수위

제체 배면의 잔류수위(RWL)를 신뢰성설계에 이용하기 위하여 정규화하는 것이 편리하다. 잔류수위는 전면조위에 크게 영향을 받으므로 전면조위로 정규화할 수 있다. 그러나, 대부분의 안벽 설계에서 전면조위 설계치는 기본수준면 또는 평균해면으로서 0.0m를 사용하기 때문에 삭망평균만조위를 이용하여 다음과 같이 정규화한 잔류수위비(R_R)를 정의한다.

$$R_R = \frac{RWL}{HWL} \quad (3.11.33)$$

위 식을 이용하면 잔류수위비는 다시 전면조위를 이용하여 다음과 같다

$$R_R = \frac{WL}{HWL} \frac{RWL}{WL} \quad (3.11.34)$$

만일, 전면조위와 삭망평균만조위의 비(R_W) 및 잔류수위와 전면조위의 비(R_{RWL})를 이용하면 잔류수위비는 다음과 같다.

$$\mu_{R_R} = \mu_{R_W} \mu_{R_{RWL}} \quad (3.11.35)$$

$$\sigma_{R_R} = \sqrt{\mu_{R_W}^2 \sigma_{R_{RWL}}^2 + \mu_{R_{RWL}}^2 \sigma_{R_W}^2} \quad (3.11.36)$$

(3) 지진계수

지진에 의해 안벽 체체는 관성력을 받으며 그 값은 다음 식에 의하여 계산한다

$$I = W_i \times K_h \quad (3.11.37)$$

여기서, W_i 는 체체 중량으로 상재하중이 재하된 경우는 상재하중을 포함한다. K_h (단위: g)는 지진계수로써, 항만 및 어항설계기준(2005)에 의한 재현주기별 지진재해도상의 값을 적용하는 것을 원칙으로 한다. 그렇지 않은 경우 지역별 진도로서 구역계수(Z)와 위험도계수(R)를 이용하여 진도를 다음의 식으로 결정할 수 있다

$$K_h = Z \times R \quad (3.11.38)$$

<표 3.11.3> 지진구역의 구분

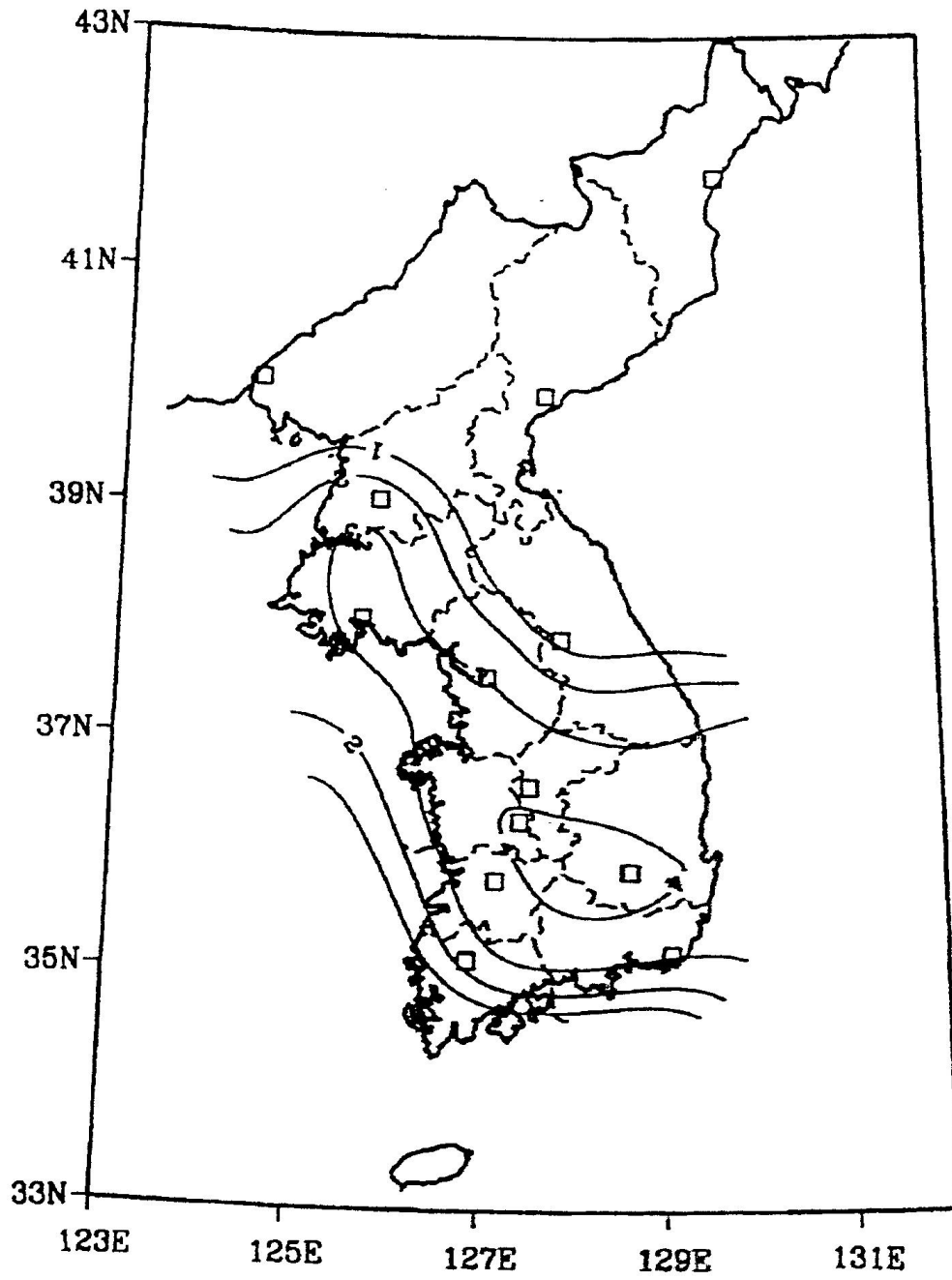
지진구역	행정구역	
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도

<표 3.11.4> 지진구역계수(재현주기 500년에 해당)

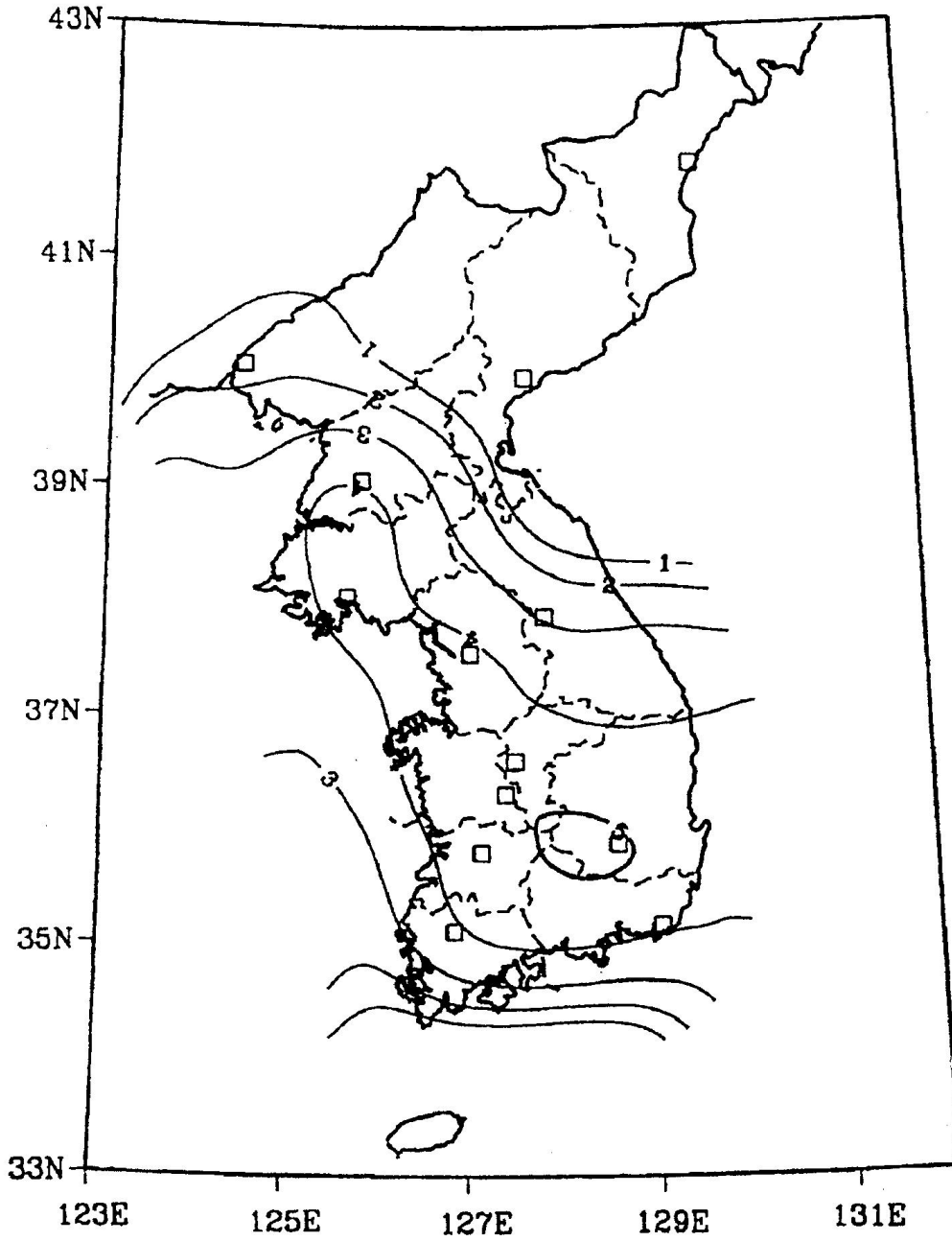
지진구역	I	II
구역계수, $Z(g)$	0.11	0.07

<표 3.11.5> 위험도 계수(R)

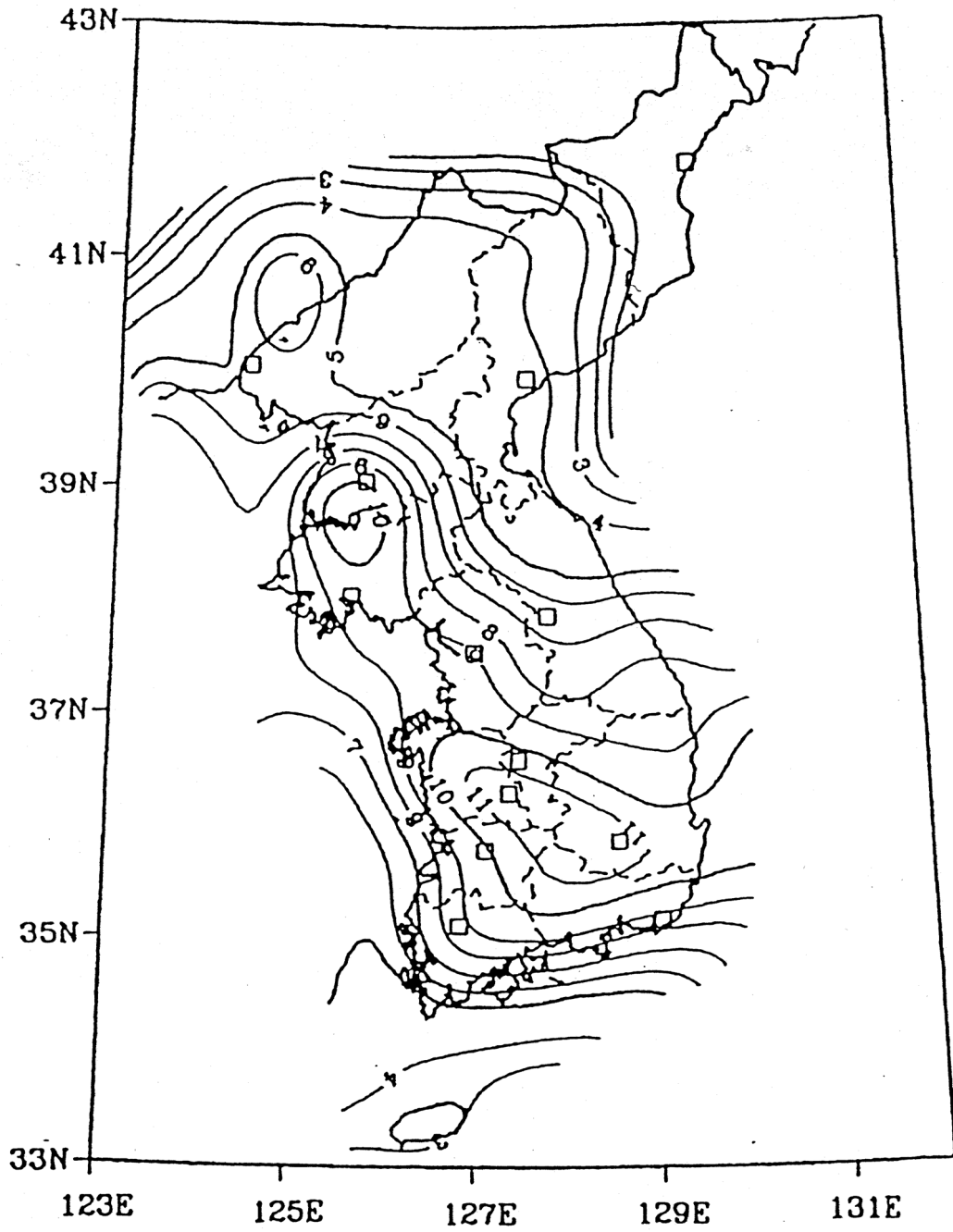
재현주기(년)	50 년	100 년	200 년	500 년	1000 년	2400 년
위험도계수	0.4	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00



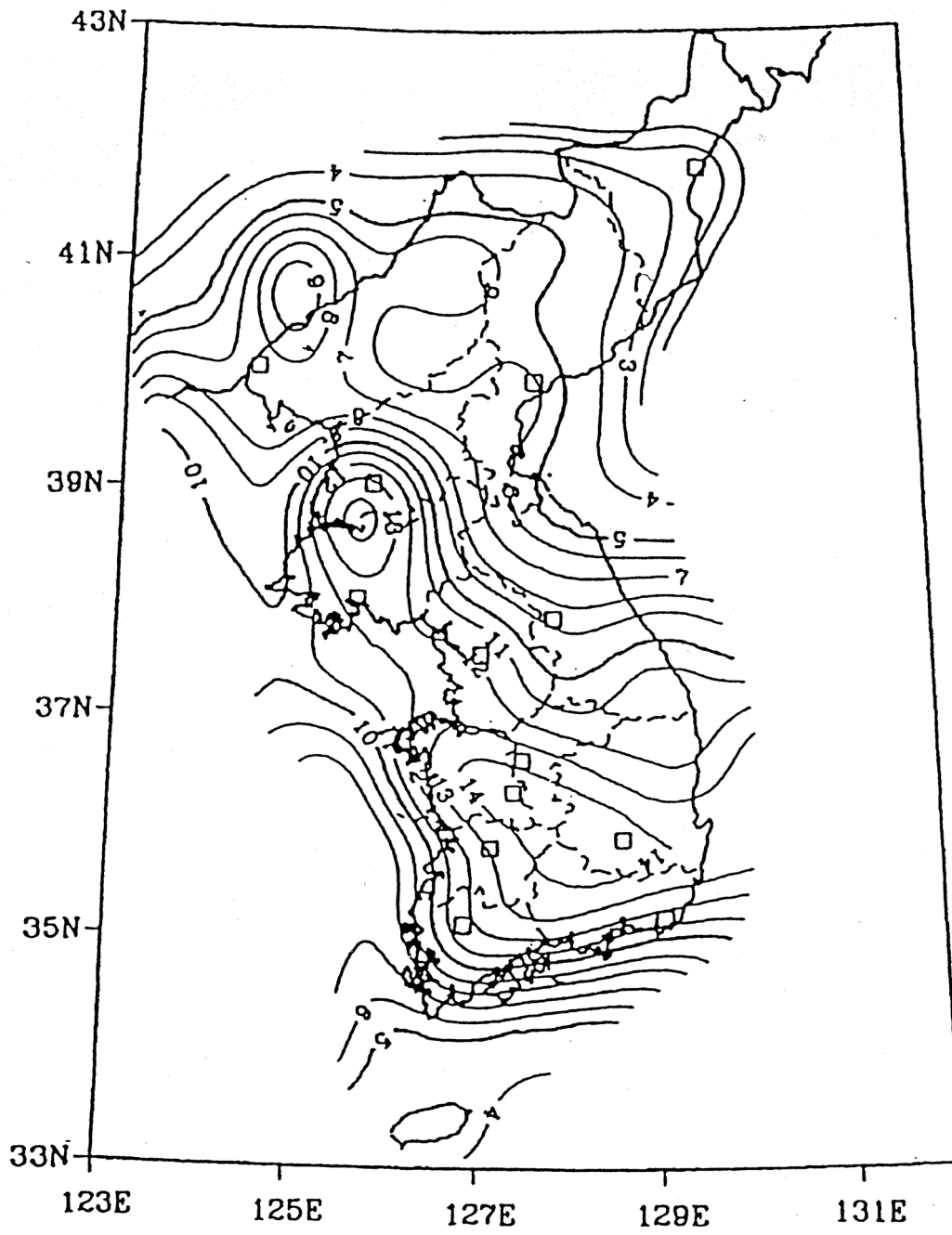
(가) 재현주기 50년



(나) 재현주기: 100년



(다) 재현주기: 500년



(라) 재현주기: 1000년

<그림 3.11.3> 재현주기별 지진재해지도

구역별 기반암에서 정의된 지역별 진도를 체체의 하부까지 전파시켜 증폭 또는 감쇄되는 효과를 고려해야 한다. 단, 소규모 시설이나 기타 부득이한 경우는 보통 암(S_B)에 대한 상대 증폭비(S)를 적용한다.

<표 3.11.6> 지반종별 지진계수 증폭비

지반종류	상대 증폭비(S)		지반종류의 호칭
	지진구역 I	지진구역 II	
S_A	0.82	0.71	경암지반
S_B	1.00	1.00	보통암지반
S_C	1.18	1.14	매우조밀한 토사지반 또는 연암지반
S_D	1.46	1.57	단단한 토사지반
S_E	2.00	2.43	연약한 토사지반

지진계수에 대한 확률분포는 Type I, II, III 극치분포 중 가장 적합도가 높은 분포함수를 사용한다. 만일, 설계지진계수의 년 최대치가 Type II 분포를 따른다면 다음과 같은 분포함수로 표현할 수 있다.

$$F_{K_h}(x) = \exp[-(x/v)^{-k}] \quad (3.11.39)$$

여기서, 계수 k, v 는 다음과 같이 재현주기 T 와 해당하는 지진계수 K_h^T 와의 관계로부터 회귀분석을 통하여 구할 수 있다

$$\ln(K_h^T) = \ln v - \frac{1}{k} \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \quad (3.11.40)$$

(4) 단위중량

중력식 안벽에 사용되는 건설재료에는 무근콘크리트, 철근콘크리트, 사석, 모래 등이 있다. 각 재료의 단위중량은 골재의 채취원, 시멘트 배합, 및 노후도에 따라 그 값이 변동성을 갖게 되며 이러한 변동성을 확률분포로 나타내어 신뢰성 설계에 사용할 수 있다.

(5) 마찰계수

제체 저면과 사석 마운드 사이의 마찰계수는 접촉면의 거칠기와 노후도에 따라 변동성을 가진다. 따라서 안벽의 신뢰성 설계시 확률변수로 고려해야 하며 특별한 경우를 제외하고는 정규분포로 가정한다.

(6) 토압

(가) 정적토압

토압은 토질의 단위중량 및 사용하는 토압산정 방식에 따라서 다양한 불확실성이 존재한다. 그러나, 대부분의 경우 정적토압은 대표치(평균치)와 변동계수를 이용한 정규분포로 가정하는 것이 일반적이다. 상시 주동토압은 지층별로 식 (2.41)로 계산하며 주동토압계수는 식 (2.42)로부터 구한다.

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi \quad (3.11.41)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos(\delta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \Psi) \cos(\Psi - \beta)}} \right]^2} \quad (3.11.42)$$

여기서, γ_i , h_i , w 는 흙의 단위중량, 토층 i 의 깊이, 지표면 등분포하중이며 ϕ_i , Ψ , δ , β 는 각각 I층의 내부마찰각, 벽면이 연직과 이루는 각, 배면토의 벽면 마찰각, 지표면과 수평이 이루는 각 등이다. 정적토압의 합력은 분포 토압의 전 벽면에 대한 적분을 통해 구할 수 있으며 다음과 같다.

$$E_{st} = \int_{wall} P_{ai} dh \quad (3.11.43)$$

(나) 동적토압

동적토압은 지진시 제체에 작용하는 토압 중에서 정적토압 성분을 제외한 것을 말한다. 따라서, 동적토압은 지진에 의하여 영향을 받으며 신뢰성 설계를 위해서 다음과 같이 지진계수의 함수로써 표현하는 것이 합리적이다 동적토압의 분포는 다음의 식으로 구한다.

$$P_{aei} = K_{aei} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \Psi}{\cos(\Psi - \beta)} \right] \cos \Psi \quad (3.11.44)$$

$$K_{aei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (3.11.45)$$

여기서, K_{aei} 는 지진시 주동토압계수이며 θ 는 합성 지진각으로서, 잔류수위 상부 지반에 대하여 $\theta = \tan^{-1} K_h$, 잔류수위 하부지반에 대하여 $\theta = \tan^{-1} K_h'$ 이고, K_h 는 수평지진계수, K_h' 는 겹보기 지진계수로서 다음과 같이 계산된다.

$$K_h' = \frac{2(\sum \gamma_t h_i + \sum \gamma h_j + w) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_t h_i + \sum (\gamma - 10) h_j + w\} + (\gamma - 10) h} K_h \quad (3.11.46)$$

지진시 동적 토압의 합력(E_{dy})은 식 (3.11.43)으로부터 구한다. 정적 및 동적 성분을 모두 고려한 토압합력은 다음과 같이 표현한다.

$$E = E_{st} + AK_h \quad (3.11.47)$$

결정론적 설계법에 의한 동적토압 합력, 정적토압 합력 및 지진계수를 각각 E_{dy}^* , E_{st}^* , K_h^* 라 하면 A 는 다음과 같다.

$$A = \frac{E_{dy}^* - E_{st}^*}{K_h^*} \quad (3.11.48)$$

(7) 활하중

선박건인력(S), 상재하중(C) 등의 불확정치는 신뢰성 설계에 있어서 상수로 가정하여 적용할 수 있다. 그러나, 정밀한 해석을 위해서는 각 하중별로 불확실성을 고려해야 하며, Ellingwood 등(1980)에 따르면 변동계수는 사하중 10%, 활하중 25%, 풍하중 37% 및 설하중 26%로 제안하고 있다.

(8) 기하학적 설계변수

하중요인의 직접적인 불확실성 이외에 자중 부력, 모멘트 등의 산정에 사용되는 기하학적 설계변수에도 불확실성이 존재한다. 자중 및 부력을 산정함에 있어서도 단위중량과 부피를 이용하게 되는데 설계도에 도시된 규격과 시공 후의 규격에는 어느 정도의 불확실성이 존재하여 제체 파괴확률에 영향을 미칠 수 있다. 또한 모멘트를 산정할 때에도 회전중심으로부터 하중 중심까지의 거리는 기하학적 설계변수에 따라 변동성을 가질 수 있다. 그러나, 이러한 기하학적 설계변수에 의한 불확실성은 하중 자체에 기인하는 불확실성에 비하여 무시할 수 있을 만큼 그 변동 폭이 매우 미미하다고 볼 수 있다. 따라서, 중력식 안벽의 신뢰성 설계에 있어서는 기하학적 설계변수를 확률변수로서 고려하지 않는다.

나. 잔교식 안벽

(1) 지진계수

중력식 안벽과 동일하게 적용한다.

(2) 지반반력계수

지반을 탄성스프링으로 모델링할 수 있도록 간편하게 계산하는 지반반력계수는 다양한 지반의 불확실성에 의해 그 변동성이 매우 크며 대수정규분포를 따르는 것으로 가정한다. 지반반력계수의 평균치비는 1.0 변동계수는 0.755이다.

(3) 항복응력

말뚝부재로 사용하는 강관은 공장제작에 의하므로 제작 당시 항복응력의 변동성은 크다고 할 수 없다. 그러나, 사용중 발생할 수 있는 열화 등을 고려해야 하며 이를 고려하면 항복응력의 평균치비는 1.197, 변동계수는 0.08을 사용한다.

(4) 집중하중

중력식 안벽과 동일하게 적용한다.

(5) 기하학적 설계변수

하중요인의 직접적인 불확실성 이외에도 잔교식 안벽구조물의 기하학적 설계변수에도 불확실성이 존재한다. 그러나, 이러한 기하학적 설계변수에 의한 불확실성은 잔교식 안벽의 다른 설계변수에 비하여 무시할 수 있을 만큼 그 변동 폭이 매우 미미하다고 볼 수 있다. 따라서, 잔교식 안벽의 신뢰성 설계에 있어서는 기하학적 설계변수를 확률변수로서 고려하지 않는다

3. 지반정수의 설계변수

가. 지반정수의 불확실성

지반공학에서는 흙의 성질을 균질한 층으로 모델화 하는 것이 일반적이다 결정론적 개념으로 지층을 접근하면 층의 심도와 성질은 편차가 없는 단일 값으로 대표되는데 이는 흙이 수평 및 연직방향에서 공간적 변동성 없이 국부적으로 균질함을 의미한다. 그러나 지층은 흙의 퇴적이력(stress history)에 따라 성질이 크게 변화한다. 일반적으로 확률론적 개념에서 흙의 성질은 위치에 따라 변하는 확률 변수로 취급된다

토질 불확실성의 주원인은 고유의 변동성(Inherent variability), 측정오차(Measurement error) 및 변환 불확실성(Transformation uncertainty) 등으로 구분할 수가 있다. 첫째, 고유변동성은 흙의 자연적 지질학적 생성과정에서 발생된다. 즉, 지반이 서로 다른 재료로 구성되어 있기 때문에 발생한다 둘째, 측정오차는 장비, 시험절차 및 시험종류 및 방법 등의 영향으로 발생한다. 또한, 측정오차에는 제한된 데이터 정보로 발생하는 오차와 통계학적 불확실성이 포함된다 이러한 불확실성은 더 많은 데이터를 획득함으로써 최소화할 수 있다 셋째, 변환 불확실성은 현장이나 실내시험 결과가 경험이나 상관모델을 적용하여 흙의 설계특성으로 변환될 때 발생된다

(1) 불확실성의 종류

지반데이터와 관련된 불확실성에는 많은 요인들이 있지만 대표적인 불확실성 요소를 두 개만 들면 우연(Aleatory)적 불확실성과 인지(Epistemic)적 불확실성으로 구분할 수 있다.

(가) 우연적 불확실성(Aleatory uncertainty)

우연에 의한 불확실성은 물리적인 불확실성이다 물리적(physical)인 불확실성은 고유의(intrinsic) 불확실성으로 지반내의 위치마다 흙의 강도가 변화하는 것과 같은 자연적인 불확실성을 의미한다. 이와 같은 물리적 불확실성, 즉 자연적인 불확실성은 감소시킬 수 없는 불확실성의 한 종류이다

(나) 인지적 불확실성(Epistemic uncertainty)

인지적 불확실성은 통계적 불확실성, 모델 불확실성, 그리고 측정 불확실성으로 이들은 제한되고 불충분하거나 부정확한 지식과 관련된 불확실성의 한 종류로 분류된다.

인지적 불확실성은 보다 많은 데이터의 수집 적용모델의 개선 보다 정확한 측정방법의 적용을 통해 감소시킬 수 있다. 통계적 불확실성은 제한되고 한정된 정보로 인해 발생하는 불확실성이다 즉, 제한된 수의 시료에서 측정된 흠의 강도에서 발생하는 불확실성을 의미한다 모델 불확실성은 말뚝의 저항치와 기초지반의 지지력 등을 예측하는데 사용된 모델의 결함이나 이상화 그리고 불확실성을 나타내기 위해 적용된 확률분포 등에 의해 기인한다 모델 불확실성에 대한 간단한 예를 들면 다음과 같다. 비교적 간단한 α 법을 이용하여 비배수전단강도로 부터 말뚝의 지지력을 예측할 때 발생하는 불확실성이다

비배수 전단강도를 구하기 위해 CPT시험에서 얻은 콘 저항 데이터를 변환시키는 과정에서 발생하는 불확실성이다 데이터의 양이 정확한 확률분포를 결정하기에 부족한 경우, 즉, 데이터에 맞은 올바른 확률 분포타입이 없는 경우 또는 계산의 단순화를 위해 잘못된 분포형태가 사용되는 경우에 발생한다 모델 불확실성은 적용되는 경우마다 달라지는데 적절한 민감도 해석을 통해 검증 할 수 있다. 콘시험에서 얻은 데이터를 이용하여 비배수전단강도를 구하는 것은 해석에 사용된 모델과 측정의 불확실성을 포함한다

측정시의 불확실성(Measurement uncertainty)은 장비의 결함이나 시료의 교란으로 발생하는데 측정오차는 측정시의 편차와 관련된 시스템적인 오차와 측정의 정확도와 관련된 확률오차를 포함하고 있다 측정오차는 편차(bias)와 확률오차를 포함한다. 즉, 흠의 강도 결정을 위한 실내시험에서 연속적인 시험을 위해 채취된 시료의 교란과 관련된 불확실성이다.

시료의 교란이 발생하면, 실내시험에서는 실제강도보다도 작은 강도가 측정되는 경향이 있다. 즉, 시료의 오차는 부편차(negative bias)의 시스템오차를 발생시킨다. 게다가 시료의 교란정도가 시료마다 다른 경우 측정된 강도에서도 확률오차가 발생한다.

만약, 데이터의 수가 부족하여 측정된 데이터의 통계처리과정에서 데이터를 생성하여 사용하는 경우, 적용된 모델과 측정시의 불확실성 요소가 결합되어 반영이 될 수 있다. 즉, 콘 관입시험에서 비배수 전단강도 추정시 적용된 모델과 측

정시의 불확실성이 반영될 수 있는 한 예이다

(2) 해석모델의 불확실성

해석모델의 대표적인 불확실성 요소에는 지반의 비선형 거동 지반의 공간적 변동성, 실험과정에서 발생하는 분산 오차, 기본물성치를 이용한 파라메타 추정시 발생하는 오차, 단순화시켜 사용된 모델 오차등 여러 가지 요소가 있다. 지반구조물 설계시 파괴확률은 선택된 입력함수에 민감한 영향을 받는다. 따라서 신뢰성 해석을 위한 확률분포 결정시 그 파라메타가 가지는 특성을 고려하여 최적의 값으로 결정해야 한다.

(3) 토질특성의 불확실성

지반구조물 설계시 지반공학자들이 직면하는 주요한 당면과제중 하나는 확률론적 해석이든 결정론적인 해석이든 간에 흙과 암석에 관한 설계 정수를 구하는 것이다.

(가) 자료 분산(Data Scatter)

현장조사 및 시험에서 측정된 데이터는 분산(scatter)을 보이는데 이러한 분산은 공간적인 변화(real spatial variation)와 측정절차에 의한 확률오차(random error)를 반영한 것이다. 특히, 현장 전체의 변동성을 나타낸다. 자료의 분산은 다음의 두가지 요소로 나타낼 수 있다.

① Real spatial variation : 각 위치별로 토질특성의 차이를 나타낸 것으로 충분한 자료가 주어지면 변동성을 감소시킬 수 있다. 그래서 토질특성의 평균 값을 사용하거나 통계학적인 파라메타를 사용한다.

② Random testing error : 임의적으로 선정된 시험이 가지는 변동성을 나타낸 것으로 측정의 부정확성에 기인한다. 시험결과는 실제 값보다 크거나 작을 수도 있으며 그 오차의 크기는 동일한 시험에 대한 반복시험으로 평가할 수 있다.

③ 시스템 오차(Systematic error)

예측치와 실측치 간의 차이로 인한 오차로 추세선(trend line)의 위치에 대한 불확실성을 시스템 오차라 한다.

㉔ Statistical error in the trend : 여러 가지 이유로 조사 위치에서 측정 데이터의 수는 제한되어 있다. 통계적 오차는 이러한 한정된 데이터의 수에 기인한다. 측정값은 실제보다 크거나 작을 수 있으며 위치에 따라 평균, 표준편차 및 기타 파라메타들이 다르게 나타난다. 통계학적 오차는 그 크기나 방향은 모르지만, 오차의 범위는 계산 가능하며 통계학적 오차는 추정된 파라메타 대한 분산으로 나타낸다. 동일한 위치에서 측정된 데이터의 수가 많아질수록 통계적 오차는 감소한다.

㉕ Bias in measurement procedures : 시험방법이나 시험 결과의 해석법이 부적당한 경우에 발생한다.

(4) 암반의 불확실성

암반은 토목공학에서 사용되는 다른 재료들과는 큰 차이를 보이는 특성을 가지고 있다. 즉, 암반은 자연상태에서 형성된 물질로 인공적으로 형성된 다른 재료들과는 달리 불균질한 동시에 암반내의 분리면에 의해 비연속성을 보이고 있다. 이러한 암반의 특성에 영향을 미치는 중요한 구조적 특징 중의 하나는 흔히 연약면(plane of weakness)이라고도 불리는 지질학적인 불연속면이 존재한다는 것이다. 불연속면은 성인과 구조지질학적 특성에 따라 단층(fault), 절리(joint), 층리(bedding plane), 엽리(foliation) 등으로 구분되며 이러한 불연속면의 기하학적 또는 역학적 특성에 따라 암반의 강도, 변형, 수리 특성 등에 매우 중요한 영향을 미친다.

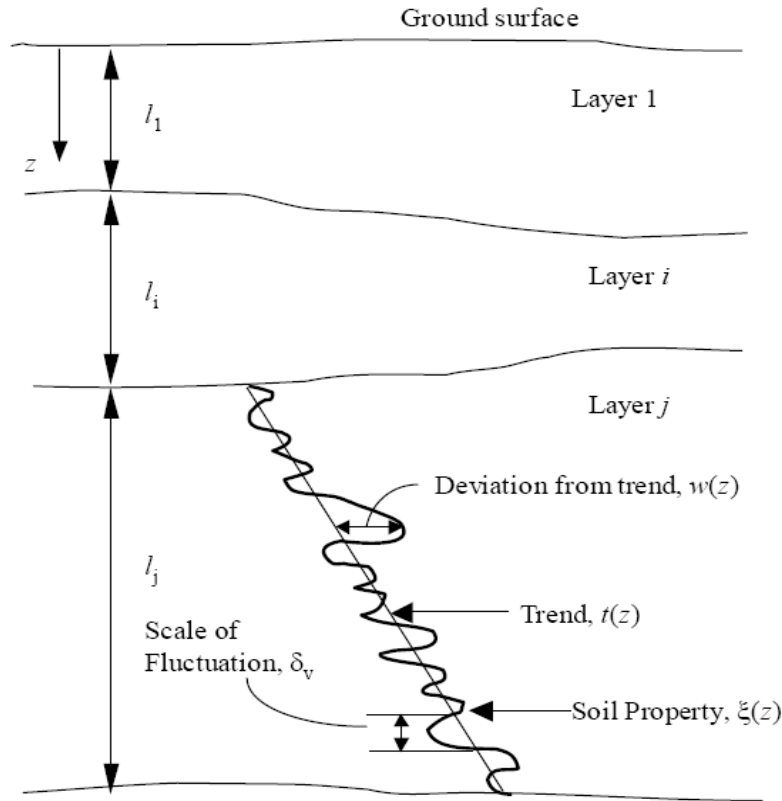
암반은 무결함의 암석(intact rock)과 불연속면(discontinuities)으로 이루어져 있으나 암반의 물리적, 공학적 특성은 대개 무결함의 암석보다는 인장강도가 거의 없거나 매우 작은 불연속면에 의해 주로 좌우된다. 따라서 지반 조사 시에 접하게 되는 불확실성은 암석 자체의 특성으로부터 발생하는 불확실성보다는 불연속면의 특성에 의해 발생하는 불확실성이 더욱 중요한 인자로 작용한다. 즉, 이러한 불확실성은 대개 암반의 지질학적인 특성 및 조건에 기인하며 따라서 암반을 다루는 지반

공학 및 토목지질공학 분야는 다른 어떤 공학 분야와는 달리 공학적인 판단이 설계단계에서 시공에 이르기까지 매우 중요한 역할을 하게 된다. 암반에 대한 지반 조사 시 발생하는 불확실성에 대한 인식은 암반공학이 발전하기 시작한 시기부터 시작되었다. 즉, 암반의 조사 시 발생하는 불연속면 방향성의 분산은 암반 내에 내재하고 있는 불확실성이 가장 쉽게 인지되는 예의 하나로 많은 연구자들에 의해 분산되어 있는 불연속면의 방향 자료로부터 해석에 의미가 있는 대표적인 방향성을 추출하려는 노력이 계속되어 왔다.

나. 지반정수의 변동성

상기 언급했듯이 일반적으로 통계학적 변동성은 표준편차와 평균치의 비 즉 변동계수(COV)로 정의한다. 자연적인 지반의 변동성은 구조재료 등 인위적으로 제조된 재료에 비해 그 변동성을 예측하기 매우 어렵다. 지반정수의 변동성은 흙 자체가 갖는 불균질성(hetero-homogeneity) 및 이방성(anisotropy) 등 고유의 불확실성(inherent uncertainty)을 포함하여 시료를 채취하고 실내 및 원위치 시험을 통하여 지반정수를 구하는 과정에서 기술자의 인지여부와 상관없이 많은 불확실성이 발생하기 때문이다. 공간상에서 토질특성의 변동성은 수평 및 연직방향의 변동 폭으로 구분할 수 있으며, 일반적으로 변동 폭은 수평방향으로는 크게, 연직방향으로는 상대적으로 작게 나타난다. 다음 그림과 식은 고유 불확실성에 의해 발생하는 연직방향의 공간적 불확실성을 모델화한 것이다. 즉, 현장 지반의 특성(ξ)은 결정론적 경향요소(t), 확률요소(w) 및 측정오차(e)를 내재하고 있고 여기서 z 는 심도를 나타낸다.

$$\xi(z) = t(z) + w(z) + e(z) \quad (3.11.49)$$



<그림 3.11.4> 흙의 고유 변동성 (Phoon 등, 1999)

결정론적 개념의 설계에서 토층의 심도와 성질은 대개 편차가 없는 단일값(산술평균치 등)으로 대표되는데, 이는 흙이 수평 및 연직방향에서 공간적 변동성 없이 국부적으로 균질함을 의미한다. 그러나 실제로 흙의 퇴적은 위치에 따라 그 성질이 매우 극심하게 변화한다. 따라서, 흙의 성질은 심도와 공간적 위치에 따라 변한다고 가정하는 확률변수(random variable)로 취급함이 타당하다.

지반정수의 변동성은 그 생성위치, 퇴적환경, 기후 등에 따라 매우 다양하여 단일 수치로 정의하기 어렵고, 대개 같은 공간적 범위 내에서 샘플수가 많을수록 변동계수는 감소하는 경향이 있을 뿐이다. 그러나, 설계시 특성치를 결정하는 과정에서 충분한 조사자료가 부족하다면 다음과 같이 각 지반정수별로 현재까지 연구된 변동계수의 범위를 참고할 수 있다.

설계 지반정수의 전체적 불확실성에 대해서 위에서 설명한 네 가지 원인의 상대적 중요도는 현장조건, 장비 및 수행방법의 정밀도, 그리고 변환 관련식 모델의 정밀도에 좌우된다. 따라서 원인에 대한 분석 없이 전체적 불확실성에 대해서 얻어진 지반성질 통계치는 설계하고자 하는 대상구조물의 지반조건 추정기법, 변환 관련식 등 특정한 조건들이 상기 통계치를 얻은 현장과 유사한 상황에서만 적용 가능하다. 이

해를 돕기 위해서 간단한 정량화 사례를 살펴보기로 한다

균질한 지층(여기서 말하는 균질한 지층은 통계적 등질 (statistically homogeneous) 지층을 의미하며 평균, 분산, 상관도가 지층 내에서 변화가 없이 일정하다는 의미)에 대해 충분히 (통계적으로 독립적인) 떨어진 위치에서 3개의 비교란 시료를 채취해 실내에서 직접전단 시험을 통해 지반 설계 비배수 전단강도 (s_u)를 구하고자 한다. 시험 숫자가 비교적 적어 평균값 이외에는 과거의 비슷한 지반에서 얻은 지반성질 통계치를 이용한다. 이 경우 시험에서 얻은 전단강도의 평균을 이 지층을 대표하는 평균 설계 비배수 전단강도로 가정할 수도 있다. 설계자의 관심사항은 이같이 추정된 평균 설계 비배수 전단강도의 불확실성을 정량화 해서 지반 구조물 설계 시 공학적 판단의 근거로 삼는 것이다. 평균 설계 강도의 불확실성은 변이도를 나타내는 표준편차나 COV로서 정량화할 수 있다. 식 (3.11.50)에 의하면 설계 비배수 전단강도를 시험강도로부터 추정할 경우 아래 식과 같이 표현되며

$$\xi_d = s_u \approx \xi_m = t + w + e \quad (3.11.50)$$

평균 설계 비배수 강도 $m(=\bar{\xi}_d)$ 은 시험치의 평균 t 와 같고 아래와 같이 평균 설계 강도 m 의 불확실성(오차)을 정량적으로 구할 수 있다 (Kim 2001).

$$s_m = \sqrt{s_w^2 + \frac{s_w^2 + s_e^2}{n}} \quad \text{또는} \quad COV_m = \sqrt{COV_m^2 + \frac{COV_w^2 + COV_e^2}{n}} \quad (3.11.51)$$

따라서 비배수 강도의 본질적 변화 COV_w 를 40 % 로 보고 측정오차 COV_e 를 보수적으로 30%로 가정하면:

$$COV_m = \sqrt{40^2 + \frac{40^2 + 30^2}{3}} = 49.3 \quad (3.11.52)$$

즉, 평균(mean) 설계 비배수 강도 m 의 COV는 49.3%이다. 전문가들 사이에서도 흔히 있는 일이다. 위의 평균 m 의 COV_m 과 ξ_d 의 COV를 혼동해서는 안된다. ξ_d 의 COV 는 통계오차나 조사개수에 관계없이 아래와 같이 구해진다

$$COV_{\xi} = \sqrt{40^2 + 30^2} = 50 \quad (3.11.53)$$

위에서 설명한 COV는 조사한 지반의 한 지점성질 (point property) 에 대한 변이도를 표현한다. 사면이나 기초 안정 해석 시 지반구조물은 지점성질(point property) 보다 공간 평균 (spatial average) 성질에 좌우되는 경향을 보인다. 이 경우 우리가 관심 있는 공간평균 지반성질 ξ_a 의 평균 (mean) 은 시험치의 평균 t 와 같고, ξ_a 의 불확실성은 공간평균으로 인한 불확실성 감소를 고려하여 아래와 같이 구할 수 있다 (Kim 2001, 이와 같이 구하는 것을 비조건적 방법 unconditional approach 이라 하고 측정된 값의 위치와 측정치를 고려하는 것을 조건적 방법 conditional approach 이라 함).

$$COV_{\xi_a} = \sqrt{\Gamma^2(a) COV_w^2 + \frac{COV_w^2 + COV_e^2}{n}} \quad (3.11.54)$$

여기서 $\Gamma^2(\cdot)$ 는 분산감소함수 (variance reduction function) 이며 1차원 공간평균 문제 일 경우 다음과 같이 대략적으로 구할 수 있다 (Vanmarcke 1983). 즉, 공간 평균 길이 L 이 변동자 (δ)보다 작은 경우는 $\Gamma^2(L) \approx \frac{\delta}{L}$ 이고, 그 외는 1 이다. 따라서 ξ_a 의 COV는 $L=5m$, $\delta=1m$ 로 가정한 경우:

$$COV_{\xi_a} = \sqrt{0.2 \times 40^2 + \frac{40^2 + 30^2}{3}} = 34\% \quad (3.11.55)$$

위와 같이 공간평균 효과에 의해서 불확실성이 크게 감소(49.3%에서 34%)한 것을 알 수 있다. 즉 지반의 공간 평균적 성질은 상대적으로 작은 지점에서 얻은 시험 값에 비해 그 불확실성이 작다. 따라서, 공간 평균 설계 비배수 강도 값이 5ton/m² 이라면 표준편차는 1.7ton/m²(5 × 0.34 = 1.7)에 해당한다.

(1) 물리적 특성

흙의 물리적 특성에 대한 변동계수는 대부분 2~40%의 범위내에 있는 것으로 알려져 있다.

(가) 단위중량

흙의 단위중량(γ_t)에 대한 변동계수는 일반적으로 3~10% 범위로 비교적 작은 것으로 알려져 있다. 일반적으로 원호활동 등 사면안정문제에서 단위중량에 의한 불확실성은 전단강도에 의한 것보다 상대적으로 작은 영향을 미친다 연구결과에 따르면 국내(광양 및 부산항) 해성점토의 단위중량에 대한 변동계수는 약 7~11% 이하인 것으로 나타났다.

(나) 애터버그 한계

액성 및 소성한계에 대한 변동계수는 약 3~30%의 범위로 다른 지반정수에 비해 다소 큰 불확실성이 있다. 연구결과에 따르면 국내(광양 및 부산항) 해성점토의 변동계수는 액성한계의 경우 약 19~22%, 소성한계의 경우 약 15~17% 이하인 것으로 조사되었다.

(다) 함수비

함수비에 대한 변동계수는 약 8~30% 범위로 다른 지반정수에 비하여 다소 큰 것으로 알려져 있다. 국내(광양 및 부산항)의 경우 해성점토의 함수비에 대한 변동계수는 최대 23~28% 이하인 것으로 나타나있다.

(라) 비중

비중에 대한 변동계수는 약 2% 내외로 매우 작은 것으로 알려져 있다. 국내(광양 및 부산항)의 경우 해성점토의 비중에 대한 변동계수는 약 1% 내외인 것으로 나타나있다.

(마) 상대밀도

Phoon 등(1996)에 따르면 상대밀도의 변동계수는 10~40%로 비교적 큰 범위를 가진다.

(바) 포화도

Fredlund & Dahlman(1972)에 따르면 포화도의 변동계수는 약 10%이다.

<표 3.11.7> 지반정수의 변동계수 (물리적 특성)

지반정수	COV (%)	참고문헌
단위중량	3~10	Hammitt(1966), Harr(1984), Shannon & Wilson, IncWolf(1984), Kulhawy(1992), Lacasse 등(1996), Phoon 등(1996)
액성한계 (점토 및 실트)	3~30	Lacasse 등(1996), Phoon 등(1996)
소성한계 (점토 및 실트)	3~30	Lacasse 등(1996), Phoon 등(1996)
함수비 (점토 및 실트)	8~30	Padilla & Vanmarcke(1974), Fredlund & Dahlman(1972), Phoon 등(1996)
상대밀도	10~40	Phoon 등(1996)
비중	2	Padilla & Vanmarcke(1974)
포화도	10	Fredlund & Dahlman(1972)

(2) 강도특성

전단강도의 불확실성은 점착력(c)과 내부마찰각(또는 내부마찰각 ϕ)의 표준편차에 의해 나타낼 수 있다. 일반적으로 심도가 증가함에 따라 흙의 유효응력은 증가한다. 그에 따라 내부마찰각의 표준편차가 전단강도의 표준편차에 미치는 영향은 증가하게 된다. 반면, 심도가 증가함에 따라 일반적으로 점착력의 표준편차는 감소하는 경향이 있다.

