

저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



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

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

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

Disclaimer 🖃





공학석사 학위논문

파랑하중에 의한 경사식 방파제와 그 주변지반의 침하 거동

Settlement behavior of rubble mound breakwater and its surrounding seabed due to wave-load



2012년 2월

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과 유 성 규

공학석사 학위논문

파랑하중에 의한 경사식 방파제와 그 주변지반의 침하 거동

Settlement behavior of rubble mound breakwater and its surrounding seabed due to wave-load



2012년 2월

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과 윤 성 규



本 論文을 尹成圭의 工學碩士 學位論文으로 認准함.



2012年 2月

韓國海洋大學校 大學院



목 차

목차 ······· i
List of Tables ·····iv
List of Figuresv
Abstract ······vii
제 1 장 서론1
1.1 연구의 배경1
1.2 기존의 연구2
1.3 논문의 내용 및 구성4
제 2 장 경사식 방파제에 작용하는 파압5
2.1 경사식 방파제의 개요 ···································
2.2 상부구조물에 작용하는 파압7
2.3 제체에 작용하는 파압
2.3.1 경사제에 작용하는 파압추정의 필요성10
2.3.2 경사제에 작용하는 파력산정의 이론적 접근11
제 3 장 파동장 및 침하량 해석 모형17
3.1 개요
3.2 수치파동수로(CADMAS-SURF) ······ 18
3.2.1 수치파동수로의 기초 방정식18
3.2.2 자유표면 해석모델21
3.2.3 난류 모델22
3.2.4 조파 Source 모델23
3.2.5 무반사 모델23



3.3 수치파동수로의 적용24
3.3.1 개요
3.3.2 검증이론의 해석적 배경25
3.3.3 검토 제원26
3.3.4 검토 결과
3.4 침하량 해석
3.4.1 구성모델
3.4.2 고유치 해석
3.4.3 감쇠의 고려
(1) 개요
(2) 비례감쇠
3.44 시간이력해석
(1) 개요 39 (2) 직접적분법 39
(2) 직접적분법
제 4 장 현장계측 및 자료분석43
4.1 파랑 관측
4.2 침하량 관측
4.2.1 시공 중 계측
4.2.2 시공 후 계측
4.3 계측자료의 분석 및 검토52
4.3 계측자료의 분석 및 검토 52 4.3.1 계측자료 분석 52
4.3.1 계측자료 분석 52
4.3.1 계측자료 분석
4.3.1 계측자료 분석 ···································
4.3.1 계측자료 분석 52 4.3.2 임계파고 결정 57 제 5 수리특성과 침하량 해석 59



5.4 침하량 산정 및 실측치와 비교	66
제 6 장 결 론	72
참고문헌	74
감사의 글······	76





List of Tables

Table 3.1	구조물 및 파랑 제원	27
Table 3.2	2 감쇠의 분류	37
Table 4.1	2003년 9월 12일 관측된 파랑특성 계수 (태풍 Maemi)	44
Table 4.2	2 누적침하량 및 침하속도(2005년 4분기)	51
Table 4.3	3 계측기별 일 평균침하량(cm/day)	53
Table 4.4	l 태풍내습시 파고별 침하량 편차 요약·····	55
Table 5.1	실험파의 결정	60
Table 5.2	2 마루높이 변화량	61
Table 5.3	3 태풍 Maemi 발생 직전까지의 누적침하량 (2002.11.26~2003.09.12) ······	62
Table 5.4	ł 동적해석을 위한 토질특성치 입력자료·····	66
Table 5.5	5 침하량 비교	70
Table 5.6	5 미개량시 침하량·····	70
Table 5.7	7 침하량 비교(치환사 상단)	71



List of Figures

Fig. 2.1 경사식 방파제의 종류 및 변화과정(삼성물산, 2005)	5
Fig. 2.2 상치 콘크리트의 파괴 양상	8
Fig. 2.3 상치콘크리트의 힘의 모식도(CEM, 2004)	8
Fig. 2.4 상치콘크리트에 작용하는 파랑하중의 산정	9
Fig. 2.5 수면파형 및 좌표계	12
Fig. 2.6 Goda 간략의 도해도	13
Fig. 2.7 최대파에 의해 제체 하부지반에 전달되는 연직파력분포(해양수산부, 2005b) ··	15
Fig. 3.1 수치파동수로의 개요도	19
Fig. 3.2 좌표계 및 주요한 물리량의 정의(해양수산부, 2001) ······	20
Fig. 3.3 VOF법에 의한 자유표면의 모델화(해양수산부, 2001)	21
Fig. 3.4 혼성방과제에서의 파압분포도	26
Fig. 3.5 비교단면도(성상봉 등 2003a)	28
Fig. 3.6 Horikawa 및 Goda식과 CADMAS-SURF 결과치의구조물 전면 파압분포 비교	
(성상봉 등, 2003a) ······	
Fig. 3.7 탄소성 응력-변형률 거동	
Fig. 3.8 Mohr-Coulomb 항복기준 ·····	31
Fig. 3.9 균일단면을 가진 외팔보의 고유모드형상 및 고유주기	
Fig. 3.10 질량데이터의 산정방법	
Fig. 3.11 단일자유도 구조물 운동계	42
Fig. 4.1 파랑계측 지점의 위치	43
Fig. 4.2 2003년 9월 이상파랑시 관측된 파랑자료(태풍 Maemi)	45
Fig. 4.3 파고와 조위의 시계열(태풍 Maemi)	45
Fig. 4.4 시공중 각종 계측결과의 분석(2000.01.03~2002.03.05, 부산대학교 생산기술연]구
소, 2006)	47
Fig. 4.5 침하량 예측치와 실측치의 비교(ESH-2, 부산대학교 생산기술연구소, 2006)	48
Fig. 4.6 시공중 수평변위 계측 결과(부산대학교 생산기술연구소, 2006). ····································	48
Fig. 4.7 부산신항 동방파제 계측 위치도	49
Fig. 4.8 부산신항 동방파제 계측위치 표준단면도 (상 : 간부, 하 : 두부). ····································	50
Fig. 4.9 침하계측 결과 (2002.05.14~2005.11.16). ······	50
Fig. 4.10 누적 수평변위 그래프(EIN-5)	52
Fig. 4.11 파고 계측결과 (일 최대 유의파고)	53
Fig. 4.12 파고-침하량 상관분석	54



Fig. 4.13 태풍발생 전후 누적 침하량의 변화(태풍 Maemi) 55
Fig. 4.14 입사파고의 크기에 따른 계측기별 침하량 변화 56
Fig. 4.15 이상파고시 나타나는 침하량의 변화(태풍매미) 56
Fig. 4.16 입사파고의 크기에 따른 침하량 변화(평균값) 57
Fig. 4.17 파고-침하량의 상관관계 58
Fig. 5.1 실험파고 산정방법 개념도 59
Fig. 5.2 임계파고 이상에서 파고와 조위의 시계열 (태풍 매미)60
Fig. 5.3 산신항 동방파제 수치실험 단면구간61
Fig. 5.4 동방파제 수치실험 단면도(C-PART)61
Fig. 5.5 수치파동수조의 배열62
Fig. 5.6 정수면 상태
Fig. 5.7 파봉시 수립자의 움직임63
Fig. 5.8 파곡시 수립자의 움직임63
Fig. 5.9 방파제 경계면에서의 수립자의 움직임63
Fig. 5.10 파압 측정위치
Fig. 5.11 파봉, 파곡시의 파압
Fig. 5.12 @지점에서의 시간이력 파압
Fig. 5.13 ⓑ,ⓒ지점에서의 시간이력 파압
Fig. 5.14 ①지점에서의 시간이력 파압65
Fig. 5.15 동적해석시 제체의 변위량 계산을 위한 단면의 격자구성도66
Fig. 5.16 침하량 비교 위치
Fig. 5.17 침하해석 결과(Case 1-1) 67 Fig. 5.18 침하해석 결과(Case 1-2) 68
Fig. 5.18 침하해석 결과(Case 1-2)
Fig. 5.19 침하해석 결과(Case 2-1)
Fig. 5.20 침하해석 결과(Case 2-2)



Settlement behavior of rubble mound breakwater and its surrounding seabed due to wave-load

by Yun, Seong Kyu

Department of Civil and Environmental Engineering

Graduate School of

Korea Maritime University



A breakwater is a important structure for protection of the port facilities and for calmness of harbor from waves generated from typhoons or wind. This study adopted the rubble mound breakwater, which is one of the most popular types of breakwater. Stability analysis of this type of breakwater should be considered together hydraulic, structural, geotechnical characteristics. However, many previous studies considered only hydraulic and structural characteristics.

Recently, geotechnical characteristics included in the stability analysis. For most of cases a static loading condition was only considered in the design of breakwater. Recently, a dynamic load due to wave were also considered by applying the wave-load distribution on only the front slope of breakwater. However, in real condition, the dynamic



wave-load also is acting on the seabed and the entire breakwater structure too.

In this study, therefore, the wave-load acting on both the breakwater and the seabed was considered together. Using a numerical analysis the maximum settlement was predicted. The result was compared with the result obtained from the existing method (only considered the wave-load acting on the breakwater) to find out the effect of wave-load on settlement. The CADMAS-SURF developed by 沿岸開發技術研究 center was used to obtain the wave-load. The program of CADMAS-SURF was already verified by Sung (2003). The seabed behavior was analyzed using MIDAS-GTS, which is a specialized numerical program for ground analysis. The East Breakwater in the New Busan port was selected as a target structure. The wave data recorded during the typhon Maemi were used as wave-load.

Based on the analysis results, it was found that the maximum wave-load occurred in the front-slope of rubble mound breakwater, and the half of the maximum wave-load also occurred in the front-seabed. The estimated wave-load was applied to MIDAS-GTS program as the dynamic wave-load and the settlements of seabed and breakwater were calculated for two cases: one is the wave-load acting only on the front slope of breakwater, and the other is the wave-load acting on the entire breakwater and also seabed. The difference in settlement was found between them.



방파제는 태풍 등으로 발생된 파랑으로부터 해안, 항만시설을 보호하고 항내수역의 정온도 확보를 위한 필수적인 시설이다. 국내에 가장 많이 시공된 방파제중 하나는 경사식 방파제이다. 이런 방파제의 안정해석은 수리학적, 구조역학적, 지반공학적 특성들을 함께 고려해서 이루어져야 한다. 기존의 연구는 주로 구조역학적와 수리학적 문제만을 연관지어 방파제의 안정해석을 해온 실정이다.

최근 들어서야 지반공학적 특성을 고려하여 안정해석을 하고 있다. 지반공학적 특성을 고려한 해석은 대부분 정적조건만을 고려해 오다가 최근에는 파랑작용에 의한 동적파압도 설계에 반영되고 있다. 이 경우 동적파압이 경사식 방파제의 앞 경사면에만 국한하여 작용하는 것으로 가정하고 있다. 하지만 실제현장에서, 동적파압은 해저지반과 방파제 전체에도 작용하고 있다.

따라서 본 연구에서는 방파제에 작용하는 파압이 경사방파제의 경사면과 해저지반에 같이 작용하는 것을 고려하였다. 이를 반영한 수치해석을 통해 산출된 최대침하량과 현재 동적설계방법의 최대침하량을 비교하여 파랑하중이 방파제의 침하에 미치는 영향에 대해 연구를 시행하였다. 파압을 도출하기 위해 일본 연안개발기술연구센터(2001)에서 개발하고 성상봉 등(2003)이 검증한 CADMAS-SURF모델을 이용하였으며, 해저지반 거동해석은 MIDAS-GTS 지반전용 수치해석 프로그램을 이용하였다. 본 연구에서 선정한 방파제는 부산신항동방파제이며, 해석에 이용한 파압은 태풍 매미시기의 파랑데이터이다.

수치파동수로로 산정된 파압은 경사식방파제의 전사면에서 최대 파압이 발생하였으며, 전사면 전방해저지반에도 최대파압의 1/2에 상응하는 파압이 발생되었다. 산정된 파압을 MIDAS-GTS의 동적하중으로 적용하여 방파제와 해저지반의침하량을 산정하였다. 기존의 방법인 방파제의 앞 사면에만 파압을 적용시킨경우와 본 연구의 방법인 방파제 제체 전체와 방파제 전방 후방 부분의 해저지반의 파압까지 고려했을 시의 침하량은 차이를 보였다.



제 1 장 서 론

1.1 연구의 배경

항만구조물은 선박의 안전한 정박 및 하역을 위한 접안시설과 외해로부터 내습하는 파랑으로부터 항내를 보호하는 목적의 외곽시설로 구분된다. 대Table적인 외곽시설은 방파제이며, 그 형상에 따라 경사제, 직립제, 혼성제 및 특수형으로 나눌 수 있다. 이중 에서 파랑에 접하는 전면의 사면을 경사지게 계획하는 경사제는 해안 및 항만 구조물 중에서도 역사적으로 가장 오래되었으며, 시공성, 경제성 등에 있어 유리한 점이 많아 전 세계적으로 널리 사용되고 있는 제체 구조형식이다. 근래에 와서는 방파제의 설치 수심이 깊어지고 고파랑에 대응하기 위하여 혼성제 구조를 많이 사용하고 있지만 아직 까지는 전 세계적으로 경사제가 지배적이다. 항만이 오래전부터 발달한 유럽쪽에는 경 사제의 설치사례가 많으며, 미국과 우리나라의 경우 항만구조물에 대한 개발 역사는 유럽에 비해 짧지만 제체를 구성하는 사석의 구득이 쉽고 비교적 기술응용이 용이하여 해안 및 항만구조물의 대다수가 경사제로 구성되어 있다. 이러한 경사제는 독립된 구 조체(피복블럭, 상치 콘크리트 등)및 여러층 (피복층, 필터층, 내부 속채움재 등)들로 구성되어 있는 복합 구조체이기 때문에, 파괴의 형태도 특정부분에 국한 되지 않고 연 속적으로 발생하여 결과적으로는 전체적인 파괴에 이르는 특성을 가지고 있다. 경사제 의 피해에 있어서는 유럽외에도 유사한 문제들이 세계 곳 곳[Tripoli(Libya), Arzew(Algeria), Canada, Japan, USA]에서 발생하고 있고, 물론 우리나라도 예외일 수 없다(소흑산도항, 서귀포항, 부산신항 등).

경사제의 신설 및 복구시 안정해석은 수리학적 문제뿐만 아니라 구조역학적, 지반 공학적 문제들을 상호 연관지어 해석하여야 한다. 그러나, 현재까지는 구조적 특성에 따른 수리학적 해석(피복재의 안정중량, 월파, 처오름 및 처내림, 반사, 사면안정해석 등)에 국한하여 경사제의 안정성을 검토하여 왔으며, 지반에 미치는 수리학적 영향은 고려하지 않고 있는 실정이다. 이것은 수리학적 검토와 구조역학적 검토가 고려된 해 석이지만 지반공학적측면의 상호연관성은 제외된 검토라 할 수 있다. 뿐만 아니라 해 석시 주로 실험결과를 통해 도출된 경험식 등을 이용하여 정적인 해석만을 수행하고 있

으며, 소축척실험에 따른 축척효과 등의 문제점들이 제기되어져왔다.

최근 기술선진국들에서는 이러한 문제점들에 대해 해석의 신뢰도를 높이기 위하여 대축척 실험 및 현장 모니터링 등을 통한 연구가 활발하게 이루어 지고 있다. 이러한



세계적 연구 동향의 변화속에서 국내에서는 경사제 설계시 안정해석에 사용되는 각종 인자들에 대하여 우리나라의 지형 및 해역 특성에 맞게끔 보정해야 함에도 불구하고 외국에서 구해놓은 값들을 그대로 사용하고 있는 실정이며, 현지의 특성을 고려하지 않은 외국의 실험결과들을 이용하고 있다.

앞서 언급하였던 것처럼 경사제는 독립된 구조체들이 하나의 제체를 형성하고 있으므로 파괴의 형태는 다양하게 나타날 뿐만 아니라, 연속적으로 발생하여 궁극적으로는 전 제체의 파괴로 진행된다. 국내에 설치된 경사제의 파괴사례에서도 주로 설계파이상의 고파랑 내습으로 인한 소요중량 부족 및 상치 구조물의 파괴로 인한 피해가 대부분으로 나타나고 있다. 경사제의 피해를 복구하는 방안은 단순히 피복재의 중량 증대 및 상치구조물의 대형화를 채택하는 경우가 많다. 이 같은 복구방안을 검토할 때에 파괴의 원인을 명확히 하여 그에 따른 대책을 수립하여야 하지만 파괴원인에 대한 구체적이고 체계적인 검토는 거의 이루지지 않고 있는 실정이다. 그리고, 상부구조물의 파괴외에 하부구조인 지반공학적 측면에서도 방파제가 연약지반 및 기초가 장기적인 침하가 발생되는 곳에 설치되는 경우에 경사제의 안정계산시 제체에 작용하는 파랑의 동적거동에 따른 간극수압의 변화 및 저면에 작용하는 파력에 의해 하중조건이 달라져야하나 이러한 영향을 고려한 안정계산은 지금까지 수행되지 않고 있다.

그러한 연유로 최근에 경사제에도 파력이 작용하는것이 아니냐는 의문이 제기되고 있으며, 외국에서도 파랑의 동적거동을 고려한 경사제의 안정해석의 필요성이 대두되고 있다. 그러나, 안정계산에 포함되어야 할 파랑조건(파랑에 의한 압력)을 어떻게 고려하여야 하며, 투수성을 지닌 불균질한 재료로 이루어진 구조체에 작용하는 파랑의 영향을 어떻게 해석하여야 하는지에 대한 구체적인 연구는 아직까지 완성단계에 이르지 못하고 있다.

따라서, 본 논문에서는 경사식 방파제의 공법 및 수리특성에 대하여 정리를 수행하고, 수치모형실험으로 방파제의 제체면에서의 파압뿐만 아니라 방파제 전방, 후방의 해저지반에 전달되는 파압까지 산정하여 파랑하중이 해저지반에 미치는 영향에 대하여 알아보았다. 또한, 이 파랑하중의 영향이 지반의 침하에 미치는 영향에 대해 알아보았다. 최종적으로 현장계측의 데이터와 비교해 봄으로써 방파제 설계시 파랑하중이 해저지반에 미치는 영향을 반영해야하는지 아닌지에 대한 연구를 수행 하였다.

1.2 기존의 연구

경사제의 수리학적, 구조역학적 안정성에 관한 연구는 경사제의 역사만큼 많은 연



구자들에 의해 진행되어 왔으며, 주로 사면에서의 단면안정에 관한 실험적 연구가 많 이 이루어져 왔다. 대표적인 연구로 Hudson(1958)이 피복석의 안정계수 K_D 와 사면의 기울기 $\cot \theta$ 를 고려한 피복석의 안정중량식을 제안하였고, Lording & Scott(1971)은 방파제 피복석과 월파와의 관계에 대해 연구를 수행하였다. McCartney(1975)등은 피복석의 안정여부는 쇄파발생 주기에서 안정상태의 변화에 기 인한다고 생각하고 Irribarren의 수에 대하여 언급한 후, 수리모형실험을 통하여 피복 석으로 자갈을 사용하였을 경우가 투수성이 가장 적게 나타난다는 사실을 밝혔다. Bruun & Günbak(1976)등은 Hudson의 안정계수 K_D 를 이용하여 최소안정한계 기울 기를 구하고 Iribarren수의 임의의 범위 사이에 유사성이 있다는 것을 발견하였으며, Czerniak & Collins(1977)등은 Tetrapod로 전면을 피복하는 제체의 설계시 고려하여 할 사항들을 제시하였고,Agema(1979)는 방파제에 작용하는 월파문제를 해결하기 위해 파의 처오름높이와 월파의 상호관계에 대하여 연구하였다. Gimènez-Curto(1979, 1980)등은 Tetrapod, Dolos 및 규격석과 같이 거칠고 투수성 이 있는 피복재들에 있어서 각각의 경사면에서의 흐름과 안정성에 관하여 연구하였다. Fang(1982)은 Dolos로 피복하였을 경우에 대한 방파제 단면의 안정성에 대해 연구하 였고, Kirkgöz(1983)는 파의 충격현상으로 발생되는 이차압력이 제체안정에 미치는 영 향에 대하여 연구하였다. van der Meer(1984)는 파의 주기와 투수성의 영향에다 입사 파의 갯수와 손상정도와의 관계를 부가적으로 고려하여 피복석의 새로운 안정공식을 제안하였다. Sharp(1985)는 경사제의 안정계수의 개발에 있어 Hudson공식과 다른 변 수들과의 관계에 대한 연구를 수행하였고, Boer(1985)는 실제현상에서의 피해효과를 이용하여 수리모형에서의 피해결과와 비교함으로써 수리모형실험기법을 유추하였다. 최근의 연구로는 Oumeraci & Partenscky(1990)가 대축척 수리모형실험을 통해 파랑 에 의한 제체내에서의 간극수압에 대한 연구를 수행하였으며, Muttray(2000)는 경사제 를 영역별로 구분한 후 각 영역에서의 이론적 특성을 고찰한 후 이론결과와 수리모형 실험결과를 비교 제시하였다.

앞서의 수리학적, 구조적요소와의 상호관계외에도 지반과의 상호간섭에 대한 연구도 이루어져 왔는데, 주로 해상이 아닌 육상조건에서 이루어졌기 때문에 수위의 영향만을 고려하여 이루어져 왔으며(Quinn, 1972; Fisher et al, 1975; Toppler, 1982; Chew, 1990; Murray et al, 1990; Koutitas, 1992) 수리학적, 구조적, 지반공학적효과를 동시에 고려한 경우는 Barends(1983, 1985)가 유일하며, 연구결과에서 그는 파충격으로 인해 지반에 미치는 영향이 있음을 제시하였으며, 이후 De Rouck & van Damme(1996)은 파와 조석과 같은 동적인 수리학적요소와 제체 및 지반과의 상호거동



을 고려하여 제체 안정계산을 수행 할 필요가 있음을 제안하였다.

