



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



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

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

博士學位論文

濟州外港에서 暴風 波浪荷重에 依한  
砂質土 地盤에 施工된 防波堤의 沈下

濟州大學校 大學院

土木海洋工學科

金 仁 錫

2014年 2月



濟州外港에서 暴風 波浪荷重에 依한  
砂質土 地盤에 施工된 防波堤의 沈下

指導教授 李 秉 杰

이 論文을 工學 博士學位 論文으로 提出함

2013年 12月

金仁錫의 工學 博士學位 論文으로 認准함

審査委員長	조 인 령	
審査副委員長	이 병 걸	
委 員	김 상 진	
委 員	이 등 우	
委 員	남 경 만	

濟州大學校 大學院

2013年 12月



Settlement of Breakwater constructed on Sand  
ground due to wave-load induced by Storm  
Surge in Jeju harbor

Kim, In-sok

(Supervised by Professor Lee, Byung-Gul)

A thesis submitted in partial fulfillment of the  
requirement for the degree of Doctor of Engineering

2013. 12

This thesis has been examined and approved.

Thesis director, Jo, Il Hyeong

Thesis director, Lee, Byung Gul

Thesis director, Kim, Sang Jin

Thesis director, Lee, Dong Wook

Thesis director, Nam, Jung Man

*December , 2013*

Department of Civil and Ocean Engineering  
GRADUATE SCHOOL  
JEJU NATIONAL UNIVERSITY



- 목 차 -

목차 .....	i
List of Tables .....	iii
List of Figures .....	vi
Summary .....	xi
<b>I. 서 론</b> .....	1
1.1. 연구배경 및 목적 .....	1
1.2. 논문내용 및 구성 .....	2
<b>II. 침하에 대한 기존연구</b> .....	5
2.1. 기초의 침하 .....	5
2.2. 지중응력 .....	9
2.3. 즉시침하 .....	20
2.4. 압밀침하 .....	22
2.5. 모래지반의 기초침하 .....	27
2.6. 기초 사석침하 .....	33
<b>III. 제주도 해안지역 모래의 특성</b> .....	35
3.1. 제주도에 분포하고 있는 모래의 분류 .....	35
3.2. 제주도 해안지역 모래의 역학적 특성 .....	52
3.3. 압축시험 .....	56
3.4. 제주도 해안지역 모래의 거동특성 .....	61
3.5. 제주도 해안지역 모래의 탄성계수 .....	63
3.6. 제주도 해안지역 모래의 압축특성 .....	64
3.7. 제주도 해안지역 모래의 과쇄성 .....	66

<b>IV. 파압 산정 및 침하량 해석 모델</b> .....	69
4.1. 개요 .....	69
4.2. 파압에 의한 해양구조물아래의 지반변동 .....	70
4.3. 파압산정 해석 모델 .....	74
4.4. 침하량 해석 모델 .....	85
<b>V. 제주외항 설계 조건</b> .....	97
5.1. 제주외항 지역의 기상조건 .....	97
5.2. 제주외항 지역의 해상조건 .....	105
5.3. 제주외항 지역의 지반조건 .....	117
<b>VI. 제주외항 관측 및 계측</b> .....	127
6.1. 파랑 .....	127
6.2. 케이슨 침하 .....	136
<b>VII. 파압 산정과 침하량 해석</b> .....	155
7.1. 설계파 결정 .....	155
7.2. 해석단면 설정 .....	157
7.3. 파압산정 .....	160
7.4. 단면해석 .....	166
7.5. 비교검토 .....	190
<b>VIII. 결론 및 향후 연구방향</b> .....	198
<b>참고문헌</b> .....	201
<b>부    록</b> .....	207

## List of Tables

Table 2.1 Relation of stress and void ratio .....	30
Table 3.1 XRF results of beach sands in Jeju island .....	37
Table 3.2 XRF results of Jeju volcanic rocks .....	38
Table 3.3 The physical properties of silicate sands .....	40
Table 3.4 The physical properties of carbonate sands .....	43
Table 3.5 The physical properties of mixed sands .....	45
Table 3.6 Formation characteristic of sands .....	47
Table 3.7 The Comparisons of XRF and XRD .....	48
Table 3.8 Specific gravity of classified sands .....	49
Table 3.9 Contents of iron in sand .....	51
Table 3.10 Characteristics of samples .....	53
Table 3.11 Strength parameters of Sam-yang sand .....	53
Table 3.12 Strength parameters of Gim-nyeong sand .....	54
Table 3.13 Strength parameters of Jeju harbor sand .....	55
Table 3.14 Type of compression test ring .....	57
Table 3.15 Testing contents .....	58
Table 3.16 Compression test result of Sam-yang sand .....	58
Table 3.17 Compression test result of Gim-nyeong sand .....	59
Table 3.18 Compression test result of Jeju harbor sand .....	60
Table 3.19 Modulus of elasticity .....	64
Table 5.1 Weather summary in Jeju .....	98
Table 5.2 Monthly temperature .....	99
Table 5.3 Monthly precipitation .....	100
Table 5.4 Monthly wind velocity .....	101
Table 5.5 Wind direction different incidence .....	102
Table 5.6 Monthly atmospheric pressure .....	103

Table 5.7 Major typhoon affecting the Jeju region (maximum wind speed 20m/s or more) .....	104
Table 5.8 Time and place of the investigation of each item .....	105
Table 5.9 Tide table of Jeju harbor .....	107
Table 5.10 Summary of observation of the flow of seawater .....	109
Table 5.11 Tidal current in spring tide .....	109
Table 5.12 Tidal current in neap tide .....	109
Table 5.13 Summary of observation of the flow of stratified seawater .....	110
Table 5.14 Mean spring maximum tidal current .....	111
Table 5.15 Conditions of reproduction by frequency of deep-sea wave that has been applied to basic research(Existing plan) .....	113
Table 5.16 Conditions of reproduction by frequency of deep-sea wave that is considered basic research .....	113
Table 5.17 Conditions of Jeju harbor area deep sea wave .....	114
Table 5.18 Deep water design wave data of Jeju harbor .....	114
Table 5.19 Jeju harbor area design wave .....	115
Table 5.20 Boring positions and altitude with benchmark .....	118
Table 5.21 Summary of bedding planes .....	121
Table 5.22 Laboratory test results of soil samples .....	125
Table 5.23 Soil characteristics of representative of each stratum .....	125
Table 6.1 Characteristic of storm surge .....	134
Table 6.2 Wave characteristic .....	135
Table 6.3 Wave characteristics related to caisson movements .....	144
Table 7.1 Overview of the numerical models used to estimate the design wave in Jeju Harbor .....	155
Table 7.2 Design wave height calculated by the model in wide area .....	156

Table 7.3 Design wave height calculated by the model in small area .....	156
Table 7.4 Design wave height applied to 3D-NIT .....	156
Table 7.5 Soil characteristics for dynamic analysis .....	166

## List of Figures

Figure 2.1 Stress-strain curve of sand .....	8
Figure 2.2 Vertical soil stress effect according to vertical concentrated load. ....	10
Figure 2.3 Vertical soil stress effect of vertical line load. ....	11
Figure 2.4 Vertical soil stress effect according to equal loads on the breakwater. ....	12
Figure 2.5 Stress-strain distributions by vertical wave pressures. ....	13
Figure 2.6 Vertical soil stress effect according to equal loads. ....	14
Figure 2.7 Vertical soil stress effect according to the soil volume loads. ....	15
Figure 2.8 The soil volume load by triangle type loads. ....	16
Figure 2.9 Vertical soil stress effect according to equal load distributions. ....	17
Figure 2.10 Vertical soil stress effect according to square type equal load distribution. ....	18
Figure 2.11 Newmark's Circle type effect. ....	20
Figure 2.12 Edge region settlement pattern according to square type equal load distribution. ....	22
Figure 2.13 Pressure settlement patterns. ....	23
Figure 2.14 Relationship between averaged pressure density and time coefficients. ....	26
Figure 2.15 Pressure settlement computation figure. ....	27
Figure 2.16 Strain influence factor .....	29
Figure 2.17 Relation of stress and void ratio .....	30
Figure 3.1 Sampling sites .....	35
Figure 3.2 Grain-size distribution curve of silicate sands .....	40
Figure 3.3 Name of volcanic rock .....	41
Figure 3.4 Grain-size distribution curve of carbonate sands .....	43

Figure 3.5 Grain-size distribution curve of mixed sands .....	46
Figure 3.6 Grain-size distribution curve of classified sands .....	49
Figure 3.7 Relationship between normal stress and shear stress(Sam-yang sand) .....	54
Figure 3.8 Relationship between normal stress and shear stress(Gim-nyeong sand) .....	55
Figure 3.9 Relationship between normal stress and shear stress(Jeju harbor sand) .....	56
Figure 3.10 Compression curve of Sam-yang sand .....	59
Figure 3.11 Compression curve of Gim-nyeong sand .....	60
Figure 3.12 Compression curve of Jeju harbor sand .....	61
Figure 3.13 Internal friction angle and relative density .....	61
Figure 3.14 Comparison index compression .....	65
Figure 3.15 Initial compression rate of each load .....	66
Figure 3.16 Grain size analysis(Before and after compression test) .....	67
Figure 4.1 Wave deformation effects for the vertical type caisson structures .....	70
Figure 4.2 Caisson structure movements characteristics by wave action .....	71
Figure 4.3 Water pressure distributions of caisson structures by wave deformations .....	71
Figure 4.4 Soil volume change pattern by wave movement .....	72
Figure 4.5 Soil settlement trends by wave action along water depth .....	73
Figure 4.6 Wave experimental model for estimating wave induced force on seabed .....	73
Figure 4.7 Free surface model by VOF method .....	75
Figure 4.8 Schematic diagram of the numerical wave tank used in 3D-NIT .....	76
Figure 4.9 Schematic view of multi-spring model .....	86

Figure 4.10 Schematic view of liquefaction front, state variable $S$ and shear stress ratio .....	89
Figure 5.1 Monthly temperature .....	99
Figure 5.2 Monthly precipitation .....	100
Figure 5.3 Monthly wind velocity .....	101
Figure 5.4 Wind rose diagram .....	102
Figure 5.5 Location map of marine survey .....	105
Figure 5.6 Tidal chart in Jeju Harbour .....	108
Figure 5.7 Measured Stratified tidal current history .....	110
Figure 5.8 Averaged maximum flow velocity .....	111
Figure 5.9 Tidal chart .....	112
Figure 5.10 Location map of soil investigation .....	119
Figure 5.11 Boring profiles in west breakwater .....	122
Figure 5.12 $N$ value with the depth .....	123
Figure 6.1 Installed location of wave gauges .....	127
Figure 6.2 Wave gage setting figure .....	129
Figure 6.3 Wave gage installation processes .....	130
Figure 6.4 Wave height history : Maemi and Nari typhoons .....	132
Figure 6.5 Wave period history : Maemi and Nari typhoons .....	133
Figure 6.6 Caisson model of Jeju harbor .....	140
Figure 6.7 Observed reference surveying positions through level surveying .....	141
Figure 6.8 Measured position of settlement .....	142
Figure 6.9 Time-settlement graph : No.8 .....	143
Figure 6.10 Time-settlement relation .....	154
Figure 7.1 Cross-section of caissons, water depth, and ground profile of west breakwater in Jeju harbor .....	158
Figure 7.2 Representative cross-section of caisson for numerical analysis .....	159
Figure 7.3 Arrangement of numerical wave tank .....	160

Figure 7.4 Measurement location of wave pressure .....	161
Figure 7.5 Wave pressure of crest and trough .....	162
Figure 7.6 Wave pressure history at the front side of the caisson at node No. 1 ~ No. 12 .....	163
Figure 7.7 Wave pressure history at the slope of rubble mound at node No. 13 ~ No. 21 .....	164
Figure 7.8 Wave pressure history at the seabed at node No. 22 ~ No. 30 .....	165
Figure 7.9 Numerical modeling mesh of seabed for dynamic analysis .....	167
Figure 7.10 Surface area of Caisson deformation in x-direction .....	170
Figure 7.11 X-direction node deformations .....	171
Figure 7.12 Surface area of Caisson deformation in y-direction .....	174
Figure 7.13 Y-direction node deformations .....	176
Figure 7.14 Upper part deformations of caisson .....	177
Figure 7.15 Final deformation appearance of seabed and breakwater .....	179
Figure 7.16 Distribution of maximum excess pore water pressure ratio .....	181
Figure 7.17 The element for dynamic analysis .....	182
Figure 7.18 Time history of excess pore water pressure in element .....	184
Figure 7.19 Effective stress path on time history .....	187
Figure 7.20 Rotation of principal stress .....	189
Figure 7.21 Comparison of the computations and analytic solutions .....	194
Figure 7.22 Vertical deformation of node 1245 .....	196
Figure 7.23 Comparison between the computation and analytic solutions according to wave pressures .....	197

## Summary

In this study, to prove the wave-induced settlement, the long-term measured settlement data at Jeju harbor caisson breakwater were analyzed. Additionally, a wave load acting on the structure and seabed was calculated using 3D-NIT (Three-Dimensional Numerical Irregular wave Tank). The wave load data was used as an input data in geotechnical analysis program. The following conclusions were drawn.

Generally, the structure built on sand ground predominantly depends on immediate settlement. However, based on the field measurement in Jeju harbor area in which the silicate and carbonate mixed sand exists, it shows that in addition to the immediate settlement a considerable additional compression has been occurred with time due to crushing, shattering, and rearrangement of sand particles, especially carbonate sand particles.

This material related settlement has been already studied. However, the settlement data show extra unordinary settlement which is related to wave load due to storm. The study on the wave-induced settlement has not been conducted so far. In this study, we focused on the wave-induced settlement affected by Typhoon.

In Jeju harbor caisson, the settlement caused by wave load was identified. Settlement, excess pore pressure, and effective stress path histories were estimated. The ground settlement was a little different at each measured location but practically the same. Settlement at the leeside is little bigger than that at the seaside.

As seen settlement history, wave load induced settlement clearly occurred

so that the effect of wave on settlement was verified. Comparing with wave distribution, the ground settlement was not occurred during regular wave condition, but the settlement increased with wave. The rapid and abruptly large settlement occurred at the maximum wave load. After the maximum wave load the settlement still continuously occurred but the magnitude is smaller than that occurred at the maximum wave load.

The change of excess pore pressure ratio showed a similar pattern to location and depth of ground. The excess pore pressure ratio reached up to 0.9 at the ground just below the toe of rubble mound. When the excess pore pressure ratio reaches up to 1 and we can define the soil becomes liquefied. The rest of area showed 0.5 of excess pore pressure ratio. This excess pore pressure ratio was not enough to induce soil liquefaction, but could decrease the effective stress and cause the ground settlement.

As seen the effective stress path in  $p'-q'$  diagram, the ground at the toe of rubble mound was the most vulnerable location. As increased the excess pore pressure, the effective stress path moved to left side. Comparing with Mohr-Coulomb failure line, the ground at the toe of rubble mound closely reached to the failure line. It indicated the decrease of ground strength.

From this study, we can clearly see the effect of wave load on settlement in coastal structure built on sandy soil so that this effect should be incorporated in design and maintenance. Additionally a study of guideline about the structure installation considering the storm wave load induced settlement should be conducted urgently.

# I. 서론

## 1. 1 연구배경 및 목적

제주도는 한반도 남서해상에 위치한 섬으로서 극동지역의 주요 해상루트 중심에 위치한 전략적 중요성을 지니고 있다. 하지만 제주지역은 항만의 접안시설 부족으로 인한 만성적 체선, 체화 현상과 이에 따른 물류비 상승과 관광 항으로써의 이미지 실추에 따라 기존 항의 개발 필요성이 대두되었다. 그래서 제주항과 서귀포항을 국제적인 관광미항으로 개발하기 위해 단계별 항만 워터프론트 개발이 진행되고 있다. 아울러 이들 항을 주변 관광지와 연계하여 관광잠재력을 극대화하고, 미래지향적인 국제 해양관광 중심항으로 특화시켜 개발되고 있다. 또한 민군복합항 건설을 위한 공사가 추진되고 있어 제주도 연안 전 지역에서의 대규모 항만 공사가 진행 중에 있다.

제주도는 후기 화산활동에 의해 형성된 섬으로 현무암과 조면안산암, 하와이 아이트, 응회암 등의 암반층과 화산쇄설물인 송이가 반복적으로 구성된 지질로 절리와 기공이 발달되고 강도가 크지 않는 특성을 지니고 있다. 제주도는 이들 암반층과 화산쇄설물 등이 강한 바람과 파도에 의해 풍화되어 해안지역에 퇴적된 모래와 조개 및 어패류 등에 의해 형성된 모래, 그리고 이 두 가지의 재료 특성을 동시에 보이는 혼합 모래가 제주도 해안지역에 분포되어 있다.

일반적으로 모래지반에 구조물 거치 시 즉시침하가 지배적이나, 암편의 풍화와 어패류에 의해 형성된 모래지반인 제주외항인 경우 항만구조물 거치 후 즉시침하 외에도 상당 시간동안 침하가 계속적으로 발생하였다. 이는 지속적인 재하로 인한 탄산염 성분 모래의 파쇄와 이로 인한 모래 입자의 재배열 때문이다. 이러한 이유로 기존의 탄성침하량을 이용한 침하량을 산정하는 것은 과소평가 될 우려가 다분하여, 실제 축조공사 중인 케이슨의 침하계측을 통하여 탄산염 성분이 포함된 모래지반에 대한 공학적 특징과 침하에 대한 연구가 조성환(2006), 이

원민(2011) 등에 의해 이루어졌다.

제주의항 서방파제의 실제 계측 값을 이용한 시간-침하계측 데이터로 침하량을 조사한바, 구조물을 거치 후 초기 탄성침하량이 발생하고, 그 후 이 지역의 기초지반인 모래의 재료적 특성으로 인해 장기침하가 발생하는 것을 알 수 있다. 하지만 이런 침하특성 외에 급속한 침하도 발생되었음을 알 수 있다. 이러한 급속한 침하는 탄산염 성분 모래에 의해 발생되었다고 보기 어렵게 그 침하량이 상당히 크며 단시간에 발생한 특징을 보인다. 급속한 침하가 발생한 기간은 태풍 “매미”가 발생한 시점으로 케이슨 거치 후 처음으로 큰 파랑이 작용한 시점이다.

태풍매미 발생 후에 매미 파랑보다는 작지만 평시 파랑보다는 큰 파랑이 작용한 시기에는 매미 때와는 다르게 침하량의 변화는 거의 발생되지 않았다. 또한 태풍매미의 파랑제원보다도 큰 파랑이 케이슨에 작용한 경우 작은 양의 급격한 침하가 발생된 것을 알 수 있다. 이처럼 계측 결과를 통해 사질토 지반에 해상구조물이 건설될 경우 탄성침하, 재료특성으로 인한 크리프 침하 그리고 파랑에 의한 침하가 발생함을 알 수 있다. 하지만 현재까지 파랑에 의해 발생하는 지반의 급속한 침하에 대한 연구는 매우 미미한 실정이다.

따라서 본 연구에서는 제주의항의 사질토 지반에 해상구조물이 건설될 경우 파랑에 의해 발생할 수 있는 침하량을 3D-NIT (Three-Dimensional Numerical Irregular wave Tank) 프로그램을 사용하여 파압을 산정하고 이를 지반해석프로그램에 입력하여 산정하고자 한다. 이를 위해 제주의항 서방파제의 설계조건과 파랑 관측자료와 침하량 계측 자료를 이용하였다. 본 연구 결과를 통해 사질토 지반에 건설된 구조물의 침하량 예측 및 그 원인을 규명하고자 한다.

## 1. 2 논문내용 및 구성

본 논문은 해저 사질토 지반에 구조물을 건설할 경우 파랑에 의한 침하거동에 관한 연구로서 총 8장으로 구성된다. 연구에 사용된 파랑하중 산정 프로그램은

방과제 제체에 과압에 의한 동적영향을 고려할 수 있으며, 과압계산은 비선형 해석이 가능하고, 유체의 점성 및 난류특성을 그대로 포함하는 3D-NIT프로그램을 이용하였다. 그리고 지반의 동적해석은 다중전단 메커니즘모델을 흡에 적용한 유한요소 해석프로그램을 사용하였다(Iai et al.1992). 각 장의 내용은 다음과 같다.

제 1장에서는 본 연구배경 및 목적에 대해서 서술하였다. 제 2장에서는 사질토의 특징, 사질토의 침하량 산정 등 사질토 침하에 관한 기존의 연구에 대하여 기술하였다. 제 3장에서는 제주도 해안지역 모래의 특성에 대하여 기술하였다.

제 4장에서는 과압에 의한 해양구조물 아래의 지반변동에 대한 사항과 사질토 해저지반과 구조물에 작용하는 과압의 특성을 파악하기 위하여 VOF(volume of fluid)법을 이용한 3D-NIT(Three-Dimensional Numerical Irregular wave Tank) 프로그램에 대해 서술하였다. 더불어 침하량 해석을 위해 사용된 지반-구조물 동적거동에 대한 유한요소법을 설명하였다.

제 5장에서는 제주외항 방과제 설계에 사용된 제주외항 지역의 지반조건, 해상조건 등에 대한 내용을 기술하였다. 제 6장에서는 현장에서 계측된 과압 및 침하량에 대한 분석결과를 기술하였다. 제 7장에서는 프로그램을 이용하여 산정된 과압 및 침하량 결과와 현장 계측치를 비교 함께 분석한 내용을 기술하였다. 제 8장에서는 본 연구의 결과들을 정리한 결론과 향후 연구방향에 대해 기술하였다.



## II. 침하에 대한 기존연구

### 2. 1 기초의 침하

흙은 구조물이나 성토 자중과 같은 하중을 받으면 다소간의 압축이 발생한다. 이렇게 압축력을 받아 지표면에 발생하는 연직변형을 침하(settlement)라고 한다. 일반적으로 투수계수가 큰 조립토의 침하는 투수계수가 작은 세립토에 비해서 짧은 시간에 발생한다.

침하량은 다음 세 성분으로 나눌 수 있다.

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (2.1)$$

여기서,  $S_t$  = 전체침하량

$S_i$  = 즉시침하량(탄성침하량)

$S_c$  = 1차 압밀침하량

$S_s$  = 2차 압밀침하량

즉시침하(immediate settlement)는 탄성침하(elastic settlement)라고도 하며, 흙 입자의 탄성변형에 의한 것으로 하중을 가한 즉시 발생한다. 1차 압밀침하(primary consolidation settlement)는 투수계수가 작은 점성토에서 발생하는 시간 의존적인 것이다. Terzaghi는 포화된 흙에서 간극수가 흘러 나가면서 오랜 시간에 걸쳐 흙이 압축되는 것을 압밀이라고 하였다. 압밀은 흙의 압축의 한 양상에 나타나는 것으로 주로 점토 지반의 침하 양상을 일컫는다. 그러나 사질토 지반에서는 간극수가 하중 재하와 동시에 소산되므로 점성토 지반과는 달리 압축이라 일컫는다.

2차 압밀침하(secondary consolidation settlement)는 과잉 간극수압이 모두 소산(즉, 1차 침하 완료 후)된 후에도 하중이 지속적으로 작용하는 경우에 발생

하는 시간 의존적인 침하이다. 이런 상태 하에서 유효응력은 일정하다. 그리고 2차 침하는 유기질 성분이 많은 흙에서 주로 발생하며, 보통 흙 구조의 소성적 변형(입자 재배열, 파쇄, 변형, 크리프)이 주요원인이다.

점토와 달리 사질토 지반의 침하량에는 즉시 침하량 성분이 지배적이다. 포화된 사질토 지반에 하중을 가하면 간극수압이 갑자기 증가하는데 사질토에서는 투수계수가 커서 간극 수압이 증가함에 따라 간극수가 즉시 배수된다. 배수는 지반의 부피 감소를 수반하여 결과적으로 지반 침하를 가져온다. 사질토에서는 간극수가 신속히 배수되므로 즉시 침하와 1차 압축 침하가 동시에 일어난다. 이후, 하중이 지속적으로 작용하는 경우에 흙 구조의 소성적 변형에 의해 2차 압축 침하가 발생한다.

사질토 지반의 침하량은 점성토 지반의 침하량보다 상당히 작지만 구조물의 침하에 따른 피해를 방지하기 위하여 정확하게 예측할 수 있어야 한다. 왜냐하면 대부분의 구조물은 완속 재하시 보다는 급속 재하시의 부등침하에 대단히 민감하기 때문이다. 더욱이 사질토 지반은 점토 퇴적지반에 비하여 불균질인 경우가 많기 때문이다.

일반적으로 지하수위가 높은 느슨한 모래 지반 상에 폭이 좁은 얇은 기초가 설치되어 있을 경우, 기초의 허용 지지력은 지반의 전단강도보다는 침하에 의하여 결정된다. 따라서 사질토 지반에서 구조물의 정확한 침하 예측은 실제 대단히 중요하다.

사질토 지반은 투수성이 상당히 큰 관계로 침하는 대부분 기초 하중이 재하되는 동안 발생된다. 따라서 건설 공사가 끝난 이후는 크리프에 의한 소량의 침하만 발생한다. 사질토 지반의 침하를 유발시키는 요인으로는 다음의 두 가지를 열거할 수 있다.

- ① 전단변형률: 재하에 의하여 형상이 변하기 때문에 발생.
- ② 체적변화: 다이러턴이나 압축에 의한 변화.

사질토의 압축성에 영향을 미치는 요소로 다음의 4가지로 열거할 수 있다.

- ① 토질특성(soil characteristics)
- ② 응력상태(state of stress in the ground)

③ 다짐상태(state of compaction)

④ 응력이력(stress history)

우선, 사질토의 토질특성으로 입도, 입자크기, 입자형상, 조도, 광물경도 등을 들 수 있다. 이들 요소는 모두 사질토의 압축성에 영향을 미친다. 즉, 입도가 좋을수록 압축성이 감소하며 등근 입자일수록 압축성이 증가한다. 또한, 입자의 조도와 크기가 클수록 압축성이 감소한다. 그밖에도 광물경도가 감소할수록 입자 파쇄에 의한 압축성이 증가한다. 특히 운모성분이 많은 모래나 실트 지반에서는 입자 파쇄가 중요한 요소가 된다.

두 번째 중요한 요소는 지중응력 상태이다. 사질토 지반에 수평 응력이 크게 작용하면 체적 변화가 적으며 결국 침하량이 감소하게 된다. 이러한 수평 응력은 prestressing에 의하여 발생될 수 있다. 그 밖에 지중응력 상태에 관련된 요소로는 지하수위, 기초깊이, 간극비 등을 들 수 있다.

세 번째로 다짐 상태는 밀도와 모래 입자의 방향에 의하여 결정된다. 초기 다짐 상태와 변화 가능성은 침하에 큰 영향을 미친다. 예를 들어 퇴적 지반이 느슨하고 변화 가능성이 크면 침하는 많이 발생할 것이다. 반대로 조밀한 상태의 지반에서는 전단 시 팽창하려는 경향이 있으므로 침하가 적거나 무시할 수 있을 것이다.

마지막으로 응력 이력은 사질토 지반의 압축성에 가장 큰 영향을 미치는 요소이다. 만약 모래 퇴적지반이 이전에 재하 혹은 변형을 받은 바가 있으면 압축성은 상당히 감소한다. 따라서 침하가 상당히 줄어들게 된다. 예를 들어 Figure 2.1에서 보는 바와 같이 모래의 삼축시험 시 하중을 감소시켰다가 다시 재하 한 경우 다시 재하시의 탄성계수  $E_t$ 는 초기탄성계수  $E_r$ 보다 상당히 큰 것을 알 수 있다. 이는 곧 재하응력을 받은 지반은 압축성이 상당히 감소되었음을 나타내며 이러한 지반에서는 침하량도 상당히 감소할 것임을 알 수 있다. 이 현상은 특히 느슨한 지반에서 더욱 현저하다.

