

BSPE98912-10324-5

연안침식 모니터링 및 예측 시스템 개발 연구

Development of Coastal Erosion Monitoring and  
Prediction System

2014. 2.

한 국 해 양 과 학 기 술 원





# 제 출 문

한국해양과학기술원장 귀하

본 보고서를 “ 연안침식 모니터링 및 예측 시스템 개발 연구 ” 과제의  
최종보고서로 제출합니다.

2014. 2.

총괄연구책임자 : 이종찬

참여연구원 : 강석민, 강시환, 권재일, 김상익, 김선정,  
김성대, 김진아, 도기덕, 도종대, 민인기,  
박광순, 박용현, 박준용, 박한산, 심재설,  
양정아, 유만호, 유제선, 이상훈, 이수환,  
이유정, 이정민, 이주학, 이희준, 장한솔,  
전기천, 전주일, 정상훈, 정의영, 정종민,  
조경호, 조아라, 조은지, 진재율, 최원영,  
최태진, 하태민, 황영일



## 보고서 초록

과제고유번호	PE98574 PE98735 PE98912	해당단계 연구기간	2011.1.1 ~2013.12.31	단계 구분	1단계
연구과제명	중과제명	기후변화 예측 및 해양재해 대응기술 개발 연구			
	세부과제명	연안침식 모니터링 및 예측시스템 개발 연구			
연구책임자	이 중 찬	해당단계 참여연구원 수	총 : 38 명 내부: 13 명 외부: 25 명	해당단계 연구비	정부: 1,556,068천원 기업: 천원 계 : 천원
연구기관명 및 소속부서명	한국해양과학기술원 연안재해·재난연구센터		참여기업명		
국제공동연구	연구기관명		연구책임자		
위탁연구	연구기관명	(주)에스알컨설팅		연구책임자	정병순
	연구기관명	한국해안·해양공학회		연구책임자	정병순
	연구기관명	연세대학교		연구책임자	정상섭
	연구기관명	VIMS		연구책임자	Jerome P.-Y. Maa
요약				보고서면수	334
<p>연안은 인구와 산업이 지속적으로 집중되고 있는 지역으로 향후 2025년에는 27억 이상의 세계인구가 연안지역에 거주할 것으로 예상하고 있다. 기후변화에 의한 해수면 상승, 거대규모의 태풍 출현의 증가 그리고 해일, 연안침식과 같은 자연재해 등에 의한 연안 피해 위험도도 인구증가와 비례하여 증가하고 있다. 동해 연안의 경우 연안개발 계획 수립과 더불어 연안침식 문제가 심각한 사회적 문제로 대두되고 있으나 기존연구의 부족으로 해결책 제시에 어려움을 겪고 있다.</p> <p>연안지형은 파랑, 조석, 바람과 같은 다양한 해양물리환경에 영향을 받으며, 다시 이들에게 영향을 주는 상호연관성을 가지고 있다. 그러므로 연안침식을 포함한 연안지형변동은 지형/지질학적 연구와 함께 해양물리환경 연구가 진행되어야 하며, 이러한 연구의 기초자료를 지속적으로 모니터링하기 위하여 연안변동 관측시스템 구축이 필요하다.</p> <p>연안지형 모니터링 시스템의 경우 해변지형과 해저지형 모니터링을 최소 시간 안에 최소한의 인원으로 효율적으로 수행할 수 있도록 모니터링 시스템 (RTK-GPS backpack, KOSE 등)을 구축하였으며, 이를 현장에 적용하여 신뢰성 검증 및 문제점 해결을 통하여 시스템을 개선하였다. 연안 물리환경은 x-band radar 및 CCTV 관측을 통하여 파랑의 2차원 자료를 획득하였으며, wave buoy를 설치하여 파랑특성을 동시에 관측하였다. 이렇게 구축된 모니터링 시스템을 바탕으로 3년간 경북 울진군에 위치한 동해연구소 앞 후정해빈에서 자료를 획득하였고 관측된 자료를 이용하여 후정해빈에서의 sandbar 이동에 대한 연구를 수행하였다.</p> <p>본 연구에서는 과학적인 접근을 통하여 연안지형변동 특성을 이해하고자 지형/지질 변동 관측과 연안물리환경특성을 동시에 관측할 수 있는 모니터링 시스템을 구축하여 연안 지형변동에 대한 연구를 수행하였으며, 이러한 결과를 바탕으로 연안지형변동을 예측할 수 있는 모델을 개발하고자 하였다.</p>					
색인어	한 글	해빈, 연안, 지형, 침식, 모니터링, 예측			
	영 어	beach, nearshore, geomorphology, erosion, monitoring, prediction			



# 요 약 문

## I. 제 목

### 연안침식 모니터링 및 예측 시스템 개발 연구

## II. 연구개발의 목적 및 필요성

### 1. 연구개발의 필요성

연안에서 가장 큰 이슈 중 하나는 연안침식이다. 연안침식은 최근 증가하고 있는 추세이다. 그러나 연안침식의 주된 요인이 무엇이며, 기작이 어떻게 시간적 공간적으로 진행되는 지 명확하게 밝혀내지 못했다. 지난 10년 동안 장기간의 해빈지형 모니터링과 연안정비 사업들이 국가적인 차원에서 수행되어 왔으나 답을 명쾌하게 얻지 못했다. 주된 이유 중 하나는 주로 공학적 측면에서의 접근으로 자연과학적 측면이 간과되었다는 것이다. 기본적으로 연안침식에 대한 연구를 위해서는 연안침식 모니터링 시스템을 구축하고 이를 바탕으로 연안지형변동과 물리환경에 대한 자료를 지속적으로 획득해야만 한다. 지속적인 현장관측을 통하여 신뢰성 있는 자료를 얻기 위하여 연안 모니터링 시스템을 구축하는 것이 필요하다.

### 2. 연구개발의 목적

- 연안침식 현황 및 요인규명을 위한 모니터링 시스템 개발
- 연안 침식·퇴적을 예측 할 수 있는 수치모델 개발

### Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

#### 1. 연구기간

- 2011년 1월 1일 ~ 2013년 12월 31일 (1단계 3년)

#### 2. 연구내용 및 범위

##### 가. 연안침식 모니터링 시스템 구축

- 해빈지형 모니터링 시스템 개발 및 구축
  - RTK-GPS backpack 테스트
- 해저지형 모니터링 시스템 개발 및 구축
  - KOSE (single-beam과 multi-beam)
  - RTK tide 보정법 테스트
- 연안물리환경 관측시스템 설치
  - 연안 입사파의 관측: 수압식 파고계 설치
  - 쇄파대 흐름 및 부유사 관측: Aquadopp 및 OBS 센서 설치
  - 연안 입사파의 관측: 레이더 영상의 시계열자료
  - 연안 사구의 관측: 레이더 시계열영상의 평균자료
- 연안 입사파의 관측: 레이더 영상의 시계열 자료
  - 2차원 영상의 시계열자료의 푸리에 변환
  - 3차원 푸리에 변환결과로부터 입사파 파향 스펙트럼 계산
- 연안 사구의 관측: 레이더 시계열영상의 평균자료
  - 2차원 영상의 시계열자료의 시간평균
  - 2차원 레이더 영상의 시간평균영상으로부터 쇄파선 추출
  - 쇄파선의 이동변화로부터 사구의 이동 관측
- 연안침식 모니터링 매뉴얼 초고 작성

##### 나. 연안환경 특성 분석 연구

- 연안침식 모니터링 시스템 현장 적용 및 자료획득
- 퇴적역학/물리 현장관측
  - TISDOS 관측 및 표층퇴적물 분석

- 쇄파대 sandbar 이동 연구
- 쇄파대 유속 및 부유사 관측자료 부유사 이송량 분석
  - 쇄파대 유속 성분의 분리: 파랑 유속 + 잔차류 유속
  - 쇄파대 부유사 이송량 계산

#### 다. 연안지형변동 예측 시스템 연구

- 연안지형변동 예측 시스템 구축을 위한 격자모델 생성
- 연안침식 예측을 위한 수치모델 테스트
- 파랑 및 연안류 연계 수치모델 테스트

### IV. 연구개발결과

#### 가. 연안침식 모니터링 시스템 구축

- 해저지형 모니터링 시스템 및 해빈지형 모니터링 시스템 구축
- 해빈지형 모니터링 시스템의 정확도와 효율성을 테스트한 결과 서해안에서는 ATV를 이용한 방법이 적합하며, 동해안에서는 RTK-GPS backpack을 이용한 방법이 적합함
- RTK tide 방법을 적용하여 조석보정, dynamic draft, heave를 보정
- 조간대에서 RTK tide 보정법을 사용한 해저지형과 해빈지형이 일치함
- 연안지형 모니터링 자료의 좌표변환을 이용하여 후처리 방법 개선
- 멀티빔을 장착한 1인용 천해 해저지형조사 시스템 구축
- 연안 물리환경 모니터링을 위하여 x-band radar를 설치하여 파랑 및 연안사구의 이동을 관측
- X-band radar에서 너울성 고파랑일 때 해수면에서 반사파가 생기지 않아 때 실측값과 차이가 남

#### 나. 연안환경 특성 분석 연구

- 3년 동안 해저지형 17회 조사, 해빈지형 20회 조사하여 자료를 축적함
- 지정천 부근의 퇴적물 입도분석 결과, 지정천에서 바다로 유입된 퇴적물이 파랑기작의 영향으로 해빈으로 다시 퇴적됨

- 쇄파대의 sandbar 이동을 분석한 결과, 2011년 여름동안 sandbar는 해안선과 평행하게 북서쪽으로 150 m 이동하였고 2011년 겨울부터 2012년까지 남동쪽으로 290 m 이동
- X-band radar의 장기관측 결과, 파랑의 진행방향에 따라 2011년 7월에는 쇄파선이 북상하고, 2013년 4월에는 쇄파선이 남진하는 것을 관측하였음

#### 다. 연안지형변동 예측 시스템 연구

- 해빈지형, 해저지형, 파랑 등 연안침식 모니터링으로 예측 모델 개발을 위한 자료 축적
- MOHID 유동모델과 SWAN 파랑모델에 대한 모델 격자구성 완성

### V. 연구개발결과의 활용계획

- 효율적이며 신뢰성 있는 연안침식 모니터링 시스템을 구축함으로써 표준화방안 제시
- 구축된 모니터링 시스템을 바탕으로 연안침식 연구 및 원인규명에 필요한 장기 모니터링 자료 획득
- 모니터링 시스템 구축을 통한 신뢰성 있는 연안환경 자료 수집과 연안환경 특성 연구를 통한 예측 시스템 개발



# S U M M A R Y

## I. Title

### **Development of Coastal Erosion Monitoring and Prediction System**

## II. Necessities and Objectives of the Study

### 1. Necessities of the study

Coastal erosion is one of the most concerned issues on coastal areas. It has been increasing along the coast of Korea. However, it is not clear what are main factors causing the coastal erosion and how the erosional processes proceed with time and space. For the last 10 years a couple of long-term beach monitoring program and shore protection project have conducted in the national scale, but we still couldn't get a clear answer for it. One of main reason, we believe that the previous project work mainly focused on engineering aspect, while scientific approach was insignificant somehow. In order to research scientifically on coastal erosion, it is required to establish a proper coastal erosion monitoring system that obtains scientific data of morphological changes and coastal processes periodically in the long term as well as in the short term.

### 2. Objectives of the Study

- Development of coastal erosion monitoring system for scientific data acquisition
- Development of numerical model for prediction of coastal morphological changes

### III. Contents and Scopes of the Study

#### 1. Research period

- January 1, 2011 - December 31, 2013

#### 2. Contents and scopes of the study

##### A. Coastal erosion monitoring system

- Development and building of beach morphology monitoring system
  - RTK-GPS backpack system
- Development and building of bathymetry monitoring system
  - KOSE (KIOST Ocean Surf Explorer)
  - RTK tide correction
- Development of monitoring system of coastal hydrodynamics
  - Measurement of coastal incident waves: pressure gauge
  - Measurement of currents and suspended sediment concentration (SSC): Aquadopp and OBS sensors
- Observation of coastal waves: Radar image sequence
  - Fourier transformation of 3-D radar image data-cube
  - Calculation of directional wave spectrum by 3-D FFT analysis
- Observation of sandbar formation: average of radar image sequence
  - Averaged 2-D image of 3-D radar data-cube in time
  - Identification of offshore wave-breaking line from 2-D average
  - Relation of offshore wave-breaking line and the sandbar formation
- Writing the draft of coastal erosion monitoring manual

## B. Analysis of coastal processes

- Application of coastal erosion monitoring system and data acquisition
- Observation of hydrodynamic and sediment transport
  - TISDOS and sediment analysis
- Migration of sandbars in the nearshore
- Investigation of coastal waves and SSC
  - Separation of wave-induced current components from raw data of flow measurements
  - Calculation of SSC flux

## C. Prediction system of coastal morphological changes

- Making the grid model for prediction system of coastal morphological changes
- Numerical model test for prediction of coastal erosion
- Numerical model test for nearshore wave processes and wave-induced currents

# IV. Results

## A. Coastal erosion monitoring system

- Development and building of coastal erosion monitoring system
- As results of the accuracy and efficient tests of several beach survey methods, the RTK-GPS ATV system is suitable in the West Coast of Korea and the RTK-GPS backpack system is suitable in the East Coast
- Influences of the tide, dynamic draft and heave are corrected by RTK-tide correction method

- Bathymetry data obtained by the RTK-tide correction method are coincided with beach morphology in the intertidal zone
- For improvement of data post-processing, coordinate transformation of the data is used
- Development of one-person operation shallow-water multibeam echosounder survey system
- Observation of the wave and sandbar migration using x-band radar for coastal physical environment monitoring
- Wave-height measurement using X-band radar is different from real wave height in the swell with high wave height, because of no wave-reflection

#### B. Analysis of coastal changes

- 17 bathymetry surveys and 20 beach surveys during the 3-year monitoring period
- Based on the grain-size analysis result of the sediments around Jijeong stream, sediments from the stream that were transported into the nearshore were transported back to the beach by wave processes
- The center of sandbar developed in the middle of the monitoring site was migrated 150 m along the shore during summer of 2011, but migrated as much as 290 m in opposite alongshore direction during winter seasons of 2011 and 2012.
- Wave-breaking line moved northward in July of 2012 and southward in April of 2013, resulting from the incident angle change of wave based on the result of the X-band radar image analysis

#### C. Prediction system of coastal morphological changes

- Collecting data of beach topography, nearshore bathymetry and wave for development of prediction model
- Making the grid models of MOHID flow model and SWAN wave model in the study area

## V. Application plans of the study results

- Suggestions for efficient and reliable coastal erosion monitoring standard
- Supplying short- and long-term monitoring data to scientific costal change researches
- Development of prediction system through efficient monitoring, reliable data collection and coastal data analysis

**Keywords:** beach, nearshore, geomorphology, erosion, monitoring, prediction

# C O N T E N T S

Summary .....	v
Chapter 1. Outline of the study .....	1
Section 1. Necessities of the study .....	1
Section 2. Objectives and contents of the study .....	2
Chapter 2. States of technical trends and outlook .....	4
Section 1. Trends of study in Korea .....	4
Section 2. Trends of study in foreign countries .....	5
Section 3. Weak point of current technology status .....	6
Chapter 3. Results of the study .....	7
Section 1. Analysis of previous data .....	7
Section 2. Coastal erosion monitoring system .....	9
Section 3. Analysis of coastal processes .....	37
Section 4. Prediction system of coastal morphological changes .....	59
Chapter 4. Achievements of objectives and contributions .....	62
Section 1. Achievements of objectives .....	62
Section 2. External Contributions .....	64
Chapter 5. Application plans of the study results .....	65
Appendix .....	69

# 목 차

요 약 문 .....	i
제 1 장 서론 .....	1
제1절 연구개발의 필요성 .....	1
제2절 연구개발 목표 및 내용 .....	2
제 2 장 국내외 기술개발 현황 .....	4
제1절 국내 연구동향 .....	4
제2절 국외 연구동향 .....	5
제3절 기술상태의 취약성 및 전망 .....	6
제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과 .....	7
제1절 기존자료 분석 .....	7
제2절 연안침식 모니터링 시스템 .....	9
제3절 연안환경 특성 분석 .....	37
제4절 연안지형변동 예측 시스템 .....	59
제 4 장 연구개발목표 달성도 및 대외 기여도 .....	62
제1절 목표 달성도 .....	62
제2절 대외 기여도 .....	64
제 5 장 연구개발결과의 활용계획 .....	65
부 록 .....	69

## Figure List

Fig. 3. 1. 2. 1. Distribution of beach length in North Korea and South Korea .....	8
Fig.3. 2. 1. 1 RTK-GPS reference station and amplifier .....	13
Fig.3. 2. 1. 2 RTK-GPS backpack system .....	14
Fig. 3. 2. 1. 3. Development of frame on small bathymetric surveying boat .....	16
Fig. 3. 2. 1. 4. Single-beam echosounder .....	17
Fig. 3. 2. 1. 5. KOSE (KIOST Ocean Surf Explorer) with single-beam echosounder .....	18
Fig. 3. 2. 1. 6. Test site of bathymetry and beach profile survey .....	20
Fig. 3. 2. 1. 7. Example of duplicated survey .....	21
Fig. 3. 2. 1. 8. Vertical difference of duplication points (1706 points) .....	21
Fig. 3. 2. 1. 9. Example of tide correction by tidal station data and RTK tide correction .....	22
Fig. 3. 2. 1. 10. Vertical difference of tide correction by tidal station data and RTK tide correction in duplication points .....	22
Fig. 3. 2. 1. 11. Before and after contour map of distortion correction using coordinate transformation .....	23
Fig. 3. 2. 1. 12. Multi-beam echosounder system in shallow depth .....	23
Fig. 3. 2. 2. 1. Location of pressure gauge, Aquadopp and radar in Uljin. ....	25
Fig. 3. 2. 2. 2. Pressure type wave/tide gauge installed at the test site .....	26
Fig. 3. 2. 2. 3 Aquadopp installed at the test site .....	29
Fig. 3. 2. 2. 4. Radar installed at the test site .....	30
Fig. 3. 2. 2. 5 Schematic flow of radar image analysis .....	30
Fig. 3. 2. 2. 6 Example of image for one frame(left) and averaged frame(right) .....	32
Fig. 3. 2. 2. 7 Time-series of wave height, period and tide (15th June - 30th July, 2011) .....	33



Fig. 3. 2. 2. 8 Time-series of wave height, period and tide (15th June - 30th July, 2011) .....	34
Fig. 3. 2. 2. 9 Timeseries of wave height and period from radar data image .....	34
Fig. 3. 2. 2. 10 Comparison of averaged image for 3 hours for July (left) and April (right), 2013 .....	35
Fig. 3. 2. 2. 11 Comparison between radar image for July (left) and April (right), 2013 .....	36
Fig. 3. 3. 1. 1. Grain size analysis of cancore in cross-section around estuary of Jijeong stream (profile 1 and profile 2) .....	39
Fig. 3. 3. 1. 2. Grain size analysis of cancore in swash zone around estuary of Jijeong stream .....	39
Fig.3. 3. 1. 3. Grain size analysis of surface sediment around sandbar system .....	40
Fig. 3. 3. 1. 4. Grain size analysis of beach sediment around Jijeong stream .....	41
Fig. 3. 3. 2. 1. TISDOS (Tidal Sediment Dynamic Observational System) .....	43
Fig. 3. 3. 2. 2. TISDOS mooring station .....	44
Fig. 3. 3. 2. 3. Time-series of hydrodynamic data by TISDOS from station UJ1106-1 and UJ1106-2 (June, 2011) .....	45
Fig. 3. 3. 2. 4. Residual current and progressive SSC flux movement from station UJ1106-1 and UJ1106-2 (June, 2011) .....	46
Fig. 3. 2. 4. 1. Comparison of wave height, tide, current, SSC and sediment transport rate from 15th June to 30th July, 2011 .....	58
Fig. 3. 4. 1. 1. Grid area of MOHID : L1 → L2 → L3 → L4, SWAN : L1 → L4 → L5 → L6 .....	61
Fig. 3. 4. 1. 2. Example of MOHID result (2006-10-20) .....	61

## Table List

Table 3. 1. 1. 1. Research perspective and problem of costal erosion .....	7
Table 3. 2. 1. 1. Comparison of coastal erosion monitoring methods .....	10
Table 3. 2. 1. 2. Vertical accuracy and efficiency by beach morphology monitoring methodology (Lee et. al., 2013) .....	15
Table 3. 2. 1. 3. Bathymetry monitoring system in the shallow depth .....	17
Table 3. 2. 1. 4. Specifications of multi-beam echosounder on KOSE .....	24
Table 3. 3. 1. 1. Field work for beach sediment environment in the eastern coast .....	37
Table 3. 3. 1. 2. Grain size analysis of cancore .....	38
Table 3. 3. 2. 1. TISDOS data and measuring duration (June, 2011) .....	44
Table 3. 3. 3. 1. Monitoring dates .....	50
Table 3. 4. 1. 1. MOHID grid .....	60
Table. 3. 4. 1. 2. SWAN grid .....	61

# 제 1 장 서론

## 제 1 절 연구개발의 필요성

### 1. 기술적 측면

- 국내 연안의 지형 자료 부족으로 인하여 연안침식에 대한 원인 규명 및 연안 개발을 위한 연안지형 환경예측 기술 개발이 어려움
- 기존의 육상해빈에 집중된 모니터링 기법 및 연안침식 연구방법으로는 연안 침식에 대한 원인규명 및 대책 수립이 어려움
- 과학적 접근 (연안환경 특성 이해)을 통한 새로운 연안침식 모니터링 시스템의 수립과 더불어 침식 예측시스템의 개발이 필요함
- 효과적인 연안침식 대응방안 마련을 위한 지속적인 기초연구 필요

### 2. 경제·산업적 측면

- 연안관리법」의 제2차 연안 정비 계획 (2010 ~ 2019)에 따르면, 연안정비 사업비 1조원 중 65%가 연안보전 사업비이며, 또한 연안보전사업 중 대부분은 침식방지 사업이므로, 이 사업의 성공적인 시행을 위한 지속적인 기술 및 연구지원이 필요함
- 연안 환경의 미래지향적 가치를 향상시키기 위해서 연안침식 문제의 기초정보와 친환경적인 핵심기술의 지속적인 발굴을 위한 연구사업이 요구됨
- 해수욕장 인공양빈에 따른 향후 퇴적물 이동 예측을 통한 적절한 사업 예산 규모의 평가 및 지원

### 3. 사회·문화적 측면

- 연안침식 피해는 해수면 상승과 태풍빈도 증가로 인해 더욱 빈번히 발생하며, 이는 국제적으로 긴급히 해결해야 할 중요한 문제로 대두
- 침식에 의한 해빈퇴적물 유실과 지형변화는 우리나라 연안 전반에 걸쳐 발생하고 있으며 심각한 상황임 (전국적으로 178 개소에서 발생)
- 연안환경을 국민적인 여가 및 레크레이션 활용공간으로 안전하게 유지 및 보전하기 위한 기술 개발 및 연구지원 사업이 필요

#### 4. 연구소 고유기능 발전과의 연관성

- 연구원 기본사업 과제인 파랑사업과의 연계를 통한 시너지 효과를 낼 수 있으며, 연안침식 문제 해결을 위한 연구는 중과제인 기후변화 예측 및 해양재해 대응기술 개발의 목적에 부합
- 모니터링 및 예측모델 기술 개발을 통한 연구원 본연의 연구목적 달성과 더불어 국가가 필요로 하는 해양관련 문제해결에 있어 선도적인 역할 가능

### 제 2 절 연구개발의 목표 및 내용

#### 1. 연구개발의 최종목표

- 연안침식 현황 및 요인규명을 위한 모니터링 시스템 개발
- 연안 침식·퇴적을 예측할 수 있는 수치 모델 개발

#### 2. 연구개발의 목표 및 내용

년 차	목 표	내용 및 범위
1차년도 (2011)	연안침식 모니터링 시스템 구축	- 해빈지형 모니터링 시스템 현장 테스트 - 해저지형 모니터링 시스템 구축 - 연안파랑 관측 시스템 설치
	연안환경 특성 분석 연구	- 해빈/해저지형 변동 모니터링 - 퇴적역학/물리환경 현장관측
	연안지형변동 예측 시스템 구축	- 연안침식 예측을 위한 수치모델 선정 테스트 및 예비 현장 실험
2차년도 (2012)	연안침식 모니터링 시스템 구축	- 모니터링 기술 및 시스템 개발 - 연안침식 모니터링 Procedure 초고 작성 - 연안파랑 관측 시스템 운용
	연안환경 특성 분석 연구	- 쇄파대 지형 연구
	연안지형변동 예측 시스템 구축	- 파랑 및 연안류 연계 수치모델 테스트

년 차	목 표	내용 및 범위
3차년도 (2013)	연안침식 모니터링 시스템 구축	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 해빈/해저지형관측 시스템 개발 및 개선 (RTK tide 조석보정 검증)</li> <li>- 모니터링 procedure 초고</li> <li>- Radar 시계열 영상자료의 3차원 푸리에 스펙트럼 분석을 통한 파랑 특성 (파고, 주기, 파향 등) 계산</li> <li>- Radar 시계열 영상자료로부터 시간 평균한 영상을 구하고, 사구의 영향을 받아 형성되는 쇄파선의 변화로부터 사구의 이동 방향 추정</li> </ul>
	연안환경 특성 분석 연구	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 후정지역의 지속적인 연안지형변동 모니터링</li> <li>- 쇄파대 연구</li> </ul>
	연안지형변동 예측 시스템 구축	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 현장자료 축적</li> </ul>

## 제 2 장 국내외 기술개발 현황

### 제 1 절 국내 연구동향

#### 1. 국내 연구동향

- 지금까지 국내에서 수행된 비디오 모니터링을 통한 연안침식 현황조사는 연안침식에 대한 기초통계자료를 공급하고 있으나 수요자가 실질적으로 필요로 하는 연안침식 예측 및 효율적인 방재대책으로 연결되지 못하여 해양관련 정부기관, 해양산업체 및 재산권 보호를 위한 충분한 지원을 하지 못하고 있음
- 연안침식 지역에 대한 장기간의 정밀 국지 외력의 정량적 추산이 어렵고 과거 연안공사 피해관련 기록 보존 미비
- 연안침식을 유발하는 외력(주로 국지 연안 파랑 및 파랑류)에 대한 정확한 원인 분석 및 정량적 분석 미비
- 현재 국토해양부에서 진행 중인 비디오 모니터링 방식만으로는 침식현상에 대한 원인 규명이 힘들고, 이에 방재정책이나 침식 예측 시스템을 구축하는데 어려움이 많음
- 다양한 연안현상(예: 지형변동, 파랑작용, 조류 등)에 대한 현장관측, 연안침식 현장실험 그리고, 이 결과들에 대한 자료축적 등이 개별적 사업으로 진행되어 오고 있으나, 이들 자료 간의 교류 분석이 이루어질 수 있는 자동화된 체계적 연구시스템 구축이 필요함

#### 2. 지금까지의 연구개발현황

- 현재 비디오 모니터링 방식만으로는 침식현상에 대한 원인 규명이 힘들고, 이에 방재정책이나 침식 예측 시스템을 구축하는데 어려움이 많음
- 다양한 연안현상(예: 지형변동, 파랑작용, 조류 등)에 대한 현장관측, 연안침식 현장실험 그리고 이 결과들에 대한 자료축적 등이 개별적 사업으로 진행되어 오고 있으나, 이들 자료 간의 교류 분석이 이루어질 수 있는 자동화된 체계적 연구시스템 구축이 필요함
- 선진국에서도 연안침식 예측 기술을 충분히 확보하지 못하고 있어, 현재 지속적인 연안지형 변동 관측조사와 보다 정밀하게 정량적으로 연안침식 현상을 모니터링 할 수 있는 기술 개발을 동시에 진행하면서 이를 활용한 연안침식 예측 모델 개발에 미래 지향적 관점에서 투자하고 있음

## 제 2 절 국외 연구동향

- 미국의 경우 연안침식 문제에 대한 주요 국가 프로그램은 국가해양대기국(NOAA)과 육군 공병단(USACE)이 담당하고 있으며, 1970년대부터 연방정부 주도로 연안역 보존법을 시행하여 연안개발에 대한 관리를 해오고 있다. 그 이후 주정부와 협력하여 연안재해의 차원에서 연안침식 문제를 다루어 오고 있음
- USACE에서는 항로준설과 양빈에 관련한 업무를 추진해오고 있으며, USACE의 하부기관인 FRF(Field Research Facility)에서는 연안침식에 관련한 모니터링을 1970년대부터 지속적으로 수행해 오고 있다. 또한 미국 연방정부 재난대응 단체(FEMA)에서는 연안침식을 연안재해로 간주하여 이에 대한 피해를 최소화하기 위해 국가보험 프로그램으로 지원하고 있음
- 영국에서는 수 세기 동안 연안침식에 대하여 임기응변식으로 대처하여 인공 구조물에 의한 역효과를 경험한 후, 중앙정부 주도아래 2000년 이후 본격적으로 범람과 연안침식 대응체제를 재편하고 문제점들을 개선해 오고 있음
- EU 공동 연구 및 네덜란드의 경우, 연안침식에 대한 문제 해결을 위해서는 불가피한 경우를 제외하고는 양빈으로 관리하는 동적 보전 전략을 택하는 것이 최근의 경향임
- 일본의 연안침식에 대한 해결책은 과거에는 많은 인공 구조물을 설치하여 적극적인 방호를 취하였으나 2000년 이후에는 하천-연안통합관리체계와 함께 피드백 운영체계를 택하고 있다. 이러한 운영을 통해 침식 저감시설 설치가 인정될 경우에도 그 후속 과정을 모니터링, 검토 및 분석하여 침식 대책에 의한 악영향을 최소화하고 있음

## 제 3 절 기술상태의 취약성 및 전망

### 1. 기술상태의 취약성

- 국토해양부에서 진행 중인 현재의 연안침식 모니터링 체계로는 현황 파악만 가능하여 요인 규명을 위한 추가 정밀 모니터링을 해야 하는 체계로 되어 있어 즉각적인 침식대책을 세우기 어려운 상태임
- 침식 요인들에 대한 체계적인 연구가 되어 있지 않아 정량적인 분석이 어려움
- 모니터링 방법에 있어 국내연안에 맞는 시·공간적 정밀 조사 기술 개발이 필요한 상황임

### 2. 앞으로의 전망

- 연안침식 문제가 현안이 되고 있는 연안지역에 대해서 해당 지방자치단체가 주체적으로 문제 해결을 위한 기술 개발 및 연구사업 조성을 위한 관심 및 투자를 증대시키는 추세임
- 특히 외력으로 작용하는 연안 파랑의 영향이 무엇보다도 크기 때문에, 본 사업에서는 연안에서의 파랑 및 침식을 동시 관측하여 정량적인 연안침식 평가 기술을 개발하여 연안관리 정보 시스템으로 발전시킬 수 있게 될 것임
- 연구 결과는 연안 침식·퇴적의 예측 모델 개선에 활용되어, 궁극적으로 중과제인 지구환경변화에 따른 연안재해 대응기술 개발의 한 부분이 될 것으로 예상됨
- 연안의 지형 자료 및 파랑정보는 국지성과 지역성을 갖고 있으므로, 우리나라 연안/항만 개발과 연안 재해 방지를 위해 필요한 연안 지형 자료 및 파랑 정보는 우리나라가 직접 관측하고 연구해야 함
- 서해안은 세계적인 대조차 환경으로 조석과 파랑의 상호작용이 큰 해역이며, 남해안은 태풍의 내습 빈도가 크고 지형이 복잡한 반폐쇄 내만이 많으며, 동해안은 주로 파랑이 지배적인 특성을 가지고 있다. 따라서 각각의 해안을 구성하는 저질의 구성 성분이 다르며, 또한 각각의 해역 특성에 맞는 물리량(조류, 파랑 등)은 우리 여건에 맞는 국지적 특성을 고려한 연구가 필요함



## 제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

### 제1절 기존자료 분석

#### 1. 기존 연안침식관련 연구 현황

국내 동해 연안침식에 대한 기존의 연구를 국회도서관, NDSL 사이트, DBPIA 사이트에서 조사하여 연구현황을 Table 3. 1. 1. 1.에 나타내었다. 대부분의 연구는 현장조사를 중심으로 하기보다는 기존 자료를 통합하여 분석하는 연구들이 주를 이루고 있으며 연구기간도 1~5년 이내의 단기로 끝나는 경우가 많았다. 현장조사를 통한 연구들 또한, 2년 이내의 단기조사에 의한 연구가 많았으며, 주로 육상해빈을 대상으로 하는 조사가 주를 이루고 있다. 연안침식 조사방법에 있어서도 다양한 조사방법이 사용되고 있으나, 현재 검색된 자료기준으로, 이에 수반하여 표준화된 조사방법에 대하여서는 활발히 논의 되지는 못한 것으로 나타났다. 원격탐사 자료를 이용한 연안침식 관련 연구의 경우, 원인규명이나 기작에 중점을 두기 보다는 원격기술의 적용 가능성 및 활용기술 관점에서 연구가 진행되어 왔다. 특히, 기존연구에서 수집된 자료에 대한 데이터베이스가 구축이 되어 있지 않아 자료활용 측면에서 기존자료 정리에 대한 많은 관심이 요구된다.

Table 3. 1. 1. 1. Research perspective and problem of costal erosion

	연구방법	연구기간	연구관점 및 문제점
기존 자료 활용	침식사례 및 원인규명 자료수집 후 정리	1~5년	- 연안침식 사례들을 수집하여 대책마련이 시급한 곳 파악 - 생태학적 관점에서 연구진행 (해안사구) - 장비 모니터링 자료의 미비
현장 조사	측량장비를 이용한 해빈, 해안사구, 해안선 측량	2년 미만의 단기조사 (평균 4회/년)	- 연안침식 원인규명이 목적인 2명 미만의 단기조사 연구 - 파랑자료와 대표측선의 지형자료를 이용한 수치모델 결과 도출 - 해빈지형, 해저지형, 파랑을 동시에 장기 모니터링한 사례 없음 - 장기관측을 위한 모니터링 시스템 없음
원격 탐사 자료	원격탐사자료(비디오, 항공사진 및 인공위성영상)을 이용하여 해안선 변동성 연구	1960년대~ 현재까지의 원격탐사자료 이용	- 해안선 변화만 연구 - 사구의 발달·소멸정도를 시계열 분석을 통해 이동경향성 파악 - 연안지형의 체적변화 연구 없음

## 2. 한국 동해 해변의 지형적 특성: 해변길이 특성

기존에 동해해빈에 대하여 직선화된 해빈으로 규정지어 왔으나, 위성사진이나 항공사진에 나타나는 동해해빈들은 작은 규모의 주머니 해빈(pocket beach) 형태로 존재하는 것으로 나타났다. 해빈의 남북의 끝은 주로 암반대로 이루어져 있으며 그 중간에 모래해빈을 구성하는 경우가 많다. 그리고 항공사진 판독을 통한 동해해빈들의 각각의 길이를 측정된 결과, 연안기작에 대한 연구가 많이 수행된 미국 동부나 호주의 해빈과 달리 우리나라의 해빈은 해빈의 길이가 대부분 3 km 이내의 소규모 해빈으로 나타났다. Fig. 3. 1. 2. 1.는 남한과 북한의 동해에 소재하는 모래해빈들을 해빈 길이에 따라 빈도수로 표현한 것이다. 그림에서 보이는 것과 같이 남한의 경우 대부분의 동해 해빈은 3 km 미만의 길이(79 %)를 가지고 있는 것으로 나타났으며, 북한의 경우 남한의 동해해빈보다 조금 더 긴 것으로 나타났다. 이에 우리나라의 경우 외국과는 달리 작은 규모의 해빈에 대하여 특화된 모니터링이나 연구접근 방법을 고려해야할 것으로 사료된다.

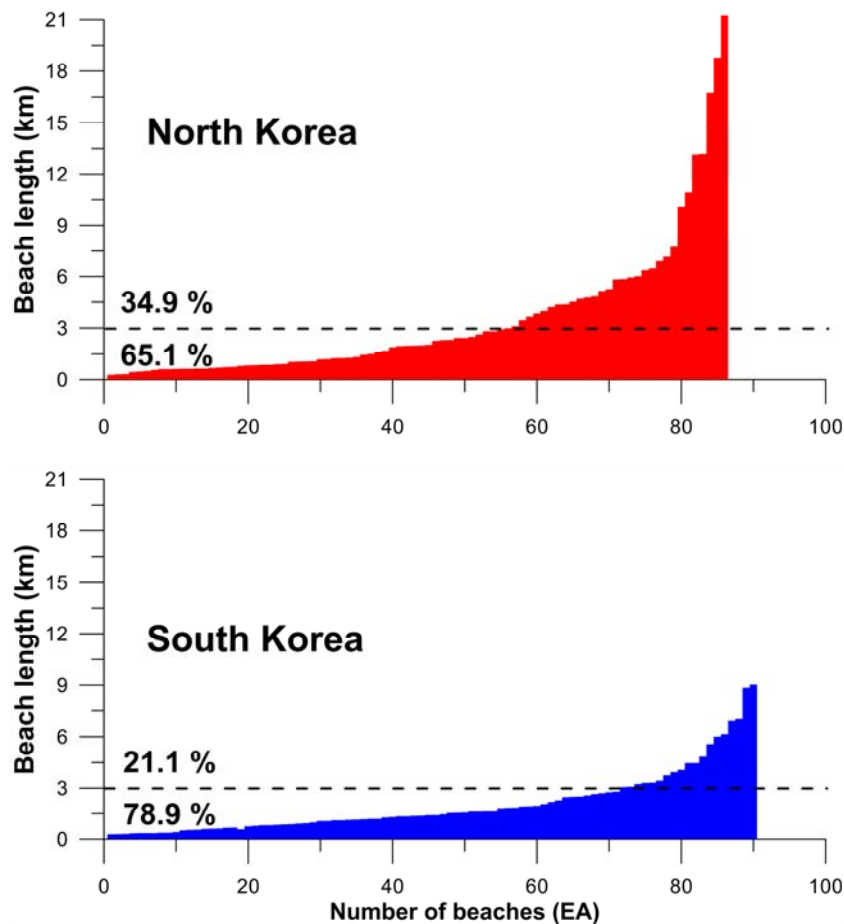


Fig. 3. 1. 2. 1. Distribution of beach length in North Korea and South Korea

## 제2절 연안침식 모니터링 시스템 구축

1단계(2011년 ~ 2013년) 연구목표 중 하나인 연안침식 모니터링 시스템 구축은 크게 두 가지 모니터링 시스템을 구성하려고 한다. 첫째는 육상의 해빈과 썰파대의 해저지형을 모니터링 할 수 있는 연안지형 모니터링 시스템 구축이며, 두 번째는 연안침식에 영향을 주는 인자인 연안 파랑의 특성을 파악할 수 있는 국지연안 파랑 모니터링 시스템의 구축이다. 두 시스템을 구성하는 데에 있어서 본 연구에서 중점을 두는 것은 저비용 고효율 시스템의 개발이다. 이를 위하여 여러 가지 관측장비에 대한 현장 테스트를 통하여 최적화되고 효율적인 시스템을 구축하려고 하였다.

### 1. 연안 지형변동 모니터링 시스템 구축

연안 지형변동 모니터링 시스템 구축에 앞서 기존 연안침식 조사 및 모니터링에 사용되었던 시스템에 대하여 현황조사를 하였다. 그리고 위치정보 획득이 필수적이므로 이에 대한 시스템 구축에 대하여 먼저 서술하였다.

#### 가. 기존 연안침식 모니터링 시스템 현황

연안침식은 연안인구의 생활권 보장 및 국토관리에 밀접한 관련이 있으며 갈수록 심각해지는 상황이다. 연안침식의 원인규명 및 대책마련을 위하여 여러 가지 연안침식 모니터링 방법이 수행되고 있다(Table 3.2.1.1). 연안 지형에 대한 조사는 크게 해빈지형, 해저지형, 해안선 조사로 나누어진다.

해빈지형의 경우 육상 측량기법들이 사용되며, 해저지형은 single-beam과 multi-beam과 같은 음향측심기가 주를 이루고 있다. 항공사진은 과거 흑백사진부터 현재까지 계속 자료가 축적되어 있어 해안선 변화를 분석하는 가장 많이 사용되고 있다. 최근 저비용으로 자동화 시스템을 구축할 수 있는 비디오 모니터링을 이용하여 해안선 변화를 모니터링하고 있다. Table 3. 2. 1. 1에 이들 방법에 대해 장단점을 비교하였다.

Table 3. 2. 1. 1. Comparison of coastal erosion monitoring methods

모니터링 방법		장 점	단 점	비 고
해빈 지형 조사	광파기	-고정밀 자료 획득	-정지측정 방식으로 인력 및 소요시간 필요 -기준측량점이 있어야만 절대좌표로 변환 가능	-인력 및 소요시간 문제로 사용되지 않음
	RTK -GPS	-정지측정과 이동 측정 방식 가능 -이동측정의 경우 빠른 조사 가능 -가상기준국 이용 가능	-정지측정의 경우 광파기와 비슷한 인력과 소요시간 필요 -정밀도를 높이기 위하여 기준국 필요 -기준국 설치시 조사반경의 제약이 있음	-가상기준국을 이용한 이동측정방식은 정밀도가 떨어짐 -시간제약으로 대표측선만 측정하고 있음
	지상 LiDAR	-고정밀 3차원 자료 획득	-고가의 장비 -이동수단 필요 -물이 있는 곳 측정불가 -음영대 발생 -기준측량점이 있어야만 절대좌표로 변환 가능	-고가로 사용되지 않음
해저 지형 조사	Single -beam	-저비용으로 측선 조사 가능	-정밀하고 조사하기 위하여 측선간격을 좁게 해야함	-비용, 시간, 인력 등의 문제로 해저지형측량은 거의 수행되지 않음
	Multi -beam	-고정밀 3차원 자료 획득	-고가의 장비 -장비가 무겁고 여러 구성품로 구성되어 있어 조사선의 공간 및 인원필요	
해안선 조사	항공사진 분석	-광역의 지형조사 가능 -과거자료 비교 가능	-고비용으로 연속관측 불가 -기상에 의한 변수 발생 -해안선 변화와 같은 평면적인 변화만 조사 가능	-과거부터 현재까지의 해안선 변화에 사용
	비디오 모니터링	-연속관측 가능 -저비용으로 자동화 시스템 구축 가능	-정확도가 떨어져 위치보정이 중요함 -해안선 변화와 같은 평면적인 변화만 조사 가능	-해안선 변화 연속관측에 사용

## (1) 해빈지형조사

### (가) 광파기

측량에서 많이 사용되는 광파기는 수 mm의 정밀도를 가지고 있으나 최소 2명 이상의 인원 (본체 1명과 프리즘의 수에 따라 인원 필요)이 필요하고 측정시간이 오래 걸리는 단점을 가지고 있어 짧은 시간 안에 넓은 지역을 모니터링하는데 부적합하다. 또한 절대좌표로 변환하기 위하여 기준측량점이 필요하다.

### (나) RTK-GPS

RTK-GPS(Real-Time Kinematic GPS) 시스템은 2000년대 초반부터 개발된 기술로 기준국으로부터 기지점에 대한 보정신호를 이동국에서 수신하고 실시간으로 위치보정을 하여 정확한 위치정보를 획득하는 장비이다. 국토지리정보원에서 관리하는 가상기준국으로부터 보정신호를 받아 사용하는 VRS(Virtual Reference Station) 방법이 있으나 측량된 기지점에 기준국을 설치하여 보정신호를 받는 RTK-GPS 보다 오차범위가 크다. 그리고 RTK-GPS 시스템은 실시간으로 보정신호를 수신하므로 정지된 상태와 이동 중인 상태에서 위치정보 획득이 가능하다는 장점을 가지고 있다. 이동 중 측정을 하게 되면 넓은 지역을 짧은 시간 안에 측정할 수 있다는 큰 장점이 있다. 하지만 측선조사를 수행해야 하므로 조사간격을 좁게 하여야만 신뢰성 있는 연안지형변동에 따른 체적변화를 구할 수 있다.

### (다) 지상 LiDAR

2000년대 중반에 국내에 처음 도입된 LiDAR(Light Detection And Ranging)는 문화재 또는 구조물에 대한 3차원 스캐닝에 많이 사용되었다. 레이저를 이용한 LiDAR는 3차원의 고정밀 해상도를 가지고 있으나 수억 원의 고가 장비로 활용에 제한이 있다. 해빈의 경우 반경 100 m 이내의 고정밀 지형자료를 획득할 수 있으나 음영대가 존재하여 스캔위치를 바꿔가며 자료를 획득해야한다. 장비의 이동에 있어서 4륜 오토바이 또는 차량을 이용하기도 한다. 측량점이 있어야만 절대좌표로 변환이 가능하여 RTK-GPS 시스템 또는 VRS를 이용하여야만 한다. LiDAR는 3차원 정밀지형조사 가능하다는 장점이 있기는 하지만 고가이며 기상상태와 운반의 제약이 있어 특정지역에 대한 정밀조사 외에는 사용되지 않고 있다.

## (2) 해저지형조사

해저지형조사 방법으로는 크게 single-beam과 multi-beam을 이용한 방법이 있다. Single-beam의 경우 직하부의 수심만을 측정하며, multi-beam의 경우 배의 진행방향 좌우를 측정하여 3차원 지형조사가 가능하다. Multi-beam의 경우 고가이며 조사를 하기 위한 구성품이 많아 연안지역에 대하여 활용도가 낮다. Single-beam을 이용한 해저지형조사가 주로 이루어진다.

## (3) 해안선 조사

항공사진과 비디오 모니터링을 이용한 모니터링은 해안선의 변화와 같은 평면적인 관측에 사용되어진다. 따라서 침·퇴적에 의한 단면 또는 체적의 변화를 모니터링 할 수 없는 단점을 가지고 있다.

연안침식 모니터링을 수행하기 위하여 해빈/해저지형을 직접 관측하는 것이 중요하다. 이를 위하여 해빈과 해저지형을 1인이 짧은 시간에 넓은 지역을 지속적으로 모니터링 할 수 있는 시스템을 구축하는 것이 필요하다.

### 나. 위치정보제공 시스템 구축

연안침식 모니터링에서 위치정보 시스템은 정확한 위치정보 (x, y, z)를 제공해 주며, 해빈과 해저지형변화에 대한 기준점이 되므로 매우 중요한 역할을 한다.

본 연구에서 사용되었던 RTK-GPS 시스템은 기준국과 이동국으로 구성이 된다. 기준국은 정확한 위치정보(x, y, z)를 알고 있는 기지점에 설치한다. 이때 기준국에서는 입력된 기지점에 대한 위치정보와 수신된 위치정보와의 차이에 대한 보정신호를 이동국으로 송신한다. 이동국에서는 이 보정신호를 받아  $\pm 2.0$  cm 이하의 정밀도를 가지는 위치정보를 실시간으로 획득할 수 있다. 건설 또는 토목현장의 측량기기로 사용되던 RTK-GPS 시스템은 최근 해빈지형과 해저지형조사에서 활용되어지고 있다.

해양조사에서의 RTK-GPS 시스템 활용은 DGPS를 사용했을 때의 수심 cm의 오차에서 수 cm의 오차를 가지는 정밀한 자료를 획득할 수 있게 하였다. 하지만, RTK-GPS 시스템은 주변 지형·지물에 의하여 약 3 km 이내에서만 사용이 가능하다. 현장에서 기준국의 설치는 최대한 멀리 보정신호를 보내기 위하여 가장 높은 곳에 설치하지만, 해안선 근처에서 높은 곳을 찾기 힘들고 해저지형을 조사할 경우 RTK-GPS의 사용반경을 벗어날 경우가 있다. 따라서 넓은 지역을 조사할 경우 계속 기준국을 옮기면서 측정해야 하는 경우가 생기게 된다. RTK-GPS 기준국에서

보내는 보정신호를 멀리 보내기 위하여 증폭기를 사용하였다(Fig. 3. 2. 1. 1). 증폭기의 사용은 사용반경을 최대 10 km로 확대할 수 있었다.

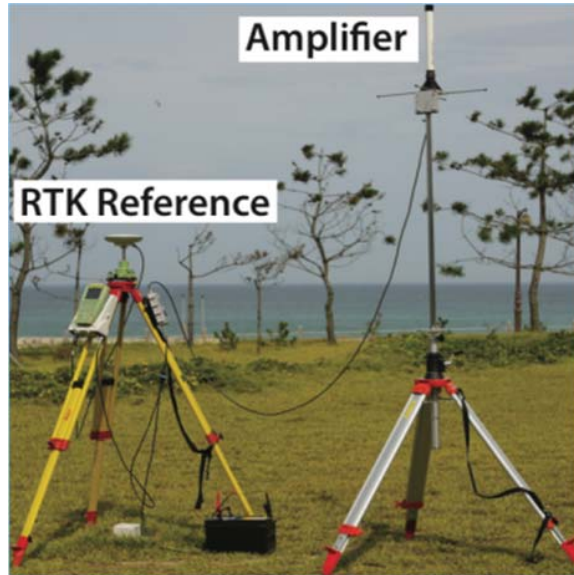


Fig.3. 2. 1. 1 RTK-GPS reference station and amplifier

가상기준국을 사용하는 VRS의 경우 국토지리정보원에서 설치한 상시기준국의 범위 내에 있으며 보정신호 수신이 가능하지만 RTK-GPS 시스템에서 기지점에 기준국을 설치하는 방법에 비하여 오차가 크므로 RTK-GPS 시스템을 이용하는 방법을 추천한다.

높이 기준은 측량수준점 기준인 정표고, GPS에서 얻을 수 있는 타원체고, 지오이드 모델로 얻을 수 있는 지오이드고 그리고 조사해역의 조위분석을 통한 약최저저조위 (MLLW)등이 있다. 미터단위로 된 평면 기준은 GRS80 타원체의 TM 좌표 체계와 WGS84 타원체의 UTM 좌표가 있다.

#### 다. 해빈지형 모니터링 시스템 구축

RTK-GPS 시스템은 기지점에 기준국을 설치하고 보정신호를 발신하고 이동국에서 수신하여 이동국 위치를 실시간으로 보정하여 정확도를 높이는 방법으로 정지상태와 이동상태에서의 위치를  $\pm 2.0$  cm의 오차(장비 매뉴얼)로 측정이 가능하다. 이동하면서 해빈지형을 측정하는 RTK-GPS backpack 시스템은 RTK-GPS 이동국 안테나, 이동국 컨트롤러 그리고 계획된 측선을 따라 조사하기 위한 navigation program (HYPACK)과 이를 구동시키는 노트북 (slate PC)으로 구성되어 있다 (Fig.3. 2. 1. 2).



Fig.3. 2. 1. 2 RTK-GPS backpack system

#### 라. 해빈지형 모니터링 장비 효율성 테스트

이미 육상해빈 지형측량과 관련하여 다양한 시스템이 존재하기 때문에, 육상해빈의 지형변화 모니터 시스템 구축을 위해 우리 연구원 내에서 가용 가능한 다양한 지형측량장비를 동원하여 정확하면서도 효율적인 지형측량 방법을 찾는 데에 중점을 두었다. 본 연구에 사용된 육상 측량장비는 광파계, RTK-GPS 시스템이다. 그리고 측정시간의 단축을 위하여 사륜오토바이(ATV)를 적용한 시스템 구축을 시도하였다. 장비간의 정확성과 효율성을 비교하기 위한 현장 테스트는 전북 변산해수욕장에서 실시하였다. 연구결과 RTK-GPS를 사용하여 연속관측 하였을 시, RTK-GPS나 광파기를 이용하여 정점관측을 했을 때와 비슷한 오차 범위 내에서 더 많은 측점을 빠른 시간 내에 조사할 수 있는 것으로 나타났으며, 연속관측시에는 RTK-GPS를 ATV에 설치하여 관측하는 방법이 걷는 것보다 안정적이면서 보다 짧은 시간 내에 지형측량을 할 수 있었다(Table 3.2.1.2).



Table 3. 2. 1. 2. Vertical accuracy and efficiency by beach morphology monitoring methodology (Lee et. al., 2013)

방법	장비 정확도	조작 정확도	전체 정확도	준비시간 /철수시간 (min)	1분간 측정 한 측정점/거리	총인원 /최소인원
광파기	±0.01 cm	±1.20 cm	±1.21 cm	5/1	2/≈10	4/2
RTK-GPS 정지측정	±0.50 cm	±0.50 cm	±1.00 cm	10/3	2/≈10	2/1
<b>RTK-GPS backpack</b>	<b>±1.00 cm</b>	<b>±1.60 cm</b>	<b>±2.60 cm</b>	<b>10/3</b>	<b>60/≈58</b>	<b>2/1</b>
RTK-GPS ATV	±1.00 cm	±0.50 cm	±1.50 cm	15/15	60/≈167	2/1

광파기를 이용한 해빈지형조사는 장비정확도는 ±0.01 cm로 다른 장비들에 비하여 정확했지만 조작에서의 정확도가 ±1.20 cm로 전체 정확도는 ±1.21 cm 이었음. 또한 최소 2명 이상의 인원이 있어야 하며 1분 동안 2개 측정점을 측정할 수 있어 인력과 시간이 많이 소요된다. RTK-GPS를 이용한 정지측정은 전체 정확도가 ±1.00 cm이며, 최소 1명이 조사할 수 있으나 광파기를 이용한 해빈지형조사와 마찬가지로 1분에 1개 측정점을 측정할 수 있어 시간이 많이 소용된다. RTK-GPS를 장착한 4륜 오토바이(ATV)를 이용한 해빈지형측정은 준비시간이 오래 걸리는 단점이 있으나 전체 정확도가 ±1.50 cm이며 1명이 1분 동안 60개의 측정점을 측정할 수 있어 가장 효율적인 방법이다. 하지만 4륜 오토바이는 서해안의 넓고 평탄한 지형에서 가능하며, 동해안의 폭이 좁고 급경사인 해빈에서 적용이 힘들다. RTK-GPS backpack은 ±2.60 cm의 정확도로 4가지 방법 중 정확도가 가장 떨어지지만, 1명이 1분 동안 60개의 측정점을 측정할 수 있고 걸어서 측정하는 방식이므로 해빈폭이 좁고 경사가 급한 동해안 해빈에서는 가장 활용성이 좋다고 판단된다.

## 라. 해저지형 모니터링 시스템 구축

### (1) 소형보트용 해저지형 조사장비 개선

#### (가) 프레임 개선

일반적으로 해저지형조사는 소형연구선 또는 소형어선과 같은 소형선박을 이용하여 조사를 수행하고 있다. 하지만 천해(수심 5 m 이내)에 대한 해저지형조사는 얕은 수심과 암초 등에 인한 선박손상으로 인하여 이들 선박으로 는 불가능하다. 이들 지역을 조사하기 위해서는 선외기 엔진을 장착한 소형보트(고무보트, 콤비보트 등) 또는 수상오토바이를 이용해야만 한다. 이때 해저지형조사를 위한 음향측심기, GPS, 모션센서 등을 장착하기 위한 프레임이 필요하다.

기존에는 일반선박에 사용했던 프레임을 사용하였으나, 소형보트에 장착하기에는 무겁고 길이가 길어서 1인이 장비를 장착하고 운용하기에는 무리가 있었다. 이러한 어려움을 해소하고자 소형화된 프레임을 제작하였다(Fig.3.2.1.3).

개선된 프레임은 측심기 프레임과 안테나 프레임, 그리고 그 중간에 모션센서를 장착하기 위한 모션센서 장착박스 부분으로 나누어진다. 이들은 현장에서 간편하게 조립이 가능하며 운반이 편하다.



(a) Frame of echosounder (b) Frame of antenna (c) Box of motion sensor

Fig. 3. 2. 1. 3. Development of frame on small bathymetric surveying boat

(나) 음향측심기 개선

기존의 측심기는 천해용으로 제작된 것이 아니므로 크고 무거우며, 신호를 처리하는 모듈이 따로 필요하다. 그리고 전력을 공급하기 위하여 발전기를 휴대해야만 하는 번거로움이 있다. 최근 외국과 국내에서도 천해 해저지형조사에 적합한 소형 측심기가 생산되고 있다. 장비를 간소화하고 천해의 지형을 정확하게 측정할 수 있는 측심기 장비를 구매하여 현장조사의 효율성을 높였다(Fig. 3. 2. 1. 4.).



Fig. 3. 2. 1. 4. Single-beam echosounder

(2) 천해 해저지형 모니터링 시스템

수심 3 m 이내의 쇄파지역에서 최소 인원으로 정밀 해저지형조사가 가능하도록 수심자료의 정확도를 향상시키고 및 장비를 간소화하는 시스템을 구축하였다(Table 3. 2. 1. 3.).

Table 3. 2. 1. 3. Bathymetry monitoring system in the shallow depth

비교항목	기존 방식	해저지형 모니터링 시스템 구축	개선사항
위치정보 시스템	DGPS	RTK-GPS 시스템	2 cm의 정확도 확보
조석보정	검조소 자료 또는 조사해역에 설치한 조위자료 이용	RTK tide 보정법	파랑에 대한 보정 실시간 보정 가능
Single-beam	본체, 송수신기	소형 송수신기	천해용 소형 장비
자세정보 시스템	없음	소형 자세보정장비	roll, pitch에 대한 보정
전원공급	발전기	노트북 전원	추가 전원공급 불필요

기존의 해저지형조사는 DGPS를 사용하여 최소 25 cm 이상의 위치오차가 발생. 수직 오차도 마찬가지이므로 수심에 대한 보정이 어렵다. 위치정도의 정확도 향상을 위하여 DGPS 대신 2 cm의 위치오차를 가지는 RTK-GPS 시스템을 이용하였으며, 이를 이용하여 조석보정을 실시간으로 적용할 수 있다.

기존의 single-beam echosounder는 음파를 송수신하는 소나부분과 신호를 받아 들여 기록지에 기록하는 본체로 나누어져 있다. 최근 송수신기에서 바로 수심자료를 자료획득 컴퓨터에 바로 전송하는 echosounder가 국내에서도 개발되어 이를 활용하여 장비를 간소화한 시스템을 구축하였다. 일반적으로 roll, pitch와 같은 자세보정을 하지 않지만 자세보정은 직하부로 음파를 쏘는 echosounder의 특성상 측정수심의 정확한 위치를 구하기 위하여 필요하다. 소형 자세보정장비를 장착하여 파랑에 의한 선박의 움직임인 roll, pitch를 자료획득 프로그램에 전송하여 이에 대한 자세보정을 실시하였다. 기존의 single-beam echosounder는 220 V 전기가 사용되므로 발전기를 이용하여 전기를 공급하였음. 소형 echosounder는 전력소모가 작아 노트북의 USB에서 공급되는 5 V 전기가 사용가능하다. 개선된 해저지형 모니터링 시스템은 수상오토바이 (KOSE: KiOst Surf Explorer)에 장착하여 1인이 조사할 수 있는 시스템을 구축하였다(Fig. 3. 2. 1. 5.)

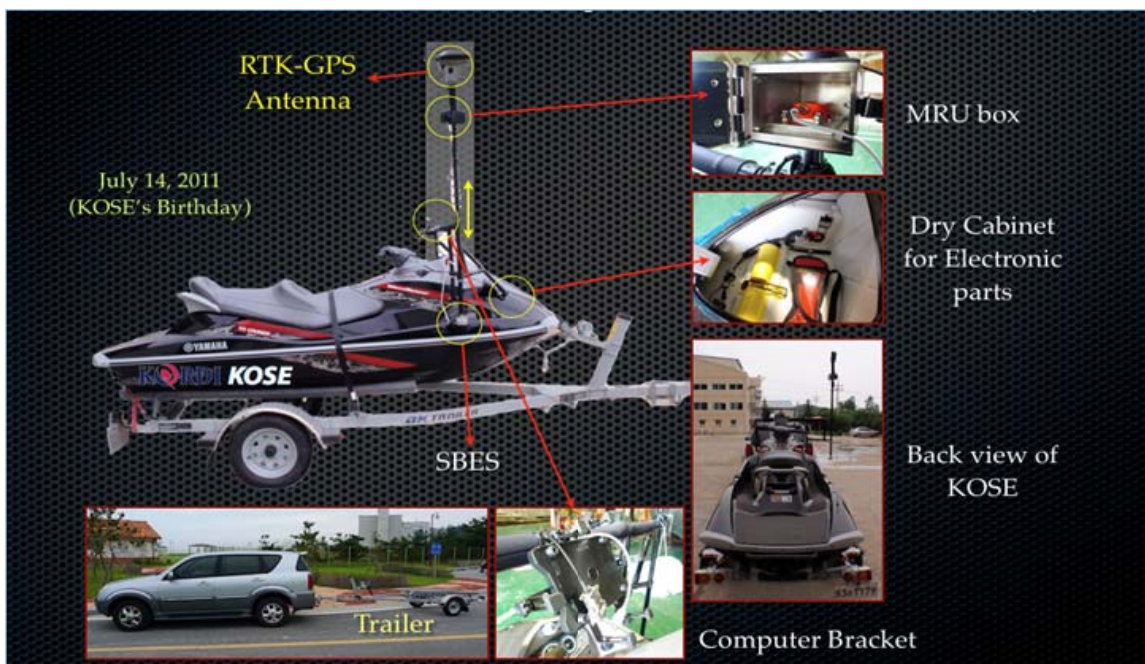


Fig. 3. 2. 1. 5. KOSE (KIOST Ocean Surf Explorer) with single-beam echosounder

대부분의 퇴적물 이동은 파랑의 영향이 바다에 미치는 쇄파대에서 일어나고 있으나, 쇄파대에서의 지형변화를 관측하기 위한 체계화된 시스템 개발은 국내에서는 미진한 상태이다. 쇄파대에 접근을 용이하게 하기 위해서 본 연구에서는 수상 제트스키를 활용하였으며, 수상 제트스키에 단빔음향측심센서와 모션센서(MRU) 그리고 RTK-GPS 시스템을 장착하였다. 또한, 특수프레임을 장착하여 필요시 다른 센서를 추가로 부착할 수 있도록 하였으며, 기기간의 연결에 있어서는 물에 대한 노출을 막기 위하여 기기들의 케이블을 제트스키 내부에서 연결하도록 설계하였다. 운항과 현장조사 장비 운용을 위한 소프트웨어 구동을 위하여 방수노트북을 설치하였다.

이 시스템의 운반전용 트레일러도 함께 준비하여 조사를 위한 이동이 원활하게 하였다. 이러한 시스템의 장점은 모든 센서가 반영구적으로 운항선체에 고정되기에 장비탈부착에 따른 측정오차를 최대한으로 줄일 수 있으며, 현장에서의 탈부착에 소요되는 불필요한 시간을 줄여 조사시간을 보다 효율적으로 사용할 수 있다.

### (3) 해저지형 모니터링 시스템 신뢰도 테스트

#### (가) 모니터링 시스템 현장적용

Fig. 3. 2. 1. 6와 같이 조간대 지역에서 해빈지형조사와 해저지형조사를 동시에 실시하였다. 조사기간은 2013년 5월 31일 ~ 2013년 6월 1일이었으며, 측선간격은 50 m로 총 60개 측선에 대하여 조사하였다.

해빈지형조사는 간조일 때, 해저지형조사는 만조일 때 실시하여 조간대 지역에서 중첩측정 하였다. 또한 2일 동안 동일 측선에 대하여 해저지형조사를 실시하여 조석시점이 다른 자료를 비교하였다.



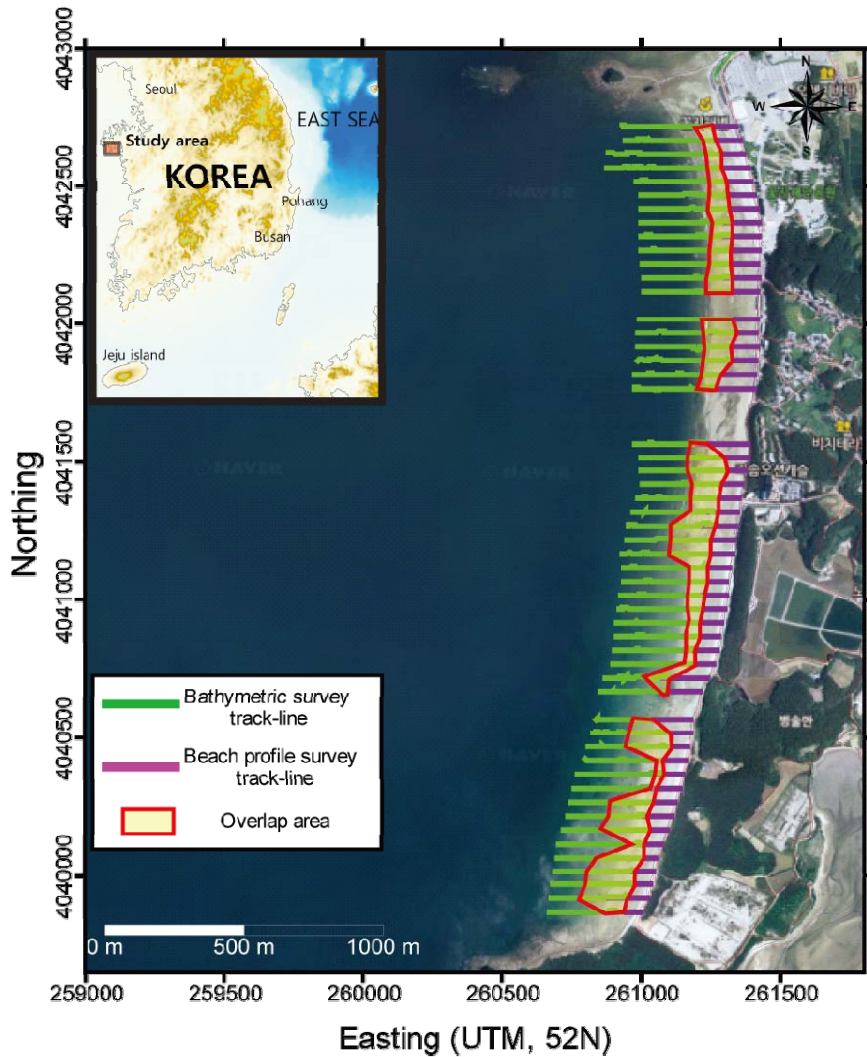


Fig. 3. 2. 1. 6. Test site of bathymetry and beach profile survey

(나) 조간대에서 해빈지형조사와 해저지형조사의 중첩조사 결과 비교

조간대 지역에서 RTK tide 보정법을 적용한 해저지형조사와 RTK-GPS backpack을 이용한 해빈지형조사의 중첩구간에 대한 높이값 결과 비교하였다. Fig. 3. 2. 1. 7.의 예와 같이 중첩된 부분에 대한 해빈지형조사 결과와 해저지형조사 결과 중 중복 측정에서의 높이값을 비교한 결과 차이값의 평균은  $\pm 0.02$  m이다. 총 60개의 측선에서 해빈지형조사와 해저지형조사의 중복 측정 1706개의 높이값을 비교한 결과, 차이값의 평균은  $\pm 0.03$  m 이다(Fig. 3. 2. 1. 8).

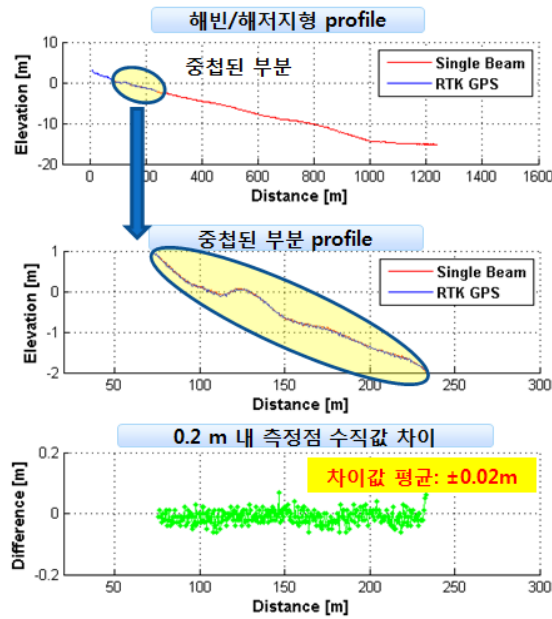


Fig. 3. 2. 1. 7. Example of duplicated survey (beach profile and bathymetry)

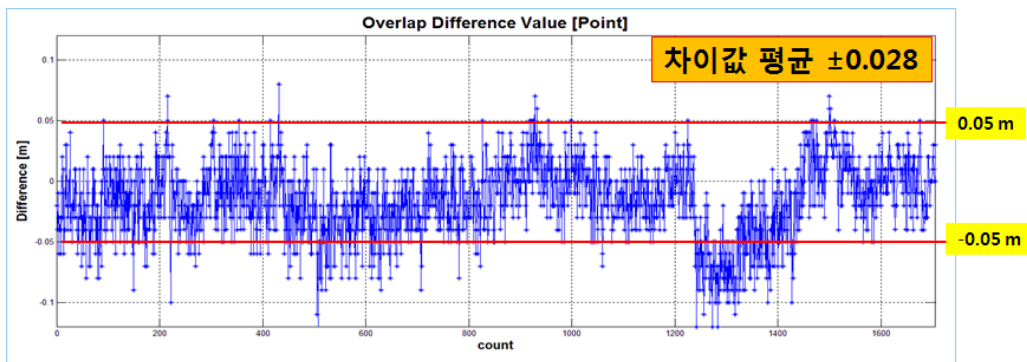
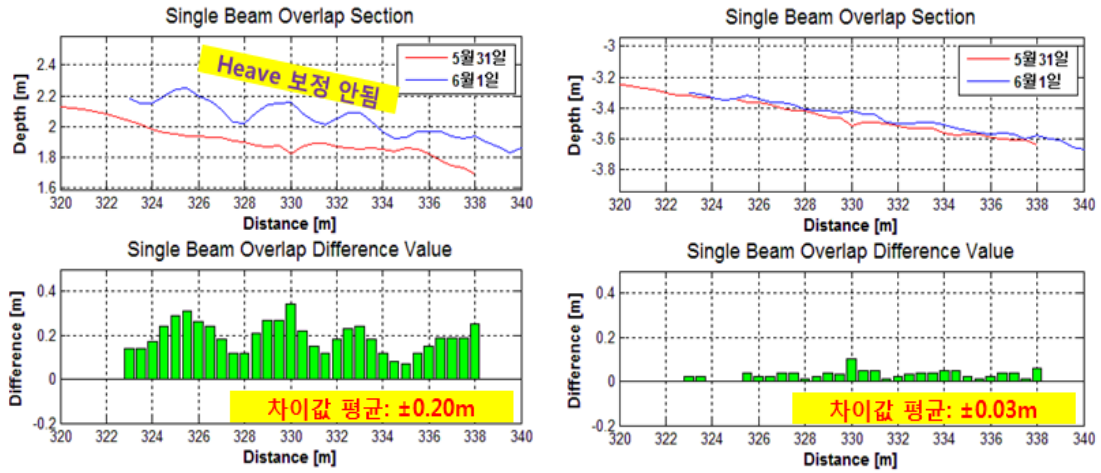


Fig. 3. 2. 1. 8. Vertical difference of duplication points (1706 points)

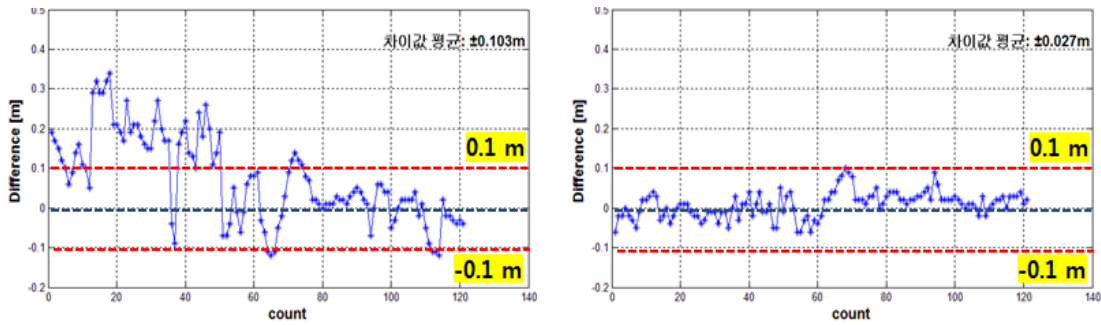
(다) RTK-GPS를 이용한 조석보정법

동일측선에 대하여 2일 동안 조사한 해저지형 자료에 기준점조소의 조석값을 기준으로 조시차/조고비를 적용한 조석보정법과 RTK-GPS 시스템을 이용하여 측정된 높이값을 이용하는 RTK tide 조위보정법을 적용하였다. Fig. 3. 2. 1. 9의 예에서 조시차/조고비를 적용한 조석보정은 차이값 평균이  $\pm 0.20$  m임에 반하여 RTK tide 보정법은  $\pm 0.03$  m의 차이값이 평균을 가진다. 이는 파랑에 의한 heave (수직적 움직임)을 기존의 조시차/조고비에 조석보정법이 보정하지 못하기 때문이다. 121개 중복 측정점을 비교하였을 때 조시차/조고비를 적용한 조석보정은  $\pm 0.10$ , RTK tide 조석보정법은  $\pm 0.03$  m의 차이값 평균을 가진다(Fig.3. 2. 1. 10).



(a) Tide correction by tidal station data (b) RTK tide correction

Fig. 3. 2. 1. 9. Example of tide correction by tidal station data and RTK tide correction



(a) Tide correction by tidal station data (b) RTK tide correction

Fig. 3. 2. 1. 10. Vertical difference of tide correction by tidal station data and RTK tide correction in duplication points

(4) 연안지형 모니터링 자료 후처리 방법 개선

LiDAR 자료 또는 multi-beam echosounder 자료는 3차원의 자료를 가지기 때문에 조사영역에서의 측정값이 고르게 분포한다. 하지만 RTK-GPS backpack이나 single-beam echosounder와 같은 방법으로 측선에 따라 측정된 자료는 측선 부근에 자료가 집중된다. 측선이 남북방향 또는 동서방향이 아닌 경우 Surfer (Golden software 사)와 같이 공간에 contour를 도시하는 프로그램은 이들 자료에 대하여 남북방향과 동서방향의 격자자료를 원시 자료로부터 뽑아내면 Fig. 3.2.1.11의 좌측



그림과 같이 자료가 왜곡된 현상을 보인다. 또한 자료보관, 처리, 분석을 수행함에 있어서 불규칙한 분포를 가지는 자료보다는 일정한 간격으로 분포하는 격자형태의 자료가 필요하다. 위의 두 가지의 문제점을 해결하기 위하여 측선을 남북방향 또는 동서방향으로 좌표변환 한 후 격자자료를 만들어 이를 원위치로 다시 좌표변환하는 과정을 거쳐 자료가 왜곡되는 현상을 제거할 수 있다(Fig. 3. 2. 1. 11).

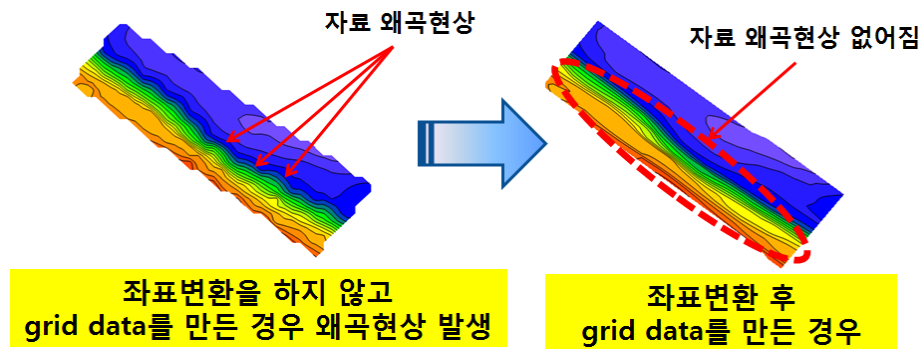


Fig. 3. 2. 1. 11. Before and after contour map of distortion correction using coordinate transformation

(5) 1인 조사용 multi-beam echosounder 시스템 구축

천해에서 1인이 multi-beam을 이용한 해저지형조사를 수행하기 위한 시스템을 구축하였다(Fig. 3. 2. 1. 12). 장착된 장비사양은 Table 3. 2. 1. 4와 같다.

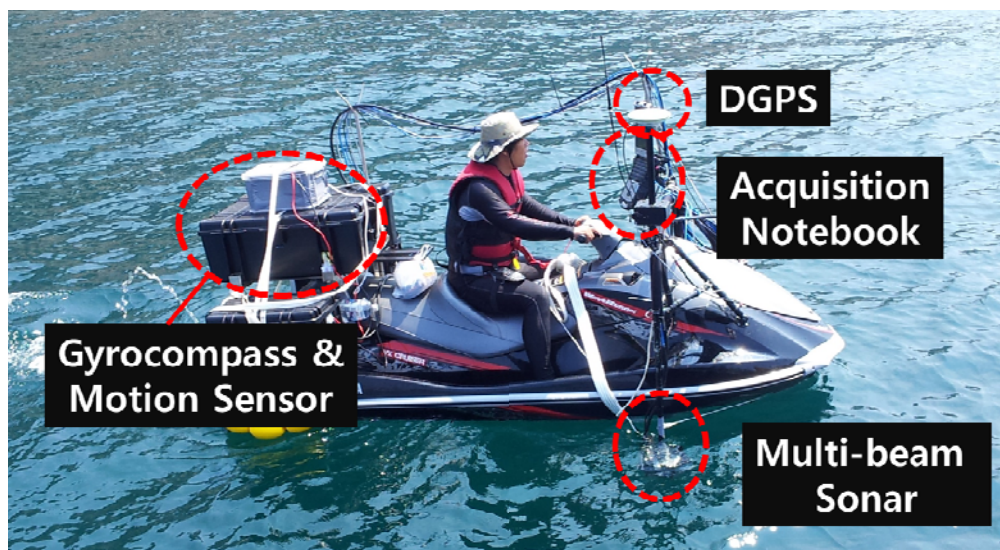


Fig. 3. 2. 1. 12. Multi-beam echosounder system in shallow depth (KOSE)

Table 3. 2. 1. 4. Specifications of multi-beam echosounder on KOSE

<b>Feature</b>	<b>Specifications</b>
Model	Sonic 2020
Frequency	200 to 400 kHz
Beamwidth	2° x 2° at 400 kHz 4° x 4° at 200 kHz
System Range	120 m
Power Consumption	20 W
Sonar Head Dim.	155 x 140 x 150 mm
Sonar Head Mass	4 kg
Operation Program	QINSy or HYPACK

## 2. 연안 물리환경 관측 시스템 구축

### 가. 서론

연안침식 현상에 대한 메커니즘 분석을 위해서는 연안 물리환경의 특성 이해가 필요하다. 이를 토대로 연안 물리환경과 연안침식 현상에 대한 이해도 및 인과관계가 도출될 수 있다. 연안 물리환경의 모니터링을 위해서는, 먼저 연안침식의 핵심인 지형변화 유발 요인인 외력의 관측시스템 구축이 필요하다. 따라서, 본 연구에서는 여러 가지 해양물리 계측장비를 활용하여, 연안 물리환경 파악을 위한 관측시스템을 구축하고 결과를 분석하였다.

### 나. 구축 방법

연안 물리환경의 모니터링을 위한 관측시스템은 점관측 방식과 영역관측 방식으로 구성될 수 있다. 점관측 방식은 계측장비를 현장에 계류식 또는 착저식으로 설치하여 한 지점에서 파랑, 유속 등 외력을 관측하는 것이다. 영역관측 방식은 레이더, RiDAR 등 원격관측 장비를 사용하여 관심영역에 대하여 물리적 인자를 관측하는 것이다. 본 연구에서는, 연안 입사파 관측을 위하여 점관측 방식과 영역관측 방식을 사용하였다. 점관측 방식으로 연안 입사파의 파고 및 주기 관측을 위하여 수압식 센서를 사용하였으며, 영역관측 방식으로 레이더 장비를 이용하여 연안 입사파의 파고 및 파향을 관측하고자 하였다. 관측장비 설치도는 아래 Fig. 3. 2. 2. 1.과 같다.



Fig. 3. 2. 2. 1. Location of pressure gauge, Aquadopp and radar in Uljin.

또한, 연안에서 발생하는 연안침식의 부유사 농도 및 방향을 관측하고자 점관측 방식으로 쇄패대 인근에 Aquadopp이라는 ADCP 장비와 탁도계(OBS(Optical Backscattering Sensors)) 센서를 설치하였다. Aquadopp는 유속관측을 위한 것이며, OBS 센서는 부유사 농도 관측을 위한 것이다.

### (1) 점관측 방식

#### (가) 수압식 파고계 파랑자료의 관측 및 분석

수압식 파고계는 파고, 주기 등 해수면의 파랑 관측과 동시에 수심(조위) 관측이 가능하다. 본 연구에서는 연안 입사파의 관측을 위해, 파랑의 비선형성의 영향이 적고 설치가 용이하도록 수심 약 10 m에 설치하였다(Fig. 3. 2. 2. 2.). 수압식 파고계로부터 표면파의 파고 및 주기 관측을 위한 원리는 다음과 같다.



Fig. 3. 2. 2. 2. Pressure type wave/tide gauge installed at the test site

수압식 파고계를 설치하여 수중에서 측정된 압력은 대기압과 조석, 해일 등에 기인한 장주기의 정수압 그리고 파랑에 의한 단주기 동수압의 합으로 측정된다. 측정된 수중압력으로부터 파고를 분석해 내기 위해서는 파랑의 의한 동수압을 제외한 나머지 대기압, 조석 및 해일 등에 의한 정수압을 제거해야 한다.

$$P = P_a + \rho g(h - d) + P^+ \quad (3.2.2-1)$$

여기서,  $P$  : 관측된 계기압력

$P_a$  : 해수면에서의 대기압

$h$  : 해면 높이

$d$  : 바닥에서 수압 센서까지의 높이

$P^+$  : 표면파에 의한 수중압력

$\rho$  : 해수의 밀도

$g$  : 중력가속도

여기서 파랑에 의한 수중 압력 성분과 나머지 비교적 장주기의 변화 성분은 주파수대가 서로 다르므로 풍파에 의한  $P^+$ 와 장파 성분의  $h$ 는 다음과 같이 쉽게 분리할 수 있다.

$$h = \frac{(\bar{P} - P_a)}{\rho g} + d \quad (3.2.2-2)$$

$$P^+ = P - \bar{P} \quad (3.2.2-3)$$

여기서,  $\bar{P}$  는 관측된 수중 압력  $P$ 의 평균값이다.

$$\bar{P} = P_a + \rho g(h - d) \quad (3.2.2-4)$$

파랑이 깊은 바다에서 연안으로 접근함에 따라 점차 비선형 효과가 커지게 된다. 여기서 편의상 실제 수중 압력 대신 수중 압력을  $\rho g$ 로 나눈 수두(pressure head)를 소문자  $p$ 로 나타낸다. 잔차법(Perturbation method)을 사용하여 표면파  $\eta$ 와 파에 의한 수중압력  $\eta$ 를 2차항까지 표현하면,

$$\eta = \eta_1 + \eta_{2n} + \eta_{2p} \quad (3.2.2-5)$$

$$p = p_1 + p_{2n} + p_{2p} \quad (3.2.2-6)$$

여기서  $\eta_1$ ,  $p_1$ 는 수면 변동과 이에 따른 수중 압력의 선형 성분을 나타내며,  $\eta_{2m}$ 와  $p_{2m}$ 는 표면파 수중 압력의 변동의 비선형항 중에서 각각 선형 성분과의 주파수

의 차인 sub-harmonic 성분을 나타내고  $\eta_{2p}$  와  $p_{2p}$ 는 각각 선형 성분과의 주파수의 합인 super-harmonic 성분을 나타낸다. 바닥에서 높이  $d$ 에서 측정된 압력에 대한 선형 압력 전달함수  $K_1$ 는 선형파 이론에서 유도하면 다음과 같다.

$$K_1 = \frac{p_1}{\eta_1} = \frac{\cosh(kd)}{\cosh(kh)} \quad (3.2.2-7)$$

여기서,  $k$ 는 파수를 나타낸다. 따라서, 1차원 주파수 스펙트럼은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$S(f) = S_{pp}(f)/(K_1) \quad (3.2.2-8)$$

여기서,  $S_{pp}(f)$ 는 파랑에 의한 동수압 변동성분  $p_1$ 의 스펙트럼 분석결과이고,  $S(f)$ 는 파고계에 의해 측정된 수중 동수압 변동성분으로부터 파랑에 의한 해수면 변동성분으로 계산된 에너지 스펙트럼을 나타낸다. 이 에너지 스펙트럼으로부터 유의파고  $H_s$ 는 다음과 같이 계산된다.

$$H_s = 4\sqrt{S(f)} \quad (3.2.2-9)$$

본 과업에서는, 하루 24시간 2Hz의 샘플링 주기로 연속 측정되는 수중 압력자료로부터 30분간 기록된 3600개의 시계열 자료를 분리하여 스펙트럼 분석에 사용했다.

#### (나) 유속-부유사 동시관측을 통한 부유사 이송량 관측

연안에서 연안침식이 가장 활발하게 일어나는 지역이 쇄파대이다. 이 지역에서는 파랑이 쇄파하고 쇄파된 에너지가 해저 밑바닥에 투사되어 난류가 강하게 발달하고 부유사가 가장 많이 일어나는 지역이다. 특히, 폭풍시 등 고파랑이 발달하는 시기에 쇄파대가 연안에서 심해쪽으로 넓게 발달하여 많은 량의 부유사 및 연안침식을 유발한다. 본 연구에서는 연안침식의 부유사 농도 및 방향을 관측하고자 쇄파대 인근 수심 4 m 지점에 Aquadopp ADCP 장비와 탁도계(OBS) 센서를 설치하였다 (Fig. 3. 2. 2. 3)..

Aquadopp 장비는 층별로 3차원 유속을 측정할 수 있다. 또한, 이 장비는 OBS 센서와 연계하여 동시에 유속 및 탁도를 관측할 수 있는 장점이 있다. 이렇게 Aquadopp에서 관측한 3차원 유속자료와 OBS 센서에서 관측한 부유사 농도를 이용하여 부유사 농도 및 이송방향을 계산할 수 있다.

본 연구에서 사용한 Aquadopp 장비는 2-MHz 음향도플러유속계로, 아래 그림과 같이 해저면에 설치하여 수면 방향으로 유속을 층별로 측정하도록 하였다. 측정한 유속은 센서로부터 0.1 m 간격으로 측정되었다. OBS 센서는 해면 바닥에서부터 0.5m 떨어진 지점에 장비를 설치하여 탁도(부유사)를 관측하였다. 부유사 이송량의 플럭스(Flux)는 유속(m/s) × 농도 (kg/m<sup>2</sup>) = 이송량(kg/m/s)로 구할 수 있다.



Fig. 3. 2. 2. 3 Aquadopp installed at the test site

## (2)영역관측

- 외력의 영역관측을 위한 원격탐사(항해용 레이더) 장비 설치

### (가) 레이더를 이용한 파랑 관측

항해용 레이더를 육상에 설치하여, 연안에서 입사하는 파랑의 파고, 주기 및 파향을 관측하고자 하였다(Fig. 3. 2 2. 4)..



Fig. 3. 2. 2. 4. Radar installed at the test site

수압식 파고계의 경우, 파랑의 파고 및 주기의 관측이 가능하지만 공간적인 입사 파향의 관측에는 한계가 있다. 이러한 단점을 보완하고자 레이더식 파고계를 사용하였다. 레이더식 파고계의 구체적인 분석방법은 다음과 같다(Fig. 3. 2. 2. 5).

Radar 시계열 영상자료의 3차원 푸리에 스펙트럼 분석을 통한 파랑 특성(파고, 주기, 파향 등)을 계산한다. 2차원 공간 도메인 ( $x,y$ ) 상에서 얻어진 시계열 파랑 신호 이미지 자료를  $n(t,x,y)$ 라고 했을 때, 다음식과 같이 정의된 3차원 푸리에 변환을 이용하여 주파수( $f$ )-파수( $k_x$ )-파수( $k_y$ )라는 3차원 공간 도메인상으로 변환시킬 수 있다.

레이더 영상에 나타나는 입사파랑의 패턴은 실제 파고의 공간분포를 나타내는 것이 아니고 해수면으로부터 반사되어 포착된 전자파 신호강도(signal intensity)의 공간적 분포를 나타낸다. 이 때문에, 레이더파는 직접적으로 해수면 중력파의 파고를 측정할 수 없고, 대신 레이더 영상자료의 신호-대-노이즈비(SNR: Signal-to-Noise -Ratio)와 실제 측정된 파고의 관계를 산출하여 이로부터 파고를 측정하게 된다.

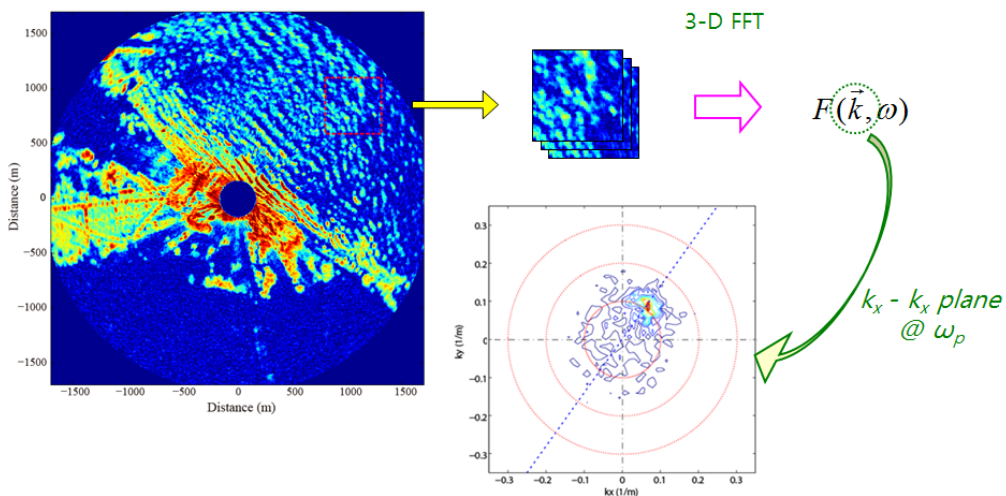


Fig. 3. 2. 2. 5 Schematic flow of radar image analysis



X-band 레이다 영상으로부터 파고를 추출하기 위한 SNR의 계산은 대체로 Borge et al. (1999)가 제안한 식을 따른다. 이 식은 3차원 레이다 영상을 3차원 푸리에 변환한 결과(2차원 파수공간 및 1차원 주파수공간 등 3차원 공간)로부터 계산되며 (식 3.2.2-10), 파수-주기 분산관계의 영역이 갖는 신호 대 그 외의 영역이 갖는 신호의 비로 정의된다.

$$SNR = \frac{\int_{\Omega} F(k_x, k_y, f) dk_x dk_y df}{\int_b F(k_x, k_y, f) dk_x dk_y df} \quad (3.2.2-10)$$

여기서, 적분영역  $\Omega$ 는 파수-주파수 분산관계를 성립시키는 영역 (dispersion shell)을 나타내고,  $b$ 는 그 외의 적분영역을 나타낸다. 3차원 푸리에 변환을 통하여 구한 결과에서 파수 - 주기 분산관계를 성립시키는 영역은 파랑의 선형 분산관계식  $\sigma^2 = (2\pi f)^2 = gk \cdot \tanh(kh)$ 로부터 구할 수 있다. 여기서,  $k$ 는 2차원 파수평면에서  $(k_x, k_y)$ 를 나타내고,  $\sigma (= 2\pi f)$ 는 수직축의 주파수를 나타낸다. X-band 레이다 영상으로부터 파고를 구하려는 노력은 Alpers and Hasselmann (1982)에 의하여 본격적으로 시도되기 시작하였고, Borge et al. (1999)는 다음과 같이 파고와 SNR의 관계식을 제안하였다.

$$H_s = A + B \sqrt{SNR} \quad (3.2.2-11)$$

여기서,  $A$ 와  $B$ 는 경험식 보정상수로 현장 실측값과 레이다의 관측 SNR간의 최적 회귀분석을 통하여 결정된다. 그림 2-1은 울진 후정해수욕장 인근에 설치된 레이다를 이용하여 관측한 설치 위치를 보여주고 있으며, 그림 2-5는 레이다에서 관측한 샘플영상과 레이다 파랑영상 내에 사각박스는 입사파의 파고 및 파향을 계산하는데 사용되는 영역을 나타낸다.

#### (나) 레이다를 이용한 연안 사구 관측

Radar 시계열 영상자료로부터 시간 평균한 영상을 구하고, 사구의 영향을 받아 형성되는 쇄파선의 변화로부터 사구의 이동방향을 추정할 수 있다. 일정 시간동안 (보통 10분 이내, 여기서는 약 2분 사용) 관측한 시계열 영상자료는 여러 장의 2차원 이미지 프레임으로 구성되어 있고, 각 이미지 프레임은 이미지 격자점(또는 화소, 또는 pixel)으로 구성 되어 있다. 수집된 각 레이다 이미지 프레임에는 해수면에서 일고 있는 해양 파랑의 모습이 촬영되어 있는데 여러 장의 시계열 영상자료를 시간 평균하여 한 장의 이미지로 만들 수 있고 이를 사용하여 이미지 프레임의 동

일한 격자점에 대한 이미지 강도(intensity: 단색 영상인 경우 보통 0 ~ 255로 설정하여 사용) 값들을 평균하여 사용한다(Fig. 3. 2. 2. 6).

일정 시간동안 관측한 시계열 영상자료를 시간평균하게 되면, 아래의 Fig. 3. 2. 2. 6의 오른쪽과 같이 해수면에서 해양파랑 형상은 제거되고 연안 가까이에서 파랑이 쇄파되면서 발생한 밝은 색깔(즉, 기포자국들)만 남게 된다. 이로부터 연안에서 파랑의 쇄파지역과 쇄파지역의 외해쪽 쇄파선(파랑의 쇄파가 처음 시작하는 지점)을 인식할 수 있다. 레이다 영상자료의 각 시간평균 이미지로부터 쇄파선을 구하고, 일정 시간간격으로 (보통 1시간 ~ 24시간, 여기서는 2시간 간격 사용) 연속해서 추출해 낸 쇄파선들로부터 쇄파선의 이동변화를 인식할 수 있게 된다.

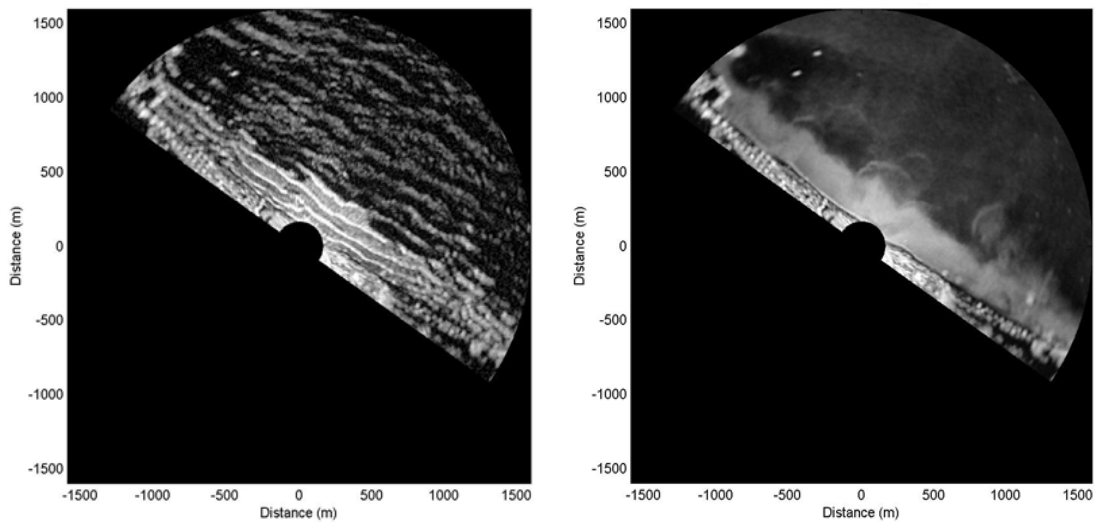


Fig. 3. 2. 2. 6 Example of image for one frame(left) and averaged frame(right)

쇄파선은 연안 파랑이 외해에서 천해로 진행하면서 수심의 영향으로 인해 처음 쇄파가 발생하는 지점으로 수심과의 직접적 관계가 크며, 또한 쇄파에 의한 에너지가 해저면에 크게 투사가 되는 지점으로 수심변화에 크게 영향을 끼친다. 다음 식은 쇄파고( $H_b$ )와 쇄파지점( $h_b$ )의 수심의 관계식을 나타내고,  $\gamma$ 는 쇄파계수를 나타낸다.

$$H_b = \gamma \cdot h_b$$

공간적으로 입사파의 파고가 크게 변하지 않을 경우, 수심이 동일한 지점을 따라 쇄파가 발생하므로, 레이다 영상으로부터 추출한 쇄파선은 수심이 동일한 등심선이라고 간주할 수 있게 되며 따라서, 시간에 따른 쇄파선의 이동 변화로부터 동일 등심선을 이루는 사구의 이동방향을 추정할 수 있다.

다. 결과 및 토의

(1) 파랑 관측자료 분석

앞서 언급한 관측 장비를 활용하여 파랑, 주기, 조위를 관측하였다. Fig. 3. 2. 2. 7은 2011년 6월 15일부터 7월 31일까지 유의파고, 유의주기, 조위의 시계열을 나타낸 그림이다.

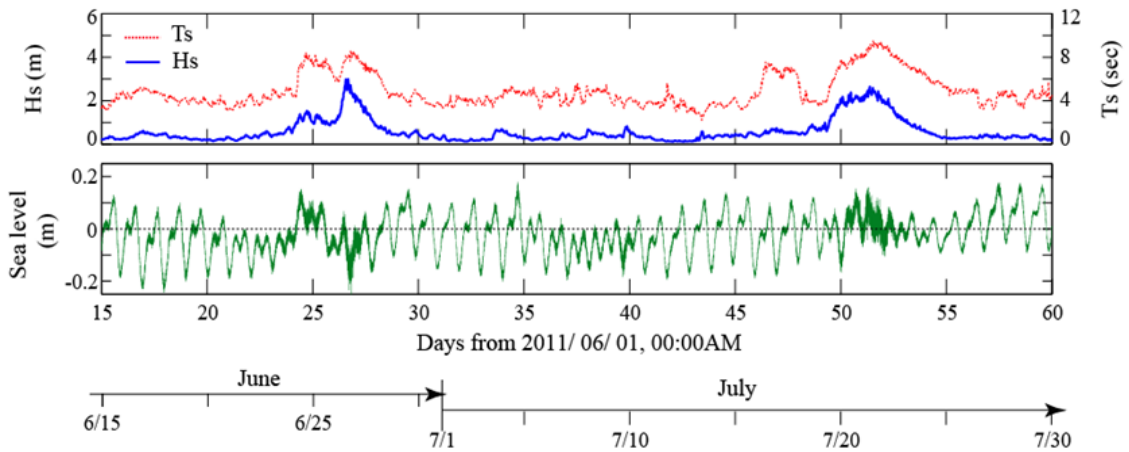


Fig. 3. 2. 2. 7 Time-series of wave height, period and tide (15th June - 30th July, 2011)

관측 자료에서 6월 27일 부근과 7월 22일 부근에서 상대적으로 높은 유의파고와 유의주기를 보인다. 또한 조위 값 역시 6월 27일과 7월 22일 부근으로 상대적으로 진한 색을 띠는데 이는 각각 태풍 메아리와 태풍 무이파의 영향을 나타낸다.

(2) 흐름 - 부유사 관측자료 분석

파랑 관측과 동일한 기간에 대해 유속, 탁도, 부유사 이송량을 Fig. 3. 2. 2. 8에 나타냈다. 유속을 살펴보면 앞서 언급한 태풍의 영향으로 인한 두 번의 급격한 유속 변화를 보인다. 같은 태풍 기간에 대한 탁도 역시 급격한 변화를 보이는데 태풍 메아리 때의 탁도의 변화가 태풍 무이파 때의 변화보다 더 급격한 것으로 나타났다. 파향의 경우, 진행방향이 태풍 메아리 때는 남동이고 태풍 무이파 때는 동인 것으로 관측되었다. 부유사 이동량의 경우 연안의 종과 횡 방향 모두 태풍 기간에 급격한 변화를 보이는 것을 알 수 있었다.

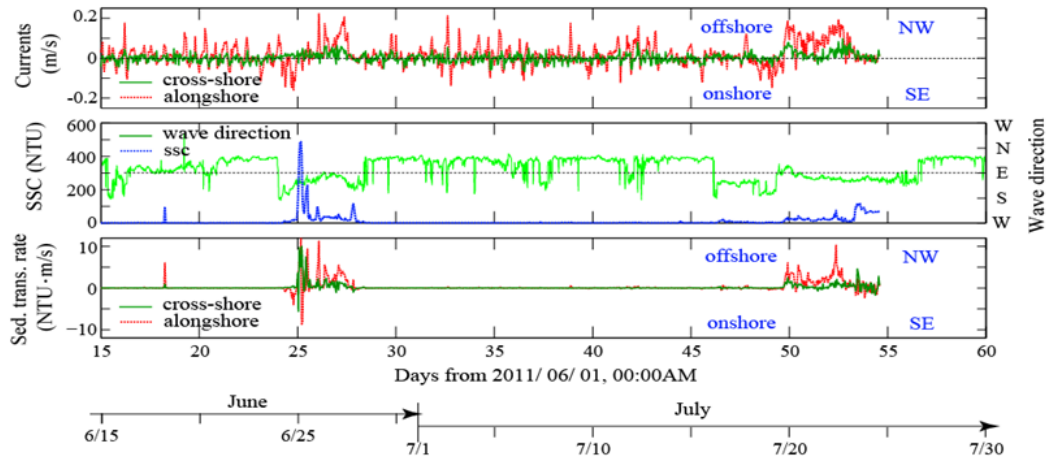


Fig. 3. 2. 2. 8 Time-series of wave height, period and tide (15th June - 30th July, 2011)

(3) 레이더 영상 관측 자료 분석

(가) 단기 관측기간 자료 분석

Fig. 3. 2. 2. 9는 울진 동해연구소에 설치한 레이더 영상으로부터 구한 파랑량 계산자료와 실제 파랑계측기로 측정자료를 비교한 결과이다. 바람이 불 때, 관측한 결과들은 실측값과 유사한 경향을 보이나, 너울성 고파랑과 같이 바람이 잔잔할 때 관측한 결과는 실측값과 큰 차이를 보인다. 이는 레이더 영상신호의 특성상 바람이 없이 잔잔할 경우 해수면으로부터 반사파가 거의 발생하지 않는 특성 때문이다.

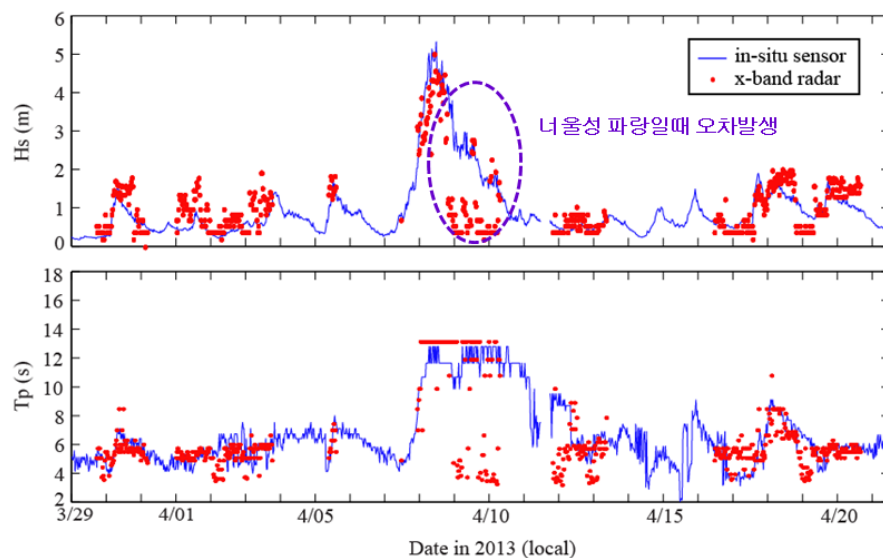


Fig. 3. 2. 2. 9 Timeseries of wave height and period from radar data image

(나) 장기 관측기간 자료 분석

Fig. 3. 2. 2. 10은 울진 후정해변의 레이다 영상자료로부터 쇄파선의 이동방향을 관측한 결과이다. 그림 왼쪽 여름철(2011. 07월)에 수집된 레이다 영상의 3시간 간격으로 연속되는 두 장의 평균 이미지의 비교로부터 쇄파선이 북진 이동하는 것을 알 수 있고, 오른쪽 이른 봄철(2011. 04월초)에는 쇄파선이 남쪽으로 이동하는 것을 알 수 있다.

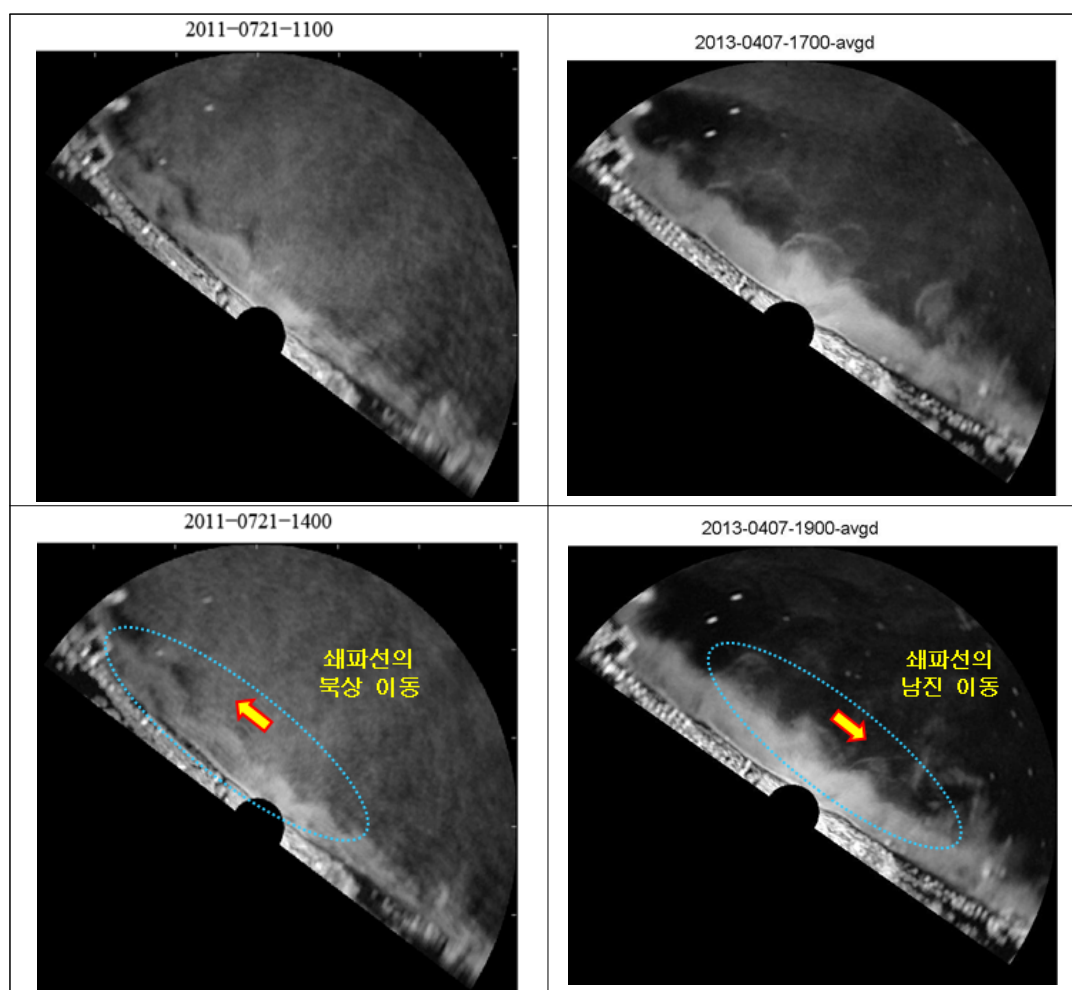


Fig. 3. 2. 2. 10 Comparison of averaged image for 3 hours for July (left) and April (right), 2013

Fig. 3. 2. 2. 11은 동일 기간에 수집된 레이더의 단일 파랑 영상이다. 여기서, 여름철에는 파랑의 입사파가 동쪽계열이고, 이른 봄철에는 파랑이 입사파가 북쪽계열임을 알 수 있고 이로 인해 파랑의 진행방향으로 쇄파선이 이동하는 것을 알 수 있다.