이외에도 경사제에 대한 수치해석적 연구 결과로서는 Madsen & White(1976)가 최초였으며, 이후 Hannoura & McCorquodale(1986), Hölscher & Barends(1990), Wurjanto & Kobayashi(1994), van Gent(1995)등이 있다.

국내의 연구로는 주로 경사제의 단면안정에 관한 실험적 연구가 주로 이루어졌으나, 실험적 연구라기보다는 사업 시행에 따른 대상 단면의 안정성 검토가 주를 이룬다고 할 수 있다. 최근에 이달수 등(2001a, 2001b, 2002, 2003)은 경사식 방파제의 최적설계기술개발을 위하여 년차별로 연구를 수행하였는데, 주된 연구내용은 국내 경사제의 현황을 파악하고, 경사제에 작용하는 파력을 3분력계를 이용하여 측정 하였으며, 경계요소법 및 VOF기법을 이용한 수치모형 실험을 이용하여 경사제내의 파동장을 모의하고자 하였다. 이후 파압의 공간적 분포 파악을 위해 파압을 직접 측정하기도 하였다. 그 외 본 논문과 가장 흡사한 연구로 안익성(2008), 이중구(2008)는 경사방파제설계시 동적 파압을 방파제의 경사면에만 적용하였으며, 적용된 파압 역시 등가파압을 이용해 설계를 하였다.

1.3 논문의 내용 및 구성

본 논문은 경사제의 안정해석시 동적거동의 주요 요소인 파압과 그 파압의 영향에 따른 경사제의 침하에 대한 연구로서 총 6장으로 구성되어 있다. 내용은 경사식 방파제의 공법 및 수리특성에 대하여 언급한 후, 수치모형실험을 통하여 경사제에 작용하는 파압의 시공간적 특성을 파악한 후, 파악된 파압을 이용하여 경사제의 침하량을 산정하여 현장계측 값과 비교하는 내용으로 구성되어 있으며, 각 장의 내용을 기술하면 다음과 같다.

제 1장에서는 본 연구의 배경과 필요성 그리고 목적에 대해서 서술하였다. 제 2장에서는 경사식 방파제의 공법 및 수리특성에 대하여 정리하였으며, 동적안정해석을 위한 사면안정 및 침하해석에 대한 기본적인 개념을 수록하였다. 제 3장에서는 경사제에 작용하는 파압의 특성 파악을 위해 VOF기법을 이용하여 널리 사용중인 CADMAS-SURF 프로그램에 대해 서술하였다. 더불어 침하량 해석을 위해 사용된 구성모델 및 적용방법에 대하여 서술 하였다. 제 4장에서는 파랑과 침하 계측현황 및 이에 대한 분석을 수행하였다. 제 5장에서는 CADMAS-SURF 프로그램을 이용하여 파압을 산정하였고, MIDAS-GTS 프로그램을 사용하여 침하량을 산정하여 현장 계측치와 비교하였다. 제 6장에서는 본 연구의 결과들을 정리하여 결론과 향후 연구방향에 대해 기술하였다.



제 2 장 경사식 방파제에 작용하는 파압

2.1 경사식 방파제의 개요

경사식 방파제는 현존하는 방파제의 종류 중에서 가장 역사가 길며, 많은 경험을 통하여 그 축조기술이 발전되어 왔다. 초기에는 해안 주변에서 돌을 채집하여 바다에 던져 넣는 원시적인 방법을 이용하였으며, 이에 유래하여 일명 사석식 방파제라고도 칭한다.

이 후에 경사식 방파제를 대체할 수 있는 혼성 방파제 및 기타 특수방파제 들이 다수 개발되어 설치되고 있으나, 아직까지는 거의 모든 해역조건에서 원만히 설치할 수 있는 경사식 방파제가 주종을 이루고 있다. 경사식 방파제의 종류 및 변천과정을 보면 Fig. 2.1과 같다.

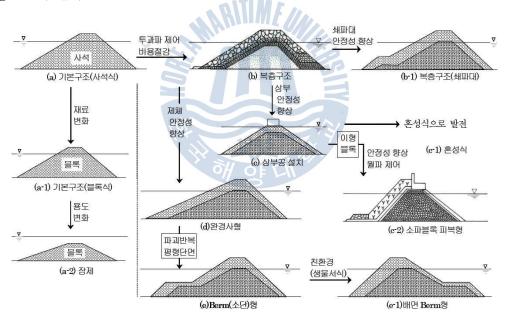


Fig. 2.1 경사식 방파제의 종류 및 변화과정(삼성물산, 2005)

재료로는 일반적으로 자연석을 많이 이용(사석식)하지만, 특별히 블록을 이용하는 경우를 블록식이라 칭한다. 쌓는 방법에 따라 일반적으로는 투하식이 많으며, 쌓기식으로 하는 경우도 있지만 그 사례는 많지 않다. 경사면의 표층을 파력에 견딜 수 있을 정도의 중량이 큰 사석 또는 이형블록으로 보강(피복)하고, 월파저감과 상부사석 이탈



및 상부면 이용을 목적으로 그 정상부에는 상치콘크리트를 설치하는 경우가 일반적이 다. 이 형식은 다시 기초마운드가 높은 고마운드형(high mound type) 혼성제로 변형 되었고 제체의 안정성 및 재료비 절감을 위해 점차 마운드가 낮은 혼성식으로 변한다. 특히 경사식의 경우 수심이 깊어지면 소요재료가 급격히 증가하기 때문에 혼성식이 경 제적으로 유리하게 된다. 또한 상부의 공간 활용 측면에서 상부공이 커지는 경향이 있 다(삼성물산, 2005). 경사제는 수심이 얕고 파고가 작은 항만 또는 어항에 많이 축조되 어 왔으나, 테트라포드 등 각종 블록이 고안되어 대형방파제에도 축조되는 경우가 있 다. 그렇지만 외해에 면한 수심 20~30m 이상의 대수심역에서는 파고가 10m를 넘어 서 파력이 강대해지기 때문에 경사식 방파제를 설치하는 일이 어렵게 되어, 1980년대 부터는 일본을 중심으로 케이슨식 혼성제의 적용에 관한 연구가 활발히 진행되고 있다 (해양수산부, 2001). 경사제는 지중해 연안을 시작으로 많은 곳에서 설치되었으며 대부 분이 성공하였다. 최근에 들어서는 재료 확보시 환경파손 및 균질한 재료 확보가 어려 워짐에 따라 유럽을 중심으로 혼성식을 채용하는 쪽으로 바뀌고 있다. 일본의 경우는 질이 좋은 자연석 확보가 어려워 1955년경부터는 표층부를 이형블록으로 대체하고 있 으며, 특히 해안침식대책으로써 사빈해안에 설치하는 이안제 및 잠제의 대부분이 이 형식이다.

한국의 경우는 질 좋은 자연석이 풍부한 관계로 현재도 상당수의 방파제가 이 형식을 채용하고 있다. 경사식 방파제의 경우 사면경사는 $1:1.3\sim1:3$ 대부분이며, 특히 1:2이상인 경우를 완경사라 칭한다. 완경사식의 경우 파의 반사율이나 전달률 등의 수리학적 특성 및 구조적 안정성은 일반 경사제에 비해 향상되나, 월파량이 상대적으로 많아져 항내 정온도 확보에 다소 불리하기 때문에 상부캡(상부공)을 설치하여 월파를 제어하는 형식을 취한다. 수심이 깊어지면 경제성이 좋지 않은 단점이 있다. 일반경사제와 비교하여 완경사형 방파제의 설계상 특성은 유사하며, 경사가 작아짐에 따라 피복재의 소요중량이 작아진다. 대체로 사면경사 1:3보다 완경사의 경우는 방파제에서보다는 수심이 낮은 호안의 완경사 단면으로 많이 적용되고 있다.

소단(berm)형은 사면에 소단을 두는 형식으로서 복합단면 혹은 S자형 단면이라 칭하기도 한다. 이는 사석식 경사제가 파랑작용에 의해 사석 이동이 발생한 후 평형상태에 도달했을 때의 단면모양이 S자 모양으로 형성되는 것에 착안한 것으로서 방파제 축조 단계에서부터 평형상태(파괴상태)를 고려한 자연 단면형을 갖도록 계획하는 것이다. 특히 최근에는 일본을 중심으로 방파제 배후면을 생물서식지로 활용하고자 하는 차원에서 일본 北海道(hokkaido)를 중심으로 후면소단형 경사제 축조가 추진되고 있다. 현재의 경사식 방파제 설계 및 건설기술은 거의 성숙된 단계라고 할 수 있다. 우리나라의 경우 해양수산부(2001)에서 경사식 방파제의 최적화 연구를 통해 경사식 방파제에



적용할 수 있는 각종 메뉴얼을 제시하였으며, 이를 통해 설계자에게 합당한 기준을 제 시하고 있다. 삼성물산(2005)은 각종 항만구조물을 수록한 '항만기술자료집'을 발간하 여 경사제를 포함한 각종 항만기술의 적용사례 및 발전방향을 제시하고 있다. 경사식 방파제의 안정성과 경제성은 사면의 경사와 피복재나 중간피복재의 종류에 따라 크게 좌우된다. 사면의 경사는 일반적으로 1 : 1.5보다 급하게 하지 말 것을 추천(CERC, 1984)하는데, 이는 방파제를 설치할 수심이 깊어지면 사면이 완만할수록 공사비는 기 하급수적으로 증가하기 때문이다 이러한 문제를 해결하기 위하여 사면의 경사를 급하 게 하면 좋으나 자연석으로는 안정을 확보할 수 없으므로 인공 피복재를 사용하여 맞 물림(inter-locking)을 증가시키는 방법으로 안정성을 확보하는 것이 일반적이다. 역사 적으로 보면 방파제의 안정성에 영향을 미치는 요소들 즉, 파랑조건, 사석의 무게, 방 파제의 형상 등에 대하여 점차 경험적 지식이 쌓이면서 방파제 피해가 감소되어 왔다. 경사식 방파제의 설계요소는 피복석의 안정성, 반사율, 전달률, 처오름 등의 수리역학 적 요소와 제체의 활동 및 지반 지지력에 관련된 토질역학적 요소로 구성되어 있다. 실제적으로 수리역학적 요소와 토질역학적 요소는 상호 밀접한 관련이 있다. 예를 들 어, 제체의 사면 안정성과 활동에 대한 안정성은 제체 내에 형성되는 간극수압과 관련 되어 있으며, 이 간극수압은 제체 내·외에 형성되는 파동장과 관련이 있다. 따라서 방 파제는 수리학적 측면과 함께 토질역학적 측면을 상호 유기적으로 연계된 동역학적 관 점에서 정확히 설계되어야 한다.

2.2 상부구조물에 작용하는 파압 45

콘크리트 형성된 상부구조물의 일반적인 파괴 형태는 다음의 Fig.~2.2와 같으며, 파괴의 4가지 형태의 조합은 경험적으로 종종 발생한다. 단일화된 상부구조물에서의 파력은 확률적인 자연현상인 불규칙파와 접하게 된다. 압력분포와 순간 주어진 합력의 관계는 Fig.~2.3과 같다. 벽 전면에서 연직으로 작용하는 파에 의해 발생된 압력 p_w 은 1개이다. p_w 의 분포는 매우 큰 연직 속도와 가속도 의해 종종 크게 영향을 받는다. F_w 는 파에 의해 발생된 압력의 순간적인 결과이다.

저면에서 연직으로 작용하는 순간적인 양력 p_b 는 저판하의 토층에 순간적으로 작용하는 간극수압과 같으며, 결과적으로 F_b 이다. 전면 모퉁이 f에서의 양력 p_b^f 는 전면벽에서의 압력과 같다. 배후 모퉁이 r에서, 양력 p_b^r 은 r에서의 정수압과 같다. p_b 와 p_r^r 의사이에 p_b 의 실직적인 분포는 흙의 균질성과 투수성상에서의 파에 의한 경계 압력장에의 존한다. 분포는 투수류 모델링에서 강한 축척효과 때문에 일반적인 소규모 축척의



수리모형실험에서는 결정할 수 없다. 그러나, 코너압력 p_b^f 와 p_b^r 은 관측하거나 추정할 수 있으며, 균질하고 투과성 토질이며, 의사정적 조건에서 가장 위험한 양력의 안전평가는 p_b^f 의 최대값과 p_b^r 의 최소값 사이에서 선형 압력 분포로 가정하여 찾을 수 있다.

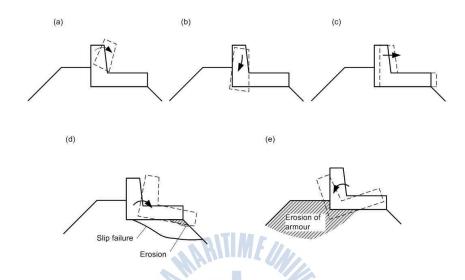


Fig. 2.2 Common failure modes of concrete crown wall

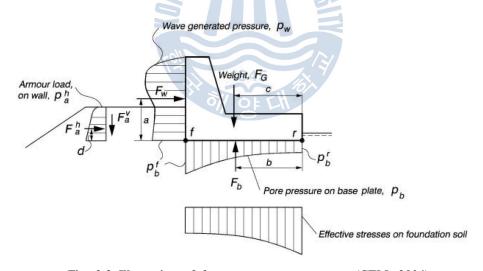


Fig. 2.3 Illustration of forces on a super structure(CEM, 2004)

연직벽의 파랑 하중 추정 중 가장 원시적인 방법은 사면상의 가상연장선상과 벽상에 작용하는 가상 정수압분포와 연관하여 가상의 처오름높이 R_u 을 고려하는 것이다. 이 방법에서 전체힘의 계산은 다음과 같이 주어진다.



$$F_{w}^{'} = \rho g(h_{r} + 0.5h_{w})h_{w} \tag{2.1}$$

이것은 매우 보수적인 예측이며, Fig. 2.4에서 주어진 R과 G에서 찾을 수 있다. 공식의 불확실성은 0.31정도의 변동 계수와 일치한다. 식 2.2는 일반적인 사석경사 1:2와 대략 피복재의 대표직경의 3개정도에 일치하는 G를 제외한 5개의 다른 기하학적 형상 $(0<(R-A_c)/G<1.7)$ 의 모형실험의 결과를 기초로 발전되었다.

$$F_{w} = \left(0.304 + 0.054 \left(1 + \frac{R - A_{c}}{G}\right)^{H_{s}/A_{c}}\right) F_{w}^{'}$$
 (2.2)

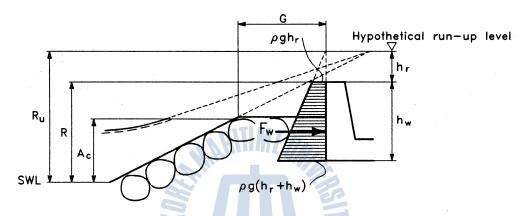


Fig. 2.4 Crude estimation of wave force on crown wall

상치구조의 전체 안정은 Fig 2.2에 나타낸 파괴모드에 나타난바와 같이 기초의 저항력과 전도와 활동의 저항을 고려하여 나타낼 수 있다.

활동에 대한 안정성은 연직력으로부터 합성된 수평력의 비율이 상부구조와 하부기 층 사이의 마찰력 μ의 계수가 보다 같을 때이거나 작을 때 존재한다(Fig 2.3참조).

$$F_w + F_a^h \le (F_G - F_b)\mu \tag{2.3}$$

상부구조의 기초를 미리 만들고 평면이라면, 마찰은 $\mu \ll 0.5$ 보다 더 적게 될 것이다. 만약 평면 하부기초 바로 위의 장소에 놓이면, $\mu \simeq 0.5 \sim 0.7$ 의 더 큰 값을 얻을 수있다. 만약 기초판 바닥이 평평하지 않다면 하부기초와 잘 고정되고, 그때 더 큰 수평 저항력이 발생하는데 그것은 활동면이 석재를 통하여 저항하기 때문이다. 저항력은 여러 가지 원호파괴면을 고려하여 결정되어진다. $0.8^{\sim}1.0$ 정도의 μ 의 값은 좋은 석재의 경우 얻을 수 있다. 불확실성에 관계되기 때문에 파력 및 양력, 마찰계수도 안정계수에 중요하게 작용한다. Fig. 2.3를 참조하면 안정성을 표현한 식은 점 r주변을 전도에 대비하여 표현되고 있다.



$$F_w a + F_b b + F_a^h \le F_G c \tag{2.4}$$

위식에서 연직력 F_a^v 는 피복재로부터 안정효과가 매우 불확실하기 때문에 무시되었다. 안정계수는 식 2.4로 응용될 수 있다.

기초의 저항력 평가에 대한 첫 단계는 기초상에서의 합력 R의 위치와 방향, 크기를 계산하는 것이다. 편심경사하중이 작용할 때는 기초의 저항력을 해석하는 방법은 토질역학적 방법을 이용한다(예를 들어,사면파괴해석 또는 저항력 도표).

국내의 경우 일반적으로 상치구조물의 전면에 작용하는 파력의 검토는 소파블록이 충분히 피복되어 있거나 쇄파대내에 있을 때에 적용하는 다음의 森平(1967)식을 주로 사용하고 있다. 파력이 구조물에 직각으로 작용할 때 다음과 같으며.

$$\bar{p} = 1.0 \rho_o g H_{1/3} \tag{2.5}$$

여기서,

p: 소파블록 피복시 직립벽에 작용하는 평균 파압강도 (kN/m^2)

 $H_{1/3}$: 설계유의파고(m)

파력이 구조물에 사각으로 작용할 때

$$\bar{p} = 1.0 \rho_o g H_{1/3} \cos \beta \qquad 0 \le \beta \le 45^\circ$$

$$\bar{p} = 0.7 \rho_o g H_{1/3} \qquad \beta > 45^\circ$$
(2.6)

여기서,

 β : 구조물 수직선과 주파향의 (±)15° 범위내 파향 보정 선분과의 사잇각(deg)

2.3 제체에 작용하는 파압

2.3.1 경사제에 작용하는 파압추정의 필요성

경사제에 대한 현재의 안정해석방법들에서 전사면에 작용하는 파력은 수리학적으로 사면에서의 쇄파로 인한 흐름력으로 피복재에 작용함을 알 수 있고, 상치 콘크리트의 안정 검토에서도 불투수성 구조에 대한 파압의 분포를 규정지을 수 있었다. 따라서, 경사제의 사면에서 피복재의 이탈로 인한 피해와 같은 경우에는 복구시 피복재의 중량 증대 및 K_D 값이 큰 재료를 사용함으로서 해결할 수 있고,상치 구조물의 경우에도 중량 증대 및 마찰력을 키우면 해결방안을 찾을 수 있다는 것에 대해서는 많은 연구자 및 설계자들이 동감하고 있다.

앞서의 해결방안에 불구하고 경사제의 피해사례 중에서는 그 원인이 불분명한 경우



가 있으며, 그중에서도 제체가 연약지반 및 충분히 침하에 대한 대비가 되어 있지 않은 지반에 설치되는 경우에 있어서 몇몇 연구자 및 설계자들에 의해 안정검토시 파압 및 파력을 고려하여야 하는게 아니냐는 문제가 제기되고 있다. 즉, 연약지반 또는 지반 개량이 완전히 이루어지지 않아 자연압밀이 상당기간 진행될 것으로 예상되는 지역에 설치되는 경사제의 경우 특히 지반지지력의 확인이 필요하다는 것이며, 그러한 경우 제체 전체에 작용하는 파력의 산정이 요구된다는 것이다.

이에 대한 기본적인 이론의 접근은 외해에서 입사된 파가 경사제의 사면상에서 쇄 파하면 에너지의 상당부분을 잃고, 나머지가 반사되어 외해로 되돌아가고, 사면상에서 는 부분중복파가 형성되어 그 파압이 사면에 수직으로 작용한다는 것이다. 이러한 이 론에 근거한다면 제체를 통하여 저면에 작용하는 파압을 산출할 수 있을 것으로 판단 된다. 다음의 절은 이러한 경사제에 작용하는 파압 산정에 대해 "항만및어항설계기준" 에 제시되어 있는 내용들을 정리한 것이다.

2.3.2 경사제에 작용하는 파력산정의 이론적 접근

(1) 사면상 수면 파형

항만및어항설계기준(해양수산부, 2005b)에 따르면 사면상의 수면파형은 Fig. 2.2에서 사면상의 최대 처오름 높이점 R을 지나는 가상 연직면 RQ를 벽면으로 하는 부분중복파에 근사하다고 가정하며, 수면파형을 식 2.7과 같이 표현된다.

$$\eta(x) = \frac{1}{2} H_{\text{max}} \sqrt{1 + 2K_R \cos 2k(x - x_1) + K_R^2}$$
 (2.7)

여기서,

 $\eta(x)$: 사면상의 수위 (m)

 $H_{
m max}$: 경사제 전면에서의 최대 입사파고 ($=1.8H_{1/3}$)

 $H_{1/3}$: 경사제 전면에서의 설계 유의파고 (m)

 $K_{\!\scriptscriptstyle R}$: 설계 유의파주기의 규칙파에 대한 제체 반사계수

k : 파수 ($=2\pi/L$)

L : 경사제 전면에서의 설계 유의파의 파장 (m)

 x_1 : 경사제의 사면에서 최대수위 점의 x축의 좌표

Fig. 2.5에서 \overline{RQ} 는 반사계수가 제체의 반사계수와 동일한 가상의 연직 평면 이다. 이 간략식으로 계산한 사면상의 처오름 높이는 실제 처오름 높이에 비하여 현저히 낮



다. x_1 값은 식 2.8로 결정하며, 이때 경사제 사면에서의 최대 처오름 높이 $\eta_{\rm max}$ 는 식 2.9으로 된다.

$$x_1 = x_o + \eta_{\text{max}} \cot \theta \tag{2.8}$$

$$\eta_{\text{max}} = \frac{1}{2} (1 + K_R) H_{\text{max}} \tag{2.9}$$

여기서.

