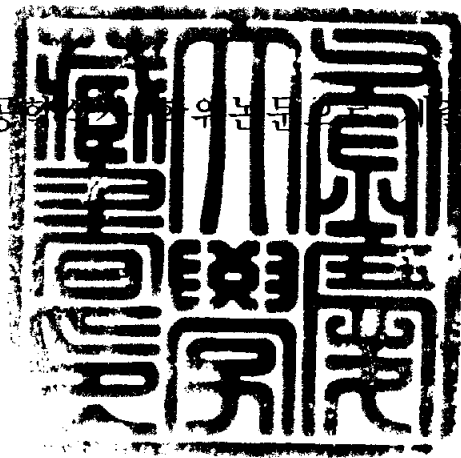


공학석사 학위논문

사석제의 기초부 형상과 월파특성

지도교수 류 청 로

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함



2003년 2월

부경대학교 산업대학원

해양개발학과

최 종 욱

이 논문을 최종욱의 공학석사 학위논문으로 인준함

2002년 12월 14일

주 심 공학박사 김 헌 태



위 원 공학박사 이 인 철



위 원 공학박사 류 청 로



目 次

List of Figures	ii
List of Tables	iii
List of Symbols	iv
Abstract	v
1. 서 론.....	1
1.1 연구배경 및 연구사.....	1
1.2 연구목적.....	2
2. 본 론.....	4
2.1 사석방과제의 안정성.....	4
2.1.1 월파랑.....	4
2.1.2 파랑제어구조물의 천단고.....	8
2.1.3 쇄 파.....	16
2.1.4 파의 소상고.....	19
2.2 실험방법 및 내용.....	19
2.2.1 모형이론과 상사법칙.....	21
2.2.2 차원해석.....	24
2.2.3 실험장치.....	28
2.2.4 실험방법.....	30
2.2.5 실험조건.....	33
2.3 실험결과.....	38
2.3.1 압사석 설치에 따른 파괴모드.....	37
2.3.2 최대월파랑과 평균월파랑.....	40
2.3.3 최대월파랑의 발생.....	43
2.3.4 입사파랑조건에 따른 월파랑의 변화.....	46
2.3.5 구조물의 규모에 따른 월파특성.....	50
3. 결 론.....	55
참고문헌.....	56

List of Figures

- Fig. 1. Definition of overtopping and flow of study.
- Fig. 2. Design diagrams of wave overtopping rate of vertical revetments on a sea bottom slop of 1/10 (Goda, 1984).
- Fig. 3. Design diagrams of wave overtopping rate of vertical revetments on a sea bottom slop of 1/30 (Goda, 1984).
- Fig. 4. Design diagrams of wave overtopping rate of Block mound seawalls on a sea bottom slop of 1/10 (Goda, 1984).
- Fig. 5. Design diagrams of wave overtopping rate of block mound seawall on a sea bottom slop of 1/30 (Goda, 1984).
- Fig. 6. Crest elsvation of vertical revetment for the condition of overtopping rate not greater than $0.01 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$ (Goda, 1984).
- Fig. 7. Crest elsvation of block mound seawall for the condition of overtopping rate not greater than $0.01 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$ (Goda, 1984).
- Fig. 8. Irregular Wave generating System.
- Fig. 9. Photo of wave generator and wave probes.
- Fig. 10. Exprimental setup.
- Fig. 11. Flow of Study.
- Fig. 12. Schematic diagram of experiment.
- Fig. 13. Definition of section.
- Fig. 14. Failure Modes at low crest breakwaters.
- Fig. 15. Scene of breaking wave and overtopping.

- Fig. 16. Variation of accumulated overtopping discharge rate with Time.
- Fig. 17. Range of mean overtopping rate by experiments.
- Fig. 18. Variations of accumulated overtopping rate and waterlevel with time.
- Fig. 19. Scene of armor failed by overtopping at the rear side.
- Fig. 20. Distribution Overtopping rate with ξ .
- Fig. 21. Distribution overtopping rate with wave steepness.
- Fig. 22. Distribution of maximum overtopping rate with size of berm.
- Fig. 23. Characteristics of overtopping rate with relative length of berm.
- Fig. 24. Distribution overtopping rate with size of berm.

List of Tables

- Table 1. Froude's similarity principal.
- Table 2. Experimental conditions.
- Table 3. Experimental cases.

List of Symbols

H	: wave height
L	: wave length
T	: wave period
α	: incident wave angle
β	: seaside slope angle measured from the horizontal
W_T	: weight of Tetrapod
B	: width of core unit
W_c	: weight of core unit
Δ_T	: sharpe of Tetrapod
h_s	: height of berm
V_{\max}	: maximum particle velocity on bottom
D	: percent damage to armor layer
ρ_w	: density of seawater
g	: gravitational acceleration
h	: water depth at the toe of the structure
e	: void ratio
d_{50}	: diameter of the sand at bottom
μ	: dynamic viscosity of water in vicinity of breakwater
β_B	: bottom slope seaward of the structure
l_s	: length of berm
Q	: overtopping rate
Q_{\max}	: maximum overtopping rate
Q_{mean}	: mean overtopping rate
q	: overtopping volume

Overtopping characteristics due to the foundation berm of rubble mound breakwaters

Jong-Wook Choi

*Department of Ocean Science and Technology
Graduate School of Industry
Pukyong National University*

Abstract

Wave overtopping is one of the most important hydraulic responses of breakwater because it significantly affects its functional efficiency, the safety of transit and mooring on the rear side, wave transmission in the sheltered area, rear side armor stones and to some extent, the structural safety itself. hence, hydraulic model tests has been carried out to investigate the influence of berm's size on overtopping rate by maximum overtopping rate and mean overtopping rate

The hydrodynamic characteristics of berm breakwater by the overtopping rate can be summarized as follows:

1. It is better to use maximum overtopping rate than to use mean overtopping rate for design of coastal structures.
2. when construct berm to decrease Energy of waves that it was need to consider breaking wave on the berm.
3. Decrease of Overtopping rate was significantly appeared when relative length of berm was over 0.13
4. Overtopping rate was decreased when relative length of berm was over wave length.

1. 서 론

1.1 연구배경 및 연구사

지속가능한 연안역의 이용과 보전을 위한 우리 인류의 노력은 다양한 형태의 연안역 제어구조물을 개발하여왔다. 이러한 제어구조물은 기능에 따라 크게 세가지로 구분된다. 먼저 입사하는 파랑의 에너지를 제어하기 위한 파랑제어구조물, 연안류의 평면적·공간적 제어를 통해 흐름 및 연안의 물질수송을 제어하기 위한 흐름제어구조물 그리고 연안역의 개발로 인한 여러 가지 생태환경의 변화를 최소화하기 위한 생태계 제어구조물로 크게 구분 할 수 있다. 이렇게 연안역에 작용하는 외력은 그 빈도의 차이는 있으나 연안시설물의 안정성에 직접적으로 작용하는 외력은 파랑이다.

이러한 파랑제어 구조물에서 발생하는 입사파랑과 구조물의 상호작용은 구조물 자체의 안정성과 제어구조물을 이용하여 보호하고자 하는 지역의 안정성까지 영향을 미치게 된다. 이러한 상호작용들 중에서 월파현상은 방파제의 가장 중요한 수리학적 현상 중의 하나이다. 왜냐하면 이는 방파제 주위의 통로의 안정성, 배후면에 계류된 선박 혹은 시설물의 안정성, 제체 안쪽의 항내정온도, 그리고 구조물 자체의 안정성 등 구조물의 기능성과 안정성에 중요한 영향인자이기 때문이다.

방파제의 설계에서 평균월파랑은(Discharge or rate) 방파제의 천단고를 결정하는 중요한 파라미터이다. 허나 일반적인 항만설계기준에서 사용되는 평균월파랑은 실질적으로 고파랑의 입사시의 파랑과 구조물의 상호작용을 표현하지 못한다.

이러한 월파에 대한 기존의 여러 가지 이론적인 접근은 종종 Weir모델에서 단순한 정상흐름으로 제안되었고 더욱 최근에는 에너지적 관점과 비회전성흐름의 해석을 통해 제안되었다. 허나 해석하는 이상적인 입사파랑과 구조물의 조건에서만 얻을 수 있으므로 주로 수리학적 검증들 통해서 특성이 파악하였다.

해안구조물의 월파랑 예측은 실험실의 수리학적인 모델과 경험식을 이용하여 얻는다. 널리 사용되는 방법은 SPM(Shore protection Manual 1984)에서 제시된 방법이 현재까지도 기존의 규칙파랑에서의 간단한 Run-up 및 월파랑을 결정하는 데에 사용된다. 실제 이러한 현상의 복잡함은 방파제의 종류와 입사파랑의 종류에 많은 영향을 받으므로 실제 현장의 관측 혹은 수리실험을 통한 확인이 필요하다. 실험

적 연구에서는 주로 2차원 및 3차원 조파수조에서 규칙 파랑 및 불규칙 파랑에 의한 수리학적 모형실험으로 검토가 이루어졌다.

기존의 월파에 대한 연구는 주로 호안이나 사석방파제에 대한 연구가 진행되었다. 따라서 대수심의 혼성제와 직립구조물에서 3차원 평면파랑의 입사에 따른 현상에 대한 연구결과는 적다. 최근에는 일본, 중국, 이태리, 그리고 스페인 등지에서 해안구조물의 안정성을 포함하는 낮은 건설 및 유지비용 그리고 환경충격의 감소의 잇점에 대해서 더욱더 많은 관심과 연구가 진행되고 있다.

1989년부터 유럽에서는 비쇄파 불규칙파랑 하의 직립벽 방파제에 대한 대규모 월파현상 실험은 Milan에 있는 ENEL-CRIS(Hydraulic Research Center of the Italian Electricity Board)에서 수행되었다. 추가적인 모형실험과 세부적인 해석은 European Project MAST2-MCS(Monolithic coastal structures)에서 수행하였으며 다양한 데이터와 정확도를 향상시키기 위해서 각종 구조물 모형에 대한 2차원 모형실험결과와 다른 유럽의 수리실험실에서 얻어진 결과가 종합되었다.

심지어 최근에는 육지방향으로 작용하는 바람에 의한 구조물에서의 Run-up과 월파의 영향을 평가하기 위한 기초모형실험도 진행 중이다. 이러한 실험결과를 통해 기존의 월파량과 비교하여 바람에 의한 추가적인 월파량 증가는 무시할 만큼 작은 결과를 나타내었다. 또한 일방향파랑과 다방향파랑의 입사에 따른 케이슨방파제 수리학적 특성에 관한 연구를 확장하기 위해 EU의 재정지원을 받아 이태리, 덴마크, 독일 연구자들에 의해 1994년 델프트 수리실험실의 조파수조에서 준 3차원 수리모형실험이 수행되었다.

이러한 다양한 월파에 대한 연구는 최근 월파의 발생확율에 대한 연구와 함께 발생된 월파의 시계열을 통해 통계학적인 월파 특성에 대한 연구가 진행중 이다.

1.2 연구목적

본 논문은 파랑제어구조물 중에서 소단을 설치하여, 기부형상에 따른 방파제의 월파현상을 연구하였다. 이때 더욱 정확한 월파량의 발생 특성을 파악하기 위해 월파량 관측 시계열에서 최대월파량을 고려하였으며 이러한 최대 월파량을 이용하여 기존의 평균월파량에서 고려되지 못한 구조물과 파랑의 상호작용을 검토하였다. 이상의 연구를 통

해 월과량을 제어하기 위한 소단 규모의 효과를 확인하고자 하였으며 이를 위하여 다음의 항목을 조사하고자 하였다.

- 소단 규모에 따른 월과량의 발생 특성
- 입사과량조건에 따른 평균월과량과 최대월과량의 발생 특성
- 최대월과량과 구조물 배후의 상호작용

이러한 월과량과 방과제의 상호작용을 확인하기 위하여 상사법칙을 만족하는 모형실험을 통해 소단규모에 따른 방과제에서의 월과특성을 파악하고자 한다.

2. 본 론

2.1 사석방파제의 안정성

본 장에서는 본 연구의 대상이 되는 사석방파제에서의 안정성에 대한 현상을 이해하기 위해 월파, 천단고, 쇄파 그리고 소상고에 대하여 기존의 자료를 통해 기초적인 특성을 파악하고자 한다.

2.1.1 월파량

월파량은 현장에서는 관측하기 어려우며 주로 수리모형실험을 통해 확인하게 된다. 일반적인 월파량의 정의는 구조물로 입사한 파랑이 구조물의 전면을 소상하여 천단고를 월류한 수위가 단위 시간당(sec) 저수된 단위 길이당(m)의 물의 양으로 정의한다. 지금까지의 연구는 주로 위에서 언급한 불규칙 파랑의 재현 즉 충분히 발달한 불규칙 파랑상태를 포함하는 관측지속시간에 대한 평균 월파량으로 논의하였으며, 허나 최근에는 전체 관측시간에 대한 가장 큰 고파랑의 내습에 따른 월파량에 대해 관측하여 최대파 주기를 관측 시간으로 한 최대월파량에 대한 연구가 진행되고 있다. 이는 월파발생율과 더불어 파랑제어구조물의 중요한 역할인 월파제어효과를 대한 중요한 연구분야이다.

가) 불규칙파에 의한 월파량

외해에서 입사하는 고파랑인 호안이나 방파제의 제체는 풍파의 내습에 견디도록 충분히 튼튼하여야 하며, 그 천단은 월파에 의한 해수의 침입을 방지할 만큼 충분히 높지 않으면 안 된다. 월파는 지속적으로 호안의 천단고에 따라 각 개별파의 파고에 지배를 받는다. 월파는 연속적인 과정이 아니라 풍파 중에서 개별적인 높은 파가 내습할 때 단속적으로 발생한다. 일반적인 월파량은 호안의 단위길이 당 각 파마다의 수량이거나 또는 풍파 발생동안 단위시간 당 평균 월파유량으로 제내지로의 월파된 유량으로 측정된다.

평균월파 유량은 적절한 시설에 의한 호안이나 방파제에서 현지 관측 또는 불규칙파를 사용한 모형실험을 통하여 얻어져야 한다.

호안 및 방파제는 불규칙 파군 중에서 고파에 대해서만 월파를 허용

하도록 설계를 하기 때문에 허용월파량의 개념으로 구조물의 설계에 고려한다. 일반적으로 불규칙한 해상의 수위변동은 레일레이 분포를 잘 만족한다는 연구결과도 제시되고 있으며, 이러한 불규칙한 수면의 변동은 구조물 전면에서의 소상고 또한 레일레이 분포를 잘 따른다는 연구결과가 제시되고 있다.

실제 파랑제어구조물에서 월파의 중요한 문제점은 불규칙성이다. 월파의 해석은 파고와 주기, 특히 파고를 주파수에 대한 확률분포로 환산하여 고려할 필요가 있다. 규칙파에 대한 연구결과를 통하여 현장의 불규칙 해상조건에 적용한다면 월파량 추정에서 생긴 오차가 상당히 클 수 있다. 규칙파량의 입사에서 나타나는 반복된 월파는 정상적인 평균월파량의 값을 보이나 불규칙 파랑의 경우 파군 효과 및 사면상 소상고의 공명현상으로 규칙파량의 월파량보다 더욱 크게 나타나는 경향을 보이는 것이 일반적이다.

나) 직립구조물과 소파구조물의 월파량

파랑제어구조물의 대표적인 형식은 경사식과 직립식이다. 이 중 직립식의 경우는 해저면에 케이슨과 같은 구조물을 직접 설치한 것이며 경사식의 경우 사석을 이용하여 단면경사를 가지게 적재하여 설치한 구조물이다. 이러한 직립구조물과 경사구조물에 대한 월파량의 실험 결과는 일본 운수성 항만기술연구소에서 제시한 실험자료가 발표되어 있다. Fig. 2 ~ Fig. 5는 일본의 Goda에 의한 직립 호안의 월파량 추정을 위하여 작성한 설계도표이다. 불규칙파에 의한 모형실험과 쇄파대 내에서의 파랑 변형계산에 근거를 두고 만들어졌다. Fig. 2과 Fig. 4는 해저구배가 1/10에 대한 것이고, Fig. 3과 Fig. 5는 해저구배가 1/30에 대한 것이다. 그림에서 H_0 는 상당심해하고, h 는 수심, h_c 는 정수면위의 호안의 천단고, g 는 중력가속도 ($s=9.8m/s^2$) 이다. 또한 그림의 삼입도와 같이 소단이나 밀다짐공이 설치되어 있지 않은 단순 직립벽을 대상으로 하고 있다. 이 도표는 현재 우리나라 항만설계기준 (1997)에서도 적용되고 있다. 그림 5는 월파에 대한 개념과 월파에 대한 기본적인 연구의 흐름을 나타내고 있다.