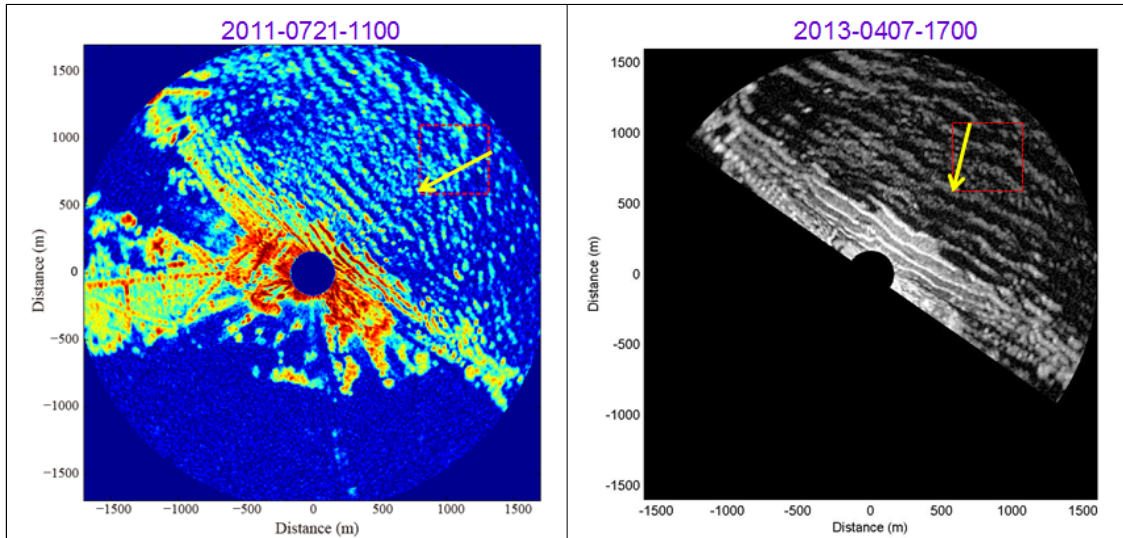


Fig. 3. 2. 2. 11 Comparison between radar image for July (left) and April (right), 2013

## 제3절 연안환경 특성 분석 연구

### 1. 퇴적환경 특성연구

#### 가. 서론

연안침식에 의한 지형변화와 이에 대한 방재방안을 구축하기 위해서는 우선 해변에서 일어나고 있는 물리적 환경특성뿐만 아니라 해변의 고유의 기본 연안지질 특성을 이해하는 것이 중요하다. 미국의 NOAA의 경우, 해변양빈에 대한 지침서 항목 중에 미국의 연안지질 특성에 대한 연구결과를 먼저 소개를 하고 있다. 이러한 기본지형구조 및 지질학적 퇴적 환경에 대한 이해를 바탕으로 현재 일어나고 있는 연안기작을 지속적으로 관찰하고 그 결과를 활용한 해변복원 방안을 제시하려고 하고 있다. 특히, 본 연구의 최종연구목적이 침식에 의한 지형변동을 예측할 수 있는 시스템을 구축하는 것이기에 이러한 현장관측과 지속적이고 모니터링을 통한 연안 환경에 대한 자료체계 구축은 매우 중요하다. 정확한 예측 모델링을 하기 위해서는 장기적인 시계열 관측자료와 더불어 체계적인 현장실험관측 자료가 꾸준히 축적되어야 한다.

동해의 퇴적물 이동 양상과 연안 지형변동을 이해하기 위해서는 중장기적으로 퇴적학적 연구를 통한 과거와 현재의 동해해빈 형성기작을 규명해야 한다. 1차 연구지역인 후정해빈의 퇴적물 기원(Source & Sink), 이동경로 및 퇴적지를 규명하고자 후정해빈에 영향을 미칠 수 있는 지정천을 중심으로 조사를 실시하였다(Table 3. 3. 1. 1.).

Table 3. 3. 1. 1. Field work for beach sediment environment in the eastern coast

조사일자	조사내용	조사방법	비고
2011-3-15	지정천 단면 및 파쇄대 캔코아 4 획득	peel, 입도분석(0.25 phi)	
2011-5-13	"	"	
2011-6-13	지정천 파쇄대 캔코아 2개 획득	"	
2011-6-14	후정해빈 연안 표층퇴적물 20개 및 해변 퇴적물 획득	입도분석(0.5 phi)	
2011-7-12	지정천 앞 해변 퇴적물 획득	"	
2011-7-19	후정해빈 표층퇴적물 획득	"	
2011-7-21	"	"	
2011-7-26	"	"	

## 나. 조사결과

지정천 해안사구 퇴적층 구조 및 각 퇴적층 subsampling 입도분석을 통하여 사구형성 기작을 규명하고자 2011년에는 시범적으로 단면 및 파쇄대에서 캔코아(cancore) 작업을 수행하였다.

Table 3. 3. 1. 2와 Fig. 3. 3. 1. 1 그리고 Fig. 3. 3. 1. 2에서는 지정천 해안사구 단면 및 파쇄대에서 획득한 캔코아 필(peel)과 입도분석 결과를 나타냈다. 입도분석한 결과 캔코아에서 채취한 퇴적물은 역질(G), 시질역(sG), 역질사(gS), 약역질사((g)S), 사질(S)의 유형으로 나타나고 있으며, 모래 함량이 90% 이상인 사질퇴적물이 대부분이다.

Table 3. 3. 1. 2. Grain size analysis of cancore

조사날짜	캔코아 번호	평균입도 분포(phi) (평균)	분급도 분포(phi) (평균)	비고
2011-3-15	profile 1	-1.518 ~ 0.281 (-0.290)	0.426 ~ 0.950 (0.595)	
2011-5-13	profile 2	-1.250 ~ 0.919 (0.119)	0.361 ~ 1.013 (0.527)	
2011-3-15	swash zone-1	0.558 ~ 0.917 (0.737)	0.411 ~ 0.559 (0.464)	
"	swash zone-2	0.422 ~ 0.939 (0.737)	0.410 ~ 0.598 (0.470)	
2011-5-13	swash zone-1	-0.149 ~ 0.616 (0.277)	0.383 ~ 0.527 (0.435)	
2011-6-13	swash zone-1	-0.382 ~ 0.829 (0.479)	0.421 ~ 0.956 (0.564)	
"	swash zone-2	-0.229 ~ 0.926 (0.572)	0.357 ~ 0.695 (0.497)	



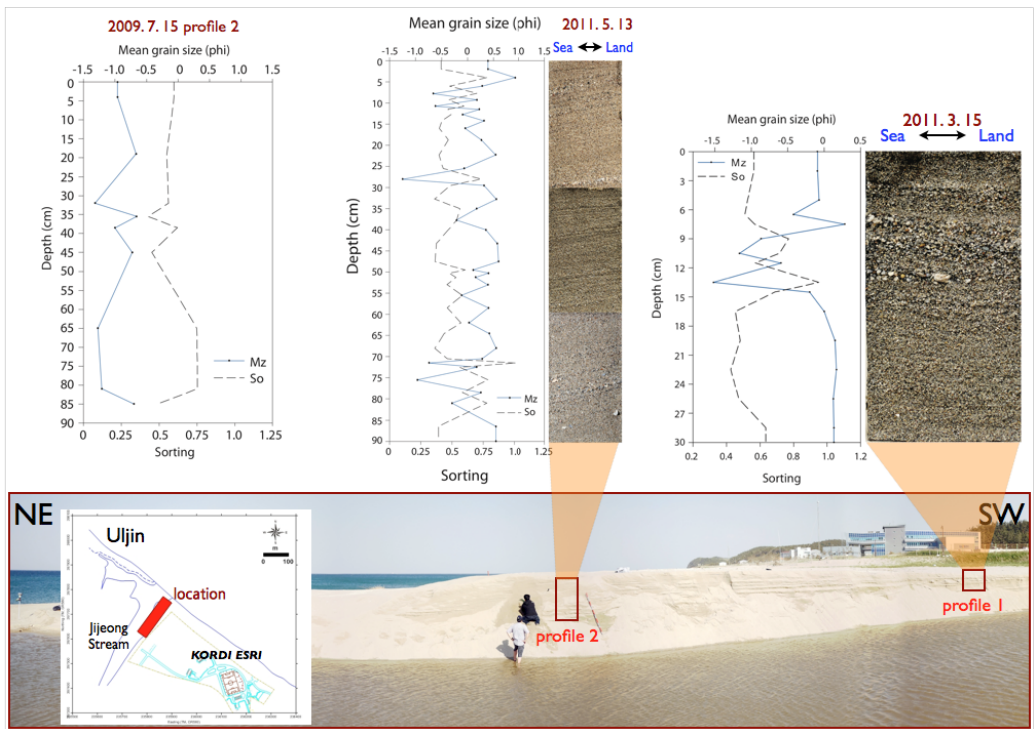


Fig. 3. 3. 1. 1. Grain size analysis of cancore in cross-section around estuary of Jijeong stream (profile 1 and profile 2)

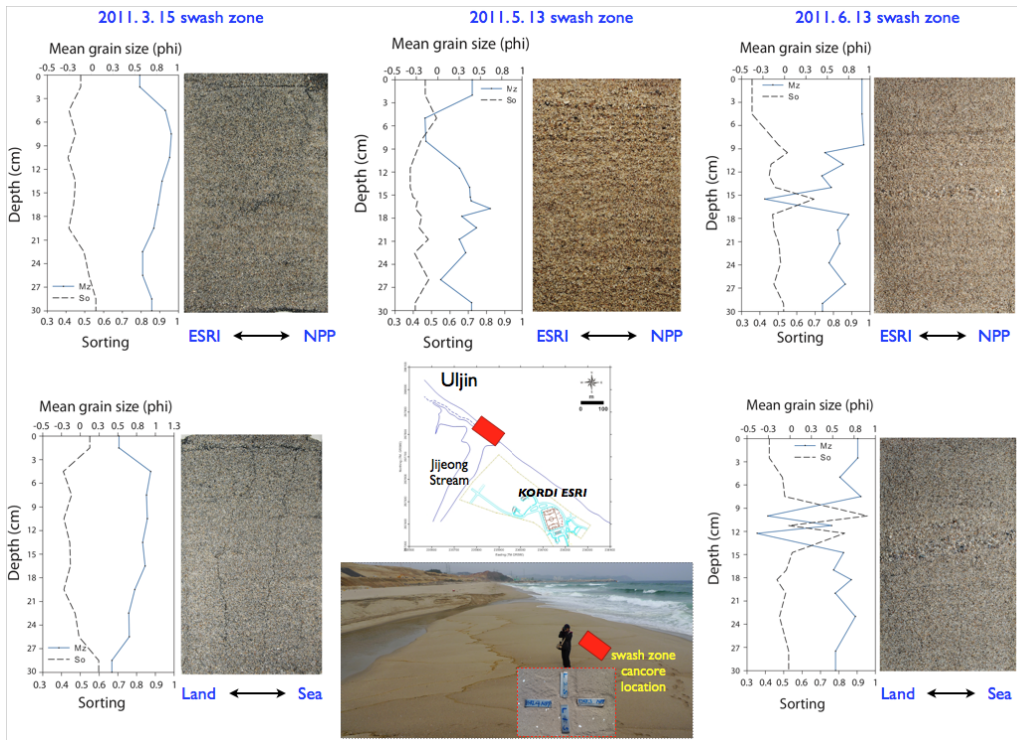


Fig. 3. 3. 1. 2. Grain size analysis of cancore in swash zone around estuary of Jijeong stream

지정천 주변 파쇄대 모래 입도분석을 통해 퇴적물 이동양상 및 하천 퇴적물이 연안과 해빈에 미치는 영향을 알아보기 위하여 지정천 인근 연안 20개 정점에서 표층 퇴적물을 채취 (2011년 6월 14일) 하여 입도분석을 하였으며 그 결과를 Fig. 3. 3. 1. 3.에 나타내었다. 또한, 지정천은 간헐방류하천으로 평상시에는 닫혀 있다가 집중호우와 같은 이벤트에 의해 하천이 열린다. 2011년 7월 12일 지정천이 열린 시기에는 하천퇴적물과 해빈퇴적물을 모두 채취하여 입도 분석을 하였으며, 그 결과를 Fig. 3. 3. 1. 4.에 나타내었다.

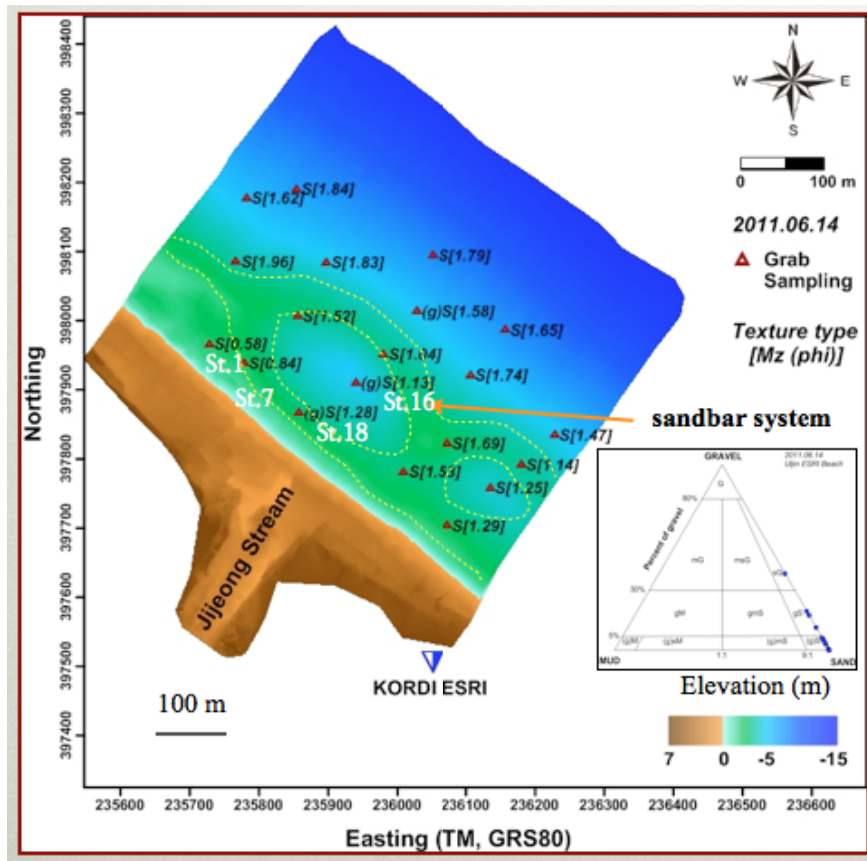


Fig.3. 3. 1. 3. Grain size analysis of surface sediment around sandbar system

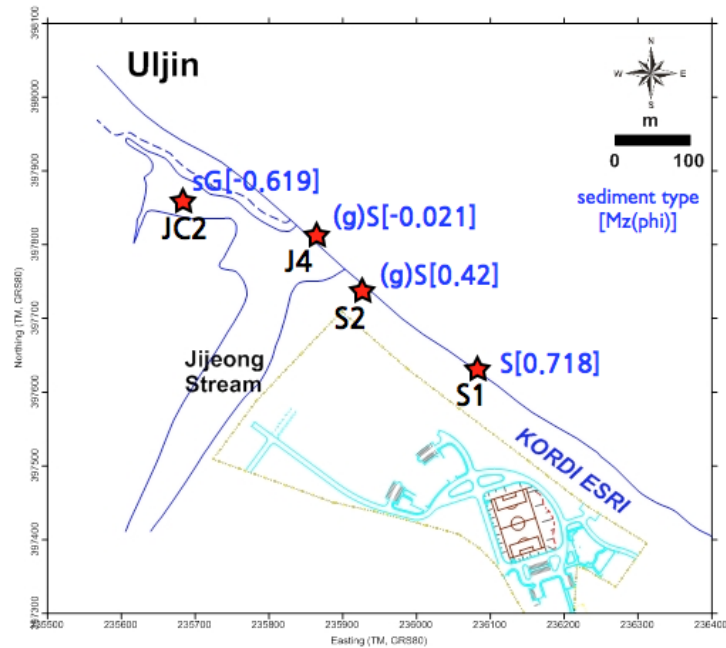


Fig.3. 3. 1. 4. Grain size analysis of beach sediment around Jijeong stream

#### 다. 결론

Fig. 3. 3. 1. 4.에서는 소규모 하천인 지정천을 통해 조립질 퇴적물이 유입되었음을 알 수 있다. 이것은 또한 Fig. 3. 3. 1. 3.에서 St1, St7 정점 즉, 지정천과 인접한 곳의 입도가 조립한 것보다도 일치하며, 외해쪽으로 갈수록 입도가 세립해지는 특성은 연안 모래들이 육상 기원임을 지지하는 증거이기도 하다. 2009년 후정해빈 사구 예비분석 결과와 유사하게 Fig. 3. 3. 1. 1.과 Fig. 3. 3. 1. 2.에서 알 수 있듯이 평균 입도 곡선을 보면 조립질 퇴적물과 세립질 퇴적물이 교호하면서 나타나며, 평균 입도 곡선과 분급도 곡선이 서로 대칭적으로 나타남을 알 수 있다. swash zone의 캔코아 결과에서 3월에서 6월로 갈수록 조립한 퇴적층과 교호하는 층이 증가한다. 결론적으로 후정해빈 해안사구 단면에서 조립한 층의 경우 하천에 의하여 연안으로 유입된 퇴적물이 파랑기작의 영향으로 해변에 다시 퇴적되는 것으로 사료된다.

## 2. 쇄파대 퇴적역학 현장관측 연구

### 가. 해저면 경계층에서 퇴적물 이동연구의 목적

- ① 최근 서해와 동해안 연안에서 해안침식이 뚜렷히 진행되고 있음.
- ② 연안의 침식 및 퇴적은 해저면경계층(BBL;Bottom Boundary Layer)을 통해 최종적으로 이루어지고 있음. 때문에 이 층의 수리역학적 현상을 이해하면 침식 혹은 퇴적현상의 원인 및 예측이 가능.
- ③ 모델러들에게 수리역학자료획득의 어려움 때문에 단순처리되고 있는 상수값들을 각 해역의 연안환경에 맞게 제시하여 보다 정확한 모델결과 산출에 도움을 주고 신뢰도 향상에 기여(Shear velocity, Bed roughness length, Drag Coefficient 등).
- ④ 계절적, 이벤트성 환경에서 퇴적물의 이동경향성 파악이 목적.

### 나. 대표적인 퇴적물 재부유 및 이동 기작

- ① 조석의 우세 : 조류의 세기에 따른 BBL에서의 SSC 변화 시계열자료 필요.
- ② 파랑의 우세(원인력 : 바람 혹은 급격한 수심변화 등) : 잔잔할때와 고파랑일 때 BBL 에서의 SSC 변화 시계열자료 필요.
- ③ 눈, 비, 하천을 통한 담수 유입 등.

### 다. TISDOS

TISDOS(Tidal Sediment Dynamic Observational System) 관측 장비를 이용하여 정량적인 퇴적물 이동 자료를 획득하였다. 이 장비는 2006년에 개발된 TIDOS(Tidal Dynamics Observational System, 2006)를 바탕으로 그동안 발견된 여러 가지 단점들을 수정 및 보완하여 연구목적에 맞게 설계된 관측 장비이다. TISDOS는 유향과 유속, 파랑과 수온, 염분, 부유물질 농도, 해저면의 고도변화, 조위자료를 동시에 관측하며, 초창기 모델에 비해 많은 간소화가 이루어져 무게가 대폭 감소하였고 운용프로그램도 사용하기 편리하게 많은 부분 수정되었다(Fig. 3. 2. 1.).

해류의 속도와 방향은 CTR(Current/Turbidity Recorder)의 경우 Aanderaa Instruments회사의 RCM9 해류계의 Doppler current sensor(DCS3620)에 의하여 1분간의 평균값으로 기록되었으며, 3D-ADV(Triaxial Acoustic Doppler Velocimeters, 8Hz)의 경우, 매 30분마다 8분 32초간의 자료를 평균한 해류 벡터들이 기록되었다. 부유물질의 농도는 Seapoint회사의 OBS(Optical Back-scattering Sensor, 4Hz)센서를 이용하여 3D-ADV와 같이 매 30분마다 자료가 기록되게 설

계하였다. 또한 수심과 파랑에 의한 압력변화는 Digiquartz pressure센서와 Ultra stable pressure 센서를 통해 각각 2Hz와 4Hz로 기록하였다. Digiquartz센서의 경우 수심측정용도로 널리 사용되는데 최고 60m까지 측정이 가능하며, 파고관측센서로 주로 쓰이는 Ultrastable센서의 경우 정밀한 측정능력과 파랑관측에 대한 전문성이 장점이나 관측이 가능한 최대 수심이 26m로 제한되는 것이 단점이다. 해저면의 고도변화는 3D-ADV센서의 음파를 이용한 bottom tracking법을 이용하거나, PBR(Pressure/Bed-level Recorder, PBR-200)의 AFMP(Acoustic Fluid Mud Profiler, 50, 200kHz, 빔의 각도 9°)에서 매 10분마다 해저면 고도변화가 동시에 기록되는데 두 개 중 한 개의 자료를 이용하거나 평균값을 이용하였다. 염분과 온도는 SeaBird사의 CTD(Conductivity Temperature Depth, Salinometer, SBE-37)로 매 10분마다 기록되었으며 온도의 정확도는  $\pm 0.002^{\circ}\text{C}$ 이며, 염분은 Conductivity값을 보정하여 사용하게 되는데 정확도는  $\pm 0.0003 \text{ S/m}$ 다. TISDOS의 모든 센서들은 burst간격과 sampling Rate 등을 조절 가능하며, 각각의 센서는 각기 다른 data logger에 기록되어 만약 하나의 장비에 이상이 있어도 다른 센서들은 정상적으로 자료를 획득할 수 있다. 각각의 logger들은 동시에 시작될 수 있도록 시간조정(synchronizing)이 가능하게 설계 되었다. 2010년 5월에 UJ1005-1(ADP)정점에서 계류된 ADP는 SONTEK사의 음향도플러 유속계(ADP, Acoustic Doppler Profiler, 1000kHz)로  $\pm 10\text{m/s}$  범위의 유속관측이 가능하며, 해상도는  $0.1\text{cm/s}$ 의 사양을 지닌다.



Fig. 3. 3. 2. 1. TISDOS (Tidal Sediment Dynamic Observational System)



라. 2011년 현장조사

2011년 6월 실시된 TISDOS 현장조사는 울진 죽변해역에서 계류되었다(Fig. 3. 3. 2. 2.). 관측된 조사항목 및 세부내역은 Table 3. 3. 2. 1에 정리하였다.

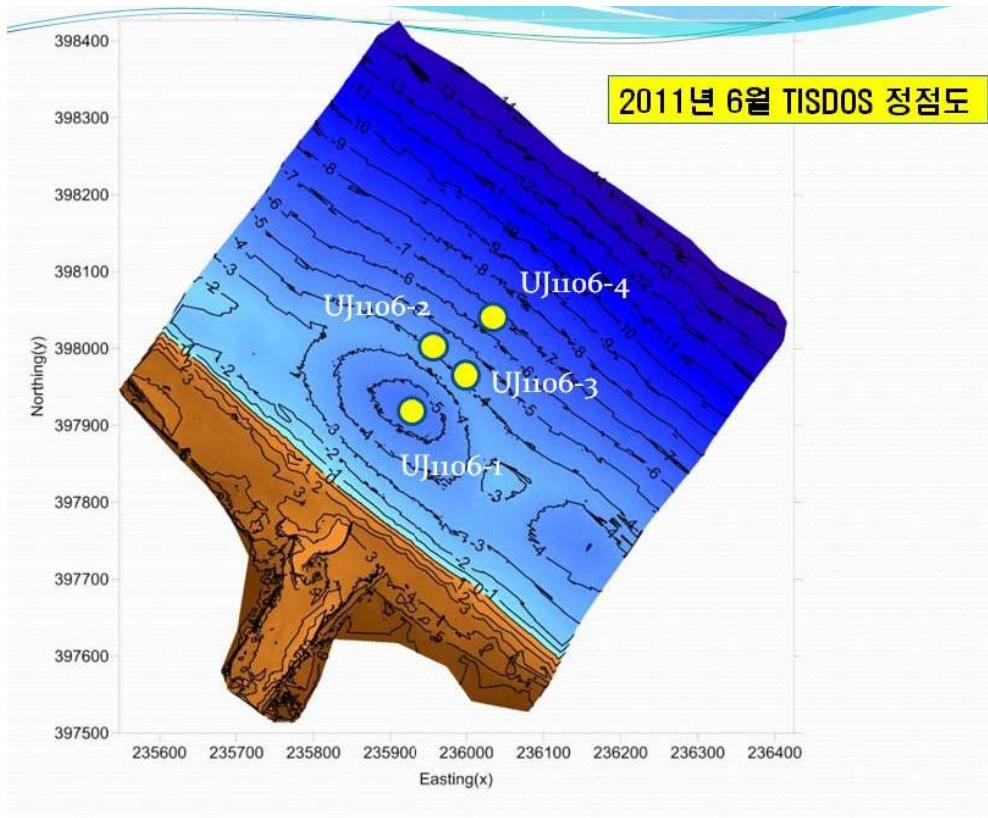


Fig. 3. 3. 2. 2. TISDOS mooring station

Table 3. 3. 2. 1. TISDOS data and measuring duration (June, 2011)

정점	획득된 자료	조사기간	주요장비
UJ1106-1	수심, 유향, 유속, 유의파고, 수온, 염분, 탁도(SSC), 해저면고도	2011/06/14 10:30 - 06/18 09:00	3axis-ADV
UJ1106-2	수심, 유향, 유속, 유의파고, 수온, 탁도(SSC), 해저면고도	2011/06/14 11:00 - 06/18 07:30	3axis -ADV
UJ1106-3	해저면경계층 유향-유속 분포도, 수심, 수온, 파고, 파향	2011/06/14 11:00 - 06/18 07:30	PC-ADCP
UJ1106-4	해저면경계층 유향- 유속 분포도, 수심, 수온, 염분, 파고, 파향	2011/06/14 11:00 - 06/18 09:00	PC-ADCP SBE37(CTD)

마. 각 정점에서 관측된 수리역학적 시계열 기본자료 및 결과

바람자료의 경우 기상청의 AWS자료를 이용하였으며(측변), 조석과 해류의 속도와 해류방향, 유의파고, 탁도가 관측되었다. 추가로 해류자료의 경우 Offshore와 Onshore 성분과 북서-남동방향으로의 성분으로 나누어 cross-shore와 alongshore 해류패턴을 나타내었다(Fig. 3. 3. 2. 3.).

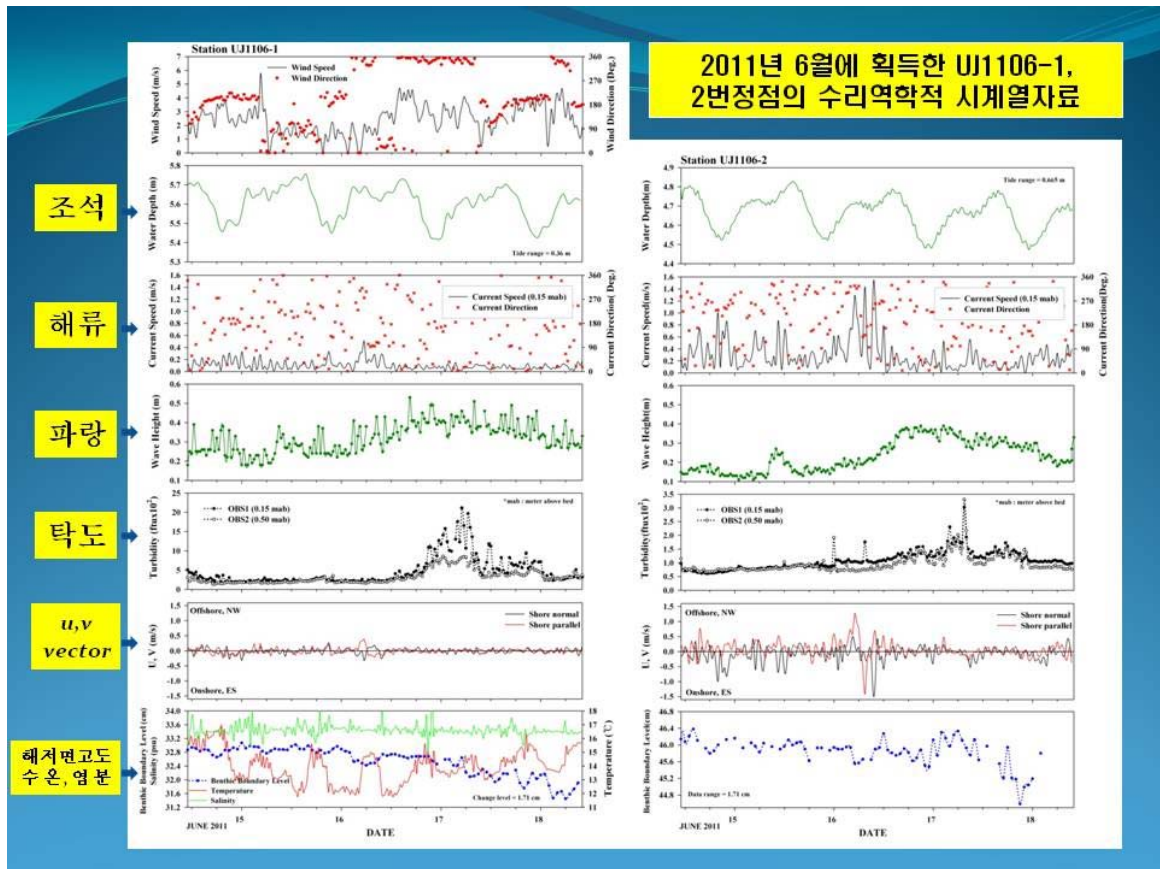


Fig. 3. 3. 2. 3. Time-series of hydrodynamic data by TISDOS from station UJ1106-1 and UJ1106-2 (June, 2011)

해저면의 고도는 고정된 TISDOS ADV 센서를 통해 바닥의 고도를 관측한 값이며, CTD 자료에 의해 수온과 염분이 관측되었다. 탁도의 경우 바닥으로부터 15cm와 50cm에서 관측하였으며 상대적으로 15cm 높이에서의 탁도가 높게 관측되었다 (Fig. 3. 3. 2. 4.).

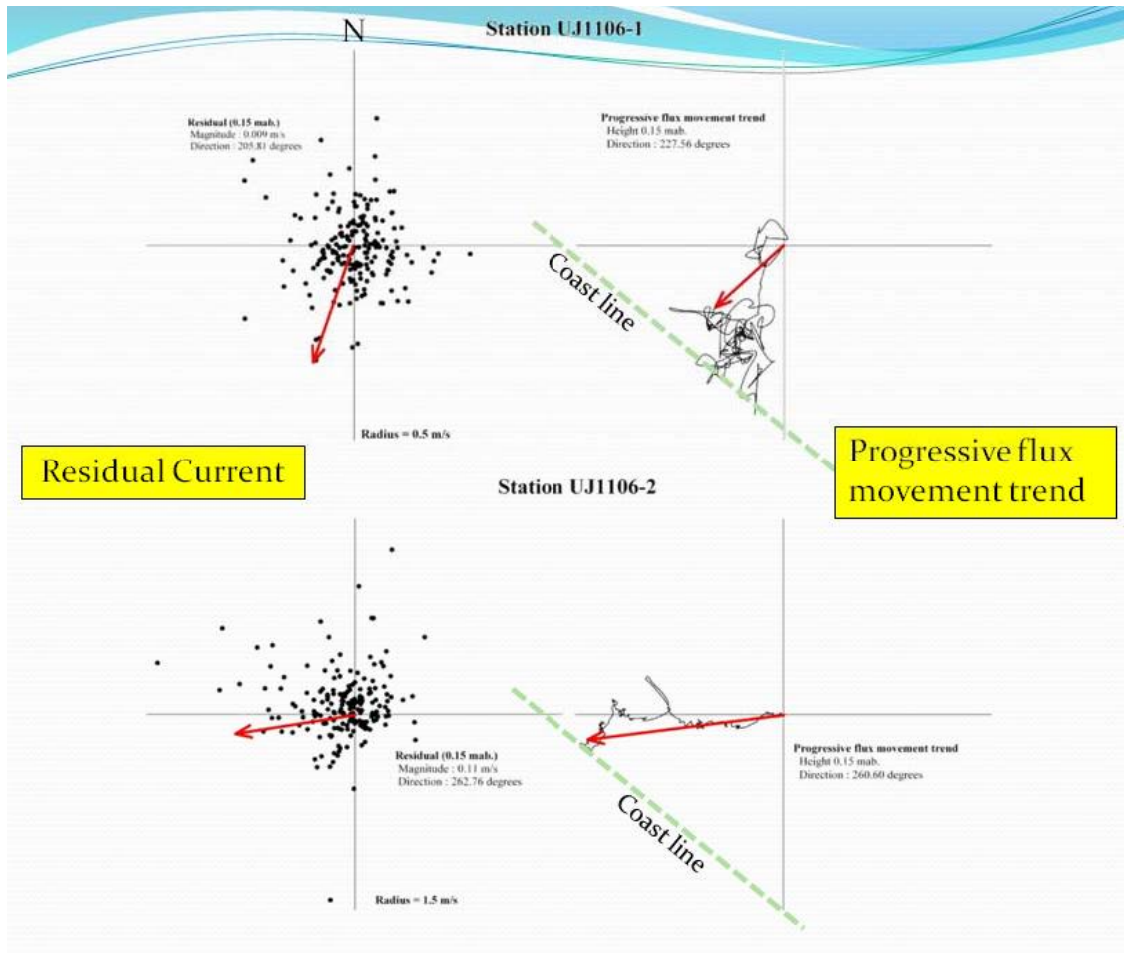


Fig. 3. 3. 2. 4. Residual current and progressive SSC flux movement from station UJ1106-1 and UJ1106-2 (June, 2011)



계류기간동안의 잔차류는 모두 해변방향을 향하였으며 퇴적물의 누적이동양상도 이와 비슷하였다. 모든 정점의 퇴적물 누적이동양상은 바다에서 육지방향으로의 경향이 뚜렷이 확인되었다(Fig. 3. 3. 2. 5.). 전체적으로는 해저면 경계층에서의 해수 움직임에 따라 퇴적물이 육지쪽으로 이동함을 보여준다. 이는 육상의 지정천으로부터 공급된 퇴적물이 외양으로 빠져나가지 못하고 얕은 수심의 연안에 퇴적된 후 다시 육지쪽으로 이동하는 것으로 짐작할 수 있다.

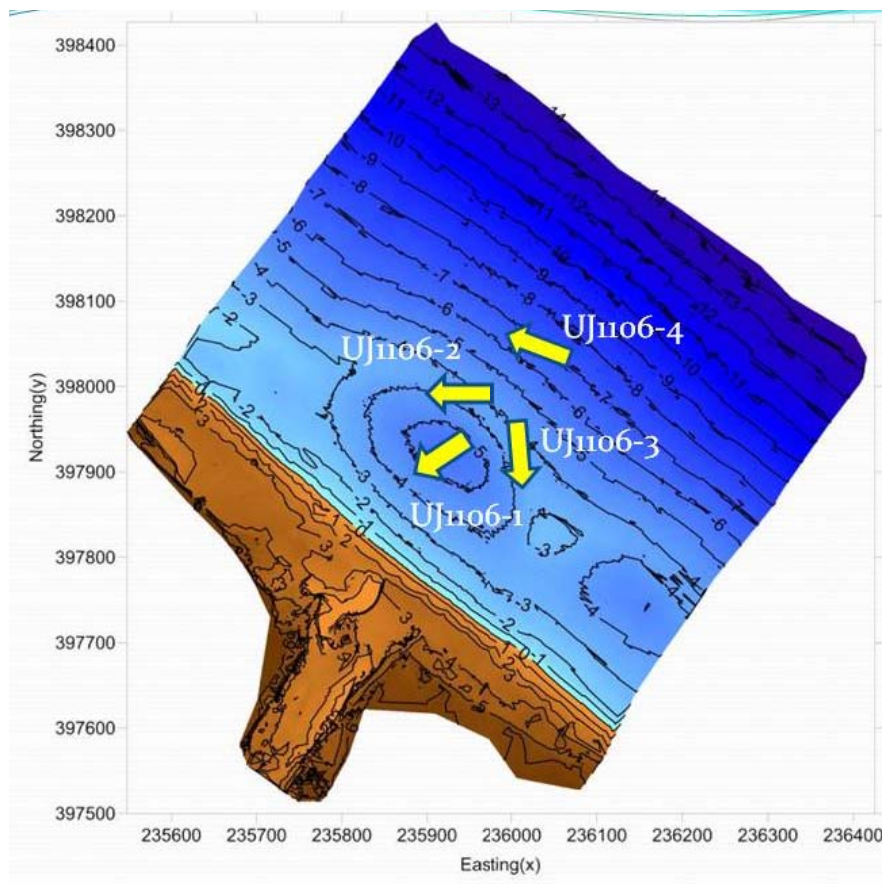


Fig. 3. 3. 2. 5. Diagram of progressive flux movement by TISDOS station (June, 2011)

## 바. 향후 연구 및 분석 방향

- ① **Burst data**를 이용한 짧은 주기의 파랑이 미치는 퇴적물 이동경향 확인
  - RD Instrument의 sentinel 1200kHz PC-ADCP를 통해 해저면 경계층의 유향, 유속의 시계열 분포도를 얻었고, 수심과 수온자료도 동일시간에 관측하였음. 이러한 기초자료들을 토대로 파랑과 파향, 그리고 주기에 따른 파랑의 에너지 분포 등이 분석 가능. 또한  $u$ ,  $v$ ,  $w$ 의 유속 벡터 성분을 추출하여 8분 32초간의 burst 자료(2Hz)를 분석하여 짧은 주기로 움직이는 파랑이 해저면에 미치는 영향을 역학적으로 분석이 가능함
- ② PC-ADCP의 **acoustic signal(strength)**를 이용한 **SSC** 농도 추정, 해저면경계층에서의 **SSC**시계열분포도 제시
- ③ **WAVE**와 **Tidal current(calm condition)** 우세 환경을 구분하여 퇴적물이동에 미치는 영향 제시
- ④ PC-ADCP자료를 이용한 해저면경계층에서의 해류의 수직 분포도 제시 - **Shear stress, Bed roughness length**
- ⑤ 지정천을 포함한 후정해빈에서의 퇴적물 이동경향을 **beach profile**자료와 함께 비교분석 후 결과제시
- ⑥ **RDI Tools & DIWASP matlab tool**을 이용하여 ADCP자료로부터 파고, 파향을 분석하여 파랑에너지관점에서의 퇴적물이동양상과 함께 비교분석

### 3. 쇄파대 지형 연구

#### 가. 동해안 쇄파대 연구

Daum 또는 네이버와 같은 포털사이트에서 동해안의 항공사진을 보면 해안선 부근의 얇은 바다에서 흰색의 띠를 볼 수 있다. 이것은 sandbar가 주변보다 얇아서 생기는 현상으로 초승달 모양을 띠고 있는 것을 crescentic sandbar라고 한다(Fig. 3. 3. 3. 1). 동해 모래해빈의 약 20% 정도에서 이러한 형태의 sandbar가 존재하며 이들 중 약 80 % 이상이 주로 후포항을 기준으로 북쪽지역에 분포한다. 또한 해변 길이가 800 m 이상에서 나타나며 sandbar가 있는 해변의 해안선은 평균 방위각 150° (북서-남동 방향)을 가진다.



Fig. 3. 3. 3. 1. Example of crescentic sandbar in airborne photography

#### 나. 해변지형과 해저지형 모니터링 및 자료 축적

연안침식을 연구하는데 있어서 퇴적물이 이동은 필수적이다. Sandbar의 이동은 퇴적물의 이동을 가시적으로 보여주는 좋은 예이므로 sandbar의 움직임으로 퇴적물의 이동방향을 유추할 수 있다. 한국해양과학기술원 동해연구소 앞에 있는 sandbar를 3년 동안 본 사업에서 구축하고 있는 연안침식 모니터링 시스템을 적용하여 자료를 축적하고 sandbar의 이동에 대하여 분석하였다(Fig. 3. 3. 3. 2와 Table 3. 3. 3. 1).

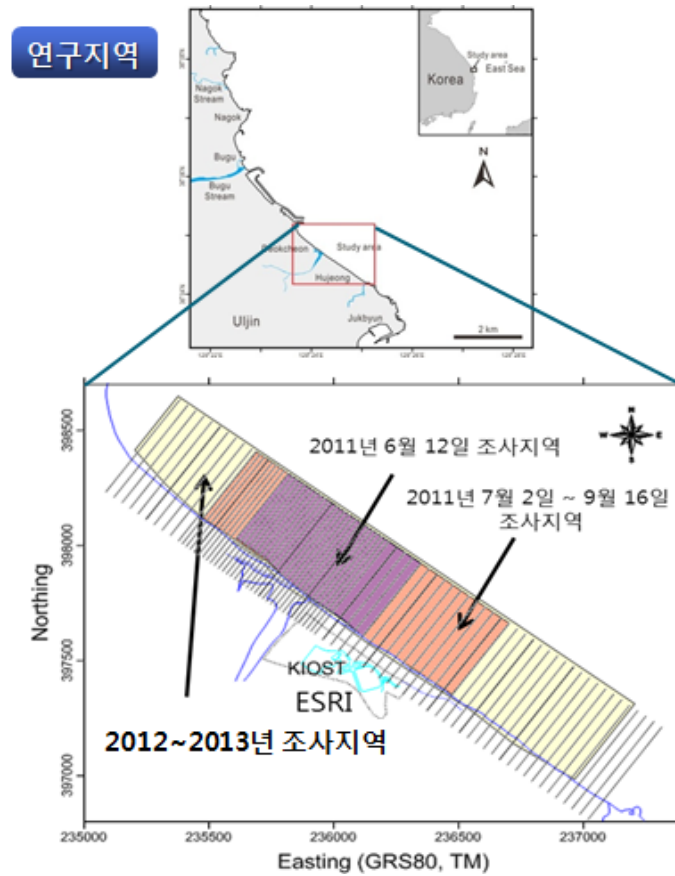


Fig. 3. 3. 3. 2. Study area

Table 3. 3. 3. 1. Monitoring dates

순서	해저지형 조사일자	해빈지형 조사일자
1	2011년 6월 12일	2011년 6월 16일
2	2011년 7월 2일	2011년 7월 6일
3	2011년 7월 25일	2011년 7월 23일
4	2011년 7월 30일	2011년 8월 10일
5	2011년 9월 16일	2011년 9월 6일
6	2012년 3월 22일	2012년 3월 28일
7	2012년 5월 18일	2012년 5월 19일
8	2012년 5월 26일	2012년 5월 27일
9	2012년 6월 2일	2012년 5월 31일
10	2012년 7월 31일	2012년 8월 1일
11	2012년 9월 4일	2012년 9월 4일
12	2012년 10월 9일	2012년 10월 10일
13	2013년 6월 7일	2013년 6월 13일
14	2013년 7월 7일	2013년 7월 7일
15	2013년 7월 26일	2013년 7월 26일
16	2013년 9월 7일	2013년 9월 9일
17	2013년 10월 11일	2013년 10월 11일

### 다. 조사지역에서의 sandbar 현황

2011년 5월에서 2013년 10월까지 6개의 crescentic sandbar가 조사지역 내에 존재하고 있다(Fig. 3. 3. 3. 3). Crescentic sandbar의 평균길이는 약 370 m이며, 최대 이격된 sandbar crest는 해안선에 수직방향으로 평균 230 m 떨어져 있다.

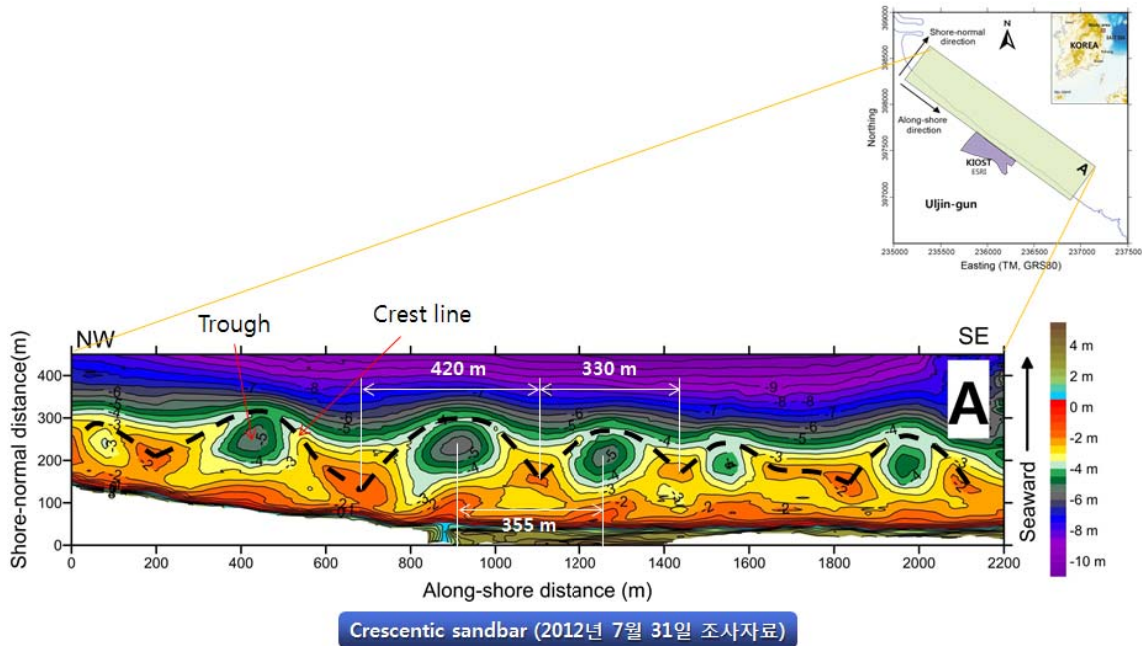


Fig. 3. 3. 3. 3. Crescentic sandbar (July, 2012)

### 라. Sandbar의 이동

Crescentic sandbar는 고정된 형태를 가지고 있지 않으므로 이동방향과 이동거리를 구하기 어렵다. 그래서 sandbar trough라고 불리는 가운데 오목한 부분을 sandbar trough center (STC)로 정하여 이동경향에 대하여 분석하였다.

Fig. 3. 3. 3. 4는 조사지역 해저지형 contour에 STC의 위치를 표시한 것이다. 조사지역 가운데에 위치한 STC3, 4, 5의 해안선에 평행한 위치 변화를 보면, 2011년 9월 16일까지 왼쪽방향 (북서방향)으로 이동하였다가 이후에는 계속 오른쪽방향 (남동방향)으로 이동하는 경향을 볼 수 있다. 2012년 10월 9일에는 없었던 STC2-1은 2013년 6월 7일에 나타난 것을 볼 수 있다. 반대로 2013년 6월 7일까지 있었던 STC-1은 2013년 10월 14일에는 없어진 것을 볼 수 있다.



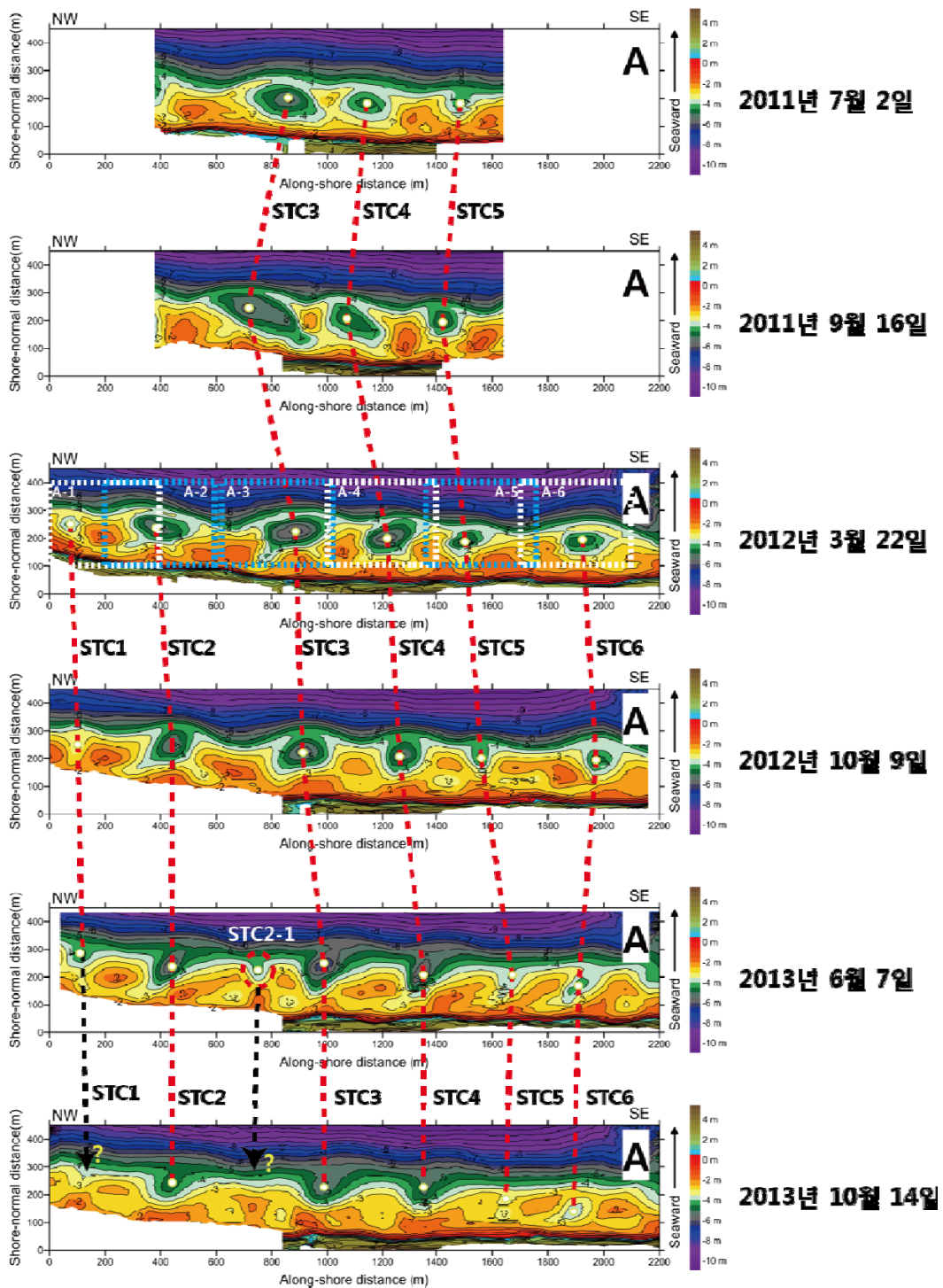


Fig. 3. 3. 3. 4. Migration of sandbar trough center (STC)

STC의 이동을 자세히 보기 위하여 각 STC 별 이동방향과 이동거리를 Fig. 3. 3. 3. 5에 따로 도시하였다. STC3의 경우 2011년 9월 16일까지 STC가 왼쪽 (북서 쪽)으로 150m 이동하였으며, 이후 2012년 3월 22일까지 오른쪽 (남동쪽)으로 166 m 이동하였다. 중앙부의 STC4, 5가 이와 유사한 방향으로 이동하지만 STC1, 2, 6은

중앙부의 STC만큼 긴 이동거리를 가지지 못한다. STC6의 경우 2012년 10월 9일 이후 육지쪽으로 약 112 m 이동하였다. 이것은 오른쪽 (남동쪽) 경계에 위치한 암반지역의 영향으로 판단된다.

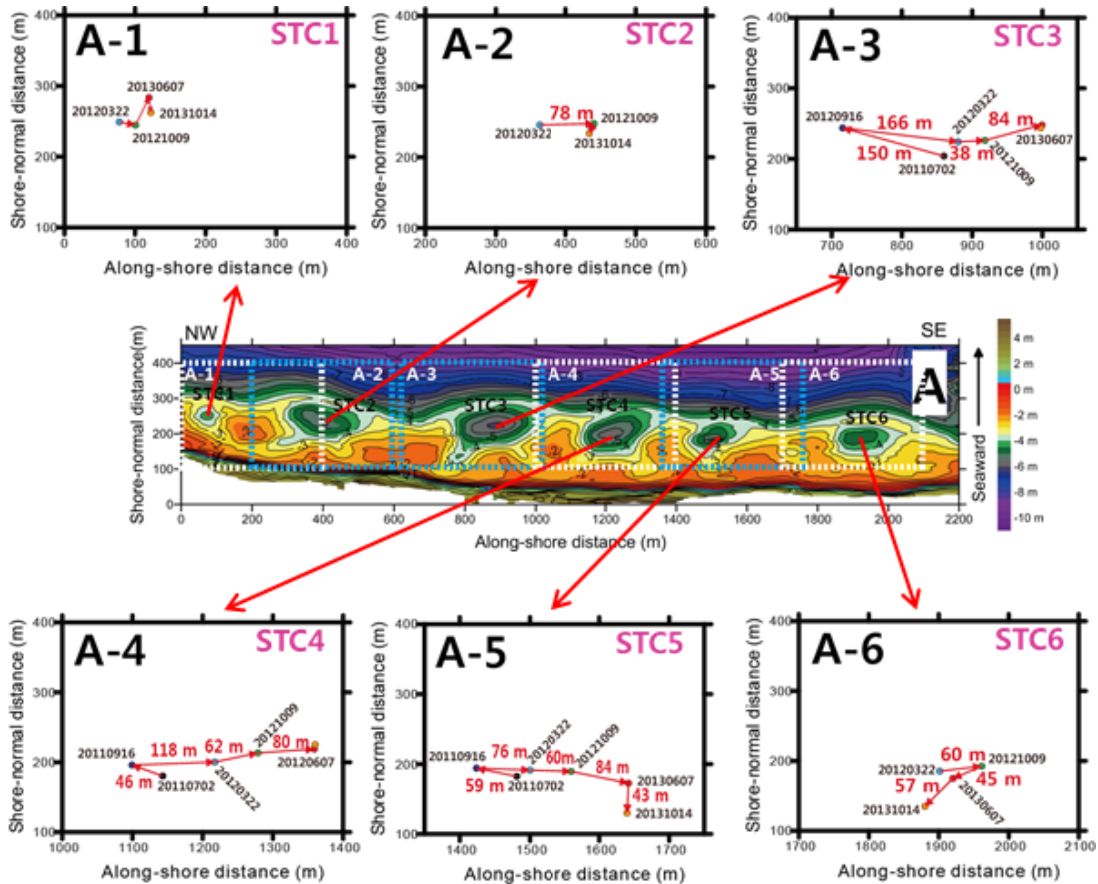


Fig. 3. 3. 3. 5. Displacement of STC

STC에 대하여 해안선에 평행한 방향과 해안선에 수직인 방향 그리고 수직방향의 변화를 보기 위하여 각 성분별 이동거리를 Fig. 3. 3. 3. 6과 Fig. 3. 3. 3. 7에 각각 도시하였다. 여기서 남동방향, 바다방향 그리고 위쪽을 양의 값으로 나타내었다.

해안선에 평행한 방향에 대한 이동을 보면 태풍 탈라스 후에 북서방향으로 최대 137 m 이동하였다가 2011년 겨울철 이후에 남동방향으로 164 m 이동하였다. 2012년의 태풍 덴빈, 블라덴, 산바에 의한 이동은 없었으나 2012년 겨울동안에 남동방향으로 81 m 이동하였다. 해안선에 평행한 방향으로 영향을 준 것은 태풍 탈라스와 겨울철의 파랑이었다.

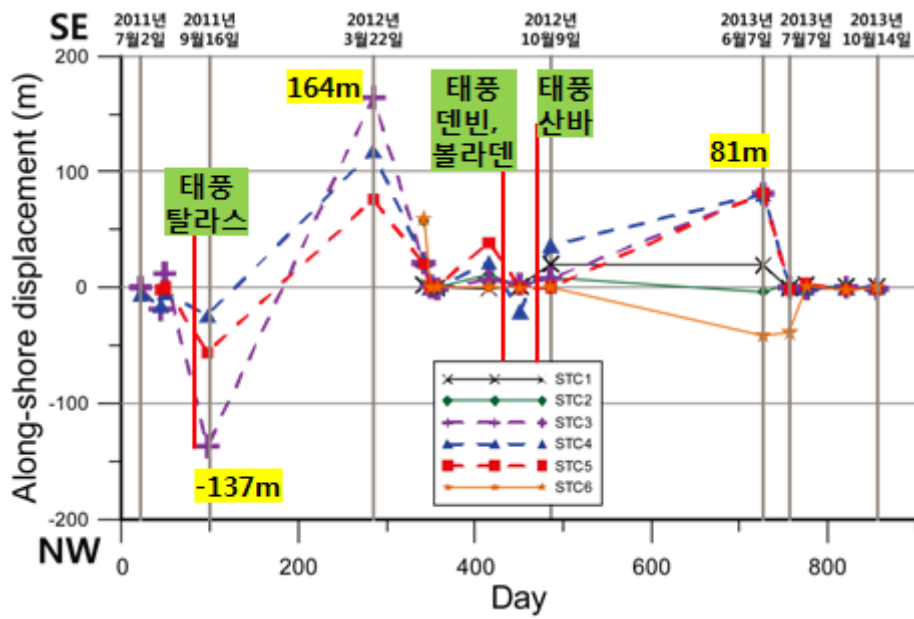


Fig. 3. 3. 3. 6. Along-shore displacement of STC

해안선에 수직인 방향의 이동은 태풍 탈라스에 의하여 바다방향으로 43 m 이동이 있었으며, 2011년 겨울동안에는 STC3만 육지방향으로 20 m의 이동이 있었다. 2012년 동안에는 거의 변화가 없었으며, 2012년 겨울에는 STC1이 바다방향으로 20 m 이동이 있었다. 해안선에 평행한 이동과 마찬가지로 태풍 탈라스와 겨울철에 두드러진 이동이 있었다.

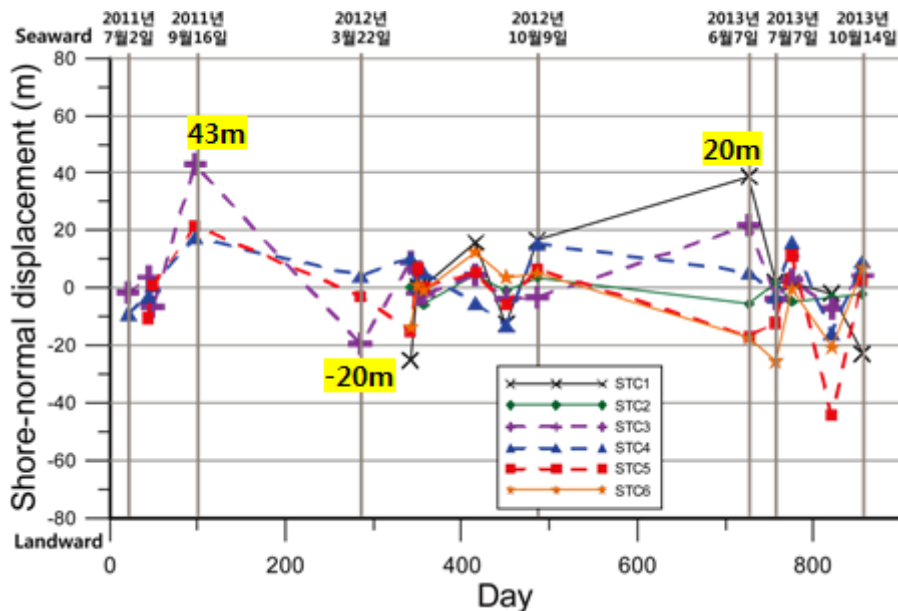


Fig. 3. 3. 3. 7. Shore-normal displacement of STC



### 마. Sandbar 형태 변화

Fig. 3. 3. 3. 8과 Fig. 3. 3. 3. 9는 crescentic sandbar의 이동과 형태변화를 보고자 3차원으로 도시하였다.

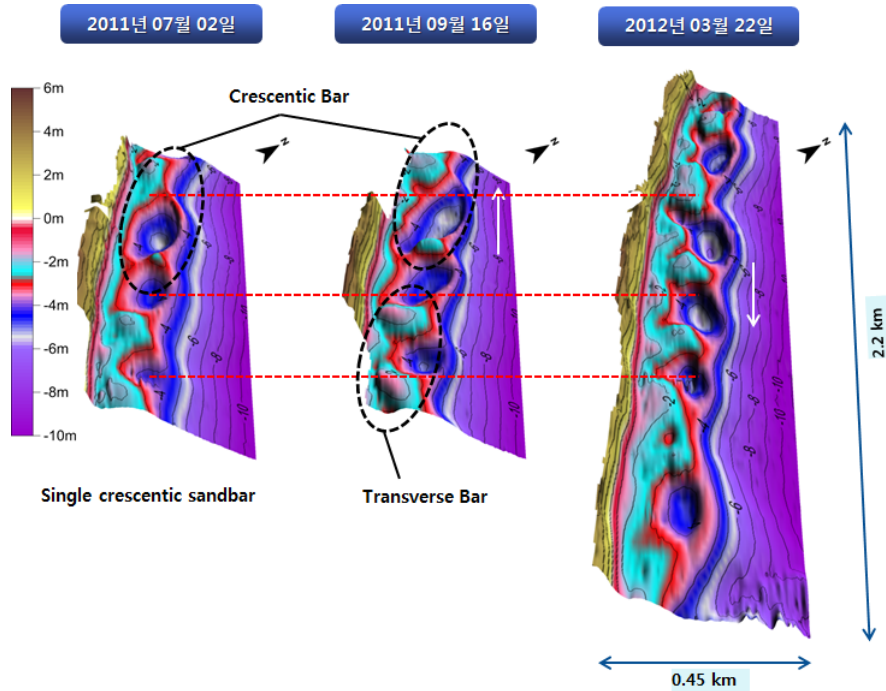


Fig. 3. 3. 3. 8. Sandbar migration between July, 2011 and March, 2012

2011년 7월의 sandbar는 single crescentic sandbar 형태를 가지고 있었다. 2011년 9월에 북서쪽으로 sandbar가 이동을 하면서 transverse bar의 형태를 가지게 되었다. 이후 겨울철을 지나면서 sandbar는 남동쪽으로 이동을 하게 된다. 2013년 동안에는 이전의 sandbar가 신장되어 oblique 한 형태에서 대칭의 crescentic sandbar 형태로 바뀌게 된다. 이러한 과정 중에 multi crescentic sandbar의 형태로 바뀌었다. 2013년 6월 7일에는 바깥쪽 sandbar가 사라지면서 oblique transverse sandbar의 형태로 되었다가 2013년 10월 14일에는 바깥쪽 sandbar가 완전히 사라지면서 안쪽에서 crescentic sandbar 형태를 띠는 것을 볼 수 있다. 이러한 변화는 기존의 연구(Short and Aagaard, 1993; Castelle et. al., 2007)와 마찬가지로 파랑의 입사각과 유의파고에 의한 것으로 생각되어지나 더 많은 자료축적을 통한 분석이 필요하다고 판단된다.

Sandbar의 이동과 같이 퇴적물의 체적변화에 대한 분석도 이루어져야 하나 원전의 보안문제로 인한 출입제한으로 해변지형에 대한 모니터링 조사자료가 부족하여 이에 대한 분석을 하지 못하였다.

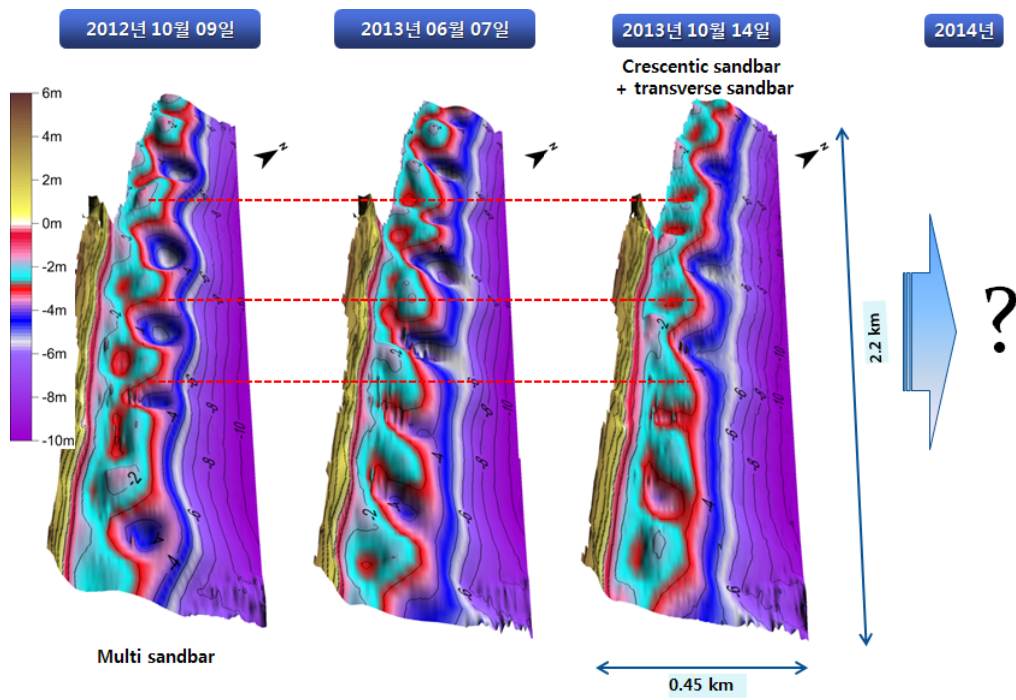


Fig. 3. 3. 3. 9. Sandbar migration between October, 2011 and October, 2013

#### 4. 파랑-부유사 관측자료 분석 연구

##### 가. 서론

연안침식 현상에 대한 연안 물리환경 관측시스템의 구축은 앞에서 언급하였다. 이 관측시스템을 통하여 연안 입사파 관측, 천해 쇄파대 흐름 및 부유사 관측을 수행하였다. 여기서는, 각 관측자료의 분석결과를 종합하여 파랑과 부유사 이송량 간의 관계에 대해 고찰해 보았다.

##### 나. 분석 방법

부유사 이송량의 계산은 다음과 같이 유속(m/s) × 농도 (kg/m<sup>2</sup>) = 이송량 (kg/m/s)로 구할 수 있다. 쇄파대 인근에서 유속은 파랑에 의한 유속과 파랑효과를 제거한 잔차류에 의한 유속으로 구분할 수 있다. 즉, 유속 = 파랑 유속 + 잔차류 유속 이다. 결과적으로, 부유사 이송량은 파랑에 의해 야기되는 이송량과 잔차류에 의해 발생하는 이송량으로 구성된다.

파랑에 의한 부유사 이송량의 측정은 파랑에 의한 유속성분과 부유사 농도의 시계열 관측자료를 교차 스펙트럼으로 분석하여 계산할 수 있다. 파랑에 의한 유속성분은 Aquadopp 장비에서 관측한 유속자료에서 시간평균값(잔차류)을 제거하여 구할 수 있다. 파랑의 의한 유속성분과 부유사 농도의 시계열 관측자료에 대한 교차 스펙트럼 계산을 위하여, 1시간 간격으로 2 Hz로 1024초 동안 관측한 2048개의 데이터 값(각각의 유속과 탁도값)을 시계열에서 추출하여 교차 스펙트럼을 분석하였다. 이 때, 256개의 점을 사용하는 이동 미소조사구간을 사용하였고, 50% 중첩하여 사용하였다(Huntley and Hans, 1987).

잔차류에 의한 부유사 이송량을 계산하기 위해서, Aquadopp 장비에서 관측한 유속자료로부터 시간평균값을 구하고, OBS 센서의 부유사 관측자료의 시간평균값을 구하여, 부유사 이송량(kg/m/s) = 시간평균 유속(m/s) × 시간평균 농도(kg/m<sup>2</sup>) 식으로 계산한다.

##### 나. 결과 및 토의

아래 그림은 2011년 6월 15일부터 7월 30일까지 관측된 유의파고, 유의주기, 조위, 유속, 탁도, 부유사 이동량을 나타낸 결과이다. 앞서 언급했듯이 태풍 메아리와 태풍 무이파 기간에 각각 3m와 2m가 넘는 유의파고를 보였다.

✓ 침식 및 유사이동 방향 분석

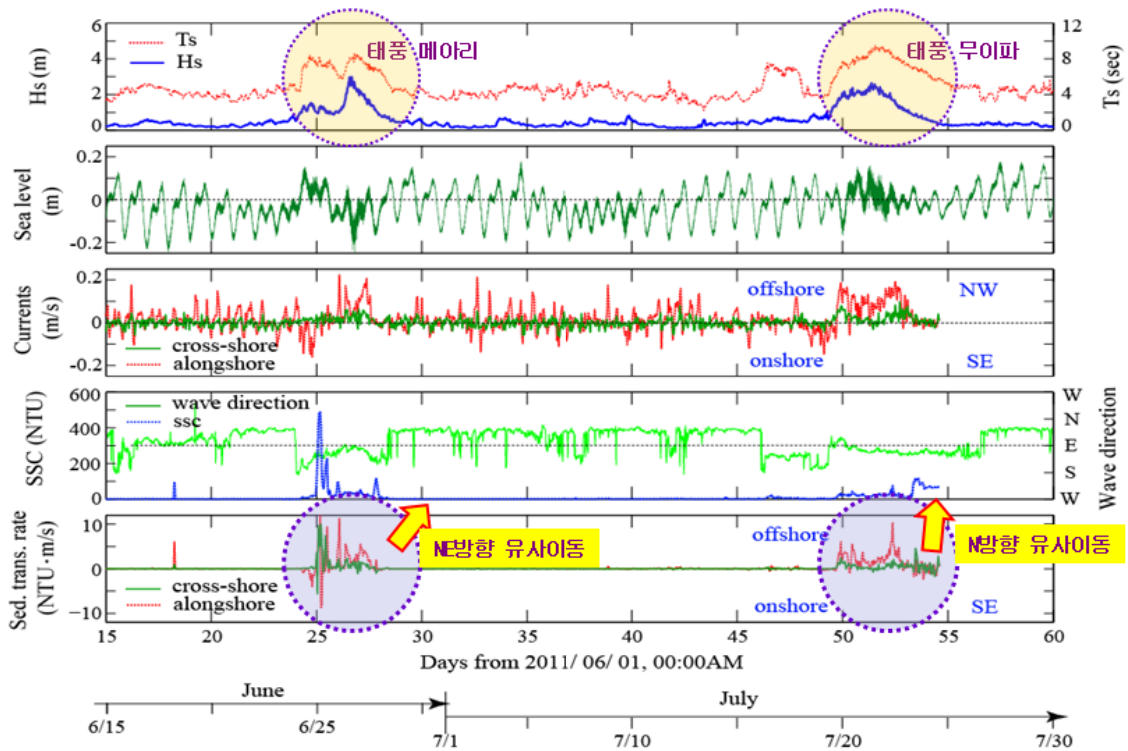


Fig. 3. 2. 4. 1. Comparison of wave height, tide, current, SSC and sediment transport rate from 15th June to 30th July, 2011

태풍 기간에 유속과 부유사 이동량의 급격한 변화를 보이는 것을 알 수 있고 이를 토대로 태풍 기간에 연안의 부유사 이동이 증가하는 것을 알 수 있다. 부유사 이동의 방향을 살펴보면 태풍 메아리 때에는 NE 방향으로 부유사 이동량이 증가하는 것을 보이고 태풍 무이파 때에는 N 방향으로 부유사 이동량이 증가하는 것을 보인다. 태풍의 강도에 따라 이동량에서는 차이가 나지만, 부유사의 이동방향에서는 육지에서 바다쪽으로 침식이 일어나는 것을 관측 및 계산 분석결과로부터 알 수 있다.

## 제4절 연안지형변동 예측 시스템 연구

연안에서 일어나는 현상 중에 가장 이해가 덜 되고 예측하기 어려운 것이 연안 지형의 변동에 대한 예측이다. 연안지형의 변동을 예측하기 위해서는 연안에서 일어나는 대부분의 물리적·퇴적학적 기작에 대한 충분한 이해가 있어야 하며 모델링에 필요한 기본적인 입력자료들을 충분히 축적해 놓아야 한다. 이에 본 연구에서는 관측을 위한 모니터링 시스템 구축을 최우선으로 하여 효율적이고 과학적인 모니터링을 할 수 있도록 하는 것을 본 연구의 1단계 최종목표로 정하였으며, 본격적인 예측시스템 구축은 관측을 통한 연안변동성에 대한 이해와 더불어 모델에 대한 검증과 개선을 위한 관측자료가 축적이 될 것으로 예상하는 2단계에서 본격적으로 연구역량을 집중하는 것으로 계획하였다. 하지만 2단계 연구에서 모델링의 모든 것을 동시다발적으로 시작하기 보다는 기본적인 연안기작에 대한 기초 조석 파랑에 대한 모델링 체계를 1단계부터 체계적으로 준비하여 2단계에서는 퇴적역학적 기작과 지형변동에 대한 모델링에 집중할 수 있게 하려고 한다.

### 1. 한국해양과학기술원 동해연구소 앞 실험장에서의 유동 및 파랑 모델 수립

#### 가. 서론

현재 현장관측 실험장인 한국해양과학기술원 동해연구소 앞 후정해빈에 대한 유동 및 파랑에 대한 수치모델을 수립하여 연구지역 연안에서의 물리기작에 대한 시공간적 이해를 돕고 향후 지형변동 모델로 발전해 나갈수 있는 바탕을 마련하고자 MOHID 유동모델과 SWAN 파랑모델에 대한 모델 구축작업을 시작하였다.

연안에 근접할수록 유동 및 파랑은 연안지형 특성에 영향을 많이 받으므로 연안 지형 모니터링을 통하여 얻어진 정밀 해저지형을 주기적으로 업데이트하여 모델의 예측정확성을 높이고자 하며, 이러한 작업에 대하여 향후 지형변동 모델에 유기적으로 연결될 수 있도록 시스템을 구축하려고 한다.

파랑모델인 경우 가장 많이 사용되는 파랑모델 중에 하나인 SWAN 모델을 이용하여 쇄파대 밖의 외해지역에 대한 파랑 모델링을 일차적으로 구현하려고 하며, 향후 본 사업의 주목적인 지형변동 예측 시스템을 구축하기 위하여 여러 현존하는 국 지정밀파랑모델들을 SWAN 모델과 접목하여 연안지형변동 예측시스템 구축에 활용하려고 한다.

## 나. MOHID 모델 셋팅

### (1) 격자 구성 (Table 3. 4. 1. 1)

- 운용해양학 사업의 전체 격자 시스템에 맞추어 L1 구성  
: Tide 안정화를 위한 큰 규모 격자
- 동해 특성에 맞추어 L2, L3 구성  
: L2부터 기상 및 수온, 해류 조건 입력 (필요시 3차원)
- L4의 결과를 파랑모델에 접합

Table 3. 4. 1. 1. MOHID grid

단계	L1	L2	L3	L4
격자 크기	1/6°	1/36°	1/180°	1/900°
사용 수심	L1	EM1	EM2	ES1
격자 갯수	156×180	144×130	210×240	286×256

### (2) 추후 계획 1단계: 조석 및 조류 검증

- vs ADCP 관측 결과 : 유속 검증
- vs 수압식 파고계 관측 결과 : 조석 검증

### (3) 추후 계획 2단계: 3차원 순환모델 접합

- 기상 조건 고려
- 수온, 해류 고려
- 온배수

## 다. SWAN 모델 셋팅

### (1) 격자 구성 (Table 3. 4. 1. 2와 Fig. 3. 4. 1. 1)

- 운용해양학 사업의 전체 격자 시스템에 맞추어 L1 구성
- 파랑모델 단계별 Nesting을 생략하고 L4로 직접 Nesting
- 유동모델의 L4를 받아 current-wave couple (semi) 계산
- 10m 상세격자 계산을 위해 L4 부터는 좌표단위를 UTM 으로 변경
- 동해 연구소 앞 연안선은 남북선에서 40° 기울어져 있으므로 상세역인 L5 부터는 기울인 격자로 계산 함
- L6는 추후 X-beach 모델 병행 격자

Table. 3. 4. 1. 2. SWAN grid

단계	L1	L4	L5	L6
격자 크기	1/12°	97.8m /122.7m	30m	10m
사용 수심	EST	ES1(97.8/122.7)	ES2(24.38/30.76)	ES2(24.38/30.76)
격자 갯수	313×361	286×256	121×101	81×51

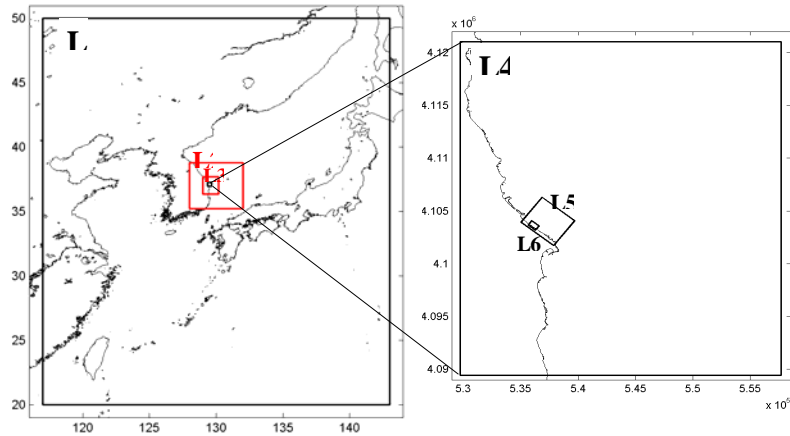


Fig. 3. 4. 1. 1. Grid area of MOHID : L1 → L2 → L3 → L4, SWAN : L1 → L4 → L5 → L6

- (2) 추후 계획 1단계: X-beach 모델 수립  
 - 시스템 안정 확인 후 X-beach 모델 수립

라. 계산 결과 예 (Fig. 3. 4. 1. 2)

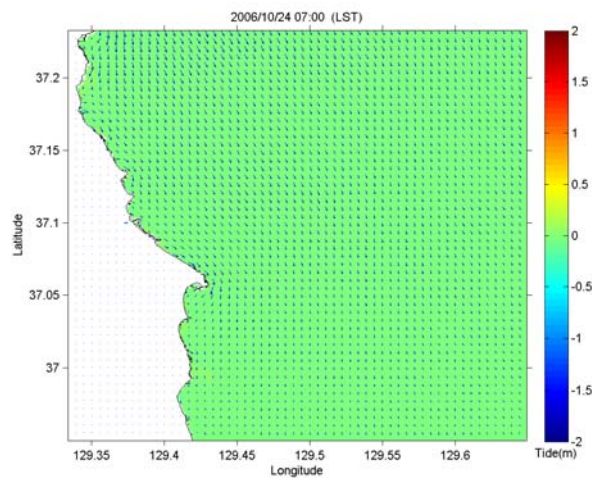


Fig. 3. 4. 1. 2. Example of MOHID result (2006-10-20)

## 제 4 장 연구개발목표 달성도 및 대외기여도

### 제 1 절 목표 달성도

#### 1. 연구내용 달성율

##### 1차년도

성과목표	연구성과	달성율 (%)	
		연차별 계획대비	총연구기간 대비
연구그룹 구성	- 2011 BEACH Meeting 개최 - 전문가 초청 세미나 개최 - 부유사 이동 수치모델 세미나	100	40
연안침식 모니터링시스템 구축	- 쇄파대 지형관측 시스템(KOSE) 구축 (특허등록) - 해빈 지형관측 시스템 현장 테스트 실시 - 연안파랑 관측 시스템 현장 테스트 실시 (X-band radar & CCTV)	100	35
연안환경 특성 분석 연구	- 동해 해빈 퇴적환경 특성연구 - 해빈지형변동 모니터링 - 쇄파대 지형변동 모니터링 - 쇄파대 퇴적역학 현장 관측	100	25
연안지형변동 예측시스템 구축	- 조석 및 파랑 모델 테스트 강제형 잠재 수치 모형 실험	100	20

##### 2차년도

성과목표	연구성과	달성율 (%)	
		연차별 계획대비	총연구기간 대비
국제 연구그룹 구성 및 활동	- Dr. James P.M. Syvitski 국제전문가 초청 세미나 - 국제연구 기획안 마련	100	65
연안침식 모니터링 시스템 구축	- RTK-GPS 증폭기 구축 - 소형보트용 해저지형조사 프레임 개선 - 해저지형조사 장비의 간소화 - 연안파랑 관측 시스템 (X-band 레이다 및 CCTV 시스템 구축) 구축	100	70



성과목표	연구성과	달성율 (%)	
		연차별 계획대비	총연구기간 대비
연안환경 특성 분석 연구	- 해빈지형변동 모니터링 - 해저지형변동 모니터링 - 쇄파대 지형연구 - 현장조사지역 추가	100	65
연안지형변동 예측 시스템 구축	- 해안 및 백사장 침식방지를 위한 강제형 잠제에 관한 수치모형실험 연구 - 연안 구조물의 지지력 증가 파일 설계 연구	100	60

### 3차년도

성과목표	연구성과	달성율 (%)	
		연차별 계획대비	총연구기간 대비
국제 공동연구 준비	- 국제 자문(Jerome P.-Y. Maa (VIMS))	100	100
연안침식 모니터링 시스템 구축	- 모니터링 기술 개발 및 개선 - 모니터링 procedure 초고	100	100
연안환경 특성 분석 연구	- 쇄파대의 sandbar 및 해빈지형변화 연구 - X-band radar를 이용한 쇄파대 지형변화 연구	100	100
연안지형변동 예측 시스템 구축	- 예측 시스템 구축을 위한 자료축적	100	100

## 제 2 절 대외 기여도

### 1. 기술적 측면

- 효율적이며 신뢰성 있는 모니터링 시스템의 구축으로 연안침식 기작을 이해할 수 있는 자료와 기초연구 토대 제공
- 보다 정확하고 체계화된 관측방법의 구현으로 연안 쇄파대에서의 물리적 기작의 이해와 퇴적물 이동에 대한 이해와 연안침식 기작을 이해할 수 있는 자료와 기초연구 토대 제공
- 대량 해안침식 지형 및 해수욕장에서 인공양빈 사업을 위한 정량적인 예측 및 평가기술의 제공
- 연안에서 파랑, 연안류, 지형변화량 등을 동시 관측한 자료를 보유함으로써 연안지형 예측모델 개발 및 정확성 향상에 기여
- 연안기작의 이해를 바탕으로 새로운 연안방재 과학기술 개발 가능

### 2. 경제·산업적 측면

- 국가 연안관리를 위한 필수자료로서 연안지형 변형 관측자료 및 예측기술의 지원으로 항만 및 연안개발의 계획과 효과적인 공사계획에 활용
- 연안침식 및 토사이동에 의한 항해수로 매몰, 해안선 변화, 영토 유실 등 국가적인 문제의 근본적인 대책을 위한 기본 자료 확보
- 해수욕장 등 해빈환경에서 인공적 연안 양빈 사업에 대한 정량적 예측지원으로 공사비의 절감 및 해빈유실 피해의 최소화
- 연안에서 자연적 해빈 복원을 유도하고 친환경 해안개발을 지원하기 위한 예측기술 제공

### 3. 산·학·연 협동연구/사업, 국제협력 등의 추진 실적

- 해당없음

## 제 5 장 연구개발결과의 활용계획

### 제 1 절 연구결과 활용 계획

- 본 연구에서 구축된 연안침식 모니터링 시스템은 기존의 방법에 비하여 인력, 소요시간 등을 줄이고 신뢰성을 확보함으로써 효율적인 모니터링을 가능하게 해줌. 이는 많은 지역을 조사하는데 드는 노력을 줄임으로써 단주기 자료의 획득이 가능
- 표준화되고 최적화된 모니터링 시스템 개발을 통하여 보다 효율적으로 국가 연안환경의 관리 및 방재 방안 마련에 중요한 역할을 할 것임
- 구축한 연안침식관련 지형 및 파랑 모니터링 시스템을 지속적으로 활용하여 연안침식 상황을 모니터링하고 원인을 규명할 수 있는 자료를 획득하는 방향으로 시스템을 개선
- 기존의 연안침식 모니터링 방법으로는 불가능하였던 연안침식에 대한 원인규명이나 해결책을 마련하는 모니터링 자료를 제공하게 될 것이며, 모니터링 시스템의 개발을 통하여 단순 조사방법 개발의 차원을 넘어 보다 체계적인 과학장비 운용 및 연안관련 과학적 연구에 필요한 자료를 습득하여 향후 연안 개발관련 과학기술 개발연구를 활용될 수 있는 기초 기술이 됨
- 연안침식 모니터링 시스템을 통해 획득된 연안지형과 물리환경자료는 연안침식의 원인을 규명하기 위한 기초가 됨. 이들 자료는 연안침식 예측시스템 모델을 개발하기 위한 자료로 활용이 가능하며, 향후 연안침식 저감기술 개발 및 수치모델 분석에 적용이 가능함
- 연안침식은 연안경제활동과 생존권을 위협하는 재해로 국제적, 사회적으로 중요한 이슈가 되고 있음 연안침식의 근본적인 대책을 마련하기 위해서는 지속적인 모니터링과 과학적 접근이 필요. 본 연구와 같이 모니터링 시스템 구축을 위한 연구를 통하여 신뢰성 있는 기초자료 수집과 연안환경특성 연구를 통한 예측 시스템 개발 가능

## 제 2 절 연안관리 및 개발 기술에 대한 활용

연안관리 및 개발 기술 내용	본 사업 결과 활용
국토 해안선 보호	장기 해안선 변화량 모니터링
연안침식, 항해수로 매몰	계절별 및 연도별 장기 연안파랑 및 지형변동 관측자료
해안조성 및 양빈사업	장기 연안지형 관측 및 변동예측 자료
장기 및 단기 재해대책	연안침식 모니터링, 추세 산출, 연안침식 예측
연안개발 환경영향 평가	해안지형 변형형태 및 변동량에 관한 예측자료
연안 및 항만 수질 (부유사 이동)	연안파랑 및 해빈 유실량의 장기 통계
연안개발 작업일수 산출	월별 장기파랑 및 지형변동량 통계자료

## 제 6 장 참고문헌

- Alpers, W. and K. Hasselmann. 1982. Spectral signal to clutter and thermal noise properties of ocean wave imaged synthetic aperture radars. *International Journal of Remote Sensing*, 3, 423-446.
- Borge, N.J.C., K. Reichert and J. Dittmer. 1999. Use of nautical radar as a wave monitoring instrument, *Coastal Engineering*, 37, 331-342.
- Castelle, B., Bonneton, P., Dupuis, H. and N. Sénéchal, 2007. Double bar beach dynamics on the high-energy mesomacrotidal French Aquitanian Coast: A review. *Marine Geology*, 245(1-4), 141-159.
- Huntley, D.A., and Hanes, D.M. (1987) Direct measurements of suspended sediment transport. *Proceedings of Coastal Sediments '87*, ASCE, 723-737.
- Lee, J.M, Park, J.Y. and J.Y. Choi, 2013, Evaluation of sub-aerial topographic surveying techniques using total station and RTK-GPS for applications in Macrotidal sand beach environment, *Journal of Coastal Research*, 65, 535-540.
- Short, A. D. and T. Aagaard, 1993. Single and multi-bar beach change models. *Journal of Coastal Research*, Special Issue, 15, 141-157.



# 부 록

부록 1. 해안 및 백사장 침식방지를 위한 강제형 잠제에 관한 수치모형실험 연구 (1차년도)

부록 2. 해안 및 백사장 침식방지를 위한 강제형 잠제에 관한 수치모형실험 연구 (2차년도)

부록 3. 연안구조물의 지지력 증가 파일 설계

부록 4. DATA ACQUISITION AND AUTOMATIC OPERATION ON X-BAND RADAR FOR WAVE OBSERVATION

부록 5. 연안침식 모니터링 매뉴얼 (초안)





해안 및 백사장 침식방지를 위한  
강재형 잠제에 관한 수치모형실험 연구  
(1차년도)

# 보 고 서

2011. 10



(주)에스앤알컨설턴트



# 제 출 문

한국해양연구원 원장 귀하

2011년 3월 22일자로 귀 원와 당사간에 계약 체결한 “해안 및 백사장 침식방지를 위한 강제형 잠제에 관한 수치모형실험 연구” 용역에 대하여 계약서 및 위탁연구계획서에 의거 과업을 성실히 완료하고 본 보고서를 최종 보고서로 제출합니다.

2011년 10월 29일

(주)에스엔알컨설턴트

대표이사 오 병 철

용역 참여자  
정 병 순  
오 병 철  
안 태 규  
이 예 원  
정 민 호  
이 새 림



# 목 차

제1장 서론 .....	1
제2장 호안공법의 종류 및 파랑-파랑류 수치모형의 이론 .....	3
2.1 해안침식의 원인 .....	3
2.2 호안공법의 종류 .....	4
2.2.1 해안제방 · 돌망태 · 피복석 공법 .....	4
2.2.2 돌제 · 도류제 공법 .....	5
2.2.3 이안제 · 잠제 공법 .....	5
2.2.4 양빈 공법 .....	6
2.2.5 경성/연성공법의 비교 .....	7
2.3 파랑 수치모형의 이론 .....	8
2.3.1 BOUSS-2D 모형의 기본방정식 .....	8
2.3.2 수치모형의 전개 .....	13
2.3.3 수치모형의 검증 .....	19
2.4 파랑류 수치모형의 이론 .....	20
2.5 파랑류 및 지형변화 실험의 검증 .....	21
2.5.1 파랑변형 실험결과 .....	22
2.5.2 파랑류 실험결과 .....	24
2.5.3 지형변화 실험결과 .....	25
제3장 강제형 잠제에 의한 지형변화 검토 .....	26
3.1 실험안 설정 .....	26
3.2 파랑변형 실험결과 .....	28
3.3 파랑류 실험결과 .....	29
3.4 지형변화 실험결과 .....	31
제4장 결론 .....	33
참고문헌 .....	34

## 표 목 차

Table 2.1 호안공법의 구분 .....	4
Table 2.2 양빈공법의 비용 .....	6
Table 2.3 호안공법의 비교 .....	7
Table 2.4 실험에 적용한 파랑조건 .....	23
Table 3.1 잠제실험에 적용한 파랑조건 .....	28

## 그 림 목 차

Fig. 2.1 해안의 퇴적물 수지(budgets) .....	3
Fig. 2.2 해안제방의 형태 .....	5
Fig. 2.3 들제와 양빈의 혼합공법 적용 예 .....	5
Fig. 2.4 이안제 공법의 적용 예 .....	6
Fig. 2.5 양빈 공법의 적용 예(Miami Beach, USA) .....	7
Fig. 2.6 BOUSS-2D 모형의 유한차분 격자 .....	13
Fig. 2.7 규칙파에 대한 해석해와 BOUSS-2D 모형의 비교 .....	19
Fig. 2.8 불규칙파에 대한 해석해와 BOUSS-2D 모형의 비교 .....	20
Fig. 2.9 검증대상지역의 해안선 및 수심도(부산시 기장군 월내리) .....	22
Fig. 2.10 검증대상지역의 현황 .....	22
Fig. 2.11 SSW 파향의 수면위상도 .....	23
Fig. 2.12 S 파향의 수면위상도 .....	23
Fig. 2.13 SSE 파향의 수면위상도 .....	24
Fig. 2.14 SSW 파향의 파랑류 실험결과 .....	24
Fig. 2.15 S 파향의 파랑류 실험결과 .....	24
Fig. 2.16 SSE 파향의 파랑류 실험결과 .....	25
Fig. 2.17 연간지형변화 실험결과 .....	25

Fig. 3.1 실험대상지역(강릉시 강문 해변) .....	26
Fig. 3.2 실험안 .....	27
Fig. 3.3 <Case1>의 파랑조건(파고 2.0m, 주기 6.0sec, S 파향)에 대한 수치모형별 실험결과 .....	28
Fig. 3.4 <Case4>의 파랑조건(파고 2.0m, 주기 6.0sec, S 파향)에 대한 수치모형별 실험결과 .....	29
Fig. 3.5 각 실험안별 수면위상도 .....	30
Fig. 3.6 각 실험안별 파랑류 실험결과 .....	30
Fig. 3.7 각 실험안별 퇴적물 실험결과 .....	31
Fig. 3.7 각 실험안별 퇴적물 실험결과(계속) .....	32





# 제1장 서론

해안의 지형변동(해안변형)은 발생 기인에 따라 자연적인 변화와 인위적인 변화로 크게 구분할 수 있으며, 자연적인 변화는 다시 단기(1년 이내)변화와 장기(수년~수천년 이상)변화로 나눌 수 있다.

사질 해안의 퇴적물(표사)이동은 연안류에 의한 연안방향 표사이동과 이안류 및 파랑의 비대칭성에 의한 해안-외해방향의 표사이동이 있으며, 인공구조물이 없는 경우에 해안선 변화를 일으키는 표사이동은 계절에 따른 파랑 조건의 변화에 의한 해안-외해방향의 표사이동이다. 즉, 태풍이나 계절풍 등의 영향으로 파랑이 비교적 큰 계절에는 해안선 부근의 모래가 침식되어 쇄파대 부근에 퇴적이 되므로 해안선의 후퇴가 발생하고, 파랑이 비교적 작은 계절에는 쇄파선 부근에 퇴적되었던 모래가 해안선 부근으로 운반되어 해안선이 바다쪽으로 전진하게 된다. 이 영향으로 해안의 경사 역시 바뀌게 되는데 파랑이 큰 계절에는 경사가 완만해지고 반대로 파랑이 작은 계절에는 경사가 급해진다. 이와 같은 지형변동은 계절적인 영향이 상당히 큰 관계로 우리나라에서는 주로 6개월(동·하계) 단위로 변화한다.

지형변동의 장기적인 변화는 외력조건의 변화에 상응하여 자연 스스로 새로운 평형상태에 도달하는 과정에서 발생한다. 특히, 최근 전세계적인 문제가 되고 있는 지구온난화에 의한 해수면 상승의 경우 해안은 상승된 해수면만큼 해수에 잠기게 됨은 물론이고 이에 더하여 해안침식이 발생하게 된다. 즉 해수면과 해저면은 그 지역의 수리역학적 조건에 따라 평형상태를 이루고 있는데 해수면이 상승함에 따라 이 평형상태가 깨지게 되면 해저면은 다시 이전의 평형상태를 유지하기 위해서 해수면이 상승한 양 만큼 따라서 상승하게 되는데 이 상승하려는 해저면에 필요한 양 만큼의 퇴적물이 해안의 침식에 의하여 제공될 수밖에 없다. Bruun의 법칙(1962)에 의하면 해수면 상승에 의한 해안침식거리는 해수면 상승량에 해저면 경사의 역수를 곱한 값으로 계산된다. 예를 들면, 해수면이 10cm 상승할 경우 해저면 경사가 1/100이라면 약 10m의 해안침식이 발생하게 된다.

지형변동의 인위적인 변화중 가장 큰 영향을 미치는 원인에는 공급원의 변화가 있다. 해안지역은 주로 강을 통하여 유입되는 육상 퇴적물의 영향을 받고 있는데 강 상류에 저수지나 댐, 보 등을 건설하게 되면 토사 유입이 줄어들면서 해안변형이 발생한다. 다른 한편으로 해안구조물의 설치, 연안준설 등에 의하여 해안에 도달하는 파랑의 파고 및 파향을 변화시켜 연안표사의 이동에 영향을 주는 경우 지역적인 침식 및 퇴적현상이 발생하게 된다. 이외에도 해변에서의 퇴적물 채취 등 기타 인위적인 변화를 주게 되는 경우에도 해안은 이에 부합하는 새로운 평형상태로의 변화를 수행하게 된다.

이와 같이 여러 원인에 의하여 발생하는 지형변동(해안변화)중 연안의 천수역으로부터 해안선

까지를 중점적으로 볼 때 가장 큰 영향을 미치는 요인에는 과량과 흐름이 있다. 또한 자연해빈의 지형변화는 주로 계절적인 변화 형태를 보이며 수년간을 관찰해보면 토사량의 수지(budget)는 거의 평형상태에 도달해 있기 때문에 해빈의 지형도 안정한 상태에 있는 경우가 많다. 그러나 인위적인 구조물의 축조나 토사 공급원의 감소가 발생하면 이러한 평형상태가 무너져 주변 해안의 침식이나 유실, 또는 퇴적을 야기시킨다.

우리나라는 현재 16개 지역에서 침식에 의한 문제가 발생하고 있는 것으로 파악되고 있으며, 이와 관련하여 미디어(방송, 신문 등)에서 꾸준히 제기해오고 있는 실정이다. 우리나라뿐만 아니라 전세계적으로 침식문제를 해결하기위하여 여러 가지 방법이 활용되고 있으며, 본 연구에서는 설치 및 철거가 손쉬운 강제형 잠제를 활용한 침식방지대책을 적용하기 위한 최적의 방법을 파악하기 위하여 수행하였다.

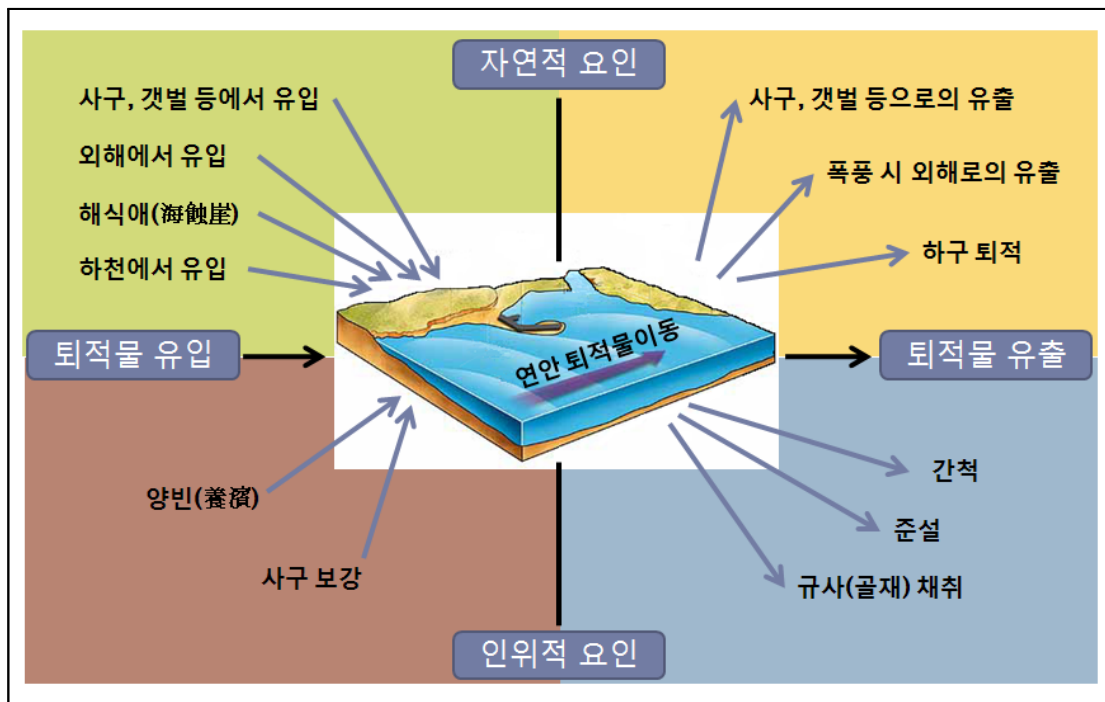
## 제2장 호안공법의 종류 및 파랑-파랑류 수치모형의 이론

### 2.1 해안침식의 원인

정부에서는 해안침식에 대하여 과학적인 실태 파악 및 자료 확보를 위하여 2003년부터 전국 주요 연안에 대한 모니터링을 실시하고 있다. 120개소에 대한 침식모니터링(측량, 사진촬영 등) 결과, 16개소(13%)에서 연안침식이 진행되고 있는 것으로 조사되었으며, 부분적으로 연안침식방지대책을 수립·수행중에 있다.

연안역에서 발생하는 지형변화에는 침식과 퇴적이 상호 공존함에도 불구하고 침식문제가 주로 거론되는 이유는 직접적인 피해를 주기 때문이다. 해안의 지형변화는 퇴적물의 이동에 의하여 발생하며, 퇴적물의 유·출입을 자연적/인위적인 요인으로 구분하면 다음의 그림과 같다.

<Fig. 2.1> 해안의 퇴적물 수지(budgets)



해안침식의 원인은 지역별로 상이하여 획일적인 원인규명과 대응이 곤란하지만, 대략적으로 다음과 같은 원인에 의하여 침식이 발생하는 것으로 나타나 있다.

- ① 기후변화에 의한 해수면 상승 및 지구온난화에 따른 수온상승에 의한 태풍(폭풍) 세력(세기, 발생빈도)의 강화와 고파랑의 잦은 빈도

- ② 하천의 댐, 보 등의 건설 및 해식애의 침식방지에 의한 공급원의 감소
- ③ 인공구조물(부두, 방파제, 도류제 등)에 의한 파랑과 파랑류(해빈류) 등의 해수흐름의 변동과 이에 따른 퇴적물이동 변화
- ④ 해안가 주변의 구조물(해안도로, 방파호안 등) 및 방호림의 제거에 따른 변화

## 2.2 호안공법의 종류

인위적/자연적 변화에 의한 침식우세환경을 대처하기 위하여 호안공법(coastal protection)이 전세계적으로 연구시행되어 왔다. 2차 서계대전 이전에는 해안제방이나 돌제와 같은 경성(hard) 공법이 주로 활용되어 왔으며, 1980년대에 경성공법에 대한 문제 제기가 논의되면서 1980~1990년대에는 연성(soft)공법이 대두되었다. 그리고 2000년대에는 이 연성공법에 대한 문제(주로 지속적인 양빈에 따른 비용증가)로 인하여 현재는 각 공법간의 상호보완에 대한 검토가 수행되고 있다. 침식방지를 위한 호안공법에 대하여 <Table 2.1>에 정리하였다.

<Table 2.1> 호안공법의 구분

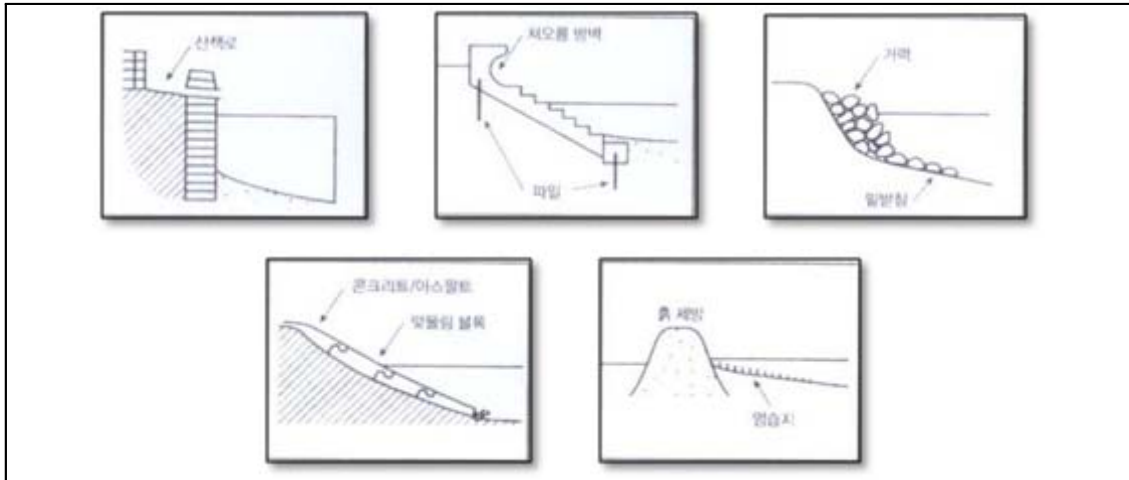
경성호안공법	연성호안공법
파랑에너지를 감소시키기 위하여 경성구조물을 설치하는 공법	자연적인 환경과 퇴적물을 이용하여 파랑작용을 감소시키는 공법
해안제방, 돌망태, 피복석	양빈, 사구 조성, 해안선 조정
방파제, 돌제, 도류제	해빈배수
이안제, 잠제	방치

경성공법이나 연성공법 모두 인위적인 방법이 해안환경에 개입되므로 이에 따른 검토가 반드시 필요하며, 호안공법을 적용할 시에는 주변시설의 보호여부, 비용(공사비용, 유지관리비용 등) 문제, 외력조건(파랑, 조석, 바람 등)에 의한 문제, 퇴적물(크기, 분포 등)에 의한 문제 등을 선행적으로 고려해야 한다.

### 2.2.1 해안제방·돌망태·피복석 공법

해안제방(sea wall) 공법은 해안보호의 가장 일반적인 형태로서 범람방지가 주 목적인 구조물이다. 이 공법의 장점은 배후지의 침식방지, 범람으로부터의 재산보호이며, 단점으로는 연안 퇴적물 이동의 차단, 연안 하류의 침식확대(제방 끝단의 세굴) 등이 있다. 해안제방의 형태를 <Fig. 2.2>에 제시하였다.

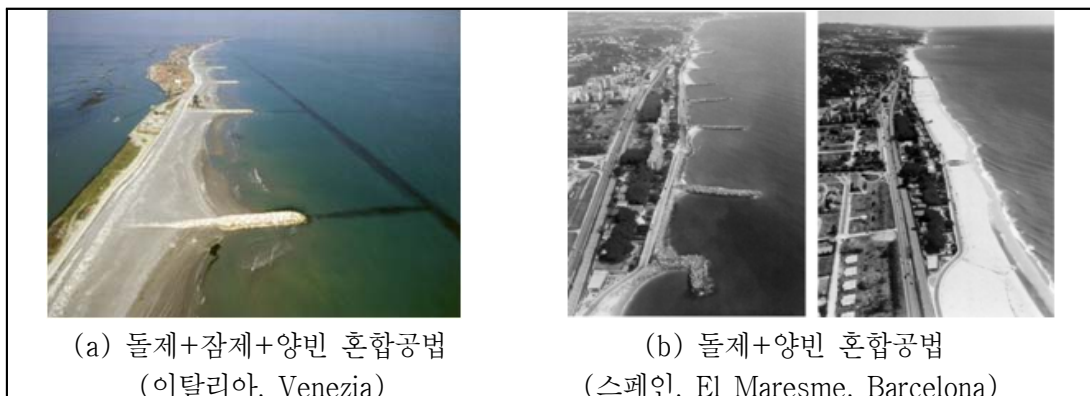
<Fig. 2.2> 해안제방의 형태



### 2.2.2 돌제·도류제 공법

돌제는 주로 쇄파대 내의 퇴적물이동 차단, 도류제는 퇴적물의 침입방지가 주된 목적으로 해안선에 수직방향의 구조물을 가르킨다. 이 공법들은 파랑 역동성이 유지된 상태에서 해안보호 및 해빈고의 증가가 장점이며, 단점은 연안퇴적물 이동의 간섭, 하류의 침식증가 등이 문제이며, 특히 도류제의 경우 하구역의 수문동력학적 변형과 연안퇴적물 경로를 외해로 변경시켜 전반적인 지형변화를 일으키는 문제가 있다. 돌제·도류제 공법의 경우 현재는 단독으로 적용되는 경우는 거의 없으며, 기존에 돌제·도류제 공법으로 시공한 경우에도 연성공법을 적용하여 사용하고 있다. 다음의 그림은 연성공법과 함께 적용되는 예를 나타낸 것이다.