 $\eta_{
m max}$: 경사제 사면에서 간략식에 의한 처오름높이 (m)

 x_o : 경사제 사면과 정지수면이 만나는 점의 x축 좌표

heta : 경사제의 사면이 수평면과 이루는 각 (°)

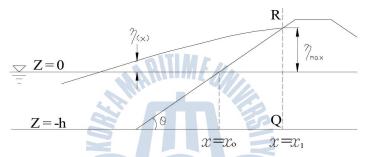


Fig. 2.5 수면파형 및 좌표계

사면상의 파랑변형 관점에서 거친 불투수성 경사면의 쇄파 및 포말대에서 파랑의 상호작용을 해석하기 위하여 Wurjanto and Kobayashi(1991)는 수심평균화된 비선형 천수방정식에 기초한 수치모델인 RBREAK 수치모델을 제안하였다. 김인철 등(2002)은 비교적 깊은 수심까지 적용이 가능한 Nwogu(1993)의 확장형 Boussinesq 방정식을 기본식으로 하여 투수층 내외를 가상의 공극률을 가진 사면으로 간주하여 투수성 사면 위의 파랑변형을 해석하였다. 김인철 등(2008)은 비교적 급한 불투수성 사면을 대상으로 하여 사면위의 파랑 상호작용을 검토하기 위하여 수리모형실험 및 수치모델을 적용한 결과, 비선형 천수방정식에 기초한 RBREAK2 수치모델은 비교적 급한 불규칙 사면위의 규칙파 및 불규칙파에 대하여 수면변위 및 수립자 유속의 시간적 변화를 비교적 정확히 예측할 수 있으며, 특히, 사면경사 1:10 보다 급한 사면에서 더 우수한 파형의 재현성을 보여준다.

(2) 파압

파랑이 제체 전면에서 쇄파, 월파 또는 반사되면서 방파제 전면에 강한 압력(파력) 을 동반하게 되는데 이때 제체가 안정성 면에서 가장 취약하게 된다. 따라서 이때의



파압은 제체 단면을 결정하는데 있어서 가장 중요하게 취급되는 요소이며, 가능한 정확한 파압을 추정하여 단면을 결정하는 것이 제체 안정성뿐만 아니라 경제성 측면에서도 유리하다. 파압의 중요성 때문에 파압을 추정하기 위한 각종 경험식 또는 이론식들이 지금까지도 계속해서 제안되어지고 있다. Bruun and Güunbak(1976)는 사면상의처오름파(up rush)와 처내림파(down rush)의 상호간섭에 의해 사면상에서 공진현상(resonance)이 생기는 것을 발견하고, 그 결과 유속이 대단히 커지는 것을 지적했다. 椹木 등(1991)은 이 공진현상이 파의 주기에 크게 영향 받는 것을 지적하고, 사석의안정중량 산정에는 주기의 효과를 고려하지 않으면 안 된다는 것을 밝히고 있다. 그러나 경사제는 직립제에 비해 그 전면에서의 수리특성이 복잡하여 제안된식들이 대부분실제보다 큰 경우가 많은데 이는 불확실성에 대비하기 위한 것이다.

항만및어항설계기준(해양수산부, 2005b)에 따르면 사면상의 파압분포 p(x,z)는 식 2.10, 식 2.11와 같이 표현된다(Goda, 1985).

$$p(x,z) = \rho_o g[\eta(x) - z] : 0 \le z \le \eta_{\text{max}}$$
 (2.10)

$$p(x,z) = \rho_o g \eta(x) \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \quad : \quad -h \le z \le 0$$
 (2.11)

여기서,

h: 경사제 전면에서의 수심 (m)

z : 연직좌표축 $(x-x_o)$ tan θ

p : 경사제의 사면에 작용하는 파압강도 (t/m^2)

 ho_o : 해수의 밀도 (tf/m^3)

g : 중력가속도 (m/s^2)

좌표 원점은 Fig. 2.6에서 보이는 바와 같이 정수면과 사면의 교점이며, 원점의 x=0 에서는 수위 η 가 η_{\max} 보다 약간 작지만, 그 차이는 미소하므로 무시한다.

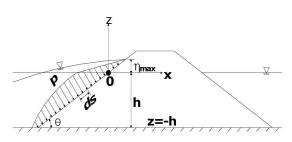


Fig. 2.6 Goda 간략의 도해도

식 2.7 로 계산한 사면상의 처오름높이는 실제의 처오름높이에 비하여 현저히 낮으므로 식 2.10 및 식 2.11는 사면상의 임의의 위치에 작용하는 실제의 파압을 계산할목적으로 사용하기는 부적절하다. 따라서 이 파압식을 제체의 안정성 평가에 사용하기위해서는 정밀한 수리모형실험 등을 통한 검증·보완이 필요하다.

총 파력의 수평 및 연직분력은 식 2.12, 식 2.13과 같이 계산할 수있다.

$$F_H = \sin\theta \int_{-h}^{\eta_{\text{max}}} p(x, z) ds = \int_{-h}^{\eta_{\text{max}}} p(x, z) dz$$
 (2.12)

$$F_{V} = \cos\theta \int_{-h}^{\eta_{\text{max}}} p(x, z) ds = \cot\theta \int_{-h}^{\eta_{\text{max}}} p(x, z) dz \tag{2.13}$$

여기서,

 $F_{\!H}$: 경사제에 작용하는 총파력의 수평분력 (t/m)

 F_V : 경사제에 작용하는 총파력의 연직하향분력 $\left(t/m\right)$

ds : 경사제 사면의 미소 길이

항만및어항설계기준(해양수산부, 2005b)에 의하면 규칙파 수리모형실험에 비해 이론식은 총파력의 수평분력을 사면 경사가 1: 1.5인 경우에는 계측치보다 10% 정도이내에서 크거나 작게 예측하며, 사면 경사가 1: 2인 경우에는 30% 정도 크게 예측한다. 그러나 별도의 특별한 검토가 없는 한 충격쇄파력 및 규칙파 실험의 결과와 불규칙파 실험의 결과 사이에 내재된 확인되지 않은 불균일성 등을 감안하여 위의 식들로 계산된 수평파력을 감소시키지 않고 사용할 것을 권장한다.

또한, 이 간략 이론식은 총파력의 연직분력을 사면의 경사가 1: 1.5인 경우에 사석 피복재와 테트라포드 피복재에서 계측치보다 60% 정도 크게 예측하며, 사면의 경사가 1: 2인 경우에는 사석 피복재에서 90%, 그리고 테트라포드 피복재에서는 60% 정도 크게 예측한다. 따라서 이를 감안하여 작용 연직파력은 식 2.13을 이용하여 추산한 값보다 작게 조정할 수 있다. 단, 별도의 검토가 없는 한 충격쇄파력 및 규칙파 실험과불규칙파 실험의 결과들 사이에 내재된 미확인 불균일성 등을 고려하여 위에 명시한차이의 1: 2 이내에서만 조정할 것을 권장한다. 여기서, 수리모형실험이란 제체의 저면에 전달되는 연직파력 중 동수압에 의한 파력뿐만 아니라 제체를 구성하는 재료간의접촉을 통해 사면으로부터 저면까지 전달되는 파력까지도 계측되도록 수행한 실험을 의미한다.

만일 수심이 매우 깊거나 설계파의 파장이 매우 짧은 입지에서는 사면의 깊은 위치



에서 파압이 음(-)의 값을 가지는 경우가 발생한다. 이 경우 간략 이론식으로 계산한 사면 파압분포의 신뢰도를 고려할 때 식 2.12 및 식 2.13에서 파압의 음(-)의 값은 0으로 바꾸어 적용함이 안전측이다.

경사제를 연약지반에 설치하거나 경사제를 설치하기 위하여 연약지반을 개량하고자할 때 제체 중 전사면과 지반이 만나는 깊이까지 전달되는 파력의 정보가 필요한 경우가 있다. 이 경우 제체의 하부 지반에 전달되는 총 연직 하향파력의 수평분포는 Fig. 2.7에 보인 역삼각형으로 모사할 수 있다. 이 때 연직파력 분포삼각형의 높이 H_F 및 및 OB의 크기는 각각 식 2.14 및 식 2.15로 구할 수 있다. 여기서, 연직파력의 수평분포도는 실험결과들을 잘 모사하도록 결정한 결과이다.

$$H_F = \frac{2F_V}{\overline{OB}} \tag{2.14}$$

$$\overline{OB} \simeq \overline{OU} = \frac{h + \eta_{\text{max}}}{\sin \theta}$$
 (2.15)

여기서,

 H_F : 지반에 전달되는 총 연직파력의 분포삼각형 높이 (t/m^2)

 \overline{OB} : 지반에 전달되는 총 연직 파력 분포삼각형 밑변의 길이 (m)

 \overline{OU} : 경사제사면의 하부로부터 처오름 높이가 최고가 되는 곳의 사면상길이 (m)

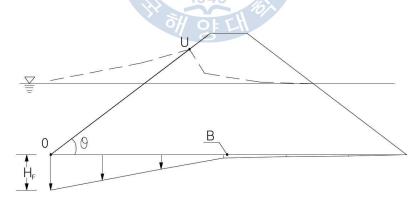


Fig. 2.7 최대파에 의해 제체 하부지반에 전달되는 연직파력분포(해양수산부, 2005b)

만일 제체의 전면 최하단부에 세굴 방지공 또는 이와 유사한 소단을 설치할 경우에는 지반에 전달되는 연직파력의 분포 값이 최대로 되는 수평위치는 제체의 사면과 지반이 만나는 위치로 설정한다.



위의 이론식은 정적인 하중을 대상으로 하므로 정확한 값을 도출해내는 데에는 한 계가 있다. 특히, 방파제는 정적인 하중이 아닌 동적하중을 받고 있으므로 수리모형실 험을 통해 별도의 검토가 이루어져야 하나 시간과 경비 등의 문제로 인해 시행이 곤란 한 점이 있다.

따라서, 일본에서는 2001년 파압의 비선형 해석이 가능하며, 유체의 점성 및 난류 특성을 포함하는 CADMAS-SURF(일명 수치파동수로, 沿岸開發技術研究セソター, 2001) 프로그램을 개발하여 이용하고 있으며, 우리나라에서도 이를 도입하여 활발한 연구가 이루어지고 있다.

성상봉 등(2003b)은 CADMAS-SURF의 파압과 기존의 Goda의 이론식(Goda, 1985)을 비교하여 파압식을 제안한 바 있다. 수치파동수로에 대한 설명은 3장에서 좀 더 자세히 다루고자 한다.





제 3 장 파동장 및 침하량 해석 모형

3.1 개요

동적해석에서는 공사완료시점인 2002년 11월 26일을 기준으로 그 이후에 발생한 태풍(Sodello, Maemi, Megi) 중 우리나라에 상륙해 가장 큰 피해를 입혔던 Maemi를 그 대상으로 하여 지반해석 수치모형실험을 수행하였다. 이를 통해 파랑에 의한 제체 및 하부지반의 거동 양상을 확인하고, 실제 침하 계측자료와 비교하여 제체에 침하를 일으키는 대표성을 갖는 파를 도출하고자 하였다.

Goda식(Goda, 2000) 또는 「항만 및 어항설계기준(해양수산부, 2005)」에서 이달수 등(2004)의 제안식을 사용 할 수 있으나, 이러한 정적인 제안식을 적용해 지반침하를 평가하기에는 매우 미흡하다. 즉, 이처럼 유사정적하중에 기초한 침하해석은 간혹 비경제적인 설계를 유도할 수가 있으며, 예측치 못한 설치지점의 불확실성에 기인한 비안 전측 해석도 유발할 가능성이 있다.

실제로 기존의 정적하중에 의한 방법은 방파제의 파괴나 손상 원인 또는 그 파괴구조를 잘 설명하지 못한다고 알려져 있다(Oumeraci et al, 1992; 박우선 등, 1995). 지반의 동적 변형특성은 간극비, 응력조건, 지반종류, 소성지수(PI), 변형률 크기와 같은 다양한 요소에 따라 거동을 달리하고 있다(Richart et al, 1970; Ishihara, 1996).

특히, 동적하중에 의한 지반의 동적 변형특성은 변형률 크기에 따라 민감한 변화를 보인다(추연욱 등, 2005). 많은 연구자들이 변형률 크기에 따른 변형특성의 변화에 대한 중요성을 인식하고 이에 대한 연구를 지속적으로 수행하여 왔다(Iwasaki et al, 1978; Kokusho, 1980; Dobryand Vucetic, 1987; Burland, 1989; Tatsuoka and Shibuya, 1992; Kim and Stokoe, 1994).

장병욱 은 항만구조물을 (1995) 설치할 때 지반의 안정성 해석에 있어서 가장 중요한 문제점으로 파랑의 존재를 제기하였다. 항만구조물(해저지반포함)은 파랑에 의한 반복하중을 받는 특성을 가지므로 육상에서의 거동과는 상당히 다른 특징을 가질 것이다. 파랑으로 인해 제체 내부에는 간극수압이 발생하며, 이로 인해 제체는 보다 쉽게동적거동을 일으키며 현저한 변형을 가져올 수 있다.

본 연구에서는 방파제 제체에 파랑에 의한 동적영향을 고려할 수 있도록, 파압계산 은 비선형 해석이 가능하며, 유체의 점성 및 난류특성을 그대로 포함하는



CADMAS-SURF(일명 수치파동수로, 沿岸開發技術研究セソタ-, 2001) 프로그램을 이용하였다.

CADMAS-SURF의 파압에 대한 적용성은 성상봉 등(2003a)이 Goda식(1985)과 비교하여 이미 검증되었다. 여기서 도출된 제체전면에서의 실시간 파압분포는 지반해석 프로그램의 입력 값으로 사용하였다.

지반해석 수치모형실험은 국내에서 개발한 지반전용 해석 프로그램인 MIDAS-GTS 이용하였다.

3.2 수치파동수로(CADMAS-SURF)

수치파동수로(CASMAS-SURF)프로그램은 VOF(Volume Of Fluid)법과 SMAC (Simplified Marker and Cell)법을 채택하고, 연립1차방정식의 해법에 전처리 기능을 부여한 BCGSTAB법을 사용함으로써 빠르고 안정화된 계산을 가능하게 한다. 또한, 에너지 감쇠대에 의한 무반사기능과 표면셀 처리 및 흐름함수법에 의한 여러 가지 조파기능을 사용할 수 있으며, 기포의 혼입과 물방울의 잔류에 대한 처리 (timerdoor)가가능하다. 또한, 구조물 형상의 근사정도를 높여 축소모형이 아닌 실제 크기의 구조물에 대하여 직접적인 수리실험을 수행할 수 있으므로 구조물의 축척오차가 발생하지 않는다. 다음은 수치파동수로의 특징을 요약한 것이다.

- 자유표면이 다가함수로 되는 복잡한 흐름을 해석
- 2차원 비압축유체에 대한 Navier-Stokes 방정식과 연속방정식을 기초방정식으로 함
- 자유표면 해석모델에 VOF법과 POROUS 모델을 사용하여 형상근사정도를 높임
- 셀단위로 임의의 위치에 구조물과 경계조건을 설정
- 조파모델로서 조파경계 및 조파소스의 두 가지를 채용
- 조파함수 (유속과 수위의 계산방법)로서, Stokes파 등 6가지 종류 사용 가능
- 무반사모델로 Sommerfeld의 방사경계와 에너지감쇠대 두 가지를 사용
- 기포 및 물방울의 처리로서 timerdoor법을 채용
- 구조물 실물 크기로 실험 가능

3.2.1 수치파동수로의 기초방정식

일반적으로 해안역의 파동장 해석에서는 해저사면과 투과성 소파구조물 등과 같은 복잡한 형상을 취급하는 것이 필수적이다. 이 때문에, 수치파동수로의 기초방정식에는



2차원 비압축성 점성유체를 대상으로 한 연속식과 Reynolds Averaged Navier-Stokes (RANS) 방정식을 Porous모델을 근거하여 확장한 식 3.1~식 3.3을 채용하였다.(沿岸開發技術研究センタ, 2001). Fig. 3.1은 수치파동수로의 개요도를 나타낸 것이다.

연속방정식

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = S_{p[} \tag{3.1}$$

운동방정식

$$\lambda_{\nu} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_{x} u u}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_{z} w u}{\partial z} = -\frac{\varepsilon_{\nu}}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_{x} \nu_{e} \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_{z} \nu_{e} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - D_{x} u + S_{u} - R_{x}$$

$$(3.2)$$

$$\begin{split} &\lambda_{\nu}\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_{x}uw}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_{z}ww}{\partial z} = -\frac{\gamma_{v}}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x}\Big\{\gamma_{x}\nu_{e}\Big(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}\Big)\Big\} \\ &+ \frac{\partial}{\partial z}\Big\{\gamma_{z}\nu_{e}\Big(2\frac{\partial w}{\partial z}\Big)\Big\} - D_{z}w + S_{w} - R_{z} - \gamma_{v}g \end{split} \tag{3.3}$$

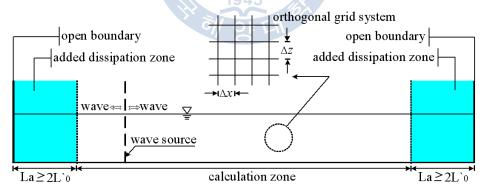


Fig. 3.1 수치파동수로의 개요도

여기서, 좌표계와 주요한 물리량의 기호 정의는 Fig. 3.2에 나타내는 바와 같으며,

u, w: 유속의 수평 및 연직 성분



ρ : 밀도

p : 압력

 ν_e : 동점성계수와 와점성계수의 합

q : 중력가속도

 γ_n : 공극률

 γ_x, γ_z : 수평 및 연직방향의 면적 투과율

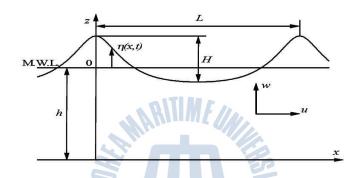


Fig. 3.2 좌표계 및 주요한 물리량의 정의(해양수산부, 2001)

 $\lambda_{
u},\lambda_{x},\lambda_{z}$ 는 C_{M} 을 관성력 계수라 하면 차수에 의해 표시되어진 우측 제2항이 구조물에서 받는 관성력 효과가 된다.(식 3.4 참조)

$$\lambda_{\nu} = \varepsilon_{\nu} + (1 - \varepsilon_{\nu})C_{M}$$

$$\lambda_{x} = \varepsilon_{x} + (1 - \varepsilon_{x})C_{M}$$

$$\lambda_{z} = \varepsilon_{z} + (1 - \varepsilon_{z})C_{M}$$
(3.4)

또한, D_x, D_z 는 에너지 감쇠대를 위한 계수이며 S_p, S_u, S_w 는 조파 source 항이다. 또한 C_D 를 저항계수로 한 다공물질의 저항력 R_x, R_z 는 식 3.5와 식 3.6에의해 유속의 자승에 비례하는 모델이 된다.

$$R_{x} = \frac{1}{2} \frac{C_{D}}{\Delta x} (1 - \gamma_{x}) u \sqrt{u^{2} + w^{2}}$$
(3.5)

$$R_{z} = \frac{1}{2} \frac{C_{D}}{\Delta z} (1 - \gamma_{z}) w \sqrt{u^{2} + w^{2}}$$
(3.6)

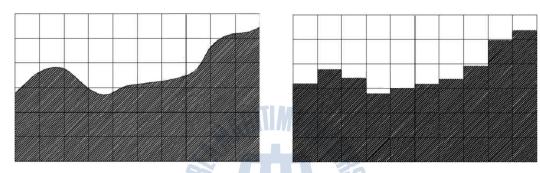


여기서,

 $\Delta x, \Delta z$: 수평. 연직방향의 격자 간격

3.2.2 자유수면 해석모델

자유표면 해석모델에서는 범용성이 높고, 복잡한 표면 형상을 해석 가능한 VOF(volume of fluid)법을 이용하였다. VOF법에 의한 자유표면에 모델화의 개념도를 Fig. 3.3에 나타내었다. 공극률 모델에 기준한 VOF 함수 의 이류 방정식은 식 3.7로 표시된다.



(a) 실제 자유표면

(b) VOF 모델링 이후 자유표면

Fig. 3.3 VOF법에 의한 자유표면의 모델화(해양수산부, 2001)

$$\gamma_v \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w F}{\partial z} = S_F$$
 (3.7)

여기서.

 S_{r} : 조파 source에 대한 항

F(Volume fraction) : 수면 변위

계산 방법은 식 $3.1\sim$ 식 3.3을 반복 계산하여 매 시간간격 Δt 마다 미지수인 u,w,p를 결정하여 이들을 난류모델에 입력하여 와점성계수를 구한다. 그리고 u,w을 F의 이송방정식 식 3.7에 입력하면 수면 곡선을 추적한다. 와점성계수를 식 3.2와 식 3.3에 입력하여 상기와 같은 계산을 반복 수행한다. 소정의 조파 source를 입력하면 수치수조내의 파동장은 상기와 같은 u,w,p,F가 결정되며 소정의 계산종료 시간까지 반복계산을 수행한다 (沿岸開發技術研究センタ, 2001).