(가) 배수강도(draind strength, 모래 및 점토)

모래의 내부마찰각에 의한 배수강도의 변동계수는 약3~12%범위로 나타나 있다. 주로 양질이고 상대밀도가 일관된 경우에는 작은 변동계수 값을 사용할 수 있고, 재료의 종류와 밀도에 대한 불확실성이 큰 경우에는 큰 값을 사용해야 한다. 모래의 직접전단시험(DS) 결과 구속응력이 큰 경우는 작은 변동계수를 구속응력이 작은 경우는 큰 변동계수를 사용하는 것이 타당한 것으로 알려져 있다

점토의 배수강도는 모래의 배수강도에서 발생하는 물리적 현상과 유사하며 변동계수도 모래와 유사한 범위를 갖는다

(나) 비배수강도(undraind strength, 점토)

일반적으로 점토의 비배수 전단강도(c)에 대한 불확실성은 큰 편이다. 따라서, 비배수 전단시험이 가능한 경우 가급적 전단강도는 대상지역에서의 대표값으로 선정해야 한다. 이때, 비배수 전단강도에 대한 대표값과 변동계수는 filtering한 시험결과를 통계 분석하여 구할 수 있다. 점토와 점토질 실트의 비배수 전단강도에 대한 변동계수는 일반적으로 약 10~63%의 범위로 나타나 있다. 순수한 실트의 경우도 변동계수는 26~71% 정도로 매우 크다고 알려져 있으며, 점토가 섞인 실트일수록 변동계수가 크다. 한편, 동일한 흙일지라도 시험방법에 따라서 변동성이 달라질 수 있다. Baecher(1987)에 의하면 직접전단시험 결과를 이용할 경우 점토의 비배수 전단강도에 대한 변동계수는 삼축압축시험에 비해 매우 커 거의 100%에 이르는 경우도 있다. 또한, Kulhawy(1966) 및 Phoon 등(1966)에 따르면 일축압축시험(UC)을 통한 전단강도의 변동계수는 약 20~50%, 삼축압축시험(UU)에서는 변동계수가 약 10~30%의 범위에 있는 것으로 나타났다. 베인(vane) 전단시험 및 콘관입시험(CPT)에서 산정된 비배수 전단강도의 변동계수는 대개 10~40%로 일축 및 삼축압축시험 결과의 범위 내에 있다. 연구결과에 따르면 국내의 광양 및 부산항에서 현재까지 얻어진 대다수의 데이터를 이분적(광양/부산)으로 나누어 분석했을 때, 해성점토의 비배수 전단강도에 대한 변동계수는 실내시험에서 최대 70% 내외, 베인전단시험에서 최대 60~70% 내외에 있는 것으로 나타났다. 그러나, 실제 설계에서는 대상지역별로 세분된 구역 내에서의 실험결과를 이용해야 하며, 그럴 경우 변동계수는 이보다 작아진다

(다) 내부마찰각

일반적으로 내부마찰각(ϕ)에 대한 변동계수는 모래의 경우 2~14%, 점토의 경우 10~56%로 점토가 불확실성이 큰 것으로 알려져 있다. 또한, 조립질의 모래일 수록 변동성은 작게 된다. 연구결과에 따르면 국내(광양 및 부산항) 해성점토의 내부마찰각에 대한 변동계수는 약 16~24% 범위에 있는 것으로 나타났다.

(라) 콘 저항치

콘관입시험(CPT)으로부터 산정된 선단저항치의 변동계수는 모래질 지반에서 20~60%, 점토질 지반에서는 20~40% 정도로 모래질 지반에서 변동성 범위가 큰 것으로 알려져 있다.

(마) 표준관입시험치(N)

표준관입시험(SPT)에서 얻은 N치의 변동계수는 점토 및 모래 지반에서 대략 15~50% 범위에 있는 것으로 알려져 있다.

(바) dilatometer(dilatometer) 팁 저항치

틸라토미터 시험에서 얻은 팁 저항치의 변동계수는 약 5~15% 범위에 있는 것으로 알려져 있다.

<표 3.11.8> 지반정수의 변동계수 (강도특성)

지반정수		COV (%)	참고문헌
전단 강도	배수 조건 (모래, 점토)	3~12	Schultze(1972), Harr(1984), IncWolf(1984)
	비배수 조건 (점토, 점토질 실트)	10~63	Kulhawy(1966), Phoon 등(1966), Fredlund & Dahlman(1972), Harr(1984), IncWolf(1984), Baecher 등(1987), Kulhawy(1992), Lacasse 등(1996), Duncan(1999)
전단 저항각	모래	2~14	Harr(1984), Baecher 등(1987), Kulhawy(1992), Phoon(1995), Lacasse 등(1996)
	자갈	7	Schultze(1972)
	점토	10~56	Baecher 등(1987), Phoon(1995)
	실트	4~23	Phoon(1995)
콘 저항치		5~60	Kulhawy(1966), Phoon 등(1966), Kulhawy(1992)
N치(SPT)		15~50	Kulhawy(1966), Phoon 등(1966), Harr(1984)
딜라토미터 팁 저항치		5~15	Kulhawy(1992)

(3) 압밀특성

(가) 초기간극비

초기간극비(e_0)의 변동계수 범위는 약 7~30% 내외로 알려져 있다. 국내(광양 및 부산항) 해성점토의 초기간극비에 대한 변동계수는 약 20~23% 이내에 있는 것으로 나타났다.

(나) 압축지수

압축지수(C_c)의 변동계수는 흙의 성질에 따라 10~52% 정도로 알려져 있다. 국내(광양 및 부산항) 해성점토의 압축지수에 대한 변동계수는 약 35~40% 이하인 것으로 나타났다. 동일한 흙이라도 심도와 단위중량 증가에 따라 초기간극비와 압축지수의 변동계수는 증가하는 경향이 있다

(다) 투수계수

흙의 투수계수에 대한 변동계수는 포화점토의 경우 약 68~90%까지, 불포화점토의 경우 약 130~240%로 매우 광범위한 것으로 알려져 있다.

(라) 과압밀비

과압밀비에 대한 변동계수는 약 10~35%의 범위에 있는 것으로 알려져 있다.

(마) 압밀계수

압밀계수에 대한 변동계수는 약 33~68%의 범위에 있는 것으로 알려져 있다.

<표 3.11.9> 지반정수의 변동계수 (압밀특성)

지반정수	COV(%)	참고문헌	
초기간극비	7~32	Lacasse 등(1996), Schultze(1972), Fredlund(1975), Corotis(1975), Lumb(1966)	
압축지수	10~52	Lumb(1966), Lumb(1966), Padilla & Vanmarcke(1974), Fredlund(1975), Corotis(1975), Harr(1984), Kulhawy(1992), Duncan(1999)	
투수계수	포화점토	68~90	Harr(1984), Duncan(1999)
	불포화점토	130~240	Harr(1984), Benson 등(1999)
과압밀비	10~35	Lacasse 등(1996)	
압밀계수	33~68	Duncan(1999)	

다. 지반정수의 확률분포

지금까지 지반정수에 대한 확률분포는 대부분 정규 또는 대수정규분포를 적용할 수 있는 것으로 나타나있다.

(1) 물리적 특성

현재까지의 연구에 따르면 흙의 비중, 단위중량, 함수비, 애터버그 한계 및 포화도 등 대부분의 물리적 지반정수는 정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lumb(1966), Turnbull 등(1966), Meyerhof(1970), Smith(1986), Lacasse 등(1996)).

(2) 강도특성

흙의 내부마찰각과 간극수압 등은 정규분포를(Hooper 등(1966), Lumb(1966), Turnbull 등(1966), Meyerhof(1970), Schultze(1971), McGuffey 등(1981), Smith(1986)), 비배수 전단강도는 정규 또는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lacasse 등(1996)). 또한, 콘 저항치는 모래의 경우 대수정규분포를 점토의 경우 정규분포 또는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lacasse 등(1996)).

(3) 압밀특성

현재까지 흙의 간극비와 압밀계수 등은 정규분포를(Lumb(1966), Turnbull 등(1966), Meyerhof(1970), Smith(1986)), 투수계수는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Freeze(1995)). 또한, 과압밀비는 정규 또는 대수정규분포를 따르는 것으로 알려져 있다(Lacasse 등(1996)).

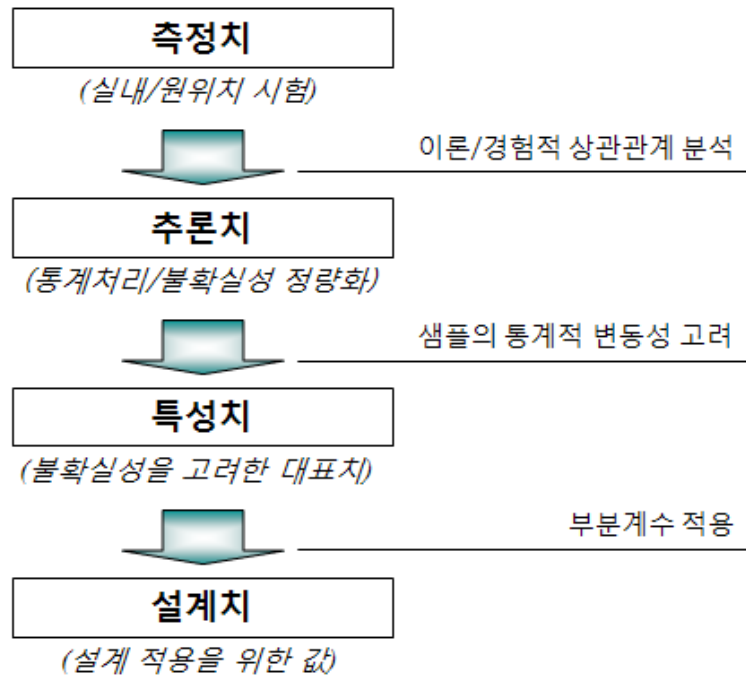
<표 3.11.10> 지반정수의 확률분포

토질정수		확률분포	토질정수		확률분포
물리적 특성	단위중량	정규	강도 특성	배수 전단강도	정규
	액성한계 (점토/실트)	정규		비배수 전단강도	정규 /대수정규
	소성한계 (점토/실트)	정규		내부마찰각	정규
	함수비 (점토/실트)	정규		콘 저항치	정규 /대수정규
	상대밀도	정규	압밀 특성	투수계수	대수정규
	비중	정규		간극비	정규
	포화도	정규		압밀계수	정규
				과압밀비	정규 /대수정규

라. 지반정수의 특성치

(1) 설계변수의 평가

그 동안 항만구조물 설계를 위한 지반파라메타 결정시 어떻게 그 파라미터가 선정되는지, 그리고 측정된 파라미터를 얼마나 보수적으로 적용해야 하는지에 설계기준이나 규정에 거의 제시되지 않았으며, 전적으로 설계자의 경험과 판단에 의해 결정되어 왔다. 그러나, 현장특성의 고려없이 단순히 산술평균치를 이용하거나 관성적으로 대표치를 결정하는 것은 매우 위험한 일이다. 따라서, 합리적으로 설계변수를 얻기 위한 과정을 다음에 나타내었다. 확률변수의 설계치를 얻기 위한 과정으로 측정치(measured value), 추론치(derived value), 특성치(characteristic value) 및 설계치(design value) 등의 4가지 단계를 들 수 있다. 설계치 결정을 위한 기본과정은 <그림 3.11.5>와 같다.



<그림 3.11.5> 설계치 결정을 위한 과정

(가) 측정치(measured value)

측정치는 다양한 종류의 실내 및 원위치시험으로부터 측정된 값을 말한다. 그 예로 지하수위, 표준관입시험(SPT) N치 및 삼축압축시험에서 측정된 응력과 변형률 등이 있다.

(나) 추론치(derived value)

추론치는 이론 또는 경험적·통계적 상관관계에 기초하여 측정치로부터 산정된 재료의 특성을 나타내는 값이다. 추론치는 특성치의 선정을 위한 기초가 된다. 추론치의 예로써 Mohr-Coulomb 이론을 이용하여 삼축압축시험으로부터 얻은 점착력 및 내부마찰각, torque 이론을 이용하여 현장 배인시험으로부터 추론된 비배수 전단강도, 그리고 경험적 상관관계를 이용하여 SPT N치로부터 얻은 내부마찰각, 변형계수 및 모래의 상대밀도 등이 있다. 추론치의 결정시에는 이상치의 제거나 편차 보정 등의 일차적인 처리를 행함으로써 정도를 높인다.

추론치를 추정하는 방법에는 측정치를 그대로 이용하는 경우와 측정치를 변환해서 추론치를 얻는 경우가 있다. 측정치로부터 도출된 값을 파라미터로 사용하

는 경우는, 흙의 단위체적중량, 상대밀도, 점착력 및 전단강도 등이 있다. 측정치를 변환해서 사용되는 파라미터에는 물리탐사 및 물리검층 표준관입시험, 압밀시험, 콘 관입시험 및 공내재하시험 등이 있다.

(다) 특성치(characteristic value)

원칙적으로 특성치는 추론치의 평균을 통계학적으로 신중하게 평가하여 선정되는 값이다. 여기서 평균치는 직접적인 산술평균을 의미하는 것이 아니라 그 값을 얻고자 할 때 통계학적 평가오류가 고려되어야 한다. 또한, 평균치를 평가하는 과정에서 지질학적·지반공학적인 이론, 유사현장의 경험뿐 아니라 가능하면 일부 다른 결과에 근거한 값의 일관성 및 교차검증을 고려해야 한다.

(라) 설계치(design value)

설계치는 최종적으로 구조계산에 사용되는 확률변수의 값이다. 설계치는 특성치에 부분계수를 곱하거나 나눔으로써 결정된다.

(2) 특성치 결정

확률변수의 특성은 설계에 적용되는 특성치(X_k)에 대한 그 확률밀도함수(PDF)의 평균치(μ_X)의 비로써, 평균치비 또는 편향계수(bias factor)에 의해 정의할 수 있다. 즉, 식 (3.11.4)에서 $\alpha_X = \mu_X / X_k = 1.0$ 일 때 특성치는 확률밀도함수의 평균치와 같게 된다.

특성치는 설계시 한계상태를 예측하기 위한 가장 적절한 값으로 추정된 확률변수의 대표값이다. 특성치 결정시는 이론이나 과거의 경험뿐 아니라 확률변수의 편차나 단순화된 모델의 적용성에 충분히 유의해야 한다.

(가) Student 방법(1908)

특성치의 평가시 고려하는 각종 편차는 조사시험의 오차, 추론치의 오차 등이 포함된다. 편차를 가진 추론치의 빈도분포에 근거해서 특성치를 설정할 경우 데이터를 지질·지반공학적인 지견이나 과거의 경험에 근거해서 충분히 검증하고 이

상치(outlier)라고 판단되는 값들을 제거한 후, 산술평균치를 산출한다. 특성치는 이와 같은 추론치의 평균에 대하여 통계적 추정오차를 다음 식으로 고려하여 결정한다.

$$\begin{aligned}
 X_k &= \mu(X) \pm \frac{t}{\sqrt{N}} \sigma(X) \\
 &= \mu(X) \pm k \cdot \sigma(X)
 \end{aligned}
 \tag{3.11.56}$$

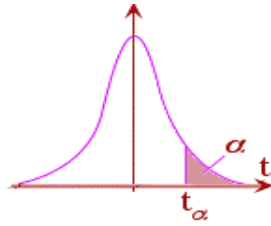
여기서, $\mu(X)$ 는 확률변수 X 의 추론치에 대한 평균치, t 는 자유도(degree of freedom; df)에 따른 t 분포의 α -percentile(백분위수), N 은 표본수이며, $\sigma(X)$ 는 확률변수 X 의 표준편차이다. t 는 <표 3.11.12>를 이용하여 얻을 수 있다. 부호 \pm 는 상한 및 하한수준을 의미하고 설계식에서 저항에 해당하는 변수(전단강도, 압밀항복응력, 압밀계수 등)는 하한값을, 하중에 대하여 불리하게 작용하는 변수(단위중량, 압축지수, 체적압축지수 등)에 대하여는 상한값을 사용한다. 그로써 각 설계변수의 특성치는 평균치를 중심으로 안전측으로 결정할 수 있게 된다

시험에 사용된 샘플 수(N)에 대한 각 유의수준에서의 k 는 다음과 같다.

<표 3.11.11> 유의수준별 k

유의수준 ($1-\alpha$)	조사개소 또는 샘플 수 (N)									
	3	4	5	6	8	10	20	30	100	∞
0.75	0.47	0.38	0.33	0.30	0.25	0.22	0.15	0.12	0.07	0.00
0.90	1.09	0.82	0.69	0.60	0.50	0.44	0.30	0.24	0.13	0.00
0.95	1.69	1.18	0.95	0.82	0.67	0.58	0.39	0.31	0.17	0.00
0.99	4.02	2.27	1.68	1.37	1.06	0.89	0.57	0.45	0.24	0.00

<표 3.11.12> t - 분포표



df	$\alpha = 0.1$	$\alpha = 0.050$	$\alpha = 0.025$	$\alpha = 0.010$	$\alpha = 0.005$
1	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657
2	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925
3	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841
4	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604
5	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032
6	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707
7	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499
8	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355
9	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250
10	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169
11	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106
12	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055
13	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012
14	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977
15	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947
16	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921
17	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898
18	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878
19	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861
20	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845
21	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831
22	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819
23	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807
24	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797
25	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787
26	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779
27	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771
28	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763
29	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756
30	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750
32	1.309	1.694	2.037	2.449	2.738
34	1.307	1.691	2.032	2.441	2.728
36	1.306	1.688	2.028	2.434	2.719
38	1.304	1.686	2.024	2.429	2.712
∞	1.282	1.645	1.960	2.326	2.576

(나) Ovesen 방법(1995)

Ovesen이 다수의 전단강도 결과의 특성치를 얻기 위하여 사용한 방법은 식 (3.11.51)에서 시험결과의 수량 N 이 무수히 많은 경우의 파라미터 t 를 적용한 결과로써 다음과 같다.

$$X_k = \mu(X) \pm \frac{1.645}{\sqrt{N}} \sigma(X) \quad (3.11.57)$$

(다) Schneider(1997) 및 수정방법

Schneider는 비교연구를 통하여 식 (3.11.57)에서 시험결과의 수량 N 이 11일 때 X_k 에 대한 양호한 근사치가 산정됨을 보였다. 그에 따르면 다음에 나타난 식과 같이 특성치는 통계적으로 처리된 추론치의 평균치에서 표준편차의 50%만큼 저감된 값을 얻게 된다.

$$\begin{aligned} X_k &= \mu(X) \pm 0.5\sigma(X) \\ &= \mu(X)[1 \pm 0.5V(X)] \\ &= \mu(X)c_1 \end{aligned} \quad (3.11.58)$$

여기서, c_1 은 수정계수라 하고 대표적 변동계수에 대한 수정계수를 다음 표에 나타내었다. 단, 변동계수가 60%를 초과하는 자료에 대해서는 그 신뢰도가 충분치 않으므로 재조사 또는 재평가해야 한다. 반면, 숙련된 기술자에 의해 수행된 신뢰도 높은 시험결과의 추론치에 대한 변동계수는 10% 미만으로 알려져 있으므로 그러한 경우의 수정계수는 1.0으로 고려하여도 무방하다.

<표 3.11.13> 변동계수에 따른 수정계수

변동계수 (COV)	$c_1 = 1 \pm 0.5 V(X)$		COV	$c_1 = 1 \pm 0.5 V(X)$	
	저항측	하중측		저항측	하중측
0.05	0.98	1.03	0.35	0.83	1.18
0.10	0.95	1.05	0.40	0.80	1.20
0.15	0.93	1.08	0.45	0.78	1.23
0.20	0.90	1.10	0.50	0.75	1.25
0.25	0.88	1.13	0.55	0.73	1.28
0.30	0.85	1.15	0.60	재조사 또는 재평가	

한편, 압밀항복응력(p_c), 압밀계수(c_v), 체적압축계수(m_v) 등 대수축(logarithmic axis)을 기초로 분석해야 하는 설계변수의 경우 대수정규분포를 가지고 변동성을 평가할 필요가 있다. 따라서, 다음 식으로 특성치를 계산할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 X_k &= c_1 \log \mu(X) \\
 &= \log \mu(X)^{c_1}
 \end{aligned}
 \tag{3.11.59}$$

또한, 내부마찰각의 특성치를 추정할 때에는 ϕ 대신에 $\tan \phi$ 에 대하여 수정계수를 적용해야 한다.

샘플의 수가 10개 이하로 적은 경우에는 충분한 통계처리 즉, 신뢰할만한 변동계수 계산이 불가능한 경우가 있다. 이러한 경우 다음의 수정계수를 추론치의 평균에 곱하여 특성치를 추정할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 X_k &= \mu(X) \left(1 \pm \frac{0.5}{N}\right) \\
 &= \mu(X) c_2
 \end{aligned}
 \tag{3.11.60}$$

<표 3.11.14> 샘플 수에 따른 수정계수

샘플 수 (N)	$c_2 = 1 \pm 0.5/N$		샘플 수 (N)	$c_2 = 1 \pm 0.5/N$	
	저항측	하중측		저항측	하중측
1	0.50	1.50	6	0.92	1.08
2	0.75	1.25	7	0.93	1.07
3	0.83	1.17	8	0.94	1.06
4	0.88	1.13	9	0.94	1.06
5	0.90	1.10	10	0.95	1.05

이렇게 설계변수의 특성을 고려하기 위하여는 추론치의 평균치에 그 편차에 대한 지표 즉, 표준편차나 변동계수를 포함하여야 한다. 대부분의 경우, 설계변수의 변동성이 크다고 할지라도 샘플의 수가 증가함에 따라 특성치는 추론치의 평균치에 수렴하게 된다. 한편, 충분한 지반조사 결과를 얻을 수 없는 경우에는 과거의 유사한 프로젝트에 대한 경험, 지질학적·지반공학적인 지식에 근거해서 특성치를 설정할 수도 있다.

4. 지반조사

가. 지반조사 수량

현장에서 채취된 시료를 가지고 실내실험에서 얻은 시험결과가 데이터로서의 가치를 갖기 위해서는 다음의 두 가지 조건을 만족해야 한다. 첫째, 채취된 시료는 채취된 위치의 지반특성을 대표할 수 있는 대표성(representative)이 있어야 한다. 둘째, 시료의 수가 충분해야 한다. 지반조사 프로그램의 초기단계에서 얻은 시료를 이용하여 설계자가 요구하는 예측의 정확도를 만족할 만한 시료가 채취되었는지를 판정할 수 있다. 설계자의 요구를 만족하지 못하는 경우, 추가적인 조사가 요구된다. 설계자에 의해 요구되는 정확도는 모집단의 평균값이 특정된 값과 동일하거나 클 확률의 범위로 나타난다. 이 특정화된 확률을 신뢰수준이라 하며 정확도를 위해 요구되는 범위는 다음과 같이 양측신뢰구간(two-sided confidence level)으로 나타낼 수 있다.

$$\left[\mu - t_{n-1}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}; \mu + t_{n-1}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right] \quad (3.11.61)$$

여기서, μ 와 σ 는 시료의 평균과 표준편차이다. $1-\alpha$ 는 신뢰구간이고 $t_{n-1}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$ 는 <표 3.11.15>와 같다.

<표 3.11.15> $t_{n-1}(\frac{\alpha}{2})$ 계수

$n-1$	$1-\alpha=0.80$	$1-\alpha=0.90$	$1-\alpha=0.95$
2	1.89	2.92	4.30
3	1.64	2.35	3.18
4	1.53	2.13	2.78
5	1.48	2.02	2.57
8	1.40	1.86	2.31
10	1.37	1.81	2.23
15	1.34	1.75	2.13
20	1.33	1.72	2.09
30	1.31	1.70	2.04
50	1.30	1.68	1.96

나. 지반정수

설계시 사용되는 흙의 성질은 지반공학적 토질정수에 의해 정량화된다. 지반공학적 정수는 현장 및 실내시험 결과로부터 시험결과의 상호관계에 의해 이론적 경험적 또는 관련된 여러 자료로부터 얻을 수 있다. 이러한 정수들은 고려해야 하는 한계상태에 적합하도록 분석되어야 한다.

여기서는 지반정수의 평가에 대하여 일반적으로 가장 많이 활용되는 현장 및 실내시험만을 기술한다. 본 표준서에 제시되지 않은 항목 중 이론적 또는 경험적으로 충분한 적합성이 검증된 시험방법이 있다면 이를 사용할 수 있다. 신뢰할 만한 지반정수를 얻기 위하여는 다음의 항목을 고려하여야 한다.

- 조사결과의 분석시 유사한 지반조건에서 실시한 사례가 있다면 이를 반드시 고려하여야 한다.
- 설계와 관련된 여러 정수들의 편차 및 변동성 자료를 얻기 위해서 충분한 수의 시험을 수행할 수 있도록 시험일정을 계획하여야 한다.
- 각각의 지반정수들은 관련 문헌의 값, 일반적인 경험치 및 지역적인 경험치와 반드시 비교해야 한다. 또한, 문헌에서 밝혀진 정수간의 상관관계가 있을 경우, 이를 고려하여야 한다.

- 대규모 현장시험으로부터 얻은 결과와 실제 시공현장에서 측정한 계측결과가 있을 경우, 지반정수의 결정에 이를 활용할 필요가 있다
- 두 종류 이상의 시험으로부터 얻은 결과들은 그 상관관계를 반드시 검토해 보아야 한다.
- 자료수가 충분하면 지표면 하 모든 지점에서의 지반 특성치를 얻을 수 있으나 실질적으로 불가능하므로 전단강도, 압축성 및 투수성과 같이 통상적으로 접하는 지반 특성치들은 평균, 분산, 및 공간적 상호관계 등이 고려되어야 한다
- 조사자료에 대한 기본적인 통계분석을 실시할 때에는 최대값, 최소값, 평균, 중심값, 표준편차, 평균에 대한 표준오차, 변동계수, 95% 신뢰구간에 대하여 검토하여야 한다.
- 시험 개수가 적고 분산이 큰 경우는 신뢰성이 낮아 설계시 안전율이 과다해질 수 밖에 없으므로 공사비가 증가된다. 따라서, 신뢰도 높은 설계 자료를 얻기 위해서는 실내·외 조사시험 수량 및 항목이 충분해야 하며 이에 따른 조사결과 분석이 이루어져야 한다.

(1) 흙의 단위체적중량

흙의 단위체적중량은 현장에서 채취한 시료를 이용하여 구한다. 단위체적중량은 크게 습윤 단위(체적)중량, 건조 단위(체적)중량 및 수중 단위(체적)중량으로 구분한다.

습윤 단위중량을 구하는 일반식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \gamma_t &= \rho_t g = \rho_s + \frac{S_r}{100} e \rho_w \\ &= 1 + \frac{w}{1+e} \rho_s g \end{aligned} \quad (3.11.62)$$

여기서, γ_t : 습윤 단위중량 (kN/m^3)

ρ_t : 습윤밀도(t/m^3)

ρ_s : 토립자의 밀도(t/m^3)

e : 간극비

- S_r : 포화도
- w : 함수비(%)
- ρ_w : 해수의 밀도(t/m^3)
- g : 중력가속도(m/sec)

건조 단위중량은 습윤 단위중량에서 함수비($w=0$), 포화도($S_r=0$)를 가정하여 구하며 일반식은 다음과 같다.

$$\gamma_d = \rho_d g = \frac{\rho_s g}{1+e} \quad (3.11.63)$$

- 여기서, γ_d : 건조단위중량 (kN/m^3)
- ρ_d : 건조밀도(kN/m^3)

간극이 완전히 물로 포화된 경우, 부력을 고려하여 수중 단위중량을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e} g \quad (3.11.64)$$

- 여기서, γ' : 수중단위중량 (kN/m^3)
- γ_{sat} : 포화단위중량 (kN/m^3)

(2) 흙의 분류

흙의 거동 특성은 흙을 구성하고 있는 지반공학적인 특성에 따라 크게 영향을 받는다. 입경의 크기가 0.075 mm 이상인 조립토의 경우, 그 공학적 특성은 주로 입자의 크기, 입자의 모양, 입자의 조밀한 정도에 영향을 받는다. 세립토의 경우, 입자의 크기가 0.075 mm 이하로 구성되어 있으며 입자의 크기보다는 입자의 구성광물, 함수비등이 공학적 거동에 더 큰 영향을 미친다. 세립토와 조립토를 구분하는 입자의 크기는 0.075mm인데 이는 육안으로 구별할 수 있는 가장 작은 입자의 크기를 의미한다. 흙의 분류는 KSF 2324의 기준을 따라서 분류한다.

(3) 흙의 투수성

포화된 지반을 흐르는 물은 층류의 정상상태를 유지하며 흐른다고 가정하며 이때 투수성은 Darcy의 법칙을 이용하여 구한다.

$$k = \frac{q}{iA} \quad (3.11.65)$$

여기서, K : 투수계수(cm/sec)

q : 단위시간당 토체를 흐르는 물의 양(cm^3/sec)

A : 흙 전체 단면적

i : 동수구배

위에서 언급한 방정식은 층류 조건에서 성립되나, 여러 종류의 흙에서도 적용할 수가 있다. Hazen은 균등계수(Uc)가 2정도의 모래에 대하여 실험공식을 제안하였다.

$$k = C D_{10}^2 \quad C_1 : 100 \sim 150 cm/sec \quad (3.11.66)$$

여기서, D_{10}^2 : 모래의 유효경(cm)

C : 상수($C=100(1/cm \cdot s)$)

(4) 내부마찰각

내부마찰각 ϕ 의 값은 본래 불교란 시료를 채취하여 삼축압축시험을 실시하고 그 결과에 따라 결정해야 한다. 그러나, 사질토에 대해서는 순수한 시료의 채취가 매우 어렵기 때문에 일반적으로 점착력 $c=0$ 으로 가정하여 표준관입시험 결과의 N치에서 추정하여 사용하기도 한다. 그러한 경우 N치에 영향을 주는 요소를 고려해야 한다. 표준관입시험을 이용하여 사질토의 내부마찰각을 구하는 경우 다음 식을 이용할 수 있다.

$$\phi = 25 + 3.2 \sqrt{\frac{100N}{70 + \sigma_{vo}'}} \quad (3.11.67)$$

여기서, N : 표준관입시험 N치

σ_{vo}' : 표준관입시험시의 측정 심도에서의 유효응력(kN/m^2)

이 방법으로 내부마찰각의 특성치를 추정하는 경우 이미N치에 수정계수가 고려되었다면 내부마찰각($\tan\phi$)에 대하여는 변동성은 고려할 필요가 없다

(5) 점성토의 비배수 전단강도

포화된 세립토의 비배수 전단강도 c_u 를 구하는데 있어서 다음과 같은 영향 요소들이 중요하게 고려되어야 한다.

- 현장과 실내시험의 응력상태 차이
- 시료의 교란이 미치는 영향 : 특히 시추공에서 채취한 시료에 대한
실내시험에서 중요하다.
- 강도의 이방성 : 특히 소성이 작은 점성토의 경우에 중요하다
- 단단한 점성토의 균열 : 점성토의 강도는 때로는 그 내부의 균열강도로 나타날 수 있다. 이 때, 시료의 크기가 중요할 수도 있다.
- 변형속도 영향 : 지나치게 급속으로 수행된 시험은 더 큰 강도를 산출하는 경향이 있다.
- 시간 영향 : 흙의 비배수상태가 유효한 기간은 흙의 투수성 자유수의 유무, 배수거리 등을 포함하는 대상지층의 배치형상에 좌우된다.
- 시료의 불균질성 : 점성토 시료 내에 포함되어 있는 자갈이나 모래의 양
- 포화도
- 시험결과로부터 비배수 전단강도를 구할 때 이론상의 신뢰도
(특히, 현장시험의 경우)

(6) 상대밀도

상대밀도는 점성이 없는 흙의 다짐도를 나타내며 이는 표준 실내시험으로 정의한 흙의 가장 느슨한 상태와 조밀한 상태에 따라 결정되는 상대적인 값이다. 현장에서 정확하게 측정된 단위중량과 실내시험에서 구한 단위중량을 비교하여 흙의 상대밀도를 직접 결정할 수 있으며 표준관입시험을 통해 흙의 상대밀도를 간접적으로 측정할 수도 있다. 상대밀도는 다음 식을 이용하여 구한다.

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3.11.68)$$

여기서, D_r : 상대밀도

e_{\max} : 최대 간극비

e_{\min} : 최소 간극비

e : 현재 상태의 간극비

5. 해양토질의 특성치

EN 1990, Student(1908), Ovesen(1995) 및 Schneider(1997) 등에 의해 제안된 특성치 산정방법을 이용하여 국내의 주요한 해양토질 특성치를 산정하고 비교 분석하였다. 흙의 물리적 특성, 강도특성 및 압밀특성에 해당하는 30여개 토질 파라미터의 특성치 산정결과 Student에 의한 방법이 가장 평균치에 근접하였다. 한편, 본 연구와 같이 시험자료의 수가 많은 경우에는 Student 방법과 Ovesen 방법에 차이가 없이 거의 같은 값을 나타냄을 알 수 있었다. 이는 t값이 시험자료의 수에 따라 영향을 받기는 하나, 일정한 자료수를 초과하게 되면 95% 신뢰수준에서 1.645에 수렴하게 되어 결국 시험자료의 수가 많을 경우 Ovesen(1995)과 Student(1905)의 제안식이 같아지는 데에서 기인한다. 반면, EN 1990에 의한 방법은 모집단의 분산도에 따라 다르나 대체로 평균치와 비교하여 매우 작은 값을 나타내며, 특히 변동계수가 큰 시험의 경우 0보다 작은 값이 산정되었다.

가. 물리적 특성

물리적 특성과 관련된 토질정수의 특성치 산정결과 검토한 4가지 방법중 Student에 의한 방법이 평균치에 근접하여 가장 경제적인 것으로 나타났다. 그러나 시험자료의 수가 많은 경우에는 Student 방법과 Ovesen 방법에 차이가 없이 거의 같은 값을 나타낼 수 있었다. 이는 t값이 시험자료의 수에 따라 영향을 받기는 하나, 일정한 자료수를 초과하게 되면 95% 신뢰수준에서 1.645에 수렴하게 되어 결국 시험자료의 수가 많을 경우 Ovesen (1995)과 Student(1905)의 제안식이 같아지는 데에서 기인한다고 할 수 있을 것이다. 반면, EN 1990에 의한 방법은 모집단의 분산도에 따라 다르나 대체로 평균치와 비교하여 매우 작은 값을 나타낸다.

나. 강도특성

강도특성 파라미터 역시 Student 및 Ovesen에 의한 방법이 가장 평균치와 근사하여 경제적이며, 부산지역의 강도증가율은 그 변동계수가 매우 작아 평균치에 거의 근접하는 것으로 나타났다. 다음으로 Schneider 및 EN 1990에 의한 방법 순으로 평균치를 기준으로 매우 보수적인 값이 산정되었으며 특히 EN 1990에 의한 방법은 변동계수가 큰 시험의 경우 0보다 작은 값이 산정되었다.

다. 압밀특성

압밀특성에 관련된 파라미터는 대체로 부산지역에 비해 광양지역의 변동성이 다소 큰 경향이 있다. 산정된 각 특성치는 같이 물리적 및 강도특성과 마찬가지로 Student에 의한 방법이 가장 평균치와 근접하여 경제적인 것으로 나타났으며, Schneider와 EN 1990 순으로 보수적인 값을 나타내었다.

라. 설계치의 결정

재료계수 방법(Material Factor Approach: MFA)에서 지반공학적 파라미터의 설계치(X_d)는 설계계산에 대입되는 지반성질이다. 이는 식 (3.11.62)와 같이 특성치(X_k)를 적절한 부분계수(γ_m)로 나누어 줌으로써 얻어진다. 반면, 저항계수 방법(Resistance

Factor Approach: RFA)에서 지반공학적 파라미터에 대한 설계치는 존재하지 않는다.

$$X_d = X_k / \gamma_m \quad (3.11.69)$$

여기서, 부분계수는 추론치의 변동성과 특성치 결정을 위한 평가방법의 신뢰성을 고려하여 신뢰수준 값으로부터 결정된다. 조사된 설계치에 대한 부분값(partial value)을 선정할 때, 각각의 설계치가 저항측에 주로 영향을 미치는지 하중측에 영향을 미치는지를 고려해야 한다. <표 3.11.16>은 Eurocode 7에서 제시하고 있는 극한한계상태의 부분계수중 부분재료계수만을 나타낸 것이다

<표 3.11.16> 극한한계상태에 대한 부분재료계수

Parameter	Factor	Case A	Case B	Case C	Case C2	Case C3
$\tan \phi'$	$\gamma_{\tan \phi'}$	1.10	1.00	1.25	1.00	1.20
Effective cohesion, c'	$\gamma_{c'}$	1.30	1.00	1.60 (1.25)	1.00	1.20
Undrained shear strength, c_u	γ_{c_u}	1.20	1.00	1.40	1.00	1.40
Compressive strength, q_u	γ_{q_u}	1.20	1.00	1.40	1.00	1.40
Pressuremeter limit pressure, p_{lim}	$\gamma_{p_{lim}}$	1.40	1.00	1.40	1.00	1.40
CPT resistance	γ_{CPT}	1.40	1.00	1.40	1.00	1.40
Unit weight of ground, γ	γ_g	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Values in bold are partial factors either given or implied in the ENV version of EC7.

Values in italics are proposed partial factors not in the ENV that may be in the EN version.

Case A는 주로 구조물과 지반의 강도가 불충분한 경우에 불리한 변동하중과 유리한 영구하중의 불확실성을 다루며, 부력, 수리학적 파괴 및 구조물의 전도 등 큰 침하와 관련되는 문제에 대하여 안전한 지반공학적 크기결정과 구조계산을 제공함이 목적이다. Case B는 주로 하중의 불확실성을 다루며, 대개 기초와 옹벽 등 부재의 구조설계에 중요하다. Case C는 주로 재료성질의 불확실성을 다루며, 지반성질의 부분계수가 1.0보다 큰 MFA 방법으로서 대개 기초의 크기와 옹벽의 근입깊이 등 지반내에서 부재 크기의 결정에 중요하다.

현재 국내에는 지반공학적 설계치를 결정하기 위해 제안된 부분계수가 없는 실정

이다. 따라서, 여기서는 Eurocode 7에서 언급하고 있는 <표 3.11.16>의 극한한계상태의 부분계수중 Case A에 대한 값과 앞서 계산된 특성치를 이용하여 설계치를 산정하였으며, 제안되어 있지 않은 파라미터의 부분계수는 1.0으로 간주하였다.

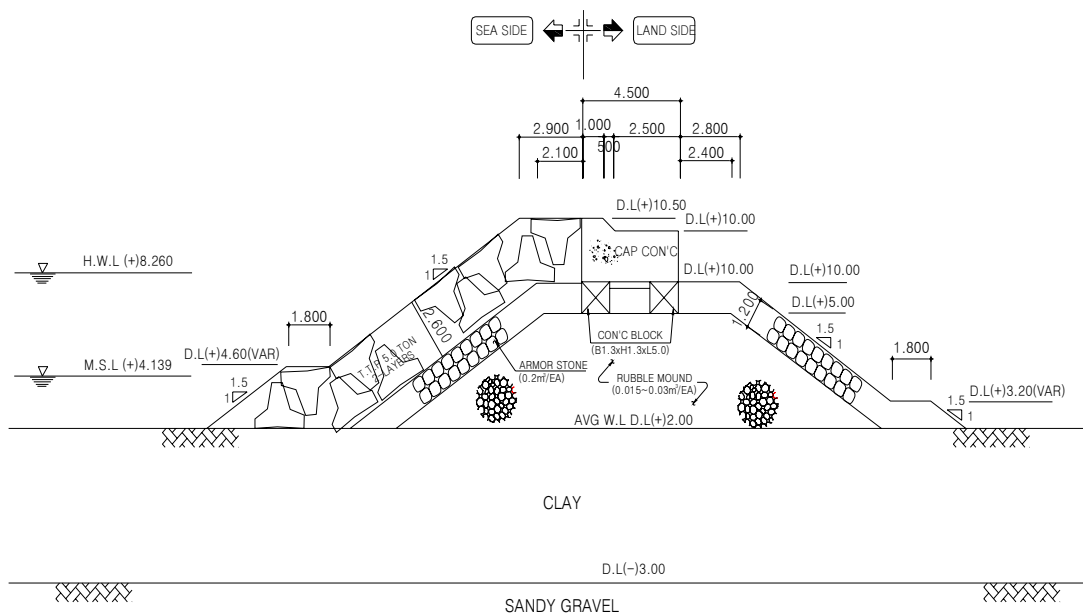
한편, 앞서 산정된 특성치 결과 중 샘플 수가 비교적 많아 Student 방법과 차이가 크지 않은 Ovesen 방법과 0보다 작은 값이 산정되어 지반공학적 설계에 부적합한 EN 1990 방법에 의한 특성치는 제외하였다. 지반의 지지력 및 침하량 계산을 위한 광양 및 부산지역의 주요한 설계치는 <표 3.11.17>과 같다.

<표 3.11.17> 주요 설계치 선정결과

Parameter	Area	Mean	Student	Schneider
e	Gwangyang	2.27	2.25	2.01
	Busan	1.63	1.61	1.46
γ_t (kN/m ³)	Gwangyang	15.23	15.18	14.69
	Busan	16.45	16.38	15.56
G_s	Gwangyang	2.71	2.71	2.70
	Busan	2.70	2.69	2.68
q_u (kPa)	Gwangyang	18.81	18.13	11.25
	Busan	32.48	31.59	20.68
C_u (kPa)	Gwangyang	12.54	12.15	8.27
	Busan	20.40	19.86	13.06
C_c	Gwangyang	1.13	1.11	0.92
	Busan	0.70	0.69	0.57
C_v (cm ² /sec)	Gwangyang	0.00260	0.00246	0.00140
	Busan	0.00559	0.00535	0.00349

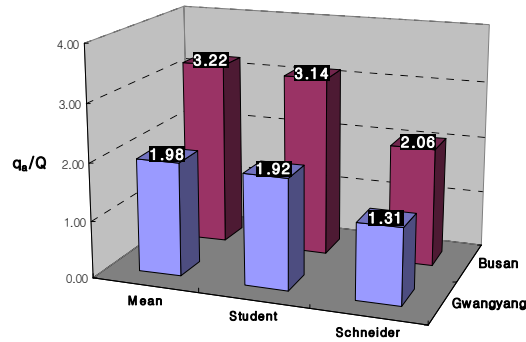
다. 특성치와 산술평균치에 의한 결과 비교

지지력과 침하량 검토를 위해 가정된 하중은 해성점토로 이루어진 기초지반 상에 흔히 계획되는 사석방파제 자중을 적용하였다. 해상 구조물은 대개 모래다짐말뚝이나 지반개량 공법 등을 이용하여 지반을 처리한후 시공됨이 일반적이거나 여기서는 단순히 파라미터의 평균치와 일부 특성치 산정 방법별 원지반 해성점토의 강도 및 압축특성을 알아보기 위하여 미개량시 지지력과 침하 영향만을 산정, 비교하였다. 검토를 위해 결정된 임의의 단면조건은 <그림 3.11.6>과 같다.



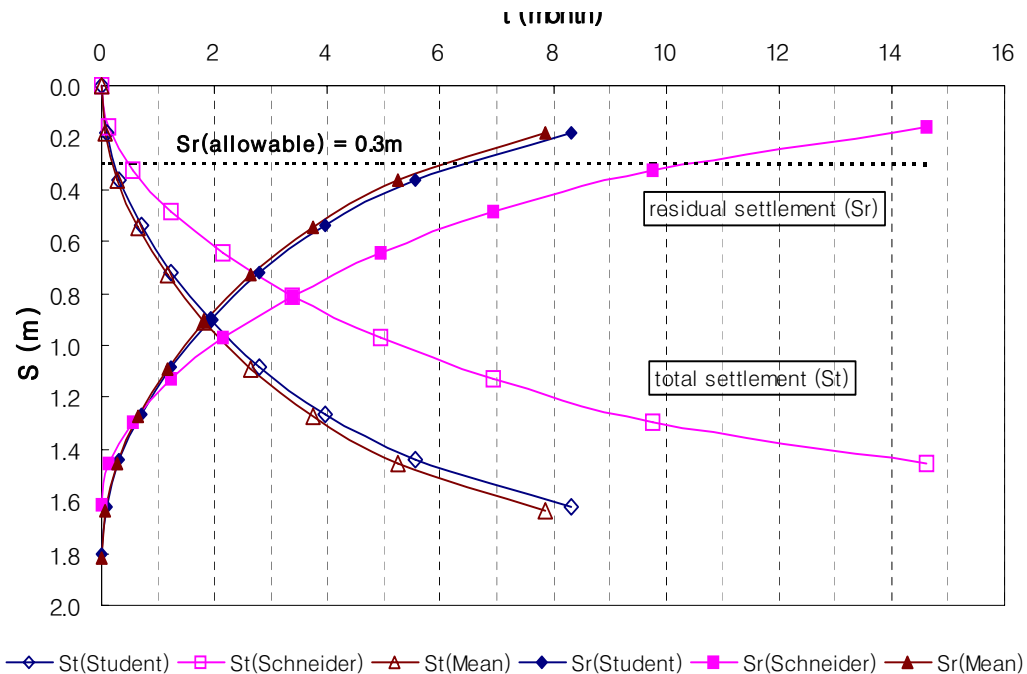
<그림 3.11.6> 설계를 위한 지반 및 하중조건

지지력 및 침하량의 계산은 항만 및 어항 설계기준에 제안된 방법중 실무에서 가장 많이 이용되는 식을 채택하였다. 지지력 계산시 안전율은 1.5를 적용하였으며, 단위면적당 작용하중(Q)에 대한 허용지지력(q_a)의 비(q_a/Q)를 이용하여 허용지지력 산정결과를 <그림 3.11.7>과 같이 비교하였다. Student 방법에 의한 q_a/Q 는 평균치의 97~98%에 달하여 약간 작은 값이 산정된 반면, Schneider 방법에 의한 값은 평균치의 64~66% 범위로서 매우 과소평가됨을 알 수 있다.



<그림 3.11.7> 설계치에 따른 q_a/Q 의 비교

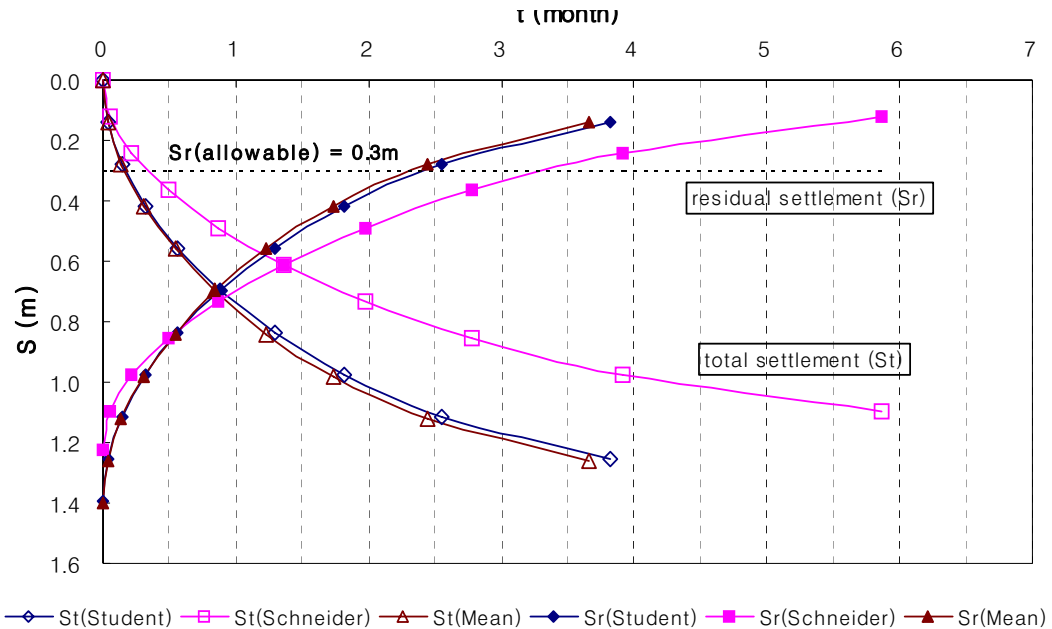
두 지역을 비교할 때 동일한 작용하중에서 부산지역 토질의 지지력이 광양지역에 비해 약 1.6배 가량 크게 산정되었다. 광양지역에서의 시간경과에 따른 최종압밀침하량과 잔류침하량 변화를 <그림 3.11.8>에 나타내었다. 압축지수와 초기간극비가 주요한 변수인 최종압밀침하량은 각각 1.821m(mean), 1.803m (Student) 및 1.617m(Schneider)로서 Student 방법은 평균치와 거의 차이가 없는 반면 Schneider 방법은 평균치 대비 약 0.2m(12.6%) 작게 산정되었다.