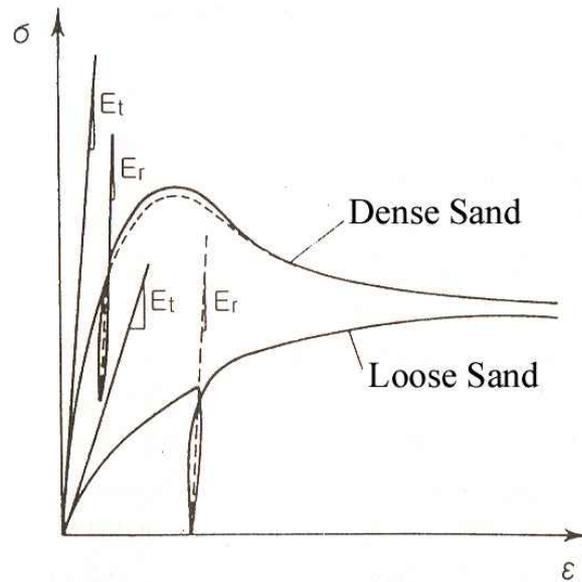


Figure 2.1 Stress-strain curve of sand.

사질토 지반의 즉시 침하량을 산출하는 방법은 탄성론에 의한 방법과 경험적인 방법으로 크게 구분할 수 있다.

① 탄성론에 의한 방법

사질토 지반을 이상적인 탄성체(균질, 등방, 반무한)로 가정하여 탄성론에 의거 지표면의 변형 즉 침하를 계산하는 방법이다. 하지만 실제 지반은 이상적 탄성체가 아닌 관계로 탄성론에 의한 값을 경험에 의해 보정하는 방법이 많이 제안되고 있다.

② 경험적 방법

사질토 지반상의 침하량을 정확하게 예측할 수 있는 합리적인 이론은 아직 마련되어 있지 못한 실정이며 또한 침하량 계산에 필요한 계수를 얻기 위한 사질토 지반에서 교란되지 않은 시료의 채취는 불가능하다.

따라서 사질토 지반의 침하량 산정방법은 현장시험에서 얻은 경험에 따르는 경우가 많으며 현재 활용되고 있는 현장시험으로는 평판재하시험, 표준관입시험, 콘관입시험, pressuremeter 등이 있다.

## 2. 2 지중응력

지반의 전단파괴에 대한 충분한 안전율을 가지는 구조물이 지표면에 있는 경우에 생기는 지중응력은 기초의 극한 지지력에 비해 비교적 작기 때문에 지반을 탄성체로 가정하여 합리적인 근사값을 얻을 수 있다. 지중응력 계산에 사용하는 해석법에는 Boussinesq의 해석법이 있다. 이 해석은 등방성이고 균질한 반무한 탄성체 표면에 연직 집중하중이 작용했을 때를 기준으로 유도된 것이며 이 식을 적분함으로써 선형 하중이나 띠하중에 대한 지중응력을 구할 수 있다. 탄성해법의 다른 방법으로 띠 모양의 하중 또는 직사각형 하중에 대한 지중응력을 추정하는 방법으로는 응력의 직선적 분산을 가정한 Köler의 방법이 있다.

지중응력의 해석은 상재하중에 의한 지중응력 증가분의 값이고 흙의 자중은 고려되어있지 않음을 주의하여야 한다.

### (1) 집중하중에 의한 지중응력

지반을 자중이 없는 반무한 탄성체라 하고 그 표면에 재하 된 집중하중  $P$ 로 인한 지중응력은 Boussinesq에 의하면 식 (2.2)와 같다.

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} I_\sigma \quad (2.2)$$

여기서,  $\sigma_z$  : 연직 지중응력(kN/m<sup>2</sup>)

$P$  : 집중하중(kN)

$z$  : 지표면으로부터 깊이(m)

$I_\sigma$  : 영향치(Figure 2.2 참조)

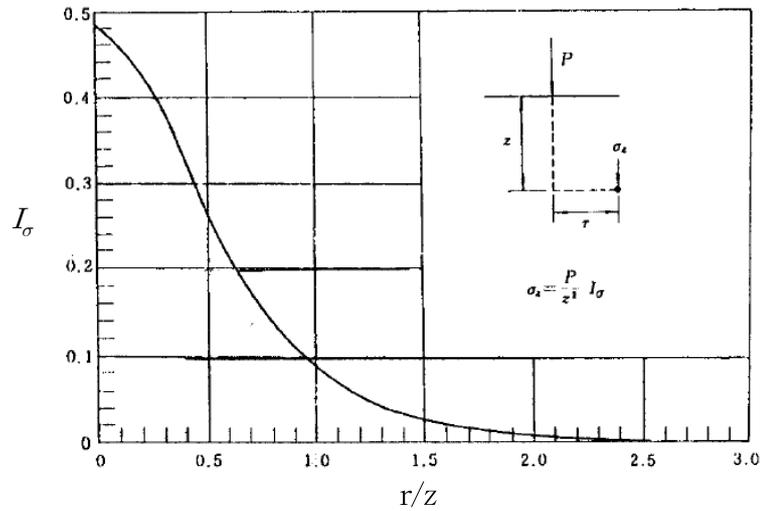


Figure 2.2 Vertical soil stress effect according to vertical concentrated load.

(2) 선 하중에 의한 지중응력

단위 길이당 하중이  $p$ 인 무한히 긴 선형하중이 연직으로 작용할 때 지표면에 서 깊이  $z$ 인 점에서의 연직 지중응력  $\sigma_z$ 는 식 (2.3)에서 구할 수 있다.

$$\sigma_z = \frac{p}{z} I_\sigma \sigma = \frac{p}{z} I_\sigma \quad (2.3)$$

여기서,  $\sigma_z$  : 연직 지중응력(kN/m<sup>2</sup>)

$z$  : 지표면으로부터 깊이(m)

$p$  : 단위 길이당 선하중(kN/m)

$I_\sigma$  : 영향치(그림 2.3 참조)

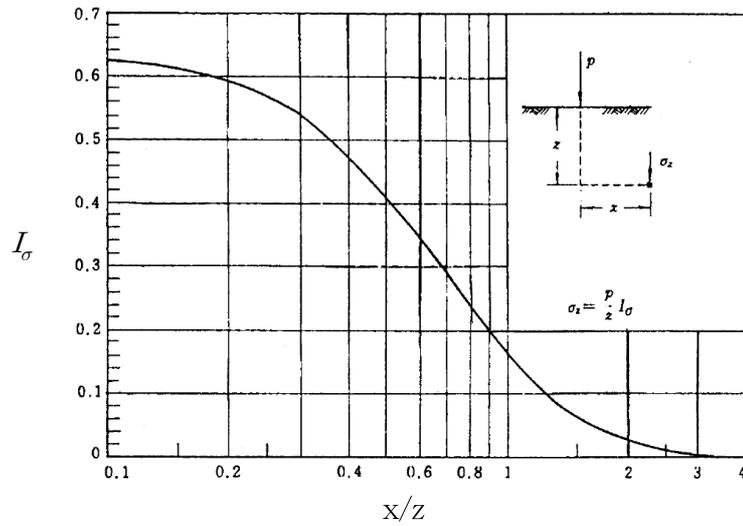


Figure 2.3 Vertical soil stress effect of vertical line load.

(3) 띠 모양의 하중에 의한 지중응력

① 등분포 띠모양 하중(재하 폭 B(m))에 의한 지중응력은 식 (2.4)로 구한다.

$$\sigma_z = pI_\sigma \quad (2.4)$$

여기서,  $\sigma_z$  : 연직 지중응력(kN/m<sup>2</sup>)

p : 하중강도(kN/m<sup>2</sup>)

$I_\sigma$  : 영향치(Figure 2.4 참조)

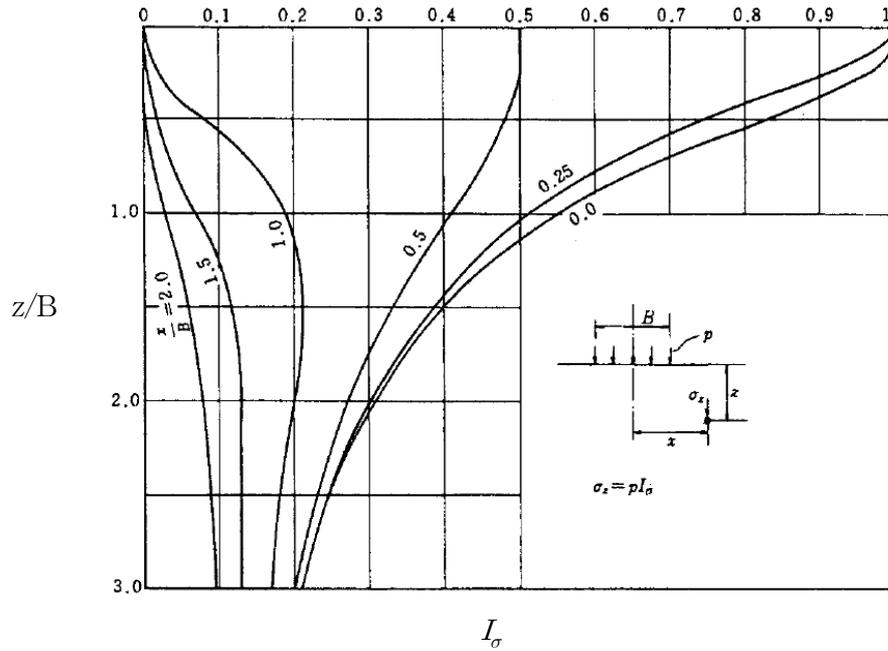


Figure 2.4 Vertical soil stress effect according to equal loads on the breakwater.

등분포 띠 모양 하중인 경우 전술한 탄성 해석에 의존하지 않고 응력이 직선적으로 분산한다고 가정하는 Köler 의 방법을 사용할 수 있다. 이 방법에는 Figure 2.5(a)와 (b)와 같이 Boston Code법과 수정 Köler법이 있다.

보스톤법에서는 지표면의 연직 하중이 각도  $\alpha$  ( $\alpha \geq 30^\circ$ )로 균일하게 분산된다고 생각한다. Figure 2.5(a)와 같이 등분포 띠 모양 하중 폭B (m)으로 인한 임의의 깊이에서 연직 지중응력은 식 (2.5)에서 구할 수 있다.

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + 2\left(\frac{z}{B}\right)\tan\alpha} \quad (2.5)$$

여기서,  $\sigma_z$  : 연직 지중응력(kN/m<sup>2</sup>)

z : 지표면으로부터 깊이(m)

p : 하중강도(kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 하중 분산각도(보통  $\alpha = 30^\circ$ )

B : 등분포 하중의 재하폭(m)

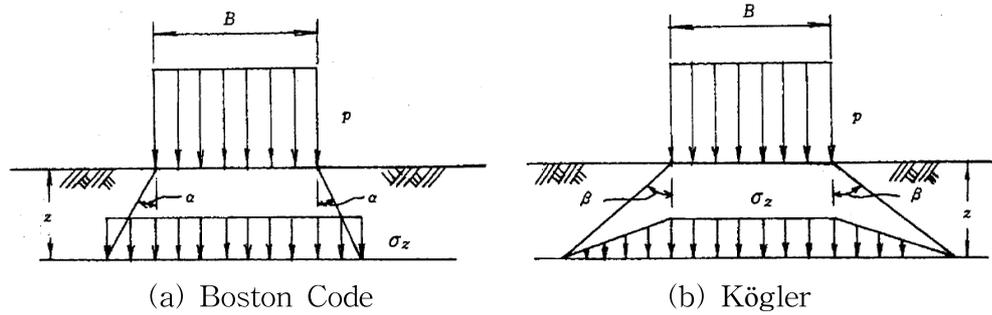


Figure 2.5 Stress-strain distributions by vertical wave pressures.

수정 Köler법은 Figure 2.5(b)와 같이 지중응력의 크기가 균일하지 않다고 생각한 것이다. 지중응력 분산각  $\beta$ (보통  $\beta = 55^\circ$ )로 분산하며 사다리꼴 모양으로 분포 된다고 가정하여 식 (2.6)와 같이 나타냈다.

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + \left(\frac{z}{B}\right)\tan\beta} \quad (2.6)$$

이 식에서 기호는 식 (2.5)와 동일하다.

Figure 2.6은 직선적 응력분산으로 가정할 때 식 (2.5)와 식 (2.6)을 곡선으로 나타낸 것이다.

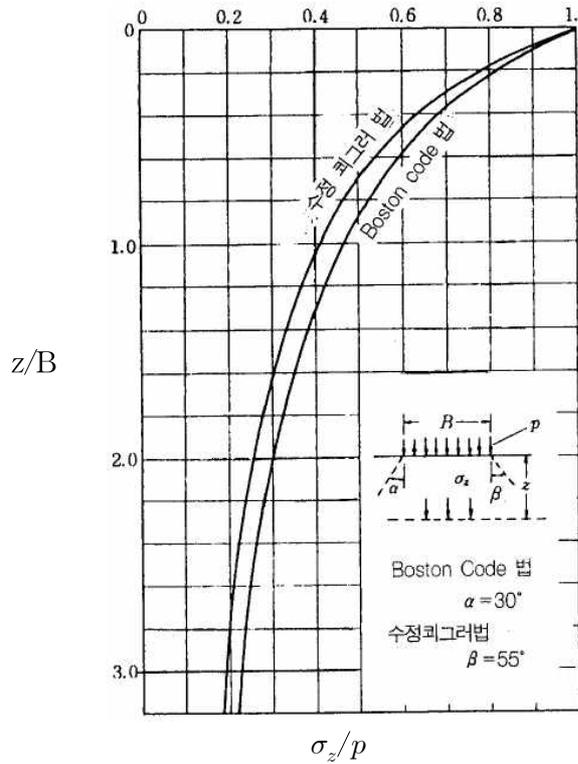


Figure 2.6 Vertical soil stress effect according to equal loads.

② 제체하중

제체하중에 의한 연직 지중응력은 Figure 2.7과 식 (2.7)에 의하여 구한다.

$$\sigma_z = pI_\sigma \quad (2.7)$$

여기서,  $\sigma_z$  : 연직지중응력(kN/m<sup>2</sup>)

$p$  : 하중강도(kN/m<sup>2</sup>)

$I_\sigma$  : 영향치(Figure 2.7 참조)

Figure 2.7은 이와 같은 방법에 의하여 Osterberg가 구한 영향치이다. Figure 2.7에서 구한 영향치를 이용하여 식 (2.7)로 산출한 지중응력  $\sigma_z$ 는 무한히 계속되는 제체의 법선 직각 방향의 한 연직 단면 내에 있는 것이다. 따라서 옹벽에서 생각하고 있는 면의 한 쪽에 제체가 있을 경우 Figure 2.7에 의한 영향치의 1/2을 취하면 된다. 이것은 띠모양 하중의 경우에도 적용가능 하다.

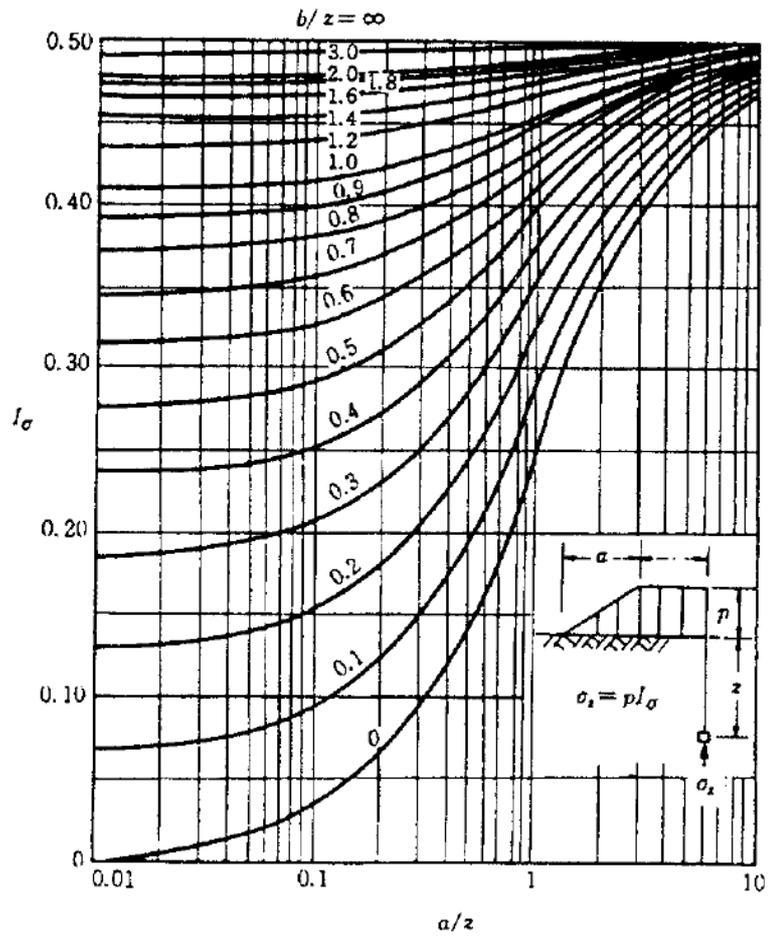


Figure 2.7 Vertical soil stress effect according to the soil volume loads.

제체하중 일 때 연직 지중응력은 Figure 2.8(a)와 같이 삼각형 하중을 서로 겹치게 함으로써 Figure 2.8(b)와 같이 얻어진다.

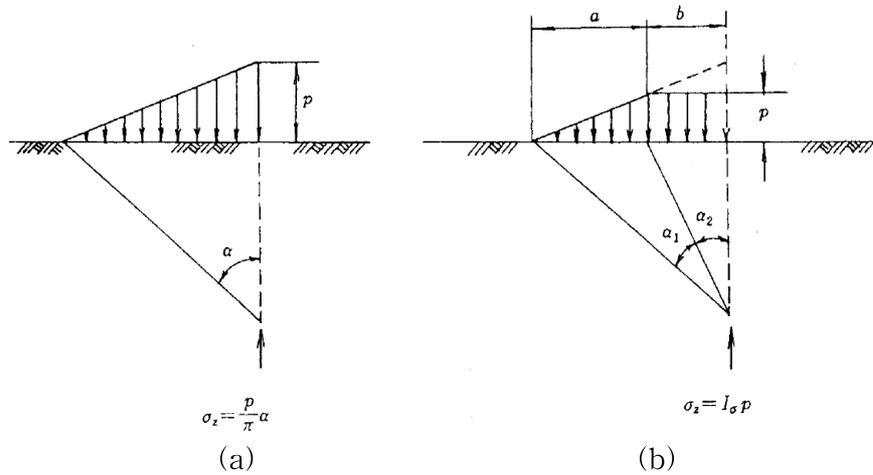


Figure 2.8 The soil volume load by triangle type loads.

(4) 연하중에 의한 지중응력

① 등분포 원형하중

반경  $R$ 의 원형면상에 등분포 하중이 가해진 경우의 연직 지중응력은 식 (2.8)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = pI_\sigma \quad (2.8)$$

여기서,  $\sigma_z$  : 등분포 원형하중에 의한 연직 지중응력( $\text{kN/m}^2$ )

$p$  : 하중강도( $\text{kN/m}^2$ )

$R$  : 재하면의 반경(m)

$I_\sigma$  : 영향치(Figure 2.9 참조)

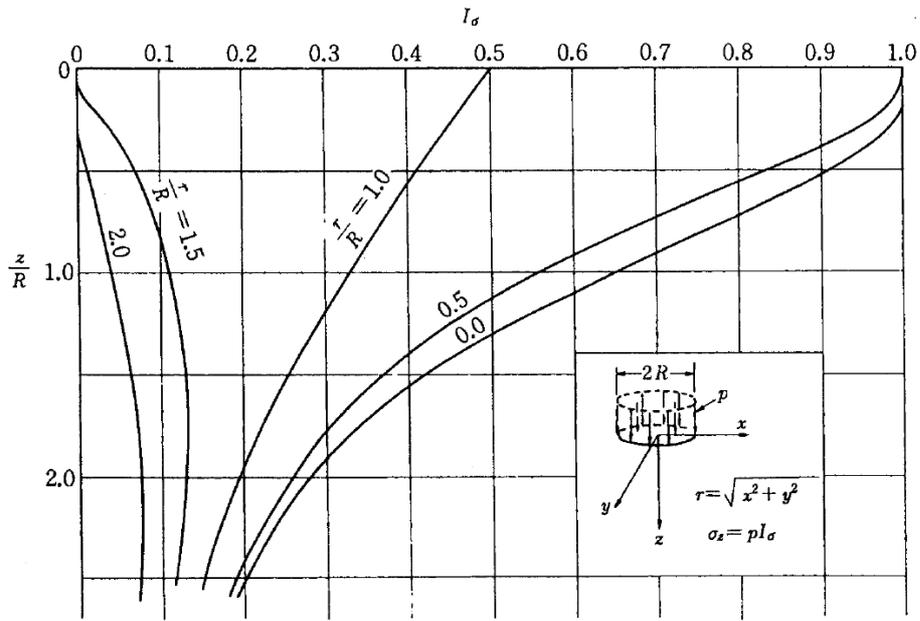


Figure 2.9 Vertical soil stress effect according to equal load distributions.

② 등분포 직사각형 하중

가. 직사각형 분할법

직사각형 재하면(B(m)×L(m))에 등분포 하중이 가해지는 경우 직사각형 모서리에서 임의의 깊이에 있는 점의 연직 지중응력은 Figure 2.10을 써서 식 (2.9)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = pI_\sigma \quad (2.9)$$

여기서,  $\sigma_z$  : 등분포 직사각형 하중에 의한 연직 지중응력(kN/m<sup>2</sup>)

$p$  : 하중강도(kN/m<sup>2</sup>)

$I_\sigma$  : 영향치(Figure 2.10 참조)

직사각형의 모서리 이외 지점에서의 지중응력은 그 점을 모서리로 하는 몇 개의 직사각형으로 분할하고 각 직사각형의 영향치를 중첩함으로써 구할 수 있다.

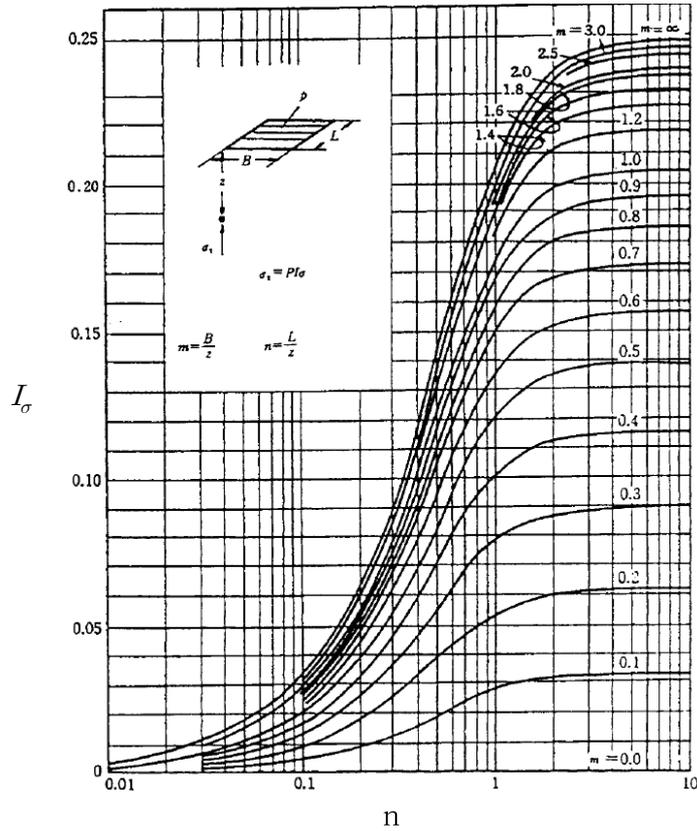


Figure 2.10 Vertical soil stress effect according to square type equal load distribution.

나. 응력의 직선적 분산을 가정하는 방법

(4)항에서 기술한 응력의 직선적 분산의 가정을 사용하여 직사각형 하중에 대한 지중응력을 계산할 수 있다. 즉 직사각형 재하면(B(m)×L(m))에 등분포 하중이 가해지는 경우 임의의 깊이에서 한 점의 연직 지중응력은 식 (2.10)에 의해 구할 수 있다.

$$\sigma_z = p \frac{BL}{BL + 2z(B+L)\tan\alpha + 4z^2\tan^2\alpha} \quad (\text{Boston Code법})$$

$$\sigma_z = p \frac{BL}{BL + z(B+L)\tan\beta + \frac{4}{3}z^2\tan^2\beta} \quad (\text{수정 Kögler법}) \quad (2.10)$$

다. 영향원법

임의의 형상의 재하면에 등분포 하중이 가해지는 경우 임의의 깊이에 있는 점의 연직 지중응력은 Figure 2.11에 표시한 영향도를 사용하여 식 (2.11)으로 구할 수 있다.

$$\sigma_z = n \times 0.005p \quad (2.11)$$

여기서,  $\sigma_z$  = 연직 지중응력(kN/m<sup>2</sup>)

$n$  = 영향원의 개수(개)

$p$  = 하중강도(kN/m<sup>2</sup>)

Figure 2.11은 동심원군과 방사선군에 의해 전평면을 200개의 소부분으로 분할한 것이며 지표면 상에서 각 분할 구간에 등분포 하중  $p$ 가 작용할 때 어느 분할 구간을 취해도 동심원의 중심 바로 아래에서 기준장  $\overline{AB}$ 와 같은 깊이에 있는 점의 지중응력  $\sigma_z$ 가  $0.005p$ 로 되도록 작성되어 있다.

Figure 2.11을 Newmark의 영향원이라 하며 이 경우의 계수  $1/200=0.005$ 를 영향계수라 한다. 영향원을 이용한 지중응력의 산정은 다음 순서와 같다.

㉠ 지표면 상에서 임의의 평면 형태에 등분포 하중  $p$ 가 작용하고 있을 때 지표면상의 임의의 점재하면의 내외를 불문하고 바로 아래  $z$  되는 깊이에서의 지중응력  $\sigma_z$ 를 구하는 것으로 한다.

㉡ 깊이가 기본 선장  $\overline{AB}$ 와 같게 되도록 축척 비율을 구해서 트레이싱 페이퍼에 그 축척 비율로 주어진 평면형을 그린다.

㉢ 트레이싱 페이퍼를 Figure 2.11 위에 포개어 놓고 지중응력을 구하고자 하는 점의 평면 위치를 영향원의 중심에 일치 시킨다.

㉣ 트레이싱 페이퍼상의 평면 내에 포함되어 있는 영향원의 개수  $n$ 을 센다.

㉤  $\sigma_z = n \times 0.005p$ 에 의해 지중응력을 구할 수 있다.

이 영향원법은 응력을 구하려는 점의 깊이가 달라질 때마다 축척 비율을 변경해서 지표면의 평면형을 다시 그리지 않으면 안 되는 불편은 있으나 재하면에서 상당히 떨어진 점의 지중응력을 구하는 경우나 재하면이 직사각형으로 분할하기 어려운 형상의 경우에는 직사각형 분할법보다 편리하다.

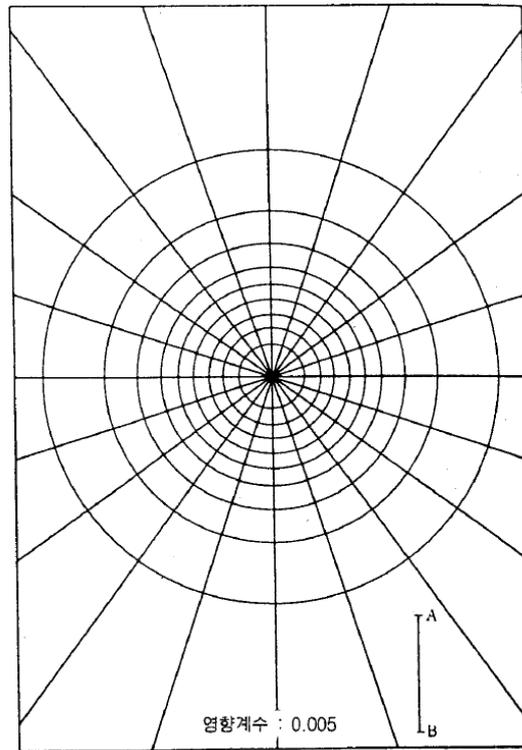


Figure 2.11 Newmark's Circle type effect.