3.2.3 난류 모델

난류 모델에서는 실용성이 높은 분야에 사용되는 R_e 형 k-arepsilon모델(Lemos, 1992)을 사용한다. k-arepsilon모델에서는 유속의 변화량 $u^{'}, w^{'}$ 는 난류에너지 k 와 난류 에너지 소산율 arepsilon으로 정의하여 이하의 식 $3.8\sim$ 식 3.9의 이류-확산 방정식에서 구한다.

$$\gamma_{\nu} \frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_{x} u k}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{z} w k}{\partial z} \\
= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_{x} \nu_{k} \left(\frac{\partial k}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_{z} \nu_{k} \left(\frac{\partial k}{\partial z} \right) \right\} - \gamma_{\nu} G_{s} - \gamma_{\nu} \varepsilon \tag{3.8}$$

$$\gamma_{\nu} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_{x} u \varepsilon}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{z} w \varepsilon}{\partial z} \\
= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_{x} \nu_{\varepsilon} \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_{z} \nu_{\varepsilon} \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right) \right\} - \gamma_{\nu} G_{1} \frac{\varepsilon}{k} G_{s} - \gamma_{\nu} \varepsilon C_{2} \frac{\varepsilon^{2}}{k} \tag{3.9}$$

여기서,

 $C_2 = 1.92$

$$k = \frac{1}{2}(u^{'2} + w^{'2})$$

$$\varepsilon = \nu \left\{ 2\left(\frac{\partial u^{'}}{\partial x}\right)^{2} + 2\left(\frac{\partial w^{'}}{\partial z}\right)^{2} + \left(\frac{\partial w^{'}}{\partial x} + \frac{\partial u^{'}}{\partial z}\right)^{2} \right\}$$

$$C_{u} = 0.09$$

$$\sigma_{k} = 1.00$$

$$G_{s} = \nu_{t} \left\{ 2\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^{2} + 2\left(\frac{\partial w}{\partial z}\right)^{2} + \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x}\right)^{2} \right\}$$

$$C_{1} = 1.44$$

와점성계수와 와확산계수는 다음 식 3.10~식 3.12와 같이 계산된다.

$$\nu_t = \frac{C_u k^2}{\varepsilon} \tag{3.10}$$

$$\nu_k = \nu + \frac{\nu_t}{\sigma_k} \tag{3.11}$$



$$\nu_{\varepsilon} = \nu + \frac{\nu_t}{\sigma_{\varepsilon}} \tag{3.12}$$

그 외 경험계수는 통상 $k-\varepsilon$ 방정식 모델에서 구해진 난류 효과는 동점성계수 식 3.13과 또한 압력항의 압력 식 3.14에 해석되어진 것에 의해 유속 및 압력을 구한다. ν_s 와 $p^{'}$ 는 다음과 같이 계산된다.

$$\nu_{\varepsilon} = \nu + \nu_{t} \tag{3.13}$$

$$p' = p + \frac{2}{3}\rho k$$
 (3.14)

3.2.4 조파 source 모델

본 연구에서의 조파 source는 Stokes파 제 5 근사해를 적용하였다. 본 수치모델에서 조파 source는 유속과 수위를 직접 지정하는 방법이 아니기 때문에 구조물과 사면 등으로부터 반사파를 통과시킬 수 있어서 후술하는 무반사 모델과 조합함으로써 무반사조파가 가능하게 된다. 식 3.15~식 3.18은 source항을 나타낸 것이다.

$$S_p = q(z, t) \tag{3.15}$$

$$S_u = uq(z,t) \tag{3.16}$$

$$S_w = wq(z,t) + \frac{\nu}{3} \frac{\partial q(z,t)}{\partial z}$$
(3.17)

$$S_F = Fq(z,t) \tag{3.18}$$

q(z,t)는 $x=x_s$ 의 위치에서 격자간격을 Δx_s 로 하여 식 3.19로 표시 되어진다.

$$q(z,t) = 2\frac{U(x,t)}{\Delta x_s} \tag{3.19}$$

3.2.5 무반사 모델

불규칙파의 경우는 물론이며, 규칙파에 있어서도 구조물의 반사파와 천수변형 등이 안정하게 형성될 때까지는 장시간의 해석이 필요하게 된다. 이때, 해석영역의 양단 경계에서 재 반사 영향으로 출력 결과에 엄청난 오차를 동반한다. 따라서 이영향을 적극적으로 억제할 수 있는 무반사 모델의 인위적인 설정이 필요하게 된다. 본 수치모델에서는 개방경계에서 Sommerfeld의 방사경계 및 에너지 감쇠대를 적용하였다.



- Sommerfeld의 방사경계

경계조건으로서 식 3.20에 제시된 Sommerfeld의 방사조건(1949)을 설정한다.

$$\frac{\partial f}{\partial t} + C \frac{\partial f}{\partial x} = 0 \tag{3.20}$$

여기서,

f: 유속 등의 물리량

C: 파속

- 에너지 감쇠대

에너지 감쇠대는 1~3파장 정도의 영역을 사용하여 파의 에너지를 연속적으로 감쇠 시킴으로써 무반사를 실현하는 것이다. 이 때문에 잉여의 계산영역이 필요로 하지만 다양한 파형에 대하여 적용가능하고, 동시에 안정된 계산결과가 용이하게 구해지는 이 점이 있다.

식 3.21과 식 3.22는 에너지 감쇠대로서 식 3.2와 식 3.3의 운동방정식에 유속에 비례하는 감쇠항을 첨부한 것이다.

x방향 유속의 감쇠항 $=-D_{x}u$

$$D_x = \theta_x \sqrt{\frac{g}{h}} \left(N + 1 \right) \left(\frac{x - x_o}{l} \right)^N \tag{3.21}$$

z방향 유속의 감쇠항 $=-D_z w$

$$D_z = \theta_z \sqrt{\frac{g}{h}} \left(N + 1 \right) \left(\frac{x - x_o}{l} \right)^N$$
 (3.22)

여기서.

 l, x_o : 에너지 감쇠대의 폭과 개시위치

N : 분포함수의 차수

 θ_x , θ_z : 무차원계수

3.3 수치파동수로의 적용

3.3.1 적용개요

CADMAS-SURF의 적요성 검토는 성상봉 등(2003a)이 수행하여 이미 검증한바 있어 이를 요약 정리하였다.



적용성 검토에 이용되는 구조물은 직립벽과 혼성제를 대상으로 하였으며, 검토하고 자 하는 기존 이론식은 미소 선형중복파 조건인 Horikawa(2001) 이론과 쇄파 조건인 Goda(1985)의 이론식을 선정하여 비교하였다.

3.3.2 검증이론

CADMAS-SURF의 검증에 이용되는 Horikawa(2001)와 Goda(1985)의 이론에 대해서 간략하게 기술한다.

첫째로, Horikawa식은 Horikawa가 미소 진폭 중복파의 개념에서 정립하였으며, 이에 대한 특성은 파고가 작을 경우에 적용이 가능하다. 직립벽에서 완전 반사가 될 것으로 가정하여 중복파 파형 η 및 속도포텐셜 Φ 는 다음 식 3.23, 식 3.24와 같다.

$$\eta = a\cos k(x - \sigma t) + a\cos k(x + ct) \tag{3.23}$$

 $=2a\cos kx\cos kct$

$$\Phi = ac \frac{\cosh k(h+y)}{\sinh kh} \left\{ \sinh(x-ct) - \sinh(x+ct) \right\}$$
 (3.24)

$$= -2ac \frac{\cosh k(h+y)}{\sinh kh} \cos kx \sin kct$$

여기서,

$$c^2 = \frac{g}{k} \tanh kh$$

 $kc = \sigma$

$$2a = H$$

위의 세가지 식을 사용하여 Horikawa(2001)는 자유표면에서 P=0이 되도록 근사 정도를 높인 식 3.25를 제안하였다.

$$\frac{P}{\rho g} = -y + h \left\{ 1 + \frac{\cosh k(h+y)}{\cosh kh} - \frac{\cosh k(h+H)}{\cosh kh} \right\}$$
(3.25)

여기서.

y: 정수면이 원점인 연직상의좌표

h : 수심

식 3.25는 파봉의 위치에 있을 때의 식이다. 여기서의 검토는 정수압을 제외한 동



수압 항으로 검토하였다.

둘째로, Goda 이론의 개념에 대해서 기술한다. 파고는 최대파고 $(H_{\rm max})$ 를 사용하고 그 값은 유의파고의 1.8배 또는 대상지점에서 유의파고의 5배의 거리만큼 외해로 떨어진 지점의 쇄파 한계파고 중에 작은 값을 택한다. 주기는 유의파 주기를 사용한다.

파압공식은 Fig. 3.4과 같이 정수면에서 최대값 P_1 을 취하며, 정수면상 $\eta^*=1.5H_{\max}$ 의 높이에서 0, 해저에서 P_2 , 그 사이에서는 직선으로 변화한다. 정수면에서 파압강도는 식 3.26과 같다.

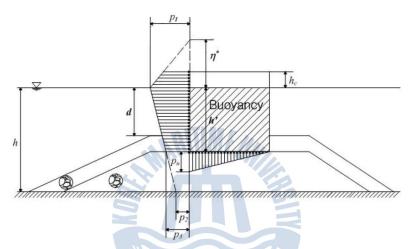


Fig. 3.4 혼성방파제에서의 파압분포도

$$P_1 = \rho g H_{\text{max}} \left(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta \right) \tag{3.26}$$

여기서,

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \tag{3.27}$$

$$\alpha_2 = \min\left\{\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{\text{max}}}{d}\right)^2, \frac{2d}{H_{\text{max}}}\right\}$$
(3.28)

여기서.

 β : 파의 입사각

해저의 파압강도는 식 3.29이고,

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(\frac{2\pi h}{L})} \tag{3.29}$$



근고블럭 또는 피복석으로 덮인 부분에서도 파압이 감소한다고 생각하지 않으므로 직립부 하단의 파압강도는 식 3.30과 같다.

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \tag{3.30}$$

$$\alpha_{3} = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(\frac{2\pi h}{L})} \right]$$
 (3.31)

3.3.3 검토 제원

상기 개요에서 언급한 바와 같이, 비교 검증의대상 구조물 형식은 직립제 및 직립식 혼성제로 하였다. Horikawa식을 비교 검토한 직립식 케이슨은 바닥 저면에 바로 직립식 구조물이 위치하는 형태이며, Goda식을 비교 검토한 혼성식 케이슨은 2.0m정도의 바닥 상단에 직립식 구조물을 둔 형태이다.

3.3.4. 검토 결과

검토시 입력조건은 Table 3.1과 같으며, 적용단면은 Fig. 3.5와 같다. Fig. 3.6a에서 보는 바와 같이 CADMAS-SURF로 수치 해석한 결과와 Horikawa이론식을 계산한결과와의 비교 결과는 상당히 일치함을 볼 수 있었다. 또한 Fig. 3.6b에서 Goda의 이론식 계산결과와 비교에서는 비교적 일치함을 볼 수가 있었으나, Goda의 이론식 계산결과가 정수면 상·하에서 다소 크게 나타났다. 본 결과에서는 최대 1.1배 정도로의차이로CADMAS-SURF의 수치해석 결과와 상기 두 가지 이론식으로 계산결과와 유사한 경향을 얻을 수 있었으며, 이에 본 CADMAS-SURF의 수치해석 이론에 대한 적용성 검토가 어느 정도 이루어진 것으로 판단된다(성상봉 등, 2003a)

Table 3.1 구조물 및 파랑 제원

구분	구조물 제원					
ी स	Horikawa	Goda				
수심(m)	12.0	12.0				
입사파고(m)	1.0	5.0				
주기(s)	10.0	10.0				
건현(m)	8.0	8.0				
제체높이(m)	20.0	18.0				
사석마운드(m)	-	2.0				



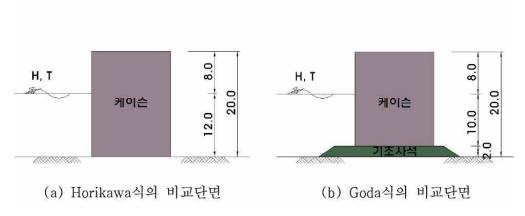


Fig. 3.5 비교단면도(성상봉 등 2003a)

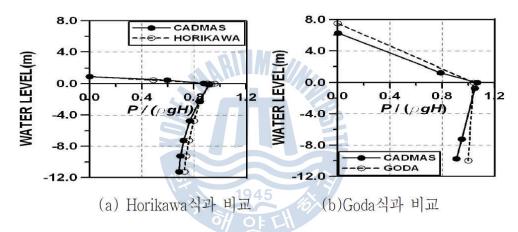


Fig. 3.6 Horikawa 및 Goda식과 CADMAS-SURF 결과치의구조물 전면 파압분포 비교 (성상봉 등, 2003a)

3.4 침하량 해석

3.4.1 구성모델

지반수치모형실험을 위해서는 국내에서 개발한 지반전용해석 프로그램인 MIDAS-GTS를 사용하였다. 지반해석에 사용한 구성모델은 탄소성모델을 사용하였으며 탄소성모델의 기준은 Mohr-Coulomb 기준을 사용하였다. MIDAS-GTS 탄소성모델은 탄성, 완전소성 관계를 묘사한다. 이 모델에 대한 전형적인 응력-변형 곡선은 Fig. 3.7과 같다. 응력은 항복점에 도달할 때까지 변형률에 직접적으로 비례하고 항복점을



넘으면 응력-변형률 곡선은 원전히 수평의 형때를 나타낸다.

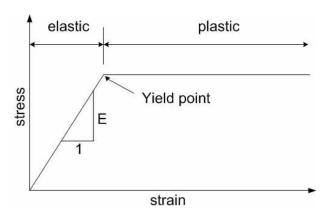


Fig. 3.7 탄소성 응력-변형률 거동

Mohr(1900)의 기준에 의하여 파괴는 다음과 같은 식 3.32로 표시된다.

$$|\tau| = f(\sigma) \tag{3.32}$$

여기서,

τ : 임의 평면에서의 한계전단응력

 σ : 동일평명상의 수직응력

식 3.32는 대응하은 Mohr원의 파괴포락선을 나타내며 파괴포락선 $f(\sigma)$ 는 시험으로 결정되는 함수이다. Mohr의 기준에 의하면 재료의 파괴는 가장 큰 Mohr원이 파괴포락선에 접하는 응력상태로 될 때 발생한다. 이것은 중간주응력 $\sigma_2(\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$ 가 파괴조건에 영향을 미치지 않는다는 것을 의미한다.

Mohr의 파괴포락선의 가장 간단한 형상은 직선이다. 이 직선 포락선의 방적식은 다음의 식 3.33과 같다.

$$|\tau| = c + \sigma \tan \phi \tag{3.33}$$

여기서,

 c,ϕ : 재료의 강도파라미터

c : 점착력

 ϕ : 내부마찰각

식 3.33의 파괴기준을 Mohr-Coulomb 기준이라 하며, 간단하고 정확한 장점 때문에 현재까지 흙 재료에 대해서 가장 널리 사용되고 있다.



Mohr-Coulomb식을 주응력의 항으로 나타내면 $(\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$, 식 3.33으로부터 다음 식 3.34와 같이 된다.

$$\sigma_1 \frac{(1 - \sin \phi)}{2c \cos \phi} - \sigma_3 \frac{(1 + \sin \phi)}{2c \cos \phi} = 1 \tag{3.34}$$

식 3.34를 응력불변량 I_1, J_2 및 θ 의 항으로 나타내면 다음 식 3.35가 된다.

$$\begin{split} f(I_1,J_2,\theta_0) = & -\frac{1}{3}I_1\sin\phi + \sqrt{J_2}\sin\left(\theta_0 + \frac{\pi}{3}\right) - \frac{1}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2}\cos\left(\theta_0 + \frac{\pi}{3}\right)\sin\phi - c\cos\phi \\ = & -I_1\sin\phi + \left[\frac{3(1+\sin\phi)\sin\theta_0 + \sqrt{3}(3-\sin\phi)\cos\theta_0}{2}\right]\sqrt{J_2} - 3c\cos\phi \\ = & 0 \end{split}$$

(3.35)

불변량 ξ, ρ 및 θ_0 의 항으로 나타내면 식 3.36이 된다.

$$\begin{split} f(\xi,\rho,\theta_0) = &-\sqrt{2} \; \xi \sin\phi + \sqrt{3} \; \rho \sin\left(\theta_0 + \frac{\pi}{3}\right) - \rho \cos\left(\theta_0 + \frac{\pi}{3}\right) \sin\phi - \sqrt{6} \, c \cos\phi \\ &= -\sqrt{6} \, \xi \sin\phi + \left[\frac{3(1+\sin\phi)\sin\theta_0 + \sqrt{3} \, (3-\sin\phi)\cos\theta_0}{2}\right] \rho - 3\sqrt{2} \, c \cos\phi \\ &= 0 \end{split}$$

또는, 수치해석에 많이 사용되는 I_1, J_2 및 θ 의 항으로 나타내면 식 3.37과 같다.

$$\begin{split} f(I_1,J_2,\theta_0) = & -\frac{1}{3}I_1\sin\phi + \sqrt{J_2}\bigg(\cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}}\sin\theta\sin\phi\bigg) - c\cos\phi \\ = & \sqrt{J_2} - \frac{\frac{1}{3}I_1\sin\phi + c\cos\phi}{\bigg(\cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}}\sin\theta\sin\phi\bigg)} \\ = & 0 \end{split}$$

(3.37)

Mohr-Coulomb 기준은 Fig. 3.8에서 보는 바와 같이 주응력공간에서 불규칙 6각형 피라미드 형상이고 자오선은 직선이며, π 평면 $(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3=0)$ 상의 축차도형은 불규칙 6각형입니다. 불규칙 6각형을 그리기 위해서는 ho_{t0} 와 ho_{c0} 의 길이가 필요하며, 이들 길 이는 $(\xi=0, \rho=\rho_{t0}, \theta_0=60\,^\circ)$ 및 $\xi=0, \rho=\rho_{c0}, \theta_0=0\,^\circ$ 의 조건을 식 3.38에 대입하여 구한다.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \left[\cos \theta_0 - \cos \left(\theta_0 + \frac{2}{3} \pi \right) \right] = k \tag{3.38}$$

$$\rho_{t0} = \frac{2\sqrt{6}c\cos\phi}{3+\sin\phi} \tag{3.39}$$



$$\rho_{t0} = \frac{2\sqrt{6}c\cos\phi}{3-\sin\phi} \tag{3.40}$$

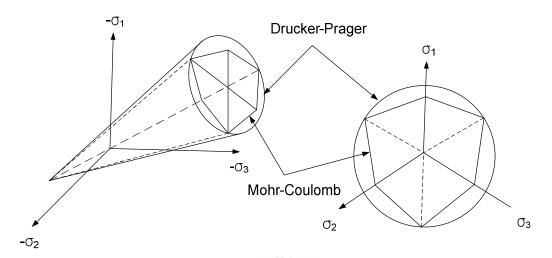


Fig. 3.8 Mohr-Coulomb 항복기준

식 3.39와 식 3.40으로부터 ρ_{t0}/ρ_{c0} 는 식 3.41과 같다.

$$\frac{\rho_{t0}}{\rho_{c0}} = \frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi} \tag{3.41}$$

Mohr-Coulomb 파괴면의 축차단면은 모두 기하학적으로 닮은 꼴이기 때문에 임의의 축차단면에 대한(즉, I_1 또는 ξ 의 다른 값에 대한) ρ_t/ρ_c 비는 항상 일정하다.

$$\frac{\rho_t}{\rho_c} = \frac{\rho_{t0}}{\rho_{c0}} = \frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi} \tag{3.42}$$

Mohr-Coulomb 파괴기준은 흙 재료에 사용하는데 있어서 두가지 주요한 결점을 가지고 있다. 첫 번째 결점은 중간주응력이 파괴에 영향을 미치지 않는 다는 것으로서, 시험의 결과와 상반되는 가정이다. 두 번째 결점은 Mohr 도형의 자오선과 파괴포락선이 직선으로서 강도파라미터 φ가 구속압(또는 정수압)에 따라 변하지 않는다는 것이다. 그러므로 이 기준은 구속압의 제한된 범위내에서는 정확하나 구속압의 범위가 확대됨에 따라 정확도가 떨어지게 된다. 또한, 파괴면에서는 모서리가 있기 때문에 수치해석의 어려움이 있다. 그러나 이 기준은 실용적인 구속압의 범위에서 상당히 정확한 결과를 얻을 수 있고 사용이 간편하기 때문에 가장 많이 사용되는 모델이며, 지반공학에 관한 많은 수치해석 문제에서 성공적으로 사용되고 있다.



3.4.2 고유치 해석

MIDAS-GTS에서 비감쇠 자유진동 조건하의 모드형상과 고유주기를 구하기 위해 사용된 특성방정식은 식 3.43과 같다.

$$K\Phi_n = \omega_n^2 M\Phi_n \tag{3.43}$$

여기서,

K: 구조물의 강성행렬(stiffness matrix)

M: 구조물의 질량행렬(mass matrix)

 ω_n^2 : n번째 모드의고유치(eigenvalue)

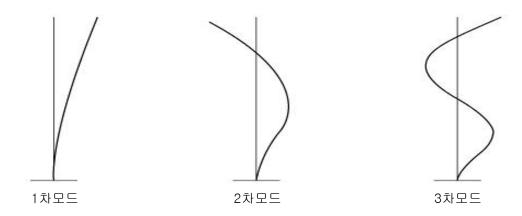
 Φ_n : n번째 모드의 모드형상(mode vector)

고유치해석은 구조물 고유의 동적 특성을 분석하는데 사용되며, 자유진동 해석 이라고 하다.

고유치해석을 통해 구해지는 구조물의주요한 동적 특성은 고유모드(또는 모드형상), 고유주기(또는 고유진동수), 그리고 모드기여계수 등이며 이들은 구조물의 질량과 강성 에 의해 정해진다.

고유모드는 구조물이 자유진동(또는 변형) 할 수 있는 일종의 고유형상이며, 주어진 모양으로 변형시키기 위해 소요되는 에너지가 제일 작은 것부터 순차적으로 1차모드형 상(또는 기본진동형상), 2차 모드형상, n차 모드형상이라고 한다. Fig. 3.9는 외팔보의 진동모드를 적은 에너지로 변형시킬 수 있는 모양 순으로 나타낸 것이다.

고유주기는 고유모드와 1:1 대응되는 고유한 값으로 구조물이 자유진동상태에서 해당 모드형상으로 1회 진동하는데 소요되는 시간을 의미한다.