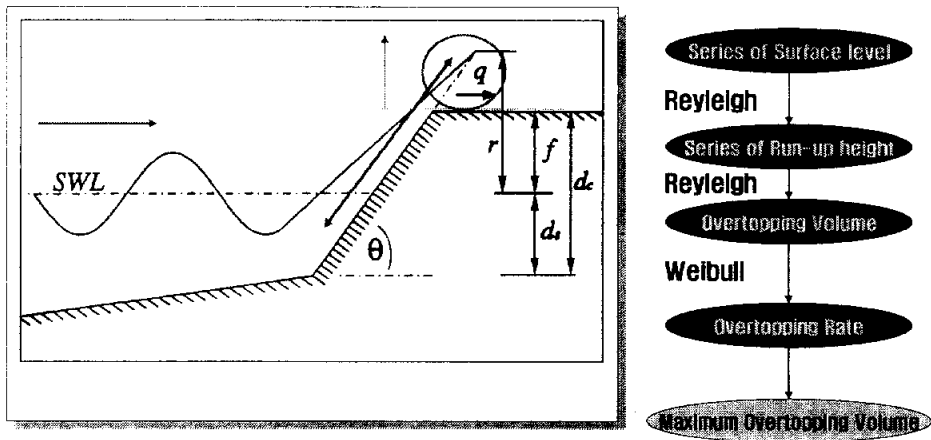


Fig. 1. Definition of overtopping and flow of study.

다) 월파량에 대한 각종 요인

월파량에는 많은 요소들이 영향을 미치며, 구조물 형상의 변화 또한 중요한 기하학적 요인이 된다. 기존의 연구에 따르면 파라펫의 형상만으로도 10%의 월파량의 감소효과를 가져올 수 있다.(Franco, 1999) 예를 들어 해저면 조건과 해안구조물의 전면 형상이 적절하고 해상풍이 없다면 상치콘크리트의 전면을 곡면 형태로 설계하여 월파량을 0으로 감소시킬 수 있다. 파랑제어구조물의 월파량은 정수면 하부의 사석과 내부사석을 콘크리트 소파블록으로 대체함으로써 상당한 월파량의 감소를 가져올 수 있다. 블록공의 천단폭도 월파량에 영향을 미친다.

이상에서와 같이 특정 조건 하에서 해안구조물의 설계 월파량은 수리모형실험을 실시하여 결정하는 것이 최선의 방법이다. 불규칙과 실험이 가장 이상적이지만 불규칙 조파기가 없을 때는 규칙파를 사용하여 실험을 하고, 불규칙파에 대한 값으로 환산하기도 한다. 월파량에 영향을 미치는 요소로는 바람의 효과도 무시할 수 없지만 현상적으로 재현하여 실험으로 확인하기에는 바람과 수리현상에 대해 동시에 적용가능한 상사법칙이 확실하지 않으므로 추가적인 연구가 필요할 것이다.

2.1.2 파랑제어구조물의 천단고

가) 천단고 결정의 설계 원칙

파랑제어구조물의 설계 시에는 여러 가지 구조형식을 선정하고, 각 형식마다의 파의 쳐오름이나 월파특성에 따라 천단고를 결정하게 된다. 천단고는 설계 고조위를 기준으로 설계하여야 하며 파가 내습할 때 월파를 방지할 수 있는 충분한 높이로 결정되어야 한다.

호안의 천단고를 결정하는 방법은 두 가지 기본 원칙으로 설계 한다. 하나는 파의 쳐오름 높이를 기준으로하여 월파가 생기지 않도록 호안의 천단을 쳐오름 높이보다 더 높게 결정하는 것이다. 다른 하나는 월파량을 기준으로 하여 발생 월파량이 허용 월파량 이하가 되도록 구조물의 천단고를 설계하는 방법이다.

첫 번째 방법에서 문제점은 파랑의 불규칙성이다. 즉, 쳐오름 높이를 추정하는데 어떤 대표파고, 예를 들어 $H_{1/3}$, $H_{1/10}$, 또는 H_{max} 중 어느 것이 사용되어야 하는가 하는 문제이다. 최근에 호안의 불규칙파의 쳐오름에 관한 몇 가지 실험 결과가 있다.

또 다른 문제점은 배후면이 호안인 경우 제내지의 지하 수위이다. 사람들이 보통 상황에서는 월파가 전혀 발생하지 않기 때문에 과신하게 되어 월파유량이 발생할 때 처리할 수 있는 배수 시설을 설치하지 않고 구조물 배후의 토지를 이용할 수도 있다. 그러나 해일과 폭풍파와 같은 자연형상의 규모는 아주 드물게 발생하므로 예측하기가 대단히 곤란하며 설계조건을 초과하는 이상파랑이 발생하는 확률이 항상 존재한다. 이 때문에 구조물이 어떠한 경우에도 월파를 완전히 저지할 수 있다는 생각은 이상 파랑의 내습시에 커다란 해안재해를 입을 수 있다.

월파량을 기준으로 한 방파제의 원칙을 적용하는 문제는 월파량의 허용치를 어떻게 결정해야 하는 것과 같다. 최근까지 불규칙파의 월파량을 추정하는 방법은 설계자료가 충분하지 못한 이유도 있어서 일반적으로 설계기술자들에게 정식화되어 있지는 않다. 그러나 불규칙파의 수리모형실험을 활용함으로써 월파량에 의한 설계방법이 방파제의 천

단고를 결정하는데 기준이 될 것이다.

나) 허용월파량

해안구조물의 설계에서 허용 월파량이 구조물 배후지를 방어하기 위한 허용량 보다 더 클 경우, 지극히 신중하게 건설된 호안이라도 수시간 동안 격심한 월파가 계속되면 구조물의 붕괴위험을 피할 수가 없다. 붕괴의 양상은 누수로 인한 호안의 벽체의 토사 유실, 천단과 후방 사면의 피복층 파괴 또는 제체의 붕괴로 나타난다. 월파의 허용한계는 호안의 구조형식에 따라 다르다.

월파량의 또 다른 허용한계는 해안구조물 배후의 토지를 이용하는 관점에서 정해져야 한다. 인구가 비교적 밀집한 해안지역을 보호하기 위하여 현재 우리나라의 항만설계기준서(1997)의 지침으로 월파유량 $q=0.01\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ 을 채택하고 있다. 이 지침은 소상고에 의한 해안보호 정책에서 나왔다. 호안에 인접한 해안도로를 따라서 자동차의 안전한 통행이 보장되기 위해서는 허용한계치가 $10^4\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ 정도로 보인다. 이와 같은 적은 양의 월파량을 정확하게 측정하는 것은 수리실험에서 측정 정밀도의 한계와 월파현상의 변동성 때문에 약간 어렵다. 호안을 이와 같이 작은 월파량에 대해서 설계한다면 천단고는 수리실험에서 추정된 값보다 더 높아야 되고 직립호안이 아니면 블록 소파공의 단면도 더 크게 잡아야 한다.

어떤 경우에도 월파유량의 허용한계는 기술적인 면 뿐 만 아니라 기타 많은 다른 요인을 고려하여 결정할 필요가 있다. 이것은 호안설계에 따른 제약조건의 하나로 생각된다.

다) 구조물의 천단고 결정

허용월파 유량을 기준으로 천단고를 결정하는 과정을 생각해 보면 임의로 허용한계를 $q=0.01\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ 라고 가정하면, 직립호안에 대한 소요 천단고를 파형구배 $H_0/L_0=0.036$ 인 풍파에 대해서 Fig. 2과 Fig. 3로부터 추정한 결과는 Fig. 6과 같다. 소파 호안에 대한 결과는 Fig. 7과 같다. 천단고는 상당 심해 파고에 대한 비로 표시되고, 해저경사 1/30의 경우를 실선으로 1/10의 경우를 쇄선으로 나타내었다. 그림에

서 월파유량을 일정치 이하로 유지하기 위해서는 파고가 큰 파일수록 상대천단고를 높여야 한다는 것을 알 수 있다. 또한 풍파에 대한 소요천단고는 유효수심이 상당심해파고의 1.5~2.0배 부근에서 최대가 되고 해저경사의 영향은 수심이 얕은 지역에서 제일 큰 것을 알았다. 허용월파량이 다른 값에 대해 소요천단고를 구하는 유사한 도표 혹은 장주기파와 같이 파형경사가 급하지 않은 입사파에 대한 도표가 Fig. 2, Fig. 3, Fig. 4 그리고 Fig. 5로부터 만들어 질 수 있다. Fig. 6와 Fig. 7을 비교해 보면 콘크리트 블록의 소파 호안의 소요천단고가 직립호안에 대한 것의 약 60~70 %임을 알 수 있다.

허용월파량이 $q/\sqrt{2g(HO')^3}=5 \times 10^{-5} \sim 2 \times 10^{-3}$ 의 범위를 대상으로 하고 있지만, 소파호안과 직립호안의 천단고의 비는 그다지 변화하지 않는다. 중요한 것은 해저경사가 1/10의 해안에 입사하는 파형경사가 작은 나뭇에 대하여 해안구조물을 설계할 때 직립호안의 전면에 콘크리트블록 소파공을 설치하는 쪽이 소요천단고를 증가시킨다는 것이다. 즉 파의 쳐오름 높이를 감소시키는 블록공의 거친 다공성 표면의 영향이 이런 특수한 상황에서는 쳐오름 높이를 상승시키는 사면의 효과에 대신하였다고 생각된다. 전술한 바와 같이 월파량은 호안의 형상과 피복석의 재료에 매우 민감하기 때문에 위의 결과를 일반적인 결론으로 생각할 수는 없지만 해저가 급구배인 해안에서 구조물이 상당심해파고의 약 0.4배 되는 수심에 위치할 때 불규칙파에 의한 수리모형실험을 통하여 구조물의 설계단면을 검토할 필요가 있을 것이다.

소파공의 천단폭이 월파량에 미치는 영향을 몇 가지 경우에 대하여 불규칙파 모형으로 검토하였으며 해저경사 1/30, 상대수심 $h/H_0'=0.98$ 일 때와 해저경사 1/10에서 $h/H_0'=0.37$ 과 1.00인 경우의 실험결과가 보고되고 있다. 소파호안의 천단폭은 2층 쌓기의 하부에 블록을 1~4개의 병렬 쌓기로 변화시켰으며 직립호안에 대한 소파호안의 소요천단고의 비와 하층에서 2열의 콘크리트블록으로 된 호안에 대한 소파공 호안의 소요천단고의 비를 통해서 설명하고 있다.

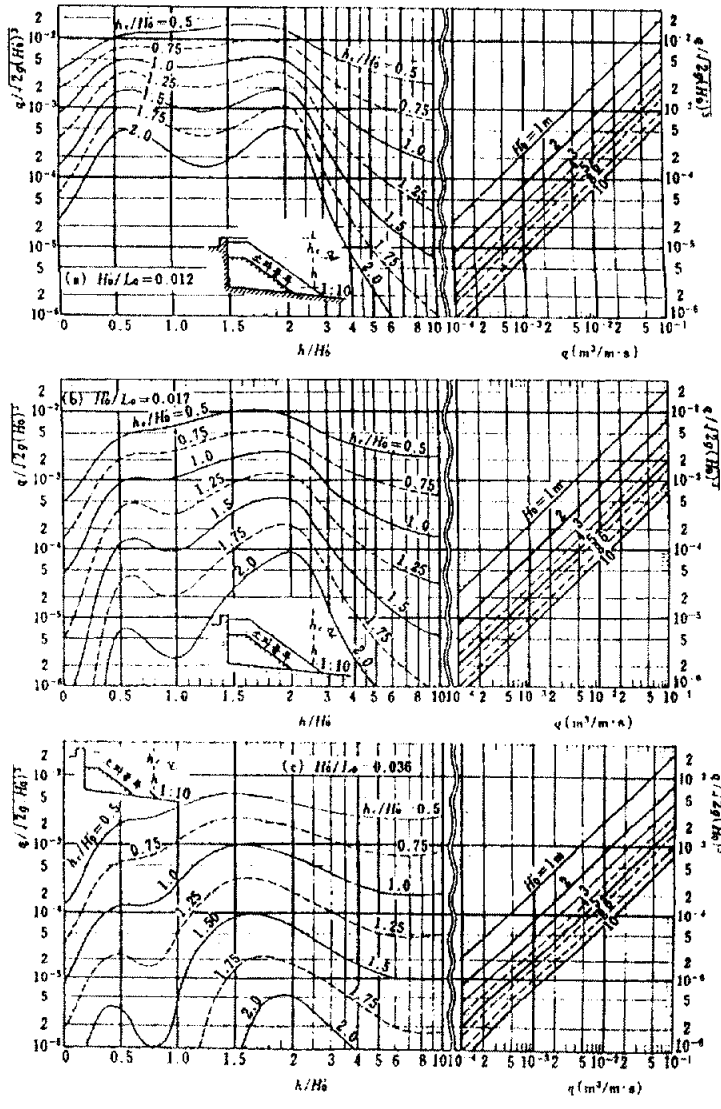


Fig. 2. Design diagrams of wave overtopping rate of vertical revetments on a sea bottom slop of 1/10(Goda, 1984).

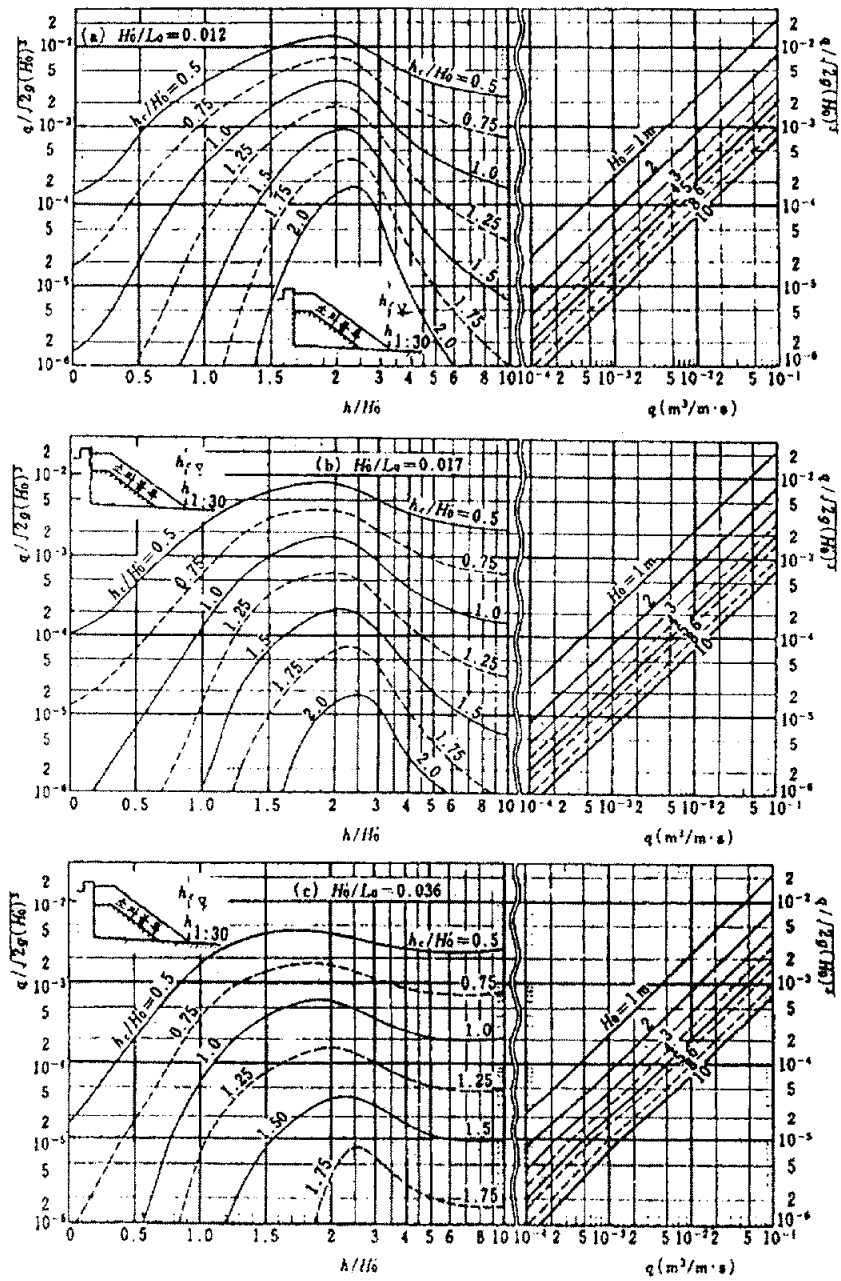


Fig. 3. Design diagrams of wave overtopping rate of vertical revetments on a sea bottom slop of 1/30 (Goda, 1984).