### 2. 3 즉시침하

포화 점성토 지반에서의 즉시 침하는 탄성침하 외에 흙의 측방 소성유동으로 인한 침하도 있을 수 있으나 이와 같은 점성토 지반의 측방 유동은 지지력에 관계되는 안전율의 크기에 따라 다르며 압밀침하처럼 오랜 기간에 걸쳐 발생하기 때문에 정량적으로 해석할 방법이 없다. 그러므로 이와 같은 현상은 시공상의 문제로 취급하는 방법 외에는 없다.

#### (1) 연직 집중하중에 의한 침하

연직 집중하중  $p(kN)$ 가 작용했을 때 지표면의 침하량  $p_z$ 는 식 (2.12)에서 계산한다.

$$p_z = \frac{p(1-\mu^2)}{\pi r E} \quad (2.12)$$

여기서,  $p_z$  : 침하량(m)  $p$  : 집중하중(kN)  
 $E$  : 흙 지반의 탄성계수(kN/m<sup>2</sup>)  $\mu$  : 포아송비  
 $r$  : 하중 작용점에서 수평거리(m)

(2) 연직 선하중에 의한 침하

선하중이 작용할 때 지표면의 침하량  $p_z$ 는 식 (2.13)에서 구한다.

$$p_z = \frac{2p}{\pi} \frac{(1-\mu^2)}{E} \ln\left(\frac{d}{r}\right) \left(r \leq d\right) \quad (2.13)$$

여기서,  $d$  : 지표면 상에서 침하량이 0 가 되는 점과 선하중 재하 위치와의 수평거리로서 이를 적당히 가정한다.

$p$  : 연직 선하중(kN/m), 기타 기호는 식 (2.12)과 동일하다.

(3) 등분포 띠모양 하중에 의한 침하

지표면의 침하량  $p_z$ 는 식 (2.14)로 계산한다.(Figure 2.12 참조)

$$p_z = \frac{2p}{\pi} \frac{(1-\mu^2)}{E} \left( B + \ln \frac{|x-B/2|^{x-B/2}}{|x+B/2|^{x+B/2}} \right) \quad (2.14)$$

여기서,  $p_z$  : 침하량(m)  $\mu$  : 포아송비  
 $E$  : 흙의 탄성계수(kN/m<sup>2</sup>)  $B$  : 재하폭(m)  
 $p$  : 하중강도(kN/m<sup>2</sup>)  
 $x$  : 띠모양 하중의 중심으로부터 거리(m)

(4) 등분포 원형 하중에 의한 침하

원 중심의 지표면 침하량  $p_z$ 는 식 (2.15)로 계산한다.

$$p_z = \frac{2p(1-\mu^2)}{E} R \quad (2.15)$$

여기서,  $p_z$  : 침하량(m)

$R$  : 원형 하중의 반경(m), 기타 기호는 식 (2.14)과 같다.

(5) 등분포 직사각형 하중에 의한 침하

직사각형의 모서리 N'에 있어서 지표면의 침하량  $p_z$ 는 식 (2.16)로 계산한다.(

Figure 2.12 참조)

$$p_z = pB \frac{(1 - \mu^2)}{E} I_p \quad (2.16)$$

여기서,  $I_p$  : 침하량에 대한 영향치

$I_p$  는 직사각형의 치수비(L/B) 계수로 Figure 2.12의 표시와 같다.

지중응력의 경우와 마찬가지로 직사각형 분할법에 의한 침하량의 중첩법으로 산출할 수가 있다.

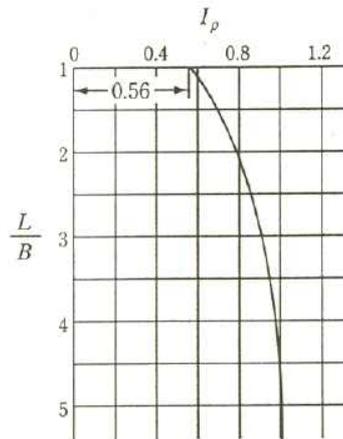


Figure 2.12 Edge region settlement pattern according to square type equal load distribution.

## 2. 4 압밀침하

### 2.4.1 최종 압밀침하

물로 포화된 점성토 지반에 외력이 가해지면 과잉간극수압이 발생하게 된다. 이때 점성토 지반은 장시간에 걸쳐 물이 간극에서 유출하며 침하가 발생하게 되는데 이것을 압밀이라고 한다. 압밀이 완료되었을 때의 침하를 최종 압밀침하라고 하며 각종 압밀 계산에 필요한 토질 정수는 압밀시험을 통하여 구할 수 있다.

(1) 압밀침하계산법

①  $m_v$ 로부터 구하는 경우

압밀 침하량은 식 (2.17)으로 계산한다.(Figure 2.13 참조)

계산에 필요한 체적 압축계수  $m_v$ 는 압밀시험 결과에서 구하는 값이다.

$$S_o = \sum m_v \cdot \Delta h \cdot \Delta \sigma \quad (2.17)$$

여기서,  $S_o$  : 최종 압밀침하량(m)

$m_v$  : 체적 압축계수( $m^2/kN$ )

$\Delta h$  : 압밀이 일어나는 점토층 분할편의 두께(m)

$\Delta \sigma_z$  : 분할편 중앙에서 외력으로 인한 압력 증가분( $kN/m^2$ )

② e-log p 곡선을 이용하는 경우

$$S = h \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2.18)$$

여기서,  $\Delta e$  : 압력증분  $\Delta p$ 에 대한 간극비의 변화량

$e_0$  : 초기 간극비

③  $C_c$ 로부터 구하는 경우

$$S = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (2.19)$$

여기서,  $C_c$  : 압축지수

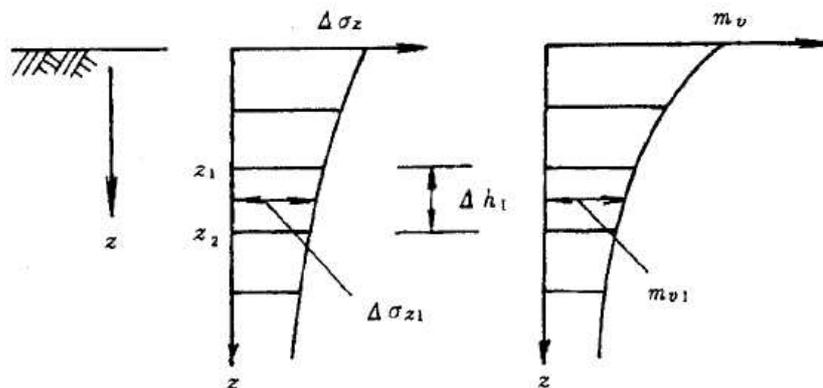


Figure 2.13 Pressure settlement patterns.

체적 압축계수  $m_v$ 를 압밀시험 결과에서 구하기 위해서는 임의 위치에서의 유효 토피압력(Effective Overburden Pressure)에  $\Delta\sigma_z/2$ 를 더한 압력에 상응하는  $m_v$ 를 취한다. 압밀압력(증가분)  $\Delta\sigma_z$ 는 기초 바닥면이 지표에서 임의 깊이까지 근입되어 있을 때 재하 전의 유효 토피압력을 초과한 응력 즉 순증가응력을 취해야한다.

#### 가. 압밀층의 분할

압밀층의 두께가 두꺼울 때 외력에 의한 지중 응력분포가 Figure 2.13과 같이 곡선이고 체적 압축계수  $m_v$ 도 깊이에 따라 변하기 때문에 몇 개의 층으로 분할해서 각층의 최종 압밀 침하량을 계산한 다음 이들을 합하여 총 압밀 침하량을 구하여야 정확한 값을 얻을 수 있다. 압밀 시험결과를 정리할 때  $\overline{P}_n = P_n + P_{n-1} + \Delta P_n$ 의 압력 내에서 압밀 과정을 계산한  $m_v$ 값의 계수를  $P_n = 1/2(P_n + P_{n-1}) = P_{n-1} + 1/2(\Delta P_n)$ 의 계수로 정리하면 즉  $\log P_n$ 과  $\log m_v$ 는 같은 흙 시료에서 직선 관계가 성립된다. 이와 같은 방법에 의하여 체적 압축계수  $m_v$ 를 구한다.

#### 나. 압밀압력 $\Delta\sigma_z$

각 분할토층에서의 압밀압력  $\Delta\sigma_z$ 의 값을 2.2 지중응력에서 기술한 방법에 의하여 산출하는데 각 분할토층의 중앙에서 값을 취한다. 압밀토층의 두께가 얇고 이에 비해 재하면적이 무한히 넓을 때 압력증가는 재하하중의 크기와 깊이에 관계없이 일정한 값이 된다.

#### 다. 과압밀 상태에서 지반의 체적 압축계수

퇴적에 의하여 형성된 지반이 토피압 자체의 압력으로 압밀이 종료된 후 외적 요인에 의해 표토의 일부가 제거되어 팽창이 완료되었을 때를 과압밀 상태라고 한다.

이와 관련해서 현재의 토피압력으로 압밀이 진행 또는 종료된 상태의 점토 지

반을 정규 압밀점토라고 한다. 정규 압밀상태에서  $\log m_v$ 와  $\log P$ 는 직선관계가 성립되는데 선행 압력보다 작은 압력 하에서 체적 압축계수  $m_v$ 는 압력에 관계없이 일정하다고 한다. 그러므로 과압밀 점토 지반에서 과거에 받았던 압력까지는 일정한 체적 압축계수를 사용하고 정규 압밀 점토 지반에서만 압밀 압력의 변화에 따라 적절한 체적 압축계수를 취한다.

#### ④ 압밀침하와 시간과의 관계

시간경과에 따른 압밀 침하량은 다음과 같은 관계가 있다.

$$S_t = S_o \cdot U_v \quad (2.20)$$

여기서,  $S_t$  : 시간  $t$ 가 경과했을 때의 압밀 침하량 (m)

$S_o$  : 최종 압밀 침하량(m) (식 (2.16) 참조)

$U_v$  : 시간  $t$ 가 경과했을 때 평균압밀도

재하 후 시간  $t$ 가 경과 했을 때 전침하량은 식 (2.21)과 같다.

$$S = p_z + S_o \cdot U_v \quad (2.21)$$

여기서,  $S$  : 전침하량 (m)

$p_z$  : 즉시침하량 (m)

압밀현상의 지속시간은 점토의 투수계수, 배수거리 등에 관계되며 10~20년 계속되는 예가 많다. 압밀의 속도를 나타내는 계수는 압밀시험 결과에서 얻어지는 압밀계수  $c_v$ 이다. 이 압밀계수와 시간계수로 압밀침하-시간관계를 구할 수가 있다.

#### 가. 평균압밀도와 시간계수

연직방향의 배수를 통해 일차원압밀이 진행될 때 토층 전체의 평균압밀도  $U_v$ 는 Figure 2.14와 같이 시간계수  $T_v$ 의 함수이다. Terzaghi의 일차압밀이론에 따르면 시간계수  $T_v$ 와 시간  $t$ 와의 관계는 다음 식 (2.22)와 같다.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad (2.22)$$

여기서,  $C_v$  : 압밀계수 ( $\text{cm}^2/\text{sec}$ )

$t$  : 압밀경과시간(sec)

$H$  : 최대배수거리(cm)

Figure 2.14는 평균압밀도와 시간계수와 관계곡선이다. 이 Figure은 초기 과잉간극수압이 토층 전 깊이에서 일정할 때의 관계곡선이다.

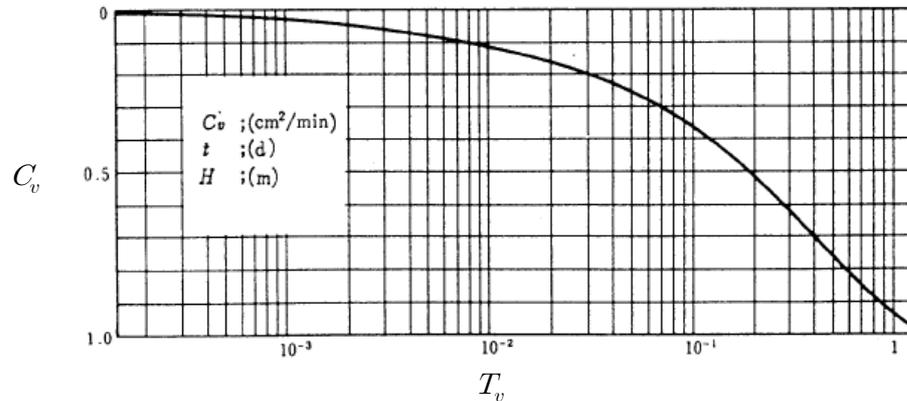


Figure 2.14 Relationship between averaged pressure density and time coefficients.

나. 압밀계수  $C_v$

압밀계수  $C_v$ 는 Terzaghi 압밀이론의 압밀 과정에서 일정하다고 가정했다. 그러나 압밀시험 결과에 의하면 압밀압력에 따라 변화한다. 일반적으로 정규 압밀상태에서는 큰 변화가 없다고 가정한다.

다. 과압밀 점토의 압밀계수  $C_v$

과압밀 점토의 압밀계수 값은 정규 압밀점토의 압밀계수 값보다 큰 것이 보통이다. 과압밀 점토의 압밀계수는 현 토피의 압력에 해당하는 압밀계수를 취한다.

라. 불균질 지반의 압밀 침하속도가 항에 표시한 계산법은 단일층에 대한 것이다. 그러나  $C_v$ 가 다른 층과 혼합되어 있을 때 압밀침하 속도의 추정에는 환산층 두께법, 도식해법 차분법과 유한요소법에 의한 수치해법 등에 의하지 않으면 안

된다.

마. 침하계산도법

재하 후 시간  $t$ 가 경과 했을 때 일차원 압밀 침하량은 식 (2.22)에 의하여 구하는데 간략히 계산도표에 의해 구하여도 된다. Figure 2.15에 따르면 다양한 설계조건으로 인한 설계 침하량과의 차를 고려해서 오차의 범위를 예상하여 보정하는데 편리하다. 도표에서 주어진  $m_v$ ,  $\Delta P$ ,  $H$ ,  $U_r$ 을 대입하여 침하량  $S_t$ 를 구한다.

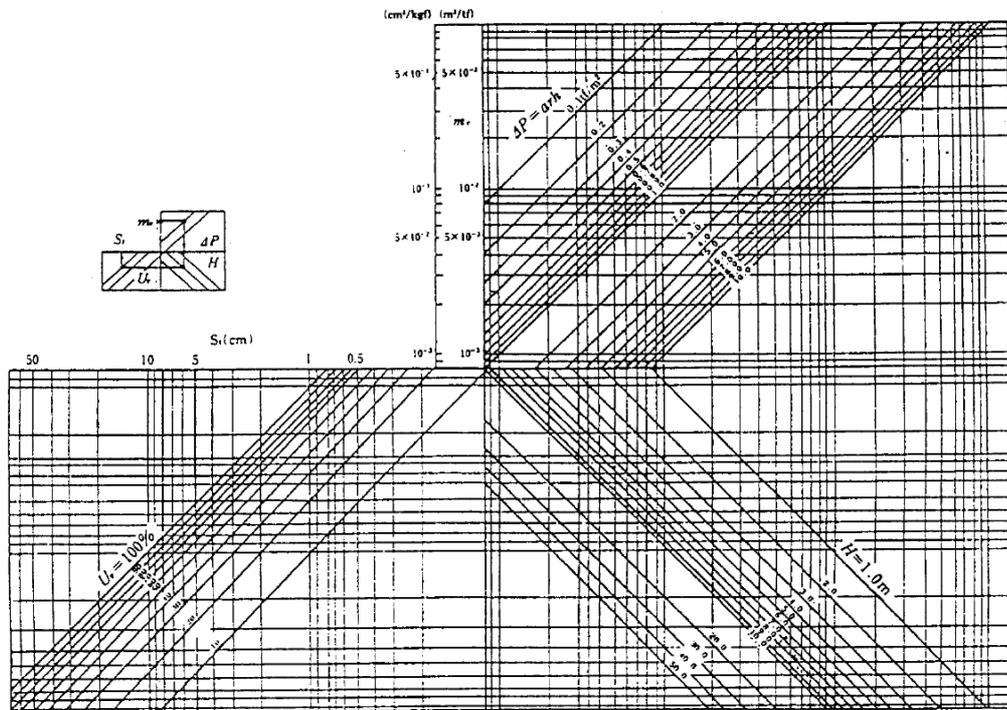


Figure 2.15 Pressure settlement computation figure.

2. 5 모래 지반의 기초침하량

일반적으로 사질토 지반의 탄성침하량을 산정하는 방법은 Schmertmann (1978)

& Hartman(1978), Meyerhof(1974), Terzaghi & Peck (1967), Parry(1971), Hough(1957) 및 Bowels(1977) 등이 제안한 방법이 있다. 이들 탄성 침하량 산정법에서는 SPT N치, 정적 콘 관입 저항치( $q_c$ ) 등의 원위치 시험결과에서 계산된 지반의 변형계수를 이용하거나 그 값을 그대로 즉시 침하량 산정식에 적용한다. 따라서 사용 식들에 따라 그 계산 결과가 아주 상이하게 나타난다.

1) Schmertmann & Hartman (1978)

이 방법은 반 경험적인 변형률 영향계수(Figure 2.16)를 사용하여 사질토의 침하를 산정하는 방법으로 사질토에서의 침하는 즉시 침하로 간주되지만, 때로는 장기 크리프현상을 보이는 경우  $C_2$ 인자로 그 영향을 고려하였다.

$$S_i = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \left( \frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z \quad (2.23)$$

여기서,  $S_i$  : 즉시 침하량 (m),

$C_1$  : 기초가 묻힌 깊이에 대한 보정계수  
 $= 1 - 0.5 [q' / (q - q')]$

$C_2$  : 흙의 creep에 대한 보정계수  
 $= 1 + 0.2 \log(t/0.1)$  (t : 년수)

q : 접지압 ( $t/m^2$ ),  $\bar{q}$  : 토피압 ( $t/m^2$ )

$I_z$  : 변형 영향계수 (Strain influence Factor)

$E_s$  : 지반의 탄성계수 ( $t/m^2$ )

$z_2$  : 정방형 또는 원형기초(L/B=1)인 경우  $\rightarrow 2B$

L/B  $\geq 10$  이상인 구형기초 또는 줄기초  $\rightarrow 4B$

Figure 2.16은 변형영향계수  $I_z$ 를 결정하기 위한 그림으로 종축은 기초하부에 침하가 발생할 수 있는 깊이를 도시한 것이고 횡축은 변형영향계수  $I_z$  값을 나타낸 것이다. 변형영향계수의 결정은 기초의 모양에 따라 달라지는데 L/B가 1인 정방형의 경우는 그림에서 실선으로 나타낸 그래프에 의해 결정되고 줄기초(L/B가 10 이상인 경우)는 점선으로 나타낸 그래프에 의해 결정된다. 그리고 L/B가

1에서 10 사이인 경우는 그 비율에 따라 그래프를 적절히 도시하여 결정하게 된다.

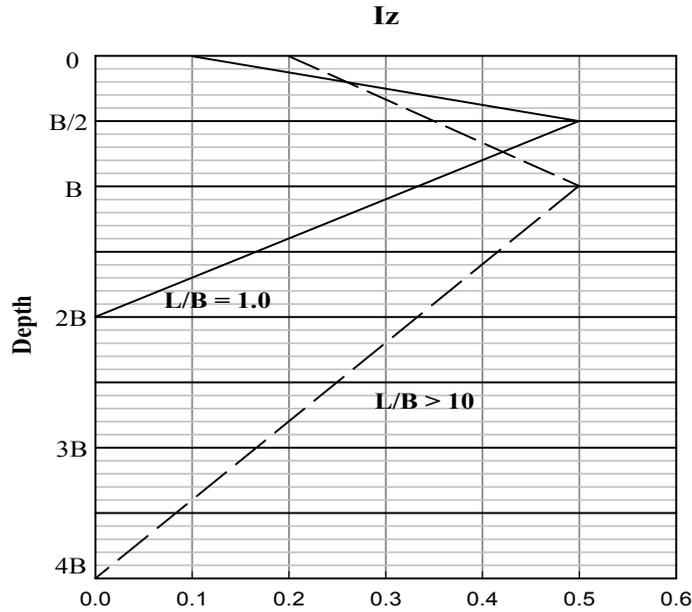


Figure 2.16 Strain influence factor (Schmertmann, 1978).

2) B. K. Hough

모래층의 N치에 따른, 압력과 간극비의 관계를 Table 2.1과 같이 제시하였으며, 이로부터 모래의 침하량은 다음과 같은 식으로 제안하였다.

$$\begin{aligned}
 S_s &= \int_0^z \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} dz \\
 &= \frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} H_s \quad (e = e_s - C_s \log \frac{P}{0.1}) \quad (2.24)
 \end{aligned}$$

여기서,  $e_0$  : 모래층의 초기 간극비

$e_1$  : 재하후의 모래층의 간극비

$e$  : 임의 압력P에서의 간극비

$e_s$  :  $e$ -logP곡선의 절편

$C_s$  :  $e$ -logP곡선의 기울기

Table 2.1 Relation of stress and void ratio (Hough, 1957)

No.	N-value	$C_s$	$e_s$
1	0~4	0.104	1.005
2		0.090	0.905
3	4~10	0.076	0.803
4		0.060	0.705
5	10~30	0.040	0.600
6	30~50	0.030	0.500
7	>50	0.016	0.405

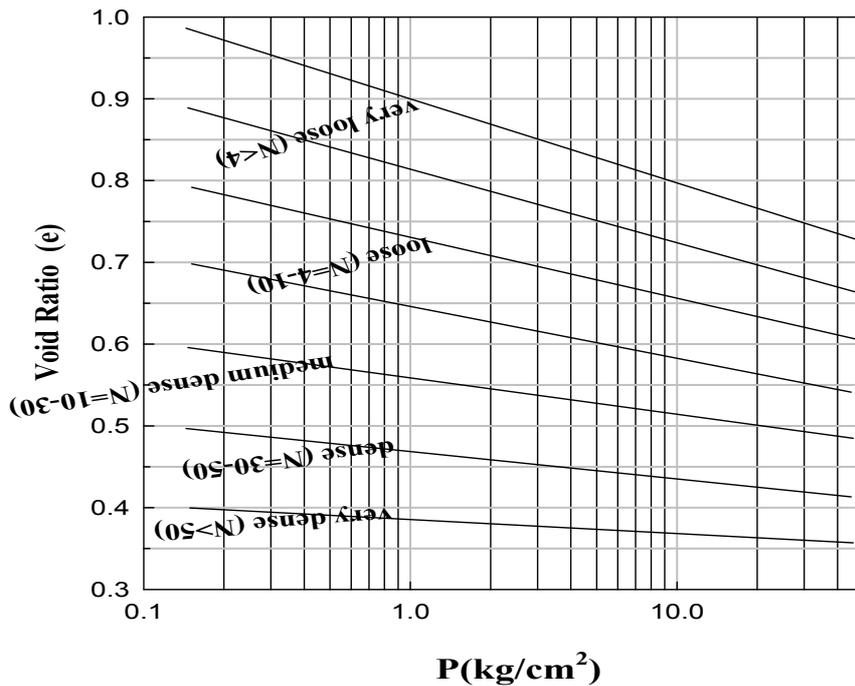


Figure 2.17 Relation of stress and void ratio (Hough, 1957).

3) De Beer (1967)

De Beer(1967)는 Dutch Cone지수  $q_c$ 와  $C_s$ 의 관계로부터 다음의 식을 제안하였다.

$$\begin{aligned} S_s &= \int_0^z \Delta \mathcal{E} dz = 1.535 \int_0^z \frac{P_o}{q_c} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} dz \\ &= 1.535 \frac{P_o}{q_c} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} H_s \end{aligned} \quad (2.25)$$

여기서,  $S_s$  : 즉시침하량 (cm),  
 $P_o$  : 유효상재하중 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ),  
 $q_c$  : Cone 지수 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ),  
 $\Delta P$  : 재하에 의한 응력증분 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ),  
 $H_s$  : 모래층의 두께 (cm).

4) Buisman-De Beer (1952)

De Beer(1952)는 표준관입시험치(N-value)를 이용하여 다음 식을 제안하였다.

$$S_s = 0.4 \frac{P_o}{N} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} H_s \quad (2.26)$$

여기서,  $S_s$  : 즉시침하량 (cm),  
 $P_o$  : 사질토층 중앙에서의 유효상재하중 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ),  
 $N$  : 사질토의 평균 N치,  $H_s$  : 사질토층의 두께 (cm),  
 $\Delta P$  : 사질토층 중앙에서의 유효응력증가량 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

5) Terzaghi & Peck (1967)

Terzaghi & Peck (1967)는 현장에서 실행하는 평판재하시험의 결과를 근거

로 다음과 같이 식을 제안하였다.

$$S_e = \left(\frac{2B}{B+B_1}\right)^2 S_{e(1)} \quad (2.27)$$

여기서,  $S_e$  : 폭이 B인 기초의 침하,

$S_{e(1)}$  : 폭이  $B_1$ 인 작은 기초의 침하,

B : 일반적으로 1ft로 간주.

#### 6) Meyerhof (1974)

Meyerhof(1974)는 현장자료의 분석을 통하여 사질토층의 침하에 대한 경험 식을 다음과 같이 제안하였다.

$$S_e = \frac{q\sqrt{B}}{2N} \text{ (sand, gravel)} \quad (2.28)$$

$$S_e = \frac{q\sqrt{B}}{N} \text{ (silty sand)}$$

여기서,  $S_e$  : 침하량 (in),

q : 재하하중강도 (t/ft<sup>2</sup>),

B : 기초폭 (in).

#### 7) Bowles (1977)

Bowles는 Meyerhof(1965)의 식을 개선하여 아래와 같이 수정식을 제안하였다.

$$S_e = \frac{2.5q}{N}, B \leq 4ft \quad (2.29)$$

$$S_e = \frac{4q}{N} \left(\frac{B}{B+1}\right)^2, B > 4ft$$

여기서,  $S_e$  : 침하량 (in),

q : 재하하중강도 (kip/ft<sup>2</sup>),

B : 기초폭 (in),

N : 표준관입시험 저항치 Terzaghi & Peck (1967)

## 2.6 기초 사석침하

기초 사석침하는 경험식으로 변형 Terzaghi식을 사용한다.

$$S = \alpha \times \text{Log}\left(1 + \frac{\Delta p}{p_0}\right) \times H \quad (2.30)$$

여기서,  $\alpha$  : 기초사석 침하계수

기초사석 침하계수  $\alpha$  적용에 따라 침하량이 좌우되는데 침하계수  $\alpha$ 는 적용사례 및 해당지역의 자료 분석 등을 통해 적정한 침하계수  $\alpha$ 를 선정한다.



### Ⅲ. 제주도 해안지역 모래의 특성

#### 3.1 제주도에 분포하고 있는 모래의 분류

제주지역의 해변 발달지역은 암석 돌출, 해안절벽, 암초 등이 많아 해변간의 연결성을 단절시키고 해변발달이 빈약하며 지역마다 다양하고 길이는 평균 812m, 폭은 90m이고, 해변의 경사는 약 7°로 좀 급한편이다(윤정수, 1985). 또한 해변형성에 가장 중요한 요인은 암석 돌출부에서 만입부로 향하는 연안류이며, 조류, 해파, 바람 등의 영향도 많이 받는 것으로 받는다.