<Fig. 2.3> 돌제와 양빈의 혼합공법 적용 예

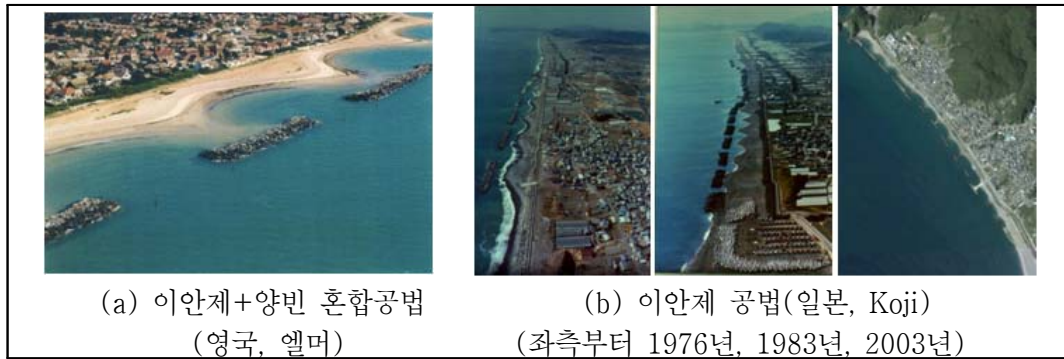


### 2.2.3 이안제·잠제 공법

이안제와 잠제의 경우 외해에서 진입하는 파랑에너지를 저감하는 구조물로서 주로 해안에 입사되는 파랑에너지의 감쇄 및 이로 인한 퇴적향상과 해빈형성, 해안침식의 억제 및 범람위험의 저감

등의 장점이 있는 반면에 연안류의 편향과 변화, 이안제 및 잠제 주변 이외 다른 해안의 침식 유발, 심미적인 훼손, 도제의 간격에서 발생하는 세굴 등의 단점이 있다. 다음의 그림은 이안제 공법을 적용한 예를 나타낸 것이다.

<Fig. 2.4> 이안제 공법의 적용 예



## 2.2.4 양빈 공법

양빈 공법은 인위적으로 퇴적물을 공급하는 공법으로 해빈의 고도를 높여 호안기능의 향상 및 자연적인 해안유지 과정과 파랑의 역동성을 변화시키지 않고 해빈을 보호할 수 있는 장점이 있다. 양빈 공법의 단점은 준설지역과 처내림 지역의 오염증가, 짧은 수명 및 지속적인 재시공, 자연해빈 기능의 결여 및 친수공간 이용과 개발에 대한 외적인 압력이 증가하는 점이 있다.

이와 같이 양빈 공법은 여러 가지 장점이 있는 반면에 간과하기 쉬운 점인 지속적인 비용 소모가 있는데 이와 관련하여 세계 여러 지역에서 수행되고 있는 양빈 공법의 적용 예를 다음의 표에 제시하였다.

<Table 2.2> 양빈 공법의 비용

지역	비용(US\$)	적용 시기
호주 포트필립베이	2,930,300	1975-1987
덴마크 북해연안	500,000	매년(유지관리를 위한 연1회 재양빈 규정)
독일 북해연안 북해연안	3,300,000,000 100,000,000	1995-1992 매년
영국 번머스 시포드	2,088,000 21,200,000	1988-1989(이후 지속적으로 양빈량 증가) 1987
미국 에디즈 혹(위싱턴)	5,600,000	1977-1978
멕시코만	36,403,000	1964-1987
플로리다주 양빈사업	92,741,880	1964-1984

플로리다의 Miami Beach의 경우 매년 지출하는 양빈 비용에 대비하여 관광 및 해변 사용객에 의한 경제적인 이익이 약 40배 정도 되어 양빈 공법의 유효성을 말하고 있지만, 양빈 공법의 경우 대부분의 지역에서 재양빈이 필요하며, 이에 따른 연구가 진행 중에 있는 실정이다. Miami에 대하여 다음의 그림에 제시하였다.

<Fig. 2.5> 양빈 공법의 적용 예(Miami Beach, USA)



### 2.2.5 경성/연성공법의 비교

앞서 경성공법과 연성공법 등에 대하여 장·단점을 제시하였으며, 여기서는 각 공법의 활용 및 문제점에 대하여 정리하였다. 다음의 표에 각 공법에 대하여 비교하였다.

<Table 2.3> 호안공법의 비교

공법	활용도	문제점
해안제방	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ 배후지 범람 및 침식 방지</li> <li>■ 타 공법의 해결책이 적절하지 않은 경우</li> </ul>	-
돌제	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ 연안 퇴적물이동이 강한 곳에서 해변의 보호 및 형성</li> <li>■ 타 공법의 해결책이 적절하지 않은 경우</li> </ul>	-
이안제	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ 파랑에 의한 침식 및 이안류에 의한 퇴적물 손실이 일어나는 지역</li> <li>■ 퇴적으로 해안의 복원력을 향상시킬 수 있는 곳</li> </ul>	심미적 훼손 (가시성 및 경관 등)
고정식 잠제	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ 파랑에 의한 침식 및 이안류에 의한 퇴적물 손실이 일어나는 지역</li> <li>■ 퇴적으로 해안의 복원력을 향상시킬 수 있는 곳</li> </ul>	장기간 설치시 해안지역의 고착화
양빈	<ul style="list-style-type: none"> <li>■ 퇴적물 고갈이 일어나는 지역에서 해변보호 및 조성</li> <li>■ 다른 보호구조물(돌제/이안제/잠제)의 보충</li> </ul>	지속적인 유지비용

## 2.3 파랑 수치모형의 이론

퇴적물이동의 주요 인자 중의 하나인 파랑변형에 관하여 여러 가지 모형이 존재하고 있으며, 이에 대한 연구가 꾸준히 진행되고 있다. 본 연구에서는 수심이 급변하는 지역에서도 적용이 가능한 환경사방정식(ECORD, CGWAVE, RCPWAVE, HOMETI, HCORD, TDWAVE, TIWAM, EMS-IR, PCORD 등)이나 에너지 평형방정식에 관한 모형(WAM, SWAN 등)들은 기존에 여러 연구에서 기술되었기 때문에 제외하고 장파방정식에 근거하고 다방향불규칙 파랑을 재현할 수 있는 Boussinesq 방정식에 대하여 서술하기로 한다.

시간영역 파랑모형중에서도 천수, 굴절, 반사, 회절 현상을 제대로 반영할 수 있으며, 쇄파를 규칙파에 대한 경험계수에 의한 계산방법이 아닌 난류로 수치모의로 해석하는 BOUSS-2D 모형은 미육군공병단에서 개발하여 여러 나라에서 연구 및 실용적인 목적으로 이용되고 있는 시간영역 파랑해석모형이다.

### 2.3.1 BOUSS-2D 모형의 기본방정식

지금까지 국내의 현업에서 많이 사용되어 온 위상해석 파랑모형에는 주로 환경사방정식이 있다. 환경사방정식은 수심이 완만하게 변화하는 해역을 전파하는 선형파에 대하여 성립하는 것으로서 천수, 굴절, 회절, 반사를 포함하고 있으며 마찰감쇠 및 쇄파를 나타내는 항을 추가할 수 있다. 그러나 파장에 비하여 수심이 작은 해안 지역에서는 파랑의 비선형 효과가 중요해지기 때문에 환경사방정식 등과 같은 선형파랑이론으로는 파랑의 거동을 충분히 설명할 수 없다.

태풍 등 폭풍에 의하여 원해에서 충분히 발달한 파랑은 천해역으로 전파함에 따라 비선형성 ( $\epsilon = H/h$ ;  $H$ 는 파고  $h$ 는 수심)과 분산성( $\mu^2 = h^2/L^2$ ;  $L$ 은 파장)의 중요성이 동등해져서  $U_r = \epsilon/\mu^2 = L^2 H/h^3 = O(1)$  ( $U_r$ 은 Ursell 수)이 되므로 이러한 해역에서의 파랑은 비선형 Boussinesq 방정식으로 해석하는 것이 바람직하다고 사료된다. 그러나 비선형 Boussinesq 방정식을 시간영역에서 해석하는 데에는 매우 많은 계산시간이 소요되는 단점이 있다.

연안의 천해역에서 파랑전파에 적용할 수 있는 Boussinesq 방정식은 Peregrine(1967)에 의하여 유도되었다. Peregrine(1967)에 의해서 유도된 Boussinesq 방정식은 수심에 대한 제약이 엄격하여 수심이 파장의 1/5을 초과하지 않는 경우(즉 장파에 해당하며 Ursell 수가 상당히 큰 경우에 해당)에 적용이 가능하였다. Nwogu(1993)는 평균수심 대신에 정수면으로부터 수면 아래로  $z_a$  지점의 유속을 사용하여 보다 깊은 수심에서도 적용할 수 있는 약비선형 Boussinesq 방정식을 제안하였다. Wei et al.(1995)는 파랑류, 해안에서의 파랑의 처오름, 평균수위 변동 등 강비선형 현상을 모의할 수 있는 강비선형 Boussinesq 방정식을 유도하였다. 한편 Nwogu(1996)는 쇄파를 모의하기 위하여 1-방정식 난류모형을 도입하여 Boussinesq 모형을 확장하였으며 저면마찰과 다공구조물(porous structure)을 감안하기 위한 항도 추가하였다. 본 연구에 적용한 BOUSS-2D 모형은 다음과 같은 항을 고려할 수 있도록 구성되어 있다.



- 1) 천수변형 : 저면경계조건
- 2) 굴절변형 : 저면경계조건
- 3) 회절변형 : 측면경계조건
- 4) 반사 및 투과 : 측면경계조건
- 5) 저면마찰 : Chezy 공식으로 모델화
- 6) 약비선형 상호작용 : 2차 order까지 계산
- 7) 쇄파 : 1-방정식 난류에너지 모형 도입
- 8) 다공매질(porous media)을 통한 파랑전파
- 9) 처오름

### 가. 지배방정식

Nwogu(1993)는 파고가 수심에 비하여 충분히 작은 경우에 적용할 수 있는 약비선형 Boussinesq 방정식 유도하였으며 연속방정식과 운동량방정식은 각각 다음과 같다.

$$\eta_t + \nabla \cdot \mathbf{u}_f = 0 \quad (2.1)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_{\alpha,t} + g\nabla\eta + (\mathbf{u}_\alpha \cdot \nabla)\mathbf{u}_\alpha + z_\alpha[\nabla(\mathbf{u}_{\alpha,t} \cdot \nabla h) + (\nabla \cdot \mathbf{u}_{\alpha,t})\nabla h] \\ + \frac{1}{2}[(z_\alpha + h)^2 - h^2]\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}_{\alpha,t}) = 0 \end{aligned} \quad (2.2)$$

여기서  $\eta$ ,  $\mathbf{u}$ ,  $h$  및  $g$ 는 각각 수면변위, 수평유속, 수심 및 중력가속도이며,  $z_\alpha$ 는 정수면으로부터 유속( $\mathbf{u}_\alpha$ )이 정의되는 깊이를 의미한다.  $\nabla = \left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y}\right)$ 는 수평기울기 연산자,  $x$ 와  $y$ 는 공간좌표,  $t$ 는 시간이며, 첨자 가운데  $,t$ 는 시간에 대한 편미분을 의미한다. 연속방정식의 유량  $\mathbf{u}_f$ 는 다음 식으로 주어진다.

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_f = \int_{-h}^{\eta} \mathbf{u} dz = (h + \eta)\mathbf{u}_\alpha + h\left(z_\alpha + \frac{h}{2}\right)[\nabla(\mathbf{u}_\alpha \cdot \nabla h) + (\nabla \cdot \mathbf{u}_\alpha)\nabla h] \\ + h\left[\frac{(z_\alpha + h)^2}{2} - \frac{h^2}{6}\right]\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}_\alpha) \end{aligned} \quad (2.3)$$

한편, 수심이 얇아져서 수심과 파고의 크기가 같은 정도일 경우 파랑은 강비선형이 되며 이에 대한 운동량방정식과 유량식은 다음과 같다(Nwogu, 1996).

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_{\alpha,t} + g\nabla\eta + (\mathbf{u}_\eta \cdot \nabla)\mathbf{u}_\eta + w_\eta\nabla w_\eta + (z_\alpha - \eta)[\nabla(\mathbf{u}_{\alpha,t} \cdot \nabla h) + (\nabla \cdot \mathbf{u}_{\alpha,t})\nabla h] \\ + \frac{1}{2}[(z_\alpha + h)^2 - (h + \eta)^2]\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}_{\alpha,t}) - [(\mathbf{u}_{\alpha,t} \cdot \nabla h) + (h + \eta)\nabla \cdot \mathbf{u}_{\alpha,t}]\nabla\eta \\ + [\nabla(\mathbf{u}_{\alpha,t} \cdot \nabla h) + (\nabla \cdot \mathbf{u}_{\alpha,t})\nabla h + (z_\alpha + h)\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}_\alpha)]z_{\alpha,t} = 0 \end{aligned} \quad (2.4)$$

$$\mathbf{u}_f = (h + \eta) \left\{ \mathbf{u}_\alpha + \left[ (z_\alpha + h) - \frac{h + \eta}{2} \right] [\nabla(\mathbf{u}_\alpha \cdot \nabla h) + (\nabla \cdot \mathbf{u}_\alpha)\nabla h] \right. \\ \left. + \left[ \frac{(z_\alpha + h)^2}{2} - \frac{(h + \eta)^2}{6} \right] \nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}_\alpha) \right\} \quad (2.5)$$

여기서 침자  $\eta$ 는 수표면에서의 값을 의미하며  $w$ 는 물입자의 연직 속도를 나타낸다. 그리고 강비선형 Boussinesq 방정식을 사용하는 경우  $z_\alpha$ 는 다음 식으로부터 계산된다.

$$z_\alpha + h = 0.465(h + \eta) \quad (2.6)$$

## 나. 선형분산관계식

Boussinesq 방정식에 대한 분산관계식은 유속이 정의되는 수심에 따라 변화하며 다음과 같다 (Nwogu, 1993).

$$\frac{C^2}{gh} = \frac{L^2}{T^2} \left[ \frac{1 - (\alpha + 1/3)(kh)^2}{1 - \alpha(kh)^2} \right] \quad (2.7)$$

여기서  $C$ ,  $L$  및  $T$ 는 각각 파랑의 위상전파속도, 파장 및 주기,  $k$ 는 파수( $=2\pi/L$ )이다. 그리고  $\alpha = [(z_\alpha + h)^2/h^2 - 1]/2$ 이며,  $\alpha$ 의 최적값은  $-0.392$ 으로 이는  $z_\alpha = -0.535h$ 에 해당된다.

## 다. 약비선형 상호작용에 의한 에너지 전달

바다의 파랑은 주파수와 파향에 대한 여러 성분파의 중첩으로 표현된다. 자유수면 경계조건의 비선형성은 성분파간의 상호작용을 일으켜서 성분파간 에너지의 교환이 이루어진다. 파랑성분간의 비선형 에너지교환은 해수면이 바람으로부터 에너지를 얻어 파랑이 발달하는 과정을 잘 설명하고 있으며 심해에서는 4파 상호작용이 지배적인 것으로 알려져 있다(Hasselmann, 1962). 천해에서는 4파 상호작용에 관계되는 공명조건이 파랑의 진행과 함께 변화하므로 4파 상호작용은 우세하지 못하며 3파 상호작용이 우세해진다.

2개 성분파의 진폭을  $a_1$ ,  $a_2$ , 각주파수를  $\omega_1$ ,  $\omega_2$ , 파수를  $\mathbf{k}_1$ ,  $\mathbf{k}_2$ , 그리고 파향을  $\theta_1$ ,  $\theta_2$ 라고 하면 수면변위는 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\eta^{(1)}(\mathbf{x}, t) = a_1 \cos(\mathbf{k}_1 \cdot \mathbf{x} - \omega_1 t) + a_2 \cos(\mathbf{k}_2 \cdot \mathbf{x} - \omega_2 t) \quad (2.8)$$

여기서  $\mathbf{k} = (k \cos \theta, k \sin \theta)$ 이며  $\eta^{(1)}$ 은 상호작용 전의 1차항을 의미한다. 두 개의 파랑이 상호작용하여 나타나는 2차항은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \eta^{(2)}(\mathbf{x}, t) = & \frac{a_1^2}{2} G_+( \omega_1, \omega_2, \theta_1, \theta_2 ) \cos(2\mathbf{k}_1 \cdot \mathbf{x} - 2\omega_1 t) \\ & + \frac{a_2^2}{2} G_+( \omega_1, \omega_2, \theta_1, \theta_2 ) \cos(2\mathbf{k}_2 \cdot \mathbf{x} - 2\omega_2 t) \\ & + a_1 a_2 G_\pm( \omega_1, \omega_2, \theta_1, \theta_2 ) \cos(2\mathbf{k}_\pm \cdot \mathbf{x} - 2\omega_\pm t) \end{aligned} \quad (2.9)$$

여기서  $\mathbf{k}_\pm = \mathbf{k}_1 + \mathbf{k}_2$ 이며 3파 상호작용의 결과로서 고주파인 superharmonic 성분 ( $\omega_+ = \omega_1 + \omega_2$ )과 저주파인 subharmonic 성분 ( $\omega_- = \omega_1 - \omega_2$ )이 추가적으로 발생하는 것을 알 수 있다. 한편 2차 비선형 상호작용계수  $G_\pm(\omega_1, \omega_2, \theta_1, \theta_2)$ 는 다음과 같다.

$$G_{\pm}(\omega_1, \omega_2, \theta_1, \theta_2) = \frac{\omega_1 \omega_2 (k_{\pm} h)^2 \cos \Delta \theta [1 - (\alpha + 1/3)(k_{\pm} h)^2]}{2\lambda k_1' k_2' h^3} \quad (2.10)$$

$$+ \frac{\omega_{\pm} [1 - \alpha(k_{\pm} h)^2] [\omega_1 k_2' h (k_1 h \pm k_2 h \cos \Delta \theta)]}{2\lambda k_1' k_2' h^3}$$

$$+ \frac{\omega_{\pm} [1 - \alpha(k_{\pm} h)^2] [\omega_2 k_1' h (k_1 h \cos \Delta \theta \pm k_2 h)]}{2\lambda k_1' k_2' h^3}$$

여기서  $k_{\pm} = |k_1 \pm k_2|$ ,  $k' = k[1 - (\alpha + 1/3)(kh)^2]$ ,

$\lambda = \omega_{\pm}^2 [1 - \alpha(k_{\pm} h)^2] - gk_{\pm}^2 h [1 - (\alpha + 1/3)(k_{\pm} h)^2]$ 이며  $\Delta \theta = \theta_1 - \theta_2$ 이다. 성분파랑간의 비선형 상호작용이 공학적으로 중요한 의미를 갖는 것은 이것이 저주파 성분 즉 장주기 성분을 발생시키기 때문이다. 비록 비선형 상호작용에 의하여 발생된 장주기 성분이 에너지가 작다고 하더라도 장주기 특성상 항내로 용이하게 진입할 수 있기 때문에 이 주기가 항만의 고유주기에 근접할 경우 항내 수면에는 큰 요란이 발생할 수 있다.

## 라. 쇄파

쇄파는 강한 비선형 현상으로 주변에 강한 회전성 난류흐름을 발생시키며 모델화하기가 매우 어려운 점이 있다. 기존의 수치모형에서는 고립파의 이론적 한계파형경사 또는 경험적인 수심 의존적인 쇄파공식을 적용하였다. BOUSS-2D 모형에서는 다음과 같은 가정 아래 1-방정식 난류 에너지 모형으로 쇄파를 모의한다.

- 1) 쇄파의 형식은 붕파이다.
- 2) 자유수면에서의 수평유속이 파의 위상속도를 초과하면 수표면에서 난류가 발생한다.
- 3) 난류운동에너지의 생성률은 자유수면에서의 수평유속의 연직방향 기울기에 비례한다.
- 4) 쇄파난류는 자유수면에서의 수평유속으로 수표면 근방에서 이송된다.

BOUSS-2D 모형에서 쇄파에 의한 에너지 소산은 운동량방정식의 우변에 다음과 같은 원천항을 추가하여 반영된다.

$$F_{breaking} = -\frac{1}{h+\eta} \nabla [\nu_t (h+\eta) \nabla \cdot \mathbf{u}_a] \quad (2.11)$$

여기서  $\nu_t$ 는 난류와점성계수로서 쇄파에 의한 난류운동에너지를  $k_e$ , 난류의 길이규모를  $l_t$ 라고 하면 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\nu_t = \sqrt{k_e} l_t \quad (2.12)$$

한편 난류운동에너지의 생성, 이송, 확산 및 소산을 평가하는 1-방정식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial k_e}{\partial t} = -\mathbf{u}_{\eta} \cdot \nabla k_e + \sigma \nabla \cdot \nabla (\nu_t k_e) + B \frac{l_t^2}{\sqrt{C_D}} \left[ \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 \right]_{z=\eta}^{1.5} - C_D \frac{k_e^{1.5}}{l_t} \quad (2.13)$$

여기서  $B$ 는 난류운동에너지의 생성을 나타내는 변수로서 쇄파가 발생하면 1, 그렇지 않으면

0의 값으로  $C$ 를 위상속도라고 하면 다음과 같다.

$$B = \begin{cases} 0 & |\mathbf{u}_\eta| < C \\ 1 & |\mathbf{u}_\eta| \geq C \end{cases} \quad (2.14)$$

한편 BOUSS-2D 모형에서 위상속도는  $C(t) = -\eta_t / |\nabla \eta|$ 로부터 구한다.  $C_D$ 와  $\sigma$ 는 경험상수로써 각각 0.02와 0.2를 사용하며 난류의 길이규모로는 유의파고를 사용한다.

#### 마. 저면마찰

파랑에 의한 유동에서 바닥경계층은 하천흐름이나 조석류와는 달리 저면의 작은 영역에 국한된다. 그러므로 통상적으로 저면마찰은 파랑에너지의 감쇠에 큰 영향을 주지는 않으나 수심이 얇은 쇄파대내나 해안선 부근에서는 저면마찰도 파고감쇠의 중요한 원인이 된다. 저면의 난류경계층에 의한 에너지소산은 운동량방정식의 우변에 다음과 같은 원천항을 추가하여 고려한다.

$$F_{friction} = -\frac{1}{h+\eta} f_w \mathbf{u}_\alpha |\mathbf{u}_\alpha| \quad (2.15)$$

여기서  $f_w$ 는 파랑에 의한 저면마찰계수로서 개수로나 조석수로에서 사용되는 Chezy 상수 ( $C_f$ )를 사용하는 경우에는  $f_w = g/C_f^2$ 이 된다.

#### 바. 다공 구조물

BOUSS-2D 모형은 투과성의 다공영역(porous region)을 설정하여 투과성 구조물에 의한 부분 반사와 전달을 모의할 수 있도록 하였다. 투과영역의 공극률을  $n$ 이라고 하면 다공영역에서 연속방정식과 운동량방정식은 다음과 같이 변형된다.

$$\eta_t + \nabla \cdot \left( \frac{\mathbf{u}_f}{n} \right) = 0 \quad (2.16)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_{\alpha,t} + ng \cdot \nabla \left( \frac{\mathbf{u}_\alpha}{n} \right) + z_\alpha [\nabla (\mathbf{u}_{\alpha,t} \cdot \nabla h) + (\nabla \cdot \mathbf{u}_{\alpha,t}) \nabla h] \\ + \frac{1}{2} [(z_\alpha + h)^2 - h^2] \nabla (\nabla \cdot \mathbf{u}_{\alpha,t}) + nf_1 \mathbf{u}_\alpha + nf_2 \mathbf{u}_\alpha |\mathbf{u}_\alpha| = 0 \end{aligned} \quad (2.17)$$

여기서  $f_1$ 과  $f_2$ 는 각각 층류 및 난류 마찰계수로서 다음과 같은 경험식으로 표현된다.

$$f_1 = \alpha_0 \frac{(1-n)^3}{n^2} \frac{\nu}{d^2} \quad (2.18)$$

$$f_2 = \beta_0 \frac{1-n}{n^3} \frac{1}{d} \quad (2.19)$$

여기서  $\nu$ 는 물의 동점성계수이며  $d$ 는 다공영역을 구성하는 입자의 크기이다.  $\alpha_0$ 와  $\beta_0$ 는 경험상수로써 각각 780~1,500 및 1.8~3.6의 값을 갖는다.

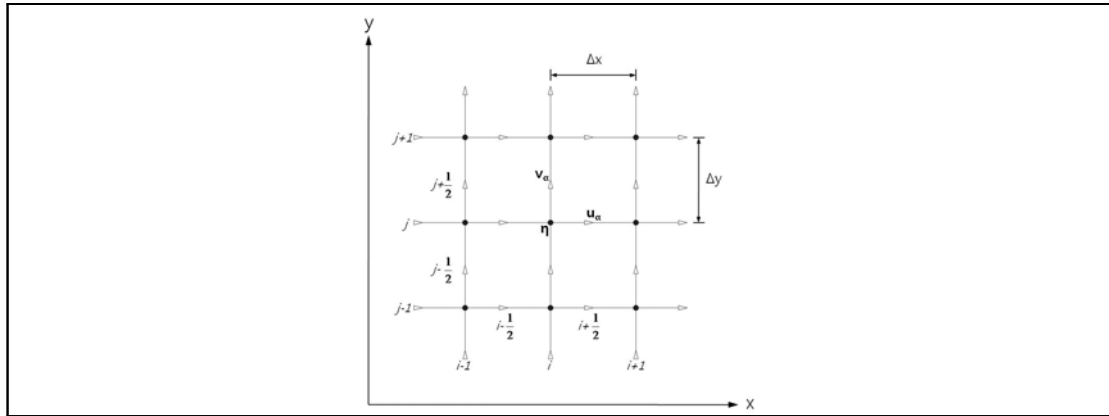
### 2.3.2 수치모형의 전개

여기서는 앞에서 논의한 Boussinesq 방정식 중 약비선형 Boussinesq 방정식을 시간영역에서 유한차분법으로 해석하는 방법에 대해서 간략히 설명하기로 한다.

#### 가. 유한차분식

BOUSS-2D 모형은 직각좌표계에서  $x$ 방향으로  $\Delta x$ ,  $y$ 방향으로  $\Delta y$ 의 일정한 간격으로 차분하는 교호격자체계(staggered grid system)를 사용하며 다음의 그림을 참조하면 된다. 각 격자점에서 풀어야 할 미지수는 교호격자의 각 점에서 정의된 수면변위( $\eta$ )와  $x$  및  $y$ 방향의 수평유속( $u_\alpha$ 와  $v_\alpha$ )이다.

<Fig. 2.6> BOUSS-2D 모형의 유한차분 격자



차분방법으로는 Crank-Nicolson의 음해법을 사용하며, 지배방정식에 나타나는 시간에 대한 편미분은 전방차분을, 공간에 대한 편미분은 중앙차분을 사용하여 이산화하였다.

약비선형 Boussinesq 방정식에 대한 차분식을 정리하면 다음과 같다.

$$\delta_t \eta = -\delta_x^{(1)} u_f^{n+\frac{1}{2}} - \delta_y^{(1)} v_f^{n+\frac{1}{2}} \quad (2.20)$$

$$\begin{aligned} \delta_t (v_\alpha + f_4 \delta_y^{(2)} v_\alpha + f_2 \delta_{yy} v_\alpha) = & -g \delta_y^{(1)} \eta^{n+\frac{1}{2}} - \frac{1}{2} \delta_y^{(1)} \left[ \left( \overline{v_\alpha^{n+\frac{1}{2}}} \right)^2 \right] - \delta_x^{(1)} \left( \overline{v_\alpha^{n+\frac{1}{2}}} \overline{u_\alpha^{n+\frac{1}{2}}} \right) \\ & - f_4 \left[ \delta_y^{(1)}(h) \delta_t^{(1)} \left( \overline{u_\alpha^{n+\frac{1}{2}}} \right) + \delta_x^{(1)}(h) \delta_t^{(1)} \left( \overline{u_\alpha^{n+\frac{1}{2}}} \right) \right] - f_2 \delta_t \delta_{xy} u_\alpha^{n+\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (2.21)$$

$$\begin{aligned} u_{f_{i+\frac{1}{2},j}} = & \overline{h+\eta}^x u_{\alpha_{i+\frac{1}{2},j}} + \overline{h}^x f_1 (\delta_{xx} u_\alpha + \delta_{xy} v_\alpha) \\ & + \overline{h}^x f_3 \left[ 2\delta_x^{(1)}(h) \delta_x^{(2)} u_\alpha + \delta_x^{(1)}(h) \delta_y^{(1)} \left( \overline{v_\alpha^x} \right) + \delta_y^{(1)}(h) \delta_x^{(1)} \left( \overline{v_\alpha^y} \right) \right] \end{aligned} \quad (2.22)$$

$$v_{f_{i,j+\frac{1}{2}}} = \overline{h+\eta^y} v_{\alpha_{i,j+\frac{1}{2}}} + \overline{h^y} f_1 (\delta_{xy} u_\alpha + \delta_{yy} v_\alpha) \quad (2.23)$$

$$+ \overline{h^y} f_3 \left[ 2\delta_y^{(1)}(h) \delta_y^{(2)} v_\alpha + \delta_x^{(1)}(h) \delta_y^{(1)}(\overline{u_\alpha^x}) + \delta_y^{(1)}(h) \delta_x^{(1)}(\overline{u_\alpha^y}) \right]$$

$$f_1 = \left[ \frac{(z_\alpha + h)^2}{2} - \frac{h^2}{6} \right] \quad (2.24)$$

$$f_2 = \left[ \frac{(z_\alpha + h)^2}{2} - \frac{h^2}{2} \right] \quad (2.25)$$

$$f_3 = \left[ (z_\alpha + h) - \frac{h}{2} \right] \quad (2.26)$$

$$f_4 = [(z_\alpha + h) - h] \quad (2.27)$$

$$\delta_t \phi = \frac{\phi^{n+1} - \phi^n}{\Delta t} \quad (2.28)$$

$$\phi^{n+\frac{1}{2}} = \frac{\phi^n + \phi^{n+1}}{2} \quad (2.29)$$

$$\overline{\phi^x} = \frac{\phi_{i+1,j} + \phi_{i,j}}{2} \quad \text{or} \quad \frac{\phi_{i+\frac{1}{2},j} + \phi_{i-\frac{1}{2},j}}{2} \quad (2.30)$$

$$\overline{\phi^y} = \frac{\phi_{i,j+1} + \phi_{i,j}}{2} \quad \text{or} \quad \frac{\phi_{i,j+\frac{1}{2}} + \phi_{i,j-\frac{1}{2}}}{2} \quad (2.31)$$

$$\delta_x^{(1)} \phi = \frac{\phi_{i+1,j} - \phi_{i,j}}{\Delta x} \quad \text{or} \quad \frac{\phi_{i+\frac{1}{2},j} - \phi_{i-\frac{1}{2},j}}{\Delta x} \quad (2.32)$$

$$\delta_y^{(1)} = \frac{\phi_{i,j+1} - \phi_{i,j}}{\Delta y} \quad \text{or} \quad \frac{\phi_{i,j+\frac{1}{2}} - \phi_{i,j-\frac{1}{2}}}{\Delta y} \quad (2.33)$$

$$\delta_x^{(2)} \phi = \frac{\phi_{i+\frac{3}{2},j} - \phi_{i-\frac{1}{2},j}}{2\Delta x} \quad (2.34)$$

$$\delta_y^{(2)} = \frac{\phi_{i,j+\frac{3}{2}} - \phi_{i,j-\frac{1}{2}}}{2\Delta y} \quad (2.35)$$

$$\delta_{xx} \phi = \frac{\phi_{i+\frac{3}{2},j} - 2\phi_{i+\frac{1}{2},j} + \phi_{i-\frac{1}{2},j}}{\Delta x^2} \quad (2.36)$$

$$\delta_{yy} \phi = \frac{\phi_{i,j+\frac{3}{2}} - 2\phi_{i,j+\frac{1}{2}} + \phi_{i,j-\frac{1}{2}}}{\Delta y^2} \quad (2.37)$$

$$\delta_{xy}\phi = \frac{\phi_{i,j+1} - 2\phi_{i,j} + \phi_{i,j-1}}{\Delta x \Delta y} \quad (2.38)$$

여기서  $\phi$ 는 변수 ( $\eta, u_\alpha, v_\alpha$ )를 의미하며, 운동량방정식의 차분 중심점은  $(i + \frac{1}{2}, j)$ 과  $(i, j + \frac{1}{2})$ 이다. 연속방정식은 유량변수를 사용하여 양해법으로 해석되어 수면변위를 구하며, 운동량방정식은  $x$ 방향의 경우  $v_{xt}, v_{yt}$  및  $v_{xyt}$  항을 우변으로 옮기고,  $y$ 방향의 경우  $u_{xt}, u_{yt}$  및  $u_{xyt}$ 를 우변으로 이항하여 분해하는 방법을 사용하였다. 이와 같은 과정을 거치면 운동량방정식은  $x$  및  $y$  방향의 각 격자선에서 각각  $u_\alpha$  및  $v_\alpha$ 에 대한 삼대각행렬로 변환되어 음해법으로 해석이 된다. 그리고 다음 식으로 정의되는 Courant 수가 1보다 작은 경우에 BOUSS-2D 모형의 유한차분식은 안정하다.

$$C_r = \sqrt{C^2 \Delta t^2 \left( \frac{1}{\Delta x^2} + \frac{1}{\Delta y^2} \right)} < 1 \quad (2.39)$$

여기서  $C_r$ 은 Courant 수,  $C$ 는 입사파의 평균주기에 해당하는 파랑의 위상속도(수심은 계산영역내의 최대수심  $h_{\max}$ 을 사용)를 나타낸다. 유한차분식의 안정성은 3파 비선형 상호작용, 쇄파, 반사 등에 의해서도 영향을 받기 때문에 실질적인 안정조건은 훨씬 더 엄격해진다.

## 나. 경계조건

지배방정식의 해가 유일하게 존재하기 위해서는 계산 영역의 각 경계를 따라서 경계조건이 부과되어야 한다. 수면파의 해석에서는 파랑이 해석영역으로 입사하는 경계(입사경계)와 해석영역 밖으로 나가는 경계(반사 또는 흡수경계)를 구분하여 각각 다른 조건을 부여하게 된다. BOUSS-2D 모형에서 부여할 수 있는 경계의 종류는 다음과 같다.

- 1) 고체경계(solid or fully reflecting boundaries)
- 2) 입사경계(incident or wave generation boundaries)
- 3) 흡수경계(wave absorption or damping boundaries)
- 4) 투과경계(porous structures)

완전반사는 고체경계를 지정함으로써 구현할 수 있으며, 부분반사는 흡수경계 또는 투과경계를 부여하여 구현할 수 있다. 고체경계 또는 완전반사 경계면에 대한 경계조건은 다음과 같다.

$$\mathbf{u} \cdot \mathbf{n} = 0 \quad -h \leq z \leq \eta \quad (2.40)$$

여기서  $\mathbf{u}$ 와  $\mathbf{n}$ 은 각각 경계면에서의 유속벡터와 경계면의 외향 단위법선 벡터를 의미한다. 그러므로 위 식을 수심적분유속과 유량으로 바꾸면 다음과 같다.

$$\mathbf{u}_\alpha \cdot \mathbf{n} = 0 \quad (2.41)$$

$$\mathbf{u}_f \cdot \mathbf{n} = 0 \quad (2.42)$$

BOUSS-2D 모형은 교호격자체계를 사용하고 있으므로  $x$ 축과 수직인 고체경계면에서는

$u_\alpha = u_f = 0$ 를,  $y$ 축과 수직인 고체경계면에서는  $v_\alpha = v_f = 0$ 를 부여한다.

한편 교호격자체계를 채택하고 있는 BOUSS-2D 모형의 입사경계면에서는  $u_\alpha$ ,  $v_\alpha$ ,  $u_f$  및  $v_f$ 의 시계열이 설정되어야 하며, 유속 및 유량에 대한 시계열은 불규칙파의 방향스펙트럼으로부터 구성할 수 있다.

입사경계면에서의 수면변위에 대한 방향스펙트럼(수면변위는 통계적으로 설명될 수 있으며 평균이 zero인 정상 Gaussian 무작위 과정으로 가정)은 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$S_\eta(\omega, \theta) = S_\eta(\omega)G(\theta|\omega) \quad (2.43)$$

여기서  $\omega$ 와  $\theta$ 는 각주파수와 파랑의 진행방향이며,  $S_\eta(\omega, \theta)$ 는 수면변위의 방향스펙트럼,  $S_\eta(\omega)$ 는 수면변위의 주파수스펙트럼, 그리고  $G(\theta|\omega)$ 는 주파수  $\omega$ 에 해당하는 성분의 방향분포함수로서 다음 식과 같은 특성을 갖는다.

$$\int_{-\pi}^{\pi} G(\theta|\omega)d\theta = 1 \quad (2.44)$$

입사경계에서 수면변위에 대한 방향스펙트럼이 주어지면 수면변위에 대한 시계열을 합성할 수 있으며, 이로부터 선형전달함수를 사용하여 유속과 유량의 시계열을 합성한 다음 입사경계조건으로 부여한다. 각주파수와 방향을 각각  $\Delta\omega$  및  $\Delta\theta$  간격으로 분할하고 그 분할 수를 각각 M개 및 N개로 하면 주어진 방향스펙트럼에 수면변위의 시계열은 MN개의 성분파로부터 다음과 같이 합성할 수 있다.

$$\eta(\mathbf{x}_r, t) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M a_{ij} \cos(\mathbf{k}_{ij} \cdot \mathbf{x}_r - \omega_i t + \epsilon_{ij}) \quad (2.45)$$

여기서  $\mathbf{x}_r$ 은 조파기준점의 수평좌표이고,  $\mathbf{k}_{ij} = (k_i \cos\theta_j, k_i \sin\theta_j)$ 이며,  $\epsilon_{ij}$ 는 초기위상으로서  $[0, 2\pi]$ 에서 균등하게 분포하는 난수로부터 구하여 진다. 그리고 성분파의 진폭  $a_{ij}$ 는 방향스펙트럼으로부터 다음 식과 같이 구해진다.

$$a_{ij} = \sqrt{2S_\eta(\omega_i, \theta_j)\Delta\omega\Delta\theta} \quad (2.46)$$

입사경계면상의 임의의 격자점의 수평좌표를  $\mathbf{x}_g$ 라고 하면  $x$ 축에 수직인 입사경계면에 부여되는 유속과 유량에 대한 입사경계조건은 다음 식으로부터 계산된다.

$$T_u(\omega) = \frac{\omega}{kh \left[ 1 - \left( \frac{\alpha_2^2}{2} - \frac{1}{6} \right) (kh)^2 \right]} \quad (2.47)$$

$$\alpha_2 = \frac{z_\alpha + h}{h} \quad (2.48)$$

$$u_\alpha(\mathbf{x}_g, t) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M T_u(\omega_i) a_{ij} \cos\theta_j \cos[\mathbf{k}_i \cdot (\mathbf{x}_g - \mathbf{x}_r) - \omega_i t + \epsilon_{ij}] \quad (2.49)$$



$$u_f(\mathbf{x}_g, t) = [h + \eta(\mathbf{x}_g, t)]u_\alpha(\mathbf{x}_g, t) + h^3 \left[ \frac{\alpha_2^2}{2} - \frac{1}{6} \right] [u_{\alpha_{xx}}(\mathbf{x}_g, t) + v_{\alpha_{xy}}(\mathbf{x}_g, t)] \quad (2.50)$$

$$\eta(\mathbf{x}_g, t) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M a_{ij} \cos[\mathbf{k}_{ij} \cdot (\mathbf{x}_g - \mathbf{x}_r) - \omega_i t + \epsilon_{ij}] \quad (2.51)$$

$$u_{\alpha_{xx}}(\mathbf{x}_g, t) = - \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M a_{ij} k_i^2 \cos^3 \theta_j \cos[\mathbf{k}_i \cdot (\mathbf{x}_g - \mathbf{x}_r) - \omega_i t + \epsilon_{ij}] \quad (2.52)$$

$$v_{\alpha_{xy}}(\mathbf{x}_g, t) = - \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M a_{ij} k_i^2 \sin^2 \theta_j \cos \theta_j \cos[\mathbf{k}_i \cdot (\mathbf{x}_g - \mathbf{x}_r) - \omega_i t + \epsilon_{ij}] \quad (2.53)$$

여기서  $T_u(\omega)$ 는 수면변위로부터 유속으로의 전달함수이다. 한편  $y$ 축에 수직인 입사경계면에 부과되는 유속과 유량에 대한 입사경계조건은 다음 식으로부터 계산된다.

$$v_\alpha(\mathbf{x}_g, t) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M T_u(\omega_i) a_{ij} \sin \theta_j \cos[\mathbf{k}_i \cdot (\mathbf{x}_g - \mathbf{x}_r) - \omega_i t + \epsilon_{ij}] \quad (2.54)$$

$$v_f(\mathbf{x}_g, t) = [h + \eta(\mathbf{x}_g, t)]v_\alpha(\mathbf{x}_g, t) + h^3 \left[ \frac{\alpha_2^2}{2} - \frac{1}{6} \right] [u_{\alpha_{xy}}(\mathbf{x}_g, t) + v_{\alpha_{yy}}(\mathbf{x}_g, t)] \quad (2.55)$$

$$u_{\alpha_{xy}}(\mathbf{x}_g, t) = - \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M a_{ij} k_i^2 \sin \theta_j \cos^2 \theta_j \cos[\mathbf{k}_i \cdot (\mathbf{x}_g - \mathbf{x}_r) - \omega_i t + \epsilon_{ij}] \quad (2.56)$$

$$v_{\alpha_{yy}}(\mathbf{x}_g, t) = - \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M a_{ij} k_i^2 \sin^3 \theta_j \cos[\mathbf{k}_i \cdot (\mathbf{x}_g - \mathbf{x}_r) - \omega_i t + \epsilon_{ij}] \quad (2.57)$$

입사경계에서 사용할 수 있는 주파수스펙트럼의 종류에는 PM 스펙트럼, JONSWAP 스펙트럼, TMA 스펙트럼, Bretschneider 스펙트럼 및 Ochi-Hubble 스펙트럼 등이 있으며, 방향분포함수에는 cosine-power형, circular-normal형 및 wrapped-normal형 등이 있다. 이 중에서 유한수심을 반영하는 TMA 스펙트럼에 대해서 서술하기로 한다.

$$S_\eta(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4 f^5} e^{-\frac{5}{4} \left( \frac{f}{f_p} \right)^4} \gamma^e \frac{(f-f_p)^2}{2\sigma^2 f_p} \lambda(f, h) \quad (2.58)$$

위의 식이 TMA 스펙트럼으로서 JONSWAP 스펙트럼과 유한수심의 함수인  $\lambda(f, h)$ 의 곱으로 구성되어 있음을 알 수 있다. 여기서  $\alpha$ 는 Phillip의 상수로서 충분히 발달한 파랑에 대해서는 0.081이다.  $f_p$ 는 첨두주파수이며  $\sigma$ 는 스펙트럼의 뾰족한 정도를 나타내는 파라메타(spectrum enhancement)로서 다음과 같다.

$$\begin{cases} \sigma = 0.07 & \text{for } f < f_p \\ \sigma = 0.09 & \text{for } f \geq f_p \end{cases} \quad (2.59)$$

그리고 유한수심인자  $\lambda(f, h)$ 는 다음 식으로부터 계산할 수 있다.

$$\lambda(f, h) = \frac{1}{[R(\omega_h)]^2} \left\{ 1 + \frac{2\omega_h^2 R(\omega_h)}{2\omega_h^2 R(\omega_h) \sinh[2\omega_h^2 R(\omega_h)]} \right\}^{-1} \quad (2.60)$$

여기서  $\omega_h$ 는 주파수 인자로서  $\omega_h = 2\pi f \sqrt{h/g}$ 이며,  $R(\omega_h)$ 는 선형분산관계식의 일종인 다음 식으로부터 반복법으로 계산된다.

$$R(\omega_h) \tanh[\omega_h^2 R(\omega_h)] = 1 \quad (2.61)$$

Cosine-power형 방향분포함수는 아래 식으로 정의된다.

$$G(\theta|f) = \frac{\Gamma(s+1)}{\sqrt{\pi} \Gamma\left(s + \frac{1}{2}\right)} \cos^{2s}(\theta - \theta_p) \quad \text{for } |\theta - \theta_p| \leq \frac{\pi}{2} \quad (2.62)$$

여기서  $\Gamma(\cdot)$ 는 gamma 함수를 의미하고,  $\theta_p$ 는 파랑의 주방향을 나타내며,  $s$ 는 방향집중도 파라메타이다. 특히  $s \rightarrow \infty$ 이면 일방향 파랑장(unidirectional wave field)이 된다.

Mardia(1972)가 제안한 Wrapped-normal형 방향분포함수는 다음의 식과 같다.

$$G(\theta|f) = \frac{1}{2\pi} + \frac{1}{\pi} \sum_{j=1}^N \exp\left[-1 \frac{1}{2} (j\sigma_\theta)^2\right] \cos[j(\theta - \theta_p)] \quad (2.63)$$

한편 BOUSS-2D 모형에서는 부분반사 경계면과 계산영역 밖으로 나가는 파랑에 대해서는 인공적인 흡수층 또는 감쇠층을 설정하여 처리한다. 파랑 흡수층에서의 수면변위와 유속은 다음 식에 의하여 지배된다고 가정한다.

$$F_\eta = -\mu(\mathbf{x})\eta \quad (2.64)$$

$$F_u = -\mu(\mathbf{x})\mathbf{u}_\alpha \quad (2.65)$$

여기서  $\mu(\mathbf{x})$ 는 감쇠정도를 나타내는 감쇠계수로서 단위는  $\text{sec}^{-1}$ 이다. BOUSS-2D 모형을 적용한 많은 수치실험결과 감쇠층의 두께방향으로 2차 함수로 변하는 감쇠계수(최대치는  $30/T$ ,  $T$ 는 주기)를 사용할 때 흡수경계(부분반사경계)를 효과적으로 처리할 수 있었다. 따라서 감쇠계수를 경험적 최대치로 무차원화하면 다음과 같다.

$$\mu_{nd}(\mathbf{x}) = \frac{T}{30} \mu(\mathbf{x}) \quad (2.66)$$

여기서  $\mu_{nd}(\mathbf{x})$ 는 무차원 감쇠계수이며 0에서부터 1까지 변화한다. 그러므로 부분반사경계는 반사율에 따라서 감쇠층의 두께와 무차원 감쇠계수를 조정하여 고려할 수 있다.

끝으로 다공성 구조물로 구성된 투과경계는 앞에서 설명한 공극물을 도입하여 수정된 연속방정식과 운동량방정식을 해석함으로써 효과적으로 처리된다. 투과 영역과 순수 물점(water point) 영역의 경계에서는 수면변위와 유속이 연속이라는 정합조건을 적용한다.

계산이 안정적으로 완료되면 다음 식으로 계산영역 내부의 모든 격자점에서의 유의파고를 다음 식으로 산정한다.

$$H_s(x, y) = 4 \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{t_s=t_w}^{t_s} \eta^2(x, y, t) - \bar{\eta}^2(x, y)} \quad (2.67)$$

$$\bar{\eta}(x,y) = \frac{1}{N} \sum_{t_s=t_w}^{t_s} \eta(x,y,t) \quad (2.68)$$

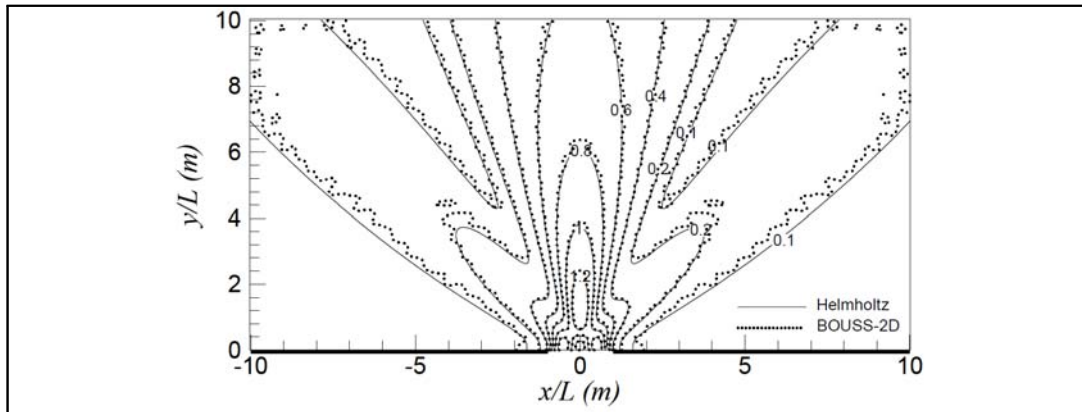
여기서  $t_s$ 는 모의시간이며,  $t_w$ 는 방향스펙트럼으로부터 입사경계면의 수면변위 시계열을 생성하는 합성주기(duration of synthesized time series)를 의미한다. 그리고  $N$ 은 합성주기를 계산시간간격로 나눈 것으로서  $N=t_w/\Delta t$ 이고  $\bar{\eta}$ 는 파랑의 비선형성에 기인하는 평균수위변동을 나타낸다.

### 2.3.3 수치모형의 검증

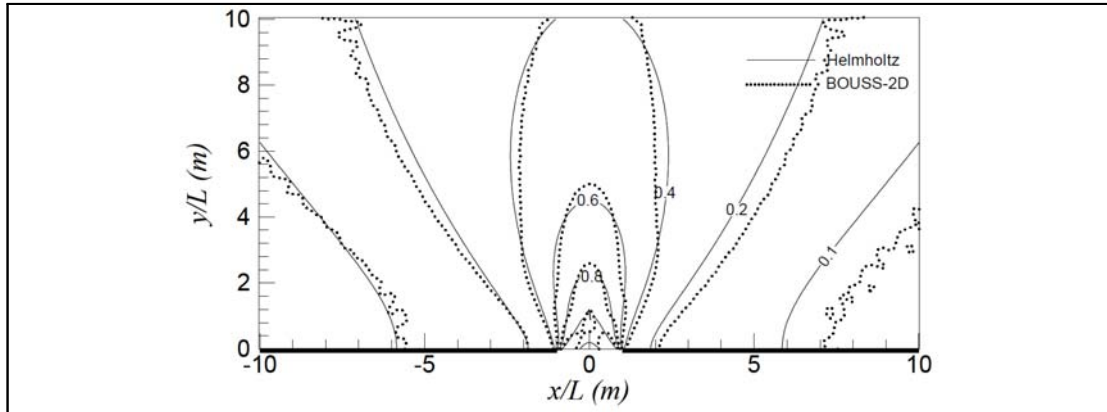
BOUSS-2D 모형을 검증하기 위하여 회절에 대한 해석해가 존재하는 경우를 상정하여 비교하였다. 여기서는 개구부 방파제 입구를 통과하는 파랑에 대해서 모형의 결과와 해석해를 검토하였다. 수심이 일정하다고 가정하면 지배방정식은 Helmholtz 방정식으로 되며 이에 대한 해석해는 Penny and Price(1952)가 제시하였다.

<Fig. 2.7>과 <Fig. 2.8>은 각각 규칙파와 불규칙파에 대하여 개구부 방파제를 통과하는 회절파에 대한 해석해와 BOUSS-2D 모형의 결과를 나타낸 것이다. 실험시 수심은 10m, 주기는 7sec, 파장에 대한 개구부 폭의 비(B/L)는 2로 하였다. BOUSS-2D 모형의 결과가 규칙파와 불규칙파에서 모두 이론해와 매우 유사한 패턴을 보여주고 있음을 알 수 있다.

<Fig. 2.7> 규칙파에 대한 해석해와 BOUSS-2D 모형의 비교



<Fig. 2.8> 불규칙파에 대한 해석해와 BOUSS-2D 모형의 비교



## 2.4 파랑류 수치모형의 이론

연안역의 지형변동을 유발하는 해수순환(nearshore circulation) 현상에는 기인력에 따라 조석 현상에 의한 조류, 계절적으로 변화하는 해류, 바람의 영향에 의한 취송류 및 파랑의 직접적 영향으로 발생된 파랑류 등을 들 수 있으나, 이중 단기간에 국부적으로 가장 큰 영향을 미치는 것은 파랑의 변형으로 비롯되는 파랑류라 할 수 있다. 즉, 연안역에서 파랑은 수심 또는 유속의 변화에 따라 천수 및 굴절 변형되고, 자연적 또는 인공적인 장애물과 만났을 경우 회절 및 쇄파 변형되며, 그리고 해안선에 다달아 쇄파되어 결국 소멸되는 과정을 거치게 된다. 이 때 발생하는 파랑의 잉여응력(radiation stress)의 변화에 따라 파랑류가 발생하면서 순환하게 된다.

파랑류(해빈류, nearshore current)는 1950년 Shepard and Inman에 의하여 처음 정의되었으며, 이 흐름은 연안역 흐름(coastal currents)과 구분되는 개념으로서 파랑의 직접적 영향에 의하여 생성, 발달된 흐름을 말한다(파랑에 의하여 발생하므로 파랑류라 해야 하나 연안역 흐름성분의 대부분을 차지하는 것이 보통이므로 흔히 해빈류라고도 한다). 1950년대부터 평행 해안선과 같은 단순지형에서의 연안류의 크기를 정량적으로 평가하고 관측하기 시작하였는데 Longuet-Higgins and Stewart(1960)에 의하여 잉여응력 개념이 도입되면서 연안에서 파랑류와 함께 평균 수면의 상승(set-up) 및 하강(set-down)을 해석하였다. 이 개념은 단순 평행해빈에서뿐 아니라 일반적인 연안지형에서도 적용할 수 있으므로 이 잉여응력을 천해흐름 수치모형의 외력으로 취급하여 파랑류를 재현하는 수치모형이 수립되어 왔다.

본 파랑류 수치모형(WIFLOW)은 파랑변형 계산결과를 이용하여 해빈류를 계산하는 수치모형으로 파랑·흐름간의 상호작용을 고려하지 않으나 계산시간이 많이 소요되지 않아 실제지형의 장기적 변화를 재현하는데 적합한 장점이 있다. 기본방정식은 파랑에 의한 잉여응력을 계산한 후 이것을 외력으로 하는 천수 방정식으로서 다음과 같다.

$$\frac{\partial \bar{\eta}}{\partial t} + \frac{\partial [U(h + \bar{\eta})]}{\partial x} + \frac{\partial [V(h + \bar{\eta})]}{\partial y} = 0 \quad (2.69)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} + \frac{R_x}{\rho(h + \bar{\eta})} - \frac{T_x}{\rho(h + \bar{\eta})} = 0 \quad (2.70)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial y} + \frac{R_y}{\rho(h + \bar{\eta})} - \frac{T_y}{\rho(h + \bar{\eta})} = 0 \quad (2.71)$$

$$R_x = \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \quad (2.72)$$

$$R_y = \frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \quad (2.73)$$

여기서  $\bar{\eta}$ 는 파랑주기평균의 수면높이(평균수면으로부터의 수면변위),  $t$ 는 시간,  $x, y$ 는 두 수평축,  $h$ 는 평균수심,  $U, V$ 는 각각  $x, y$ 방향의 평균유속,  $g$ 는 중력가속도,  $\rho$ 는 밀도,  $T_x, T_y$ 는 각각  $x, y$ 방향의 전단응력이다. 전단응력항은 다시 해지면 마찰력항( $F_{b,x}, F_{b,y}$ )과 수평확산항( $F_{l,x}, F_{l,y}$ )으로 나뉜다.

$$T_i = F_{b,i} + F_{l,i} \quad (2.74)$$

여기서  $i$ 는  $x, y$ 에 관한 지표이다. 잉여응력으로 표현되는  $S_{xx}, S_{xy}$  및  $S_{yy}$ 는 파의 진행방향인  $x$ 축과 이루는 각을  $\theta$ 라 할 때 다음과 같다.

$$S_{xx} = A \cos^2 \theta + B \sin^2 \theta \quad (2.75)$$

$$S_{xy} = A \sin \theta \cos \theta - B \cos \theta \sin \theta \quad (2.76)$$

$$S_{yy} = A \sin^2 \theta + B \cos^2 \theta \quad (2.77)$$

$$A = E \left( \frac{2C_g}{C} - \frac{1}{2} \right) \quad (2.78)$$

$$B = E \left( \frac{C_g}{C} - \frac{1}{2} \right) \quad (2.79)$$

여기서  $E$ 는 해수면의 단위면적당 파랑에너지,  $C_g$ 는 군속도,  $C$ 는 파속이다.

## 2.5 파랑류 및 지형변화 실험의 검증

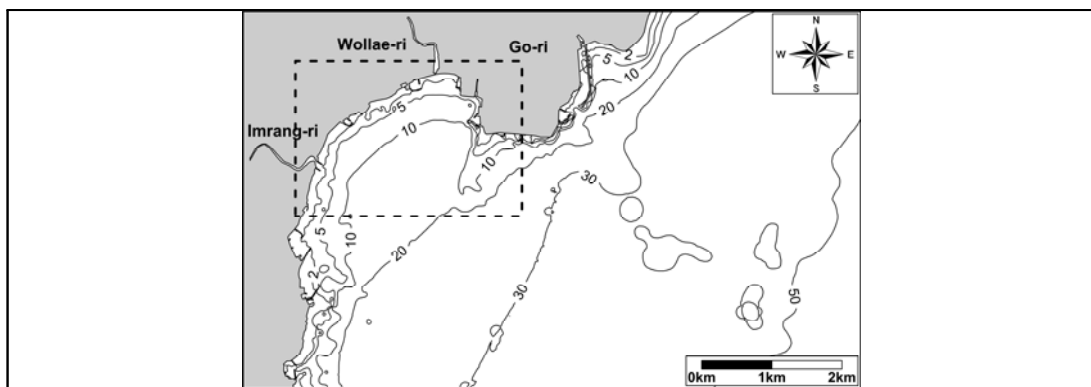
앞서 BOUSS-2D 모형에 대하여 개구부 방파제 입구를 통과하는 파랑에 대한 이론해와 비교를 수행하였으며, 여기서는 파랑변형, 파랑류 및 지형변화 모형에 대하여 검증을 수행하기로 한다.

대상지역으로는 부산시 기장군의 월내리를 선정하였으며, 대상지역의 해안선 및 수심은 <Fig. 2.9>에 제시하였다. 검증지역으로 월내리를 선정한 이유는 <Fig. 2.10>에 보는 바와 같이 해안선 주변의 파랑 침입을 방지하기 위하여 해안의 전면해상에 일종의 방파제 역할을 수행하는 TTP가 설치되어 있는데, TTP만 존재하기 때문에 TTP 공극 사이로 통과하는 파랑 및 TTP 방파제의 높이가 약 2m 이내여서 고파랑시 TTP를 월파하는 파랑이 존재한다. 이와 같은 현상을 수치모형으

로 재현하기 위해서는 공극치리를 할 수 있는 모형이 필요하며, 투과를 반영할 수 있는 모형은 현재는 BOUSS-2D 모형이 유일하다고 볼 수 있다.

또한 태풍(폭풍)에 의한 이상파랑시의 조건은 검증대상지역에서 태풍시에 관측한 결과가 비록 없지만 주변 지역에서 관측한 결과가 존재한다. 태풍매미(2003년 9월) 내습시기에 관측한 결과를 보면, 한국해양연구원이 부산신항(가덕도) 동방파제 전면에서 실시한 파랑관측 결과에 의하면 최대유의파고( $H_s$ )는 12일 21시에 8.0m, 최대유의파 주기( $T_{1/3}$ )는 16.6초, 최대파고( $H_{max}$ )는 10.8m이었던 것으로 보고된 바 있다. 또한, 검증대상지역 북측에 위치한 울산신항 전면 수심 50m 지점에서는 12일 23시에 최대유의파고( $H_s$ ) 9.4m, 최대파고( $H_{max}$ ) 14.7m가 관측되었던 것으로 보고된 바 있다(최병호, 2003). 이와 같은 결과로부터 폭풍(태풍)시 파랑조건을 적용하여 실험을 수행할 수 있으며, 조건은 파고 7.5m, 주기 14.00, 파향은 SSW를 적용하였다.

<Fig. 2.10> 검증대상지역의 해안선 및 수심도(부산시 기장군 월내리)



<Fig. 2.10> 검증대상지역의 현황



### 2.5.1 파랑변형 실험결과

지형변화를 검증하기 위해서는 수많은 파랑조건을 적용하여 실험한 후 이를 종합적으로 분석해야 한다. 이를 위하여 다음의 표와 같이 실험조건을 선정하여 실험을 수행하였다. 특정 파랑조건인 경우 파고 및 주기를 세분화할 경우 실험에 적용할 파랑조건이 너무 많아지는 관계로 파고에

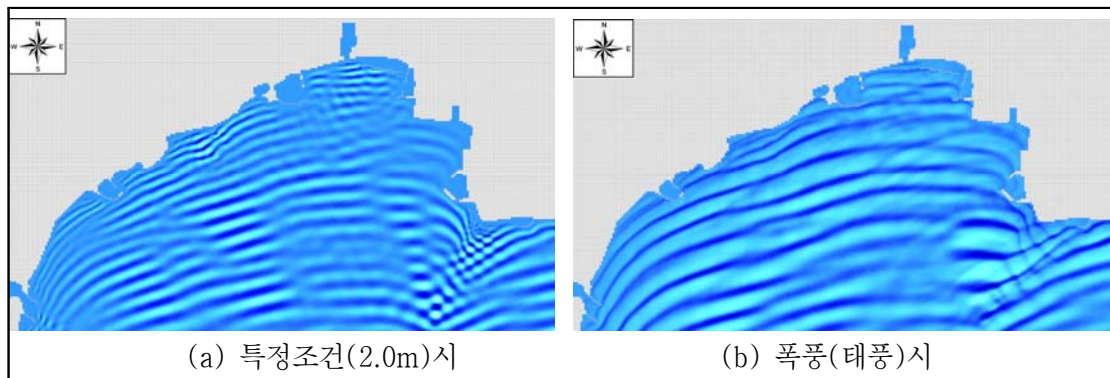
따라 주기를 선정하였으며, 각 파고에 상응하는 주기는 파고-주기 관계식으로 정하였다. 이에 대한 자세한 기술은 생략하기로 한다.

<Table 2.4> 실험에 적용한 파랑조건

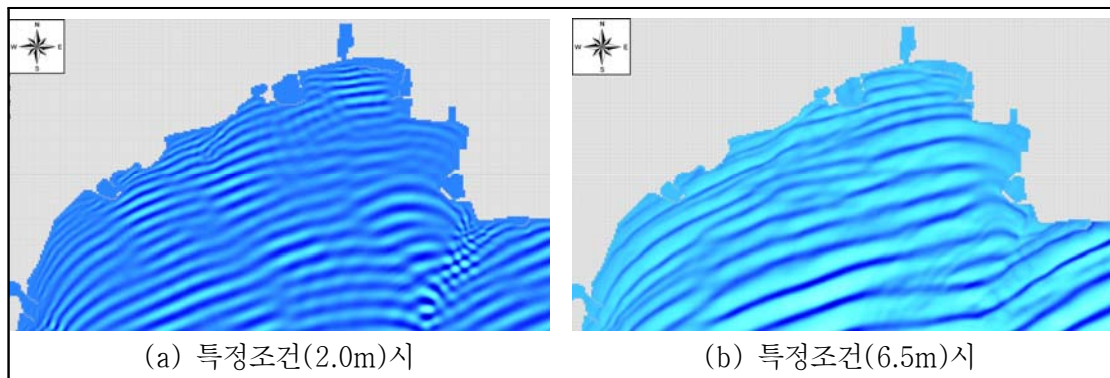
파랑조건 구분	파고(m)	주기(초)	파향	비고
정상시	1.03	5.70	SSW S SSE	장기파랑산출자료집 (해운항만청(1996), 해양수산부(1997)) 해상파랑관측 및 조사 (해양수산부, 1998, 1999, 2000, 2001)
특정조건	2.00	7.30	SSW	
	3.00	8.44	S	
	4.00	9.27	SSE	
	6.50	11.66	SSW	
폭풍(태풍)시	7.50	14.00	SSW	태풍매미 관측자료

본 연구는 파랑변형이 주 목적이 아닌 관계로 파랑변형 실험결과중 대표적으로 SSW, S, SSE 파향의 수면위상도만을 <Fig. 2.11>~<Fig. 2.13>에 제시하였다.

<Fig. 2.11> SSW 파향의 수면위상도

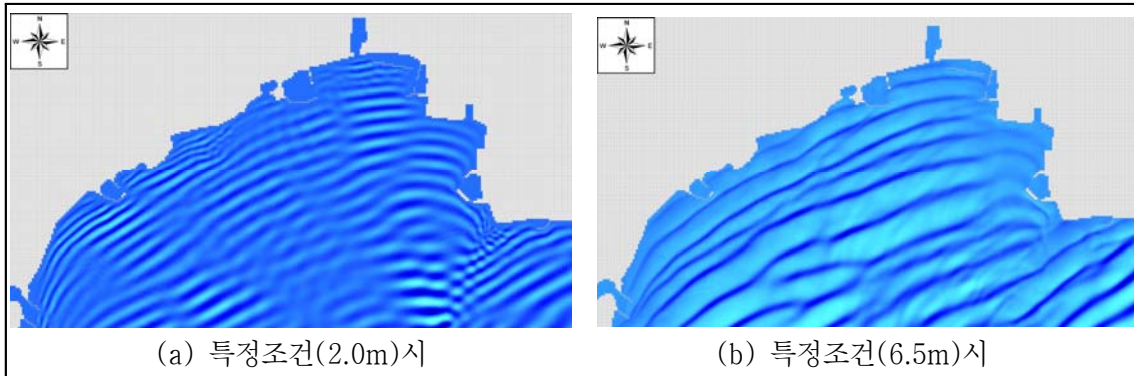


<Fig. 2.12> S 파향의 수면위상도





<Fig. 2.13> SSE 파향의 수면위상도

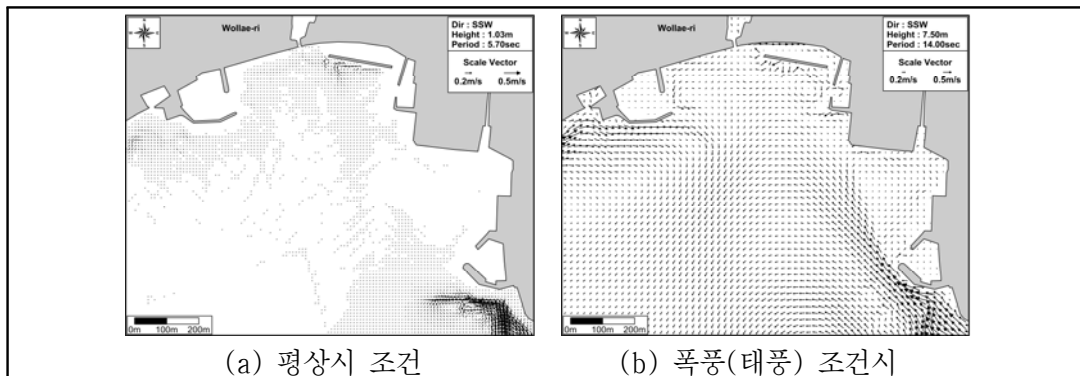


### 2.5.2 파랑류 실험결과

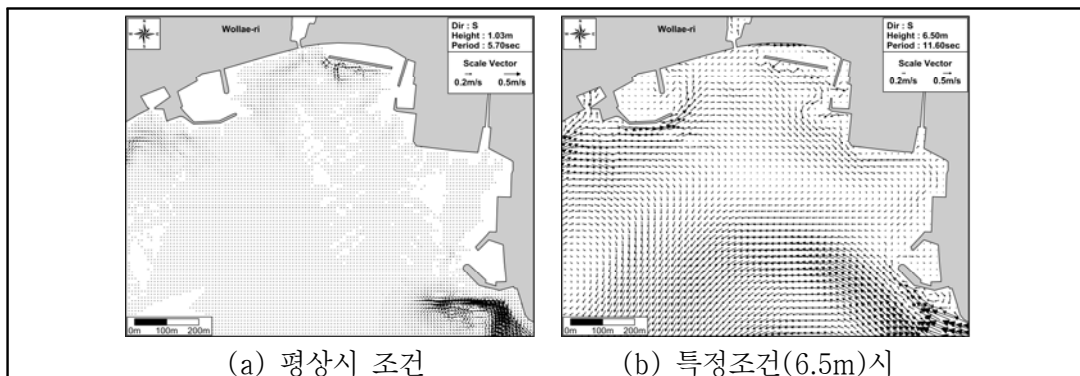
파랑류 실험결과중 평상시 조건과 특정파랑조건(파고 6.5m) 및 폭풍(태풍)조건시의 결과를 <Fig. 2.14>~<Fig. 2.16>에 제시하였다.

실험결과 평상파 시에는 TTP 구조물에 의한 파랑차폐 효과로 TTP 구조물의 외해측 전면부에 파랑류가 발생하며, 특정파랑 및 폭풍(태풍)조건시에는 TTP 구조물에 의한 반사 및 투과파에 의한 파랑류 변화가 재현된 것을 알 수 있다. 이와 같이 반사 및 투과 등을 적용할 수 있는 파랑변형 모형으로 수행하여야 대상지역의 현상황을 제대로 모의할 수 있다고 판단된다.

<Fig. 2.14> SSW 파향의 파랑류 실험결과

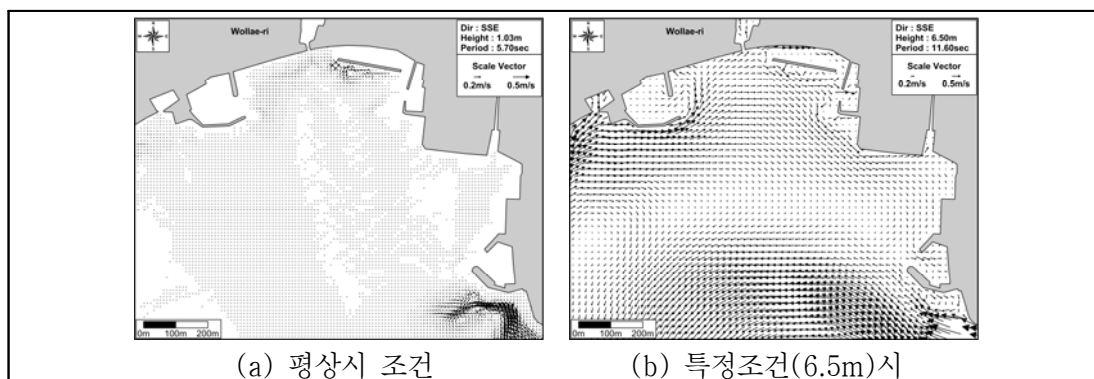


<Fig. 2.15> S 파향의 파랑류 실험결과





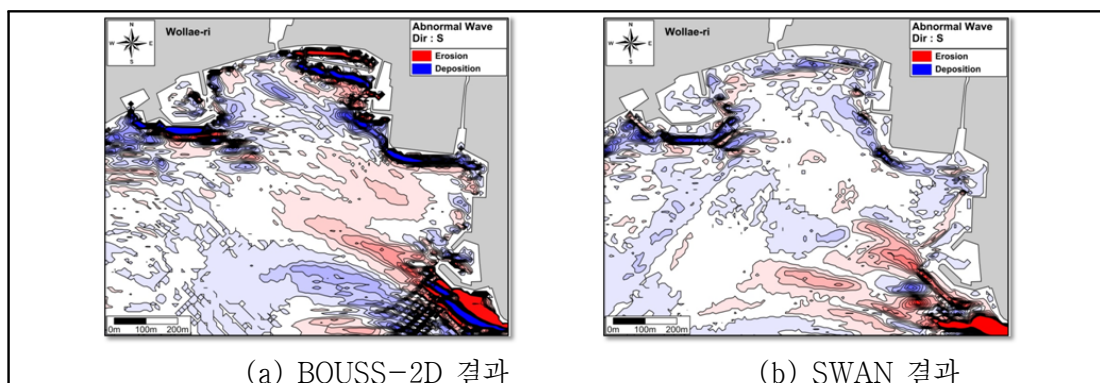
<Fig. 2.16> SSE 파향의 파랑류 실험결과



### 2.5.3 지형변화 실험결과

지형변화는 평상시 파랑조건과 특정파랑조건 및 폭풍(태풍)조건시에 대한 실험결과를 조합하여 파악하였다. 다음의 그림은 BOUSS-2D 모형과 SWAN 모형에 의한 연간지형변화를 나타낸 것이다. BOUSS-2D 모형을 기초로 한 지형변화 실험결과는 구조물 및 해안의 반사율 및 TTP 구조물의 반사/투과에 의한 파랑류의 정밀 재현으로 연간지형변화 실험결과와 검증대상지역의 침식/퇴적현상이 일치하는 것으로 나타났다. SWAN에 의한 지형변화는 TTP 구조물 전·후면의 침식/퇴적현상이 대상지역의 지형변화와 다소 상이하게 계산되었다. 이와 같이 지형변화를 파악하기 위해서는 대상해역에 맞는 적절한 모형의 선정이 중요하다.

<Fig. 2.16> 연간지형변화 실험결과



## 제3장 강재형 잠제에 의한 지형변화 검토

본 연구에서는 침식방지를 위한 호안공법중 잠제에 대한 파랑류 및 지형변화를 파악하였다. 잠제는 경성공법중의 하나로 외해에서 진입하는 파랑에너지를 저감하는 구조물이며, 해안에 입사되는 파랑에너지의 감쇄 및 이로 인한 퇴적향상과 해빈형성, 해안침식의 억제 및 범람위험의 저감 등의 장점이 있다. 그러나 이에 반하여 연안류의 편향과 변화, 잠제 주변 이외 지역의 침식 유발, 심미적인 훼손 등의 단점이 있다.

잠제의 단점은 중력식 구조물 형태(한번 설치이후에는 제거가 힘든 구조 형식)이기 때문에 발생하므로 본 연구에서는 중력식 잠제 대신에 설치 및 제거가 비교적 용이한 강재를 이용한 잠제를 적용하여 침식우세지역에 설치한 후의 지형변화와 잠제를 제거하였을 때의 변화를 사전에 파악하는데 목적을 두었다.

### 3.1 실험안 설정

대상지역은 강릉시 강문해변으로 설정하였으나, 우리나라 동해안의 대부분 지역이 비슷한 침식 경향을 보이고 있으므로 이후 적절한 지역을 추가적으로 선정할 수도 있다. 대상지역은 경포천의 하구정비사업의 일환으로 도류제를 건설하면서 하천에서 공급되는 퇴적물의 감소로 해안침식이 발생하였다. 이후 침식방지대책으로 도류제에 돌제 설치 및 양빈공법으로 일부 퇴적지역으로 변하면서 현재는 관광객이 다시 증가하고 있는 실정이다. <Fig. 3.1>에 대상지역을 나타내었다.

<Fig. 3.1> 실험대상지역(강릉시 강문해변)



실험대상지역의 수심은 수치해도(DC154, 2010년 11월 발행)에 의하면 해안선에서 150~500m 떨어진 지점의 수심이 5m이고, 10m 등수심선은 해안에서 500~800m에 위치해 있으며, 각 등수심선은 해안과 거의 평행을 이루고 있는 형태이다.

잠제 형식이 일반적인 중력식 구조물이 아닌 강재형식이므로 설치하였을 경우를 가정해보면, 수중에 직립 구조물 형태로 건설될 것으로 예상된다. 그리고 강재형 잠제를 지탱하기 위한 말뚝기초 등이 설치될 수도 있으나 본 연구에서는 설치 장소에 따라 변경이 가능한 보조구조물은 제외하였다. 또한 파압에 의한 잠제의 변형 등과 같은 지형변화와 관련이 없는 사항에 대해서도 본 연구에서는 고려하지 않았다.

위와 같은 수심조건 및 잠제형식을 고려하여 실험안의 형태를 다음과 같이 설정하였다. 해안선을 기준으로 연안방향(longshore)은 4km, 해안-외해방향(on-off shore)은 2km로 하였으며,

격자크기는 5m로 설정하였다. 해안의 폭은 150m, 해안에서 외해 100m까지는 수심이 0m에서 4m로 변화하며, 100~150m 구간은 4~5m로 변하며, 150~850m 구간은 수심을 5m로 일정하게 유지하고, 이후 850~1850m 구간은 5~10m로 수심이 변하게 설정하였다. 이와 같이 수심을 정한 이유는 잠제만에 의한 지형변화를 파악하기 위한 것과 강문해변이외의 다른 지역에서의 적용 가능성을 파악하기 위해서이다.

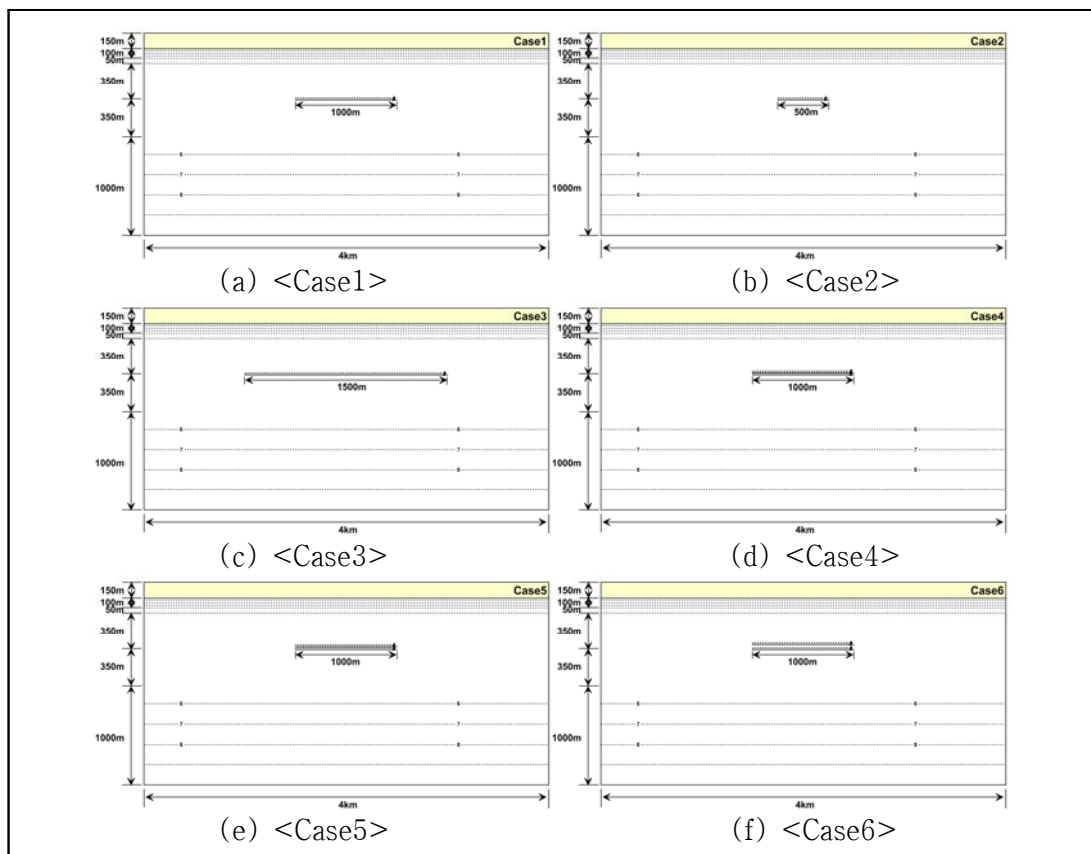
잠제는 기본적으로 해안선을 기준으로 500m 외해지역에 폭 10m, 높이 3m로 설정하였으며, 잠제를 구조물 형태로 표현할 수 없으므로 수심으로 대체하였다. 즉 잠제가 설치된 지역은 폭 10m, 수심 2m가 된다.

잠제나 도류제의 경우 일정한 폭으로 구조물을 설치하는 경우 구조물과 구조물 사이에서 국부적인 세굴이 발생하므로 본 연구에서 적용하는 강재형 잠제의 경우 이와 같은 국부세굴이 잠제에 큰 영향을 미칠 수 있기 때문에 일체형으로 정하였다.

잠제 길이에 따른 변화를 파악하기 위하여 잠제 길이를 500m, 1000m, 1500m로 구분하여 실험안 설정하였으며, 잠제 길이 1000m에 대하여 2열 배열을 하는 실험안도 정하였다. 2열 배열은 잠제와 잠제 사이의 폭을 5m, 15m, 35m 설정하였다. 각 실험안에 대하여 <Fig. 3.2>에 제시하였다.

그리고 자연해빈의 반사율은 항만및어항설계기준(2005)에는 0.05~0.2, Goda(2000)는 0.1~0.2이며, 본 연구에서는 0.2를 적용하여 해빈에서 반사되는 파랑에 대해서도 검토하였다.

<Fig. 3.2> 실험안



### 3.2 파랑변형 실험결과

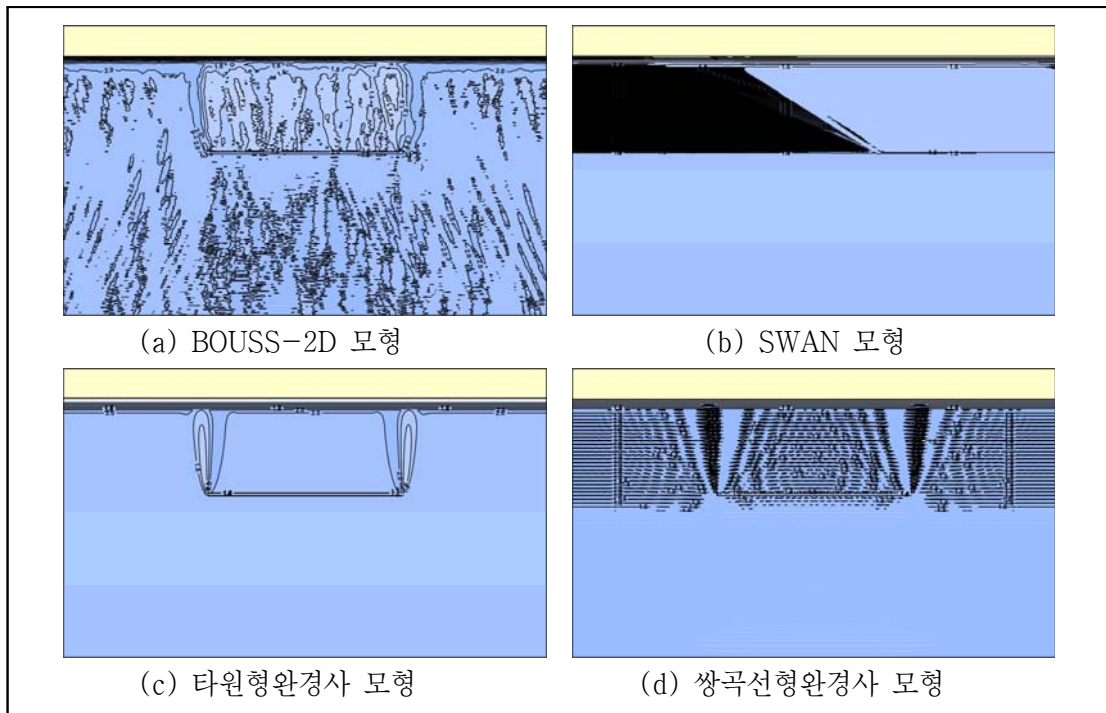
앞서 정한 실험안에 대하여 파랑조건을 설정하여 파랑변형 실험을 수행하였다. 실험에 적용한 파랑조건은 다음의 표와 같다. S 파향은 외해(수심 10m지점)에서 해안선으로 진입하는 파랑을 가르키며, 파고, 주기, 파향별로 조합하여 각 실험안당 125가지 경우에 대하여 실험하였다.

<Table 3.1> 잠재실험에 적용한 파랑조건

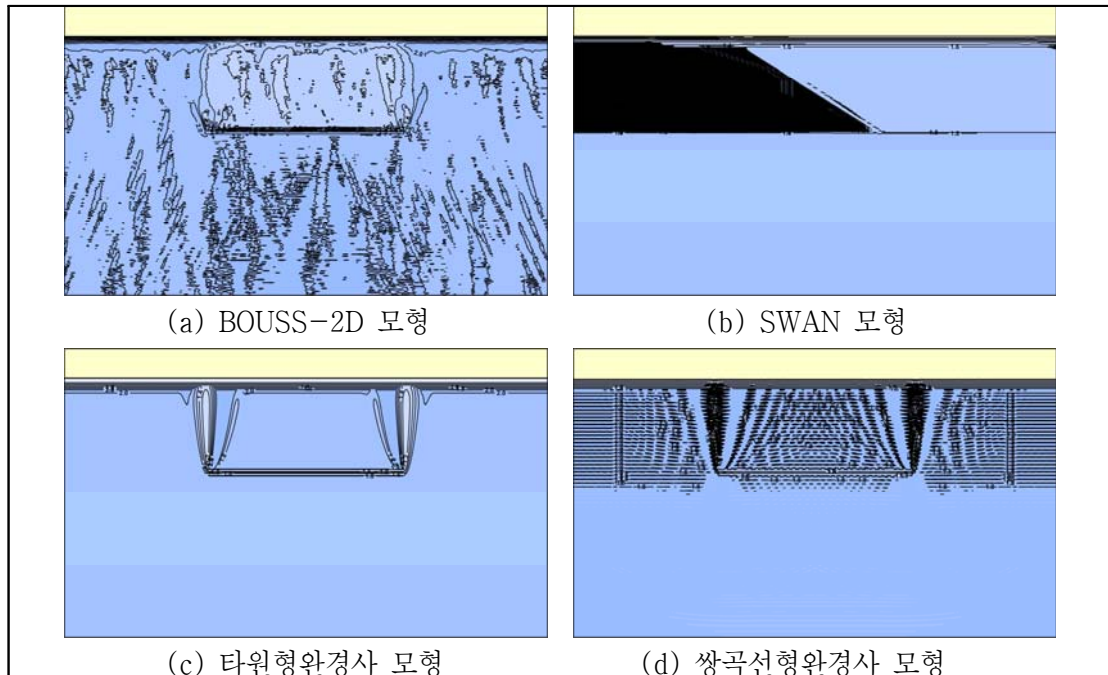
파고(m)	주기(초)	파향
1.0	6.0	SE
1.5	7.0	SSE
2.0	8.0	S
2.5	9.0	SSW
3.0	10.0	SW

제2장에서 파랑변형에 대하여 검증을 수행하였지만, 대상 구조물이 잠재이기 때문에 수심형태로만 존재하므로 이 경우에 대한 검토를 선행하였다. 본 연구에서 사용하는 BOUSS-2D 모형이외에 SWAN 모형, 타원형완경사방정식 모형, 쌍곡선형완경사방정식 모형을 적용하여 파고변화를 파악하였다. <Fig. 3.3>과 <Fig. 3.4>에 <Case1>과 <Case4>에 대하여 파고 2.0m, 주기 6.0sec, S 파향 조건의 결과를 각 모형별로 나타내었다.

<Fig. 3.3> <Case1>의 파랑조건(파고 2.0m, 주기 6.0sec, S 파향)에 대한 수치모형별 실험결과



<Fig. 3.4> <Case4>의 파랑조건(파고 2.0m, 주기 6.0sec, S 파향)에 대한 수치모형별 실험결과



각 수치모형별 결과를 보면, 먼저 SWAN 모형의 경우 잠제가 설치되어 있는 지역에서 파고가 심하게 변하는 것으로 나타났으며, 타원형완경사 모형의 경우에는 잠제에서 파고가 일시적으로 감소하였다가 잠제를 지나면서 다시 파고가 증가하고 잠제의 양 끝단에서는 일종의 섬처럼 차폐되는 형태로 나타났다. 쌍곡선형완경사 모형 역시 타원형 모형과 비슷하게 잠제 양 끝단에서 파고가 감소하는 것으로 나타났다. 이에 반하여 BOUSS-2D 모형의 결과를 보면, 잠제를 통과하면서 파고가 감소하는 것이 확연히 보이며, 해안선에서는 반사율을 적용한 결과 파고가 일부 증가하는 것으로 나타났다. 이 결과들로 볼 때 본 연구에서 적용하는 직립형 잠제에 대한 파랑변형 수치모의는 BOUSS-2D 모형을 적용하는 것이 타당한 것으로 사료된다.

대표적으로 파랑변형 실험결과중 <Case1>은 파고 1.0m, 주기 6.0sec, S 파향조건에 대하여, <Case5>와 <Case6>은 파고 1.5m, 주기 7.0sec, S 파향조건의 수면위상도를 <Fig. 3.5>에 제시하였다. 그림에서 실선은 수심변화 구간과 잠제 설치지역을 구분하기 위하여 나타낸 것이다.

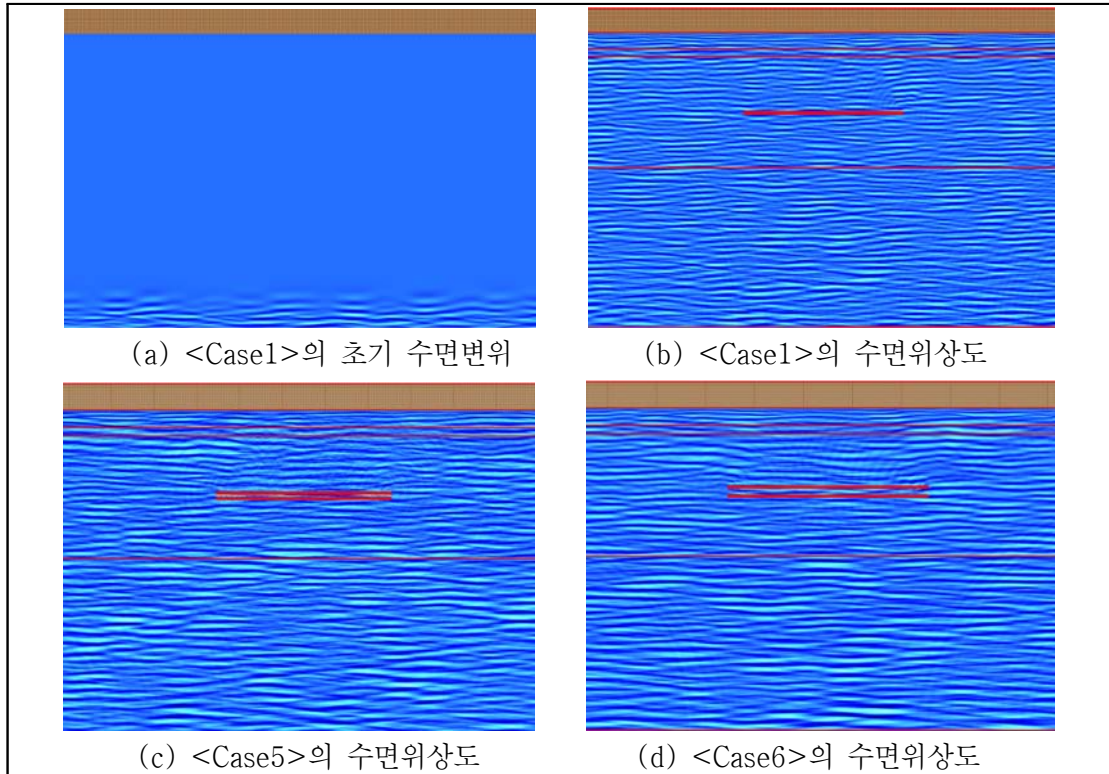
### 3.3 파랑류 실험결과

각 실험안별 파랑조건에 따른 파랑변형 결과를 이용하여 파랑류 실험을 수행하였으며, 결과들 중에서 대표적으로 파고 2.0m, 주기 8.0sec, S 파향조건의 파랑류 결과를 <Fig. 3.6>에 제시하였다.

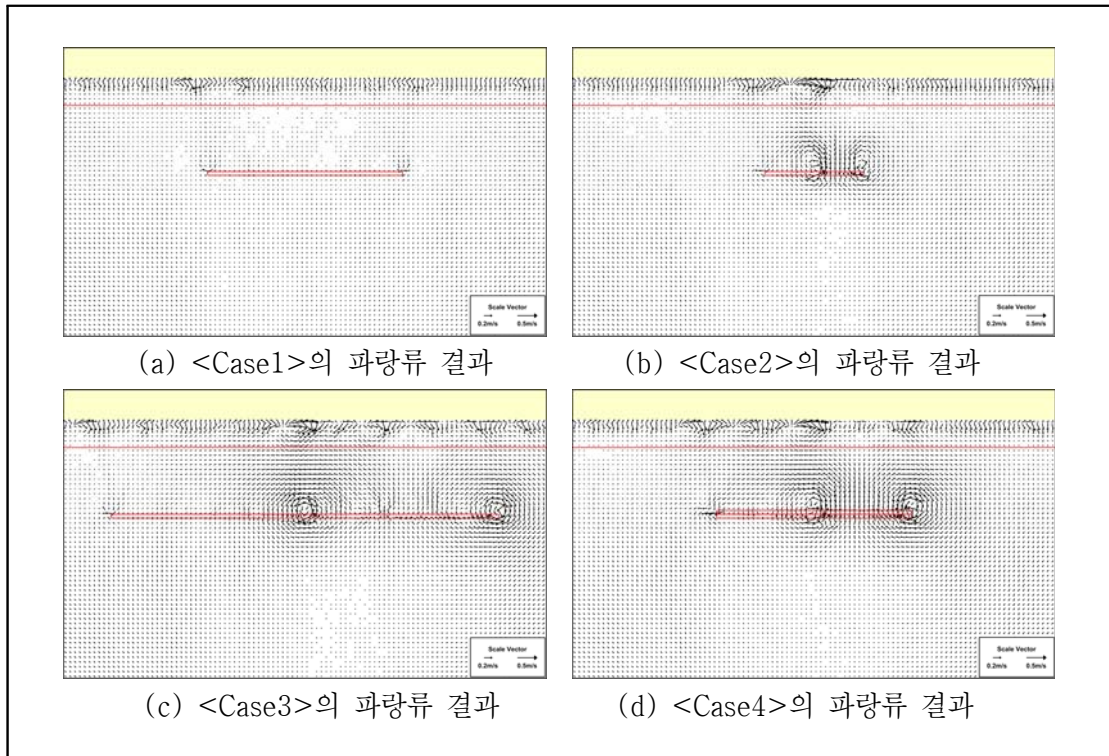
실험결과 S 파향의 경우 잠제의 중앙부에서 와류 형태가 나타나며, 잠제를 2열 배치하는 경우에는 양 끝단에서 와류가 발생하였다. 특히 잠제 2열 배치시에 배치간격이 길어질수록 파랑류 크기도 다소 증가하는 것으로 나타났다.



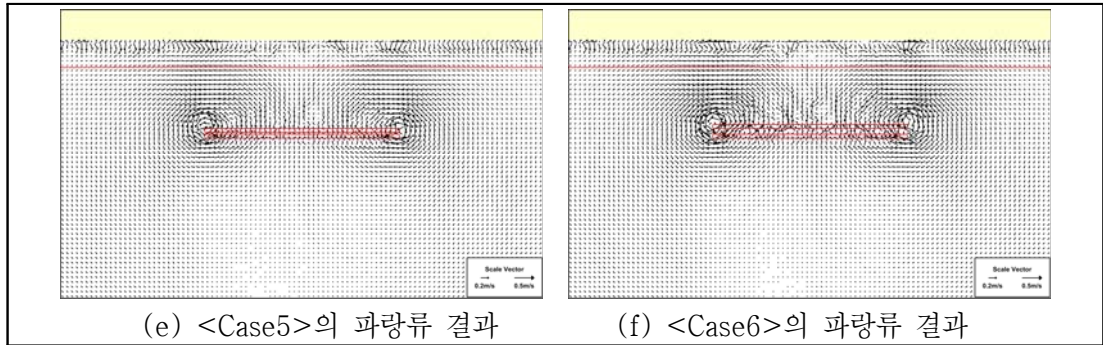
<Fig. 3.5> 각 실험안별 수면위상도



<Fig. 3.6> 각 실험안별 파랑류 실험결과



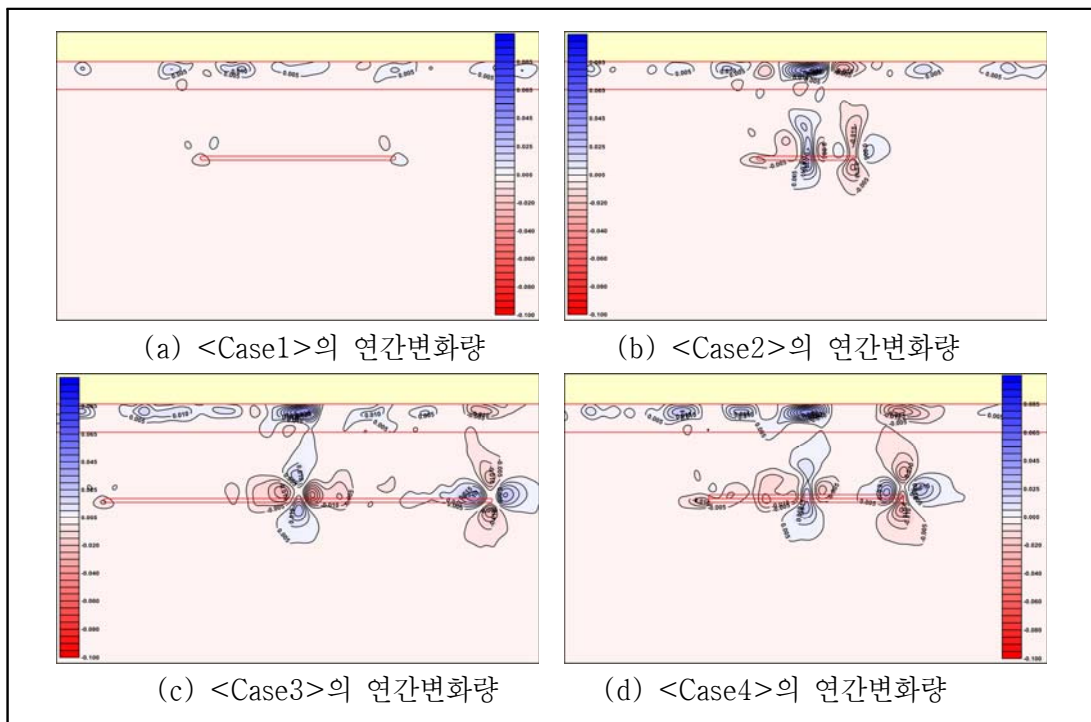
<Fig. 3.6> 각 실험안별 파랑류 실험결과 (계속)



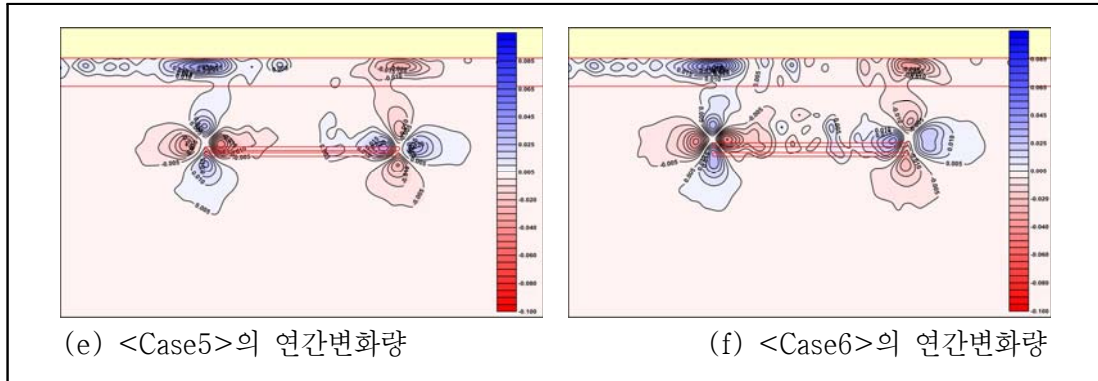
### 3.4 지형변화 실험결과

지형변화는 각 파랑조건별로 실험을 수행한 후, 장기파랑산출자료집(해운항만청(1996), 해양수산부(1997) 및 해상파랑관측 및 조사(해양수산부, 1998, 1999, 2000, 2001)의 자료를 이용하여 파고계급별·파향별 빈도분석을 수행하여 연간지형변화를 파악하였다. 실험결과의 연간변화량을 <Fig. 3.7>에 제시하였으며, 그림에서 (-, 적색)는 침식을, (+, 청색)은 퇴적을 나타낸다.

<Fig. 3.7> 각 실험안별 퇴적물 실험결과



<Fig. 3.7> 각 실험안별 퇴적물 실험결과 (계속)



<Case1>의 경우 잠제 내측해안이 전반적으로 퇴적현상을 보이는 것으로 나타났지만, 연간퇴적량은 약 1cm로 상당히 적은 양이 퇴적되는 것으로 나타났다. <Case2>의 경우 내측해안에 침식 및 퇴적이 발생하는 것으로 나타났으며, 연간최대침식량은 약 1cm, 최대퇴적량은 약 5cm로 나타났다. <Case2>의 경우 잠제에서도 침식·퇴적이 일어났는데 양은  $\pm 2\text{cm}$  이내인 것으로 계산되었다. <Case3>의 경우 잠제의 길이가 1500m인 영향으로 해안에서의 퇴적구간이 상당히 넓게 나타났으며, 연간침식·퇴적량은 <Case2>과 비슷한 결과로 산정되었다.

잠제를 2열 배열한 실험결과 해안의 침식·퇴적양상은 <Case3>안과 비슷하게 나타났다. 그림상의 잠제 오른쪽은 주로 침식이 발생하였으며, 왼쪽은 퇴적이 발생하는 것으로 나타났는데 이는 대상지역의 파향별 발생빈도에 의한 영향 때문이다. 최대퇴적량으로 보면 <Case6>이 약 5cm로 가장 크게 나타났으나, 퇴적구간 면적으로 볼 때에는 <Case5>가 가장 넓은 범위에서 퇴적이 발생하는 것으로 나타났다.

실험결과를 종합하면 잠제를 2열 배치하는 것이 1열 배치보다는 지형변화에 유리하며, 잠제와 잠제사이에는 15~35m 정도 이격하는 것이 퇴적현상을 증가시키는 것으로 나타났다.



## 제4장 결론

인위적/자연적 변화에 의하여 퇴적물의 공급이 감소 또는 중지되는 경우 해안은 침식우세 지역을 변화하며, 이를 대처하기 위한 호안공법중 잠제를 대상으로 지형변화를 파악하였다. 기존의 중력식 잠제는 제거가 어렵기 때문에 구조물 존치에 따른 문제점이 있으나 본 연구에서 대상으로 한 강제형 잠제는 설치-제거가 용이하여 단점을 보완한 구조물 형태이다. 강제형 잠제를 이용하여 지형변화를 파악하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

1. 잠제 형태는 수치모형상 수심으로 표현할 수밖에 없는 한계가 있기 때문에 지형변화를 파악하기 위해서는 적합한 파랑변형 모형을 적용하여야 한다. 이를 해결하기 위하여 Boussinesq 방정식에 기초한 BOUSS-2D 모형을 사용하였으며, 동일한 조건에서 SWAN 모형, 타원형완경사 모형, 쌍곡선형완경사 모형과 상호비교하였다. 비교결과 잠제에 의한 파랑 감쇄 및 해안에서 반사되는 파랑을 재현한 BOUSS-2D 모형이 가장 잘 재현하였다.

2. 잠제형식은 1열의 경우 잠제 길이별로, 2열의 경우 잠제와 잠제 사이 간격별로 구분하였으며, 대상지역의 파랑조건은 파고, 주기, 파향별로 구분하여 각 실험안당 125개의 경우에 대하여 파랑 변형, 파랑류, 지형변화 실험을 수행하였다.

3. 실험지역의 장기파랑산출자료에 의한 파고등급별·파향별 발생빈도를 파악하여 이를 실험한 결과에 적용하여 연간침식·퇴적양을 산정하였다. 산정결과 잠제를 2열 배치하는 것이 1열 배치보다 지형변화(퇴적환경)에 유리하며, 잠제와 잠제사이는 15~35m 정도 이격하는 것이 퇴적을 증가시키는 것으로 나타났다.

## 참고문헌

- Bruun, P. (1962). Sea-level rise as a cause of shore erosion. J. Waterways and Harbors Div., ASCE, 88(WW1). 117-130.
- Hasselmann, K. (1962). On the non-linear energy transfer in a gravity wave spectrum. Part 1: General theory. J. Fluid Mech., Vol. 12, 481-500.
- Longuet-Higgins, M.S. and R.W. Stewart, (1960). Changes in the form of short gravity waves on long waves and currents. J. Fluid Mechanics, 8. 565-583.
- Nwogu, O. (1993). Alternative form of Boussinesq equations for nearshore wave propagation, J. Waterway, port, Coastal and Ocean Eng., ASCE, 119(6), 618-638
- Nwogu, O. (1996). Numerical prediction of breaking waves and currents with a Boussinesq model, paper presented at the 25th Int. Conf. Coastal Engineering, ICCE '96, Orlando, FL.
- Penny, W.G., and A.T. Price. (1952). The diffraction theory of sea waves and the shelter afforded by breakwaters, Philos. Trans. Roy. Soc. A, 244(882), 236-253.
- Peregrin, D.H. (1967). Long waves on a beach, J. Fluid Mech., 27, 815-827.
- Wei, G., Kirby, J.T., Grilli, S.T., and Subramanya, R. (1995). A fully nonlinear Boussinesq model for surface waves, Part 1, highly nonlinear unsteady waves, J. Fluid Mech., 294, 71-92.
- Y. Goda, (2000). Random seas and design of maritime structures

해안 및 백사장 침식방지를 위한  
강재형 잠제에 관한 수치모형실험 연구  
(2차년도)

# 보 고 서

2012. 11



한국해안·해양공학회  
Korean Society of Coastal and Ocean Engineers



# 제 출 문

## 한국해양과학기술원 원장 귀하

2011년 2월 1일자로 귀 원와 당 학회간에 계약 체결한 “해안 및 백사장 침식방지를 위한 강제형 잠제에 관한 수치모형실험 연구” 용역에 대하여 계약서 및 위탁연구계획서에 의거 과업을 성실히 완료하고 본 보고서를 최종보고서로 제출합니다.