<그림 3.11.8> 시간경과에 따른 총침하량과 잔류침하량 분포(광양)

<그림 3.11.9>는 부산지역에서의 시간경과에 따른 최종압밀침하량과 잔류침하량 변화를

나타낸 것이다. 최종압밀침하량은 각각 1.40m(mean), 1.396 (Student) 및 1.222m(Schneider)로서 Student 방법은 역시 평균치와 거의 차이가 없는 반면 Schneider 방법은 평균치 대비 약 0.18m(14.6%) 작게 산정되었다.



<그림 3.11.9> 시간경과에 따른 총침하량과 잔류침하량 분포(부산)

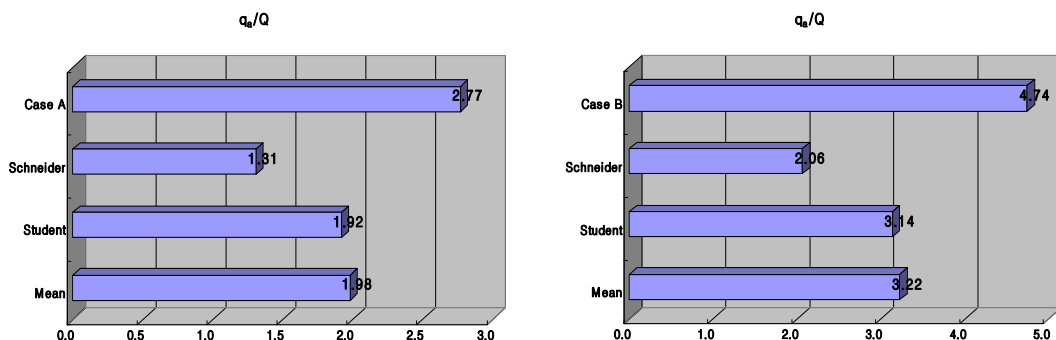
바. 설계적용 대표치, 특성치와 산술평균치에 의한 설계결과

최근 두 지역에서 각각 항만구조물 설계에 입력된 대표적인 설계치와 불확실성을 고려한 특성치를 통하여 선정된 설계치 사이의 지지력 및 침하량 계산 결과를 비교하였다. 각 사례에서 선정된 설계치는 국부적이고 불충분한 시험결과에서 얻은 단순한 산술평균치 또는 설계자의 임의적 판단에 의한 대표치로서 통계학적 변동성을 고려하지 않은 수치이다. 이들은 실제로 이미 설계가 완료되었거나 시공중인 사례로서, 변동성이 파악된 대량의 자료에 의해 설계결과를 비교함은 적절한 경제성 또는 안전마진의 측면에서 의미가 있을 것이다 <표 3.11.18>은 최근 광양 및 부산항 지역 항만구조물 건설공사의 설계에 적용되었던 주요 설계치를 나타낸 것이다 적용하중은 상기 동일한 단면의 방파제 구조물로 가정하였다

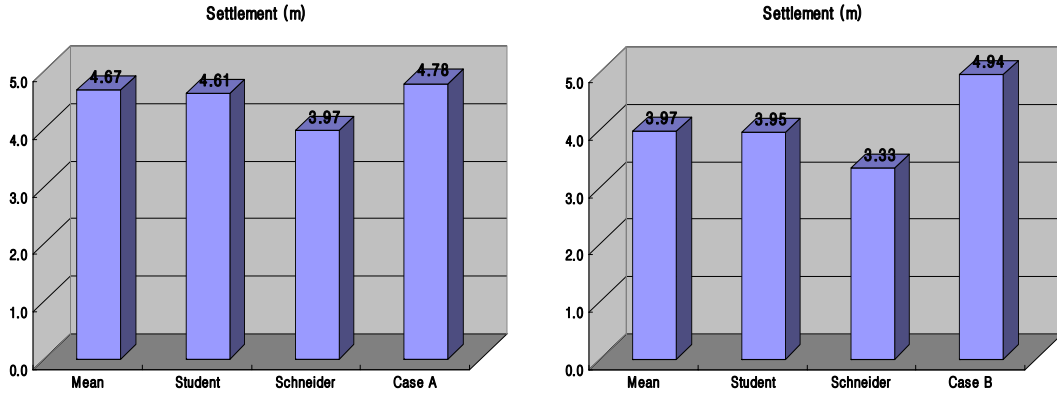
<표 3.11.18> 설계사례에 적용된 대표치

Case A (Gwangyang)					
Thickness of soft clay(m)	γ_t (kN/m ³)	G_s	w (%)	e	C_c
25.50	15.180	2.714	81.96	2.314	1.161
Case B (Busan)					
Thickness of soft clay(m)	γ_t (kN/m ³)	G_s	w (%)	e	C_c
50.325	17.325	2.710	67.90	1.890	0.960

각 사례에서 적용된 대표치와 본 연구에서 산정한 방법의 설계치에 의해 계산한 q_a/Q 를 <그림 3.11.10>에 비교하였다. 광양지역(Case A)의 경우 설계 적용값을 지역 전체의 불확실성이 고려된 값들과 비교할 때 평균치에 의해 산정한 q_a/Q 에 비해 39.9% 가량, Student 방법에 비해 44.3% 가량, 그리고 Schneider 방법에 비해 111.5% 가량 과대하게 산정되었다. 부산지역(Case B)의 경우는 지역전체의 평균치에 의해 산정한 q_a/Q 에 비해 47.2% 가량, Student 방법에 의한 불확실성 고려시에 비해 60.0% 가량, 그리고 Schneider 방법에 비해서는 130.0% 가량 과대하게 산정되었다. 따라서, 지지력 계산에 있어서 두 지역 전반적으로 설계에 채택되었던 입력치가 불확실성을 고려한 경우에 비하여 최대 2배이상 과대평가함을 알 수 있었다. 또한 사례분석 1에서 평가한 결과와 유사하게 본 검토에서도 부산지역의 지지력 특성이 광양지역에 비해 1.6~1.7배 가량 양호한 것으로 나타났다.



<그림 3.11.10> q_a/Q 의 계산결과 비교



<그림 3.11.11> 침하량 계산결과의 비교

<그림 3.11.11>은 동일한 하중과 지반조건에 대하여 원지반의 침하량을 비교한 결과이다. 광양지역(Case A)의 경우 지역전체의 평균값에 비해 약 2.4%, 불확실성이 고려된 설계치 적용결과와 비교시는 Student 방법에 비해 3.7%, Schneider 방법에 비해서는 20.4% 가량 크게 산정됨으로써 Schneider 방법을 제외하고는 대개 큰 차이를 보이지 않았다. 부산지역(Case B)의 경우 지역전체의 평균값에 비해 약 24.4%, 불확실성이 고려된 설계치 적용결과와 비교시는 Student 방법에 비해 25.1%, Schneider 방법에 비해서는 48.3% 가량 크게 산정됨으로써 일반적으로 과다하게 산정되는 결과를 보였다

제 12 절 신뢰성 설계법

1. Level I 방법

가. 정의

구조물의 신뢰성 설계에는 많은 절차와 노력 그리고 이론적 배경에 대한 깊은 이해가 필요하다. 다시 말해 설계변수의 확률분포 특성을 규명하고 특정 파괴모드에 대한 한계상태함수를 정의하며 한계상태를 초과할 확률을 정량적으로 산정해야 한다. 수치적 방법을 이용하여 구한 한계상태 초과확률 즉 파괴확률이 허용파괴확률을 초과하지 않도록 설계를 반복적으로 수정해야 한다. 이러한 일련의 과정에는 신뢰성 이론에 대한 이해와 함께 많은 노력이 수반된다. 이런 문제를 해결하기 위해 깊이 있는 신뢰성이론을 배제하면서도 설계확률변수의 변동성을 고려하기 위한 설계방법이 Level I 방법이다. Level I 방법에서는 파괴확률을 직접적으로 계산하지 않는다. 다만, 목표로 하는 파괴확률의 수준을 한계상태함수로서 고려함으로써 한계상태함수가 안정조건을 만족하면 목표파괴확률을 달성하는 것으로 여긴다 또한, 설계변수의 확률변동성은 부분안전계수(partial safety factor)를 도입하여 고려한다.

나. 설계절차

Level I 방법의 설계절차는 그림과 같은 순서에 의한다. 우선, 구조물이 특정 파괴모드에 대하여 만족해야할 파괴확률의 목표수준을 정한다 파괴확률은 신뢰도지수와 일대일 대응하므로 파괴확률 수준을 이용하여 목표신뢰도지수를 설정한다 다음으로 목표신뢰도지수를 이용하여 각 설계변수에 대응하는 부분안전계수를 산정한다 산정된 부분안전계수를 각 설계변수에 곱하여 하중 및 저항치를 계산한다 만일 하중치가 저항치보다 큰 값을 가지면 설계를 보강하여 재설계하고 그렇지 않으면 설계를 종료한다. 설계가 종료되면 해당 설계는 처음에 설정한 목표파괴확률보다 작은 파괴확률을 가진 것으로 간주한다. 그러나, 저항치가 하중치에 비하여 월등히 큰 경우는 과다 설계의 우려가 있으므로 이 경우에도 설계를 수정하여 경제성을 확보하는 것이 좋다. 그러나, Level I 방법은 다른 방법에 비하여 정확성을 기하기 어려우므로 보통의 경우 Level I 방법으로 설계의 경제성을 확보하는 것은 합리적이지 않다

Level I 설계법의 안정성을 확보하기 위해서는 다음을 만족해야 한다

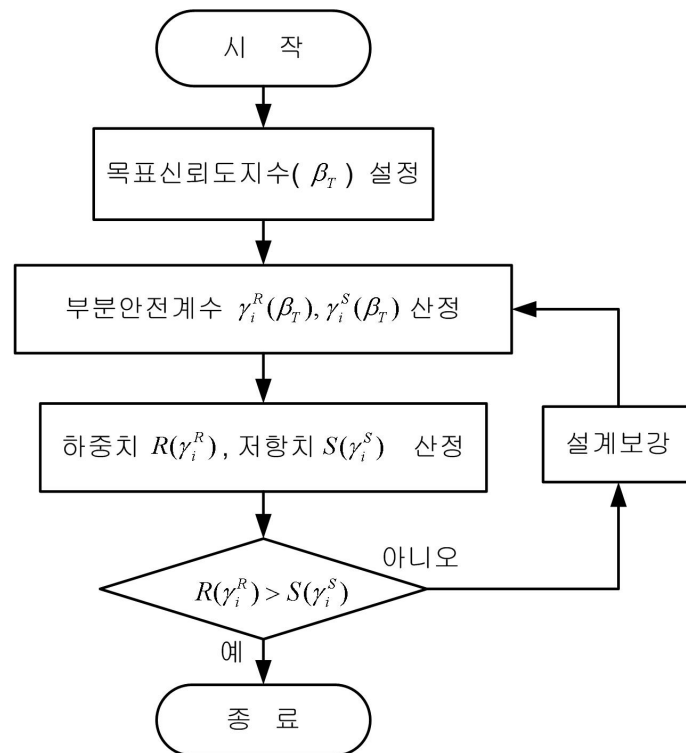
$$\sum_i \gamma_i^R R_i(X) > \sum_i \gamma_i^S S_i(X) \quad (3.12.1)$$

여기서, X 는 설계 확률변수이고 $R_i(X)$ 와 $S_i(X)$ 는 각각 저항함수와 하중함수이다. 또한, γ_i^R 와 γ_i^S 는 각각 저항함수와 하중함수에 대한 부분안전계수로서 γ_i^R 는 1보다 작은 값을 γ_i^S 는 1보다 큰 값을 갖게 된다. 부분안전계수는 목표신뢰도지수(target reliability index, β_T)와 설계변수의 확률변동성의 함수이며 모멘트법을 이용하면 다음과 같다.

$$\gamma_i^R = (1 - \alpha\beta_T V_R) \quad (3.12.2)$$

$$\gamma_i^S = (1 + \alpha\beta_T V_S) \quad (3.12.3)$$

여기서, α 는 설계변수에 대한 한계상태함수의 민감도, V_i 는 변동계수이다.



<그림 3.12.1> Level I 신뢰성설계 흐름도

다. 부분안전계수

(1) 개요

결정론적 설계법에서는 저항치와 하중치를 계산한 후 두 값의 비율에 안전율을 적용한다. 그러나 모든 설계변수의 확률적 변동성을 고려하는 신뢰성 설계법에서는 각 변수의 변동성에 따른 안전계수를 도입하므로 이를 부분안전계수라 한다. 부분안전계수는 설계변수의 변동성에 의해 발생할 수 있는 위험을 경감하기 위해 도입한 것이다. 만일 지진계수와 같이 설계변수가 위험을 초래하는 특성을 가진 것이라면 그 변수에 대한 부분안전계수를 1.0보다 크게 함으로써 안전율을 확보하며 반대로 마찰계수와 같이 설계변수가 안전을 확보하는 특성을 가진 것이라면 1.0보다 작은 부분안전계수를 갖도록 한다. 부분안전계수가 1.0보다 얼마나 크고 작은지는 목표신뢰도지수와 확률변수의 변동성에 의해 결정된다.

(2) 산정방법

(가) 평균일계이차모멘트법(MVFOSM)

일계이차모멘트법(Mean Value First Order Second Moment method; MVFOSM)을 이용하여 부분안전계수를 산정하기 위해 하중과 저항으로 이루어진 한계상태 함수를 다음과 같이 정의하자.

$$g(X) = R - S \quad (3.12.4)$$

이를 평균치에 대하여 일차 근사화하면 다음과 같다.

위 한계상태함수에 의한 파괴모드의 신뢰도지수는 일계이차모멘트법을 이용하면 다음과 같다.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.12.5)$$

적절한 신뢰도를 확보하기 위해 위에서 계산된 신뢰도지수는 목표신뢰도지수 β_T 이상의 값을 가져야 한다. 즉,

$$\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} > \beta_T \quad (3.12.6)$$

이 식에서 분모의 제곱근은 다음과 같은 근사화 과정을 통해 선형화할 수 있다.

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \cong \alpha (\sigma_R + \sigma_S) \quad (3.12.7)$$

여기서, α 는 약 0.75 부근에서 다소의 변동성을 갖게 된다. 이 관계를 앞의 식에 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$\mu_R - \mu_S > \beta_T (\alpha \sigma_R + \alpha \sigma_S) \quad (3.12.8)$$

이를 하중과 저항으로 나누어 다시 쓰게 되면 다음의 관계를 얻게 된다

$$\mu_R \left(1 - \alpha \beta_T \frac{\sigma_R}{\mu_R} \right) > \mu_S \left(1 + \alpha \beta_T \frac{\sigma_S}{\mu_S} \right) \quad (3.12.9)$$

하중과 저항의 관계에 있어 부분안전계수를 적용한 설계 안정식은 아래와 같다.

$$\gamma_R R_d > \gamma_S S_d \quad (3.12.10)$$

따라서, 앞에서 유도한 하중-저항 관계식을 부분안전계수식과 비교하면 하중 및 저항의 부분안전계수는 각각 다음과 같다

$$\gamma_R = (1 - \alpha \beta_T V_R) \frac{\mu_R}{R_d} \quad (3.12.11)$$

$$\gamma_S = (1 + \alpha\beta_T V_S) \frac{\mu_S}{S_d} \quad (3.12.12)$$

여기서, V_k 는 확률변수 k 의 변동계수이다.

이 방법은 한계상태함수가 비선형인 경우 근사화 과정에 고차항이 발생하는 등의 문제가 발생하여 부분안전계수의 정확도가 낮아질 수 있다

(나) FORM법

평균일계이차모멘트법(MVFOSM)은 모든 확률변수가 정규분포를 따르는 경우에 한해 적용할 수 있다. 따라서, 정규분포 이외의 확률분포를 따르는 확률변수가 존재하는 경우 일계신뢰도법(First Order Reliability Method; FORM)을 적용한다. 일계신뢰도법에서 설계점(X^*)과 신뢰도지수의 관계에서 목표신뢰도지수가 β_T 라면 다음의 관계가 있다.

$$X^{*'} = -\alpha\beta_T \quad (3.12.13)$$

여기서, α 는 방향여현(direction cosine)이다. 한편, 표준확률변수의 변환식에서 확률변수는 다음과 같이 표현할 수 있다

$$X^* = \mu_X + \sigma_X X^{*'} \quad (3.12.14)$$

위에서 표준확률변수와 신뢰도지수 관계를 적용하면 다음과 같다

$$X^* = \mu_X - \alpha\beta_T \sigma_X \quad (3.12.15)$$

부분안전계수를 특성치(X_k)에 대한 파괴점의 비로써 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\gamma_X = \frac{X^*}{X_k} = (1 - \alpha\beta_T V_X) \frac{\mu_X}{X_k} \quad (3.12.16)$$

2. Level II 방법

가. 정의

아래와 같이 한계상태함수가 음인 영역 즉, 파괴영역, $g(x_1, x_2, \dots, x_n) < 0$ 에서 결합 확률밀도함수를 적분하면 파괴확률을 산정할 수 있다

$$P_f = \int_{g(X) < 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \cdots dx_n \quad (3.12.17)$$

그러나, 다양한 확률변수에 대한 결합 확률밀도함수를 구하는 것은 현실적으로 쉽지 않으며, 이러한 결합 확률밀도함수가 존재하더라도 파괴영역에서 이를 적분하는 것 또한 언제나 가능한 것은 아니다. 이러한 문제를 해결하기 위해 확률변수의 평균 표준편차 등 1, 2차 모멘트만을 이용하며 고차의 한계상태함수를 저차의 근사함수로 변형하여 신뢰성해석을 수행하는 방법이 Level II법이다. 따라서, Level II방법에서는 파괴확률의 정확해를 구하는 것이 아니라 단지 근사치를 구하는 방법이다. 그럼에도 불구하고 Level II법이 유용한 것은 해석에 소요되는 시간적 비용이 비교적 적으며 이에 반해 파괴확률 산정의 오차가 공학적 관점에서 크지 않은 특징이 있기 때문이다.

나. 평균일계이차모멘트법(MVFOSM)

$$X = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}^T \quad (3.12.18)$$

$$\mu_X = \{\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}\}^T \quad (3.12.19)$$

확률변수의 평균(1차 모멘트)과 표준편차(2차 모멘트)만을 이용하여 파괴확률을 산정하는 방법이 평균일계이차모멘트법이다. 이 방법은 한계상태함수의 근사함수를 구함에 있어 각 확률변수의 평균치를 이용한다. 평균치를 이용한 한계상태 근사함수는 다음과 같다.

$$\tilde{g}(X) = g(\mu_X) + \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\mu_X} (x_i - \mu_{x_i}) \quad (3.12.20)$$

근사함수에 대한 평균과 표준편차를 구하면 각각 다음과 같다

$$\mu_{\tilde{g}} = g(\mu_X) \quad (3.12.21)$$

$$\sigma_{\tilde{g}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\mu_X}^2 \sigma_{x_i}^2} \quad (3.12.22)$$

신뢰함수의 평균과 표준편차를 이용한 신뢰도지수 및 파괴확률은 다음과 같다

$$\beta = \frac{\mu_{\tilde{g}}}{\sigma_{\tilde{g}}} = \frac{g(\mu_X)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\mu_X}^2 \sigma_{x_i}^2}} \quad (3.12.23)$$

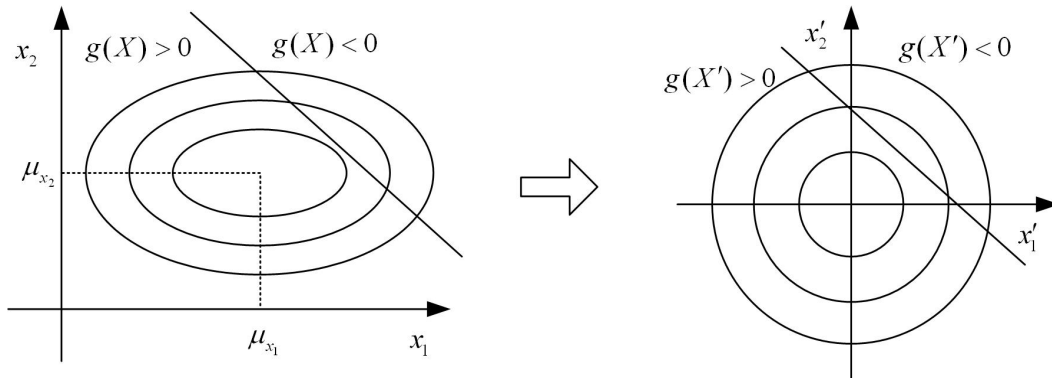
$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (3.12.24)$$

여기서, Φ 는 표준정규분포에 대한 누적확률분포함수이다

다. 일계신뢰도법(FORM)

파괴확률 산정의 정확도를 높이기 위하여 파괴가능성이 가장 높은 확률변수를 이용하여 한계상태함수를 근사화하는 방법이다

(1) 표준확률변수



<그림 3.12.2> 확률변수 표준화

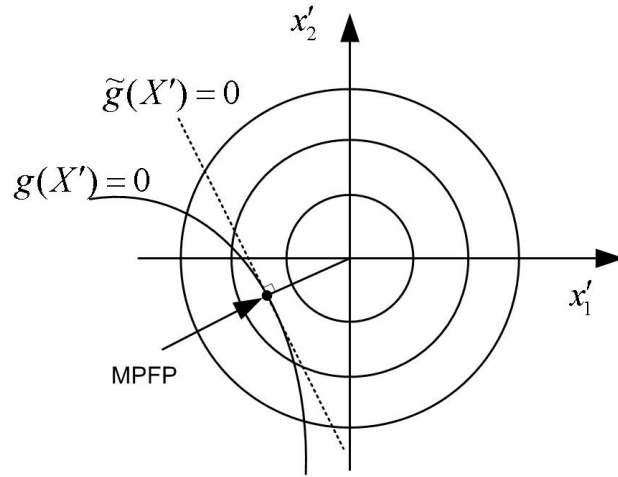
일계신뢰도법을 적용하기 위하여 모든 확률변수를 아래와 같은 표준확률변수로 변환한다.

$$X' = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (3.12.25)$$

표준확률변수로의 변환은 모든 확률변수의 평균을 좌표의 원점으로 변환하고 표준편차를 1.0으로 통일시키기 때문에 파괴확률을 구하기가 용이하게 된다

(2) 한계상태함수의 근사화

그림에서 한계상태함수 $g(X')$ 에 의한 파괴확률은 비선형 영역에 대한 확률밀도함수의 적분과 같다. 이를 오차가 가장 작게 근사화하는 방법은 원점에서 $g(X') = 0$ 인 곳까지의 최단거리에 있는 점에 대하여 근사함수 $\tilde{g}(X) = 0$ 를 구하여 이 근사함수에 의한 파괴확률을 구하는 것이다. $\tilde{g}(X) = 0$ 의 면은 $g(X') = 0$ 의 면과 접하면서 원점으로부터 그은 직선에 대하여 직각을 이룬다. 이와 같이 $g(X') = 0$ 의 면 상에 존재하는 동시에 원점에서 최단거리에 있는 점을 설계점 (design point) 또는 최확파괴점(Most Probable Failure Point, MPFP)이라 한다.



<그림 3.12.3> 한계상태함수 근사화

(3) 신뢰도지수

일차근사화한 한계상태함수 $\tilde{g}(X')$ 에 의한 파괴확률은 그림 3.4의 빗금친 부분의 면적과 같으며 설계점(MPFP)과 원점사이의 거리를 d 라 하면 다음과 같이 산정된다.

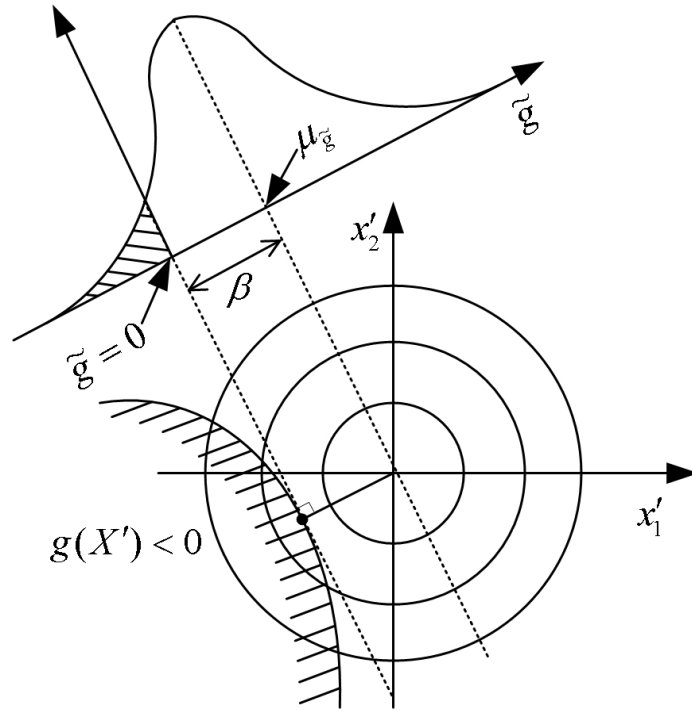
$$P_f = \Phi(-d) \quad (3.12.26)$$

한편, 설계점 벡터는 거리 d 를 이용하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$X^{*'} = -d\alpha \quad (3.12.27)$$

여기서, α 는 X' 축 상에서의 방향여현으로 i 번째 성분은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)_*}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)_*^2}} \quad (3.12.28)$$



<그림 3.12.4> FORM법의 신뢰도지수

설계점 상에서는 $g(X^{*'}) = 0$ 이므로 설계점을 이용한 한계상태함수의 근사함수는 다음과 같다.

$$\tilde{g}(X') = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)_* (X'_i - X_i^{*'}) \quad (3.12.29)$$

표준화변수 X'_i 의 표준편차는 1.0이므로 한계상태함수 $\tilde{g}(X')$ 의 평균과 표준편차를 이용한 신뢰도지수는 다음과 같다.

$$\beta = \frac{\mu_{\tilde{g}}}{\sigma_{\tilde{g}}} = \frac{- \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)_* X_i^{*'}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)_*^2}} = - \sum_{i=1}^n \alpha_i X_i^{*'} \quad (3.12.30)$$

한편, 위에서 $X_i^{*'} = -d\alpha_i$ 이므로 이 관계를 적용하면

$$\beta = - \sum_{i=1}^n \alpha_i X_i^{*'} = - \sum_{i=1}^n \alpha_i (-\alpha_i d) = d \sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = d \quad (3.12.31)$$

즉, X' 평면상의 설계점에서 원점까지의 거리 d 는 일계근사 한계상태함수 $\tilde{g}(X')$ 의 신뢰도지수와 같다. 따라서, 신뢰도지수를 이용한 설계점은 다음과 같다.

$$X^{*'} = -\alpha\beta \quad (3.12.32)$$

각 확률변수에 대하여 이를 다시 표현하면 다음과 같다

$$X_i^* = \mu_{X_i} - \alpha_i \sigma_{X_i} \beta \quad (3.12.33)$$

설계점은 한계상태함수의 파괴면 상에 존재하므로 위 식을 $g(X) = 0$ 에 대입하여 신뢰도지수를 구할 수 있다.

(4) 등가모멘트

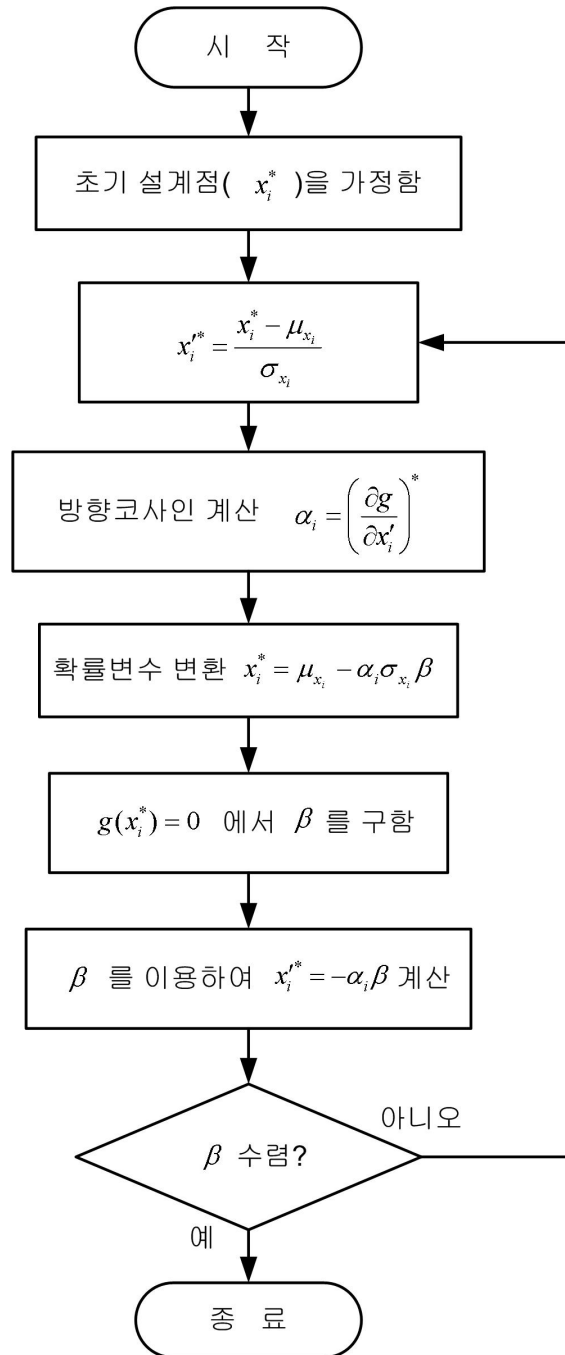
정규분포를 따르지 않는 확률변수의 경우에는 누적확률분포(F_{X_i})와 확률밀도(f_{X_i})가 등가의 정규분포함수와 같도록 하는 평균($\mu_{X_i}^N$) 및 표준편차($\sigma_{X_i}^N$)를 다음과 같이 구하여 사용한다.

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi[\Phi^{-1}\{F_{X_i}(x_i^{*'})\}]}{f_{X_i}(x_i^{*'})} \quad (3.12.34)$$

$$\mu_{X_i}^N = x_i^{*'} - \Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^{*'})]\sigma_{X_i}^N \quad (3.12.35)$$

(5) 설계절차

FORM방법의 신뢰성해석 순서는 그림과 같다.



<그림 3.12.5> FORM법의 순서도

<표 3.12.1> FORM방법의 신뢰성해석 순서

단계 1.	설계변수의 확률분포를 추정 및 검증한다
단계 2.	초기 설계점(x_i^*)을 평균(μ_{x_i})으로 가정한다.($i = 1, 2, \dots, n$)
단계 3.	확률변수를 표준화 한다($x_i' = (x_i - \mu_{x_i})/\sigma_{x_i}$)
단계 4.	설계점에서 $\alpha_i = \left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)^* / \sqrt{\sum_{k=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_k}\right)^{2*}}$ 를 구한다.
단계 5.	설계점을 신뢰도지수의 함수로 표현한다. $x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta$
단계 6.	$x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta$ 을 $g(X) = 0$ 에 대입하여 β 를 구한다.
단계 7.	β 가 수렴조건을 만족하면 해석을 끝내고 그렇지 않으면 다음 단계를 수행한다.
단계 8.	$x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta$ 를 이용하여 새로운 설계점을 구한다
단계 9.	단계 4를 수행한다.

라. 응답면기법

신뢰성해석 시 한계상태함수는 변위 또는 응력을 이용하여 정의한다 특히, 잔교식 안벽에서는 중력식 구조물과 달리 변위 또는 응력이 설계변수의 음함수 형태로 존재한다. 즉, 설계변수를 이용하여 유한요소해석을 수행한 결과로 변위 또는 응답을 구할 수 있고 한계상태함수는 이 구조해석 결과를 이용하여 정의해야 한다 그러므로 AFOSM과 같은 방법을 적용하여 신뢰도지수를 구하기 위해서는 우선 한계상태함수를 설계변수의 양함수로 표현하는 이른바 응답면(response surface)을 구해야 한다. 응답면을 구한 후 기존의 Level II 신뢰성해석법을 적용하는 것이 응답면기법에 의한 신뢰성해석법이다. 응답면 기법에 의한 한계상태함수를 설계변수의 음함수 형태로 표현하면 다음과 같다.

$$g(X) = R(X_1, X_2, \dots, X_n) - S(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.12.36)$$

여기서, $R(\cdot)$ 는 저항함수, $S(\cdot)$ 는 하중함수를 의미하며, X_i 는 설계변수이다. 설계변수의 양함수로 표현된 한계상태함수에 FORM법을 적용하면 신뢰도지수를 구할 수 있다.

3. Level III 방법

가. 정의

Level II 방법은 한계상태함수를 근사화하여 파괴확률을 구하므로 해석의 경제성을 확보할 수 있으나 선형화과정에서 오차가 발생하므로 파괴확률의 근사치만을 구할 수 있다. 한계상태함수가 고차의 비선형함수로 표현될수록 선형화과정의 오차가 커진다. 반면 Level III 방법은 한계상태함수를 근사화 하지 않고 파괴확률을 구하는 방법으로 파괴확률의 정확해를 구할 수 있다 이론적으로는 파괴영역에서($g(X) < 0$) 결합 확률밀도함수를 직접 적분하여 파괴확률을 구할 수 있으나 결합 확률밀도함수를 구하는 것과 이것을 직접 적분하는 것은 모두 현실적으로 어렵기 때문에 수치적 모사방법을 사용한다.

나. 해석방법

수치적 모사방법으로는 확률변수를 무작위로 추출하여 파괴확률을 구하는 몬테카를로 모사법(crude Monte Carlo Simulation)과 보다 효율적인 추출방법으로 해석시간을 단축할 수 있는 중요도 추출법(Importance Sampling)이 있다. 몬테카를로 모사법은 각 확률변수의 분포특성을 이용하여 그림과 같이 무작위로 설계 후보점(design candidate)을 생성시킨다. 생성된 후보점들을 이용하여 한계상태함수로 평가를 수행하면 파괴영역에 존재하는 후보점 조합의 개수를 산정할 수 있다 이 개수를 전체 추출 후보점의 개수로 나누면 파괴확률을 구할 수 있다 그러나 이 방법은 파괴확률이 매우 작은(예: $\beta > 4$) 문제에서는 파괴확률을 구하기 위해 상당히 많은 설계 후보점을 추출해야 하기 때문에 해석 시간이 길어지는 문제점이 있다 만일 상대적으로 적은 설계 후보점을 이용하여 파괴확률을 구할 경우 신뢰구간이 넓어져 결과에 대한 신뢰도가 낮게 된다. 참고로 n개의 설계 후보점을 이용한 모사법에서 95% 신뢰수준에 대한 파괴확률의 신뢰구간은 다음과 같다.

$$\hat{P}_f - 1.96 \sqrt{\frac{\hat{P}_f(1 - \hat{P}_f)}{n}} < P_f < \hat{P}_f + 1.96 \sqrt{\frac{\hat{P}_f(1 - \hat{P}_f)}{n}} \quad (3.12.37)$$

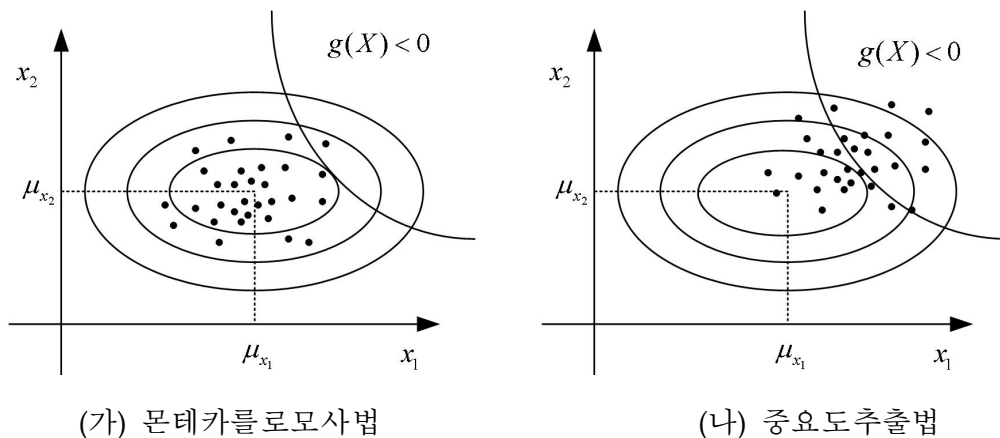
해석의 효율성을 높이기 위해 보다 적은 설계 후보점을 이용하여 파괴확률을 구하는 방법이 중요도 추출법이다. 중요도 추출법에서는 설계 후보점을 추출함에 있어 각 확률변수의 확률밀도 함수를 파괴면 상에서 평균을 갖는 새로운 확률밀도 함수 $I_X(x)$ 를 이용한다. 이를 적분식으로 표현하면 다음과 같다.

$$P_f = \int_{g(X) < 0} f_X(x) dx = \int_{g(X) < 0} W(X) I_X(x) dx \quad (3.12.38)$$

단, 여기서 $W(X)$ 는 가중치 함수로서 다음과 같은 관계가 있다.

$$W(X) = \frac{f_X(x)}{I_X(x)} \quad (3.12.39)$$

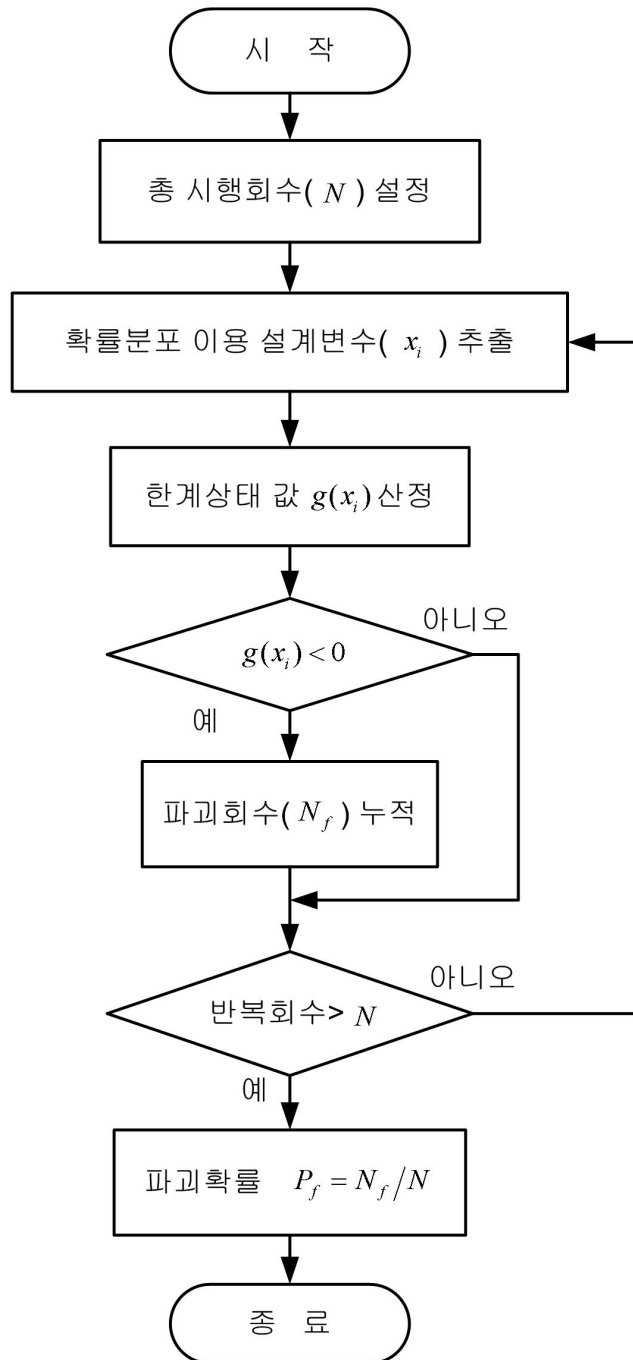
몬테카를로 모사법에서는 누적된 파괴회수를 총 해석회수로 나누어 파괴확률을 산정하지만 중요도 추출법에서는 파괴회수 누적치와 가중치를 곱함으로써 적은 해석회수로도 파괴확률 산정의 정확도를 높일 수 있다. 특히, $I_X(x)$ 는 파괴점을 평균으로 갖는 확률밀도 함수이므로 Level II에서 구한 파괴점을 이용하여 정의할 수 있다. 이를 확률변수 평면상에서 살펴보면 그림과 같이 몬테카를로 모사법에서는 설계 후보점이 파괴면과 거리가 있기 때문에 파괴회수가 충분히 많이 누적 되려면 해석 회수를 늘려야 하지만 중요도 추출법에서는 파괴면 주위에서 해석을 수행하므로 적은 해석으로도 파괴회수를 비교적 많이 누적시킬 수 있다.



<그림 3.12.6> 모사법의 추출형태

다. 설계절차

몬테카를로 모사법의 해석절차를 순서도로 표현하면 그림과 같다 이 방법에서 산정된 파괴확률의 정확도를 높이기 위해서는 총 시행회수를 가능한 크게 설정해야 하며 설계 후보점을 추출함에 있어 주어진 확률분포를 따르도록 하는 것이 중요하다



<그림 3.12.7> 모사법의 해석순서도

제 13 절 중력식 안벽의 신뢰성설계

1. Level I 방법

가. 설계안정성 평가식

(1) 활동

Level I 신뢰성설계에서는 부분안전계수를 적용한 저항치가 하중치보다 큰 값을 가질 때 안정성을 확보한 것으로 평가한다 저항치와 하중치가 같아질 때를 한계상태로 정의하면 활동에 대한 한계상태함수는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_d(W_d - B_d + C_d + E_{Vd}) > (I_d + S_d + E_{Hd} + R_d + D_d) \quad (3.13.1)$$

여기서, 첨자 d 는 설계치를 의미하며 각각 다음과 같다.

- f_d : 체체 저면과 마운드 사이의 마찰계수
- W_d : 체체 중량
- B_d : 부력
- C_d : 상재하중
- E_{Vd} : 토압합력의 연직성분
- I_d : 지진시 관성력
- S_d : 선박견인력
- E_{Hd} : 토압합력이 수평 성분
- R_d : 잔류수압 합력
- D_d : 동수압 합력

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_d = \gamma_f f_k$$

$$W_d = \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik}$$

$$B_d = r_w [(\gamma_{R_R} HWL + h) b_c + v_f]$$

$$C_d = \gamma_C C_k$$

$$E_d = \gamma_{E_{st}} E_{stk} + \gamma_A A_k \gamma_{K_h} K_{hk}$$

$$I_d = \gamma_{K_h} K_{hk} \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik}$$

$$S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_d = \frac{1}{2} r_w \{(\gamma_{R_R} HWL + h)^2 - (\gamma_{R_W} HWL + h)^2\}$$

$$D_d = \frac{7}{12} \gamma_{K_h} K_{h,k} r_w (\gamma_{R_W} HWL + h)^2$$

여기서,

f_k : 마찰계수 특성치

W_k : 체체중량 특성치

HWL : 삭망평균만조위

v_f : 푸팅 부피

h : 체체저면 수심

b : 체체 폭

r_w : 해수 단위중량

C_k : 상재하중 특성치

E_{stk} : 정적토압 특성치

A_k : 지진계수에 대한 동적토압의 기울기 특성치

K_{hk} : 지진계수 특성치

S_k : 선박견인력 특성치

γ_X : 설계치 X 의 부분안전계수

등이다. 여기서 설계변수의 특성치는 현행설계법에 의한 설계치를 사용한다

(2) 전도

전도 파괴모드의 Level I 신뢰성 설계를 위한 안정조건은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\begin{aligned} d_W W_d - d_B B_d + d_C C_d + d_{E_V} E_V \\ > (d_I I_d + d_S S_d + d_{E_H} E_{Hd} + d_R R_d + d_D D_d) \end{aligned} \quad (3.13.2)$$

여기서,

W_d : 체체 중량

B_d : 부력

C_d : 상재하중

E_{Vd} : 토압합력의 연직성분

I_d : 지진시 관성력

S_d : 선박견인력

E_{Vd} : 토압합력이 수평성분

R_d : 잔류수압 합력

D_d : 동수압 합력

d_i : 하중 i 에 대한 모멘트 팔길이

(3) 지지력

(가) 간편 Bishop법

간편 Bishop법에 의한 지지력 파괴모드의 설계 안정조건은 다음과 같다.

$$\sum \frac{(c_d b + W_d' \tan \phi_d) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi_d)} > \left[\sum W_d \sin \alpha + \left(\frac{1}{R} \right) \sum H_{da} \right] \quad (3.13.3)$$

$F.S$

여기서,

b : 분할편의 폭

α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각

R : 활동원의 반경

a : H_d 의 작용점과 활동원 중심 사이의 팔길이

$F.S$: 간편 Bishop법에 의한 안전율

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다

$$c_d = \gamma c_k$$

$$W_d(W'_d) = \gamma_{\gamma^{(r)}} \gamma_k^{(r)} A_{slice}$$

$$\tan \phi_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k$$

H_d (수평력의 설계치) : E_{std} (토압의 설계치) 등

$$E_{std} = \gamma_{E_{st}} E_{stk}$$

여기서,

c_k : 비배수 전단강도의 특성치

$\gamma_k^{(r)}$: (수중)단위중량의 특성치

A_{slice} : 분할편의 단면적

$\tan \phi_k$: 내부마찰각의 특성치

E_{st_k} : 정적토압 특성치

(나) 하중분산법

① 사석마운드

사석마운드 상부에서 지지력 파괴모드에 대한 설계 안정조건은 다음과 같다

만일 $e < \frac{b}{6}$ 이면,

$$q_a > \frac{Q}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \quad (3.13.4)$$

만일 $e > \frac{b}{6}$ 이면,

$$q_a > \frac{4Q}{3(b-2e)} \quad (3.13.5)$$

여기서,

$$e = \frac{b}{2} - \frac{(M_R - M_S)}{F_V}$$

$$Q = W_d - B_d + C_d + E_{Vd}$$

$$M_R = d_W W_d - d_B B_d + d_C C_d + d_{E_V} E_{Vd}$$

$$M_S = d_I I_d + d_S S_d + d_{E_H} E_{Hd} + d_R R_d + d_D D_d$$

② 기초지반

사석마운드 하부 기초지반에서 지지력 파괴모드에 대한 설계 안정조건은 다음과 같다.

$$q_a > \left(\frac{b}{L} p_1 + \gamma_1 D \right) \quad (3.13.6)$$

여기서,

q_a : 기초지반의 허용지지력

Q : 하중의 합력

e : R 의 편심량

γ_1' : 사석의 수중단위중량

b : 사석마운드 상부에서의 지반반력 분포 폭

삼각형 분포 : $b = 3(B/2 - e)$

사다리꼴 분포 : $b = B$

L : 기초지반 상부의 하중분포 폭

$$L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$$

(4) 마운드 직선활동

Level I 신뢰성 설계법에 의한 마운드 직선활동의 안정조건은 다음과 같다

$$(V_d \cos\theta - H_d \sin\theta)f_{md} > V_d \sin\theta + H_d \cos\theta \quad (3.13.7)$$

여기서,

$$V_d = W_d - B_d + C_d + E_{Vd} + W_{rd}$$

$$H_d = \gamma_{K_h} K_h (I_d + W_{rd}) + S_d + E_{Hd} + R_d + D_d$$

(5) 원호활동

중력식 안벽의 배면과 기초지반에 대한 원호활동의 Level I 안정식은 다음과 같다.

$$\sum (c'_d b + W'_d \cos^2 \alpha \tan \phi'_d) \sec \alpha > \sum W_d \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H_d a \quad (3.13.8)$$

여기서,

b : 분할편의 폭

α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각

R : 활동원의 반경

a : H_d 의 작용점과 활동원 중심 사이의 팔길이

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$c'_d = \gamma c'_k$$

$$W_d(W'_d) = \gamma_{\gamma^{(r)}} \gamma_k^{(r)} A_{slice}$$

$$\tan \phi'_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi'_k$$

$$H_d(\text{수평력의 설계치}) : R_d(\text{잔류수압의 설계치}) + E_{std}(\text{토압의 설계치})$$

$$R_d = \frac{1}{2} r_w \{ (\gamma_{R_r} HWL + h)^2 - (\gamma_{R_w} HWL + h)^2 \}$$

$$E_{std} = \gamma_{E_{st}} E_{stk}$$

여기서,

c'_k : 비배수 전단강도의 특성치

$\gamma_k^{(r)}$: (수중)단위중량의 특성치

A_{slice} : 분할편의 단면적

$\tan \phi'_k$: 내부마찰각의 특성치

HWL : 삭망평균만조위

h : 제체저면 수심

r_w : 해수 단위중량

E_{st_k} : 정적토압 특성치

(6) 지반의 침하

Level I 신뢰성 설계법에 의한 지반침하의 안정조건은 다음과 같다.