조성환(2006)은 제주도 해안지역에 분포하고 있는 모래를 채취하여 화학적 물리적 특성을 분석하였다. Figure 3.1은 제주도 해안지역에 분포하고 있는 25개 지역의 모래를 채취한 지점을 나타낸 것이다. 이들 모래의 화학적 특징은 XRF(X-ray Fluorescence Spectrometry)와 XRD(X-Ray Diffraction)을 이용하여 분석하였고, 물리적 특성을 파악하기 위하여 비중과 입도분석을 파악하고, 표면 특징에 대하여 FE-SEM(Field Emission Scanning Electron Microscope) 촬영을 실시하여 그 결과를 분석하였다.

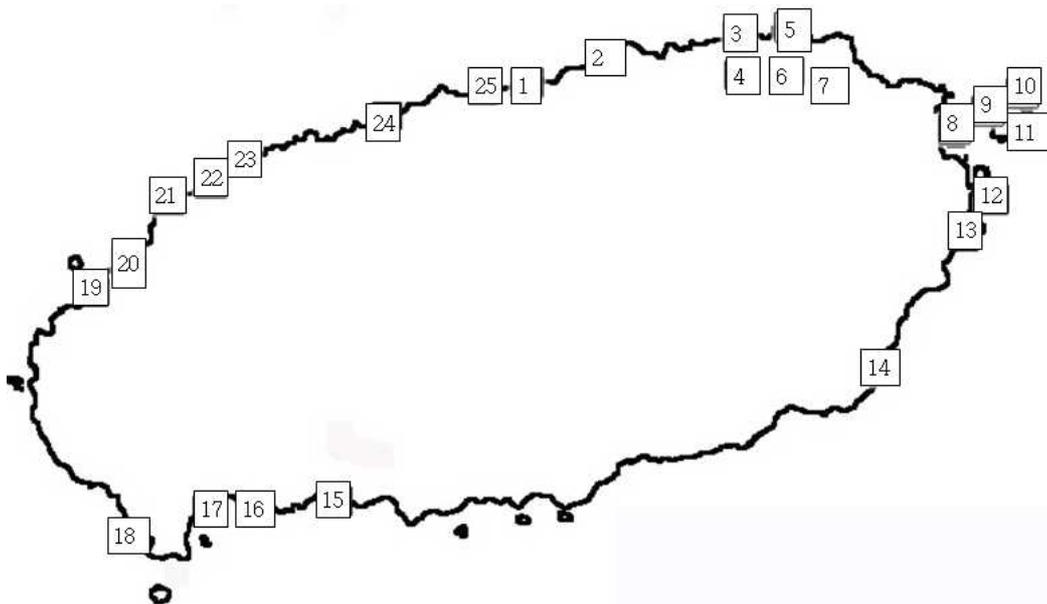


Figure 3.1 Sampling sites.

조성환(2006)은 제주도에 분포하고 있는 모래들은 입경과 색상이 각각 다르며 또한 주변지역의 생성과정과 환경적 요인에 따라 그 화학적, 물리적 특징이 다르다.

그리고 XRF는 X-ray를 쬐서 전자를 여기 시키면서 빈자리가 생기고 이 빈자리를 다른 전자들이 채워지는데, 전자들의 에너지는 물질에 따라 다르며, 물질 내에서도 모든 전자의 에너지 Level이 다르다. 따라서 빈자리를 채워주는 전자에 의해 방출되는 빛(Fluorescence)이 다른 걸 이용하여 물질의 구성성분을 알 수 있게 하는 화학시험방법이다.

또한 XRF 분석 결과, 제주도 해안지역에 분포하고 있는 모래의 주요 구성 성분은  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , CaO와 시료를  $950^\circ\text{C}$ 의 온도를 태워 손실되는 휘발성 성분을 나타내는 LOI(Loss of Ignition)가 주를 이루고 있다. 특히 삼양, 상모지역의 모래들은 등  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ 의 함유량이 많은 모래인 경우 CaO와 LOI의 함유량이 낮고, 반면 함덕, 김녕 등 CaO와 LOI의 함유량이 높은 모래인 경우 반대로  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ 의 함유량이 낮게 나타났으며, 제주의항과 이호 등의 모래는  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ 의 함유량과 CaO와 LOI의 함유량이 비슷하거나 CaO, LOI의 함유량이 약간 높게 나타났다.

이 결과  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ 의 함유량과 CaO와 LOI의 함유량에 따라 서로 상반관계(相反關係)를 나타내고 있다. 따라서  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ 의 함유량이 60wt%이상이고 CaO와 LOI의 함유량이 20wt%이하인 모래를 규산염 모래,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ 의 함유량이 20wt%이하이고 CaO와 LOI의 함유량이 80wt%이상인 모래를 탄산염 모래, 그리고 이들 두 가지의 구성 성분이 혼재하여 나타나는 모래를 혼재된 모래로 분류하였으며, 채취된 지점별로 모래를 분류한 결과 제주도 해안지역에 분포하고 있는 모래는 육상영역의 환경, 즉 주변지역의 암반층과 화산 쇄설층이 강한 바람과 파도에 의해 풍화되어 형성된 규산염 모래와 해양 영역이 우세한 모래인 경우 탄산염이 주를 이루는 탄산염 모래, 그리고 이 두 가지의 특징이 혼재된 모래로 구분할 수 있었다. Table 3.1은 제주도 해안지역에 분포하고 있는 모래에 대한 XRF의 결과를 나타낸 것이며, 세부적인 사항은 모래별로 성분을 나타내었다.

**Table 3.1 XRF results of beach sands in Jeju island**

NO	Location	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	CaO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	MnO	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	LOI	total
1	<b>Sam-yang</b>	49.48	15.74	2.06	10.76	5.65	8.16	3.20	1.50	0.11	0.46	2.32	99.43
2	Ham-doek	3.18	0.68	0.13	0.68	3.42	45.39	0.39	0.18	0.02	0.20	41.93	96.74
3	Gim-nyeong(s)	1.41	-	0.04	0.19	3.44	48.08	0.87	0.06	0.01	0.15	44.39	98.64
4	Gim-nyeong(l)	6.74	2.35	0.29	1.96	2.56	49.72	0.64	0.20	0.02	0.54	34.26	99.28
5	Wol-jeong	1.78	-	0.05	0.46	2.94	48.18	0.80	0.07	0.01	0.16	43.84	98.29
6	Haeng-won	4.52	0.63	0.10	1.27	2.90	54.10	0.53	0.06	0.01	0.17	36.11	100.40
7	Han-dong	1.86	0.62	0.08	0.85	2.37	56.42	0.50	0.04	0.01	0.19	37.27	100.21
8	Jong-dol	14.51	2.42	0.37	5.98	10.71	35.55	0.74	0.12	0.05	0.19	30.29	100.93
9	Hongjodangwi	0.28	0.02	-	0.08	5.93	53.13	0.85	0.01	-	0.09	39.85	100.25
10	Hagosudong	8.13	1.05	0.10	1.03	2.15	51.26	0.99	0.23	0.01	0.15	34.37	99.47
11	<b>Gummulae</b>	37.77	8.14	1.79	16.59	15.05	11.23	2.23	0.67	0.14	0.30	6.28	100.19
12	<b>Seong-San</b>	36.82	7.15	1.62	18.87	18.81	8.49	1.96	0.49	0.16	0.23	5.33	99.92
13	<b>Sin-yang</b>	26.00	2.12	0.49	13.48	23.73	16.98	0.33	0.10	0.08	0.14	13.01	96.46
14	Pyoseon	3.38	0.45	0.16	0.91	3.20	44.93	0.99	0.13	0.02	0.14	42.00	96.30
15	Jung-mun	13.67	4.51	0.62	3.04	3.02	37.40	1.36	0.38	0.04	0.30	33.83	98.17
16	<b>Hwa-sun</b>	38.17	9.26	1.14	8.78	8.05	15.52	1.37	0.52	0.07	0.27	17.22	100.37
17	<b>Sa-gye</b>	31.58	5.94	0.66	5.26	6.23	24.97	1.22	0.64	0.05	0.27	22.60	99.42
18	<b>Sang-mo</b>	49.32	11.02	1.64	11.22	9.13	9.06	2.37	1.21	0.15	0.44	4.82	100.36
19	Geum-neung	3.92	0.26	0.18	0.83	1.70	48.35	0.67	0.11	0.01	0.11	42.04	98.18
20	Hyeojae	1.46	-	0.03	-	3.24	47.97	1.12	0.07	-	0.16	49.96	99.02
21	Gwidoek	9.41	1.86	0.25	1.79	2.07	49.52	1.57	0.17	0.02	0.16	33.20	100.02
22	Gwakgi	3.42	0.59	0.18	0.88	1.82	47.33	1.04	0.17	0.01	0.14	40.68	96.27
23	Handam	4.37	0.91	0.11	0.98	1.91	54.38	1.41	0.07	0.01	0.12	35.66	99.95
24	<b>I-ho</b>	30.55	12.58	0.93	5.15	2.68	23.36	2.86	1.15	0.06	0.34	19.36	99.04
25	<b>Jeju habor</b>	26.16	9.37	0.94	5.01	3.00	27.28	2.46	1.02	0.06	0.32	23.63	99.27

※ LOI: Loss of Ignition, Unit: wt%

### 1) 규산염 모래(Silicate sand)

조성환(2006)은 제주도 지질에 관한 조사는 Nakanmura(1925)에 의해 처음으

로 이루어졌으나 Haraguchi(1931)에 의해서 최초로 제주도 화산층서가 확립되었다. 제주도는 주로 제3말기 플라이오세의 서귀포층, 제 4기 프라이스토세에의 성산층, 화순층 및 신양리층의 퇴적층과 현무암, 조면암질안산암 및 조면암 등의 화산암류 그리고 기생화산에서 분출된 화산성 쇄설암(volcaniclastic rock) 등으로 분포되어 있다(윤선 외 2인, 1955). 제주도에 분포되어 있는 화산암류는 알카리 현무암, 하와이아이트, 뮤저라이트, 안산암, 벤모라이트, 조면암 및 소량의 소레아니트(Lee, 1989; 박준범, 권성택, 1991) 등이다. 이들 제주도 지질의 XRF의 결과 주성분을 이루는 SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>는 Table 3.2와 같은 분포를 보이고 있다(한국자원연구소, 2000).

**Table 3.2 XRF results of Jeju volcanic rocks**

SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
44.92~62.13wt%	13.41~18.46wt%	6.87~14.72wt%

위 결과를 토대로 모래의 XRF 분석결과 SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>의 함유량이 전체의 60wt%이상인 모래는 삼양, 성산, 우도의 검멀레, 상모지역의 모래로 제주도의 지질의 영향이 큰 것으로 사료된다.

#### ① 화학적 특성

제주도 해안지역에 분포하고 있는 모래 중 삼양, 성산, 우도의 검멀레, 상모지역의 모래는 Table 3.1의 XRF 분석결과 SiO<sub>2</sub>는 36.82wt%~49.48wt%, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>는 7.15wt%~5.74wt%, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>는 10.76wt%~18.87wt%이 주를 이루고 있으며 탄산염(CaCO<sub>3</sub>)의 함유량을 나타내는 CaO와 LOI인 경우는 10.47~17.51wt%를 보여주고 있다. 이중 삼양과 상모의 주요광물은 Feldspar(장석, K, Na, Ca, Ba(Al, Si)와 Quartz(석영, SiO)이 주성분을 이루고 있으며, Calcite가 미량 함유되어 있는 것으로 나타났다.

제주도에 분포하고 있는 화산암의 XRF의 결과와 비슷한 경향을 보이고 있는 삼양, 성산, 검멀레, 상모지역의 모래가 형성된 지역을 보면 성산인 경우 성산일

출봉의 응회구, 우도인 경우 우도응회구, 상모인 경우 송악산 응회환등 화산활동에 의해 형성된 지역의 주변 가까이에 분포하고 있으며, 특히 해안지역의 화산활동에 의해 분석구와 같이 생성된 현무암과 응회암 등의 약한 화산암들이 강한 바람이나 파도에 의해 풍화되어 연안에 퇴적 된 것으로 사료된다.

그러나 삼양인 경우 상산, 검멀레, 상모의 모래와는 달리 주위에 사라봉 분석구(사라봉-별도봉-화북봉)과 원당봉 분석구가 있으나 사라봉 분석구인 경우 지형적으로 상당한 거리가 있으며 원당봉 분석구인 경우 다공질의 현무암질 용암류로 구성되어 있으나 다른 지역의 모래와는 달리 직접적으로 해안에 위치하고 있지 않아 이들 사라봉 분석구와 원당봉 분석구로부터 직접적인 풍화로 인해 모래가 형성되기 보다는 삼양지역은 하천으로부터 암편이 공급과 폭풍 등이 강한 바람에 의해 어느 정도 공급되어 진 것으로 연구되고 있다(지옥미, 1995).

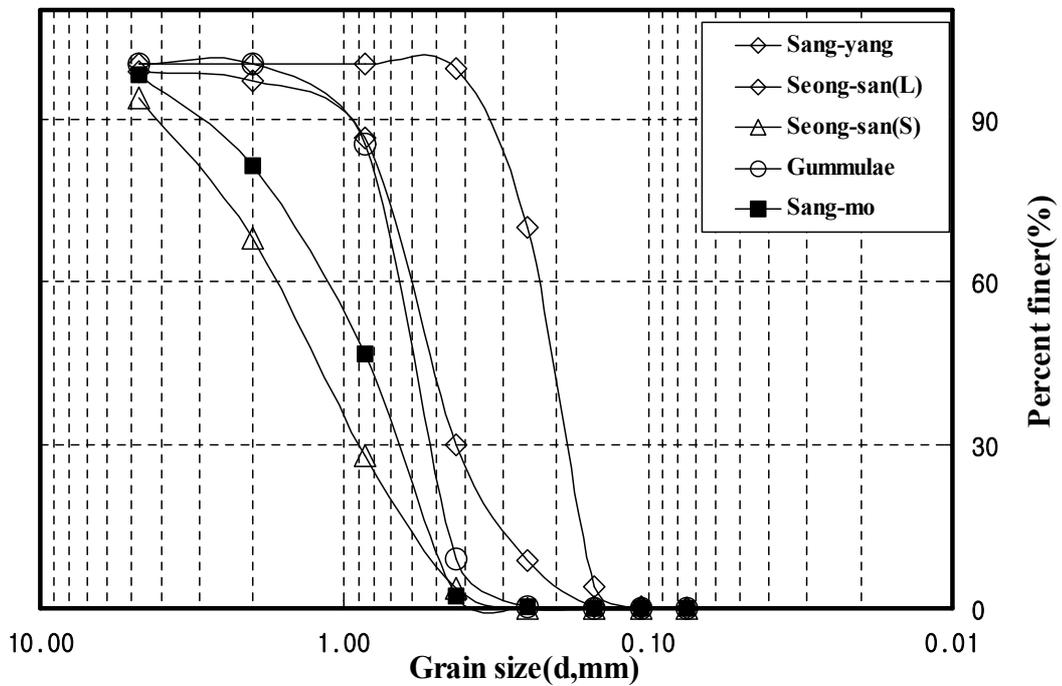
## ② 물리적 특성

풍화된 모래에 대해 기본 물성(비중, 입도분석)시험 결과 비중은 2.78~2.87로 일반적으로 모래의 비중이 2.6~2.8에 비해 대체적으로 큰 값을 보이고 있다.

입도분석 결과 균등계수가 모래인 경우 6보다 크고 곡률계수가 1~3인 경우 입도분포가 좋은 흙으로 분류되나 풍화된 모래인 경우 입경이 균일하며, 통일분류법(Unified Soil Classification System)로 분류하면 입도분포가 나쁜 모래(SP)로 분류되었다. 상모지역의 모래는 다른 모래에 비해서 입경이 크게 나타났으며, 이에 반해 삼양모래는 입경이 작은 결과를 보이는데 이는 풍화의 정도에 따라 입경의 차이가 있을 것으로 판단된다. Table 3.3은 규산염 모래의 기본 물성치를 나타냈으며, Figure 3.2는 규산염 모래들의 입도분포를 나타낸 것이다.

**Table 3.3 The physical of silicate sands**

Location	Specific Gravity ( $G_s$ )	Sieve Analysis					U.S.C.S
		$D_{10}$ (mm)	$D_{30}$ (mm)	$D_{60}$ (mm)	$G_u$	$C_g$	
Sam-yang	2.87	0.17	0.19	0.23	1.35	0.92	SP
Seong-San	2.87	0.27	0.43	0.6	2.22	0.11	
Gummulae	2.87	0.44	0.52	0.65	1.48	0.95	
Sang-mo	2.78	0.5	0.65	1.2	2.40	0.70	



**Figure 3.2 Grain-size distribution curve of silicate sands.**

규산염 모래들의 색상을 육안으로 관찰한 결과 주로 현무암과 응회암과 비슷한 색상인 검정색이 주를 이루고 있으며 간간히 조개껍질의 색상인 흰색도 관찰할 수 있었다. 삼양과 상모지역의 모래를 전자현미경인 FE-SEM(Field Emission Scanning Electron Microscope)으로 입자를 관찰한 결과로, 삼양모래인 경우 표면이 고르나 상모 모래인 경우 기공이 많은 특징을 지닌 것으로 나타났다.

규산염 모래중 삼양과 삼모지역에 대하여 Figure 3.3과 같이 SiO<sub>2</sub>와 Na<sub>2</sub>O+K<sub>2</sub>O의 비를 이용한 화산암류 명명도에 도시한 결과, 삼양과 삼모지역의 모래는 알카리 현무암에 해당되는 것을 알 수 있었다.

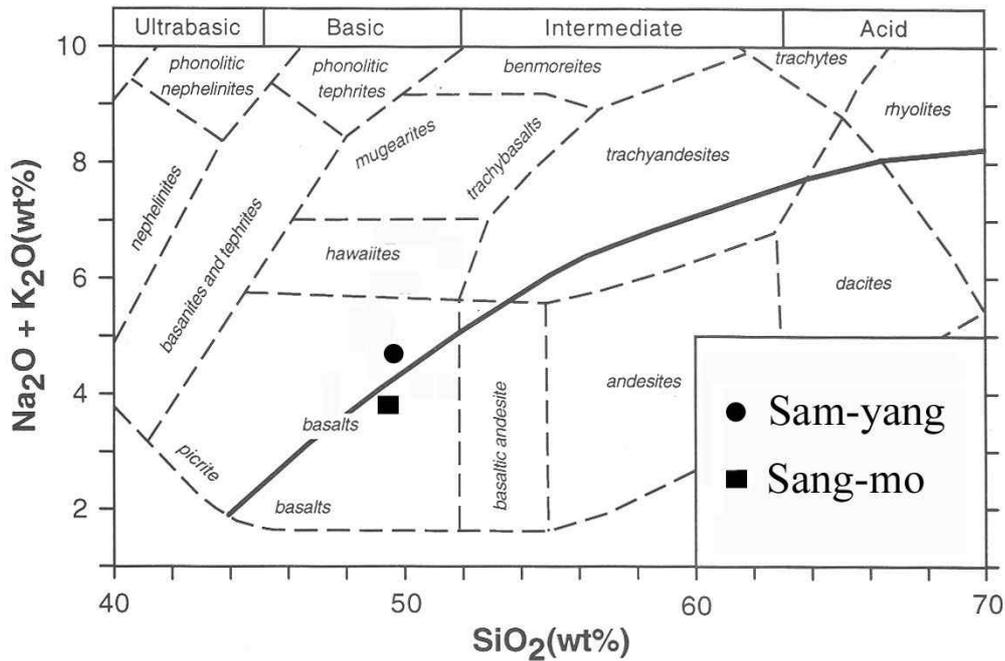


Figure 3.3 Name of volcanic rock(Cox et al., 1979).

## 2) 탄산염 모래(Carbonate sand)

탄산염 모래들은 지형이 패류의 침식과 이동에 좋은 연안에 퇴적되어 있으며 대표적으로 함덕, 김녕, 협재 등이 있다. 또한 북동지역(김녕, 행원, 한동) 일대에는 해안지역 외에도 내륙지방에 모래가 사구를 형성하며 분포하고 있는데 이는 바람에 의하여 형성된 것으로 해안지역의 모래가 북서계절풍의 방향과 나란하여 탁월풍에 의하여 내륙 쪽으로 이동하여 형성된 것으로 추정되고 있으며 이들 모래의 분포는 내륙 5km까지 이루고 있다. 특히 탄산염 모래들은 각질을 이루는 연체동물(mollusk)가 홍조류(red algae)의 각질과편들이 대부분인 것으로 알려져 있다(지옥미, 1995).

XRF시험에서 LOI(Loss of Ignition)은 전체성분 중에서 휘발성 성분의 함유량을 나타내는 것으로 예를 들면 H<sub>2</sub>O, CO<sub>2</sub>, S 등이 있다. 탄산염을 XRF시험을 위해 시료를 950도의 온도로 태우게 되면 CaCO<sub>3</sub>성분이 CaO와 CO<sub>2</sub>성분으로 분해

되는데, CaO와 LOI의 함유량이 80wt%이상인 경우를 탄산염이 주를 이루는 모래로 분류하였다.

#### ① 화학적 특성

탄산염 모래들의 XRF결과를 보면 82.7~93.7wt%로 대부분을 차지하고 있으며, 규산염 모래들이 주를 이루는 SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>는 0.4~13.1wt%로 함유량이 적었으며 이는 주변지역 화산암의 풍화로 인한 영향이 미비한 것으로 판단된다.

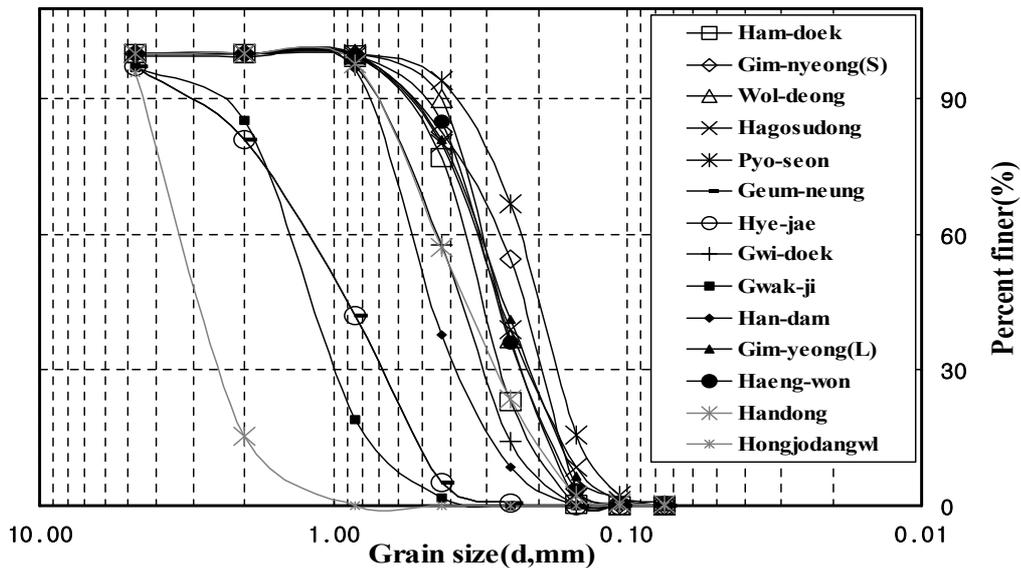
탄산염이 주를 이루는 모래중 함덕, 김녕, 월정, 표선 금릉, 곽지의 XRD의 결과주성분이 Calcite(방해석, CaCO<sub>3</sub>), 소량으로 Analcime(방비석, NaAlSi)과 Hematite(적철광, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>)이 나타났다.

#### ② 물리적 특성

탄산염(CaCO<sub>3</sub>) 모래의 비중은 2.53~2.80이나, 북동지역의 김녕과 월정, 그리고 내륙지역에 분포하고 있는 김녕, 행원, 한동의 지역과 우도의 하고수동, 홍조단괴 등 동쪽지역 일대의 모래들은 서쪽지역의 탄산염 모래에 비해 낮게 나타났다. 또한 입경은 대부분 0.10~1.00mm로 통일분류법으로는 입도분포가 불량한 모래 SP에 속한다. 그러나 입도분포를 보면 곽지, 금릉, 홍조단괴지역은 입경이 다른 탄산염이 주를 이루는 모래에 비해 큰 것을 알 수 있는데 이는 곽지, 금릉지역인 경우 조개껍질 같은 어패류가 다른 지역에 비해 큰 입경을 가지고 있었으며, 홍조단괴인 경우 덩어리인 상태로 풍화가 덜 이루어진 것으로 사료된다. Table 3.4은 탄산염 모래의 기본 물성치를 나타냈으며, Figure 3.4는 탄산염 모래들의 입도분포를 나타낸 것이다.

**Table 3.4 The physical of carbonate sands**

Location	Specific Gravity ( $G_s$ )	Sieve Analysis					U.S.C.S
		$D_{10}$ (mm)	$D_{30}$ (mm)	$D_{60}$ (mm)	$G_u$	$C_g$	
Ham-doek	2.74	0.2	0.28	0.36	1.80	1.09	SP
Gim-nyeong(S)	2.69	0.17	0.20	0.27	1.59	0.87	
Gim-nyeong(L)	2.68	0.16	0.22	0.32	2.00	0.95	
Wol-jeong	2.71	0.18	0.23	0.31	1.72	0.95	
Haeng-won	2.66	0.18	0.24	0.32	1.78	1.00	
Han-dong	2.70	0.19	0.28	0.45	2.37	0.92	
Hongjodangwi	2.60	1.80	2.50	3.40	1.89	1.02	
Hagosudong	2.53	0.16	0.22	0.33	2.06	0.92	
Pyoseon	2.70	0.14	0.18	0.24	1.71	0.96	
Geum-neung	2.76	0.49	0.69	1.30	2.65	0.75	
Hyeopjae	2.75	0.20	0.29	0.42	2.10	1.00	
Gwakgi	2.78	0.23	0.31	0.45	1.96	0.93	
Gwidoek	2.80	0.67	1.00	1.50	2.24	1.00	
Handam	2.79	0.27	0.38	0.55	2.04	0.97	



**Figure 3.4 Grain-size distribution curve of carbonate sands.**

탄산염 모래의 색상을 육안으로 관찰한 결과 주로 흰색 혹은 밝은 노란색을 띄고 있으며 김녕과 금릉지역의 모래를 전자현미경인 FE-SEM(Field Emission Scanning Electron Microscope)으로 촬영 결과, 패각이 많고 형상과 표면이 불규칙하고 기공이 많은 걸 나타냈다.

### 3) 규산염과 탄산염이 혼재된 모래(Mixed sand)

주변지역의 분석구 암석이 풍화나 하천으로부터 유입된 규산염 모래와 조개껍질과 홍조류 등의 탄산염 모래가 혼재된 경우로 제주외항과, 종달, 신양, 중문, 화순, 사계, 이호지역 등이 있다.

외항인 경우 사라봉 분석구 일대의 응회암과, 현무암이 풍화되어 탄산염 모래와 혼재되었고, 화순과 사계인 경우 송악산 응회환부터 화순지역의 용머리 응회환에 분포하고 있는 송악산 응회암, 용머리 응회암, 화산쇄설암 등이 풍화되어 탄산염 모래와 혼재된 것으로 사료된다.

그 외 종달, 신양, 중문, 이호인 경우 하천으로부터 풍화된 모래가 유입된 것으로 사료된다.

#### ① 화학적 특성

규산염과 탄산염이 혼재된 모래는 XRF 분석결과 풍화의 영향을 나타내는 비율은 21.22~56.22wt%이고 이에 반면에 탄산염의 함유량은 30.00wt% ~ 71.23wt%의 범위를 나타내고 있다.