2011년 11월 18일

(사)한국해안·해양공학회

학회장 채 장 원

연구용역 참여자

정 병 순

오 병 철

방 경 훈



# 목 차

제1장 서론 .....	1
제2장 잠제시공 사례조사 .....	3
2.1 경북 울진군 구산항 .....	3
2.2 강원도 속초시 영랑동 .....	4
2.3 부산시 송도해수욕장 .....	6
제3장 수치모형의 검증 및 검토 .....	9
3.1 타원형 천퇴에서의 천수변형에 대한 BOUSS-2D 모형의 검증 .....	9
3.1.1 타원형 천퇴 실험지형의 설정 .....	9
3.1.2 실험조건 .....	9
3.1.3 실험결과 .....	10
3.2 지형변화 모형의 검증 .....	13
3.2.1 실험조건 .....	14
3.2.2 실험결과 .....	15
제4장 강재형 잠제에 의한 지형변화 검토 .....	19
4.1 실험조건 .....	19
4.1.1 수심 및 잠제조건 .....	19
4.1.2 파랑조건 검토 .....	20
4.2 연간지형변화 결과 .....	24
4.2.1 1열 잠제 결과 .....	24
4.2.2 2열 잠제 결과 .....	24
4.2.3 실험안별 연직변화 비교 .....	31
4.3 태풍내습시 지형변화 검토 .....	34
4.3.1 태풍내습시에 대한 파랑모형 검증 .....	34
4.3.2 태풍내습시의 지형변화 결과 .....	36
제5장 결론 .....	41
참고문헌 .....	43

## 표 목 차

Table 3.1 Numerical conditions of test Vincent-Briggs(1989) .....	10
Table 4.1 Numerical conditions of submerged breakwater .....	19
Table 4.2 파랑조건 설정 .....	21
Table 4.3 현장관측자료에 대한 BOUSS-2D 모형의 검증 결과 .....	35

## 그 림 목 차

Fig. 2.1 경북 울진군 기성면 구산리~평해읍 월송리 해변 .....	4
Fig. 2.2 강원도 속초시 영랑동 해안일대 .....	5
Fig. 2.3 영랑동 백사장 및 추가 잠제 설치장소 .....	6
Fig. 2.4 부산시 송도해수욕장 .....	8
Fig. 3.1 Plan view of bathymetry and layout for Vicent-Briggs(1989) shoal experiments .....	10
Fig. 3.2 3D view of multidirectional wave propagation over a shoal for test Case N1 .....	11
Fig. 3.3 Normalized wave height( $H_s/H_{s\_Gage10}$ ) distribution for test Case N1 .....	11
Fig. 3.4 Normalized wave height distribution along Section 3 for Case N1 .....	12
Fig. 3.5 Normalized wave height distribution along Section 4 for Case N1 .....	12
Fig. 3.6 Normalized wave height distribution along Section 3 for Case B1 .....	12
Fig. 3.7 Normalized wave height distribution along Section 4 for Case B1 .....	13
Fig. 3.8 Morphological modelling system .....	14
Fig. 3.9 Initial Bathymetry .....	14
Fig. 3.10 Bathymetries after test (Case M1) .....	15
Fig. 3.11 Bathymetries after test (Case M2) .....	15
Fig. 3.12 Bathymetries after test (Case M3) .....	16



Fig. 3.13 Results of Case M1 .....	17
Fig. 3.14 Results of Case M2 .....	17
Fig. 3.15 Results of Case M3 .....	18
Fig. 4.1 기상청의 관측소 위치 .....	21
Fig. 4.2 울릉도/연곡의 2012년 파랑자료 .....	22
Fig. 4.3 국립해양조사원의 파랑관측소 위치 .....	23
Fig. 4.4 속초의 2012년 파랑자료 .....	23
Fig. 4.5 Bathymetries of 1-layer submerged breakwater by pacing (Case S101) .....	25
Fig. 4.6 Bathymetries of 1-layer submerged breakwater by pacing (Case S102) .....	25
Fig. 4.7 Bathymetries of 1-layer submerged breakwater by pacing (Case S103) .....	26
Fig. 4.8 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S211) .....	26
Fig. 4.9 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S212) .....	27
Fig. 4.10 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S213) .....	27
Fig. 4.11 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S221) .....	28
Fig. 4.12 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S222) .....	28
Fig. 4.13 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S223) .....	29
Fig. 4.14 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S231) .....	29
Fig. 4.15 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S232) .....	30
Fig. 4.16 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S233) .....	30
Fig. 4.17 연직방향의 지형변화 측정단면도 .....	31
Fig. 4.18 Profile change for Case S101~S103 .....	32
Fig. 4.19 Profile change for Case S211, S221, S231 .....	33

Fig. 4.20 Profile change for Case S212, S222, S232 .....	33
Fig. 4.21 Profile change for Case S213, S223, S233 .....	34
Fig. 4.22 파랑관측 위치도 .....	35
Fig. 4.23 BOUSS-2D 모형의 검증 결과도 .....	36
Fig. 4.24 Bathymetries of 1-layer submerged breakwater by pacing of test Event .....	37
Fig. 4.25 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing of test Event (Case S211~S213) .....	37
Fig. 4.26 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing of test Event (Case S221~S223) .....	38
Fig. 4.27 Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing of test Event (Case S221~S223) .....	38
Fig. 4.28 Profile change of test Event for Case S231 .....	39
Fig. 4.29 Profile change of test Event for Case S232 .....	39
Fig. 4.30 Profile change of test Event for Case S233 .....	40

# 제1장 서론

연안침식은 대부분 자연적으로 발생하는 현상이지만, 우리나라의 경우에는 방조제, 하구둑, 항만 및 어항 등의 인공구조물 설치, 지역사회 발전을 위하여 매립되는 해안가 인접 배후지역, 무분별하고 과도한 해안도로 건설 및 해안방호용의 호안·옹벽시설, 하천정비사업으로 인한 퇴적물의 감소와 바다모래(골재, 규사 등)의 과도한 채취 등의 인위적인 요인에 의하여 연안침식이 심화되는 것으로 파악되고 있다. 이에 더하여 최근 기후변화의 영향으로 인한 해수면 상승 및 이상너울(고파랑)과 이상폭풍에 의한 연안침식도 대두되고 있는 실정이며, 이러한 현상은 점차 증가될 것으로 전망되고 있다.

정부에서는 2003년부터 침식예방과 사후관리를 위하여 연안침식 모니터링 사업을 수행 중에 있으며, 2011년 기준으로 전국 연안 160개소에 대한 연안침식 모니터링 결과에 의하면, 26개 지역이 침식 대응사업이 필요한 심각지역(D등급)으로 조사되었으며, 침식 우려지역(C등급)도 78개소로 조사되었다. 더욱이 침식 심각지역과 우려지역의 비율은 2005년 44%에서 2011년 65%로 크게 증가하였다. 이러한 연안침식은 바닷가 인근의 토지 유실을 유발하며 시설물, 건축물 등의 훼손 및 붕괴위험을 가중시켜 국민의 안전을 위협할 뿐만 아니라 재산 피해를 낼 수 있다는 점에서 문제가 된다. 또한, 해변 및 해수욕장과 같은 친수공간을 훼손하여 국민들이 여가를 활용하고 삶의 질을 높이는데 제약이 될 수도 있다. 이에 정부에서는 2012년에 들어서 연안역의 통합적인 관리와 사전예방적 대응을 골자로 하는 ‘연안침식 통합관리대책’을 마련하였다. 대책의 주요 내용은 ●연안침식관리구역 제도 도입, ●연안완충구역 지정, ●개발행위 등의 제한, ●침식 모니터링 및 영향평가와 같은 과학적 관리기반 마련 등이며 2012년 말까지 관련 법령의 제·개정 및 2013년까지 관련 조치를 완료할 예정이라고 발표한 바 있다. 그리고 정부에서는 R&D 추진전략(2020 해양과학기술 로드맵(안))중 기후변화 및 연안재해 대응분야에서 침식해안관리기술을 신규중점과제로 선정하여 연구를 수행할 예정이다. 그리고 안전하고 풍요로운 연안환경 조성과 미래지향적인 연안보전정책 방향을 제시하고자 산·학·연과 지자체가 참여하는 연안발전포럼(한국해양과학기술원 주관, 국토해양부 주최)을 마련하고 있다. 이처럼 지속가능한 국토개발 및 보전을 위하여 연안 및 해안침식에 대한 중요도가 높아지고 있는 실정이다.

우리나라는 1980년대 들어 침식문제가 대두되면서 침식방지대책의 일환으로 해안옹벽, 방조제, 돌제, 방사제 등의 전형적인 인공구조물 형태인 경성공법이 주로 활용되다가 2000년 대에 들어서면서 모래포집용 울타리, 침식방지용 잠제(경북 울진군 구산항, 강원도 속초시 영랑동 연안정비사업, 부산시 송도해수욕장 등)와 주로 여름철 관광객유치를 위한 백사장조성을 주된 목적으로 하는 양빈공법 등의 보다 친환경적인 공법들이 적용되고 있다. 최근에는 지진 및 폭풍해일피해방지가 목적이지만 부산 강서구에 방재림(방풍, 방사 역할을 수행할 것으로 기대)을 조성하는 등 다각적

인 공법들이 적용되고 있다. 본 연구의 1차년도에서 각 공법에 대한 장·단점 및 전세계적으로 침식문제를 해결하기 위하여 활용된 여러 가지 공법들의 예를 제시한 바 있다. 이번 2차년도에서는 침식대책공법 중에서도 경성공법에 속하는 잠제에 대하여 설치 및 철거가 손쉬운 강제형 잠제(특허등록 한국해양과학기술원)를 기준으로 하여 수행한 1차년도 결과를 활용하여 시나리오별 실험을 통한 연안침식예측기법 개발에 목적을 두고 연구를 수행하였다.

## 제2장 잠제시공 사례조사

태평양에 위치하여 있는 섬들의 모래해변은 대부분 외해측에 산호초 지역이 존재하고 있으며, 이 산호초 지역은 해양동식물의 활동 공간을 제공하고 있을 뿐만 아니라 외해 진입파랑의 감쇠와 이에 의한 연안모래의 외부 유출방지 역할도 겸하고 있다. 잠제 공법은 이와 같은 산호초의 역할을 기대하는 공법으로 해외에서는 이탈리아 베네치아(돌제+잠제+양빈 혼합공법), 일본 돗토리현 가이케(이안제+잠제 혼합공법) 등 다수의 사례가 있다. 본 연구는 국내의 해안침식 방지대책에 관한 실험이므로 잠제 공법이 적용된 국내 시공사례를 중점적으로 조사하였다.

### 2.1 경북 울진군 구산항

경북 울진군 기성면 구산리(구산항 남측)에서 평해읍 월송리(직산항 북측)의 약 5km의 해안은 전형적인 만곡해안으로 해안에는 황보천과 남대천이 외해로 흐르고 있다. 구산항은 1962년에 방파제 축조를 시작으로 개발되었으며, 현재와 같은 구산항 형태(Fig 2.1 참조)는 북방파제의 경우 2004년, 남방파제(방사제)의 경우 2006년에 최종 완공되었다. Fig 2.1의 (a)는 2008년 2월의 위성사진(자료출처: 구글어스)으로 남방파제 외측에 이안제 3기와 익제가 축조되어 있는 것을 볼 수 있다. 이 이안제는 해안의 침식방지를 위하여 건설된 시설이 아니라 항내매몰 방지대책(1996년)에 의하여 2002년에 축조된 구조물이다. 그 이후 2002년부터 수행된 해안침식 방지대책으로 익제와 잠제 2기의 설계안을 선정하여 2007년에 익제 건설, 2009년에 잠제 1기가 건설되어 현재와 같은 지형을 유지하고 있다(Fig. 2.1 (b), (c) 참조).

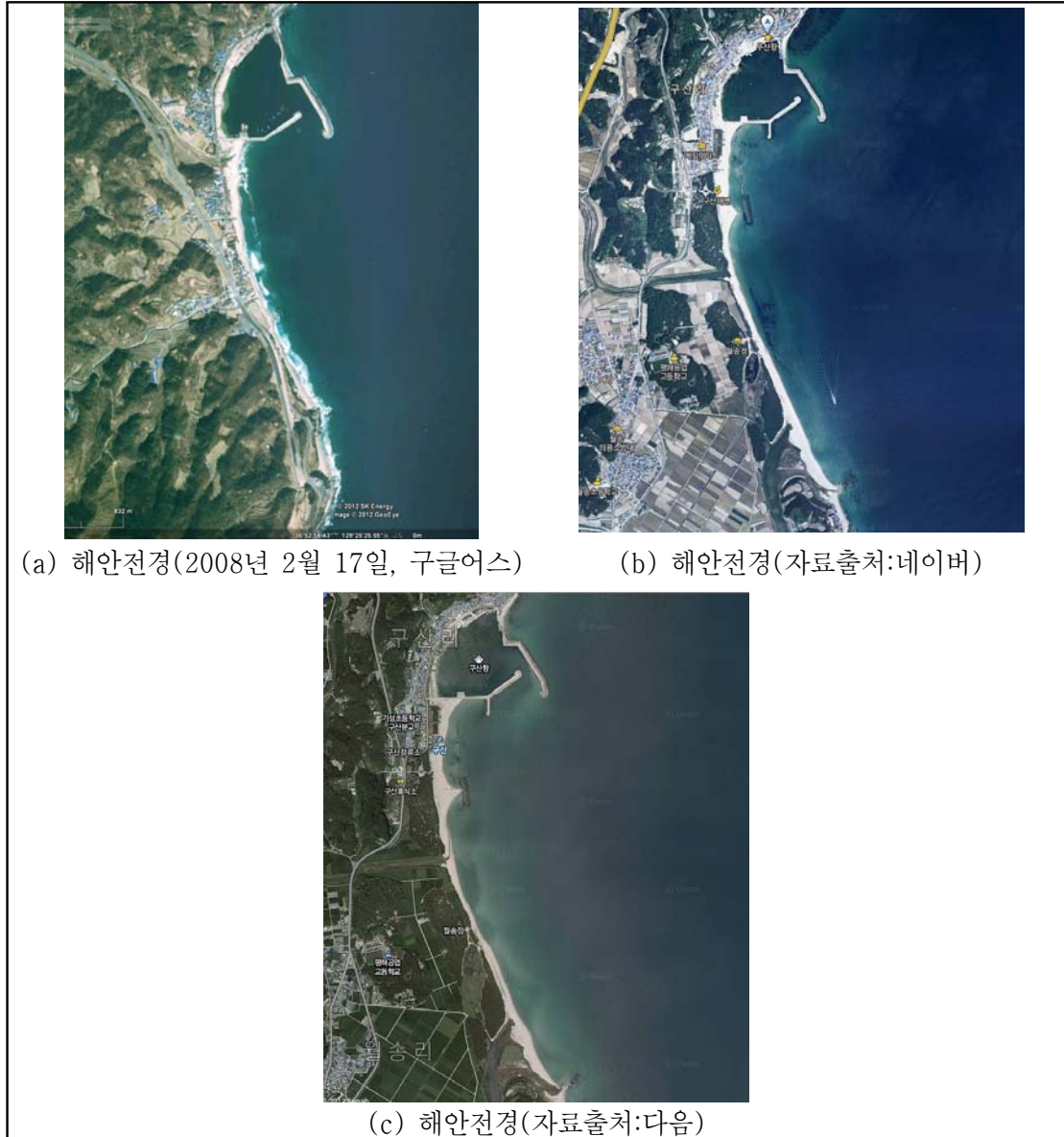
잠제는 일부분 연안표사의 이동을 허용하면서 해안을 보호(방호)하는 구조물로서 연속사주(tombolo)가 발달하는 이안제 배후보다는 백사장 면적이 감소하더라도 해안 경사가 완만해지고 조망권을 확보함으로써 해변 이용률을 높일 수 있는 특징이 있다. 이와 같은 잠제의 기능 및 역할과 달리 구산항은 Fig 2.1 (b), (c)에서 보는 바와 같이 잠제 배후측까지 연속사주가 형성된 것을 볼 수 있다. 위성자료(자료출처: 네이버, 다음)에 측량시각이 기재되어 있지 않은 관계로 건설후 해안변화의 경과기간을 알 수는 없지만, 일반적인 잠제의 특징과는 다르게 나타난 것을 알 수 있다. 이는 구산항 잠제의 천단고가 DL(+0.5m)로 조망권을 부분적으로 희생하는 대신에 파고투과율을 낮추면서 이안제 설치와 같은 해안변화가 나타난 것으로 구산항의 잠제는 천단이 수면 위로 드러나는 경우도 있기 때문에 잠제라고 분류하기에도 다소 어려운 점이 있다.

그리고 구산리~월송리 해변의 중앙부에 위치한 황보천의 이남지역은 침식현상이 일어나고 있는데, 이는 파랑감쇠가 과도하게 되는 구산항 잠제의 영향으로 하천유출토사가 잠제 배후면에 퇴적되고, 잠제 배후면에 퇴적된 모래는 북동계열을 차폐시키는 잠제(기존에 건설된 이안제 포함)에 의하여 남측으로 이동하지 않아 모래공급이 줄어들면서 침식이 발생하는 것으로 판단된다. 이에 따라 해안침식방지대책으로 계획하였던 나머지 잠제 1기는 사후모니터링 결과후 결정하려고

하고 있다.

구산항의 잠제공법은 이안제 형태로 건설되면서 잠제의 기능 및 특징이 많은 부분 감소되었으며, 구산리~월송리 해안의 모래 유출입에 대한 충분한 검토가 부족하였던 것으로 판단된다.

<Fig. 2.1> 경북 울진군 기성면 구산리~평해읍 월송리 해변



## 2.2 강원도 속초시 영랑동

강원도 속초시 영랑동 해안일대(장사항 ~ 속초등대전망대)의 연안정비사업은 국토해양부의 제1차 연안정비 10개년(2000~2009) 계획에 따라 수행이 되었으며, 영랑호 유출입구에 설치한 북측헤드랜드, 북측헤드랜드와 등대전망대 사이의 중앙헤드랜드, 북측~중앙헤드랜드 사이의 잠제 1기, 중앙헤드랜드와 등대전망대 사이의 잠제 2기의 인공구조물 건설과 양빈 공사로 백사장을 복원하는 사업이다(Fig 2.2 참조).

<Fig. 2.2> 강원 속초시 영랑동 해안일대



영랑동 해안 일대는 고파랑이 침입할 때마다 파제벽이 내려앉거나 붕괴되고, 해안도로 및 인도가 함몰하는 등 해안침식 피해가 수 차례 발생하였으며, 1999년에는 고파랑에 의하여 해안가의 가옥 6채가 붕괴되는 피해가 발생하면서 자연재해위험지구로 지정되었다. 이를 해결하기 위한 방안으로 백사장 복원을 추진하였으며, 2004년에 북측헤드랜드(250m), 2008년에 중앙헤드랜드(390m)를 건설하였고, 중앙헤드랜드와 등대전망대 사이의 잠제 2기는 2009년에, 북측~중앙헤드랜드 사이의 잠제 1기는 2010년에 완공하여 현재와 같은 지형형태를 형성하고 있다(Fig 2.2 (b) 참조). 또한 영랑호 하구 입구에서 모래 10,000m<sup>3</sup>을 양빈하여 백사장 복원에 사용하였다(Fig 2.2 (c) 참조).

현재는 연안정비사업의 효과로 해안에 모래가 퇴적되어 백사장이 점차 옛날 모습으로 복원되고 있으며, 잠제에 의하여 너울성 파도에 의한 재난위험도 감소한 것으로 분석되었다. 사후모니터링 결과는 아니지만, 잠제 2기가 설치된 중앙헤드랜드~등대전망대 사이의 해안은 2009년 7월에는 백사장 형성 구간이 40~50m 이었으나, 2010년 2월에는 계속되는 모래퇴적으로 백사장이 100m



구간에 이르렀다(Fig 2.3 (a) 참조). 하지만, 이는 계절적인 영향일 수도 있는 관계로 선불리 판단할 수는 없다. 그리고 잠제 2기가 설치된 지역의 남측에 추가적으로 잠제 1기를 건설 중에 있으며, 이 구조물은 파랑감쇠를 주요 목적으로 설치하는 것으로 판단된다.

영랑동 해안일대의 연안정비사업중 잠제의 역할은 파랑을 감쇠시켜 1차적으로 파랑에 의한 해안가의 피해예방과 잠제 배후면의 파랑의 완화에 의한 모래유실 방지에 목적을 두고 수행되었으며, 양빈 공법을 병행하면서 현재까지는 백사장 복원에 성공한 것으로 판단된다.

<Fig. 2.3> 영랑동 백사장 및 추가 잠제 설치장소



## 2.3 부산시 송도해수욕장

송도해수욕장은 약 800m의 소규모 해안으로 부산에서 가장 먼저 개발된 해수욕장으로 하얀 모래와 울창한 소나무 숲이 어우러져 여름이면 많은 관광객이 몰려드는 유명한 관광지였으나, 해수욕장 배후의 해안도로 등 해안개발, 하계의 태풍 내습시 이상파랑으로 인한 해수욕장의 모래 유실과 무분별한 쓰레기 투기에 의한 해수오염 등으로 인하여 사실상 해수욕장의 기능을 상실하게 되었다. 이에 정부에서는 송도연안에서 매년 반복되는 태풍피해와 해빈유실 방지 및 친수개념이 도입된 시민휴식, 녹지공간조성 등 친환경적인 해변으로 개발코자 2002년 송도연안정비사업(국내에서 최초로 시도된 면적공법-양빈과 구조물 설치를 병행하는 공법-을 적용)을 수립·실행하였다. 2005년에 백사장에서 150~180m 떨어진 해상에 잠제를 설치하였으며, 2005년부터 2007년까지 231,700m<sup>3</sup>의 양빈을 수행하였다. 2006년부터 2010년까지의 위성사진을 보면, 해빈폭의 변화는 크지 않은 것으로 나타났다(Fig 2.4 참조).

송도연안정비사업 모니터링 조사용역 보고서(한국해양대학교, 2009)의 체적변화 결론에 의하면, 총 양빈량중 약 15%에 해당하는 39,204m<sup>2</sup>가 침식 또는 유실되었으나, 양빈 후 최초 수심측량 결과(2005년 7월 8일)와 양빈량을 비교하면 약 6%의 모래가 유실되었다고 분석하였다. 또한 잠제 내측에서 해빈류 변화에 따라 양빈사의 순환이 활발하게 발생하고 있지만 양빈된 모래의 압밀효과 및 잠제 사이의 간극으로 이동된 양빈사의 양 등을 고려하면 잠제 외해로 유실된 모래는



거의 없는 것으로 판단하였다.

송도해수욕장은 국내 최초의 대규모 양빈을 통한 백사장 부활 및 다양하고 장기간의 사후조사가 수행된 지역으로 백사장 회복·확장 측면에서는 소귀의 목적을 달성하였다. 하지만, 양빈 후 지속적인 침식이 발생하고 있는지에 대하여 추가적으로 확인할 필요가 있으며, 2007년 6월 20일에 발생한 백사장 400m 구간에서 높이 1~1.5m 퇴적(각 일간지 보도)에 대한 분석이 결여된 것이 아쉬운 점이라 할 수 있다.

<Fig. 2.4> 부산시 송도해수욕장



## 제3장 수치모형의 검증 및 검토

본 연구의 1차년도에서는 임의의 지형에 잠제를 설치하여 각 파랑수치모형간의 결과를 비교분석하였으며, 그 결과 잠제 배후면의 파고변화 및 해안선의 반사 등을 고려하여 BOUSS-2D 모형을 선정한 바 있다. 그리고 파랑류 및 지형변화 모형은 부산시 기장군 월내리를 선정하여 대상지역 전면해상에 일종의 이안제 형태로 존재하는 TTP 구조물 주변의 해황변화를 파악한 바 있다.

본 연구의 2차년도에서는 BOUSS-2D 모형에 대하여 타원형 천퇴상에서의 천수변형에 관하여 수리실험결과와 비교검증하였으며, 지형변화 모형은 기존 연구에서 수행된 바 있는 임의의 지형에 이안제를 설치하였을 때의 해역 수심변화 결과와 검증하였다.

### 3.1 타원형 천퇴에서의 천수변형에 대한 BOUSS-2D 모형의 검증

BOUSS-2D 모형에 대한 기본방정식 및 전개과정은 1차년도에 기술하였으므로 생략하기로 한다. 본 실험에서는 BOUSS-2D 모형을 사용하여 타원형 천퇴에서의 불규칙과 실험을 재현하고, Vincent and Briggs(1989)의 수리모형실험 결과와 비교검증하였다.

#### 3.1.1 타원형 천퇴 실험지형의 설정

<Fig 3.1>과 같이 25m×27m의 계산영역에 천퇴 지형을 설정하여 불규칙과 입사에 의한 천수변형을 검토하였다. 타원형 천퇴 지형의 작성을 위하여 Vincent and Briggs(1989)에 의하여 제시된 식을 사용하였으며, BOUSS-2D 모형의 입력형식에 맞추어 수심이 음의 값이 되도록 수정하여 적용하였다. 타원형 천퇴의 외부 수심은 0.4572m로 균일하게 설정하였다. 우측 및 상하부 경계에는 반사를 억제하기 위하여 폭 2.0m의 damping layer를 설치하였으며 좌측 경계에서 외부조파가 되도록 하였다. 격자간격은  $\Delta x = \Delta y = 0.1m$ , 계산시간간격은 0.025sec를 적용하였다.

$$\left(\frac{x-x_c}{3.05}\right)^2 + \left(\frac{y-y_c}{3.96}\right)^2 = 1 \quad (3.1)$$

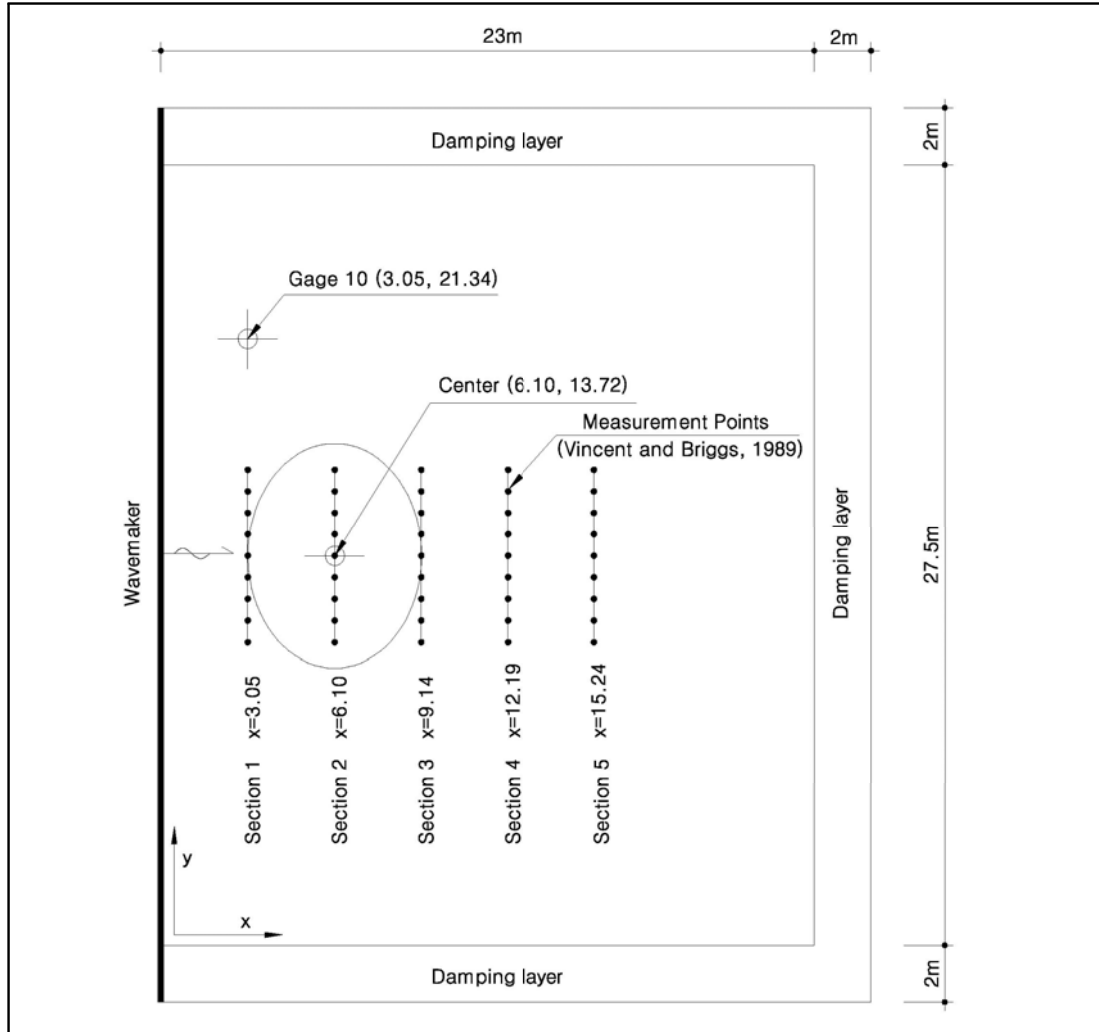
$$h(x,y) = 0.9144 - 0.7620 \left\{ 1 - \left(\frac{x-x_c}{3.81}\right)^2 - \left(\frac{y-y_c}{4.95}\right)^2 \right\}^{0.5} \quad (3.2)$$

#### 3.1.2 실험조건

Vincent and Briggs(1989)의 실험중 Case N1과 Case B1에 대하여 검증을 수행하였다. 파랑스펙트럼은 TMA 스펙트럼을 사용하였으며, 유의파고와 주파향( $\alpha$ )은 두 케이스가 동일하나 Case N1은 방향분산( $\sigma_m$ )이 작은(narrow spreading) 경우이며 Case B1은 방향분산이 큰(broad spreading)이다. 각 Case별 실험과 제원은 <Table 3.1>과 같다. 한계파향각은  $\sigma_m$ 의 3배로 설정

하였으며, Chezy 계수는 30.0, 비선형옵션은 strong을 선택하였다.

<Fig. 3.1> Plan view of bathymetry and layout for Vicent–Briggs(1989) shoal experiments



<Table 3.1> Numerical conditions of test Vincent–Briggs(1989)

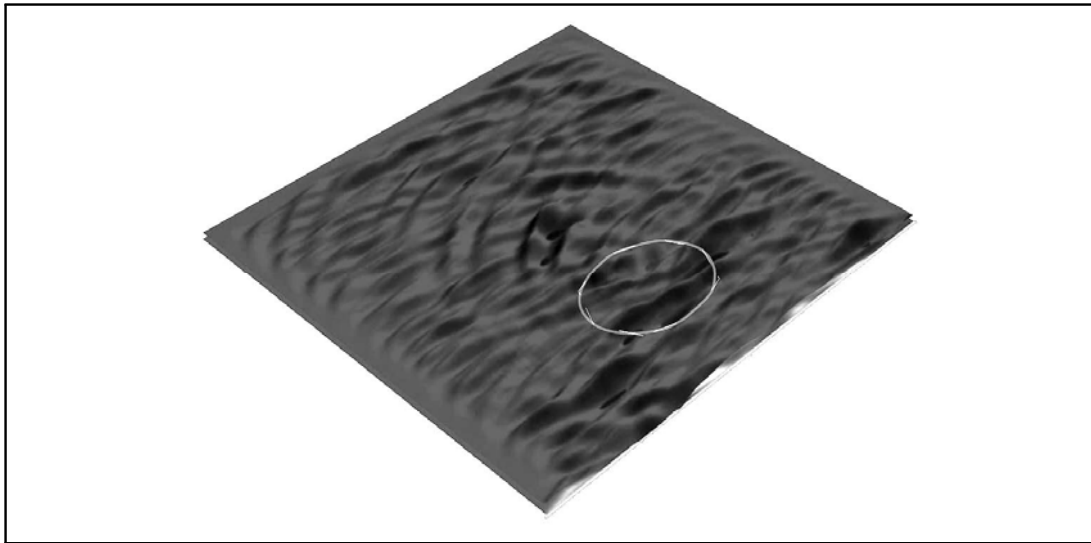
Case	$(H_{1/3})_0$ (m)	$(T_{1/3})_0$ (sec)	$\alpha$ (deg)	$\gamma$	$\sigma_m$ (deg.)
N1	0.0775	1.3	0.0144	2	10
B1	0.0775	1.3	0.0144	2	30

### 3.1.3 실험결과

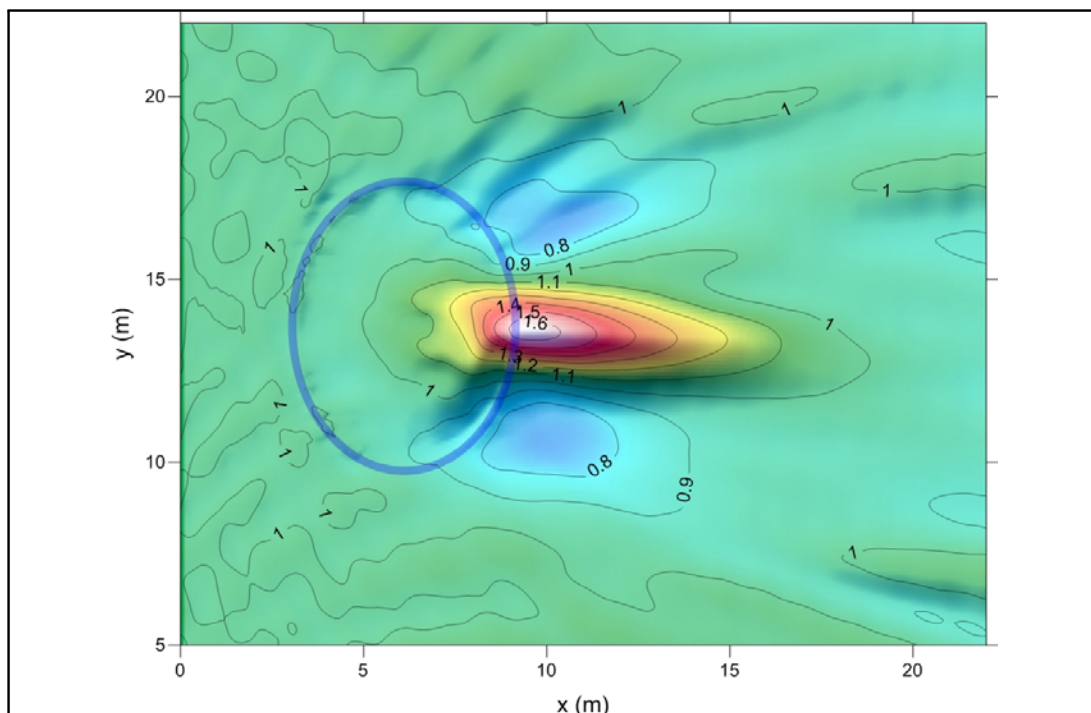
<Fig 3.2>는 Case N1에 대한 실험결과 중 특정한 시각의 수면위상도를 3차원으로 나타낸 것으로 타원형천퇴 배후에서 파랑집중이 발생한 것을 볼 수 있다. 실험영역에 대한 파고비 분포는 <Fig 3.3>과 같다.

실험결과중 <Fig 3.1>의 Section 3과 4에 대하여 수리실험과 본 연구의 결과를 비교하여 <Fig 3.4>~<Fig 3.7>에 제시하였다. <Fig 3.4>에 제시한 Case N1의 Section 3의 경우 Vincent and Briggs(1989)의 수리모형실험 결과보다 최대치가 약 20%정도 크게 산정되었으나, 그 이외에는 전반적으로 수리모형실험 자료와 잘 일치되는 것으로 나타났다. 그리고 방향분산이 큰 Case B1의 경우 Case N1에 비하여 천퇴 배후의 파랑집중이 약한 것으로 분석되었다.

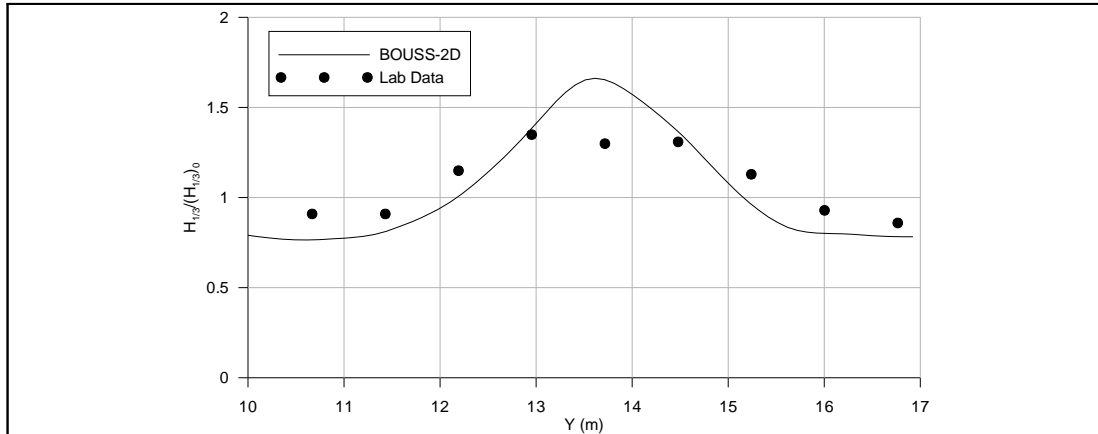
<Fig. 3.2> 3D view of multidirectional wave propagation over a shoal for test Case N1



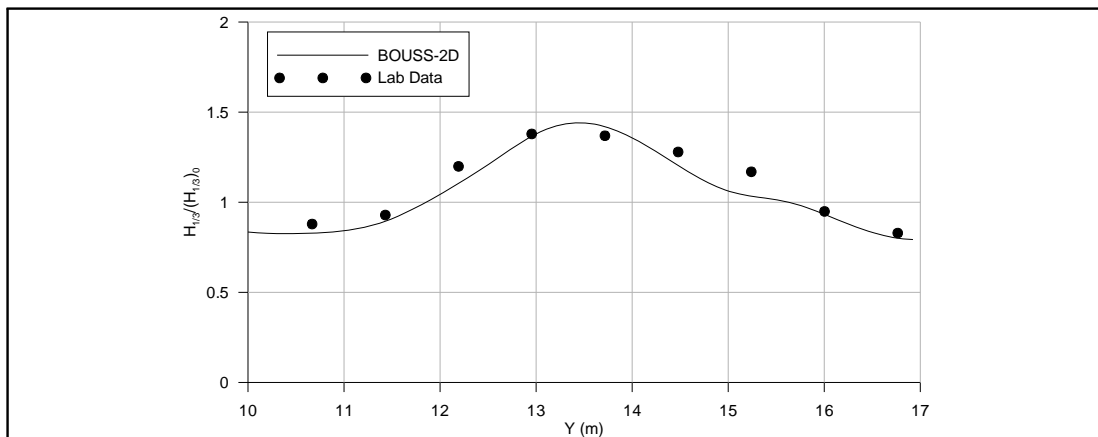
<Fig. 3.3> Normalized wave height( $H_s/H_{s\_Gage10}$ ) distribution for test Case N1



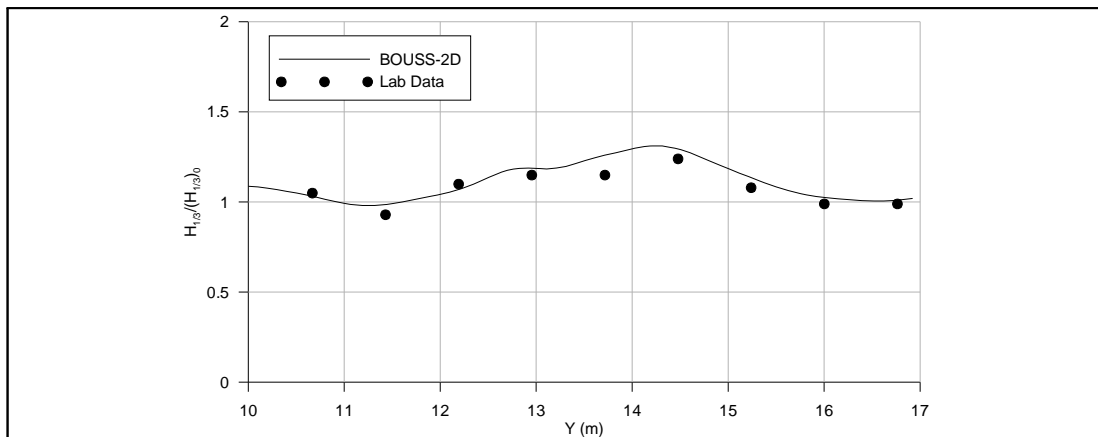
<Fig. 3.4> Normalized wave height distribution along Section 3 for Case N1



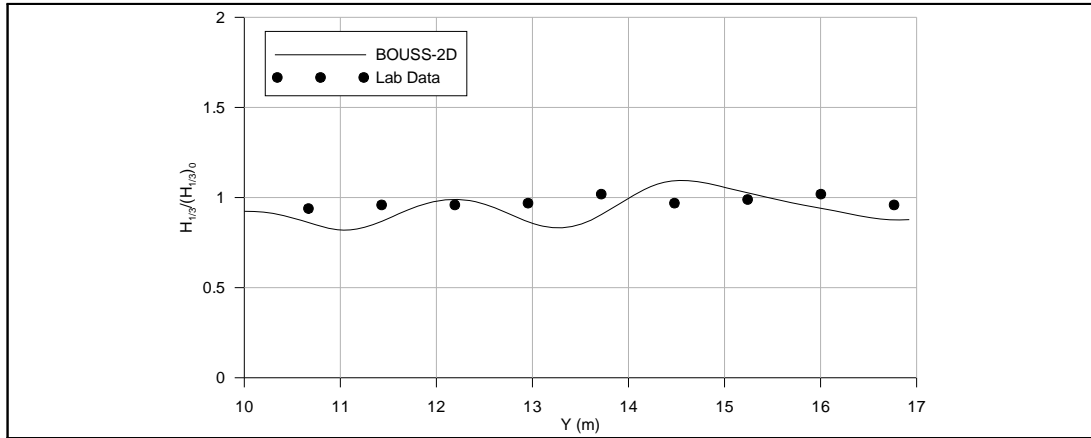
<Fig. 3.5> Normalized wave height distribution along Section 4 for Case N1



<Fig. 3.6> Normalized wave height distribution along Section 3 for Case B1



<Fig. 3.7> Normalized wave height distribution along Section 4 for Case B1



### 3.2 지형변화 모형의 검증

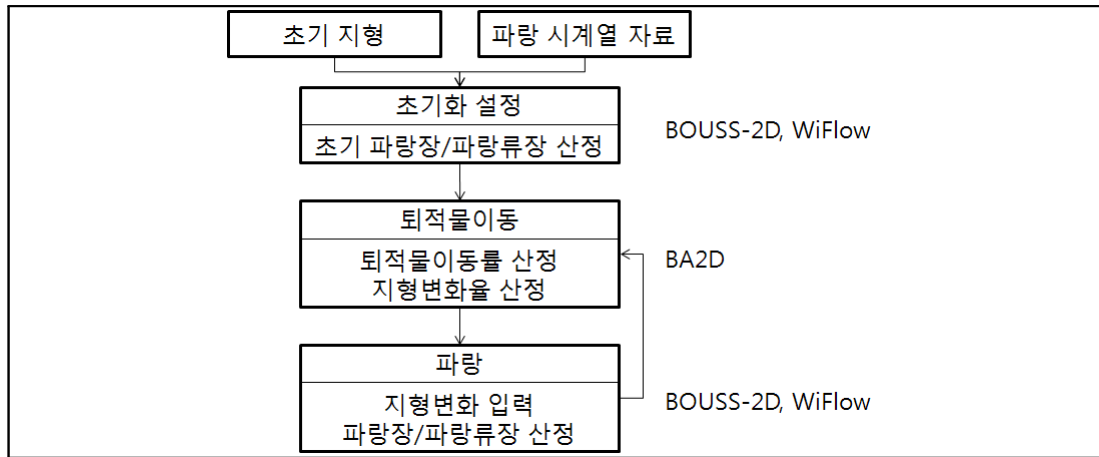
지형변화는 파랑 및 파랑류 실험결과를 이용하여 퇴적물이동 모형을 수행하여 구하는 것으로 실험과정을 선정하는 것 자체가 상당히 어려운 일이다. 그 이유중 먼저, 적용해야 하는 변수들을 살펴보면 파랑조건(파고, 주기, 파향), 초기지형 및 수심, 수온, 해저질의 입경분포, 저면전단응력 등 많은 양의 정보가 필요한 점이다. 다음으로 파랑 및 파랑류에 의하여 이동된 퇴적물로 인한 지형변화에 다시 파랑 및 파랑류 실험을 수행해야 하는 반복 작업이 필요한 점이다. 본 연구에서는 제외하였지만, 연안류(lonshore current)가 작용하는 경우에는 이 또한 추가하여 실험해야 한다. 이와 같이 다양한 실험 필요조건과 지속적인 실험의 재순환 과정이 필요하므로 이를 적절히 판단하는 것이 무엇보다 중요하다.

본 연구에는 <Fig 3.8>과 같이 지형변화 실험체계를 설정하였다. 실험에 적용한 각 수치모형의 기본전개과정은 1차년도에 기술하였으므로 여기서는 제외하기로 한다. 실험과정에 대하여 서술하면, 초기지형과 초기 파랑자료를 파랑모형(BOUSS-2D)에 대입하여  $t=0$ 의 초기 파랑장을 해석하고, 이 결과를 파랑류모형(WiFlow)에 적용하여 파랑류가  $t=0$ 에서  $t=\Delta t_{wave}$ 의 정상류에 도달할 때까지 안정화를 시킨 후 초기 파랑류장을 계산한다. 여기서  $\Delta t_{wave}$ 는 파랑주기 또는 몇 시간 단위의 order로 적용할 수 있다. 이 결과를 퇴적물이동모형(BA2D)에 대입하여 퇴적물이동률을 산정하며, 이 과정에서 지형변화율( $\frac{\partial z}{\partial t}$ )을 계산한다. 지형변화율의  $\Delta t = \Delta t_{sedi}$ 는 파랑-파랑류-퇴적물이동 과정의 반복에 의한 결과로 결정해야하나, 국내 관측여건상 이와 같은 자료를 얻기란 쉽지가 않으므로 외국 연구사례에 비춰 파랑 및 파랑류장의  $\Delta t_{wave}$ 와 동일하게 취급한다. 또한, 초기 파랑장 결과로 계산된 파랑류장에 새로운 파랑조건을 적용하여 파랑장을 산정하고 이를 퇴적물이동 모형에 대입할 수도 있으나, 본 연구에서는 이에 대한 검토는 생략하였다.

다음으로 초기 지형에 지형변화율을 적용하여 새로운 지형을 작성하고 파랑장 및 파랑류장을

계산한다. 이 과정에서 새로운 지형에 의한 저면조도계수, 파랑마찰계수 등의 해저면의 높이와 관련된 계수 등은 재계산 과정을 수행하며, 새로운 파랑장 및 파랑류장을 적용하여 퇴적물이동율을 산정하고 이 결과로 지형변화율을 계산한다. 이와 같은 방법으로 계획한 기간 동안의 연속적인 지형변화를 반복적으로 수행한다.

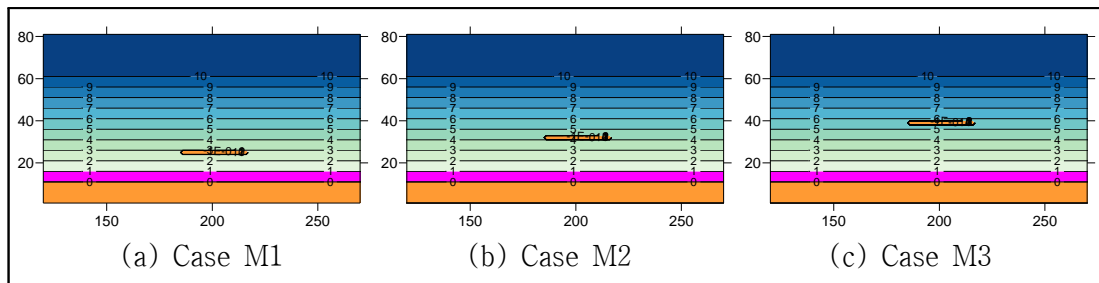
<Fig. 3.8> Morphological modelling system



### 3.2.1 실험조건

지형변화 검증은 Brøker et. al.(1995)의 이안제 실험결과와 비교하였다. 수심과 관련된 조건으로 이안제의 수평방향 길이는 310m, 이안제의 폭은 10m, 해안선에서 외해측 경계인 수심 10m까지는 1:50의 해저면 경사, 해안선으로부터 이안제까지의 거리는 130m(Case M1), 200m(Case M2), 270m(Case M3)으로 설정하였다(Fig 3.9 참조). 퇴적물 이동 실험과 관련된 조건으로 사질 퇴적물의 평균입경( $d_{50}$ )은 0.25mm, 퇴적물 이동한계수심은 8.5m, 수온은 10°C로 정하였으며, 입사파랑조건은 너울파(narrow band)에 대하여 다방향불규칙 파랑조건으로 유의파고 2.0m, 유의 파주기 8.0sec에 대하여 해안선에 직각으로 진입한다고 가정하였다.

<Fig. 3.9> Initial Bathymetry



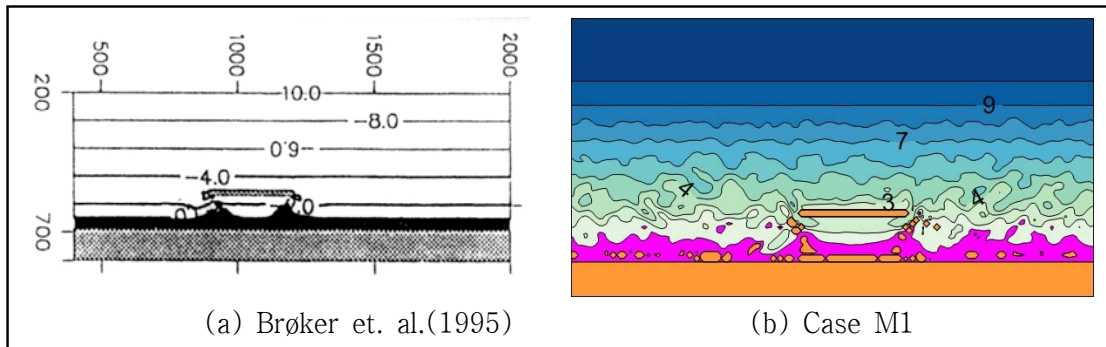


### 3.2.2 실험결과

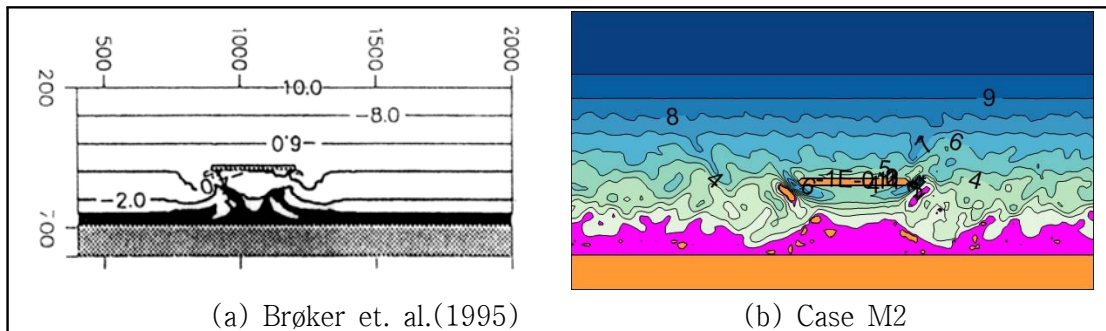
Brøker et. al.(1995)은 일정한 파랑조건에 대하여 4일간 지속되는 조건으로 실험하였다. 본 연구에서도 동일한 조건으로 실험하였으며, 이 경우 Fig 3.8에 제시한 지형변화 시뮬레이션의 반복횟수는 96회로 이 조건은 1시간동안 동일한 파랑이 지속되는 것을 의미한다. Brøker et. al.(1995) 실험은 구조물 주변의 지형변화에 국한된 실험으로 대상 구조물외 지역의 수심변화는 없으나, 본 연구에서는 실험 전(全)영역에서 퇴적물이동한계수심 이내에서는 지형변화가 가능하도록 하였다.

4일 경과후의 지형변화 결과를 <Fig 3.10>~<Fig 3.12>에 제시하였으며, 이안제 주변 및 내측의 수심변화가 Brøker et. al.(1995)의 실험결과와 잘 일치하는 것을 볼 수 있다. 이안제 이외의 지역에 대한 지형변화는 적용한 파랑조건이 유의파고 2m의 고파랑으로 파랑에 의한 침식 퇴적이 발생한 것으로 판단된다. 이안제 배후면에서는 퇴적이 이안제 양 끝단부터 점진적으로 발생하며 배후면의 해안선측은 수심이 낮아지는 연육사주의 발달과정이 실험에 의하여 제대로 재현되었다. 이안제 배후에서 이안제보다 바깥쪽은 배후측의 해안으로 모래가 이동하는 영향으로 침식이 발생하였다. 또한, 해안에 가까운 Case M1(이안제 설치수심 3m)보다는 Case M3(이안제 설치수심 6m)에서 연육사주가 더 많이 형성되는 것으로 나타났다.

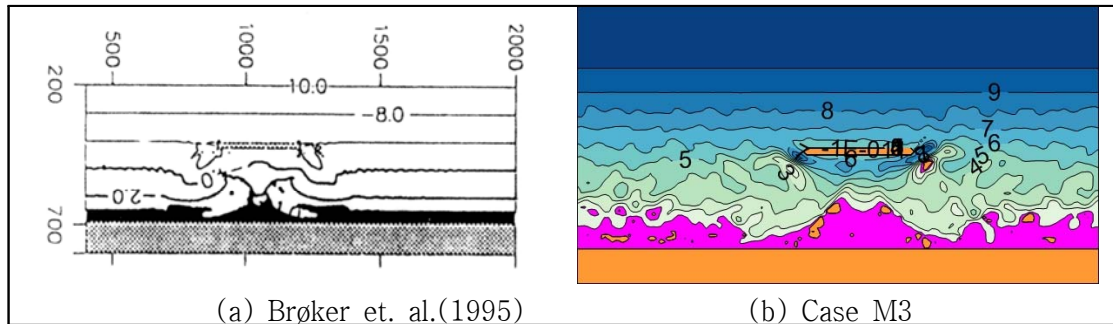
<Fig. 3.10> Bathymetries after test (Case M1)



<Fig. 3.11> Bathymetries after test (Case M2)



<Fig. 3.12> Bathymetries after test (Case M3)

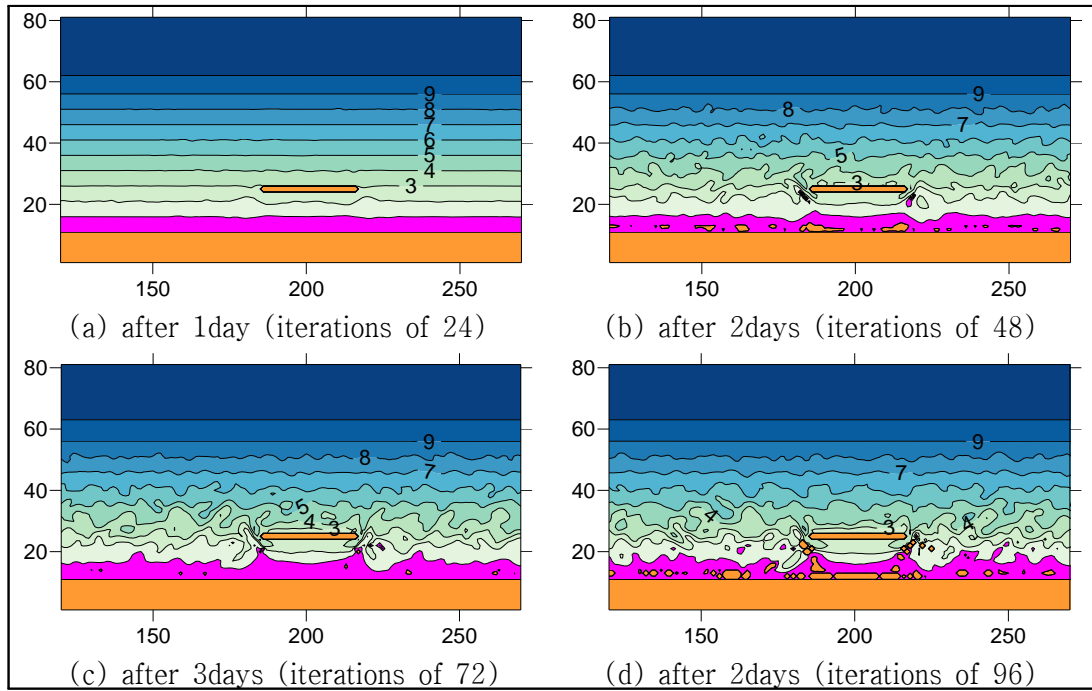


4일 경과후의 지형변화를 Brøker et. al.(1995)와 비교·검증하였으며, 각 실험안에 대하여 1일 단위의 지형변화과정을 <Fig. 3.13>~<Fig 3.15>에 제시하였다. 각 안별 모두 시간경과에 따라 연안사주가 점차적으로 발달해 가는 과정(즉, 이안제가 없는 지역에 비하여 상대적으로 수심이 낮아지는 과정)이 나타났다.

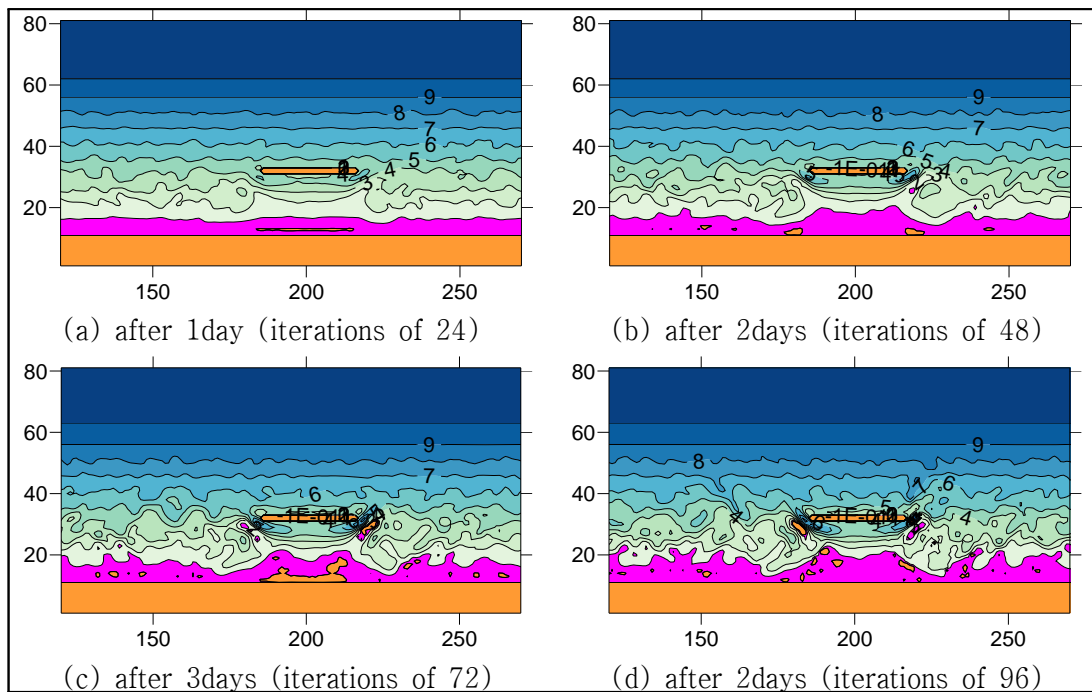
본 연구에서는 퇴적물이동 모형에 이동경계(moving boundary) 처리기법을 추가적으로 적용하여 초기에 해수가 존재하는 지역에서는 육지화(바다에서 육지로의 변화)/해수화(육지에서 바다로의 변화)의 변화가 가능하게 처리하였다. 이와 같은 처리기법을 통하여 실험결과에서 육지화 또는 바다화가 시간경과에 따라 나타났음을 <Fig. 3.13>~<Fig 3.15> 통하여 알 수 있다.

실험결과중 특이한 점은 육지화가 진행된 지역이 시간이 경과하면서 바다화가 되었으며, 이후 재 육지화가 되는 일련의 과정이 반복되는 것으로 나타났다. 물론 이 과정중 수심은 점차적으로 낮아지는 것으로 나타났다. 이와 같은 원인은 동일한 파랑조건이 지속적으로 진입한다고 가정하고 실험한 결과로 비록 처음에는 이안제의 영향으로 육지가 되었지만, 높은 파랑조건으로 인하여 육지 주변에 발생하는 국소 파랑류에 의하여 새롭게 생성된 육지가 침식이 되면서 바다로 되고, 이후 낮은 수심과 이안제의 영향으로 다시 재퇴적되는 반복과정인 것으로 판단된다. 실험에서는 파랑조건이 계속적으로 변하기 때문에 본 실험결과와 같은 현상이 발생하지 않을 수 있지만, 일정한 시간간격으로 실험해야 하는 상황(시간여건 및 계산자원 여건 등을 고려해야 하는 상황)에서는 이와 같은 지형변화에 대한 분석도 중요하다고 판단된다.

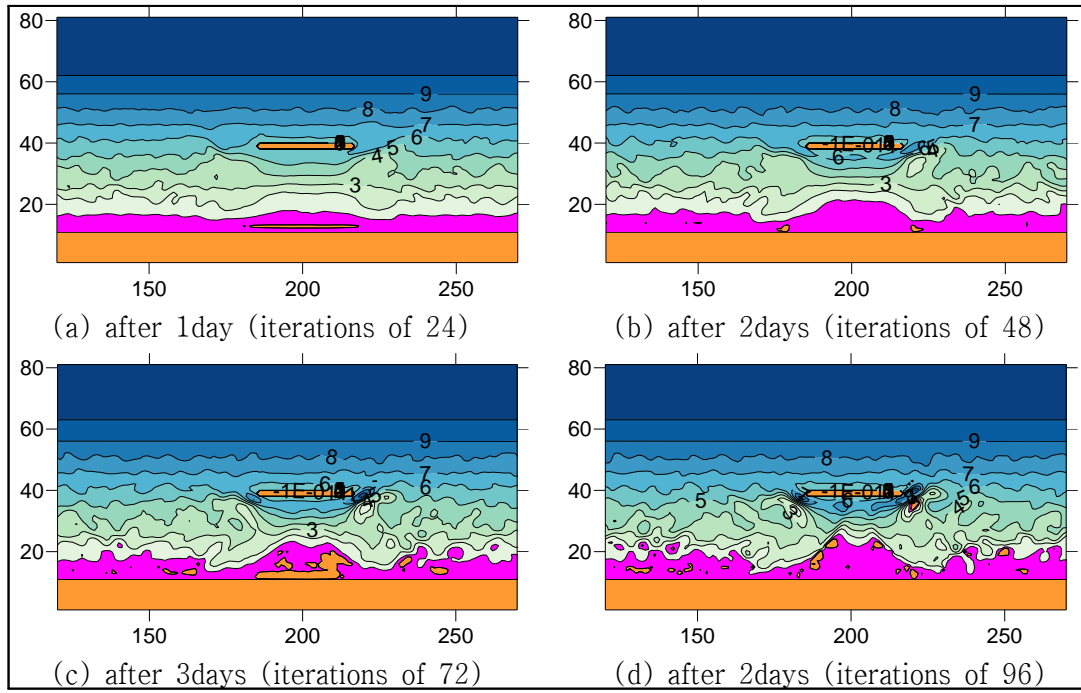
<Fig. 3.13> Results of Case M1



<Fig. 3.14> Results of Case M2



<Fig. 3.15> Results of Case M3



## 제4장 강재형 잠제에 의한 지형변화 검토

본 연구의 1차년도에서는 강원도 강릉시 강문해변을 대상으로 잠제형식별(1열/2열 잠제), 잠제 간 거리별 및 잠제길이별로 구분하여 실험하였으며, 잠제를 2열 배치하는 것이 1열 배치보다 지형변화(퇴적환경)에 유리하고, 잠제와 잠제사이의 잠제 폭의 1.5배~3.5배로 이격하는 것이 퇴적을 증가시킨다고 분석한 바 있다.

이번 2차년도에는 강문해변에 국한된 것이 아닌 동해안의 일반적인 지형에 중점을 두고 발생할 수 있는 상황을 고려한 지형변화 실험을 수행하였다.

### 4.1 실험조건

#### 4.1.1 수심 및 잠제 조건

1차년도에서는 연구대상지역이었던 강문해변의 수치해도(DC154, 2010년 11월 발행)를 분석하여 수심을 해안선을 기준으로 특정한 패턴으로 적용하였다. 2차년도에서는 해안선을 기준으로 연안방향(longshore)은 4km, 해안-외해방향(on-off shore)은 1km, 수심은 0(해안선)~10m(외해측 경계면)으로 하고, 해안선에서 수심 10m까지를 1:50의 해저면 경사를 주고 영역을 설정하였다. 그리고 자연해변의 반사율에 대하여 ‘항만 및 어항설계기준(2005)’은 0.05~0.2, Goda(2000)는 0.1~0.2 이므로, 본 연구에서는 0.2를 적용하여 해변에서 반사되는 파랑에 의한 영향도 포함하여 실험하였다.

잠제는 1열과 2열 잠제로 구분하였으며, 각 잠제의 길이는 300m, 잠제 폭은 10m로 설정하였다. 그리고 2열 잠제는 잠제 폭을 기준으로 잠제와 잠제사이의 거리를 1, 2, 3배로 나누었다. 1열 및 2열 잠제 모두 설치 위치를 수심 3m, 4m, 6m로 바꾸어 가면서 실험하였다. 잠제 높이는 설치위치의 수심에 1/2로 정하였다. <Table 4.1>에 실험조건을 정리하였다.

<Table 4.1> Numerical conditions of submerged breakwater

Case	잠제 형식	설치위치	잠제간 거리	기타
Case S101	1열	수심 3m (해안이격거리 130m)	-	- 잠제 길이 : 300m - 잠제 폭 : 10m - 잠제 높이 : 수심의 1/2 - 해변반사율 : 0.2
Case S102		수심 4m (해안이격거리 200m)	-	
Case S103		수심 6m (해안이격거리 270m)	-	
Case S211	2열	수심 3m (해안이격거리 130m)	10m	
Case S212		수심 4m (해안이격거리 200m)		
Case S213		수심 6m (해안이격거리 270m)		
Case S221		20m	수심 3m (해안이격거리 130m)	
Case S222			수심 4m (해안이격거리 200m)	
Case S223			수심 6m (해안이격거리 270m)	
Case S231	30m	수심 3m (해안이격거리 130m)		
Case S232		수심 4m (해안이격거리 200m)		
Case S233		수심 6m (해안이격거리 270m)		

#### 4.1.2 파랑조건 검토

본 연구의 1차년도에서는 파고 1~3m(0.5m 간격), 6~8sec(1sec 간격), SE~SW(해안선의 수직 입사로부터  $\pm 45^\circ$ , 5개 파향)으로 실험을 수행한 후 장기파랑산출자료집(해운항만청(1996), 해양수산부(1997) 및 해상파랑관측 및 조사(해양수산부, 1998, 1999, 2000, 2001)의 자료를 이용하여 파고계급별·파향별 빈도분석을 수행하여 연간지형변화를 검토하였다. 이번 2차년도에서는 잠제공법으로 해안보존을 위한 설계를 수행한 경우 보다 손쉬운 방법으로 분석하기 위한 과정을 포함시키기 위하여 현재 우리나라에 관측·공개되고 있는 현장관측자료를 분석하여 파랑조건을 선정하였다. 이와 같이 정한 또 하나의 이유는 정원무 외(2012)의 연구에 의하면, 강릉해수욕장에서 장기파랑관측한 자료와 기존의 심해설계과(한국해양연구원(2005), 수산청(1988))를 비교한 결과, 파랑후산(역추산)자료의 값이 현장관측치보다 낮게 나타나서 이를 개선할 필요성이 있다고 제시한 바 있다. 이와 같은 사항들을 감안하여 본 연구에서는 현장관측자료를 적용하여 실험을 수행하였다.

동해안의 실시간 해상관측은 기상청, 국립해양조사원, 한국해양과학기술 등에서 실시하고 있으며, 본 연구에서는 이중 기상청과 국립해양조사원의 관측자료를 분석하였다. 기상청에서는 2012년 1월 1일부터 국내부이(9개소), 파고부이(18개소), 국내등표(9개소)에서 관측한 유의파고, 최대파고, 평균파고, 주기, 수온 등에 대하여 1시간 간격의 실시간자료를 홈페이지를 통하여 공개하고 있다. 또한, 해양기상월보를 통하여 해상부이(9개소)와 등표(9개소)에 대하여 분석한 자료(1일 간격)를 제공하고 있다.

기상청의 각 관측소의 결과중 울릉도부이와 연곡파고부이 관측자료 및 분석결과를 <Fig 4.2>에 제시하였다. 울릉도는 1월 1일부터 7월 31일까지, 연곡은 1월 1일부터 10월 31일까지의 관측자료인 관계로 비록 연간 변화를 파악할 수는 없지만, <Fig 4.2>를 보면 관측자료가 우리나라 동해안의 전형적인 파고변화 형태를 띠는 것을 알 수 있다. 즉, 동계 계절풍의 영향으로 1월의 1~2m의 높은 유의파고에서 점차 작아지면서 5월에는 0.5m의 낮은 유의파고를 보이다가 7월 이후 태풍 등의 영향으로 일부 유의파고가 높아지는 경향이 나타났다. 연곡의 관측결과중 9월 17일의 유의파고 5.3m는 태풍산바(1216)에 의한 영향이다. 수온은 2~3월에 3°C로 낮았다가 기온이 올라가면서 해수의 온도 또한 상승하는 것으로 나타났다.

국립해양조사원의 국가해양정보시스템(KOOPS)에는 우리나라 전해역의 해황관측자료를 제공하고 있으며, 이중 파랑관측과 관련된 장소는 <Fig 4.3>과 같다. 본 연구에서는 이중 속초등표 해양관측소의 2012년 10월까지의 관측결과를 활용하였다. 속초는 1월부터 3월 중순까지는 유의파고가 0.5~1.5m이었으며, 이후에는 0.5~1.0m의 유의파고를 보이며 태풍 또는 바람이 강하게 나타난 날에는 1.0m 이상으로 관측되었다. 유의파주기는 1월~10월까지 4~8초로 나타났으며, 대부분의 경우에는 6초 이하인 것으로 나타났다.

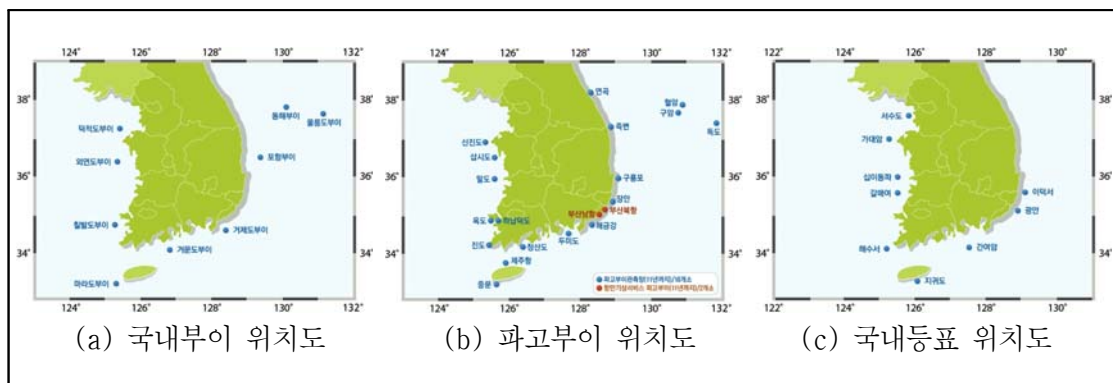
위와 같은 현장관측자료중 유의파고 뿐만 아니라 유의파주기까지 제시되어 있는 속초등표 해양

관측소의 자료를 분석하여 다음과 같이 연간파랑조건을 설정하였다. 먼저, 겨울철에 해당하는 12, 1, 2월은 유의파고 0.5m 발생확률 35%(관측자료중 12월은 없지만, 1, 2월에 대한 분석결과 0.5~1.0m의 출현율이 35.8% 임), 유의파고 1.0m 조건의 발생확률은 50%(1, 2월에 대한 분석결과 1.0m 이상의 출현율이 평균 54.2% 임)로 정하였다. 다음으로, 상대적으로 파고가 낮은 3, 4, 5월은 유의파고 0.5m의 발생확률 46%, 1.0m의 발생확률 10%로 설정하였다. 여름철에 해당하는 6, 7, 8월의 경우에는 0.5m 유의파 조건에 발생확률은 45%, 1.0m 유의파조건에 발생확률은 3%로 하였으며, 여기서 태풍에 의하여 발생하는 1.0m 이상의 유의파고는 제외하였다. 끝으로 9, 10, 11월은 0.5m의 유의파 조건에 발생확률은 40%, 유의파 1.0m의 조건에 30%의 발생확률을 설정하였다. 유의파 주기는 1월~10월의 관측결과에 의하면 4~7초로 나타나므로 본 연구에서는 6초로 설정하였다. 이상의 파랑조건을 정리하면 다음과 같다.

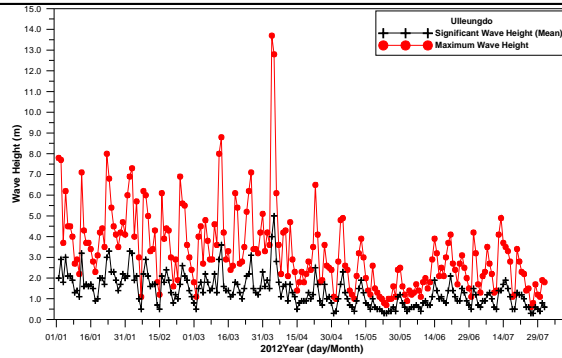
<Table 4.2> 파랑조건 설정

계절	월	파랑조건	출발율 조건	기타조건
겨울	12, 1, 2	유의파 0.5m, 6sec	35%	- 해안선에 수직으로 입사 - 태풍 등 이벤트 제외
		유의파 1.0m, 6sec	50%	
봄	3, 4, 5	유의파 0.5m, 6sec	46%	
		유의파 1.0m, 6sec	10%	
여름	6, 7, 8	유의파 0.5m, 6sec	45%	
		유의파 1.0m, 6sec	3%	
가을	9, 10, 11	유의파 0.5m, 6sec	40%	
		유의파 1.0m, 6sec	30%	

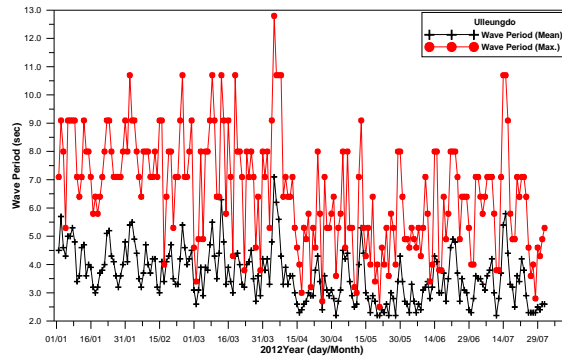
<Fig. 4.1> 기상청의 관측소 위치



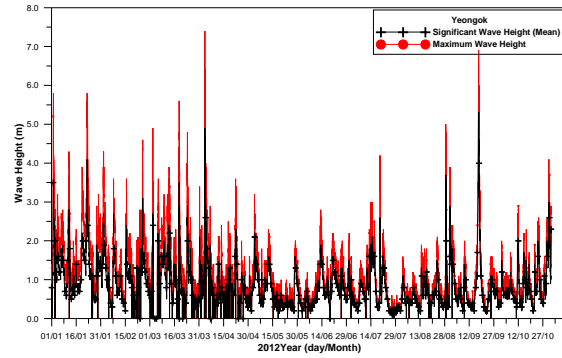
<Fig. 4.2> 울릉도/연곡의 2012년 파랑자료



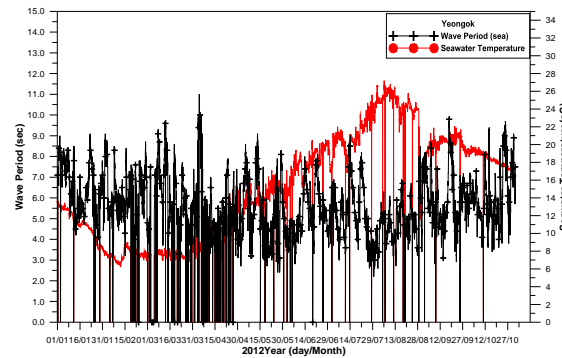
(a) 울릉도의 유의파고/최대파고



(b) 울릉도의 평균주기/최대주기



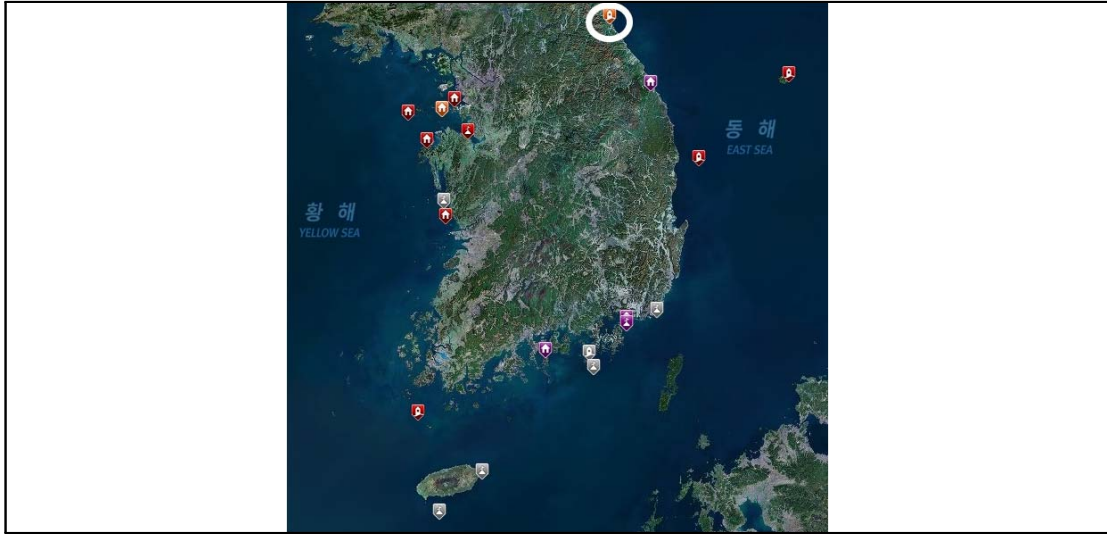
(c) 연곡의 유의파고/최대파고



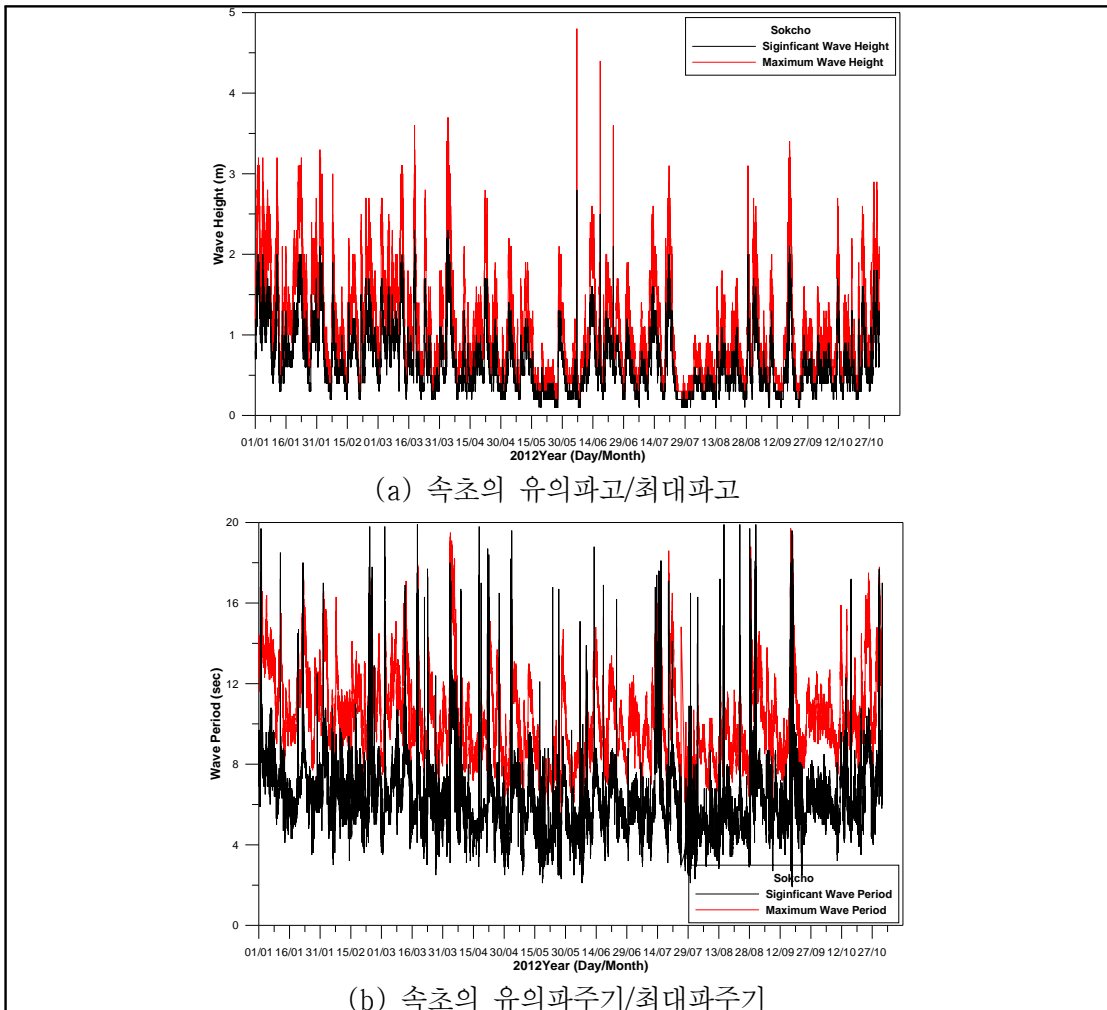
(d) 연곡의 평균주기/수온



<Fig. 4.3> 국립해양조사원의 파랑관측소 위치



<Fig. 4.4> 속초의 2012년 파랑자료



## 4.2 연간지형변화 결과

기존의 잠제에 관련된 연구는 대부분 잠제 주변의 2차원 연직 파랑장 해석(이철승, 1999; 조원철, 2004; 이광호외, 2010), 2차원 평면 파랑·파랑류장 해석(허동수 외, 2008) 등과 같이 주로 잠제 주변의 파랑장 및 파랑류장의 해석에 관한 것으로 본 연구에서는 1차년도에 제시한 바 있으며, 실험 자체가 많은 관계로 파랑장 및 파랑류장에 대한 결과는 생략하였다.

연간지형변화 실험은 앞서 <Fig 3.8>에 기술한 바 있듯이 재반복 과정의 연속으로 1년을 기준으로 각 Case별로 176회의 재계산과정을 거쳐 산정하였다. 이 반복횟수는 현장관측에 의하여 얻어지는 소류사 이동량, 부유사 침강속도, 대상지역의 퇴적물 입도분포, 수심측량에 의한 계절별 지형변동 현황 등의 자료를 이용하여 계절별, 더 나아가서는 월별 반복횟수를 정하여야 하지만, 본 연구에서는 관측자료가 전무한 상태인 관계로 연간반복횟수를 월 평균 약 15회를 기준으로 설정하였다. 그리고 <Table 4.2>의 계절별 파랑조건 적용시에 유의파고 0.5m에 대하여 수행한 후 1.0m를 적용하여 실험하였으며, 반복계산 과정시 어떠한 파랑조건을 선행할 것인지에 대한 검토를 별도로 수행하지는 않았다. 지형변화에 크게 영향을 미치지 않는지만, 해수온도에 대하여 관측자료는 3~27°C의 변화를 보이지만, 본 연구에서는 15°C를 기준으로 실험하였다.

### 4.2.1 1열 잠제 실험결과

1열 잠제를 설치한 경우에 대한 실험결과를 <Fig 4.5>~<Fig 4.7>에 나타내었다. 잠제 설치후 1년 경과하였을 때에는 평면적으로 해안선 주변의 변화보다는 잠제 주변이 더 크게 변하며, 2~3년 경과후에는 해안선 주변의 지형변화가 크게 발생한 것을 볼 수 있다. 또한, 잠제를 해안선에 근접하여 설치한 Case S101 보다는 해안에서 멀리 떨어질수록 해안선 주변의 퇴적이 보다 활발하게 발생하였다. 현재 동해안의 퇴적물이동한계수심에 대한 연구사례가 없기 때문에 본 연구에서는 퇴적물이동한계수심을 8.5m로 가정하였으며, 이에 따라 잠제를 8m 이상에 설치한 경우에 대한 실험은 제외하였다.

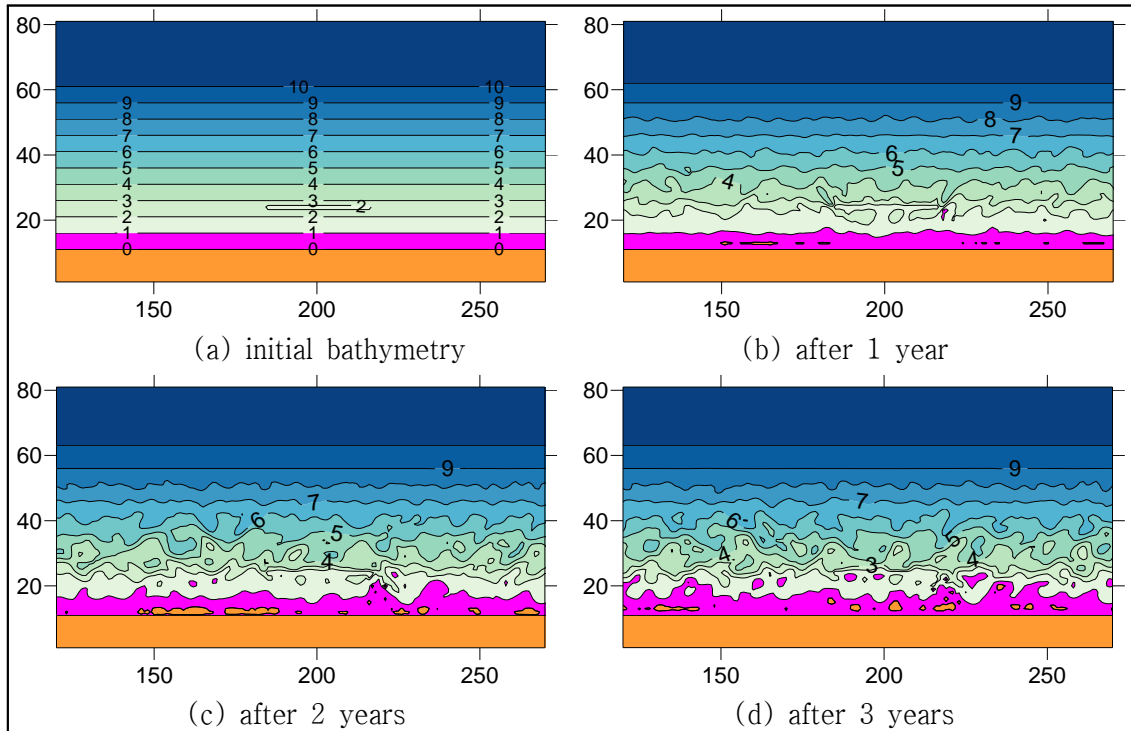
### 4.2.2 2열 잠제 실험결과

2열 잠제의 잠제간 거리 및 잠제 설치 위치별 실험결과를 <Fig 4.8>~<Fig 4.16>에 나타내었다. 1열 잠제에 비하여 2열 잠제의 지형변화가 더 활발히 발생하였으며, 잠제간의 거리는 잠제 폭 1배의 경우보다는 2, 3배의 경우가 더 좋은 결과를 보였다. 외국 사례에서도 1열 잠제의 잠제 폭을 증가시키는 것보다 2열 잠제의 잠제간 거리를 넓히는 것이 효과적이라고 분석된 바 있다.

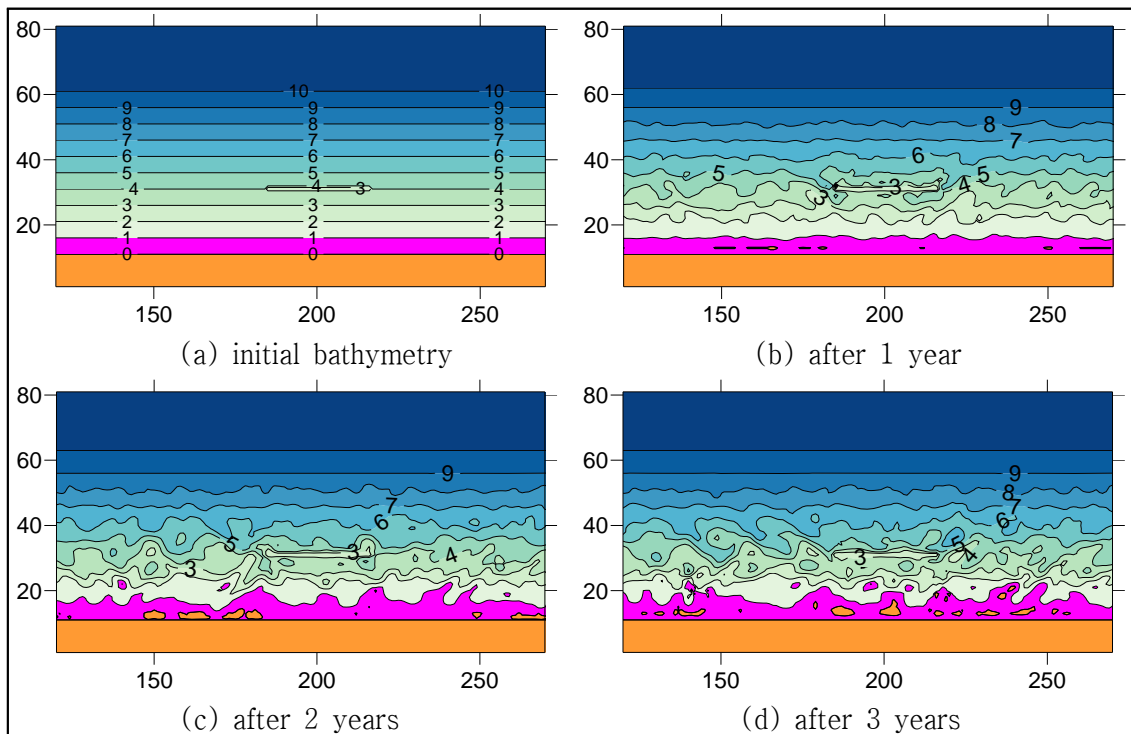
잠제간 거리를 3배로 하고 잠제 설치 위치가 해안선에서 130m 떨어진 Case S213의 3년 경과후의 지형변화가 잠제까지 퇴적이 되는 연속사주 형태로 나타났는데, 이는 잠제 설치위치가 해안선에 근접하여 이안제 형태를 취하면서 발생한 것으로 판단된다. 평면적으로 보면, Case S223과 Case S233의 결과가 가장 효과가 좋은 것으로 나타났다. 앞의 이안제 실험에서도 기술하였지만,

본 지형변화모형에 이동경계처리기법을 적용하여 연간지형변화에서 육지가 생성되었다가 소멸되는 것을 확인할 수 있다.

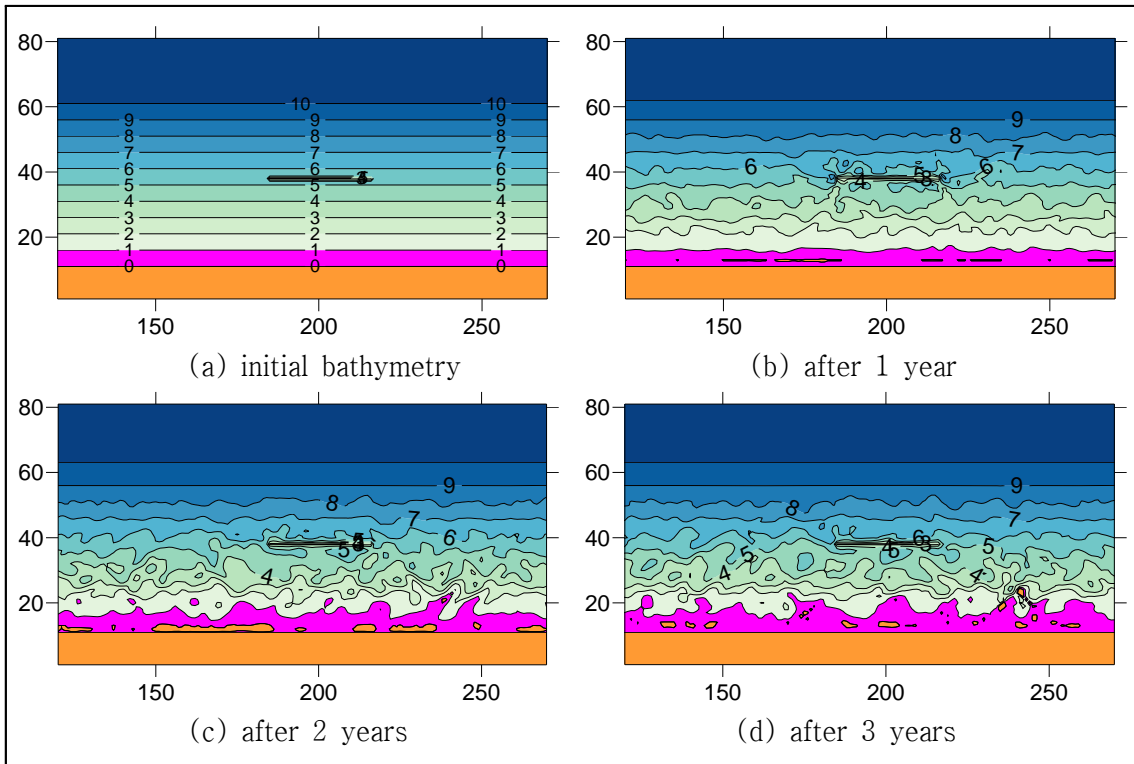
<Fig. 4.5> Bathymetries of 1-layer submerged breakwater by pacing (Case S101)



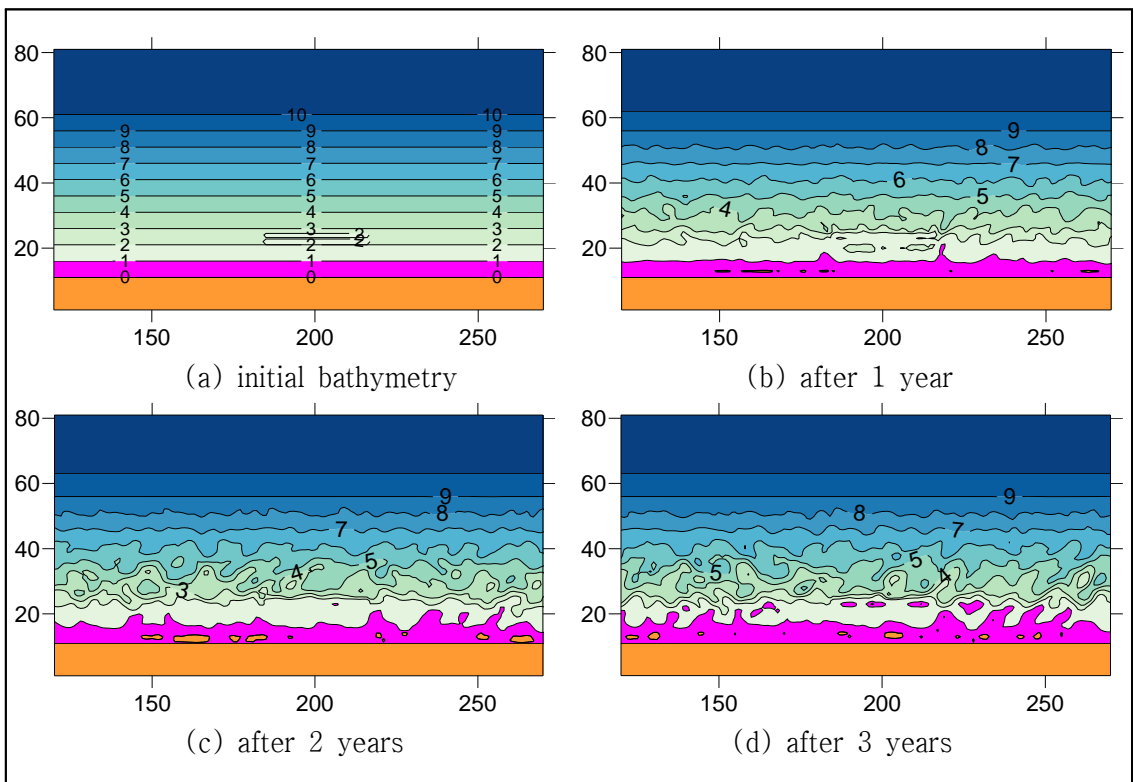
<Fig. 4.6> Bathymetries of 1-layer submerged breakwater by pacing (Case S102)



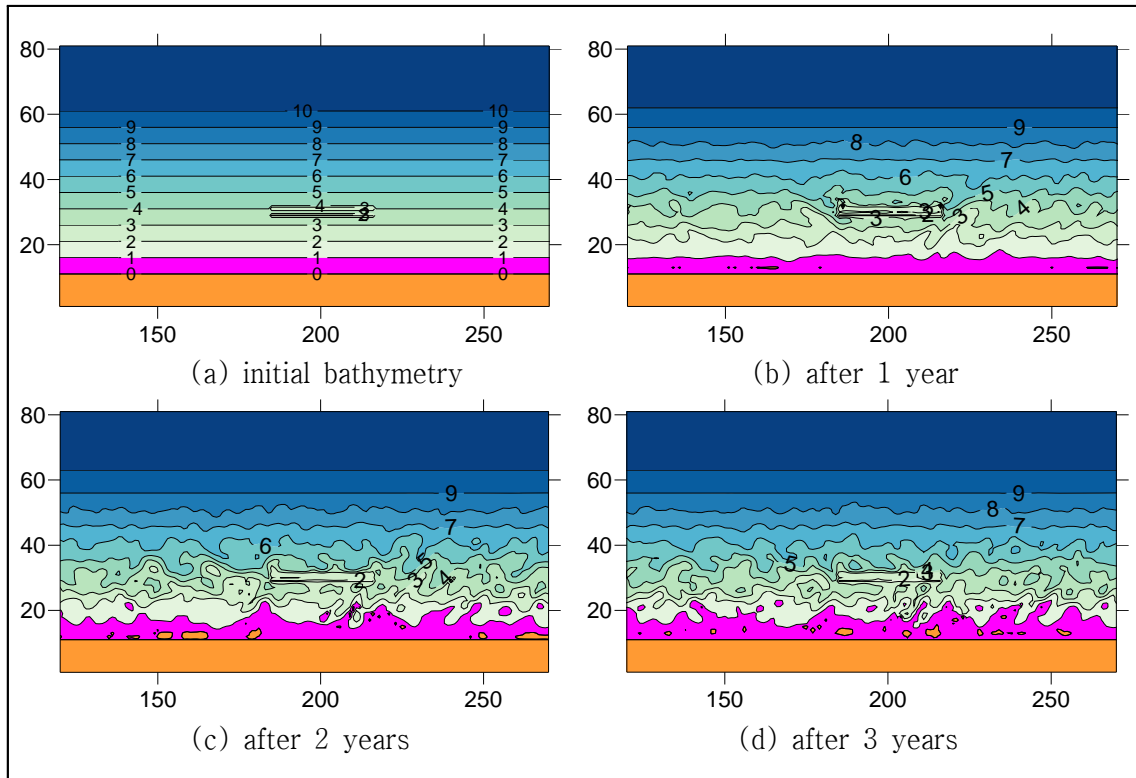
<Fig. 4.7> Bathymetries of 1-layer submerged breakwater by pacing (Case S103)



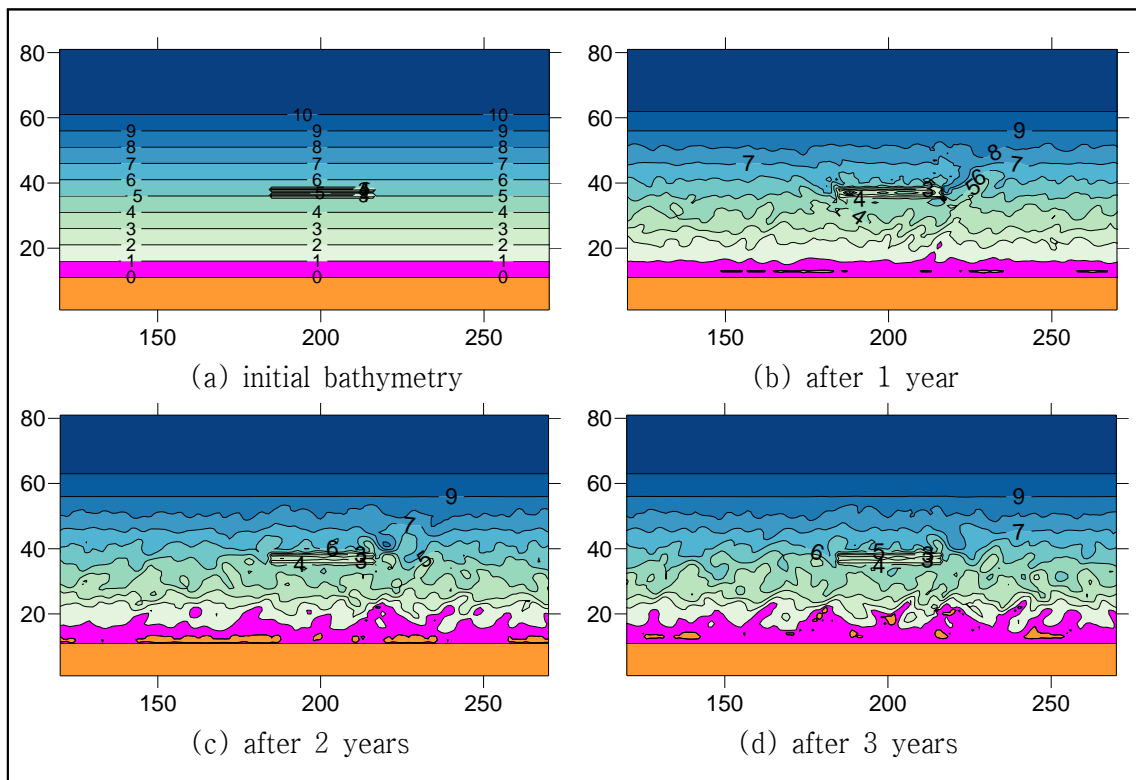
<Fig. 4.8> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S211)



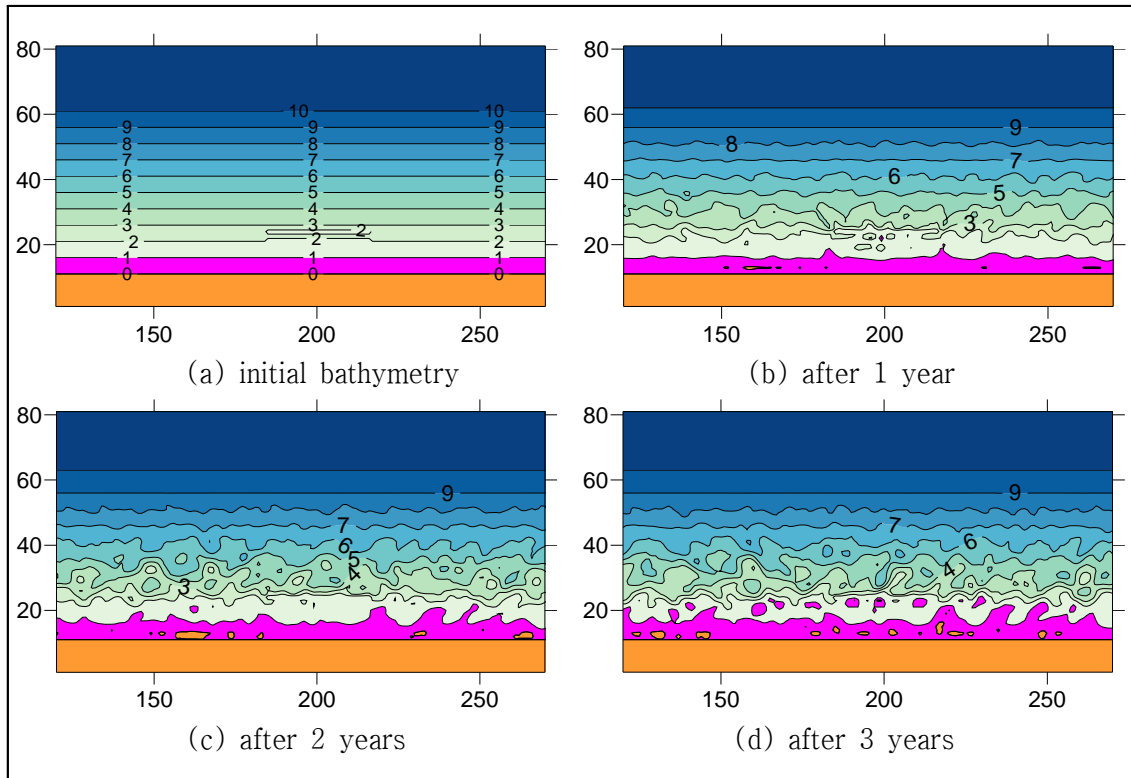
<Fig. 4.9> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S212)



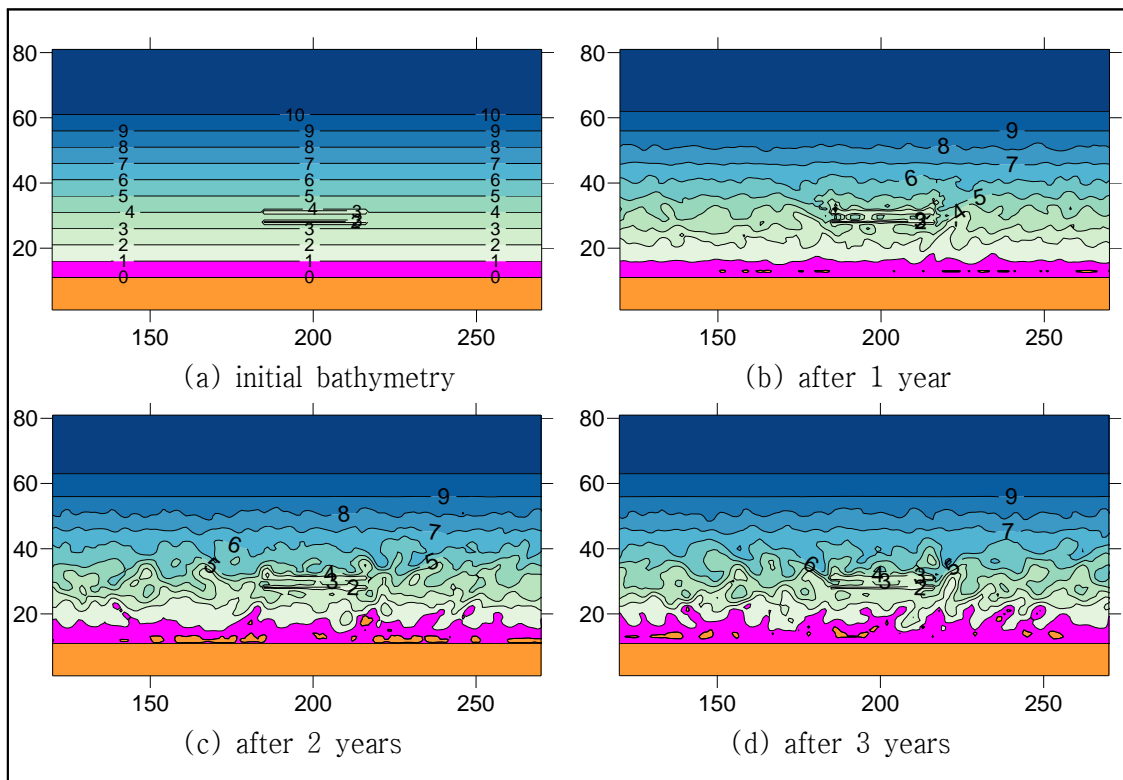
<Fig. 4.10> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S213)



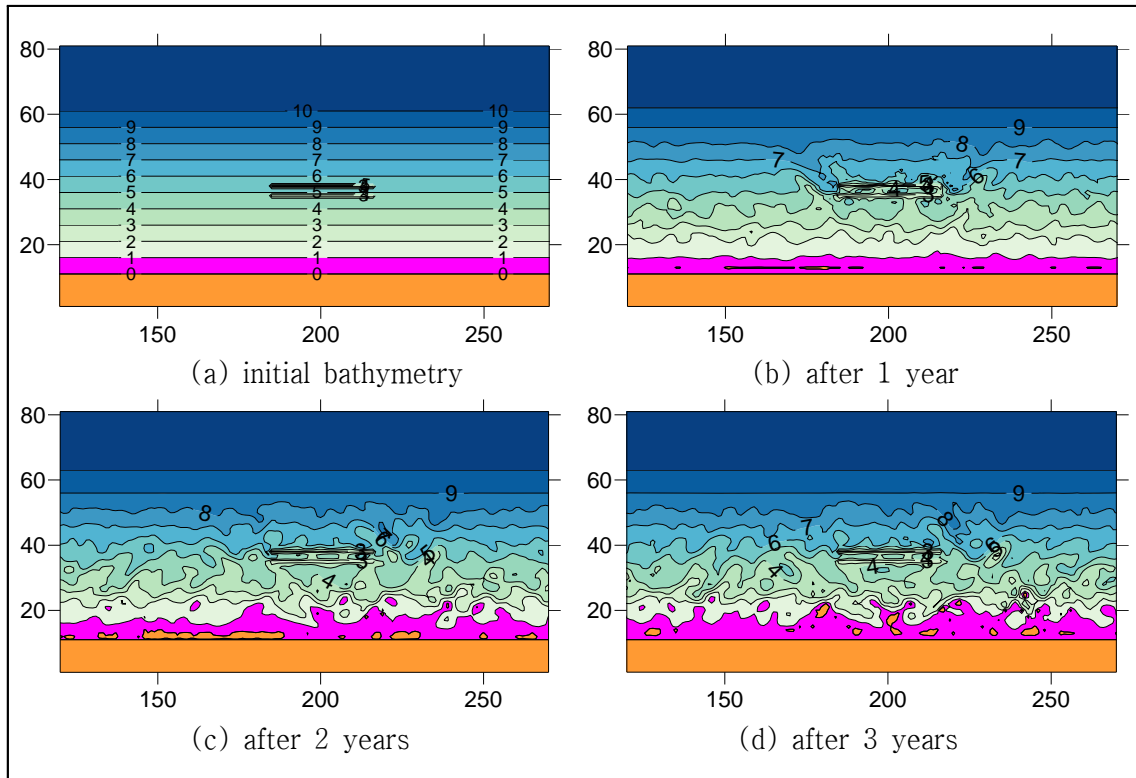
<Fig. 4.11> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S221)



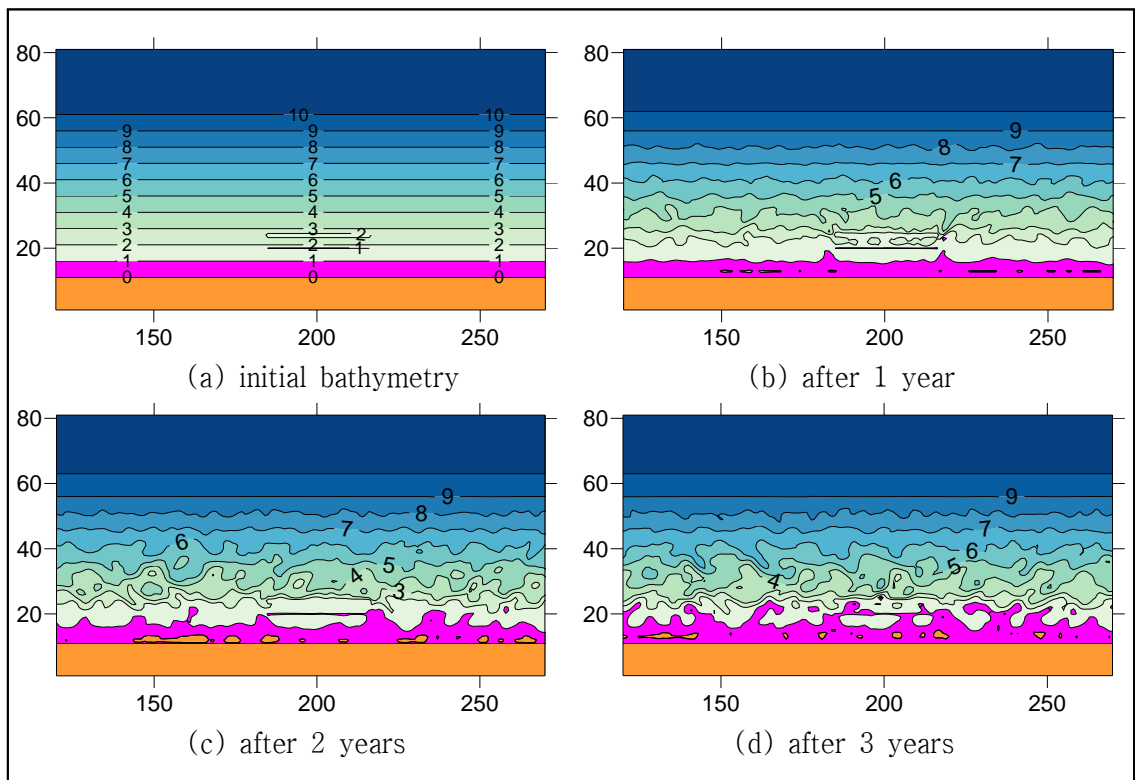
<Fig. 4.12> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S222)



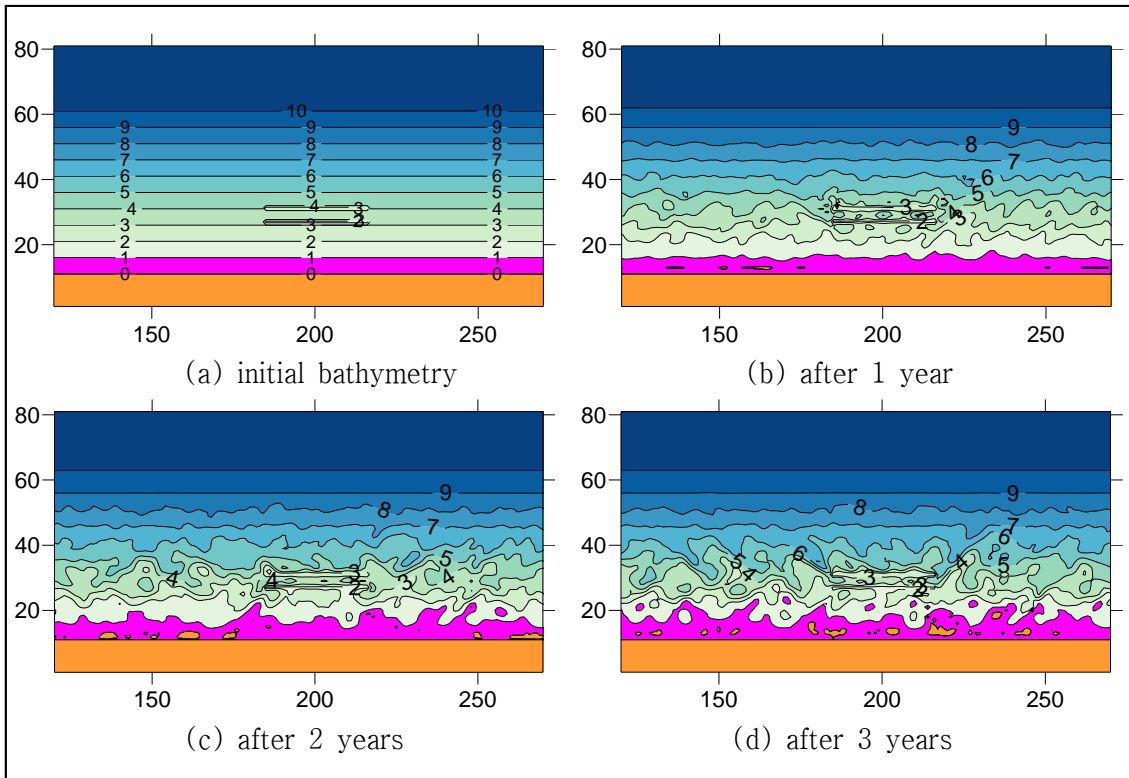
<Fig. 4.13> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S223)



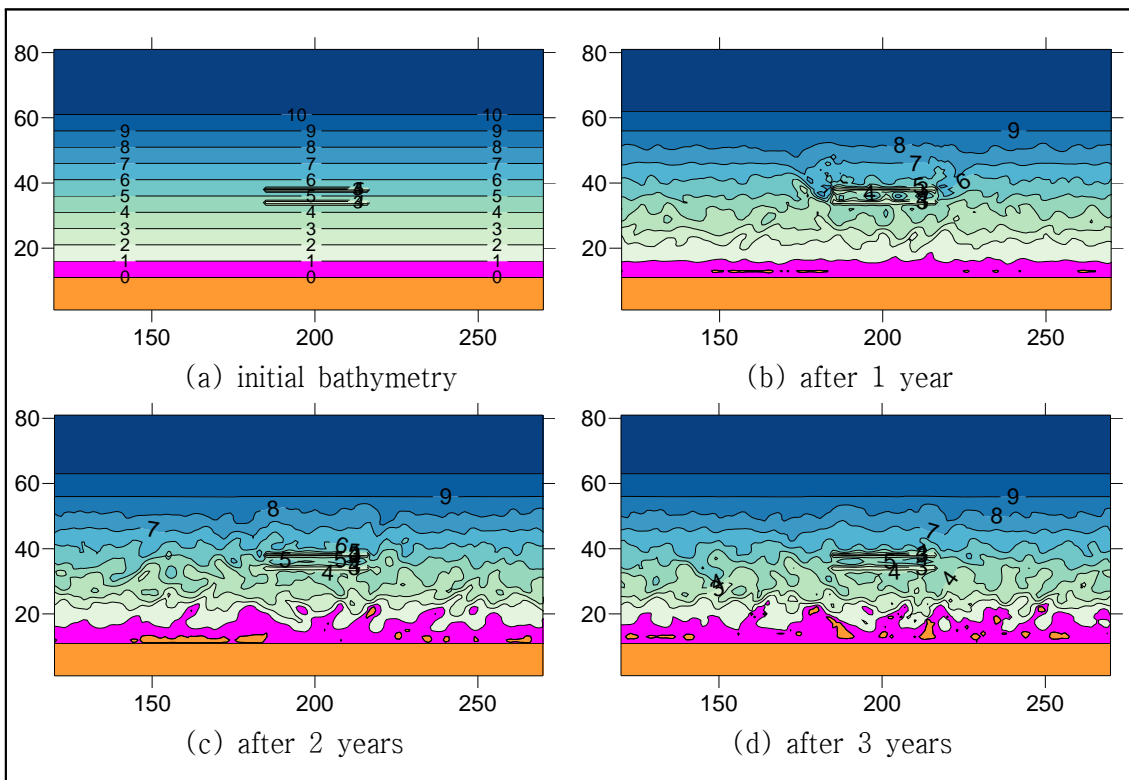
<Fig. 4.14> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S231)



<Fig. 4.15> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S232)



<Fig. 4.16> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing (Case S233)

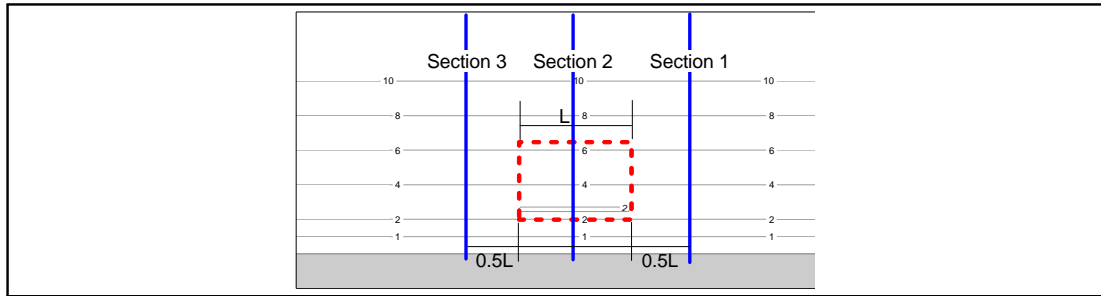




### 4.2.3 실험안별 연직변화 비교

각 실험안에 대하여 잠제 중앙부(Section 2), 잠제의 양 끝단에서 잠제 폭(L)의 1/2 L만큼 떨어진 좌(Section 3)·우(Section 1)측부에 대하여 연직방향의 지형변화를 살펴보았다(Fig 4.17 참조).