(a) 고유모드형상

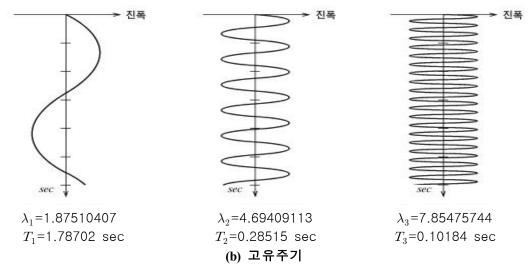


Fig. 3.9 균일단면을 가진 외팔보의 고유모드형상 및 고유주기

참고로 단일자유도계에서 고유주기를 구하는 방법은 다음과 같다. 단일자유도계의 운동방정식에서 하중과 감쇄항을 영으로 가정. 자유진동 방정식을 만들게 되면 식 3.44와 같은 선형 2차 미분방정식이 된다.

$$m\ddot{u} + c\ddot{u} + ku = p(t)$$

$$\ddot{m}\dot{u} + ku = 0$$
(3.44)

여기서 u가 진동에 의한 변위이기 때문에 이를 단순히 $u = A\cos\omega t$ (여기서 A는 초기 변위치와 관련한 상수)라고 가정하면 위 식은 식 3.45와 같다.

$$(-m\omega^2 + k)A\cos\omega t = 0 \tag{3.45}$$

상기의 등식이 항상 만족하기 위해서는 좌변의 괄호내의 값이 0이 되어야 하므로 고유치는 식 3.46과 같은 형태로 구해지게 된다.

$$\omega^2 = \frac{k}{m}, \quad \omega = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad f = \frac{\omega}{2\pi}, \quad T = \frac{1}{f}$$
 (3.46)

여기서,

 ω^2 : 고유치(eigenvalue)

 ω : 회전고유진동수(rotational natural frequency)

f : 고유진동수(natural frequency)

T: 고유주기(natural period)



그리고 모드기여계수는 해당 모드의 영향을 총 모드에 대한 비율로 나타낸 것으로 다음 식 3.47로 표현된다.

$$\tau_m = \frac{\sum M_i \varphi_{im}}{\sum M_i \varphi_{im}^2} \tag{3.47}$$

여기서,

 τ_m : 모드기여계수(modal participation factor)

m : 임의의 모드차수(mode number)

 M_i : 임의의 i 위치의 질량(mass)

 φ_{im} : 임의의 i 위치의 m차 모드벡터(mode shape)

일반내진설계기준에서는 해석에 포함되는 모드별 유효질량(Effective Modal Mass)의 합이 전체 질량의 90%이상을 확보하도록 요구하고 있다. 이는 해석결과에 영향을 주는 대부분의 주요모드를 포함하도록 하기 위한 것이다.

$$M_{m} = \frac{\left[\sum \varphi_{im} M_{i}\right]^{2}}{\sum_{i} \varphi_{im}^{2} M_{i}} \tag{3.48}$$

여기서,

 M_m : 모드별 유효질량(effective modal mass)

임의 질량의 자유도가 구속되어 있을 경우에는 총질량에는 반영되지만 해당 자유도의 모드벡터가 억제되어 질량성분이 유효질량에는 포함되지 않는다. 그러므로 모드별유효질량을 계산하여 전체질량에 대한 비를 평가하고자 할 경우에는 질량이 입력된 성분의 자유도가 구속되지 않도록 해야 한다.

특히 건축구조물에서 지하구조물의 횡변위가 구속된 경우, 해당 층의 횡질량성분은 입력할 필요가 없다.

구조물의 동적거동을 제대로 분석하기 위해서는 고유치를 결정하는 질량과 강성을 정확하게 반영하는 것이 가장 기본이 되는 작업이다. 여기서 강성은 구조부재를 유한 요소로 모델링함으로써 거의 모든 강성성분을 비교적 근접하게 반영할 수 있으나, 질 량은 구조부재 자체의 질량이 전체 질량에 비해 적기 때문에 바닥슬래브 등 모델에 포 함되지 않은 재료에 대한 질량성분을 정확하게 파악하여 입력하는 것이 매우 중요하 다.

질량성분은 절점당 6개의 자유도성분에 따라 일반적으로 이동질량성분(Translational



Masses) 3개와 회전질량성분(Rotational Mass Moment of Inertia) 3개로 입력된다. 여기서 회전질량성분은 회전질량관성에 기인한 것으로 내진설계에서는 지진이 선방향지진가속도로 가해지기 때문에 동적응답에 직접적인 영향을 미치지는 않으나, 구조물이 비정형일 때(질량중심과 강성중심이 일치하지 않을 때)는 모드형상을 일부 변형시킴으로써 동적응답에 간접적인 영향을 미치게 된다.

질량성분은 다음 식 3.49와 3.50과 같이 계산된다.

이동질량성분
$$\int dm \qquad \qquad (3.49)$$
 회전질량관성모멘트
$$\int r^2 dm \qquad \qquad (3.50)$$

여기서,

r : 전체 무게중심에서 해당 미소질량성분 중심까지의 거리

질량의 입력단위계는 중량을 중력가속도로 나눈 단위([중량(시간²/길이)])와 같으며 회전질량관성모멘트의 단위계는 질량에 길이단위의 제곱을 곱한 단위([중량(시간²/길이))×길이²])와 같다. 예를 들면 MKS 또는 English 단위계를 사용할 경우에는 중량에 중력가속도를 나눈 값을 질량으로 입력해야 하며, SI 단위계를 사용할 경우에는 MKS 단위계에서 사용되는 중량치를 그대로 질량으로 입력하고 그 대신 탄성계수값이나 하중을 입력할 때는 MKS 단위계에서 사용되는 값에 중력가속도를 곱하여 입력하면 된다



ρ : 단위면적당 질량 ◆ : 질량중심

	구 분	선적질량	회전질량 관성모멘트
직사각형	x d	$M = \rho bd$	$I_{m} = \rho \left(\frac{bd^{3}}{12} + \frac{db^{3}}{12} \right)$ $= \frac{M}{12} \left(b^{2} + d^{2} \right)$
삼각형	×	M= ho $ imes$ 삼각형의 면적	$I_m = \rho \left(I_x + I_y \right)$
원형	d X	$I_m = \rho \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)$	$I_m = \rho \left(\frac{\pi d^4}{32} \right)$
일반형	x (2)	$M = \rho \times JdA$	$I_m = \rho \left(I_x + I_y \right)$
선형		$ ho_L = 단위길이당 질량$ $M = ho_L imes L$	$I_m = \rho_L \left(\frac{L^3}{12} \right)$
편심질량	Y r x	편심질량 : m $M = m$	편심질량의 무게중심에 대한 회전질량 관성모멘트 : I_o $I_m = I_o + mr^2$

Fig. 3.10 질량데이터의 산정방법

3.4.3 감쇠의 고려

(1) 개요

동적해석에서 감쇠는 크게 다음 Table 3.2와 같이 분류한다.

Table 3.2 감쇠의 분류

A.점성감쇠(Voigt 형태, Maxwell 형태)								
B.이력형감쇠								
	내부마찰 감	쇠(재료감쇠)						
C.마찰감쇠	외부마	찰 감쇠						
	미끄러짐 마찰 감쇠							
D.일산감쇠	D.일산감쇠							
		질량비례형						
	비계가시	강성비례형						
E.모드감쇠	비례감쇠	Rayleigh 형						
		Caughey 형						
	비비례감쇠	에너지 비례형						

상기와 같이 감쇠를 표현하는 방법은 많지만, 일반적으로 수치 해석상에서 감쇠 효과를 표현하기 위해서는 모드감쇠가 제일 많이 사용된다.

모드감쇠는 진동계의 차수의 고유 진동수에 대해서 감쇠값을 정하는 것으로, 크게 는 비레감쇠와 비비례감쇠로 분류할 수 있다.

MIDAS-GTS에서는 비례감쇠인 질량비례형, 강성비례형, Rayleigh형 감쇠를 사용할 수 있다.

(2) 비례감쇠

질량비례형 감쇠는 공기저항 등에 의한 외부 점성감쇠를 표현한 것으로 감쇠행렬이 질량에 비례한다고 가정한다. 한편, 강성 비례형감쇠는 일산감쇠효과(진동에너지의 지 반에의 방출효과)가 직접 표현되기 어려워 감쇠 강성에 비례한다고 가정하므로 고차 모드의 감쇠를 과대평가할 우려가 있다.

Rayleigh형 감쇠(Rayleigh damping)는 이러한 강성 비례형에서의 고차 모드의 감 쇠정수를 수정한 것으로 질량비례형과 강성비례형의 합으로서 표현된다.

비례감쇠 매트릭스 C의 일반형태는 Caughey에 의해 식 3.51과 같이 정의한다.

$$C = M \left\{ \sum_{j=0}^{N-1} a_j (M^{-I}K)^j \right\}$$
 (3.51)

여기서.

i,N: 절점의 자유도(모드 차수)



식 3.51에서 $M^{-1}K$ 는 아래와 같이 비감쇠계의 자유진동식에서 구할 수 있다.

$$M\{y\} + K\{y\} = 0 (3.52)$$

$$\{y\} = \{u\}e^{iax} \tag{3.53}$$

로 가정하고 이것을 식 3.52에 대입하면,

$$(-\omega^2 M + K)\{u\} = \{0\} \tag{3.54}$$

로 되어 식 3.54로부터 $M^{-1}K=\omega^2$ 으로 된다. 여기서, ω^2 는 모드 수만큼 존재하기 때문에 모드 차수를 고려하여, ω^2 으로 표기한다.

식 3.52~식 3.54에서 구한 $M^{-1}K$ 을 식 3.51에 대입하면 앞부분에 $\{su\}^T$ 를 곱하고 뒷부분에 $\{su\}$ 을 곱하면 식 3.55와 같이 된다.

$$\{su\}^{T}C\{su\} = {}_{s}C = \sum_{j=0}^{N-1} a_{j} \cdot {}_{s}\omega^{2j} \cdot \{su\}^{T}M\{su\} = \sum_{j=0}^{N-1} a_{j} \cdot {}_{s}\omega^{2j} \cdot {}_{s}M$$
(3.55)

또한, s차 모드의 감쇠정수 $_sh$ 는 식 3.56과 같이 표현할 수 있다.

$${}_{s}C = 2{}_{s}h \cdot {}_{s}\omega \cdot {}_{s}M \tag{3.56}$$

식 3.55, 식 3.56에서 감쇠정수 $_sh$ 는

$$_{s}h = \frac{_{s}C}{2_{s}\omega \bullet_{s}M} = \frac{1}{2_{s}\omega}\sum a_{j} \bullet_{s}\omega^{2j}$$

$$= \frac{1}{2}\left(\frac{a_{o}}{_{s}\omega} + a_{1} \bullet_{s}\omega + a_{2} \bullet_{s}\omega^{3} + \dots + a_{N-1} \bullet_{s}\omega^{2N-3}\right) , s = 1 - N$$

$$(3.57)$$

으로 되어 N개의 고유모드에 대한 감쇠정수 및 감쇠행렬은 각각

$$_{s}h = \frac{a_{0}}{2_{s}\omega}, \quad C = a_{0}M$$
 질량비례형 (3.58)

$$_{s}h=rac{a_{1}\bullet_{s}\omega}{2},\quad C=a_{1}M$$
 강성비례형 (3.59)

으로 되어 Rayleigh형의 경우는 식 3.60과 같이 된다.

$$_{s}h = \frac{1}{2} \left(\frac{a_{0}}{_{s}\omega} + a_{1} \cdot _{s}\omega \right), \qquad C = a_{0}M + a_{1}M$$
 (3.60)

여기서,
$$a_0 = \frac{2 \, {}^{\bullet} \, {}_{1}\omega \, {}^{\bullet} \, {}_{2}\omega \left({}_{1}h \, {}^{\bullet} \, {}_{2}\omega - {}_{2}h \, {}^{\bullet} \, {}_{1}\omega\right)}{\left({}_{2}\omega^2 - {}_{1}\omega^2\right)}$$



$$a_1 = \frac{2\left({}_2h \ \bullet \ {}_2\omega - {}_1h \ \bullet \ {}_1\omega\right)}{\left({}_2\omega^2 - {}_1\omega^2\right)}$$

3.4.4 시간이력해석

(1) 개요

MIDAS-GTS의 시간이력해석(time history analysis)에 사용된 동적평형 방정식은 다음식 3.61과 같다.

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = p(t)$$
 (3.61)

여기서,

[M] : 질량행렬

[*C*] : 감쇠행렬

[K] : 강성행렬

p(t) : 동적하중

u(t) : 변위

 $\dot{u}(t)$: 속도

 $\ddot{u}(t)$: 가속도



시간이력해석은 구조물에 동적하증이 작용할 경우에 구조물의 동적 특성과 가해지는 하중을 사용하여 임의의 시간에 대한 구조물 거동(변위, 부재력 등)을 동적 평형방정식의 해를 이용해 계산하는 것이다. MIDAS-GTS에서는 시간이력해석을 위해 모드중첩법과 직접적분법을 사용하고 있다.

(2) 직접적분법

시간이력해석을 위해 모드중첩법과 직접적분법중 본 연구에서는 직접적분법을 사용 하여 해석하였다. 그래서 관련이론 또한 직접적분법에 관한 내용만을 수록한다.

직접적분법은 동적 평형방정식을 시간에 따라 점진적으로 적분하여 해를 구하는 방법이다. 평형방정식의 형태 변환 없이 시간단계마다 적분을 사용하여 해를 구하게 된다.

MIDAS-GTS에서는 수렴성이 좋은 Newma가 방법을 사용하여 직접적분법을 수행하고 있다. 기본적인 가정과 적분방법은 아래 식과 같다.

$$\dot{t} + \Delta \dot{u} = \dot{u} + \left[(1 - \delta) \ddot{u} + \delta^{t + \Delta t} \ddot{u} \right] \Delta t \tag{3.62}$$



$${}^{t+\Delta t}u = {}^{t}u + {}^{t}\dot{u}\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right)^{t}\ddot{u} + \alpha^{t+\Delta t}\ddot{u} \right] \Delta t^{2}$$
(3.63)

식 3.63에서 $^{t+\Delta t}\ddot{u}$ 를 구하고 이 값을 식 3.62에 대입하여 $^{t+\Delta t}\dot{u}$ 를 계산하면, 식 3.64와 같이 이전 단계의 변위, 속도, 가속도와 현재의 변위로 표현할 수 있다.

$$\dot{t} + \Delta \dot{u} = f(\dot{t} + \Delta \dot{t}u, \dot{t}u, \dot{t}\dot{u}, \dot{u}\dot{u}) \tag{3.64}$$

$$t^{t+\Delta t}\dot{u} = f(t^{t+\Delta t}u, t^{t}u, t^{\dot{u}}, t^{\ddot{u}})$$

$$(3.65)$$

식 3.66의 값들을 식3.67과 같은 동적 평형방정식에 대입하면, 이전 단계의 변위, 속도, 가속도와 현단계 변위에 대한 식으로 나타낼 수 있고, 식 3.68과 같은 식으로 현단계의 변위를 계산할 수 있다. 현 단계의 변위를 구하면, 이 값과 이전 단계의 값들을 사용하여 식 3.69와 같이 현 단계의 가속도와 속도를 계산할 수 있다. 감쇠는 식 3.70과 같이 강성과 질량을 사용하여 비례식으로 계산한다.

$$[M]^{t+\Delta t}\ddot{u} + [C]^{t+\Delta t}\dot{u} + [K]^{t+\Delta t}u = {}^{t+\Delta t}p$$
(3.66)

$$\begin{split} &\left[\, \left[\, K \right] + a_0 \left[\, M \right] + a_1 \left[\, C \right] \, \right]^{t \, + \, \Delta \, t} u \\ &= {}^{t \, + \, \Delta \, t} p + \left[\, M \right] \left(a_0^{t} u + a_2^{t} \dot{u} + a_3^{t} \ddot{u} \right) + \left[\, C \right] \left(a_1^{t} u + a_4^{t} \dot{u} + a_5^{t} \ddot{u} \right) \end{split}$$

(3.67)

$$\left[\hat{K}\right]^{t+\Delta t}u = {}^{t+\Delta t}\hat{p} \tag{3.68}$$

$$\begin{split} & [\hat{K}] = [K] + a_0[M] + a_1[C] \\ & {}^{t + \Delta t} \hat{p} = {}^{t + \Delta t} p + [M] (a_0{}^t u + a_2{}^t \dot{u} + a_3{}^t \ddot{u}) + [C] (a_1{}^t u + a_4{}^t \dot{u} + a_5{}^t \ddot{u}) \\ & {}^{t + \Delta t} \ddot{u} = a_0 ({}^{t + \Delta t} u - {}^t u) - a_2{}^t \dot{u} - a_3{}^t \ddot{u}, {}^{t + \Delta t} \dot{u} = {}^t \dot{u} + a_6{}^t \ddot{u} + a_7{}^{t + \Delta t} \ddot{u} \end{split}$$

$$\begin{split} \circlearrowleft \text{PNM,} \quad a_0 &= \frac{1}{\alpha \Delta t^2}, a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}, \, a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t} \;, \, a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1 \\ a_4 &= \frac{\delta}{\alpha} - 1, a_5 = \frac{\Delta t}{2} \Big(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \Big), \, a_6 = \Delta t (1 - \delta), a_7 = \delta \Delta t \end{split}$$

 α, δ : Newmark 적분변수 $(\alpha = 0.5, \delta = 0.25$ 인 경우에는 항상 안정)

 Δt : 적분 시간간격

$$[C] = a[K] + b[M]$$
 (3.70)

여기서,

a,b : 감쇠계산을 위한 질량과 강성의 비례상수

강성이나 감쇠의 비선형성을 고려한 해석을 위해서는 대부분의 경우 직접적분 방법을 사용해야 한다. 직접적분법의 경우는 모든 시간단계에 대하여 해석을 수행하므로



시간 단계의 수에 비례하여 해석시간이 소요된다. 직접접분법의 사용시에 요구되는 데이터와 입력시 주의 사항은 아래와 같다.

- 전체 해석시간(또는 해석횟수) : 해석하고자 하는 시간이나 해석횟수
- 해석시간 간격: 해석에 사용되는 시간 간격으로 해석의 정확성에 상당한 영향을 미칠 수 있으며, 시간간격의 크기는 구조물의 고차모드의 주기나 하중의 주기와 밀접한 관계를 갖는다. 해석시간 간격은 식 3.67의 적분항에 직접적인 영향을 주게 되어 부적절한 값이 입력되어 부정확한 결과를 나타낼 수 있다. 일반적으로 고려하고자 하는 최고차 모드주기의 1/10정도의 시간간격이 타당하며, 해석 시간간격은 입력된 하중의 시간간격 보다는 작아야 한다.

$$\Delta t = \frac{T_p}{10} \tag{3.71}$$

여기서,

 $T_{\scriptscriptstyle p}$: 고려하고자 하는 최고차모드 주기

- 해석 시간간격의 수에 따라 해석 소요시간이 비례하여 증가하기 때문에 필요 이상으로 시간간격을 작게 하지 않아야한다.
- 강성과 질량을 상용한 감쇠의정의 : 강성과 질량의 비례식으로 감쇠를 정의한다.
- 시간적분방법 : Newmark방법의 적용시 필요한 적분 변수를 입력한다. costant acceleration인 경우에는 모든 조건하에서 발산하지 않고 안정적으로 수렴한 값을 계산하지만, linear acceleration인 경우에는 조건에 따라서 수렴하지 않을 수도 있다. 가능한 constant acceleration에 해당하는 적분 변수를 사용하는 것이 타당하다.
- 동적하중: 구조물의 절점이나 기초부에 직접 가해지는 동적하중으로 시간의 함수로 표시되며, 전체 하중 변화를 충분히 나타낼 수 있어야 한다. 입력되지 않은 시간에서의 하중 값은 선형 보간하여 사용한다.

다음은 사용자의 이해를 돕기 위해 구조물의 동적해석에 필요한 기초적인 사항을 서술한 것이다.

Fig. 3.11은 단일자유도 구조물의 운동을 이상화한 것이다. 단일 자유도계에 작용하는 힘들에 대한 평형방정식은 식 3.72와 같다.

$$f_I(t) + f_D(t) + f_E(t) = f(t)$$
 (3.72)

 $f_I(t)$ (관성력)는 구조물의 운동 속도가 변화하는데 대해 저항하려는 관성 효과를 힘으로 나타낸 것으로, 크기는 $m\ddot{u}(t)$ 가 되며 작용 방향은 가속도의 반대 방향이다.

 $f_E(t)$ (탄성력)는 구조물에 변형이 발생하면 구조계가 이에 저항하여 원위치로 복귀하려는 성질에 따른 탄성복원력으로, 그 크기는 ku(t)이며 작용 방향은 변위와 반대 방



향이다.

 $f_D(t)$ (감쇠력)는 구조물에 추가의 외력을 가하지 않을 경우 내부마찰 등으로 인한 운동에너지의 소멸로 운동의 진폭이 점점 작아지는 현상을 고려하기 위한 구조계 내부 의 가상의 힘이며, 그 크기는 $c\dot{u}(t)$ 이고 작용 방향은 운동속도와 반대 방향이다.

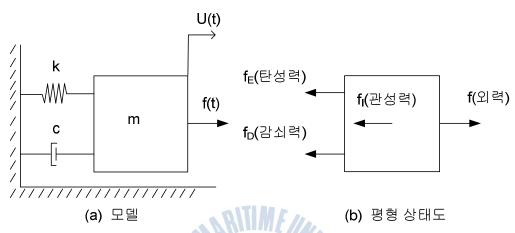


Fig. 3.11 단일자유도 구조물 운동계

위의 각 힘들을 정리하면 다음과 같다.

$$f_I = m\ddot{u}(t)$$
 $f_D = c\dot{u}(t)$ $f_E = ku(t)$ 의 1945 역기사,

m : 질량

c : 감쇠계수

k : 탄성계수

Fig. 3.11(b)의 힘의 평형관계로부터 변위에 대한 단일자유도 구조물의 운동방정식은 다음과 같다.

$$\ddot{mu} + \dot{cu} + ku = f(t) \tag{3.74}$$

위 식에서 f(t)=0으로 두면 자유진동에 대한 방정식이 되고 여기에 c=0인 조건을 추가하면 비감쇠 자유진동 방정식이 된다. 그리고 f(t)를 임의의 시간에 대한 가진력 (또는 가진변위, 속도, 가속도 등)으로 두면 강제진동 해석 문제로 귀결되며, 모드중첩법(mode superposition method) 또는 직접적분법(direction integration method)을 이용하여 해를 구할 수 있다.