이중 제주외항 지역의 모래와 화순지역 모래의 XRD 결과를 보면, 제주외항 지역의 XRD 경우 Feldspar(장석, K, Na, Ca, Ba(Al, Si) Calcite(방해석), Analcime(방비석)광물이 상당량이 함유되어 있으며 Hamatite(적철광)과 Quartz(석영)은 미량으로 함유되어 있는 것으로 나타났으며, 화순인 경우 주성분은 Quartz(석영, SiO)이다. Feldspar가 상당량 함유되었으며 Calcite는 미량으로 나타났다.

이는 풍화된 모래에서 주성분을 이루는 Feldspar, Quartz와 탄산염 모래의 주

성분인 Calcite, Analcime, Hematite등이 동시에 나타나는 것을 알 수 있었다.

② 물리적 특성

풍화에 의해 형성된 모래와 탄산염(CaCO<sub>3</sub>) 함유된 모래가 혼재된 모래의 비중은 2.7 ~ 2.84의 범위를 보이고 있으나 신양지역의 모래는 2.98로 다른 지역의 모래에 비해 월등히 큰 값을 나타내고 있다.

입경이 대체적으로 0.10 ~ 1.00mm이고 통일분류법으로 분류한 결과 입도 분포가 불량한 모래인 SP에 속한다. 입도 분석을 보면 규산염 모래와, 탄산염 모래에 비해 모래의 입경이 비교적 균질한 것으로 나타났다. 혼재된 모래의 색상은 육안으로 관찰한 결과, 황색 혹은 흰색의 입자와 검정색의 입자가 혼재되거나 어두운 황색을 띄고 있다. Table 3.5은 규산염과 탄산염이 혼재된 모래의 기본 물성치를 나타냈으며, Figure 3.5는 규산염과 탄산염이 혼재된 모래들의 입도분포를 나타낸 것이다.

Table 3.5 The physical of mixed sands

Location	Specific Gravity ( <i>G<sub>s</sub></i> )	Sieve Analysis					U.S.C.S
		<i>D</i> <sub>10</sub> (mm)	<i>D</i> <sub>30</sub> (mm)	<i>D</i> <sub>60</sub> (mm)	<i>G<sub>u</sub></i>	<i>C<sub>g</sub></i>	
Jeju harbor	2.74	0.22	0.31	0.46	2.09	0.95	SP
Jong-dol	2.81	0.13	0.17	0.21	1.62	1.06	
Sin-yang	2.98	0.16	0.19	0.27	1.69	0.84	
Jung-mun	2.71	0.46	0.55	0.66	1.43	1.00	
Hwa-sun	2.70	0.25	0.32	0.45	1.8	0.91	
Sa-gye	2.72	0.18	0.24	0.33	1.83	0.97	
I-ho	2.84	0.22	0.31	0.46	2.09	0.95	

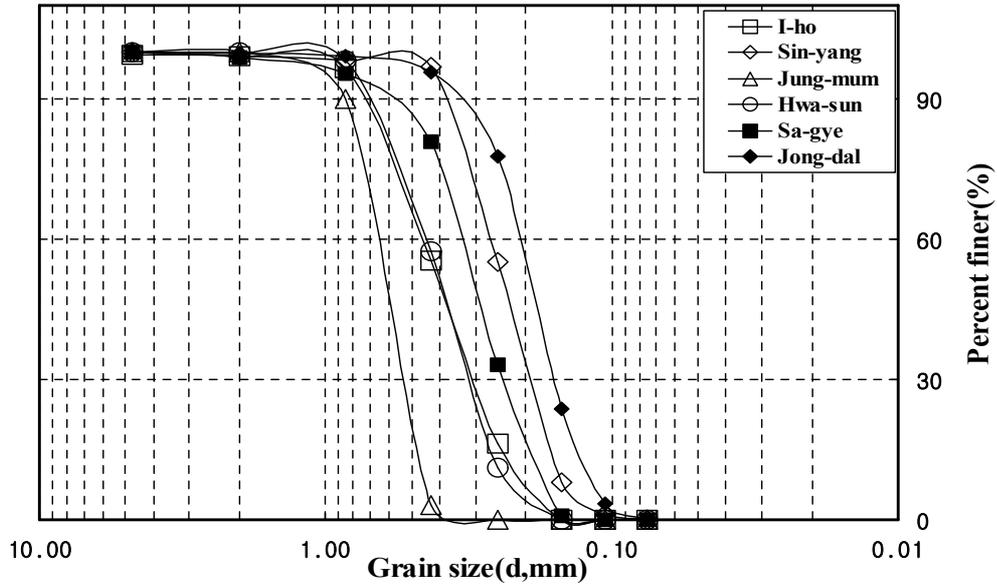


Figure 3.5 Grain-size distribution curve of mixed sands.

#### 4) 지역별 특성

규산염 모래와 규산염과 탄산염이 혼재된 모래인 경우 분석구와 하천 등 주변 지역의 영향을 받은 것으로 사료된다.

탄산염 모래인 경우 조개껍질 등의 폐사의 형성이 유리한 지형에 분포된 것을 알 수 있다. 또한 북동부 일대(김녕~월정)의 내륙지방에 사구가 형성되었는데 이는 강한 바람에 의해 해안지역의 모래가 내륙 쪽으로 이동하여 형성된 것으로 이들 지역의 모래는 다른 탄산염 모래에 비해 비중이 낮고 모래의 입경이 작고 균질한 것을 알 수 있다. Table 3.6은 지역별로 분류한 것이다.

**Table 3.6 Formation characteristic of sands**

Section	Location	Formation Characteristic
Silicate Sand	Sam-yang	River
	Seong-san	Seong-san tuff cone
	Gummulae	Udo scoria cone
	Sang-mo	Songak Mt. tuff ring
Carbonate Sand	Sim-nyeong(S)	Formation due to wind
	Haeng-won	
	Han-dong	
Mixed Sand	Jeju harbor	Sara Mt. scoria cone
	Jong-dol	River
	Sin-yang	River
	Jung-mun	River
	Hwa-sun	Sanbang Mt., Yongmori scora cone
	Sa-gye	Sanbang Mt tuff ring
	I-ho	River

① 모래의 화학적 특성

XRF의 결과를 토대로 제주도 지층의 대표적인 구성성분인 SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>의 함유량과 조개껍질과 패류의 주요 구성성분인 CaO, LOI의 함유량을 통해 규산염 모래와 탄산염 모래, 그리고 규산염과 탄산염이 혼재된 모래로 분류할 수 있었다. Table 3.7은 XRF와 XRD의 결과를 각 분류된 모래별로 나타낸 것이다.

**Table 3.7 The Comparisons of XRF and XRD(wt%)**

Section	XRF		XRD
	SiO <sub>2</sub> +Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> +Fe <sub>23</sub>	CaO+LOI	
Silicate Sand	59.38~75.98	10.47~25.88	Feldspar, Quartz
Carbonate Sand	0.38~13.06	82.72~93.69	Calcite, Analcime, Hematite
Mixed Sand	21.22~56.22	30.00~71.23	Feldspar, Calcite, Analcime, Quartz, Hematite

규산염 모래인 경우 Feldspar 혹은 Quartz(석영)가 주성분을 이루고 있으며 Calcite(방해석)인 경우는 미량으로 함유된 것으로 나타났다. 반면 탄산염 모래인 경우 Calcite가 주성분을 이루고 있으며, 금릉인 경우 Calcite와 Analcime(방비석)이 거의 같은 양으로 존재하는 것으로 나타났으며 Hematite(적철광)는 소량의 함유를 나타내고 있다. 또한 규산염과 탄산염이 혼재된 모래인 경우 이들 Feldspar, Quartz, Calcite, Analcime, Hematite이 동시에 나타나는 것으로 나타났으며 Quartz는 특히 화순, 사계, 상모 등 남서쪽 일대에 상당량이 함유된 것으로 나타났다. Hematite 경우는 탄산염 모래(중달, 협재, 함덕, 표선, 김녕, 월정, 광지, 금릉)와 혼재된 모래(중문, 신양)에서 미량으로 함유되는 것으로 나타났다.

② 물리적 특징

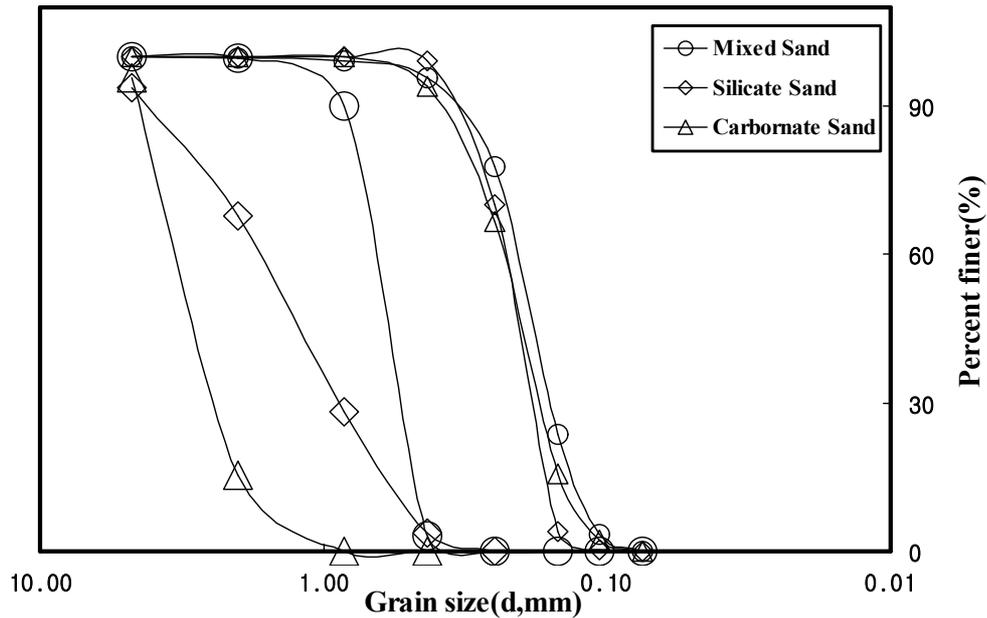
분류된 모래의 평균 비중을 보면 규산염 모래가 다른 모래에 비해 높은 경향을 보였으며 탄산염 모래인 경우 2.71로 다른 분류된 모래에 비해 대체적으로 낮은 경향을 보였으나 우도 지역의 모래인 경우 다른 탄산염 모래에 비해 2.53, 2.60으로 낮은 비중을 보였으며, 북동부 일대의 모래들 또한 평균 2.69로 나타났으며, 그 외의 탄산염 모래인 경우 2.76으로 혼재된 모래와 비슷한 경향을 보이고 있다. 혼재된 모래인 경우 비중의 범위가 다른 모래에 비해 컸으며 특히 신양인 경우 2.98로 다른 모래에 비해 큰 값을 보였으며, 상대적으로 중문, 화순 사계의 모래는 2.70 ~ 2.72의 낮은 비중을 보였다. 분류된 모래의 비중은 Table 3.8와 같다.

**Table 3.8 Specific gravity of classified sands**

Section	Avg. Gs	Range of Gs	Note
Silicate Sand	2.85	2.78~2.87	Gs of general sands: 2.6~2.8
Carbonate Sand	2.71	2.53~2.80	Udo: 2.53, 2.60
			Northeast: Avg. 2.69
			Others sand: Avg. 2.76
Mixed Sand	2.78	2.70~2.98	Sin-yang: 2.98

분류된 모래에 대한 입도분석을 비교해 보면 규산염과 탄산염이 혼재된 모래인 경우 입도가 0.1~1.0mm로 매우 균질한 분포를 보였다. 규산염 모래인 경우 모암의 풍화된 정도에 따라 큰 차이를 보였다. 탄산염 모래인 경우 대부분 홍조단괴의 모래인 경우가 입경이 가장 컸으며 팍지, 협재, 그리고 금릉지역인 경우 조개껍질과 패류로 인해 입경이 크게 나타났다.

Figure 3.6은 분류된 모래에 대한 최소 입경과 최대입경을 나타낸 입도분포이다.



**Figure 3.6 Grain-size distribution curve of classified sands.**

FE-SEM을 통한 모래의 표면을 비교해 보면, 삼양모래인 경우 입자표면이 대체적으로 길고 단단하고 고른 특징을 보였으며, 상모의 모래인 경우 약간의 기공이 있으나 둥글고 강도가 강하게 보였다.

그러나 탄산염 모래인 경우 조개껍질과 어패류가 많이 발견할 수 있었으며, 모래 입자의 모양이 규산염 모래와 같이 일정하지 않고 다양한 것으로 관찰되었다. 또한 공극이 많이 발견할 수 있었으며 외력에 약할 것으로 사료된다.

탄산염과 규산염이 혼재된 모래인 경우 규산염 모래의 표면 특징과 탄산염 모래의 표면 특징이 동시에 발견할 수 있었다.

색상의 경우 규산염 모래는 대부분 제주도의 현무암과 비슷한 색상인 검정색이 주를 이루는 것을 알 수 있으며, 탄산염 모래인 경우 하얀 색 또는 밝은 황색을 띄고 간간이 어패류에 의한 검정색을 발견할 수 있었다. 혼재된 모래인 경우 어두운 황색 또는 어두운 노란색을 띄고 있으며 이는 암편에 의해 탄산염 모래에 비해 어두운 색상을 띄는 것으로 사료된다.

### ③ 사철(砂鐵, Iron Sand)의 함유량

사철(砂鐵, Iron Sand)은 강이나 바다에 쌓인 모래 속에 들어 있는 철 알갱이로 본래 자철광을 포함하는 암석이 풍화작용과 침식작용에 의해 부서지고, 물의 흐름이나 파도에 의해 비중이 작은 다른 광물로부터 선별되어 모래 속의 사철로 응집된다. 본 연구에서는 제주도 해안지역에 분포하고 있는 모래 중 일부 모래에 대해 자석을 모래 속에 넣고 천천히 저어서 사철의 함유량을 측정하여 Table 3.9와 같이 나타내었다.

**Table 3.9 Contents of iron sand(wt%)**

Location	Contents of Iron sands	Classified sands
Sam-yang	39.77	Silicate sand
Seong-san	2.99	Silicate sand
Jeju harbor	23.82	Mixed sand
Hwa-sun	11.09	Mixed sand
I-ho	24.75	Mixed sand
Sang-mo	1.95	Silicate sand
Sin-yang	5.59	Mixed sand
Sa-gye	5.59	Mixed sand
Wol-jeong	-	Carbonate sand
Gim-nyeong	-	Carbonate sand
Hyeopjae	-	Carbonate sand

그 결과 사철은 규산염 혹은 혼재된 모래에 함유된 것을 알 수 있으며, 특히 모래의 입경이 작고 균일한 모래에서 사철의 함유량이 많은 것으로 나타났다. 그러나 탄산염으로 분류된 모래에서는 사철의 함유량은 거의 없거나 미비한 것으로 나타났으며 사철은 주로 검정색을 띠는 특징을 보였다.

### 3.2 제주도 해안지역 모래의 역학적 특징

제주도 해안지역 모래의 역학적 특성은 삼축압축시험으로 시행하여, 선형 압밀하중( $P_c$ )과 압축지수( $C_c$ )를 산정하고 삼양지역의 모래와 김녕지역의 모래, 그리고 제주외항 지역의 모래에 대하여 압축시험으로 모래 지반의 침하특성이 조사되었다.

규산염 모래로 분류된 삼양지역의 모래는 다른 규산염 모래와는 달리 주변지역의 분화구에서 직접적인 암편 공급이 이루어지기 보다는 하천을 통해 모래가 주로 유입될 것으로 판단되며, 태풍이나 폭풍으로 인해 주위의 사라봉과 원당봉 분석구에서도 어느 정도의 암편들이 유입된 것으로 사료된다.

김녕지역의 모래는 대표적인 탄산염 모래로 서김녕부터 월정, 종달 해안지역에 이르고 있으며 북동지역 일대에 널리 분포되어 있는 모래로 강한 북서풍으로 인해 김녕의 만장굴 입구와 행원, 한동지역의 내륙까지 모래가 이동하여 사구를 형성하고 있다.

제주외항 지역의 모래는 혼재된 모래로 제주외항 항만시설 축조공사 구역 내 연안에 분포하고 있으며 사라봉-별도봉 분석구의 암편의 풍화와 어패류가 혼재된 것으로 분류되었다. 특히 사라봉과 연안이 접하는 부분에는 비석거리하와이아이트와 풍화가 쉬운 별도봉 응회암이 존재하며 현무암류 하부에 20cm 두께의 단위층이 반복 퇴적되었으며 낮은 각도의 사층리가 존재한 것으로 연구되고 있다. (제주·애월도폭 지질보고서, 한국자원연구소, 1998)

Table 3.10은 삼축압축시험과 압축시험에 사용된 삼양, 김녕, 제주외항 지역의 모래의 화학적, 물리적 특성과 기본적인 물성을 정리하여 나타낸 것이다.

**Table 3.10 Characteristics of samples**

		Sam-yang	Gim-nyeong	Jeju harbor
Classification		Silicate ssand	Carbonate sand	Mixed sand
XRF	SiO <sub>2</sub> +Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> +Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	75.98	1.59	40.54
	CaO+LOI(%)	10.48	90.01	46.64
Main mineral		Feldspar	Calcite	Feldspar, Calcite analcime
Gs		2.87	2.69	2.74
Grain-size distribution (mm)	D <sub>10</sub>	0.17	0.17	0.22
	D <sub>30</sub>	0.19	0.2	0.31
	D <sub>60</sub>	0.23	0.27	0.46
	Cu	1.35	1.59	2.09
	Cg	0.92	0.87	0.95
U.S.C.S		SP	SP	SP
e <sub>max</sub>		1.109	1.690	1.768
e <sub>min</sub>		0.75	1.205	1.246

**1) 삼양지역의 모래**

상대밀도에 따른 삼양지역의 모래에 대한 삼축압축시험 결과는 Table 3.11과 Figure 3.7과 같다. 상대밀도가 증가할수록 내부마찰각이 증가함을 알 수 있으며 점착력은 발생하지 않았다.

**Table 3.11 Strength parameter of Sam-yang sand**

상대밀도(Dr)	40%	50%	60%	75%
내부마찰각( $\phi$ )	37.4	40.5	41.4	43.0

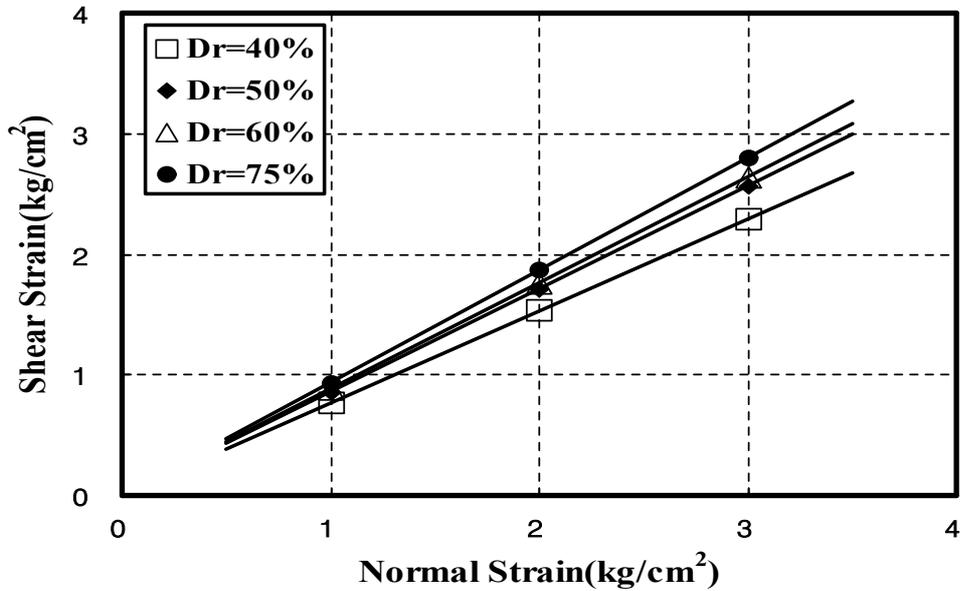


Figure 3.7 Relationship between normal stress and shear stress (Sam-yang sand).

각 상대밀도에 대한 축변형률-축차응력의 거동특성을 나타낸 것으로 낮은 상대 밀도에서도 축 변형에 따른 체적팽창이 두드러지게 나타났다.

## 2) 김녕지역의 모래

상대밀도에 따른 김녕지역의 모래에 대한 삼축압축시험 결과는 Table 3.12와 Figure 3.8과 같다. 상대밀도가 증가할수록 내부마찰각이 증가함을 알 수 있으며 점착력은  $\sigma_3=2.04\text{kg/cm}^2$ 의 구속압 조건에서 시료입자의 파쇄로 인한 약간의 점착력이 발생하였으나, 설계에서 점착력을 고려하기는 부적합 할 것으로 사료된다.

Table 3.12 Strength parameter of Gim-nyeong sand

상대밀도(Dr)	40%	50%	60%	75%
내부마찰각( $\phi$ )	41.6	42.7	43.5	45.0

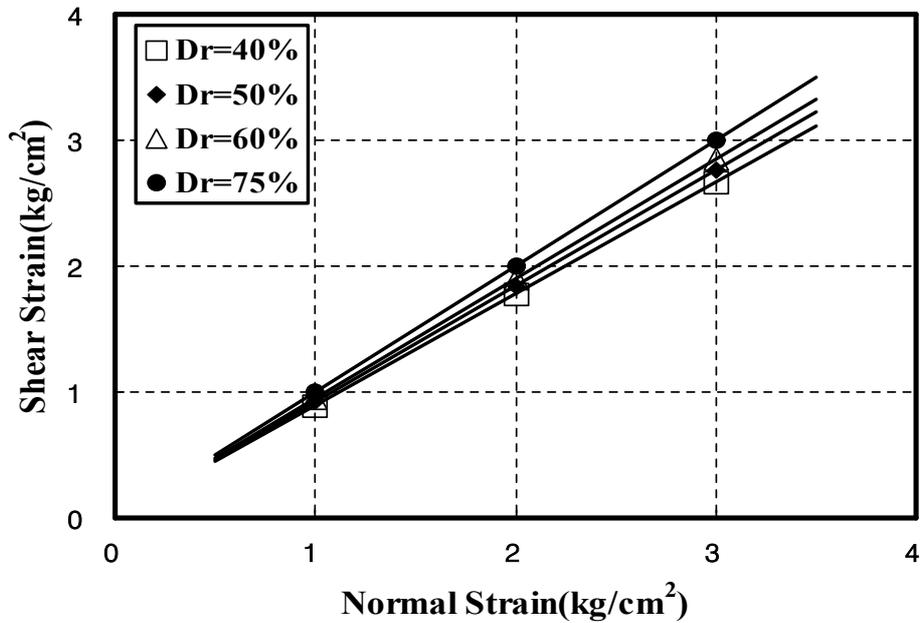


Figure 3.8 Relationship between normal stress and shear stress (Gim-nyeong sand).

각 상대밀도에 대한 축변형률-축차응력의 거동특성을 나타낸 것으로  $\sigma_3=0.51$  kg/cm<sup>2</sup>의 구속압에는 체적팽창이 일어났으며 축변형이 많이 발생하였다.

### 3) 제주외항지역의 모래

상대밀도에 따른 제주외항 지역의 모래에 대한 삼축압축시험 결과는 Table 3.13과 Figure 3.9와 같다. 상대밀도가 증가할수록 내부마찰각이 증가함을 알 수 있으나 상대적으로 삼양과 김녕지역의 모래에 비해 내부마찰각이 작게 나타났으며, 점착력은 발생하지 않았다.

Table 3.13 Strength parameter of Jeju harbor sand

상대밀도(Dr)	40%	50%	60%	75%
내부마찰각( $\phi$ )	34.8	35.2	36.5	37.6

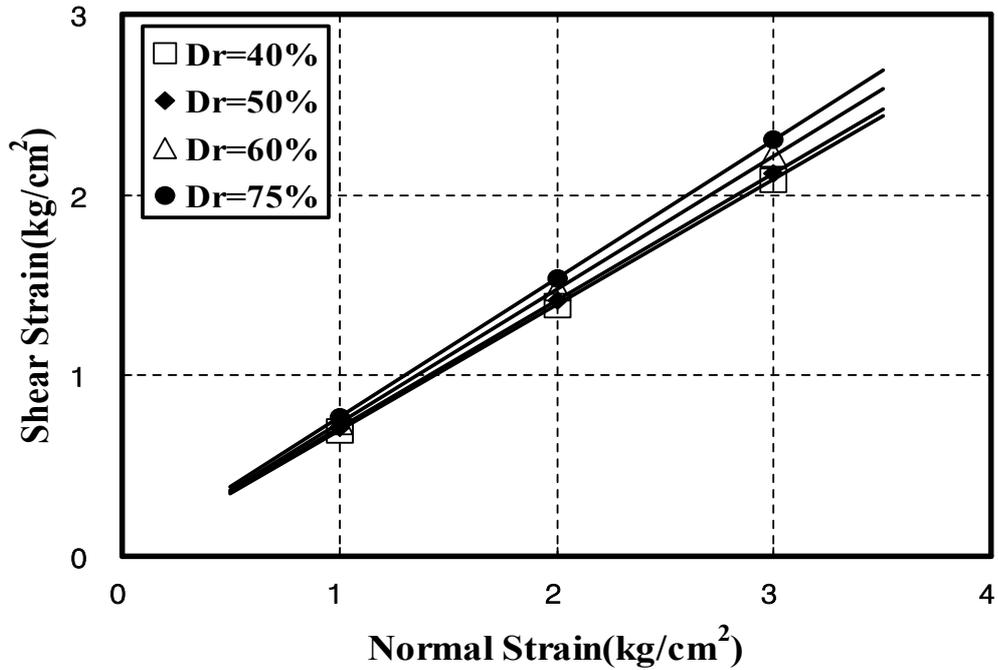


Figure 3.9 Relationship between normal stress and shear stress (Jeju harbor sand).

각 상대밀도에 대한 축변형률-축차응력의 거동특성을 나타낸 것으로 상대적으로 삼양과 김녕 모래에 비해 체적 팽창이 적게 발생하였다.

### 3.3 압축시험

#### 1) 시험장비

제주도 모래의 압축시험을 시행하기 위해 압밀시험기를 이용하였다. 일반적으로 압밀이란 연약지반 즉 물로 포화된 점성토에 하중을 가했을 때 과잉간극수압이 발생하여 서서히 간극수와 배출되기 때문에 생기는 흙의 체적감소를 말한다. 그러나 모래인 경우 물로 포화된 모래라 하더라도 하중을 가했을 때 모래의 투수계수( $k=1.0\sim 10\text{cm/sec}$ )가 점성토에 비해 훨씬 크므로 하중을 가하면 바로 과잉간극수압이 소멸되어 모래입자가 재배열 혹은 모래입자의 강도가 약한 경우 큰

하중이 작용할 때 파쇄와 재배열이 동시에 일어난다. 안지름이 60mm, 높이 20mm의 고정링형 압밀상자와 Scale effect를 고려하여 안지름이 104mm, 높이 34mm의 고정링형 압밀상자를 이용하여 모래의 압축시험을 실시한 각각의 고정링형 압밀상자의 제원은 Table 3.14와 같다.

**Table 3.14 Type of compression test ring**

Section	D(cm)	H(cm)	A(cm <sup>2</sup> )	V(cm <sup>3</sup> )	D:H
Standard	6.0	2.0	28.27	56.55	3:1
Large	10.4	3.5	84.95	289.63	2.97:1

## 2) 공시체 제작 및 시험방법

압축시험의 공시체를 제작을 위해 우선 각 모래에 대한 상대밀도(Dr=50%, 75%)에 따른 시료의 무게를 결정하고 조립된 고정형링 압밀상자에 건조된 모래를 자유낙하 시켜 링의 높이에 맞게 시료를 성형하였다.

성형된 시료 위해 가압판을 넣고 하부의 배수밸브를 잠근 후 수침상자 내부에 물을 수침시키며, 수침과정에 가압판 위로 공기방울이 발생하는데, 공기방울이 소멸된 후 1시간 정도 뒤에 하부 배수밸브를 열어 물이 나오도록 한다.