(가) 즉시침하(등분포 직사각형하중에 의한 침하)

$$S_a > p_d B \frac{(1 - \nu_d^2)}{E_d} I_P \quad (3.13.9)$$

여기서,

S_a : 허용침하량

p_d : 등분포하중의 설계치

B : 직사각형 폭

ν_d : 흙의 포아슨비에 대한 설계치

E_d : 흙의 탄성계수에 대한 설계치

I_P : 침하량에 대한 영향계수. 직사각형의 길이/폭(L/B) 비의 함수

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$p_d = \gamma_p p_k$$

$$\nu_d = \gamma_\nu \nu_k$$

$$E_d = \gamma_E E_k$$

여기서,

p_k : 등분포하중의 특성치

ν_k : 흙의 포아슨비에 대한 특성치

E_k : 흙의 탄성계수에 대한 특성치

(나) 압밀침하(C_c 법)

$$S_a > \frac{C_{cd}}{1 + e_{0d}} \cdot H \cdot \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right) \quad (3.13.10)$$

여기서,

S_a : 허용침하량

H : 압밀층 두께

P_0 : 유효상재하중

ΔP : 유효상재하중 증가량

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$C_{cd} = \gamma_{C_c} C_{ck}$$

$$e_{0d} = \gamma_{e_0} e_{0k}$$

여기서,

C_{ck} : 압축지수의 특성치

e_{0k} : 초기간극비의 특성치

나. 신뢰성 설계사례

(1) 활동

부분안전계수는 앞에서 설명한 바와 같이 FORM법을 이용할 때 식 (3.12.16)으로부터 산정할 수 있다.

신뢰성설계 대상 구조물의 제원은 아래의 표와 같다 삭망평균만조위는 3.873m이고 간조위는 0.0m 이다. 현행설계법에서 전면조위는 안벽에 가장 위험한 경우를 대상으로 하며, 본 설계대상 구조물은 저조위에서(LWL)에서 가장 위험하므로 저조위를 전면조위로 하였다. 이 경우 부분안전계수를 적용하지 않는다 잔류수위는 만조위(HWL)와 간조위(LWL)의 1/3~2/3 사에에서 결정하도록 현행설계법에서 규정하고 있으며 대부분 조위차의 1/2을 적용한다.

<표 3.13.1> 설계사례의 안벽제원

설계변수	현행설계치	평균치비	변동계수	비고(단위)
마찰계수(f_c)	0.6	1.06	0.15	-
철근콘크리트(W_{rc})	590	0.98	0.02	kN
무근콘크리트(W_c)	1,760	1.02	0.02	kN
채움석(W_f)	4,255	1.02	0.04	kN
전면조위비(R_W)	0.0	0.60	0.30	m
잔류수위비(R_R)	1.937	0.66	0.35	m
지진계수(K_h)	0.0325	1.00	0.25	-
정적토압(E_{st})	1,132	1.00	0.10	kPa

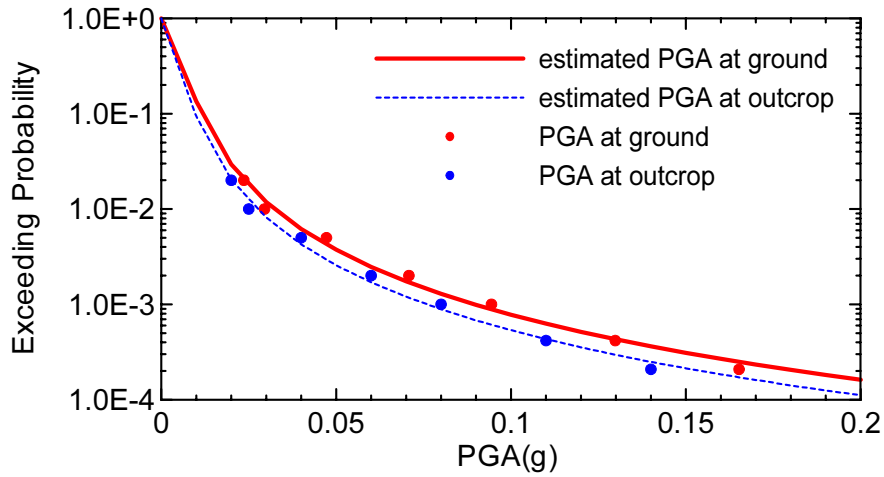
재현주기 T 년에 해당하는 지진계수 K_h^T 는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$K_h^T = F_{K_h}^{-1}(1 - 1/T) \quad (3.13.11)$$

여기서, $F_{K_h}^{-1}(\cdot)$ 는 누적분포함수의 역함수이다. 지진계수가 Type II 분포를 따른다면 지진계수는 다음과 같이 유도할 수 있다.

$$K_h^T = v \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^{-\frac{1}{k}} \quad (3.13.12)$$

여기서, k , v 는 대상지역의 재현주기에 따른 지진계수를 이용하여 추정할 수 있다. 광양항 부근의 지진구역 I, 지반조건 S_c 에 해당하는 최대지진가속도를 지진재해도로부터 구하고 이를 회귀분석하면 <그림 3.13.1>과 같은 초과확률을 얻을 수 있다. 지진계수에 대한 Type II 극치분포 함수의 변수는 지표면에 대하여 $k=2.2194$, $v=0.0056$ 이다.



<그림 3.13.1> 최대지진가속도와 초과확률

만일 재현주기 100년(내진 1등급, 기능수행수준)에 해당하는 지진을 설계지진으로 적용할 경우는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$K_h^{100} = 0.0056 \times \left[\ln \left(\frac{100}{100-1} \right) \right]^{-\frac{1}{2.2194}} = 0.0445 \quad (3.13.13)$$

민감도와 변동계수 및 평균치비를 이용하고 목표신뢰도지수가 상시와 지진시에 대하여 각각 2.7 및 2.4일 때 부분안전계수는 <표 3.13.2> 및 <표 3.13.3>과 같다.

<표 3.13.2> 활동에 대한 부분안전계수(상시)

설계변수	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
마찰계수(f_c)	0.7686	0.15	1.06	0.73
철근콘크리트(W_{rc})	0.0089	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	0.0275	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.1738	0.04	1.02	1.00
전면조위비(R_W)	0.2770	0.03	0.60	0.46
잔류수위비(R_R)	-0.5145	0.035	0.66	0.98
정적토압(E_{st})	-0.1918	0.10	1.00	1.06

<표 3.13.3> 활동에 대한 부분안전계수(지진시)

설계변수	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
마찰계수(f_c)	0.2440	0.15	1.06	0.96
철근콘크리트(W_{rc})	0.0031	0.02	0.98	0.97
무근콘크리트(W_c)	0.0097	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.0611	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0749	0.30	0.60	0.57
잔류수위비(R_R)	-0.1591	0.35	0.66	0.75
지진계수(K_h)	-0.9502	-0.48	-5.38	0.51
정적토압(E_{st})	-0.0533	0.10	1.00	1.02

표의 부분안전계수를 이용하여 지진시 활동안정성을 검토할 수 있다 식 (3.13.1)의 안정성 검토 식에 나타난 각 하중의 설계치를 부분안전계수와 특성치를 이용하여 계산하면 활동 저항력 설계치(F_{Rd})와 외력의 설계치(F_{Sd})를 구하면 다음과 같다.

$$F_{Rd} = f_d (W_d - B_d + E_{vd}) = 224.77 (t/m)$$

$$F_{Sd} = I_d + E_{hd} + R_d + D_d = 164.80 (t/m)$$

즉, 활동에 대한 안벽체체의 저항력 설계치가 외력의 설계치보다 크므로 설계사례의 중력식 안벽은 지진시 활동파괴모드에 대하여 목표신뢰도지수 2.4의 Level I 신뢰성설계에 의한 안정성을 확보한 것으로 평가할 수 있다

(2) 전도

전도에 대한 신뢰성설계를 위한 각 하중의 모멘트 팔길이는 $d_{W_{rc}}=10.4m$, $d_{W_c}=10.4m$, $d_{W_f}=10.4$, $d_B=10.4m$, $d_{E_c}=18.8m$, $d_{E_h}=8.02m$, $d_{K_{rc}}=10.5m$, $d_{K_{hc}}=22.25m$, $d_{K_{hf}}=10.5m$ 등이다. 민감도계수, 변동계수, 평균치비 및 목표신뢰도지수상시: 3.5, 지진시: 3.1)를 적용한 결과 부분안전계수는 <표 3.13.4>~<표 3.13.5>와 같다. 부분안전계수를 이용하여 지진시 저항모멘트와 전도모멘트의 각 항을 계산할 수 있으며 저항모멘트 설계치(M_{Rd})와 전도모멘트 설계치(M_{Sd})는 다음과 같다.

$$M_{Rd} = d_W W_d - d_B B_d + d_{E_v} E_v = 4423.11 (t \cdot m/m)$$

$$M_{Sd} = d_I I_d + d_{E_h} E_{hd} + d_R R_d + d_D D_d = 1717.25 (t \cdot m/m)$$

지진시 저항모멘트 설계치가 전도모멘트 설계치보다 크기 때문에 설계사레의 중력식 안벽은 지진시 전도파괴모드에 대하여 목표신뢰도지수 3.1의 Level I 신뢰성 설계 안정성을 만족하는 것으로 평가할 수 있다.

<표 3.13.4> 전도에 대한 부분안전계수(상시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
철근콘크리트(W_{rc})	0.0208	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	0.0647	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.4087	0.04	1.02	0.96
전면조위비(R_W)	0.2391	0.30	0.60	0.45
잔류수위비(R_R)	-0.8762	0.35	0.66	1.37
정적토압(E_{st})	-0.0585	0.10	1.00	1.02

<표 3.13.5> 전도에 대한 부분안전계수(지진시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
철근콘크리트(W_{rc})	0.0015	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	0.0026	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.0292	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0165	0.30	0.60	0.59
잔류수위비(R_R)	-0.0640	0.35	0.66	0.71
지진계수(K_h)	-0.9974	-0.33	-33.37	0.98
정적토압(E_{st})	-0.0058	0.10	1.00	1.00

(3) 지지력

체재 저면지지력의 부분안전계수는 목표신뢰도지수를 상시 2.7, 지진시 2.4를 적용한 경우 <표 3.13.6>~<표 3.13.7>과 같다.

<표 3.13.6> 지지력에 대한 부분안전계수(상시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
철근콘크리트(W_{rc})	-0.0009	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	-0.0050	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	-0.0167	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0842	0.30	0.60	0.56
잔류수위비(R_R)	0.1275	0.35	0.66	0.74
정적토압(E_{st})	-0.0469	0.10	1.00	1.01

<표 3.13.7> 지지력에 대한 부분안전계수(지진시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
철근콘크리트(W_{rc})	-0.0021	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	-0.0084	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	-0.0409	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0879	0.30	0.60	0.56
잔류수위비(R_R)	-0.1134	0.35	0.66	0.72
지진계수(K_h)	-0.9877	-0.51	-2.67	0.55
정적토압(E_{st})	-0.0453	0.10	1.00	1.01

지진시 저면 지지력 안정성을 Level I 신뢰성설계법에 의해 검토하기 위해 <표 3.13.7>의 부분안전계수를 적용하여 각 하중 및 저항력의 설계치를 계산할 수 있으며 그 결과 연직하중 설계치(Q_d), 저항모멘트 설계치(M_{Rd})와 전도모멘트 설계치(M_{Sd})를 구하면 다음과 같다.

$$Q_d = W_d - B_d + E_{vd} = 737.14 - 378.35 + 33.97 = 392.76 (t/m)$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= d_W W_d - d_B B_d + d_{E_v} E_v \\ &= 766.26 - 3934.84 + 638.56 = 4369.98 (t \cdot m/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= d_I I_d + d_{E_h} E_{hd} + d_R R_d + d_D D_d \\ &= 241.06 + 1016.64 + 141.81 + 52.70 = 1452.21 (t \cdot m/m) \end{aligned}$$

모멘트 설계치와 식 (4.18)을 이용하면 편심거리를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_{Rd} - M_{Sd}}{Q_d} = \frac{20.8}{2} - \frac{4369.98 - 1452.21}{392.76} = 2.97 (m)$$

편심거리가 $\frac{b}{6}$ (= 3.47)보다 작기 때문에 저면의 응력은 삼각형분포를 하며 최대 값은 다음과 같다.

$$q_{\max} = \frac{Q_d}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{392.76}{20.8} \left(1 + \frac{6 \times 2.97}{20.8} \right) = 35.06 (t/m^2)$$

제체 저면의 최대응력 설계치(q_{\max})가 허용지지력($50t/m^2$)보다 작기 때문에 안벽 제체는 지진시 지지력 파괴모드에 대하여 목표신뢰도지수 2.4의 Level I 신뢰성설계 안정성을 충족시킨다.

(4) 마운드 직선활동

안벽의 마운드에 대한 직선활동 설계사례를 적용하여 목표신뢰도지수를 상시2.7, 지진시 2.4를 각각 적용한 경우 부분안전계수는 <표 3.13.8>~<표 3.13.9>와 같다.

<표 3.13.8> 직선활동에 대한 부분안전계수(상시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
마찰계수(f_m)	0.8684	0.15	1.06	0.94
철근콘크리트(W_{rc})	0.0058	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	0.0179	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.1131	0.04	1.02	1.01
전면조위비(R_W)	0.2265	0.30	0.60	0.58
잔류수위비(R_R)	-0.3947	0.35	0.66	0.73
정적토압(E_{st})	-0.1598	0.10	1.00	1.02
마운드사석(W_r)	0.0126	0.04	1.02	1.02

<표 3.13.9> 직선활동에 대한 부분안전계수(지진시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
마찰계수(f_m)	0.2417	0.15	1.06	0.95
철근콘크리트(W_{rc})	0.0023	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	0.0070	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.0443	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0574	0.30	0.60	0.58
잔류수위비(R_R)	-0.1227	0.35	0.66	0.72
지진계수(K_h)	-0.9589	-0.448	-3.23	0.07
정적토압(E_{st})	-0.0419	0.10	1.00	1.02
마운드사석(W_r)	0.0049	0.04	1.02	1.02

지진시 부분안전계수를 적용하여 각 하중 및 저항력의 설계치를 계산한 후 마운드 직선활동에 대한 연직력(V_d) 및 수평력(H_d)을 계산하면 다음과 같다.

$$V_d = W_d - B_d + E_{vd} = 800.38 - 378.35 + 31.06 = 453.09(t/m)$$

$$H_d = I_d + E_{hd} + R_d + D_d = 2.49 + 115.91 + 11.79 + 0.81 = 131.0(t/m)$$

이를 다시 이용하여 직선활동에 대한 저항력의 설계치(N_R) 및 하중의 설계치(N_S)를 계산하면 다음과 같다.

$$N_R = (V_d \cos \theta - H_d \sin \theta) f_{md} = [453.09 \times \cos(8.3^\circ) - 131.0 \times \sin(8.3^\circ)] \times 0.76 = 326.37(t/m)$$

$$N_S = V_d \sin \theta + H_d \cos \theta = 453.09 \times \sin(8.3^\circ) + 131.0 \times \cos(8.3^\circ) = 195.03(t/m)$$

마운드직선활동에 대한 지진시 Level I 신뢰성결과 저항력의 설계치가 하중의 설계치보다 크므로 목표신뢰도지수 2.4의 안정성을 확보했다고 평가할 수 있다

(5) 원호활동

<표 3.13.1>의 설계조건을 적용한 안벽의 원호활동에 대한 부분안전계수는 목표 신뢰도지수 2.4에 대하여 다음과 같다. 단, 원호활동 파괴모드에서는 사석마운드 기

초가 지반 상에 놓이는 경우와 지반 내에 매입되는 경우의 파괴 메커니즘이 상이하므로 두 가지 경우로 구분한다.

<표 3.13.10> 원호활동에 대한 부분안전계수

구분		α_X	V_X	μ/X_k	γ_X
단위 중량 (γ_1)	기초지반	0.0055	0.03	1.00	0.9996
	마운드/ 배면지반	-0.0058	0.03	1.00	1.0004
단위 중량 (γ_2)	기초지반 /마운드	0.0049	0.03	1.00	0.9996
	배면지반	-0.0060	0.03	1.00	1.0004
내부마찰각($\tan\phi'$)		1.0000	0.10	1.00	0.7600
상재하중(q)		-0.0015	0.40	1.00	1.0019
잔류수위(H_R)		-0.0020	0.05	1.00	1.0002

주) γ_1 : 사석마운드가 지반 위에 있는 경우, γ_2 : 사석마운드가 지반 내에 있는 경우

(6) 지반의 침하

사석마운드 하부 기초지반이 사질토인 설계조건에서 지반침하 파괴모드에 대한 부분안전계수는 목표신뢰도지수 2.4에서 다음 <표 3.13.11>과 같다. 식 (4.9)의 안정식에 의해 계산되었고, 등분포하중, 포아슨비, 탄성계수를 확률변수로 가정하였다. 또한, 허용침하량은 0.1m로 설정하였다. 일반적으로 기초지반이 사질토인 경우 침하검토는 시공 중 즉시침하가 완료된다고 가정하여 생략하는 경우가 많다.

<표 3.13.11> 지반의 즉시침하에 대한 부분안전계수

구분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
등분포하중(p)	-0.2829	0.04	1.00	1.0272
포아슨비(ν)	0.0712	0.05	1.00	0.9915
탄성계수(E)	0.9565	0.10	1.00	0.7704

2. Level II 방법

가. 활동

중력식 안벽 중 케이슨식 안벽에 작용하는 하중으로는 자중 부력, 수평토압, 잔류수압, 동수압 및 관성력을 고려하였으며 활동 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_s(X) = f \left(\sum W_i - B + C + E_v \right) - \left(K_h \sum W_i + S + E_h + R + D \right) \quad (3.13.14)$$

여기서,

f : 제체 저면과 마운드 사이의 마찰계수

W_i : 제체 중량

B : 부력

C : 상재하중

E_v : 토압합력의 연직성분

K_h : 지진계수

S : 선박견인력

E_h : 토압합력이 수평성분

R : 잔류수압 합력

D : 동수압 합력

위 식에서 부력(B), 연직토압 합력(E_v), 수평토압 합력(E_h), 잔류수압 합력(R) 및 동수압 합력(D)은 다음과 같다.

$$B = r_w [(RWL + h)b_c + v_f]$$

$$E_h = E_{st} + AK_h$$

$$E_v = E_h \tan \delta$$

$$R = \frac{1}{2} r_w \{ (RWL + h)^2 - (WL + h)^2 \}$$

$$D = \frac{7}{12} K_h r_w (WL + h)^2$$

여기서, r_w 는 해수중량, h 는 수심, b 는 제체폭, v_f 는 제체 앞뒤굽 부피, E_{st} 는 정적 토압, A 는 지진계수에 의한 동적토압의 변화율, K_h 는 수평지진계수, δ 는 제체 벽면 마찰각, $.RWL$ 은 잔류수위, WL 은 전면조위를 각각 의미한다.

지진계수는 Type II 극치분포를 따르고 나머지 설계변수는 모두 정규분포를 따른다고 가정하였다. 지반종류는 S_c 로서, 증폭계수 1.18을 적용하여 지표에서의 최대지진가속도를 산정할 수 있다. 지진계수를 제외한 나머지 확률변수는 정규분포를 따르는 것으로 가정하였으며, 평균치비 및 변동계수는 <표 3.13.12>와 같다.

<표 3.13.12> 중력식 안벽의 확률변동치

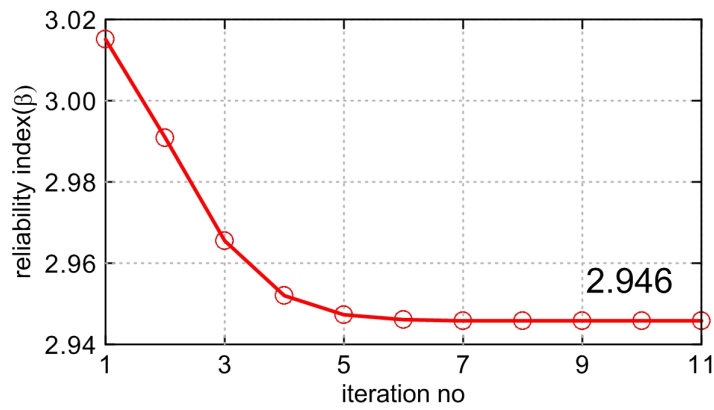
설계변수	설계치	평균치비	변동계수	분포함수	참고치
마찰계수(f_c)	0.6	1.06	0.15	Normal	
철근콘크리트(W_{rc})	59(t/m)	0.98	0.02	Normal	
무근콘크리트(W_c)	176(t/m)	1.02	0.02	Normal	
채움석(W_f)	480(t/m)	1.02	0.04	Normal	
전면조위비(R_w)	0.0	0.60	0.30	Normal	HWL=3.873m
잔류수위비(R_{RW})	0.5	0.66	0.35	Normal	RWL=1.937m
지진계수(K_h)	0.0445	$\alpha_n=2.2194, u_n=0.0056$		Type II	100년빈도
정적토압(E_{st})	113.2(t/m)	1.0	0.10	Normal	

FORM방법을 적용하기 위한 첫 단계로 모든 확률변수를 평균이 0, 표준편차가 1.0인 공간으로 좌표변환을 적용한다. 이것은 확률밀도함수의 모양이 대칭을 이루게 함으로써 파괴확률을 쉽게 산정할 수 있도록 하기 위해서이다. 지진계수의 경우는 극치분포이므로 평균과 표준편차를 가정하여 사용한다

전면조위의 경우, 수심과 조위의 합($WL + h$)이 아래에 정의된 H_C 보다 큰 경우 민감도가 양의 값을 가지게 되어 조위증가에 따라 제체의 안전성이 증가하지만 그 반대의 경우는 민감도가 음의 값을 가지므로 조위증가는 위험을 증가시킨다 즉, 전면조위의 증가는 경우에 따라서 안전성을 증가시키거나 감소시킨다

$$H_C = \frac{fb_c}{\left(1 - \frac{7}{6}K_h\right)} \quad (3.13.15)$$

지진계수는 극치분포를 따르므로 등가 정규분포에 대한 표준편차($\sigma_{K_h}^N$)를 이용하였다. 첫 단계의 해석에서 설계점을 평균으로 가정하며 민감도(α), 신뢰도지수(β), 새로운 설계점(X^*) 등의 순서로 계산하여 신뢰도지수가 수렴하도록 한다. 반복에 따른 신뢰도지수의 수렴과정은 그림과 같다.



<그림 3.13.2> 활동파괴(지진시)에 대한 신뢰도지수

나. 전도

전도 파괴모드에 대한 한계상태함수는 아래와 같다.

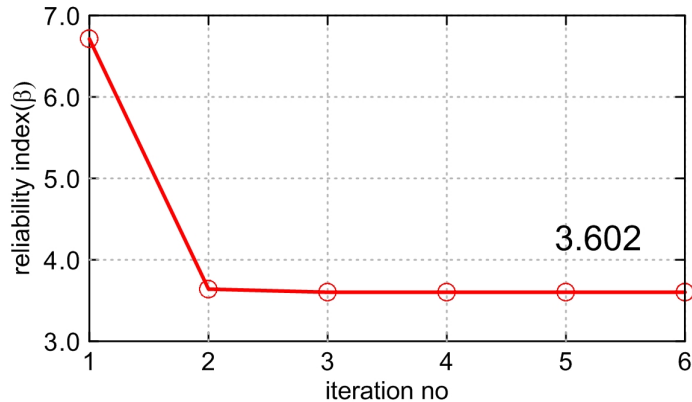
$$g_o(X) = \sum d_{W_i} W_i - d_B B + d_C C + d_{E_v} E_v - \left(\sum d_{K_{hi}} W_i + d_S S + d_{E_h} E_h + d_R R + d_D D \right) \quad (3.13.16)$$

부력, 잔류수압 합력, 동수압 합력 및 토압 합력을 확률변수의 함수로 표현하고 수압 합력의 팔 길이를 수위의 함수로 표현하여 전도 파괴모드의 한계상태함수를 완성할 수 있다.

각 하중에 해당하는 모멘트 팔 길이는 변동성이 크지 않으므로 일반적으로 상수로

고려한다. 따라서, 중량(W_i), 전면조위(WL), 잔류수위(RWL), 지진계수(K_h), 정적토압 합력(E_{st}) 등을 확률변수로 고려한다.

FORM을 이용한 전도파괴에 대한 Level II 신뢰성해석 결과는 아래의 그림과 같으며 신뢰도지수는 3.690으로 나타났다.



<그림 3.13.3> 전도 파괴모드의 신뢰도지수

다. 지지력

(1) 간편 Bishop법

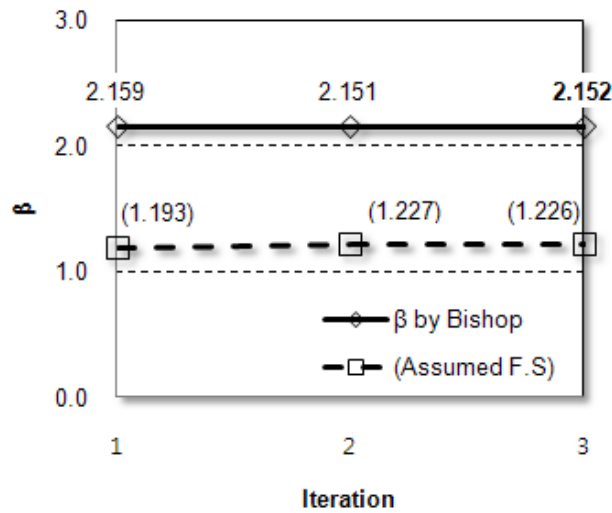
간편 Bishop법에 의한 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 아래와 같다.

$$g_b(X) = \frac{\sum (cb + W \tan \phi) \sec \alpha}{F.S} - \sum W \sin \alpha + \left(\frac{1}{R}\right) \sum Ha \quad (3.13.17)$$

여기서, W 는 단위길이당 분할편의 전체중량, α 는 분할편 저면이 수평면과 이루는 각도, R 은 활동원의 반경, H 는 활동원 내의 토괴에 작용하는 수평외력, a 는 수평외력 작용점에서 활동원 중심까지의 거리, c 는 비배수 전단강도(점성토) 또는 겉보기 점착력(사질토), b 는 분할편의 폭, W' 는 단위길이당 분할편의 유효중량, ϕ 는 사질토 지반의 내부마찰각을 나타내며 $F.S$ 는 간편 Bishop법에 의한 안전율을 나타낸다.

간편 Bishop법에 의한 지지력의 FORM 해석은 표 4.4에 언급된 설계조건을 이용

하였다. 한편 Bishop법에 의한 해를 얻기 위해서는 한계상태함수에 포함된 안전율 ($F.S$)을 가정하여야 하며, 합리적인 가정을 위하여 Fellenius법에 의한 계산으로 얻은 안전율($F.S=1.193$)을 초기 안전율로 가정하여 반복해석을 수행하였다. 그 결과, 그림과 같이 신뢰도지수 2.152에 수렴함을 확인하였고 이 값이 신뢰도지수가 된다



<그림 3.13.4> 지지력 파괴모드의 신뢰도지수(간편 Bishop법)

(2) 하중분산법

하중분산법에 의한 마운드 상부에서 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 아래와 같다.

$$g_b(X) = \begin{cases} q_a - \frac{Q}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) & \left(e < \frac{b}{6}\right) \\ q_a - \frac{4Q}{3(b-2e)} & \left(e > \frac{b}{6}\right) \end{cases} \quad (3.13.18)$$

여기서, q_a 는 지지력 허용치, Q 는 연직력 총합, e 는 지반반력의 편심거리, M_R 및 M_S 는 각각 저항 및 하중모멘트를 의미하며, 확률변수를 이용하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q = \sum W_i - r_w \{b_c(RWL + h) + v_f\} + C + \tan\delta(E_{st} + AK_h)$$

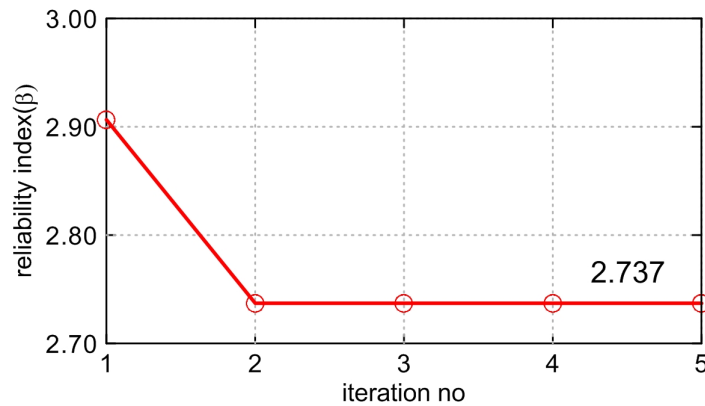
$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_R - M_S}{Q}$$

$$M_R = \sum d_{W_i} W_i - d_{B^r_w} \{b_c(RWL + h) + v_f\} + d_C C + d_{E_i} \tan\delta(E_{st} + AK_h)$$

$$M_S = d_{E_h} (E_{st} + AK_h) + d_S S + \frac{r_w}{6} \{(RWL + h)^3 - (WL + h)^3\} \\ + \frac{7}{30} K_h r_w (WL + h)^3 + K_h \sum d_{K_i} W_i$$

각 하중에 해당하는 모멘트 팔 길이는 변동성이 크지 않으므로 일반적으로 상수로 고려한다. 따라서, 중량(W_i), 전면조위(WL), 잔류수위(RWL), 지진계수(K_h), 정적토압 합력(E_{st}) 등을 확률변수로 고려한다.

하중분산법에 의한 지지력 파괴에 대한 해석조건은 활동 및 전도와 동일하게 가정하였고 신뢰도지수 계산결과는 그림과 같으며 신뢰도지수는 2.737로 나타났다.



<그림 3.13.5> 지지력 파괴모드의 신뢰도지수(하중분산법)

라. 마운드 직선활동

마운드 직선활동 파괴에 대한 한계상태함수는 다음과 같이 정의된다.

$$g_m(X) = [V\cos\theta - H\sin\theta]f_m - [V\sin\theta + H\cos\theta] \quad (3.13.19)$$

여기서,

V : 직선활동부에 작용하는 연직력의 합

H : 직선활동부에 작용하는 수평력의 합

W_r : 직선활동에 의해 움직이는 마운드의 중량

θ : 수평면과 활동면이 이루는 각

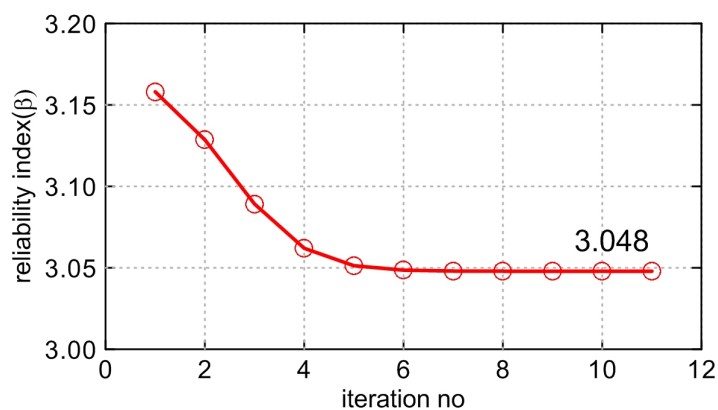
f_m : 직선활동면의 마찰계수

마운드 직선활동과 관련한 연직력 및 수평력을 확률변수의 함수로 표현하면 다음과 같다.

$$V = \sum W_i - r_w \{b_c(RWL + h) + v_f\} + C + \tan\delta (E_{st} + AK_h)$$

$$H = K_h \sum W_i + S + (E_{st} + AK_h) + \frac{r_w}{2} \{(RWL + h)^2 - (WL + h)^2\} + \frac{7}{12} K_h r_w (WL + h)^2$$

설계치를 적용하여 마운드 직선활동에 대한 Level II 신뢰성 해석을 수행한 결과는 그림과 같으며 신뢰도지수는 3.048로 나타났다.



<그림 3.13.6> 마운드 직선활동에 대한 신뢰도지수

마. 원호활동

Fellenius법에 의한 원호활동 파괴모드에 대한 한계상태함수는 아래와 같다.

$$g_c(X) = \sum (c'b + W \cos^2 \alpha \tan \phi') \sec \alpha - \sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum Ha \quad (3.13.20)$$

여기서,

b : 분할편의 폭

$W(W')$: 단위 길이당 분할편의 전체(유효)중량

α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각

R : 활동원의 반경

H : 활동원호 내의 분할편에 작용하는 수평력

a : H 의 작용점과 활동원의 중심 사이의 팔길이

원호활동에 대한 Level II 신뢰성 해석을 수행한 결과, 신뢰도지수는 3.734(사석마 운드가 지반 내에 위치한 경우)로 나타났다.

바. 지반의 침하

등분포 직사각형하중이 작용하는 사질토 지반의 즉시침하 파괴모드에 대한 한계상태함수는 아래와 같다.

$$g_{S_i}(X) = S_a - pB \frac{(1-\nu^2)}{E} I_P \quad (3.13.21)$$

여기서,

S_a : 허용침하량($S_a = 0.1m$ 로 설정)

p : 등분포하중(kN/m^2)

B : 직사각형 폭

ν : 흙의 포아슨비

E : 흙의 탄성계수

I_p : 침하량에 대한 영향계수. 직사각형의 길이/폭(L/B) 비의 함수로

<그림 3.11.4>에서 구할 수 있다.

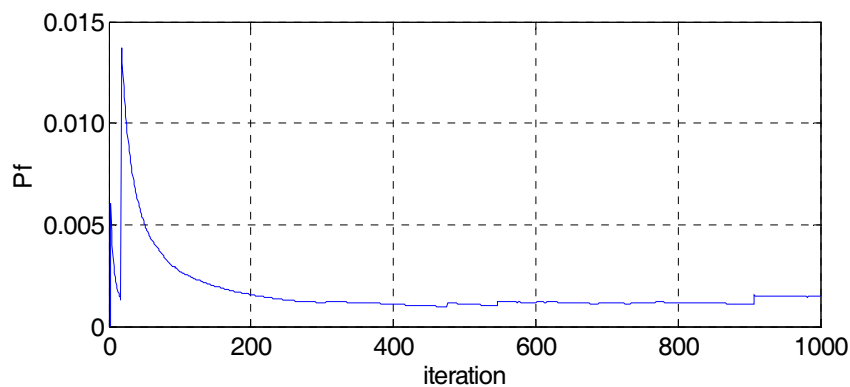
사질토 지반의 즉시침하에 대한 Level II 신뢰성 해석을 수행한 결과, 신뢰도지수는 2.506으로 나타났다. 해석결과는 허용침하량의 설정에 따라 달라질 수 있다.

3. Level III 방법

몬테카를로 모사법에 의한 신뢰성해석을 위하여 앞의 설계조건을 이용하였다 시뮬레이션을 통하여 설계변수의 평균치 및 표준편차를 중심으로 각각 50,000개의 난수를 생성하여 한계상태함수를 계산하고, 그 값이 0보다 작은 횟수를 전체 모의횟수로 나누어 파괴확률을 산정하였다.

가. 활동

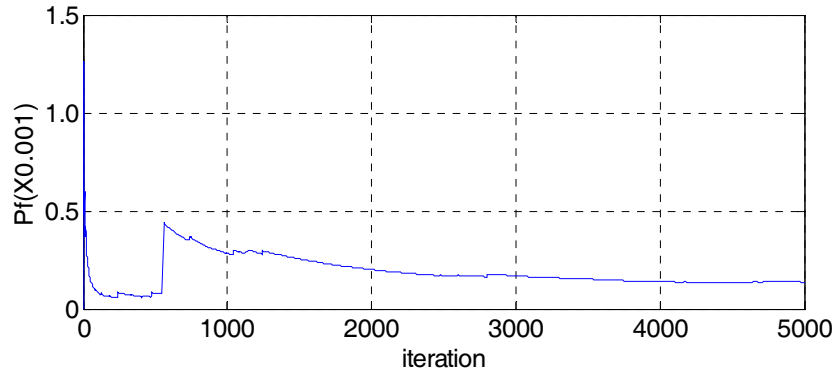
신뢰성설계를 위한 활동 파괴모드의 한계상태함수는 식 (3.13.54)를 이용하였다. 시뮬레이션 결과 얻어진 한계상태함수의 확률밀도함수(PDF) 및 누적확률분포함수(CDF)를 다음 그림에 나타내었고, 파괴확률(P_f)은 1.46×10^{-3} ($\beta = 2.976$)로 산정되었다.



<그림 3.13.7> 활동파괴에 대한 시뮬레이션 결과

나. 전도

신뢰성설계를 위한 전도 파괴모드의 한계상태함수를 이용하였다. 시뮬레이션 결과 얻어진 한계상태함수의 확률밀도함수(PDF) 및 누적확률분포함수(CDF)를 다음 그림에 나타내었고, 파괴확률(P_f)은 1.364×10^{-4} ($\beta = 3.640$)로 산정되었다.

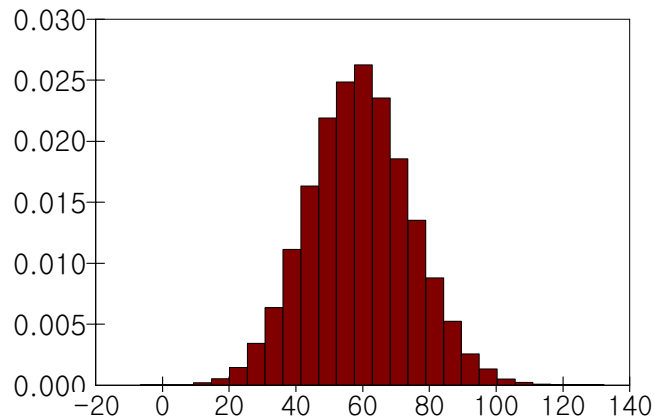


<그림 3.13.8> 전도파괴에 대한 시뮬레이션 결과

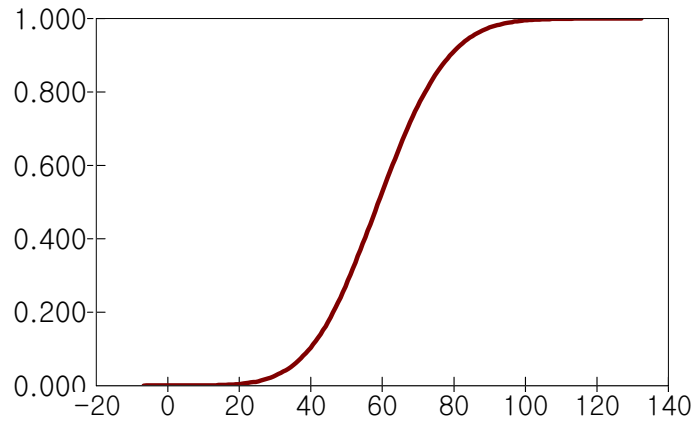
다. 지지력

(1) 간편 Bishop법

신뢰성설계를 위해 간편 Bishop법에 의한 지지력 파괴모드의 한계상태함수를 이용하였다. 시뮬레이션 결과 얻어진 한계상태함수의 확률밀도함수(PDF) 및 누적확률분포함수(CDF)를 다음 그림에 나타내었고, 파괴확률(P_f)은 0.000%로 산정되었다.



(a) 확률밀도함수

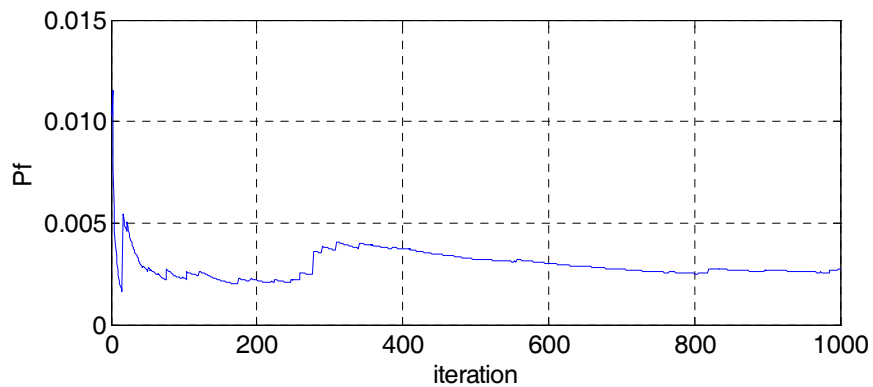


(b) 누적확률분포함수

<그림 3.13.9> 지지력 파괴(간편 Bishop법)에 대한 시뮬레이션 결과

(2) 하중분산법

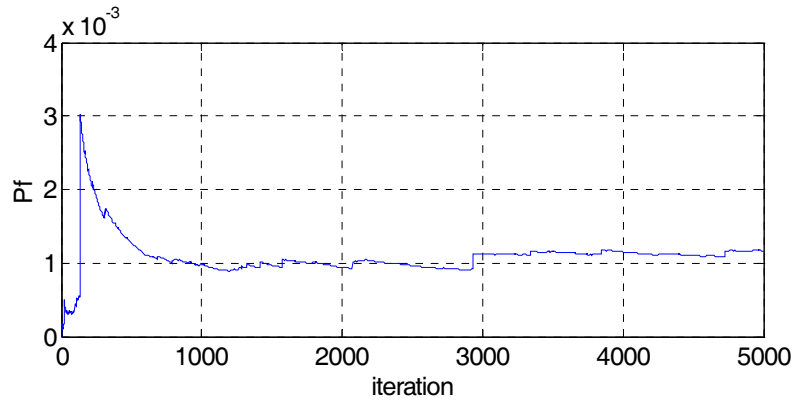
신뢰성설계를 위해 하중분산법에 의한 지지력 파괴모드의 한계상태함수를 이용하였다. 시뮬레이션 결과 얻어진 한계상태함수의 확률밀도함수(PDF) 및 누적확률분포함수(CDF)를 다음 그림에 나타내었고, 허용지지력을 초과할 파괴확률(P_f)은 2.72×10^{-3} ($\beta = 2.780$)로 산정되었다.



<그림 3.13.10> 지지력 파괴(하중분산법)에 대한 시뮬레이션 결과

라. 마운드 직선활동

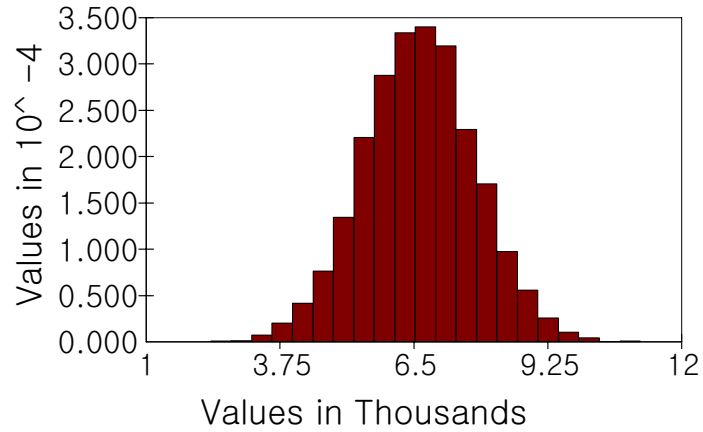
신뢰성설계를 위한 마운드 직선활동 파괴모드의 한계상태함수를 이용하였다 시뮬레이션 결과 얻어진 한계상태함수의 확률밀도함수(PDF) 및 누적확률분포함수(CDF)를 다음 그림에 나타내었고 파괴확률(P_f)은 1.166×10^{-3} ($\beta = 3.044$)로 산정되었다.



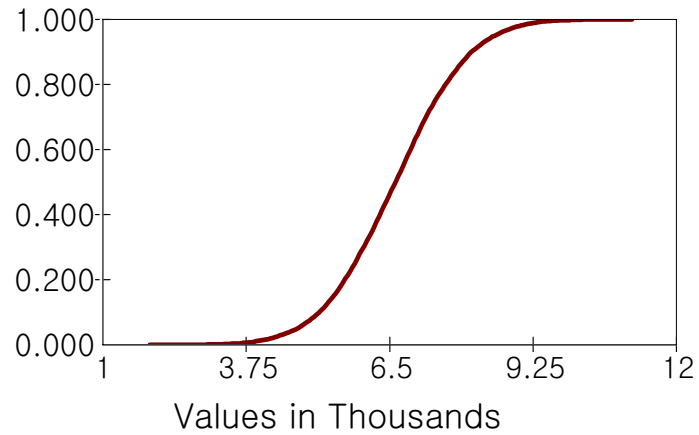
<그림 3.13.11> 마운드 직선활동 파괴에 대한 시뮬레이션 결과

마. 원호활동

신뢰성설계를 위한 원호활동 파괴모드의 한계상태함수를 이용하였다. 시뮬레이션 결과 얻어진 한계상태함수의 확률밀도함수(PDF) 및 누적확률분포함수(CDF)를 다음 그림에 나타내었고, 파괴확률(P_f)은 0.000%로 산정되었다.



(a) 확률밀도함수

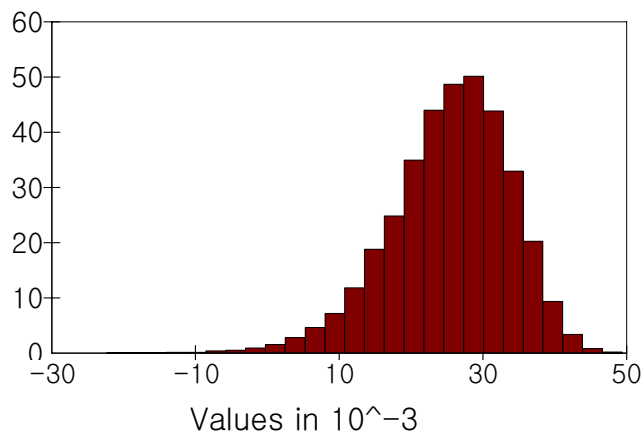


(b) 누적확률분포함수

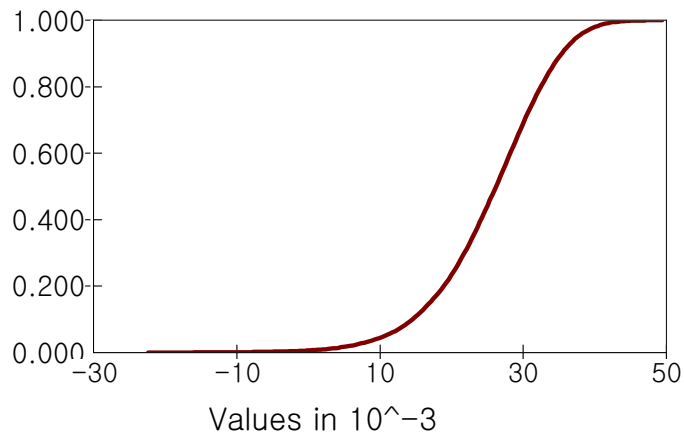
<그림 3.13.12> 원호활동 파괴에 대한 시뮬레이션 결과

바. 지반의 침하

등분포 직사각형하중이 작용하는 사질토 지반의 즉시침하 파괴모드에 대한 한계상태함수를 이용하였다. 시뮬레이션 결과 얻어진 한계상태함수의 확률밀도함수(PDF) 및 누적확률분포함수(CDF)를 다음 그림에 나타내었고, 파괴확률(P_f)은 0.51%로 산정되었다. 파괴확률을 신뢰도지수로 환산하면 2.569이며, 이는 Level II 해석결과와 유사함을 알 수 있다.