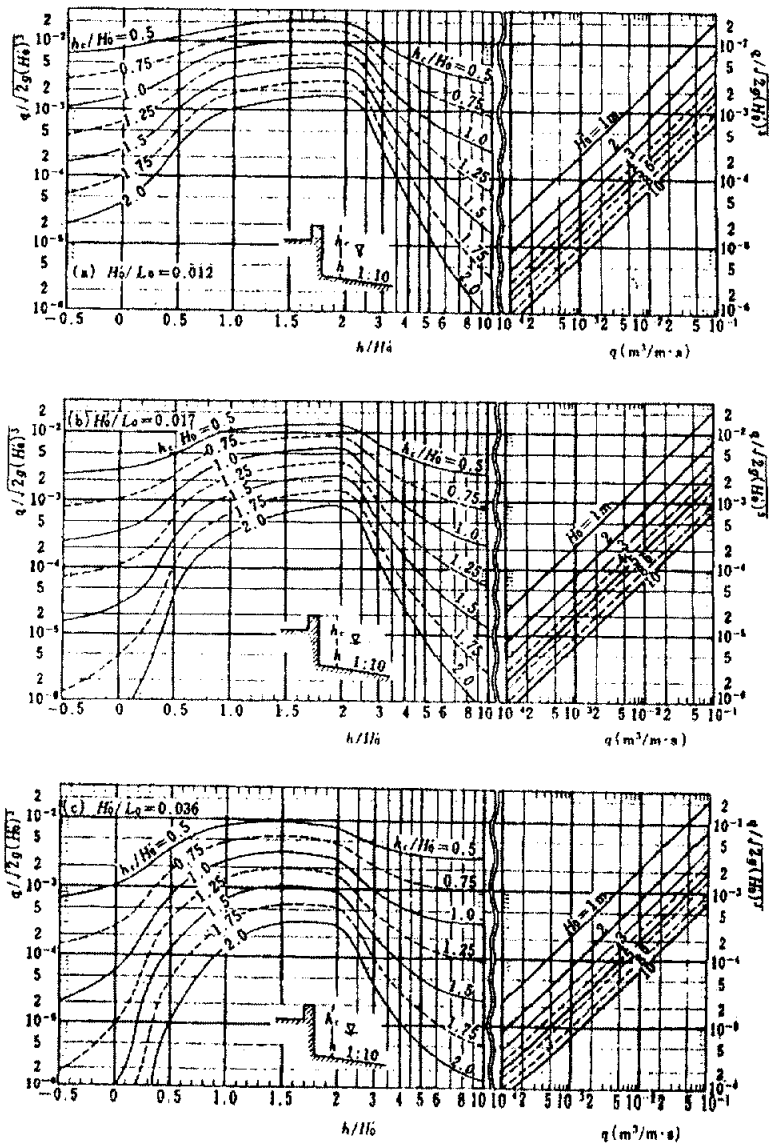


Fig. 4. Design diagrams of wave overtopping rate of Block mound seawalls on a sea bottom slope of 1/10(Goda, 1984).

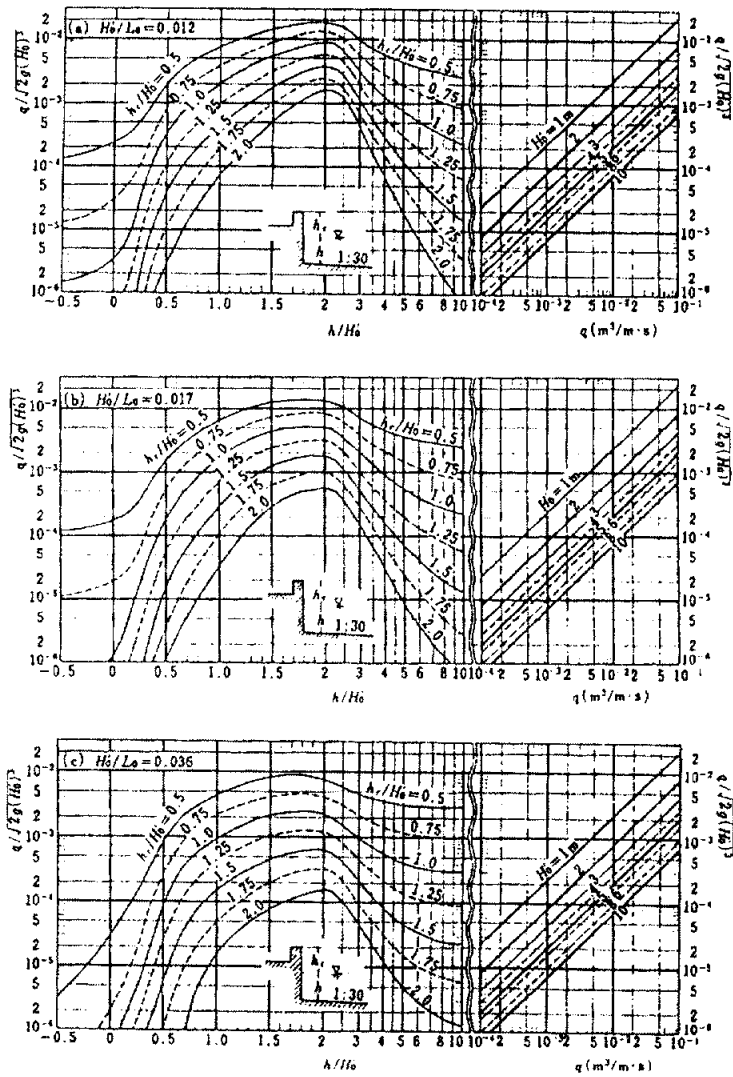


Fig. 5. Design diagrams of wave overtopping rate of block mound seawall on a sea bottom slop of 1/30 (Goda, 1984).

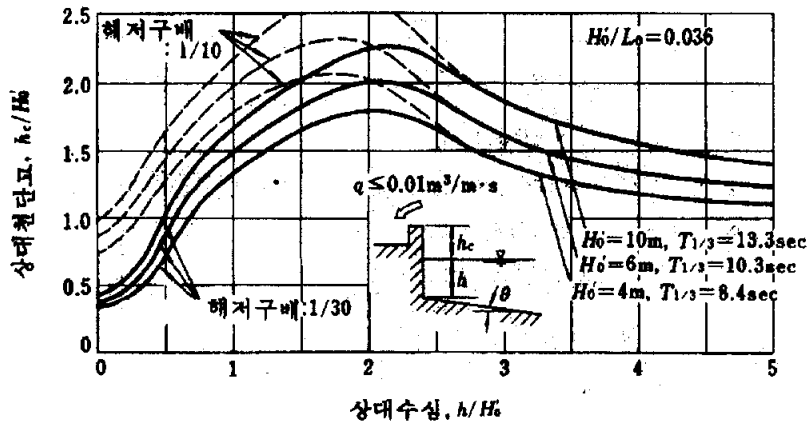


Fig. 6. Crest elevation of vertical revetment for the condition of overtopping rate not greater than $0.01 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$ (Goda, 1984).

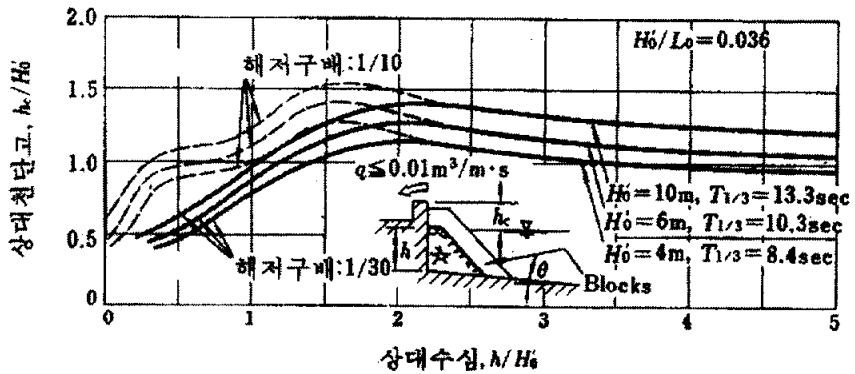


Fig. 7. Crest elevation of block mound seawall for the condition of overtopping rate not greater than $0.01 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$ (Goda, 1984).

2.1.3 쇄 파

가) 쇄파전의 파

먼바다에서 발생한 파가 해안쪽으로 가까이 접근하여 파장의 1/2수심보다 얕은 천해역으로 밀려오면 수심의 변화(shoaling), 해저마찰(bottom friction), 해저모래층의 삼투(percolation), 굴절(refraction) 등의 영향을 받아서 파고, 파장은 변화하고, 또 파형도 파봉부에서 뾰족하고, 파곡부에서 평탄한 형으로 변화해 간다. 게다가 도중에 흐름(예를 들면 조류) 혹은 방파제 등의 구조물이 있으면 회절(diffraction), 반사(reflection) 등의 작용을 받아서 파고 및 파향이 크게 변화하는 것은 잘 알려져 있다.

파가 더 얕은 영역으로까지 진행함에 따라 파는 앞으로 기운형을 나타내게 되고, 전후의 파의 대칭성을 잃어버리며, 이윽고 파로서의 운동을 유지할 수 없게 되어, 쇄파로 되어 파에서 흐름으로의 형태로 변형된다. 이와 같이, 파가 부서져 흐름으로 전환되는 쇄파변형과정은, 수리학적으로는 매우 불연속한 현상이며 충분한 해면은 현재에 있어서도 행해지고 있지 않다.

그러나 대부분의 파랑제어구조물은 이 쇄파대 내에 설치되어 있기 때문에, 합리적인 설계를 하기 위해 이 쇄파대의 파의 특성을 충분히 할 필요가 있다.

나) 쇄파조건과 쇄파한계식

쇄파수심(h_b), 쇄파파고(H_b), 쇄파파장(L_b) 등의 쇄파와 관련된 인자들을 해석적으로 구하는 경우에는, 쇄파는 파랑에서 하나의 근심한 비선형 상황이기 때문에 종래 여러 가지 쇄파발생조건이 설정되어 왔지만, 이들을 열거하면 아래의 조건과 같다.

- ① 파봉에 있어서 표면수평방향의 물입자 유속이 파속C와 같거나, 또는 그것보다 크게 된 경우,
- ② 파봉에서, 전후의 파면의 접선이 120° 의 각도를 나타내고, 봉우리에 첨점을 만들어 파두의 접속이 불연속으로 된 경우

- ③ 파형의 비대칭성이 현저하게 되어 파두전면이 연직으로 선 경우
- ④ 파봉과 수저에 있어서 물입자의 속도에 큰 차가 생겨서, 파두가 너무 나아가 파의 운동이 파괴되는 경우
- ⑤ 파의 표시식이 그 정상해를 잃어버릴 때, 즉, 유한진폭파를 나타내는 무한급수해가 발산하는 경우.
- ⑥ 파를 표시하는 특성 곡선군이 교차하여 포락선을 만드는 경우.

따라서 쇄파한계식은 유한진폭의 심해·천해파이론, 고립파이론 및 유한진폭장파이론 등에 의해 설명하는 쇄파조건을 적용하여 구할 수 있지만, 지금까지 수많은 연구자에 의해 각각 쇄파한계식을 주고 있다.

이 중 ①의 조건은 Rankin이 준 것으로, 쇄파조건으로서 가장 잘 이용되어지고 있는 조건이고, Boussinesq, McCowan, Munk 등은 고립파에 대한 쇄파조건식을, Miche, Hamada, Sato, Kisbi는 천해파에 대한 조건식을 제안했다. ②의 조건은 Stokes 가 준 것이지만 McCowan의 고립파이론에 의하면 ①의 조건과 일치해 버린다. 이 대표적인 쇄파조건식으로서는 Michell의 심해파에 대한 $H_b/H_0=0.142$ 라고 하는 값이 저명하다. ③의 조건에 대해서는 장파에 대해 Greenspan, Kishi, Murota 가 적용하여 쇄파한계식을 유도하고 있지만, 초기파형의 취급에서 쇄파점이 현저하게 다른 결점이 있고, 실제의 쇄파현상으로서의 적용은 상당히 곤란하다. ④의 조건은 정선근방에서 뒷물결(backwash)이 강한 경우의 쇄파와 하천을 소상하는 파의 쇄파에 주로 적용된다. ⑤의 조건에 있어서는 Shuto의 연구가 있지만, 이 조건에서 쇄파한계식을 유도하는 것은 상당히 곤란하다. ⑥의 조건은 Stofer가 이용한 것으로 ③의 조건과 똑같이 파의 변형의 개시점과 초기파형의 취하는 방법에서 현저하게 쇄파점이 다르기 때문에, 실제의 쇄파현상으로서의 적용은 곤란하다.

이상과 같이 해서 얻어진 쇄파한계식의 대부분은 일정수심을 가진 경우이고, 해빈구배를 가진 경우에는 일정한 경사저면에 있어서 실험결과를 정리한 실험식도 제안되어 있다. 여기서는 수많은 제안식 중 종래 자주 이용되어진 쇄파한계식을 아래에 나타낸다.

- McCowan의 쇄파한계식 : $\frac{H_b}{h_b} = 0.78$ (고립파)
- Miche의 쇄파한계식 : $\frac{H_b}{L_b} = 0.142 \tanh \frac{2\pi h_b}{L_b}$ (친해파)
- Le Mehaute의 쇄파한계식 : $\frac{H_b}{H_o} = 0.76 (\tan \theta)^{1/7} \left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-1/4}$ (실험식)
- Goda의 쇄파한계식:

$$\frac{H_b}{L_o} = A \times \left(1 - \exp\left[-1.5 \frac{\pi h_b}{L_o} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta)\right] \right) \text{ (실험식)}$$

다) 쇄파의 형식

앞 절에서 설명한 쇄파조건에서도 알 수 있듯이, 파가 어떤 수심으로 되면 파봉은 뾰족하게 되어, 파의 전면이 후면에 비해서 급하게 되고, 극한으로 되면 공기를 혼입해서 부서지면서 진행하도록 된다. 이 부서지면서 진행되는 구역을 쇄파대(surf zone)로 부르고 있지만 이 극한의 파의 부서진 쪽은 일반적으로 3개의 형으로 분류된다.

① 붕괴파(Spilling breaker)

파면은 심한 비대칭형은 아니고 파 두부가 흰 거품을 일으키기 시작하면서 그것이 차례로 파의 전면에 퍼져서 부서져 가는 형의 쇄파.

② 권파(Plunging breaker)

파면은 매우 비대칭적이며, 파의 전면구배는 후면구배에 비해 차례로 급하게 되어, 파 두부가 아예 감겨져서 전면부를 감도록 부서지며, 공기를 연행한 소용돌이(horizontal roller)와 파두전면의 수위의 상승을(splash)동반한다.

③ 쇄기파(Surging breaker)

파 전면부가 차례로 급하게 되어, 그 도중에서 각부의 쪽에서 부서지기 시작하며, 파 전면이 매우 흐트러진 상태에서 사면을 소상하여 부서지는 쇄파의 종류

이들의 쇄파형식은 파형구배 $\frac{H_0}{L_0}$ 와 해저구배 $\tan \theta$ 에 의해 정해지는 것이 Iversen, Hayamizu 등에 의해 지적되어 왔지만, Battjes는 위의 2개의 값을 조합한 다음식으로 주어지는 쇄파대 상사파라메타(surf similarity parameter) ξ 에 의해서 식과 같이 규정되는 것은 분명히 했다.

$$\xi = \frac{\tan \theta}{\sqrt{H/L}} \quad (1)$$

그러나 이와 같은 파형구배와 해저 구배만으로 쇄파형을 분류하는 것은 역학적인 의미가 명확하지 않다. Sawaragi, Iwata는 Wilson 의 파형 이론의 적용분류와 같은 표시 즉, $\frac{H_0}{L_0}$ 와 $\frac{h_b}{L_0}$ 를 가지고 쇄파형식을 분류하고 파동이론의 적용한계의 분류와의 재원을 고찰해 보았다.

2.1.4 파의 소상고

해안구조물 전면의 사면에서의 또 다른 중요한 현상은 쇄파 후의 파랑이 최종적으로 정선에서 육상부로 파가 올라가는 쳐오름현상(wave run-up)을 들 수 있다. 이때에 연속으로 쳐오르는 높이를 쳐오름 높이(소상고)라고 하며, 이러한 소상고는 구조물에 있어서는 천단고를 결정하며, 또 사빈에 있어서 해안제방의 설치지점의 선정, 양빈계획에 있어서 양빈고의 결정, 해빈변형예측에 있어서 표시 계획 등의 결정에 밀접한 관계를 가진다.