어느 정도의 물이 나오면 포화된 것으로 가정하여 다시 하부 배수밸브를 잠그고 수침상자에 물을 가득 채운 후 24시간 동안 수침과정을 거쳐서 압밀시험 장치의 지지대에 올려놓고, 시험을 실시한다.

모래의 투수계수는 크므로 일면배수를 위해 하부 밸브를 잠근 상태에서 압축시험을 실시하였으며, 하중은 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16.0, 32.0, 64.0, 128.0kg/cm<sup>2</sup>의 단계로 실시한다.

또한 각 하중단계에서 24시간 동안 압축을 실시하였으며, 김녕모래인 경우 압축에 대한 수렴하는 시간을 측정하고자 표준 고정형링 압밀상자를 이용한 압축시험에서 하중단계를 24시간외에 72시간(3일 재하), 120시간(5일 재하) 동안 압축을 실시하였다. 대형 고정형링 압밀상자인 경우 상대밀도 50%로 하중단계를 24

시간동안 압축을 실시하였으며, 제주항 지역의 모래인 경우 상대밀도 50%외에도 상대밀도 75%에서 압축시험이 실시되었는데, Table 3.15는 모래의 압축시험을 실시한 것을 ●으로 나타내었다.

**Table 3.15 Testing contents**

Load Time Location	Standard			Large
	24hr	72hr	120hr	24hr
Gim-nyung(50%)	●	●	●	●
Sam-yang(50%)	●	-	-	●
Jeju harbor(50%)	●	-	-	●
Jeju harbor(75%)	-	-	-	●

### 3) 시험결과

#### ① 삼양지역의 모래

삼양지역의 모래의 압축시험결과는 Table 3.16과 Figure 3.10과 같다.

**Table 3.16 Compression test result of Sam-yang sand**

Section	Standard	Large
선행압밀하중( $P_c$ , (t/m <sup>2</sup> ))	17	21
압축계수( $C_c$ )	0.053	0.073

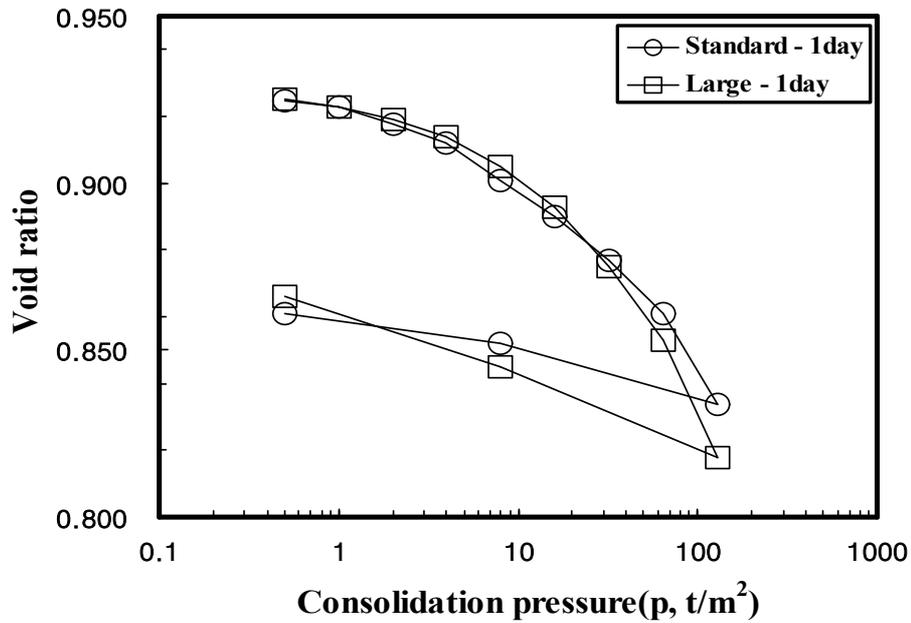


Figure 3.10 Compression curve of Sam-yang sand.

② 김녕지역의 모래

김녕지역의 모래의 압축시험결과는 Table 3.17과 Figure 3.11과 같다.

Table 3.17 Compression test result of Gim-nyeong sand

Section	Standard -1day	Standard -3days	Standard -5days	Large -1day
선행압밀하중( $P_c$ , (t/m <sup>2</sup> ))	37	37	33	37
압축계수( $C_c$ )	0.140	0.158	0.172	0.203

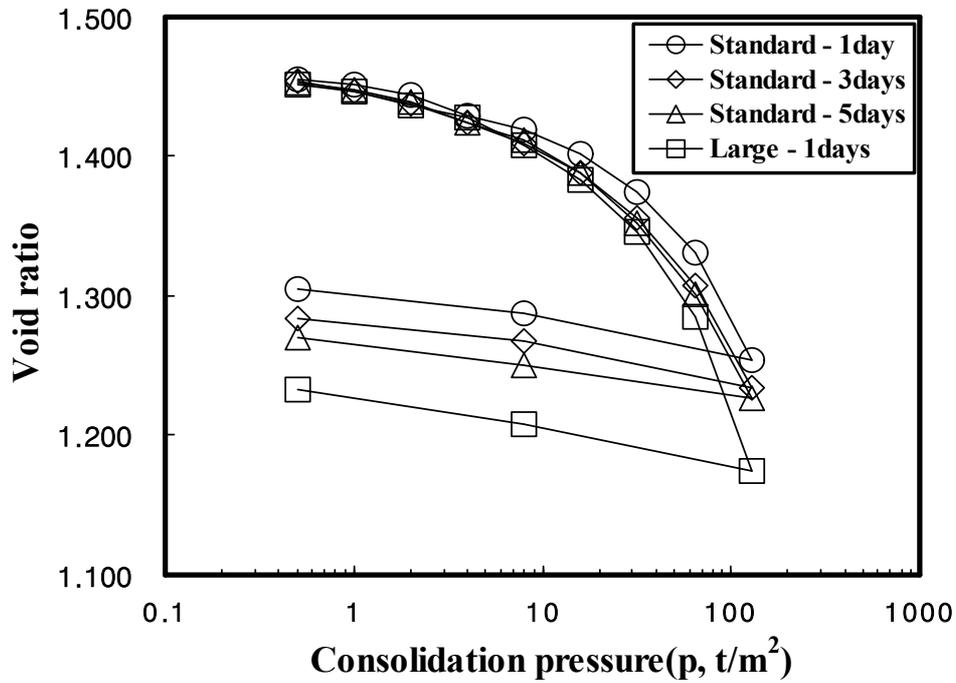


Figure 3.11 Compression curve of Gim-nyeong sand.

③ 제주외항지역의 모래

제주외항 지역 모래의 압축시험결과는 Table 3.18과 Figure 3.12와 같다.

Table 3.18 Compression test result of Jeju harbor sand

Section	Standard	Large (Dr=50%)	Large (Dr=75%)
선행압밀하중(Pc, (t/m²))	37	40	40
압축계수(Cc)	0.199	0.226	0.116

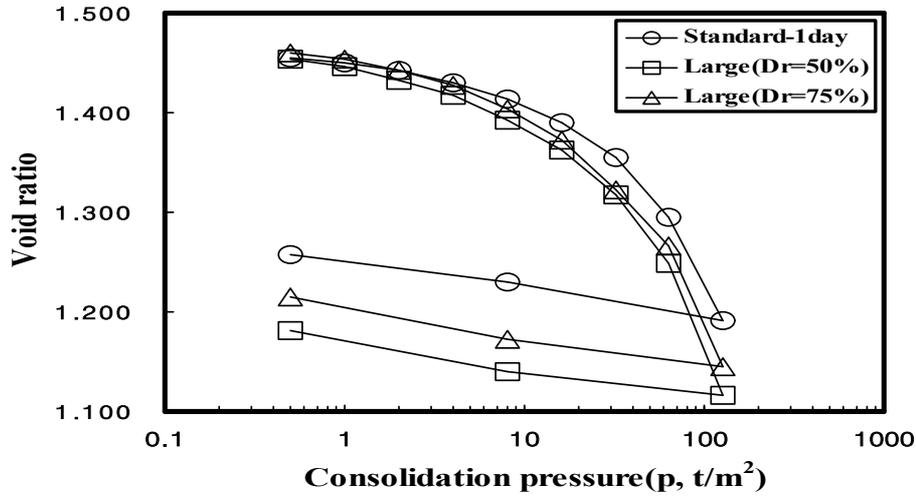


Figure 3.12 Compression curve of Jeju harbor sand.

### 3.4 제주도 해안지역 모래의 거동 특성

각 지역의 모래에 대한 삼축압축시험 결과는 상대밀도에 따라 Figure 3.13과 같이 증가하였으며 내부마찰각은 탄산염 모래인 김녕모래는 41.6~45.0° 크게 나타났으며, 반면 탄산염과 규산염이 혼재된 모래인 제주외항 지역의 모래는 34.8~37.6°는 낮고, 규산염 모래 종류인 삼양지역의 모래는 37.4~43.0°로 중간정도의 내부마찰각을 나타냈다.

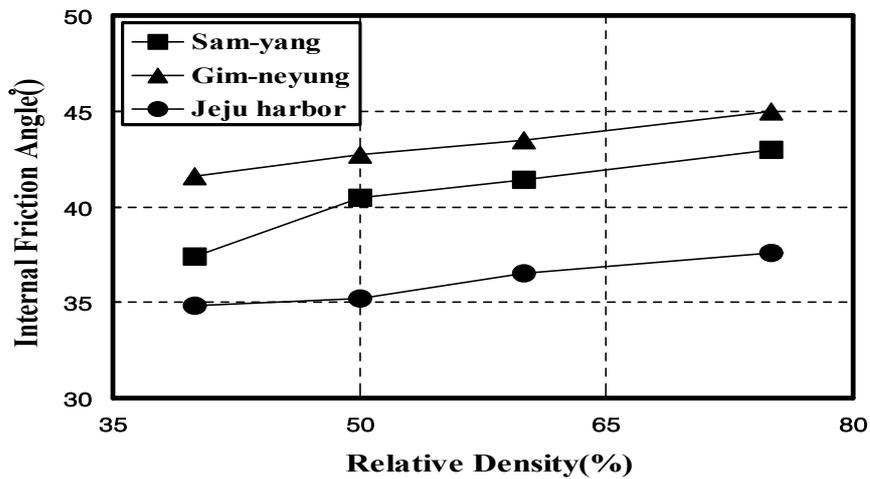


Figure 3.13 Internal friction angle and relative density.

각 모래에 대한 상대밀도 50%, 75%에서, 구속압  $0.51\text{kg/cm}^2$ 와  $2.04\text{kg/cm}^2$ 의 변형률에 대한 응력경로와 체적 변화를 비교한 결과 상대밀도 50% 느슨한 상태의 구속응력  $0.51\text{kg/cm}^2$ 에 대한 삼양, 김녕, 제주의항의 모래의 응력거동과 체적변형률을 나타낸 것이다. 축차응력의 크기는 김녕, 삼양, 제주의항의 순으로 나타났으며, 삼양인 경우 다른 모래에 비해 급격하게 응력이 증가하다가 축 변형률이 약 5.2%일때 파괴가 발생하였으며, 김녕지역의 모래는 축변형률이 10.8%, 제주의항지역의 모래는 약 12.0%에서 파괴가 발생하였다. 축차응력이 증가하는 동안 체적 변형률을 비교해 보면 삼양지역의 모래인 경우 전단초기에는 미비하게 압축이 일어나다가 축 변형률이 0.7%이후에는 팽창이 급속하게 발생하였으며 상대적으로 제주의항인 경우 체적변화가 적게 일어났다.

상대밀도 50%, 구속응력  $2.04\text{kg/cm}^2$ 일 때의 각 모래에 대한 응력거동과 체적 변형률을 나타낸 것으로 구속응력  $0.51\text{kg/cm}^2$ 비해 축변형이 3~10%정도 더 일어난 후 파괴됨을 알 수가 있으며, 체적 변형률은 삼양 모래인 경우 높은 구속응력 상태에서도 체적이 크게 팽창하였으나 김녕과 제주의항 모래인 경우 압축이 일어나다가 축 변형률 10%이후에는 일정한 것으로 나타났다.

상대밀도 75%, 구속응력  $0.51\text{kg/cm}^2$ 에서는 축차응력이 낮은 상대밀도와 구속응력에 비해 큰 응력 내에서 파괴되는 것을 알 수 있었으며 또한 같은 구속응력 내에서 제주의항지역의 모래인 경우 상대밀도 50%에 비해 축 변형이 약간 증가한 뒤 파괴가 발생하였으나 나머지 모래에서는 상대밀도 50%에서보다는 축 변형이 적은 상태에서 파괴가 발생하였으며 체적 변형률은 상대적으로 큰 팽창이 일어났다.

상대밀도 75%, 구속응력  $2.04\text{kg/cm}^2$ 에서의 응력거동과 체적변형률을 나타낸 것으로 낮은 구속응력에서는 김녕지역 모래가 삼양지역의 모래보다 큰 축차응력이 발생하였으며, 체적 변형률인 경우 삼양모래인 경우 상대밀도 50%, 구속응력  $2.04\text{kg/cm}^2$ 보다 크게 일어났다.

여기서 상대밀도가 증가 할수록 축차응력은 증가하고, 축 변형률이 상대적으로 낮은 상태에서 파괴가 일어나며, 체적 변형률은 상대밀도가 높고 구속응력이 낮을수록 체적팽창이 증가함을 알 수 있었다.

그러나 낮은 구속응력 내에서 축차응력의 최대는 김녕지역 모래가 삼양지역

모래보다는 크나, 높은 구속응력에서는 오히려 삼양지역의 모래가 비슷하거나 큰 축차응력이 발생이 일어났으며, 또한 낮은 구속응력에서 발생하지 않았던 점착력이 김녕지역의 모래인 경우 높은 구속응력에서 발생하고, 또한 축차응력이 상대적으로 낮은 결과를 나타냈다. 또한 낮은 구속응력에서는 김녕지역의 모래에 비해 제주외항 지역의 모래가 축 변형률이 제일 크게 일어난 상태에서 파괴가 일어나지만, 높은 구속응력에서는 이와 반대로 김녕지역의 모래가 제주외항에 비해 축 변형률이 5%이 더 발생한 후 파괴가 일어났다.

이는 김녕지역의 모래가 높은 구속응력에서 모래의 입자가 파쇄와 재배열하여 축 변형이 증가한 것으로 사료되며 이때의 점착력 또한 파쇄와 재배열의 반복으로 인해 발생한 것으로 판단되어진다.

김녕과 제주외항 지역의 모래인 경우 높은 구속응력에서는 체적팽창이 미비하였으나 삼양지역의 모래인 경우 낮은 상대밀도와 높은 구속응력상태에서도 체적팽창이 두드러지게 나타났다.

### 3.5 제주도 해안지역 모래의 탄성계수

일반적으로 모래의 탄성계수는 느슨한 모래인 경우 1019~2854t/m<sup>2</sup>, 조밀한 모래는 3568~7136t/m<sup>2</sup>이며 본 연구에서는 축 대칭 삼축압축시험 결과에서 탄성계수(변형계수)를 구하였다. 탄성계수를 결정하는 방법으로는 여러 가지가 있으나 본 연구에서는 파괴 전단응력의 1/2 지점의 변형률 값을 기준으로 다음과 같은 식으로 삼양, 김녕, 제주외항지역의 모래에 대한 탄성계수를 구하였다.

$$E = \frac{q(\text{축차응력})_{\max}}{2 \times \epsilon(1/2q_{\max} \text{에서의 변형률})}$$

각 모래에 대한 탄성계수범위는 Table 3.19와 같다. 삼양 지역의 모래는 탄성계수가 조밀한 모래에 속하며, 김녕지역의 모래는 느슨한 모래, 그리고 제주외항

지 지역의 모래는 Hard Clay의 범위에 속하는 것으로 제주외항지역의 모래층에 대한 탄성침하량 계산 시 일반적인 모래의 탄성계수를 적용할 경우 상대적으로 높은 탄성계수로 인해 탄성침하량이 과소평가 될 우려가 있을 것으로 사료된다.

**Table 3.19 Modulus of elasticity**

Location	Modulus of Elasticity(t/m <sup>2</sup> )
Sam-yang	1992.1 ~ 5647.2
Gim-nyeong	750.5 ~ 1709.4
Jeju harbor	262.3 ~ 1552.1

### 3.6 제주도 해안지역 모래의 압축특성

삼양, 김녕, 제주외항 지역의 압축시험 결과 압축량은 삼양지역의 모래는 공시체의 높이의 약 3.2%정도 압축이 일어났으며 김녕지역의 모래인 경우 8.4%, 그리고 제주외항 지역인 경우 약 11.1%로 다른 모래에 비해 큰 압축을 나타냈다.

이는 모래의 생성과정과 전자현미경인 FE-SEM(Field Emission Scanning Electron Microscope)으로 관찰한 결과 표면 특징을 보면, 삼양지역의 모래인 경우 하천으로부터 암편이 공급되어 형성된 모래로 표면이 고르고 단단한 형상을 나타내고 있으며, 특히 강모래의 특징과 유사한 것으로 사료된다.

그러나 김녕과 제주외항의 모래인 경우 어패류의 구성성분이 탄산염을 포함하고 있으며, 특히 FE-SEM 촬영 결과 모래의 알갱이가 균일하지 않고 기공이 발달하였으며 조개의 껍질 또는 어류의 뼈 같은 형상이 다수 포함하고 있으며, 이는 하중이 작용 시 기공과 약한 부분의 파쇄로 인해 침하가 더 발생할 것으로 판단되어진다.

제주외항 지역의 모래의 어패류를 나타내는 탄산염 함유량은 46.64wt%로 김녕지역의 모래의 탄산염 함유량 90.01wt%로 김녕지역의 탄산염이 많으나 제주의

항의 모래가 압축성이 더 큰 것으로 나타났다. 이는 해안에 모래를 채취한 김녕 지역과는 달리 제주외항 지역의 모래는 해수 깊은 곳에서 채취한 것으로 육상지역의 채취된 것보다는 약한 것으로 사료되며, 이는 제주외항 지역의 모래가 김녕 지역의 모래보다 압축이 더 발생한 것 판단되어진다.

압축시험에 사용된 시료는 입도분포 결과 입경들이 대부분 0.1mm~1.0mm 범위를 나타냈다. 기존의 표준 고정링(6cm×2cm)을 이용한 압축시험과 대형 고정링(10.4cm×3.5cm)을 이용하여 압축시험 한 결과  $P_c$ 는 비슷한 결과를 나타냈다. 그러나 압축지수( $C_c$ )는 Figure 3.14와 같이 표준 고정링에 의해 구해진 압축지수는 대형 고정링에 비해 낮은 결과를 보였으며  $\sqrt{t}$  법과  $\log t$  법에 의한 곡선은 대형 고정형링에 비해 압축경향이 굴곡이 발생하였다. 모래의 입경의 크기를 고려했을 때 표준 고정링을 이용한 압축지수의 결과 등의 각종 압축계수는 과소평가되거나 정밀성이 떨어질 우려가 있을 것으로 사료된다.

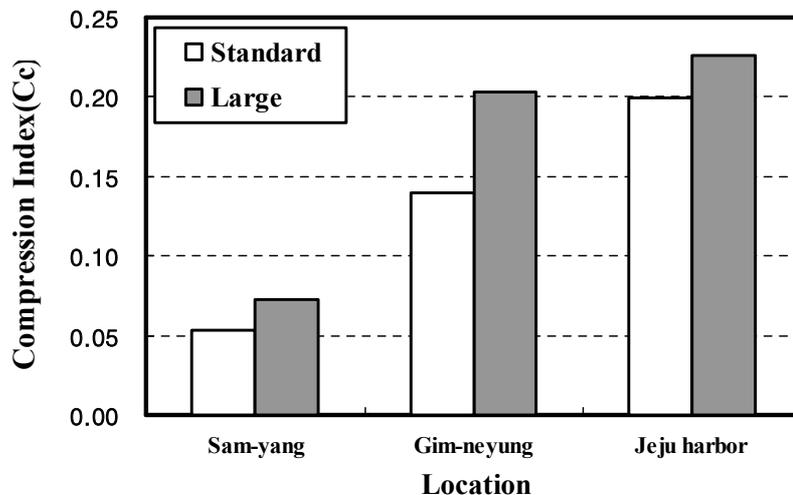


Figure 3.14 Compression index comparison.

사질토 지반 특히 모래의 침하에 있어 즉시 침하량 성분이 지배적이다. Figure 3.15에서 삼양지역의 모래인 경우 낮은 응력에서는 초기 압축비율이 약 90%이상을 나타내다가 응력 8t/m<sup>2</sup> 이상에서는 초기 압축비율이 약 75~80%를 나타냈다. 그러나 김녕지역의 모래인 경우 하중 16t/m<sup>2</sup>까지는 초기 압축비율이 4

0~65%까지 변동을 보이다가 하중 16t/m<sup>2</sup>이후에는 초기 압축비율이 증가하는 경향을 보였으며, 제주외항 지역의 모래인 경우 초기 압축비율이 16t/m<sup>2</sup>까지 감소하다가 이후에는 초기 압축비율이 증가하였다.

이는 낮은 응력상태에서는 모래의 재배열로 인한 압축이 큰 것으로 사료되며, 특히 김녕과 제주외항 지역의 모래인 경우 재배열과 특히 모래의 입자의 파쇄로 와 재배열의 반복으로 인해 삼양지역의 모래보다는 초기 압축비율이 낮은 것으로 사료된다.

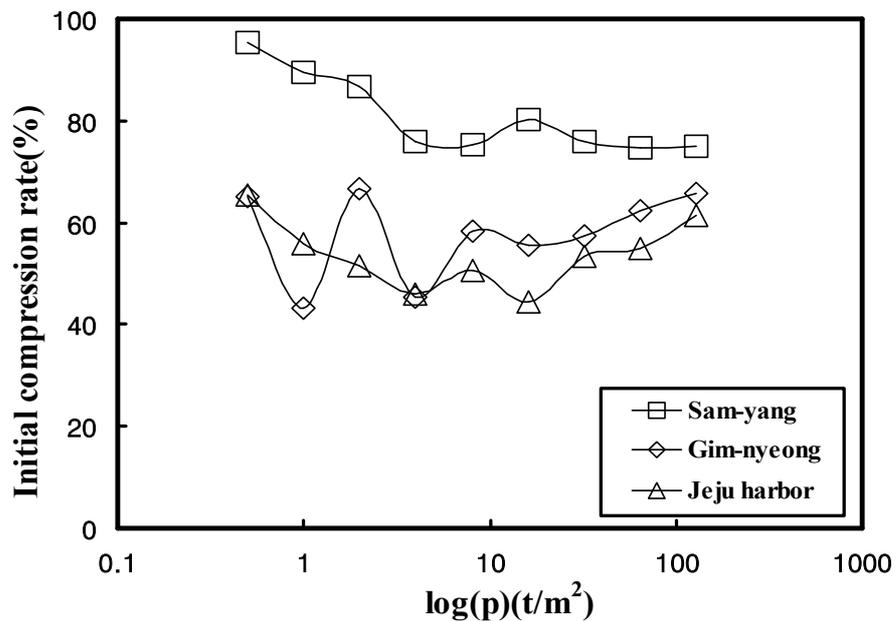
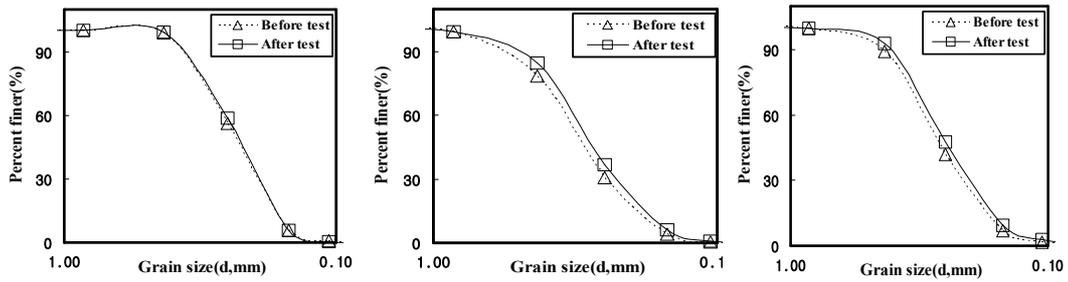


Figure 3.15 Initial compression rate of each load.

### 3.7 제주도 해안지역 모래의 파쇄성

모래의 압축시험 중 하중재하에 따른 압축뿐만 아니라 모래 입자의 파쇄로 인한 압축도 발생할 것으로 사료되어, 모래의 파쇄성을 알기 위해 압축시험 전·후의 입도분석을 실시한 결과 압축시험 전·후의 입도는 Figure 3.16과 같이 나타나고 있다.



Sam-yang

Gim-neyung

Jeju harbor

Figure 3.16 Grain size analysis(Before and after compression test).

입도분석 결과 삼양지역의 모래인 경우 압축시험 전·후의 입도곡선이 비슷한 결과를 얻었으나 김녕과 제주외항의 모래인 경우 모래의 입경이 시험전에 비해 감소하였으며 이는 응력에 의한 입경의 파쇄가 명확히 드러나고 있다.



## IV. 파압 산정 및 침하량 해석 모델

### 4.1 개요

동적하중을 받는 해저지반은 간극비, 응력조건, 지반종류, 소성지수(PI), 변형률 크기와 같은 다양한 동적변형 요소에 따라 거동을 달리하기 때문에 Goda식(Goda, 2000) 또는 이달수 등(2004)이 제안한 정적인 지반침하식을 사용하여 항만구조물의 지반침하를 평가하기에는 매우 미흡하다(Richart et al., 1970 ; Ishihara, 1996). 실제로 기존의 정적하중에 의한 방법은 방파제의 파괴나 손상 원인 또는 그 파괴 메카니즘을 잘 설명하지 못한다고 알려져 있다(Oumeraci et al., 1992 ; 박우선 등, 1995). 또한 유사정적하중에 기초한 침하 해석은 간혹 비경제적인 설계를 유도할 수가 있으며, 예측치 못한 구조물 설치지점 지반의 불확실성에 기인한바 비안전측 해석도 유발할 가능성이 크다.

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

장병욱(1995)은 항만구조물을 설치할 때 지반의 안정성 해석에 있어서 가장 중요한 문제점으로 파랑의 존재를 제기하였다. 항만구조물(해저지반 포함)은 파랑에 의한 반복하중을 받는 특성을 가지므로 육상에서의 거동과는 상당히 다른 특징을 가진다. 파랑으로 인해 제체 지반에는 간극수압이 발생하며, 이로 인해 제체는 보다 쉽게 동적거동을 일으키며 현저한 지반 변형을 가져올 수 있다.

본 연구에서는 방파제 제체에 파랑에 의한 동적영향을 고려할 수 있도록, 실시간 파압을 4.3에 상세히 설명되어 있는 3D-NIT모형을 이용하여 산정하였다. 여기서 도출된 실시간 파압분포는 지반해석의 입력 값으로 사용하였다. 지반-구조물 동적해석에 대한 내용은 4.4에 상세히 기술하였다.

## 4.2 파압에 의한 해양구조물 아래의 지반변동

### 4.2.1 직립 구조물에 미치는 파압의 작용

Figure 4.1과 4.2는 직립 해양구조물(케이슨) 구조물에 미치는 파의 작용과 형태에 따라 직립형 해양구조물이 어떻게 운동하는지에 대한 모식도를 나타낸 것이다. 파압이 직립 해양구조물에 작용할 때는 크게 정상파(a)와 쇄파(b, c)의 형태로 직립 해양구조물에 작용하게 되며, 경우 파의 상하운동에 의하여 압력의 증감이 변동이 생기면서 해양구조물의 변동에 영향을 준다. 본 연구에서는 이러한 파랑형태를 고려한 3차원 파랑수치모델을 적용함으로써 제주항의 케이슨방파제 구조물의 변동에 따른 해저지반 변위에 대한 연구를 실시하였다.