(a) 확률밀도함수



(b) 누적확률분포함수

<그림 3.13.13> 지반의 침하 파괴에 대한 시뮬레이션 결과

제 14 절 잔교식 안벽의 신뢰성설계

1. Level I 방법

가. 설계안정성 평가식

Level I 신뢰성 설계법에 의한 잔교식 안벽의 응력에 대한 안정성 평가는 부분안전계수를 적용한 저항력(항복응력)의 설계치 및 하중(최대응력)의 설계치를 이용하여 다음과 같이 정의한다.

$$f_{yd} > f_{maxd}(K_{hd}, k_{hd}) \quad (3.14.1)$$

여기서, 첨자 d 는 설계 검토치를 의미하며 각각 다음과 같다.

f_{yd} : 항복응력의 설계 검토치

f_{maxd} : 최대응력의 설계 검토치

K_{hd} : 지진계수의 설계 검토치

k_{hd} : 수평 지반반력계수의 설계 검토치

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계 검토치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_{yd} = \gamma_{f_y} f_{yk}$$

$$K_{hd} = \gamma_{K_h} K_{hk}$$

$$k_{hd} = \gamma_a a_k k_{h0}$$

여기서

f_{yk} : 항복응력의 특성치

K_{hk} : 지진계수의 특성치

- a_k : 지반반력계수비의 특성치
- k_{h0} : 지반반력계수
- γ_{fy} : 항복응력 부분안전계수
- γ_{Kh} : 지진계수에 대한 부분안전계수
- γ_a : 수평 지반반력계수비의 부분안전계수

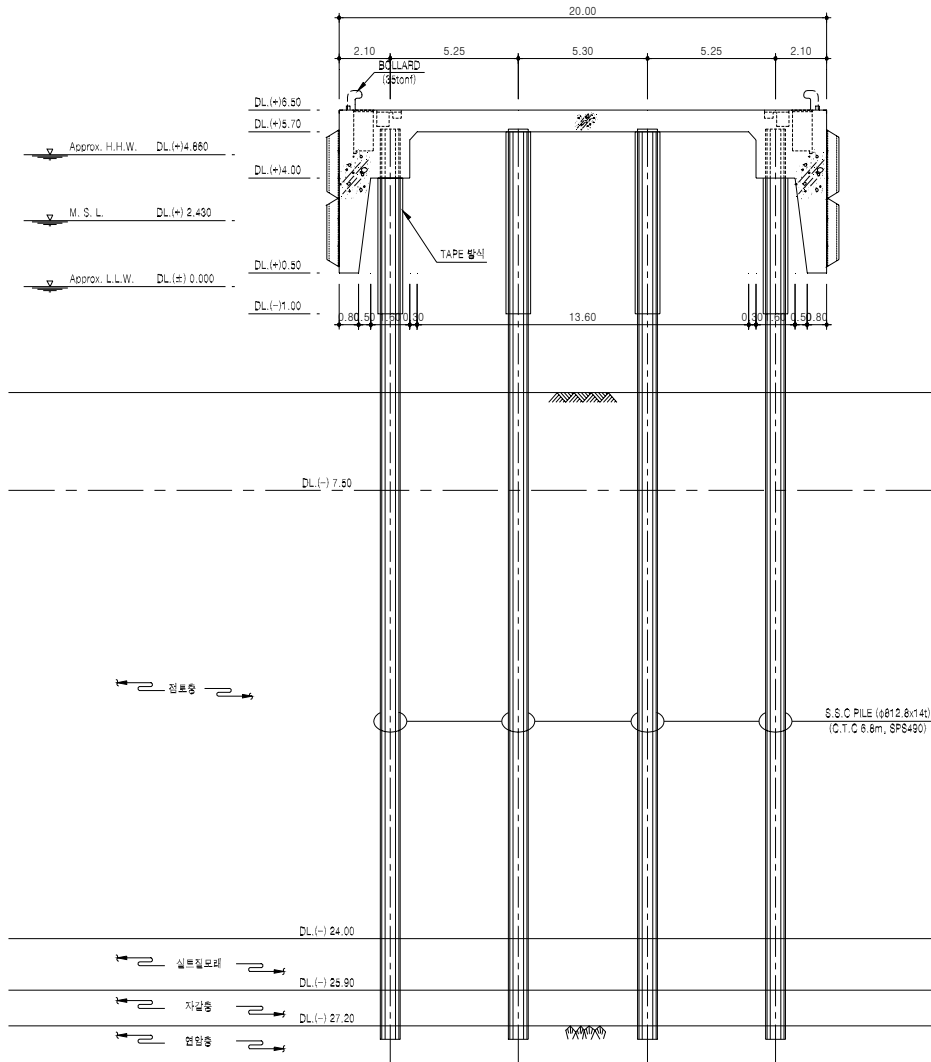
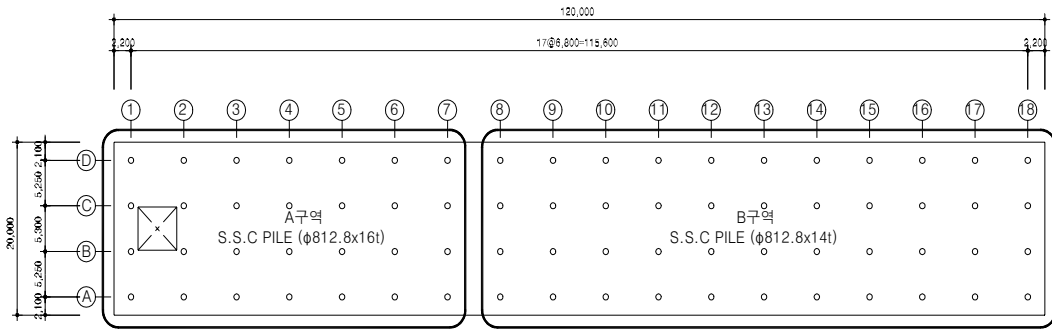
나. 신뢰성 설계사례

(1) 대상구조물

신뢰성설계 사례로 <그림 3.14.1>과 같은 단면을 가지는 돌체식 잔교구조물을 사용하였다. 이 구조물은 횡방향 4개와 종방향 18개, 총 72개의 강관파일로 구성된 직항식 구조물로서 약최저저조위 아래 27.2m의 암반층까지 시공되며 상판으로는 철근콘크리트가 사용되었다. 그리고 상판 양단에는 방충재 설치가 가능하도록 철근콘크리트 구조물을 상판과 연결하였다. 각 부위별 규격 및 단면특성은 <표 3.14.1>과 같으며 심도별 지반특성은 <표 3.14.2>와 같다.

<표 3.14.1> 부재의 규격 및 단면특성

구 분	위 치	규 격	비 고
강 관 파 일	1~7열	Ø812.8×16t	부식 2mm 고려
	8~18열	Ø812.8×14t	
보	1~17열	1200×800	
	A~D열	1200×800	
슬래브		800mm thk.	



<그림 3.14.1> 잔교식 안벽 평면도 및 단면도

<표 3.14.2> 적용심도별 지반반력계수

구 분	지반반력계수(kN/m ³)	적용심도(m)
해성점토	1,500	(0~9)
해성점토	8,000	(9~18)
실트질 모래	39,000	(18~20)
자갈층	57,000	(20~21)
연암	500,000	(21~)

(2) 부분안전계수법에 의한 설계

지반반력계수를 모두 각기 독립적인 확률변수로 고려하면 확률변수의 수가 지나치게 많아져 해석이 복잡하게 된다. 이것을 방지하기 위해 5개의 지층별 대표값 (k_{h0})과 지반반력계수비(a_k)를 이용하여 지반반력계수(k_h)를 정의하였다.

$$k_h = a_k k_{h0} \quad (3.14.2)$$

여기서, 지층별 대표값 k_{h0} 는 상수이며 지반반력계수비 a_k 는 대수정규분포를 따르는 확률변수이다

지진계수는 극치분포를 따르고 나머지 설계변수는 모두 정규분포를 따른다고 가정하였다. 지반종류는 S_c 로서 증폭계수 1.18을 적용하여 지표에서의 최대지진가속도를 산정할 수 있다. 지진계수의 극치분포가 Type II 분포를 따른다고 할 때 재현주기 200년에 해당하는 지진계수는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$K_h^{200} = 0.0056 \times \left[\ln \left(\frac{200}{200-1} \right) \right]^{-\frac{1}{2.2194}} \approx 0.061 \quad (3.14.3)$$

기존방법에서 사용하는 설계치를 특성치로 사용하고 확률변수의 분포특성을 정리하면 <표 3.14.3>과 같다.

<표 3.14.3> 안벽의 확률특성

설계변수	특성치(X_k)	평균치(μ_X)	변동계수(V_X)	확률분포
지진계수(K_h)	0.061	$k = 2.2194, v = 0.0056$		극치분포
지반반력계수비(a_k)	1.0	1.0	0.755	대수정규분포
항복응력(f_y)	315.0	377.0	0.08	정규분포

민감도와 변동계수 및 평균치비를 이용하고 목표신뢰도지수를 3.0으로 설정하면 부분안전계수는 <표 3.14.4>와 같다. 부분안전계수를 적용하여 설계 검토치를 구하면 그 값은 다음과 같다. 부분안전계수법에 의한 설계에서 안정성 판단을 위한 설계 검토치는 설계치에 부분안전계수를 곱한 것이므로 다음과 같이 각 설계변수의 검토치를 계산한다.

<표 3.14.4> 부분안전계수

설계변수	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
지진계수(K_h)	-0.9976	-0.372	-12.579	1.430
지반반력계수비(a_k)	0.0297	0.630	1.0616	1.002
항복응력(f_y)	0.0622	0.080	1.1968	1.179

$$f_{yd} = \gamma_{f_y} f_{yk} = 1.179 \times 315 = 371.39 (MPa)$$

$$K_{hd} = \gamma_{K_h} K_{hk} = 1.430 \times 0.061 = 0.0872$$

$$k_{hd} = \gamma_{a_k} a_k k_{h0} = 1.002 \times 1.0 \times k_{h0} = 1.002 k_{h0}$$

$$f_{maxd} = f_{max}(0.0872, 1.002 k_{h0}) = 185.76 (MPa)$$

위 계산에서 목표신뢰도지수 3.0에 해당하는 부분안전계수를 적용하여 최대응력 (f_{maxd})을 구한 결과 185.76MPa로서 항복응력의 설계검토치(f_{yd}) 371.39MPa보다 작기 때문에 본 설계는 신뢰도지수 3.0을 초과하는 것으로 평가하며 목표신뢰도지수가 충족한 것으로 평가한다.

2. Level II 방법

가. 한계상태 함수

FORM방법을 이용한 잔교식 안벽의 신뢰성 설계를 위해 다음 식과 같은 한계상태 함수를 정의하였다.

$$g(X) = f_y - f_{\max}(K_h, k_h) \quad (3.14.4)$$

여기서,

f_y : 부재의 항복응력

f_{\max} : 부재의 최대응력

K_h : 지진계수

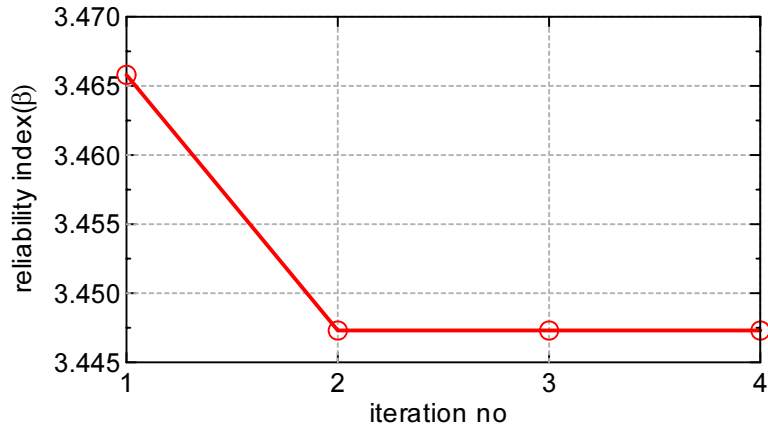
k_h : 지반반력계수

부재의 최대응력은 지진계수 K_h 와 지반반력계수 k_h 의 음함수이므로 이것을 다음과 같은 양함수 형태의 응답면을 이용하여 표현하면 다음과 같다.

$$g(f_y, K_h, k_h) = f_y - (c_1 + c_2 K_h + c_3 a_k + c_4 K_h^2 + c_5 a_k^2 + c_6 K_h a_k) \quad (3.14.5)$$

나. 설계결과

FORM방법을 적용하기 위한 첫단계로 모든 확률변수를 평균이 0, 표준편차가 1.0인 공간으로 좌표변환을 적용한다. 이것은 확률밀도함수의 모양이 대칭을 이루게 함으로써 파괴확률을 쉽게 산정할 수 있도록 하기 위해서이다. 지진계수의 경우는 극치분포이므로 평균과 표준편차를 가정하여 사용한다. FORM방법을 이용하여 신뢰성 해석을 수행한 결과 신뢰도지수가 <그림 3.14.2>와 같이 2회 반복 후에 수렴하였으며 그 값은 3.4473이었다.

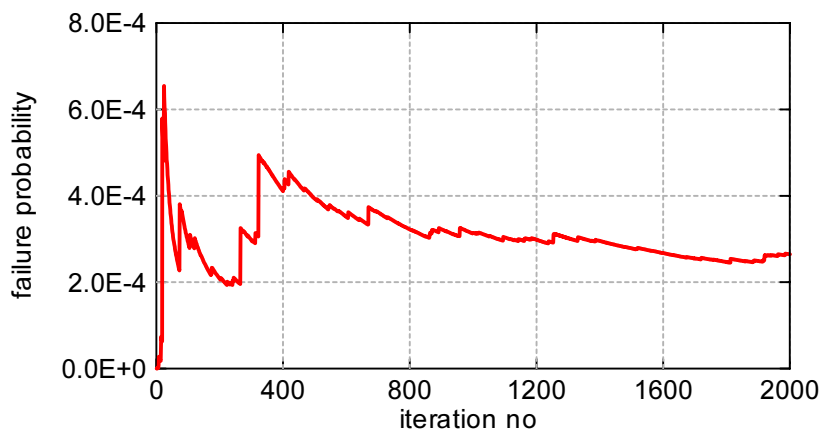


<그림 3.14.2> 잔교식 안벽의 파괴에 대한 신뢰도지수

3. Level III 방법

가. 설계사례

신뢰성설계를 위한 확률변수의 변동특성은<표 3.14.3>을 이용하였다. 유한요소법을 이용하여 구조해석을 수행하면 상당한 시간이 소요되므로 이를 단축하기 위해 중요도 추출법을 적용하였다. 그 결과 2,000회의 모사를 수행하여 <그림 3.14.3>과 같은 결과를 얻었다. 파괴확률의 수렴값은 2.6437×10^{-4} 이었다. 이것을 신뢰도지수로 환산하면 3.4658에 해당한다. Level II 신뢰성 설계 결과와 비교해도 큰 오차가 없음을 알 수 있다.



<그림 3.14.3> 중요도추출법에 의한 파괴확률 수렴곡선

제 15 절 목표신뢰도수준

1. 개요

신뢰성설계의 결과 파괴모드에 대해 산정된 신뢰도지수 또는 파괴확률은 과거의 경험으로부터 얻은 설계변수의 확률적 변동성을 고려하여 평가한 파괴의 위험을 정량적으로 나타내는 지표이다. 결정론적 설계시에는 설계변수의 변동성을 고려하지 않기 때문에 안정성 여부를 안전율로 판단하여 기준 안전율(예: 1.2) 이상의 값을 갖도록 설계를 유도하면 된다. 그러나, 신뢰성설계에서는 주어진 설계확률변수의 변동성을 고려하여 계산된 파괴확률이 얼마나 안전한지를 규정하는 것은 매우 중요한 과제이다. 파괴확률을 줄이고자 하는 목적이라면 파괴모드의 저항과 관련된 설계변수(예: 제체중량)의 설계치를 증가시키면 되지만 그럴 경우 시공비용의 증가가 수반되므로 설계의 경제성을 함께 고려한다면 어느 수준까지도 파괴확률을 낮추는가에 대한 판단이 필요하다. 이와 같이 신뢰성설계시 판단의 기준이 되는 파괴확률의 상한치를 목표파괴확률(target probability of failure)이라 하며 신뢰도지수의 하한치를 목표신뢰도지수(target reliability index)라 한다.

2. 목표신뢰도 수준 결정시 고려사항

구조물이 가져야할 최소 신뢰도수준으로서의 목표신뢰도수준을 결정함에 있어서 고려해야할 것으로는 다음과 같은 것이 있다.

가. 현행설계법의 신뢰도 수준

결정론적 설계법에 근거한 현행 설계법 체계에서 확률기반 신뢰성설계법의 최소 신뢰도 수준을 설정함에 있어서 무엇보다 중요한 것은 신뢰성설계법에 의한 구조물의 안정성을 확보하는 것이다. 현행 설계법에 의해 설계 시공된 구조물은 그동안 태풍, 지진 등의 자연재해에 의해 일부 또는 전체가 파괴된 구조물도 존재할 것이다. 그러나, 오랜 기간 동안 이어져온 설계로서 현행설계법은 보편적인 안전성을 확보한 것으로 볼 수 있다. 따라서, 신뢰성 기반 설계법 체계에서도 현행설계법이 가지고 있는 최소 안전수준을 확보하는 것이 중요하다. 비록 현행설계법이 부분적으로 과다설

계의 요소가 포함되었다 하더라도 이에 대한 정량적 평가를 통해 신뢰도수준의 적절한 보정이 필요하다.

나. 시공 및 유지 관리의 경제성

목표신뢰도 수준을 높게 설정하면 구조물의 위험도를 줄일 수 있으므로 파괴로 인해 예상되는 기대복구비용과 유지관리 비용을 감소시킬 수 있다. 그러나, 이와 같은 보수적 설계는 초기 공사비의 증가를 초래할 수 있다. 따라서, 초기 공사비와 유지관리 비용 및 기대복구비용 전체를 고려한 경제성을 분석하여 이를 최적화할 수 있는 수준의 목표신뢰도를 설정할 필요가 있다. 이것은 특정 한 두개의 구조물이 최적의 경제성을 확보하도록 보장하지는 못하지만 국가 전체의 구조물의 대상으로 확대할 경우 전체적인 경제성을 확보할 수 있다.

다. 목표수명

구조물의 용도에 따라 설계단계에서 고려되는 목표수명이 결정된다. 목표수명이 짧다면 사용기간의 위험도가 상대적으로 낮게 되고 반대로 목표수명이 길다면 총 사용기간의 위험도는 높게 된다. 따라서, 구조물의 신뢰도 수준은 수명의 길고 짧음을 고려하여 결정하는 것이 필요하다.

라. 구조물의 중요도

대부분 구조물의 중요도는 용도와 규모 그리고 대체가능성의 여부에 따라 결정된다. 소규모 어항과 국가 중추 컨테이너항만의 중요도를 같다고 볼 수 없으며 같은 규모의 항만이라도 재해 발생시 주변에 이를 대체할 항만시설이 존재하느냐에 따라 중요도가 다를 수 있다. 이와 같이 중요도는 항만별로 차이가 존재하며 서로 다른 중요도를 가진 항만구조물의 신뢰도 수준을 동일하게 할 수는 없다. 중요도에 대한 면밀한 검토가 선행된 후 중요도가 높은 항만시설에는 보다 높은 신뢰도 수준을 적용하며 그렇지 못한 항만시설에는 상대적으로 낮은 신뢰도수준을 적용해야 한다.

마. 위험대비 수준의 사회적 합의

재해로 인해 유발되는 사회적 피해는 그 사회가 감당해야 하는 몫이며 어느 정도의 위험을 대비해야 하는지에 관한 판단 또한 사회 구성원의 몫이다 재해가 상시적으로 위험을 가하는 지역이라면 충분한 비용을 지불하더라도 위험대비를 강화해야 하며 재해의 위험성이 높지 않은 지역에서는 경제성을 확보하면서 위험대비 수준을 낮게 가져갈 수 있다. 그러나, 결국 재해로 인한 사회적 비용은 그 사회에서 치러야 할 부분이므로 적절한 수준의 합의가 필요하며 이를 위해 관련 전문가 집단의 의견을 수렴하여 다수가 동의할 수 있는 수준의 목표신뢰도를 결정해야 한다

바. 국내외 유사 사례

목표신뢰도 수준 결정시 가장 실용적인 방법 중 하나가 유사 사례에 대한 비교를 통해 결정하는 것이다. 참고로 할 수 있는 사례로는 앞에서 언급한 경제성, 목표수명, 중요도, 위험대비 수준 등에 대한 다양한 분석을 통해 결정된 목표신뢰도 수준에 한정해야 하며 이 때에도 사회적 여건 및 경제발전 수준 등의 차이를 고려하여야 한다

3. 목표신뢰도 수준 결정방법

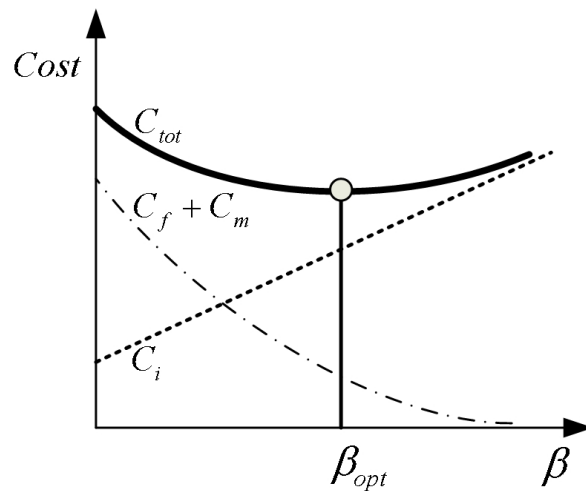
목표신뢰도 수준을 결정하는 방법은 여러 가지로 구분되며 크게 다음과 같이 분류할 수 있다.

- ① 과거의 사고통계에 기초한 방법
- ② 기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법
- ③ 다른 피해 위험도와 비교에 의한 방법
- ④ 인적 손실에 대한 위험도 저감에 필요한 투자효과에 의한 방법
- ⑤ 생애주기(또는 기대)총비용(Life Cycle Cost; LCC, Expected Total Cost; ETC) 최소화기법에 의한 방법

일반적으로 ②기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법 및 ⑤생애주기총비용 최소화기법에 의한 방법이 현재로서 가장 합리적이라 간주되어 많이 이용되고 있으므로 여기서는 이들의 방법을 언급한다.

가. 생애주기총비용 최소화기법에 의한 방법

항만구조물의 사용 기간 동안 발생하는 총비용에는 초기공사비(C_i), 유지관리 보수비(C_m) 및 파괴로 인한 복구비(C_f)가 포함된다. 보수적인 설계를 수행할 경우 초기공사비는 증가하는 반면 파괴확률을 매우 낮게 유도할 수 있다 그러나, 경제적 설계를 수행할 경우 초기공사비는 절약할 수 있으나 파괴확률이 급격히 증가한다 이 관계를 파괴확률과 초기공사비의 공간에 표현하면 그림의 점선과 같다 반면 파괴로 인한 복구비의 측면에서는 정 반대의 현상이 발생하는데 초기공사비가 높아 파괴확률이 낮은 시설의 경우 파괴로 인한 기대 복구비가 매우 낮고 초기공사비가 낮아 파괴확률이 높은 시설은 파괴로 인한 기대복구비가 높게 된다 이런 경향은 그림에서 일점쇄선으로 표현할 수 있다. 전 생애주기에 발생하는 총비용은 초기공사비와 기대 복구비의 합으로 나타낼 때 이것을 생애주기총비용(C_{tot})이라 하는데 이것은 그림의 실선으로 표현할 수 있다. 즉, 어떤 항만구조물을 설계할 때 목표치로 설정할 파괴확률을 구함에 있어 생애주기총비용을 최적화하는 점이 그림과 같이 존재한다 초기공사비, 기대복구비용 등에 대한 객관적인 자료를 바탕으로 생애주기총비용을 최적화한다면 최적신뢰도지수(β_{opt})를 설정할 수 있다.



<그림 3.15.1> 신뢰도지수와 LCC

(1) 생애주기총비용

생애주기총비용(LCC)이란, 구조물의 기획 단계에서부터 폐기 처분 시까지의 모든 비용 즉, 계획 및 설계비, 건설비, 운용관리비, 폐기물 처분비용 등을 모두 합한 것으로 시설물의 생애 중 필요한 모든 비용을 말하며, 기대총비용(ETC) 이라고도 한다. 생애주기총비용 분석은 구조물의 공용기간 동안 발생하는 최소의 기대총비용에 따른 파괴확률을 고려하여 최적의 구조형식과 단면을 결정하는 최적화 설계를 수행하기 위한 분석이다. 이때의 최적 파괴확률은 초기건설비용과 파괴시 손실비용의 교차점에서 결정되는 것이 이상적이고 이론적인 통념이다. 기대총비용은 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$ETC = C_i + C_m + C_f \quad (3.15.1)$$

여기서, C_i 는 초기건설비용, C_m 은 유지관리비용이고 C_f 는 파괴손실비용이다.

(2) 초기건설비용

초기건설비용(C_i)은 직접비와 간접비를 비롯한 건설비용에 설계 및 감리비(엔지니어링 사업대가 기준 및 건설공사 감리대가 기준)와 초기안전점검비가 포함된 비용이다. 이러한 비용은 모두 프로젝트의 초기 즉, 기준시점에 발생한다.

(3) 유지관리비용

미래의 유지관리비용(C_m)을 정확히 산정하는 것은 쉬운 일이 아니다. 그러나, 유지관리비용은 다음 식과 같이 점검비용(C_{ins})과 직접손실비용(C_{rep})의 합으로 나타낼 수 있다. 점검비용은 정기 및 정밀점검과 정밀안전진단비용을 포함하며 '건설공사 안전점검대가 산정기준에 의해 산정할 수 있다. 직접손실비용은 보수 및 보강에 소요되는 비용으로써 정확한 추정을 위해서는 과거의 유지보수자료나 산정기준 등에 근거하여 결정되어야 한다.

$$C_m = C_{ins} + C_{rep} \quad (3.15.2)$$

항만시설의 유지관리비용은 과거의 통계자료를 이용함으로써 추정할 수 있다. 다음 표는 항만예산에 대한 유지관리비(준설포함) 비율을 나타낸다. 5년간의 평균 유지관리비는 약 10.06%이며, 이는 시설물 유지관리 관련법령 및 기존의 연구결과와 잘 일치한다.

<표 3.15.1> 항만예산대비 유지보수비 비율(해양수산부)

년도	1,999	2,000	2,001	2,002	2,003
비율(%)	9.3	10.3	11.8	9.4	9.5

또한, 유지관리비용을 기능보수비용(functional repair cost), 고정보수비용(fixed repair cost) 및 요소의존비용(unit dependent cost)으로 구분한 사례도 있다 (Thoft-Christensen, 2000).

(4) 파괴손실비용

파괴손실비용(C_f)은 다음 식과 같이 파괴에 의한 최대 손실비용(C_{f0})에 단위 년 파괴확률(P_f)을 곱하여 산정할 수 있다.

$$C_f = C_{f0} \cdot P_f \quad (3.15.3)$$

C_{f0} 는 파손시 단위복구비용과 단위운영손실비용을 합산한 비용이다.

단위복구비용은 물리적인 복구를 위한 비용으로 대규모 재해가 발생한다고 가정할 때 초기건설비용의 약 125~150%로 간주할 수 있다(Nagao, 2000).

단위운영손실비용은 해상교통비용, 해상교통시간비용, 육상교통비용 및 육상교통 시간비용의 합이다(Shibasaki, 2004). 부두의 수심과 단위운영손실비용은 양의 상관관계가 있다고 알려져 있다. 즉, 부두의 수심이 증가함에 따라 대형선박의 입항이 가능하게 되고 배후지역은 경제적으로 더욱 중요하게 된다. 또한, 수심이 증가함에 따라 단위운영손실비용의 변화는 더욱 커지게 된다. 이는 안벽의 파괴로 그 운영이 불가능해질 때 대체 교통수단과 관련된 조건의 편차가 보다 커지기 때문이다 따라서, 단위운영손실비용은 중요 항만에서 $\mu + \sigma$ 라면 중요도가 매우 높은 항만에서는

$\mu + 3\sigma$ 가 된다. 한편, 단위운영손실비용은 배후지의 조건에 따라 다르지만 단위복구비용의 약 70~150%로 간주할 수 있다(Nagao, 2007).

과피손실비용 산정시 해당구조물의 공용기간(M)을 고려하기 위하여 단위 년 과피확률(P_f)을 이용하여 사용 년 과피확률(P_f^N)을 다음 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$P_f^N = 1 - (1 - P_f)^N \quad (3.15.4)$$

(5) 사회적 할인율

사회적 할인율(social discount rate)은 장래의 복구비용을 현재의 가치로 환산하기 위하여 사용된다. 할인에 사용되는 이율은 생애주기 동안 투자자의 경제적 기회비용을 반영하는 비율이다. 할인율은 투자자의 경제적 시간가치를 반영하는 비율로 정의할 수 있다. 즉, 투자자가 현재 비용을 지불받거나 미래 언젠가 보다 큰 비용을 지불받을 경우 동일한 가치를 느낄 수 있는 비율이다. 할인율은 경제적, 사회적, 정치적 인자에 영향을 받는 것이 일반적이다. 따라서, 사회적 할인율은 국가별로 다소의 차이가 있다. 다음 표는 국가별 대표적인 할인율 적용사례를 나타낸다. 국내 공공시설물의 생애주기비용 분석시 사회적 할인율은 3~5% 범위 내에서 이용할 수 있다.

<표 3.15.2> 국가별 할인율 적용사례

국 가	할인율(%)	국 가	할인율(%)
미국	2~5	핀란드	6
영국	5~8	일본	4
호주	4	독일	3
스웨덴	4	개발도상국	6~8
스위스	2	한국	3~5

시간을 고려한 생애주기비용 분석은 두 가지 방법으로 구분된다. 연등가법(equivalent uniform annual cost method)은 일반적인 인플레이션 비율을 배제하고 등가의 일정한 연간금액이 생애주기에 걸쳐 일정하게 발생된다고 간주하여 연간비

용을 산출하는 방법이다. 반면, 현재가치화법(present value method)은 모든 비용의 일반적인 인플레이션 비율, 할인율과 물가변동률을 고려하여 현재와 미래의 모든 지출을 현시점의 비용으로 환산하는 방법이다. 이 방법을 이용하여 생애주기비용 분석을 할 경우 식 (3.15.1)은 다음과 같이 변환된다. 여기서, i 는 사회적 할인율, N 은 설계공용년수(design service life)를 나타내며 PWF 는 현재가계수라 한다. 그러나, 상기 두 가지 방법은 모두 동일한 현재가치를 나타낸다

$$ETC = C_i + (C_m + C_f)PWF = C_i + (C_m + C_f)\left(\frac{1}{1+i}\right)^N \quad (3.15.5)$$

(6) 사용자 비용

사용자 비용(user cost)은 초기건설기간 동안 및 정기점검 유지보수 등 유지관리 기간 동안에 모두 발생한다. 사용자 비용은 교통지체뿐 아니라 사용자가 대체경로 또는 시설을 이용하게 되는 경우에 발생하게 된다. 이러한 비용은 식 (3.15.1)의 초기건설비용, 유지관리비용 및 파괴손실비용에 포함된다.

나. 기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법

신뢰성설계법과 같이 새로운 설계방법을 채택함에 있어서 중요한 것은 개정설계방법의 합리성을 확보함과 동시에 기존 설계방법이 가지고 있는 안정성을 저하시켜서는 안된다는 것이다. 이것은 기존 설계방법이 비록 보수적인 관점에서 제정되었다 하더라도 이에 의해 설계, 시공된 항만구조물이 현재까지 특이할만한 불안정성을 보이지 않았기 때문에 개정설계법이 이러한 안정성 수준을 계승하는 것이 타당하기 때문이다. 따라서 새로운 신뢰성 설계방법을 도입함에 있어서 기존 설계기준에 의해 설계된 항만구조물의 종류별 파괴확률 수준의 평균치와 변동치를 조사하고 이에 근거하여 신뢰성 설계법의 목표파괴확률 수준을 설정할 수 있다. 신뢰성설계법에 의한 기존 구조물의 파괴확률을 평가함에 있어서는 충분한 대표성을 갖기 위해서 다양한 조건(조위, 수심, 규모) 및 해안에 설치된 항만구조물을 선정해야 한다. 또한, 반드시 라고 할 수는 없지만 기존구조물이 갖는 안전율 수준에 따라 신뢰도수준이 다르게 평가될 수 있으므로 안전율 수준별 신뢰도 수준을 평가하여 합리적인 수준의 목표신뢰도 수준을 결정할 수 있도록 한다.

4. 일반적 목표신뢰도 수준

국의 연구사례에 따르면 대표적 항만구조물인 케이슨식 안벽에 대하여 실제 재해로부터 평가된 파괴확률은 0.05이다(Nagao 등, 2001).

케이슨식 안벽에서 벽체를 제외하고는 현행 설계법에 의한 파괴확률은 매우 작으며 LCC에 의한 최소 파괴확률과 작거나 같다고 보고되었다. 케이슨식 및 널말뚝식 안벽에서 원호파괴에 대한 현행 설계법에 의한 파괴확률은 각각 $0\sim 1.40E-06$ 및 $6.10E-12\sim 2.50E-07$ 인 반면, 널말뚝식 안벽의 벽체에 대한 파괴확률은 $3.70E-09\sim 2.5E-08$ 이다. 잔교식 안벽의 파괴확률은 $6.00E-06\sim 1.50E-04$ 이다. 현행 설계법과 최소 기대총비용에 의한 파괴확률 사이의 관계를 조사한 연구에서는 케이슨식 안벽의 벽체를 제외하고는 현행 설계법에 의한 파괴확률이 최소 기대총비용에 대한 파괴확률보다 작았다는 현행 설계법에서 설정되어 있는 허용 안전율로부터 기인한다. 참고로 현행 설계법에서 허용 안전율은 케이슨식 안벽의 활동 및 전도파괴에 대하여 1.2, 지지력 파괴에 대하여 1.2 또는 허용지지력 이상, 강제 허용응력에 대하여 1.7, 말뚝의 지지력에 대하여 2.5, 그리고 원호활동 파괴에 대하여는 1.3이다. 결국, Ozaki 등(2005)은 항만의 중요도에 따라 좌우되는 단위운영손실비용을 기준으로하여 목표신뢰도지수를 중요한 항만의 경우(단위운영손실비용: $\mu + \sigma$) 2.70, 매우 중요한 항만의 경우(단위운영손실비용: $\mu + 3\sigma$) 3.10로 산정하였다.

Wirsching(1984)은 API 시방서에 포함된 용접된 강관 연결부의 피로에 대하여 고정식 해상구조물이 가지는 2.5의 신뢰도지수(파괴확률 0.00621)를 평가하였다. 이 값은 파괴의 영향을 받는 하단부에서의 값이다.

Canadian Standard Association은 Canadian해에서 해상구조물 설치를 위한 설계기준을 개발하기 위하여 다음과 같은 목표파괴확률을 발표하였다(Mansour 등, 1994). 즉, 대규모 인명피해를 유발하거나 환경피해에 대한 가능성이 큰 파괴에 대하여 $10E-05$ /년, 인명피해가 적거나 환경피해에 대한 가능성이 낮은 파괴에 대하여는 $10E-03$ /년이며, 일반적 파괴확률과 연간 파괴확률 사이에 직접적인 상관관계는 없다.

Meyerhof(1970)에 의하면 기초의 파괴확률은 $10E-03\sim 10E-04$ 범위에 있어야 하며, 이는 신뢰도지수 3.0~3.6에 해당된다. 한편, Wu 등(1989)이 발표한 해상말뚝의 신뢰도지수는 2~3 범위 내에 있다. 그러나, 말뚝 시스템에 대한 신뢰도지수는 다소 높아 4.0 가량으로 산정하였고, 그에 해당하는 공용년 파괴확률은 0.00005이다. Tang 등(1990)은 해상말뚝은 1.4~3.0 범위의 신뢰도지수를 가진다고 보고하였다.

항타말뚝에 대한 신뢰도지수는 대수정규분포 절차에서 일반적으로 1.5~2.8 범위의 값

이 얻어진다(Barker 등, 1991). 따라서, 2.5~3.0 범위의 목표치가 적절할 것이다. 그러나, 말뚝은 대개 그룹으로 사용되므로 한 개 말뚝의 파괴가 말뚝 그룹의 파괴를 의미하지는 않는다. 군말뚝에서의 이러한 여유성(redundancy)으로 항타말뚝에 대한 목표신뢰도 지수는 2.5~3.0에서 2.0~2.5의 범위로 감소될 수 있다.

Zhang 등(2001)은 말뚝에 대하여 다음의 값을 제안하였다. 즉, 시스템 효과가 고려되지 않을 경우 신뢰도지수는 2.0~2.8, 시스템 효과가 고려될 경우의 신뢰도지수는 1.7~2.5 범위이다.

5. 목표신뢰도 수준의 결정

가. 생애주기총비용 최소화기법에 의한 방법

생애주기총비용(LCC) 최소화기법에 의해 목표파괴확률을 결정하기 위하여 대표적인 안벽구조물에 대하여 생애주기비용을 분석하였다

분석에 이용한 안벽의 형식은 케이슨식 블록식 및 블록조합식 등 다양한 단면을 적용하였다. 파괴확률 산정 및 LCC 분석시 모든 파괴모드에 대한 해석은 시간이 많이 소요될 뿐 아니라 파괴확률이 매우 작은 파괴모드까지 해석하는 것은 불필요하므로 전반적인 구조물의 안정성을 좌우하는 지배 파괴모드를 조사하고 그것에 대하여 해석하였다. 수많은 중력식 안벽의 사례를 신뢰성 해석한 결과 활동 및 마운드 지지력 파괴모드가 전체의 안정성을 좌우하는 것으로 나타났으며 따라서 본 해석에서는 활동 파괴모드를 중심으로 파괴확률을 계산하고 공용년수 50년에 대한 LCC 분석을 실시하였다.

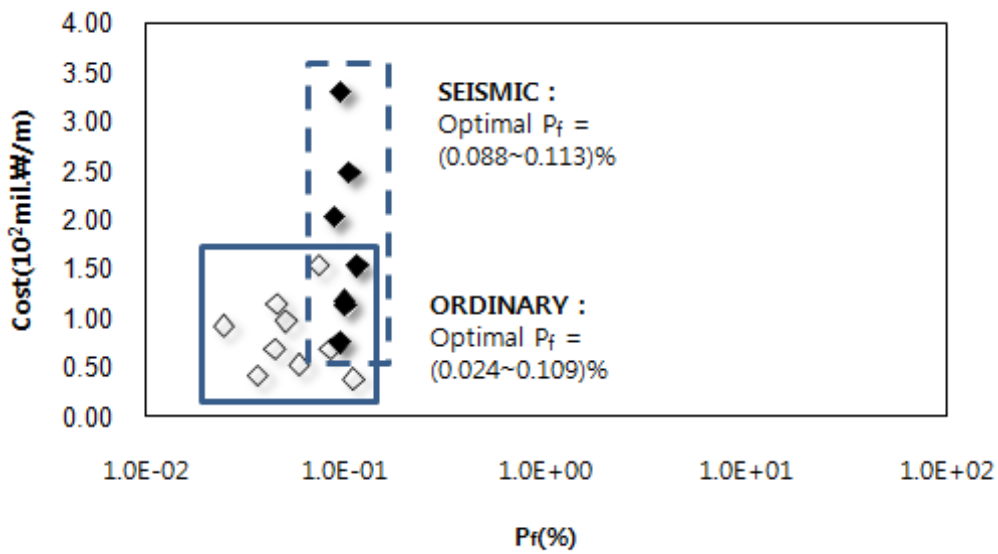
(1) 중력식 안벽

파괴확률 변화에 따른 초기건설비용(C_i), 피해손실비용(C_f) 및 기대총비용(ETC) 또는 생애주기비용(LCC)의 추세를 파악하기 위하여 안벽의 폭을 일정한 비율로 증가 또는 감소시키며 LCC 분석을 수행하였다. 이로써 구조물의 공용기간 동안 기대총비용이 최소가 되는 최적파괴확률을 결정할 수 있다

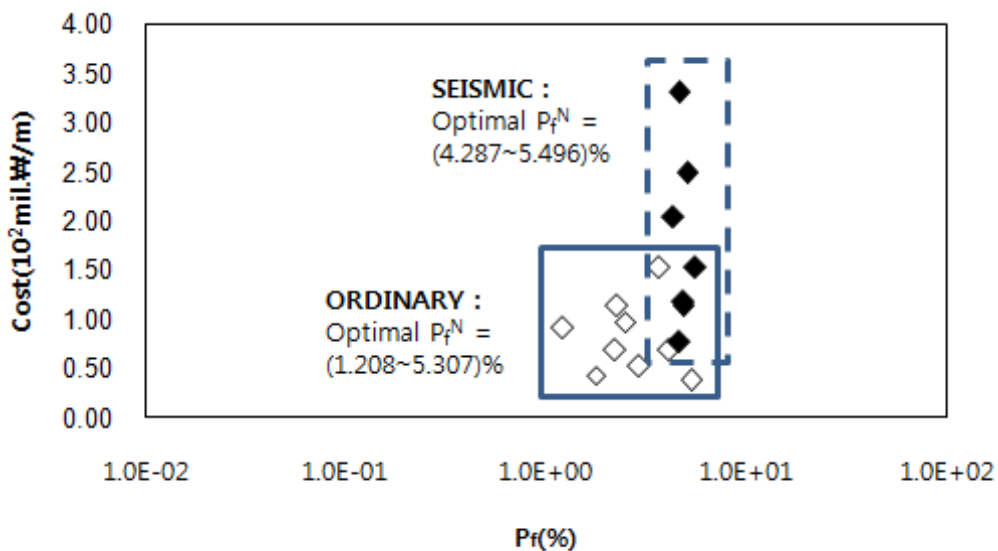
초기건설비용은 각 구조물 건설에 소요되는 직·간접비용에 대가기준에 의거한 설계 및 감리비를 포함하여 산정하였다. 피해손실비용 산정시 기존의 연구결과를 바탕으로 초기건설비용의 150%를 파손시 단위복구비용으로 설정하였고, 단위복구

비용의 150%를 파손에 의한 단위운영손실비용으로 계산하였다. 유지관리비용(C_m)은 국내의 항만건설 통계자료에 의하여 초기건설비용의 10.06%를 적용하였다.

9개 안벽의 LCC 분석결과 얻어진 기대총비용과 그때의 최적파괴확률의 분포 및 범위를 다음 그림에 나타내었다. 공용년수를 50년으로 설정하였을 때 안벽의 생애주기간 최적파괴확률의 범위는 상시 1.208~5.307%, 지진시 4.284~5.496%로 나타났



<그림 3.15.2> 최적파괴확률 분포(단위년)



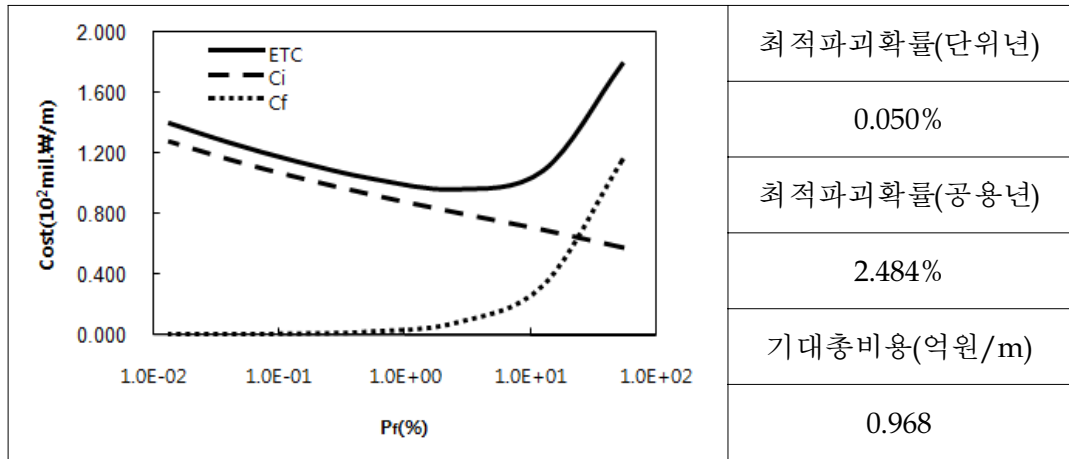
<그림 3.15.3> 최적파괴확률 분포(공용년: 50년)

다음은 안벽의 폭을 일정한 비율로 증감시키며 파괴확률 변화에 따른 초기건설 비용, 파괴손실비용 및 LCC의 변화추세를 조사한 결과를 요약하였으며 최소의

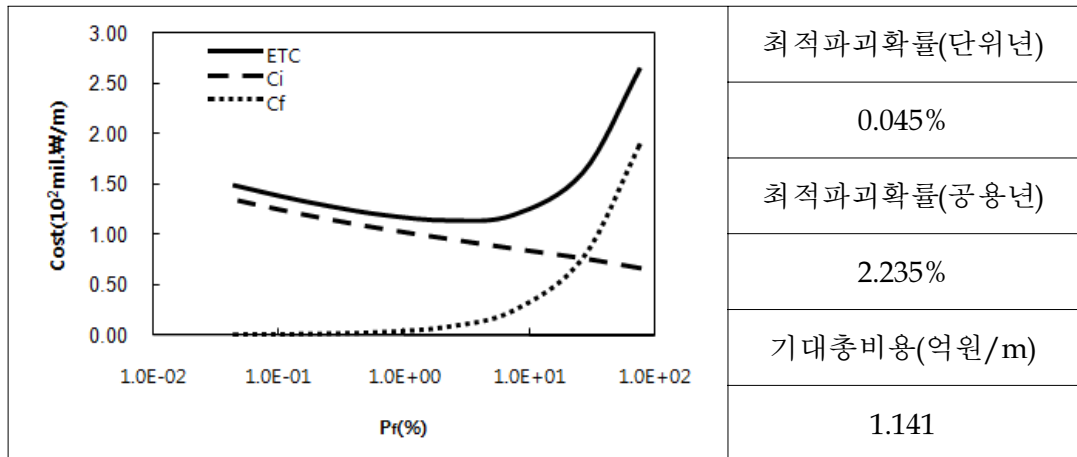
LCC를 가지는 최적의 단위년 및 공용년 파괴확률을 요약하였다. 최적의 단위년 파괴확률은 0.024~0.109%(상시) 및 0.088~0.113%(지진시), 공용년 파괴확률은 1.208~5.307%(상시) 및 4.287~5.496%(지진시)의 범위로 나타났다.