<Fig. 4.17> 연직방향의 지형변화 측정단면도



1열 잠제의 경우(Fig 4.18 참조), 잠제 양 끝단에서 잠제 폭의 1/2 만큼 떨어진 좌·우측 단면의 지형변화는 잠제 위치와 상관없이 비슷한 형태로 나타났다. 이는 일정한 수심 경사와 해안선에 평행하게 단일 잠제만이 설치된 실험조건에 의한 결과로 판단된다. 잠제 위치에 따라 다소 차이는 있지만, 해안선 근처는 퇴적이 발생하며 퇴적이 발생한 지역의 외해측은 침식, 그리고 다시 퇴적이 발생하면서 계단형태(수심경사를 무시하면 사흔(ripple) 형태로도 볼 수 있음)의 지형변화 형태를 띠는 것으로 나타났다. 잠제 중앙부(Section 2)는 잠제 영향으로 해안선 부근에 퇴적이 좌·우측 단면에 비하여 더 많이 발생하였으며, 이는 평면 결과와도 일치한다. Case S102와 Case S103은 잠제 배후면에서 침식이 발생하였는데 본 연구에서는 수심의 1/2까지를 잠제 높이로 정하였기 때문에 잠제를 통과하는 파랑이 쇄파가 발생하면서 배후면에서 침식이 발생하는 것으로 판단된다. 실험역에 설치할 경우 이 점에 대한 검토가 필요하며, 앞서 잠제 시공사례에서 살펴보았듯이 동해안의 경우 해안의 침식대책뿐만 아니라 고파랑의 피해예방을 목적으로 하는 경우에는 보다 세부적인 실험이 필요하다고 사료된다.

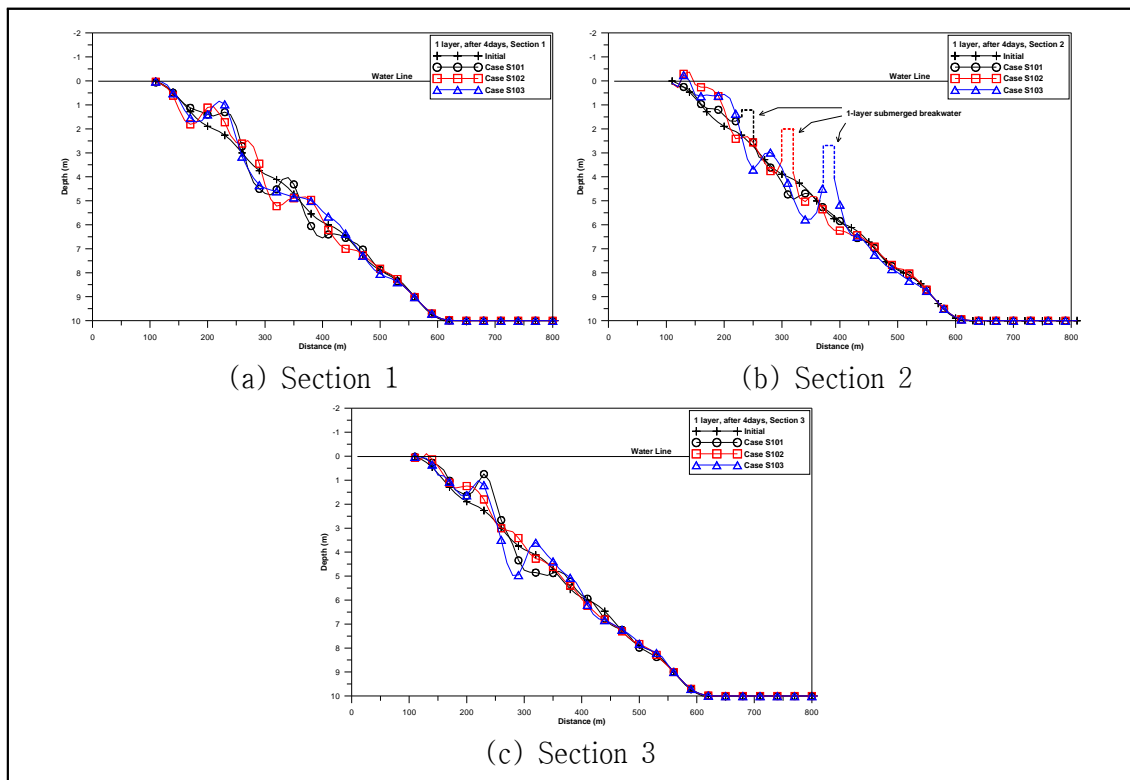
2열 잠제 실험결과중, <Fig 4.19>에 잠제 설치위치를 해안에서 130m로 가정한 경우(수심 3m)에 대한 지형변화 단면을 제시하였다. 잠제 좌측부(Section 3)의 퇴적보다 잠제 우측부(Section 1)가 더 많이 발생하였으나, 지형변동은 거의 동일한 것으로 나타났다. 중앙부의 결과를 보면, 설치 수심이 2.0m 이하인 곳에 잠제를 설치하였기 때문에 잠제 배후면에서 침식이 발생하지 않았으며, 해안선 근처는 초기지형에 비하여 상당한 퇴적량이 발생한 것을 알 수 있다. 그러나 잠제 외곽측은 침식이 발생하였는데, 이는 잠제 전면부 수심에 의하여 발생하는 쇄파와 잠제 영향에 기인하는 파랑류의 영향 때문으로 판단된다.

수심 4m 지점인 해안에서 200m 떨어진 곳에 설치한 실험결과를 <Fig 4.20>에 제시하였다.

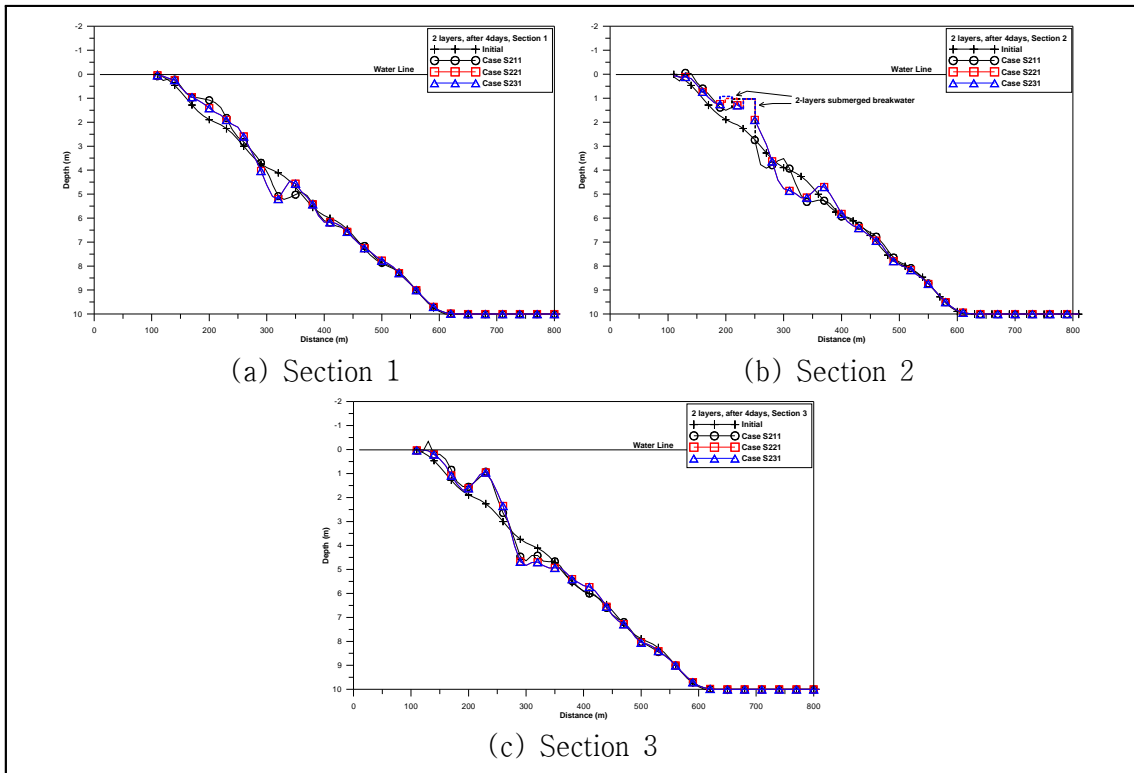
앞의 수심 3m 결과와 마찬가지로 좌·우측의 침식·퇴적의 변화량에는 차이가 있지만, 변화 형태는 동일한 것으로 나타났다. 중앙부는 해안선 근처에서 퇴적량이 많이 발생하였으며, 잠제 외측부의 침식 또한 발생하는 것으로 나타났다.

해안에서 270m 떨어진 지점(수심 6m)에 설치한 2열 잠제의 결과는 <Fig 4.21>과 같다. 잠제 중앙부의 해안 주변의 퇴적이 다른 실험안들에 비하여 크게 나타났는데, 이는 잠제에 의하여 파랑이 감소되면서 파랑에너지 전달이 줄어들고, 쇄파가 잠제 주변에서 발생하면서 잠제 영향권 밖의 퇴적물이 잠제 배후면으로 이동하면서 퇴적이 증가한 것으로 판단된다. 특히 쇄파에 의하여 잠제 전·후면에서는 침식이 발생하였다. 해안의 침식방지가 주된 목적이라고 할 경우에는 해안에서 270m 떨어진 지점(수심 6m)에 설치하는 것이 가장 좋을 것으로 판단된다. 실험결과중 Case S223과 Case S233의 해안 주변의 수심이 약 (+)1.0m 증가하였다. 이와 같은 결과는 본 연구에서 이동경계처리 기법을 추가하였는데, 안식각 등의 자연상태 조건을 적용하지 않으면서 최대치가 계산된 결과로 판단되며, 현장관측 자료를 획득할 경우 이에 대한 프로그램 보정이 필요하다.

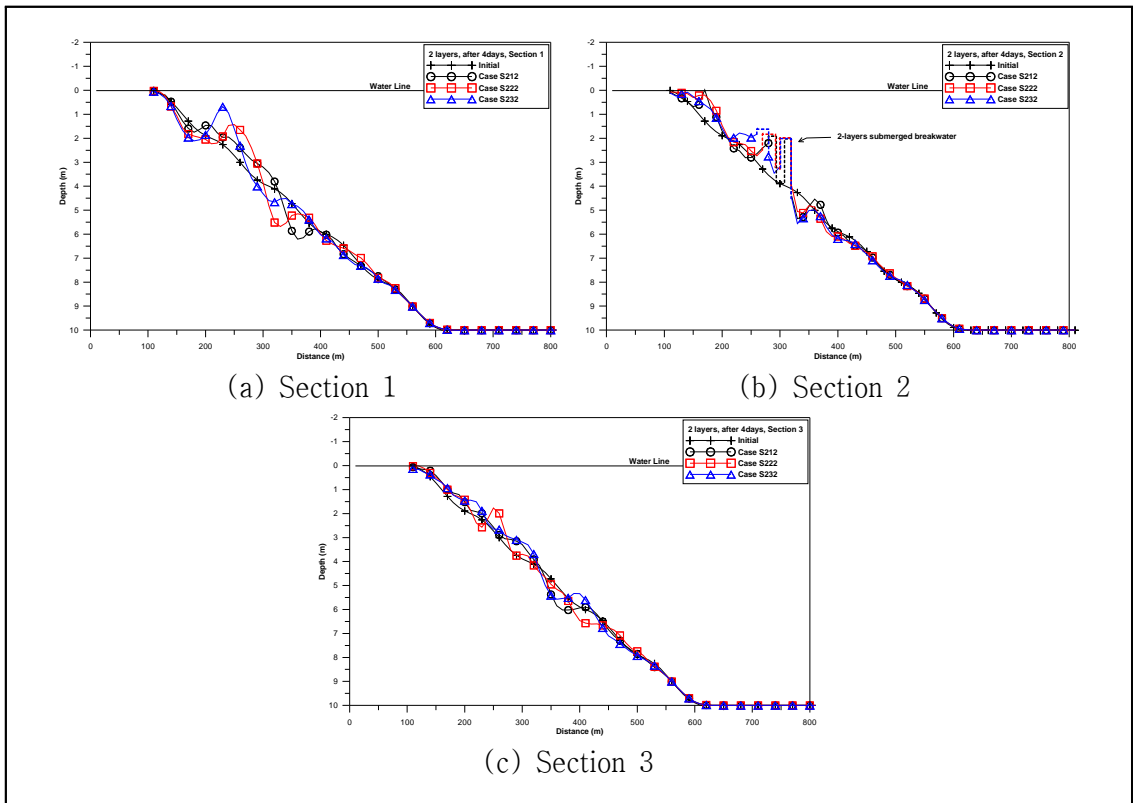
<Fig. 4.18> Profile change for Case S101~S103



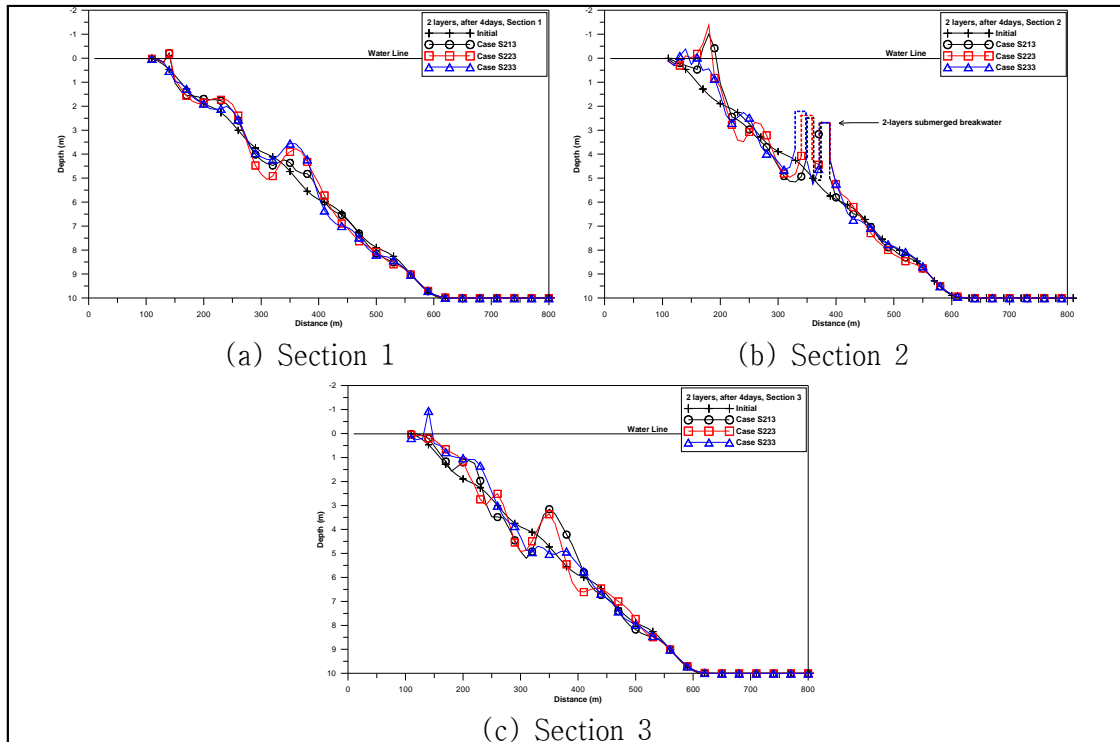
<Fig. 4.19> Profile change for Case S211, S221, S231



<Fig. 4.20> Profile change for Case S212, S222, S232



<Fig. 4.21> Profile change for Case S213, S223, S233



### 4.3 태풍내습시 지형변화 검토

잠재 형식, 위치 등으로 구분하여 연간지형변화에 대하여 검토하였으며, 이 지형변화 결과는 계절별 파랑조건 적용시에 여름철 태풍 등의 이벤트성 파랑조건은 제외한다고 기술한 바 있듯이 태풍시 발생하는 파랑의 영향은 고려하지 않은 결과이다. 우리나라는 연간 2~3회의 태풍이 내습하는데 이 중에는 연1회도 내습하지 않는 연도도 있으므로 제외하였다. 하지만 태풍이 내습하여 피해를 입히기도 하며, 앞서 기상청의 연곡자료에서 태풍산바(1216) 통과시인 9월 17일에 유의파고 5.3m가 측정된 바 있듯이 일회성일 수도 있지만 여름철에 태풍이 내습한다고 가정하여 지형변화에 대한 검토를 하였다. 겨울철의 고파랑은 주로 북쪽 계절의 바람에 의하여 생성되므로 비록 고파랑이지만 침식에 많은 영향을 미친다고 볼 수 없으며, 동해안의 겨울철 침식사례는 거의 없으므로 실험에서 제외하였다.

#### 4.3.1 태풍내습시에 대한 파랑모형 검증

태풍 내습시의 파랑모형 실험은 강시환과 전기천(2005), 정원무 외(2010) 등과 같이 태풍 MAEMI(0314)시의 해상풍, 설계파 및 천해파 산정을 위하여 연구된 바 있으며, 그 외 태풍내습시에 대한 파랑모형 실험은 거의 없는 편이다.

본 연구에서는 DIANMU(1004)와 KOMPASU(1007) 내습시 부산 감천항의 항내·외에서 관측한 파랑자료중 DIANMU(1004)의 관측자료와 수치실험결과를 비교하였다. 관측자료에 대한 자세

한 내용은 정병순 외(2012)를 참조하면 된다. 관측위치는 <Fig 4.22>와 같으며, W-1 정점은 감천항 내로 입사하는 파랑을 관측하기 위한 항의 정점이고, W-2와 W-3 정점은 항내 정점이다.

<Fig. 4.22> 파랑관측 위치도

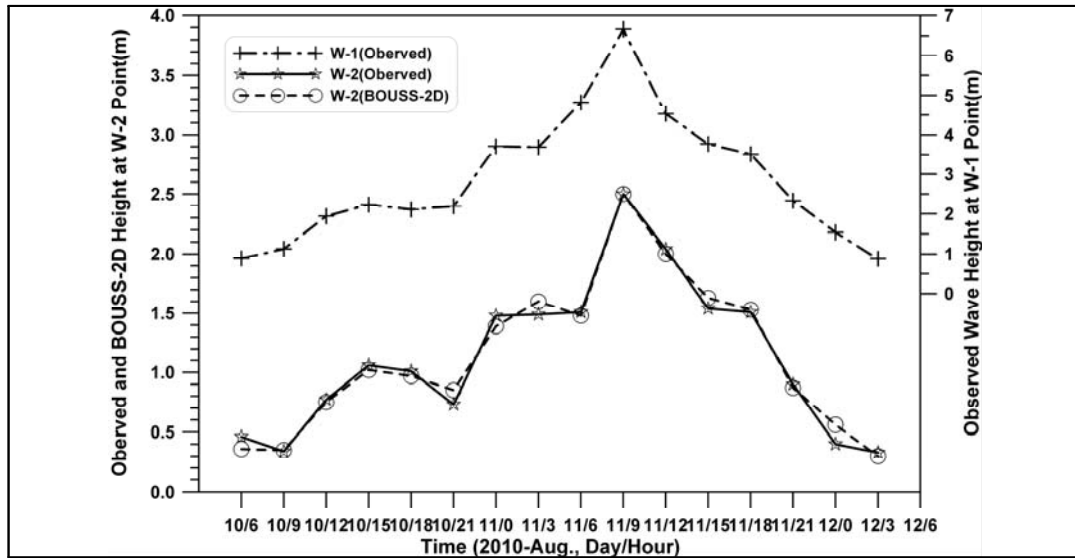


관측 기간중 태풍텐무(1004, DIANMU)가 2010년 8월 10일~2010년 8월 11일에 감천항에 직접적인 영향을 주어 비교적 큰 파랑이 발생하였으며, 파랑모형의 검증 기간은 2010년 8월 10일 6시부터 2010년 8월 12일 3시까지 3시간 간격으로 검증하였다. 관측에 사용한 측정기기는 수압식 파고계로 파향을 관측하지 못하므로 모형 검증시 파향을 S로 간주하였으며 입력스펙트럼의 첨두 주기는 항외의 W-1 정점과 항내의 W-2 정점에서 동일시간에 관측된 값 가운데 큰 값을 적용하였다. <Table 4.3>에 비교결과를 제시하였으며, 항내 W-2 정점의 관측파고가 1.0m 이상인 경우 BOUSS-2D 모형의 상대오차는 7.4% 이내로 나타나고 있어 BOUSS-2D 모형의 정확도가 매우 우수함을 알 수 있다. <Fig 4.23>은 유의파고에 대한 BOUSS-2D 모형의 검증도이다.

<표 4.3> 현장관측자료에 대한 BOUSS-2D 모형의 검증 결과

년	월	일	시	관측값(W-1)		관측값(W-2)		BOUSS-2D(W-2)		
				$H_s$ (m)	$T_p$ (sec)	$H_s$ (m)	$T_p$ (sec)	$H_s$ (m)	오차(%)	$T_p$ (sec)
10	08	10	06	0.89	10.67	0.46	4.57	0.36	21.7	10.67
10	08	10	09	1.13	6.10	0.34	12.80	0.35	2.9	12.80
10	08	10	12	1.94	11.64	0.77	12.80	0.75	2.6	11.64
10	08	10	15	2.23	11.64	1.06	12.80	1.02	3.8	11.64
10	08	10	18	2.11	11.64	1.01	11.64	0.97	4.0	11.64
10	08	10	21	2.19	10.67	0.73	11.64	0.85	16.4	10.67
10	08	11	00	3.71	10.67	1.48	10.67	1.39	6.1	10.67
10	08	11	03	3.69	10.67	1.49	10.67	1.60	7.4	10.67
10	08	11	06	4.82	11.64	1.51	8.00	1.48	2.0	11.64
10	08	11	09	6.66	10.67	2.50	9.85	2.50	0.0	10.67
10	08	11	12	4.53	10.67	2.04	11.64	2.00	2.0	10.67
10	08	11	15	3.77	11.64	1.54	10.67	1.63	5.8	11.67
10	08	11	18	3.51	10.67	1.51	10.67	1.53	1.3	10.67
10	08	11	21	2.33	9.85	0.90	9.85	0.87	3.3	9.85
10	08	12	00	1.54	8.00	0.40	8.53	0.56	40.0	8.53
10	08	12	03	0.88	7.11	0.33	7.53	0.30	9.1	7.53

<Fig. 4.23> BOUSS-2D 모형의 검증 결과도



#### 4.3.2 태풍내습시의 지형변화 결과

기상청에서 제공하는 연곡의 파랑자료에서 태풍산바(1216) 내습시 유의파고 2m 이상 측정된 시간은 9월 17일 0시부터 18일 12시까지 37시간이며, 최대유의파 5.3m는 17일 15시부터 17일 17시까지 3시간동안 출현하였다. 이 관측자료를 근거로 하여 태풍내습시의 파랑제원은 유의파고 5m, 유의파주기 11초로 하였으며, 파랑의 지속시간은 2일(48시간)로 정하였다. 약조건시에 발생할 수 있는 단기간의 지형변화를 파악하기 위하여 실험조건을 관측자료에 비하여 고파랑(시간별 상대적인 평가) 및 긴 지속시간을 유지하는 것으로 설정하였다. 태풍시의 지형변화 시뮬레이션의 반복계산은 1시간 간격으로 가정하여 총 48회 반복 실험하였다.

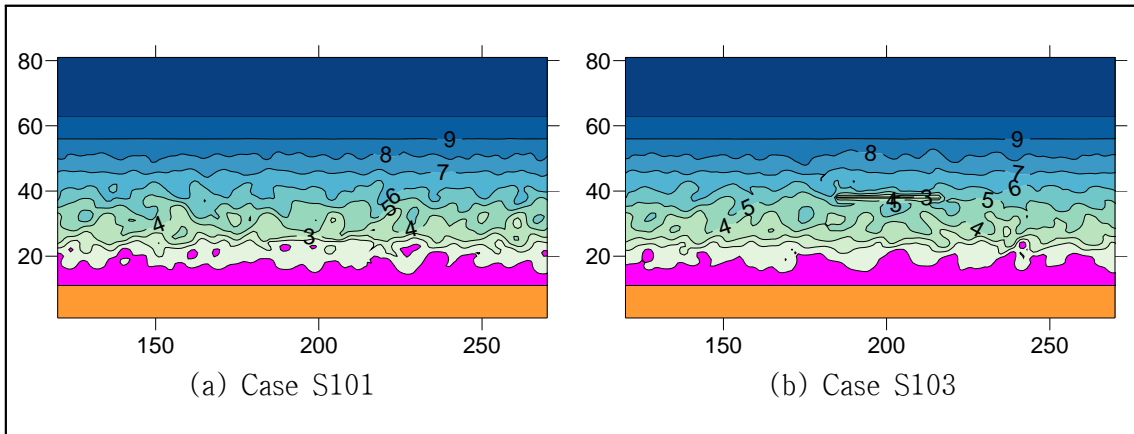
1열 잠제 실험결과중 Case S101과 Case S103의 결과를 <Fig 4.24>에 제시하였으며, 2열 잠제의 실험결과는 <Fig 4.25>~<Fig 4.27>에 나타내었다. 1년 주기에 비하여 상대적으로 짧은 48시간 동안의 실험이지만, 높은 파랑에 의하여 연간 퇴적되었던 새로운 육지 지역들이 대부분 침식되었으며, 1m 등고선도 부분적으로 해안선 방향으로 후퇴한 것으로 나타났다. 이와 같은 결과는 실제 동해안의 태풍내습시 일어나는 0.2~0.5m 깊이의 침식현상과 유사한 것으로 판단된다.

각 실험결과중 연간지형변화 검토시 퇴적량이 상대적으로 많았던 2열 잠제의 잠제간 거리 3배(잠제 폭)의 실험안인 Case S231~S233에 대하여 연직방향의 지형변화 검토를 하였다. <Fig 4.28>~<Fig 4.30>에 잠제 양끝단 좌우측부, 중앙부에 대한 지형변화를 나타내었으며, 비교를 위하여 잠제 설치후 3년 경과후의 지형변화를 함께 제시하였다.

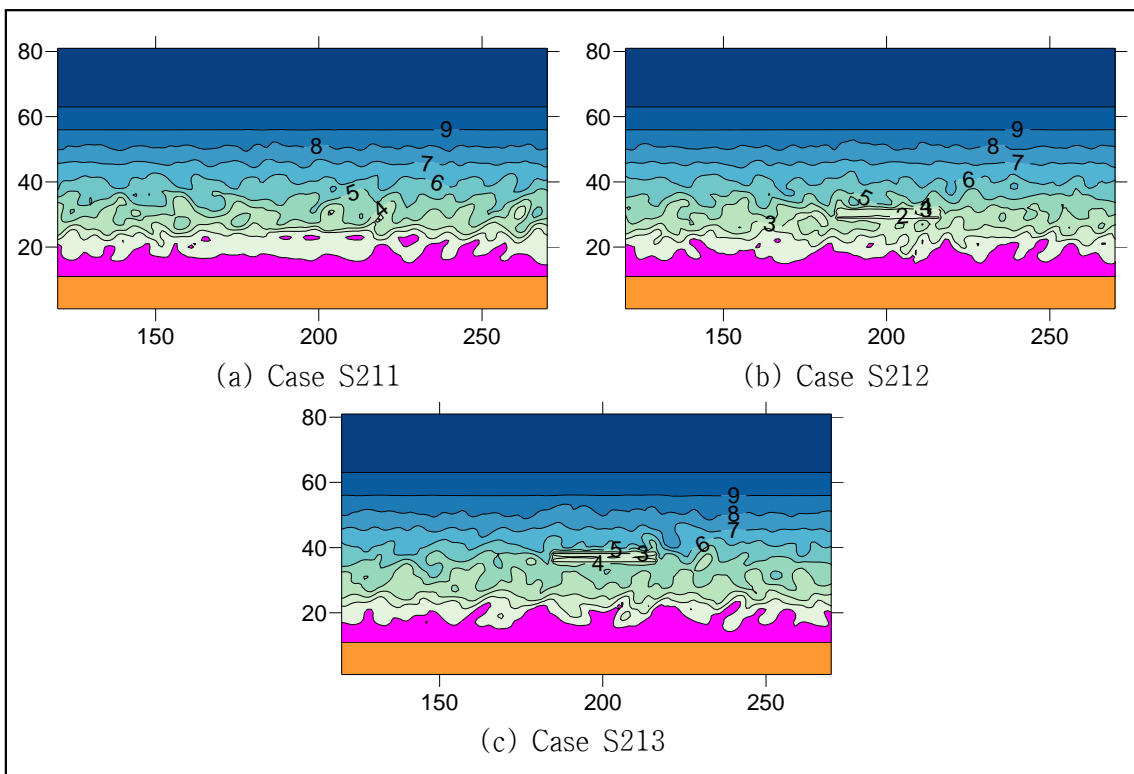
연직 비교에서 잠제 양 끝단의 지형변화는 각 실험안 모두 별 차이가 없었다. 잠제 중앙부의 비교결과, 잠제 설치위치가 낮았던 Case S231의 해안 주변의 침식이 크게 발생하였다. 이는 고파

량이 해안쪽에 최대한 진입하여 쇄파되면서 일어난 현상으로 판단되며 추후 설계시에도 이와 같은 현상에 대하여 검토할 필요가 있다. 수심 4m(Case S232), 6m(Case S233)의 중앙부는 잠제가 일정부분 파랑을 감쇠시켜 내측의 지형변화가 평면적으로 보는 경우보다 심하지는 않지만 신규 육지부분의 침식은 확인할 수 있다.

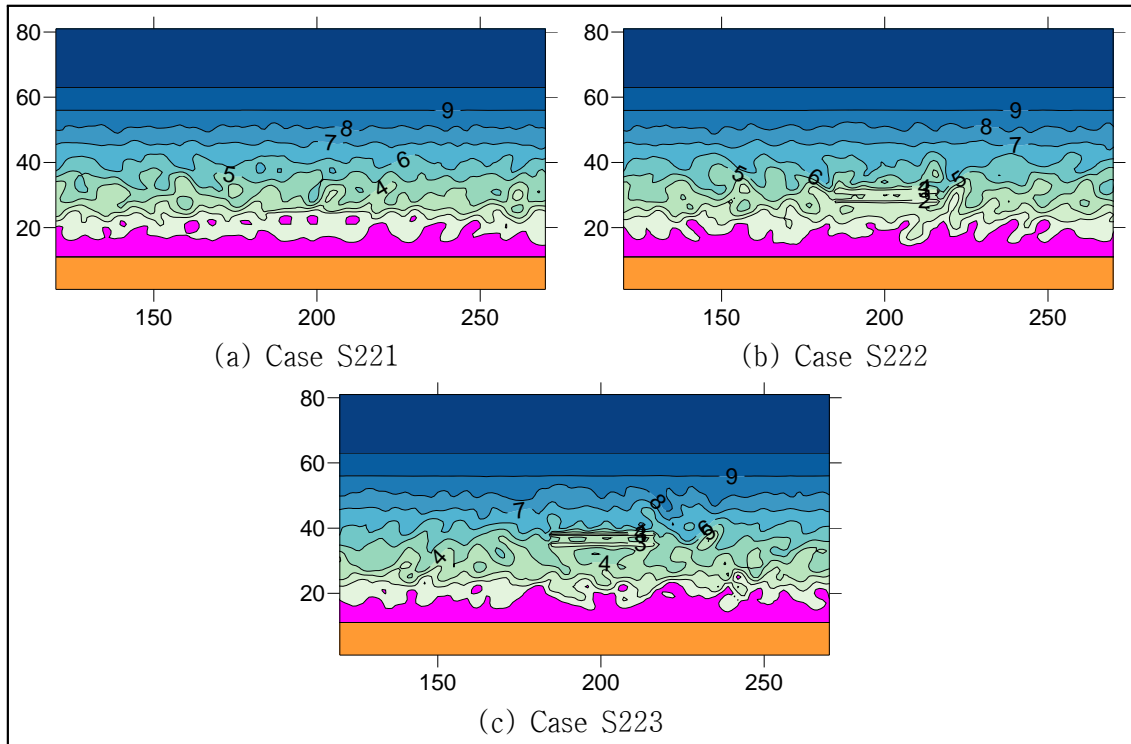
<Fig. 4.24> Bathymetries of 1-layer submerged breakwater by pacing of test Event



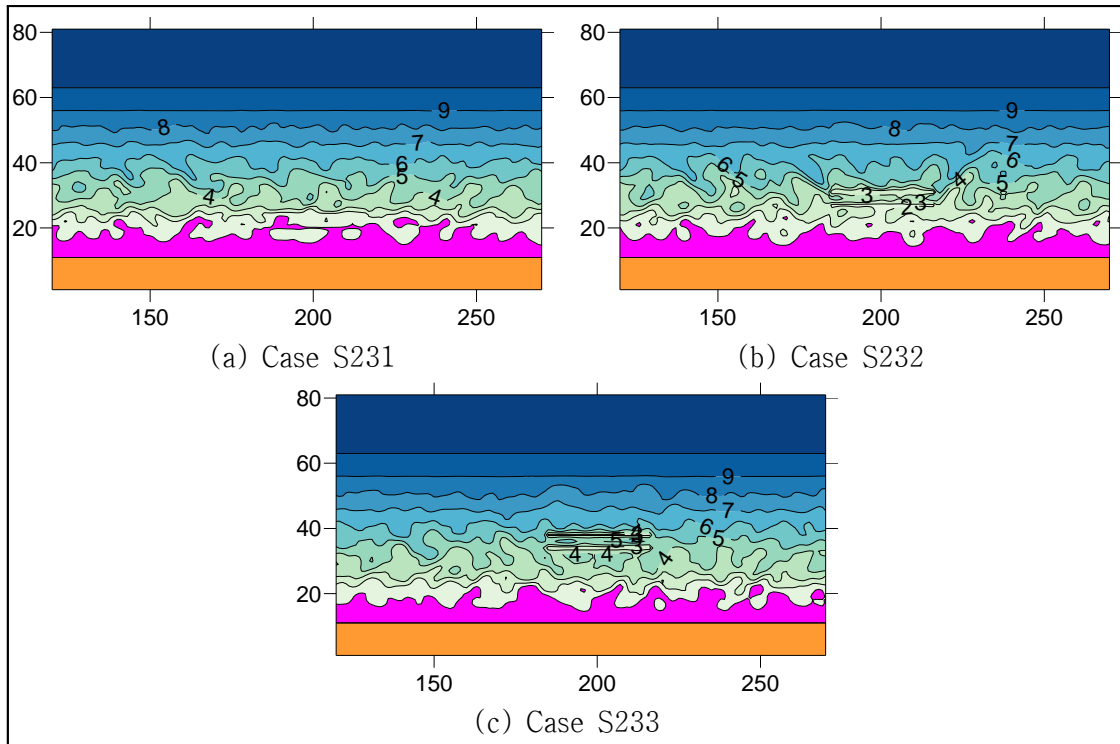
<Fig. 4.25> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing of test Event  
(Case S211~S213)



<Fig. 4.26> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing of test Event  
(Case S221~S223)

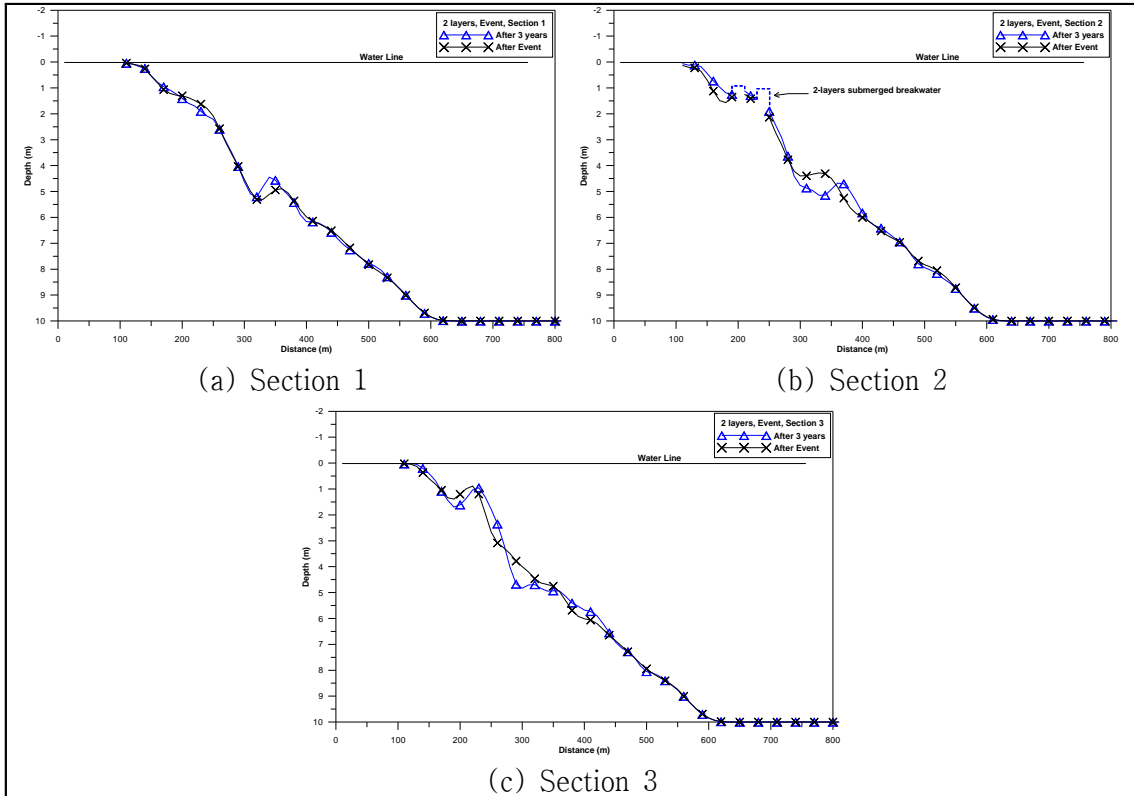


<Fig. 4.27> Bathymetries of 2-layers submerged breakwater by pacing of test Event  
(Case S231~S233)

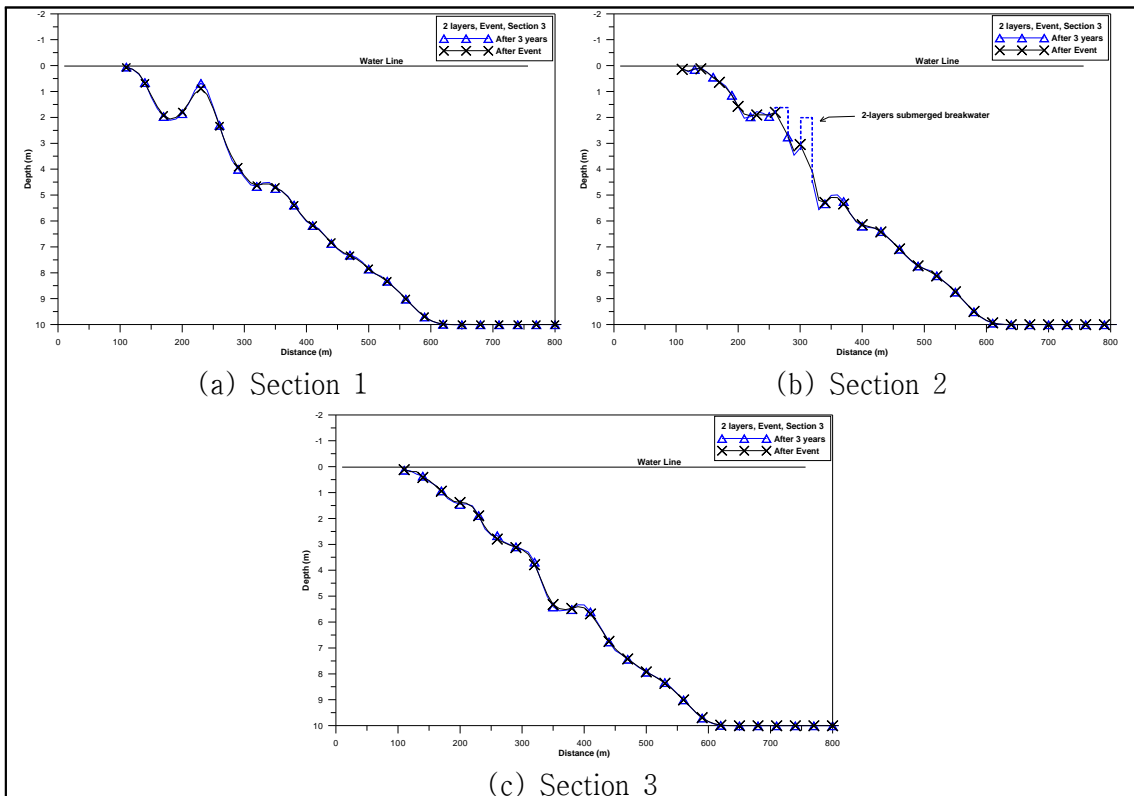




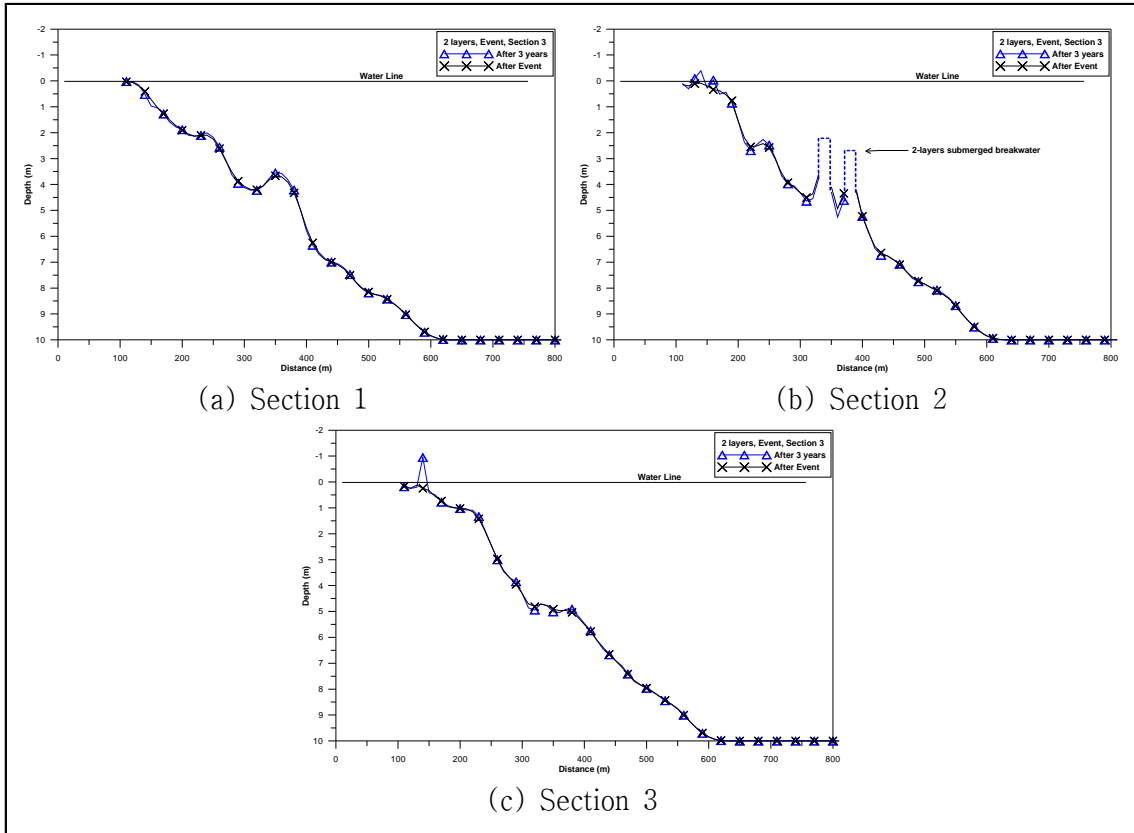
<Fig. 4.28> Profile change of test Event for Case S231



<Fig. 4.29> Profile change of test Event for Case S232



<Fig. 4.30> Profile change of test Event for Case S233



## 제5장 결론

최근 들어 지속가능한 국토개발 및 보전을 위하여 연안 및 해안침식에 대한 중요도가 높아지고 있으며, 침식방지대책으로 해안옹벽, 방조제, 돌제, 방사제 등의 기존의 인공구조물뿐만 아니라 모래포집용 울타리, 잠제, 양빈, 방재림 조성 등 다각적인 친환경적인 공법들이 적용되고 있다.

본 연구에서는 강제형 잠제를 적용하고 이동경계처리 기법을 추가한 퇴적물이동 모형과 빠른 반복계산이 가능한 지형변화 시뮬레이션을 이용하여 연간 및 태풍 등에 의한 지형변화를 파악하였다. 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 우리나라에 잠제 또는 잠제를 포함한 면적공법이 적용된 사례를 분석하였으며, 동해안에 설치된 잠제는 해안침식과 모래유실 방지역할 뿐만 아니라 천단고를 해수면 부근까지 높인 잠제로 고파랑 내습시 파랑감쇠를 유도하여 파랑에 의한 직접적인 피해예방을 위하여 설치되었다.

2. 실험에 사용된 모형은 타원형 천퇴상에서의 천수변형에 관한 Vincent and Briggs(1989)의 수리실험결과와 파랑모형(BOUSS-2D)의 결과를 비교하였으며, 임의의 지형에 이안제 설치시의 수치실험인 Brøker et. al.(1995)의 결과와 지형변화 시뮬레이션 결과를 검증하였다.

3. 해안선을 기준으로 수심 10m까지를 1:50의 해저면 경사와 자연해변의 반사율 0.2를 적용하고, 잠제 형식은 일반적인 중력식 구조물이 아닌 강제형식이므로 직립 구조물 형태로 말뚝기초 등의 보조구조물은 제외하였다. 잠제는 1열과 2열로 구분하고 각 잠제의 길이는 300m, 잠제 폭은 10m로 설정하였으며, 2열 잠제는 잠제 폭을 기준으로 잠제간의 거리를 폭의 1, 2, 3배로 구분하고, 설치위치는 수심 3m, 4m, 6m로, 잠제 높이는 설치위치의 수심에 1/2로 정하였다. 현재 공개되고 있는 파랑자료중 2012년의 관측자료를 분석하여 계절별로 구분하였으며, 연간지형변화 산정을 위한 시뮬레이션 반복횟수는 176회이다. 또한 퇴적물이동 모형에 적용한 이동경계처리기법으로 초기 지형이 물인 경우 육지화/바다화가 계산되도록 하였다. 이와 같은 조건을 적용하여 지형변화를 산정하였으며 다음과 같은 결과를 도출하였다.

가. 잠제를 해안에서 멀리 떨어져 설치한 실험의 해안선 주변의 퇴적이 보다 활발하게 일어났다.

나. 1열 잠제는 잠제 배후면에 침식이 발생하였으며, 잠제를 통과하면서 쇄파가 영향을 미친 것으로 판단된다.

다. 수심 3m 지점에서 2열 잠제를 30m 폭으로 설치한 경우(잠제 천단에서 해수면까지의

높이는 1.2m, 0.9m), 이안제 설치시와 비슷한 연육사주가 발생하였다. 잠제 천단의 높이가 높을수록(해저면기준) 이안제 특성을 보이며, 이 결과는 경북 울진군 구산항의 사례와도 일치한다.

라. 잠제이외 지역까지 포함하면 2열 잠제로 수심 4m, 6m 지점에 설치하는 것(Case S223, S233)이 가장 좋은 것으로 나타났으며, 잠제 중앙부 해안의 수심의 약 1.0m 증가하는 것으로 계산되었다. 그러나 이 실험안은 잠제 전면에서 침식이 발생하므로 이에 대한 세부적인 분석이 필요하다.

4. 여름철 내습하는 태풍에 대한 실험으로 관측된 파랑자료를 이용하여 2일간 고파랑이 지속된다고 가정하고 지형변화를 검토하였다. 1년 주기에 비하여 상대적으로 짧은 48시간 동안의 실험이지만, 높은 파랑에 의하여 연간 퇴적되었던 새로운 육지 지역들이 대부분 침식되었으며, 1m 등고선도 부분적으로 해안선 방향으로 후퇴한 것으로 나타났다. 잠제를 수심 3m에 설치한 실험안은 해안 주변의 침식이 크게 발생하였는데, 이는 고파랑이 해안에 최대한 진입하여 강한 파랑에너지에 의하여 일어난 현상으로 판단된다. 수심 4m, 6m의 중앙부는 잠제가 일정부분 파랑을 감쇠시켜 내측의 지형변화가 평면적으로 보는 경우보다 심하지는 않지만 신규 육지부분의 침식은 확인할 수 있다.

이상과 같이 강제형 잠제를 이용한 지형변화의 연구내용을 요약하였으며, 추후에는 다음과 같은 사항이 고려되어야 한다고 사료된다.

1. 사용자가 접근하기 쉬운 프로그램을 활용할 필요성이 있다. 본 연구에서는 상용프로그램인 BOUSS-2D 모형과 개발자제한프로그램인 WiFlow, BA2D 모형을 적용하였는데, 파랑류와 퇴적물이동모형을 현재 공개되어 있는 Delft3D-Flow, TELEMAC-3D, FVCOM 모형 등으로 검토할 필요가 있다.

2. 파랑자료의 손쉬운 접근성이 필요하다. 본 연구에서는 기상청의 파랑자료와 국립해양조사원의 파랑자료를 분석하였는데, 일부 결측자료와 관측자료의 부족(기상청은 2012년부터 자료제공)으로 다양한 분석이 부족하였다. 정확한 실험결과를 얻기 위해서는 장기간의 실측자료가 필요하다.

3. 퇴적물이동에 필요한 자료가 거의 없는 실정이다. 소류사 이동량(파랑 및 파랑류 관측자료가 포함된), 대상지역 전반의 해저면전단응력, 입경분포, 모래결 등이 부족하며, 이를 해결하기에는 현실적으로 많은 비용이 소요되므로 체계적인 관측방법이 선행되어야 할 것이다.

4. 본 연구에서는 초기 지형이 물인 경우에 대하여 육지화/바다화를 계산하도록 하였으나, 초기 지형이 육지인 경우에 대해서는 육지화/바다화를 구현하지 못하였다. 추후 안식각을 고려한 파랑/파랑류 전파 또는 퇴적물이동을 추가하여 실험역의 해안에 상응하는 지형변화를 계산하여야 한다.

## 참고문헌

- 기상청. 2012. 해양기상월보 (01월-07월).
- 포항지방해양수산청. 2005. 오산항·구산항 해안침식 방지시설 실시설계용역 보고서
- 한국해양대학교 해양과학기술연구소. 2009. 송도연안정비사업 모니터링 조사용역 최종 (2004.06-2009.01)결과 보고서
- 해양수산부. 2002. 구산항 해안침식방지 기본설계 보고서
- 해양수산부. 2005. 항만 및 어항 설계기준
- 강시환, 전기천. (2005). 태풍시 연안내해에서의 설계파랑 모의산정. 2005년도 한국해양과학기술 협의회 공동학술대회. 1880-1884.
- 이광호, 정성호, 하선욱, 김도삼 (2010). 2열 불투과성 사각형 잠제를 이용한 단주기 파랑 및 고립파의 제어. 한국해양·해양공학회지 제22권 제4호, 203-214.
- 이철승 (1999). 잠제 주변의 파랑장 해석. 한국해양·해양공학회지 제11권 제2호, 95-106.
- 정병순, 심재설, 방경훈, 권병삼. (2012). 태풍내습시 감천항의 파랑특성에 관하여. 2012년도 한국 해양과학기술협의회 공동학술대회. 2201-2204.
- 정원무, 류경호, 전기천, 백원대. (2010). SWAN 모델을 이용한 부산항 신항에서의 태풍시 파랑 재현. 2010년도 한국해양과학기술협의회 공동학술대회. 2706-2709.
- 정원무, 전기천, 김건우, 오상호, 류경호. (2012). 장기 파랑관측자료 분석 및 천해파 수치실험에 의한 강릉 해역의 천해설계파. 한국해양·해양공학회논문집. Vol.24, No.5, 343-351
- 조원철 (2004). 폭 변화에 따른 잠제의 파랑 차단성능. 한국해양·해양공학회지 제16권 제4호, 206-212.
- 허동수, 이우동 (2008). 잠제 주변의 파고분포 및 흐름의 3차원 특성; PART II-해빈이 있을 경우. 대한토목학회논문집, 제28권 제1B호, 115-123.
- Brøker, I., Johnson, H.K., Zyserman, J.A., Rønberg, J.K., Pedersen, C., Deigaard, R. and Fredsøe, J. (1995). Coastal profile and coastal area modelling at DHI. Advances in coastal morphodynamics, G8-Coastal Morphodynamics Project, DHI
- Y. Goda, (2000). Random seas and design of maritime structures



# 연안구조물의 지지력 증가 파일 설계

2012. 12

연 세 대 학 교





# 【 목 차 】

제1장 서론 .....	1
1.1 연구목적 .....	1
1.2 연구범위 및 내용 .....	1
1.3 연구수행 기간 .....	2
1.4 연구진 .....	2
제2장 문헌 연구 .....	3
2.1 수직하중을 받는 말뚝의 해석법 .....	3
2.2 수평하중을 받는 말뚝의 해석법 .....	9
2.3 말뚝의 하중전이함수 .....	18
제3장 보강효과를 고려한 말뚝의 하중전이함수 제안 .....	33
3.1 수치해석 .....	33
3.2 사질토 지반에서의 수치해석 결과 .....	38
3.3 보강효과의 정량화 .....	43
제4장 연안구조물 기초의 해석기법 개발 .....	46
4.1 수직 및 수평하중을 받는 말뚝의 거동 .....	46
4.2 말뚝캡의 모델링 .....	54
4.3 해석기법 알고리즘 .....	57
제5장 수치해석에 의한 보강효과 분석 .....	61
5.1 수직하중(연직상향)이 작용하는 경우 .....	62
5.2 수평하중이 작용하는 경우 .....	63
5.3 압축, 수평 및 인발하중이 작용하는 경우 .....	64
참 고 문 헌 .....	67

## 【 그림 목 차 】

그림 2.1	하중전이 해석 개념도	4
그림 2.2	말뚝 및 지반의 응력분포	5
그림 2.3	주면 전이하중의 분포형상	8
그림 2.4	탄성 지반상의 보	16
그림 2.5	말뚝과 인접한 지반에 작용하는 응력	17
그림 2.6	Vijayvergiya의 주면하중전이곡선	18
그림 2.7	Baquelin 등의 주면하중전이곡선	19
그림 2.8	API 기준 사질토의 주면하중전이함수	22
그림 2.9	API 기준 점성토의 주면하중전이함수	22
그림 2.10	Vijavergiya의 선단하중전이 곡선	23
그림 2.11	Baquelin 등의 선단하중전이곡선	24
그림 2.12	Reese의 p-y 곡선	26
그림 2.13	API RP(2A)에서 제안한 사질토 p-y 곡선	27
그림 2.14	Goh의 p-y 곡선	28
그림 2.15	Matlock의 p-y 곡선	30
그림 2.16	굳은 점토지반의 p-y 곡선	31
그림 3.1	수치해석에 사용된 mesh 및 경계조건	34
그림 3.2	수치해석에 사용된 말뚝의 mesh 및 보강재의 배열	37
그림 3.3	압축하중 재하시의 Load-Settlement curve	38
그림 3.4	압축하중 재하시의 Loose Sand와 Dense Sand의 t-z 곡선	39
그림 3.5	압축하중 재하시의 Loose Sand와 Dense Sand의 q-w 곡선	40
그림 3.6	인발하중 재하시의 Load-Settlement curve	40
그림 3.7	인발하중 재하시의 Loose Sand와 Dense Sand의 t-z 곡선	41
그림 3.8	인발하중 재하시의 Loose Sand와 Dense Sand의 q-w 곡선	42
그림 3.9	수평하중 재하시의 Load-displacement curve	42
그림 3.10	수평하중 재하시의 Loose Sand와 Dense Sand의 p-y curve	43

그림 3.11 보강말뚝과 무보강말뚝의 4,7m 심도에서의 t-z곡선비교	44
그림 3.12 수치해석 결과와 API기준에 따른 주면하중전이함수 비교	45
그림 4.1 수직하중을 받는 보-기둥(beam-column) 모델	47
그림 4.2 수평하중을 받는 보-기둥(beam-column) 모델	49
그림 4.3 임의의 요소에 작용하는 하중 및 모멘트	49
그림 4.4 말뚝두부의 하중-변위 관계(Reese, O'Neill, and Smith. 1970)	53
그림 4.5 면내회전자유도를 갖는 평면셸(Flat-shell) 요소	54
그림 4.6 증분하중법의 개념	57
그림 4.7 증분하중-할선계수법의 개념	57
그림 4.8 말뚝두부강성 산정방법	58
그림 4.9 균말뚝의 모델링	59
그림 4.10. 본 해석기법의 흐름도	60
그림 5.1 수중잡제의 제원 및 하중작용점	61

## 【 표 목 차 】

표 2.1 경험상수 $C_b$ .....	9
표 2.2 Davisson에 의해 추정된 수평지반 반력상수 .....	11
표 2.3 수중 모래지반에서 $n_h$ 의 추천값 .....	11
표 2.4 짧은 말뚝에서의 변형모드, 지반반력 및 모멘트 분포도 .....	12
표 2.5 긴 말뚝에서의 변형모드, 지반반력 및 모멘트 분포도 .....	13
표 2.6 수중사질토의 $n_h$ .....	26
표 2.7 건조한 사질토의 $n_h$ .....	26
표 2.8 제안된 경험상수값(J) .....	29
표 2.9 제안된 $\varepsilon_c$ 값 .....	30
표 2.10 평균비배수 전단강도에 따른 $\varepsilon_{50}$ 값 .....	31
표 2.11 평균비배수 전단강도에 따른 $k$ 값 .....	32
표 3.1 해석대상 지반물성 .....	35
표 3.2 해석대상 강관말뚝의 물성 및 제원 .....	36
표 3.3 각 지반조건별 치환말뚝 물성 .....	36
표 3.4 보강재의 배열 조건 .....	37
표 3.5 말뚝의 보강효과를 고려한 주면전이함수 보강계수 .....	43
표 5.1 해석가능 최대 수직(연직상향)하중 .....	62
표 5.2 수직하중(연직상향)이 작용하는 수중잠제 말뚝의 수치해석 결과 .....	62
표 5.3 해석가능 최대 수평하중 .....	63
표 5.4 수평하중이 작용하는 수중잠제 말뚝의 수치해석 결과 .....	63
표 5.5 해석가능 최대 압축하중 .....	64
표 5.6 압축하중이 작용하는 수중잠제 말뚝의 수치해석 결과 .....	64
표 5.7 해석가능 최대 인발하중 .....	65
표 5.8 인발하중이 작용하는 수중잠제 말뚝의 수치해석 결과 .....	65
표 5.9 해석가능 최대 수평하중 .....	66
표 5.10 수평하중이 작용하는 수중잠제 말뚝의 수치해석 결과 .....	66

# 제 1 장 서 론

## 1 절 연구목적

최근 기후변화의 급변으로 인하여 연안침식이 가속화되어 특히 가파른 해수면 상승이 예상된다. 이로 인한 연안 구조물에 작용하는 수평 및 인발하중 증가가 예상되므로 말뚝의 지지력 상승이 필요한 실정이다. 따라서 본 연구는 지지력 증가 말뚝의 보강효과를 정량화 하고, 해안지반-지지력 증가 말뚝의 상호작용을 고려한 해석기법 및 사용자 편의 프로그램을 개발하고자 한다.

## 2 절 연구범위 및 내용

### 1. 문헌 연구

- 수직 및 수평하중을 받는 말뚝의 해석이론 연구
- 하중전이함수를 이용한 말뚝의 모델링 기법

### 2. 보강효과를 고려한 말뚝의 하중전이함수 산정

- 수직, 수평 및 인발하중을 받는 말뚝의 거동특성분석
- 지반조건, 말뚝조건에 따른 지지력 증가효과 수치적 분석
- 지지력 증가 말뚝의 하중전이함수 산정
- 보강효과의 정량화를 통한 설계변수 선정

### 3. 해석기법 개발

- 3차원 유한요소해석 결과를 반영한 해석기법 개발
- 해석기법을 바탕으로 한 사용자 편의 프로그램 개발
- 다양한 지반조건 및 하중조건을 고려한 연안 구조물 말뚝기초의 거동분석 프로그램 개발 및 설계 매뉴얼 제시

### 3 절 연구수행 기간

계약기간: 2012년 2월 ~ 2012년 11월 (약 10개월)

항 목	2월 1일 ~ 11월 30일									
	2월	3월	4월	5월	6월	7월	8월	9월	10월	11월
기초자료조사 (문헌조사)	●	●								
3차원 유한요소해석		●	●	●	●	●	●			
설계기법 및 프로그램 개발							●	●	●	●
최종보고서 작성										●

### 4 절 연구진

정상섭 : 공학박사 (지반공학), 연세대학교 토목환경공학과 교수  
 조재연 : 공학석사, 연세대학교 토목환경공학과 박사 과정  
 고준영 : 공학석사, 연세대학교 토목환경공학과 박사 과정  
 정선환 : 공학사, 연세대학교 토목환경공학과 석사 과정  
 임현성 : 공학사, 연세대학교 토목환경공학과 석사 과정

## 제 2 장 문헌 연구

### 1 절 수직하중을 받는 말뚝의 해석법

수직하중을 받는 단독말뚝의 침하량을 예측하는 방법은 컴퓨터 기술의 진보와 더불어 초기의 경험적인 방법으로부터 보다 복잡한 해석적 방법으로 발전되어 왔다. 초기의 침하량 산정방법은, 말뚝의 깊이에 따른 응력 분포 형상을 임의로 가정하여 탄성변형량을 구하거나, 많은 재하시험의 결과로부터 얻어진 경험식(Meyerhof, 1959; Focht, 1967)을 이용하여 침하량을 예측하는 방법으로서 탄성한도 내에서의 침하량 산정만이 가능하다.

이에 비해 해석적 방법은, 지반-구조물의 상호작용(soil-structure interaction)을 고려하여 침하 및 응력 분포를 예측하는 방법으로서 말뚝의 소성거동에 대한 해석이 가능하며, 전체적인 하중-침하 곡선뿐만 아니라 말뚝의 깊이에 따른 축하중 분포, 주변 전이하중 분포 및 선단전이하중의 크기를 두부하중 단계별로 구할 수 있다. 이러한 해석적 방법은 하중전이법, 탄성론에 의한 방법 및 수치해석방법의 세가지로 대별되는데, 이용이 간편한 하중전이법 및 탄성론에 의한 방법이 실무에 자주 사용되고 있다.

#### 1. 하중전이법

하중전이법은 길이 방향으로 구분된 말뚝의 각 요소에서의 주변마찰력 및 선단지지력과 각 말뚝요소의 변위와의 함수관계 즉, 하중전이함수를 이용하여 해석하는 방법으로서, 1957년 Seed와 Reese에 의해 처음으로 제안된 후, 1966년 Coyle과 Reese에 의해 현재의 해석적 방법으로 발전되었다. 하중전이법에서는 그림2.1과 같이 지반을 탄소성 스프링으로 이상화하며, 말뚝의 각 요소는 서로 탄성스프링에 의해 연결된 것으로 간주하여 해석한다.

즉,  $n$  개의 요소를 갖는 말뚝은 각 요소마다 1 개씩 총  $n$  개의 독립된 주변 지반 스프링과 1 개의 선단 지반스프링에 의해 지지되며, 각 스프링의 응력-변형 거동 특성은 하중전이함수에 의해 규정된다. 따라서, 이 방법은 말뚝요소로부터 지반으로 전이된 하중의 크기와 말뚝요소의 변위량 사이에는 유일한 함수관계가 있으며, 임의의 말뚝요소에 발생하는 변위량은 인접 요소에 의해 지반으로 전이된 하중의 영향을 받지 않고 오직 그 요소에서 전이되는 하중의 크기에만 영향을 받는다는 가정을 기본으로 하고 있다.

이러한 하중전이법은 해석이 간단하고 말뚝과 지반 사이의 상대변위 발생에 대한 적절한 묘사가 가능하다는 장점이 있으나, 지반을 여러 개의 독립된 탄소성 스프링

으로 이상화함으로써지반의연속성을고려하지못하는단점이있다. 하중전이법에 의한 해석과정은 당초 Coyle과 Reese(1966)가 제안한 반복계산 방법과 유한차분법을 이용한 행렬해석 방법이 있다.

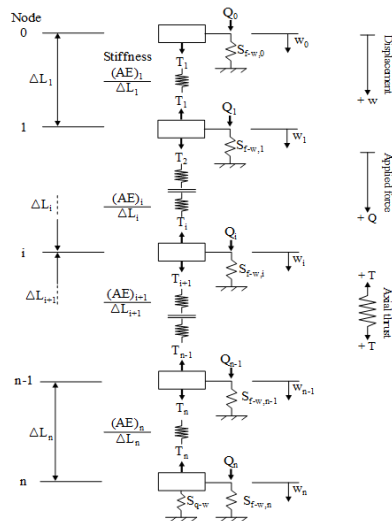


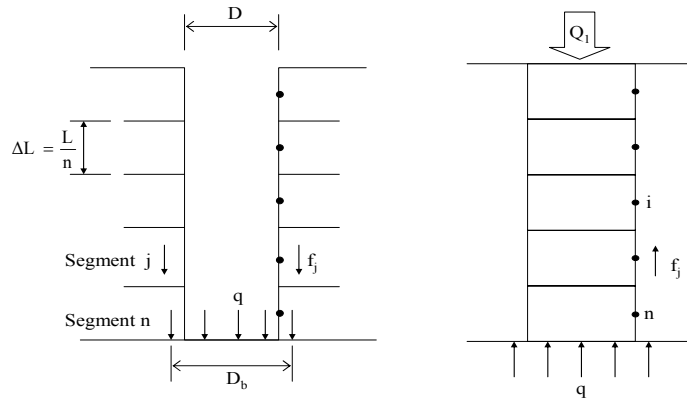
그림2.1 하중전이 해석 개념도

## 2. 탄성고체법

탄성고체법에 의한 말뚝의 침하거동 해석방법은, 말뚝의 응력-변위 관계를 나타내는 지배방정식, 지반내의 응력과 지반변위 사이의 관계식 및 말뚝변위와 지반변위 사이의 적합조건을 이용한 해석방법이다. 이러한 탄성고체법은 여러 학자들에 의해 제안된 바 있으나, 대부분의 경우 지반응력과 지반변위 사이의 관계식으로서 Mindlin(1936)의 해를 이용하는 점에서 서로 유사하며, 단지 말뚝요소에 작용하는 주면 전단응력의 분포를 가정하는 방법에 차이가 있다. 본 절에서는 대표적으로 1969년 Mattes 와 Poulos에 의해 제안된 해석과정에 대해 기술하고자 한다.

Mattes 와 Poulos (1969)는 그림 2.2에서 보는 바와 같이 균질, 등방의 반무한 탄성지반내에 설치된 말뚝을 n 개의 요소로 구분한 후, 말뚝의 지배방정식을 이용하여 각 말뚝요소의 수직변위를 말뚝요소에 작용하는 주면 및 선단응력의 함수로써 다음의 식 2.1과 같이 표현하였다. 그림 2.2에서 D와 D<sub>b</sub>는 각각 말뚝의 직경 및 선단직경이며 f<sub>j</sub>와 q는 각각 주면응력 및 선단응력이다.





(a) 말뚝요소에 가해지는 응력

(b) 지반요소에 가해지는 응력

그림 2.2 말뚝 및 지반의 응력분포

$$\{p\} = \frac{DE_p}{4(\Delta L)^2} [I_p] \{w_p\} + \{Y\} \quad (2.1)$$

여기서,  $E_p$ 는 각각 말뚝의 탄성계수이며,  $\Delta L$ 은 말뚝요소의 길이이다. 또한,  $\{p\}$ 와  $\{w_p\}$ 는 각각  $n+1$  개의 요소로 이루어진 말뚝 응력벡터와 말뚝 변위벡터이며,  $[I_p]$ 와  $\{Y\}$ 는 식 2.2 및 식 2.3과 같다.

$$[I_p] = \begin{bmatrix} -1 & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 & 1 & 1 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & -2 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & -2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & -0.2 & 2 & -5 & 3.2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & -\frac{4\Delta L}{3D} & \frac{12\Delta L}{D} & -\frac{32\Delta L}{3D} \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

$$\{Y\} = \begin{Bmatrix} Q_1 / (\pi D \Delta L) \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

한편, 임의의 말뚝요소에 인접한 지반의 변위는 주면 및 선단전이하중,  $f_j$ 와  $q$ 의 함수로 나타내었으며 다음의 식 2.4와 같다.

$$w_{si} = \frac{D}{E_s} \sum_{j=1}^n (I_{ij} f_j) + \left( \frac{D_b}{E_s} I_{ib} \right) q \quad (2.4)$$

여기서,  $w_{si}$ 는  $i$  요소에 인접한 지반의 변위이며,  $I_{ij}$ 와  $I_{ib}$ 는 각각  $j$  요소의 주면 전이하중과 선단전이하중에 의해  $i$  요소에 발생하는 변위영향계수이다. 또한,  $E_s$ 는 지반의 탄성계수이며,  $D_b$ 는 말뚝선단의 직경이다.

식 2.4는 다음의 식 2.5와 같이 행렬 형태로 표현할 수 있다.

$$\{w_s\} = \frac{D}{E_s} [I_s] \{p\} \quad (2.5)$$

여기서,  $\{w_s\}$ 는 지반의 변위벡터이며,  $\{p\}$ 는 말뚝의 응력벡터이다.  $[I_s]$ 는 변위영향계수의 행렬로서 말뚝단면이 일정할 경우 다음의 식 2.6과 같으며, 행렬  $[I_s]$ 의 각 요소  $I_{ij}$ 는 반무한체 내의 점하중에 의해 발생하는 변위량에 대한 Mindlin의 해를 적분하여 구할 수 있다.

$$[I_s] = \begin{bmatrix} I_{11} & I_{12} & \cdots & I_{1n} & I_{1b} \\ I_{21} & I_{22} & \cdots & I_{2n} & I_{2b} \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots \\ I_{n1} & I_{n2} & \cdots & I_{nn} & I_{nb} \\ I_{b1} & I_{b2} & \cdots & I_{bn} & I_{bb} \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

여기에, 말뚝과 지반 사이의 적합조건, 즉 임의의 말뚝요소의 변위량과 인접한 지반의 변위량은 동일하다는 조건을 적용하면, 식 2.7이 되며, 식 2.2, 식 2.5 및 식 2.7에 의해 다음의 식 2.8을 얻을 수 있다.

$$\{w_p\} = \{w_s\} \quad (2.7)$$

$$\{p\} = \left[ [I] - \left( \frac{D^2}{4(\Delta L)^2} \right) \frac{E_p}{E_s} [I_p][I_s] \right]^{-1} \cdot \{Y\} \quad (2.8)$$

여기서,  $[I]$ 는 단위 행렬이다.

식 2.8을 이용하면 주어진 두부하중  $Q_1$ 에 의해 말뚝의 각 요소에 발생하는 응력

{p}를 구할 수 있으며, 이를 식 2.1 또는 식 2.5에 대입하여 말뚝 각 요소의 변위량  $\{w_p\}$ 를 구할 수 있다. 이 방법은 다층지반상의 말뚝의 해석이나 말뚝과 지반 사이의 상대변위 발생에 대한 적절한 해석이 곤란한 단점이 있으나, 하중전이법과는 달리 지반의 연속성을 고려할 수 있다는 장점이 있다. 이 후에 다층지반에 대한 해석 및 말뚝과 지반 사이의 상대변위 발생에 대한 해석이 가능한 보다 발전된 이론이 제안되었으나, 해석과정이 매우 복잡하고 까다로워 실무에는 자주 사용되지 않고 있다.

### 3. Vesic(1977)의 반경험적 방법

하중전이함수법의 근간을 이루는 하중전이함수는 지금까지 외국의 많은 연구자들에 의해 여러 가지 형태로 제안되었다. 1977년 Vesic은 사용하중 작용시의 말뚝의 침하량에 대해 다음과 같이 세 가지의 침하요소로 구분하여 반경험적인 산정식을 제안하였다(식 2.9).

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (2.9)$$

여기서,  $s$ 는 말뚝두부의 총 침하량이며,  $s_1, s_2, s_3$ 는 각각 말뚝의 탄성변형량, 선단 전이하중에 의한 선단침하량 및 주면 전이하중에 의한 선단침하량이다.

말뚝의 탄성변형량은 재료역학의 기본원리로부터 다음의 식 2.10과 같이 나타낼 수 있다.

$$s_1 = \frac{(Q_{wb} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (2.10)$$

여기서,  $Q_{wb}$ 와  $Q_{ws}$ 는 각각 사용하중 작용시의 선단전이하중과 주면 전이하중이며,  $A_p, E_p, L$ 은 각각 말뚝의 단면적, 탄성계수 및 길이 이다.  $\xi$ 는 말뚝길이에 따른 주면 전이하중의 분포형상에 관계된 계수로서, 그림 2.3과 같다.

선단전이하중에 의한 선단침하량,  $s_2$ 는 얇은 기초의 침하량과 유사하게 Timoshenko와 Goodier(1970)의 해를 이용하여 다음의 식 2.11과 같이 나타낼 수 있다.

$$s_2 = \frac{q_{wb} D}{E_s} (1 - \nu_s^2) I_{wb} \quad (2.11)$$

여기서,  $q_{wb}$ 는 사용하중 작용시의 단위 선단전이하중,  $D$ 는 말뚝직경 이며,  $E_s$ 와  $\nu_s$ 는 각각 선단지반의 탄성계수 및 포아송비이다.  $I_{wb}$ 는 영향계수로서 0.5~0.78의 값

이다.

이 식은 일종의 선단하중전이함수로서, 지금까지 개발된 여러 하중전이함수들 중 상당수가 이 식을 기본으로 한 완전 탄소성 모델을 선단의 하중전이함수로 사용하도록 제안하고 있다. 즉, 말뚝의 선단지지력은 그 극한치에 도달하기까지는 이 함수식에 따라 말뚝선단의 변위와 직선적으로 비례하며, 극한치에 도달한 후에는 완전 소성거동을 하는 이중직선(bi-linear)의 형태이다.

또한, Vesic(1977)은 식 2.11 외에  $s_2$ 에 대한 경험식을 아래와 같이 제안하였다.

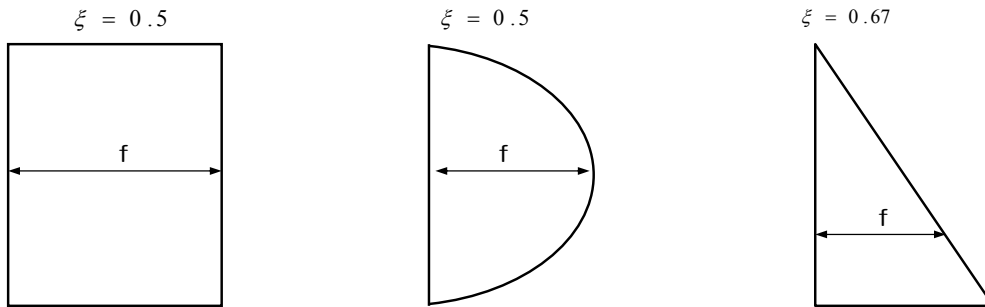


그림 2.3 주면 전이하중의 분포형상

$$s_2 = \frac{Q_{wb} C_b}{Dq_{\max}} \quad (2.12)$$

여기서,  $q_{wb}$ 는 극한 단위 선단지지력이며,  $C_b$ 는 경험상수로서 표 2.4와 같다.

한편, Vesic(1977)은 주면 전이하중에 의한 말뚝선단의 침하량,  $s_3$ 의 산정식을 식 2.11과 유사한 형태로써 다음과 같이 제안하였다.

$$s_3 = \left( \frac{Q_{ws}}{C_p L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \nu_s^2) I_{ws} \quad (2.13)$$

여기서,  $C_p$ 와  $L$ 은 각각 말뚝의 주변장과 길이이며,  $I_{ws}$ 는 영향계수로서 다음의 식 2.14와 같다.

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (2.14)$$

또한, Vesic(1977)은  $s_3$ 에 대한 경험식을 아래의 식 2.15와 같이 제안하였다.

$$s_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{Lq_{\max}} \quad (2.15)$$

여기서,  $C_s$ 는 경험상수로서 다음의 식 2.16과 같다.

$$C_s = \left( 0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) C_b \quad (2.16)$$

표 2.1 경험상수  $C_b$

지반종류	항타말뚝	현장타설말뚝
사질토	0.02~0.04	0.09~0.18
점성토	0.02~0.03	0.03~0.06
실트	0.03~0.05	0.09~0.12

이 방법은 반경험적인 방법으로서 여러 가지의 지반조건 및 말뚝종류에 널리 적용하기는 곤란하며, 사용하중 하에서의 탄성침하량 만을 산정할 수 있는 단점이 있다. 하지만 주변 전이하중에 의해 선단지반에 발생하는 침하량을 포함함으로써 지반의 연속성을 고려할 수 있다는 점에 그 의미가 있다.

## 2 절 수평하중을 받는 말뚝의 해석법

일반적으로 수평하중을 받는 말뚝은 지반이 극한 하중에 도달하기 전에 말뚝에 과도한 수평변위가 발생하게 된다. 말뚝 두부에 수평하중 재하 시 말뚝이 변형함에 따라 말뚝 주변 지반이 저항하게 되고 하중이 지반에 전달되는 경우로 움직이는 주체가 말뚝이 되고 그 결과 말뚝변위가 주변 지반에 변형을 발생시킨다.

수평력과 모멘트가 작용하는 기초말뚝의 해석과 설계는 말뚝두부의 구속조건(자유 또는 회전구속), 지반조건(사질토 또는 점성토), 말뚝의 거동조건(강성 또는 연성) 등에 따라 다른 방법과 이론이 적용되는데 이들 조건을 고려하여 해당 기초말뚝의 허용 수평하중은 다음의 두 가지 방법으로 결정할 수 있다. 첫째, 극한하중을 계산한 후 적절한 안전율로 나눔으로써 허용 지지력을 구할 수 있다. 이 방법에는 Brinch-Hansen 방법, Broms 방법, Meyerhof 방법 등이 있다. 둘째, 허용 수평 변위량으로 수평저항력을 구하는 방법이다. 이 방법에는 수평 지반반력 해석법, 탄성 해석법 등이 있다.

## 1. 극한 수평 저항력에 의한 방법

### 가. Brinch-Hansen 방법

이 방법은 하중 작용점에서 모든 힘의 모멘트 평형을 취함으로써 회전 중심의 위치를 구한 후 수평력의 합이 0이 되는 방정식으로부터 극한 저항력을 구할 수 있다. 따라서 임의의 깊이에서 지반의 극한 저항력은 다음 식(2.17)로 나타낼 수 있다. 이 방법은 균질 지반이나 다층지반 모두에 적용 가능하다. 단기하중 조건에서는 비배수 전단강도  $C_u$  ( $\phi_u = 0$ )를 해석에 적용하며, 장기지속하중이 작용하는 상태에서는 유효강도정수  $C'$  및  $\phi'$ 를 해석에 적용한다.

$$p_u = \sigma_p K_p + cK_c \quad (2.17)$$

여기서,  $\sigma_p$ 는 유효 수직상재하중,  $c$ 는 점착력,  $K_c$  &  $K_p$ 는  $\phi$ 와  $x/B$ 의 함수인 계수이다.

#### (1) 사질토 지반

$c=0$ 인 사질토 지반의 경우 임의의 깊이에서 지반의 극한 저항력은 식 (2.1)로부터 다음 식 (2.18)와 같이 나타낼 수 있다.

$$p_u = \sigma_p K_p \quad (2.18)$$

여기서,  $K_p$ 는  $\phi$ 와  $x/B$ 의 함수인 계수이다.

#### (2) 점성토 지반

$\phi = 0$ ,  $c=c_u$ 인 점성토 지반의 경우  $\phi = 0$ ,  $K_p=0$ 이므로 임의의 깊이에서 지반의 극한 저항력은 다음 식 (2.19)와 같이 나타낼 수 있다.

$$p_u = c_u K_c \quad (2.19)$$

여기서,  $K_c$ 는  $\phi$ 와  $x/B$ 의 함수인 계수이다.

### 나. Broms 방법

Broms(1965) 방법은 토압론에 근거하여 문제를 단순화하기 위하여 지반조건 및

말뚝조건을 구분하였다. 지반의 경우 순수한 사질토 지반( $c=0$ )이거나 순수한 점성토 지반( $\phi=0$ )으로 가정하였으며, 말뚝의 경우 짧은 강성말뚝(short rigid pile)과 긴 연성말뚝(long flexible pile)을 각각 별도로 고려한다. 이때의 말뚝의 기준은 짧은 말뚝은  $L/T \leq 2$  또는  $L/R \leq 3$  이고, 긴 말뚝의 기준  $L/T \leq 4$  또는  $L/R \leq 3.6$  이다.

$$T = \left( \frac{EI}{n_k} \right)^{1/6} \quad (2.20)$$

$$R = \left( \frac{EI}{k_k} \right)^{1/4} \quad (2.21)$$

여기서, E는 말뚝 재료의 탄성계수, I는 말뚝의 단면 2차 모멘트,  $k_h$ 는 깊이에 따라 지반반력이 선형적으로 증가하는 경우는  $n_h x$ , 깊이에 따라 지반반력이 일정한 경우는 k를 적용한다. 이 때,  $n_h$ 는 지반반력계수이며,  $k_h$  및  $n_h$ 의 대략적인 값이 표 2.2 및 표 2.3과 같다.

Broms의 방법을 이용한 말뚝의 극한 수평저항력은 표 2.4 및 표 2.5와 같이 구할 수 있으며 여기서  $K_0$ 는 Rankine의 수동토압계수이고,  $c_u$ 는 비배수 점착력이다.

표 2.2 Davisson에 의해 추정된 수평지반 반력상수

지반조건	수평지반 반력상수값
사질토	$n_h$ 는 42 to 5536 t/m <sup>3</sup> , 일반적으로 277~2770 t/m <sup>3</sup> 상대밀도에 비례함.
유기질 실트	$n_h$ 는 11 ~ 83 t/m <sup>3</sup>
이탄(peat)	$n_h$ 는 대략 6 t/m <sup>3</sup>
점성토	$n_h$ 는 대략 $67C_u$ , $C_u$ 는 흙의 비배수 강도

표 2.3 수중 모래지반에서  $n_h$ 의 추천값

Relative Density	Loose	Medium	Dense
1. Terzaghi (1955)			
Range of values of $n_h$ (t/m <sup>3</sup> )	70-210	210-720	720-1410
2. Reese et al. (1974)			
Relative Density	Loose	Medium	Dense
Recommended (t/m <sup>3</sup> )	550	1660	3460

표 2.4 짧은 말뚝에서의 변형모드, 지반반력 및 모멘트 분포도

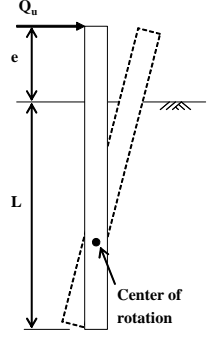
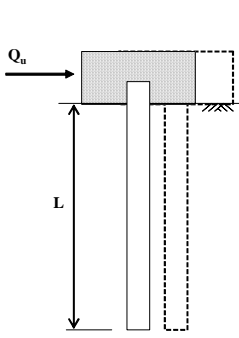
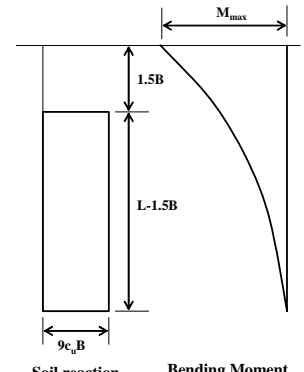
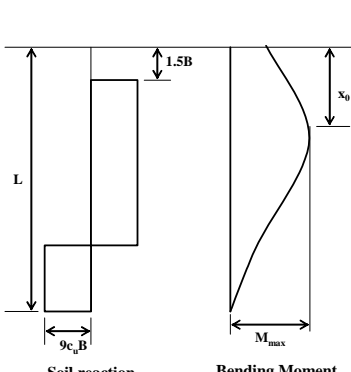
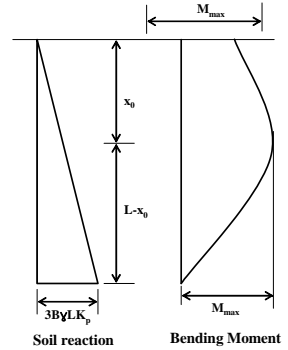
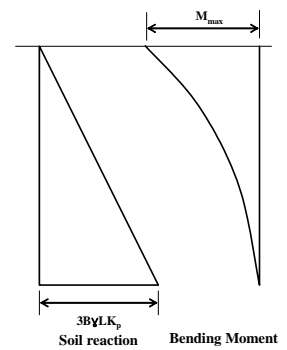
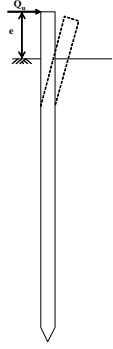
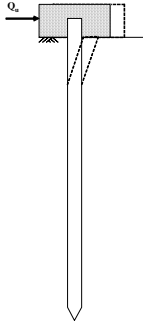
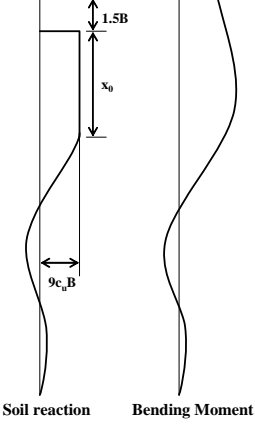
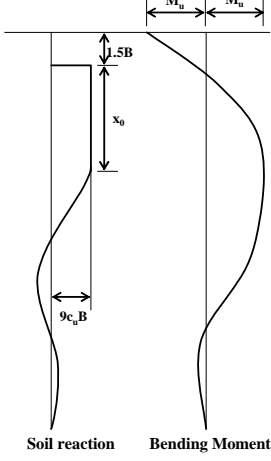
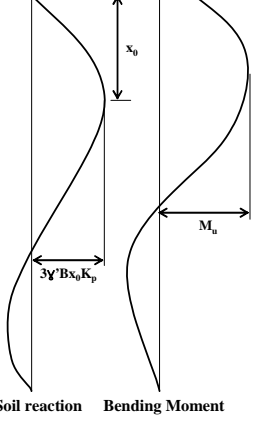
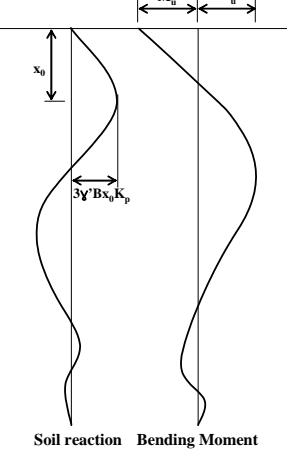
구분	두부 자유	두부 회전구속
거동	 <p>Center of rotation</p>	
점성토	 <p>Soil reaction      Bending Moment</p>	 <p>Soil reaction      Bending Moment</p>
사질토	 <p>Soil reaction      Bending Moment</p>	 <p>Soil reaction      Bending Moment</p>



표 2.5 긴 말뚝에서의 변형모드, 지반반력 및 모멘트 분포도

구분	두부 자유	두부 회전구속
거동		
점성토	 <p style="text-align: center;">Soil reaction      Bending Moment</p>	 <p style="text-align: center;">Soil reaction      Bending Moment</p>
사질토	 <p style="text-align: center;">Soil reaction      Bending Moment</p>	 <p style="text-align: center;">Soil reaction      Bending Moment</p>

## 다. Meyerhof 방법

Meyerhof(1995)는 수평하중을 받는 강성 및 연성말뚝에 대한 해를 제안하였다. 식 (2.21)과 같이 말뚝의 상대 강성이 0.001보다 작을 경우 연성이라 한다.

$$\frac{E_p I_p}{E_s L^4} < 0.01 \quad (2.21)$$

여기서,  $E_s$ 는 지반의 횡방향 평균 탄성계수이다.

### (1) 사질토 지반

사질토 지반에 근입된 강성말뚝의 극한 지지력은 다음과 같다.

$$Q_u = 0.12\gamma \cdot 1^2 K_{br} \leq 0.4p_1 DL \quad (2.22)$$

여기서,  $K_{br}$ 은 총 토압계수,  $p_1$ 은 공내재하시험으로 얻은 한계압이다.

횡방향 극한하중  $Q_u$ 에 의한 말뚝의 최대 모멘트  $M_{max}$ 는 다음과 같다.

$$M_{max} = 0.35Q_u L \leq M_u \quad (2.23)$$

사질토 지반에 근입된 연성 말뚝의 횡방향 극한하중  $Q_u$ 는 식 (2.23)의  $L$ 을 유효길이( $L_e$ )로 치환하여 식 (2.24)로부터 구할 수 있다.

$$\frac{L_e}{L} = 1.65K_r^{0.12} \leq 1 \quad (2.24)$$

지표면에 작용하는 횡방향 사용하중  $Q_g$ 에 의한 연성말뚝의 최대 모멘트는 다음과 같다.

$$M_{max} = 0.3K^{0.2}Q_g L \leq 0.3Q_g L \quad (2.25)$$

### (2) 점성토 지반

점성토 지반에 근입된 강성 말뚝에 대해 지표면에서 작용하는 횡방향 극한하중  $Q_u$ 는 다음과 같다.

$$Q_u = 0.4c_u K_{cr} DL \leq 0.4p_1 DL \quad (2.26)$$

여기서,  $p_1$ 은 공내재하시험으로 구한 한계압,  $K_{cr}$ 은 순 토압계수이다.

횡방향 극한하중  $Q_u$ 에 의한 최대 휨모멘트는 다음과 같다.

$$M_{\max} = 0.22Q_u L \leq M_u \quad (2.27)$$

연성 말뚝의 경우, 식 (2.27)의  $L$ 을 유효길이( $L_e$ )로 치환하여, 횡방향 극한하중  $Q_u$ 를 구할 수 있다.

$$\frac{L_e}{L} = 1.5K_r^{0.12} \leq 1 \quad (2.28)$$

지표면에 작용하는 횡방향 사용하중  $Q_g$ 에 의한 연성말뚝의 최대 모멘트는 다음과 같다.

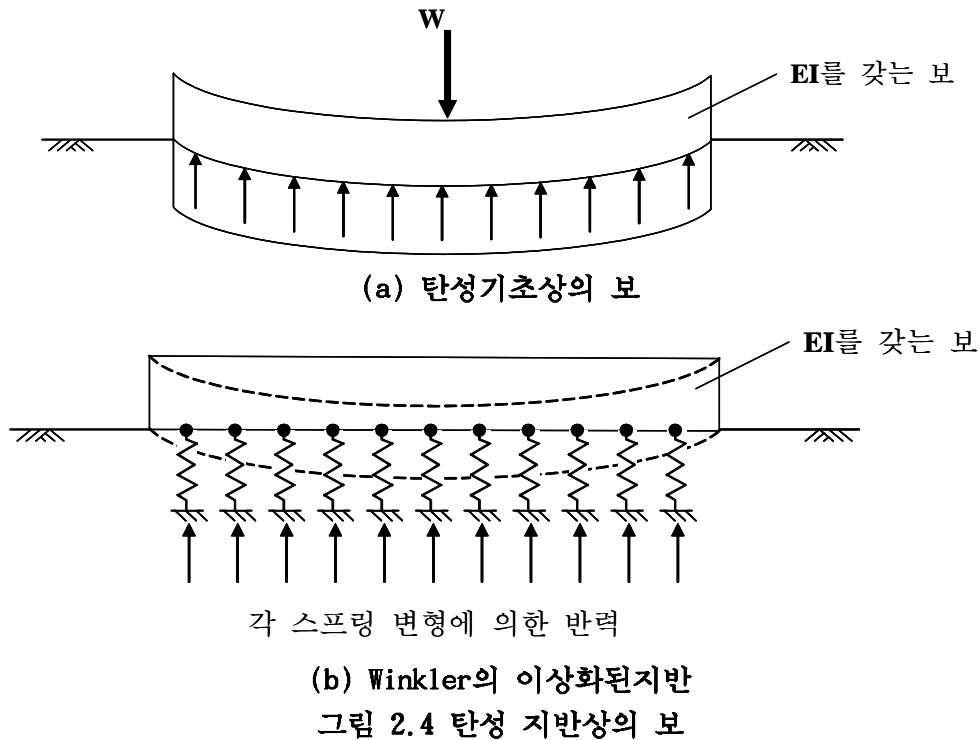
$$M_{\max} = 0.3K_r^{0.2} Q_g L \leq 0.15 Q_g L \quad (2.29)$$

## 2. 허용 수평 변위량에 의한 방법

### 가. 수평 지반반력 해석법

이 방법은 1867년 Winkler에 의해 처음 제안되었으며, 흙을 분리된 여러 개의 선형탄성 스프링으로 가정하여 한 지점에서 말뚝 주변지반의 반력은 단지 그 지점에서 말뚝의 변위에 관련되어 있다는 이론이다(그림 2.4 참조). 이를 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$P = K_k y = (k_s d) y \quad (2.30)$$



여기서,  $P$ 는 말뚝 단위 근입길이당 지반반력( $\text{kg/cm}$ ),  $y$ 는 말뚝 변위( $\text{cm}$ ),  $k_k$ 는 지반의 탄성계수( $\text{kg/cm}^2$ ),  $k_s$ 는 지반반력계수( $\text{kg/cm}^3$ ),  $d$ 는 말뚝직경( $\text{cm}$ )이다.

수평방향의 지반 반력계수의 적절한 산정에 대한 연구로 Palmer & Thompson(1948)은 수평지반반력계수를 표현하기 위해 식 (2.31)을 사용하여 과압밀 점토에서의  $n$  값은 0으로, 비배수 상태의 사질토에서는 1.5로, 점성토에서는 0.15로 보았다.

$$K_s = k_L \left( \frac{x}{L} \right)^n \quad (2.31)$$

여기서,  $k_L$ 은 말뚝의 선단에서의  $k_s$ 값,  $x$ 는 말뚝의 임의 깊이,  $n$ 은 "0"이상의 경험 상수이다.

$n$ 값이 1일 때 깊이에 따른 변수  $k_h$ 는 식 (2.32)과 같이 표현되며 이것은 상재압과 압밀진행에 의해 깊이에 따라 증가되는 강도를 나타내는 사질토와 정규압밀점토에 적용된다. 일반적인 수평지반 반력계수 값들은 표 2.2에 나타나 있다.

$$K_s = n_h x \quad (2.32)$$

여기서,  $n_h$ 는 지반반력상수이다.

## 나. 탄성 해석법

Poulos(1971)는 지반을 이상적인 탄성매체로 가정하였다. 반무한 매체 내 수평하중에 대한 Mindlin 방정식을 이용하여 지반 변위를 구하고, 말뚝 변위는 탄성기초 위 보에 대한 방정식을 다음 식 (2.33)로부터 구할 수 있다.

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h y}{EI} = 0 \quad (2.33)$$

이 방법은 이론적으로 현실적이지만 실제 문제에 이 방법을 적용하는데 있어서의 중요한 문제점은 실질적인 지반탄성계수의 결정이다. 이 방법은 실제 지반에 이 이론적인 개념을 적용함에 있어서 많은 현장검증이 필요하다.

그림 2.5는 말뚝과 인접한 지반에 작용하는 응력을 나타내었다. 이 접근법의 기본적인 이론적 개념과 해석을 위하여 말뚝을 너비 B, 길이 L 그리고 일정한 유연도 EI를 가진 얇은 장방형의 수직띠로 가정하며 말뚝의 상단과 하단부분만을 제외하고 같은 길이를 가진 (n+1) 개의 요소로 나눈다. 상단과 하단부분의 요소의 길이  $\delta/2$ 이다. 해석을 간단히 하기 위해 지반과 말뚝면 사이에서 발생하는 수평전단강도는 전혀 고려하지 않으며 각 요소는 말뚝너비에 따라 일정한 것으로 가정되는 일정한 수평력  $P_i$ 를 받고 있는 것으로 가정한다. 이 때 지반은 말뚝의 부재에 영향을 받지 않는 탄성계수  $E_s$ , 포아송비  $\nu_s$ 를 갖는 이상적, 균질, 등방 그리고 반무한 탄성체로 가정한다.