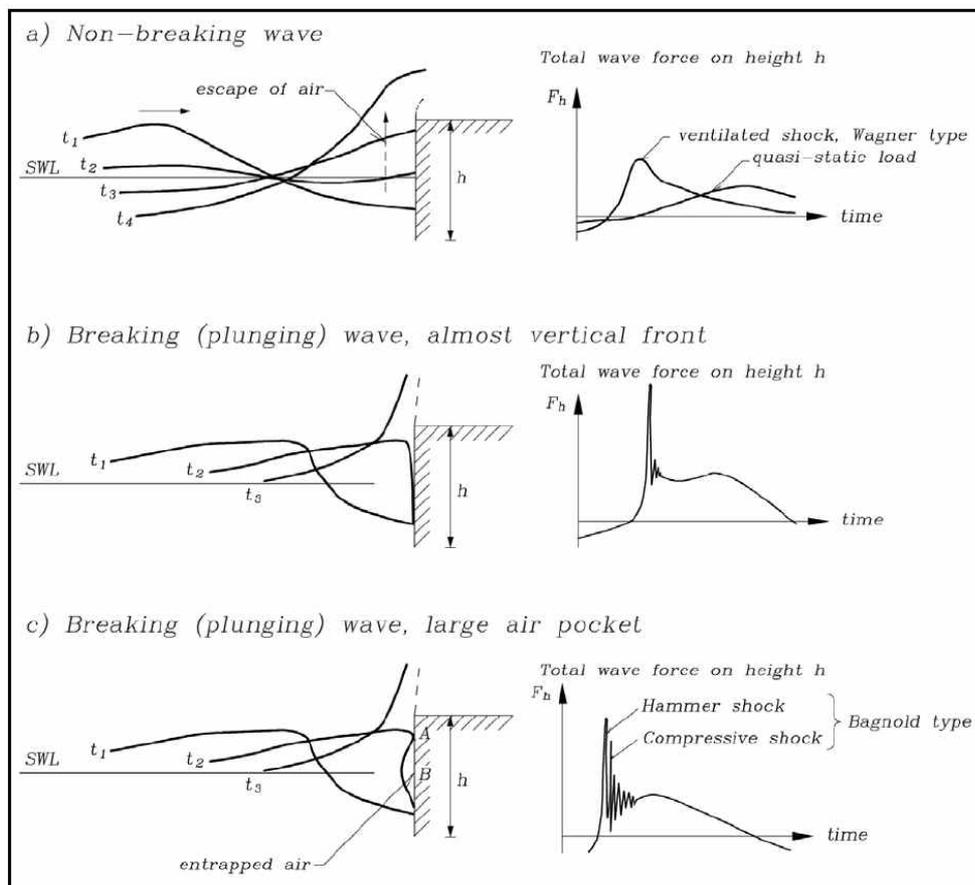


Figure 4.1 Wave deformation effects for the vertical type caisson structures(Shore protection manual, 2001).

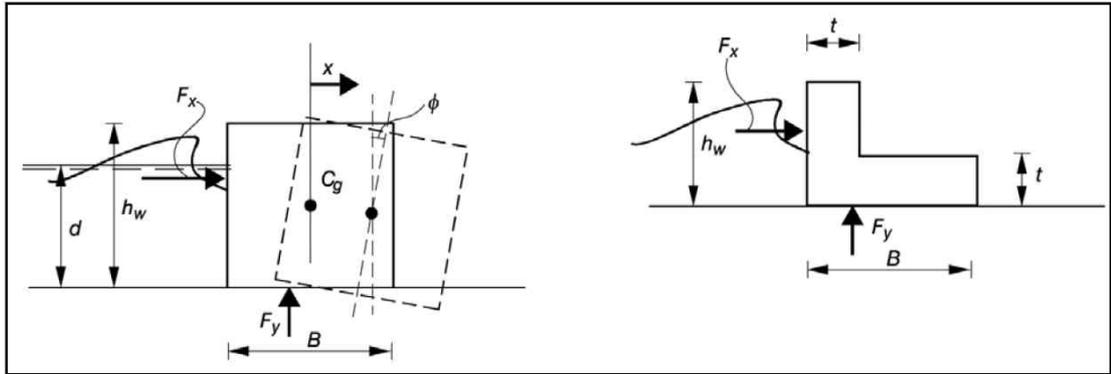


Figure 4.2 Caisson structure movements characteristics by wave action(Shore protection manual, 2001).

Figure 4.3은 직립 해양구조물에 대한 작용하는 파의 상하운동에 의하여 압력이 작용하는 모식도를 나타낸 것으로 파곡(wave trough)이 작용할 때 파의 압력이 감소됨에 따라 해양구조물에 작용하는 압력이 완화되고 파봉(wave crest)이 작용할 때는 압력이 증가함에 따라 압력과 이완이 반복되면서 해양구조물의 수평 및 연직 운동이 발생됨을 알 수 있다. 따라서 해양구조물에 작용하는 압력의 강약에 의한 영향을 3차원 수치모델을 이용하여 파악하고자 하였다.

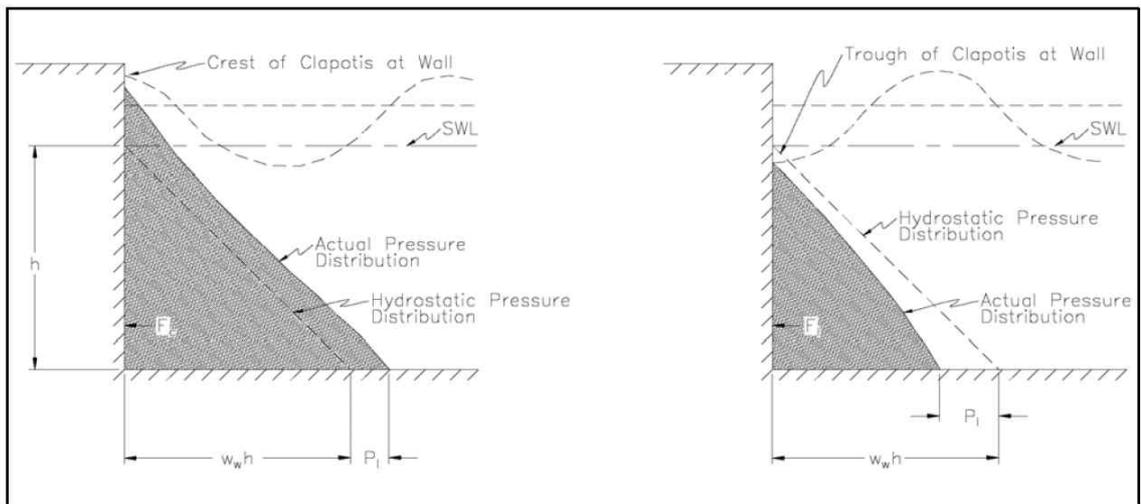


Figure 4.3 Water pressure distributions of caisson structures by wave deformations(Shore protection manual, 2001).

#### 4.2.2 과압에 의한 해양구조물과 지반과의 관계

토질과 액체에 의한 혼합에 따른 구조물에 의한 지반의 액상화는 다음의 모 식도로 나타낼 수 있다. 주어진 Figure 4.4에서 보는 바와 같이 전체 체적을  $dV$  라고 하고 전체 체적에서 차지하는 물의 체적은  $dV_w$ 이고 흙의 체적은  $dV_s$ 가 된다. 따라서 액상화가 진행된 전체 체적은  $dV=dV_w+dV_s$ 로 나타낼 수 있으며, 전체 액상화에 따른 흙의 비율  $c$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다. 흙의 비율이 낮을수록 과압에 의한 해양구조물의 진동에 의한 지반의 액상화 가능성은 증가 할 것으로 판단된다.

$$c = \frac{dV_s}{dV}$$

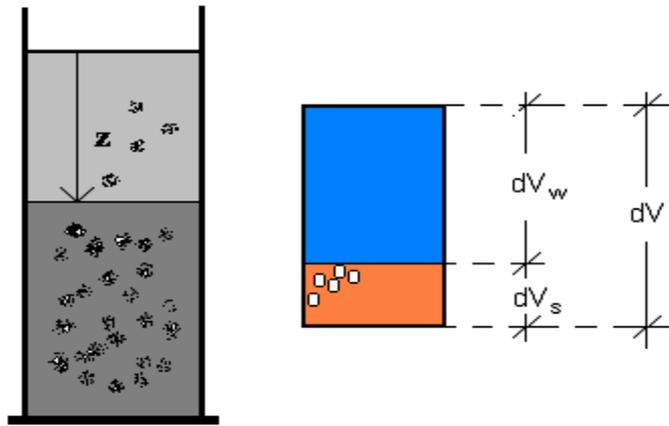


Figure. 4.4 Soil volume change pattern by wave movement.

토질의 깊이와 시간에 따른 액상화된 토질의 안정화(즉 침하)에 대한 연구는 2007년 Daniel Rebstoc 등에 의해 이루어 졌다. Figure 4.5는 파동운동에 의한 수심에 따른 지반의 침하에 대한 연구로서 시간에 따라 급격히 변동하며, 수심이 얕을수록 쉽게 침하가 일어나며, 수심이 20m정도가 되면 침하가 1mm정도 발생하는 것으로 나타났다. 주목되는 것은 수심이 10m정도에서 표층과 비슷하게 침하가 강하게 발생되며, 이것은 수심이 얕을수록 파랑에 의한 침하가 급격히 일어 남을 알 수 있다.

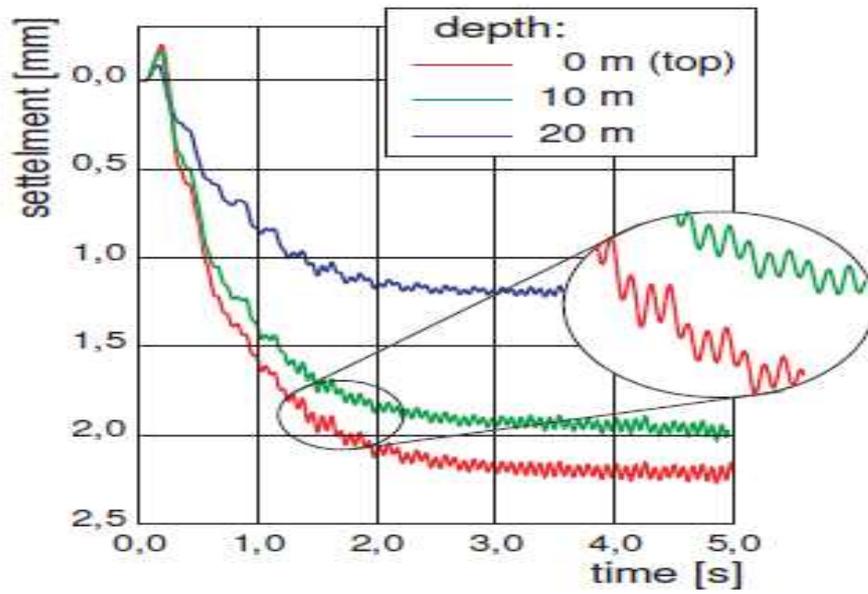


Figure.4.5 Soil settlement trends by wave action along water depth.

Figure 4.6은 파에 의한 지반변동에 대한 수리모형을 실시한 형태를 나타내고 있다. 이연구결과에 따르면 파의 진폭변동에 따라서 해저면의 지반이 변동하는 것을 보여준다.

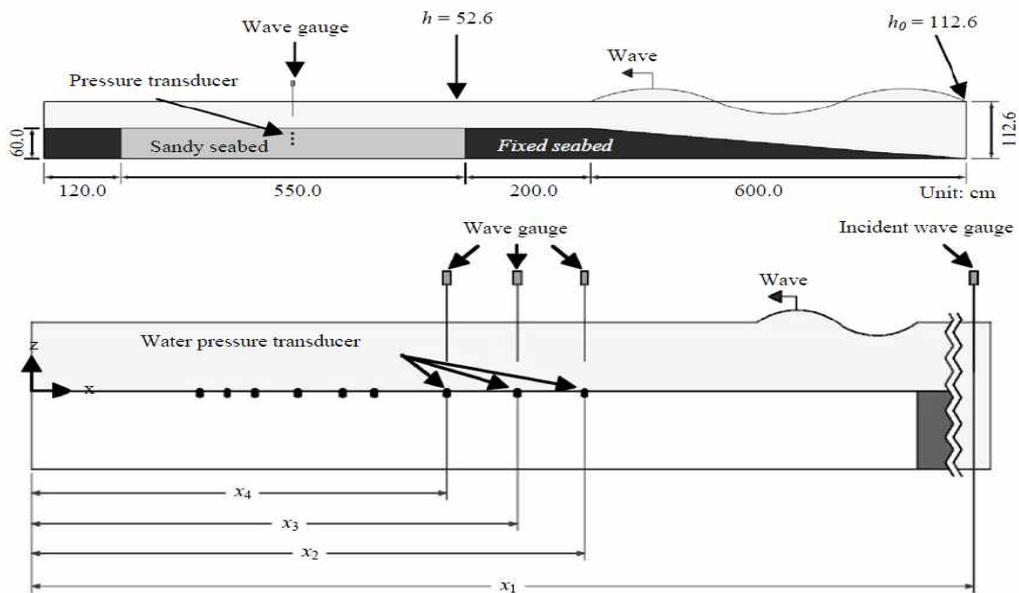


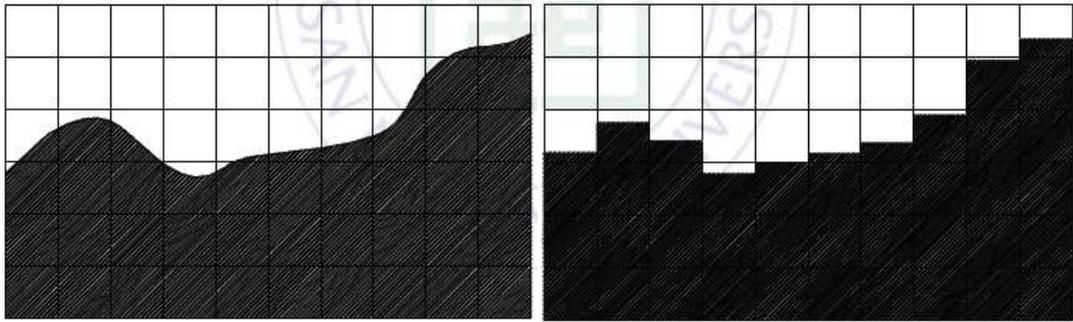
Figure. 4.6 Wave experimental model for estimating wave induced force on seabed.

### 4.3 파압산정 해석모델(수치파동수로, 3D-NIT)

#### 4.3.1 개요

비압축성의 점성유체에 대한 복잡한 자유수면을 효과적으로 수치 모의할 수 있는 VOF(volume of fluid)법이 제안된 이후, 자유수면을 취급하는 많은 학문분야에서 이를 활용한 연구가 활발하게 진행되고 있다. 특히, VOF법은 쇄파과정 및 쇄파 후의 파형변형 특성을 수치적으로 재현할 수 있어 해안공학분야에서도 VOF법을 활용한 수치모델이 많이 사용되고 있다. VOF법은 단지 자유수면을 모의하는 기법이므로 해안공학분야에 적용시 파랑의 전달과 반사를 정확하게 모의할 수 있는 효과적인 무반사조건을 포함한 경계조건과 수치조파방법을 결부시켜야 한다. 이러한 수치조파를 수치파동수조로 불리고, VOF법을 활용한 수치파동수조의 연구개발이 활발하게 이루어지고 있다(沿岸開發技術研究セソタ, 2001; Van der Meer et al., 1992; Troch, 1997; Hur and Mizutani, 2003; Hur, 2004; 김창훈 등 2004 ; 허동수 등, 2005). VOF법에 의한 자유표면에 모델화의 개념은 Figure 4.7에 나타내었다.

계산방법은 식(4.1)~식(4.3)을 반복 계산하여 매 시간간격  $\Delta t$  마다  $u$ : 유속  $x$  방향,  $w$ : 유속  $z$ 방향,  $p$ : 압력,  $F$ : VOF함수 들을 난류모델에 입력하여 점성계수를 구한다. 그리고  $u$ ,  $w$ 을  $F$ 의 이류방정식 식(4.17)에 입력하여 수면곡선을 추적한다. 점성계수를 식(4.2)와 식(4.4)에 대입하여 상기와 같은 계산을 반복 수행한다. 소정의 조파 Source를 입력하면 수치수조내의 파동장은 상기와 같은  $u$ ,  $w$ ,  $p$ ,  $F$ 가 결정되며 소정의 계산종료 시간까지 반복계산을 수행한다(沿岸開發技術研究セソタ-, 2001).



(a) 실제 자유 표면

(B) VOF 모델링 이후 자유 표면

**Figure 4.7 Free surface model by VOF method**

(Ministry of Maritime Affairs and Fisheries, 2001).

3D-NIT(Three-Dimensional Numerical Irregular wave Tank)의 수치파동수조는 Figure 4.8( $\Delta x, \Delta y, \Delta z$  는 수평 및 연직 방향의 격자 간격)에 보인 바와 같이 수치파동수조 내에서 파의 재반사를 방지하기 위한 개경계처리방법으로 해석 영역의 양쪽에 부가 감쇄 영역을 두고, 해석영역 내에 조파를 위한 조파소스를 적용하고 있다.

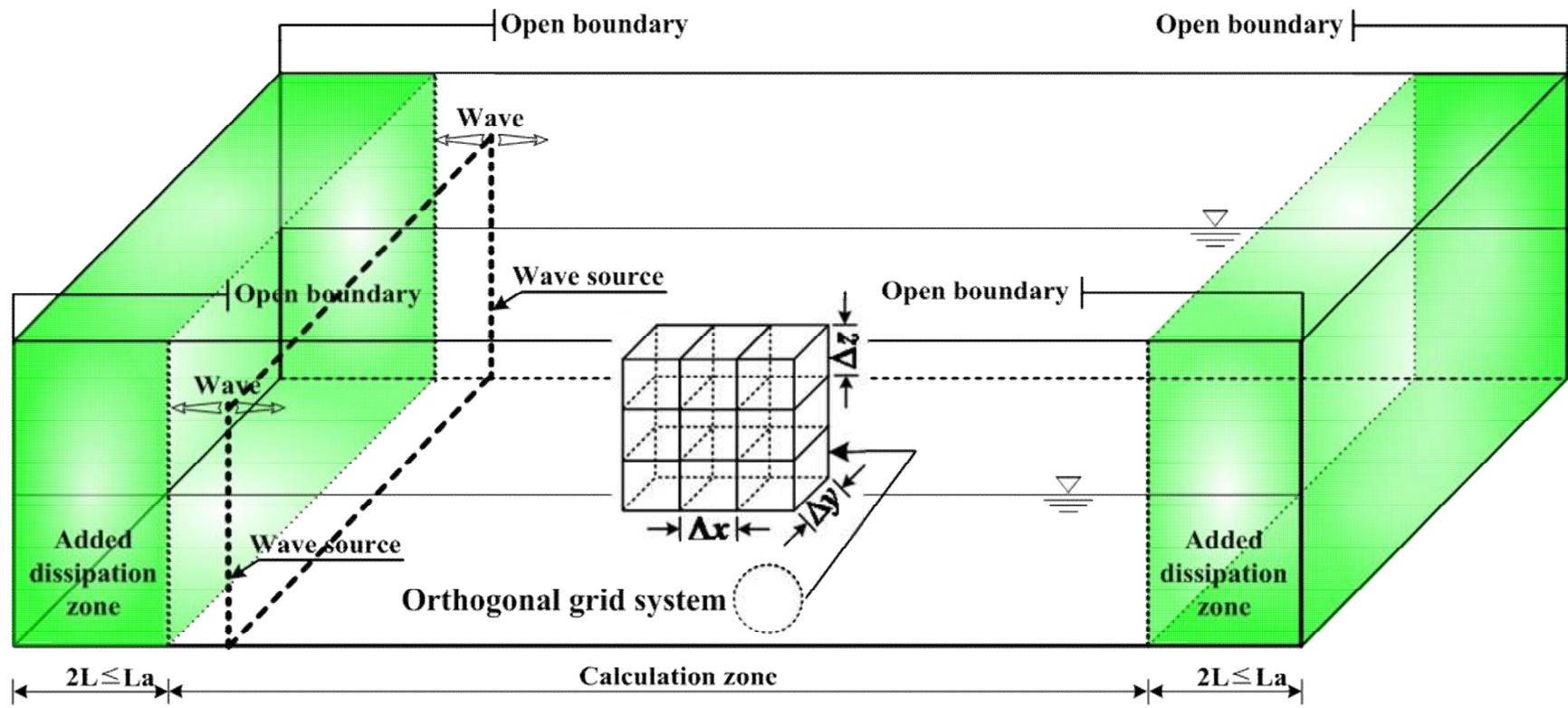


Figure 4.8 Schematic diagram of the numerical wave tank used in 3D-NIT.

### 4.3.2 3차원수치과동수조의 기초방정식

3D-NIT는 기존의 2D-NIT(Two-Dimensional Numerical Irregular wave Tank)의 계산수법을 3차원으로 확장한 것이며, 자유표면해석모델에 VOF법을, 난류해석에는 Reynolds stress 모델을 각각 적용하였고, 기초방정식은 3차원 비압축성의 점성유체를 대상으로 한 연속식 및 Navier-Stokes방정식을 PBM(Porous Body Model)에 근거하여 확장한 다음의 식 4.1~4.4로 주어진다.

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_y v}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = \gamma_\nu S_\rho \quad (4.1)$$

$$\begin{aligned} \lambda_\nu \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u u}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y v u}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z w u}{\partial z} = & -\frac{\gamma_\nu}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left( 2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y \nu_e \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - \gamma_\nu D_x u - R_x + \gamma_\nu S_u \end{aligned} \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} \lambda_\nu \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u v}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y v v}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z w v}{\partial z} = & -\frac{\gamma_\nu}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left( \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y \nu_e \left( 2 \frac{\partial v}{\partial y} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left( \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) \right\} - \gamma_\nu D_y u - R_y + \gamma_\nu S_v \end{aligned} \quad (4.3)$$

$$\begin{aligned} \lambda_\nu \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u w}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y v w}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z w w}{\partial z} = & -\frac{\gamma_\nu}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left( \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y \nu_e \left( \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left( 2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - \gamma_\nu D_z w - R_z + \gamma_\nu S_w - \gamma_\nu g \end{aligned} \quad (4.4)$$

여기서,  $t$ 는 시간,  $x, y$ 는 수평방향 좌표,  $z$ 는 연직방향 좌표,  $u, v, w$ 는  $x, y, z$  방향의 유속성분,  $\rho$ 는 유체밀도,  $P$ 는 압력,  $\nu_e$ 는 분자동점성계수  $\nu$  와 점성계수  $\nu_t$ 의 합,  $g$ 는 중력가속도,  $\gamma_\nu$ 는 체적 공극율,  $\gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$ 는  $x, y, z$ 방향의 면적 공극율,

$D_x, D_y, D_z$ , 는 경계에서 반사파의 제어를 위해 설치한 스폰지 층에서의 에너지 감쇄계수,  $S_p, S_u, S_v, S_w$ 는 해석영역 내의 조파를 위한 소스항,  $\lambda_v, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_z$ 는 구조물로부터 받는 관성력 효과를 나타낸 파라미터이고, 식 4.5와 같이 표현된다.

$$\begin{aligned}
 \lambda_v &= \gamma_v + (1 - \gamma_v)C_M \\
 \lambda_x &= \gamma_x + (1 - \gamma_x)C_M \\
 \lambda_y &= \gamma_y + (1 - \gamma_y)C_M \\
 \lambda_z &= \gamma_z + (1 - \gamma_z)C_M
 \end{aligned} \tag{4.5}$$

여기서,  $C_M$ 은 관성력계수,  $R_x, R_y, R_z$ 는 투과층(porous media)에서의 저항력이고, 식 4.6과 같이 주어진다.

$$\begin{aligned}
 R_x &= \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \gamma_x) u \sqrt{u^2 + v^2 + w^2} \\
 R_y &= \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta y} (1 - \gamma_y) v \sqrt{u^2 + v^2 + w^2} \\
 R_z &= \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \gamma_z) w \sqrt{u^2 + v^2 + w^2}
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

여기서,  $C_D$ 는 항력계수,  $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ 는  $x, y, z$ 방향의 격자간격이다.

본 연구에서는 이상의 이론에 근거한 3D-NIT를 사용하여 규칙파 및 불규칙파의 해석을 수행한다. 규칙파 및 불규칙파의 해석에서 대상구조물이 불투과성인 경우에는 기초방정식에서 체적 공극율, 면적 공극율 및 투과층 내의 저항력을 무시하면 된다. 그리고, 계산에서는 양측면과 바닥에는 불투과 경계조건을 적용하였다.

### 4.3.3 난류모델

난류모델에는 실용성이 높고 여러 분야에서 사용되고 있는 Reynolds형의  $k-\xi$ 모델을 채용하였다.  $k-\xi$ 모델에서는 유속의 변동량  $u', v', w'$  을 사용하여 난

류에너지  $k$ 와 난류에너지 일산함수  $\xi$  을 다음과 같이 정의한다.

$$k = \frac{1}{2}(u'^2 + v'^2 + w'^2) \quad (4.7)$$

$$\xi = v \left\{ 2 \left( \frac{\partial u'}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial v'}{\partial y} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial w'}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial w'}{\partial x} + \frac{\partial v'}{\partial y} + \frac{\partial u'}{\partial z} \right) \right\} \quad (4.8)$$

따라서,  $k$ 와  $\xi$ 은 이하에 나타내는 이류확산방정식을 풀어서 산정할 수 있다.

$$\begin{aligned} \gamma_\nu \frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u k}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_y v k}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_z w k}{\partial z} &= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_k \left( \frac{\partial k}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_y v_k \left( \frac{\partial k}{\partial y} \right) \right\} \\ &+ \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_k \left( \frac{\partial k}{\partial z} \right) \right\} + \gamma_\nu G_s - \gamma_\nu \xi \end{aligned} \quad (4.9)$$

$$\begin{aligned} \gamma_\nu \frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u \xi}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_y v \xi}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_z w \xi}{\partial z} &= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_\xi \left( \frac{\partial \xi}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_y v_\xi \left( \frac{\partial \xi}{\partial y} \right) \right\} \\ &+ \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_\xi \left( \frac{\partial \xi}{\partial z} \right) \right\} + \gamma_\nu C_1 \frac{\xi}{k} G_s - \gamma_\nu C_2 \frac{\xi^2}{k} \end{aligned} \quad (4.10)$$

$$G_s = v_t \left\{ 2 \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 \right\} \quad (4.11)$$

여기서, 와동점성계수 및 확산계수는 다음과 같이 주어진다.

$$v_t = \frac{C_\mu k^2}{\xi} \quad (4.12)$$

$$v_k = v + \frac{v_t}{\sigma_k} \quad (4.13)$$

$$v_\xi = v + \frac{v_t}{\sigma_\xi} \quad (4.14)$$

또한,  $C_\mu, \sigma_k, \sigma_\xi, C_1, C_2$ 는 경험정수로 보통  $C_\mu = 0.09, \sigma_k = 1.00, \sigma_\xi = 1.30, C_1 = 1.44, C_2 = 1.92$  가 사용된다. 그리고,  $k-\xi$ 모델에서 구한 난류효과는 Navier-Stokes방정식에서 동점성계수 및 압력을 각각 다음의 식과 같이 취급함

으로써 유속 및 압력에 반영된다.

$$v_c = v + v_t \quad (4.15)$$

$$p' = p + \frac{2}{3}\rho k \quad (4.16)$$

#### 4.3.4 이류방정식

3D-NIT model은 수면을 추적하기 위해 VOF법을 이용하고 있다. VOF함수  $F$ 는 일정 물리량인 유체의 체적율로서  $0 \leq F \leq 1$ 의 범위를 가진다. 여기서,  $F=1$ 일 경우는 유체 셀로,  $F=0$ 일 경우는 기체 셀로,  $0 < F < 1$ 일 경우는 표면 셀로 각각 판단하여 자유수면을 추적하게 되며, 다음의 이류방정식 식 4.17에 의해 VOF함수가 정리된다.

$$\frac{\partial(\xi F)}{\partial t} + \frac{\partial(\xi_x u F)}{\partial x} + \frac{\partial(\xi_y v F)}{\partial y} + \frac{\partial(\xi_z w F)}{\partial z} = Fq^* \quad (4.17)$$

여기서,  $Fq^*$ 는 조파소스를 나타낸다.