이 파의 소상고에 관한 이론적인 고찰은, Stoke가 비선형천해파이론을 특성곡선을 이용하여 나타낸 이래 수많은 연구자에 의해 검토되어 오고 있다. 특히 Freeman과 Le Mehaute의 고립파에 대한 경사 호안에서의 소상기구의 해명은 스펙트럼법에서도 큰 기준을 주고 있는 것이다. 그러나 이들의 연구는 거의 대부분이 파를 고립파 혹은 단파로 가정한 것이고, 주기파에 대해서 적용할 수 있는가 어떤가는 의문을

가지고 있는 사람도 많다. 즉, 주기성 파랑의 경우, 소상파의 선단에 있어서 전면수심이 선행의 소상파의 영향을 받을 뿐 아니라, 선행파에 의해 뒷물결(backwash)의 영향을 받아서, 그 소상기구는 더욱 복잡한 것으로 되기 때문이다. 이 때문에 주기파의 소상고에 관해서는 실험값에 근거하는 경험식이 많이 제안되어 왔다. 그 중에서 다음에 나타내는 Hunt의 실험공식은 매우 간편하기 때문에 자주 이용되어지고 있다.

$$\frac{R}{H_b} = c_p \frac{\tan \theta}{\sqrt{H_b/L}} \quad (2)$$

여기서 R은 정수면에서의 소상고, C_b 는 경사면에 유공성을 가지는 파라메터이고, 불투수성의 경우는 1이며, 침투성의 사면의 경우에는 1보다 작은 값을 취한다. H_b 는 쇄파고, L_0 는 심해파의 파장, $\tan \theta$ 는 해저경사를 나타낸다.

한편, Sawaragi · Iwata는 일정한 경사면에서의 파의 소상고가 경사면의 법면앞 수심 h_0 에 크게 영향을 받는 것에 대하여 수많은 실험결과에 의해 실험식을 제안하고 있다.

파의 소상고는, 해빈경사가 완만하게 되면 될수록 작은 값을 취하지만, 해안제방과 같이 법면경사가 급한 경우($\tan \theta > 1/5$)에 파의 소상고는 구배가 완만하게 될수록 중대하도록 된다. Savage는 일정한 수심에 단일구배의 구조물을 놓고 행한 실험의 결과를 구배에 의한 소상고의 변화로 나타내고 있다.

규칙파에 대한 상대소상고의 비와 해빈구배에 의한 변화는 h_0 는 경사해빈의 법면앞 수심, $L_{1/3}$ 은 유의 심해파 파장일 때 불규칙파의 상대 유의 소상고는 해저구배가 1/10보다 급한 경우에는 규칙파의 상대 소상고와 거의 일치하지만, 해저구배가 1/15보다 완만한 경우, 불규칙파의 상대 유의 소상고는 규칙파의 상대 소상고보다 작은 값이다.

2.2 실험방법 및 내용

본 연구에서 대상으로 하고있는 구조물의 형식은 저천단 방파제이다. 일반적인 월파랑 산정에서 문제가 되는 것은 적절한 천단고의 결정이다. 허나 대상해역의 지반 강도가 약하여 설치지역의 조건에 따른 방파제의 자중을 제한하는 경우에 대해서는 적절한 허용월파랑에 대한 보조적인 월파랑제어 방법에 대한 연구를 수행하여 구조물의 기하학적인 특성과 입사파랑과의 관계를 확인하는 것이 필수적이다. 또한 최근의 연안공간을 친수공간으로 활용할 경우 경관자원을 이용한 저천단 방파제의 개발이 필요하다.

따라서 본 연구에서 대상이 되는 저천단 방파제의 형식은 구조물의 자중을 억제하며 파랑제어효과를 증대할 수 있도록 구조물전면에 소단을 설치하여 파랑에너지와 월파랑을 제어하는 공법이며, 이러한 소단설치공법은 구조물 전면에서의 수심감소 및 지반에 대한 재하하중의 역할을 하기 위해 소단과 같은 형식으로 구조물을 확장 설치하게 된다.

본 연구에서는 저천단 방파제 중에서 소단이 설치된 구조물의 경우에 입사파랑과의 상호관계를 월파랑을 통해서 파악하고자 한다.

일반적인 소단 방파제에서 고려하는 물리량들은 다음과 같은 항들을 고려할 수 있다. 전술한 바와 같이 방파제의 파괴기구는 다음의 세가지로 생각할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 F_D = & f_w(T, H, k, i, K_r, W_a, \alpha_w \dots) \\
 & + f_b(H, T, i, B, W_a, \nabla_a, \alpha_w \dots) \\
 & + f_s(T, H, V, D_{50}, f_s, K_r, i, \alpha_w \dots), \\
 & + f_c(h_c, H, T, Q_o, V, K_r, i, \alpha_w), \dots
 \end{aligned} \tag{3}$$

여기서, F_D 는 파괴의 함수, T는 입사파랑의 주기, H는 입사파고, k는 파수, K_r 은 반사계수, 피복석의 중량, 구조물로 입사하는 파향, B는 이안제의 폭, ∇ 는 피복석의 형상계수, i는 사면의 경사, f는 저면 마찰계수 D_{50} 은 기부 저면모래의 통과중량백분율이 50인 크기, V는 유속이다. 각 항들이 전체 파괴에 미치는 크기는 서로 다르다. f_w 은 주로 입사하는 파랑에 대해 직접적으로 변형하는 경우이고, f_b 은 사면상

의 파랑의 쇄파로 인한 2차적인 변형이며, f_s 은 반복되는 외력에 의해 장기적으로 변형하는 기부세굴에 의한 파괴이다. 그리고 f_c 는 구조물에서 발생하는 월파에 의한 파괴이다. 이러한 구조물의 안정성의 검토 요소 중에서 본 연구에서는 단면의 규모는 일정하게 하였으며 입사파랑의 조건과 압사석의 규모를 조정하였다

2.2.1 모형이론 및 상사법칙

가) 고정상 모형이론

본 실험과 같이 원형의 특성을 사전에 파악하고 가장 우수하고 경제적인 원형의 구조와 크기를 결정하고자 할 때 원형을 축소시켜 만든 축소 모형을 널리 사용하고 있다. 그러나 올바른 모형 실험과 실험자료의 해석을 위해서는 해당 모형을 지배하는 수리학적 이론에 대한 깊은 이해가 전제되어야 한다.

원형과 모형에서의 흐름의 거동사이에는 수리학적 상사성이 보장되어야 하며 이를 수리학적 상사법칙이라 한다. 따라서 모형 실험은 이를 근거로 하여 실행되고 분석되어야만 올바른 의미를 가지게 된다. 물론 모형과 원형의 크기차, 즉 축척의 영향으로 인해 모형과 원형간의 완전한 상사를 유지한다는 것은 불가능하나, 모형을 가능한 한 크게 만듦으로써 축척의 영향은 어느 정도 극복할 수 있으며, 또한 흐름을 지배하는 힘을 고려하여 특정한 상사법칙으로 실험결과를 분석함으로써 원형에서의 흐름의 거동을 예측할 수 있는 것이다.

수리학적 상사는 원형과 모형간의 기하학적 상사, 운동학적 상사 및 동역학적 상사가 모두 만족될 때 비로소 달성된다. 완전한 기하학적 상사를 위해서는 길이와 면적 및 체적뿐만 아니라, 원형과 모형의 표면 조도의 크기도 상사성을 가져야 한다. 동역학적 상사를 이루기 위해서는 필연적으로 기하학적 상사와 운동학적 상사가 이루어져야 한다. 결국 수리학적 상사란 원형과 모형의 수리현상에서 대응점에 작용하는 모든 힘 성분의 크기비와 방향이 같을 때 성립된다.

일반적인 유체의 흐름문제에 포함되는 힘의 성분은 유체의 기본질량

으로 인한 관성력, 압력, 중력, 점성력, 표면장력 및 탄성력 등이며 이들 힘의 크기 비가 원형과 모형에서 전부 동일하면 동역학적 상사가 성립된다. 모형과 원형에서 흐름의 완전한 상사를 얻는다는 것은 실질적으로는 불가능하다고 할 수 있다. 그러나 실제의 수리현상에서는 하나 혹은 몇 개의 성분력이 작용하지 않거나 혹은 무시할 정도로 작은 경우가 대부분이며 흐름을 주로 지배하는 힘 하나만을 고려해도 충분한 것이 보통이다. 이와 같은 조건 때문에 실제적인 수리현상에 대한 모형실험을 통한 해석이 가능한 것이며, 흐름을 주로 지배하는 힘이 무엇인가를 정확하게 판단하여 그 힘에 대한 상사법칙을 해당실험의 모형제작 및 자료분석의 기준으로 선정하게 되는 것이다. 수리 현상을 주로 지배하는 힘이 점성력이면 Reynolds 모형법칙, 중력이면 Froude 모형법칙, 표면장력이면 Weber 모형법칙, 그리고 탄성력이면 Cauchy 모형법칙을 따르게 되며, 수리현상에 따라서는 1개 이상의 지배력을 고려해야 할 경우도 있다.

본 실험에서는 물의 점성과 표면장력은 보통 중요한 역할을 하지 않고, 관성과 중력이 지배력으로 남게 된다. 이 경우에 대한 상사법칙은 Froude 상사법칙이며 이것은 시간과 속도의 축척이 길이 축척의 평방근과 같아야 한다는 것을 의미한다.

Froude 법칙에서는 다음 식이 성립한다.

$$F_{r_p} = F_{r_m} \quad (4)$$

여기서 F_r 은 Froude수로서, $F_r = \frac{V}{\sqrt{gL}}$ 로 주어진다. 여기서 V 는 유속, g 는 중력가속도, 그리고 L 은 거리의 차원이다. 따라서

$$\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} \quad (5)$$

이므로 다음식이 성립한다.

$$V_r = \frac{V_p}{V_m} = L_r^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

Froude 법칙에 의해 시간비, 가속도비, 유량비, 힘비 등을 나타내면 Table 1과 같다.

Table 1 Froude's similarity principal

수리량	축척	관계식
시간	T_r	
속도	V_r	
가속도	a_r	
유량	Q_r	
힘, 중량	F_r	
압력	P_r	
조도	n_r	

나) 모형의 축척

모형의 축척을 결정할 때에는 우선 과업의 목적을 충실히 달성 할 수 있도록 모형을 충분히 크게 만들어야 하며, 실험실의 제반 조건(펌프 용량, 실험수조의 크기 등)을 고려하여 적절한 모형의 크기를 결정하게 된다. 본 실험에서는 이러한 조건들을 고려하여 수평축척과 연직축척 모두 각 구조물의 크기에 최대한의 축척을 적용하여 모형의 축척을 결정하였다.

2.2.2 차원해석

수리실험에 있어서 차원해석은 실험에서 논의하고자 하는 물리량들의 상호관계를 무차원화하여 비교하고, 변수간의 상호관계를 예측하기 위해 사용된다. 현상 및 환경에 대한 물리적인 관계는 물리량들의 차원해석을 통한 상사법칙을 만족하는 검증이 필수적이다. 먼저 상사법

칙에는 관성력항이 지배적일 때 사용하는 Froude 상사법칙, 점성항을 고려하는 Reynolds 상사법칙, 표면장력이 클 경우에 사용하는 Weber 상사법칙, 그리고 압축성유체의 경우에는 Cauchy의 상사법칙 등을 사용한다. 본 연구에서는 점성항의 영향보다 관성항의 영향이 지배적인 중력식 방파제에 대한 수리실험에 적용되는 Froude 상사법칙을 적용하고, 버킹검 π 정리에 따라 차원해석을 하고자 한다. 차원해석을 위한 본 연구에서의 물리량들은 다음과 같이 고려하였다.

$$f [H_{1/3}, L_{1/3}, T_{1/3}, f_p, \beta, \Delta_T, \xi, B, h_s, h_c, l_s, \theta, T, V_{\max}, g, \rho_w, \mu, e, D, d_{50}, Q_{\max}, Q_{\text{mean}}, q, \beta_B] = 0 \quad (7)$$

입사파랑 조건에 대한 변수

$H_{1/3}$: 파고(wave height)

$L_{1/3}$: 파장(wave length)

$T_{1/3}$: 주기(period)

f_p : 피크 주파수(peak frequency)

구조물의 기하학적 특성에 관한 변수

β : 사면경사(seaside slope angle measured from the horizontal)

W_t : 피복 Tetrapod의 중량(weight of Tetrapod)

B : 구조물의 폭(width of core unit)

W_c : 코어재료의 대표중량(weight of core unit)

Δ_T : Tetrapod의 형상계수(sharpe of Tetrapod)

ξ : 쇄파지수(surf similarity parameters)

h_c : 천단고(crest height)

l_s : 소단의 길이(length of berm)

h_s : 소단의 높이(height of berm)

수리현상에 대한 변수

h_s : 최대세굴깊이(maximum scouring depth)

V_{max} : 저면 최대수립자 속도(maximum particle velocity on bottom)

D : 파괴율(percent damage to Tetrapod layer)

Q_{max} : 최대월파량(maximum overtopping rate)

Q_{mean} : 평균월파량(mean overtopping rate)

q : 월파량(overtopping volume)

기타 물리적 성질 및 외력환경을 표현하는 변수

ρ_w : 물의 밀도(density of seawater)

g : 중력가속도(gravitational acceleration)

h_s : 구조물의 toe에서의 수심(water depth at the toe of the structure)

e : 공극률(%) (void ratio)

μ : 동점성 계수(dynamic viscosity of water in vicinity of breakwater)

β_B : 해저면 경사(bottom slope seaward of the structure)

위의 변수들을 버킹검 π 정리를 사용하여 차원해석을 하면 다음과 같다. 여기서 반복변수는 일반적으로 수리학에서 사용되는 반복변수인 입사파랑의 특성을 나타내는 파고(H)와 저면 수립자 속도(V), 밀도(ρ)를 사용하였고, 종속변수의 지수는 1을 사용하였다.

$$f \left[\frac{L_{1/3}}{H}, \frac{T_{1/3} V^2}{H}, \frac{f_p h}{V^2}, \beta, \Delta_T, \xi, \frac{B}{H}, \frac{h_s}{H}, \frac{h_c}{H}, \frac{l_s}{H}, \theta, \frac{V^2 T}{H}, V_{max}, g, \rho_w, \mu, \right. \\ \left. e, D, \frac{d_{50}}{H}, Q_{max}, Q_{mean}, \frac{q}{H^3}, \beta_B \right] = 0 \quad (8)$$

각 무차원량들은 관성력이 지배적이므로 Froude 상사법칙을 만족한다.

$$\begin{aligned}
\left[\frac{B}{H} \right]_M &= \left[\frac{B}{H} \right]_P \\
\left[\frac{L}{H} \right]_M &= \left[\frac{L}{H} \right]_P \\
\left[\frac{h_s}{H} \right]_M &= \left[\frac{h_s}{H} \right]_P \\
\left[\frac{h}{H} \right]_M &= \left[\frac{h}{H} \right]_P \\
\left[\frac{l_T}{H} \right]_M &= \left[\frac{l_T}{H} \right]_P \\
[\beta]_M &= [\beta]_P \\
\left[\frac{W_T}{H^3 \rho} \right]_M &= \left[\frac{W_T}{H^3 \rho} \right]_P \\
\left[\frac{W_c}{H^3 \rho} \right]_M &= \left[\frac{W_c}{H^3 \rho} \right]_P \\
\left[\frac{V_{\max} T}{H} \right]_M &= \left[\frac{V_{\max} T}{H} \right]_P \\
\left[\frac{Hg}{V_{\max}^2} \right]_M &= \left[\frac{Hg}{V_{\max}^2} \right]_P \\
\left[\frac{\mu}{HV_{\max} \rho} \right]_M &= \left[\frac{\mu}{HV_{\max} \rho} \right]_P \\
[e]_M &= [e]_P \\
[D]_M &= [D]_P \\
[d_{50}]_M &= [d_{50}]_P \\
\left[\frac{d_{50}}{H} \right]_M &= \left[\frac{d_{50}}{H} \right]_P \\
[Q]_M &= [Q]_P \\
\left[\frac{h_c}{H_0} \right]_M &= \left[\frac{h_c}{H_0} \right]_P
\end{aligned} \tag{9}$$

본 연구의 주된 목적은 소단을 설치한 저천단 방파제에서의 월파 특성을 파악하고자 한다. 이에 따른 주요 무차원수는 다음과 같다.

$$\frac{(h-h_s)}{H_{1/3}}, \frac{l_s}{L_0}, Q, \frac{h_c}{H_0} \quad (10)$$

위의 무차원수를 이용하여 월파랑 발생특성을 다음과 같이 파악하고자 한다.

$$Q = \phi\left\{ \frac{(h-h_s)}{H_{1/3}}, \frac{l_s}{L_0}, \frac{h_c}{H_0} \right\} \quad (11)$$

2.2.3 실험장치

본 실험은 부경대학교 해양수리실험소 2차원 수조에서 수행되었으며 Fig. 8에서 보는 바와 같이 수조의 체원은 길이 36 m, 폭 1 m, 높이 1 m이며, 한 쪽 면에 전기서보모터를 이용한 피스톤식 조파기 시스템이 설치되어 있으며, 최대수심 0.7 m, 최대파고 0.3 m, 주기 0.3 sec ~ 3.0 sec 의 파랑을 재현할 수 있으며, 일방향 규칙파 및 불규칙파를 조파할 수 있다. 실험에 사용된 수조는 ABS Servo motor에 의해 가동되는 피스톤형 조파기로 기존의 조파시스템과는 달리 조파기의 제어기 스스로가 초기 조파판의 위치를 기억하여 조파판의 초기위치 설정시의 오류를 최소화 하였다.