(가) 상시

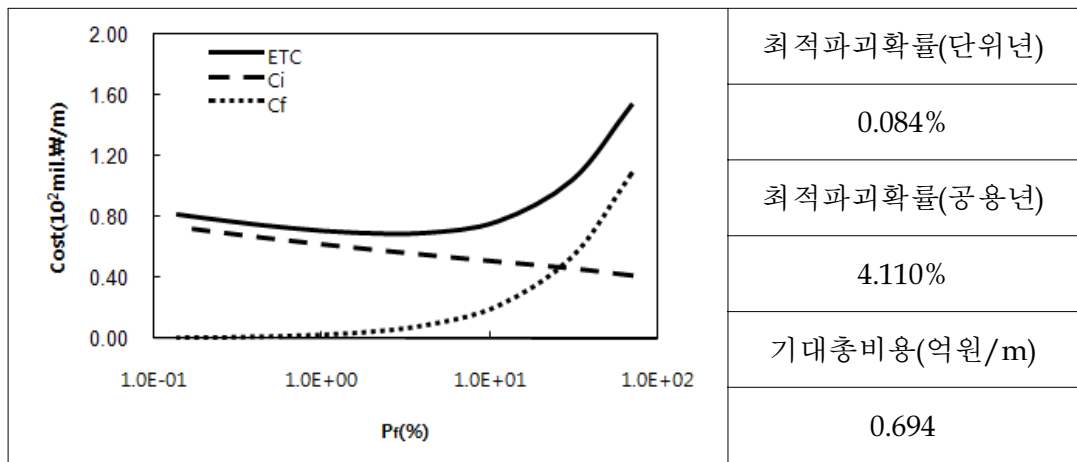
① 사례 A



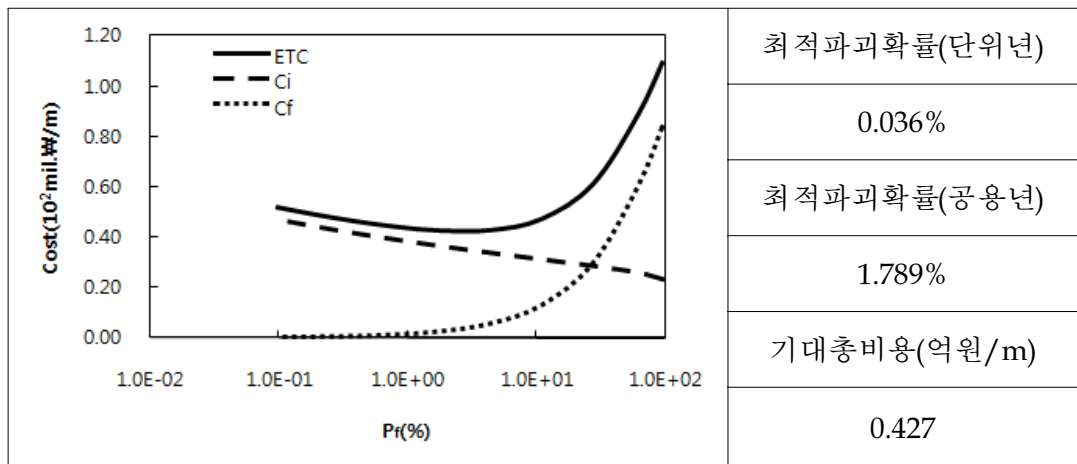
② 사례 B



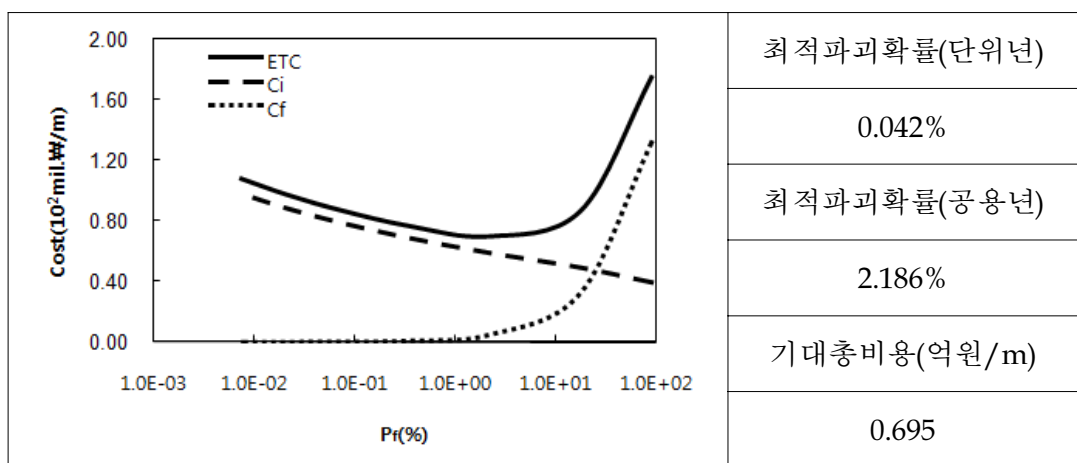
③ 사례 C



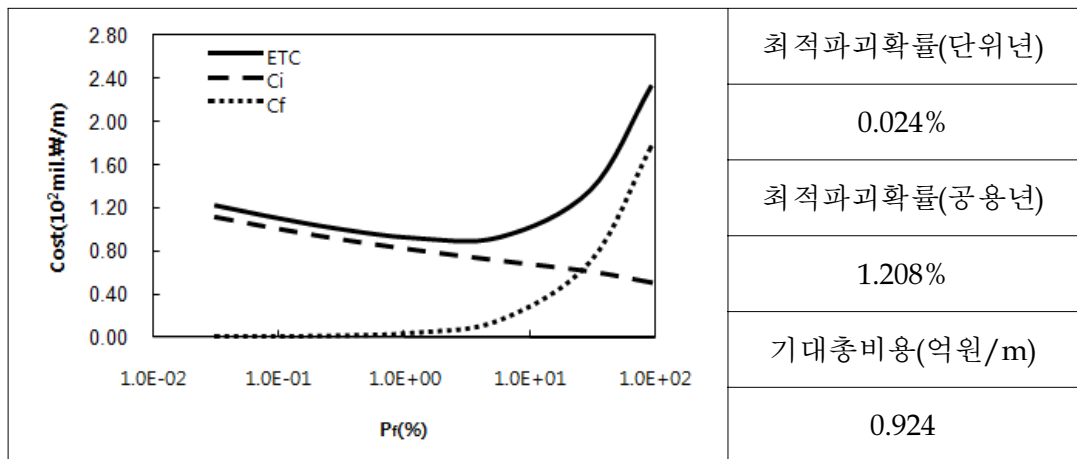
④ 사례 D



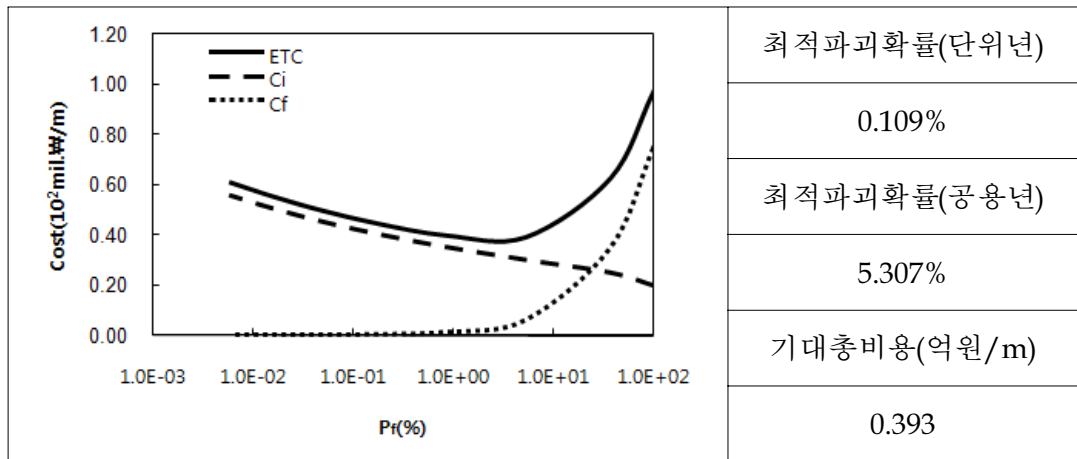
⑤ 사례 E



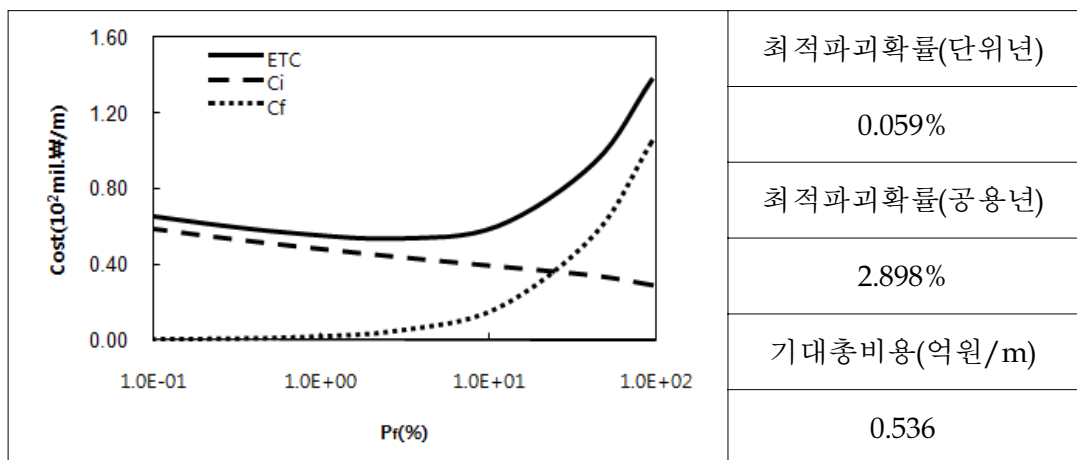
⑥ 사례 F



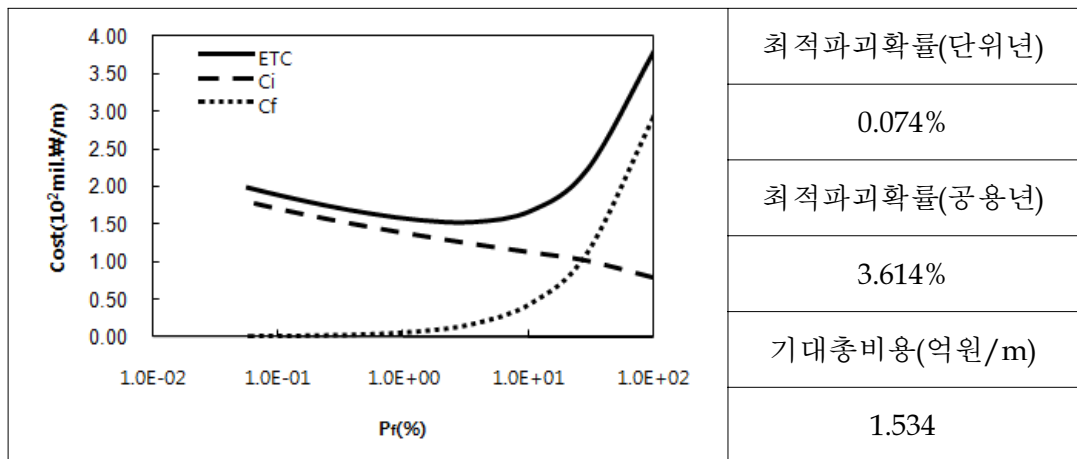
⑦ 사례 G



⑧ 사례 H

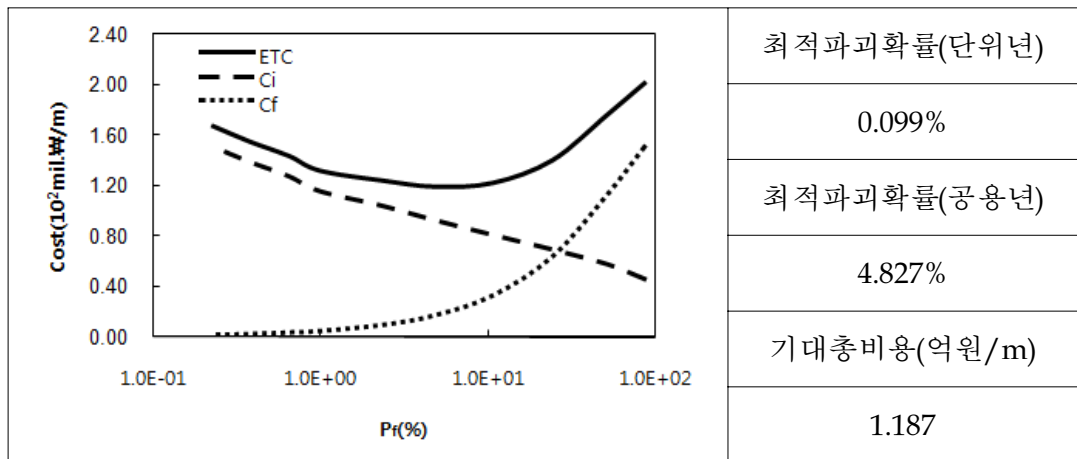


⑨ 사례 I

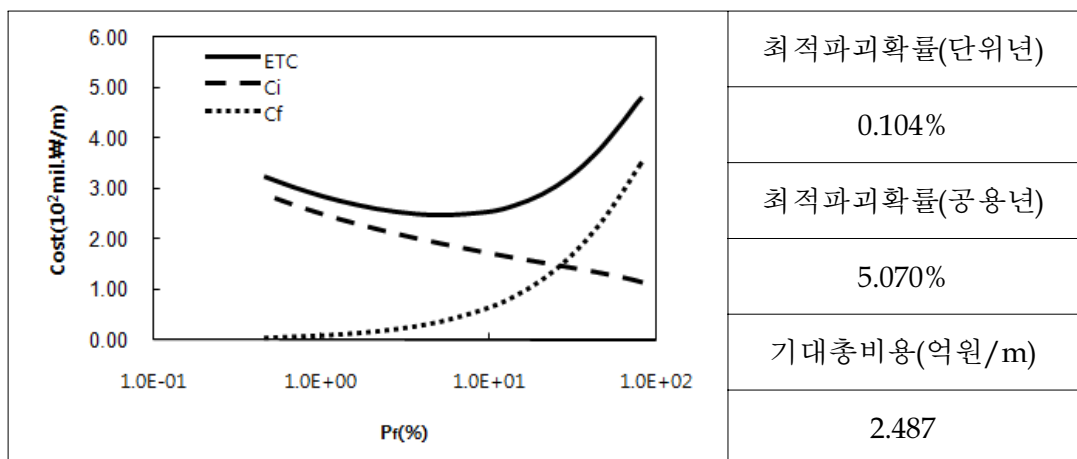


(나) 지진시

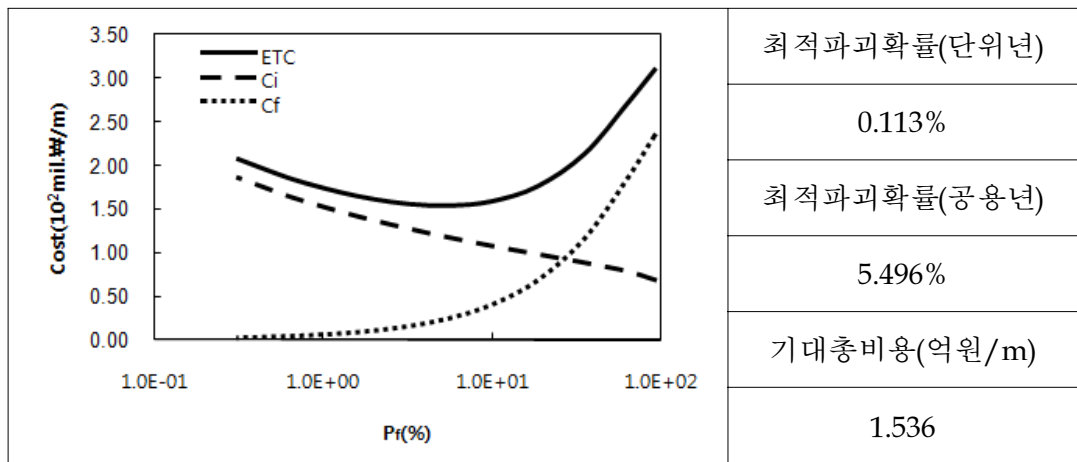
① 사례 A



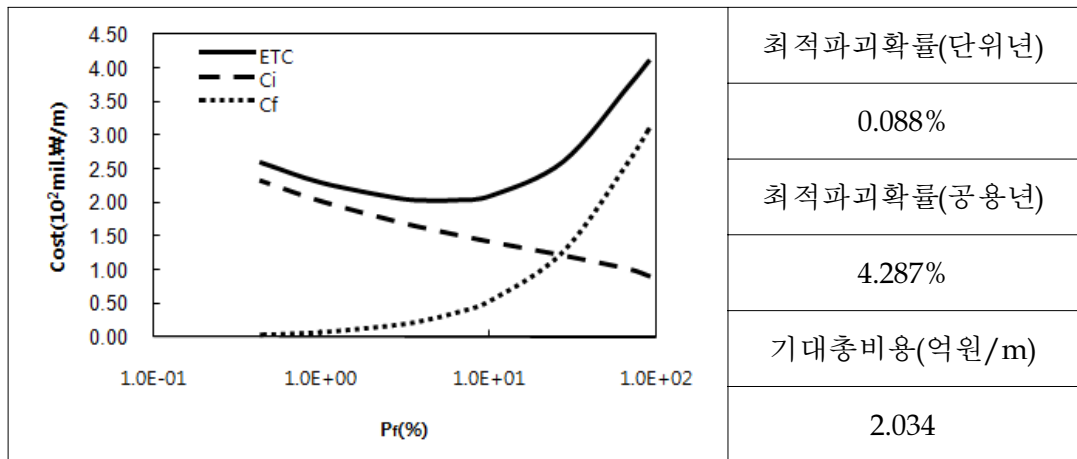
② 사례 B



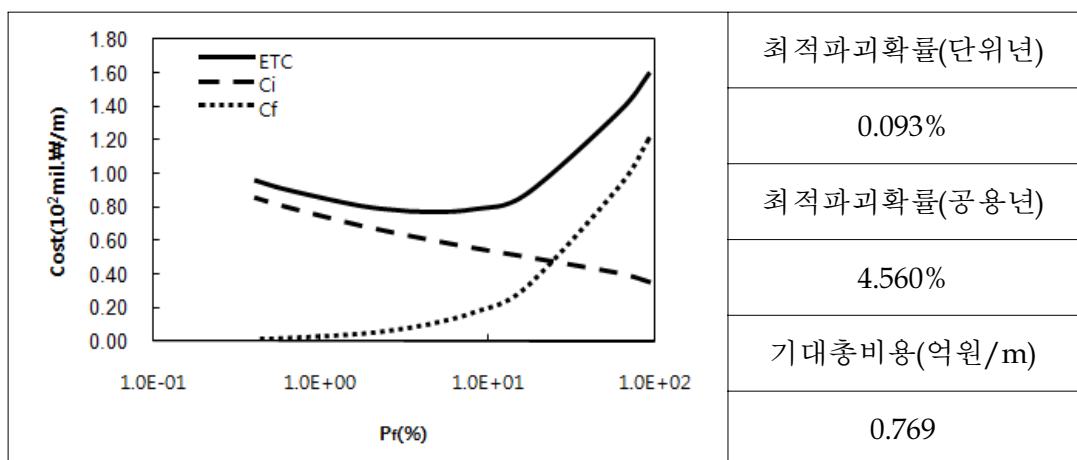
③ 사례 C



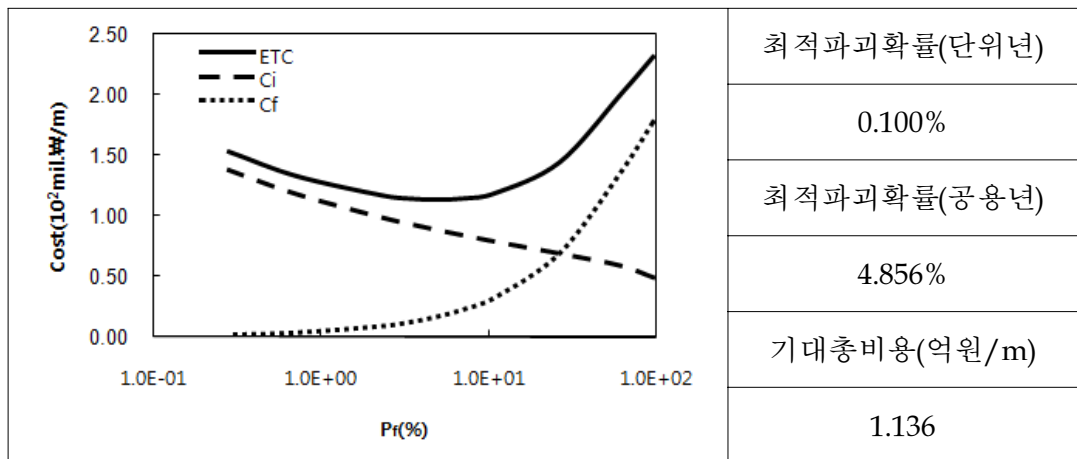
④ 사례 D



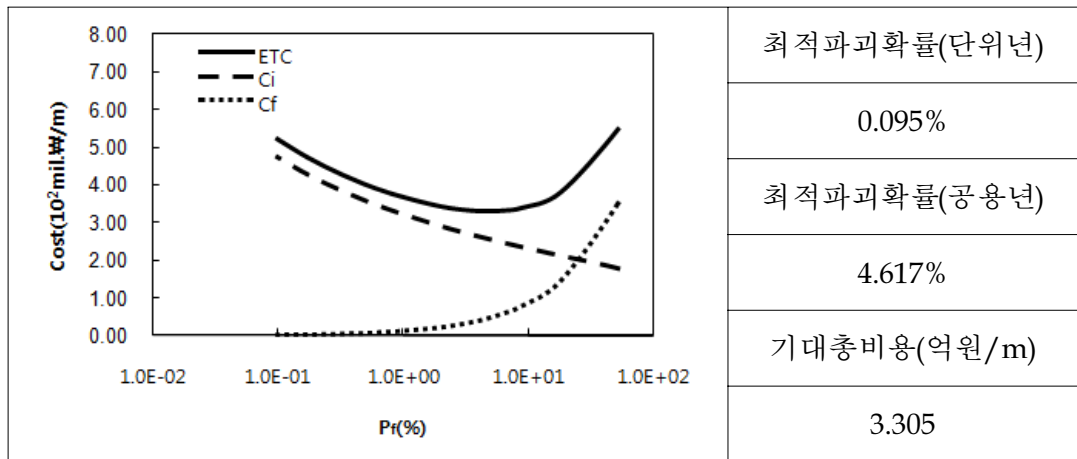
⑤ 사례 F



⑥ 사례 G



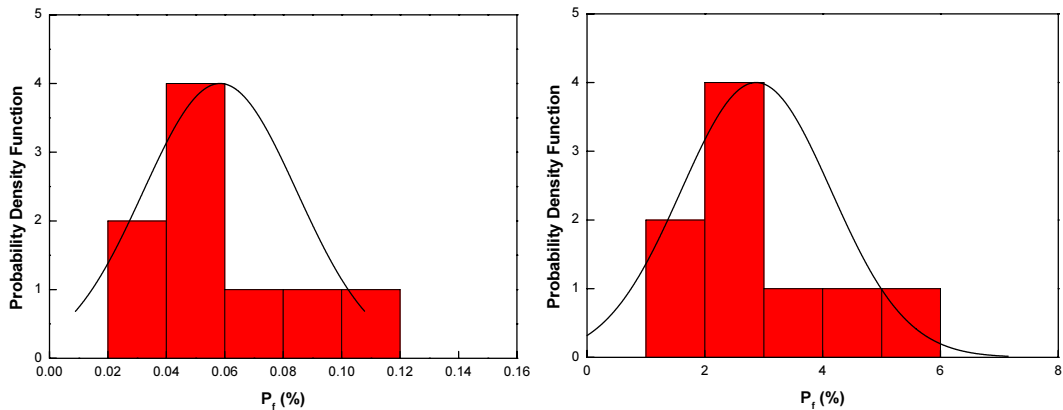
⑦ 사례 H



LCC 분석을 통하여 얻어진 최적파괴확률의 평균치는 단위년에 대하여 0.0584%(상시) 및 0.0987%(지진시), 공용년에 대하여 2.870%(상시) 및 4.816%(지진시)로 나타났다. 또한, 그에 대한 표준편차는 각각 0.0263% 및 0.0082%(단위년), 1.2739% 및 0.3902%(공용년)로 나타났다. 다음 표는 이들 파괴확률 및 그에 해당하는 신뢰도지수를 나타내며, 그림은 최적파괴확률에 대한 빈도분포를 나타낸다

<표 3.15.3> 최적파괴확률 산정결과

최적파괴확률, % (신뢰도지수)	상시		지진시	
	평균	표준편차	평균	표준편차
단위년	0.0584 (3.247)	0.0263	0.0987 (3.094)	0.0082
공용년(50년)	2.870 (1.900)	1.2739	4.816 (1.663)	0.3902



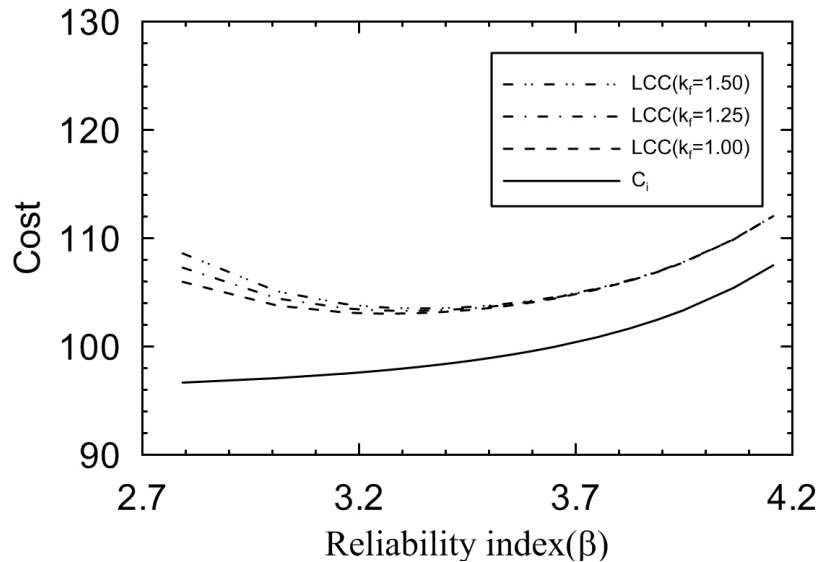
<그림 3.15.4> 단위년(좌) 및 공용년(우) 최적파괴확률의 확률밀도함수

(2) 잔교식 안벽

(가) 돌제식 잔교

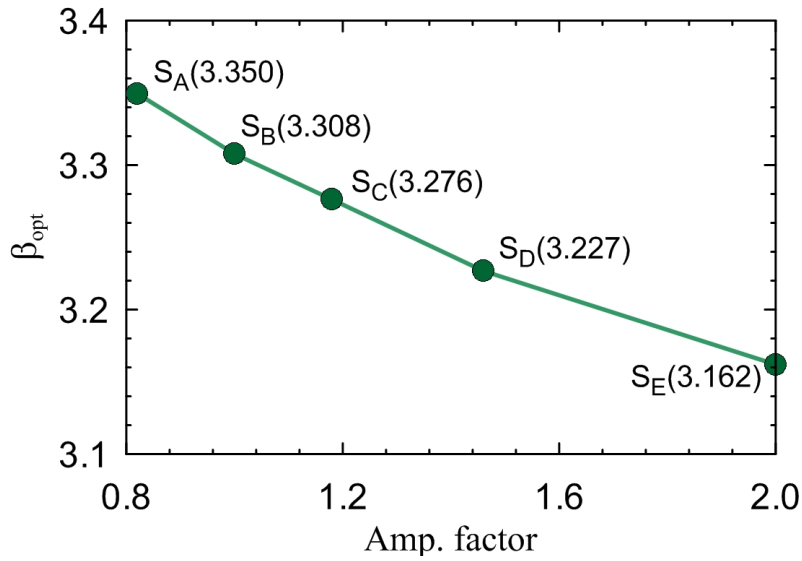
15.1절의 직항식 강관을 사용하는 잔교식 안벽을 이용하여 LCC분석을 수행하였다. 구조물의 신뢰도 수준을 변화시키기 위하여 강관파일의 두께를 달리하였다. 지진계수는 1000년 재현빈도의 크기가 0.11인 극치분포를 사용하였으며 지반 조건은 단단한 토사지반(S_D)으로 가정하여 증폭비는 1.46을 사용하였다. 인플레이션율과 할인율은 지난 10년간의 평균을 사용하여 각각 0.02717과 0.06958을 사용하였다(조 등, 2008). <그림 3.15.5>는 강관파일의 두께가 1.4cm일 때의 초기공사비를 100으로 했을 때 신뢰도지수에 따른 초기공사비 및 LCC의 변화를 보여주고 있다. 파괴 시 복구비용과 초기공사비의 비율(k_f)을 1.0, 1.25 및 1.5로 변화시켜 피해수준에 따른 차이를 확인하고자 하였으며 유지관리비용은 과 초기공사비

의 10.06%를 적용하였다. LCC의 최소값은 신뢰도지수가 각각 3.269($k_f = 1.0$), 3.315($k_f = 1.25$), 및 3.350($k_f = 1.5$)일 때 나타났다. 지진으로 인한 재해가 커서 복구 비용이 증가할수록 목표신뢰도지수가 커지는 것을 확인하였다 즉, 지진으로 인한 복구비용이 크게 예상될수록 처음부터 안전하게 짓는 것이 LCC를 줄이는 방법으로 보인다.



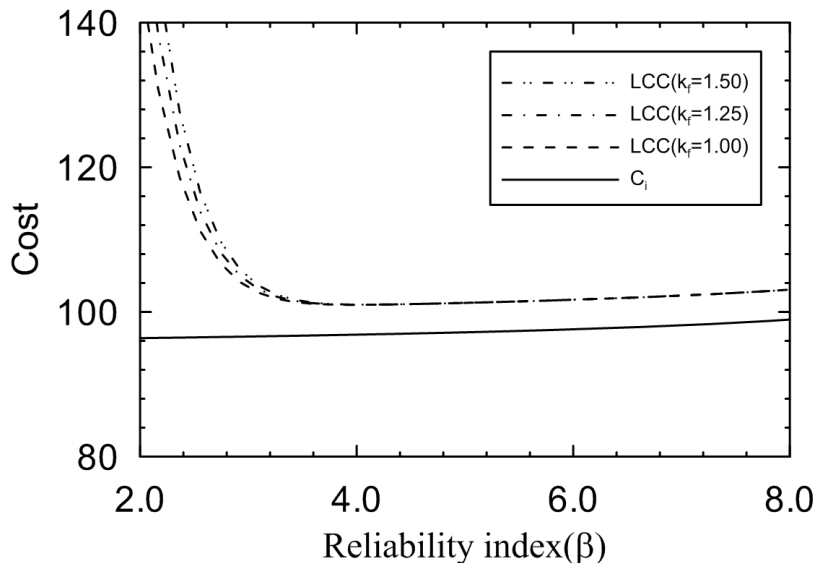
<그림 3.15.5> 신뢰도지수와 생애주기총비용(지진시)

LCC를 최소화시키는 신뢰도지수는 여러 조건에 의하여 달라질 수 있다 그 중에서도 지진계수와 같은 외력조건이 최적신뢰도지수에 영향을 미치는 중요한 요인 중 하나이다. <그림 3.15.6>은 모든 지반조건($S_A \sim S_E$)에 대하여 LCC최적화를 수행한 결과를 보여주고 있다. 증폭계수가 지반상태에 따라 증폭계수가 0.8~2.0으로 변하고 k_f 가 1.5일 때 LCC를 최소화시키는 최적신뢰도지수는 3.350~3.162로 달라진다. 즉, 지반조건이 열악해질수록 연약지반에 의한 지진의 증폭이 초기공사비의 증가를 초래하고 결과적으로 최소 LCC에 해당하는 신뢰도지수도 감소하게 된다.



<그림 3.15.6> 돌제식잔교의 지반증폭비와 최적 신뢰도지수

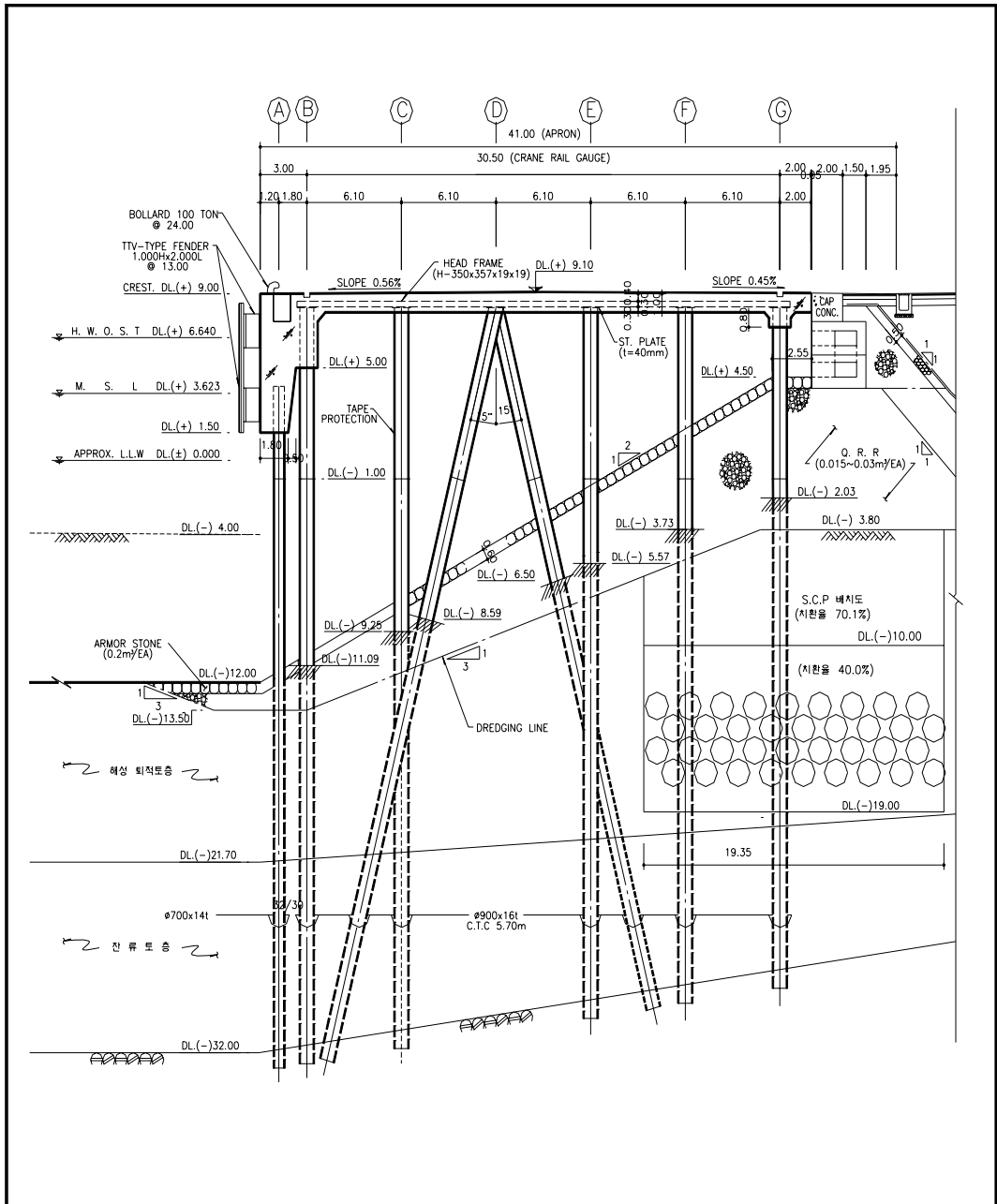
접안시 선박접안하중에 대한 신뢰도지수와 LCC의 관계는 <그림 3.15.7>과 같다. 접안력 2000kN 재하시 응력 한계상태의 파괴확률에 대한 신뢰도지수의 변화에 따른 LCC변화를 계산하였으며 이 때 접안력의 평균치비는 0.87, 변동계수는 0.25를 적용하였다. <그림 3.15.7>은 k_f 값이 1.0, 1.25, 1.5일 때 신뢰도지수의 최적값(β_{opt})이 각각 3.978, 4.022, 4.065임을 보여주고 있다.



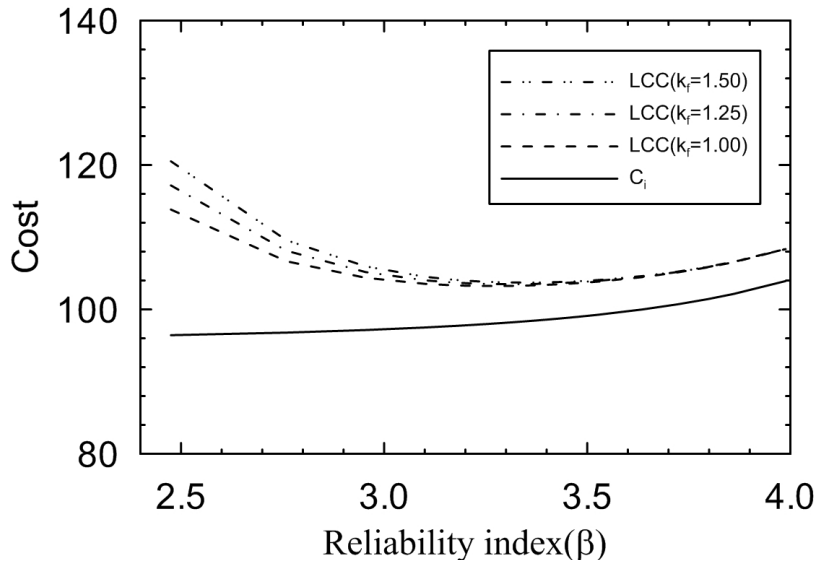
<그림 3.15.7> 돌제식잔교의 신뢰도지수와 생애주기총비용(접안시)

(나) 횡잔교

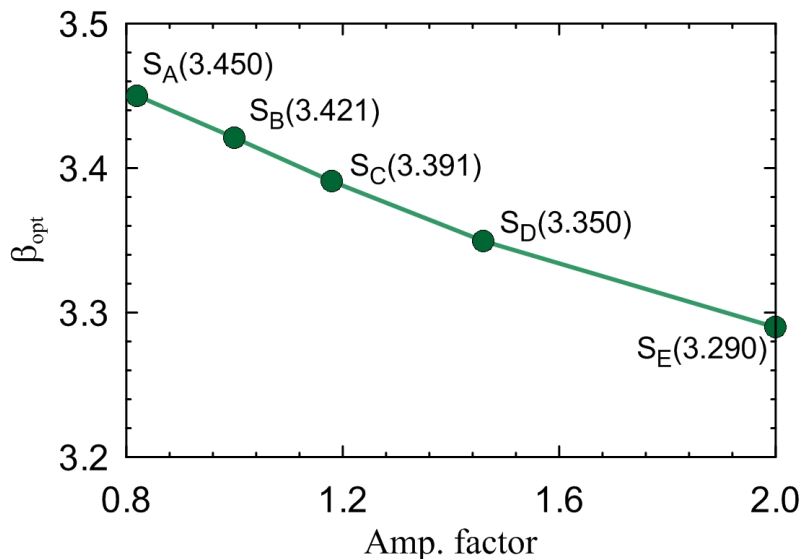
<그림 3.15.8>과 같은 사향식 잔교에 대하여 신뢰도지수에 따른 LCC의 변화를 분석하였다. 잔교의 강관파일 두께를 변화시켜 신뢰성 해석을 수행하였으며 식 (15.1)을 사용하여 LCC를 산정하였다. 지진계수, 수평지반반력계수, 항복응력 등의 확률분포는 직향식 잔교와 동일하게 적용하였으며 지반조건은 단단한 토사지반(S_D)을 적용하였다. 원 설계의 강관파일 두께(1.6cm)로 시공되었을 때의 초기공사비를 100.0 으로 가정하여 비용을 계산하였으며 신뢰도지수에 따른 초기공사비 및 LCC변화는 <그림 3.15.9>와 같다. 초기건설비에 대한 복구비용의 비율(k_f)에 따른 최적신뢰도지수는 각각 3.269($k_f = 1.0$), 3.315($k_f = 1.25$), 3.350($k_f = 1.5$)이다. 또한, $k_f = 1.5$ 일 때 지반조건에 따른 최적신뢰도지수는 <그림 3.15.10>과 같다.



<그림 3.15.8> 황잔교 구조물 단면도

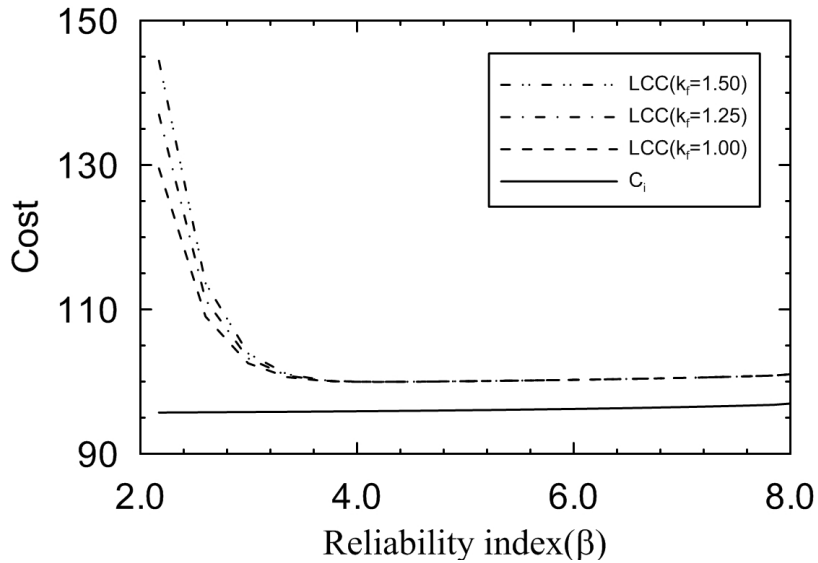


<그림 3.15.9> 횡간교의 신뢰도지수와 생애주기총비용(지진시)



<그림 3.15.10> 횡간교의 지반중폭비에 따른 최적 신뢰도지수

횡간교에 대한 접안시의 LCC 변화는 <그림 3.15.11>과 같다. 접안력의 확률변동성은 둘째식 잔교와 동일하게 적용하였고 최적 신뢰도지수는 복구비용의 비율(k_f)에 따라서 각각 $4.168(k_f = 1.0)$, $4.224(k_f = 1.25)$, $4.252(k_f = 1.5)$ 이다.



<그림 3.15.11> 횡간교의 신뢰도지수와 생애주기총비용(접안시)

나. 기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법

(1) 중력식 안벽

기존구조물의 신뢰도수준 평가에 의한 방법은 북미의 LRFD를 포함하여 신뢰성에 기반한 설계기준을 개발하기 위해 많이 사용되어 왔다 이 방법에 의해 개발된 목표신뢰도수준은 현재까지 이용되어온 설계사례에 반영된 불확실성 수준을 보정하여 설정하게 된다. 이 방법의 적용성에 대한 요지는 과거의 설계기준에 의해 안전하다고 인정된 사례를 재현하여 구성하고 이것을 그대로 새로운 설계기준의 수정 및 보정을 위한 출발점으로 사용할 수 있다는 것이다 반영된 신뢰도수준은 차후에 신뢰성에 기반한 설계기준을 사용할 때 설계결과들 사이의 신뢰도에 대한 일관성을 부여하기 위하여 조정이 필요하다

목표신뢰도수준을 결정하기 위하여 현존하는 국내 항만시설 중 36개의 안벽구조물에 대하여 신뢰성해석을 수행하여 파괴모드별 신뢰도수준을 조사하였다 또한, 해석된 자료 중 지배적인 파괴모드를 기준으로 목표신뢰도지수 및 파괴확률을 결정하였다.

각 파괴모드별 신뢰도지수와 파괴확률을 <표 3.15.4>에 나타내었다. 표에 나타난 바와 같이 마운드의 직선활동 파괴시 가장 작은 파괴확률을 활동 파괴시 가장 큰 파괴확률을 보여 활동에 대한 파괴모드가 안벽의 전반적인 안정성을 지배하는 파괴임을 알 수 있다.

<표 3.15.4> 국내 안벽의 신뢰도수준

파괴모드	신뢰도지수	파괴확률(%)
활동	2.715	3.314E-01
전도	10.158	1.526E-22
마운드 지지력	2.738	3.088E-01
원지반 지지력	6.314	1.364E-08
마운드 직선활동	9.589	4.464E-20

<표 3.15.5>는 지역별로 안벽의 지배 파괴모드에 대한 신뢰도지수와 파괴확률을 분류한 결과이다. 주요한 지배 파괴모드는 활동과 마운드 지지력이고 대부분 신뢰도지수는 2.0~3.0 범위에 위치한다.

<표 3.15.5> 지배 파괴모드의 지역별 신뢰도수준

지역	신뢰도지수	파괴확률(%)	지배 파괴모드
제주항	2.646	4.071E-01	활동
인천항	2.519	5.884E-01	마운드 지지력
대산/군산항	2.012	2.212	활동
광양/여수/통영/완도항	2.213	1.346	활동
목포항	0.657	25.551	마운드 지지력
울산/포항/부산/목호항	2.754	2.945E-01	활동

다음의 <표 3.15.6>은 중력식 안벽의 구조형식별 신뢰도수준을 나타낸다 표에 나타난 바와 같이 구조형식에 상관없이 활동 및 마운드 지지력 파괴에 대한 파괴확률이 지배적임을 알 수 있다.

<표 3.15.6> 구조형식별 신뢰도수준

파괴모드	블록식		케이슨식	
	신뢰도지수	파괴확률(%)	신뢰도지수	파괴확률(%)
활동	2.795	2.596E-01	2.602	4.638E-01
전도	9.681	1.808E-20	10.750	2.972E-25
마운드 지지력	2.874	2.029E-01	2.570	5.078E-01
원지반 지지력	6.511	3.738E-09	6.190	3.003E-08
마운드 직선활동	8.875	3.497E-17	9.793	6.063E-21

파괴모드별 신뢰도수준을 상시와 지진시로 구분하여 <표 3.15.7>에 나타내었다. 대부분 파괴모드에서 지진시에 높은 파괴확률을 가지나 각 구조물의 안전여유가 모두 상이함으로 인해 지진시에 상시보다 다소 작게 나타나는 경우도 있었다

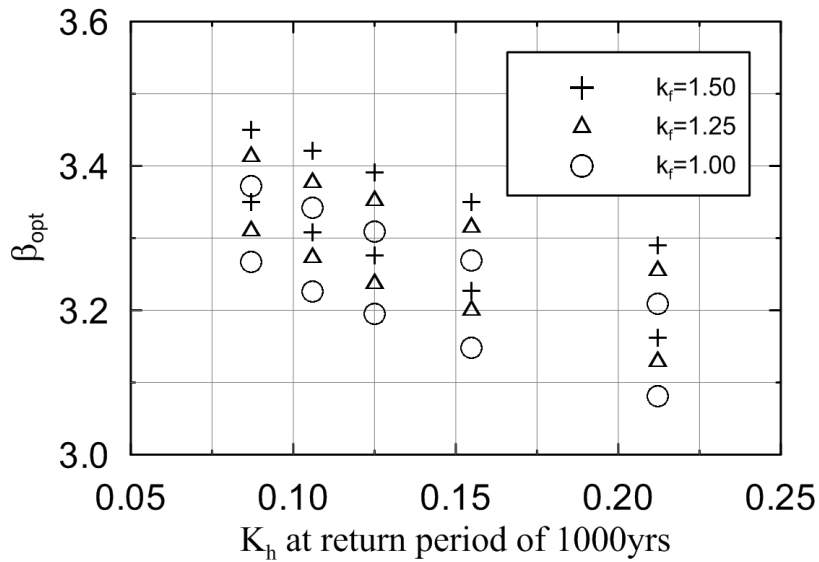
<표 3.15.7> 상시 및 지진시 신뢰도수준

파괴모드	상시		지진시	
	신뢰도지수	파괴확률(%)	신뢰도지수	파괴확률(%)
활동	3.315	4.581E-02	1.733	4.156
전도	13.713	4.218E-41	5.744	4.611E-07
마운드 지지력	2.691	3.559E-01	2.801	2.547E-01
원지반 지지력	6.742	7.811E-10	5.814	3.056E-07
마운드 직선활동	9.105	4.296E-18	10.072	3.682E-22

(2) 잔교식 안벽

돌체식 잔교 및 횡잔교의 지진시 및 접안시의 LCC분석에 의한 최적신뢰도지수는 지진의 재현주기 및 복구비용의 비에 따라 각각 다르다 이것은 어떤 지역에 잔교가 설치되는 지와 파괴의 규모가 어느정도냐에 따라 최적의 신뢰도지수가 다르다는 것을 의미한다. <그림 3.15.12>는 1000년 재현주기 지진계수와 복구비용의 비율에 따라 최적신뢰도지수를 보여주고 있다 신뢰도지수의 최적값은 작게는 돌체식의 경우 3.081에서 3.350까지 다양하게 분포하며 횡잔교의 경우 3.209에서 3.450까

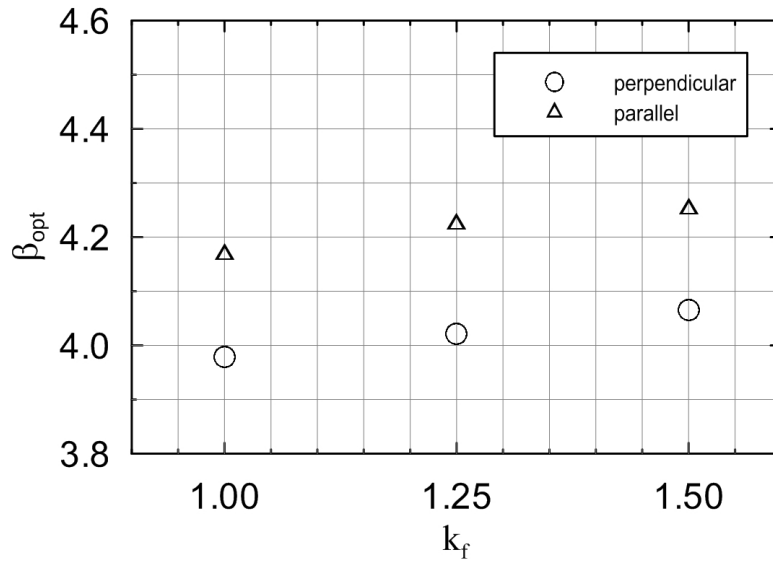
지 분포하고 있다. 이렇듯 최적 신뢰도지수는 피해의 정도 및 지반조건에 따라 다양한 분포를 가지므로 이를 모두 수용하면서 최소의 안전도를 확보하기 위하여 최적의 값을 선정해야 한다.