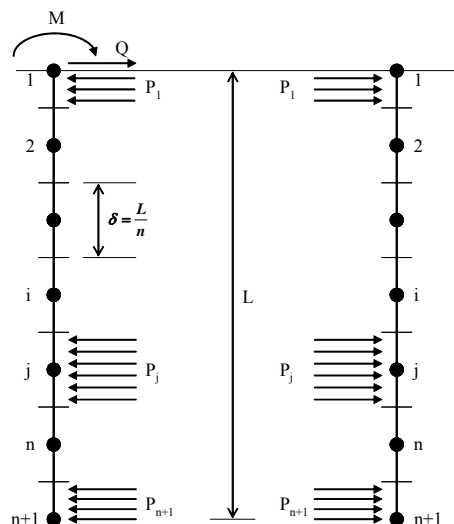


그림 2.5 말뚝과 인접한 지반에 작용하는 응력

### 3 절 말뚝의 하중전이함수

하중전이함수법의 근간을 이루는 하중전이함수는 지금까지 외국의 많은 연구자들에 의해 여러 가지 형태로 제안되었다. 말뚝의 하중전이함수는 임의 깊이에서의 말뚝의 변위와 말뚝의 단위주면마찰력과의 관계를 나타내는 주면하중전이함수( $f-w$ ,  $t-z$  curve)와 말뚝선단의 변위와 단위선단저항력과의 관계를 나타내는 선단하중전이함수( $q-w$  curve) 그리고 수평하중전이함수( $p-y$  curve)로 나뉘어진다. 이들 하중전이함수는 하중전이 함수법을 이용한 말뚝의 하중-침하 거동 해석 시 가장 핵심적인 해석조건식으로 이용되며, 말뚝의 시공조건 및 지반조건을 만족하는 함수식을 적용하여야 한다.

#### 1. 주면하중 전이함수

말뚝의 주면저항력과 변위량과의 관계를 나타내는 주면하중전이함수( $f-w$  curve)는 많은 연구자들에 의해 현장재하시험을 이용한 경험적인 방법과 반이론적인 방법을 통하여 여러 가지 형태로 제안되었다. 이러한 하중전이함수는 크게 흙의 연화를 고려한 형태와 쌍곡선식으로 표현되는 형태 및 흙의 거동을 완전탄성-완전소성으로 규정하여 이중 직선식으로 표현한 형태로 분류할 수 있다. 기존에 제안된 주면하중전이함수들에 대해 살펴보면 다음과 같다.

##### 가. Vijayvergiya의 제안식

1977년에 Vijayvergiya는 점성토와 사질토에 모두 적용 가능한 주면하중전이곡선을 다음과 같이 제안하였다. 이 모델은 주면전이하중,  $f(z)$ 가  $f_{\max}(z)$ 에 도달한 후에는 직선적인 연화거동(softening behavior)을 하는 형태이다.

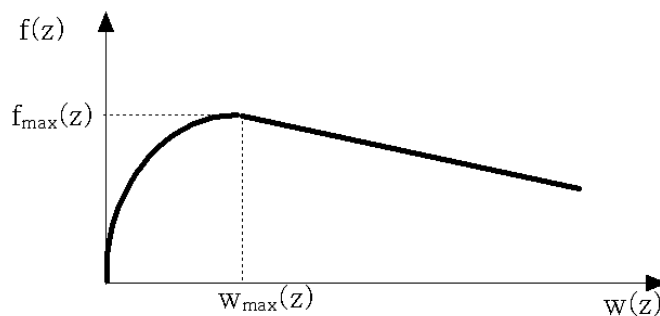


그림 2.6 Vijayvergiya의 주면하중전이곡선

2주면하중전이곡선은 말뚝의 변위량의 범위에 따라 각각 다음의 식과 같이 표현된다.

$$f(z) = f_{\max}(z) \left( 2\sqrt{\frac{w(z)}{w_{\max}(z)}} - \frac{w(z)}{w_{\max}(z)} \right) \quad w(z) \leq w_{\max}(z) \quad (2.34)$$

$$f(z) = f_{\max}(z) \left( 1 - \frac{w(z) - w_{\max}(z)}{50 w_{\max}(z)} \right) \quad w(z) > w_{\max}(z) \quad (2.35)$$

여기서,  $f(z)$  : 임의 깊이에서의 말뚝의 단위주면저항력,

$f_{\max}(z)$  : 극한단위주면저항력,

$w(z)$  : 말뚝의 수직변위이며,

$w_{\max}(z)$  : 한계변위로서  $f_{\max}(z)$ 를 발생시키는 말뚝의 변위이다.

Vijayvergiya는 많은 말뚝재하시험의 결과로부터  $w_{\max}(z)$ 의 값을 지반의 종류에 관계 없이 5mm로 사용하도록 제안하였다. 이 하중전이함수는 사용이 간단하나, 탄성범위에서의 하중전이특성을  $w_{\max}(z)$ 만의 함수로 표현하여 지반의 강성에 따른 하중전이거동의 차이를 적절히 묘사하지 못하는 단점이 있다.

#### 나. Baquelin 등의 제안식

1982년에 Baquelin등은 공내재하시험과 유한요소해석을 통하여 다음과 같이 주면하중전이곡선을 제안하였다. 이 모델은 주면의 하중전이거동을 완전탄성-완전소성으로 규정하여 이중직선(bi-linear)의 형태로 표현한 것으로서, 말뚝의 변위량의 한계변위량  $w_{\max}(z)$ 보다 작은 범위에서는 선형탄성 거동을 하여  $w_{\max}(z)$ 보다 큰 범위에서는 완전소성거동을 한다고 규정한 방법이다.

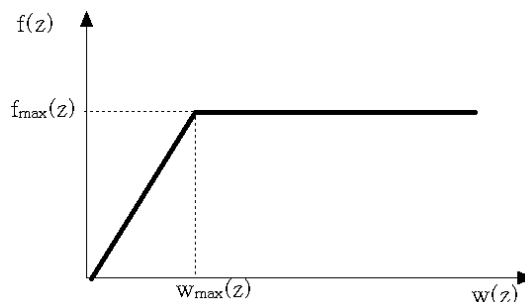


그림 2.7 Baquelin 등의 주면하중전이곡선

주면하중전이곡선은 말뚝의 변위량,  $w(z)$ 의 범위에 따라 각각 다음의 식과 같이 표현된다.

$$f(z) = \frac{E_s}{D(1+v_s)[1+\ln(\frac{L}{D})]} w(z) \quad w(z) \leq w_{\max}(z) \quad (2.36)$$

$$f(z) = f_{\max}(z) \quad w(z) > w_{\max}(z) \quad (2.37)$$

여기서,  $E_s$  : 공내재하시험으로부터 얻은 지반의 탄성계수

$v_s$  : 지반의 포아송비

$L$  : 말뚝의 근입깊이

$D$  : 직경이다.

$w_{\max}(z)$ 는  $f(z) = f_{\max}(z)$  로 하여 구한다.

#### 다. O'Neill과 Hassan의 제안식

1994년 O'Neill과 Hassan은 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면하중전이함수를 다음과 같이 쌍곡선 함수식으로 제안하였다.

$$f(z) = \frac{w(z)}{\frac{2.5D}{E_{\text{mass}}} + \frac{w(z)}{f_{\max}(z)}} \quad (2.38)$$

여기서,  $D$  : 말뚝의 직경

$E_{\text{mass}}$  : 암반체의 유효탄성계수이다.

#### 라. Alonso의 제안식

1984년에 Alonso는 하향력이 작용할 때 단독말뚝의 주면에서 하중과 변위 관계를 규정하는 전달함수 개념을 제안하였다. 그는 실제 현상과 유사한 조건, 즉 말뚝 -



주변지반 간의 비선형 응력 - 변형을 거동, 비균질 지반조건, 그리고 외력 또는 간극수압의 감소에 의한 압밀침하 등을 고려할 수 있는 해석기법을 제안하였다. 하중전이함수의 이중 선형 형태를 표현하기 위하여 무차원 형식의 지배방정식과 구성 방정식이 제시되었다. Alonso가 제안한 하중전이함수는 다음의 식 (3.6)과 같다.

$$f(z) = \frac{G}{r_0} \frac{1}{\ln R/r_0} [v(z) - w(z)] \quad (2.39)$$

여기서,  $f(z)$  : 주면에 발생하는 전단응력  
 $G$  : 전단탄성계수  
 $r_0$  : 말뚝의 반경  
 $R$  : 말뚝의 수평방향으로의 영향반경  
 $v(z)$  : 지반침하량  
 $w(z)$  : 말뚝의 수직변위

여기서, 영향 반경  $R=2.5L(1-v_s)$ 이고, 여기서  $L$ 은 말뚝의 관입깊이,  $v_s$ 는 흙의 포아송비를 나타낸다.

식 2.39에서 보면 주면력 산정시 주변지반과 말뚝 간의 상대변위를 고려하였고, 여기서 구한 주면마찰력으로 말뚝에 작용하는 하향력을 계산하였다. 단, Alonso의 하중전이함수는 선단이 단단한 지지층에 완전히 지지되어있는 경우에 대하여 제안된 식이다.

#### 다. Castelli의 제안식

1992년에 Castelli는 수직하중이 작용하는 단독말뚝의 해석에 사용되어왔던 쌍곡선 하중전이함수를 이용하여 말뚝과 주변 지반 간의 비선형성을 고려하였다. 이 하중전이함수는 말뚝의 변위가 증가함에 따라 주면저항력이 지속적으로 증가하여 그 극한값에 접근해가는 형태이며 말뚝의 변위량,  $w(z)$ 의 범위에 관계없이 식 2.40과 같은 단일 함수식으로 표현된다.

$$f(z) = \frac{v(z) - w(z)}{\frac{1}{KI_L(z)} + \frac{|v(z) - w(z)|}{f_{\max}(z)}} \quad (2.40)$$

여기서,  $f_{\max}(z)$ 는 최대 주면마찰력이고,  $KI_L(z)$ 는 하중전이함수의 초기 접선 기울기로서 식 2.41로부터 산정된다.

$$KI_L = \frac{G}{r_0 \cdot \ln(R/r_0)} \quad (2.41)$$

여기서,  $R$ 은 지반의 전단변형이 무시될 수 있을 만큼 작아지는 방사방향의 거리로

서  $R=2.5L(1-v_s)$  이며  $L$ 과  $r_0$ 는 각각 말뚝의 길이 및 반경,  $G$ 는 지반의 초기 전단탄성계수이다. 이와 같은 쌍곡선 함수식의 곡선 형태는 초기기울기와 점근값의 두 가지에 의해 결정되는데, 지금까지 제안된 쌍곡선 형태의 여러 가지 하중전이 함수식들은  $f_{\max}(z)$ 를 점근값으로 하는 점에서 모두 동일하며, 다만 초기 기울기의 산정식을 서로 달리 규정하고 있다.

### 바. API 기준

API에서 제시한  $f-w$  곡선은 사질토와 점성토로 구분하여 적용한다. 사질토에서는 말뚝의 직경과 무관하게 수직변위  $z$ 의 함수로 나타나고 점성토에서는 최대 하중전이에 대한 잔류하중전이의 비가  $\beta$ 가 0.7 ~ 0.9의 값을 나타낸다.

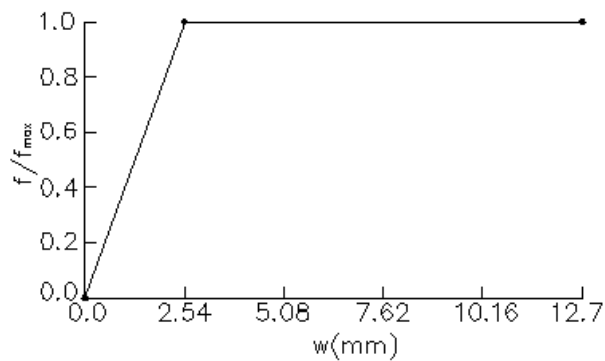


그림 2.8 API 기준 사질토의 주면하중전이함수

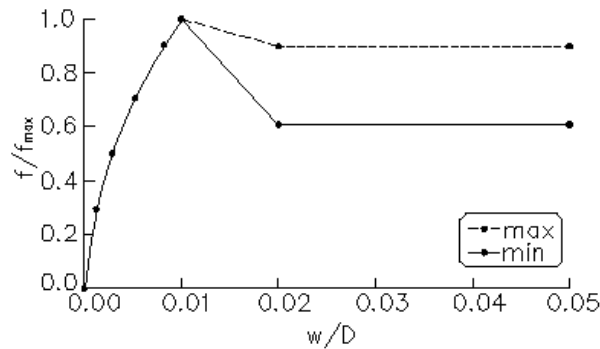


그림 2.9 API 기준 점성토의 주면하중전이함수

## 2. 선단하중 전이함수

선단하중전이함수( $q-w$  curve)는 선단지반의 저항력과 말뚝선단의 변위량과의 관계를 나타내는 함수로서, 많은 연구자들에 의해 경험적 또는 이론적인 방법을 통하여 여러 가지 형태로 제안되었다. 선단하중전이함수는 크게 완전탄성-완전소성의 형태 및 쌍곡선 형태로 구분되는데, 완전탄성-완전소성 모델의 경우 대부분이, 반무한 탄성지반상의 분포하중

에 의해 발생하는 지반 변위에 대한 Timoshenko와 Goodier의 탄성해를 기본으로 하여 개발되었다.

또한 쌍곡선 모델의 경우에도, 곡선의 형태를 결정하는 주요 인자의 하나인 초기기울기의 산정식은 대부분 Timoshenko와 Goodier의 탄성해를 기초로 하여 제안되었다.

### 가. Vijavergiya의 제안식

1977년에 Vijavergiya는 점성토와 사질토에 모두 적용 가능한 선단하중전이곡선을 다음의 그림과 같이 제안하였다. 이 모델은 선단전이하중,  $q$ 가 극한 단위선단저항력,  $q_{max}$ 에 도달하기까지는 비선형의 탄소성거동을 하며,  $q$ 가  $q_{max}$ 에 도달한 후에는 완전소성 거동을 하는 형태이다.

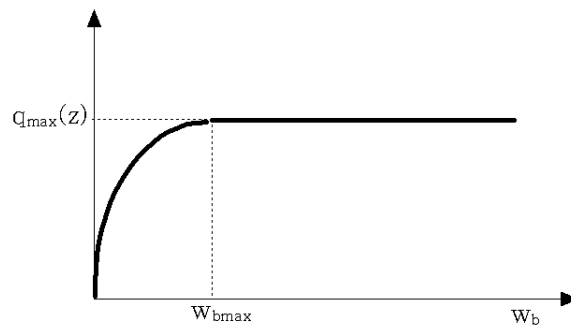


그림 2.10 Vijavergiya의 선단하중전이 곡선

선단하중전이곡선은 말뚝 선단의 변위량,  $w_b$ 의 범위에 따라 각각 다음의 식과 같이 표현된다.

$$q = \left( \frac{w_b}{w_{bmax}} \right)^{1/3} q_{max} \quad w_b \leq w_{bmax} \quad (2.42)$$

$$q = q_{max} \quad w_b > w_{bmax} \quad (2.43)$$

여기서,  $q$  : 선단전이하중

$q_{max}$  : 극한 단위선단저항력

$w_b$  : 선단변위량

$w_{bmax}$  : 한계변위량이다.

한계변위량,  $w_{bmax}$  는  $q_{max}$  가 발현되는데 필요한 말뚝 선단의 변위량으로, Vijayvergiya는 말뚝 선단직경의 4~6%를 사용하도록 추천하였다.

## 나. Baquelin 등의 제안식

1982년 Baquelin 등은 Timoshenko와 Goodier의 탄성해를 기초로하여 선단에 대한 하중 전이곡선을 다음의 그림과 같이 제안하였다.

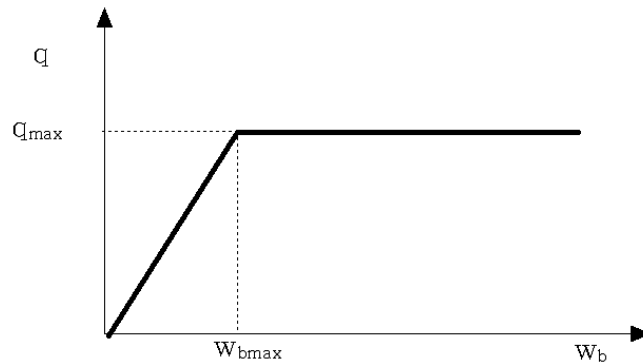


그림 2.11 Baquelin 등의 선단하중전이곡선

이 모델은 말뚝 선단의 하중전이거동을 완전탄성-완전소성으로 규정하여 이중직선 (bi-linear)의 형태로 표현한 것으로서, 말뚝 선단의 변위량이 한계변위,  $w_{bmax}$ 보다 작은 변위에서는 선형 탄성거동을 하며,  $w_{bmax}$ 보다 큰 범위에서는 완전소성 거동을 하는 것으로 규정한 방법이다.

선단하중전이곡선은 말뚝 선단의 변위량,  $w_b$ 의 범위에 따라 각각 다음의 식과 같이 표현된다.

$$q = \left\{ \frac{4E_s}{\pi(1-\nu_s^2)D} \right\} w_b \quad w_b \leq w_{bmax} \quad (2.44)$$

$$q = q_{max} \quad w_b > w_{bmax} \quad (2.45)$$

여기서,  $D$  : 말뚝의 직경

$v_s$  : 지반의 포아송비

$E_s$  : 공내재하시험으로부터 얻은 말뚝 선단지반의 탄성계수로서, 항타말뚝의 경우에는 reloading 시의 탄성계수, 현장타설말뚝의 경우에는 초기 탄성계수값을 사용하며 한계변위,  $w_{bmax}$  는  $q = q_{max}$  로 하여 식 (2.44)로부터 구한다.

### 3. 수평하중 전이함수

말뚝의 변위가 커지면 지반반력이 항복치에 도달하게 되므로 이러한 지반에서의 말뚝변위와 지반반력사이의 일반적인 관계는 비선형성을 보이게 된다. 말뚝과 지반의 관계는 p-y곡선을 통해 나타낼 수 있다. 이 하중전이곡선(p-y곡선)의 개념은 1956년 McClelland - Focht에 의해 도입되었다. McClelland등은 수평재하시험결과와 실내시험의 결과를 검토하여 수평하중을 받는 말뚝의 지반반력과 점토의 압밀비배수 삼축시험에 의한 응력-변형률관계를 비교하였다. Reese & Matlock, Reese & Cox는 그 연구를 확장해서 비선형 지반반력-변위관계(p-y곡선)를 말뚝의 수평지지력계산에 적용하는 방법을 제안하였으며, 미국석유협회(API)의 해양구조물에 관한 지침서 API RP2A에 채택되어 주로 해양구조물분야에 널리 사용되었다. 이 방법은 지반의 비선형성, 깊이에 따른 스프링계수의 변화, 지반의 층상 구조를 고려할 수 있는 장점이 있는 반면, 지반을 대표하는 p-y곡선의 산정이 쉽지 않은 어려움이 있다. 이에 따라 수 십년에 걸쳐 p-y곡선 산정을 위한 많은 연구가 수행되었으며 지금까지 다양한 지반과 하중조건을 고려한 p-y곡선이 제안되었다.

#### 가. 사질토

##### (1) Reese 방법

Reese, Cox(1974)는 강관말뚝의 현장 재하시험결과로부터 임의 깊이에 대한 p-y 곡선을 그림 2.12와 같이 제안하였다. 이 때 말뚝 단위길이당 지반의 극한 수평지지력( $P_u$ )은 식 2.46와 식 2.47이 같은 값을 갖는 깊이를 한계깊이  $x'$ 로 하고 한계깊이 위쪽은  $P_{ur}$ 을, 아래쪽은  $P_{ud}$ 를 적용한다.

$$P_{ur} = \gamma x \left[ \frac{K_0 x \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (D + x \tan \beta \tan \alpha) + K_0 x \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) \right] \quad (2.46)$$

$$P_{ud} = D \gamma \chi [K_A (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \tan \phi \tan^4 \beta] \quad (2.47)$$

여기서,  $D$  는 말뚝직경,  $x$ 는 지표면 아래 임의의 깊이,  $\gamma$ 는 지반의 단위중량,  $\phi$ 는 지반의 내부마찰각,  $K_0$ 는 0.4,  $K_A$ 는 주동토압계수이고,  $\alpha = 0.5\phi$  ,  $\beta = 45^\circ + \alpha$  이다.

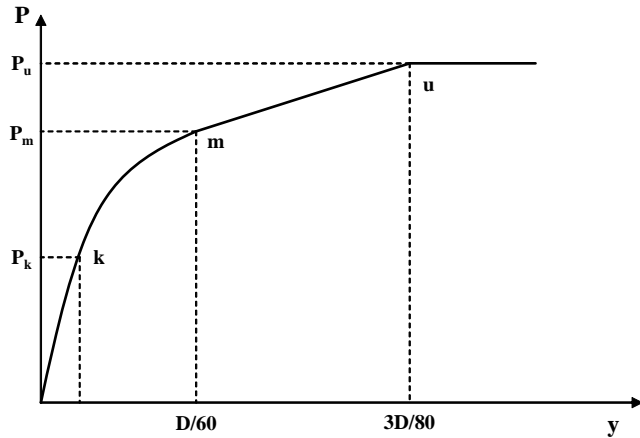


그림 2.12 Reese의 p-y 곡선

산정된  $P_u$ 를 토대로 사질토에 관입된 말뚝의 p-y 곡선은 다음 식들로 표현된다.

$$p_k = n_h xy \quad (0 \leq y \leq y_k) \quad (2.48)$$

$$p = Cy^{1/n} \quad (y_k \leq y \leq y_m) \quad (2.49)$$

$$P_u = A_1 P_{ur \text{ or } ud} \quad (y_k \leq y) \quad (2.50)$$

여기서,  $y_k = \left(\frac{C}{n_h x}\right)^{n(n-1)}$ ,  $y_m = \frac{D}{60}$ ,  $y_u = \frac{3D}{80}$ ,  $C = \frac{p_m}{(y_m)^{1/n}}$ ,  $m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m}$ ,

$n = \frac{p_m}{m y_m}$ ,  $p_m = B_1 p_u$  이고,  $A_1, B_1$ 는  $x/D$ 에 의한 경험상수,  $n_h$ 는 표 2.6과 표 2.7을 이용하여 결정한다.

표 2.6 수중사질토의  $n_h$

상대밀도	Loose	Medium	Dense
제안된 $n_h$ (ton/m <sup>3</sup> )	542	1626	3387.5

표 2.7 건조한 사질토의  $n_h$

상대밀도	Loose	Medium	Dense
제안된 $n_h$ (ton/m <sup>3</sup> )	542	2439	6097.5

(2) Murchison & O'Neill 방법

미국석유협회(API)의 지침서 RP2A(1987)에서 제안한 사질토지반에 대한 p-y 곡선은 현장 말뚝재하실험 결과를 역해석하여 제안된 p-y 곡선을 이용하였으나 후에 Murchison & O'Neill(1983)에 의해 수정된 p-y 곡선을 사용하였다. 수정된 p-y 곡선은 식 2.51과 같이 쌍곡선 탄젠트(hyperbolic tangent) 함수로 표현되며 이는 그림 2.13과 같다.

$$p = \eta AP_u \tanh \left[ \frac{kx}{\eta AP_u} y \right] \quad (2.51)$$

여기서, p는 지반반력, y는 말뚝의 수평변위, x는 지표면 아래의 임의깊이,  $P_u$ 는 지반의 극한지지력, k는 수평지반스프링계수( $=k_{1x}$ ), A는 경험적 계수로 정하중 재하시  $3 - 0.8(x/D) \leq 0.9$  이며,  $\eta$ 는 형상계수로서 원형말뚝에서는 1.0이다. 말뚝 단위길이당 지반의 극한 수평지지력은 식 (2.52)와 식 (2.53) 중에서 작은 값으로 한다.

$$p_{u1} = (C_1 z + C_2 D) \gamma \quad (2.52)$$

$$p_{u2} = C_3 D \gamma \quad (2.53)$$

여기서, x는 지표면 아래의 임의의 깊이, D는 말뚝직경,  $\gamma$ 는 지반의 유효단위중량,  $C_1, C_2, C_3$ 는 사질토에 대한 무차원 상수이다.

(3) Kondner의 쌍곡선 함수를 이용한 방법

흙의 응력-변형문제에 널리 이용되고 있는 지반반력의 비선형적 특성들은 쌍곡선 함수로 식 2.54와 같이 표현된다.

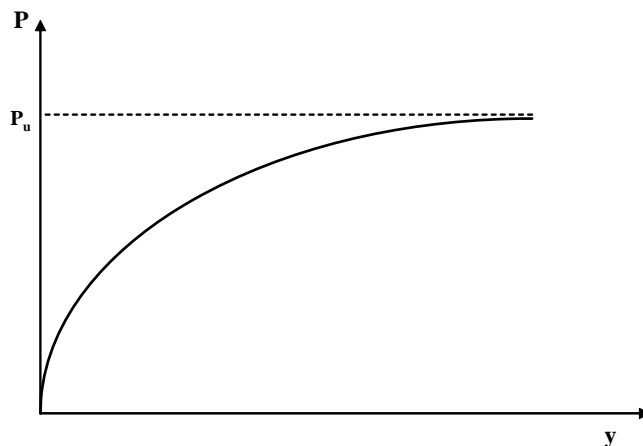


그림 2.13 API RP(2A)에서 제안한 사질토 p-y 곡선

$$p = \frac{y}{\left(\frac{1}{k} + \frac{y}{P_u}\right)} \quad (2.54)$$

여기서,  $k$ 는  $p$ - $y$ 곡선의 초기접선계수,  $P_u$ 는 말뚝 단위길이당 지반의 극한수평지지력이다.

#### (4) Goh 방법

Goh, Teh & Wong(1997)은 FEM해석을 이용하여 성토하중에 의한 말뚝주변 지반변위와 말뚝간의 상호작용을 고려한 그림 2.8과 같은 수동말뚝의  $p$ - $y$  곡선을 제안하였다. 이  $p$ - $y$  곡선은 Kondner에 의해 제안된 쌍곡선 함수를 이용하여 식 2.55와 같이 나타내었다.

$$p = \frac{y_r}{\left(\frac{1}{k} + \frac{y_r}{P_u}\right)} \quad (2.55)$$

여기서,  $k_i$ 는 초기접선(지반반력)계수,  $y_r$ 은 말뚝-지반의 상대변위이다.

사질토 지반에 근입된 말뚝 단위길이당 지반의 극한 수평지지력에 대하여 Broms (1964)는 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$p_u = 3 \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \sigma_v \quad (2.56)$$

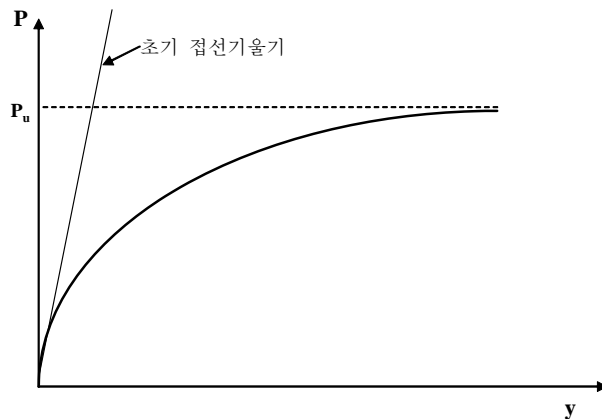


그림 2.14 Goh의  $p$ - $y$  곡선

여기서,  $\phi$ 는 지반의 내부마찰각,  $\sigma_p$ 임의의 깊이에서 수직응력이다.

또한 초기접선(지반반력)계수는 식 2.57이며 이는 탄성영역하에서 탄성보기초(Beam on elastic foundation)를 근간으로 Vesic(1961)이 제안한 값을 쌍곡선 함수의 초기접선(지반반력)계수에 적용할 수 있도록 수정한 것이다.



$$k_i = \frac{0.39E_s}{D(1-v_s^2)} \quad (2.57)$$

여기서,  $E_s$ 는 지반의 탄성계수,  $v_s$ 는 포아송비,  $D$ 는 말뚝직경이다.

## 나. 점성토

### (1) Matlock 방법

Matlock(1970)은 연약한 점토층에 시공된 말뚝에 대한 여러 가지 현장재하시험과 이론적인 고찰을 통해서 임의의 깊이에 대한  $p$ - $y$  곡선을 그림 2.15와 같이 나타내었다. 이 때 말뚝의 단위길이당 극한 수평지지력은 우선 식 2.58을 이용하여 지표면 하 한계깊이( $x_r$ )를 산정한 후 한계깊이 상부는 식 2.59와 식 2.60을, 한계깊이 하부는 식 2.61과 식 2.62를 이용하여 적용한다.

$$x_r = \frac{6D}{\gamma \frac{D}{c_u} + J} \quad (2.58)$$

$$N_c = 3 + \frac{\gamma x}{c_u} + \frac{Jx}{D} \quad (x < x_r) \quad (2.59)$$

$$N_c = 9 \quad (x \geq x_r) \quad (2.60)$$

$$P_u = c_u N_c D \quad (2.61)$$

여기서,  $C_u$ 는 비배수 전단강도,  $D$ 는 말뚝의 직경,  $J$ 는 경험상수(표 2.8 참조),  $x$ 는 지표면 아래의 깊이,  $\gamma$ 는 지반의 단위중량이다.

이와 같이 지표면에서의 깊이에 따른 극한지반반력을 구하는 식이 다른 것은 지표면 부근과 한계깊이 아래에서 지반파괴형상이 다른 것을 고려하고 있기 때문이다. 말뚝의 임계변위( $y_c$ )는 식 2.62와 같이 표현된다.

$$y_u = 2.5\varepsilon_c D \quad (2.62)$$

여기서,  $\varepsilon_c$ 는 비압밀비배수 삼축압축시험의 응력-변형률곡선에서 최대축차응력의 1/2에 해당하는 변형률이고, Matlock은 표 2.8과 같은 값을 추천하였다.

표 2.8 제안된 경험상수값( $J$ )

연경도	연약 점토	굳은 점토
제안치	0.5	0.25

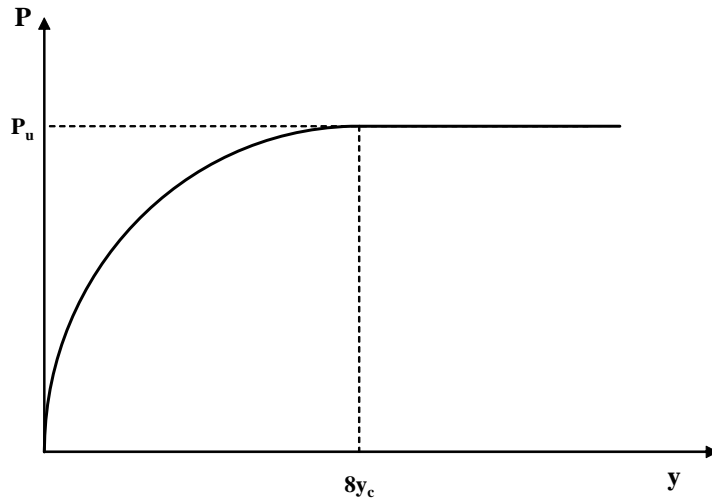


그림 2.15 Matlock의 p-y 곡선

표 2.9 제안된  $\epsilon_c$ 값

연경도	예민한 점토	교란되거나 비압밀 점토	정규압밀점토
제안치	0.005	0.02	0.01

그 결과 p-y 곡선의 형상은 식 2.63과 같이 산정되며 변위 y가  $8y_c$  이상이면 일정한 p값을 갖는다.

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left( \frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.63)$$

(2) Reese et al. 방법

Reese et al. (1975)은 굳은 점토(stiff clay)지반에서 강관말뚝을 이용한 현장제하시험을 통하여 임의의 깊이에 대한 p-y 곡선을 그림 2.16과 같이 제안하였다. 이때 말뚝의 단위길이당 극한 수평지지력은 현장 또는 실내 실험을 통하여 산정한 비배수 전단강도(c)와 지반의 단위중량( $\gamma$ ) 및 임의의 깊이 x에서 평균 비배수전단강도( $c_a$ )를 고려하여 식 2.64, 식 2.65를 이용하여 산정하며 이 중 작은 값을 취한다. 또한 그림 2.16의 임계변위,  $y_{50}$ 은 식 2.66과 같이 표현된다.

$$P_{ut} = 2c_a D + \gamma D_x + 2.83c_a x \quad (2.37)$$

$$P_{ud} = 11cD \quad (2.38)$$

$$y_{50} = \epsilon_{50} D \quad (2.39)$$

여기서,  $D$ 는 말뚝 지름,  $\varepsilon_{50}$ 은 최대주응력의 1/2에 해당하는 변형률(표 2.10참조)이다.

그 결과  $p$ - $y$ 곡선의 형상은 다음과 같이 초기직선부분은 식 2.67을

$$p = (kx)y \quad (2.67)$$

직선과 만나는 지점부터 두 번째 구간(  $y \leq A_s y_{50}$  )인 포물선부분은 식 2.68을

$$p = 0.5P_u (y/y_{50})^{0.5} \quad (2.68)$$

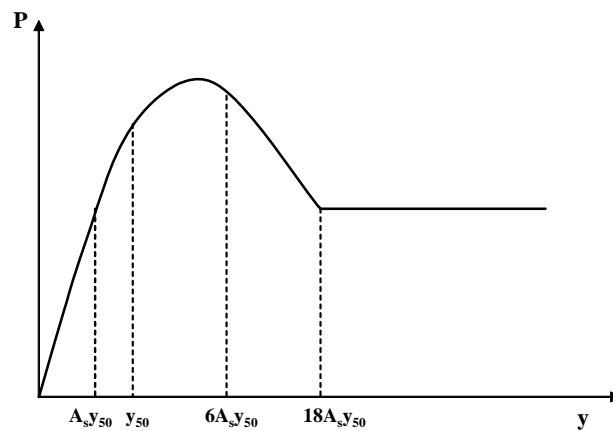


그림 2.16 굳은 점토지반의  $p$ - $y$  곡선

표 2.10 평균비배수 전단강도에 따른  $\varepsilon_{50}$ 값

평균비배수전단강도 (ton/ft <sup>2</sup> )	0.5 - 1	1 - 2	2 - 4
$\varepsilon_{50}$	0.007	0.005	0.004

세 번째 포물선구간(  $A_s y_{50} \leq y \leq 6A_s y_{50}$  )은 식 2.69를, 네 번째 직선구간(  $6A_s y_{50} \leq y \leq 18A_s y_{50}$  )은 식 2.70을, 마지막 직선구간(  $18A_s y_{50} \leq y$  )은 식 2.71을 적용한다.

$$p = 0.5P_u (y/y_{50})^{0.5} - 0.055P_u - [(y - A_s y_{50}) / (A_s y_{50})]^{1.25} \quad (2.69)$$

$$p = 0.5P_u (6A_s)^{0.5} - 0.411P_u - (0.0626/y_{50})P_u (y - 6A_s y_{50}) \quad (2.70)$$

$$p = 0.5P_u (6A_s)^{0.5} - 0.411P_u - 0.75P_u A_s \quad (2.71)$$

여기서,  $p$ 는 지반반력,  $y$ 는 말뚝의 수평변위,  $x$ 는 지표면 아래의 임의깊이,  $P_u$ 는

지반의 극한지지력,  $k$ 는 평균비배수 전단강도에 대한 지반반력계수(표 2.11 참조),  $A_s$ 는 깊이에 대한 무차원 보정상수이다.

표 2.11 평균비배수 전단강도에 따른  $k$ 값

평균비배수전단강도 (ton/ft <sup>2</sup> )	0.5-1	1-2	2-4
$k$ (ton/ft <sup>3</sup> )	392.256	784.52	1569.04

(3) Goh 방법

Goh, Teh & Wong(1997)은 FEM해석을 이용하여 성토하중에 의한 말뚝주변 지반변위와 말뚝간의 상호작용을 고려한 수동말뚝의  $p$ - $y$  곡선을 제안하였다. 이  $p$ - $y$  곡선은 Kondner에 의해 제안된 쌍곡선 함수를 수정하여 다음과 같은 식 2.72로 나타내었다.

$$p = \frac{y_r}{\left( \frac{1}{k_i} + \frac{y_r}{P_u} \right)} \quad (2.72)$$

여기서,  $k_i$ 는 초기접선(지반반력)계수,  $y_r$ 은 말뚝-지반의 상대변위이다.

말뚝의 단위길이당 지반의 극한수평지지력( $P_u$ )은 식 2.73 및 식 2.74와 같으며 둘 중 작은 값을 적용한다.

$$P_u = \left( 3 + \frac{\gamma x}{c_u} + \frac{0.5x}{D} \right) c_u \quad (2.73)$$

$$P_u = 9c_u \quad (2.74)$$

여기서,  $c_u$ 는 지반의 비배수 전단강도,  $\gamma$ 는 지반의 단위중량,  $x$ 는 지표면 하 임의의 깊이,  $D$ 는 말뚝의 직경이다.

초기접선(지반반력)계수는 식 2.75이며 이는 탄성영역 내에서 Broms(1964)가 제안한 값을 쌍곡선 함수의 초기접선계수에 적용할 수 있도록 수정한 것이다.

$$k_i = \frac{3.34E_{50}}{D} \quad (2.75)$$

여기서,  $E_{50}$ 는 비배수 실험시 극한응력의 1/2에 해당하는 할선계수이다.

# 제 3 장 보강효과를 고려한 말뚝의 하중전이함수 제안

## 1 절 수치해석

### 1. 수치해석 개요

본 연구에서는 보강 말뚝에 영향을 미치는 지반 영향인자 및 하중 영향인자를 파악하기 위하여 3차원 유한요소해석을 이용한 매개변수 연구를 수행하였다. 이를 바탕으로 보강말뚝의 영향인자에 따른 보강효과를 고려한 설계기법을 제안하였다. 연안구조물에 적용할 수 있는 보강형 말뚝기초의 보강효과를 정량화하기 위하여 무보강말뚝과 보강말뚝의 주면, 선단, 수평 하중전이 함수를 비교 분석하였다. 실제 연안구조물의 말뚝 배열이 5D 이상이기 때문에 말뚝의 무리효과는 나타나지 않으므로 단독말뚝을 이용한 수치해석을 통해 무보강말뚝과 보강말뚝의 거동 특성을 비교하였다.

### 2. 해석 프로그램

본 연구에서는 3차원 유한요소 해석 프로그램인 Plaxis 3D Foundation Version.2(2008)를 이용하여 연안지역 지지력 증가 파일의 거동을 하중전이함수 산정을 통해 정량화 하고자 하였다.

Plaxis 3D Foundation은 네덜란드 Plaxis사에서 개발한 2차원 지반공학 전용 유한요소해석 프로그램이다. Plaxis 3D Foundation은 연약지반의 압밀거동 뿐만 아니라 과압밀 점토 그리고 사질토에도 적용이 가능한 다양한 재료모형을 갖고 있다. 연약지반에 강하다는 점은 매우 작은 전단강도의 지반에 굴착 또는 성토하는 경우에 지반의 붕괴를 포함한 변형해석이 가능할 뿐만 아니라 압밀침하 및 점성침하 등의 복잡한 지반변형을 계산할 수 있음을 의미한다.

복잡한 비선형 거동을 구하기 위하여 Plaxis 3D Foundation에는 다양한 구성(재료) 모형과 탄소성 상태에서 평형상태에 도달하기 위한 즉, 수렴(convergence)을 돕는 강력한 알고리즘을 보유하고 있으며, 요소망 자동생성 등 매우 쉬워 보이는 사용자 인터페이스와 복잡한 연약지반 거동분석 문제를 간단하게 해결하는 해석기능, 그리고 강도감소법 등 실무에 꼭 필요한 기능을 포함하고 있는 것이 Plaxis 3D Foundation의 특징이다. 2003년 하반기부터 출시된 Version8.x부터는 사용자 정의 재료모형(user defined material model)의 적용이 가능하며, 시공단계에 따른 침투해석과 그에 따른 유효응력해석 기능도 추가되었다.

### 3. 해석조건

#### 가. 메쉬(mesh) 구성 및 경계조건

수치해석에 있어 최적의 메쉬(mesh)는 지반-구조물 상호작용 문제에 있어 상당히 중요한 영향을 미친다(Potts and Zdravkovic, 1999). 깊은 기초인 말뚝 구조물의 경우, 메쉬는 수평하중형태(주동말뚝, 수동말뚝)와 말뚝종류 및 제원(말뚝길이, 말뚝강성, 말뚝경계조건)에 주로 의존한다. 상부에 하중을 모델링 하는 경우에는 메쉬 영역이 지반내에서 발생하는 응력증가범위를 포괄할 수 있어야 한다. 이에 본 연구에서는 그림3.1과 같이 메쉬의 x축, y축, z축(far-field-boundary)은 말뚝의 거동이 경계면에 영향을 받지 않도록 수평방향으로 20D(D: 말뚝직경), 수직방향으로 1.5L(L: 말뚝길이)이상인 2.0L을 적용하였다(O'Neill et al., 1986). 또한, 좌우측 경계면은 z방향으로만 변위가 발생할 수 있도록 롤러구속조건을 적용하였고 하부 경계면에는 x-y-z방향으로 변위가 발생하지 않도록 힌지구속조건을 적용하였다.

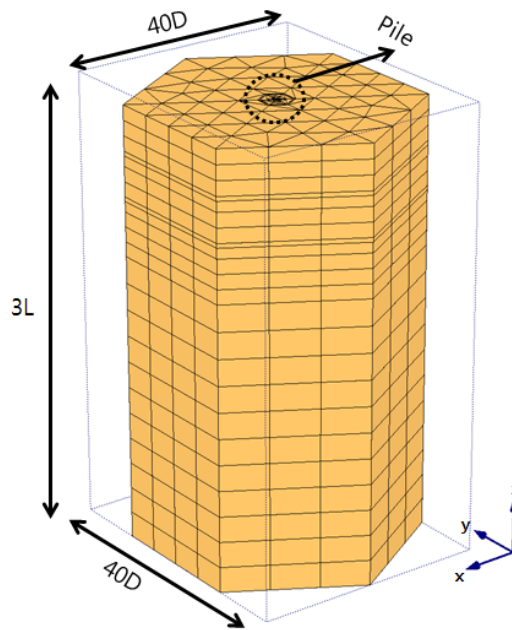


그림 3.1 수치해석에 사용된 mesh 및 경계조건

#### 나. 지반 구성모델

본 연구에서는 말뚝 주변부의 지반과 선단부 지반을 탄소성 모델로 고려하기 위하여 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였으며, 말뚝은 탄성모델을 이용하여 수치해석을 수행하였다. Mohr-Coulomb의 파괴기준은 전단응력으로 표시하는 것이 일반적이기는 하나, 수치해석에서 쉽게 응용할 수 있도록 주응력으로 표시하기도 한다. 주응력으로 표시한 Mohr-Coulomb의 파괴기준은 다음 식 3.1과 같다.

$$\sigma_1 = \sigma_c + k\sigma_3 \quad (3.1)$$

여기서,  $\sigma_c$ 는 지반의 일축압축강도로서 다음 식(3.2)로 표현되며,  $k$ 는 계수로서 식(4.3)과 같다.

$$\sigma_c = \frac{2 \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.2)$$

$$k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.3)$$

식 (3.1)은 침투강도로 표시된 파괴기준이며, 이를 잔류강도로 표시하면 다음 식(3.4)와 같다.

$$\sigma_{1f} = \sigma_{c(res)} + k_{res} \sigma_3 \quad (3.4)$$

소성영역에서의 변형율은 탄성 변형율과 소성 변형율의 합으로 표시되므로 다음식(3.5) (3.6)과 같이 표현 가능하다.

$$\varepsilon_r = \varepsilon_r^e + \varepsilon_r^p \quad (\text{반경방향 변형율}) \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon_\theta^e + \varepsilon_\theta^p \quad (\text{접선방향 변형율}) \quad (3.6)$$

### 다. 지반조건

해석대상 지반조건은 연안지역의 단일 사질토층으로 가정하여 해석을 수행하였다. 세부적인 지반물성은 Joseph E. Bowels(1996), Braja, M. Das (Principle of Foundation Engineering, 2008) 등을 참고하여 대표적인 Loose sand와 Dense sand와 같이 두 가지 조건으로 가정하였고, 각각 지반의 물성은 표 3.1과 같다.

표 3.1 해석대상 지반물성

	Loose Sand	Dense Sand
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0	20.0
$\nu$	0.3	0.3
E (kPa)	15,000	80,000
$\phi$ (°)	25	37
c (kPa)	0.1	0.1

### 다. 말뚝 및 보강재조건

본 해석에서 말뚝은 직경 500mm, 길이 10m의 강관말뚝(Steel pipe pile)으로 물성 및 제원은 표 3.2와 같다. 실제 FEM해석 시 모델링의 편의를 위하여 강관말뚝 등가

치환 방법을 이용하여 수치해석을 수행하였다. 해석에 사용된 말뚝의 등가치환 물성은 식 3.7, 3.8에 따라 산정되었다. 각 지반조건에 따라 산정된 말뚝의 등가치환 물성은 다음 표 3.3과 같다.

$$\text{복합탄성계수} = \frac{A_{pile} \times E_{pile} + A_{plug} \times E_{plug}}{A_{total}} \quad (3.7)$$

$$\text{복합단위중량} = \frac{A_{pile} \times \gamma_{pile} + A_{plug} \times \gamma_{plug}}{A_{total}} \quad (3.8)$$

여기서,  $A_{pile}$ 은 강관말뚝 순단면적을 의미하며  $E_{pile}$ ,  $\gamma_{pile}$ 은 강관말뚝의 탄성계수 및 단위중량,  $A_{plug}$ 은 강관말뚝 내부의 관내토 단면적,  $E_{plug}$ ,  $\gamma_{plug}$ 는 관내토의 탄성계수 및 단위중량,  $A_{total}$ 은 말뚝 전체 단면적이다.

표 3.2 해석대상 강관말뚝의 물성 및 제원

	강관말뚝(Steel pipe pile)
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	78.5
$\nu$	0.2
E (kPa)	210,000,000
직경 D (mm)	500
두께 t (mm)	9
길이 L (m)	10

표 3.3 각 지반조건별 치환말뚝 물성

	Loose Sand 조건에서의 말뚝 치환 물성	Dense Sand 조건에서의 말뚝 치환 물성
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21.3	24.1
$\nu$	0.2	0.2
E (kPa)	148,600,000	148,900,000
직경 D (mm)	500	500
길이 L (m)	10	10

보강재에 따른 효과를 분석하기 위하여 무보강 말뚝과 보강말뚝 조건으로 수치해석을 실시하였다. 이 때 해석에 사용된 보강말뚝의 보강재는 말뚝 1분당 총 6개 조건



으로 해석하였고 배열 조건은 표 3.4와 같다. 보강재의 모델 요소는 Beam요소로 모델링하였고, 보강재의 위치는 연안지역 세굴을 고려하여 말뚝 두부로부터 4m, 7m지점으로 결정하였다. 해석에 사용된 보강말뚝의 메쉬 및 배열은 그림 3.2와 같다.

표 3.4 보강재의 배열 조건

	보강재
단수	2 단
수평이격각도	120° (1단 3개)
수직경사	45°
직경	500mm
길이	1m

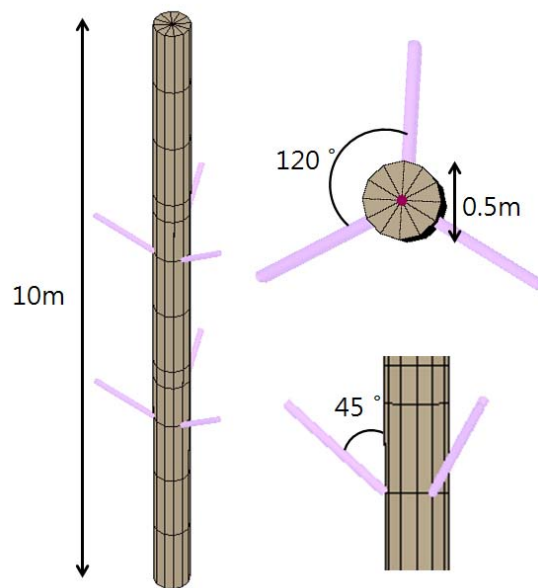


그림 3.2 수치해석에 사용된 말뚝의 mesh 및 보강재의 배열

#### 라. 하중조건

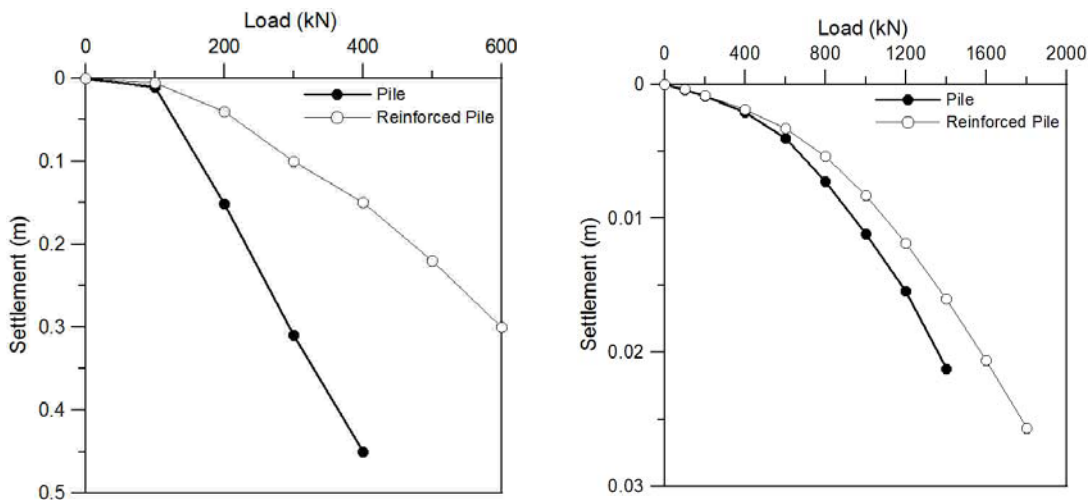
말뚝의 하중 조건은 압축, 인발, 수평하중으로 각각 하중조건에 대하여 하중-변위 관계와 하중전이함수를 검토하였다. 이를 위해 해석 시 하중을 점차 증가시켜 하중-변위 관계를 파악하고자 하였다. 압축과 인발하중에 대해서는 100kN씩 하중을 증가시켰으며, 수평하중은 50kN씩 하중을 증가시켜 해석을 수행하였다.

## 2 절 사질토 지반에서의 수치해석 및 결과

본 연구에서는 보강말뚝의 거동특성을 분석하기 위하여 각 하중 및 지반조건에 대한 무보강 말뚝, 보강말뚝의 하중전이함수를 산정하였다. 해석 결과 압축하중에 대한 보강효과는 확인할 수 있었으나, 수평하중에 대한 보강효과는 미미한 것으로 나타났다.

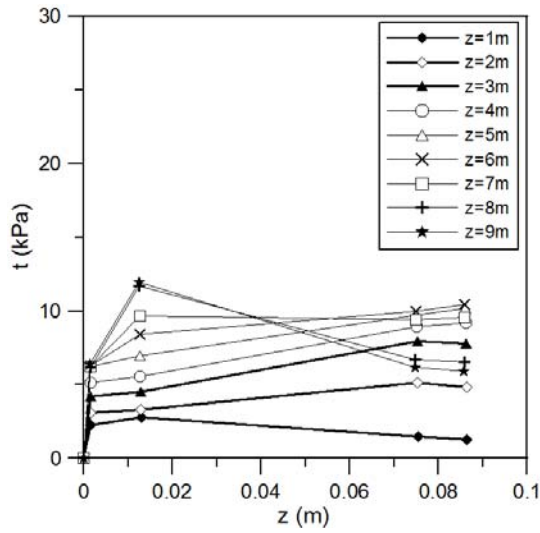
### 1. 압축하중 재하 해석 결과

압축하중에 대한 무보강 말뚝, 보강 말뚝의 거동을 파악하기 위해 하중-침하곡선과 주면 및 선단하중전이함수를 확인하였다. 그림 3.3은 압축하중에 대한 하중-침하곡선으로 보강재에 따른 보강효과를 확인할 수 있다. 그림 3.4는 보강말뚝과 무보강말뚝의 주면하중전이함수로 각 심도별로 비교한 결과, 보강말뚝의 경우 보강재가 설치된 4m, 7m 심도에서의 주면하중전이함수가 다른 심도에 비해 크게 나타났다. 그러나 말뚝선단에서의 보강효과는 그림 3.5와 같이 미미하게 나타났다.

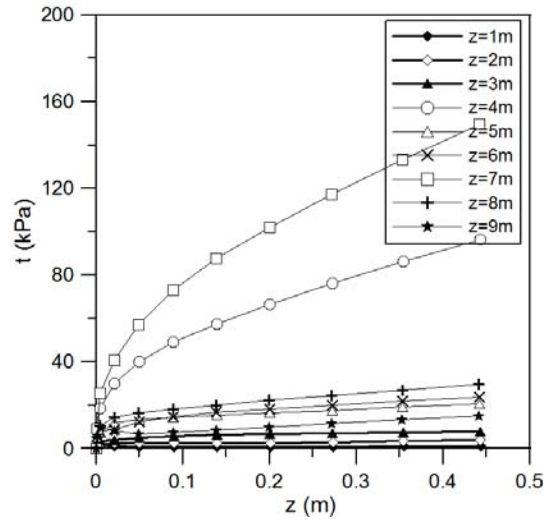


(1) Loose Sand Load-Settlement curve (2) Dense Sand Load-Settlement curve

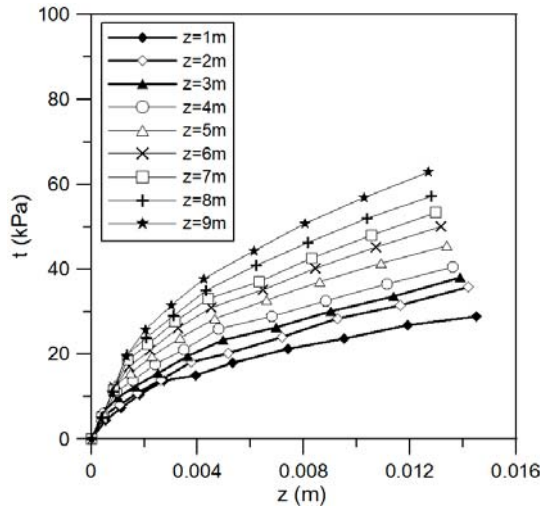
그림3.3 압축하중 재하시의 Load-Settlement curve



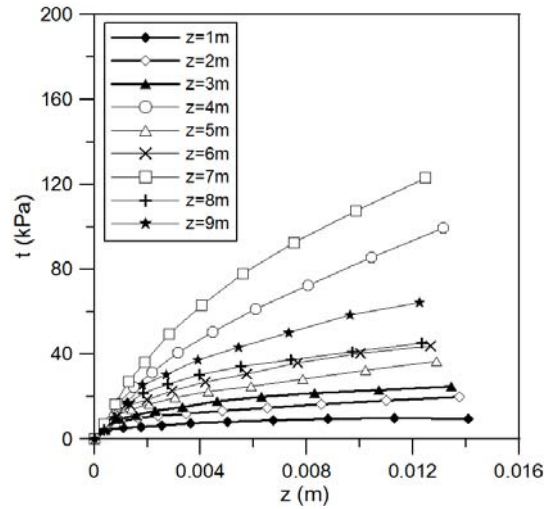
(1) Loose Sand t-z curve(무보강말뚝)



(2) Loose Sand t-z curve(보강말뚝)

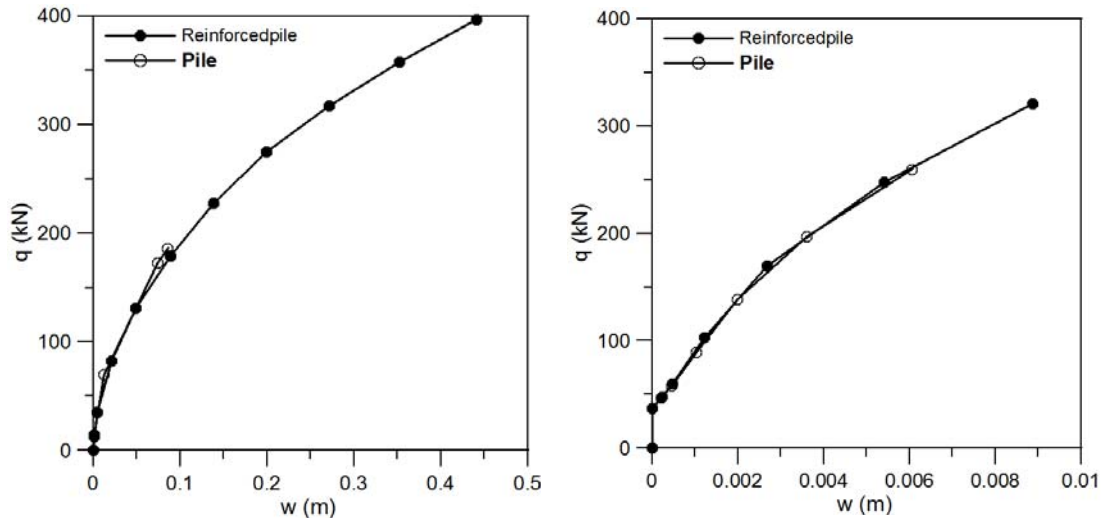


(3) Dense Sand t-z curve(무보강말뚝)



(4) Dense Sand t-z curve(보강말뚝)

그림3.4 압축하중 재하시의 Loose Sand와 Dense Sand의 t-z 곡선



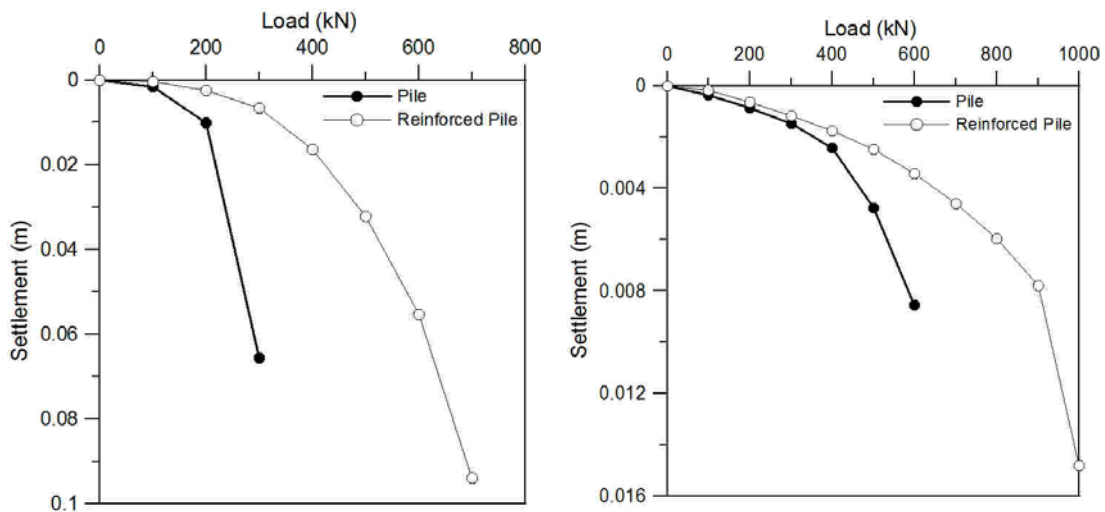
(1) Loose Sand q-w curve

(2) Dense Sand q-w curve

그림3.5 압축하중 재하시의 Loose Sand와 Dense Sand의 q-w 곡선

## 2. 인발하중 재하 해석 결과

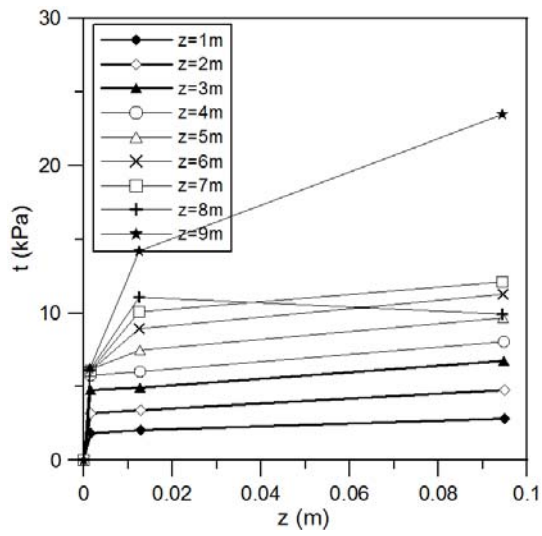
인발하중에 대한 무보강 말뚝, 보강 말뚝의 거동을 파악하기 위해 하중-변위곡선과 주변 및 선단하중전이함수를 확인하였다. 그림 3.6은 인발하중에 대한 하중-변위곡선으로 보강재에 따른 보강효과를 확인할 수 있다. 그림 3.7은 보강말뚝과 무보강말뚝의 주변하중전이함수로 각 심도별로 비교한 결과, 보강말뚝의 경우 보강재가 설치된 4m, 7m 심도에서의 주변하중전이함수가 다른 심도에 비해 크게 나타나 보강효과가 있는 것으로 확인되었으나, 말뚝선단에서의 보강효과는 그림 3.8과 같이 미미하게 나타났다.



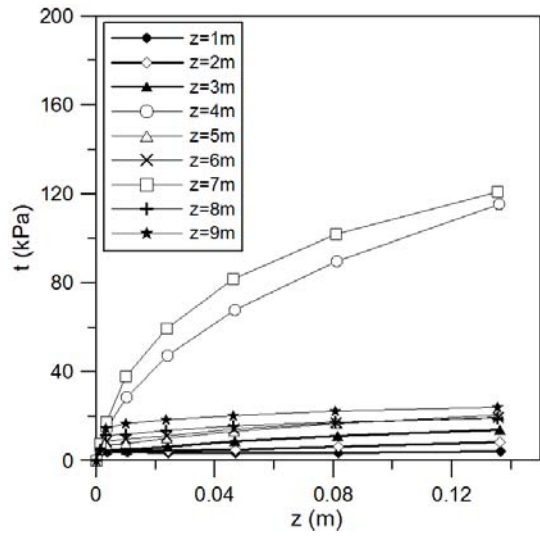
(1) Loose Sand Load-Settlement curve

(2) Dense Sand Load-Settlement curve

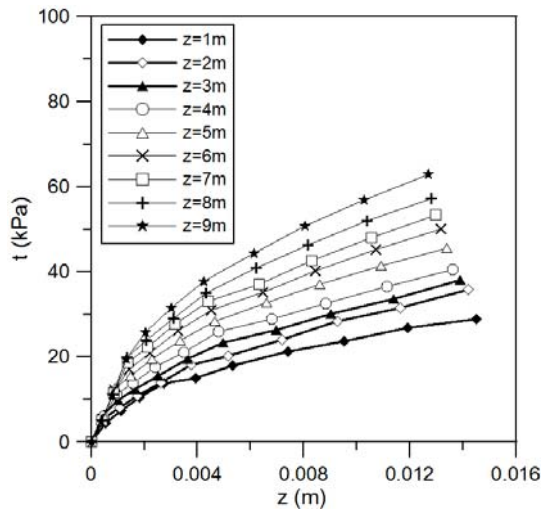
그림3.6 인발하중 재하시의 Load-Settlement curve



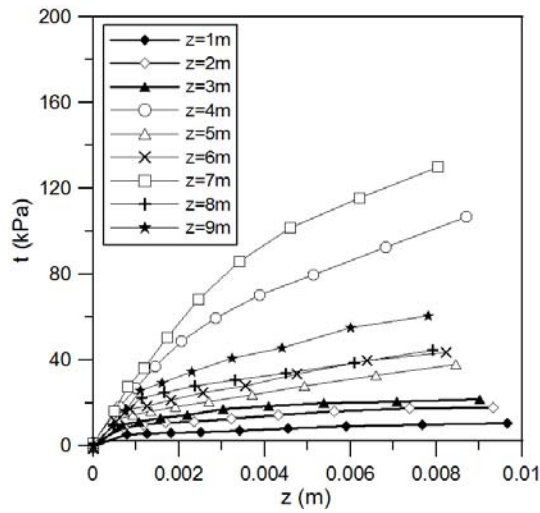
(1) Loose Sand t-z curve



(2) Loose Sand 보강말뚝 t-z curve

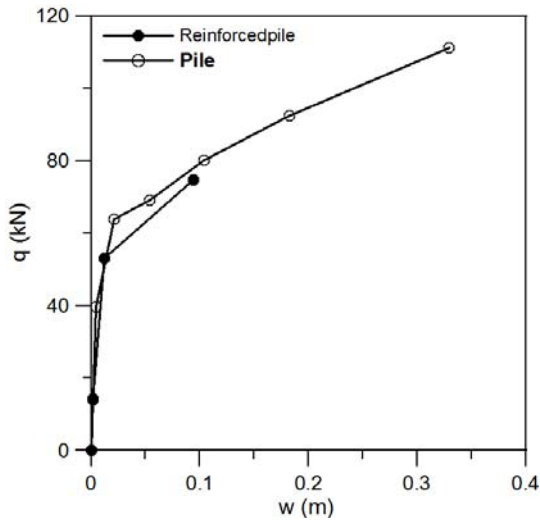


(3) Dense Sand t-z curve

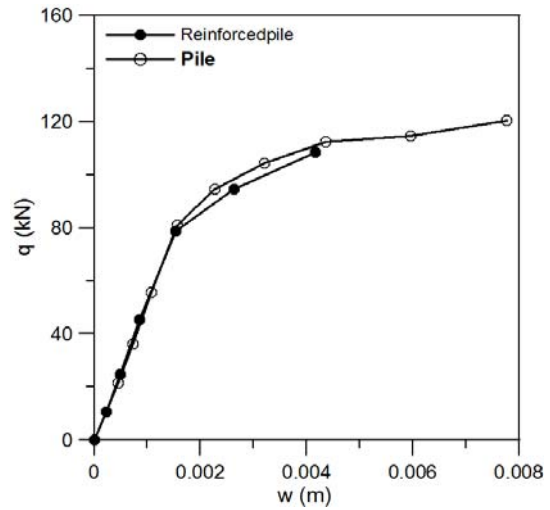


(4) Dense Sand 보강말뚝 t-z curve

그림3.7 인발하중 재하시의 Loose Sand와 Dense Sand의 t-z 곡선



(1) Loose Sand q-w curve

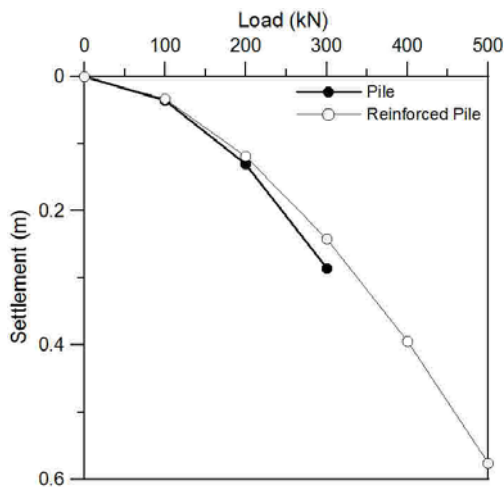


(2) Dense Sand q-w curve

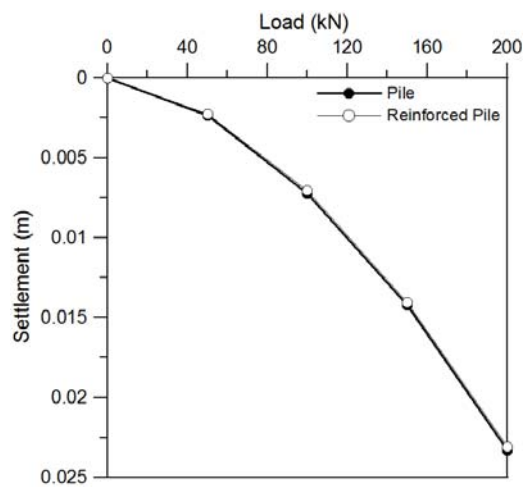
그림3.8 인발하중 재하시의 Loose Sand와 Dense Sand의 q-w 곡선

### 3. 수평하중 재하 해석 결과

수평하중에 대한 무보강 말뚝, 보강 말뚝의 거동을 파악하기 위해 하중-변위곡선과 수평하중전이함수를 확인하였다. 그림 3.9는 수평하중에 대한 하중-변위곡선으로 압축하중과 인발하중에 비해 보강효과가 매우 작은 것으로 나타났다. 그림 3.10은 보강말뚝과 무보강말뚝의 수평하중전이함수로 각 심도별로 비교한 결과, 보강효과가 미미한 것으로 나타났다. 이와 같이 압축하중과 인발하중에 비해 보강효과가 미미한 이유는 수평하중이 작용하는 경우 말뚝 상부 거동에 영향을 크게 받지만, 해석 시 연안지역의 세굴을 고려하여 4m, 7m라는 상대적으로 깊은 심도에 보강재를 설치하여 수평하중에 대한 저항력이 작기 때문인 것으로 판단된다.

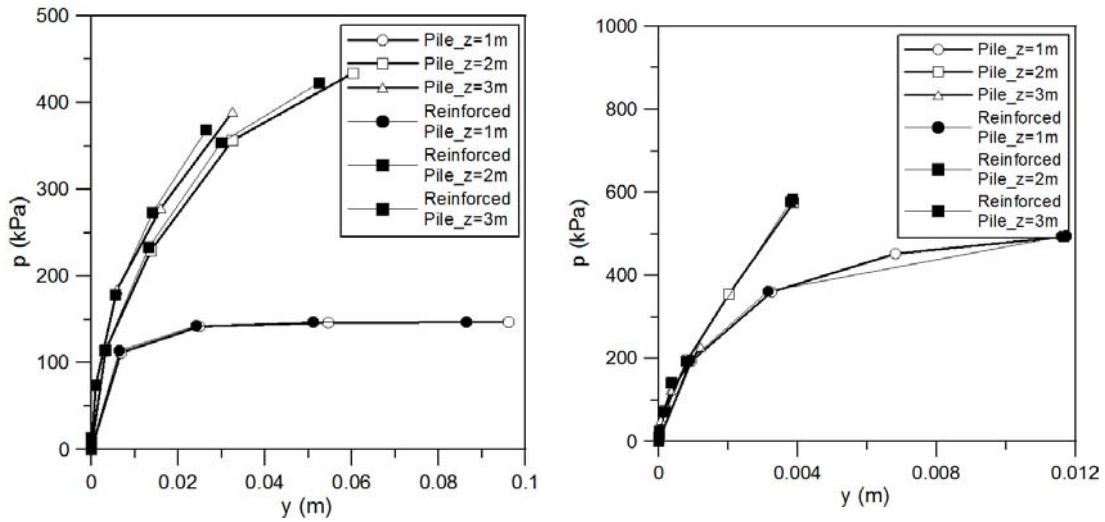


(1) Loose Sand Load-displacement curve



(2) Dense Sand Load-displacement curve

그림3.9 수평하중 재하시의 Load-displacement curve



(1) Loose Sand p-y curve

(2) Dense Sand p-y curve

그림3.10 수평하중 재하시의 Loose Sand와 Dense Sand의 p-y curve

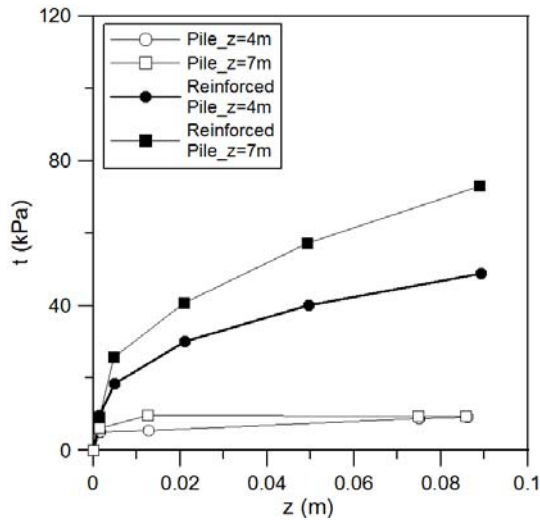
### 3 절 보강효과의 정량화

말뚝의 보강효과를 정량화하기 위하여 압축, 인발, 수평하중을 받는 말뚝의 해석에서 각각 산정된 하중전이함수를 분석한 결과 선단하중전이함수와 수평하중전이함수에서는 보강효과가 거의 나타나지 않았지만, 주변하중전이함수에서 뚜렷한 보강효과가 나타나는 것으로 확인되었다. 이에 따라 주변하중전이함수에 보강계수를 적용하여 말뚝의 보강효과를 정량화 하였다.

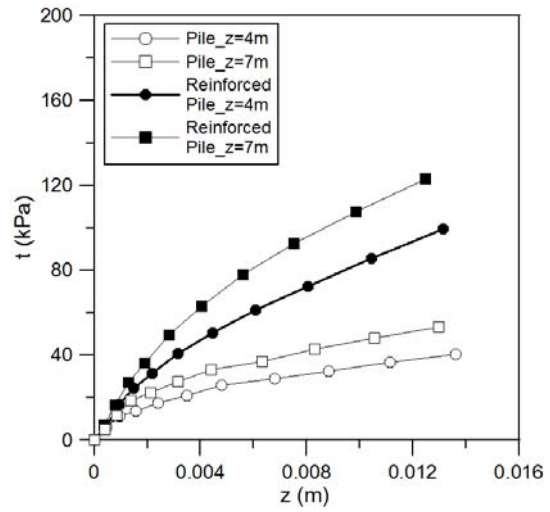
보강계수를 산정하기 위하여 Loose Sand의 경우 10mm, Dense Sand의 경우 5mm의 침하량을 기준으로 무보강 말뚝과 보강 말뚝의 심도별 주변하중전이함수를 비교한 결과 압축하중 작용 시 보강말뚝의 주변마찰력이 무보강말뚝에 비해 지반에 관계없이 약 2.5배로 나타났고, 인발하중 작용 시 약 3.0배로 나타났다. 그림 3.11은 보강재가 설치된 심도의 주변하중전이함수를 비교한 결과이다. 하중조건에 따른 주변하중전이함수의 보강계수는 다음 표 3.5와 같다.

표3.5 말뚝의 보강효과를 고려한 주변전이함수 보강계수

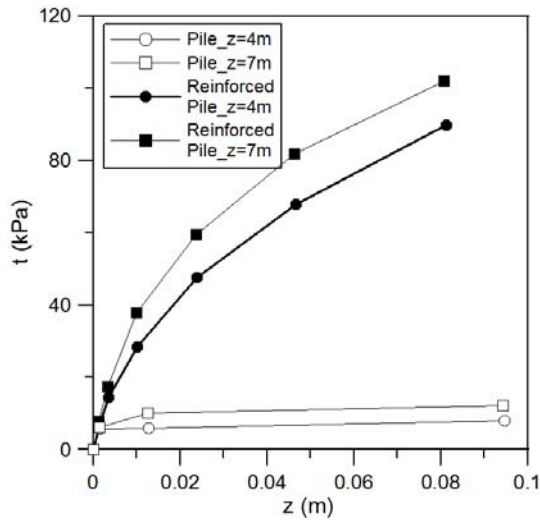
	압축하중에서의 보강계수	인발하중에서의 보강계수
Loose Sand	2.5	3.0
Dense Sand	2.5	3.0



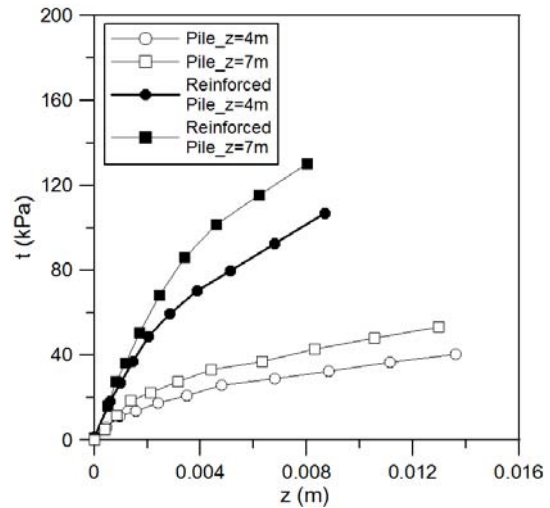
(1) Loose Sand 압축하중 재하시



(2) Dense Sand 압축하중 재하시



(3) Loose Sand 인발하중 재하시

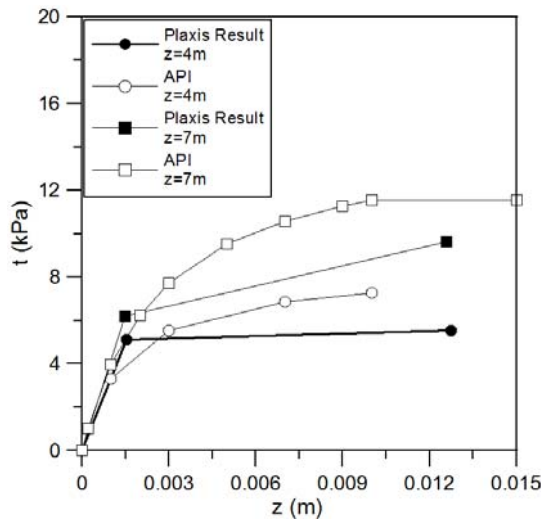


(4) Dense Sand 인발하중 재하시

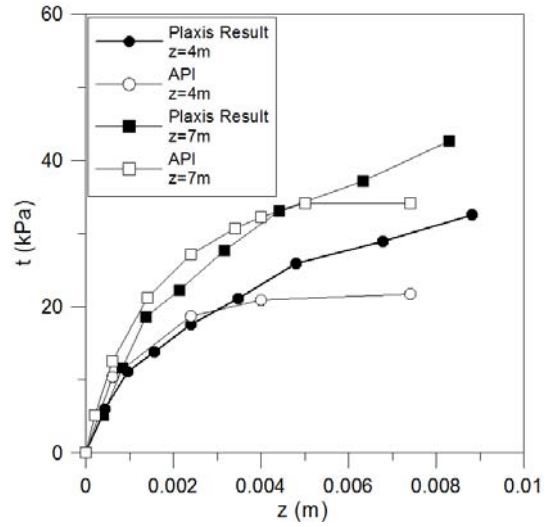
그림3.11 보강말뚝과 무보강말뚝의 4,7m 심도에서의 t-z곡선비교

보강효과를 고려한 해석기법 개발을 위하여 일반화된 주면하중전이함수를 적용하여야 한다. 이를 위하여 수치해석을 통해 산정된 주면하중전이함수와 기존 제안된 주면하중전이함수와 비교한 결과는 그림 3.12로 API기준과 Castelli의 제안식 (1992)과 가장 유사한 것으로 나타났다. 이와 같이 일반화된 주면하중전이함수는 보강말뚝의 보강효과를 고려한 해석기법에 적용되어 개발 프로그램 해석 시 보강효과를 반영하였다.





(1) Loose Sand p-y curve



(2) Dense Sand p-y curve

그림3.12 수치해석 결과와 API기준에 따른 주변하중전이함수 비교

## 제 4 장 연안 구조물 기초의 해석기법 개발

본 연구에서는 연안 구조물 기초의 보강효과를 고려한 해석기법 개발을 위하여, 실무에서도 많이 사용하는 보-기둥(Beam-column) 요소와 평면셀(flat-shell) 요소를 이용하여 수직 및 수평하중을 받는 균말뚝의 해석기법을 개발하고자 한다.

말뚝은 보-기둥 요소로, 말뚝-지반 상호작용의 복잡한 현상은 효과적인 계산을 위해 독립된 비선형 지반스프링을 나타내는 하중전이 곡선, 즉 횡방향 지지스프링인  $p-y$  곡선, 주면마찰력을 나타내는  $f-w$  곡선, 선단지지력을 나타내는  $q-w$  곡선으로 모델링하였다. 또한 말뚝캡은 절점당 6개의 자유도를 갖으며 말뚝캡의 연성거동을 적절히 모사할 수 있는 평면셀 요소를 이용하였다. 이를 통해 3차원 유한요소해석으로 산정한 보강 말뚝의 하중전이함수를 입력하여 보강효과가 고려된 해석프로그램을 개발하고자 한다.

### 1 절 수직 및 수평하중을 받는 말뚝의 거동

#### 1. 수직하중을 받는 말뚝의 모델링

연안구조물의 기초말뚝은 상부하중을 주면저항력과 선단지지력을 통해 하부 지지 지반으로 전달시키는 역할을 한다. 이 경우 구조물 하중은 대부분 말뚝두부에 하중으로 작용한다.

이러한 수직하중을 받는 말뚝은 그림 4.1과 같이 일련의 스프링으로 연결된 유한 개의 절점으로 모델링 할 수 있다. 각 절점들은 말뚝의 축방향 강성을 나타내는 스프링으로 연결되어 있으며 그 값은  $AE/h$ 이다.  $A$ 는 부재의 단면적,  $E$ 는 탄성계수이며  $h$ 는 요소의 길이이다. 외부하중  $Q$ 와 지반의 스프링  $S$ 는 모든 절점에 위치하는 것으로 볼 수 있다.

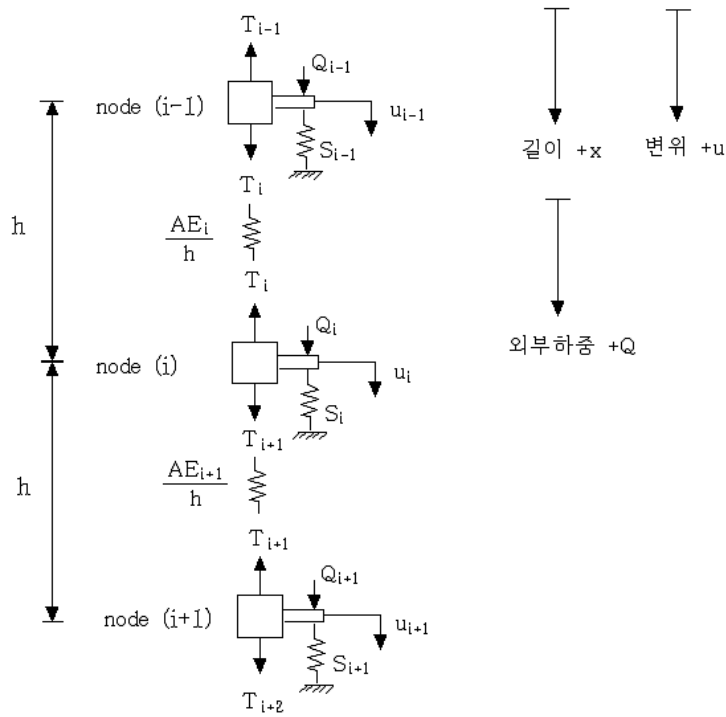


그림 4.1. 수직하중을 받는 보-기둥(beam-column) 모델

여기서,  $i$  = 절점 번호

$u_i$  = 절점  $i$ 에서의 변위

$h$  = 요소의 길이

$AE_i$  = 보-기둥(beam-column)요소의 축방향 강성

$Q_i$  = 절점  $i$ 에 작용하는 하중

$S_i$  = 보-기둥요소의 절점  $i$ 에서 저항하는 지반의 스프링 계수

$T_i$  = 보-기둥요소의 절점 ( $i$ )와 ( $i-1$ )사이의 축방향 내부부재력

임의의 절점  $i$ 에서 축방향( $x$ 방향) 힘의 평형조건식은 다음과 같다.

$$-T_i + T_{i+1} + Q_i - S_i u_i = 0 \quad (4.1)$$

각 스프링의 하중-변위 관계로부터 각 절점  $i$ 에서의 부재력은 아래와 같다.

$$T_i = \frac{(AE)_i}{h} (-u_{i-1} + u_i) \quad (4.2)$$

$$T_{i+1} = \frac{(AE)_{i+1}}{h} (-u_i + u_{i+1}) \quad (4.3)$$



장타설말뚝의 해석 시 산정된 축방향 내부부재력 T는 추가적인 우력,  $T_i(-y_{i-1}+y_i)$ 을 발생시키므로 해석 시 고려하였다.

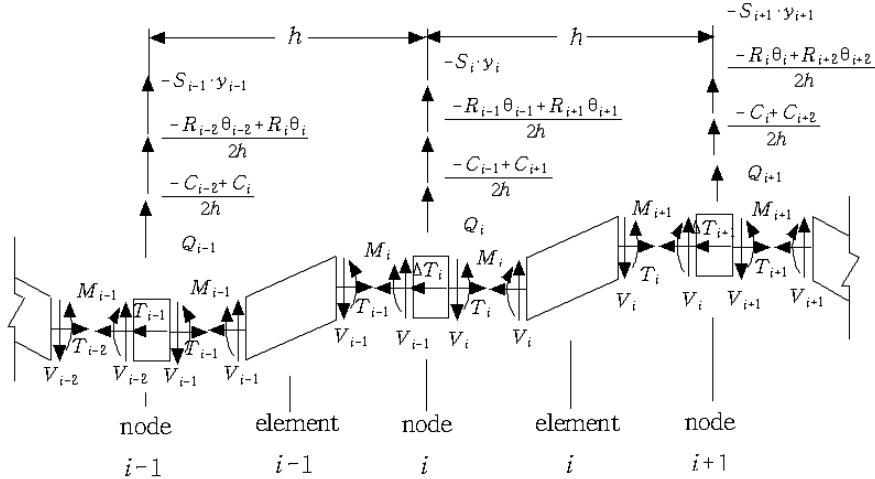


그림 4.2. 수평하중을 받는 보-기둥(beam-column) 모델

이상을 통해 현장타설말뚝의 해석과정은 다음과 같다.

㉠ (i-1)요소의  $O_1$ 에서 모멘트의 평형식을 구한다.

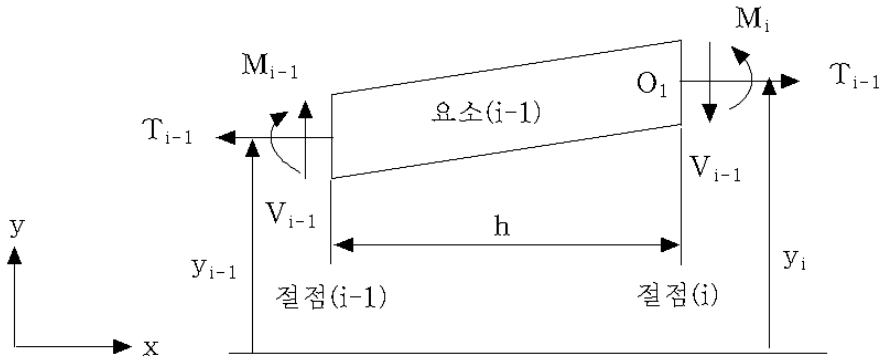


그림 4.3. 임의의 요소에 작용하는 하중 및 모멘트

(i-1)요소에서  $O_1$ 에서의 모멘트 평형식은 식 4.7과 같다.

$$M_{i-1} - M_i + V_{i-1} \cdot h + T_{i-1}(y_i - y_{i-1}) = 0 \quad (4.7)$$

유사한 방법으로 (i)요소에서의 모멘트 평형식은 식 4.8과 같다.

$$M_i - M_{i+1} + V_i \cdot h + T_i(y_{i+1} - y_i) = 0 \quad (4.8)$$

㉞ 절점 i에서 힘의 평형식을 산정한다.

$$V_{i-1} - V_i + Q_i - S_i y_i - (C_{i-1} - C_{i+1})/(2h) - R_{i-1} \cdot \Theta_{i-1}/(2h) + R_{i+1} \cdot \Theta_{i+1}/(2h) = 0 \quad (4.9)$$

여기서,  $\Theta_i = \frac{(-y_{i-1} + y_{i+1})}{2h}$

$C_i$  = External applied couple at station i

$R_i$  = Elastic Rotational Restraint at station i

이 식을 다시 정리하면 아래와 같다.

$$V_{i-1} - V_i + Q_i - S_i y_i - (C_{i-1} - C_{i+1})/(2h) - R_{i-1}(-y_{i-2} + y_i)/(4h^2) + R_{i+1}(-y_i + y_{i+2})/(4h^2) = 0 \quad (4.10)$$

㉟ 절점 i에서 하중-변위 관계 및 중앙차분식을 적용한다.

변위와 모멘트의 관계는 식 4.11과 같으며 변위의 이차미분항은 식 4.12와 같은 중앙차분식을 적용할 수 있다.

$$M = EI \frac{d^2 y}{d x^2} \quad (4.11)$$

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}}{h^2} \quad (4.12)$$

식 4.11을 식 4.12에 적용하면 식 4.13과 같은 다항식을 얻을 수 있다.

$$M_i = (EI)_i \frac{y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}}{h^2} = F_i (y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1})/h^2 \quad (4.13)$$

유사한 방법으로 절점 (i-1)과 (i+1)에서 아래와 같은 식을 얻을 수 있다.

$$M_{i-1} = F_{i-1} (y_{i-2} - 2y_{i-1} + y_i) / h^2 \quad (4.14)$$

$$M_{i+1} = F_{i+1} (y_i - 2y_{i+1} + y_{i+2}) / h^2 \quad (4.15)$$

㉔ 식 4.7과 식 4.8의 모멘트항을 식 4.14와 식 4.15로 대체한 후 전단력  $V$ 를 산정한다.

$$V_{i-1} = \frac{1}{h^3} [F_i (y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}) - F_{i-1} (y_{i-2} - 2y_{i-1} + y_i)] - \frac{T_{i-1}}{h} (y_i - y_{i-1}) \quad (4.16)$$

$$V_i = \frac{1}{h^3} [F_{i+1} (y_i - 2y_{i+1} + y_{i+2}) - F_i (y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1})] - \frac{T_i}{h} (y_{i+1} - y_i) \quad (4.17)$$

㉕ 최종적으로 지배방정식의 계수를 산정한다.

산정한 전단력 식 4.16과 식 4.17을 식 4.10에 대입하면 아래와 같다.

$$\begin{aligned} & \left[ \frac{F_i}{h^3} (y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}) - \frac{F_{i-1}}{h^3} (y_{i-2} - 2y_{i-1} + y_i) \right] - \frac{T_{i-1}}{h} \times \\ & (y_i - y_{i-1}) + \left[ \frac{F_i}{h^3} (y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}) - \frac{F_{i+1}}{h^3} (y_i - 2y_{i+1} + y_{i+2}) \right] \\ & + \frac{T_i}{h} (y_{i+1} - y_i) + Q_i - S_i y_i - \frac{(C_{i-1} - C_{i+1})}{2h} - \frac{R_{i-1} (-y_{i-2} + y_i)}{4h^2} \\ & + \frac{R_{i+1} (-y_i + y_{i+2})}{4h^2} = 0 \quad (4.18) \end{aligned}$$

식 (4.18)의 양변에  $-h^3$ 을 곱한 후 식 (4.19)와 같은 유한차분화된 지배방정식을 얻을 수 있다.

$$a_i y_{i-2} + b_i y_{i-1} + c_i y_i + d_i y_{i+1} + e_i y_{i+2} = f_i \quad (4.19)$$

여기서,  $a_i = F_{i-1} - 0.25hR_{i-1}$

$$b_i = -2(F_i + F_{i-1}) - h^2 T_{i-1}$$

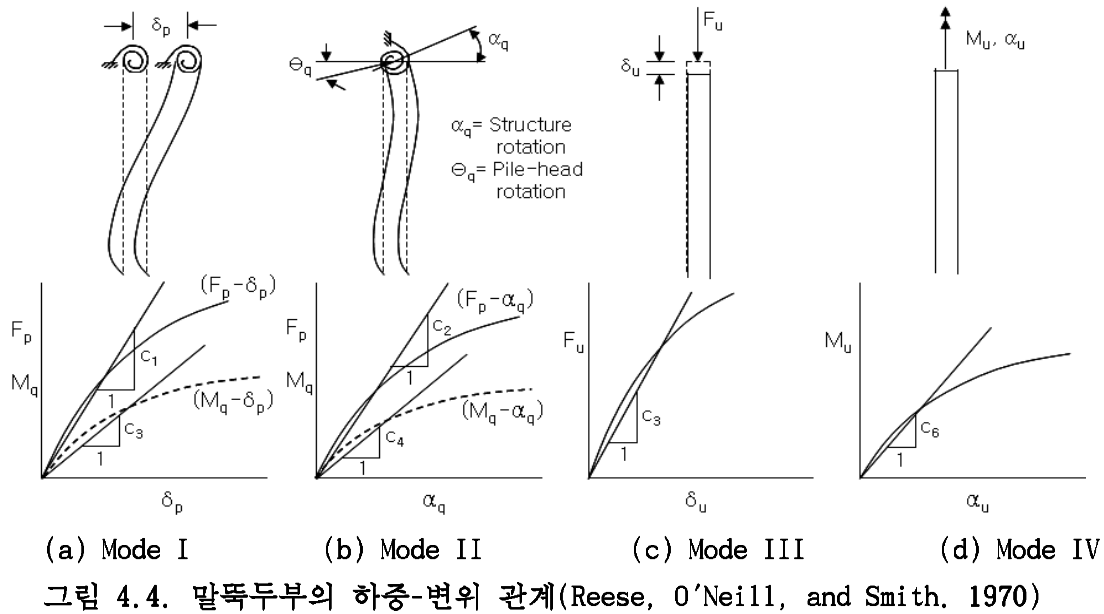
$$c_i = (F_{i-1} + 4F_i + F_{i+1}) + h^3 S_i + 0.25h(R_{i-1} + R_{i+1}) + h^2 (T_{i-1} + T_i)$$

$$d_i = -2(F_i + F_{i+1}) - h^2 T_i$$

$$e_i = F_{i+1} - 0.25hR_{i+1}$$







본 해석기법에서는 단독말뚝을 보-기둥 요소로 모델링하여 모드 I 과 모드 II의 하중-변위 관계는 횡하중을 받는 단독말뚝 해석방법(Matlock등, 1962; Ashour등, 2003)을 통하여, 모드 III의 하중-변위 관계는 축하중을 받는 단독말뚝 해석방법(Coyle등, 1966; Walsh등, 1995)을 통하여 산정하며, 모드 IV는 고려하지 않았다. 이 모든 관계곡선은 일반적으로 비선형 형태를 나타낸다. 따라서 본 연구에서는 하중-변위관계 곡선의 기울기를 나타내는 말뚝두부강성(c1~c6)이 변위 또는 회전각에 따라 그 값이 변하는 비선형 관계에 있으므로 비선형 해석기법을 고려하였다.

개개 말뚝별로 상기 비선형 해석기법을 통해 산정된 각 하중단계와 각 반복단계(iteration)에서의 말뚝두부강성(c1~c6)은 선형이라는 가정 하에 증첩의 원리가 적용될 수 있다. 말뚝두부의 모드 I에서 모드 IV까지 각각의 거동에 관한 하중-변위 관계를 연립하여 행렬식의 형태로 나타내면 식 4.22와 같으며, 간단히 식 4.23과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{bmatrix} c_5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_1 & 0 & 0 & 0 & c_2 \\ 0 & 0 & c_1 & 0 & -c_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -c_3 & 0 & c_4 & 0 \\ 0 & c_3 & 0 & 0 & 0 & c_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \\ u \\ v \\ w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_u \\ F_u \\ F_w \\ M_u \\ M_v \\ M_w \end{bmatrix} \quad (4.22)$$

$$S_{i_r} = F_i \quad (4.23)$$

여기서,  $S_i$ 는 말뚝두부 강성행렬이며,  $i_r$ 는 말뚝두부의 변위(또는 회전각), 그리고  $F_i$ 는 말뚝두부의 하중(또는 모멘트)을 나타낸다. 말뚝두부 강성행렬 내의 각 요소인 c1~c6은 각 하중단계와 각 iteration에서 변하게 된다. 개개 말뚝은 하나의

거동을 나타낼 수 있는 보요소로서 기능을 수행하여야 한다. 따라서 식 4.22의 말뚝두부 절점에서의 평형방정식은 절점 1과 2로 이루어진 보요소의 평형방정식으로 확장되었으며, 이를 통하여 상부구조 해석 시 말뚝의 거동을 나타내었다.

## 2 절 말뚝캡의 모델링

본 연구에서는 그림 4.5와 같이 평판(Plate)요소와 평면응력(Membrane)요소를 결합하여 절점당 6개의 자유도를 갖는 평면셀요소를 이용하여 말뚝캡을 모델링하였다. 일반적으로 평면셀요소는 절점당 5개의 자유도를 가지나, 본 연구에서는 평면응력요소에서 회전자유도를 포함한 평면응력요소를 결합하여 절점당 6개의 자유도를 갖는 평면셀요소(이완훈, 1995)를 적용하여 상부 교각기초나 말뚝과의 접합이 용이하도록 하였다. 연안구조물 특성상 세굴의 영향을 고려하여 말뚝캡과 지반의 상호작용은 고려하지 않았다. 평면셀요소 개발을 위한 평판요소로 Mindlin평판요소를 사용하였는데, 이는 휨 변형 외에 전단변형까지 고려하는 요소로 말뚝캡과 같이 평판의 두께가 두꺼운 평판에 적합한 요소이다.

평면셀요소는 그림 4.5에 나타난 바와 같이 모든 절점이 한 평면에 있으며 평판요소의 자유도와 평면응력요소의 자유도가 서로 중첩되지 않고 구분되어 있다. 따라서 평면셀의 강성행렬( $K_{fs}^e$ )은 식 4.24와 같이 평판(plate)요소의 강성행렬( $K_p^e$ )과 평면응력(membrane)요소의 강성행렬( $K_m^e$ )의 독립적인 결합에 의해서 구성된다.

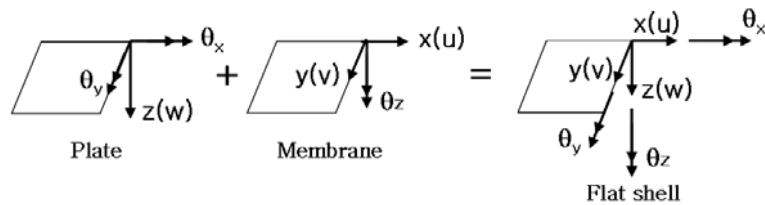


그림 4.5. 면내회전자유도를 갖는 평면셀(Flat-shell) 요소

$$K_{fs}^e = \begin{bmatrix} K_p^e & 0 \\ 0 & K_m^e \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

### 1. Mindlin 평판(Plate) 요소

일반적인 Mindlin 평판요소는 평판의 두께가 두꺼운 “Deep plate”에 적합하며, 두께가 얇아질 경우 전단강성이 과대평가되어 전단잠김(shear locking) 현상이 발생할 수 있다. 이를 해결하기 위하여 본 연구에서는 선택적감차적분(selectively reduced integration), 대체변형률장(substitute strain field)의 이용, 비적합변위모드형(non-conforming displacement mode)의 추가 등의 세가지 기법이 혼용된 4

절점 평판요소를 적용하였다.

변위장은 등대개변수(isoparametric) 4절점 요소 변위장에 요소의 휨거동을 개선하기 위하여 회전변위성분에 두개의 비적합모드( $\bar{N}_1, \bar{N}_2$ )를 추가하였다.

$$\begin{aligned} w &= \langle N \rangle w \\ \alpha_{x,r} &= \langle N \rangle \{\alpha_x\} + \langle \bar{N}_r \rangle \{\bar{\alpha}_x\} \\ \alpha_{y,r} &= \langle N \rangle \{\alpha_y\} + \langle \bar{N}_r \rangle \{\bar{\alpha}_y\} \end{aligned} \quad (4.25)$$

여기서  $\langle N \rangle$ 은 기본 형상함수이며  $\langle \bar{N}_r \rangle$ 는 비적합모드이고,  $\bar{\alpha}_x, \bar{\alpha}_y$ 는 비적합변위이다. 변위-변형률 관계는 등대개변수요소의 변위-변형률 관계식에 비적합모드의 추가에 의하여 비적합변위와 변형률의 관계를 나타내는  $\bar{B}_b, \bar{B}_s$ 가 추가되게 된다. 변위-변형률 관계 행렬을 부분행렬로 나누어 간단히 표기하면 식 4.26과 같다.

$$\{\varepsilon\} = \begin{bmatrix} B_b & \bar{B}_b \\ B_s & \bar{B}_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ \bar{u} \end{Bmatrix} \quad (4.26)$$

강성행렬은 비적합모드의 추가에 의하여 다음 식과 같이 구성된다.

$$\begin{bmatrix} K_{cc} & K_{cn} \\ K_{cn}^T & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ \bar{u} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.27)$$

$$\begin{aligned} K_{cc} &= \int_V B_b^T D_b B_b dV + \int_V B_s^T D_s B_s dV \\ K_{cn} &= \int_V B_b^T D_b \bar{B}_b^* dV + \int_V B_s^T D_s \bar{B}_s^* dV \\ K_{nn} &= \int_V \bar{B}_b^{*T} D_b \bar{B}_b^* dV + \int_V \bar{B}_s^{*T} D_s \bar{B}_s^* dV \end{aligned} \quad (4.28)$$

식 4.27은 다시 정적응축(static condensation)으로 비적합변위를 제거하면 평판 요소의 최종 강성행렬,  $K_p^e$ 을 얻을 수 있다.

$$K_p^e = K_{cc} - K_{cn} K_{nn}^{-1} K_{cn}^T \quad (4.29)$$

## 2. 평면응력(Membrane) 요소

일반적인 평면응력(Membrane)요소는 절점당 2개의 직선변위자유도(x, y)를 갖지만 여기에 회전자유도( $\theta_z$ )를 추가하면 요소의 거동이 크게 향상될 뿐 아니라, 평

판요소와 결합되었을 때 절점당 총 6개의 자유도를 가지므로 보(Beam)요소와 같이 회전자유도가 있는 요소와의 결합이 용이하다. 평면응력요소의 변위장은 4절점요소의 기본형상함수  $\langle N \rangle$ 과 Allman의 회전자유도 관련 형상함수  $\langle C \rangle$ ,  $\langle S \rangle$ 와 이에 각각 추가된 비적합모드  $\langle \bar{N} \rangle$ ,  $\langle \bar{C} \rangle$ ,  $\langle \bar{S} \rangle$ 에 의하여 구성된다. 여기서  $\{\bar{u}\}$ ,  $\{\bar{v}\}$ ,  $\{\bar{\theta}_z\}$ 는 비적합변위이다.

$$\begin{aligned} u &= \langle N \rangle \{u\} + \langle C \rangle \{\theta_z\} + \langle \bar{N} \rangle \{\bar{u}\} + \langle \bar{C} \rangle \{\bar{\theta}_z\} \\ v &= \langle N \rangle \{v\} + \langle S \rangle \{\theta_z\} + \langle \bar{N} \rangle \{\bar{v}\} + \langle \bar{S} \rangle \{\bar{\theta}_z\} \\ \theta_z &= \langle N \rangle \{\theta_z\} \end{aligned} \quad (4.30)$$

하중-변위 방정식은 다음의 혼합형태(mixed formulation)의 식으로 구성하였다.

$$\begin{bmatrix} \bar{K} & h^T \\ h & -\gamma \mathcal{N} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta_z\} \\ \{\bar{u}\} \\ \{\bar{v}\} \\ \{\bar{\theta}_z\} \\ \tau_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{f_u\} \\ \{f_v\} \\ \{f_{\theta_z}\} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.31)$$

$$h = \int_V [b \quad g \quad \bar{b} \quad \bar{g}]^T dV, \quad \gamma = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.32)$$

식 4.31에서  $\bar{K}$ 는 다음 식 4.33과 같으며  $\bar{K}$ 의 부분행렬들은 식 4.34와 같다.

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} \bar{K}_{cc} & \bar{K}_{cn} \\ \bar{K}_{cn}^T & \bar{K}_{nn} \end{bmatrix} \quad (4.33)$$

$$\begin{aligned} \bar{K}_{cc} &= \int_V [B \quad G^*]^T D [B \quad G^*] dV \\ \bar{K}_{cn} &= \int_V [B \quad G^*]^T D [\bar{B} \quad \bar{G}^*] dV \\ \bar{K}_{nn} &= \int_V [\bar{B} \quad \bar{G}^*]^T D [\bar{B} \quad \bar{G}^*] dV \end{aligned} \quad (4.34)$$

여기서  $[B]$ ,  $[G]$ ,  $[b]$ ,  $[g]$ 는 적합변위와 변형을 사이의 관계를,  $[\bar{B}]$ ,  $[\bar{G}]$ ,  $[\bar{b}]$ ,  $[\bar{g}]$ 는 비적합변위와 변형을 사이의 관계를 나타내는 행렬이다. 최종적으로 평면응력요소의 강성행렬,  $K_m^e$ 는 식 4.31에서 비적합변위  $\{\bar{u}\}$ ,  $\{\bar{v}\}$ ,  $\{\bar{\theta}_z\}$ 와 응력  $\tau_0$ 를 정적

응축(static condensation)함으로써 구한다.

$$K_m^e = \bar{K} + \frac{1}{\gamma V} h h^T \quad (4.35)$$

### 3 절 해석기법 알고리즘

#### 1. 비선형 알고리즘

말뚝두부의 비선형 하중-변위관계를 고려하는 방법으로 O'Neill등(1977)은 그림 3과 같은 증분하중법(purely incremental solution)을 사용하였다. 그러나 이 방법은 그림 4.6에 나타난 바와 같이 각 하중단계에서 접선기울기,  $(k_t)_i$ 를 사용함에 따라 실제 하중-변위 곡선보다 더 큰 강성이 산정되며 해석결과 변위는 감소되는 경향이 나타난다. 따라서 곡선의 수렴을 위하여 본 연구에서는 그림 4.7과 같이 각 하중단계에서 반복계산법중의 하나인 할선계수법(secant modulus method)을 적용하였다. 이러한 증분하중-할선계수법을 적용할 경우 그림 4.7에 나타난 바와 같이 하중  $P_2$ 에 대한 변위가  $u_2$ 에서 곡선 위의 점인  $u'_2$ 로 이동하여 실제에 근접한 변위가 산정되게 된다.

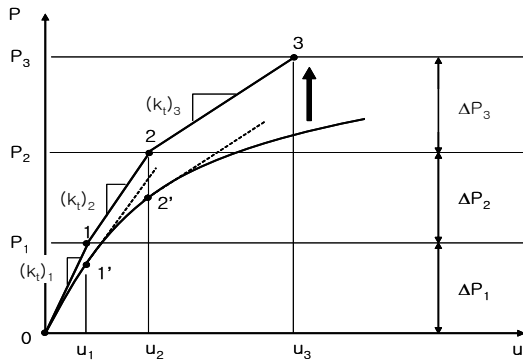


그림 4.6. 증분하중법의 개념

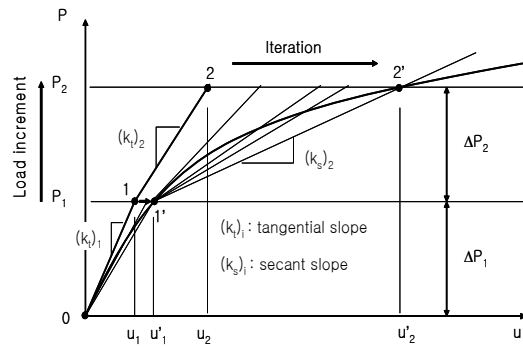


그림 4.7. 증분하중-할선계수법의 개념

본 해석 시 증분하중-할선계수법을 적용하는 과정은 다음과 같다. 개개 말뚝당 그림 4.8과 같은 하중-변위 곡선이 총 10개(축방향 1개, 횡방향 8개, 비틀림방향 1개) 산정되는데, 그림 4.8은 그 중의 하나에서  $i$ 번째 하중 증분일 때의 경우를 나타낸 것이다.