제 4 장 현장계측 및 자료분석

4.1 파랑 관측

해양수산부(1996)의 "가덕 신항만개발 기본계획", 해양수산부(1997)의 "부산신항 방파제 실시설계", 부산신항 방파제 축조공사를 위한 파고·파향계 유지관리(한국해양연 구소, 1999; 2000; 한국해양연구원, 2001; 2002; 2003) 등과 관련하여 1995년부 터 2005년까지 가덕도 주변 해역에서 파고·파향계를 사용한 파랑관측을 실시하였다.

본 연구에 사용한 파고계측 지점은 Fig. 4.1과 같이 동방파제로부터 외해측으로 300m 떨어진 지점으로서 부산신항 개발사업과 관련하여 장기간 연속적인 계측이 이루어진 본 자료를 분석에 활용하였다. 파고를 관측하기위해 Directional wave rider buoy 1기가 사용되었으며, 계측기간은 총973일 (2002/01/01 ~ 2004/09/16 까지)이다.



Fig. 4.1 파랑계측 지점의 위치

파고계측시 파고계 위치가 방파제 제체에 너무 근접하여 위치하면 제체반사의 영향이 포함되어 자료가 왜곡될 수 있고, 또 너무 멀리 떨어져 위치하게 되면 침하량 자료와의 연계성이 적어지는데, 본 현장의 파고 계측영향을 최소화하면서 침하량과의 상관에 유효한 자료로 활용이 가능한 것으로 판단된다.

그러나 주요 폭풍파(태풍 Maemi)의 경우에는 반사파가 상당히 중첩된 것을 알 수 있었는데, 이 경우 최대 엔트로피법(MEM)을 사용하여 방향 스펙트럼을 분석하고, 그 결과를 이용하여 입·반사파 분리를 실시하였다.



이 관측은 초기에는 수신 불량(선박 간 교신, 이동통신 등과 혼선된 경우), 출입이 빈번한 선외기와의 충돌로 인한 기기 파손, 어선이나 조개채취선 등에 의한 계류삭의 절단으로 인한 기기의 표류 때문에 결측률이 상당히 높았으나 동방파제 공사 진도가 상당히 진척된 2001년부터는 거의 안정적으로 자료가 수집되었다.

Table 4.1은 태풍시 관측된 자료에 대해 스펙트럼법 및 파별분석법으로 구한 유의 파고 등의 파랑특성계수들을 3시간(평상시) 또는 매시간(폭풍시) 간격으로 자료를 수록하였다. 태풍 Maemi 내습시 일 최대 유의파고는 2003년 9월 12일 21시의 7.77m(첨두주기는 16.6초, 최대파고는 10.84m, 최대 유의파 평균주기는 16.1초, 대표파향은 S5.0°E, (단 최대파고의 최대치는 20시의 11.61 m)로 확인되었다.

Table 4.1 2003년 9월 12일 관측된 파랑특성 계수 (태풍 Maemi)

시간	H_s	T_p	T_z		Q_p	$H_{ m max}$	H_s	$H_{1/3}$	$H_{1/10}$	$T_{ m max}$	$T_{1/3}$	$T_{H_{1/3}}$	$T_{H_{\max}}$	$\overline{\overline{\theta}}$	s
시신	(m)	(S)	(S)	ϵ	$\boldsymbol{\varphi}_p$	(m)	(m)	(m)	(m)	(s)	(s)	(s)	(s)	(°)	(°)
10H	0.74	11.05	6.94	0.81	2.14	1.58	0.49	0.70	0.91	14,26	9.97	9.36	9.65	174.5	35.3
11H	0.91	10.99	7.08	0.77	1.84	1.54	0.61	0.88	1.10	14,45	10.01	9.36	9.48	175.6	41.5
12H	1.12	13.82	7.87	0.79	268	1.72	0.77	1.10	1.36	15.76	11.34	10.21	10.24	172.9	38.7
13H	1.68	11.72	9.36	0.78	3.23	246	1.16	1.65	1.98	18.12	13.03	11.84	11.80	172.0	41.4
14H	2.18	13.74	10.33	0.79	3.54	4.38	1.53	2.16	2.86	21.91	14.64	13.01	12.48	164,5	52.8
15H	268	16.85	11.97	0.80	2.67	3.71	1.89	2.71	3.33	23.73	16.95	15.20	13.84	179.7	49.9
16H	3.17	1292	11.89	0.76	3.10	4.51	222	3.07	3.64	19.84	15.77	14.22	14.32	171.8	45.2
17H	3.79	17.10	11.74	0.82	2.59	6.29	268	3.96	5.23	23.63	17.19	15.55	15.75	181.3	46.6
18H	4.41	16.77	11.72	0.87	4.21	6.94	3.09	4.40	5.51	2264	16.53	14.73	14.96	201.6	61.7
19H	5.78	16.79	10.83	0.89	4.00	10.12	4.07	5.85	7.47	21.89	17.00	15.29	17.21	200.2	57.0
20H	7.36	16.71	10.63	0.84	3.66	11.61	5.38	7.41	9.35	20.72	16.76	14.66	16.02	188.1	49.1
<u>21H</u>	<u>8.00</u>	<u>16.56</u>	<u>11.06</u>	0.82	3.05	10.84	<u>5.81</u>	<u>7.77</u>	<u>9.04</u>	<u>21.36</u>	<u>16.95</u>	<u>15.49</u>	<u>16.07</u>	<u>175.0</u>	<u>43.7</u>
22H	7.36	16.42	11.22	0.82	3.92	9.56	5,35	7.38	8.56	21,43	17.05	15.30	16.07	172.9	34.7
23H	4.41	13.85	9.23	0.84	284	6.55	3.00	4.35	5,55	17.78	14.16	13.26	16.02	165.2	37.6

Fig. 4.2는 이상파랑 발생시 전후 며칠간의 파랑자료를 파향, 파고, 주기별로 도시한 것이다. 여기서, 실선은 유의파고를 점선은 유의파 주기를 그리고 점은 파향을 나타낸다.



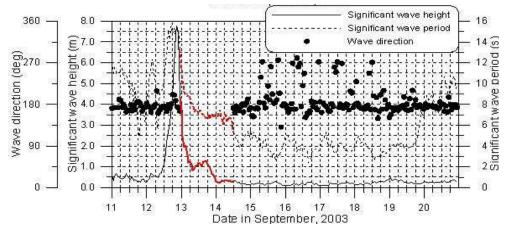


Fig. 4.2 2003년 9월 이상파랑시 관측된 파랑자료(태풍 Maemi).

Fig. 4.3은 태풍이 발생한 시간을 중심으로 파고와 조위의 시계열을 함께 세부적으로 도시한 것이다. 태풍 Maemi의 경우에는 고조위가 발생하는 시기에 최대파고가 발생한 것으로 나타났다. 2003년 태풍 Maemi에 의한 해안시설 피해가 매우 컸던 것은이에 기인한 것으로 판단된다(항만 및 해안 위원회, 2003).



Fig. 4.3 파고와 조위의 시계열(태풍 Maemi).



4.2 침하량 관측

부분굴착치환 공법의 경우 침하를 일부 허용하기 때문에 준공이후는 물론이고 시공 중에도 침하량을 계측하여 제체 변위 상황을 파악해 가며 시공하는 것이 안정적이다. 부산신항 동방파제는 시공 중과 준공 이후로 나누어 침하량을 계측하였는데 시공 중에 는 2000년 1월 3일 ~ 2002년 3월 5일까지 약 26개월간의 자료를 취득하였으며, 준 공 이후에는 2002년 5월 14일부터 2005년11월 16일까지 약 42개월 동안 자료를 취득하였다.

4.2.1 시공 중 계측

시공중에 침하량 및 수평변위에 대한 계측을 수행하여 시공으로 인한 변위량을 확인하였다.

Fig. 4.4에서는 침하량과 수평변위 모두 상치 1단 타설 후(2001년08월 15일) 급속한 침하가 발생하였으며, 이후 약 450일(약 15개월)이 경과한 이후부터 침하량이 안정적으로 수렴하는 것을 확인하였다. 계측시점으로부터 800일(약 27개월)이 경과한 후침하량과 수평변위량은 각 각 2.24m, 22.5cm로 확인되었다.

Fig. 4.5는 시공중 침하량 실측치를 예측치와 비교한 것이다. 실측치가 예측치보다 침하량이 크게 발생하는 것을 확인 할 수 있었는데 이는 시공중 제체 등의 급속시공에 따라 즉시침하가 예측치보다 크게 발생한 것에 기인한 것으로 보이며, 이에 대한 대책으로 시공중에 방파제 전면에 압성토(H=3.0m, B=60.0m)를 설치하여 안전율을 확보하였다.

Fig. 4.6은 시공중 지중경사계를 통해 계측된 수평변위량을 표시한 것이다. 수평변위량은 육측에서 제체의 약 1/3 지점(DL(-)19.3m)에서 계측 완료시점인 2002년 3월 5일까지 약 22개월간 최대 약 35cm의 수평변위가 발생한 것으로 나타났다.



동방파제의 계측결과(2000년 1월 3일 ~ 2002년 3월 5일) - 바다측

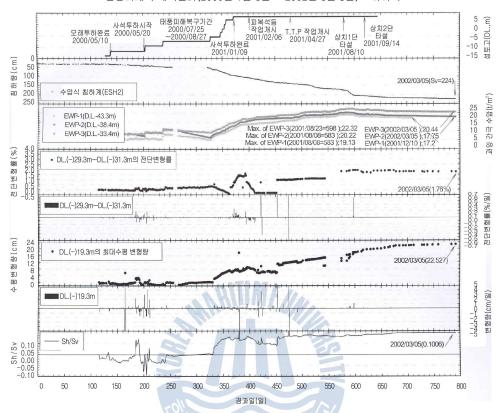


Fig. 4.4 시공중 각종 계측결과의 분석(2000.01.03~2002.03.05, 부산대학교 생산기술연구소, 2006).



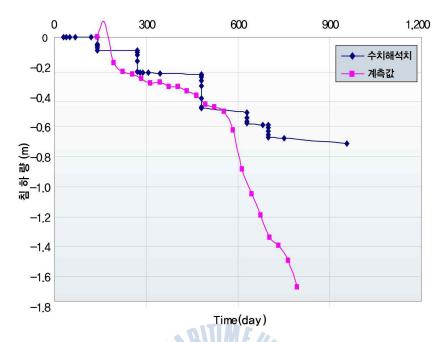


Fig. 4.5 침하량 예측치와 실측치의 비교(ESH-2 지점, 부산대학교 생산기술연구소, 2006).

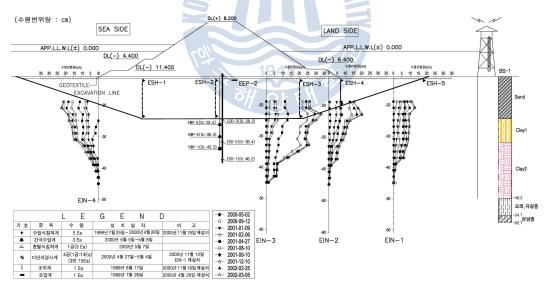


Fig. 4.6 시공중 수평변위 계측 결과(부산대학교 생산기술연구소, 2006).



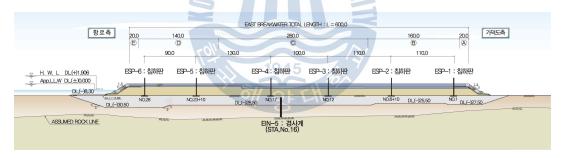
4.2.2 중공 후 계측

준공 후 침하량 및 수평변위의 계측을 위하여 ESP-1 ~ ESP-6까지 총 6개의 침하계측기와 1기의 경사계(EIN-5) 위치를 Fig. 4.7의 부산신항 동방파제 평면도 및 종단면도에 나타내었다.

계측기간은 2002년 5월 14일부터 2005년 11월 16일까지이며, 평균 약 5일 간격으로 독취 하여 총 274개의 Data를 획득하였다 (부산대학교 생산기술연구소, 2006). Fig. 4.8는 부산신항 동방파제 표준단면도이다. 6개의 계측기를 통해 얻은 침하자료는 Fig. 4.9에 도시하였다.



(a) 계측위치 평면도



(b) 계측위치 종단면도

Fig. 4.7 부산신항 동방파제 계측 위치도.



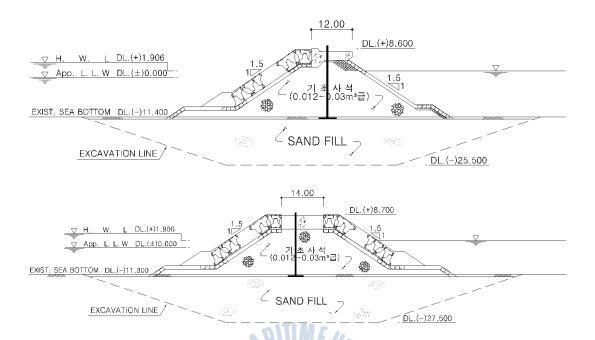


Fig. 4.8 부산신항 동방파제 계측위치 표준단면도 (상 : 간부, 하 : 두부).

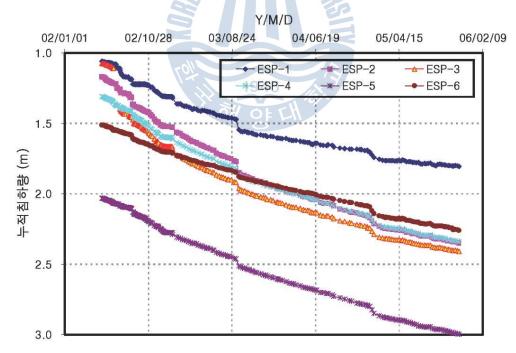


Fig. 4.9 침하계측 결과 (2002.05.14~2005.11.16).



2005년 12월 상치 2단 및 TTP 거치가 완료된 후 누적 침하량 및 침하속도를 Table 4.2에 제시하였다.

2005년 12월 29일 기준으로 누적 침하량은 1.8 ~ 3.0 m로 분포하고 있으며, 2005년 4분기 평균 침하속도는 0.011 ~ 0.079cm/day로 관리기준치인 2.0cm/day 이내 인 것으로 확인되었다.

여기서, 관리기준치란 연약지반 성토에 대한 안정성 분석방법(①극한평형이론에 의한방법 ②수치해석에 의한방법 ③계측관리에 의한방법) 중 계측관리에 의한 방법으로서 시공중이나 준공이후 현장에서 주로 관리되고 있는 방법으로서, 성토제체 중앙하부의 일일침하량(cm/day)을 관리 기준치로 설정하기 때문에 효율적으로 관리할 수 있다는 장점이 있다.

Table 4.2 누적침하량 및 침하속도(2005년 4분기)

 침하판	침하판 설치일	누적침하량	2005년 4년	분기 평균 침하속.	도(cm/day)
검이건	점이면 결시될	(m)	10월	11월	12월
ESP-1	2000.06.26	1.812	0.021	0.011	0.017
ESP-2	2000.06.29	2.362	0.046	0.023	0.038
ESP-3	2002.02.25	2.419	0.043	0.014	0.038
ESP-4	2002.02.25	2.353	0.050	0.020	0.045
ESP-5	2000.06.23	3.015	0.068	0.029	0.052
ESP-6	2000.06.22	2.273	0.079	0.017	0.038

2002.06.19 ~ 2005.12.26까지 EIN-5 경사계(Fig. 4.7 참조)로부터 계측된 수평변 위량을 Fig. 4.10에 나타내었다.

개략 6개월 간격으로 계측된 결과에서 시간 경과에 따라 수평 변위량의 변화가 조금씩 감소하는 것을 확인 할 수 있었는데 이는 시간 경과에 따라 제체가 점차 안정화되었기 때문으로 사료된다.



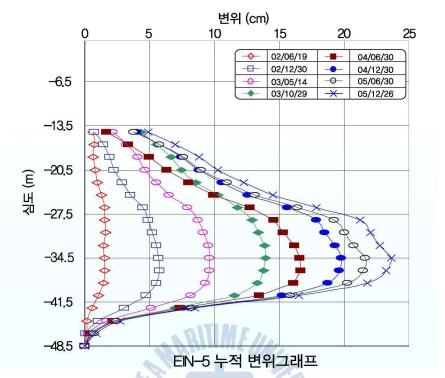


Fig. 4.10 누적 수평변위 그래프(EIN-5).

4.3 계측자료의 분석 및 검토

4.3.1 계측자료 분석

파고계측 결과를 1시간 또는 3시간 단위로 분석하여 유의파고 및 유의파 주기를 산정한 결과(해양수산부, 2005a)에서 유의파의 시계열 최대 $\mathop{\rm Ull}
olimits(H_{1/3max})$ 을 도출하여 $\mathop{\rm Fig}
olimits$.

태풍이 내습한 경우 이상파고가 발생하였으며, 이중 일 최대 유의파고 $\Omega(H_{1/3\max})$ 이 가장 큰 경우는 2003년 'Maemi'가 내습했을 당시로 7.77m에 달했으며, 다음으로 2002년의 'Rusa', 2004년의 'Megi', 2003년의 'Sodello'순인 것으로 나타났다.

공사완공 시점인 2002년 11월 26일부터 2005년 11월 16일까지 6개의 계측기를 대상으로 일평균 침하량을 확인한 결과(Table 4.3참조) 0.31 ~ 0.50cm/day (평균 0.42cm/day)의 유사한 결과를 얻을 수 있었으며, 이 값은 관리 기준치인 2.0cm/day 이내인 것으로 확인되었다.

Fig. 4.12에서는 누적침하량과 파고계측 결과를 하나의 그래프에 함께 도시 하였다. 확인 결과 6개의 계측기 모두 평상시에는 지반이 안정적으로 거동하다가 태풍내습 시



에는 이상침하가 발생하는 것이 명확하게 나타났으며, 침하량이나 그 성향은 비슷한 것으로 나타났다.

이처럼 평상시 완만하게 지속적으로 진행되는 침하양상은 최초 설계시 고려한 바와 같이 제체하중에 의해 하부 연약토층에서 발생되는 장기적인 압밀침하로 판단되며, 제 체의 변위가 일시적으로 크게 발생하는 원인은 태풍 내습시의 동적 파랑하중에 의한 제체사석과 하부치환모래 그리고 하부연약토층에서 발생하는 즉시침하 현상으로 간주 할 수 있다.

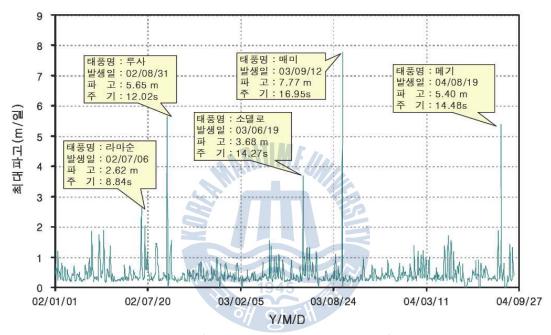


Fig. 4.11 파고 계측결과 (일 최대 유의파고).

Table 4.3 계측기별 일 평균침하량(cm/day)

ESP-1	ESP-2	ESP-3	ESP-4	ESP-5	ESP-6	평균	비고
0.31	0.50	0.46	0.45	0.45	0.34	0.42	관리기준치
0.31	0.50	0.40	0.40	0.40	0.34	0.42	=2.0cm/day

Fig. 4.13은 최대파고 발생시점을 기준으로 하여 전후 최근접 침하관측자료를 토대로 파랑내습에 따른 제체 침하량(ESP-3, 치환사 상단)을 각 계측지점별로 나타내었다. 태풍"Maemi($H_{1/3}$ =7.77m)" 내습시 각 계측기 위치별로 태풍 발생 전·후 기간 동안 $2.17\sim6.22$ cm(평균 4.07 cm)의 침하가 발생한 것으로 분석되었다.



각 태풍별 파랑내습 전후 침하량 편차를 요약하여 Table 4.4에 제시하였다. 침하양상은 방파제의 시공순서(ESP-6 ➡ ESP-1 방향)에 따른 각 위치별 지반의 강도증가요인이나, 태풍 내습시 방파제의 각 위치별 영향 정도 등의 매우 다양한 원인에 의해발생될 것이기 때문에 정형화된 상관관계가 도출되지는 않지만, 태풍 발생 전후 시점에서 명확한 제체침하가 발생한 것을 파악하는 유의한 결과를 도출 할 수가 있었다.

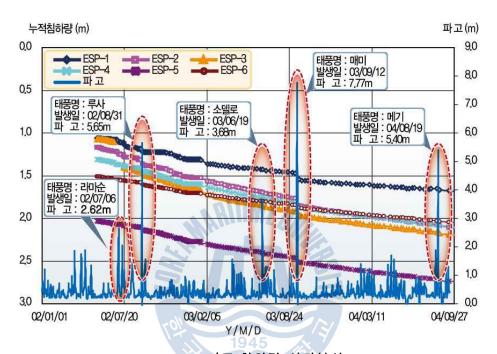
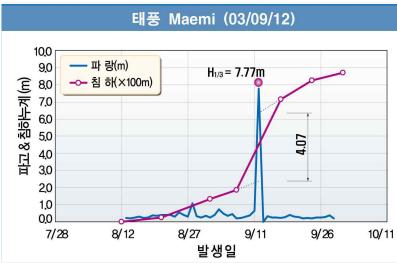


Fig. 4.12 파고-침하량 상관분석.