<그림 3.15.12> 천년빈도 지진계수와 최적신뢰도지수(지진시)

접안시의 잔교설계에 대한 최적신뢰도지수는 지진시에 비하여 매우 큰 값을 보였다. <그림 3.15.13>은 돌제식 및 횡잔교에 대한 최적신뢰도지수를 복구비용비에 대하여 보여주고 있다. 작게는 3.978에서부터 크게는 4.252까지의 분포를 보여준다

지진시 및 접안시의 목표신뢰도지수는 LCC 분석에 의한 결과이므로 이 목표치가 모든 가능성에 대한 완전한 신뢰성을 확보한다고 볼 수 없다 따라서, 이 값들이 실제 적용성에 문제가 없는지를 종합 판단한 후 최종적인 목표신뢰도지수를 결정해야 한다.



<그림 3.15.13> 복구비용 비(k)와 최적신뢰도지수(접안시)

다. 목표 신뢰도수준의 결정

LCC 분석에 의한 상시 지배 파괴모드의 최적파괴확률은 5.84×10^{-4} , 허용응력 설계법에 의한 현존하는 안벽구조물의 평균 파괴확률은 4.58×10^{-4} 이며, 이들을 신뢰도지수로 환산하면 각각 3.247과 3.315로써 비교적 근사하다. 그러나, 현행설계법에 의한 안벽구조물의 신뢰도지수가 여기에 크게 미치지 못하므로 이를 감안하여 최종 목표신뢰도지수는 잠정적으로 상시에 대하여 2.7로 결정한다.

한편, 현존하는 국내 중력식 안벽구조물의 허용응력설계법에 의한 지진시 평균 파괴확률(활동파괴)은 매우 과소평가 되어있을 뿐 아니라 다소의 편향성이 있다 지배적인 파괴모드에 대한 신뢰도 수준은 지진시 LCC최적화 방법에 의해서는 3.1기존 구조물의 신뢰성해석에서는 예외적인 경우를 제외하고는 2.0~2.75의 분포를 보였다. 따라서, 이를 감안한 최종 목표신뢰도지수는 잠정적으로 2.4로 한다.

<표 3.15.8> 중력식 안벽의 목표신뢰도 수준

	상시	지진시
목표신뢰도지수	2.7	2.4
목표파괴확률	3.47×10^{-3}	8.20×10^{-3}

잔교식 안벽은 지진시 피해수준 및 지반 조건에 따라 최적 신뢰도지수가 넓게 분포하며 다양한 조건을 포용하면서 경제적 단면을 얻기 위해서 목표신뢰도지수를 3.0으로 하며 접안시에는 3.8로 정한다.

<표 3.15.9> 잔교식 안벽의 목표신뢰도 수준

	접안시	지진시
목표신뢰도지수	3.8	3.0
목표파괴확률	7.23×10^{-5}	1.35×10^{-3}

그러나, 보다 정도 높은 최적화설계를 위해서는 여기서 제시된 값을 참고하되 설계하고자 하는 항만지역의 현재 신뢰도수준을 구체적으로 파악하고 가정된 단면의 초기공사비용을 기준으로 LCC에 기초한 최적파괴확률을 산정하여 이들을 비교함으로써 목표파괴확률을 결정함이 바람직할 것이다

제 16 절 성능설계법

1. 성능설계와 신뢰성 설계

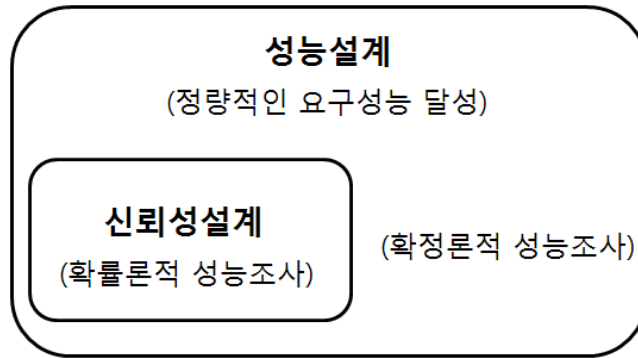
가. 성능설계

본 장에서는 성능설계법에 대하여 일본의 연구사례를 참고로 하여 기술하였다 성능설계와 신뢰성설계라는 용어가 항만기술자 사이에서 같이 사용되는 경우가 많아 약간의 혼란이 발생하는 경우가 있다. 우선, 성능설계는 「구조물이 요구하는 성능을 명확히 하고 그 성능을 달성하는 설계법」이라고 할 수 있다. 여기서, 항만설계기준을 따라 설계하는 경우에 요구성능이 기준이 되며 설계기준에서는 기준(요구성능)을 달성하는 설계법은 설계행위를 하는 독자적인 판단으로 선택할 수 있는 시스템으로 제시하고 있다.

이때 요구성능을 어떻게 만족시킬 것인가에 대한 정량적인 지표가 필요하다 단지 “~의 하중작용에 대하여 안정인 것”이라 하면 어떤 것이 안정인지 불분명하여 설계를 하기 곤란하기 때문이다.

요구성능으로서 예를 들면 “내용기간 동안의 하중효과에 의한 구조물 시스템 파괴 확률을 2×10^{-2} 이하로 한다” 또는 “어떤 특정 하중효과에 의해 구조부재 중 일부가 항복하지만 시스템 파괴는 발생하지 않는다” 등의 특정한 성능을 나타낼 필요가 있다. 다음으로 요구성능을 조사할 때에 이것을 확정적으로 조사하는 방법과 확률적으로 조사하는 방법의 2가지가 사용되는데 후자가 신뢰성설계법이다

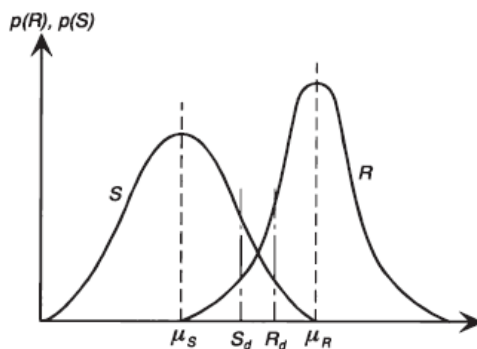
근본적으로 성능설계의 목적은 구조물의 건설목적과 직결된다 여기서는 구조적 성능에 관한 목표만을 다루며, 구조적 성능은 구조적 강도, 안정성, 변형성 및 내구성에 의해 규정된다. 성능설계의 목적에서는 구조물의 안전 사용성 및 보수성과 관련된 고려사항에 포함되나 그에 국한되지는 않는다 방화, 방음, 산사태 및 환경 등 성능과 관련된 기타의 다른 유지관리 사항은 여기서 제외된다



<그림 3.16.1> 성능설계와 신뢰성 설계

나. 신뢰성 설계

구조물의 설계 시에는 내력과 하중효과의 값을 임의의 모델을 사용하여 계산하고 내력이 하중효과를 상회함을 확인한다. 종래의 설계법에서는 내력 및 하중효과를 구성하는 인자의 값을 확정적으로 정하고 확정적인 내력의 설계용 값 R_d 와 하중효과의 설계용 값 S_d 의 값을 비교해서 안정성을 조사했으나 R_d 및 S_d 는 각각 확률분포에 있어서의 초과확률로서 정해진 것이 아니므로 설계되는 구조물의 파괴에 대한 안정성이 정량적으로 명확하지 않았다. 이러한 종래의 설계법을 대신하여 확률이론을 통하여 구조물의 파괴 가능성을 정량적으로 제어하는 방법이 신뢰성설계법이다



<그림 3.16.2> 신뢰성 설계

다. 목표안전수준의 설정

앞장에서 언급했듯이 신뢰성설계법에 있어서는 목표안전수준을 어떻게 정할지가 최종적으로 중요한 과제이다. 이때 가장 유효한 방법은 과거의 설계법과 평균적으로 안전수준을 일치시키는 방법이다. 그렇지만 실제로 현행 설계법에 의한 각 시설물의

안전수준은 각각 별도의 공학적 판단에 의해 정해져 왔다 이로 인해 현행 설계법의 평균적 수준이 타당한 것이라고 할 수 있는지는 의문시 될 수 있으며 LCC 기법 등의 관점에서 검토를 실시함이 타당할 수도 있다

2. 구조물별 성능규정

가. 케이슨 기초

- (1) 케이슨은 상부구조물의 하중과 토압 및 수압뿐만 아니라 시공 중 받게 되는 모든 하중조건에 대하여 안전하도록 설계한다
- (2) 케이슨에 작용하는 하중은 연직하중과 수평하중 및 전도모멘트가 있다 연직하중은 고정하중과 활하중 및 양압력을 합한 것으로 하며, 수평하중은 상부구조로부터 전달되는 수평하중과 케이슨에 직접 작용하는 수압 토압 및 파압 등을 합한 것으로 한다.
- (3) 연직하중에 대한 케이슨의 안정은 케이슨 저면의 최대 지반반력이 지반의 허용 지지력을 초과하지 않아야 하며, 케이슨 상단의 침하량이 상부구조물의 허용 침하량보다 작아야 한다.
- (4) 케이슨 기초지반의 허용 연직지지력은 지반조사 및 시험결과를 이용하여 정역학적 공식에 의해 구하거나, 시추조사 결과와 평판재하시험 결과를 반영하고 기초 폭에 의한 크기효과도 고려하여 결정한다.
- (5) 케이슨의 지반반력과 침하량은 다음 사항을 고려하여 결정한다.
 - (가) 케이슨 기초지반의 연직지반반력은 케이슨을 통하여 지반에 전달되는 모든 연직하중을 케이슨의 저면적으로 나눈 값으로 한다.
 - (나) 케이슨의 주변마찰력은 일반적으로 고려하지 않는다 그러나 주변마찰력이 분명하게 발생할 것으로 판단될 때는 그 영향을 고려한다.
 - (다) 연직하중에 의한 케이슨 상단의 총 침하량은 케이슨 본체의 탄성변위량과 케이슨 기초지반의 침하량을 합한 값으로 한다.

(6) 케이슨의 안정계산 시 지반의 지지력과 침하에 대한 상세는 얕은기초에 준한다

(7) 케이슨의 단면형상은 원형, 타원형, 사각형 등으로 구분할 수 있으며, 치수는 충분히 안정한 크기여야 하고 케이슨으로 지지되는 상부구조물 등의 형상치수에 대하여도 여유를 확보해야 한다

나. 안벽

안벽에 공통되는 성능규정은 다음에 정한 기준을 따른다

- (1) 대상선박의 제원에 따른 소요 수심 및 길이를 가질 것
- (2) 조위의 영향, 대상선박의 제원 및 안벽의 이용 상황에 대응한 소요 천단고를 유지할 것
- (3) 이용 상황에 대응하여 소요 부대설비를 소유할 것
- (4) 내진강화 시설의 안벽 성능규정에 있어서 주된 작용이 정해진 설계진도에 대하여 요구성능에 응하고 작용에 의한 손상정도가 한계값 이하인 것으로 규정한다

다. 잔교

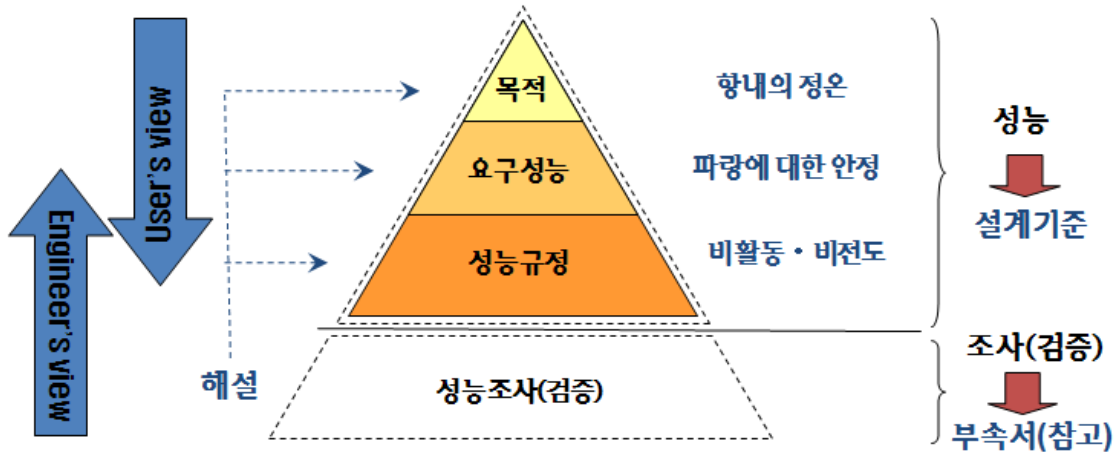
잔교의 성능규정은 다음에 정하는 것을 따른다.

- (1) 잔교의 도판(渡版)은 다음 기준을 만족해야 한다.
 - (가) 이용 상황에 따르고, 하역, 승강 등을 안전하고 원활하게 행할 수 있도록 소요의 제원을 유지해야 한다.
 - (나) 잔교의 상부공에 수평방향의 하중을 전달시키지 않으며 지진동 등의 작용에 의해 잔교부 및 토사부의 변형에 대하여 낙판(落版)하지 않는 것.

- (2) 주된 작용이 설계진도, 선박의 접안 및 견인 및 재하중이 있는 변동상태에 대하여 다음의 기준을 충족시키는 것
- (가) 상부공 부재의 건전성을 손상하는 위험성이 한계값 이하인 것
 - (나) 말뚝에 작용하는 축 방향력이 지반의 파괴 저항력을 넘는 위험성 한계값 이하인 것
 - (다) 말뚝에 생기는 응력도가 항복 응력도를 초과하는 위험성 한계값 이하인 것
- (3) 주된 작용이 변동 파랑인 상태에 대하여 다음 기준을 충족시키는 것
- (가) 도판에 작용하는 양압력에 의해 도판의 안정성을 손상하는 위험성이 한계값 이하인 것.
 - (나) 상부공 부재료의 건전성을 손상하는 위험성이 한계값 이하인 것
 - (다) 말뚝에 작용하는 축 방향력이 지반의 파괴에 근거하는 저항력을 넘는 위험성 한계값 이하인 것.
- (4) 보강부재를 가지는 구조의 경우 주된 작용이 변동파랑, 설계진도, 선박의 접안 및 견인에 의한 재하중인 변동상태에 대하여 보강부 재료 및 격점부의 건전성을 손상하는 위험성이 한계값 이하인 것

3. 성능설계의 단계

항만 설계기준에서는 항만시설의 성능설계를 목적 요구성능, 성능규정, 성능조사의 4단계로 분류한다. 여기서, 성능설계의 목적에는 해당시설이 필요한 이유가 설명되어 있다. 요구성능은 목적을 달성하기 위해서 해당 구조물이 보유하지 않으면 안되는 성능이다. 성능규정은 요구성능을 만족시키기 위해서 필요한 조사에 관한 규정이며 구체적으로 조사가 가능한 것을 상세에 규정한 것이다. 성능조사는 목적, 요구성능, 성능규정에 대하여 수치해석, 모형실험 등의 적절한 방법을 이용하여 그 성능이 만족되었는지 유무를 조사하는 것이다.



<그림 3.16.3> 성능설계의 순서와 항만설계기준체계

성능설계의 단계와 항만 설계기준 체계의 관계는 <그림 3.16.3>과 같다. 여기서 항만 기준체계는 법적인 구속력의 유무에 따라 기준과 부속서로 분류된다. 기준에는 목적, 요구성능, 성능규정이 규정되어 있으며 성능조사 방법의 구체적 내용은 기준의 대상에서 제외가 된다. 다시 말해, 구체적인 성능조사법이나 허용과괴확률 변형량 등의 한계값 설정은 설계자의 판단에 맡길 수 있게 된다. 여기서 설계자가 실시할 수 있는 성능조사는 조사방법 A와 조사방법 B의 2가지로 분류 할 수가 있다.

부속서에는 설계자에게 도움이 되는 내용이나 조사방법B에서의 기본설계 코드로서 성능조사법의 표준적인 조사방식이나 최저한도의 한계값 등을 예로서 제시한다. 설계자는 구조물 설계시 조사방법을 A로 할 것인지 B로 할 것인지를 자유롭게 선택할 수 있다.

<표 3.16.1> 설계코드에 의한 성능조사 방법

성능조사 방법 A	설계자는 성능규정이 일정한 수준의 신뢰성을 만족하고 있음을 증명해야 한다.
성능조사 방법 B	설계자는 해당구조물의 사업자가 지정하는 고유 기본 코드 등에 따라서 성능을 조사한다.

가. 요구성능과 성능규정

(1) 요구성능

요구성능이란 목적을 달성하기 위해서 구조물이 반드시 보유해야 하는 성능이며 기본적인 요구성능과 그 밖의 요구성능으로 구분된다. 기본적인 요구성능은 하중작용에 대한 구조물의 구조적인 응답(변형, 단면력 등)에 관한 성능이라고 하는데 구조물의 중요도나 기능에 따르며, 안전성, 보수성, 사용성으로 분류된다(<표 3.16.2>참조). 또한, 그 밖의 요구성능에서는 구조물의 공용성 및 편리성의 관점에서 필요로 하는 구조적인 제원 등에 관한 성능으로서 공용성을 비롯하여 시공성 유지관리성, 환경성 등이 규정된다.

<표 3.16.2> 기본적 요구성능

안정성	대단히 큰 손상이 발생하지만, 손상의 범위가 사람 목숨이나 배후권의 재산에 막대한 영향을 끼치지 않는 것
보수성	어느 정도는 복원이 필요하지만 비교적 단기간에 기능을 다시 발휘할 수 있는 것
사용성	단기간의 복원으로 신속하게 재기능의 발휘가 가능한 것

요구성능조건은 목표를 성취하기 위하여 구조물에 의해 제공되는데 필요한 기능이다. 다시 말해, 요구성능조건은 목표에 부여된 각 항목에 대하여 구조물에 요구되는 기능을 말한다.

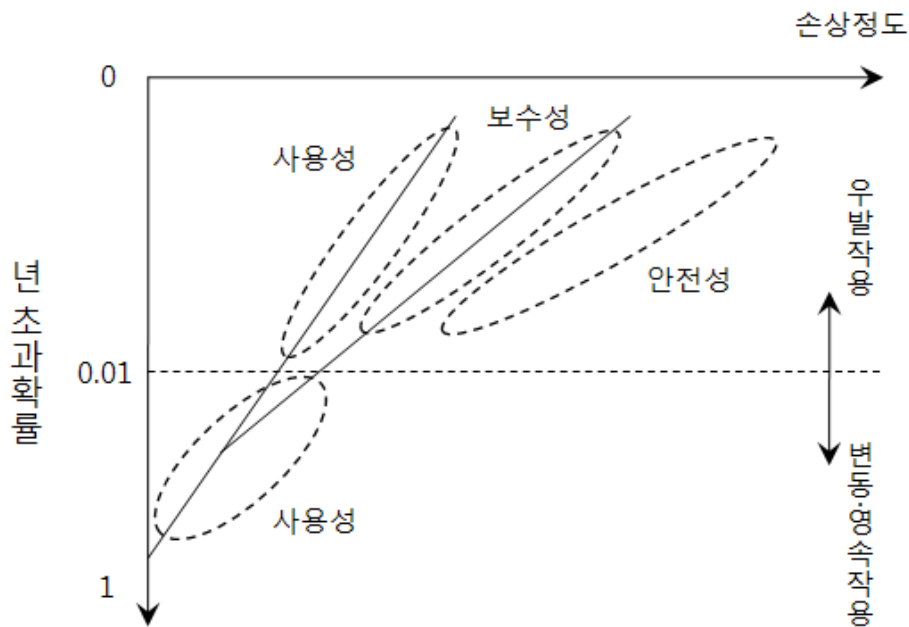
(가) 설계 공용수명동안 작용하는 하중의 다양한 규모와 빈도에 대하여 구조물은 적절한 신뢰수준을 가지고 안전성, 보수성과 사용성 등 모든 요구성능조건을 만족하게 되며 설계 공용수명 내내 모든 가능한 설계환경에서 이용자에 미치는 심각한 피해를 막을 수 있도록 충분히 안전하게 설계된다.

(나) 구조물은 사업자 또는 발주자의 판단에 의해 설계되는 한편 정상적 기능이 적절한 신뢰도를 유지하고(serviceability), 설계 공용수명동안 부여된 하중환경에서의 손상이 확실히 견딜만한 수준으로 제한되는 등(reparability) 구조물의 중요성에 기초하여 설계된다.

(다) 구조물의 사업자 또는 발주자의 판단에 의하여 상기의 언급된 내용 이외에도 추가적인 요구성능조건을 지정할 수 있다

(2) 하중작용과 설계상태

성능조사 시 고려해야 할 하중의 조합에 대응하는 설계상태는 영속상태 변동상태(대략 년 초과확률 0.01정도 이상의 하중이 주로 작용하는 상태) 및 우발상태(대략 년 초과확률 0.01정도 이하의 하중이 주로 작용하는 상태)라 한다(<그림 3.16.4> 참조).



<그림 3.16.4> 시설에 요구되는 성능개요

한편, 작용하중의 분류(<표 3.16.3> 참조)로써 년 초과확률은 편의상 정한 것이며 강제적인 것이 아니다. <그림 3.16.5>와 같이 항만시설에서 요구되는 성능으로써 기본적으로 영속상태와 변동상태에 대하여는 사용성 우발상태에 대하여는 시설의 기능이나 중요도에 따르며 안정성 보수성, 사용성 중에서 하나의 성능이 요구된다 단, 시설의 기능과 중요도에 따라서 우발작용에 대한 성능이 요구되지 않는 경우도 있을 수 있다.

<표 3.16.3> 주요 하중작용의 분류

	정 의	시설에 요구되는 성능
영속작용	자중, 토압, 온도응력, 부식·동결융해 등의 환경작용 등	사용성
변동작용	파랑, 바람, 수위(조위), 화물·차량 등에 의한 재하중, 선박의 접안·견인작용, 레벨 1 지진동 등	사용성
우발작용	접안이외의 선박 등의 충돌 화재, 해일, 레벨 2 지진동, 우발작용의 파랑 등	사용성, 보수성, 안전성

	사용성	복원성	안정성
우발작용	내진강화시설 (긴급물자수송)	내진강화시설 (간선회물수송)	내진강화시설 (긴급물자수송)
	해일대책시설	관리형 폐기물 매립호안	배후권이 중요한 호안
	갑문, 수문	중요도가 높은 교량	일반 방파제 및 안벽
			일반교량
영속작용 변동작용	모든시설		

<그림 3.16.5> 시설물의 기본적인 요구성능

(3) 성능규정

상기에서 서술한 바와 같이 성능규정은 요구성능이 충족되기 위해서 필요한 조사에 관한 규정이며 구체적으로 조사가 가능한 것에 대한 상세에 규정한 것이다. 항만기준에서 정한 성능규정은 공공의 복지 관점에서 최소한도로 만족해야 할 규정을 조사 관점에서 정하고 있으며 조사에서 고려해야 할 시간의 영향, 하중작용의 조합 등이 명기되어 있다.

(가) 일반

성능규정은 적절한 방법에 의해 검증될 수 있는 요구성능조건으로부터 채택된 항목이다. 각 성능규정은 구조물의 설계공용수명을 고려함과 동시에 한계상태 및 설계환경의 조합을 이용하도록 한다. 성능규정을 결정할 때는 구조물의 중요도가 고려되어야 하며, 성능규정을 지정할 때 성능규정의 목적 즉, 요구성능조건을 설계자에게 가능한한 명료화하여야 요구조건이 설계에 반영될 수 있을 것이다.

(나) 설계공용수명(design working life)

구조물의 설계공용수명은 사업자나 발주자에 의해 결정된다. 구조물의 설계공용수명은 생애주기비용, 내구성, 열화 및 기능수명을 포함한 다양한 인자들을 고려하여 결정하게 되며, 각 한계상태에 도입된 안전여유(즉, 신뢰성)가 구조물의 설계공용수명에 가장 밀접하게 관계됨을 견지하여야 한다. 구조물의 설계공용수명은 대개 건축물에 대하여 50년, 토목구조물에 대하여 100년이다.

(다) 한계상태(limit states)

구조물의 구조적 성능규정은 그 발생빈도에 기초하여 분류되는 하중수준에 따른 몇 가지 한계상태를 기준으로 지정된다. 일반적으로 구조물에 대한 다음 세 가지의 한계상태가 지정될 수 있다.

- ① 사용한계상태(serviceability limit state) : 사용한계상태는 구조물에 손상이 발생되나 구조적인 내구성에 영향을 끼치지 않는 수준으로서 구조물의 전

반적인 기능이 보장되는 상태이다 보수작업 없이 구조물의 일상적인 사용이 가능하며, 기초의 과도한 변위나 변형이 발생되지 않은 상태이다

② 보수한계상태(repairability limit state) : 보수한계상태는 구조물에 손상이 발생되고 내구성에 영향을 끼칠 수 있는 한계상태이다 한편, 경제적으로 유효한 보수작업이 수행된다면 구조물을 제한된 범위 내에서 정상적으로 이용할 수 있고, 전반적인 기능수행이 합리적으로 가능하다. 본 한계상태는 구조물의 주요가치가 보장되는 상태라 할 수 있다 또한, 보수한계상태는 대규모 지진과 같은 이례적인 사고 후 뒤따르는 구조작업에도 즉각적으로 최저한의 이용이 가능한 상태를 가리키기도 한다

③ 극한한계상태(Ultimate limit state) : 극한한계상태는 구조물이 심각한 손상에도 견딜 수 있는 한계상태로서, 파괴에 도달하거나 불안정, 붕괴 또는 심각한 피해나 수명손실을 야기하는 범위는 아니라고 할 수 있다. 또한 지반의 관점에서 보면 이는 지지력이 손실되었음에도 불구하고 기초에 전도나 활동의 경험이 발생되지 않은 아직은 전반적으로 구조물이 안정한 상태이다. 기초부재에 대한 손상범위의 관점에서 보면 극한한계상태는 연직하중조차 지지할 수 없는 기초부재가 취성파괴를 일으키지 않는 상태이다

(라) 하중과 설계조건

하중은 영구, 가변, 우발적 및 온도하중으로 분류된다. 영구적 하중은 구조물의 설계공용수명 내내 평균치와 비교할 때 무시할만한 양의 변동성을 가진 영구적으로 작용하는 하중이다. 영구적 하중은 자중, 고정하중(사하중), 정적토압, 수압 및 작용된 변위 등을 포함한다. 가변적 하중은 활하중, 온도변화, 지진, 파(wave), 바람, 눈, 얼음과 구조물 자체 그리고(또는) 부재의 열화 등을 포함한다. 우발적 하중은 구조물에 심각한 충격이 가해지나 설계공용수명 동안 발생기회가 상대적으로 적은 하중이다. 우발적 하중은 충돌, 폭발, 화재 및 지진 등이 포함된다. 온도하중은 구조물의 시공, 보수 및(또는) 폭발동안 발생하는 하중이다 시공중 구조물은 완공후의 그것과 다를 수 있으며, 그러한 하중효과가 고려되어야 한다. 지정된 하중조합을 요구하는 네 가지 설계조건은 지속 극한, 우발 및 순간하중 등이다.

(마) 구조물의 중요도와 그 성능규정

- ① 구조물을 설계하는데 있어 구조물의 중요도 수준을 결정하기 위해 사업자나 발주자가 고려해야할 점은 구조물의 손상에 의한 인명피해 및 수명손실 재건설 사업뿐 아니라 긴급구조 작업 중 구조물의 역할과 구조물 자산가치의 보장을 포함한다.
- ② 필요시 사업자나 발주자는 구조물의 중요도에 따라 적절한 하중조합과 한계상태를 채택함으로써 성능규정을 정의할 수 있다.
- ③ 구조물은 적절한 신뢰수준을 가지고 지속적인 환경에 대하여 사용한계상태를 만족하도록 설계된다.
- ④ 구조물은 적절한 신뢰수준을 가지고 사용성 보수성 및(또는) 극한환경에 대한 극한한계상태를 유지하도록 설계된다.
- ⑤ 구조물은 그 중요도에 따라 적절한 신뢰수준을 가지고 사용성 보수성 및 (또는) 긴급상황에 대한 극한한계상태를 만족하도록 설계될 것이다.

나. 성능조사의 기본

항만기준에서는 시설물의 성능조사에 사용할 수 있는 방법에 관한 구체적인 내용에 대한 규정을 하지는 않지만 허용할 수 있는 성능 조사방법으로서는 신뢰성에 근거하는 방법, 구조물의 하중작용 및 응답을 적절하게 평가할 수 있는 수치해석 방법 모형실험 혹은 과거의 경험 등에 근거하는 방법을 생각할 수 있다. 설계자는 이들 방법을 적당히 선택하여 성능조사를 할 필요가 있다

<표 3.16.4> 성능조사법

설계상태	주요한 하중 작용	성능조사법
영속상태 변동상태	자중, 토압, 수압, 재하중, 파랑, 바람, 선박에 의한 작용 등	<ul style="list-style-type: none"> • 신뢰성 설계법
	레벨 1 지진동	<ul style="list-style-type: none"> • 신뢰성 설계법 • 지반-구조물의 동적상호작용을 고려한 비선형 지진응답 해석 • 간이법(진도법)
우발상태	레벨 2 지진동, 해일, 선박의 충돌, 우발 작용으로서 파랑 등	<ul style="list-style-type: none"> • 수치해석법(변형량이나 손상정도를 구체적으로 평가)

(1) 설계, 시공 및 유지관리와 관련된 서류

프로젝트의 진행과정에서 사업자나 발주자, 설계자 그룹, 심사자, 계약자 및 시공자 등 관련부문은 적절한 형식의 다양한 서류를 통하여 필요·타당한 정보를 교환하게 된다.

프로젝트의 준비단계에서는 연구가 필요하다고 판단되는 경우 심사자나 설계자에 의해 “보수조사보고서”나 “수행연구보고서”가 사업자나 발주자에게 보고된다. 기초설계의 경우, 지반설계를 위하여 조사자에 의해 마련된 “지반조사보고서”가 필요하다. 프로젝트의 설계단계에서 결과는 설계보고서의 형식으로 설계자에 의해 사업자나 발주자에 보고된다. 프로젝트의 시공단계에서 건설관리 계획은 시공자에 의해 “시공관리계획”의 형식으로 사업자나 발주자 및 설계자에게 보고된다 또한 계약자는 시공결과를 “시공관리보고서”로서 사업자나 발주자 및 설계자에게 보고하게 된다. 프로젝트가 완료될 때 설계자는 사업자나 발주자에게 “유지관리보고서”를 제출하도록 권고된다. 그 보고서는 설계보고서 내의 구조물 유지관리 및 시공중 예측치 못한 문제에 의한 설계변경에 관련된 항목의 요약내용으로 구성된다. 설계보고서는 구조물이 공용되는 동안 사업자나 발주자에 의해 보존된다.

(2) 성능 매트릭스를 개발하기 위한 절차

성능 매트릭스는 구조물의 성능규정을 묘사하는데 효과적인 방법이다. 성능 매트릭스에서 설계조건과 한계상태는 좌표계의 축으로써 나타나며, 성능규정은 구조물의 중요도에 따라 배열된다. 성능 매트릭스를 개발하기 위한 잠재적 절차는 다음과 같다.

- ① 기존의 기준과 경험적 지식을 검토하고 통합한다.
- ② 일반적인 시공 시스템을 유사한 설계, 시공, 위치, 조건과 사용된 파라미터에 의해 적용된 모집단으로 분류한다.
- ③ 통계적인 샘플에 의해 대표될 수 있는 모집단에 대한 성능 매트릭스를 공식화하고 기술한다.
- ④ 통계적 샘플의 현실성에 대한 관찰과 측정; 통계적 샘플의 시스템 동일화 및 건전도 모니터링
- ⑤ 성능 매트릭스의 정량화 및 최적화

- 목적(시설물을 필요로 하는 이유)

방파제는 수역시설의 정온을 유지하고, 하역의 원활화, 선박의 항행 및 정박의 안전 그리고 항내시설의 보전을 꾀하는 것을 목적으로 한다



- 요구성능(목적을 달성하기 위해 시설이 보유해야 할 성능)

방파제는 파랑에 관한 변동상태에 대하여 구조부 재료가 건전해서 안정성이 확보되어 있는 것



- 성능규정(요구성능이 충족되기 위해서 필요한 조사에 관한 규정)

혼성제는 파랑에 관한 변동상태에 대하여 상부공 및 직립부의 활동 및 전도 기초지반의 지지력 부족에 의한 파괴가 발생하므로, 안정성이 손상되는 위험성이 한계값 이하가 되도록 함.

[설계 공용기간, 설계상태, 중요도를 고려한 규정]



해설(기준의 상세 해설)

[고려해야 할 작용 · 허용 한계값]

- 파랑에 관한 변동상태에서 고려해야 할 작용 중 주된 작용은 파랑이며 종속작용은 자중 및 수압이다.
- 파랑에 관한 변동상태에서 직립부의 활동, 전도 및 기초지반의 지지력 파괴와 관련되어 안정성이 손상되는 위험에 대한 표준적 한계값에서 파괴확률의 한계값은 8.7×10^{-3} 이라 할 수 있다. 이것은 재현기간 50년의 파랑 작용에 대한 힘의 균형에 근거하는 시스템 파괴 확률이며 과거의 설계법에 의한 방파제가 보유하는 있는 평균적인 안전성 수준이다. 한편, 한계값의 설정 방법에 대해서는 여러 가지 방법이 고려되고 있는데 적절하게 검토하여 한계값을 설정해도 좋다.



부속서(참조)

[계산식·계수의 예]

- 활동에 대한 안정성 검토는 다음식을 이용하여 구할 수 있다

$$\gamma_f f_k \left(\sum_i \gamma_{wi} W_{ik} - P_{Bd} - \gamma_{pu} P_{uk} \right) \geq \gamma_{pu} P_{Hk}$$

- 혼성제의 표준값에 대한 파괴확률의 한계값 8.7×10^{-3} 에 대한 부분계수의 값은 표에 제시된 값을 사용해도 좋다.

<그림 3.16.6> 성능설계기준의 기본형식 예(방파제)

4. 성능설계 관련용어

성능설계 전반에 관련된 용어를 다음에 요약하였다.

- 성능기반 설계기준(performance-based design code) : 성능기반 설계기준은 구조물 시방서가 관례적인 수단이 아니라 사회 사업자나 발주자의 요구조건에 기초한 성과성능규정이다.
- 목표(objectives) : 어떤 특정성능에 대한 구조물의 최종적인 사회적 요구사항(즉, 구조성능)은 일반용어로 기술된다. 일례로써 다음과 같이 포함된다. “건축물은 지진시 거주자에게 충분한 안전을 제공하여 그것이 치명적인 손상과 수명손실로부터 보호된다”, “구조물 기능상 최저한의 운용이 보장된다”
- 요구성능조건(performance Requirements) : 요구성능조건은 상술된 목표를 성취하기 위하여 제공되는 구조물의 기능을 나타내는 비 기술적인 기능상의 설명이다. 일례로써 다음이 포함된다. “구조물은 지진동안 붕괴되지 않는다”, “구조물에 미치는 손상은 최저한의 기능이 유지되는 범위까지 제어된다”
- 성능규정(performance criteria) : 성능규정은 요구성능조건을 만족시키기 위하여 필요한 세부사항이다. 원칙적으로 이는 구조설계에서 정량적으로 검증할 수 있다.
- 방법 A(approach A) : 방법 A는 구조성능 검증에 사용되는 방법중 어떠한 제한도 없는 방법이다. 그러나, 설계책임자는 구조물이 특정 성능규정에 만족함을 충분한 신뢰수준을 가지고 증명해야 한다.
- 방법 B(approach B) : 방법 B는 설계책임자가 반드시 절차에 따라야 하는, 예를 들어 중앙정부부처나 지자체 또는 발주자에 의해 제시된 기본 및 특수설계기준으로 지정된 구조계산 방법이다.

- 포괄적 설계기준(comprehensive design code) : 포괄적 설계기준은 국가나 지역 내에서 건축물 또는 토목구조물의 설계원칙을 상술하는 기준이다 이는 개별구조물 설계를 위한 기준이라기 보다는 구조물의 성능지정을 위한 방법 용어의 통일, 설계시방서에 대한 안전여유의 도입, 검증형식, 관련기관간의 정보교환의 표준화, 설계상 기본적인 체크리스트 등의 일반적인 항목을 제공한다. 또한 방법 A와 방법 B를 포함하여 설계기준 등급 중 최상위 수준의 기준이다 이는 설계기준 제정자를 위한 기준으로 간주되며, 제정자가 요구하는 것보다 더 기본적이고 유용한 자료를 포함하고 있다.
- 기본설계기준(basic specific design code) : 기본설계기준은 중앙정부부처나 지자체, 발주자 등의 감독기관에 의해 구조물의 구조성능규정을 지정하는 기준이다 이는 또한 검증방법과 방법 B를 이용한 합리적인 기법에 대한 일부 권고사항이 포함될 수 있다.
- 특수설계기준(specific design code) : 특수설계기준은 특정목적이나 지역 등에 국한되는 특정구조물의 성능규정을 상술한 것이다 시방서는 본 기준의 상위에 있는 기본설계기준에 기초하게 된다. 매우 적합한 검증절차가 이 기준에 첨부될 수 있다
- 지반공학적 등급(Geotechnical Category) : 지반공학적 등급은 지반설계를 구조물의 중요도와 지반공학적 복잡성에 따라 3가지로 구분한 등급이다. 엄밀하게 정의되어 있지는 않다 하더라도 이를 가지고 지반설계에 관련된 문제를 얘기하는 것은 그것이 없는 것보다 훨씬 용이하다. 시공 중에 설계등급이 변경될 수 있음을 염두에 두어야 한다.
- 지반공학적 등급 1(GC1) : 구조물의 중요도와 지반공학적 복잡성이 비교적 낮다
- 지반공학적 등급 2(GC2) : 구조물의 중요도와 지반공학적 복잡성 모두 보통이다 이 등급은 또한 둘 중의 하나가 중대한 경우를 포함한다.
- 지반공학적 등급 3(GC3) : 구조물의 중요도와 지반공학적 복잡성이 모두 중요하다. 이 등급은 또한 구조물에 있어 독립적인 지반공학적 복잡성 수준이 현저한 중요도를 가진 경우를 포함한다

- 설계조건(ISO) : 설계조건은 설계가 적절한 한계상태를 초과하지 않음을 나타내는 확실한 시간적 간격을 대표하는 일련의 물리적 조건이다. 설계조건은 일반적으로 지속, 극한, 우발 및 일시적 조건으로 구성된다. 필요하다면 추가적인 조건을 설정할 수 있다.
- 지속적 조건(ISO) : 지속적 조건은 구조물 사용의 정상적 조건내에 존재하며 구조물의 설계공용수명과 관련된다.
- 극한적 조건(ISO) : 극한적 조건은 빈도가 매우 낮은 지진, 풍하중이나 홍수와 같이 변동하중이 거의 발생하지 않는다.
- 우발적 조건(ISO) : 우발적 조건은 대부분 일주일 이하의 기간 동안 국부적 파괴가 보다 긴 기간 동안 감지되지 않은 채 유지되는 상황과는 구별됨. 지속되는 경우의 홍수, 산사태, 화재, 폭발, 충격이나 국부적 파괴에 구조물이 노출되거나 예외적인 사용조건이다.
- 일시적 조건(ISO) : 일시적 조건은 구조물의 설계공용수명보다 현저히 짧은 시간을 나타내는 시공, 보수나 폭발중 구조물이 노출 또는 사용되는 일시적인 조건이다.
- 계산에 의한 설계(design by calculation) : 계산에 의한 설계는 구조물의 거동이 주로 역학적 이론에 기초하여 모델링되는 구조물에 대한 검증방법이다. 한계상태를 초과하는지 여부는 계산을 통하여 예측할 수 있다.
- 재하시험에 의한 검증(verification by loading tests) : 재하시험에 의한 검증은 구조적 성능을 조사하기 위하여 구조물을 전체 또는 부분적으로 하중에 노출시키는 검증방법이다. 본 시험은 간혹 극한한계상태까지 구조물이 재하되는지 여부에 따라 확인시험 또는 파괴시험으로 구분 된다.
- 모형시험에 의한 검증(verification by model tests) : 모형시험에 의한 검증은 구조적 성능을 조사하기 위하여 축소된 구조물 모형을 하중에 노출시키는 검증방법이다.

- 계측방법(observational method) : 계측방법은 설계를 최적화하기 위하여 시공 중 수행된 계측에 근거하여 구조물의 초기설계가 수정되는 절차이다 계측은 지반설계에서 채택되는 본래의 설계절차이다.
- 계측시공 제어시스템(observational construction control system) : 계측시공 제어시스템은 시공 중 계측에 의해 얻어진 정보를 다음단계의 설계와 시공에 이용하기 위해 신속하고 체계적으로 분석되고 조합되는 제어시스템이다 그것은 시공속도 향상과 인력감축 노력을 개선하기 위해 최근 정보화 기술이 도입된 계측방법으로부터 개발된 시공기법으로 정의된다 이러한 제어시스템은 지반설계에서 채택되는 본래의 설계절차이다.
- 관례적인 평가방법(prescriptive measure method) : 가능한한 정확하게 구조물의 한계상태를 모사하는 계산법을 채택하는 설계와 비교할 때 관례적인 평가방법(또는 해를 만족시키고자 하는 방법)은 한계상태의 이해와 직접적으로 연관되지 않는 계산이나 기타 수단(예를 들어 명확한 시방서)에 의해 구조물의 성능을 검증한다. 본 평가방법은 계산이 수반되지 않는 특정부재의 사용을 포함한다 이러한 검증방법의 효과는 경험에 의해 증명된다고 판단된다.
- 부분계수 설계형식(partial factor design format) : 부분계수 설계형식은 충분한 안전여유를 확보하기 위하여 검증식 내의 다양한 불확실성 자료가 일부 부분계수에 적용되는 형식이다; 일반적으로 다음 두 가지 방법으로 분류된다.
- 재료계수방법(Material Factor Approach, MFA) : MFA는 부분계수가 직접적으로 기본변수의 특성치(characteristic value)에 적용되는 부분계수의 한 형식이다
- 저항계수방법(Resistance Factor Approach, RFA) : RFA는 부분계수가 저항에 적용되는 부분계수의 한 형식이다
- 지반조사보고서(geotechnical investigation report) : 지반조사보고서는 지반구조물의 설계를 위해 토질조사의 결과가 기술된 문서이다

- 지반파라미터(geotechnical parameters) : 지반파라미터는 지반재료의 역학적·물리적 특성(즉, 강성과 강도파라미터, 투수계수, 단위중량 등)을 묘사하는데 이용되는 파라미터와 구조부재의 기하학적 치수(즉, 층 두께, 경사 등)이다.
- 측정치(measured values) : 측정치는 다양한 종류의 원위치시험(즉, 지하수위, SPT N치 등)과 실내시험(즉, 삼축시험결과 등)으로부터 직접적으로 얻어진 값이다.
- 추론치(derived values) : 추론치는 이론 또는 경험적·통계적 상관관계에 기초하여 측정치로부터 산정된 재반재료의 특성을 나타내는 값이다. 일례로써 SPT N치로부터 산정된 모래의 상대밀도 및 삼축시험 결과에 의한 Mohr의 원으로부터 얻어진 마찰각과 점착력이 해당된다.
- 특성치(characteristic values) : 특성치는 설계상 구조물기초-지반시스템에 근거한 문제에서 한계상태의 유발을 예측하기 위해 가장 타당한 값으로써 평가되는 대표치이다. 원칙적으로 특성치는 추론치의 평균이 신중히 평가된 값이다. 여기서 평균치는 직접적인 산술평균을 의미하는 것이 아니라 평균치를 얻고자 할 때 통계학적 평가오류가 고려되어야 한다는 것이다. 또한, 평균치의 이러한 신중한 평가는 지질학적·지반공학적인 이론, 유사현장의 경험뿐 아니라 가능하다면 일부 다른 결과에 근거한 값의 일관성 및 교차검증을 고려한다.
- 설계치(design values) : 설계치는 MFA 부분계수 형식의 경우, 특성치에 부분계수를 곱함으로써 얻어진 값이다.
- 일차적 처리(primary treatment) : 일차적 처리는 추론치를 얻을 때 아웃라이어 제거 및 체계적 바이어스 제거를 위해 측정치에 적용되는 처리이다.