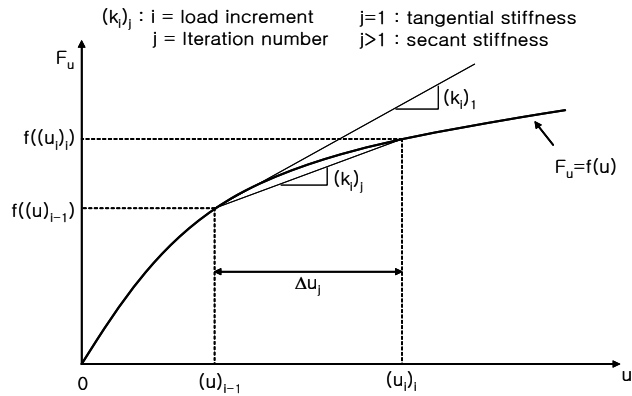


그림 4.8. 말뚝두부강성 산정방법

중분하중-할선계수법에서는 총 외부하중을 N단계로 나누어 해석을 수행한다. i 번째 하중단계에서 j번째 반복계산 시 강성은  $(k_t)_j$ 로 표기한다. 각 하중단계에서 축방향강성을 산정할 때, 식 4.36과 같이  $j=1$ 인 경우는 접선기울기를,  $j \geq 2$ 인 경우에는 할선계수를 사용한다.

$$\begin{aligned}
 (k_t)_{j,r} &= \left( \frac{df(u)}{du} \right)_{u=(u)_{i-1,r}}, & j=1 \\
 (k_s)_{j,r} &= \frac{f((u)_{i,r}) - f((u)_{i-1,r})}{(u)_{i,r} - (u)_{i-1,r}}, & j \geq 2 \\
 (u)_{i,r} &= (u)_{i-1,r} + \hat{u}_j
 \end{aligned} \tag{4.36}$$

여기서,  $(u)_{i-1}$ 은 이전 하중단계에서의 최종 누적변위이며  $(u)_j$ 은 현재 i번째 하중단계에서 j번째 반복계산시의 누적변위이다. 각 하중단계에서 구조해석을 통해 산정된 변위는  $\Delta u_j$ 이며 이를 통해 누적변위  $(u)_j$ 를 산정한다. i번째 하중단계에서  $\hat{u}_j, \hat{u}_{j-1} < \epsilon$ 을 만족하면 i번째 하중단계의 최종 누적변위  $(u)_i$ 를 산정하고 다음 하중 단계로 넘어가며 이와 같은 과정을 총 N번 반복한다. 수치해석 시 접선기울기  $\langle df(u)/du \rangle$  및 하중  $\langle f(u) \rangle$ 는 cubic spline기법을 이용하여 산정하였다(Allen등, 1998).

## 2. 균말뚝 해석 알고리즘

말뚝 및 말뚝캡으로 구성된 연안구조물 기초의 일체화된 3차원 해석기법의 알고리즘은 다음과 같다. 그림 4.9는 말뚝캡과 4개의 말뚝으로 구성된 연안구조물 기초의 모델링을 나타내며, 그림 4.10은 본 해석기법의 흐름도이다.

- ㉠ 말뚝캡, 말뚝 및 지반의 물성을 입력한다.
- ㉡ 하중(상부하중, 파랑하중 및 수압) 및 경계조건을 입력한다.

- ㉓ 개개 말뚝두부강성행렬 산정을 위해 수직하중을 받는 말뚝해석과 수평하중을 받는 말뚝해석을 각각 수행하여 그림 4.10과 같은 6×6의 말뚝두부 강성행렬을 산정한다. 말뚝에 의해 지지되는 연안구조물 기초를 모델링하기 위해 산정된 6×6의 말뚝두부 강성행렬을 선단부는 고정, 두부는 말뚝캡의 절점에 해당하는 부분에 삽입한다.
- ㉔ 말뚝캡 및 말뚝의 강성을 모두 조합하여 전체 균말뚝의 강성행렬을 구성한다.
- ㉕ 하중, 경계조건, 전체 강성행렬로 구성된 평형방정식의 해를 구하여 각 절점에서의 변위를 산정한다.
- ㉖ 비선형 해석의 경우 ㉕에서 산정된 절점변위와 ㉓에서 가정한 절점변위를 비교하여 그 차이가 소정의 허용치 이내가 될 때까지 ㉓~㉕의 과정을 반복한다.
- ㉗ 말뚝캡, 그리고 균말뚝내 개개 말뚝에 발생하는 변위, 부재력, 즉 휨모멘트와 전단력을 산정한다.

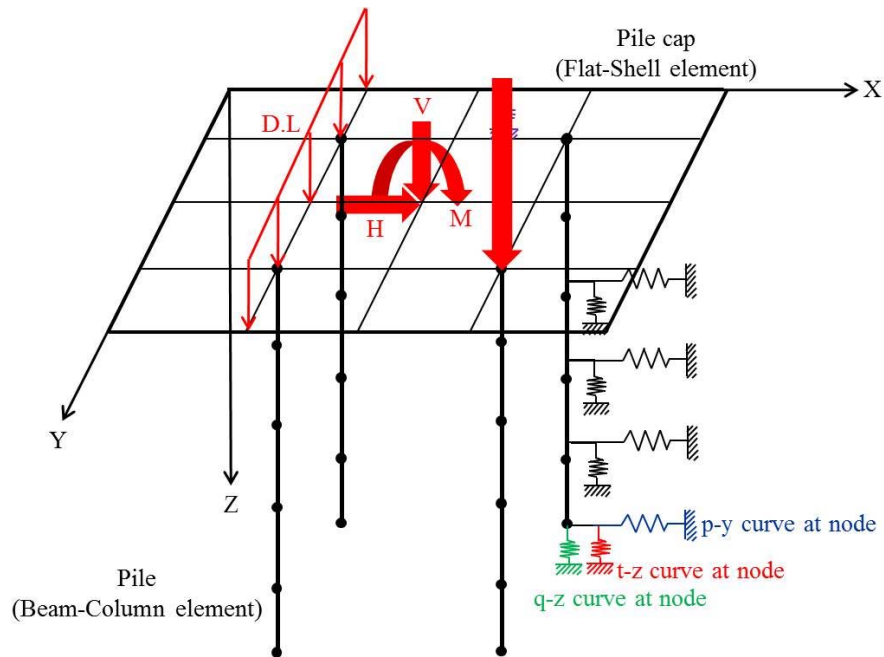


그림 4.9. 균말뚝의 모델링

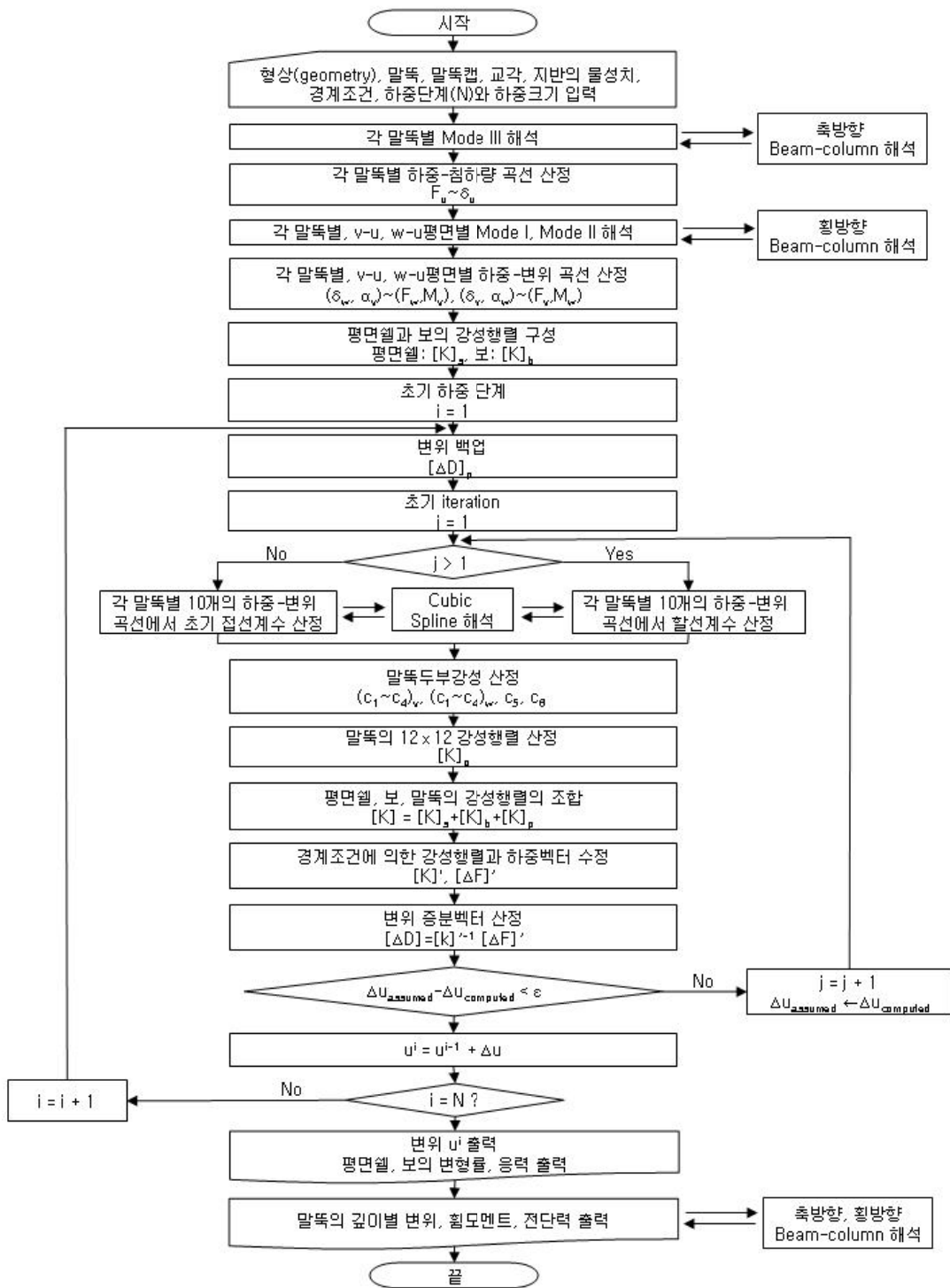


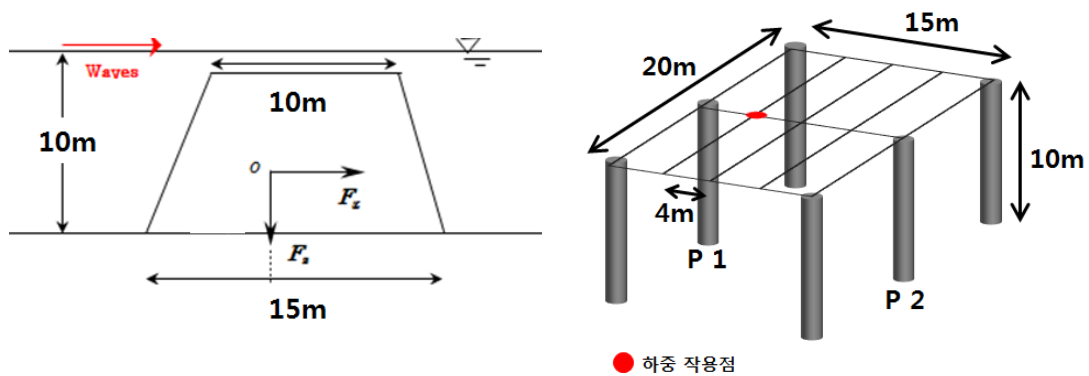
그림 4.10. 본 해석기법의 흐름도



## 제 5 장 해석기법을 이용한 보강효과 분석

본 장에서는 보강효과를 고려한 말뚝 해석기법을 이용해 수중잠제 말뚝에 적용한 수치해석을 수행하였다. 수치해석에 사용된 수중잠제의 제원 및 하중의 작용점은 그림 6.1과 같다.

제시된 하중작용점에서 최대 수직하중(연직상향, 750ton)과 최대 수평하중(1500ton)에 대한 수치해석을 수행하였다. 이때 세굴의 영향을 고려하여 상부지반의 반력은 고려하지 않았다. 그 결과 제시된 하중조건 작용 시 수직 및 수평하중 모두 수치해석 상에서 적용 가능한 하중 범위를 초과하는 것으로 나타났다. 따라서 본 장 1절 및 2절에서 해석 가능한 최대 하중을 확인하기 위하여 하중단계를 점차 증가 시켜 해석을 수행하였고, 그 결과로 하중-변위 곡선과 해석 가능한 최대 하중에서의 심도별 말뚝 축하중 분포도 또는 모멘트도를 도시하였다. 또한, 3절에서는 추가적으로 하중의 작용점을 수중잠제의 중심으로 이동하여 최대 해석가능 범위를 검토하였다.



(1) 수중잠제 단면도

(2) 하중작용점 위치

그림 5.1 수중잠제의 제원 및 하중작용점

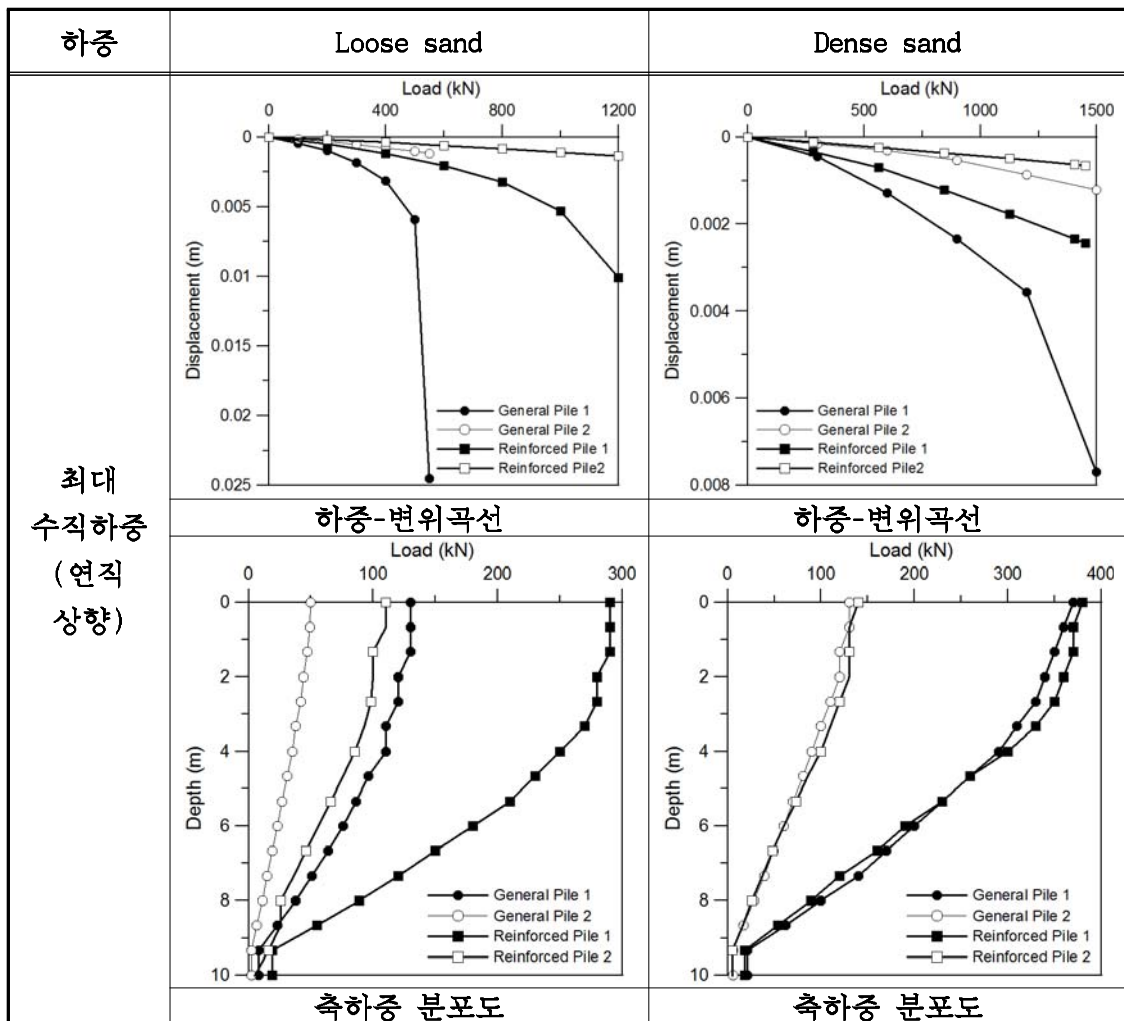
# 1 절 수직하중(연직상향)이 작용하는 경우

수직하중(연직상향)이 작용하는 경우, 해석 가능한 최대 수직하중(연직상향)은 표 5.1과 같다. 또한, 표 5.2의 하중-변위곡선과 같이 무보강말뚝과 보강말뚝의 비교 결과 Dense sand에 비해 Loose sand의 보강효과는 더 크게 나타났다. 말뚝의 심도 별 축하중 분포도는 Loose sand에서 보강여부에 따라 변하는 것으로 나타났으나 Dense sand에서는 변화가 없는 것으로 나타났다.

표 5.1 해석가능 최대 수직(연직상향)하중

	무보강		보강		비고
	Loose sand	Dense sand	Loose sand	Dense sand	
해석가능 최대 수직(연직상향) 하중 (kN)	550	1200	1500	1550	-

표 5.2 수직하중(연직상향)이 작용하는 수중잡제 말뚝의 수치해석 결과



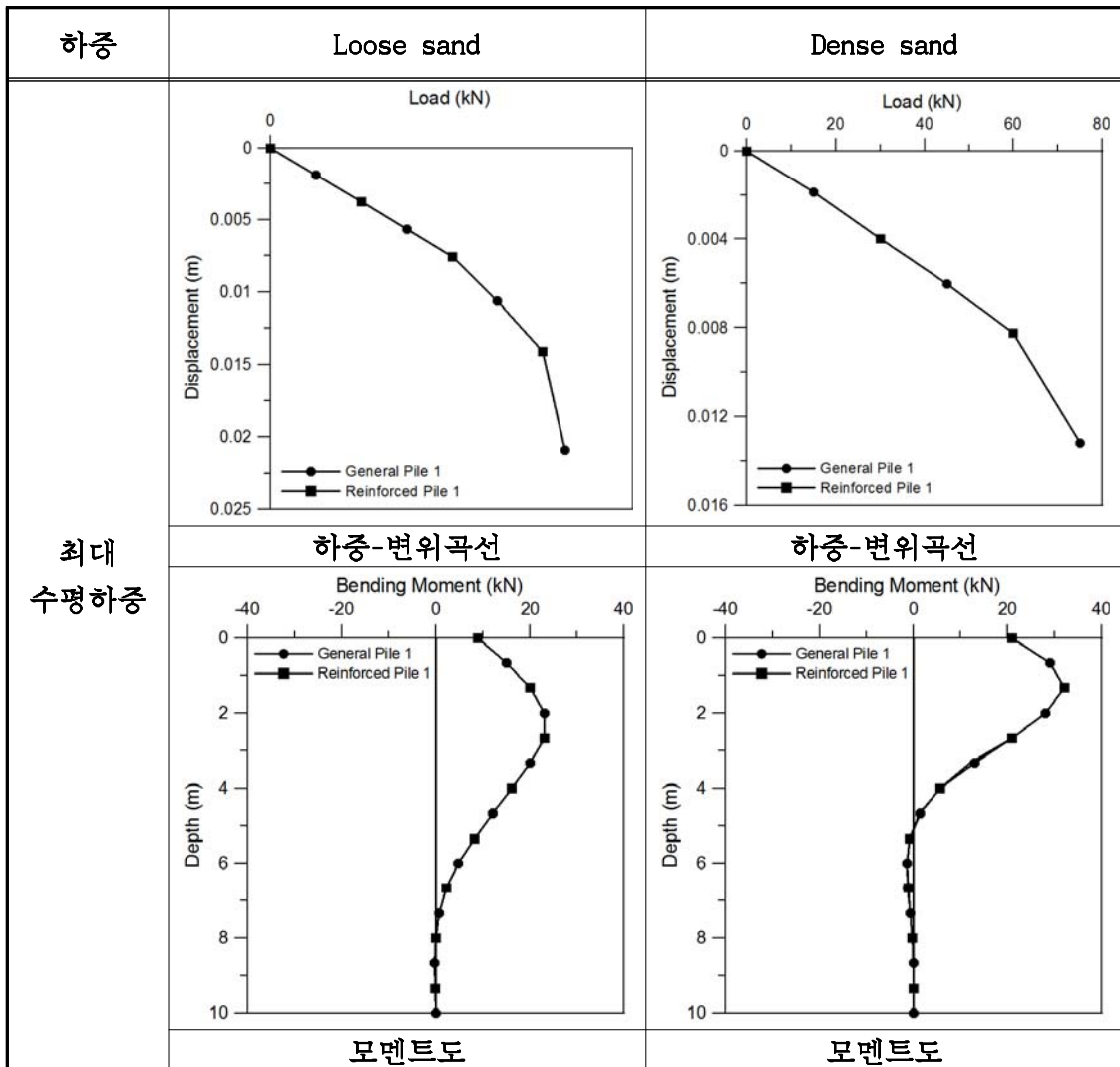
## 2 절 수평하중이 작용하는 경우

수평하중이 작용하는 경우, 해석 가능한 최대 수평하중은 표 5.3과 같다. 또한, 표 5.4의 하중-변위곡선과 같이 무보강말뚝과 보강말뚝의 비교 결과 보강효과는 크게 나타나지 않았으며, 말뚝의 심도별 모멘트도 역시 Loose sand, Dense sand 모두에서 변화가 없는 것으로 나타났다.

표 5.3 해석가능 최대 수평하중

	무보강		보강		비고
	Loose sand	Dense sand	Loose sand	Dense sand	
해석가능 최대 수평하중 (kN)	65kN	65kN	75kN	75kN	-

표 5.4 수평하중이 작용하는 수중잠제 말뚝의 수치해석 결과



### 3 절 압축, 수평 및 인발하중이 작용하는 경우

본 절에서는 지지력 증가파일의 보강효과를 추가적으로 확인하기 위하여 하중의 작용점을 수중잠제의 중심으로 이동하여 최대 해석가능 범위를 검토하였다.

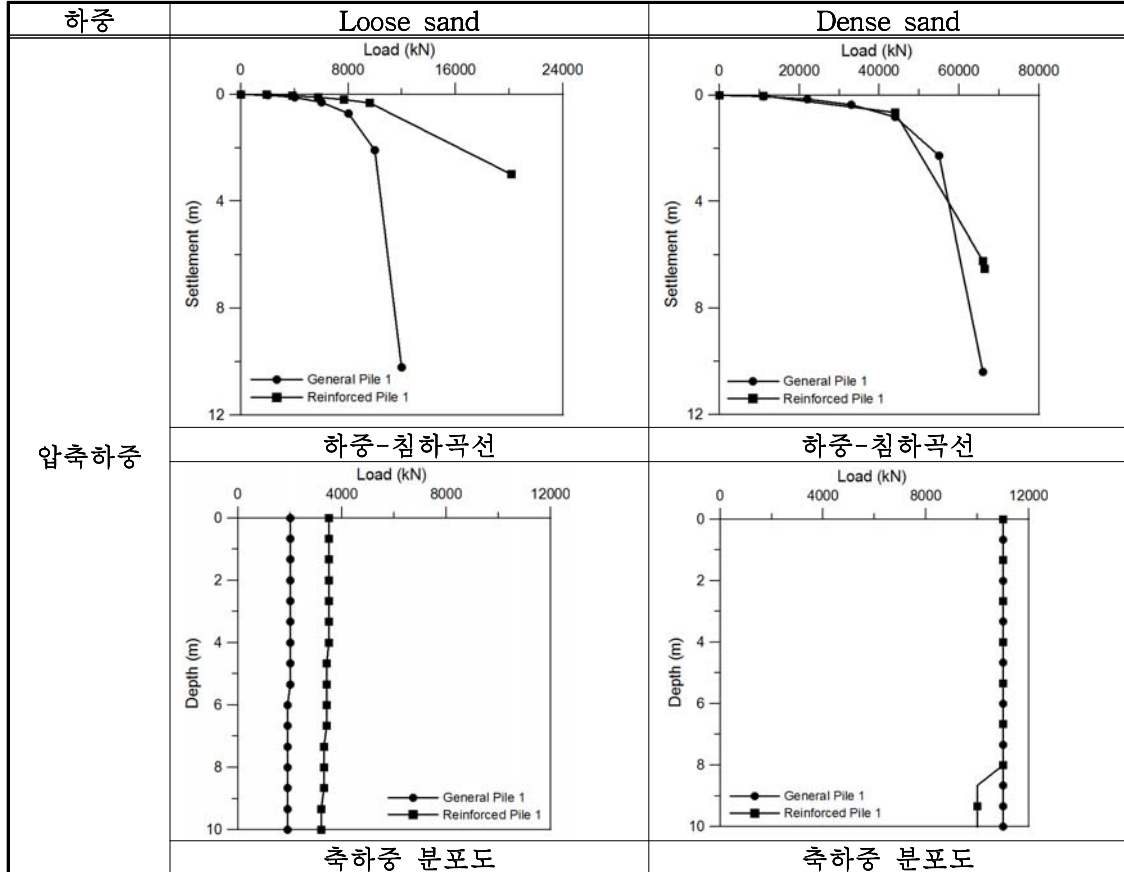
#### 1. 압축하중 해석 결과

압축하중이 작용하는 경우, 해석 가능한 최대 수직하중(연직상향)은 표 5.5과 같다. 또한, 표 5.6의 하중-침하곡선과 같이 무보강말뚝과 보강말뚝의 비교 결과 Dense sand에 비해 Loose sand의 보강효과는 더 크게 나타났다. 말뚝의 심도별 축하중 분포도는 Loose sand에서 보강여부에 따라 변하는 것으로 나타났으나 Dense sand에서는 변화가 없는 것으로 나타났다.

표 5.5 해석가능 최대 압축하중

	무보강		보강		비고
	Loose sand	Dense sand	Loose sand	Dense sand	
해석가능 최대 압축하중 (kN)	12000	21000	66000	66300	-

표 5.6 압축하중이 작용하는 수중잠제 말뚝의 수치해석 결과



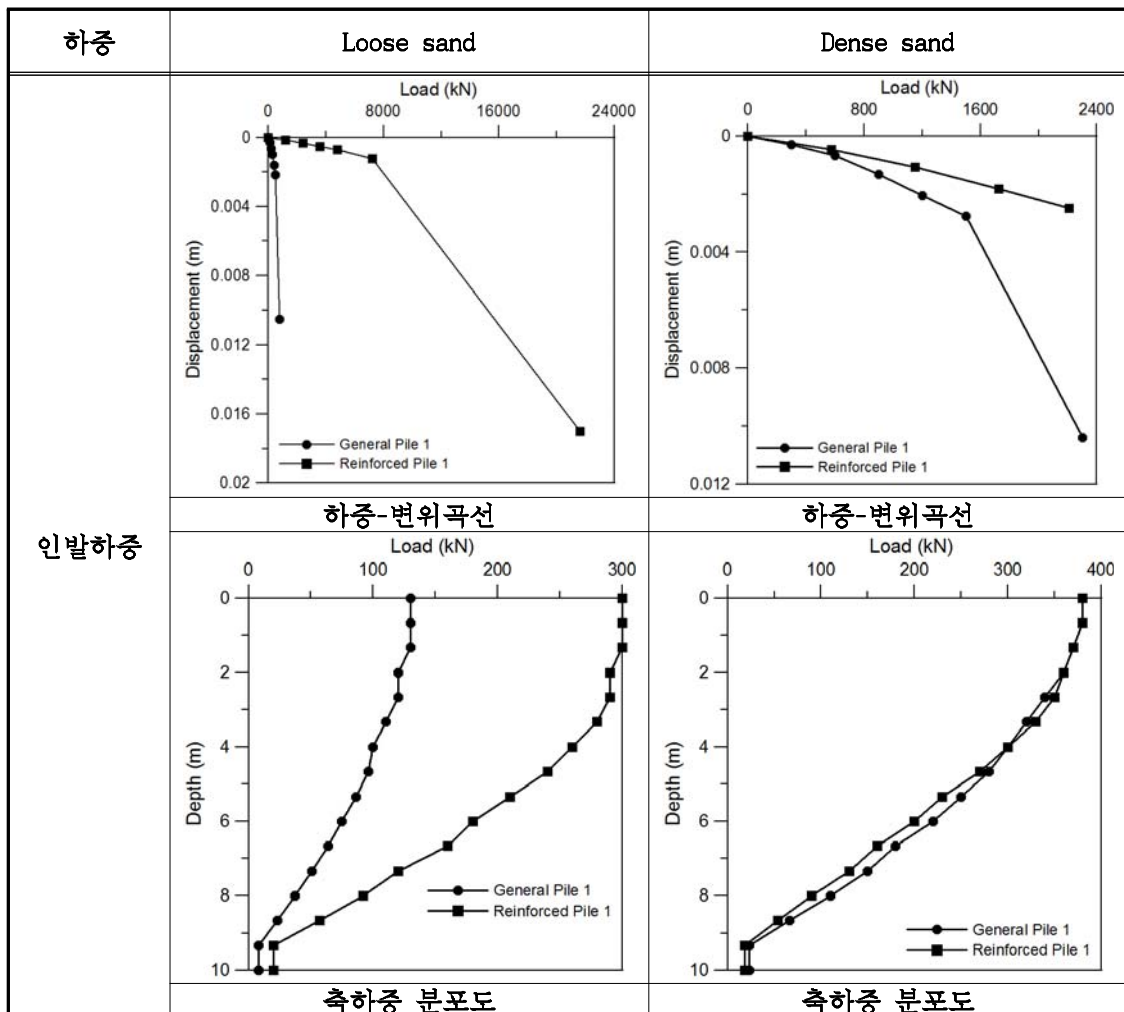
## 2. 인발하중 해석 결과

인발하중이 작용하는 경우, 해석 가능한 최대 인발하중은 표 5.7과 같다. 또한, 표 5.8의 하중-변위곡선과 같이 무보강말뚝과 보강말뚝의 비교 결과 Dense sand에 비해 Loose sand의 보강효과는 더 크게 나타났다. 말뚝의 심도별 축하중 분포도는 Loose sand에서 보강여부에 따라 변하는 것으로 나타났으나 Dense sand에서는 변화가 없는 것으로 나타났다.

표 5.7 해석가능 최대 인발하중

	무보강		보강		비고
	Loose sand	Dense sand	Loose sand	Dense sand	
해석가능 최대 인발하중 (kN)	800	1800	2300	2300	-

표 5.8 인발하중이 작용하는 수중잠제 말뚝의 수치해석 결과



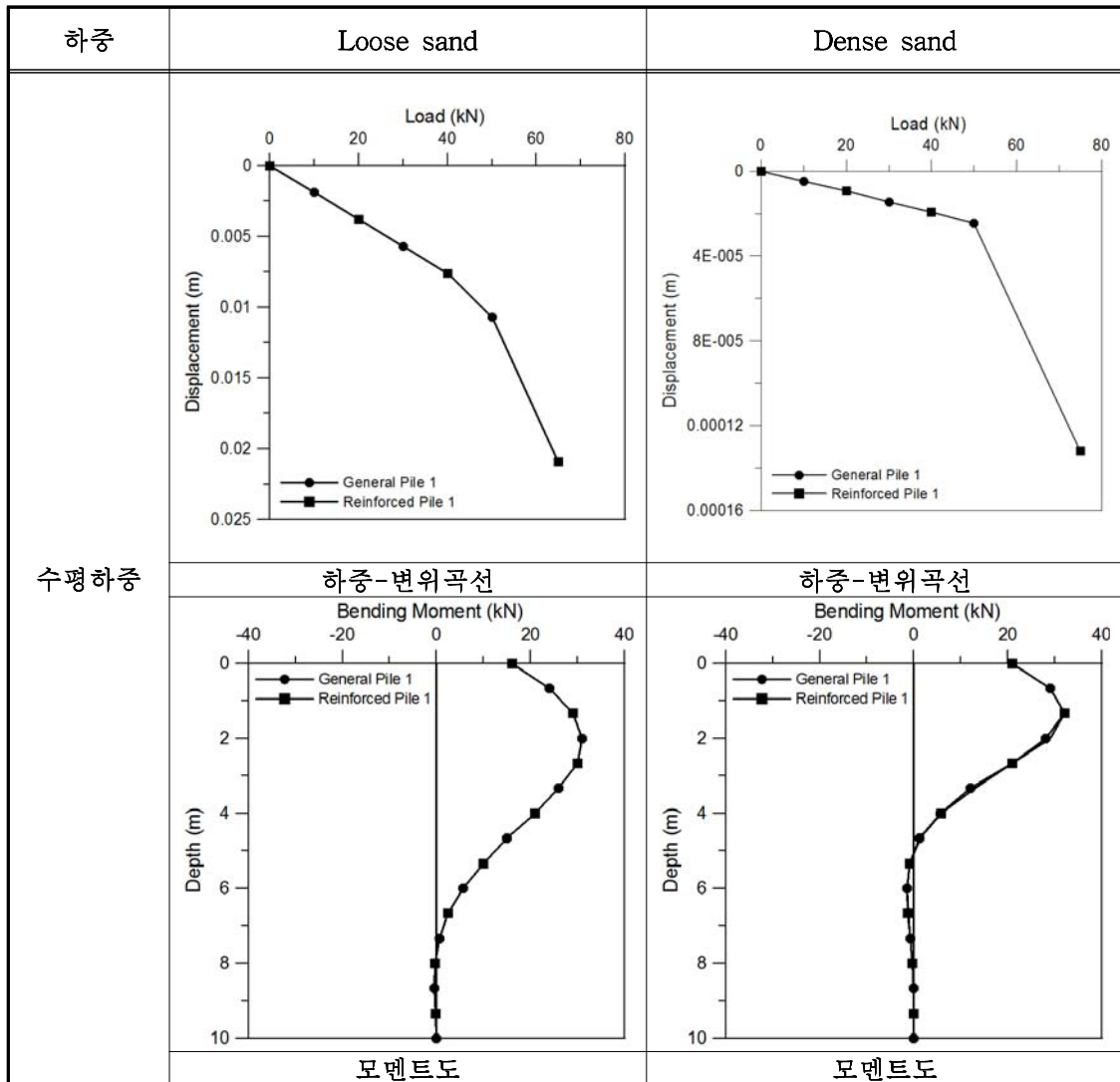
### 3. 수평하중 해석 결과

수평하중이 작용하는 경우, 해석 가능한 최대 수평하중은 표 5.9와 같다. 또한, 표 5.10의 하중-변위곡선과 같이 무보강말뚝과 보강말뚝의 비교 결과 보강효과는 크게 나타나지 않았으며, 말뚝의 심도별 모멘트도 역시 Loose sand, Dense sand 모두에서 변화가 없는 것으로 나타났다.

표 5.9 해석가능 최대 수평하중

	무보강		보강		비고
	Loose sand	Dense sand	Loose sand	Dense sand	
해석가능 최대 수평하중 (kN)	65	65	75	75	-

표 5.10 수평하중이 작용하는 수중잠제 말뚝의 수치해석 결과



## 참 고 문 헌

1. Baquelin, F (1982), "Rules for the structural design of foundations based on the selfboring pressuremeter test.", Symp. on the Pressuremeter and Its Marine Application, IFP, Paris, pp.347~362.
2. Braja, M. Das (2008), Principle of Foundation Engineering.
3. Broms, B. (1964a), "Lateral resistance of piles in cohesive soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering.", ASCE, Vol.90, No. 4, pp.27~63.
4. Broms, B. (1964b), "'Lateral resistance of piles in cohesive soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering.", ASCE, Vol.90, No. 4, pp.123~156
5. Broms, B. (1965). "Design of laterally loaded piles." Journal of Soil Mechanics and Foundation, ASCE, Vol. 91, No. SM3, pp. 77~99.
6. Castelli, F., Maugeri, M., and Motta, E. (1992), "Analisi non lineare del cedimento di un Palo Singolo.", Rivista Italiana di Geotecnica, Vol. 26(2), pp. 115~135.
7. Coyle, H. M., and Reese, L. C. (1966), "Load transfer for axially loaded piles in clay, J. Soil Mech. and Found. Div.", ASCE, 92(2), pp.1~26.
8. Focht, J. A. (1967), "Discussion to Paper by Coyle and Reese", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, No. SM1, pp. 133~188.
9. Goh, A. T., The, C. I. and Wong, K. S. (1997). "Analysis of Piles Subjected to Embankment Induced Lateral Soil Movement." Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 9, pp. 792~801.
10. Matlock, H. (1970), "Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay", The second annual offshore technology conference, Houston, Texas, April 22-24, OTC1204, pp.577~607
11. Mattes, N.S., and Poulos, H.G. (1969), 'Settlement of single compressible pile,' J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 95(1), 189~207.
12. McClelland, B. and Focht, J. A. Jr. (1958), "Soil modulus for laterally loaded piles", Trans. ASCE, Vol. 123, pp.1049~1063
13. Meyerhof, G. G. (1959), "Compaction of sands and Bearing Capacity of piles", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 85, No. SM6, pp. 1~19.
14. Meyerhof, G.G. (1995). "Behaviour of Pile Foundations under Special Loading Conditions." 1994 R.M. Hardy Keynote Address. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 32, pp. 204~222.
15. Mindlin, R.D. (1936), "Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid," Physica, Amsterdam, Vol. 7, pp. 195~202.
16. Murchison, J. M. and O'Neill, M. W. (1984), "Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils", Analysis and Design of Pile Foundations", ASCE, New York, pp.174~191.
17. O'Neill, M.W., and Murchison, J.m. (1983). "An evaluation of p-y relationships in sands." A report to the American Petroleum Institute, PRAC 82-41-1, University of Houston, Texas.
18. O'Neill, M. W., Hassan, K. M. (1994), "Drilled shaft : effects of construction on performance and design criteria.", Proceedings of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations,

- Federal Highways Administration, Washington D.C., Vol.1, pp.137~187.
19. PLAXIS 3D Foundation (2008). PLAXIS 3D foundation user manual, Version 2.0, Brinkgreve, R.B. and Swolfs, W. M., PLAXIS Inc.
  20. Reese L.C., and Matlock, H. (1956). "Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth." Proceedings of the 8th international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, Texas.
  21. Poulos, H.G. (1971a), "Behavior of Laterally Loaded Piles : Part 1 -Single Piles", Journal of Soil Mechanics and foundation Div., ASCE, Vol. 97, No. 5, pp.733~751.
  22. Reese, L.C., Cox, W.R., and Koop, F.D. (1974). "Analysis of laterally loaded piles in sand." Proceeding of the 6th Offshore Technology Conference, Houston, Texas. Vol. 2, No.2080, pp.473~484.
  23. Reese, L.C., Cox, W.R., and Koop, F.D. (1975). "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay." Proceedings of Offshore Technology Conference, Houston, Texas, pp.671~690.
  24. Reese, L.C., and Welch, R.C. (1975). "Lateral loading of deep foundation in stiff clay." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 101(GT7), No. 7, pp. 633~649.
  25. Seed, H.B. and Reese, L.D. (1957), "The Action of Soft Clay Along Friction Piles," Transactions, Vol. 122, pp. 731~753.
  26. Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N. (1970), Theory of Elasticity, 3ed Ed., McGraw-Hill Book Co., pp. 403~409.
  27. Vesic, A.S. (1961). "Beam on elastic subgrade and the Winkler hypothesis." Proceedings of the 5th international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 1, pp. 845~850.
  28. Vesic, A.S. (1977), Design of pile foundations, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C.
  29. Vijayvergiya, V.N. (1977), "Load-movement characteristics of piles," Proceedings of 4th Annu. Symp. of the Wtrwy., Port, Coast. and Oc. Div. of ASCE, ASCE, Long Beach, Calif., pp. 269~284.
  30. Winkler, E. (1867). "Die Lehre von Elasticitat und Festigkeit (on elasticity and fixity)." Prague.



Project Report

**DATA ACQUISITION AND AUTOMATIC OPERATION  
ON X-BAND RADAR FOR WAVE OBSERVATION**

Submitted to

**Korea Institute of Ocean Science & Technology**

Ansan, Korea

By

Jerome P.-Y. Maa, Ph.D.  
Virginia Institute of Marine Science  
College of William and Mary  
Gloucester Point, Virginia 23062  
maa@vims.edu

November 2013



# Contents

<b>Chapter 1. Introduction</b> .....	<b>1</b>
<b>Chapter 2. Hardware Considerations</b> .....	<b>3</b>
2.1. X-band Radar .....	3
2.2. Basic Characteristics of Radar Images .....	4
2.3. Personal Computer .....	6
2.4. Micro-controller .....	6
2.5. Available High-speed ADC Interface .....	7
2.6. Selection of ADC Rate .....	8
2.7. Blind Zone .....	8
<b>Chapter 3. Data Acquisition</b> .....	<b>9</b>
3.1. System Control .....	9
3.2. Batch File for Project .....	10
3.3. Signal Wires for Trigger and Radar Images .....	12
3.4. C program for Radar Image Data Acquisition .....	15
3.5. Radar Data emulator .....	16
<b>Chapter 4. Discussion and Conclusions</b> .....	<b>21</b>
4.1. Improvement needed on hardware .....	21
4.2. Limitation .....	21
4.3. Others Features .....	22
4.4. Conclusions .....	22
<b>References</b> .....	<b>23</b>

# Table of Figures

Fig. 2-1. For a FURUNO FR1500 MK3 radar, the radar scanning domain may begin when the antenna pass the bow mark. (a) A header pulse is generated once when the antenna pass the bow mark. (b) Trigger pulses are generated continuously from the radar control unit at a rate of 3000 pulses/s to trigger the burst of radar waves. These pulses were also used to trigger the ADC conversion. (c) A 2 Mhz sine wave train was generated in a radar emulator (see last section in Chapter 3) for data acquisition development purposes. .... 5

Fig. 3-1. System diagram for the micro-controller in the radar wave observation system. 5 volt pulses are used to control the on-off of PC, radar and the rotation of radar antenna. .... 10

Fig. 3-2. A system diagram for the radar wave observation system. The colored lines and colored boxes mark the added hardware and software for the system. Dashed lines indicated how the signals/control were applied. Data analysis software is the same as that reported earlier, and thus, not duplicated. Data transfer is left for local network engineer to complete. .... 13

Fig. 3.3. Wires that soldered to the radar cable connector that goes to the radar control and monitoring unit for triggering signals. The echo signal wire in a coaxial cable is also marked. This example is for FURUNO FR8251 only. .... 14

Fig. 3-4. A flow chart to show the main flow for data acquisition. Some major processes are given in Figs. 3-5 to3-7. .... 17

Fig. 3-5. Details on setup of data acquisition configuration. Upper case phrases are reserved words from Gage Applied. Explanation of each command are given on right hand, after a double backslash. .... 18

Fig. 3-6. Details on setup of channel configurations ..... 19

Fig. 3-7. Details on setup of trigger configurations ..... 20

## Chapter 1. Introduction

Coastal wave monitoring is an important and difficult jobs that required to be done for many purposes, e.g., shore protection, harbor management, navigation safety, coastal resource management, rescue missions, etc. Traditional approaches for accomplishing this kind of mission include using wave buoys, pressure wave gauges, acoustic wave gauges, airplane or satellite video or land-based HF-band radar and Xband radar. The first three kinds of techniques are well-developed techniques that followed the available wave theory (mainly the linear wave theory), and thus, they are prevailed in the wave measurement market. These techniques, however, require the deployment of a sensor or a series of sensor in the water, and thus, are expensive for maintenance. In areas that fishing activities are heavy, interference with fishing activities is inevitable and often ended up with valuable instrument lost.

The last three approaches utilize the principle of remote sensing and obtain data for interpreting wave conditions. Because it is a land-based system, the operation cost is relatively inexpensive, especially for the X-band radar if the required study area is within a radius of 2 km. X-band radars are widely used for the vessel navigation purpose and widely available on the market. For this reason, the cost for hardware is reasonable and the use of x-band radars for wave observation, if the details are fully documented, would be a promising alternative.

The first attempt of using X-band radars for wave observation was reported by Young *et al.* (1985). Since that attempt, continuous effort on the development of X-band radar wave observation system has produced several commercial products with specially designed hardware. For example, WaMos II (Borge *et al.*, 1998; 1999; Borge and Soares, 2000; Krogstad *et al.*, 1999; Wyatt *et al.*, 1999; Wolf and Bell, 2001; Wyatt *et al.*, 2003) was developed by following exactly the same principles given by Young *et al.* (1985). The other type of X-band radar wave observation system is Miros wave and current radar (<http://www.miros.no/>). Miros has no rotating radar antenna and it is only good for a short-range (< 450 m) observation of waves.

The problem associated with these commercial products are (1) the price is

relatively high, about 4 to 5 times of the hardware cost, and (2) source codes for data analysis and system control are not provided. This means the operation is somewhat like a black box operation. To resolve this problem, Maa and Ha (2006) has conducted a study of the entire processes of using X-band radars for revealing the details and the limitations on this kind observation system. In their study, details of the data acquisition and the data analysis have been reported. However, the details on data acquisition are limited to a Furuna 8251 x-band radar. In general, there are many kind of x-band radar, and thus, how to do data acquisition in a general way is still needed, and that is the purposes of this study. In Chapter 2, the considerations on hardware are briefly reviewed. Details on how to select a marine radar and other associated hardware are documented. Thus, it is possible to extend and improve for future uses.

In Chapter 3, details of the radar image data acquisition system are presented. The principle of system control and data acquisition software is explained. Automatic and remote control of the system is a convenient and sometimes necessary tool to have a successful long-term operation. A setup of automatic control/operation is demonstrated in this study. Using either a Local Area Network (LAN) or a telephone modem to download analysis results to a remote center is very likely, but that is left for local researcher to address this issue. The necessary software and hardware for automatic control were collected and tested. Chapter 4 is the discussion and conclusions.

## Chapter 2. Hardware Considerations

It is well known that many inexpensive marine X-band radars can be used for wave observations. In the early study conducted by Maa and Ha (2006), a Furuno 8251 radar was used. In this study, a different Furuno radar, FR1500 MK3, was selected to show how to control the radar in general.

### 2.1. X-band Radar

X-band radars have a frequency range from 9.41 to 10.5 Ghz. Thus, the wavelength of X-band radars varies from 2.8 to 3.2 cm in air. This particular wavelength is approximately equal to the ripple wavelength existed on the water surface when the wind speed is more than 3 m/s. Although the ripple waves are not the target for the measurements, they are coexisted with the much large gravity waves, which is the target of the measurements.

The principle of using marine X-band radar for wave measurements is using the Bragg effect (Valenzuela, 1978) to get the scatter waves generated by interactions between radio waves and ripple waves. This scatter waves are usually referred as the “sea clutter noise” from radar’s point of view because the scatter waves are not the target of a regular radar system. But the strength of the sea scatter waves are easier for a radar antenna to pick up, and that is the reason to use x-band radar.

The range of using X-band radars for wave measurements is limited by the radar’s capability of measuring the scatter waves, and thus, limited by the available power of Xband radars. Since x-band radar is a commercial product with a few options on the output power (e.g., 2, 4, 6, 10, 25, 50 kilowatts), the cost is reasonable compared with other wave measurement approaches. In general, the larger the X-band radar output power, the larger the measurement area and the measurable conditions. However, it is also true that the hardware cost increases sharply for the large power radar. As a practical application for a radius of 2 to 5 km, a 25 kw X-band radar is the best.

The selection of a radar antenna may affect the resolution of radar image. Because of the entire radar system is a commercial product, the antenna available for a particular radar model is usually limited. For example, for a Furuno

R1500 radar, one may select a 4 ft or 6 ft long antenna. The antenna rotation speed is also limited to 24 or 42 rpm for a Furuno FR1500 marine radar. In general, the longer the antenna, the higher the spatial resolution of radar image in the radial direction. Also, the faster the antenna rotating speed, the higher the temporal resolution of analyzed results in time domain. For this study, a 6 ft long open-array antenna that rotates at 42 rpm was assigned.

## 2.2. Basic characteristics of radar images

Assuming that the “sea clutter noise” is still larger than the background white noise at a distance 2.5 km away from the radar, a maximum observation radius of 2.5 km was selected to show the characteristics of radar images collected. Later these characteristics are also useful for helping determine the proper Analog to Digital Conversion (ADC) rate.

The time for radar waves to travel along a beam should be first estimated. For a 2.5 km distance, it means a two-way travel distance of 5 km. Since the Electrical Magnetic (EM) wave speed is  $2.99792 \times 10^8$  m/s, the total time for getting the echo waves at 2.5 km away would be  $16.67 \mu\text{s}$  ( $= 2 \times 2500 \text{ m} / 3 \times 10^8 \text{ m/s}$ ).

During this  $16.67 \mu\text{s}$ , for an antenna rotating speed of 42 rpm (*i.e.*, 0.7 rps), the antenna will rotate about  $0.7 * 2\pi * 16.67 \times 10^{-6} \text{ s} = 0.733 \times 10^{-6} \text{ rad} = 0.0042$  degrees which is rather a small angle. The swept footprint is about  $0.00186 \text{ m}$  ( $= 0.733 \times 10^{-6} \times 2500 \text{ m}$ ) that is much smaller than the lateral EM wave spreading ( $\cong 1^\circ$  in the horizontal and  $25^\circ$  in the vertical direction for a Furuno’s 6 ft long open array antenna), and thus, can be considered as stationary.

For a Furuno FR1500 marine x-band radar, it sends out 3000 pulses per second continuously to trigger the burst of radio wave beams for detecting subjects. For an antenna rotating speed of 42 rpm, it means a total of 4285 bursts will be triggered for a full circle radar image. Beside the trigger signal, there is a heading pulse that generated once for each revolution and the time of generating this pulse is when the antenna rotating over the bow mark on the antenna base. These two kind of pulses (Fig. 2.1) are used to (1) identify the time for starting image acquisition, and (2) reduce the burst line number to 2142



for a half-circle radar image.

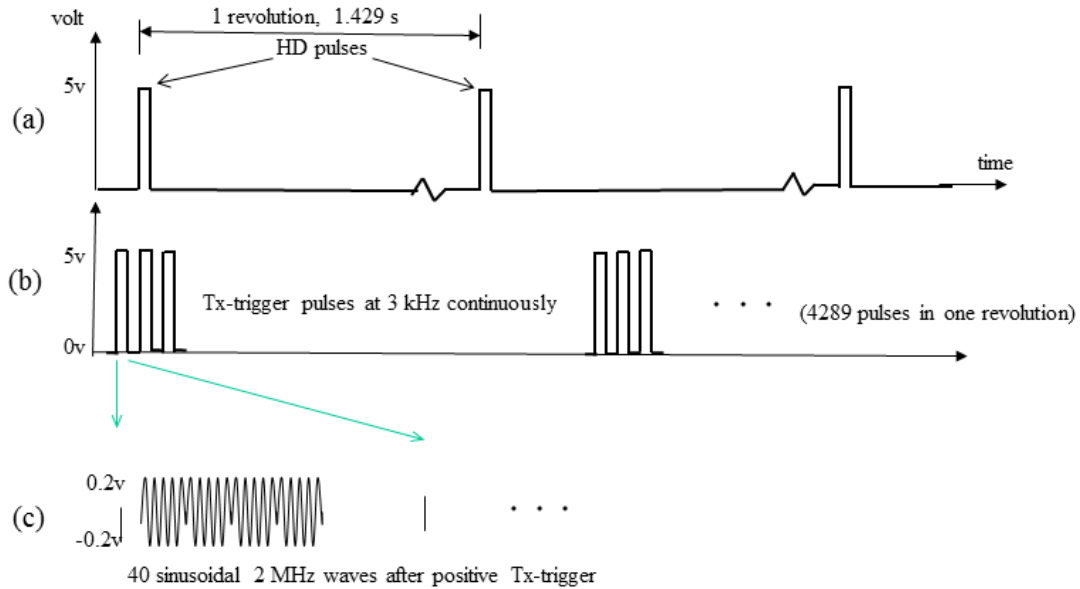


Fig. 2-1. For a FURUNO FR1500 MK3 radar, the radar scanning domain may begin when the antenna pass the bow mark. (a) A header pulse is generated once when the antenna pass the bow mark. (b) Trigger pulses are generated continuously from the radar control unit at a rate of 3000 pulses/s to trigger the burst of radar waves. These pulses were also used to trigger the ADC conversion. (c) A 2 Mhz sine wave train was generated in a radar emulator (see last section in Chapter 3) for data acquisition development purposes.

Depending on the selected maximum detecting range, the duration (or the number) of sending EM waves in a burst is different. This is because the larger the measurement distance, the more the EM waves are needed to produce enough echo strength for the antenna to pickup. More EM waves mean longer burst duration. Because there are many EM waves in a burst line, the radar measured subject length is not the true subject length neither. For example, for an 80 ns burst duration, 800 EM waves ( $= 80 \times 10^{-9} \text{ s} * 10 \times 10^9 \text{ Hz}$ ) were sent out. Because all the waves will cause reflection on a subject, an one-meter long subject along the track of radar wave beam will be seen as a 24 m long subject ( $0.03 \text{ m} * 800 \text{ waves}$ ) with the highest signal strength at the center. For this reason, the burst duration should be kept as short as possible. In other words, the operation range should be set at the shortest detect range for radar operation, when it is used for wave measurements. This is an important

information that needs to be documented in this report.

The characteristics of radar images discussed in the above paragraphs assume that the resolution for data digitization is infinitely high and the reflection of radar waves is perfect. In reality, however, these will not be the cases, and thus, the radar images collected are somewhat smeared.

### 2.3. Personal Computer

A Personal Computer (PC) is widely accepted for use in data acquisition and data analysis for a radar wave observation system. One critical requirement for the PC is that it should have at least one PCI-express slot for installing a high-speed ADC interface card. Any graphic interface card should be disabled during the operation. This is to avoid the possible delay/interference of data transfer between the high-speed ADC card and the memory, or the hard disk. Although the delay/interference of data transfer is not always happened, radar image will be corrupted once it was happened. This phenomenon has been reported by Maa nd Ha (2006).

It is worth to note that ambient temperature range for a PC in the possible operation environment should be checked first. If not, then there is chance that extreme high/low temperature may cause hardware failure. If it is possible to have an extreme high/low temperature, one should select an industrial grade PC, which has an operating temperature range from  $-30^{\circ}\text{C}$  to  $+80^{\circ}\text{C}$ , for the project.

For regular operation, a monitor is not required. But it would be nice to have one for checking the processes. For this reason, any monitor would be sufficient.

### 2.4. Micro-controller

A PC is possible to control the radar power on-off and the start-and-end of rotating radar antenna. To accomplish this task, it is required to have two channel of analog output that can be used to drive two relays. Because there is no analog channel output for a typical PC, a simple control of the power on/off becomes a not-so-simple task. For this reason, Singdon Electronic has to build a small PCB board to convert the RS232 signal for the control. On the other hand, an inexpensive micro-controller can be used for this purpose because there

are several analog channels that can easily deliver +5v signals to control relays. If select this approach, the selected micro-control can also be used to control the PC in order to save AC power at a remote site. For this reason, a micro-controller, TEENSY 2, was added to the PC for controlling the PC, the radar, and the radar antenna for saving energy as well as extending the useful life of the radar and the high speed A/D device.

The TEENSY 2 micro-controller requires 5 VDC, 80 mA to operate at its full load. For this reason, the PC's 5V standby power was used to power the TEENSY 2 all the time.

An Assembly program (see Appendix I) run in the TEENSY 2 was used to turn on the PC, the radar, and the radar antenna. It also turns off the radar and the antenna. The PC will turn itself off using a free software "Quick Shutdown" after the assigned tasks are done.

## 2.5. High-speed ADC Interface Devices.

Although there are several high-speed ADC devices available on the PC market, e.g., CompuScope Oscar 4227(from Gage Applied Technologies, Inc.), PCI-9820 (from ADLINK Technology, Inc.), and Handyscope 3 (from TiePie Engineering). They all have 12 bits resolutions and a maximum ADC rate meets or exceeds 100 Million Samples/second (MS/s).

The reason of having a minimum requirement on the ADC rate of 100 MS/s is not the ADC rate itself, but to have a high-enough bandwidth for not distorting the radar signals. The radar signals that transferred from a radar antenna to the radar control and monitoring unit is an Intermediate Frequency (IF) signal with a frequency on the order of 10 Mhz. In order to maintain a high fidelity after feeding the IF signals into the ADC device, a high-enough bandwidth for the ADC card is necessary. In general, because the higher the ADC rate, the higher the bandwidth of the ADC device, and thus, 100 MS/s for the ADC card is specified.

Because an ADC device (CompuScope AD12100) come from Gage Applied Technology (GAT) was used in our previous radar project with satisfied results, a newer product from GAT was selected. This product can also be used as a high-speed digital oscilloscope before the data acquisition software has been

developed and this is a great benefit for system diagnosis.

## 2.6. Selection of ADC Rate

Is it necessary to use the maximum ADC rate when digitizing a burst line image? Also, is it necessary to digitize every burst line images? These two questions are important and the answers also determine the image size.

**Resolution in Angular Direction:** Our earlier study (Maa and Ha, 2006) indicates that there is no need to scanning every radar burst lines. Therefore skip every other scanning line is used in the data acquisition.

**Resolution in Radial Direction:** Our earlier study (maa and Ha, 2006) suggested that a scanning rate of 20 to 30 MS/s is sufficient, and that is what we have in this study.

**Datafile Size:** For a distance of 2.5 km, a sampling rate of 30 MS/s, and an EM wave speed about  $3 \times 10^8$  m/s, the total number of data points collected per burst line would be  $2 * 2500 \text{ m} / 3 \times 10^8 \text{ m/s} * 30 \text{ MS/s} = 500$ . This means a data size of 1 KB (500 point x 2 byte/point), if stored in binary format.

For a half circle image with about 1100 burst line images, one radar image will take 1.1 MB for storage. Considering 32 radar images for data analysis, one measurement will produce an image file with size about 35 MB. In just one day, the total size of acquired image files will be around 1.7 GB, if operated at half hour interval. This implies that not all data file can be stored for long. Only analyzed data and these with severe sea data should be stored.

## 2.7. Blind Zone

When a radar antenna emitted signal, it cannot be used to receive the echoes. Depending on the model of radar, there is a block out time for receiving the echoes. Usually it may take about 100 to 200 ns to clear the residual and switched for receiving mode. Thus, a blind zone of 15 to 30 m ( $0.5 * \text{time delay} * 3 \times 10^8 \text{ m/s}$ ) is possible. Fortunately, this can be easily measured with the radar. Just look at the radar screen, and turning the nob for cursor control will let you read the blind distance directly from the radar screen.

## Chapter 3. Data Acquisition

Using a ShinDong modified Furuno FR1500 MK3 x-band radar, details of the radar image data acquisition are presented in this chapter.

### 3.1. System Control

The information presented in this section is for the automatic radar system control (Fig. 3-1). All the added hardware is placed inside the PC. The main control unit is a low cost (under \$20) micro-controller TEENSY 2 from [www.pjrc.com](http://www.pjrc.com). The functions of this micro-controller are (1) turn on the radar whenever the TEENSY 2 is activated to warm up the radar, (2) 4 minutes later, turn on radar antenna operation, (3) meanwhile, turn on the PC to do data acquisition, and (4) turn off the radar when the job is done after another 4 minutes. The schematic of this control is given in Chapter 2, and here the control software and other details are presented.

An Assembly program sets a digital I/O port high to turn on a 2n7000 transistor for switching a Nais TF2-5v Telcom relay (Fig. 3-1). This relay will close the circuit and provide a pulse to activate one of the first three functions mentioned in the previous paragraph. For turning off the radar, two digital I/O ports are required to set high. In general, the above settings are universal for all kinds of radar and PC. The only two concerns are the capability of a relay to handle the electrical current (and thus, the total power) required for the task. For example, the selected miniature relay (i.e., Nais TF2-5v Telcom relay) and the standby 5v DC are sufficient for the selected Furuno FR1500 MK3 radar. For a different radar model, even from the same manufacturer, the switches may be different, be sure to check this before using the current design.

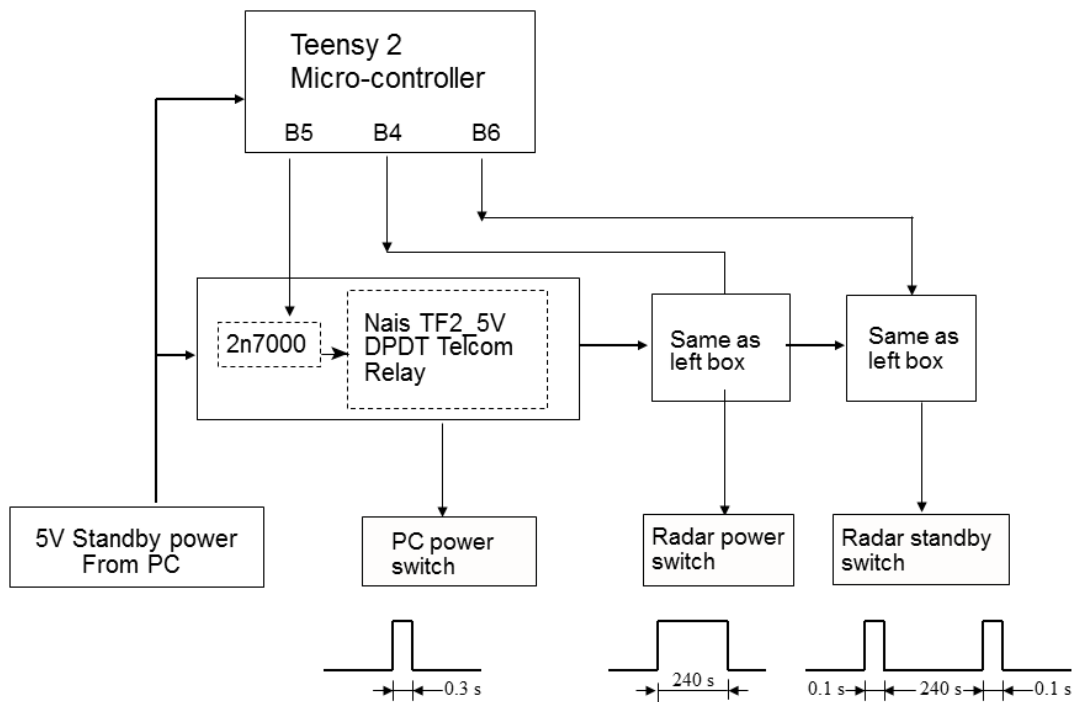


Fig. 3-1. System diagram for the micro-controller in the radar wave observation system. 5 volt pulses are used to control the on-off of PC, radar and the rotation of radar antenna.

### 3.2. Batch File for automatic operation of the system

After the PC was turned on, the Windows 7 operation system will run a startup program “radar.bat” automatically. This batch program should be saved in the “Startup” sub-folder, which is under the folder of “C:\Documents and Settings\Start Menu\administrator\.” This batch program contains the following commands

```

c:\radar\debug\killtime.exe
c:\radar\debug\radar_new.exe
Move *.h?? c:\radar_data\
Move *.b?? c:\radar_data\
Matlab -noFigureWindows -r “try; cd(c:\radar\M_files\radar_main.m’); catch; end; quit”
REM your FTP command
c:\radar\debug\killtime.exe
c:\radar\control\qsd -s

```

The first command executes a program “killtime” to let the PC idle for 5 seconds. The second command executes the radar image data acquisition. The results of this acquisition are four files: “RDmmdyy\_hr.hmn,” “RDmmdyy\_hr.bmn,” “radar\_log.txt,” and “Saved\_one.txt.” where “RD” in the filename stands for radar, these two character can be changed to mark a specific location. “mm”, “dd”, “yy”, “hr”, and “mn” are the integer number of the month, day, year, hour, and minutes when the data was acquired. The first “h” in the file type stands for an ASCII header file, and the first character “b” in the file type stands for a binary image data file. For example, “RD011213\_01.h01” and “RD011213\_01.b01” are the header file and the image file created on January 12, 2013, 01:01.

The contents in the header file (*i.e.*, the setup of A/D interface card, date and time, radar operation conditions, etc.) are in ASCII format and can be seen by using any text editor. The image file, however, is a binary file and can only be read by using a computer program. These two data files will be moved to another place in hard disk (e.g., c:\radar\_data\ ) for storage.

The file “radar\_log.txt” will keep records of all the header file name generated. The time and date for each file generated are also saved for administration uses.

“Saved\_one.txt” is a file that only contains the most currently generated header file name, as well as the data and time it was generated. This file will be open and read by the matlab main program “radar\_main.m” for processing data.

The next command is calling a Matlab program “radar\_main.m” for data analysis. This m file will open the file “Saved\_one.txt” in which there is only one line that contains the most current header filename and the date and time it was collected. After reading, the matlab program will open the header file, the binary file, to analyze the radar data, and save the line spectrum into hard disk.

Now it is time to use a FTP command to transfer the analysis results to a control center that may or may not at a near-by site. This command is not included in this batch file, but should be added easily once the local network environment is clear. After this, we give another 5 second for the computer to clean everything. The last command is an auto shutdown command. It will turn off the PC, and wait for the next “turn on” given by the micro-controller.

### 3.3. Signal wires for trigger and radar images

A marine x-band radar uses the same antenna for transmitting and receiving signals. These two kinds of signals are quite different in terms of power level. The transmitted signals usually have a power on the order of 6 to 75 Kilowatt (KW) for the xband marine radar. On the other hand, the received signals can be as low as milli-watt. Thus, a signal amplifier is needed to boost the received signal. In order to prevent the strong transmission signals to destroy the receiving amplifier, two devices called “duplexer” and “limiter” were installed between the antenna and the radar manufacturer’s receiving amplifier (Fig. 3-2). The duplexer changes to a high impedance device when a strong signal comes to it, and thus, blocks out the high power signals. Because there is a possibility that a signal coming from a near-by radar that is not strong enough to ignite the duplexer but strong enough to destroy the amplifier, a “limiter” is usually provided to limit the power that can go to the signal amplifier. The duplexer, limiter, amplifier and rectifier are all provided by the radar manufacturer, and thus, these are not the concerns of this project. The objective of this discussion is to point out where the echo signals can be picked up.

Physically, there are two units for a marine x-band radar: (1) the radar antenna and gear head unit, and (2) the control and monitor unit. Radar waves are actually generated in the 1st unit, but the control signals are generated in the 2nd unit. The echo signals are also detected in the 1st unit, but pass to the 2nd unit for processing. For this reason, there is a cable to connect these two units for signals to travel between them.



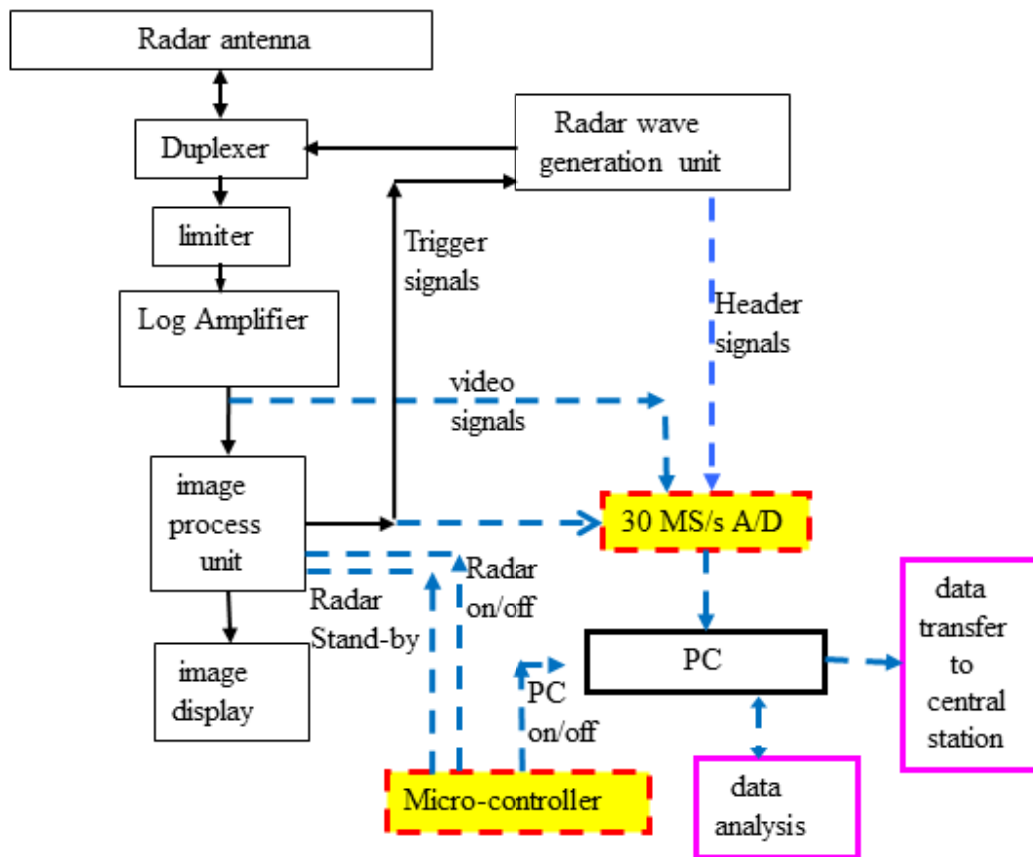


Fig. 3.2. A system diagram for the radar wave observation system. The colored lines and colored boxes mark the added hardware and software for the system. Dashed lines indicated how the signals/control were applied. Data analysis software is the same as that reported earlier, and thus, not duplicated. Data transfer is left for local network engineer to complete.

Two kinds of signals are needed for the radar image acquisition. The first kind of signals is for “when to start the ADC?” The second kind of signals is the radar echo signals that will be digitized. All these two kinds of signals are available from a radar control and monitor unit provided by the radar manufacturer.

The connectors that hook up the radar cable to the control and monitoring unit are the places to get these two kinds of signals (Fig. 3-3). Usually the echo signals are run in a coaxial cable (because the weak signals require isolation from other signal lines and power lines) that is bundled with others in the main

cable that connects the two radar units. It is relatively easy to find this line physically. The exact pin number on the connector for trigger signals that send to the antenna unit can be found from the user manual provided by the radar manufacture. For example, the yellow and black lines in Fig. 3-3 are for retrieving the trigger signals and ground for a Furuno 8251 marine radar. Although there are 4 wires in this picture, the other two wires are for the heading signals that may or may not be needed for this application. The above are general description that fits almost all radars. For this project, ShinDong Electronic has already picked these two wires and provide two connectors (marked as TX and video) for use.

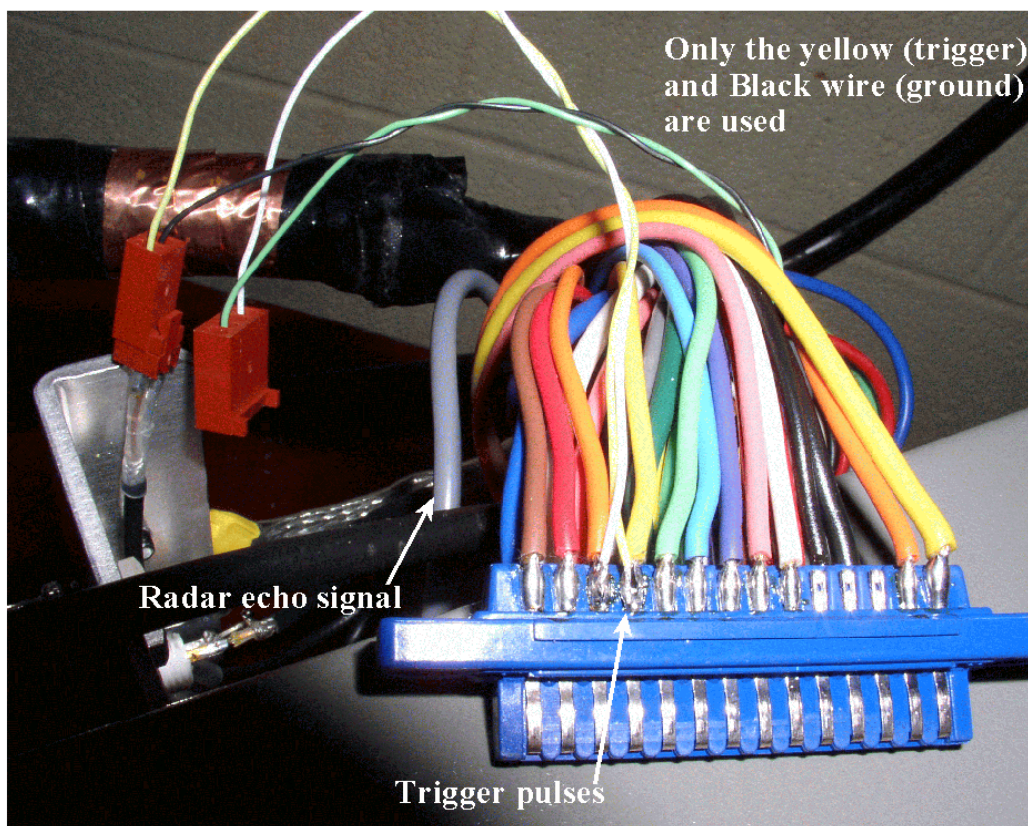


Fig. 3.3. Wires that soldered to the radar cable connector that goes to the radar control and monitoring unit for triggering signals. The echo signal wire in a coaxial cable is also marked. This example is for FURUNO FR8251 only.

### 3.4. C program for Radar Image Data Acquisition

In a high-speed ADC interface device, there are usually at least two input channels for digitization (Channel 1 or/and Channel 2), one channel for external trigger source, and one channel for auxiliary input. The radar echo images are fed into one of the input channel for digitization (e.g., Chan 1) and the radar trigger signals are fed into the channel for external trigger source. Because the capability of selecting a high input impedance (e.g., 1 M $\Omega$ ) for both of the channels, the hookup and splitting of these two signals will not affect the original signal strength.

On the base of an antenna unit for any marine x-band radar, there is a mark that points to the vessel's bow direction. Whenever, the a rotating antenna pass this bow mark, a pulse will be generated. This is call "heading pulse (HD)." The original purpose of this HD pulse is to mark the direction of a vessel's moving direction. For wave measurements, this HD pulse can be used to mark the starting direction of doing A/D. For this reason, the bow mark should be pointing a direction that is parallel to the shoreline.

In the C programming, the first task is to find when the HD pulse is generated. The time of generating this pulse means that the antenna is facing the shore parallel direction. This should be the time to start doing A/D to convert the radar echoes. To accomplish this task, the HD signal should be fed into channel 2 and use it as a trigger source to start doing A/D on channel 1, although there is no use for the digitized data. For this reason, there is no need to transfer the data from the A/D device to the PC for storage. Nevertheless, after triggered on Channel 2, it marks the time to change the settings for data acquisition.

Since the start of data acquisition program is not synchronized with the radar antenna rotation, the maximum possible duration for waiting the HD signal for mark the time of an antenna that pass the bow mark is no more than the required duration of the antenna to rotate one revolution, i.e., 1.4286s. For this reason, a time-limit of waiting for the HD trigger is set for 1.45 s. The above statement ensures that the program always starts to do ADC from the bow direction, which is determined when mount the radar antenna.

As mentioned before, the radar echoes are fed into channel 1, and the

trigger pulses generated from the x-band radar's mother board are fed into external trigger. The setting for data acquisition should be changed accordingly before doing the A/D.

The next step is to digitize radar image on the selected burst line images. It is mentioned in Chapter 2 that not all the 2142 burst lines are required to be digitized. To digitize every other burst line would have sufficient image resolution, and that is how the C program was coded.

A flow chart to show the main program flow is given in Fig. 3.4. In this figure, there are three processes that should be explained more, and these are given in Fig. 3-5 to Fig. 3.7. With the documentation in the above figures, it should be sufficient for readers to follow the C program codes.

When a radar was setup at the observation station, the elevation of radar antenna and the bow mark direction should be recorded. The bow mark direction, which will be used as the x axis in radar image process, will be used later for determine wave directions.

### 3.5. Radar Data emulator

Since the development of data acquisition program is carried out far away from the radar site. A signal generator that can reproduce these signals given in Fig. 2.1 would be necessary for checking the acquisition software. Besides these trigger pulses, a given signal (e.g., the 2 MHz sine waves given in Fig. 2.1c) that can be used to check the result of A/D conversion would be a necessary. For this reason, a radar data emulator was made to provide all the signals marked in Fig. 2.1. Two microcontrollers were used: a TEENSY 2 for the two kind of pulses, and a DS89C450 for the 2 MHz sine waves. This emulator is included in the package that deliver to KIOST for future uses, if necessary. There is no need for the operation manual because only an on-off switch is required.

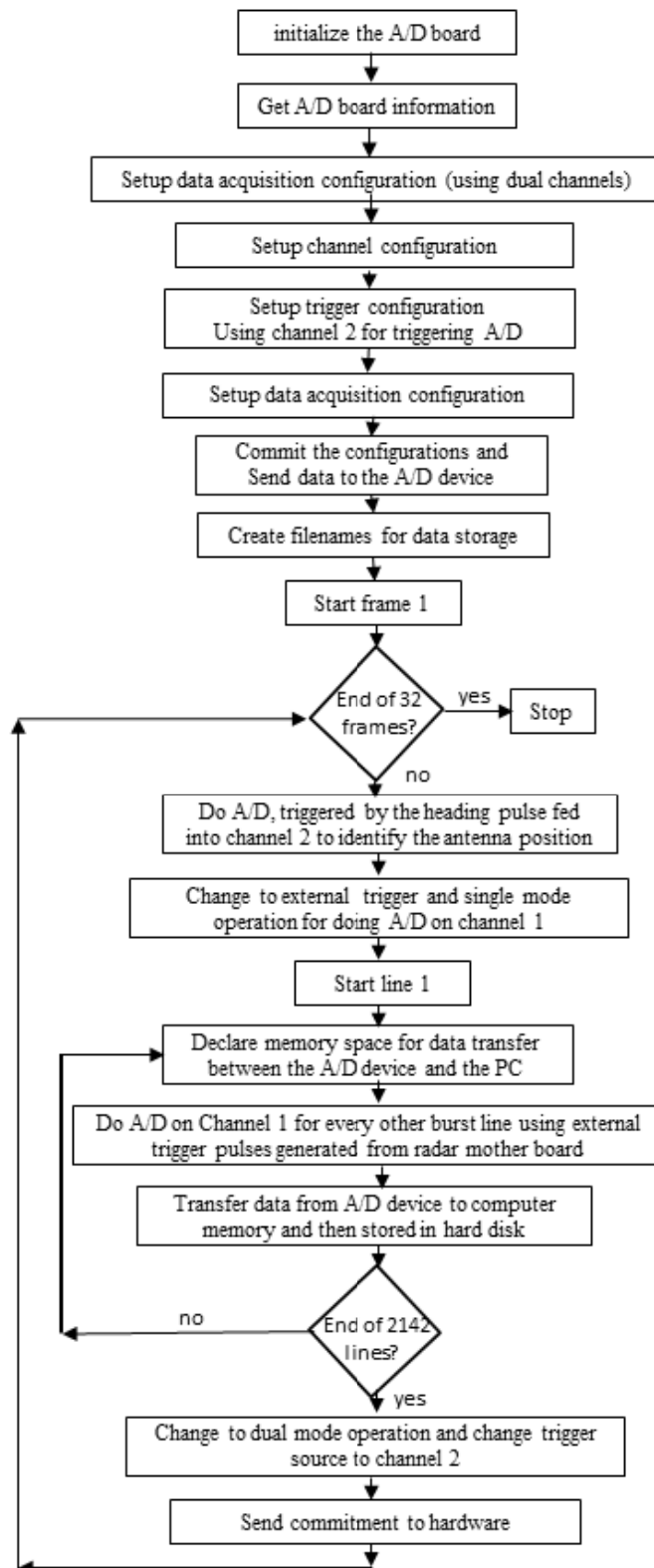


Fig. 3-4. A flow chart to show the main flow for data acquisition. Some major processes are further explained in Figs. 3-5 to 3-7

Setup data acquisition configuration (using dual channels)

```
AcquCfig.u32Size=sizeof(CSACQUISITIONCONFIG); //Assign the structure size
//Get the current configuration and only change these that needed to be changed.
i32Ret = CsGet(hSystem, CS_ACQUISITION, CS_CURRENT_CONFIGURATION,
              &AcquCfig);
if (CS_FAILED(i32Ret))
{
    CsGetErrorString(i32Ret, ErrorString, 255);
    printf("Cannot get CS_ACQUISITION Setting. message: %s\n", ErrorString);
    goto Stop;
}
//change the following parameters
AcquCfig.i64SampleRate = 30000000; //select sample rate as 30 MS/s
AcquCfig.u32ExtClk = 0; //0 means not use external clock
AcquCfig.u32Mode = 2; //A/D on 1: one channel; 2: 2 channels
//this value will be changed back & forth
AcquCfig.u32SampleBits = 12; //12 bits resolution
AcquCfig.u32SampleSize= 2; //12 bits requires 2 bytes to store it
npt=(long) (2.0*AcquCfig.i64SampleRate*meas_radius/3.0e8);
npt_32=(long) npt/32;
npt=32*(npt_32+1); //has to be multiple of 32, hardware required
AcquCfig.i64Depth=(long) npt;
AcquCfig.i64SegmentSize= npt;
printf("# of data points on 1 line = %d\n", AcquCfig.i64Depth);
//the next variable will be = 1.45 s first, in 100 nanosec unit, this is for identifying
// Bow Mark while in dual mode operation. It will be changed back & forth later
// for single / dual mode operation
AcquCfig.i64TriggerTimeout=14500000;
AcquCfig.i64TriggerDelay=0; //no delay
AcquCfig.i64TriggerHoldoff=0; //not hold data before triggering
AcquCfig.i32SampleOffset = 0; //no offset
```

Fig. 3-5. Details on setup of data acquisition configuration. Upper case phrases are reserved words from Gage Applied. Explanation of each command are given on right hand, after a double backslash.

Setup channel configuration

```
ChanCfg.u32Size=sizeof(CSCHANNELCONFIG); //Assign the structure size

//get the current parameters in Channel Configurations from driver and change
// these needed. If 3rd variable is 'CS_CURRENT_CONFIGURATION,' it means
// retrieved from hardware.
ChanCfg.u32ChannelIndex=1; //specify channel 1
i32Ret = CsGet(hSystem, CS_CHANNEL, CS_CURRENT_CONFIGURATION,
              &ChanCfg);
if (CS_FAILED(i32Ret))
{
    CsGetErrorString(i32Ret, ErrorString, 255);
    printf("Cannot get CS_CHANNEL settings\n");
    printf("message: %s\n", ErrorString);
    CsFreeSystem(hSystem); goto Stop;
}
ChanCfg.u32Term= 1; //uses DC coupling condition
ChanCfg.u32InputRange=10000; //in millivolt, from -5v to 5v
InputRange_A=ChanCfg.u32InputRange;
ChanCfg.u32Impedance=1000000; //input impedance, in ohm
ChanCfg.u32Filter=25000; //channel bandwidth, in khz.
ChanCfg.i32DcOffset=0; //in millivolt

//the following are for channel 2 configurations
ChanCfg.u32ChannelIndex=2; //specify channel 2
i32Ret = CsGet(hSystem, CS_CHANNEL, CS_CURRENT_CONFIGURATION,
              &ChanCfg);
if (CS_FAILED(i32Ret))
{
    CsGetErrorString(i32Ret, ErrorString, 255);
    printf("Cannot get CS_CHANNEL settings. message: %s\n", ErrorString);
    CsFreeSystem(hSystem); goto Stop;
}

ChanCfg.u32Term= 1; //DC coupling condition
ChanCfg.u32InputRange=20000; //in millivolt, from -10v to 10v
InputRange_B=ChanCfg.u32InputRange;
ChanCfg.u32Impedance=1000000; //input impedance, in ohm
ChanCfg.u32Filter=25000; //channel bandwidth, in khz.
ChanCfg.i32DcOffset=0; //in millivolt
```

Fig. 3-6. Details on setup of channel configurations.

Setup trigger configuration

```
TrigCfig.u32Size = sizeof(CSTRIGGERCONFIG); //fill in the size field
TrigCfig.u32TriggerIndex = 1; //use the 1st trigger engine
//for this application, only needs one
//Get the current values for the trigger so we don't miss anything
i32Ret = CsGet(hSystem, CS_TRIGGER, CS_CURRENT_CONFIGURATION, &TrigCfig);
if (CS_FAILED(i32Ret))
{
    CsGetErrorString(i32Ret, ErrorString, 255);
    printf("Cannot get CS_TRIGGER Setting. Message: %s\n", ErrorString);
    goto Stop;
}
TrigCfig.u32Condition = 1; //triggered when rising, positive slope
TrigCfig.i32Level = 20; //in % of the trigger signal range
TrigCfig.i32Source = 2; //set Channel 2 as the trigger source
//Trigger source will be changed back & forth between external(-1) & channel 2
TrigCfig.u32ExtCoupling= 1; //DC coupling
TrigCfig.u32ExtTriggerRange=10000; //full scale of Ext signal in millivolt
TrigCfig.u32ExtImpedance=2000; //it is fixed at 2k Ohm
```

Fig. 3-7. Details on setup of trigger configurations



## Chapter 4. Discussion and Conclusions

Details of the data acquisition program for X-band radar wave observation system have been reviewed. The possible improvements on hardware, the limitations of X-band radar wave measurement systems, and the other features that have not been addressed yet are presented in this chapter. The conclusions of this study are presented at the end.

### 4.1. Improvements needed on hardware

Most of the understandings of hardware requirements are given in Chapter 2, and others are discussed here.

**Stability of Antenna Speed:** In theory, successive radar images should have each pixel representing exactly the same physical locations. In other words, the location of any pixel in one image should be the same as the location of the corresponding pixel in other images. Marine x-band radars, however, may not have this kind of accuracy, and one should be aware of this fact when using radar data.

**Minimize Hardware Interference:** As pointed out early, the interference between other computer software (e.g., graphics, audio, networks, etc.) and the PCI or PCI-Express ADC device may cause a problem on radar data acquisition. This problem happened in our early study (Ma and Ha, 2006). To address this issue, all unnecessary software and hardware should be deleted. In a PC's BIOS setup, there are options to turn off devices. It is recommended that all the unnecessary devices, e.g., video, audio, USB, parallel, serial ports, and keyboard, should be off, and unnecessary hardware should be removed.

**Select the Minimum Radar Operation Range:** As mentioned in Chapter 2, the burst duration should be as short as possible to reduce echo image distortion in the radial direction. One should set this option back to minimum domain, e.g., 2500 m.

### 4.2. Limitations

A major limitation is caused by the antenna rotating speed of marine

X-band radars. The maximum rotating speed determines the temporal resolution. Because the Nyquist frequency is about 0.3 Hz ( $F_{nq} = 1/(2\Delta t)$ , and  $\Delta t = 1.42$  s), any signal that is larger than 0.25 Hz cannot be trusted.

The spatial resolution of radar images limits the selection of a sub-domain, which should not be too far away from the antenna. A reasonable radius distance would be between 0.6 and 2.5 km, if the antenna elevation is high enough. If the antenna elevation is low (e.g., less than 10 m), then the radius distance will be reduced significantly (e.g., 0.2 to 0.5 km).

#### 4.3. Other Features

It is documented that tidal current fields and the bathymetries can also be measured by this remote sensing technique (Bell, 1999; Prandle *et al.*, 2000; Kobayashi *et al.*, 2001; Gangeskar, 2002; Lee *et al.*, 2005; Wu *et al.*, 2005). Studies of the dynamic of nearshore bar crest locations using a marine X-band radar was conducted by Ruessink *et al.* (2002). A study on sand bar movement by using a small radar (6 kw) is under developing by McNinch (personal communication). The above statements demonstrate that there is a great potential of this remote sensing technique.

#### 4.4. Conclusions

1. Using marine X-band radars for wave measurements and others is a promising remote sensing technique.

2. A new data acquisition software that using Gage Applied's new high-speed A/D card, Oscar 4227, has been developed. This card, run on a PCI-express 8 slot, is much powerful when compared with the old A/D card, Compuscope12100. The function library and function calls are also complete new.

3. The output of this data acquisition software will produce four output files for the purposes of automatic data analysis.

4. A batch file that is used to automatically doing the radar control, the data acquisition, data process, result transfer, and shut down the operation every 30 minutes has also been developed.

## References

- Bell, P.S. 1999. Shallow water bathymetry derived from an analysis of X-band radar images of waves, *Coastal Engineering*, 37(3-4), 513-527.
- Borge, N.J.C., K. Reichert, J. Dittmer and W. Rosenthal. 1998. WaMoS II: a wave and current monitoring system, Presented at the COST 714 conference, Paris.
- Borge, N.J.C., K. Reichert and J. Dittmer. 1999. Use of nautical radar as a wave monitoring instrument, *Coastal Engineering*, 37, 331-342.
- Borge, N.J.C. and C.G. Soares. 2000. Analysis of directional wave fields using X-band navigation radar, *Coastal Engineering*, 40, 375-391.
- Gangeskar, R. 2002. Ocean current estimated from x-band radar sea surface images, *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 40(4), 783-792.
- Kobayashi, T., A. Kawai, M. Koduka and T. Yasuda. 2001. Application of nautical radar to the field observation of waves and currents. In: *Ocean Wave Measurement and Analysis*, Edge B.L. and J. M. Hemsley (eds.), ASCE, Reston, VA. USA.
- Krogstad, H.E., J. Wolf, S.P. Thompson and L.R. Wyatt. 1999. Methods for intercomparison of wave measurements, *Coastal Engineering*, 37, 235-257.
- Lee, J.H., S. Takewaka, T. Sakai and S. Takano. 2005. Use of X-band radar for wave and beach morphology analysis, *Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering*, World Scientific Publishing, 3, 2681-2693.
- Prandle, D., J.C. Hargreaves, J.P. McManus, A.R. Campbell, K. Duwe, A. Lane, P. Mahnke, S. Shimwell and J. Wolf. 2000. Tide, wave and suspended sediment modeling on an open coast—Holderness, *Coastal Engineering*, 41, 237-267.
- Ruessink, B.G., P.S. Bell, I.M.J. Van Enckevort and S.G.J. Aarninkhof. 2002. Nearshore bar crest location quantified from time-averaged X-band radar images, *Coastal Engineering*, 45, 19-32.
- Wolf, J. and P.S. Bell. 2001. Waves at Holderness from X-band radar, *Coastal Engineering*, 43, 247-263.
- Wyatt, L.R., S.P. Thompson and R.R. Burton. 1999. Evaluation of high frequency radar wave measurement, *Coastal Engineering*, 37, 259-282.

Wyatt, L.R., J.J. Green, K.-W., Gurgel, J.C. Nieto Borge, K. Reichert, K. Hessner, H. Gunther, W. Rosenthal, O. Saetra and M. Reistad. 2003. Validation and intercomparisons of wave measurements and models during the EuroROSE experiments, *Coastal Engineering*, 48, 1-28.

Valenzuela, G.R. 1978. Theories for the interaction of electromagnetic and ocean waves: A review, *Boundary Layer Meteorology*, 13, 61-85.

Wu, L.C., D.J. Doong, C.C. Kao, and C.M. Tseng. 2005. Wave and Current Fields Extracted from Marine Radar Images, *Proceedings of the Fifth International Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis (WAVES 2005)*, paper No. 15, Jul 3~7, Madrid, Spain, 2005

Young, I.R., W. Rosenthal and F. Ziemer. 1985. A three-dimensional analysis of marine radar images for the determination of ocean wave directionality and surface currents. *Journal of Geophysical Research*, 90(C1), 1049-1059.

부 록

# 연안침식 모니터링 매뉴얼

- 초 안 -

2014. 2.

한국해양과학기술원



# 목 차

<b>1. 서론</b> .....	<b>1</b>
1.1 연안침식 모니터링 매뉴얼의 필요성 및 목적 .....	1
1.2 연안침식 모니터링 매뉴얼의 구성 .....	2
<b>2. 모니터링 설계</b> .....	<b>3</b>
2.1 모니터링 항목 및 범위 .....	3
2.2 예비조사 .....	4
2.3 사전조사 .....	7
2.4 조사측선 .....	7
2.5 모니터링 기준점 설정 .....	9
<b>3. 연안지형 모니터링 시스템 및 자료획득</b> .....	<b>10</b>
3.1 위치정보 시스템 .....	10
3.2 해변지형 모니터링 시스템 및 자료획득 .....	16
3.3 해저지형 모니터링 시스템 및 자료획득 .....	20
<b>4. 물리환경 모니터링</b> .....	<b>30</b>
4.1 파랑 모니터링 .....	30
4.2 조석 모니터링 .....	30
4.3 연안류 모니터링 .....	30
<b>5. 자료처리 및 관리</b> .....	<b>30</b>
5.1 연안지형 모니터링 자료처리 .....	30
5.2 물리환경 모니터링 자료처리 .....	37
5.3 자료정리 및 관리 .....	38
<b>6. 참고문헌</b> .....	<b>39</b>

# 그림 목 차

그림 1. 점차 가속화 되고 있는 동해안의 연안침식 (경북 울진군 봉평해수욕장) .....	1
그림 2. 연안침식 모니터링 매뉴얼 구성도 .....	2
그림 3. 국토지리정보원의 지오이드 서비스 홈페이지 .....	6
그림 4. 국토지리정보원의 육해상 높이값 연계 서비스 홈페이지 .....	6
그림 5. 해빈지형 측선간격별 체적차이를 계산하기 위한 3차원 지형도 .....	8
그림 6. 측선간격별 체적차이 .....	9
그림 7. RTK-GPS의 기준국과 이동국 모식도 ( <a href="http://www.novatel.com/">http://www.novatel.com/</a> ) .....	10
그림 8. RTK-GPS의 기준국(좌측)과 이동국(우측) 구성 .....	11
그림 9. RTK-GPS의 기준국과 증폭기 .....	12
그림 10. RTK-GPS 이동국 (해빈지형조사의 RTK-GPS backpack 시스템) .....	13
그림 10. Geodetic parameter 셋팅 .....	14
그림 11. Hardware 셋팅 .....	15
그림 12. GPS Setup .....	15
그림 13. 해빈지형 모니터링 방법 .....	16
그림 14. 보조측선에서의 RTK-GPS backpack과 RTK-GPS 정지측정의 차이 .....	18
그림 15. HYPACK survey window .....	19
그림 16. 해저지형 모니터링 시스템의 구성 .....	20
그림 17. 해저지형 모니터링 시스템의 장착 장비 .....	21
그림 18. Single-beam을 장착한 KOSE (KIOST Ocean Surf Explorer) .....	21
그림 19. 해저지형조사 모식도 .....	22
그림 20. RTK tide 보정법에 대한 개념도 .....	23
그림 21. 조위값을 이용한 조석보정(좌측)과 RTK tide 보정법 적용(우측) 예 .....	24
그림 22. 조위값을 이용한 조석보정(좌측)과 RTK tide 보정(우측)의 오차 비교 .....	24
그림 23. 해빈지형과 RTK tide 보정법을 적용한 해저지형의 오차 .....	25
그림 24. 연안이 지오이드고 분포 (국토지리정보원) .....	26
그림 25. KTD 파일에서 K-N값을 계산하는 경우 .....	27
그림 26. 지오이드 모델에서 N값을, KTD 파일에서 K값을 계산하는 경우 .....	27
그림 27. 지오이드 모델에서 N값을, K값은 일정한 값으로 지정 .....	28
그림 28. K-N값을 일정하게 지정 .....	28
그림 29. HYPACK hardware setting (해저지형 모니터링) .....	29



그림 30. Single beam editor의 Read Parameter 중 offsets 탭 .....	31
그림 31. Single beam editor의 Read Parameter 중 GPS Pre-Filter 탭 .....	32
그림 32. Single beam editor의 Read Parameter 중 Advanced 탭 .....	32
그림 33. Single beam editor (해빈지형 자료처리)의 Profile window .....	33
그림 34. 음속보정을 위한 Correction 창 .....	34
그림 35. Single beam editor의 Read Parameter 중 Selections 탭 .....	34
그림 36. Single beam editor (해저지형 자료처리)의 Profile window .....	35
그림 36. Roll에 의한 수심의 보정값 적용 모식도 .....	36
그림 37. 실제 해저지형조사에서 roll과 pitch에 따른 보정값 .....	37
그림 38. 좌표변환을 이용하여 생성된 격자자료의 왜곡현상 제거 .....	38
그림 39. 자료관리를 위한 폴더 사용의 예 .....	38

## 표 목 차

표 1. 해빈조사 방법별 수직오차 및 효율성 비교 .....	17
표 2. 수심별 roll 각도에 따른 보정값 (빔각이 6도일 때) .....	36



# 1. 서론

## 1.1 연안침식 모니터링 매뉴얼의 필요성 및 목적

연안은 바다와 육지가 만나는 경계지역을 의미한다. 원자력발전소, 조선, 시멘트 등 기간산업이 연안지역에 집중되어 있으며 수산업, 레저 등 경제적인 측면에서 연안지역 개발 및 보존의 중요성이 증대되고 있다. 하지만, 지구 온난화에 의한 해수면 상승, 파랑, 연안류의 변화, 퇴적물 이동 등 여러 복잡한 해양환경요소들의 상호작용과 항만, 방파제 등의 인공구조물 건설과 같은 인위적 요소에 의하여 지형, 퇴적물 이동, 해류순환, 생태계 등과 같은 연안환경이 계속 변화하고 있으며 연안활동에 심각한 영향을 주고 있다.

연안에서의 침식과 퇴적은 장기간에 걸쳐서 반복하여 나타나며 결국 균형을 이루게 된다. 하지만 연안침식은 자연적인 원인(해수면 변동, 이상기후, 태풍의 빈도 증가 등) 또는 인공적인 원인(인공구조물의 설치, 모래 준설 및 채취, 댐과 보와 같은 인공구조물에 의한 강으로부터의 퇴적물 공급 감소 등)에 의하여 균형이 깨져 지속적으로 침식이 발생하는 것이다. 연안침식은 일시적으로 나타나는 현상이 아니라 오랜 기간 동안 축적되어 나타나는 현상이므로 지속적인 관측 및 분석이 필요하다. 이러한 연안침식은 가속화되어 국가적으로 심각한 문제로 대두되고 있다(그림 1).



그림 1. 점차 가속화 되고 있는 동해안의 연안침식 (경북 울진군 봉평해수욕장)

연안침식을 연구하기 위하여 일정한 방법에 의한 지속적인 모니터링이 반드시 수행되어야만 한다. 하지만 국내에서는 이러한 연안침식 모니터링을 위한 기법에 대한 가이드라인이 없어

신뢰성이 검증되지 않은 여러 가지 방법으로 조사가 수행되고 있는 실정이다.

연안침식 모니터링 방법은 효율성과 신뢰성이 바탕이 되어야 한다. 연안침식은 국내 모든 연안에서 가능한 일이며, 광범위한 연안에서 연안침식 모니터링을 수행하기 위해서는 적은 시간에 최소한의 인원을 가지고 넓은 지역에 대한 조사가 가능한 방법을 선택하고 장기간의 모니터링에서 일정한 방법으로 신뢰성 있는 자료를 획득하는 것이 가장 중요하다.

따라서 연안침식 모니터링에 대한 표준화된 매뉴얼은 연안침식을 조사하고 연구하는 데 있어서 반드시 필요하다. 또한 새로운 장비와 기술의 발달로 인하여 주기적인 업데이트를 통하여 지속적으로 수정을 통하여 완성해 나가야 한다.

## 1.2 연안침식 모니터링 매뉴얼의 구성

연안침식 모니터링 매뉴얼에서는 모니터링 설계, 연안지형 모니터링 시스템 및 자료획득, 물리환경 모니터링 시스템 및 자료획득, 자료처리 및 관리에 대한 내용으로 구성되어 있다(그림 2). 모니터링 설계 부분에서는 모니터링 항목, 모니터링 범위, 사전조사 그리고 모니터링 기준점 설정에 대한 내용을 다루었다. 모니터링 시스템 및 자료획득은 연안지형 부분과 물리환경 부분으로 나누었으며, 2013년 매뉴얼 초안에서는 연안지형 모니터링만을 기술하였다. 이들에 대한 자료처리와 자료관리 및 보관에 대한 부분은 후반부에서 다루었다. 본 매뉴얼에서는 모니터링 시스템 설정과 자료획득, 그리고 자료처리에 대한 설명을 HYPACK 프로그램을 이용한 설정으로 설명을 하고자 한다.

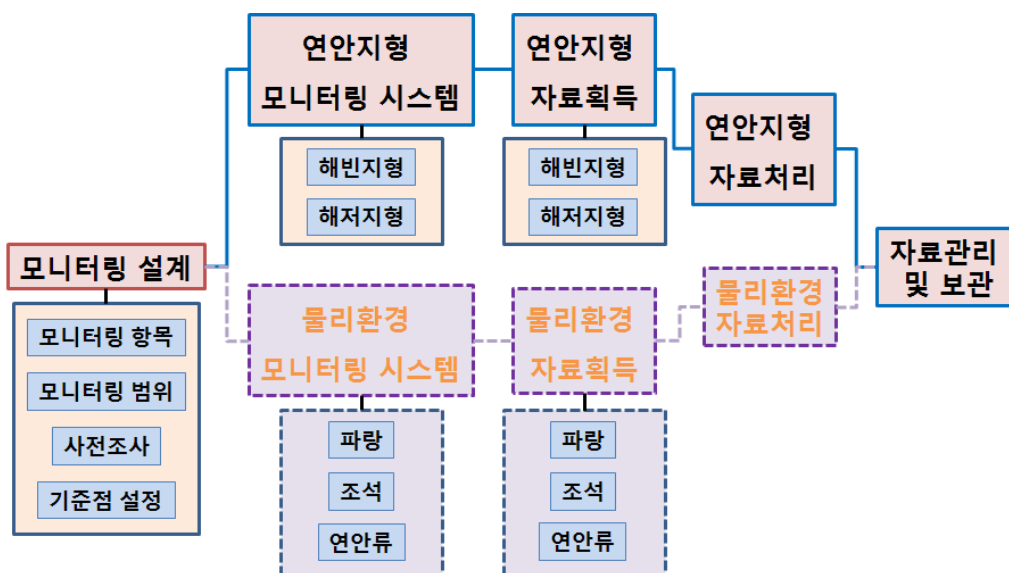


그림 2. 연안침식 모니터링 매뉴얼 구성도

## 2. 모니터링 설계

### 2.1 모니터링 항목 및 범위

#### 2.1.1 모니터링 항목

연안침식 모니터링은 크게 연안지형과 물리환경 두 부분으로 나누어 수행되어진다. 연안지형은 해빈지형 모니터링과 해저지형 모니터링으로 나누어지며, 물리환경은 파랑 모니터링, 조석 모니터링, 연안류 모니터링으로 나누어진다. 이들 중 연안지형은 직접적인 변화를 관측하여 퇴적물의 변화를 수치화할 수 있어 연안침식에 의한 해빈지형과 해저지형의 변화를 직접 확인할 수 있다. 물리환경의 경우 연안침식에 영향을 줄 수 있는 환경적 요인으로 파랑, 조석, 연안류 등에 의하여 연안지형의 변화와 연계하여 분석할 수 있다.

#### 2.1.2 모니터링 시간적 범위

연안지형의 경우 지속적인 관측이 불가능하므로 주기를 정하여 관측을 해야만 한다. 또한 연안지형에 영향을 주는 이벤트 전후에 따라 연안지형변화가 크므로 이에 대하여 고려해야만 한다. 하지만 연안지형조사 중 해저지형조사는 현장상황(파고, 바람 등)에 의하여 영향을 받으므로 이벤트 전과 후에 조사할 가능성이 많지 않다. 따라서 일정한 주기로 조사를 하여 이들의 영향에 의한 연안지형변화를 모니터링 하는 것이 중요하다. 하지만 이들 주기를 정하기 위해서는 일단위 또는 주단위의 조사를 통하여 연안지형변화를 분석해야 하며, 이에 대해서는 추가적인 분석을 통하여 제시하도록 하겠다. 본 연구에서는 1개월 단위의 연안지형조사를 실시하였으며, 파고 높은 겨울철(11월 ~ 2월) 사이의 조사는 수행하지 못하였다.

물리환경 모니터링은 장비계류를 하여 장기간 지속적인 관측이 가능하므로 주기적인 관측이 필요하지 않으나 자료의 관리를 위하여 주기적으로 장비에 대한 유지/보수가 필요하다.

#### 2.1.3 모니터링 공간적 범위

연안침식이란 퇴적물의 이동과 직접적인 연관이 있으므로 연안침식 모니터링에서의 공간적 범위는 퇴적물의 이동 가능범위와 연관이 있다. 해안선에 평행한 방향으로의 퇴적물이 이동 가능한 범위로 구간을 정해야만 한다. 기본적으로 하나의 해빈을 모니터링의 공간적 범위로 설정하며, 중간에 돌출된 암반 또는 인공구조물이 있더라도 퇴적물의 이동이 가능할 때 구분을 하지 않는다. 해안선에 수직인 방향에서 육지방향에서는 퇴적물의 이동이 가능한 곳(해안도로, 호

안 등)까지를 모니터링 구역으로 설정한다. 이때 육지방향으로 정해진 구역의 끝부분은 해빈지형 모니터링의 기준점으로 활용이 된다. 바다방향으로는 퇴적물이 이동하지 않는 수심까지를 모니터링 구역으로 설정한다. 해저지형에서 퇴적물이 이동하지 않는 수심을 closer depth라고 하는데 이에 대해서는 정해진 수심은 없다. 이는 해저의 퇴적물은 얼마나 큰 이벤트에 의하여 이동하는가에 대한 문제로 모니터링 기간이 길어 큰 이벤트에 의하여 해저의 퇴적물이 이동했을 경우 closer depth는 깊어질 수 있는 것이다. 본 연구에서는 수심 10 m를 기준으로 모니터링 범위를 정하였으며, 현재 closer depth에 대한 판단을 위하여 4개의 측선을 수심 20 m까지 모니터링 중에 있다. 향후 매뉴얼 수정본에서 이에 대한 분석을 통한 결과를 반영할 계획이다.

## 2.2 예비조사

조사지역이 선정이 되면 본조사에 들어가기 전 다음과 같은 사항을 미리 준비하여야 한다.

- 1) 지도(해도, 육상지도) 및 항공사진
- 2) 측량기준점 및 기본수준점(TBM)
- 3) 지오이드 모델
- 4) 현장접근성

### 2.2.1 지도 및 항공사진

해도는 UTM 좌표계로 되어 있으며, 대략적인 수심분포가 나와 있어 해저지형조사에 대한 계획을 세울 때 참고를 할 수가 있다. 육상지도는 해도에 비하여 정확한 해안선에 대한 정보를 가지고 있어 해안선의 형태와 위치를 참고하기 위해서는 이를 활용하는 것이 좋다. 육상지도의 경우 TM 좌표계로 되어 있는데 2010년 이전에 제작된 것은 투영원점에 대한 가수값(false easting, false northing)이 각각 200000, 500000으로 2010년 이후의 가수값인 200000, 600000과 다르므로 UTM 또는 경위도와 같은 다른 좌표계로 변환시 유의하여야만 한다. 현재 모든 육상지도는 세계측지계(GRS80)를 기준으로 작성되어 있으나 2010년 이전 TM 좌표계의 지도 중 한국측지계(Bessel 타원체)로 사용된 것이 있으니 확인을 하고 사용하길 바란다. 한국측지계에서 세계측지계로 변환할 때 일반적으로 사용하는 좌표변화 프로그램에서는 10.405초 보정값을 넣어야만 한다.

선으로만 표시되어 있는 해도 및 육상지도로 판별할 수 없는 조사지역의 현황을 파악하기 위하여 항공사진을 참고하여야만 한다. 항공사진을 통하여 해저면에서의 암반의 위치, 암초의

위치 등을 판별할 수 있다. 정확한 위치판별을 위하여 위치정보를 포함하지 않는 사진형태의 항공사진에 대하여 원격탐사 분석프로그램인 ArcGIS, ERMapper, ERDAS 또는 Global Mapper 들을 사용하여 geo-rectification 기법을 적용시킨다. 이때 지리정보를 포함하는 Geo-tif 파일 포맷으로 바꾸는 작업을 수행한다. 좌표계의 통일을 위하여 UTM 좌표계로 변환한다. 국토지리정보원에서 제공하는 과거의 항공사진들을 이용하여 주변 인공구조물의 설치 현황 및 해안선 변화에 대한 정보를 얻을 수 있다. 최근 포털사이트(네이버, 다음) 및 항공사진 제공 사이트들에서도 정밀한 항공사진을 볼 수 있다.

### 2.2.2 측량기준점 및 기본수준점

조사지역 주변의 측량기준점은 국토지리정보원(<http://www.ngii.go.kr/>)의 국가기준점발급서비스(<http://nbns.ngii.go.kr/gcp2/>)를 통하여 검색할 수 있다. 통합수준점의 경우 조서에 타원체고, 지오이드고, 표고 및 위경도 값에 대한 정보가 수록되어 있다. 이들 정보는 3.1 위치정보 시스템에서 설명하게 될 RTK-GPS의 기준국 설치를 위한 유용한 정보이다.