조파기의 배후와 끝단에는 금속 용수철을 이용한 경사형 소파제가 설치되어 반사파에 의한 파랑장의 교란을 최소화하도록 되어있다.

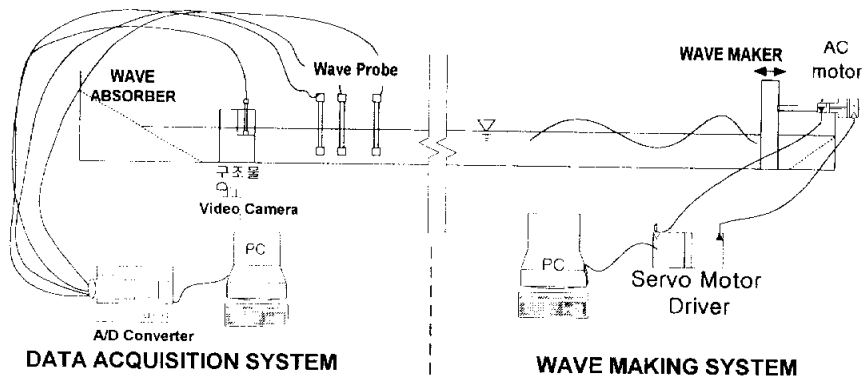
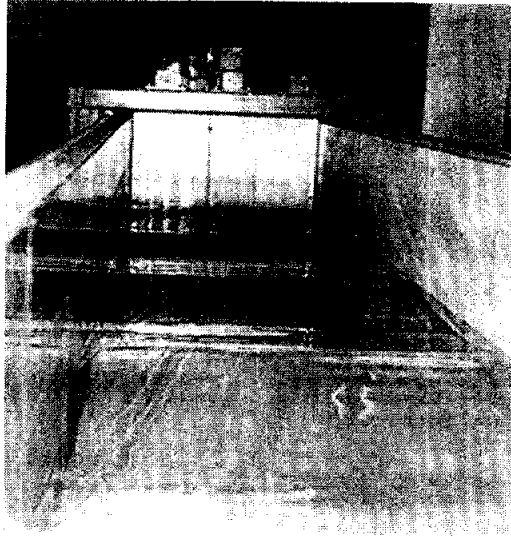
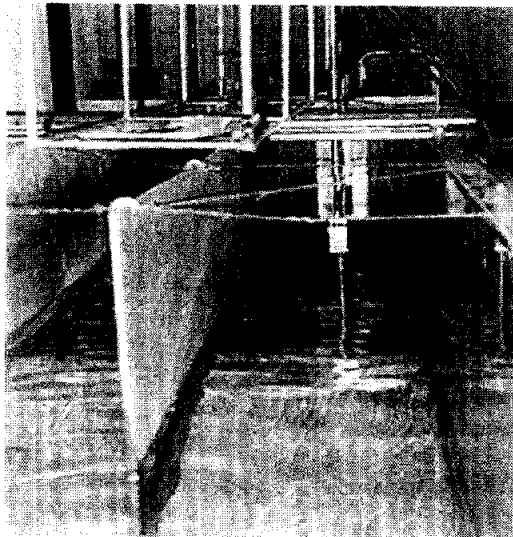


Fig. 8. Irregular Wave generating System.



a)



b)

Fig. 9. Photo of wave generator and wave probes.

2.2.4 실험방법

가) 실험의 순서

본 연구는 기본적으로 일반적인 수리모형실험의 기준을 따른다. 따라서 수리실험의 전체 순서는 Fig. 11과 같다.

먼저 본 실험의 대상이 저천단 방파제의 기초부 형상에 따른 월파특성이므로 일반적인 연안역 방파제의 설치수심인 20m를 대상으로 실험조건을 구성하였다.

실험데이터의 정확도를 위해서 우선 조파기 및 실험장치들의 보정을 실시하여 보정값을 획득·입력하였다. 실험의 정도를 높이기 위해서 먼저 유효영역실험을 통하여 실험 최적영역을 확인하였다. 실험은 조파수조 내에서 조파방향으로 1m 간격으로 파고계를 이동하여 대상파랑의 재현성을 검토하였으며, 이를 통해 조파판 전면 16m 지점을 실험좌표로 원점을 결정하였다.

입사하는 파랑의 조건을 대현하기위해서 구조물을 설치하지 않은 조건에서 수로내에 파고계를 설치하여 이를 구조물로 입사하는 파랑조건으로 결정하였다. 반사파에 의한 파랑장의 교란을 막기 위해서 끝단에 소파제를 충분히 설치 하였다.

불규칙파랑의 조파를 위해서 목표스펙트럼을 구성하였으며 본 실험에 사용된 목표스펙트럼은 JONSWAP 스펙트럼을 이용하여 20개의 주파수를 조합하여 구성하였다. 생성된 조파신호는 D/A 간격을 50 msec으로 신호를 구성하였으며 이는 피스톤형 ABS 스크류 모터를 통하여 조파판을 구동하여 파랑을 조파하게 된다. 검출된 조파신호는 스펙트럼 분석을 통해서 목표스펙트럼과의 비교를 통해 재현파랑의 특성을 확인하였다.

일반적으로 수리모형실험에서는 수로분할법을 이용하여 입사파랑의 성분을 검토하나 본 실험에서는 수조의 폭이 1m이며 분할 격벽을 설치할 경우 수로 내 측면 조도의 영향으로 파랑장의 교란이 예상되므로 구조물 설치 전에 입사파랑의 재현을 완료한 후 구조물 설치 후에 입·반사 분리에 의한 입사파랑성분의 검토를 통해서 입사파랑을 적

용하였다.

월파랑의 측정은 배후면의 안정성까지 함께 고려하여야 하므로 동일 조건에서 월파랑 측정과 안정성 관측실험이 실행 되었다. 월파랑의 관측시에는 월류장치와 월수조를 설치한 후, 월류저수조 내에 용량식 수위계를 설치하여 월파에 의해 월류량을 저수조 내의 수위증가로 계측하였다. 월류수조의 보정은 메스실린더를 이용하여 월류 저수조 내에 첨가하면서 수위의 변동을 계측하여 보정값을 획득한 후 이 값을 A/D 변화 시에 환산값으로 적용하여 각 시간에 따른 월파랑 시계열을 계측하여 평균 월파랑과 최대 월파랑을 검출하였다.

파고계의 설치는 조파 시의 입사파랑을 계측하기 위해서 조파관 전면 5 m 지점에 1개의 파고계를 설치하였고, 기부전면 4 m 지점에 3점의 파고계를 설치하여 입사파랑과 반사파랑을 분리하였으며 파고계의 간격은 Goda의 3점법 적용한계를 만족하는 범위에 파고계를 설치하였다. 압사석 상부에서의 수위변화를 계측하기 위해서 2개의 파고계를 설치하였으며 이는 모형구조물에 의한 구조물전면의 반사파를 고려하여 구조물 전면 1m에 설치하였다. 압사석 상부의 파고계는 반사파와 파랑변형의 비선형 요소가 많이 발생하는 영역이므로 파고계 설치 위치에서의 수위증감을 계측하였으며 입·반사파랑의 검출은 실시하지 않았다. 구조물 배후의 전달파는 계측하지 않았으며, 구조물 전면의 Run-up 및 Run-down 현상은 화상을 이용하여 기록하여 전면 피복석의 안정성과 월파현상에 참고하기로 한다.

월파 및 파랑관측시간의 작용파수는 수조내의 충분한 불규칙 파랑의 발달 및 파수에 따른 파피의 진행을 검토하기 위해서 유의파 주기를 기준으로 할 때 1000과 이상을 계측하였으며 파랑의 추출간격은 Goda의 3점법 적용시 최적 검출 간격을 고려하여 0.1초로 하였으며 검출데이터의 수는 4096개를 검출하였다. 각 실험은 디지털 화상녹화기(VX-2000, IP5)를 이용하여 월파현상을 녹화하였으며, 이와 함께 디지털카메라(F-707)를 이용하여 각 실험전후의 사진을 촬영하여 구조물의 기하학적인 안정성을 평가하였다.

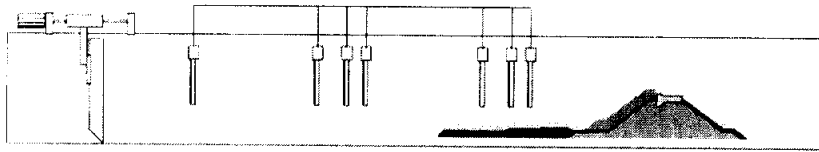


Fig. 10. Experimental setup.

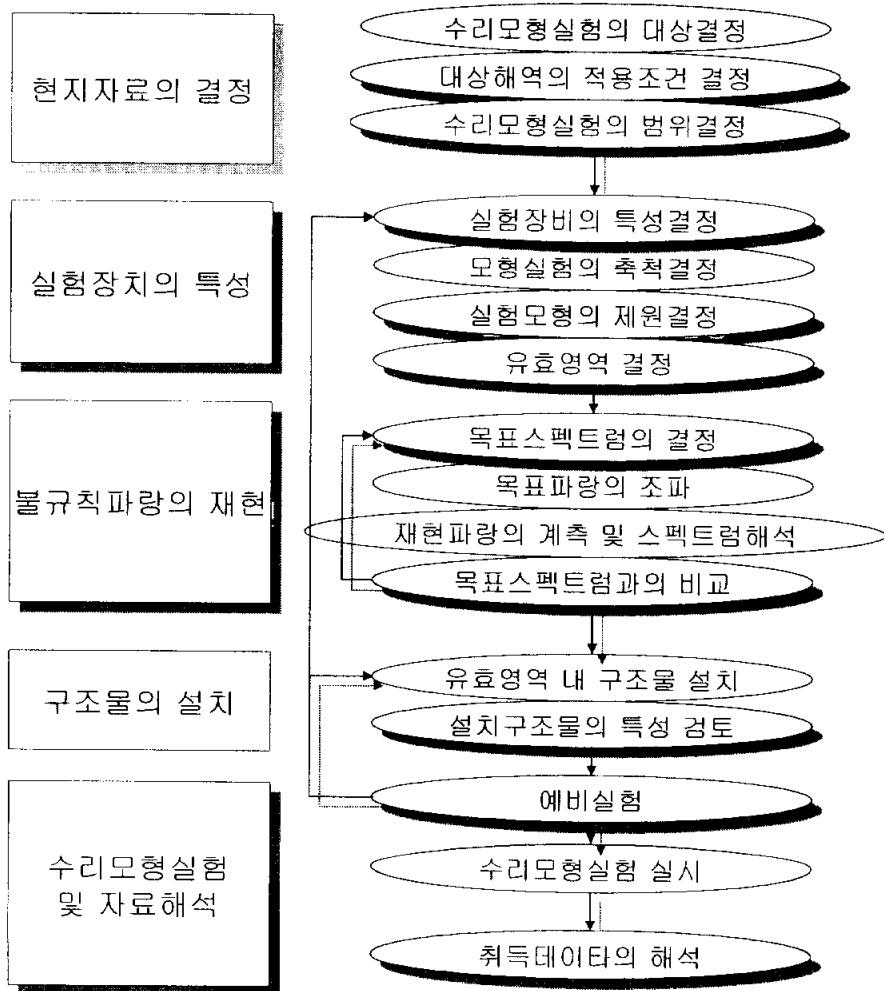


Fig. 11. Flow of Study.

2.2.5 실험조건

본 실험의 조건은 크게 구조물의 조건, 입사파랑의 조건, 저면의 조건으로 구성할 수 있다. 먼저 구조물의 조건은 저천단 방파제이다. 본 실험에서 대상을 저천단 방파제로 결정한 이유는 월파의 영향이 구조물의 안정성 및 기능성에 직접적인 영향을 주는 구조물이며 이에 따른 소단의 효과가 중요한 조건이므로 실험의 대상을 저천단 소단 방파제로 결정하였다. 구조물의 조건에서 저천단 방파제의 경우 실제 현장의 재현성을 높이기 위해서 대상 구조물을 선정하였으며, 대상구조형식은 실제 연약지반에 설치된 저천단 방파제인 부산 신항 방파제의 단면을 대상으로 적용하였다.

구조물의 제원은 현장의 조건을 기준으로 구조물의 기부 수심은 20m이며, 전면 피복석은 T.T.P.를 이용하여 정적 두발걸이 2층 쌓기를 하였다. 전면 피복석의 경사는 1: 1.5이며 내부 사석의 크기는 $0.03 m^3$ 이며 내부피복석의 경우 $0.4 m^3$ 의 입경을 가지고 있다. 배후면은 이형블록으로 피복하지 않고 $0.4 m^3$ 의 사석으로 피복하였다. 구조물 전면의 소단은 상대 소단 높이를 세 가지, 길이를 두 가지로 구성하였다. 입사하는 파랑의 조건은 모형으로 하는 대상해역의 설계파랑인 주기 12 sec~14 sec, 파고 4.0 m ~ 5.5 m에 대해 Froude 상사법칙을 적용하여 구성하였다. 불규칙 파랑의 조파를 위해서 JONSWAP스펙트럼을 목표스펙트럼으로 하여 불규칙파랑 신호를 작성하였다. 실험조건은 Table 2와 같으며 각 물리량에 대한 무차원수의 관계는 Fig. 12와 같다. 또한 각 실험 케이스에서 사용된 물리량은 Table 3과 같다.

Table 2 Experiment conditions.

	Physical parameters	value
Wave conditions (Irregular wave)	H1/3(cm)	6~17
	T1/3(sec)	1.5~2.5
	Spectrum	JONSWAP
	Depth(cm)	45
Structure conditions	Armor	tetrapod(500g)
	Core	riprap(3-10g)
	Slope	1 : 1.5
	Depth(toe)	45 cm
	Berm(height/length)	5~10 cm /7~14 cm
Bottom conditions	Still	Smooth
	Slope	1 : 30
	Tested wave number	1000

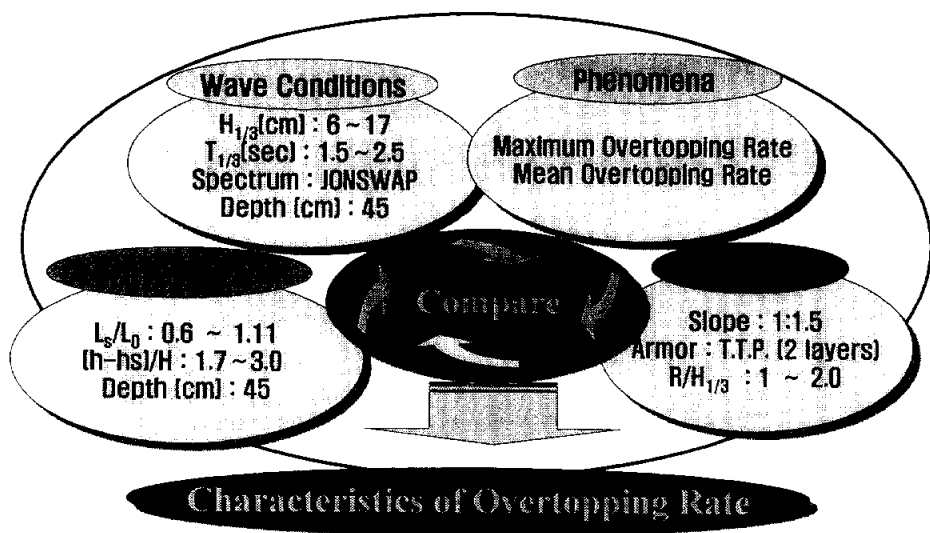


Fig. 12. Schematic diagram of experiment.

Table 3. Experimental conditions(Case).