제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도

제 1 절 목표달성도

구분	세부연구개발 목표	평가의 착안점 및 기준	달성도
1 차 년 도 2006 ~ 2007	신뢰성 설계 표준서 구축방안 수립	<ul style="list-style-type: none"> ○ 국내·외 신뢰성 설계 기준 조사 분석 <ul style="list-style-type: none"> - 타 분야(구조, 지진 등)의 국내 설계기준/표준서 검토 - 각종 사회기반시설물(교량, 댐, 항만 등)과 관련된 유로코드, PIANC, 북미의 LRFD, 일본의 성능설계법, ISO2394 등 분석 ○ 항만구조물 신뢰성 설계기법 조사 분석 <ul style="list-style-type: none"> - 항만구조물 형식별(방파제, 호안, 안벽 등) 신뢰성 설계기법 조사 분석 - 유럽의 유로코드, 북미의 LRFD, 일본의 성능설계법, ISO2394 등의 항만구조물 관련 신뢰성 설계 기법의 조사 분석 - 레벨 1, 2, 3 신뢰성 해석 절차 분석 및 국내 적용성 평가 ○ 항만구조물 신뢰성 설계 표준서 구축방안 수립 <ul style="list-style-type: none"> - 현행 설계법에 따른 항만구조물 설계기준/표준서 검토 - 신뢰성 설계 표준서의 핵심내용 도출 및 로드맵 완성 ○ 주요 설계변수의 확률적 특성 조사, 분석, 평가(I) <ul style="list-style-type: none"> - 장기 검조소 자료의 수집 분석을 통한 지역별 조위 확률분포 및 매개변수 추정 - 추정된 분포에 근거한 재현기간별 설계조위 및 주요 조위의 추정 ○ 최신의 신뢰성 설계기법이 모두 조사되었는지 여부 ○ 홍보 및 교육 <ul style="list-style-type: none"> - 항만구조물 신뢰성 설계법 교육 워크샵 개최 	100%

<p>2 차 년 도</p> <p>2007 ~ 2008</p>	<p>항만구조물 신뢰성 설계 표준서(안) 개발</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 항만구조물의 신뢰성 설계법 개발 및 확립(I) <ul style="list-style-type: none"> - 경사식 방파제 및 호안의 피복블록 누적피해 산정기법 확립 (수리실험을 실시하여 제안된 누적피해 산정 모델 비교 검토) - 경사식 방파제 및 호안의 피복재 신뢰성 설계기법 확립 - 경사식 방파제 및 호안의 평균월파랑 및 월파확률의 기댓값 산정 기법 확립(실험 및 수치계산 병행) ○ 주요 설계변수의 확률적 특성 조사, 분석, 평가(II) <ul style="list-style-type: none"> - 한국해양연구원의 파랑 후측 자료 분석을 통한 심해파고, 주기, 파향 등의 통계특성 분석 ○ 분야별 적정 신뢰성 설계기법 선정 <ul style="list-style-type: none"> - 구조지반해안 분야의 신뢰성 설계기법이 모두 선정되었는지 여부 검토 - 표준서(안) 내용의 충실도 검토 ○ 홍보 및 교육 <ul style="list-style-type: none"> - 항만구조물 신뢰성 설계법 교육 워크샵 개최 	<p>100%</p>
<p>3 차 년 도</p> <p>2008 ~ 2009</p>	<p>설계변수의 확률적 특성 분석 및 항만구조물별 목표 파괴확률 결정</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 항만구조물의 신뢰성 설계법 개발 및 확립(II) <ul style="list-style-type: none"> - 경사식 방파제 및 호안의 피복블록 누적피해 산정 기법 확립(2차년도 계속) - 경사식 방파제 및 호안의 평균월파랑 및 월파확률의 기댓값 산정기법 확립(2차년도 계속) - 직립 방파제 케이슨의 신뢰성 설계기법 확립 ○ 주요 설계변수의 확률적 특성 조사, 분석, 평가(III) <ul style="list-style-type: none"> - 천해 파랑변형 계산 모델의 불확실성 조사 분석 (REF/DIF S, STWAVE 모델 등을 현장관측자료와 비교하여 파고, 주기, 파향 계산에 대한 불확실성 검토) - 케이슨 속채움재의 중량에 대한 확률/통계특성 조사 ○ 분야별 목표 파괴확률 결정(I) <ul style="list-style-type: none"> - 국내외 설계기준 및 문헌에 제시된 목표파괴확률 수집 분석 - 현행 설계법으로 설계된 기존 항만구조물에 대한 신뢰성 해석 및 파괴확률 계산 ○ 분야별 피해 및 설계사례에 대한 신뢰성 평가 <ul style="list-style-type: none"> - 항만구조물 형식별 주요피해 사례포함여부 ○ 분야별 목표 파괴확률 결정 <ul style="list-style-type: none"> - 목표파괴확률 결정 과정의 합리성 및 객관성 ○ 주요 설계변수의 확률적 특성 조사, 분석, 평가 (파랑, 지진) <ul style="list-style-type: none"> - 확률변수 추정의 신뢰성 및 각 설계변수의 적합도 판정결과 	<p>100%</p>

<p>4 차 년 도 2009 ~ 2010</p>	<p>항만구조물별 목표 파괴확률 결정</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 분야별 목표 파괴확률 결정(II) <ul style="list-style-type: none"> - 현행 설계법으로 설계된 기존 항만구조물에 대한 신뢰성 해석 및 파괴확률 계산(3차년도 계속) - 항만구조물의 중요도 및 설계수명 결정 - 경제성(LCC/VE)분석을 통한 최적파괴확률 결정 - 구조형식별 목표파괴확률 결정 ○ 시공 및 유지관리 시 신뢰성 설계를 위한 자료 축적 시행(안) 수립 <ul style="list-style-type: none"> - 설계확률변수 자료갱신을 위한 현장계측요소 도출 - 구조형식별 시공 및 유지관리시 계측 방법 표준화 - 계측자료의 데이터베이스화 방안 수립 - 자료 축적 시행(안)이 실질적 통계자료를 제공할 수 있을지의 여부 ○ 주요 설계변수의 확률적 특성 조사, 분석, 평가 (구조, 지반) <ul style="list-style-type: none"> - 확률변수 추정의 신뢰성 및 각 설계변수의 적합도 판정결과 ○ 홍보 및 교육 <ul style="list-style-type: none"> - 항만구조물 신뢰성 설계법 교육 워크샵 개최 	<p>100%</p>
<p>5 차 년 도 2010 ~ 2011</p>	<p>신뢰성 설계 표준서 개발</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 항만구조물 신뢰성 설계 표준서 개발 <ul style="list-style-type: none"> - 표준서(안)에 목표파괴확률, 설계변수 확률특성 추가 - 신뢰성설계 최신기술 보완 - 항만설계 각계각층의 의견수렴 후 신뢰성 설계표준서 개발 - 경사식/직립식 및 중력식/잔교식 항만구조물 ○ 항만 신뢰성설계 매뉴얼 및 예제집 작성 <ul style="list-style-type: none"> - 경사식/직립식 방파제 신뢰성 설계 매뉴얼 - 경사식/직립식 방파제 신뢰성 설계 예제집 - 중력식/잔교식 안벽 신뢰성 설계 매뉴얼 - 중력식/잔교식 안벽 신뢰성 설계 예제집 ○ “항만 및 어항 설계기준” 개정안 마련 ○ 항만구조물 신뢰성 설계기법의 완성도 <ul style="list-style-type: none"> - 신뢰성 설계이론에 충실한지의 여부 ○ 홍보 및 교육 <ul style="list-style-type: none"> - 항만구조물 신뢰성 설계법 교육 워크샵 개최 	<p>100%</p>

제 2 절 관련분야에의 기여도

1. 학문적 기여도

본 연구에서 개발한 방파제 및 안벽의 신뢰성설계법은 항만구조물의 성능설계를 위한 기반기술로서 의미가 있다. 현재까지 국내 설계기준은 모두 안전율에 기초한 허용응력 설계법으로 볼 수 있다. 그러나, 해외에서는 이미 항만구조물을 중심으로 설계변수의 불확실성을 고려한 한계상태 설계법으로 진화해가고 있다. 이러한 시점에서 본 연구의 결과는 국내 토목구조물의 설계기준이 추구해야 할 방향을 제시한 것이다. 본 과제에서 개발한 항만구조물의 신뢰성설계 기준은 좁게는 수역시설, 항만 구조물, 및 해상토목구조물의 설계로부터 넓게는 육상 토목구조물의 설계에까지 그 파급효과가 크다고 하겠다. 특히 파고 및 지진계수와 같은 설계변수의 확률분포화 방법과 목표신뢰도지수의 결정 방법 등은 토목구조물의 신뢰성기반 한계상태설계법의 발전에 기여할 것이다.

2. 산업·경제적 기여도

본 과제에서 개발한 “항만구조물 신뢰성설계법”과 이를 실무에 적용할 수 있도록 개발한 “항만구조물 신뢰성설계 표준서”는 향후 예상되는 항만구조물 설계기준의 개정시에 중요한 지침서로 활용할 수 있을 것으로 기대한다. 항만구조물의 설계는 육상구조물에 비해서 많은 불확실성을 가지고 있다. 특히 파고의 불확실성은 매년 태풍에 의해 발생하는 항만구조물의 크고 작은 피해에서도 그 영향력을 실감할 수 있다. 따라서, 결정론적 설계법에 의한 항만구조물의 설계는 이러한 자연재해에 의한 경제적 손실을 최소화 할 수 없다. 파고와 같은 설계변수의 확률분포는 지역에 따라 다르기 때문에 이를 사실상 고려하지 못하는 기존의 설계방법은 지역과 위치에 따라 서로 다른 파괴위험을 가지는 항만구조물을 건설하게 되는 결과를 초래한다. 그러나, 파고 뿐만이 아니라 기타 설계변수의 불확실성까지도 고려할 수 있는 신뢰성설계법을 이용하여 항만구조물을 설계한다면 그 설치 지역과는 관계없이 모두 유사한 정도의 파괴위험을 가지게 되므로 국가적 차원에서 항만인프라의 계획적이고도 체계적인 관리가 가능해진다. 항만 인프라 구조물의 효율적이고 안전한 설계, 건설 및 관리는 궁극적으로 경제 산업 발전의 튼튼한 기초가 되는 것은 자명한 사실이다.

제 5 장 연구개발 결과의 활용계획

제 1 절 재해대비 항만보강

본 과제에서 개발한 항만구조물 신뢰성설계 표준서에 입각하여 재해의 우려가 높은 항만구조물을 대상으로 개정된 설계파를 이용하여 파괴확률을 평가하면 그 위험도를 사전에 정확하게 파악할 수 있다. 이러한 방법으로 주요항만 및 어항 등을 대상으로 재해의 가능성을 사전에 파악할 수 있고 이에 따른 취약부위를 보강한다면 자연재해로부터 항만시설을 사전에 보호할 수 있다.

제 2 절 노후항만 성능평가

노후된 항만을 리모델링하여 기능성을 높이고 항만의 부가가치를 새롭게 창출하려는 노력이 시도되고 있다. 그러나 무분별하게 항만을 재개발한다면 자원의 효율적 이용이 어렵게 된다. 따라서, 노후항만에 대하여 신뢰성해석기법으로 그 자연재해 위험도를 평가하여 그 위험이 매우 높은 항만을 우선 순위로 재개발할 수 있다


제 3 절 항만구조물 신뢰성 설계기준 제정 및 설계프로그램 보급

현재 사용되고 있는 국내의 “항만 및 어항 설계기준”을 향후 신뢰성기반 설계기준으로 개정할 경우 본 과제에서 개발한 항만구조물 신뢰성설계 표준서는 그 기본 지침서로 활용할 수 있다. 선진국을 중심으로 이미 항만구조물 설계에 신뢰성설계 개념을 도입하고 있기 때문에 우리나라도 지체 없이 항만구조물 설계에 신뢰성설계법을 도입해야 한다. 이는 포화되고 있는 국내 항만 설계 시장 상황에서 해외진출을 꾀하는 업계에도 항만구조물의 신뢰성설계법이 반드시 필요한 핵심적 기반기술이기 때문이다 당 과제에서 개발한 항만구조물 신뢰성 설계프로그램(HSRBD)를 계속 업그레이드하여 사용하기 쉽게 완성한 후, 대학과 설계 및 시공사에 보급하여 신뢰성에 대한 부담감을 해소하는 방향으로 추진할 예정이다.

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보

제 1 절 방파제

■ Coastal Engineering Manual (USA, 2002, 2006)

CECW-EW	DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000	EM 1110-2-1100
Manual No. 1110-2-1100		30 April 2002
Engineering and Design COASTAL ENGINEERING MANUAL		
<p>1. Purpose. The purpose of the <i>Coastal Engineering Manual (CEM)</i> is to provide a comprehensive technical coastal engineering document. It includes the basic principles of coastal processes, methods for computing coastal planning and design parameters, and guidance on how to formulate coastal flood studies, shore protection, and navigation projects.</p> <p>2. Applicability. This manual applies to all HQUSACE elements and all USACE commands having Civil Works and military design responsibilities.</p> <p>3. Discussion. The CEM is divided into two major subdivisions: science-based and engineering-based. The science subdivision is further divided into three parts. The first part, "Coastal Hydrodynamics," leads the reader from the fundamental principles of wave theory and ocean wave generation through the process of wave transformation as the wave form approaches and reacts with the shore including water-level variations and currents. The second part, "Coastal Sediment Processes," addresses longshore and cross-shore transport as well as shelf, and wind transport processes. The third part, "Coastal Geology," covers geomorphology, coastal classification, and morphodynamic processes on sandy shores.</p> <p>The engineering-based subdivision is oriented toward a project-type approach, rather than the individual structure design and is divided into two parts. The first one, "Coastal Planning and Design," provides information on the design process and selection of appropriate type of solution to various coastal problems. The second part, "Design of Coastal Project Elements," provides engineering guidance on materials, fundamentals of design, and reliability.</p> <p>4. Distribution Statement. Approved for public release, distribution unlimited.</p>		
FOR THE COMMANDER:		
1 Appendix Appendix A - Glossary	 ROBERT CREAR Colonel, Corps of Engineers Chief of Staff	
<hr/> <p>This manual supersedes <i>Shore Protection Manual</i>, 1984; EC 1110-2-289, 30 September 1996; EC 1110-2-292, 31 March 1998; EM 1110-2-1004, 30 November 1993; EM 1110-2-1412, 15 April 1986; EM 1110-2-1414, 7 July 1989; EM 1110-2-1502, 20 August 1992; EM 1110-2-1616, 31 January 1991; EM 1110-2-1617, 20 August 1992; EM 1110-2-1618, 28 April 1995; EM 1110-2-2904, 8 August 1986; EM 1110-2-3301, 31 May 1995.</p>		

■ OCADIJ (Japan, 2009)

*Ports and Harbours Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT)
National Institute for Land and Infrastructure Management, MLIT
Port and Airport Research Institute*

**TECHNICAL STANDARDS AND
COMMENTARIES FOR
PORT AND HARBOUR FACILITIES
IN JAPAN**

**THE OVERSEAS COASTAL AREA
DEVELOPMENT INSTITUTE OF JAPAN**

2009

PROBABILISTIC
DESIGN TOOLS
FOR VERTICAL
BREAKWATERS

Hocine Oumeraci
Andreas Kortenhaus
William Allsop
Maarten de Groot
Roger Crouch
Han Vrijling
Hessel Voortman

FEBRUARY 2001

수행기관
기타
주최

R.O.M. 1.1

**BREAKWATERS UNDER THE
ACTION OF SEA
OSCILLATIONS**

PUERTOS DEL ESTADO

Miguel A. Losada University of Granada

July 19, 2006

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 37

NO. 1

MAR. 1998

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

■ PIANC report (EU, 2001)

PIANC PTCII WG 28
on
Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete Walls

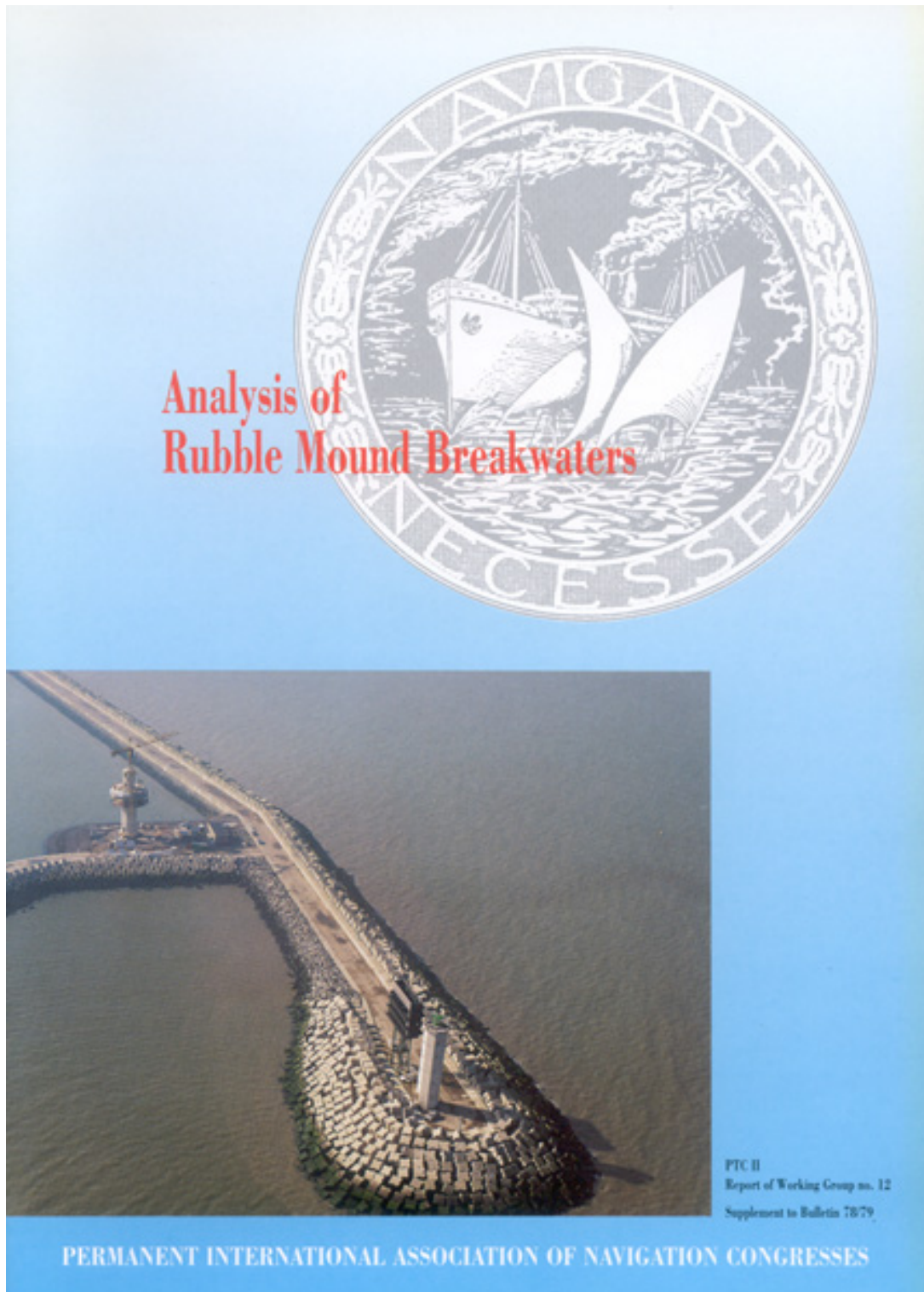
Identification and Evaluation of Design Tools

Report of Sub-Group A

H. F. Burcharth

2001

■ PIANC report (EU, 1992)



제 2 절 안벽

본 연구의 수행과정에서 다수의 해외 논문 보고서, 설계기준 등을 수집하였다. 이들은 주로 참고문헌에 기재하였으며 이 중에서 가치가 높은 대표적인 정보를 모아 아래의 표에 기록하였다.

제목	주요내용
Coastal Engineering Manual(2006)	미국 공병단 해안수리연구소의 설계매뉴얼로서 항만구조물 신뢰성설계법이 일부 포함되어 있음.
Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management (No. 4)	일본의 국토교통성 산하 국립연구소 발행 보고서로서 케이슨식 방파제의 신뢰성설계법 연구결과를 소개함
Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management (No. 377)	일본의 국토교통성 산하 국립연구소 발행 보고서로서 잔교식안벽의 신뢰성설계법 연구결과를 소개함
Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management (No. 373)	일본의 국토교통성 산하 국립연구소 발행 보고서로서 중력식안벽의 지진에 의한 신뢰성설계법 연구결과를 소개함
ROM0.0(General procedure and requirements in the design of harbor and maritime structure)	스페인의 항만구조물 설계지침서
Actions from waves and currents on coastal structures	항만구조물 설계시 파고 및 조류의 작용에 관한 ISO 기준초안

제 7 장 참고문헌

- 건설교통부 (1997). 내진설계기준 II.
- 국토해양부 (2008). 2008년 하반기 건설공사 실적공사비 적용 공종 및 단가
- 김동현, 윤길림, 박우선 (2003). 지진토압의 위상차를 고려한 케이슨안벽의 신뢰성 해석
한국해양해양공학회지, Vol. 15, No. 4, pp. 242-248.
- 김동현(2005), 소파케이슨 방파제의 기대활동량 산정, 한국해양해양공학회지, Vol. 17,
No. 4, pp. 213-220.
- 김동현, 조홍연, 김두기, 조병일 (2007). 잔교식 안벽구조물의 확률론적 지진위험도 평가
한국해양공학회지, Vol. 19, No. 3, pp. 237-243.
- 김동현, 윤길림 (2009). 부분안전계수를 이용한 케이슨식안벽의 신뢰성설계법 한국해양해
양공학회논문집, Vol. 21, No. 3, pp. 224-229.
- 김동현, 윤길림 (2009), 케이슨식 안벽의 신뢰성해석을 위한 중요도추출법의 적용 한국해
양공학회논문집, Vol. 21, No. 5, pp. 405-409.
- 김승우, 서경덕 (2008), 파고와 파형경사의 상관성을 고려한 피복석의 신뢰성 해석 및 부
분안전계수 산정, Vol 20, No. 3, 한국해양·해양공학회논문집, pp. 300-309.
- 김승우, 서경덕 (2009), 국내 케이슨 방파제의 활동에 대한 신뢰성 해석 및 부분안전계수
산정, Vol. 21, No. 4, 한국해양·해양공학회논문집, pp. 278-289.
- 김승우, 서경덕 (2009), 국내에서 시공된 Tetrapod 피복재에 대한 Hudson 공식의 부분안
전계수 산정, Vol. 21, No. 5, 한국해양·해양공학회논문집, pp. 345-356.
- 김승우, 서경덕 (2010), 경사식 방파제의 비용 최적화에 기초한 부분안전계수 및 목표파
피확률 산정, Vol. 22, No. 3, 한국해양·해양공학회논문집, pp. 191-201.
- 김승우, 서경덕, 이철웅, 박동현 (2009). 국내 항만의 방파제 피복블록의 신뢰성 해석
Vol. 21, No. 5, 한국해양·해양공학회논문집, pp. 15-29.
- 김승우, 서경덕, 오영민 (2005). 동해항 방파제를 대상으로 한 신뢰성 설계법의 비교 연
구. 1. 피복 블록의 안정성, Vol. 17, No. 3, 한국해양해양공학회지, pp. 188-201.
- 김태민, 황규남, 타카야마 토모츠카 (2005). 이중절단정규분포의 적용을 통한 케이슨 방파
제 기대활동량 평가의 향상, 한국해양해양공학회지, 17(4), 221-231.
- 김홍연, 윤길림, 윤여원 (2008). 안벽 설계변수의 신뢰성 해석과 생애주기비용 분석 한국
지반공학회 가을학술발표회 논문집 pp.508~518.
- 김홍연, 윤길림, 윤여원, 이규환(2010), LCC 해석과 안벽의 목표안전수준 제4회 항만구조
물 신뢰성 설계법 기술교육 Workshop, pp.193~210.

- 도화종합기술공사 (1986). 옥계항만 개발 기본설계 보고서.
- 동해지방해운항만청 (1991). 동해항 개발 실시설계 용역 보고서.
- 서경덕, 권혁동, 이동영 (2008). 한국 연안 심해파의 통계적 특성 한국해안·해양공학회 논문집, 20(4), 342-354.
- 서경덕, 권혁민, 윤현덕 (2003). 파향의 변동성을 고려한 방파제 피복 블록의 기대피해 계산. 한국해안해양공학회지, Vol. 15, No. 1, pp. 21-32.
- 세광종합기술단, 헤인이앤씨, 2007. 해일피해예측 정밀격자 수치모델 구축 및 설계해면 추산연구, 항만시설물의 안정성 평가 및 보수보강 방안 수립
- 수산청, 1988. 해역별(동해, 남해) 심해파 추정 보고서.
- 안종필, 박주원, 유덕찬(2006), “안벽시설물의 피지신뢰성 기반 LCC 및 통합 가치분석 모델”, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp.601~605.
- 울산지방해운항만청, 1989. 울산항 방파제 실시설계 용역 보고서.
- 윤길림, 김동현, 김홍연(2008), 안벽구조물의 신뢰성해석 한국해안해양공학회논문집, Vol. 20, No. 5, pp. 498-509.
- 윤길림, 강오람, 김동현(2008) VE/LCC기법의 항만구조물 설계적용 사례분석연구 한국해안해양공학회논문집, Vol. 20, No. 4, pp. 390-400.
- 윤길림, 김동현, 김홍연(2008), “안벽구조물의 신뢰성 해석”, 한국해안·해양공학회 논문집, 제20권, 제5호, pp.498~509.
- 윤길림, 윤여원, 김홍연 (2009), “중력식 항만시설물의 원호활동 파괴에 대한 부분안전계수 연구”, 한국해안·해양공학회 학술발표논문집, 제18권, pp.1~4.
- 윤길림, 윤여원, 김홍연(2009), “항만구조물 사면안정 설계기준 비교연구”, 한국해안·해양공학회 논문집, 제21권, 제4호, pp.316~325.
- 윤길림, 윤여원, 김홍연, 김백운(2010), “항만구조물의 지반지지력 산정을 위한 부분안전계수 결정”, 한국해안·해양공학회 논문집, 제22권, 제3호, pp.156~162.
- 윤길림, 김병탁(2006), Regression Analysis of Compression Index for Kwangyang Marine Clay, 대한토목학회 논문집
- 이철웅(1999), “경사제 피복재의 안정성에 대한 신뢰성 해석” 한국해안해양공학회지, 11권, 3호, pp. 165-172.
- 이철웅, 2000a. 경사제 피복재의 신뢰성 해석을 위한 직접 계산법의 개발 대한토목학회 논문집, 20(3-B), 387-397.
- 이철웅, 2000b. 직접계산법에 의한 경사제 피복재의 신뢰성 해석 대한토목학회논문집, 20(3-B), 399-409.

- 이철웅, 2001. 안전계수에 따른 경사제 피복재의 파괴확률, 한국해안·해양공학회지, 13(1), 9-17.
- 이철웅(2002), "혼성제 직립 케이슨의 활동에 대한 파괴확률" 한국해안해양공학회지, 14권, 2호, pp. 95-107.
- 이철웅, 2002b. 기대충건설비 최소화기법에 의한 혼성제 직립 케이슨의 최적설계 대한토목학회논문집, 22(6-B), 819-831.
- 이철웅, 2003a. 경사식 해안 구조물에 대한 처오름의 신뢰성 해석 대한토목학회논문집, 23(6-B), 567-574.
- 이철웅, 2003b. 콘크리트 피복재의 단면파괴에 대한 신뢰성 해석 한국해안·해양공학회논문집, 15(2), 89-96.
- 이철웅, 2003c. 월파에 대한 경사식 해안구조물의 신뢰성 해석 한국해안·해양공학회논문집, 15(4), 214-223.
- 이철웅, 2004. 구조적 안정성을 고려한 콘크리트 피복재의 신뢰성 설계 한국해안·해양공학회논문집, 16(3), 142-151.
- 이철웅, 2005. 처오름의 신뢰성 해석에 대한 파고주기결합분포의 영향 한국해안·해양공학회논문집, 17(3), 178-187.
- 이철웅, 2007a. 피복재의 부분안전계수 산정 한국해안·해양공학회논문집, 19(4), 336-344.
- 이철웅, 2007b. 신뢰성 설계법의 개요, 제1회 항만구조물 신뢰성 설계법 기술교육 Workshop 자료집, 3-24.
- 이철웅, 2007c. 항만구조물 부분안전계수의 산정 및 적용 제1회 항만구조물 신뢰성 설계법 기술교육 Workshop 자료집, 101-120.
- 이철웅, 2008a. 처오름에 대한 신뢰성 해석 및 부분안전계수 산정 한국해안·해양공학회논문집, 20(4), 355-362.
- 이철웅, 2008b. 해수면 상승에 따른 경사식 해안 구조물의 신뢰성 해석 한국해안·해양공학회논문집, 20(1), 42-48.
- 이철웅, 2008c. 경사제의 다중 파괴모드에 대한 신뢰성 해석 한국해안·해양공학회논문집, 20(2), 111-122.
- 이철웅, 2008d. 피복재의 신뢰성 해석과 부분안전계수 산정 제2회 항만구조물 신뢰성 설계법 기술교육 Workshop 자료집, 147-183.
- 이철웅, 2010. 안전율을 이용한 직립 방파제의 활동에 대한 목표파괴수준 산정 한국해안·해양공학회논문집, 22(2), 112-119.
- 이철웅, 박동헌, 권혁재, 이선용, 2009. 혼성제 직립 케이슨의 활동에 대한 부분안전계수

- 산정, 한국해양·해양공학회논문집, 21(4), 267-277.
- 정신태, 2007. 한국 연안 조위자료의 확률밀도 함수추정 제1회 항만 구조물 신뢰성 설계 법 기술교육 워크샵, 항만구조물 신뢰성 설계 연구단 도서출판 CIR, 55-73.
- 정신태, 윤길립, 2008. 설계변수의 불확실성과 확률밀도함수 추산 제2회 항만 구조물 신뢰성 설계법 기술교육 워크샵, 항만구조물 신뢰성 설계 연구단 도서출판 씨아이알, 107-124.
- 조효남, 임종권, 최영민, 박경훈 (2008) 기반시설물의 생애주기비용분석 구미서관.
- 한국해양수산개발원(2003), 항만개발사업의 경제적 타당성 평가의 개선방안 연구
- 한국해양연구원 2005. 전해역 심해설계과 추정 보고서 II, BSPE95100-1735-2.
- 해양수산부(2001), 전국 주요 항만 안벽구조물 간이평가 보고서
- 해양수산부(2004), 차세대 항만 설계기술 개발(IV), pp. 195~216.
- 해양수산부(2005), 항만 및 어항 설계기준.
- 해양수산부, 2009. 항만시설물 안정성 평가 및 보수보강 방안 수립3차년도 보고서, 세광종합기술단 및 해인ENC.
- 해양수산부, 2010. 항만시설물 안정성 평가 및 보수보강 방안 수립4차년도 보고서, 세광종합기술단 및 해인ENC.
- 해운항만청, 1988. 전국 항만 설계과 추산 보고서.
- 해운항만청, 1992. 항만구조물도집, 제 1, 2권.
- 홍수영, 서경덕, 권혁민(2004), “파향의 변동성을 고려한 직립방파제 콘크리트 케이슨의 기대활동량 산정,” 한국해양해양공학회지, 16권, 1호, pp. 27-38.
- Alfageme, S.A., Headland, J.R., and Kotulak, P., 2000. Dike design optimization and reliability analysis, Proc. of Coast. Struc. '99, ASCE, 295-299.
- A.H.S. Ang & W.H. Tang (1975), Probability concepts in engineering planning and design, vol. I, basic principles, John Wiley & Sons, Inc.
- A.H.S. Ang & W.H. Tang (1975), Probability concepts in engineering planning and design, vol. II, basic principles, John Wiley & Sons, Inc.
- Bruining, H.F., 1994. Wave forces on vertical breakwaters: Reliability of design formula, Delft Hydraulics Rep. H 1903, MAST II.
- Burcharth, H. F., 1991. Introduction of partial coefficient in the design of rubble mound breakwaters. Proc. Coastal Structures Breakwaters, Institution of Civil Engineers, London, 543-565.
- Burcharth, H.F., 1992a. Reliability evaluation of a structure at sea, Workshop Proc.

- 23th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, 470-717.
- Burcharth, H. F., 1992b. Uncertainty related to environmental data and estimated extreme events, Final Report of PIANC Working Group 12, Group B.
- Burcharth, H. F. and Liu, Z., 1992. Design of Dolos armor units, Proceedings of 23rd International Coastal Engineering Conference, 1053-1066.
- Burcharth, H. F., and Soresnson, D., 1998. Design of vertical wall caisson breakwaters using partial safety factor, Proc. 26th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 2138-2151.
- Burcharth, H.F., and Sorensen, D., 1998. Design of vertical wall caisson breakwaters using partial safety factor, Proc. 26th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, 2138-2151.
- Burcharth, H.F., Sorensen, D., and Christiani, E., 1994. On the evaluation of failure probability of monolithic vertical wall breakwaters, Wave Barriers in deepwaters, 458-469.
- Burcharth, H.F., Sorensen, J.D., 2005. Optimum safety levels for breakwaters, Proc. Coastline, Structures and Breakwaters, London, UK, 1-13.
- Carver, R., 1983. Stability of stone- and dolos-armored rubble mound breakwater trunks subjected to breaking waves with no overtopping, technical report CERC-83-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- CEM(Coastal Engineering Manual), 2006. Coastal Engineering Research Center, US Army Corps Engineers, Washington D.C., USA.
- Christensen, P.T., and Baker, M.J., 1982. Structural reliability theory and its applications, Springer-Verlag, New York.
- Christiani, E., Burcharth, H.F., and Sorensen, D., 1996. Reliability based optimal design of vertical breakwaters modelled as a series system of failure, Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, 1598-1602.
- Duncan, J. M. (2000), "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, pp.307 ~316.
- European Committee for Standardisation, 1991. Eurocode 1 for Actions on Structures, European Committee for Standardisation.
- European Committee for Standardisation, 1992. Eurocode 2 for Design of Concrete Structures, European Committee for Standardisation.

- EurOtop Manual, 2007. Wave overtopping of sea defences and related structures: Assessment Manual, www.overtopping-manual.com
- Goda, Y., 1974. A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater, Proc. 14th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, Copenhagen, 1702-1720.
- Goda, Y., 1985. Random seas and design of maritime structures, Univ. of Tokyo Press, Tokyo.
- Goda, Y., 1988. On the methodology of selecting design wave height, Proc. 21st Int. Conf. Coast. Eng., ASCE, 899-913.
- Goda, Y., 2000. Random seas and design of maritime structures, Univ. of Tokyo Press, Tokyo.
- Goda, Y., 2001. Performance-based design of caisson breakwaters with new approach to extreme wave statistics. Coastal Eng. J., 43, 289-316.
- Goda, Y., 2003. Revisiting Wilson's formulas for simplified wind-wave prediction. J. Waterw., Port, Coast. and Ocean Eng. 129(2), 93-95.
- Goda, Y., 2010. Random seas and design of maritime structures, 3rd edition.
- Goda, Y. and Suzuki, Y., 1975. Computation of refraction and diffraction of sea waves with Mitsuyasu's directional spectrum, Tech. Note of Port and Harbour Res. Inst., 230, 45 (in Japanese).
- Goda, Y. and Takagi, H., 2000. A reliability design method of caisson breakwaters with optimal wave heights, Coastal Eng. J., 42, 357-387.
- Hanzawa, M., Sato, H., Takahashi, S., Shimosako, K., Takayama, T. and Tanimoto, K., 1996. New stability formula for wave-dissipating concrete blocks covering horizontally composite breakwaters. Proc. 25th Coastal Engineering Conference, ASCE, Orlando, 1665-1678.
- Hasofer, A.M., and Lind, N., 1974. An exact and invariant first order reliability format, J. of Engrg. Mech. Div., ASCE, 111-121.
- Harr, M. E. (1984), "Reliability-Based Design in Civil Engineering", the 1984 Henry M. Shaw Lecture, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, 68.
- Hong, S. Y., Suh, K-D, Kweon, H. M., 2004. Calculation of expected sliding distance of breakwater caisson considering variability in wave direction.

- Coastal Eng. J., 46, 119-140.
- Hoshitani, M. and Ishii, K., 1986. Reliability design method of structures, Kajima Pub. Co.
- Hudson, R. Y., 1959. Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters, Journal of Waterways and Harbors Division, ASCE 85(WW3), 93-121.
- Hussaarts, M., Vrijling, J.K., Van Gelder, P., de Loeff, H., and Blonk, C., 2000. The probabilistic optimization of revetment on the dikes along Frisian coast, Proc. of Coast. Struc. '99, ASCE, 325-329.
- Ikesue, S., 1999. Study on reliability design method of composite breakwaters using the expected sliding distance, Master Thesis, Kyoto University (in Japanese)
- JPHA, 2007. Japan Port and Harbor Association, Technical Standards and Commentaries of Port and Harbor Facilities in Japan (in Japanese).
- Kapur, K.C. and Lamberson, L.R., 1977. Reliability in engineering design, John Wiley & Sons.
- Kawai, H., Takayama, T., Suzuki, Y., and Hiraishi, T., 1997. Failure probability of breakwater caisson for tidal level variation, Rep. of the Port and Hab. Res. Inst. 36(4), 4-41 (in Japanese).
- Kim, S.-W. and Suh, K.-D., 2006. Application of reliability design methods to Donghae harbor breakwater, Coastal Engrg. J. 48(1), 31-57.
- Kim, S.-W. and Suh, K.-D., 2010. Reliability analysis of breakwater armor blocks: case study in Korea, Coastal Engrg. J., 52(4), 1-20.
- Kim, T. M. and T. Takayama, 2003. Computational improvement for expected sliding distance of a caisson-type breakwater by introduction of a doubly-truncated normal distribution. Coastal Eng. J., 47, 387-419.
- Kortenhaus, A., and Oumeraci, H., 1998. Classification of wave loading on monolithic coastal structures, Proc. 26th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, 867-880.
- Kortenhaus, A., and Oumeraci, H., 2000. Damping of horizontal and uplift forces on horizontally composite breakwaters, Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, 1724-1737.
- Kulhawy, F. H. (1992), "On the Evaluation of Soil Properties", ASCE Geotechnical Special Publication No. 31, pp.95~115.
- Lacasse, S. and Nadim, F. (1997), "Uncertainties in Characterizing Soil Properties",

- Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 201, Oslo 1997, pp.49~75.
- Lee, C.-E., and Kwon, H. J., 2009. Reliability analysis and evaluation of partial safety factors and for random wave overtopping, *KSCE Journal of Civil Engrg.* KSCE, 13(1), 7-14.
- Losada, M.A. and Benedicto, M.I., 2005. Target design levels for maritime structures, *Journal of Water., Port, Coas., and Oc. Eng., ASCE*, 131(4), 171-180.
- Maidment, D.R., 1992. Handbook of hydrology, Part 3: Chapter 18.
- Madsen, H.O., Krenk, S. and Lind, N.C., 1986. Methods of structural safety, Prentice-Hall.
- McKenna, J., and Allsop, W., 1998. Statistical distribution of horizontal wave forces on vertical breakwaters, *Proc. 26th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE*, 2082-2095.
- Melby, J. A. and Kobayashi, N., 1998. Progression and variability of damage on rubble mound breakwaters, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 124, 286-294.
- Meyerhof, G.(1970), "Safety Factors in Soil Mechanics", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 7, No. 4, pp. 349~355.
- Mitsuyasu, H., Tasai, F., Suhara, T., Mizuno, S., Ohkusu, M., Honda, T., Rikiishi, K., 1975. Observations of the directional spectrum of ocean waves using a cloverleaf buoy, *Journal of Physical Oceanography* 5, 750-760.
- MLIT(Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism), 2009. Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in japan, Vol. I, II.
- Muttray, M., Oumeraci, H., Shimosako, K., and Takahashi, S., 1998. Hydraulic performance of a high mound composite breakwater, *Proc. 26th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE*, 2207-2220.
- Nagao, T., Kadowaki, Y., and Terauchi, K., 1995. Evaluation of safety of breakwaters by the reliability based design method(1st report: Study on the safety against sliding), *Rep. of the Port and Hab. Res. Inst.* 34(5), 40-70 (in japanese).
- Nagao, T., Yoshinami, Y., Sanuki, T. and Kamon, M. (2001), "ケーソン式岸壁の外的安定に関する信頼性設計法の適用", *構造工学論文集*, Vol.47A.
- Nagao T.(2000), "Expected Life-Cost for Breakwaters in terms of Failure Probability", *Proceedings of the 4th Japan Conference on Structural Safety and Reliability*, pp. 441~448.
- Nagao, T., Kadowaki, Y., Tsuchida, T., and Terauchi, K., 1997. Evaluation of safety of

- breakwaters by the reliability based design method(2nd report: Study on the safety against foundation failure), Rep. of the Port and Hab. Res. Inst. 36(4), 26-56 (in japanese).
- Nagao, T., Kadowaki, Y. and Terauchi, K., 2005. Overall system stability of a breakwater based on reliability design method(First report) - Discussion on the stability against sliding, Proceeding of Struc. Eng., ASCE, 51A, 389-400.
- Nagao, T., Okubo, N., Kawasaki, S., and Hayashi, Y., 1998. Evaluation of safety of breakwaters by the reliability based design method(3rd report: Concluding the applicability of reliability based design method), Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 37(2), 132-176 (in japanese).
- Nagao T., Yoshinami Y., Sanuki T. and Kamon M.(2001), "Application of a reliability-based design method to the external safety of caisson breakwaters", Journal of Structural Engineering, Vol. 47A, pp. 293~304.
- Orr, T. L. L. and Farrell, E. R., 1999. Geotechnical design to Eurocode 7. Springer, 27-30.
- Oumeraci, H., 1994. Review and analysis of vertical breakwater failures-lessons learned, Coast. Engrg. 22, 3-29.
- Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, N.W.H., de Groot, M.B., Crouch, R.S., and Vrijling, J.K., 2000. Probabilistic design of caisson breakwaters and sea walls - Present statues and perspectives, Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, 1664-1677.
- Oumeraci H., Kortenhaus A., Allsop W., de Groot M., Crouch R., Vrijling H., Voortman H., 2001. Probabilistic design tools for vertical breakwaters, Sweta & Zeitlinger B.V., Lisse.
- Ozaki R., Nagao T. and Shibasaki R.(2005), "Level-1 Reliability-based Design Method for Port and Harbor Facilities under Ordinal Conditions for Minimization of Expected Total Cost", ICOSSAR 2005, pp. 1285~1292.
- Ozaki R. and Nagao T.(2007), "Application of Reliability-based Design Method to Circular Arc Slip Failure of Breakwaters", Application of Statistics and Probability in Civil Engineering, pp.1~9.
- Paikowsky, S. G.(2004), Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, DC.

- Park, S. K. and Miller, K. W., 1988. *Communications of the ACM*, 31, 1192-1201.
- PIANC, 1992. Analysis of rubble mound breakwaters, Rep. of Working Group No. 1 of PTC II, Belgium.
- Press, W. H., Teukolsky S. A., Vetterling, W. T., Flannery, B. P., 1992. *Numerical recipes in Fortran*, Second edition.
- Rackwitz, R., 2000. Optimization - the basis of code-making and reliability verification, *Struc. Safety*, 22, 27-60.
- Rackwitz, R., 2001. Reliability analysis-a review and some perspectives. *Structural safety*, 23, 365-395.
- Rackwitz, R. and Joanni, A., 2009. Risk acceptance and maintenance optimization of aging civil engineering infrastructures, *Struc. Safety*, 31, 251-259.
- Sekiguchi, H., and Kobayashi, M., 1994. Sliding of caissons on rubble mound by wave forces, *Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, ASCE, 144-155.
- Sexsmith, R.G., 1999. Probability-based safety analysis-value and drawbacks, *Struc. Safety*, 21, 303-310.
- Shimosako, K., and Takahashi, S., 1998. Reliability design method of composite breakwater using expected sliding distance, *Rep. of the Port and Hab. Res. Inst.* 37(1), 4-30 (in japanese).
- Shimosako, K. and Takahashi, S., 2000. Application of expected sliding distance method for composite breakwaters design, *Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf.*, ASCE, 1885-1898.
- Shibasaki R.(2004), "Seismic Design for Port Facilities Considering Economic Loss Cost in Freight Transportation and the Risk Evaluation Characteristics", *Proceedings of Infrastructure Planning*, Vol. 21, No. 2, pp. 349~357.
- Sorensen, J.D., Kroon, I.B. and Faber, M.H., 1994. Optimal reliability-based code calibration, *Struc. Safety*, 15, 197-208.
- Stahl, B., 1986. *Reliability engineering and risk analysis*, Design Considerations.
- Suh, K.-D., Kwon, H.-D., Lee, D.-Y., 2010. Some characteristics of large deepwater waves around the Korean Peninsula, *Coastal Engineering* 57, 375-384.
- Takahashi, S., 1997 *Breakwater design*, Handbook of port and harbor engineering, by Tsinker ed., Chapman and Hallm N.Y., 951-1043.
- Takahashi, S., Shimosako, K., Kimura, K., and Suzuki, K., 2000. Typical failures of

- composite breakwaters in japan, Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, 1899-1910.
- Takayama, T. and Ikeda, N., 1994. Estimation of encounter probability of sliding for probabilistic design of breakwater, Proceedings of Wave Barriers in Deepwaters, Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, 438-457.
- Takayama, T., Ikesue, S-I., and Shimosako, K., 2000. Effect of directional distribution of extreme waves on composite breakwater reliability in sliding failure, Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, 1738-1750.
- Takayama, T., and Ikeda, N., 1992. Estimation of sliding failure probability of present breakwaters for probabilistic design, Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 31(5), 3-32.
- Takayama, T. and Ikeda, N., 1994. Estimation of encounter probability of sliding for probabilistic design of breakwater, Proceedings of Wave Barriers in Deepwaters, Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, 438-457.
- Takahashi, S., Tanimoto, K., and Shimosako, K., 1994. A proposal of impulsive pressure coefficient for the design of composite breakwaters, Proc. Int. Conf. Hydrotechnical Engrg. for Port and Harbour Construction, Yokosuka, Japan, 489-504.
- Technical Standard and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan, 2009. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Ports and Harbours Bureau, Ministry of Land, Infrastructures, Transport and Tourism(MLIT), Japan.
- Trbojevic, V.M., 2009. Another look at risk and structural reliability criteris, *Struc. Safety*, 31, 245-250.
- U.S. Army Corps, 1977. Shore Protection Manual.
- U.S. Army Corps, 2006. Coastal Engineering Manual.
- Van der Meer, J. W., 1987. Stability of breakwater armor layers - design formulae, *Coastal Engineering* 11, 219-239.
- Van der Meer, J. W., 1988a. Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering* 114, 66-80.
- Van der Meer, J. W., 1988b. Stability of Cubes, Tetrapods and Accropode, Proceedings of Conference on Breakwaters '88, 59-68.

- Van der Meer, J. W., 1988c. Rock slopes and gravel beaches under wave attack, Ph.D. diss., Delft University of Technology, The Netherlands. (Also Delft Hydraulic Publication No. 396).
- Van der Meer, J., d'Angremond, K., and Juhl, J., 1994. Probabilistic calculations of wave forces on vertical structures, Proc. 24th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, 1899-1910.
- Vrijling, J.K., Voortman, H.G., Burcharth, H.F., and Sorensen, J.D. (2000). Design philosophy for a vertical breakwater, Coastal Structures '99(ed I.J. Losada), A.A. Balkema, Rotterdam, 631-635.
- Yamamoto, M., Mizumura, K., Endo, T., and Shiraishi, N., 1990. Reliability analysis of composite breakwaters protected with armor blocks, Proc. 22nd. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, 1403-1416.
- Yoneyama, H., Shiraishi, S. and Uwabe, T.(2000), "A Study on Load Factors of Seismic Loads on Limit State Design Method for Port and Offshore Structures in Japan", 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability.
- Orr, T. L. L. and Farrell, E. R. (1999), "Geotechnical design to Eurocode 7", Springer, pp.27~30.
- Yoon, G., Kim, H., Yoon, Y. and Lee, K. (2009), "Reliability Analysis of Caisson Type Quaywall and Sensitivity Analysis of Design Variables", Proceedings of IS-Gifu2009 Second International Symposium on Geotechnical Safety & Risk, pp.135~139.
- 社団法人 日本港湾協会 (2007), 港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻).
- T. Nagao & S. Fujimori (2007) A study on the estimation of failure probability of pile-supported wharves against a level one earthquake ground motion by using first order second moment method, Technical note of national institute for land and infrastructure management.
- ISO (1998) ISO 2394: General Principles for Reliability based Design.
- ISO (2004) Actions from waves and currents
- Yoon, Gil Lim, Kim Byung Tak, Sang Su Jeon,(2004) Empirical Correlations of Compression Index for marine clay from regression analysis, Canadian Geotechnical Journal (SCI), Vol. 41, No. 6,

주 의

1. 이 보고서는 국토해양부에서 시행한 항만구조물 신뢰성 설계법 개발사업의 연구보고서입니다.
2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토해양부에서 시행한 항만구조물 신뢰성 설계법 개발사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.