부산신항 동방파제의 경우 당초 설계시 태풍시의 동적 파랑하중에 의한 침하영향은 고려되지 않았으나, 계측자료 분석 결과로부터 태풍시 제체에 급격한 이상침하가 발생 하는 것으로 나타났다.

따라서, 사석경사식 방파제의 마루높이 결정시, 일반적으로 월파에 따른 항내전달파고 영향 등을 고려하여 설계하여 왔으나, 이는 제체의 거동영향을 고려하지 않은 것으로서, 최근 지구온난화로 인한 자연재해 영향 및 대형 태풍 발생빈도 증가 등의 영향을 반영한 검토가 필요할 것으로 사료된다.





구분		ESP-1	ESP-2	ESP-3	ESP-4	ESP-5	ESP-6	평균
누적침하량	태풍전	1.43	2.88	2.60	2.60	2.32	1.93	2.29
(cm)	태풍후	7.54	9.10	5.34	5.94	6.16	4.10	6.36
침하량 편	₹ł(cm)	6.11	6.22	2.74	3.34	3.84	2.17	4.07

Fig. 4.13 태풍발생 전후 누적 침하량의 변화(태풍 Maemi)

Table 4.4 태풍내습시 파고별 침하량 편차 요약

		11 1
	구분	매미
	파고(m)	7.77
	평균	4.07
	ESP-1	6.11
침하량	ESP-2 0// 0 C	6.22
(cm)	ESP-3	2.74
(GITI)	ESP-4	3.34
	ESP-5	3.84
	ESP-6	2.17

Fig. 4.14는 각 계측지점별로 이상파고시 나타나는 파고-침하량의 관계를 도시한 것이다. 침하량 크기의 순서대로 정리하면 ESP-1의 침하량이 가장 컸으며, ESP-2, ESP-5, ESP-4, ESP-3, ESP-6의 순으로 작게 나타났다. 같은 파랑에 대해서 지점별로 침하량의 크기가 소델로의 경우 최대 약 8배 까지 차이를 보이고 있는데, 이는 시공순서와 관련이 있는 것으로 보이며, 먼저 시공된 지점의 경우 이미 제체 구성요소의 강도 증가가 진행되어 같은 파랑에 대해서도 상대적으로 침하량이 작게 발생하는 것으로 사료된다.

Fig. 4.15는 태풍 Maemi 시 최대파고 발생시점을 기준으로 하여 전후 최근접 침하



관측자료를 토대로 파랑내습에 따른 제체 침하량을 각 계측지점별로 함께 나타낸 것이다. 여기에서도 침하량 크기의 순서대로 정리하면 ESP-2, ESP-1, ESP-5, ESP-4, ESP-3, ESP-6의 순으로 작게 나타났으며, Fig. 4.14의 경우와 유사한 경향을 보였다.

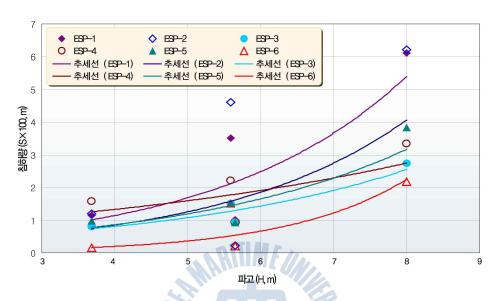


Fig. 4.14 입사파고의 크기에 따른 계측기별 침하량 변화.

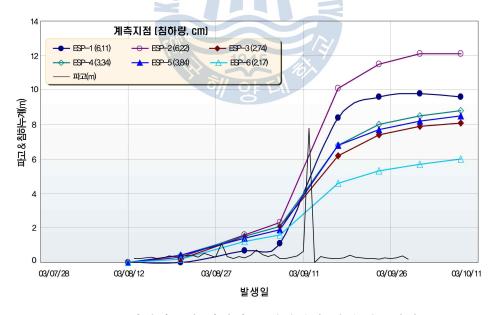


Fig. 4.15 이상파고시 나타나는 침하량의 변화(태풍매미).



Fig. 4.16은 태풍 내습시 입사파고의 크기에 따른 평균 침하량의 변화정도를 보여준다. 입사파고가 크면 침하량도 증가하는 것으로 나타났는데 이는 부분굴착치환 방파제에서 파고와 침하량 사이의 상호 관계가 명확하게 존재함을 보여준다. 다만, 태풍 Maemi(2003.09)의 경우에는 최대 유의파고가 7.77m로 가장 컸기 때문에 침하량도 그만큼 크게 발생한 것으로 사료된다. 그러나 태풍 Megi(2004.08)의 경우에는 유의파고가 Rusa(2002.08)와 비슷함에도 불구하고 침하량이 두 배 이상 작게 나타났는데 이는시간 경과에 따라 방파제 제체 구성요소의 상대밀도가 증가되어, 상대적으로 파랑에의한 동적하중의 영향이 감소된 탓으로 보여 지며, 또한 실제 현장의 시공조건 및 지반조건 등의 매우 복잡한 특성이 복합적으로 작용하여 발생한 원인으로 판단된다. 따라서, 파고-침하량 경향분석에서는 Megi를 제외하고, Ramasun, Rusa, Sodello, Maemi에 대해서만 검토하였다.



Fig. 4.16 입사파고의 크기에 따른 침하량 변화(평균값).

4.3.2 임계파고 결정

파랑하중은 급격한 침하(즉시침하 또는 이상침하)를 유발하여 제체의 안정에 영향을 주는 매우 중요한 요소이다. 따라서, 일정 단면형상의 방파제에서 즉시침하(이상침하)를 일으키기 시작하는 시점의 파고(임계파고(H_{cr})를 파악할 수 있다면 해당 제체의 안 정성 확보 여부를 분석하는데 중요한 역할을 할 수 있을 것이다.

본 연구에서는 방파제 침하의 동적해석을 수행할 실험파를 선정할 목적으로 임계파고를 결정하였다.

본 연구에서는 일평균 침하량 $(0.42 \mathrm{cm})$ 이상의 침하를 일으키는 파고 즉, 이상침하를 일으키기 시작하는 시점의 파고를 임계파고 (H_{cr}) 로 설정하였다. 임계파고를 결정하



기 위하여 파고-침하량간의 관계를 추세선을 이용하여 도식화하였으며(Fig. 4.17참조), 이로부터 본 연구 대상인 부산신항 동방파제와 유사한 규모의 방파제 단면의 경우 일 평균 침하량 0.42cm 이상을 일으키는 파고 즉, 임계파고는 2.84m로 추산할 수 있다.

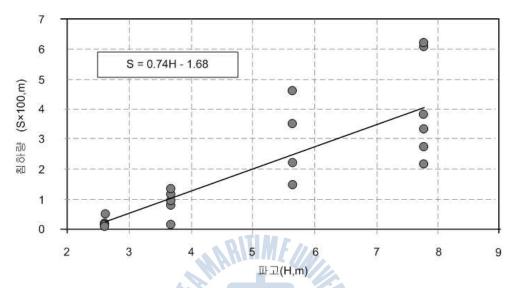


Fig. 4.17 파고-침하량의 상관관계.



제 5 장 수리특성과 침하량 해석

5.1 실험파 결정

실험파 결정을 위해 1시간 단위로 분석된 유의파 자료(해양수산부, 2005)를 이용하였다.

침하를 일으키는 대표파는 일반적으로 많이 사용하는 유의파 $(H_{1/3})$ 와 다를 수 있으므로 대상지점에서 유의파의 시계열 최대값 $(H_{1/3\max})$ 이외에 별도의 실험파를 선정하였다.

실험을 위한 대표파는 제체에 영향을 주기 시작하는 시점의 임계파고 (H_{cr}) 2.84m로부터 소멸되는 시점까지의 구간에서 상위 1/10의 면적적분평균값 $(H_{1/10})$ 및 유의파의 시계열 최대값 $(H_{1/3max})$ 으로 선정하였다.

Fig. 5.1은 수치계산에 이용할 실험파고 산정방법을 개념적으로 보여준 것이다. 실험파고의 지속시간은 각 대표파의 면적적분 평균치에 해당하는 시간으로 결정하였다. 다만, 유의파의 시계열 최대값 $H_{1/3\max}$)의 경우에는 1시간 동안의 평균 유의파고인 점을 감안하여 지속시간을 1시간으로 설정 하였다.

주기는 전체적으로 큰 차이를 보이지 않아 파랑이 제체에 영향을 미치는 총 시간 동안의 주기를 면적적분하여 그 평균값을 사용하였으며, 조위는 파랑 지속시간 동안의 조위를 면적 적분하여 그 평균값을 이용하였다.

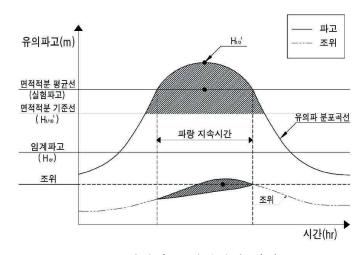


Fig. 5.1 실험파고 산정방법 개념도.



Fig. 5.2는 태풍 매미를 대상으로 임계파고 이상에서 파고와 조위의 시계열을 함께 도시한 것이다. 유의파의 시계열 최대값 $(H_{1/3\max})$ 에서 최대조위가 나타나는 것으로 볼 수 있다. 동적해석을 위한 실험파는 Table 5.1에 제시하였다.

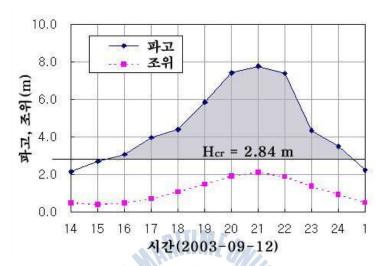


Fig. 5.2 임계파고 이상에서 파고와 조위의 시계열 (태풍 매미).

Table 5.1 실험파의 결정

구분		파고(m)	주기(s)	조위(DL,m)	지속시간
Case	추정방법	五十五(111)	T21(S)	±+1(DL,111)	시국시신
Case-1	$H_{1/10}{}^{\prime}$	6.96	45 14.14	(+)1.90	2.5hr
Case-2	$H_{1/3\mathrm{max}}$	7.77	14.14	(+)2.11	1.0hr

5.2 실험단면 결정

부산신항 동방파제는 Fig. 5.3의 종단면도에서와 같이 각 대표단면별로 A~E의 총 5구역으로 구분되었으며, 각 구역별로 단면형상이 조금씩 상이하다. 이중에서 방파제중앙부에 위치하며, 전체방파제 연장(600m)의 40%이상을 차지하는 C구역(260m)을 실험대상구역으로 설정하여 표준단면도를 Fig. 5.4에 제시하였다.

실험단면은 원지반고가 DL(-)11.40m, 준설깊이는 DL(-)28.50m이며, 미치환층이약 20m로 전체 구역으로 볼 때 평균치에 해당한다.



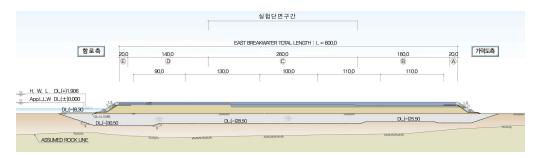


Fig. 5.3 부산신항 동방파제 수치실험 단면구간.

실험단면은 공사완공 시점인 2002.11.26을 시점으로 하여 이후에 발생한 태풍을 대상으로 태풍이 도달하기 직전의 상태로 가정하였다.

태풍이 발생하기 직전의 단면을 추정하기 위하여 6개의 계측기를 통해 계측된 침하기록과, 2002.11.2, 2004.12.30, 2005.9.28에 각각 계측한 마루높이 변화량을 참조하여 설정하였다(Table 5.2참조).

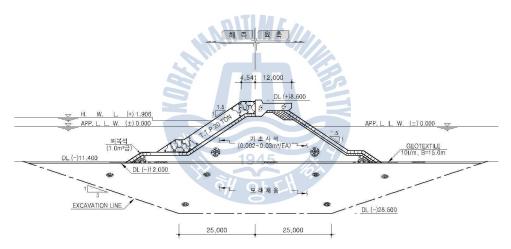


Fig. 5.4 동방파제 수치실험 단면도(C-PART).

Table 5.2 마루높이 변화량

계측기		침하량			
계득기	2002.11.02(A)	2004.12.30(B)	2005.09.28(C)	A-B	A-C
ESP-1	DL(+)6.397	DL(+)5.967	DL(+)5.859	0.430	0.538
ESP-2	DL(+)6.285	DL(+)5.566	DL(+)5.374	0.719	0.911
ESP-3	DL(+)6.286	DL(+)5.642	DL(+)5.468	0.644	0.818
ESP-4	DL(+)5.926	DL(+)5.479	DL(+)5.283	0.447	0.643
ESP-5	DL(+)5.612	DL(+)5.026	DL(+)4.868	0.586	0.744
ESP-6	DL(+)6.184	DL(+)5.725	DL(+)5.547	0.459	0.637

방파제의 마루높이를 포함한 계측지점에서의 침하량 누계는 Table 5.3와 같으며,



실험단면은 누적 침하량을 반영하여 결정하였다.

계측기	체인번호	구역	개량심도(m)	침하량(2003.06.19,m)		,m)
게득기	세진단호	T -	\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\	마루높이	치환사상부	치환사하부
ESP-1	No1	А	15.5	0.19	0.20	0.07
ESP-2	No6+10	В	13.5	0.30	0.28	0.11
ESP-3	No12	С	16.5	0.27	0.29	0.11
ESP-4	No17	С	16.5	0.15	0.26	0.10
ESP-5	No23+10	D	16.5	0.24	0.23	0.09
ESP-6	No28+10	D	16.5	0.18	0.16	0.06

Table 5.3 태풍 Maemi 발생 직전까지의 누적침하량 (2002.11.26~2003.09.12)

5.3 파압 산정

수치해석에 사용된 수치파동수로의 배치단면은 Fig. 5.5과 같다. 조파수로의 규모는 길이 1000m, 높이 30m이며, 구조물의 위치는 방파제 사면의 전단에서 조파시작점까지 500m 이격하였다. 조파수로의 전면과 후면 끝에는 약 200m폭의 감쇠대(sponge layer)를 설정하였다. 감쇠대는 반사에 의한 중복파를 없애기 위해 도입 하였다. 격자간격 Δx 는 방파제가 위치하는 구간에서는 0.5m로 그 외의 구간은 1.0m로 하였으며, Δy 는 0.5m로 구성하였다. 수치계산에 사용된 계산시간은 수렴과 해석시간을 고려하여 자동으로 $\Delta t = 0.01 \sim 0.20$ sec로 하였다. 총계산시간은 구조물까지의 도달시간 등을 고려하여 600초로 설정하였다. 해석시 수립자의 움직임은 Fig. $5.6 \sim Fig. 5.8$ 과 같다. 이때 Fig.상의 화살표의 방향은 수립자운동 방향을, 화살표의 길이는 유속의 크기를 나타낸다. Fig. 5.9은 화살표인 벡터의 크기를 같게 하여 방파제의 경계면에서

의 수립자의 움직임을 보기 쉽게 나타낸 것이다. 방파제 후면 경사면에서는 수립자의

움직임이 일정하지 않고 와류(vortex)현상이 나타난 것을 알 수 있다.

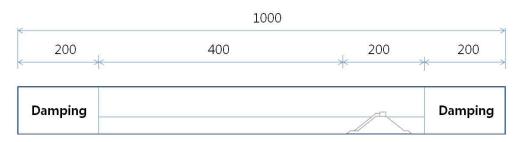


Fig. 5.5. 수치파동수조의 배열





Fig. 5.6. 정수면 상태

THE

Fig. 5.7. 파봉시 수립자의 움직임



Fig. 5.8. 파곡시 수립자의 움직임

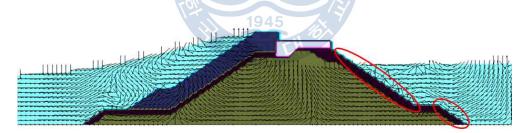


Fig. 5.9. 방파제 경계면에서의 수립자의 움직임

본 연구에서는 현재 동적해석 설계에 반영되고 있는 방파제 사면상의 임의의 절점 몇 군데의 파압을 측정하여 등가파압으로 보정한 값을 사용하지 않고, CADMAS-SURF를 이용하여 산정한 사면상의 모든 절점에 대하여 파압 시계열자료를 출력된 그대로 지반해석프로그램의 입력 자료로 사용하였다. 모든 절점에 대해서 그래프로 나타낼 수 없어 해석영역을 Fig. 5.10과 같이 A ~ C영역으로 나누어 영역별 임의의 지점 @ ~ ①의 파압만을 시간이력 그래프로 나타내었다.



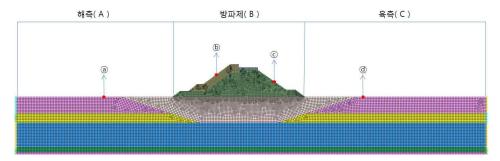


Fig. 5.10. 파압 측정위치

CADMAS-SURF로 구한 동적파압은 Fig. 5.11로 설명할 수 있다. 파곡에서는 정수 면보다 수위가 낮아 낮아진 만큼 파압이 작아져 (-)의 값을 나타낸다. 파봉에서는 수위가 정수면보다 높아 높아진 만큼의 파압이 증가하여 (+)값을 나타낸다.

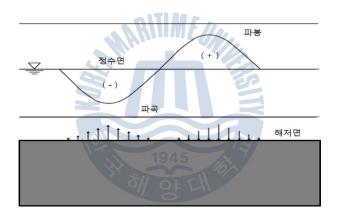


Fig. 5.11. 파봉, 파곡시의 파압

Case 1은 구조물전방인 A영역에서는 -1.92t/m² ~ 1.80t/m², 구조물 내인 B영역에서는 -4.37t/m² ~ 3.72t/m², 구조물후방인 C영역에서는 -0.07t/m² ~ 0.37t/m²로 나타났다.

Case 2는 구조물전방인 A영역에서는 -2.13t/m² ~ 1.81t/m², 구조물 내인 B영역에서는 -4.34t/m² ~ 4.21t/m², 구조물후방인 C영역에서는 -0.07t/m² ~ 0.37t/m²로 나타났다.

Case 1과 Case 2를 대표하여 Case 1의 임의의 절점에서의 파압을 Fig. 5.12 ~ Fig. 5.14로 나타내었다. Fig. 5.12는 해측영역 @절점에서의 시간이력 파압을 나타낸 것이다. Fig. 5.13은 방파제의 해측 경사면위의 절점⑥와 육측 경사면위의 절점ⓒ의 시



간이력 파압을 나타낸 것이다. Fig. 5.14은 육측 영역의 절점@에서의 시간이력 파압을 나타낸 것이다.

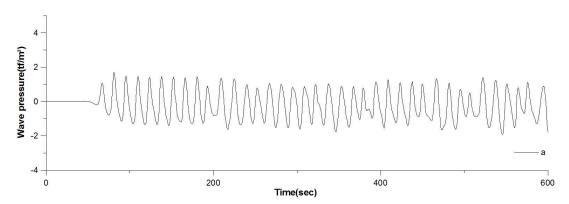


Fig. 5.12. @지점에서의 시간이력 파압

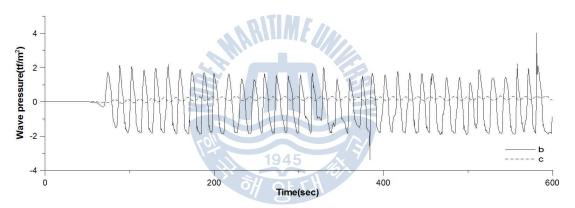


Fig. 5.13. ⓑ,ⓒ지점에서의 시간이력 파압

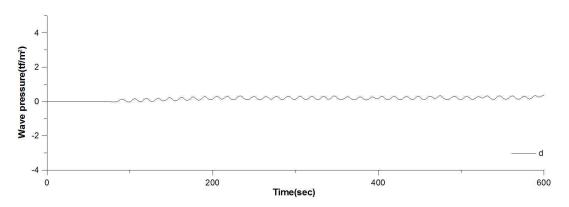


Fig. 5.14. 예지점에서의 시간이력 파압



5.4 침하량 산정 및 실측치와의 비교

본 해석에서는 MIDAS-GTS 지반해석 프로그램을 사용하였다. 토질 특성치는 「부산신항 남컨테이너 부두[2-3단계] 민간투자사업」(해양수산부, 2004)중 「변형 및 내진해석 보고서」를 참조하여 Table 5.4의 값을 적용하였다. 최종 모델링된 그림은 Fig. 5.15와 같다.

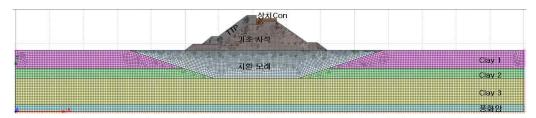


Fig. 5.15 동적해석시 제체의 변위량 계산을 위한 단면의 격자구성도

구분	단위중량	포아송비	변형계수	점착력	내부마찰각	
—————————————————————————————————————	$\gamma_t(tf/m^3)$	ν	(tf/m^2)	(c, tf/m^2)	(°)	
Clay 1	1.508	0.45	580	2.5	_	
Clay 2	1.584	0.40	1,500	2.5	_	
Clay 3	1.679	0.30	2,000	2.5	_	
치환모래	1.8	0.25	3,500	_	30	
풍화암	2.0	0.25	18,980	20	35	
기초사석	1.8	0.25	4,132	_	40	
TTP	1.14	0.25	2.5E6	_	_	
상치콘크리트	2.3	0.25	2.5E6	_	_	

Table 5.4 동적해석을 위한 토질특성치 입력자료

동적해석시 지반의 반무한성을 고려하기 위하여 자유 경계를 모델의 좌우측에 적용하였으며, Rayleigh 감쇠 5%를 적용하였다.

CADMAS-SURF로부터 추정한 태풍매미의 파압 시계열 자료를 입력값으로 하였으며, 실험파 지속시간은 해석상의 시간을 고려하여 실제 파랑 지속시간 중 일부(10분: 600s)만을 수행하였다.