Case No.	$H_{1/3}$ (m)	h (m)	$T_{1/3}$ (sec)	L_0 (m)	l_s (m)	h_s (m)	Wave Steepness
Case01	0.200	0.450	2.500	9.061	0.000	0.000	0.021
Case02	0.230	0.450	2.500	8.836	0.000	0.000	0.024
Case03	0.230	0.450	2.000	7.011	0.000	0.000	0.037
Case04	0.250	0.450	2.500	9.212	0.000	0.000	0.026
Case05	0.250	0.450	2.000	7.414	0.000	0.000	0.040
Case06	0.250	0.450	1.500	3.994	0.000	0.000	0.071
Case07	0.200	0.450	2.500	9.212	0.700	0.050	0.021
Case08	0.230	0.450	2.500	8.911	0.700	0.050	0.024
Case09	0.230	0.450	2.000	6.945	0.700	0.050	0.037
Case10	0.250	0.450	2.500	10.304	0.700	0.050	0.026
Case11	0.250	0.450	2.000	6.749	0.700	0.050	0.040
Case12	0.250	0.450	1.500	3.894	0.700	0.050	0.071
Case13	0.230	0.450	2.500	9.212	0.700	0.100	0.024
Case14	0.230	0.450	2.000	7.758	0.700	0.100	0.037
Case15	0.250	0.450	2.500	8.836	0.700	0.100	0.026
Case16	0.250	0.450	2.000	7.827	0.700	0.100	0.040
Case17	0.250	0.450	1.500	3.796	0.700	0.100	0.071
Case18	0.200	0.450	2.500	9.288	0.700	0.150	0.021
Case19	0.230	0.450	2.500	9.288	0.700	0.150	0.024
Case20	0.230	0.450	2.000	6.945	0.700	0.150	0.037
Case21	0.250	0.450	2.500	9.288	0.700	0.150	0.026
Case22	0.250	0.450	2.000	7.414	0.700	0.150	0.040
Case23	0.250	0.450	1.500	3.944	0.700	0.150	0.071
Case24	0.200	0.450	2.500	9.364	1.400	0.100	0.021
Case25	0.230	0.450	2.500	9.828	1.400	0.100	0.024
Case26	0.230	0.450	2.000	7.619	1.400	0.100	0.037
Case27	0.250	0.450	2.500	9.595	1.400	0.100	0.026
Case28	0.250	0.450	2.000	7.688	1.400	0.100	0.040
Case29	0.250	0.450	1.500	4.196	1.400	0.100	0.071
Case30	0.200	0.450	2.500	10.546	1.400	0.150	0.021
Case31	0.230	0.450	2.500	10.064	1.400	0.150	0.024
Case32	0.230	0.450	2.000	7.898	1.400	0.150	0.037
Case33	0.250	0.450	2.500	10.546	1.400	0.150	0.026
Case34	0.250	0.450	2.000	8.039	1.400	0.150	0.040
Case35	0.200	0.450	1.500	4.196	1.400	0.150	0.057

2.3 실험결과

2.3.1 압사석 설치에 따른 파괴모드

본 실험의 소단설치에 따른 파괴모드를 논의하기 위해서 구조물을 Fig. 13과 같이 기하학적인 형상에 따라 네 가지 영역으로 구분하여 논의하였다. Section 1은 전면의 소단설치 영역, Section 2는 전면피복석 영역, Section 3는 상치콘크리트 영역 그리고 Section 4는 배후면의 피복석 영역이다.

본 연구에서는 주 대상이 되는 월파에 의한 방파제의 상호작용은 Section 1의 소단의 규모와 Section 3과 Section 4의 상치콘크리트와 배후면에서에서 주로 발생하게 된다.

기본적으로 소단설치에 따른 파괴모드는 크게 파랑의 입사에 따른 전면 피복석의 파괴, 소단상부에서의 쇄파의 발생, 월파에 의한 배후면 피복석의 파괴 그리고 사면상 흐름의 증가에 따른 기부 파괴의 총 네 가지로 구분되며 각각의 파괴모드는 Fig. 14와 같다. 이는 일반적인 사석방파제와 유사한 파괴모드를 가지고 있으며 특이할 현상은 소단상부에서의 쇄파의 발생이다. 소단부의 규모는 구조물 전면에서의 쇄파발생에 직접적인 영향을 주며 이러한 소단의 규모에 따라 발생하는 쇄파의 형태도 약간의 차이를 보였으나 대부분이 권파쇄파(Plunging Breaker)였으며 이러한 권파쇄파의 발생은 구조물전면의 안정성 및 월파량의 증가에 중요한 역할을 한다.

발생된 쇄파는 정수면 상부에 직접 입사하여 저천단 구조물에서 월파량의 증가를 가져오며 이러한 월파의 증가는 배후면 피복석의 안정성에 영향을 준다. 또한 쇄파의 발생은 사면상의 흐름을 강화하여 기부 세굴을 야기한다.

Fig. 15는 소단상부에서 발생하는 쇄파와 월파의 모습이다. 그림 a)를 통해 구조물의 소단으로 입사하는 파랑이 소단상부에서 쇄파되는 모습을 확인 할 수 있으며, 이러한 쇄파의 발생은 그림 b)의 월파의 증가를 가져온다.

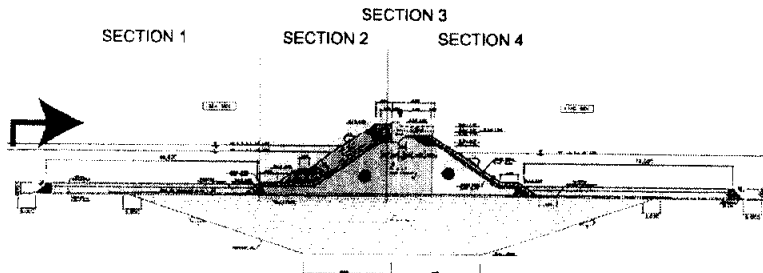


Fig. 13. Definition of section.

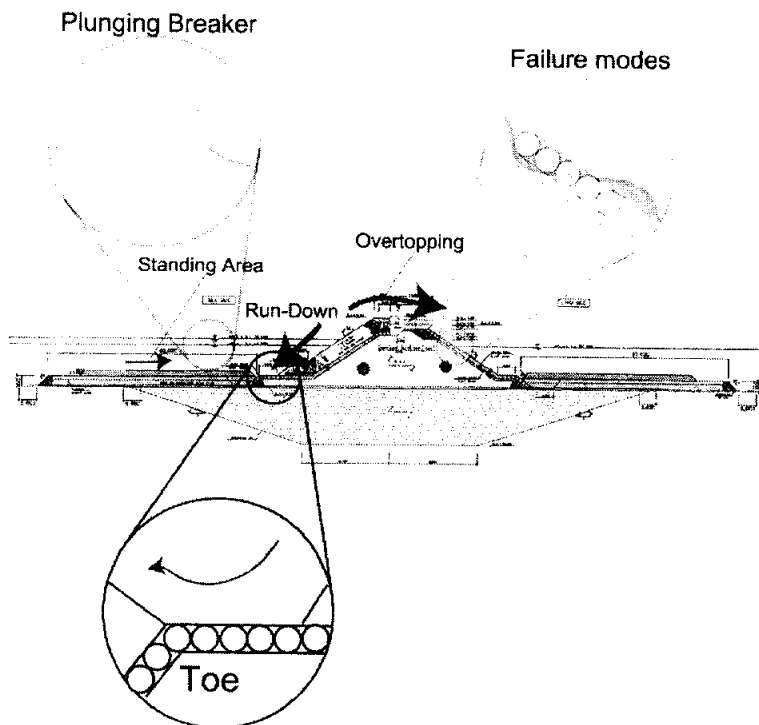
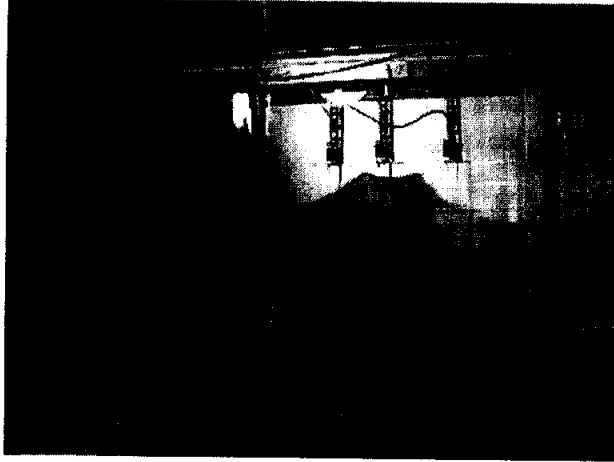
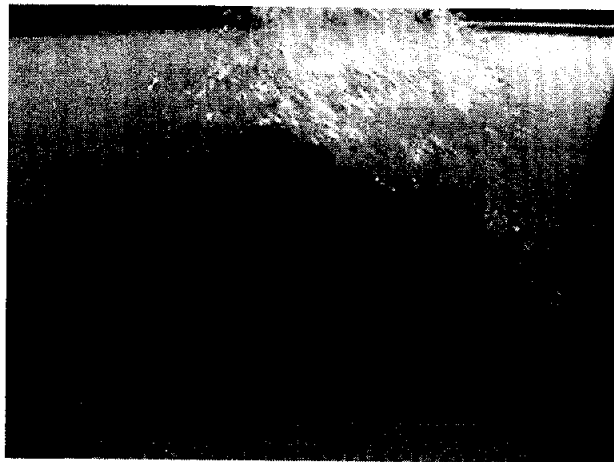


Fig. 14. Failure Modes at low crest breakwaters.



a) Broken wave on the berm.



b) overtopping.

Fig. 15. Scene of breaking wave and overtopping.

2.3.2 최대월파량과 평균월파량

월파량에 대한 일반적인 정의는 단위시간당의 단위폭을 통과한 월류량으로 정의된 평균월파량의 개념을 이용한다. 허나 실제 현상에서 월파에 의한 구조물과의 상호작용은 계측시간 동안에 평균된 월파량 보다는 최대월파량의 발생시 구조물에 미치는 영향이 크다. 최근 월파현상에 대한 연구동향 또한 최대월파량에 대한 월파량의 발생빈도를 검토하는 경향을 가지고 있다. Fig. 16은 대표적인 실험 Case에 대한 누적 월파량곡선을 통해서 평균 월파량과 최대 월파량과의 관계를 보여주고 있다. 본 논문에서는 최대월파량과 평균월파량의 정의를 다음과 같이 정의하였다.

$$Q_{\max} = \frac{q_{\max}}{T_{\max}} B$$

$$Q_{\text{mean}} = \frac{q_{\text{accu}}}{t_{\text{meas}}} B$$

여기에서 q_{\max} 는 누적월파량 곡선을 통한 최대월파량이며, T_{\max} 는 최대파 주기, q_{accu} 는 계측시간동안 집계된 월파량, t_{meas} 는 계측시간 그리고 B 는 월파량 관측 단면의 폭이다.

그림에서 결과를 비교하면 흑색 실선의 경우는 소단이 설치되지 않은 경우이며, 적색 실선의 경우 소단의 규모가 가장 큰 경우이다. 작용된 파랑조건과 제반조건은 동일하다. 흑색실선 및 적색실선에서 최종 누적 월파량은 적색실선의 경우가 가장 적으나 실질적으로 배후면의 파괴는 가장 크게 나타났다.

일반적으로 평균월파량의 증가는 제내지의 안정성과 비례하는 경향을 보인다. 그러나 이 결과는 최종 누적 월파량 즉 평균월파량으로는 확인이 되지 않는 특성이며 최대월파량 경우에는 적색실선의 값이 가장 크게 나타나고 있다. 이는 최대월파량이 구조물과 파랑의 상호작용을 표현하는 좋은 파라미터가 됨을 알 수 있다. 비록 이러한 경우가 소단의 설치에 따른 현상으로 국한 할 수 있으나 최근 복합단면의 방파제 형식을 적용하는 사례가 많음을 생각할 때 기초부 형상에 대한 검토는 중요하다.

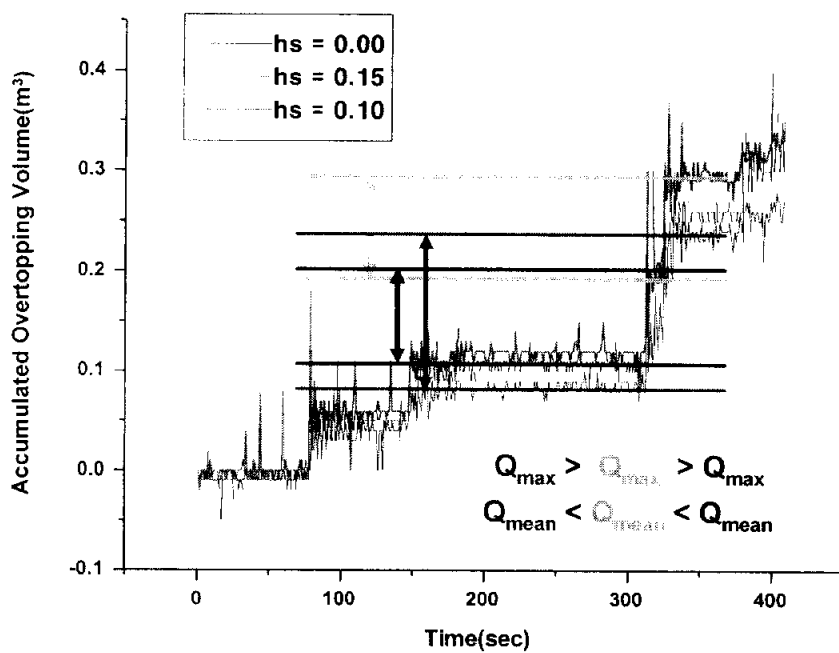


Fig. 16. Variation of accumulated overtopping discharge rate with Time.

Fig. 17는 본 실험에서 사용된 실험 조건 중 상대천단고에 따른 월파량의 변화를 나타내고 있다. 기존의 2차원 실험을 통한 연구결과와 비교하여 본 그래프는 상대천단고에 따른 평균월파량의 값을 기존의 2차원 단면실험을 통해 진행된 연구자들의 결과를 나타내고 있으며 본 실험은 상대천단고가 1.2에서 1.8까지의 범위에 속한다. 결과에서 보듯이 월파량은 다른 실험결과와 비교하여 유사한 값을 보이거나 다소 높은 경향을 보인다. 이는 전술한 소단 상부에서의 전면에서의 쇄파 발생으로 인한 월파량의 증가 때문이다.

본 실험의 천단고의 조건은 고정하여 설치하였다. 따라서 본 결과는 입사파고의 변화에 의한 상대천단고의 범위이다. 중실 삼각형의 경우가 본 연구에서 나타난 결과이며 나머지 기호는 모두 이전의 실험결과이다. 중간의 실선은 상대천단고와 월파량은 지수 함수관계를 잘 따른다는 기존의 연구결과를 통하여 기준선을 나타낸 것이다.

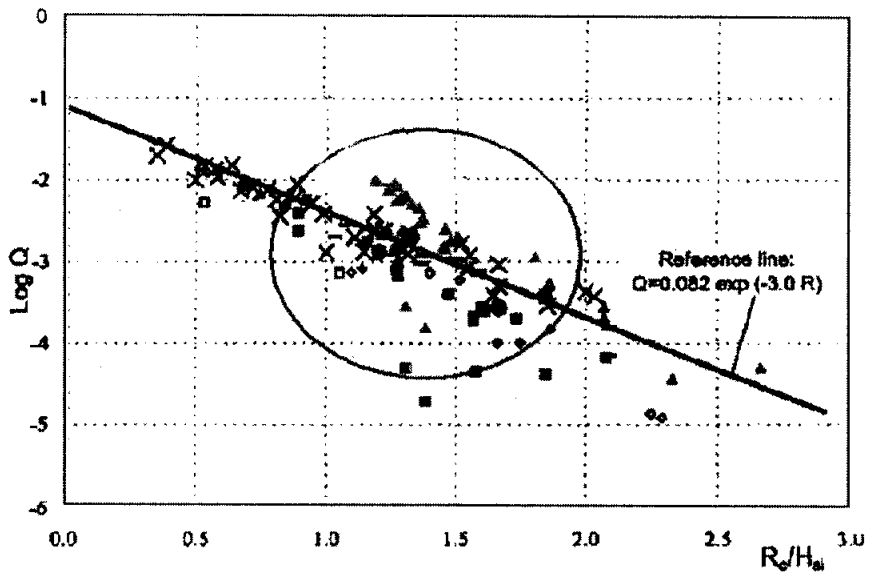


Fig. 17. Range of mean overtopping rate in this experiment.

2.3.3 최대월파량의 발생

전술하였듯이 평균월파량과 최대월파량의 특징과 정의를 다시 확인하면 단위 시간당 작용한 단위폭당의 저수율을 평균월파량으로 정의할 때 최대월파량은 각 개개 월파량의 최대값을 이야기한다. 월파는 특성상 천단고를 월류할 수 있는 순간적으로 강한 에너지를 동반하므로 구조물의 배후 및 체체 자체의 안정성에 중대한 영향을 준다.

Fig. 18은 입사하는 파랑의 수위시계열과 최대 월파량의 분포를 나타내고 있다. 그림에서 150 sec ~ 180 sec 구간의 월파량의 증가량이 본 케이스의 최대월파량을 나타낸다.

그림에서 월파량의 증가는 수위의 증감 즉 파고의 변화와 직접적인 관계를 가지고 있으며, 고파랑의 입사시에 최대월파량이 발생하는 것을 확인 할 수 있다. 이러한 방법으로 각각의 수위시계열에서 최대월파량의 정량적인 값을 확인 할 수 있으며, 최대월파량의 정도를 높이기 위하여 월파시의 영상을 디지털 캠코더로 녹화하여 함께 비교·검증하였다. 이러한 고파랑과 최대월파의 발생관계는 구조물의 안정성에 직접적인 영향을 준다.