기본수준점(TBM: Tidal Bench Mark)은 국립해양조사원(<http://www.khoa.go.kr/>)의 해양관측/예보 페이지 중 기본수준성과표에서 검색이 가능하다. 조화상수 및 비조화상수에 대한 정보가 성과표에 기재되어 있으며, IMSL(인천 평균해수면)과의 높이 상대차에 대한 정보도 포함되어 있다.

### 2.2.3 지오이드 모델

지오이드는 평균해수면에 가장 가까운 등포텐셜면으로 표고는 평균해수면으로부터의 연직 거리 즉, 지오이드로부터의 연직거리로 정의된다(국토지리정보원 <http://www.ngii.go.kr/>). 전세계 지오이드 모델인 EGM2008이 사용되어져 왔으나 2013년부터 국토지리정보원의 국가수직연계 홈페이지(<http://www.ngii.go.kr/geoid/>)에서 한국형 지오이드 모델인 KNGeoid13을 제공하고 있다(그림 3). 이 홈페이지에서는 지오이드 모델뿐만 아니라 육해상 높이값 연계 서비스를 통하여 인천 평균해수면(IMSL), 지역별 평균해면(LMSL) 그리고 기본수준면(LDL)의 상대 높이차를 제공함으로써 이들 간의 변환이 가능하도록 하였다(그림 4).

지오이드 모델이 중요한 이유는 해빈지형과 해저지형조사에서의 수직 기준점을 지오이드로 통일하여 육해상의 높이값을 연계하여 사용할 수 있으며, GPS를 이용하여 타원체고를 측정한 후 타원체고에서 지오이드까지의 거리(지오이드 모델)를 빼면 다른 측량을 하지 않고 지오이드고로 환산할 수 있다는 장점이 있다.



### 포인트(Point) 입력

HOME > 수직기준 변환 서비스 > 지오이드 서비스 > 포인트 입력

**1. 기능선택**

KNGeoid13  
 EGM08

**2. 위도/경도 입력**

단위  도/분/초 (예시-38도 47분 4.272초)  도 (예시-38.78452)

위도  도

경도  도

타원체고  m

입력범위 : 위도 34°~39°, 경도 129°~123.5°

> 실행

**3. 결과확인**

지오이드고

26.090 m

그림 3. 국토지리정보원의 지오이드 서비스 홈페이지



### 포인트(Point) 입력

HOME > 수직기준 변환 서비스 > 육·해상 높이값 연계서비스 > 포인트 입력

**1. 위도/경도 입력**

단위  도/분/초 (예시-38도 47분 4.272초)  도 (예시-38.78452)

위도  도

경도  도

입력범위 : 위도 32°~39°, 경도 124°~131°

> 실행

**2. 결과확인**

IMSL = 인천만 평균해면 / LMSL = 지역별 평균 해면 / LDL = 기본수준면

**IMSL - LMSL = 0.470 m**

IMSL > LMSL

[+] 값일 경우 IMSL이 LMSL보다 높은 것을 의미, [-] 는 반대, 육상 표고에서 이 값을 더하면 LMSL상 높이로 변환됩니다.

**IMSL - LDL = 0.160 m**

IMSL > LDL

[+] 값일 경우 IMSL이 LDL보다 높은 것을 의미, [-] 는 반대, 육상 표고에서 이 값을 더하면 LDL상 높이로 변환됩니다.

**LMSL - LDL = 0.310 m**

LMSL > LDL

[+] 값일 경우 LMSL이 LDL보다 높은 것을 의미, [-] 는 반대, LMSL상 높이에 이 값을 더하면 LDL상 높이로 변환됩니다.

그림 4. 국토지리정보원의 육해상 높이값 연계 서비스 홈페이지



## 2.2.4 현장접근성

조사지역의 현장접근성은 연안침식 모니터링의 효율적인 면에서 가장 중요한 요소이다. 하지만 국내 연안의 대부분은 램프시설이 되어 있지 않아 해저지형 모니터링 시 직접 조디악과 같은 소형보트나 제트스키를 바다로 내리고 올리는 것이 쉽지 않다. 따라서 조사지역 주변 항구의 위치를 파악해 놓는 것이 좋다. 해빈의 경우도 해수욕장으로 활용되는 해빈을 제외하고는 군사지역으로 되어 있는 경우 또는 도로에서 멀리 떨어져 있는 경우도 있어 사전에 현장에 가는 방법에 대하여 대책을 마련해 놓아야 한다. 모니터링에 앞서 앞에서 언급한 항공사진으로 확인하고 사전조사로 미리 알아보는 것이 좋다.

## 2.3 사전조사

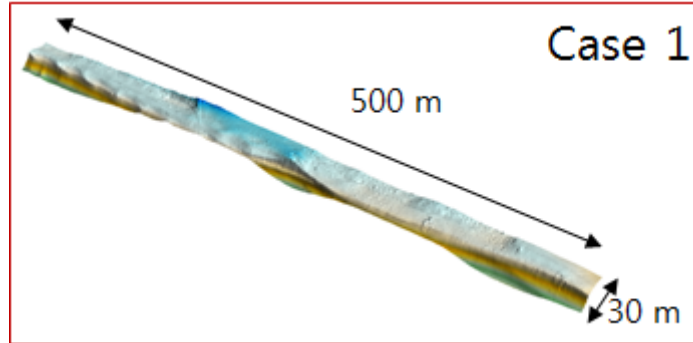
예비조사를 통하여 얻은 현장정보를 바탕으로 본조사에 들어가기에 앞서 조사해역에 대한 정보를 수집을 해야만 한다. 지도와 항공사진 등으로 확인을 했더라도 이들 정보는 간접정보이므로 현장여건 및 연안지형이 상이할 수 있기 때문이다. 현장접근성과 더불어 하루 이내에 충분히 조사할 수 있는 분량으로 개략적인 해빈지형과 해저지형을 조사하는 것이 좋다. 이때 해빈지형 모니터링의 경우 변하지 않는 지역(해변도로, 계단 등)으로 모니터링 기준점을 설정할 수 있도록 육지방향으로의 측선범위를 정해야만 한다. 해저지형 모니터링의 경우 대략적인 수심을 알 수 있도록 해도의 수심정보를 바탕으로 사전조사 계획측선을 설정한다. 사전조사에서는 해도의 해저지형과 실제 해저지형과 일치하는 지 파악하며 본조사에서 피해야 할 돌출암반 또는 암초 등의 위치를 미리 파악하여 지도에 표시한다. 또한 해저 암반 분포지역을 조사하여 해저지형 모니터링에서 모니터링 기준점으로 사용한 측선을 조사한다. 이렇게 사전조사를 통하여 얻어진 정보는 조사측선 계획 및 모니터링 기준점에 사용된다.

## 2.4 조사측선

연안지형 모니터링의 목적은 퇴적물 양의 변화를 모니터링 함으로써 침식의 정도를 장기적으로 관측하는 것이다. 따라서 각 시기별 해빈과 해저의 체적변화를 정확하게 산정해야만 한다. LiDAR 또는 멀티빔을 이용하여 해빈과 해저의 3차원 지형자료를 얻으면 체적을 정확하게 산정할 수 있으나 고가의 장비이므로 모든 조사지역에 적용하는데 한계가 있다. 따라서 측선조사로 얻어진 자료를 이용하여 체적을 구하기 위한 최적의 측선간격을 정하는 것이 필요하다.

이를 위하여 LiDAR를 이용하여 측정한 500 x 30 m의 3차원 고정밀 해빈지형을 이용하였다(그림 5). 이때 지형의 차이를 보이는 3가지 경우에 대하여 측선간격을 10 ~ 100 m로 측선을

설정하였다.



(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3

그림 5. 해빈지형 측선간격별 체적차이를 계산하기 위한 3차원 지형도

각 측선간격별로 체적을 계산하고 LiDAR의 3차원 지형자료로 구한 체적을 실제 체적값으로 가정한 후 두 값과의 차이를 그림 6에 도시하였다. 그림 6에서 보는 바와 같이 측선간격이 60

m 보다 작을 때를 일정한 값을 보이다가 그 이후에 400 m<sup>3</sup> 이상으로 갑자기 커지는 것을 볼 수 있다. 또한 RTK-GPS backpack system의 전체 오차인 ±2.6 cm에 대한 체적오차 780 m<sup>3</sup> (500 m x 30 m x 0.052 m = 780 m<sup>3</sup>) 보다 커지게 된다. 따라서 해안선에 수직인 조사측선의 간격은 60 m 이내로 정한다. 이때 해빈지형과 해저지형 모니터링 측선은 하나의 연안지형 단면도가 나올 수 있게 일치하도록 계획한다. 해안에 수직인 조사측선의 검증과 체적계산의 오차를 줄이고 berm crest, beach cusp 등과 같은 해안선에 평행한 지형의 변화를 반영하기 위하여 해안선에 평행인 측선도 계획하여 조사해야만 한다.

측선이름은 UJ\_SL01과 같이 앞쪽 두 글자는 지역명에 대한 약자로 표기하고 “\_”로 구분한 후 측선 이름을 예시와 같이 표기한다.

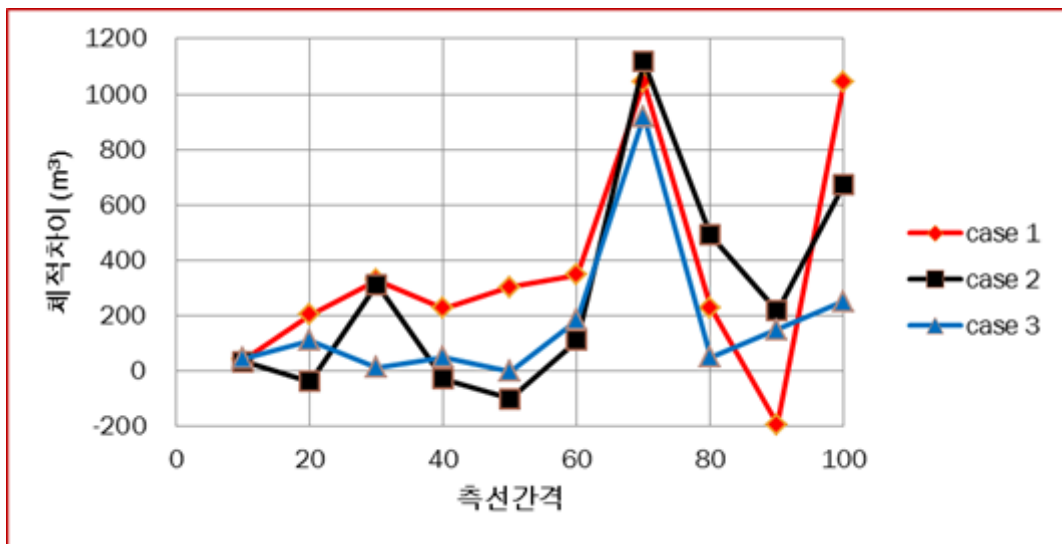


그림 6. 측선간격별 체적차이

## 2.5 모니터링 기준점 설정

지형변화에 대한 모니터링은 일정한 기준에 대한 변화를 장기적으로 관측하는 것이다. 따라서 모니터링을 수행할 때 비교가능한 기준점이 있어야만 한다. 해빈의 경우 육지방향으로 변하지 않는 점(해안도로 또는 계단 등)을 측선의 시작점으로 지정하여 해빈지형에 대한 기준점으로 사용한다. 이러한 기준점은 모든 측선에서 설정하여 놓는 것이 좋다. 해저지형의 경우 사전 조사에서 파악한 수중 암반지역을 모니터링 기준점으로 설정하고 측선을 계획한다. 매번 해저지형 조사 시 기준측선을 여러 차례 왕복하여 각 조사시기별 해저지형값을 검증하고 보정하는데 사용한다.

### 3. 연안지형 모니터링 시스템 및 자료획득

#### 3.1 위치정보 시스템

해빈지형을 조사할 때 조사점의 위치정보(x, y)를 획득하기 위하여 광파기 또는 GPS(Global Positioning System)를 가장 많이 사용한다. 광파기의 경우 해빈지형조사만 가능하며 해저지형 조사에서는 사용이 불가능하다. 본 매뉴얼에서는 해저지형과 해빈지형 모니터링이 둘 다 가능하며, GPS 측량기기 가장 높은 정확도를 가지고 있는 RTK-GPS(Real-time Kinematic Global Positioning System)를 이용하도록 하겠다. RTK-GPS는 수 cm 단위의 정확도를 가지고 있어 해저지형 모니터링에서 RTK tide 보정법을 사용할 수 있다.

##### 3.1.1 RTK-GPS 개요

RTK-GPS는 기존의 DGPS (Differential GPS)보다 정확한 위치정보를 획득할 수 있는 측량기기이다. RTK-GPS는 기본적으로 기준국과 이동국으로 구성되어 있다(그림 7). 기준국은 정확한 위치정보 (x, y, z)를 알고 있는 기지점에 설치가 되며, GPS 안테나로부터 수신된 위치정보와 기지점의 위치정보와의 차이를 모뎀을 통하여 송신하는 역할을 한다. 이때 기준국에서 송신된 보정값은 이동국에서 수신하게 되며, 이동국의 GPS 안테나에서 수신된 위치정보를 보정하여 이동국의 정확한 위치정보를 얻게 된다.

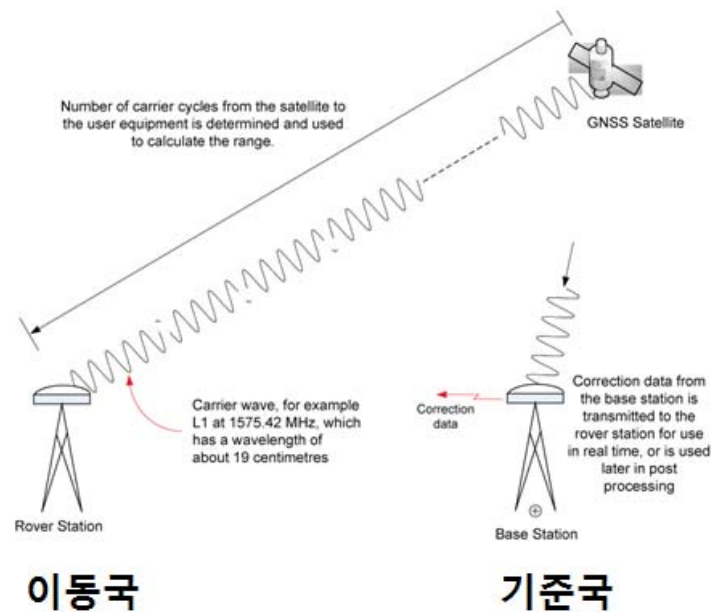


그림 7. RTK-GPS의 기준국과 이동국 모식도 (<http://www.novatel.com/>)

그림 8은 RTK-GPS 기준국과 이동국의 구성을 나타낸 것이다. 좌측의 기준국을 보면 기지점(측량기준점)에 삼각대가 수준을 맞추고 있으며 직상부에 RTK-GPS 기준국 안테나가 달려있다. 안테나 상단에는 보정신호를 보내주는 모뎀 안테나가 장착되어 있다. 이들을 제어하기 위한 기준국 컨트롤러는 삼각대에 위치하고 있다. 우측의 이동국은 보정신호를 수신하는 모뎀 안테나와 위성신호를 수신하는 RTK-GPS 이동국 안테나가 있으며, 이들을 제어하는 이동국 컨트롤러로 구성되어 있다.

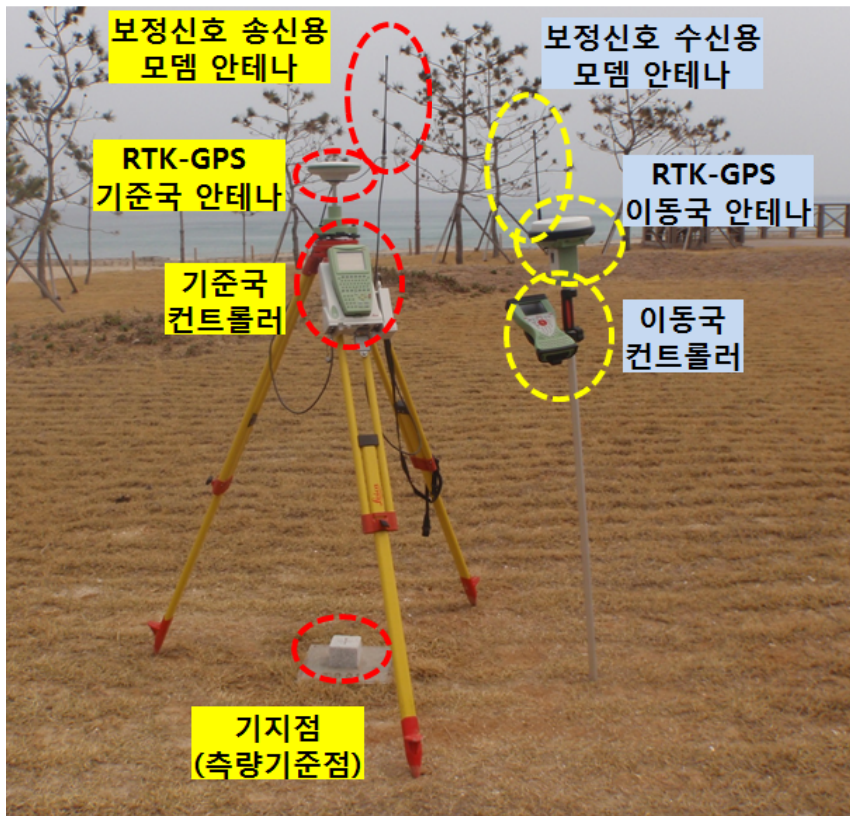


그림 8. RTK-GPS의 기준국(좌측)과 이동국(우측) 구성

### 3.1.2 RTK-GPS 기준국 설치

RTK-GPS 기준국은 보정신호를 송수신할 수 있는 반경이 있으므로 조사지역의 정중앙에 위치하는 것이 가장 좋으며, 주변의 산이나 건물 등의 방해물에 의하여 송수신이 원활하지 못할 수 있으므로 가장 높은 곳에 설치해야만 한다. 기준국의 위치는 위치정보의 질을 좌우하는 중요한 것임을 명심해야 한다. 이러한 조건이 맞는 곳에 측량기준점이 있다면 국토지리정보원에서 고시한 좌표를 사용하면 된다. 하지만 이러한 조건을 만족시키지 못한다면 정지측량과 후처리를 통하여 기준점을 만들어야 한다.

기준점을 세우기 위한 정지측량은 RTK-GPS를 표시가 되어 있는 점 위에 수준을 맞추고 최소 2시간동안 원시자료를 저장해야만 한다. 이렇게 획득한 원시자료는 측량전문 프로그램을 이용하여 익일 제공되는 상시기지국 위성자료와의 자료비교로 mm 단위의 정확도를 가지는 좌표를 얻을 수 있게 된다. 이때 획득되는 좌표는 위도(y), 경도(x) 그리고 타원체고(z)가 된다.

RTK-GPS은 현장에서 송수신 반경이 2 ~ 3km 이므로 그림 9와 같이 기준국의 모뎀 안테나 대신에 증폭기를 설치하여 사용하는 것이 좋다. 증폭기를 사용하면 최대 반경 10 km 까지 송수신이 가능하다.



그림 9. RTK-GPS의 기준국과 증폭기

기준국과 증폭기가 설치된 후 기준국 컨트롤러를 통하여 사용할 좌표계를 설정하고 기지점에 대한 정보를 입력한다. 기지점의 입력은 좌표변환이 용이하며 meter 단위를 사용하는 UTM 좌표로 하며, 높이 값은 타원체고를 입력한다. 타원체고는 지오이드 모델을 이용한 지오이드고로의 변환이 가능하다.

RTK-GPS의 이동측량 시 정확도는 수평방향으로 10mm+1ppm(parts per million)이며, 수직방향으로 20mm+1ppm이다(Leica Geosystems, 2009). 하지만 기준국과 이동국이 안테나 주변 환경에 따라 정확도는 달라지는 것을 유의하여야 한다.



### 3.1.3 RTK-GPS 이동국 설정

해저지형과 해빈지형 모니터링에서 RTK-GPS 이동국의 설치는 동일하다. RTK-GPS 안테나를 설치할 봉에 안테나와 보정신호 수신용 모뎀 안테나를 설치한다(그림 10). 그림 10은 해빈지형 모니터링에 사용되는 RTK-GPS backpack 시스템에서의 이동국 모습이다. 이동국 컨트롤러를 이용하여 기준국에서 설정한 것과 마찬가지로 사용할 좌표계를 UTM으로 설정한다.

자료형식은 NMEA 방식으로 선택을 하며 이때 GGA, VTG, ZDA 값을 내보내도록 설정한다. 이때 이들 자료는 RTK-GPS 기기에 따라 차이가 있으나 RS232 케이블 또는 블루투스로 컴퓨터와 연결이 되어 자료를 보낼 수 있다.



그림 10. RTK-GPS 이동국 (해빈지형조사의 RTK-GPS backpack 시스템)

HYPACK 프로그램으로 처음 설정해야 하는 부분은 사용할 지리적 설정을 하는 **Geodetic parameters**이다(그림 10). 해빈지형과 해저지형 모니터링에서도 RTK-GPS 컨트롤러에서 적용했던 UTM 좌표계를 설정하도록 한다. 한국은 129°가 중심 경도인 52N zone이므로 UTM zone을 Zone 52로 선택한다. 타원체는 WGS84 타원체를 선택하며, Distance Unit과 Depth Unit은 meter로 정한다. RTK Tide correction에 대한 부분은 해저지형 모니터링 시스템 설치에서 다루도록 하겠다.

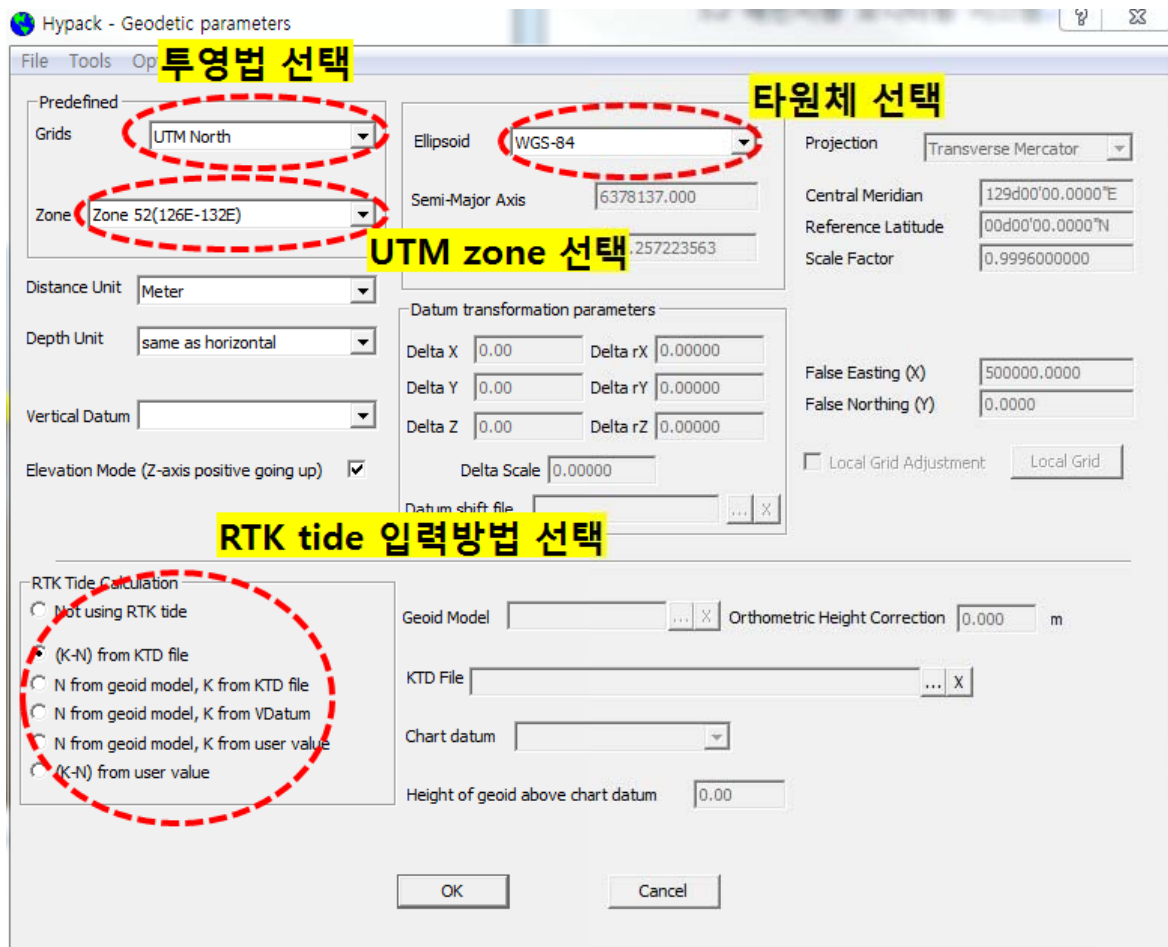


그림 10. Geodetic parameter 셋팅

다음으로는 각 장비간의 통신과 셋팅에 관련된 **Hardware** 부분이다(그림 11). GPS를 사용하기 위해서는 Add Mobile을 눌러 GPS.dll 드라이버를 사용하도록 한다. 그리고 Serial port number, Speed, Data bite 등 serial parameter들을 RTK-GPS에서 설정한 것과 동일하게 입력한다. Test 버튼을 눌러 연결 유무를 확인하며, Setup 버튼을 눌러 사용할 기능을 설정한다.



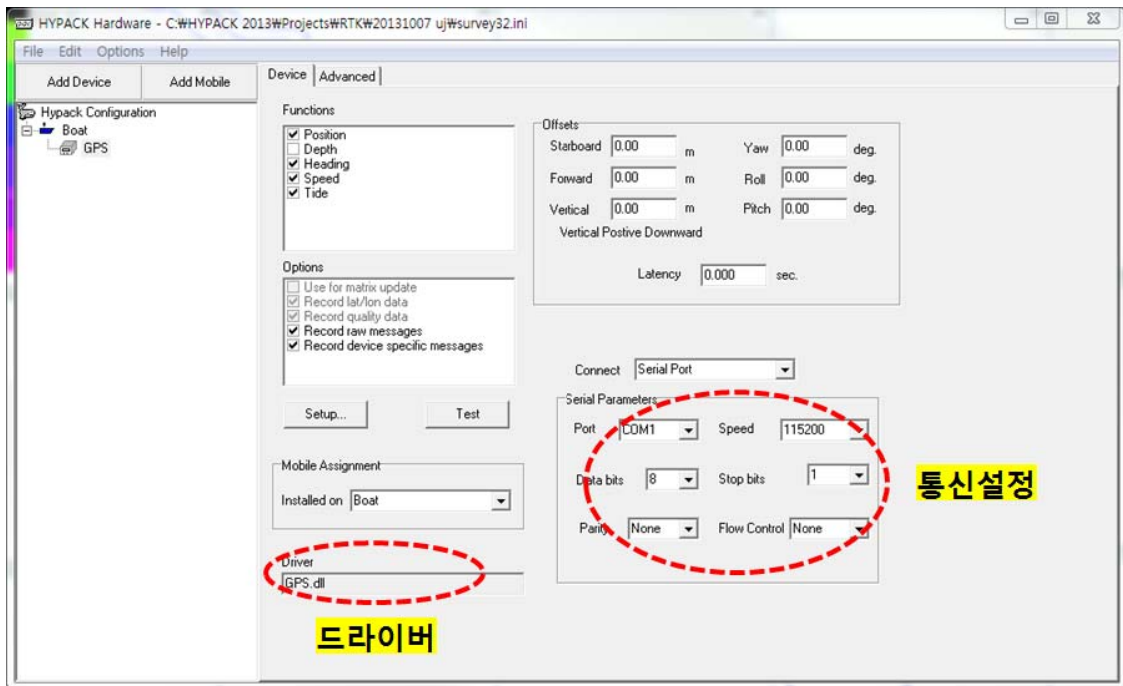


그림 11. Hardware 셋팅

Setup 부분에서 주요한 것은 Advanced tab에서 Used sentences에서 GGA와 VTG를 선택해야만 GPS에서 NMEA 형식으로 보내주는 것 중 GGA와 VTG에 대한 정보를 수신할 수 있게 된다(그림 12).

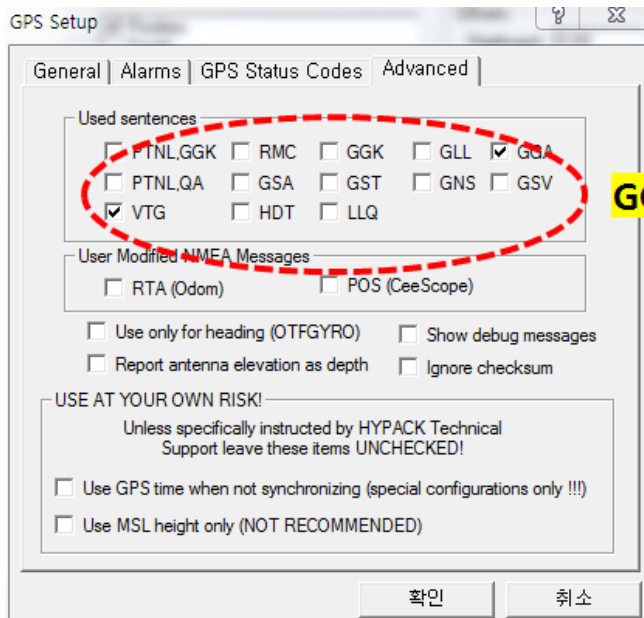


그림 12. GPS Setup

### 3.2 해빈지형 모니터링 시스템 및 자료획득

현재 해빈지형 모니터링에 사용되는 장비는 광파기와 RTK-GPS 이다(그림 13 a)). RTK-GPS 의 경우 안테나를 상단부분에 장착한 폴대를 이용하여 원하는 측점에서 측정하는 RTK-GPS 정지측정(그림 13 b))과 배낭에 RTK-GPS 안테나를 장착하여 걸어 다니면서 연속적으로 측정하는 RTK-GPS backpack 방법(그림 13 c))이 있다. 넓은 지역을 조사하고자 ATV (All-Terrain vehicle) 에 RTK GPS를 장착하여 연속적으로 측정하는 RTK-GPS ATV법이 있다(그림 13 d)). 이들 방법에 대한 전체 정확도와 효율성을 비교하는 테스트를 수행한 결과는 표 1에 나와 있다 (Lee *et. al.*, 2013)



그림 13. 해빈지형 모니터링 방법

a) 광파기 b) RTK-GPS 정지측정 c) RTK-GPS backpack d) RTK-GPS ATV

표 1. 해빈조사 방법별 수직오차 및 효율성 비교

방법	장비 정확도	조작 정확도	전체 정확도	준비시간 /철수시간 (min)	1분간 측정 한 측정/거리	총인원 /최소인원
광파기	±0.01 cm	±1.20 cm	±1.21 cm	5/1	2/≈10	4/2
RTK-GPS 정지측정	±0.50 cm	±0.50 cm	±1.00 cm	10/3	2/≈10	2/1
<b>RTK-GPS backpack</b>	<b>±1.00 cm</b>	<b>±1.60 cm</b>	<b>±2.60 cm</b>	<b>10/3</b>	<b>60/≈58</b>	<b>2/1</b>
RTK-GPS ATV	±1.00 cm	±0.50 cm	±1.50 cm	15/15	60/≈167	2/1

광파기와 RTK-GPS 정지측량은 전체 정확도가 다른 방법에 비하여 좋으나 효율적인 면에서 넓은 지역을 짧은 시간에 적은 인원으로 모니터링 하기에 적합하지 않다. RTK-GPS ATV는 전체 정확도가 ±1.50 cm이며 효율적인 면에서도 뛰어나 서해안의 넓은 지역을 조사하기에 가장 적합하다. 하지만 동해안과 같이 해빈의 폭이 좁고 경사가 급한 지역에서는 운행하기 어렵다. 따라서 동해안의 경우는 RTK-GPS backpack이 적합하다. 해빈지형 모니터링 시스템에서는 RTK-GPS ATV와 유사한 방법인 RTK-GPS backpack에 대하여 다루도록 하겠다.

### 3.2.1 해빈지형 모니터링 시스템 구성

해빈지형 모니터링 시스템은 그림 10과 같이 RTK-GPS 이동국으로써 RTK-GPS 안테나, 보정 신호 수신 모뎀 안테나, 자료획득 컴퓨터로 구성되어 있다. 자료획득 컴퓨터는 지도 위에 자신의 위치를 보여주며, 계획된 측선을 나타내 줌과 동시에 자동으로 RTK-GPS에서의 위치정보를 저장하도록 해준다.

### 3.2.2 해빈지형 모니터링 장비 및 프로그램 설정

해빈지형 모니터링 장비 및 프로그램 설정은 전술한 RTK-GPS 이동국 설정과 동일하다.

추가로 안테나와 지면과의 높이 측정하여 나중에 자료처리에서 offset 값으로 입력해야 한다. 이때 사람이 걸으면서 생기는 수직방향의 움직임을 최소화하기 위하여 조사지역 주변에 평탄하고 쉽게 찾을 수 있는 보조측선을 선정한다. 보조측선에서 50 cm 간격으로 RTK-GPS 정지

측정방식으로 측량을 실시한다. 그리고 RTK-GPS backpack 장비를 완벽하게 착용한 후 보조측선을 최소 3회 이상 조사한다. 정지측정한 자료와 backpack으로 측정한 자료를 비교하여 안테나와 지면사이의 높이를 구한다. 이러한 방법은 걸었을 때의 몸의 움직임에 의한 오차를 최소화하고 컨트롤러에서 안테나고가 입력하여 나타날 수 있는 오류를 예방할 수 있다. 그림 14은 보조측선에서 RTK-GPS 정지측정 값을 Height of reference line으로 표시하였고, RTK-GPS backpack으로 조사한 것을 보조측선의 높이 값에 맞추어 보정한 것을 Test 1, Test 2, Test 3로 표시한 것이다. 걸으면서 생기는 오차가 약 5 cm 정도 나오는 것을 알 수 있다.

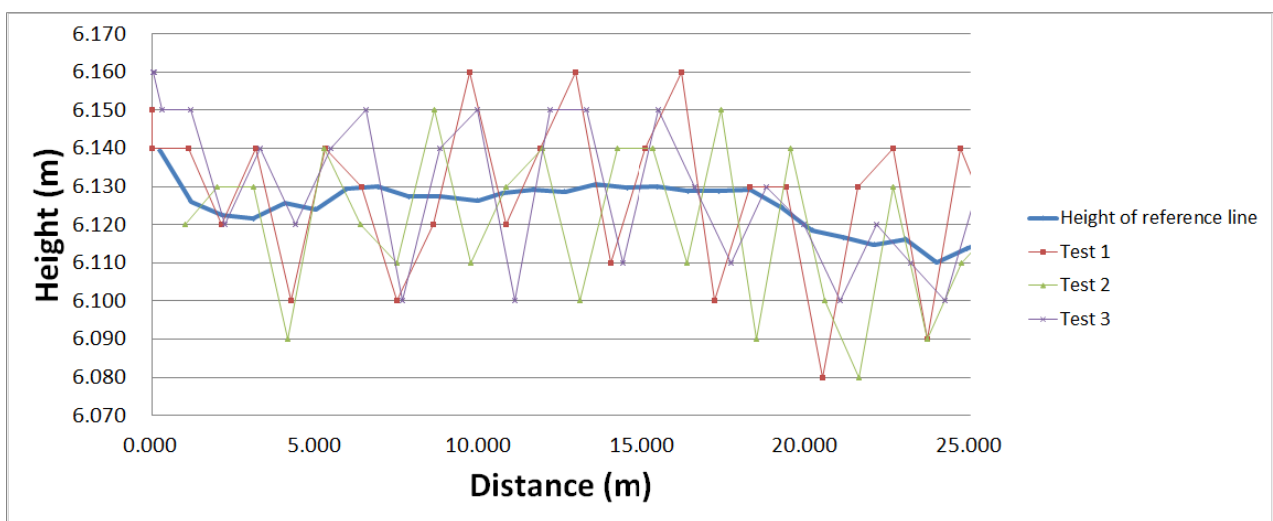


그림 14. 보조측선에서의 RTK-GPS backpack과 RTK-GPS 정지측정의 차이

타체고와 지오이드의 차를 파일로 넣고 RTK tide 보정법을 동일하게 적용하여야 한다. RTK tide 보정법에 대한 자세한 내용과 HYPACK에서의 설정은 해저지형조사 부분에서 같이 설명하도록 하겠다.

### 3.2.3 해빈지형 모니터링 자료획득

RTK-GPS 시스템이 장착된 배낭을 흔들리지 않고 몸매 맞게 고정한다. RTK-GPS의 위치정보를 노트북으로 전송이 되어 HYPACK에서 좌표값을 볼 수 있다면 해빈지형 모니터링을 할 준비가 다 된 것이다. 이때 HYPACK survey 창을 띄워 자신의 위치가 나타나는 지 확인한다. 사전조사에 구입한 지도를 HYPACK에 배경그림으로 넣는다면 올바른 좌표계를 사용하였으며 RTK-GPS에서의 자료수신이 제대로 되어 있는지 확인이 가능하다. 또한 HYPACK survey에서는 입력된 계획 측선을 지도와 같이 보여줄 수 있으며, 조사할 측선을 지정하면 측선까지의 거리와 측선에서 좌우로 얼마만큼 이격되어 있는지 알 수 있다(그림 15). 처음 시작할 측선의 시작

점으로 이동 후 survey 창 상단에 있는 Logging On 그림을 눌러 측정을 시작한다. 측선을 따라 좌우 이격거리가  $\pm 50$  cm를 벗어나지 않도록 survey 창 하단의 좌우 이격거리를 보면서 걷는다. 많이 벗어나는 경우 다시 처음 시작점으로 가서 재측정을 한다. 하나의 측선에 대하여 측정이 끝날 때마다 Logging Off 버튼을 눌러 측정을 종료한다.

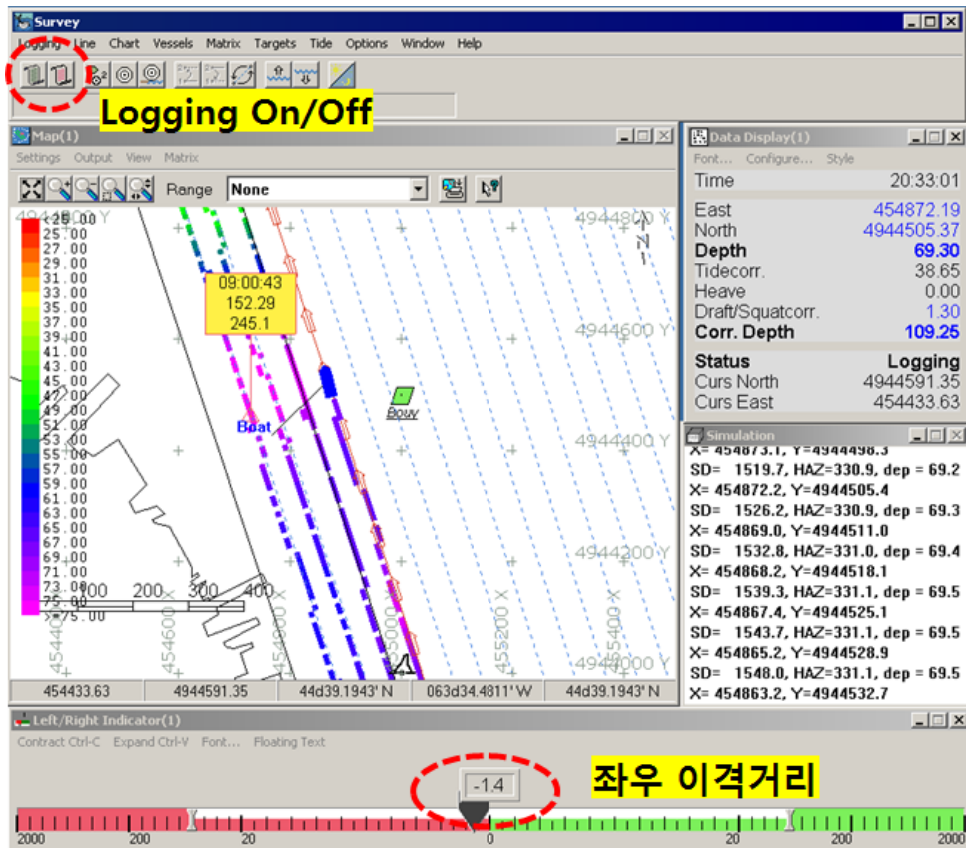


그림 15. HYPACK survey window

해안선에 수직인 측선을 주 측선으로 측정하며 해안선에 평행한 측선도 최소 3개 이상 측정한다. 이는 해빈지형의 체적을 구하는데 있어서 오차를 줄이며, 수직인 측선과의 지형값 검증에 사용되어 진다.

### 3.3 해저지형 모니터링 시스템

#### 3.3.1 해저지형 모니터링 시스템 구성

해저지형 모니터링 시스템은 위치정보 획득과 RTK tide 보정법 적용을 위한 RTK-GPS, 자세 보정을 위한 motion sensor, 수심을 측정하기 위한 echosounder 그리고 이들 장비에서의 자료를 저장하기 위한 자료획득 노트북으로 구성되어 있다(그림 16).



그림 16. 해저지형 모니터링 시스템의 구성

그림 17은 해저지형 모니터링 시스템에 장착된 장비들에 대하여 자세히 소개한 그림이다. 그림 17 a)는 기존의 echosounder에서 소형화된 것으로 5도의 좁은 빔각도를 가지고 있고 USB 전원으로 작동하며, NMEA format으로 자료가 노트북으로 전달된다. 그림 17 b)는 heading, pitch, roll의 자세정보를 제공하는 motion sensor이다. RTK-GPS는 그림 17 c)에 도시되어 있다. 이 모델은 자료의 동기화를 위한 PPS (Pulse Per Second)신호를 송출할 수 있다. 그림 17 d)는 방수방진이 되는 toughbook으로 소형 보트 또는 수상오토바이에서의 열악한 작업환경에서 작동이 가능한 노트북으로 각 장비의 자료를 획득하여 저장하는 역할을 한다. 이 노트북에는 HYPACK 프로그램을 탑재하여 계획측선에 따른 해저지형 조사, 각 장비에서의 자료획득과 처리가 가능하게 하였다. RTK-GPS 안테나, motion sensor 그리고 echosounder를 일직선으로 배열하여 수평면에서의 offset 값을 0으로 설정하게 함으로써 이에 따른 오차를 최소화하였다. 이러한 구성은 그림 16과 같은 소형보트와 그림 18과 같은 수상오토바이에서도 적용이 가능하다. 그림 18은 KOSE (KIOST Ocean Surf Explorer)에 그림 17의 장비를 장착한 모습이다.





- Beam width : 5° @ 450kHz
- 5V USB, NMEA output
- Depth : 0.15~100 m

(a) Single-beam echosounder



- Pitch/roll/heading
- Static pitch/roll accuracy : 0.5 deg
- Static heading accuracy : 1 deg

(b) Motion sensor (Heading, Pitch, Roll)



- RTK-GPS
- PPS output

(c) RTK-GPS



- Toughbook (HYPACK)

(d) Toughbook

그림 17. 해저지형 모니터링 시스템의 장착 장비

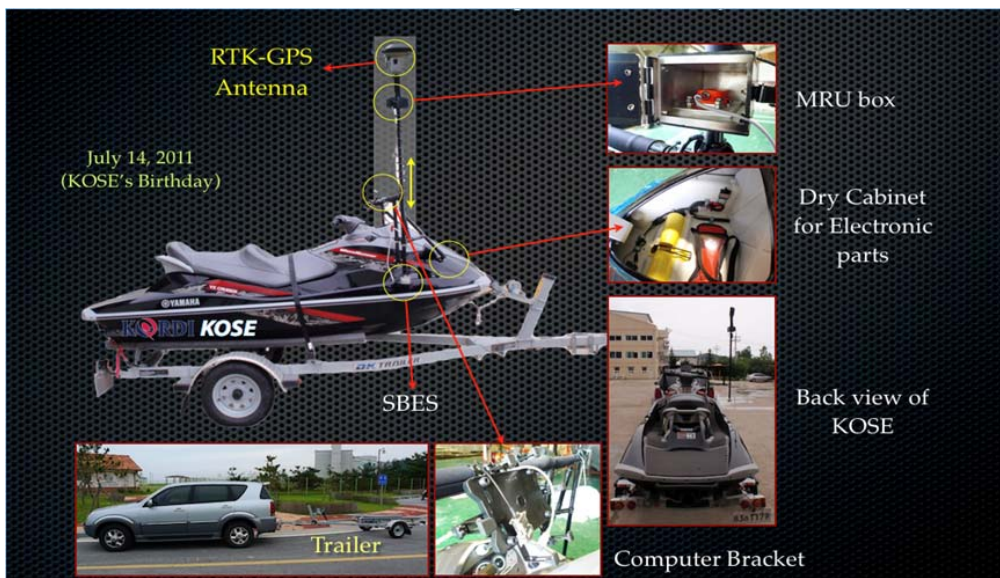


그림 18. Single-beam을 장착한 KOSE (KIOST Ocean Surf Explorer)

### 3.3.2 RTK tide 보정법

해저지형조사는 배에 장착된 echosounder를 이용하여 음파를 쏘고 받으면서 해저면과의 거리를 측정하는 방법이다(그림 19). 해저면은 고정이 되어 있으나 배가 떠있는 곳은 해수면 위로 많은 움직임이 있다. 조석에 의한 해수면의 움직임, 배가 이동할 때 속도에 의하여 생기는 움직임 그리고 파도에 의한 움직임 등이 echosounder가 일정한 높이에서 해수면까지의 거리를 측정하지 못하게 하는 것이다. 이들 중 가장 크게 영향을 주는 것은 조석작용에 의한 해수면의 움직임으로 해저지형에 대한 자료처리에서 가장 중요한 것이 조석보정이다. 해역과 시간에 따라 조석값이 변하므로 조석보정을 해당시각에 조사한 수심값에서 해주어야만 한다. 일반적으로 조위관측소의 관측값을 쓰거나 조사해역에서 tide gauge를 계류하여 얻은 자료로 조석보정을 수행한다. 연안침식 모니터링에서 기존방법을 사용할 경우 두 가지의 문제점이 발생한다. 첫 번째로는 조석에 대한 보정만을 수행하므로 배 속도에 의해 발생하는 dynamic draft 또는 너울과 같은 파도에 의한 heave의 보정이 안 된다는 것이다. Heave를 수 cm 단위로 보정을 해줄 수 있는 motion sensor가 있긴 하지만 매우 고가이며 관성에 의하여 heave 값을 얻으므로 완만한 속도변화에 의한 heave 변화를 감지하지 못한다. 두 번째로 해빈지형과 자료의 연속성이다. 해빈지형 모니터링의 경우 지오이드고로 사용을 하는데 해저지형 모니터링에서 조석보정만을 하면 지역의 기본수준면(약최저 저조면)을 기준으로 높이가 정해지므로 육상과 해상에서의 수직 기준면이 다르게 된다. 이러한 두 가지 문제를 해결하며 조석보정을 실시간으로 가능하게 하는 방법이 RTK tide 보정법이다.

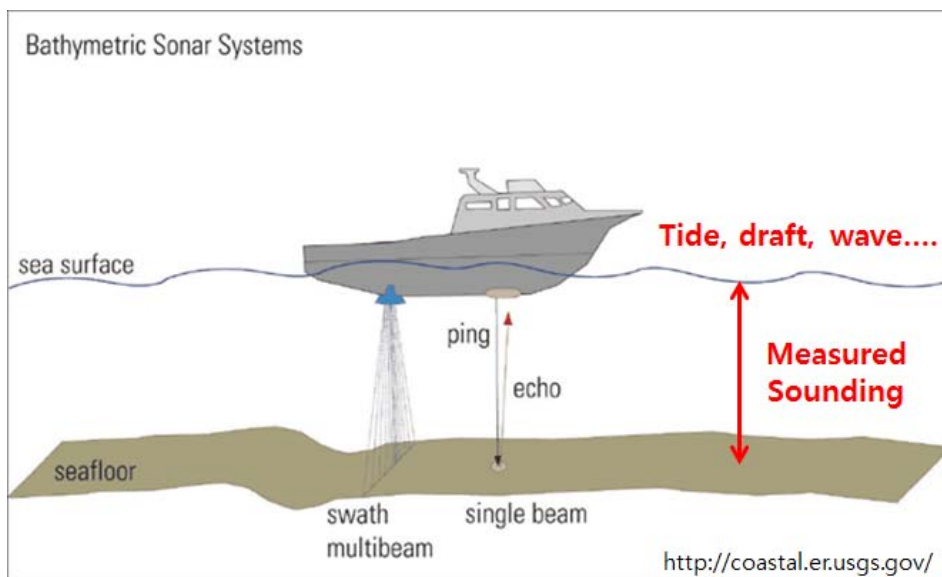


그림 19. 해저지형조사 모식도



RTK tide 보정법에 대한 개념도와 수식은 그림 20과 같다. 각 약어에 대한 설명은 다음과 같다.

**T : Tidal correction**

**A : Height of the RTK-GPS antenna Above the ellipsoid Reference**

**H : Antenna Height**

**B : Measured sounding**

**CS : Chart sounding**

**D : Dynamic draft**

**K : Height of geoid above chart datum**

**N : Height of geoid above reference ellipsoid**

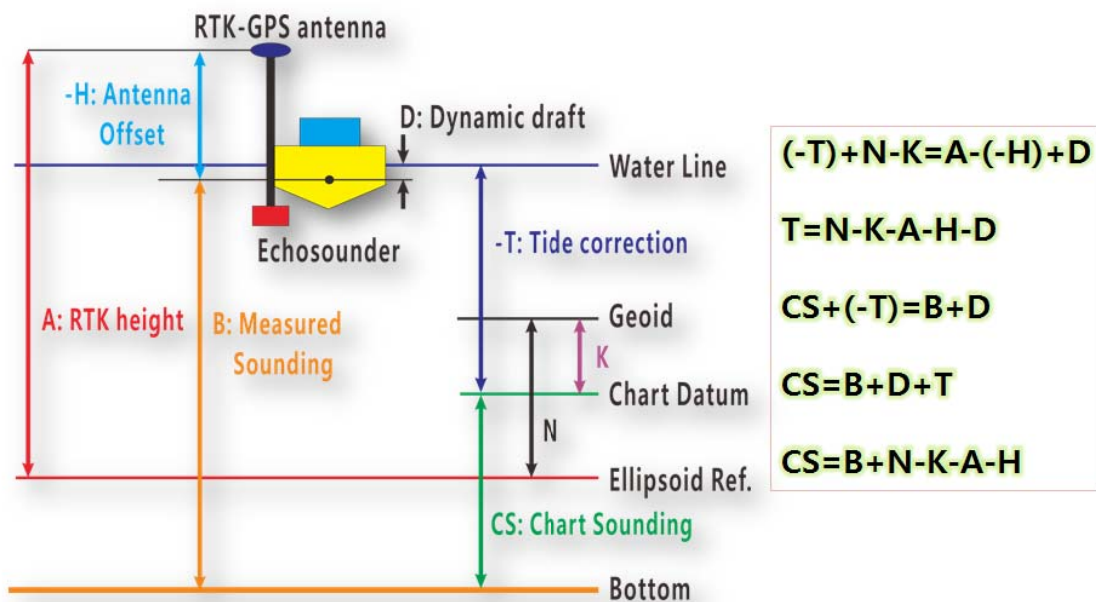


그림 20. RTK tide 보정법에 대한 개념도

그림 20에서의 수식을 보면 dynamic draft에 대한 항목이 기본수준면에 대한 수심(CS: C에서 없어지게 된다. 이것은 해수면의 상하 운동에 의한 수심의 변화는 최종 수심에 영향을 주지 않는 것을 의미한다. 기존 조석보정법에서 보정하지 못한 해수면의 상하운동에 의한 수심변화를 보정할 수 있는 것이다.

동일측선에 조석시점을 다르게 하여 측정한 해저지형조사 결과에 기존 조석보정법과 RTK tide 보정법을 적용시켰다. 그림 21에서는 동일 측선에 대하여 두 가지 방법을 적용시킨 그림이다. 좌측의 조위값을 적용한 조석보정법에 의한 해저지형을 보면 중복 측정구간에서 차이가

약 20 cm가 나는 것을 알 수 있다. 그리고 6월 1일 조사에서 파랑에 의한 수심의 변화로 보이는 빨간 점선 부분의 지형이 보정이 되지 않았음을 확인할 수 있다. 이에 반하여 우측그림에서는 조석시점이 다른 두 해저지형 결과임에도 불구하고 둘의 오차가 약 3 cm임을 볼 수 있다.

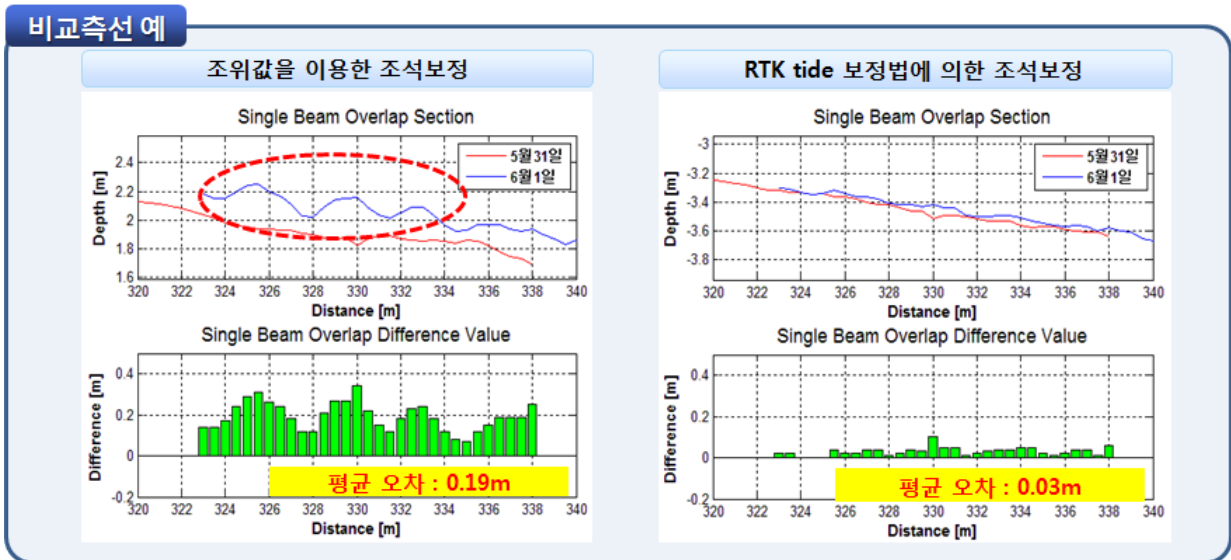


그림 21. 조위값을 이용한 조석보정(좌측)과 RTK tide 보정법 적용(우측) 예

같은 테스트를 했던 다른 측선들까지 비교를 해보면 그림 22에서 보는 바와 같이 조위값을 이용한 조석보정의 평균오차는 10 cm이며, 최대오차는 32 cm임을 알 수 있다. 그러나 RTK tide 보정법을 적용한 경우 평균오차는 3 cm, 최대오차는 10 cm로 많은 더 정밀한 결과를 얻을 수 있음을 알 수 있다.

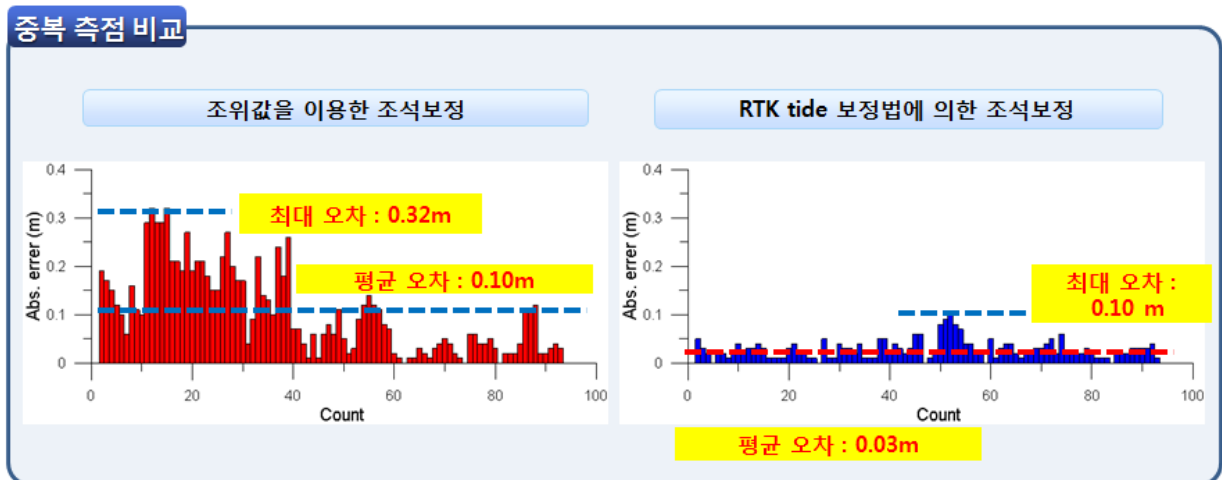


그림 22. 조위값을 이용한 조석보정(좌측)과 RTK tide 보정(우측)의 오차 비교

RTK tide 보정법의 정밀도와 앞에서 언급한 기존 방법의 두 번째 문제점에 대한 것을 해결할 수 있는지 알아보기 위하여 조간대 지역에서 LiDAR를 이용한 정밀 지형과 RTK tide 보정법을 적용한 지형을 비교하여 보았다. 그 결과 두 자료의 평균오차는 2 cm 이었으며, 최대 오차는 8 cm로 측정되었다. 이로써 RTK tide의 정밀도는 RTK-GPS가 가지고 있는 오차 범위안에 있으며, 해빈지형과의 같은 수직 기준면으로 사용이 가능하다는 것을 알 수 있다. 연안침식 모니터링의 경우 해빈지형과 해저지형의 연결이 매우 중요한 부분이므로 반드시 RTK tide 보정법을 이용해야만 한다.

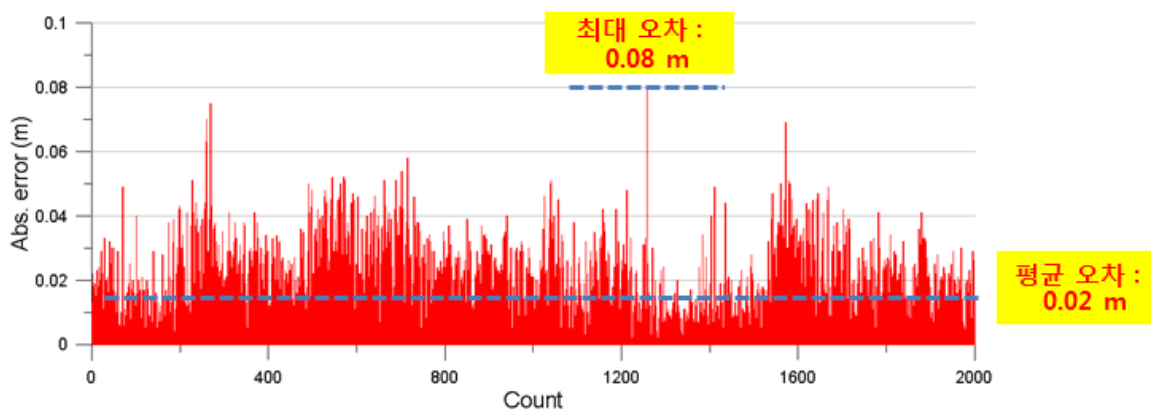


그림 23. 해빈지형과 RTK tide 보정법을 적용한 해저지형의 오차

### 3.3.3 해저지형 모니터링 장비 및 프로그램 설정

RTK-GPS의 장비 설정은 앞에서 설명한 것과 동일하다. RTK-GPS 내부의 높이필터와 같은 것은 작동하지 않도록 셋팅한다. GGA와 VTG 값은 5Hz 이하로 내보내도록 셋팅한다. Motion sensor의 경우 배의 움직임에 대하여 최대한 많은 정보를 줘야 하므로 가장 작은 측정간격으로 장비를 셋팅하는 것이 좋다. 하지만 전송속도와 관련이 있으므로 전송속도와 측정간격을 적절히 조정하는 것이 필요하다. Echosounder는 조사 대상심도에 맞게 수심 range, 수심조사 interval, TVG, TX length 등을 조절한다. 각 장비별 설정이 끝나면 노트북에 연결하여 HYPACK 프로그램을 구동한다.

해빈지형 모니터링 부분에서 설명한 것과 같이 **Geodetic parameters** 창에서 RTK-GPS의 설정과 같도록 UTM 투영법, 52N zone, WGS84 타원체를 선택한다(그림 10). 그리고 여기서 중요한 RTK tide 보정법을 선택한다. 이것은 해빈지형과 해저지형 모니터링에서 똑같이 적용한다. RTK tide 보정법을 이용하여 지오이드면 또는 기본수준면에 대한 수심을 얻고자 한다면 위경도에 따른 타원체와 지오이드 사이의 거리 또는 타원체와 기본수준면(chart datum)과의 거리를 파일로 만든 KTD (Kinematic Tidal Datum) 파일을 만들어 적용해야만 한다. 그림 24와 같

이 국토지리정보원에서 제공하는 지도이드를 보면 1 km 떨어진 곳에서 지오이드고가 약 3 cm 차이가 나는 것을 볼 수 있다. 반드시 KTD 파일을 만들어 RTK tide 보정법을 적용해야 한다.

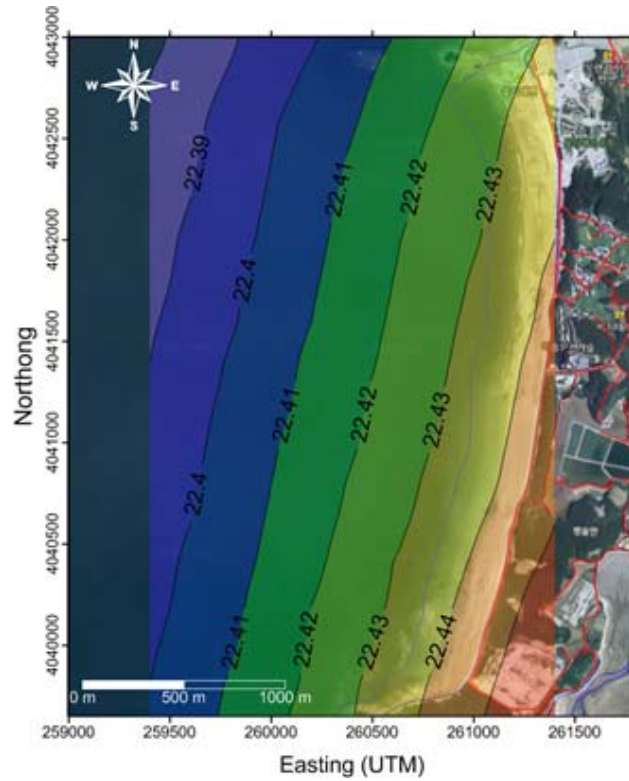


그림 24. 연안이 지오이드고 분포 (국토지리정보원)

RTK tide 보정법의 경우 다음 5가지의 계산 방법을 선택 할 수 있다.

- 1) (K-N) from KTD file (그림 25)
- 2) N from geoid model, K from KTD file (그림 26)
- 3) N from geoid model, K from VDatum (미국의 경우임)
- 4) N from geoid model, K from user value (그림 27)
- 5) (K-N) from user value (그림 28) (권장하지 않음)

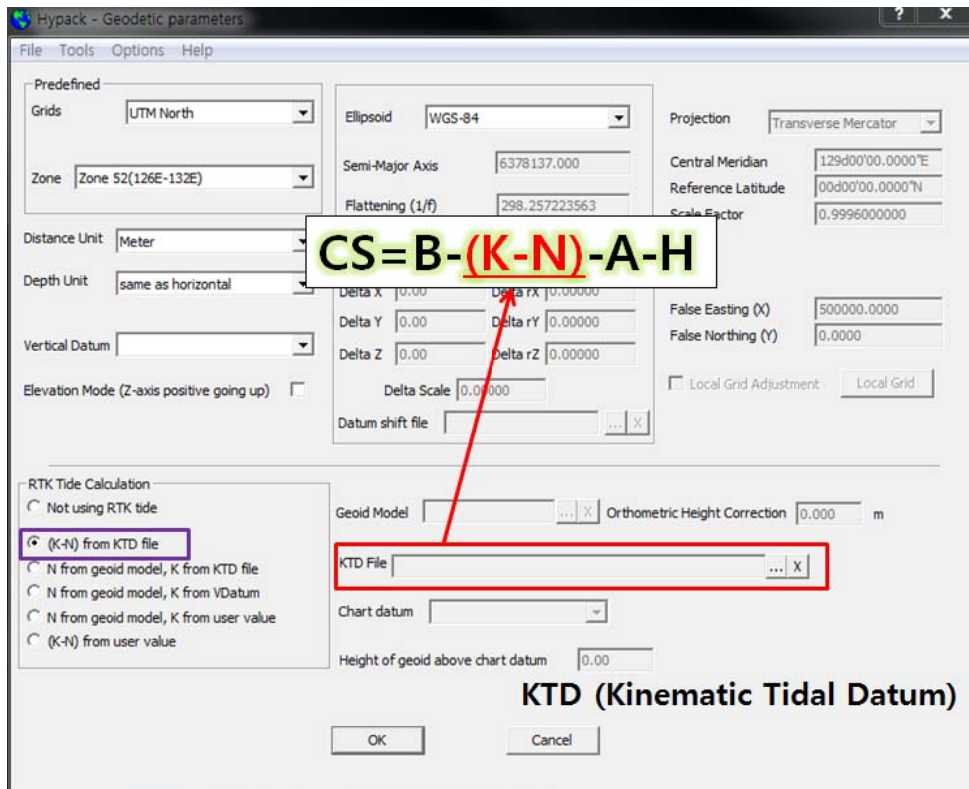


그림 25. KTD 파일에서 K-N값을 계산하는 경우

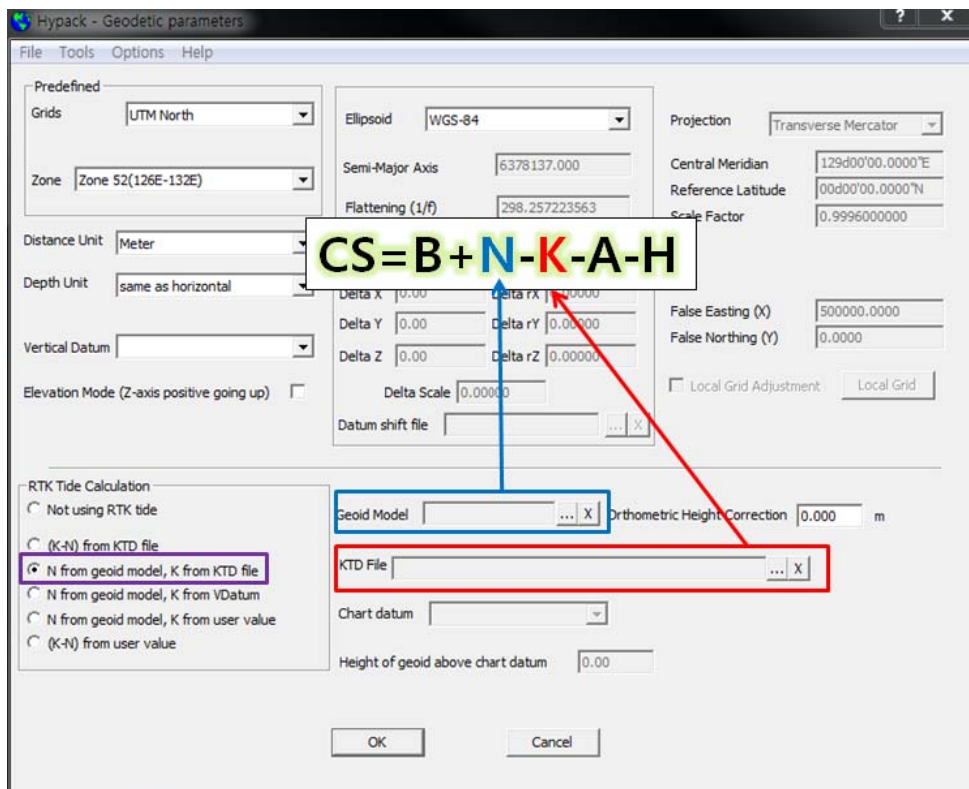


그림 26. 지오이드 모델에서 N값을, KTD 파일에서 K값을 계산하는 경우

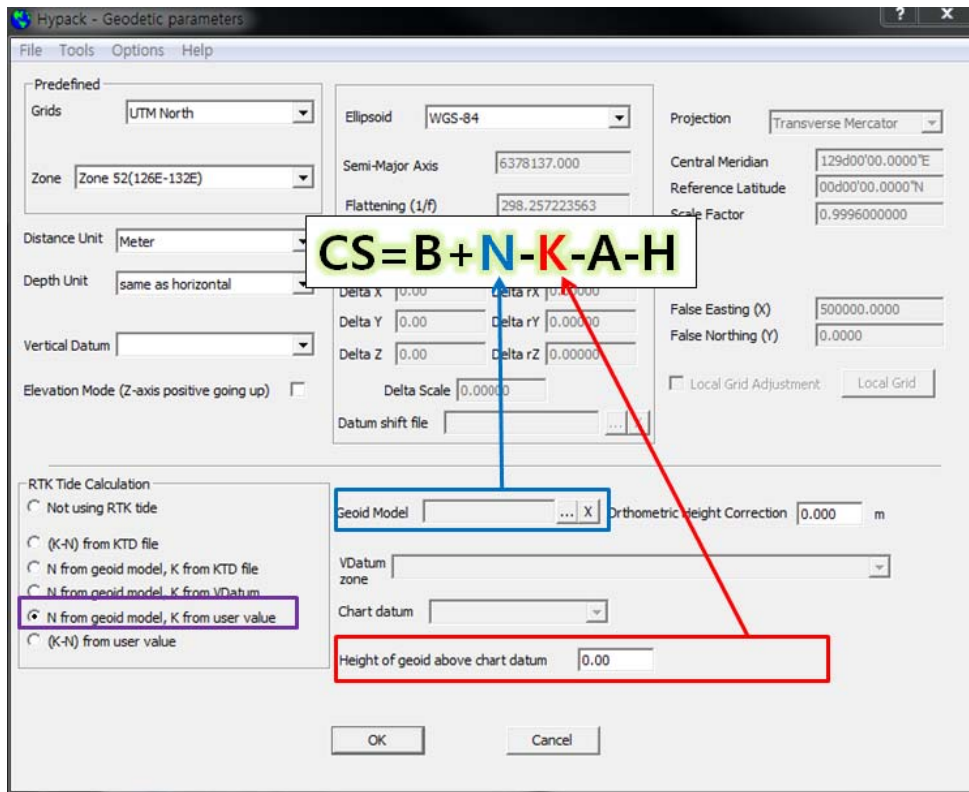


그림 27. 지오이드 모델에서 N값을, K값은 일정한 값으로 지정

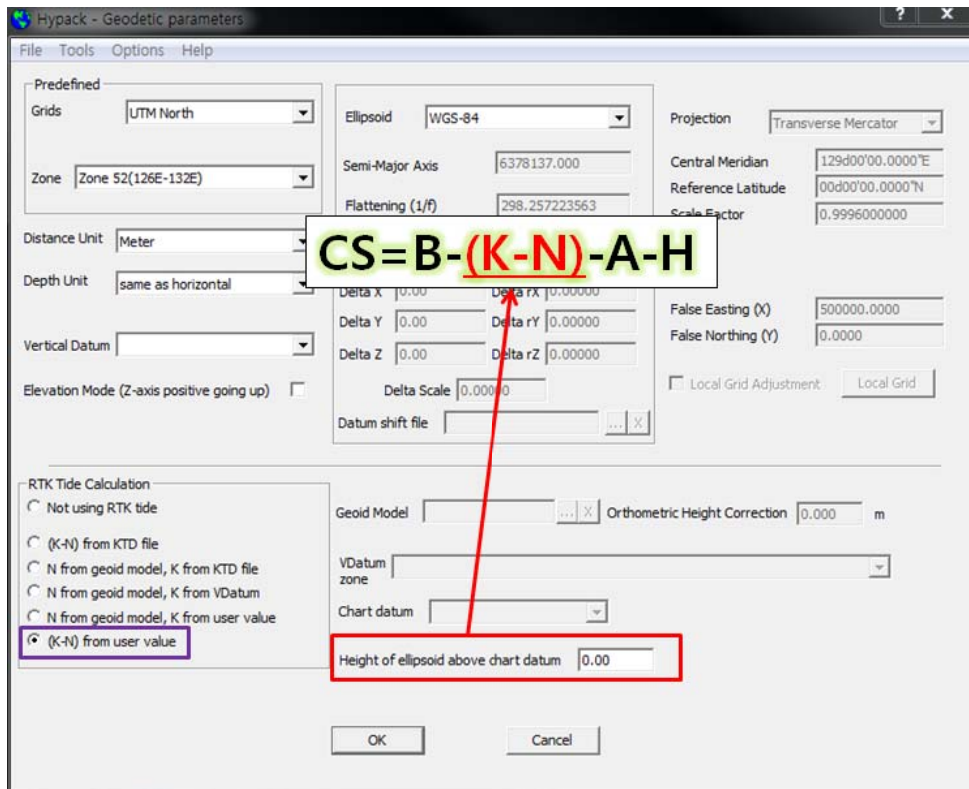


그림 28. K-N값을 일정하게 지정



다음은 Hardware 설정을 한다. 해빈지형 모니터링과 RTK-GPS 부분은 동일하며, motion sensor와 single-beam echosounder 부분이 추가가 된다. HYPACK에서 제공하는 드라이버가 있으면 장비추가를 할 때 해당 드라이버를 선택한다. 그림 29와 같이 GPS의 경우 Tide 부분을 체크하고 각 장비별 통신설정을 각 장비에서 설정한 값과 동일하게 설정한다. RTK-GPS 안테나, motion sensor 그리고 single-beam echosounder를 일직선으로 배열하고 이에 대한 거리를 측정하여 이격거리를 입력한다. 이때 아랫방향이 양의 수를 가진다. 각 장비에 대한 설정후 Test 버튼을 눌러 각 장비에서 자료가 잘 들어오고 있는지 반드시 확인하도록 한다. 통신설정에서 전송속도에 따라 자료가 들어오는 횟수나 시간의 정확도에 영향을 주므로 반드시 자료가 저장된 RAW 파일을 열어서 각 자료가 맞게 들어왔는지 확인한다.

HYPACK에서 제공하는 PPS box를 사용하는 경우 GPS setup에서 Use PPS box for timing 을 체크하고, Utilities-Calibration-ZDA test를 실행하여 동기화를 확인한다.

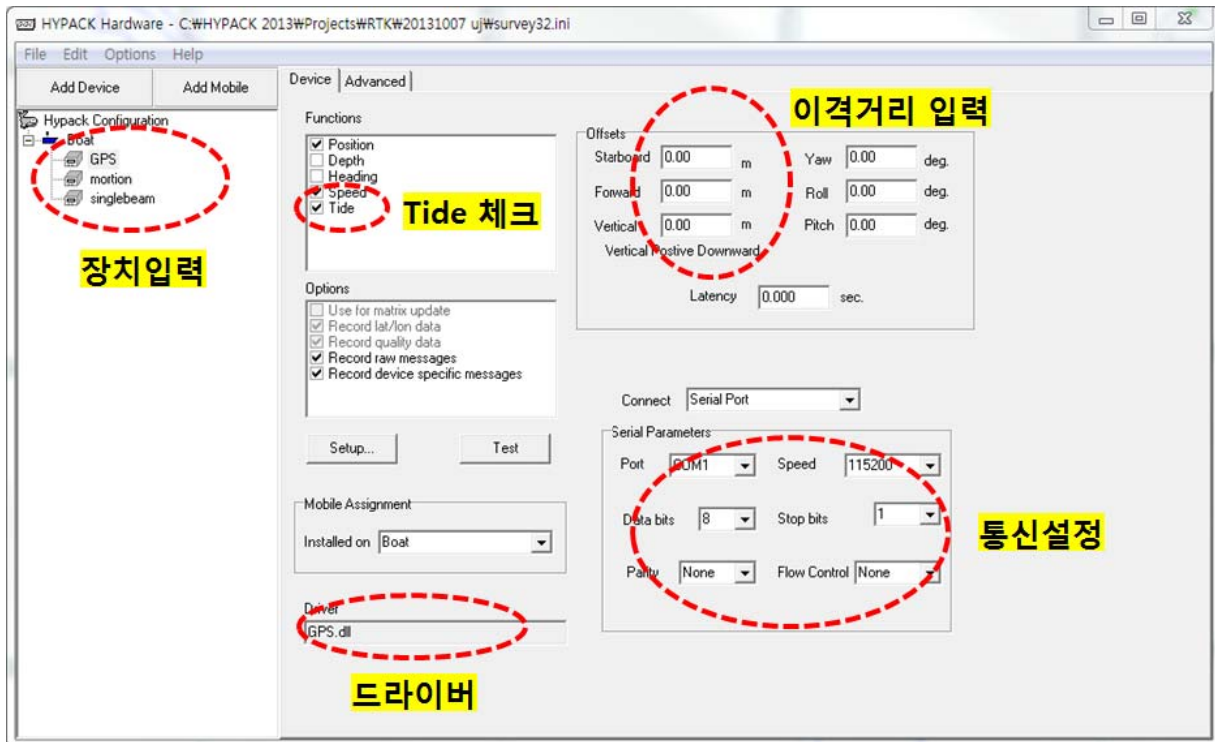


그림 29. HYPACK hardware setting (해저지형 모니터링)

### 3.3.4 해저지형 모니터링 자료획득

해빈지형 모니터링 자료획득과 마찬가지로 Survey 창을 띄워 계획된 측선에 따라 Logging On/Off를 하여 자료를 저장한다. Echosounder display 창을 보면서 자료의 질을 확인하면서 조사를 수행한다.

## 4. 물리환경 모니터링 (2단계 작성예정)

4.1 파랑 모니터링

4.2 조석 모니터링

4.3 연안류 모니터링

## 5. 자료처리

5.1 연안지형 모니터링 자료처리

해빈지형과 해저지형 모니터링에서 얻어진 RAW 파일의 이름을 다음과 같이 통일하도록 한다.

**UJ\_SA01\_20110101\_RTK.RAW** (RTK-GPS를 이용한 해빈지형 모니터링인 경우)

**UJ\_SA01\_20110101\_SBE.RAW** (Single-beam을 이용한 해저지형 모니터링인 경우)

여기서, **UJ**는 지역명에 대한 약어이며(여기서는 울진을 의미함), **SA01**은 측선번호를 의미한다. **20110101**은 모니터링을 수행한 날짜이다. 마지막의 **RTK**와 **SBE**는 조사방법을 구분하기 위하여 넣어 준다. 저장파일의 이름은 나중에 지형자료로 내보내기를 할 때 동일한 파일이름으로 나가며 확장자만 txt가 되므로 처음 자료이름을 바르게 설정하는 것이 중요하다.

HYPACK 프로그램의 경우 조사 전 입력값을 잘못 넣었더라도 수정이 가능하므로 설정한 값을 다시 확인하고 수정한다.



### 5.1.1 해빈지형 모니터링 자료처리

해빈지형자료 처리는 HYPACK의 Single beam editor를 이용한다. 해빈지형 모니터링 전 기준측선에서 측정한 값을 이용하여 RTK-GPS 안테나와 지면의 거리를 구한다. 이 값은 그림 30에서 GPS의 offset 값으로 입력하면 된다.

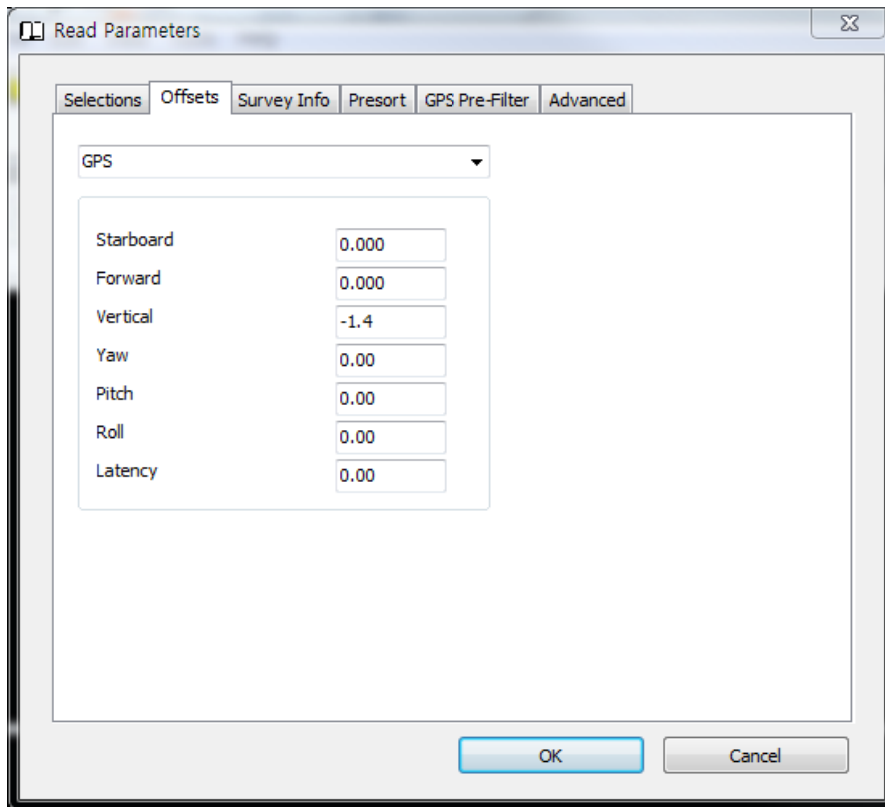


그림 30. Single beam editor의 Read Parameter 중 offsets 탭

GPS Pre-Filter 탭으로 가서 Accepted GPS Modes를 둘 다 체크하고 입력란에 4 (Fixed RTK mode)을 넣으며, RTK-GPS 모드로 받은 위치정보만을 사용하게 된다. 만약 중간에 통신상태가 불량하여 보정신호를 받지 못했다면 자료처리에서는 사용하지 않게 된다.

RTK tide 보정을 사용하기 위하여 Advanced 탭으로 가서 RTK Tide Method를 체크한다. 이렇게 하면 앞에서 이야기한 RTK tide 보정법과 동일하게 기본기준면에 대하여 해빈지형에 대한 정보를 얻을 수 있게 된다.

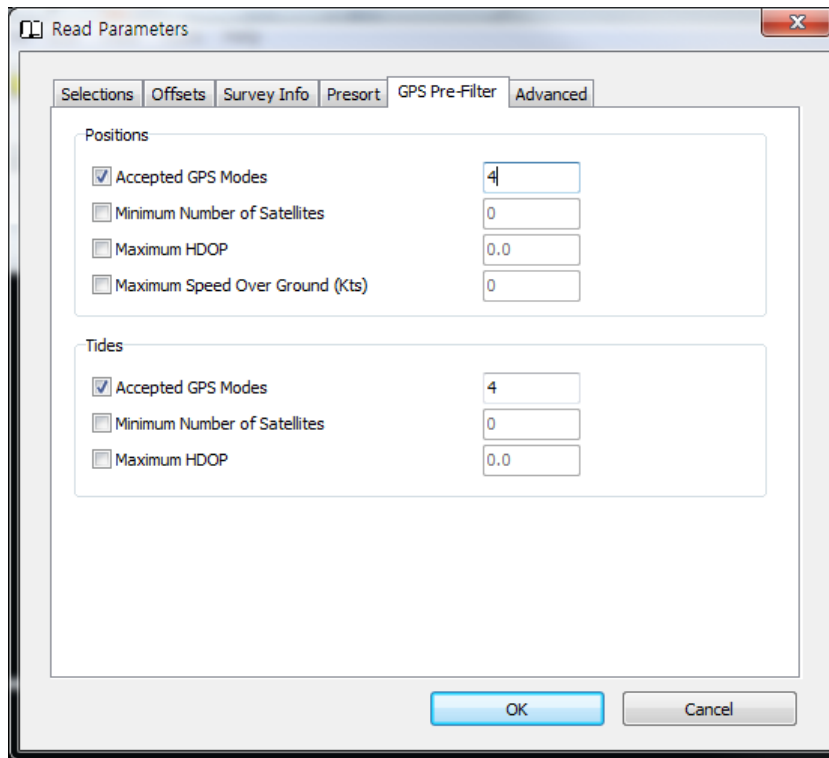


그림 31. Single beam editor의 Read Parameter 중 GPS Pre-Filter 탭

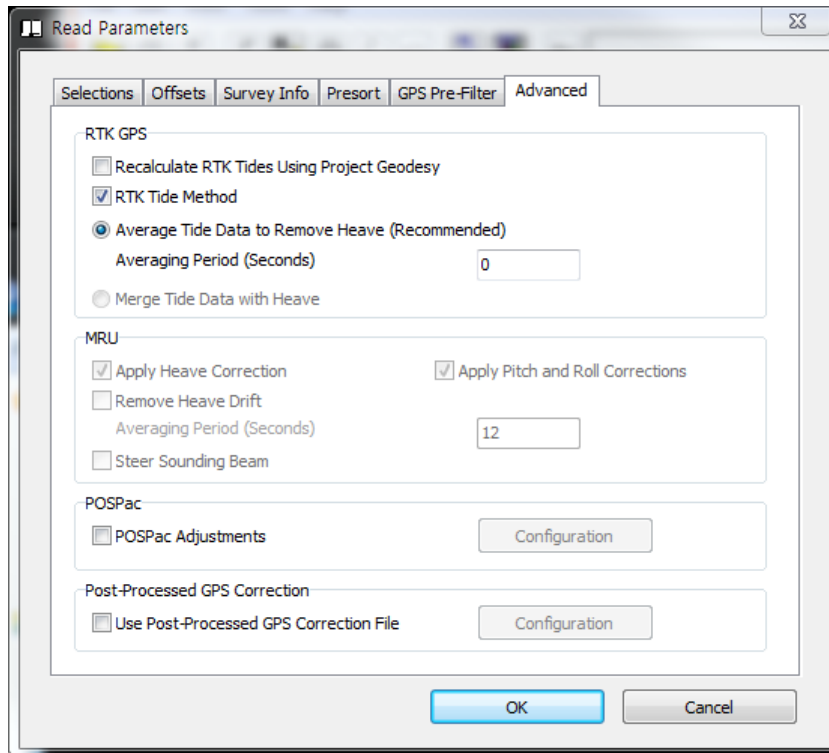


그림 32. Single beam editor의 Read Parameter 중 Advanced 탭

측선별 해빈지형자료가 열리면 그림 33의 Profile window에서 노이즈를 제거한다.

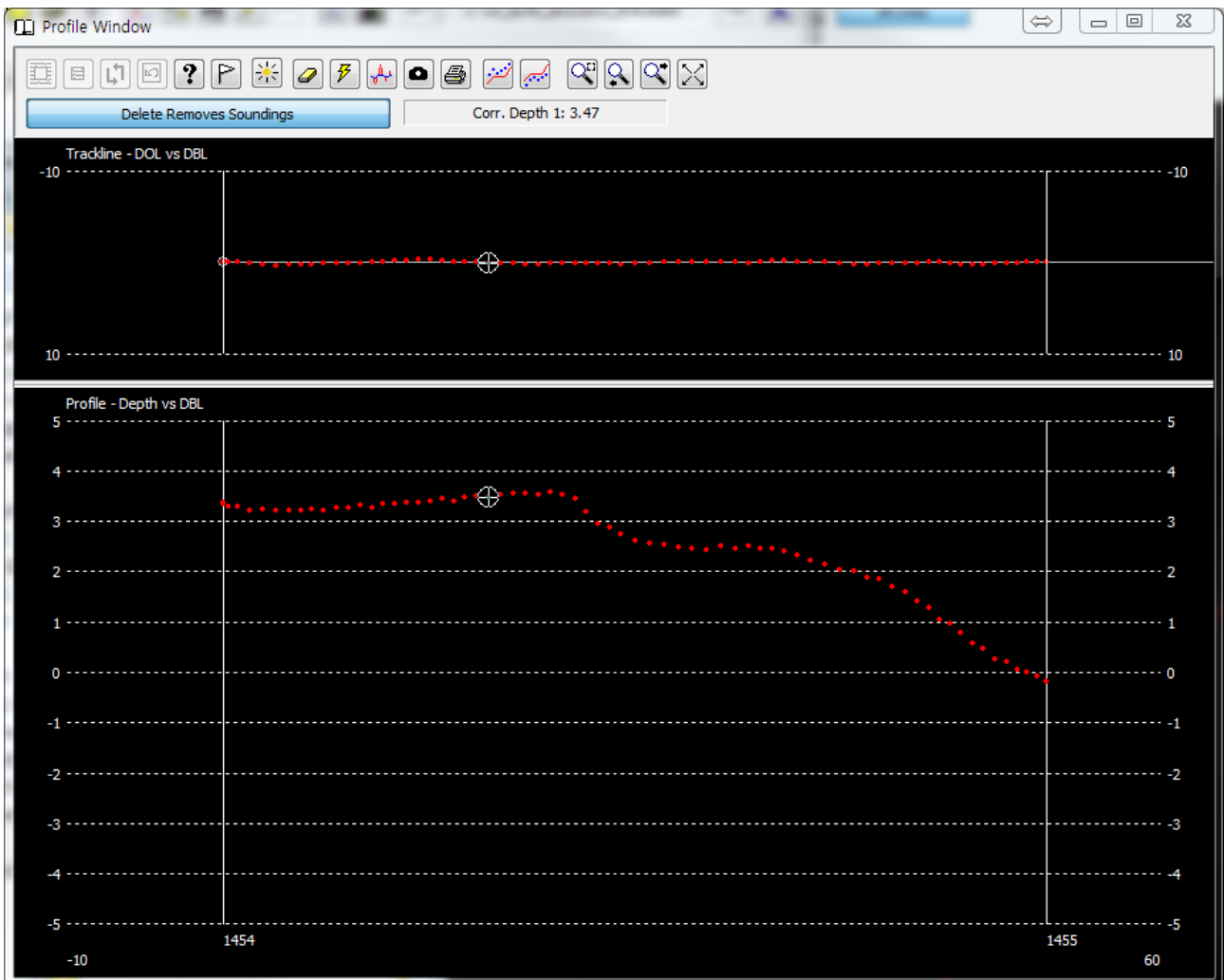


그림 33. Single beam editor (해빈지형 자료처리)의 Profile window

노이즈 제거가 끝나면 X, Y, Corr. Depth, DBL 값만 내보내기를 실행한다. RAW 파일이 있던 폴더에 동일한 이름의 txt 파일이 생성된 것을 확인 할 수 있다.

### 5.1.2 해저지형 모니터링 자료처리

해저지형도 해빈지형과 마찬가지로 Single beam editor를 사용한다. Single beam editor에서 파일을 열면 Correction 창이 열리는데 음속보정에 필요한 파일을 여기서 선택하면 된다(그림 34).

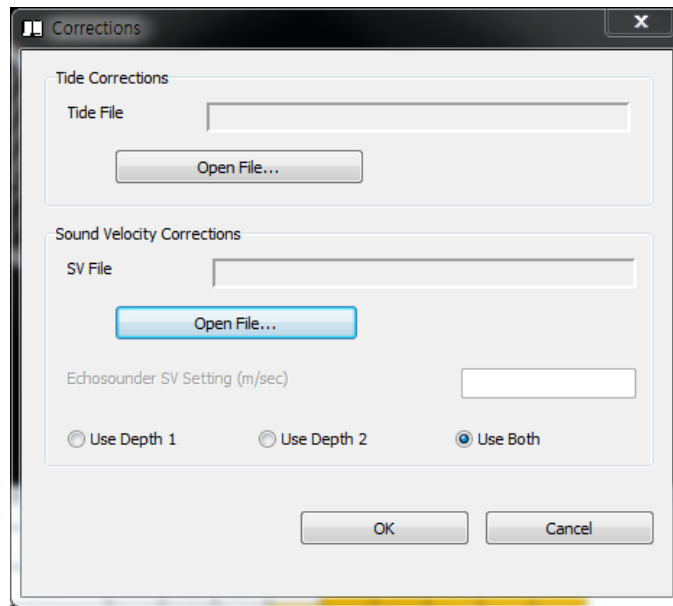


그림 34. 음속보정을 위한 Correction 창

해빈지형과는 달리 여러 장비를 사용하므로 다음 단계로 그림 35와 같이 각 자료와 장비명이 바르게 연결되어 있는지를 확인한다. 특히, Heading은 motion sensor로 되어 있고 Tide는 GPS로 되어 있는지 확인한다. 그리고 Depth Conversion은 Invert로 되어 있고 Invert Tide Values에 체크가 되어 있는지도 확인한다.

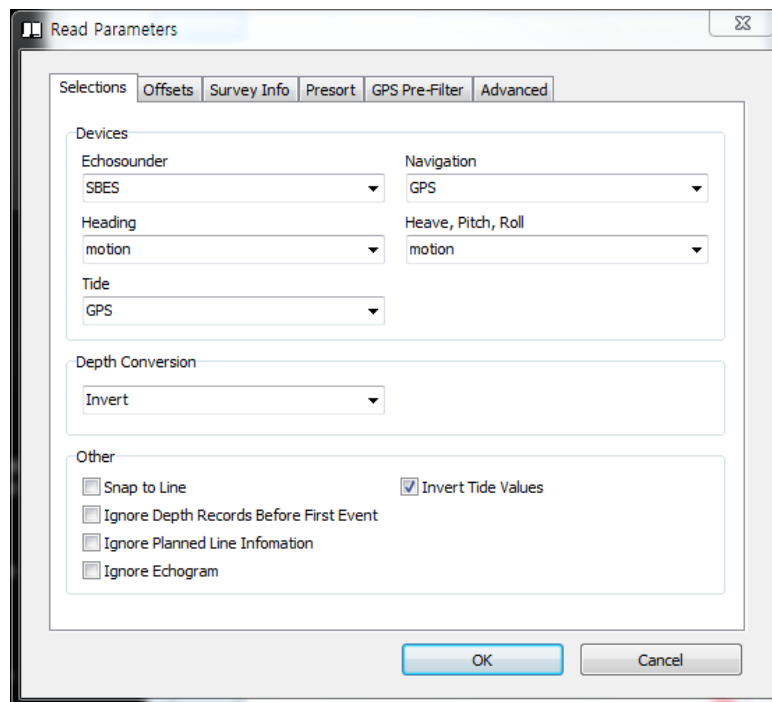


그림 35. Single beam editor의 Read Parameter 중 Selections 탭

그림 30에서 장비의 offset 값이 맞는지 야장과 확인을 한다. 만약에 잘못된 값이 입력되어 있다면 여기서 수정이 가능하다. 해빈지형 모니터링 자료처리와 마찬가지로 그림 31과 그림 32를 똑같이 적용한다.

측선별 해저지형자료가 열리면 그림 36의 Profile window에서 노이즈를 제거한다.

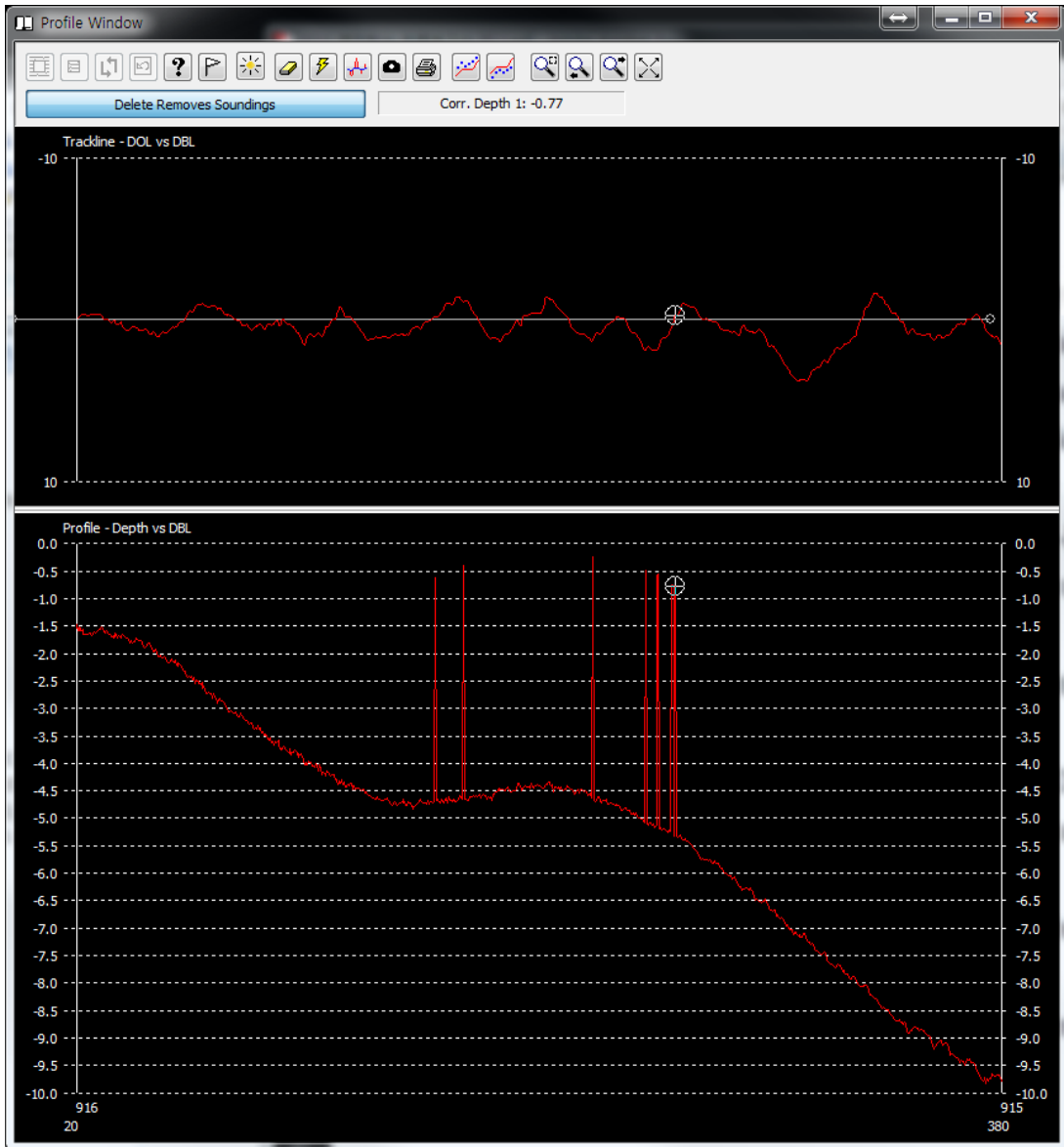


그림 36. Single beam editor (해저지형 자료처리)의 Profile window

Motion sensor에서 제공하는 자세보정 값(roll, pitch)에 따른 보정은 다음 그림 37에서 설명하고 있다. 이 그림은 roll만 작용했다고 가정하고 있다.  $\theta_R$ 은 roll 값을 의미하며,  $\phi$ 는 single-beam의 각도이다.

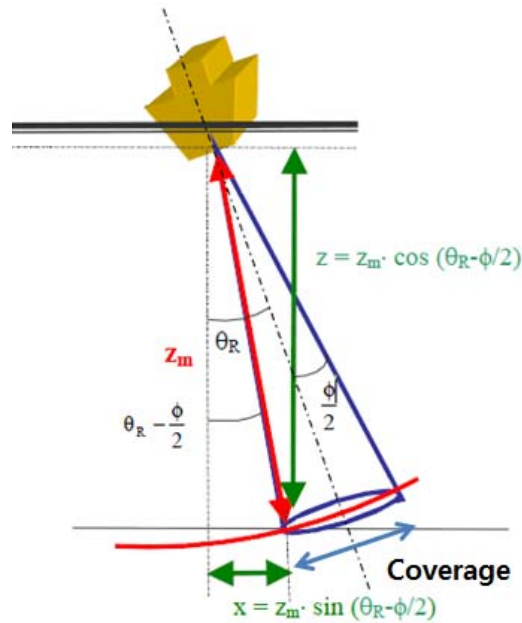


그림 36. Roll에 의한 수심의 보정값 적용 모식도

만약에 빔각이 6도일 때 수심별 roll 각도에 대한 보정값을 표 2에 나타냈었다.

표 2. 수심별 roll 각도에 따른 보정값 (빔각이 6도일 때)

Depth (m)	Coverage (m) (Beam width $\phi = 6^\circ$ )	Angle ( $\theta_R$ , $^\circ$ )									
		1	3	4	5	6	7	8	9	10	
1.0	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	
2.0	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	
3.0	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	
5.0	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	
7.5	0.79	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	-0.06	
10.0	1.05	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.04	-0.06	-0.08	
12.5	1.31	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	-0.05	-0.07	-0.09	
15.0	1.57	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.02	-0.04	-0.06	-0.08	-0.11	
17.5	1.83	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.02	-0.04	-0.07	-0.10	-0.13	
20.0	2.10	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.03	-0.05	-0.08	-0.11	-0.15	

수심 20 m 까지 Roll 각도가 5도 이상일 때 보정값이 1 cm 되는 것을 볼 수 있으며, 실제 측선에 적용한 결과 그림 37과 같이 5도 이상에 보정값이 적용되는 것을 알 수 있다.

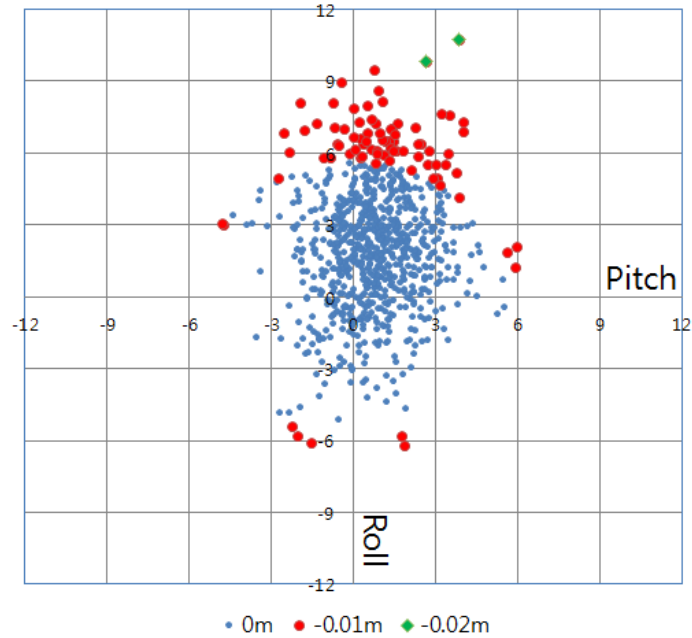


그림 37. 실제 해저지형조사에서 roll과 pitch에 따른 보정값

해황이 안 좋은 경우 roll, pitch에 의한 보정이 소용이 없는 경우가 있을 수 있다. 이런 경우 HYPACK의 경우 roll과 pitch에 대한 필터를 적용이 가능하므로 5도 이상에서 자동으로 제거하도록 필터를 사용하는 것이 좋다.

해빈지형 모니터링의 자료처리와 마찬가지로 노이즈 제거가 끝나면 X, Y, Corr. Depth, DBL 값만 내보내기를 실행한다. RAW 파일이 있던 폴더에 동일한 이름의 txt 파일이 생성된 것을 확인 할 수 있다.

## 5.2 물리환경 모니터링 자료처리 (2단계 작성예정)

### 5.3 자료정리 및 관리

해빈지형과 해저지형 자료처리를 통하여 각 측선별 자료를 얻게 되었다. 자료 분석을 위하여 측선형태로 되어 있는 자료를 격자형태로 변환하도록 한다. 격자 모양이 측선의 방향과 일치하지 않게 되면 자료의 밀집성의 문제로 인하여 왜곡현상이 발생하게 된다(그림 38). 이를 해결하기 위하여 측선의 방향과 격자방향이 일치할 수 있도록 자료전체를 좌표변환 하도록 한다. 좌표변환 후 자료를 가지고 격자형태의 자료를 만든 후 다시 역 좌표변환을 한다. 이렇게 만들어진 격자 자료는 그림 38과 같이 왜곡현상이 제거된다. 이렇게 만들어진 격자 자료를 이용하여 체적계산, 체적변화량 계산 등과 같은 연안침식에 관련된 분석 연구를 수행하게 된다.

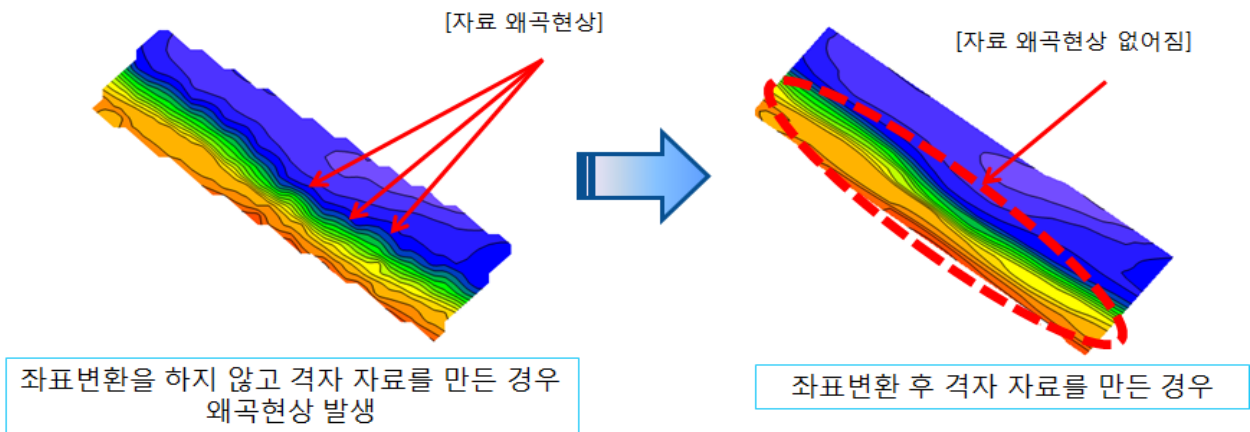


그림 38. 좌표변환을 이용하여 생성된 격자자료의 왜곡현상 제거

획득된 자료와 처리된 자료은 그림 39와 같은 폴더의 형태로 저장을 해놓는다. 0 HYPACK raw data는 처음 현장에서 획득된 원시자료를 저장한다. 1 1<sup>st</sup> processing data는 저장된 파일 이름을 수정하고 HYPACK을 이용하여 1차 처리된 원시자료를 저장한다(처리된 HYPACK project 폴더). 2 Line data는 1차 처리된 각 측선별 x, y, geoid, DBL 값을 저장한다. 3 Grid data는 좌표변환을 이용하여 만든 격자자료를 저장한다.

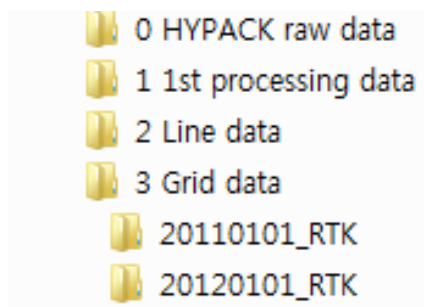


그림 39. 자료관리를 위한 폴더 사용의 예



## 6. 참고문헌

Leica Geosystems, 2009, Leica Viva GNSS GS15 receiver Datasheet, Heerbrugg, Switzerland

Lee, J.M, Park, J.Y. and J.Y. Choi, 2013, Evaluation of sub-aerial topographic surveying techniques using total station and RTK-GPS for applications in Macrotidal sand beach environment, Journal of Coastal Research, 65, 535-540

HYPACK, 2013, HYPACK® Hydrographic survey software user manual, Connecticut, USA





## 주 의

1. 이 보고서는 한국해양과학기술원에서 수행한 주요사업의 연구결과보고서입니다.
2. 이 보고서 내용을 발표할 때에는 반드시 한국해양과학기술원에서 수행한 주요사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 안됩니다.