파랑하중 동적해석을 위해 CADMA-SURF를 이용하여 구한 파압을 지반해석 프로그램인 MIDAS-GTS에 시간이력 동적 하중으로 적용하였다. 해석 Case는 파랑하중을 방파제에만 적용한 경우(Case x-1)와, 파랑하중을 방파제와 방파제 전방 후방의 해저지반까지 적용한 본 연구의 방법(Case x-2)으로 나누어 해석을 실시하였다. 방파제의



파랑작용에 의한 전반적인 침하양상을 보기위해 Fig. 5.16과 같이 각각 ① \sim ⑪ 11개의 절점에 대해서 침하량을 비교 하였다.

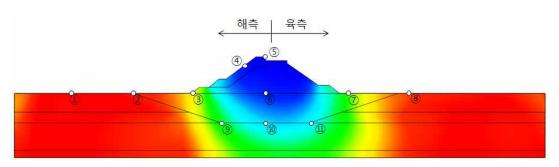


Fig. 5.16 침하량 비교 위치

Fig. 5.17은 Case 1-1로 파고 6.96m 일 때 파랑하중을 방파제에만 적용하였을 때의 해석결과를 나타낸다.

Fig. 5.18은 Case 1-2로 파고 6.96m 일 때 파랑하중을 본연구의 방법인 방파제와 방파제 전방 후방의 해저지반까지 적용하였을 때의 해설결과를 나타낸다.

Fig. 5.19는 Case 2-1로 파고7.77m 일 때 파랑하중을 방파제에만 적용하였을 때의 해석결과를 나타낸다.

Fig. 5.20은 Case 2-2로 파고 7.77m 일 때 파랑하중을 본연구의 방법인 방파제와 방파제 전방 후방의 해저지반까지 적용하였을 때의 해설결과를 나타낸다.

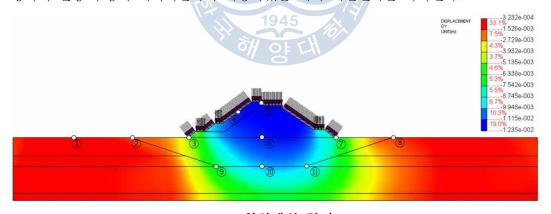


Fig. 5.17 침하해석 결과(Case 1-1)



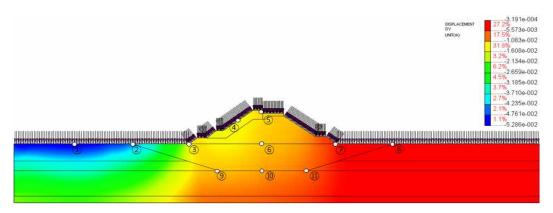


Fig. 5.18 침하해석 결과(Case 1-2)

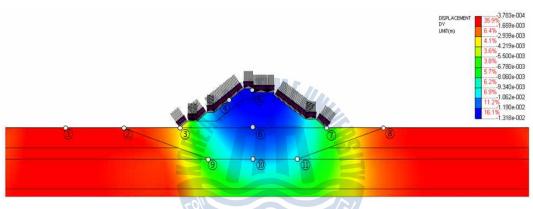


Fig. 5.19 침하해석 결과(Case 2-1)

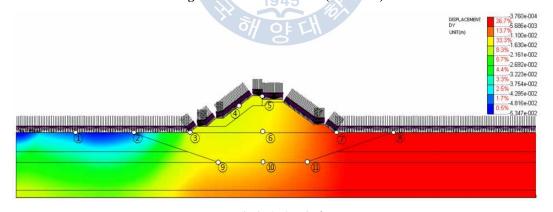


Fig. 5.20 침하해석 결과(Case 2-2)

Fig. 5.17 ~ Fig. 5.20의 각 지점에서의 침하량은 Table 5.5로 정리 된다. 파랑하중을 방파제에만 작용시킨 Case 1-1과 Case 2-1의 침하거동이 비슷하게 발생하는 것을 알 수 있다. 파랑하중을 방파제와 방파제 전방 후방의 해저지반에까지 작용시킨



Case 1-2와 Case 2-2의 침하거동 또한 비슷하게 나타났다.

Case 1-1과 Case 1-2, Case 2-1과 Case 2-2를 비교했을 시에는 그 거동양상이 다른 것을 알 수 있다. 파랑하중을 방파제와 방파제 전방 후방 해저지반까지 적용시킨 Case 1-2와 Case 2-2의 최대침하량은 치환사 전방인 ①에서 발생하였다. 그 때의 침하량은 Case 1-1과 Case 2-1인 방파제에만 파랑하중을 적용하였을 때의 최대침하량과 비교했을시 상당히 크게 나타난 것을 알 수 있다.

절점 ②를 보면, Case x-1의 경우 Case x-2에 비해 각각 약 20배 이상의 큰 침하량이 발생하는 것으로 나타났다. 이것은 파랑에 의한 하중이 추가적으로 해저지반에 전달되었기 때문이다. 특히 해측의 경우 파압 분포(Fig. 5.12)에서 방파제제체에 다음으로 큰 파압이 작용하는 것을 고려하면 예상된 결과라 볼 수 있다.

다만 방파제후방 부분, 절점 ⑦, ⑪에서의 침하량은 Case x-1의 침하량이 Case x-2보다 0.11~0.34cm 크게 나타났다. 이는 Fig. 5.9에서 나타난 것처럼 육측 방파제경사면에서 물입자의 와류(vortex)현상 때문이라 판단된다. 방파제제체의 침하만을 고려한 ④의 경우 Case x-2가 Case x-1에 비해 침하량이 0.14~0.29cm 증가되었음을 알 수 있다. 이것은 방파제제체에 해측 해저지반으로 전달된 파압으로 인해 해측에서 발생된 침하가 그 영향을 미친 연동침하의 결과라 판단된다.

본 연구 결과 파랑하중으로 인해 방파제 해측 영역 지반의 침하량이 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 이것은 기존 연구에서 무시된 부분으로 만약 해측 지반의 침하량이 예상 못한 파랑하중에 의해 크게 발생된다면 방파제제체의 안정을 크게 위협할 수 있음을 알 수 있다.

또한 방파제제체를 기준으로 해측과 육측 지반의 침하량이 Case x-2의 경우 약 3 배 이상의 불균등 침하가 발생됨을 알 수 있다(④,⑦). 이것은 방파제를 중심으로 양쪽이 동일한 지반이 분포된다는 조건하에 얻은 결과이다. 만약 서로 상이한 지반이 방파제 양쪽에 존재한다면 부등침하에 대한 검토도 심도 있게 다루어야 할 것으로 판단된다.

본 연구의 대상방파제인 부산신항동방파제 설계시 연약지반층이 깊어 연약지반개량 공법중 부부치환공법을 적용하였다. 그 결과 해저지반에 작용하는 파랑하중을 고려하여 해석을 한 경우와 그렇지 않은 경우 모두 허용침하량 10cm에 만족하는 결과를 보여 주었다. 본 연구의 핵심인 해저지반에 전달되는 파랑하중이 구조물의 침하에 미치는 영향의 정도를 알아보기 위해 연약지반을 개량하지 않고 해석을 실시하였다. 그 결과 Table 5.6과 같이 나타났다. 파압이 가장 크게 작용하는 ④의 침하량을 비교했을시방파제에만 파랑하중을 적용한 Case 1-1의 침하량은 11.95cm로 허용침하량기준을 조금 벗어나지만, 파랑하중을 방파제와 방파제 전방 후방 해저지반까지 적용한 Case



1-2의 경우 47.00cm로 Case 1-1보다 약 4배 크며 허용침하량기준을 훨씬 벗어 나게된다.

극단적인 경우를 예로 들어 현재까지의 방법인 파랑하중을 방파제에만 적용하여 설계를 하여 Case 1-1의 최대침하량이 9.0cm가 나타났다고 가정하면, 침하량이 허용침하량기준을 만족하여 이상이 없다고 판단 될 것이다. 하지만 본 연구의 방법인 파랑하중을 방파제와 방파제 전방 후방 해저지반에 작용하는 하중을 고려한 Case 1-2의 경우 허용침하량기준을 훨씬 벗어나게 되어 구조물이 파괴될 수도 있을 것이다.

Table 5.5 침하량 비교

(cm)

구분	Case 1-1(6.96m)	Case 1-2(6.96m)	Case 2-1(7.77m)	Case 2-2(7.77m)
1	0.08	5.29	0.08	5.35
2	0.18	4.47	0.13	4.76
3	0.50	1.45	0.30	1.70
4	1.24	1.38	1.32	1.61
5	1.21	1.24	1.30	1.50
6	1.14	1.18	1.21	1.39
7	0.80	0.46	0.76	0.47
8	0.15	0.16	0.17	0.16
9	0.70	1.15	0.73	1.35
10	0.99	1.02	1.02	1.20
11)	0.94	0.79	0.95	0.84

^{*}허용침하량:10cm(항망및어항설계기준)

Table 5.6 미개량시 침하량(6.96m)

(cm)

구분	Case 1-1(미개량)	Case 1-2(미개량)
①	11.39	143.62
2	11.65	111.94
3	11.74	86.69
4	11.95	47.00
5	11.68	31.71
6	11.64	31.00
①	10.19	8.40
8	8.36	8.21
9	11.86	53.31
(1)	11.66	28.90
(1)	10.96	24.01

본 연구의 수치모형실험 결과와 계측을 통한 실측치를 비교했을시의 결과는 Table 5.7과 같다. 수치해석 결과값과 계측값을 비교 했을시 1.13~1.36cm의 차이를 보이는



것을 알 수 있다. 이 차이는 해석모델이 Mohr-Coulomb 탄소성해석이기 때문에 하중이 가해질때는 변형이 발생 하였다가, 하중을 제거하면 변형이 없어지기 때문에 파랑하중에 의한 누적된 침하량을 산정 할 수 없다. 이러한 이유에서 실제 계측값 보다 수치해석 결과값이 작게 나온 것으로 판단된다.

Table 5.7 침하량 비교(치환사 상단)

구분	수치해석 결과값(cm)	계측값(cm)	차이(cm)
Case 1(6.96m)	1.38	2.74	1.36
Case 2(7.77m)	1.61	2.74	1.13

실제 계측된 계측값과 수치해석 결과값이 비슷한 값을 나타내는 것이 본 연구의 신뢰성을 높이는 중요한 요소임에는 틀림없다. 하지만 본 연구에서는 방파제의 동적설계시 해저지반에 미치는 파랑하중을 고려해야하는지 하지 말아야하는지를 침하해석을 통해 비교 하였다. 그 결과 침하량의 차이가 상당히 나타나는 것을 알 수 있었다. 따라서본 연구에서는 방파제의 동적설계시 해저지반에 작용하는 파랑하중의 영향의 중요성을설계자들에게 인지 시키고자 하였다.



제 6 장 결 론

본 논문에서는 파랑하중에 의한 경사식 방파제의 침하거동에 대한 연구를 하였다. 먼저 기존의 관련 연구에 대해 조사를 하였으며, 파랑하중을 산정하는 방법과 침하해 석방법을 수록하였으며, 현장계측 결과를 정리하여 침하해석에 따른 침하량과 비교 해 보았다.

침하량 해석에서는 파랑하중에 의한 경사식 방파제의 동적해석을 현재까지의 방법 인 방파제에만 파랑하중을 적용하는 경우와 방파제와 방파제 전방 후방 해저지반의 파 랑하중까지 고려하는 본 연구의 경우로 나누어 침하량을 비교하였다.

검토 대상 방파제는 부산신항 동방파제로 태풍매미가 발생한 전후 시점으로 실험파를 Table 5.1과 같이 결정하여 파압을 산정하였다. 산정된 파압으로 침하량 해석을 현재까지의 방법과 본 연구의 방법으로 시행하여 파랑하중이 해저지반에 미치는 영향의중요성을 규명하고자 하였다. 연구된 내용을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 경사식 방파제제체와 경사식 방파제 전후의 해저지반에서 발생하는 파압을 계산한 결과, 경사식 방파제 제체 전면에 작용하는 파압이 Case 1은 -4.37t/m² ~ 3.72t/m², Case 2는 -4.34t/m² ~ 4.21t/m²으로 가장 크게 나타났으며, 경사식 방파제 후방 해저지반에 작용하는 파압은 Case 1은 -0.07t/m² ~ 0.37t/m², Case 2는 -0.07t/m² ~ 0.37t/m²으로 가장 작게 나타났다. 경사식 방파제 전방 해저지반에 작용하는 파압은 Case 1에서 -1.92t/m² ~ 1.80t/m², Case 2에서 -2.13t/m² ~ 1.81t/m²으로 가장 큰 파압이 작용하는 경사식 방파제 제체 전면과 비교 시 약 1/2정도로 상당한 파압이 작용한 것을 알 수 있다.
- 2) 경사식 방파제제체와 경사식 방파제 전후의 해저지반에서 발생하는 비선형 파랑변형과 파랑하중을 계산하고, 여기서 도출된 파압자료를 입력하여 침하량을 계산한 결과, 현재까지의 방법인 방파제 제체면의 파랑하중만을 고려했을 시와 본 연구의 방법인 방파제와 방파제 전방 후방의 해저지반의 파랑하중까지 고려했을 때의 구조물의 침하량은 전체적으로 후자인 본 연구의 경우가 더 큰 침하량을 나타내었다. 이는 방파제전방영역에서의 파랑하중에 의한 지반의 거동이 방파제제체와 그 아래 지반에 거동에 영향을 주었기 때문이라 판단된다.
- 3) 파압 분포를 보면 예상했던 바와 같이 방파제 제체에 가장 큰 파압이 작용하는 것으로 나타났다. 하지만 방파제전방 해저지반에 제체에 작용하는 파압의 절반 정도에 해당되는 무시 못 할 파압이 작용하는 것으로 나타났다. 이로 인해 해측 지반의 침하



량이 크게 발생하는 것으로 나타났다. 다만 방파제후방 경사면에서 물입자의 와류 (vortex)현상으로 인해 현재까지의 방법을 적용한 경우 방파제후방 선단과 아래지반에서 침하량이 본 연구에서 고려한 해석보다 크게 나타났다.

4) 지구 평균 기온상승 등으로 인해 태풍의 규모 및 출몰 횟수가 증가하여, 고파랑으로 인해 파랑하중이 해저지반에 미치는 규모 및 횟수 또한 증가 하고 있다. 앞으로 축조될 방파제의 설계시 파랑하중에 의한 해저지반의 영향을 반드시 고려해야하며 기존에 축조된 방파제 역시 유지관리 차원에서 이점을 다시 한 번 고려할 필요가 있다고 판단된다.





참고문헌

- 1. 박현주, 전인식, 이달수 (2002), 경사식 방파제의 수리특성 결정을 위한 수치해석, 한국해안·해양공학회지, 14(1): pp.19-33.
- 2. 성상봉, 전인식, 이달수 (2003a), 경사식 방파제의 전사면 파압에 대한 고찰(I. 수 치파동수조의 적용), 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제 23권, 제 6-B호, pp.575-579.
- 3. 성상봉, 전인식, 이달수 (2003b), 경사식 방파제의 전사면 파압에 대한 고찰(실험식 의 제안), 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제 23권, 제 6-B호, pp.581-585.
- 4. 안익성 (2008), 파랑하중에 의한 부분치환 경사식 방파제의 거동특성에 관한 연구
- 5. 이중구 (2008), 파랑에 의한 직립방파제 거동특성
- 6. 조휴상 (2008), 경사제의 동적안정해석을 위한 파압의 기초적 연구
- 7. 해양수산부 (2004), 초대형 부유식 해상구조물 기술개발
- 8. 해양수산부 (2005), 항만 및 어항설계기준.
- 9. 해양수산부 (1997), 부산신항 방파제 실시 설계 용역 보고서.
- 10. 榊山 勉, 鹿島遼一 (1992): ポーラスボデイモデルによる透過性防波堤周辺の波動解析手法の開發, 電力中央研究報告書, pp.48.
- 11. 沿岸開發技術研究센터(2001), CADMAS-SURF Manual
- Barends, F.B.J., Van Der Kogel H., Uijttewaal F.J. and Hagenaar J., 1983,
 West Breakwater Sines: Dynamic geotechnical stability of breakwaters,
 Proc. conf. on Coastal Structures, Arlington, pp.31-44
- 13. Chew, S.Y .& Wei, J., 1980, Major reclamation scheme for Marina city, Sigapore. Proc, 17th I.C.C.E., Sydney, pp.2245-2260
- 14. DeRouck, J. & Van Damme, L.,1996, Overall slope stability analysis of rubble mound breakwaters, Coastal Engineering, pp.1603-1616
- 15. Goda, Y. (1985) Random Seas and Design of Maritime Structures, University of Tokyo press, Japan, pp. 113-117
- 16. Hannoura, A.A. and McCorquodale, 1986, Rubble mounds: numerical modelling of wave motion, Jour. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., Vol.111, No.5, pp.800-816
- 17. Koutitas, C.,1982, A numerical model for rubble mound breakwaters



- stability, Proc. Seminar on Maritime Engineering, Brugge
- 18. Madsen, O.S. and White, S.M., 1976 Reflection and transmission characteristics of porous rubble-mound breakwater, CERC MR-76-5, US Army Engineering Waterways Experimental Station, Vicksburg, MS.
- 19. MIDAS-GTS Analysis Reference pp.55~90
- 20. Murray, M .& Sayao, O.J., 1990, Offshore breakwater for the Sergipe Marine Terminal, Brazil. Book of Abstracts of the 22nd I.C.C.E., Delft, pp.163-164
- 21. Muttray, M.O., 2000, Wellenbewegung an und in einem geschütteten Wellenbrecher, Ph.D Thesis, der Technischen Universität Braunschwei
- 22. Oumeraci, H. & Partenscky, H.W., 1990, Wave-induced pore pressure in rubble mound breakwater. ASCE, Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE) Vol.22, pp.14, Delft, Netherlands
- 23. Wurjanto, A. and Kobayashi, N., 1994, Irregular wave reflection and runup on permeable slopes, Jour. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., Vol.119, No.5, pp.537-557



감사의 글

논문을 마치고 "감사의 글"을 접하고 보니 지난 대학원 생활이 주마등처럼 떠오릅니다. 4학년 여름 방학 때 교수님을 찾아뵙고 연구실에 들어오겠다고 결정한지가 엊그제같은데 벌써 졸업을 하려니 그동안 연구실에서 지냈던 시간들과 추억들이 너무나 감사한 것 같습니다. 석사 기간 동안 함께 울고 웃고 공부했던 많은 분들께 감사의 마음을 전합니다.

먼저 김태형 지도교수님께 감사드립니다. 부족했던 저에게 석사 생활 내내 교수님께서 보여주신 관심과 배려에 감사드립니다. 때로는 당근으로, 때로는 채찍으로 지도해주시고, 늘 제가 새롭게 다짐하고 도전할 수 있는 자극과 가르침을 주셨던 부분들, 잊지 않고 박사생활과 사회생활에 큰 밑거름으로 사용하도록 하겠습니다. 바쁘신 가운데 초라한 논문을 맡아서 열과 성으로 심사해주신 서영교 교수님과 김도삼 교수님께도 감사의 마음을 전합니다. 그리고 전공에 대한 학문적인 틀을 잡아주신 김태곤 교수님, 이중우교수님, 경갑수 교수님께도 감사드립니다.

2년 반 동안 아침부터 밤까지 함께 생활해 왔던 연구실 사람들에게 감사함을 전합니다. 먼저 곧 박사님이 되실 웅기행님, 행님이 있어서 무사히 석사학위를 받을 수 있는 것 같습니다. 그리고 이미 박사님이신 수정이 누나, 잠깐 같이 생활한 중호행님, 영원한 맡선임 영준이행님, 그리고 내 맡후임 민아까지 정말 고맙습니다. 같이 연구실 생활을 하지는 못했지만 우리 식구인 졸업하신 정현행님, 용수행님, 남우행님께도 고마움을 전합니다.

또 전공은 다르지만 함께 대학원 생활을 한 구조방에 진은행님, 성진행님, 현기행님, 내 동기 효상이와 동균이, 그리고 민선이 고맙고, 해안방에 창훈행님, 현석행님, 선욱행님, 내 동기 진우와 동진이, 후배 정현, 보배, 성심, 민지까지 도로방에 연우누나, 진호행님, 내 동기 기홍이, 항만방에 내 동기 규광이까지 모두 고맙습니다.

석사 생활 동안 알게 된 분들께도 감사의 마음을 전합니다. 연구 과제를 통해 학문적 지식뿐만 아니라 토목인으로써의 자질까지 가르쳐주신 박이근 박사님, 류지훈 선배님, 김성원 선배님, 이선룡 선배님, 장준용 선배님, 강성현 선배님, 최명호 선배님, 강승찬 선배님께도 감사의 마음을 전합니다.

마지막으로 영원한 내편 사랑하는 나의 가족께 감사의 마음을 전합니다. 내가 세상에서 가장 존경하는 나의 우상 아버지, 자신보다 아들을 더 생각하시는 어머니, 존재만으로도 듬직한 내형, 그리고 언젠가 영원한 내편이 될 진주까지 표현은 안했지만 언제나 감사하고 고맙고 사랑합니다.

막상 감사의 글을 적고 나니 이렇게 많은 분들의 격려와 도움 속에서 석사생활을 끝마쳤다는 생각에 감사한 마음이 가득해집니다. 학교에서 보낸 지난 시간들은 제인생에



많은 영향을 미치게 될 것으로 생각됩니다. 많은 것을 배웠고, 많은 분들께 여러 신세를 지고 사랑을 받았습니다. 여러분에게 받은 사랑들을 가슴에 안고 감사함을 갖고 있지 않으며 살아가겠습니다. 앞으로 세상에 보탬이 되고 즐거움을 줄 수 있는 사람이될 수 있도록 끊임없이 노력하고 정진하겠습니다. 감사합니다.

2012년 1월 윤 성 규 드림