Fig. 19의 a)와 b)는 월파에 의해 파괴된 배후면의 사진이다. 이와 같은 월파에 의한 배후면의 파괴는 호안의 경우 체내지에 치명적인 인명이나 재산의 손실을 가져오며 구조물의 안정성에도 심각한 결과를 가져온다. 특히 구조물의 안정성에 중요한 문제가 되는 초기파괴가 평균월파량 보다는 최대월파량이 큰 경우에 발생하기가 쉬움을 생각할 때 최대월파량을 통한 구조물의 월파특성 파악은 필수 적일 것이다.

그림에서 배후면의 파괴원인은 소단 상부에서 발생하는 쇄파에 의한 월파량 증가가 원인이며, 이러한 월파량의 증가는 구조물의 상치 콘크리트의 형상을 변형함으로써 조절이 가능하다. 기존의 연구자는 파라펫의 형상을 달리함으로써 10%가치의 월파량 감소를 가지고 온다는 연구결과도 보고하고 있다.

따라서 이러한 월파량의 이상적인 증가는 최대월파량과 구조물의 상호작용을 함께 고려하여 파악할 수 있음을 알 수 있다.

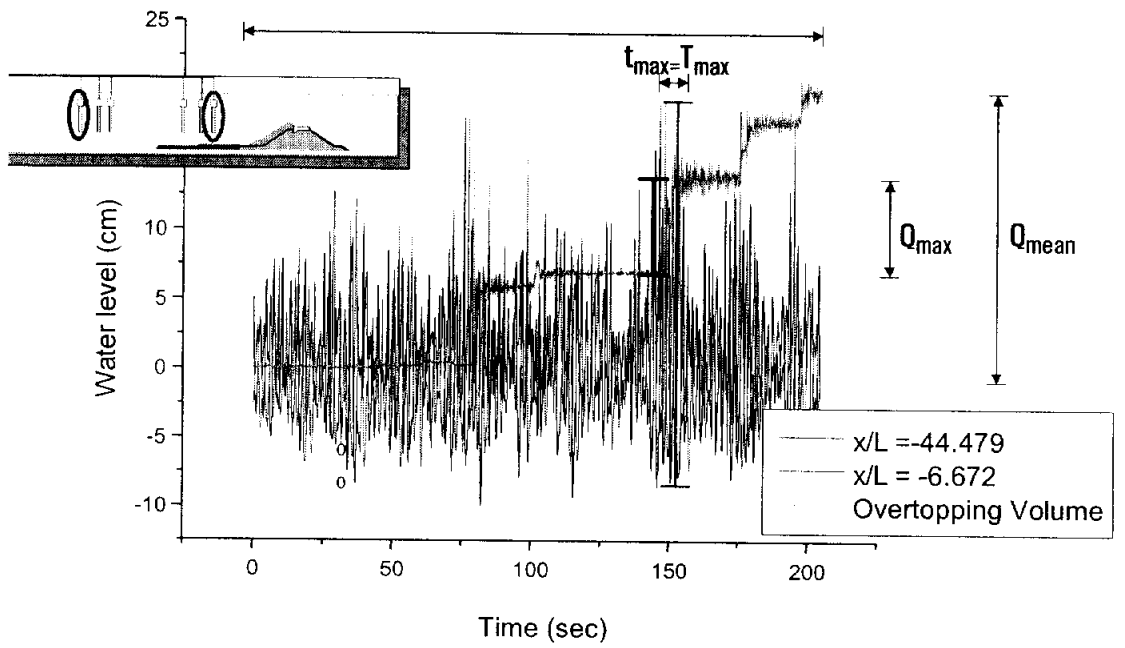
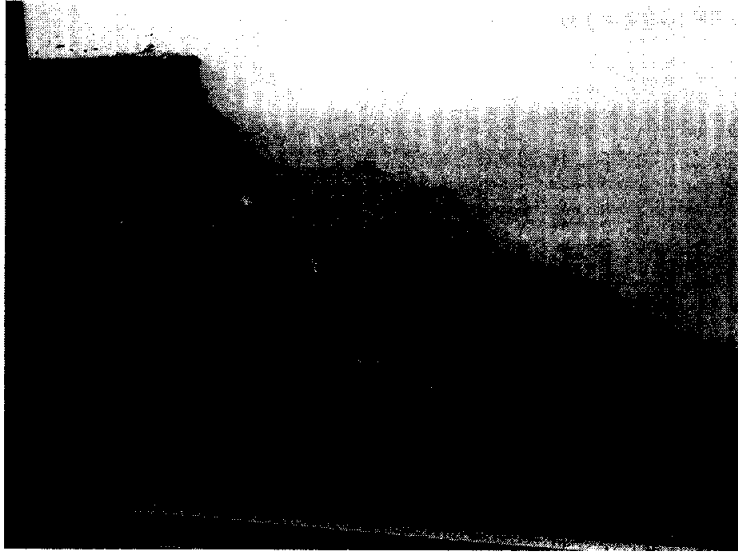
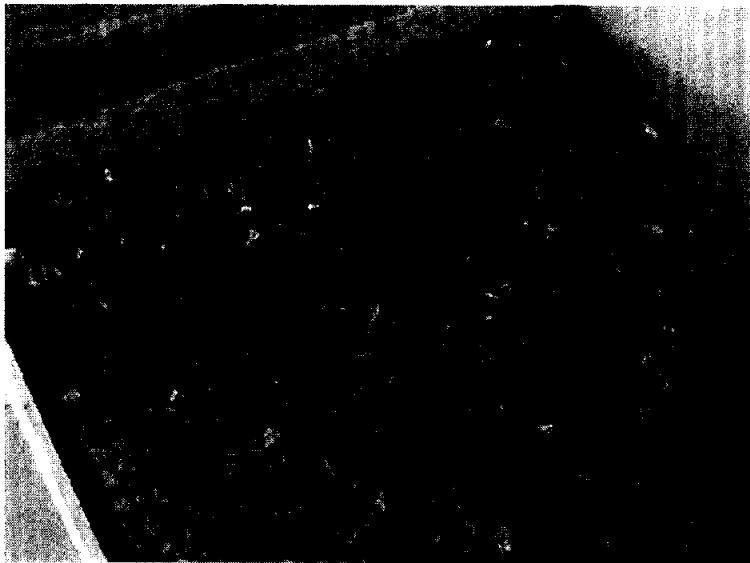


Fig. 18. Variations of accumulated overtopping rate and waterlevel with time.



a)



b)

Fig. 19. Scene of armor failed by overtopping at the rear side.

2.3.4 입사파랑조건에 따른 월파랑의 변화

구조물과 입사하는 파랑과의 관계를 검토하기 위해서 입사파랑에 따른 월파랑의 발생 특성을 확인하였다.

Fig. 20에서는 쇄파지수에 따른 평균월파랑과 최대월파랑의 분포를 보이고 있다. 그림에서 쇄파지수는 4.5에서 5.5사이에 주로 분포한다. 결과에서 쇄파지수의 범위가 다소 높은 경향을 나타내고 있으나 원인은 전술하였듯이 본 실험의 대상이 단순 경사방파제 형식이 아닌 기초부의 형상을 달리하는 복합단면형식의 특징이라 할 수 있다. 현상을 통해서 확인된 기초부 상단에서 발생하는 쇄파의 형상은 권파쇄파이며 이러한 권파쇄파는 구조물에 강한 흐름에너지를 전달하며 이러한 쇄파 후의 흐름은 사면상의 run-up에 추가된다. 소상고의 증가는 월파랑의 증가를 가져오게 되는 것이다.

본 실험의 경우 최대월파랑이 ξ 가 4.3일 때 최대 값이 나타났다. 이러한 값은 소단의 규모 변화에 따른 월파의 발생 특성이며 구조물의 조건이 1:1.5임을 생각할 때 일반적인 실험의 결과와 비교하여 쇄파지수가 4에서 6의 값을 가지는 경사방파제 형식의 결과와는 상이하다.

쇄파지수의 증가는 본 실험의 조건을 구조물의 조건을 고정하여 구성하였으므로 입사파랑의 제원의 변화를 나타내며 파고값과는 반비례한다. 허나 일반적인 효과에서 월파랑은 파고의 증가에 비례하는 것으로 연구되었으나 본 그림에서 반비례의 관계를 보이는 것은 파고의 효과보다는 주기의 효과과 더욱 지배적으로 작용하고 있음을 나타낸다.

쇄파지수란 전술하였듯이 구조물의 기하학적 특성과 입사파랑의 특성을 고려한 무차원수이다.

$$\xi = \frac{\tan \theta}{\sqrt{H/L_0}} \quad (17)$$

로 정의된다. 여기서 θ 는 구조물의 경사이며, H 는 입사파랑, L_0 는 심해파장이다. 일반적으로 쇄파지수는 쇄파의 형태를 구분하는 기준으로 많이 연구되어 왔으나 구조물과 입사파랑의 조건을 포함한 대표적인 파랑제어구조물에서의 무차원 파라미터이다.

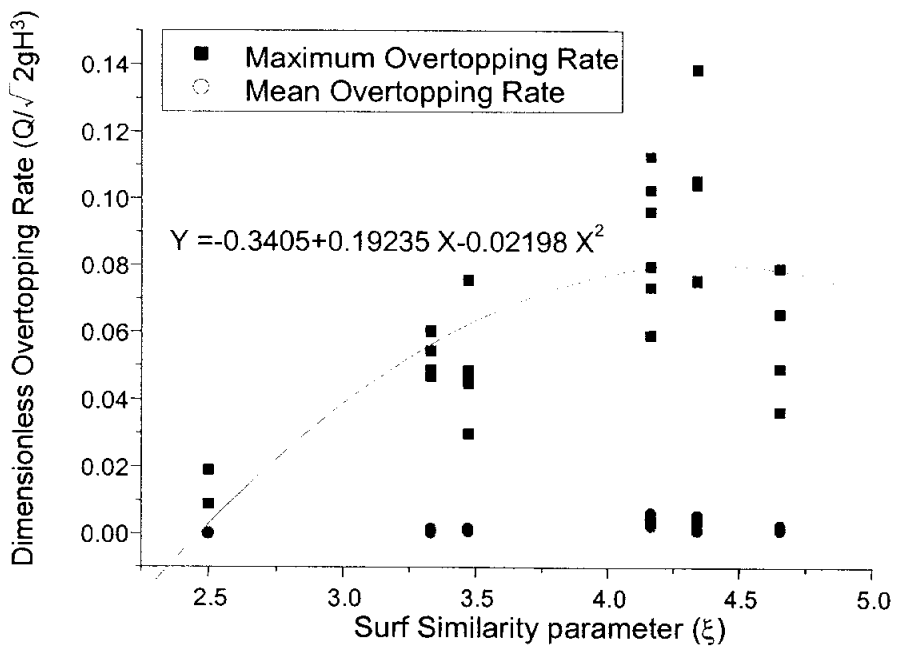


Fig. 20. Distribution Overtopping rate with ξ .

위에서 논의한 쇄파지수에 따른 월파량의 발생특성을 입사하는 파량의 조건에 대해 더욱 상술하기 위해 파형경사에 대한 월파량의 변화를 확인하였다.

Fig. 21은 파형경사에 따른 월파량의 변화를 나타내고 있다. 본 실험에서 사용된 파형경사 조건은 0.01~0.02의 범위로 비교적 장주기 파랑조건이며 파형경사의 증가에 따라 월파량의 발생이 감소하고 있음을 보인다.

일반적으로 파형경사가 크게되면 쇄파가 발생하기 쉽다. 이전 절에서 이야기하였듯이 쇄파과 고파랑은 월파량의 증가를 가지고 온다. 허나 그림과 같이 파형경사의 증가에 따른 월파량의 감소는 파형경사가 파고와 비례하고 주기와는 반비례 함을 생각할 때 주기에 더욱 영향을 받고 있다는 것을 알 수있다. 이것은 일반적으로 파고가 증가할수록 월파량이 증가한다는 기존의 연구와는 다른 내용이며 이는 파고의 증감 외에 입사하는 파랑의 주기성분이 쇄파의 형상이나 쇄파후의 사면 입사각에 영향을 주어 파고의 변화 폭을 초과하는 월파량의 변화를 보이고 있다. 이는 비선형적인 요소들의 특수한 구조물 형식에서 나타나는 현상이며 특히 본 기초부의 기하학적인 형상을 변화시키는 경우는 입사하는 파랑의 파고보다 파랑의 주기가 중요한 지표가 됨을 알 수 있다.

최대월파량에서 파형경사가 0.017에서 최대가 발생하는 것은 이에 해당하는 파랑조건일 때에 쇄파후 흐름에너지의 입사각이 정수면 상부에 작용하여 run-up을 증가시키는 경우이다. 이는 쇄파후의 입사각에 대한 입사 파형경사가 중요한 파라미터가 되고 있음을 보이고 있다.

지금까지의 결과를 통해서 소단의 높이는 소단 상부에서의 쇄파발생에 영향을 미치며 이는 최대월파량의 이상적인 증가를 가져온다. 파형경사의 경우 특히 주기가 큰 경우와 쇄파가 발생한 경우에는 쇄파 후의 흐름이 작용하는 소상대의 위치를 정수면 상부로 작용하게 하여 소상고를 증가시키며 이러한 소상고의 증가는 최대월파량의 증가를 가져온다.

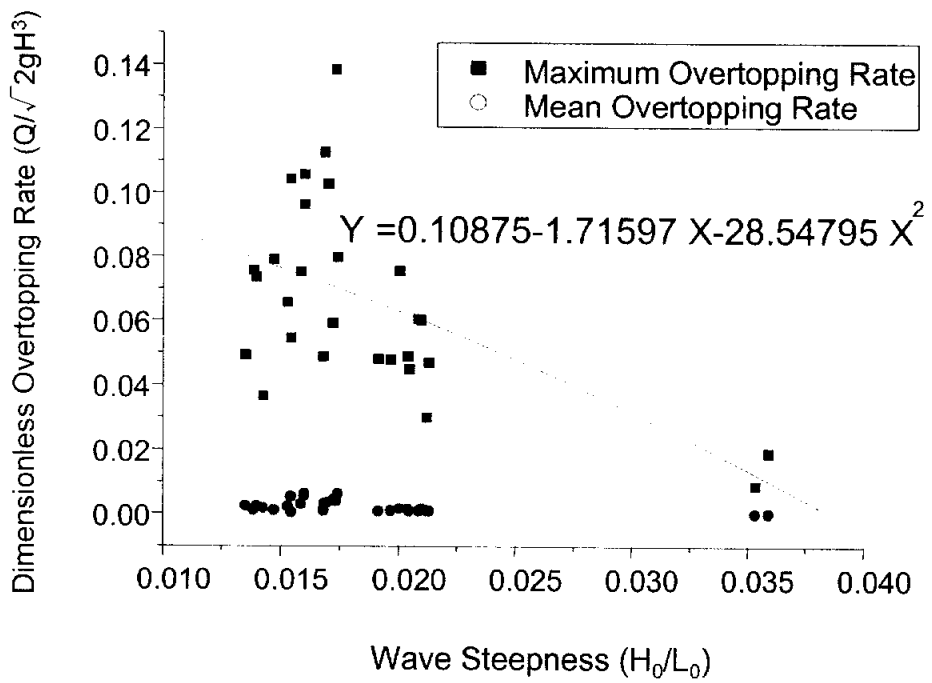


Fig. 21. Distribution overtopping rate with wave steepness.

2.3.5 구조물의 규모에 따른 월파특성

Fig. 22는 소단의 규모에 대한 평균월파량 및 최대월파량의 분포를 각각의 실험 케이스를 통하여 비교하였다.

그림에서 소단의 규모의 증가는 소단의 높이와 길이의 증가를 나타내며 규모의 증가에 따라 월파량은 감소하며 이때 월파량의 감소는 적다. 평균월파량의 경우 구조물 규모의 변화에 증가하다가 감소하는 경향을 보이나 최대월파량의 경우 구조물의 규모가 0.15 이상이 될 때 감소의 폭이 더욱 커진다. 허나 데이터의 편차가 커서 회귀곡선에 의한 감소치를 상회하는 편차를 보인다. 이는 쇄파와 구조물의 형상에 따른 특성으로 보이며 특히 쇄파의 발생은 최대월파량의 편차를 더욱 가중시킨다.

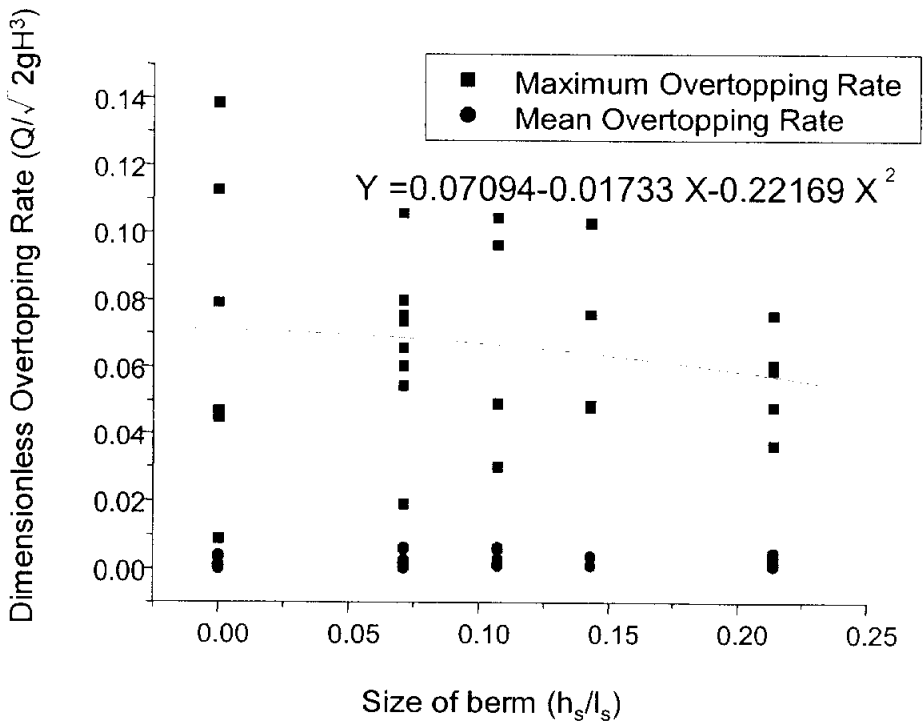


Fig. 22. Distribution of maximum overtopping rate with size of berm.

전술한 소단의 규모에 따른 결과를 더욱 세부적으로 검토하기 위하여 소단의 높이와 길이에 대해 입사하는 파랑제원으로 무차원하여 월파량의 발생 특성을 확인하였다.

Fig. 23은 구조물의 길이(l_s)에 대한 입사 심해파장(L_0)의 비인 상대 소단길이(l_s/L_0)의 변화에 따른 월파량의 발생 특성을 나타낸다. 일반적인 심해파장과 소단길이 비의 물리적인 의미는 주기의 효과에 대한 소단의 규모를 나타낸다.

그림에서 상부의 중실사각의 경우 최대월파량의 분포를 나타내며, 아래의 중공원의 경우 평균월파량의 분포를 나타낸다.

전체적으로 소단길이의 증가는 월파량의 감소를 가져온다는 것을 알 수 있다. 최대월파량과 평균월파량 사이의 특성을 살펴보면 최대월파량의 경우 소단길이의 증가에 따른 변화특성을 잘 보이고 있으나, 평균월파량의 경우 소단길이의 증가에 따라 월파량이 감소하고는 있지만 완만한 변화와 증감으로 그 특성을 파악하기는 어렵다.

이는 최대월파량이 가지는 특성으로 평균월파량이 불규칙 파랑의 통계적인 안정범위를 만족하는 월파량의 계측시간에 대해 시간 평균된 값에 반하여 최대월파량은 최대에너지의 발생이므로 여러 비선형 요소를 포함하고 있지만 설계조건을 평가하는 경우 효율적인 한계값을 제시한다.

물론 일반적인 월파량의 발생특성은 불규칙파랑의 재현방법에도 영향을 많이 받으나 충분한 재현시간과 관측시간을 통해, 대표적인 불규칙파랑의 목표스펙트럼과 재현 스펙트럼의 보정을 통해 재현된 월파량 특성의 오차를 극복하고자 하였다.

그림에서 소단길이에 따른 최대월파량의 특성은 소단의 상대길이가 0.15 이상이 될 때 유의적인 월파량의 감소가 발생한다. 이는 입사파랑의 주기를 고려한 소단의 효과가 더욱 효과적임을 보여주며 본 구조물의 형식에서는 입사파장의 0.15배이상의 소단의 설치 시에 효과적인 월파제어기능을 보인다.

천단고의 증감이 가장 직접적인 월파량의 제어방법이 될 수 있지만 천단고의 변화가 제약을 받는 경우에는 구조물의 형상을 변화시키게 된다. 이러한 구조물의 기하학적인 변화에 따른 월파량의 발생은 평균 월파량을 통해서도 파악하기가 어려움을 알 수 있다.

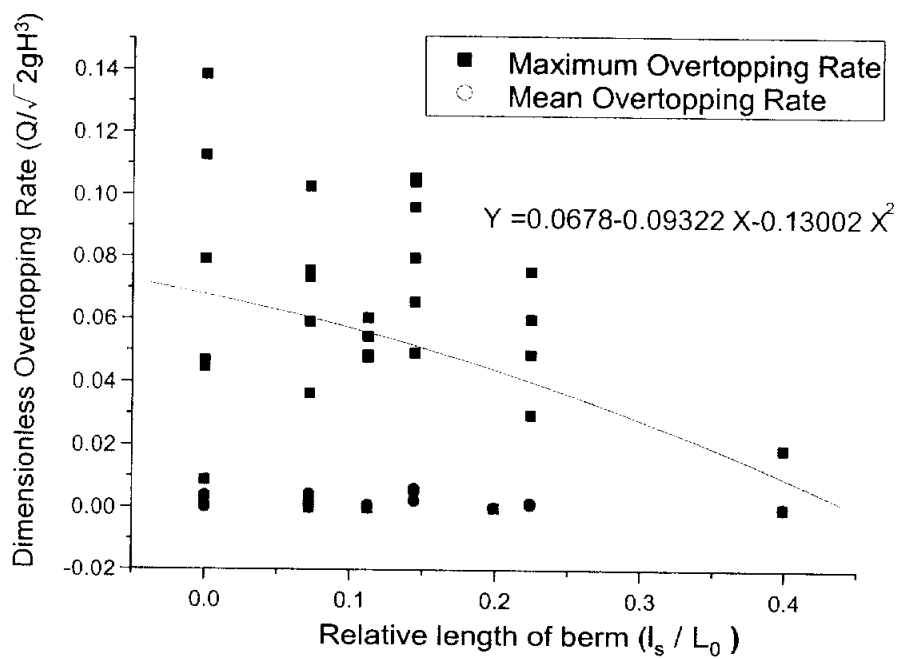


Fig. 23. Characteristics of overtopping rate with relative length of berm.

Fig. 24는 소단의 규모 중 소단의 높이에 대한 월파량의 발생특성을 파악하기 위해 상대 소단상부수심을 이용하여 이에 따른 월파량의 발생특성을 나타내고 있다.

여기서 상대 소단상부수심이란 전체 수심(h)에서 구조물의 높이(h_s)를 제거한 깊이($h-h_s$)를 입사유의 파고로 무차원화 한 파라미터로 입사하는 파랑이 소단의 설치규모에 의해 변화된 후의 수심을 나타내며, 이를 이용하여 쇄파발생수심을 확인 할 수 있다. 그림에서 평균월파량은 구조물의 규모가 증가함에 따라서 월파량이 증가하고 있음을 알 수 있다. 이러한 결과는 구조물의 높이가 증가함으로 써 입사하는 파랑의 에너지를 감소시켜 월파량을 저감시킬 것이라는 일반적인 결과와는 상이한 분포이다. 이러한 원인은 상대소단상부수심이 주로 2에서 3의 값을 가지고 있음에 있다. 전술한 쇄파의 발생 조건에서 파고가 수심의 0.5배 이상일 때부터 쇄파가 발생하는 것이 일반적으로 논의되었다. 또한 소단 끝단의 형상에서 수심의 변화가 크므로 이도한 쇄파 발생의 중요한 원인이 된다. 따라서 본 실험의 조건은 대부분이 쇄파가 발생하게 되는 조건이다. 따라서 일반적인 소단의 높이와 월파량과의 관계와는 다른 결과를 보인다. 이는 소단의 길이의 변화에 따른 월파량의 발생 특성과는 다른 결과를 보이고 있다.

소단의 규모를 통한 월파의 발생특성을 살펴보면 소단의 높이 보다는 소단의 길이에 영향을 안정적으로 받고 있음을 알 수 있다. 이는 일반적인 방파제의 설치 수심이 20 m 전후임을 생각할 때 입사하는 파랑의 에너지 제어방법으로는 소단의 높이를 제어하는 것 보다는 소단의 길이를 제어하여 입사하는 파랑의 에너지를 감소시키는 방법이 더욱 양호한 파랑제어 효과를 가지고 있음을 알 수 있다.

방파제에서 파랑의 에너지를 제어하기 위한 소단의 설치 시 쇄파의 발생은 중요한 비선형적인 문제이며 쇄파이외에도 충분한 비선형요소의 검토가 필요하다.

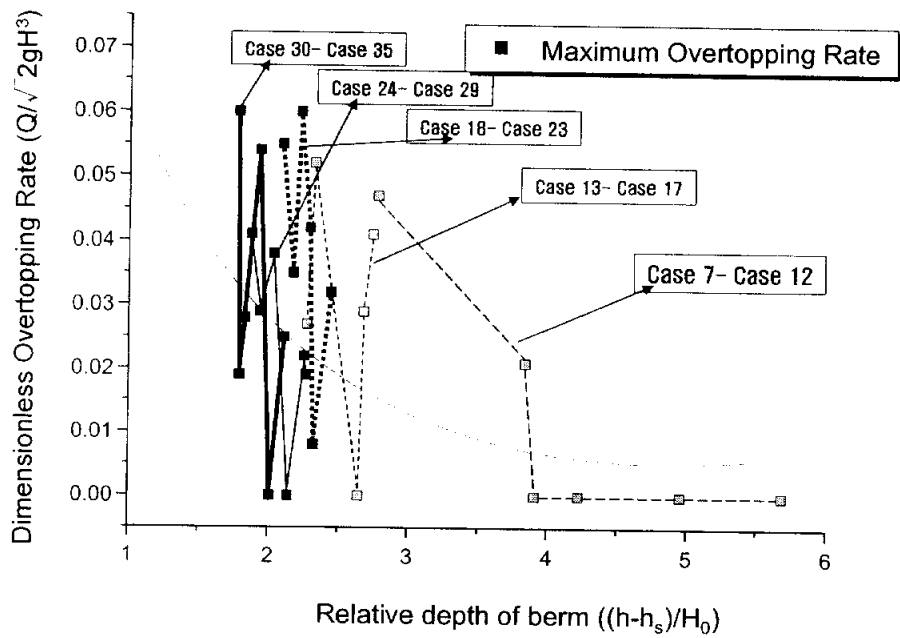


Fig. 24. Distribution overtopping rate with size of berm.

3. 결 론

이상 저천단 방과제에서 파랑제어를 위한 소단설치 시 소단의 규모에 따른 월파량 발생에 관한 수리학적 특성을 살펴보았다. 또한 월파량의 발생특성중 최대월파량과 평균월파량을 이용하여 구조물 배후의 안정성과 월파의 관계를 확인하였다. 결과를 정리하면 다음과 같다.

1. 구조물의 설계시 월파에 의한 배후면이나 제내지의 안정성을 평가하기 위해서는 평균월파량을 이용하는 것 보다 최대월파량을 이용하는 것이 더욱 적합하다.
2. 파랑제어를 위한 소단을 설치할 때에는 쇄파를 고려한 소단의 규모가 결정되어야 한다.
3. 소단의 길이(l_s)가 파장의 0.13배 이상이 될 때 유의적인 월파량의 감소가 나타났다.
4. 소단상부의 수심은 입사파고의 3배 이상일 때 양호한 월파제어 특성을 보인다.

이상으로 연안역 제어구조물 중 파랑제어구조물의 기초부 형상에 따른 월파의 발생 특성을 확인하였다. 파랑제어를 위한 소단규모의 결정은 여러 비선형 효과가 함께 고려되어야 하며, 이러한 연안역제어구조물에 작용하는 비선형 요소에 대한 연구는 더욱 다양하고 민감하게 고려되어야 할 것이며 이를 통하여 연안역제어 구조물의 안정성과 기능성에 대한 비선형 효과에 대한 정립이 필요 할 것이다.

참고문헌

- Arnskov, M. M., J. Fredsøe and B. M. Sumer, 1993. Bed Shear Stress Measurements over a Smooth Bed in Three-dimensional Wave-current Motion. *Coastal Eng.*, 20: 277-316.
- Biesel, F., 1954. Wave machines. Proc. 1st Conf. on Ships and Waves: 288-304.
- Deigard, R. and J. Fredsøe, 1989. Shear Stress Distribution in Dissipative Water Waves. *Coastal Eng.*, 13: 357-378.
- Fredsøe, J. and B. M. Sumer, 1997. Scour at the round head of a rubble mound breakwater. *Coastal Eng.*, 29: 231-262.
- Fredsøe, J., 1984. Turbulent Boundary layer in wave-current motion. *J. Hydraul. Eng. ASCE*, 110(8): 1103-1120.
- Fredsøe, J., 1993. Modelling of Non-cohesive Sediment Transport Processes in the Marine Environment. *Coastal Eng.*, 21: 71-103.
- Foti, E. and P. Blondeaux, 1995. Sea Ripple Formation: the Heterogeneous Sediment Case. *Coastal Eng.*, 25: 237-253.
- Nelson, R. C., 1995. Wave Bed Friction Damping over Shoaling, Movable Beds. *Coastal Eng.*, 25: 65-80.
- Goda, Y., 1985. Random seas and design of marine structures. Univ. of Tokyo press: 110-149.
- Heder, P. A., 1986. Stability of rock fill breakwaters. Proc. J. WPC and OE, ASCE, 112(3).
- Hughes, S. A., 1993. Physical models and laboratory techniques in coastal engineering. World scientific: 169-332.
- Iribarren, R. C., 1938. A formular for the caculation of rock-fill dikes. *Revista de Obras Publicas, Madrid*.
- Kroon, A., P. Hoekstra, K. Houwman and G. Ruessink, 1994. Morphological Monitoring of a Shoreface Nourishment Nourtec Experiment at Terschelling, The Netherlands. *Coastal Eng.*, 161: 2222-2236.

- Losada, M. A. and L. A. Gimenez-Curto, 1979. The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number. *Coastal Eng.* 3: 77-96.
- Pedersen, C., R. Deigaard, J. Fredsøe and E.A. Hansen, 1992. Numerical Simulation of Sand in Plunging Breakers. *Coastal Eng.*, 180: 2344-2357.
- Purandare, M. M. and P. A. A. Narayana, 1987. Wave Power Variation in the Near-shore Regions. *Coastal Eng.* 11: 381-390.
- Ranasoma, K. I. M. and J. F. A. Sleath, 1992. Velocity Measurements Close to Rippled Beds. *Coastal Eng.* 183: 2383-2396.
- Ryu, C. R., 1984. A study on the hydraulic optimal design of the rubble mound breakwaters, Doctorial Thesis, Osaka Univ. (in Japan) : 64-134.
- Ryu, C. R. and T. Sawaragi, 1986. A new design method of rubble mound structures, *Proc. 20th ICCE, ASCE*: 2188-2202.
- Saito, E. and T. Shibayama, 1992. Local Scour around a Large Circular Cylinder on the Uniform Bottom Slope due to Waves Currents. *Coastal Eng.* 214: 2799-2810.
- Sumer, B. M., T. S. Laursen and J. Fredsøe, 1993. Wave Boundary Layers in a Convergent Tunnel. *Coastal Eng.* 20: 317-342.
- Tompson, D. M. and R. M. Shuttler, 1975. Riprap design for wind wave attack. A laboratory study in random waves. Willingford, EX 707.
- Toue, T., H. Katsui and K. Nadaoka, 1992. Mechanism of Sediment Transport around a Large Circular Cylinder. *Coastal Eng.* 2(219): 2867-2878.
- Van der Meer, J. W. and K. W. Pilarczyk, 1984. Stability of rubble mound slopes under random wave attack. *Proc. 19th Coastal Eng. Conf., Huston*: 2620-2634.
- Van der Meer, J. W., 1988. Rock slopes and Gravel Beaches under wave attack. Doctorial Thesis Delft Univ. : 11-92.

- Van der Meer, J. W. and J. J. Vedman, 1992. Singular points at berm breakwater: scale effects, rear, round head longshore transport. *Coastal Eng.* 17: 153-171.
- Voulgaris, G., S. Wallbridge, B. N. Tomlinson and M. B. Collins, 1995. Laboratory Investigations into Wave Period Effects on Sand Bed Erodibility, under the Combined Action of Waves and Currents. *Coastal Eng.* 26: 117-134.
- Wu, Y. and R.A. Dalrymple, 1987. Analysis of wave fields generated by a directional wavemaker. *Coastal Eng.* 11: 241-261.
- 棋木 亨 著 , 金南亨 譯 1996. 漂砂斗 海岸侵蝕., 清文閣: 37-76.