#### 4.3.5 격자설정 방법

3D-NIT는 기초방정식을 유한차분법으로 차분 근사하여 수치계산을 수행한다. 그리고, 계산영역을 크기가 일정한 직사각형의 격자로 분할하고, 셀 전체에 유체가 있는 경우를 유체 셀, 셀 전체에 기체가 있는 경우를 기체 셀, 셀내에 유체와 기체가 혼합되어 있는 경우를 표면 셀, 셀 전체에 구조물이 있는 경우를 구조물 셀로 각각 정의한다. 또한, 셀 주위에는 직접 계산에 이용되지 않지만 경계처리에 필요한 가상 셀을 둔다. 격자를 설정한 후에는 각 셀에서의 유속  $u, v, w$ 를 각각 셀 경계인 오른쪽과 위쪽에 위치시키고, 압력  $p$ , 조파소스의 유량 밀도  $q$  및 VOF함수  $F$ 를 각각 셀 중심에 위치하도록 하여 변수들을 엇갈리게 격자를 구성하는 엇갈린 격자(staggered mesh)를 적용한다.

#### 4.3.6 3차원 수치과동수조에 의한 불 규칙파 조파

3D-NIT는 규칙파 뿐만 아니라 불규칙파에 대해서도 계산이 가능한 수치모델로, 3D-NIT를 이용하여 불규칙파를 검토하는 경우에 조파지점에서의 수위변동 및 물입자속도(수평 및 연직유속)를 사용자가 독자적으로 입력 데이터로 작성할 필요가 있다. 일반적으로 불규칙파량은 선형이론으로부터 얻어진 규칙파의 중첩으로 조파되지만 해석시간이 증가됨에 따라 평균수위가 상승하는 문제가 발생하여 계산이 불가능하게 된다. 따라서, 불규칙파량의 조파와 같은 장시간의 해석시간이 요구되는 경우에 평균수위의 상승으로 인하여 요구되는 100과 정도의 파수를 얻기까지는 무리가 있을 수 있고, 결과가 얻어졌다고 하여도 신뢰성에 문제가 있다.

3D-NIT를 이용하여 불규칙파를 검토하는 경우에 문제로 지적되는 평균수위 상승을 억제하면서 안정적으로 불규칙파가 조파될 수 있는 시스템(Fujiwara, 2005)을 적용한다. 그리고, 불규칙파의 파 운동을 디지털방식으로 작성하는 Goda 방법에 따른 불규칙파의 조파방법도 간략히 기술한다. 불규칙파의 조파방법은 선형이론으로부터 얻어진 성분파의 주파수에 하나씩 순번을 붙여서 이를 무한급수의 합으로 고려하는 것이다. 조파지점에 있어서는 수면파형  $\eta$ , 수평 및 연직유속 ( $u$ ,  $w$ )의 시간적인 변동이 필요하게 되며, 이들은 각각 식 4.18~4.20로 주어진다.

$$\eta(t) = \sum_{m=1}^M a_m \cos(2\pi f_m t - \xi_m) \quad (4.18)$$

$$u(z,t) = \sum_{m=1}^M 2\pi f_m \frac{\cosh k_m (h+z)}{\sinh k_m h} a_m \cos(2\pi f_m t - \xi_m) \quad (4.19)$$

$$u(z,t) = \sum_{m=1}^M 2\pi f_m \frac{\sinh k_m (h+z)}{\sinh k_m h} a_m \sin(2\pi f_m t - \xi_m) \quad (4.20)$$

여기서,  $\xi_m$  은 random한 위상각,  $f_m$  은 주파수,  $a_m$  은 진폭,  $k_m$  은 파수,  $M$ 은

성분파의 수,  $h$ 는 수심이다. 단, 연직 좌표  $z$ 는 정수면에서 상방향을 (+)로 취하고,  $\xi_m$  및  $f_m$ 의 선택방법은 후술되며, 진폭  $a_m$ 은 다음의 식 4.21로 정의된다.

$$a_m = \sqrt{2S(f)\Delta f} \quad (4.21)$$

여기서,  $\Delta f$ 는 주파수폭,  $S(f)$ 는 파랑에너지 밀도이며, 불규칙파의 스펙트럼은 불규칙파를 모의하는 데에 널리 사용되고 있는 식 4.22의 Bretshneider - Mitsuyasu(Mitsuyasu, 1970) 스펙트럼을 적용하였다.

$$S(f) = 0.257H_{1/3}^2 T_{1/3}^4 f^{-5} \exp[-1.03(T_{1/3}F)^{-4}] \quad (4.22)$$

여기서,  $H_{1/3}$ 은 유의파고,  $T_{1/3}$ 은 유의파주기를 각각 나타낸다. 일반적으로 수치해석을 통해 불규칙파를 검토하는 경우 해석시간이 증가됨에 따라 평균수위가 상승하는 문제가 있다(CDIT, 2001). 본 연구에서는 평균수위상승을 억제하는 방법으로 조파지점에서 수평유속을 산출할 때 각 성분파에 대응하는 Stokes파의 질량수송속도(mass transport velocity)를 빼주는 방법을 적용한다(Fujiwara, 2005). 즉, 식 4.19에서 질량수송속도를 뺀 수평유속은 식 4.23과 같이 표현된다.

$$u(z,t) = \sum_{m=1}^M \left\{ 2\pi f_m \frac{\cosh k_m (h+z)}{\sinh k_m h} \right\} a_m \cos(2\pi f_m t - \xi_m) - \overline{U}_m \quad (4.23)$$

여기서, Stokes파의 질량수송속도  $\overline{U}_m$ 은 다음의 식 4.24와 같이 주어진다.

$$\overline{U}_m = \frac{1}{2} \frac{\pi H_m}{T_m} \frac{\pi H_m}{L_m} \frac{\cosh 4\pi (h + \overline{z}_m) / L_m}{\sinh^2 (2\pi h / L_m)} \quad (4.24)$$

여기서,  $L_m$  평균파장,  $\overline{z}_m$ 은 물입자의 평균깊이를 나타낸다.

#### 4.3.7 난수의 발생방법

난수(random numbers)는 random한 현상을 다루는 수치해석에서 많이 사용되는 매우 중요한 부분이다. 난수를 발생시키는 방법에는 물리적인 방법과 수식을 이용한 방법이 있으며, 물리적인 방법으로 난수를 발생시킬 경우에는 많은 시간이 소요되며, 컴퓨터를 이용한 모의실험에는 사용할 수 없다는 단점이 있다. 따라서, 수치해석에 사용되는 난수는 수식을 이용하여 발생되며, 이러한 방법을 이용한 대표적인 난수발생방법으로 중앙제곱법(mid-square method), 합동법(congruential method), 그리고 시프트법(shift method) 등이 있다(조영석 등, 1992).

본 연구에서는 합동법에 기초하여 난수를 발생시켰고, 난수발생은 IMSL(International Mathematical and Statistical Library)의 난수발생기(random number generator)를 이용하였으며, 그 알고리즘은 다음과 같다(Compaq computer corporation, 2001).

먼저, 임의정수  $X_1$  은 seed number이며,  $X_2 = \text{mod}(Y, b)$ 는  $Y = aX_1$ 을  $b$ 로 나눈 나머지를 나타낸다. 이러한 계산이 임의주기 동안 진행되면서  $X_1$ 은  $X_2$ 로 변환되고, 연속된 정수  $X_i$ 를 산출하는 과정을 반복한다. 0과 1사이의 할당된 난수는 식 4.25에 의해 얻어질 수 있으며, 상수는 식 4.26에 나타난 특수한 값으로 주어진다.

$$R_i = X_i/q, i = 1, 2, \dots \quad (4.25)$$

$$a = 7909, b = 2^{36}, q = 2^{35} - 1 \quad (4.26)$$

이러한 과정에서 임의정수  $X_i$ 가  $2^{35}$ 을 초과할 경우  $X_i$ 는 정수( $2^{35} - 1$ )로 변환된 후 계산이 수행되며, 식 4.25로부터 구한 난수  $R_i$ 는 Figure 4.9에 파란색 선을 나타내며 이 값은 0~1까지의 값을 가진다. 여기에 0~ $2\pi$ 까지( $3.14 \times 2 = 6.28$ )를 곱한 것이 빨간색 선이다. 이 선은 불규칙파의 각 성분파간의 위상각  $\xi_m$ 을 나타내며 그림에 나타난  $[0, 2\pi]$  사이에 분포하는 값을 취하여 계산에 사용한다.

#### 4.3.8 주파수의 선택방법

불규칙파를 모의하기 위한 주파수  $f_m$ 의 선택방법에는 주파수 스펙트럼을 등구간으로 분할하는 방법과 각각의 성분파의 진폭이 거의 같도록 하는 등에너지로 분할하는 방법 등이 있다. 본 연구에서는 Bretshneider-Mitsuyasu(Mitsuyasu, 1970)의 스펙트럼에 대해 등에너지로 스펙트럼을 분할할 수 있는 Goda(1985)에 의해 제안된 다음의 식 4.27을 이용하여 주파수  $f_m$ 을 선택하였다.

$$f_m = \frac{1.007}{T_{1/3}} \{\ln[2M/(2m-1)]\}^{-1/4}, \quad m = 1, \dots, M \quad (4.27)$$

#### 4.3.9 개경계 처리기법(무반사 모델)

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

##### - Sommerfeld의 방사경계

경계조건으로서 식 4.28에 제시된 Sommerfeld(1949)의 방사조건을 설정한다.

$$\frac{\partial f}{\partial t} + C \frac{\partial f}{\partial x} = 0 \quad (4.28)$$

여기서,  $f$  : 유속 등의 물리량

$C$  : 파속

#### 4.3.10 에너지 감쇠대

에너지 감쇠대는 1~3과장 정도의 영역을 사용하여 파의 에너지를 연속적으로 감쇠시킴으로써 무반사를 실현하는 것이다. 이 때문에 잉여의 계산영역이 필요로 하지만 다양한 파형에 대하여 적용가능하고, 동시에 안정된 계산결과가 용

이하에 구해지는 이점이 있다.

식 4.29과 식 4.30은 에너지 감쇠대로서 식 4.2와 식 4.3의 운동방정식에 유속에 비례하는 감쇠항을 첨부한 것이다.

$$x\text{방향 유속의 감쇠항} = -D_x u$$

$$D_x = \theta_x \sqrt{\frac{g}{h}} (N+1) \left( \frac{x-x_o}{l} \right)^N \quad (4.29)$$

$$z\text{방향 유속의 감쇠항} = -D_z w$$

$$D_z = \theta_z \sqrt{\frac{g}{h}} (N+1) \left( \frac{x-x_o}{l} \right)^N \quad (4.30)$$

여기서,

$l, x_o$  : 에너지 감쇠대의 폭과 개시위치

$N$  : 분포함수의 차수

$\theta_x, \theta_z$  : 무차원계수

## 4.4 침하량 해석모델

### 4.4.1 유효응력모델

흙에 대한 유효응력모델은 다중전단 메커니즘모델을 이용하였다(Iai et al., 1992a). Figure 4.9과 같이 이 모델의 원형 고정경계는 전단변형 영역과 무한개의 가상 스프링 경계의 연결로 정의되는 이동 절점으로 나타내며 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 실제 단순 전단 메커니즘이라 할 수 있다.

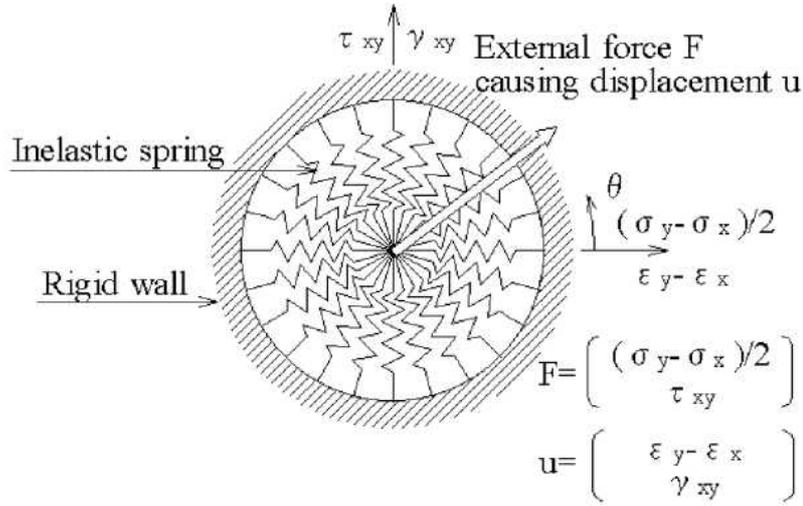


Figure 4.9 Schematic view of multi-spring model (Towata and Ishihara, 1985).

각 스프링의 힘과 변위 관계는 쌍곡선 형태의 하중-변위관계를 따른다. 원의 중심에서 이동점 변위는 외력에 의해 발생한 전단변형을 나타내며 점에 작용 외력의 결과로써 흙에 발생하는 전단응력으로 나타난다. 여기서, 평면 변형상태에서 유효응력과 변형벡터는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\{\sigma'\}^T = \{\sigma'_x \ \sigma'_y \ \tau_{xy}\} \quad (4.31)$$

$$\{\xi\}^T = \{\xi'_x \ \xi'_y \ \gamma_{xy}\} \quad (4.32)$$

구성방정식은 기본적으로 아래와 같이 주어진다.

$$\{d\sigma'\} = [D](\{d\xi\} - \{d\xi_p\}) \quad (4.33)$$

$$[D] = K\{n^{(0)}\}\{n^{(0)}\}^T + \sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)} \{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T \quad (4.34)$$

여기서  $\{\sigma'\}$ 는 유효응력,  $\{\xi\}$ 은 변형률,  $\{d\sigma'\}$ 는 유효응력 증분,  $\{d\xi\}$ 는 변형률 증분  $\{d\xi_p\}$ 는 다일러턴시(Dilatancy)에 따른 체적변형률 증분,  $K$ 는 반력계수,  $R_{L/U}^{(i)}$ 은 접선 전단계수를 나타낸다.

이 관계에서 식 4.33의  $\{d\xi_p\}$ 는 Dilatancy를 설명할 수 있는 추가적인 변형률 증분 나타내며 Dilatancy에 의한 체적변형률 증분으로 주어진다.

$$\{d\xi_p\} = \{d\xi_p/2 \quad d\xi_p/2 \quad 0\} \quad (4.35)$$

식 4.34의 첫 번째 항목은 체적 메카니즘으로 지반 반력계수  $K$ 와 방향벡터로 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$\{n^{(0)}\}^T = \{1 \quad 1 \quad 0\} \quad (4.36)$$

식 4.31의 두 번째 항목은 다중 전단메커니즘을 나타낸다.

각 메카니즘은  $I=1, \dots, I$ 는 실제 단순 전단 메커니즘으로 나타내며, 각각의 단순 전단평면은  $\theta_i/2$ 각도 방향이다.  $x$ 축에 관련된 접선 전단계수는 복원력 특성과 쌍곡선 응력 변형 관계를 나타낸다.

식 4.34에서 다중 전단메커니즘의 방향벡터는 다음과 같다.

$$\{n^{(i)}\} = \{\cos\theta_i \quad -\cos\theta_i \quad \sin\theta_i\} \quad (\text{for } i = 1, \dots, I) \quad (4.37)$$

여기서

$$\theta_i = (i-1)\Delta\theta \quad (\text{for } i = 1, \dots, I) \quad (4.38)$$

$$\Delta\theta = \pi/I \quad (\text{for } i = 1, \dots, I) \quad (4.39)$$

전단메커니즘에 위한 하중재하(loading)와 제하(unloading)는  $\{n^{(i)}\}^T \{d\xi\}$ 에 의한 메카니즘으로 각각 정의될 수 있다. 다중 전단메커니즘은 이방성의 압축성 모

래의 반복 거동에 중요한 역할로 알려진 주응력 축방향 회전 효과를 설명할 수 있다 (Iai et al., 1992b).

과잉간극수압이 누적 전단작용으로 계산되고 (+)정의 Dilatancy의 영향은 Figure 4.11에서처럼 액상화 프론트(liquefaction front)의 개념을 이용하여 반복 변동(cyclic mobility) 거동에 대한 설명을 내포하고 있고 다음과 같다.

$$S = S_0 \quad (\text{if } r < r_3)$$

$$S = S_2 \sqrt{(S_0 - S_2) + [(r - r_3)/m_1]^2} \quad (\text{if } r > r_3) \quad (4.40)$$

여기서

$$r_2 = m_2 S_0 \quad (4.41)$$

$$r_3 = m_3 S_0 \quad (4.42)$$

$$S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m \quad (4.43)$$

$S_0$ 는 전단작용에 의한 하나의 기능으로 정의되며;  $m_1$ 은 파괴선의 기울기 전 단저항각  $m_1 = \sin\phi'_f$ 에 의해 정의 된다;  $m_2$ 는 상태변형(phase transformation) 각도  $m_2 = \sin\phi'_p$ 로 정의되는 상태변형선의 기울기이다. 보조 파라메타  $m_3$  ( $m_3 = 0.67m_2$ )는 하나의 영역에서 다른 영역으로 자연스럽게 변형되기 위한 파라메타이며 실제 응력경로 형태와의 조화에 의해 결정된다. Figure 4.10에서  $S$ 는 비배수상태에 대해 일정 구속압에서의 유효응력의 변화를 의미하고  $r$ 은 전단응력비이다. 초기 평균유효응력과 축차응력은  $\sigma_{m0}' = (\sigma_{x0}' + \sigma_{y0}')/2$ 와  $\tau = (\sigma_1' - \sigma_3')/2 = \sqrt{r_{xy}^2 + [(\sigma_x' - \sigma_y')/2]^2}$ 로 나타낸다. 본 연구에서 사용된 모델은 비배수 반복하중시 반복 변형량의 급진 또는 점진적인 증가를 모사할 수 있다.

본 유효응력해석은 반복하중에 의해 발생하는 구조물의 손상에 대한 수많은

수치해석을 통해 증명되었다(Sawada et al., 2000; Ozutsmi et al., 2002; Iai et al., 2005).

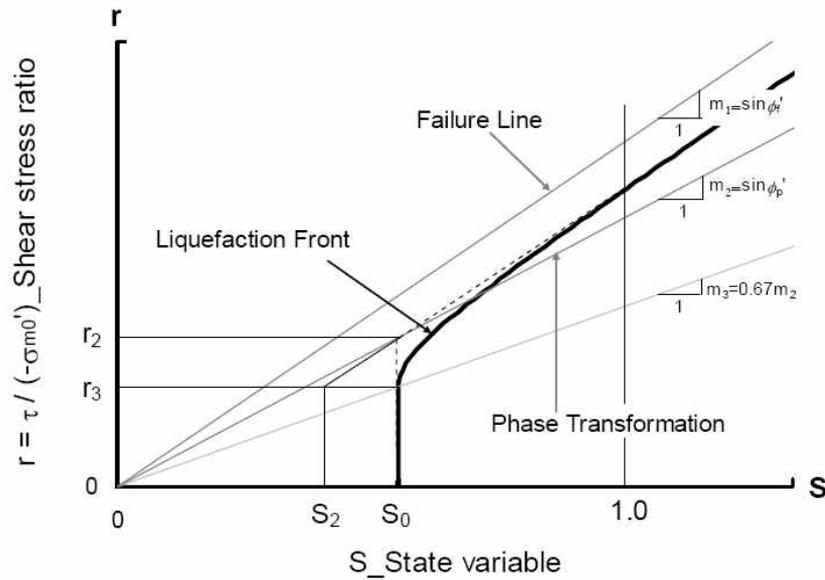


Figure 4.10 Schematic view of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai et al., 1992a).

#### 4.4.2 지배방정식

Zienkiewicz 등(1982)은 간극수로 채워진 다공질체의 운동방정식 및 유체의 평형방정식을 나타내는 식을 다음과 같이 나타내었다.

u-p formulation (변위-압력(수압) 정식화)

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \rho \ddot{u}_i \quad (4.44)$$

$$(k_{ij} p_{,j})_{,i} - \dot{\xi}_{ii} - (k_{ij} \rho_f g_j)_{,i} = -(k_{ij} \rho_f \ddot{u}_j)_{,i} + n \dot{p} / K_f \quad (4.45)$$

여기서,

$\sigma_{ij}$ : 전응력

$\rho$ : 밀도

$g_i$ : 중력가속도 벡터

$u_i$ : 흠골격의 변위 벡터

$k_{ij}$ : 투수계수

$p$ : 간극수압

$\xi_{ij}$ : 흠골격의 변형

$\rho_f$ : 간극수의 밀도

$n$ : 간극율

$K_f$ : 간극수의 체적탄성계수

또, 다음의 관계가 있다.

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - \delta_{ij}p \quad (\text{유효응력원리}) \quad (4.46)$$

$$\xi_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (\text{미소변형 tensor}) \quad (4.47)$$

### 1) 경계조건과 초기조건

다음에 나타내는 4가지의 경계 조건을 고려한다.

$$u_i = \bar{u}_i \quad \text{on } \Gamma_1 \quad (4.48)$$

$$\sigma_{ij} \nu_j = \bar{T}_i \quad \text{on } \Gamma_2 \quad (4.49)$$

$$p = \bar{p} \quad \text{on } \Gamma_3 \quad (4.50)$$

$$-\dot{w}_i v_j = k_{ij}(p_{,i} - \rho_f g_i + \rho_f \ddot{u}_i) v_j = \bar{q} \quad \text{on } \Gamma_4 \quad (4.51)$$

여기서,

$\bar{u}_i$ :  $\Gamma_1$ 경계상에서의 변위

$\bar{T}_i$ :  $\Gamma_2$ 경계상에서의 표면력

$\bar{p}$ :  $\Gamma_3$ 경계상에서의 간극수압

$\bar{q}$ :  $\Gamma_4$ 경계상에서의 간극수 유입량

$\dot{w}_i$ : 간극수의 골격에 대한 상대속도

또,  $\Gamma_1$ 경계와  $\Gamma_2$ 경계를 연계시킨 것이 대상 영역  $V$ 의 전표면  $\Gamma$ 과 동일하다. 또  $\Gamma_1$ 경계와  $\Gamma_2$ 경계의 공통부분은 존재하지 않으며  $\Gamma_3$ 경계와  $\Gamma_4$ 경계에 대해서도 같다. 초기 조건은 영역  $V$ 의 각 점에서 다음과 같다.

$$u_i = \dot{u}_i = \ddot{u}_i = 0 \quad (4.52)$$

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^{st} = \sigma'_{ij}{}^{st} - \delta_{ij} p^{st} \quad (4.53)$$

$$p = p^{st} \quad (4.54)$$

$$\dot{p} = 0 \quad (4.55)$$

특히, 경계상에서는 다음과 같다.

$$u_i = \bar{u}_i^{st} = 0 \quad \text{on } \Gamma_1 \quad (4.56)$$

$$\sigma_{ij}^{st} \nu_j = \bar{T}_i^{st} \quad \text{on } \Gamma_2 \quad (4.57)$$

$$p = \bar{p}^{st} \quad \text{on } \Gamma_3 \quad (4.58)$$

$$k_{ij}(p_{,i}^{st} - \rho_f g_i)v_j = \bar{q}^{st} \quad \text{on } \Gamma_4 \quad (4.59)$$

이후, 초기조건에 의해 나타나는 상태를 기준 상태라고 하며 기준 상태에서 식 4.44은 아래식과 같이 된다.

$$\sigma_{ij,j}^{st} + \rho g_i = 0 \quad (4.60)$$

식 4.60을 이용해 식 4.44로부터  $\rho g_i$ 의 항을 소거하면 다음의 식을 얻는다.

$$(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^{st})_{,j} = \rho \ddot{u}_i \quad (4.61)$$

또, 기준 상태에서 식 4.45는 아래식과 같다.

$$(k_{ij} p_{,j}^{st})_{,i} - (k_{ij} \rho_f g_j)_{,i} = 0 \quad (4.62)$$

식 4.62를 이용해 식 4.45으로부터 중력가속도  $g_i$ 를 포함한 항을 소거하면 다음의 식을 얻는다.

$$(k_{ij}(p_{,j} - p_{,j}^{st})) - \dot{\xi}_{ii} = - (k_{ij} \rho_f \ddot{u}_j)_{,i} + n \dot{p} / K_f \quad (4.63)$$

식 4.60, 4.61 및 식 4.62, 4.63을 이용해 유한요소법에 근거하여 정식화하면 다음과 같은 운동방정식 및 간극수 평형방정식이 얻어진다(Ozutsumi, 2003)

## 2) 운동방정식

운동방정식 가운데, 초기 자중 해석용의 방정식을 식 4.64, 지진 응답 해석을 위한 운동방정식을 식 4.65에 나타낸다.

$$\int_{V_1} B^T\{\sigma'\}dV + \int_{V_2} B^T\{\sigma\}dV = Q\{P^*\} + \{T^*\} + M\{g\} \quad (4.64)$$

$$\begin{aligned} & \int_{V_1} B^T\{\sigma'\}dV + \int_{V_2} B^T\{\sigma\}dV + C^f\{\dot{U}_r^f\} + M^f\{\ddot{U}_r^f\} = \\ & Q\{P^*\} + \{T^*\} - \ddot{u}_g M\{B\} - C^c\{\dot{U}_r^c\} - M^c\{\ddot{U}_r^c\} + \int_{V_1} B^T\{\sigma'_{st}\}dV + \int_{V_2} B^T\{\sigma_{st}\}dV \end{aligned} \quad (4.65)$$

여기서,

$V_1$ : 유효응력으로 취급하는 요소의 영역

$V_2$ : 전응력으로 취급하는 요소의 영역

$\{\sigma'\}$ : 유효응력

$\{\sigma'_{st}\}$ : 초기 유효응력

$\{\sigma\}$ : 전응력

$\{\sigma_{st}\}$ : 초기 전응력

$\{U_r^f\}$ : 상대변위벡터(비구속 자유도)

$\{\dot{U}_r^f\}$ : 상대속도 벡터(비구속 자유도)

$\{\dot{U}_r^c\}$ : 상대속도 벡터(구속 자유도)

$\{\ddot{U}_r^f\}$ : 상대가속도 벡터(비구속 자유도)

$\{\ddot{U}_r^c\}$ : 상대가속도 벡터(구속 자유도)

$\{P^*\}$ : 간극수압 벡터(초기 상태로부터의 증분)

$\{T^*\}$ : 표면력 하중벡터(초기 상태로부터의 증분)

$B$ : B 매트릭스(변위-변형 변환 행렬)

$C^f$ : f 감쇠행렬(비구속 자유도)

$C^c$ : 감쇠행렬(구속-비구속 자유도 연성 항)

$M^f$ : f 질량행렬(비구속 자유도)

$M^c$ : c 질량행렬(구속-비구속 자유도 연성 항)

$M=[M^f M^c]$ : 질량행렬

$Q$ : 간극수압을 운동 방정식의 하중으로 변환하기 위한 행렬

$\ddot{u}_g$ : 기반가속도

$\{I\}$ : 가진 방향 자유도에 1, 그 이외에 0 을 주는 벡터

### 3) 간극수의 평형방정식

초기 자중 해석을 위한 방정식을 식 4.66, 지진 응답 해석을 위한 운동 방정식을 식 4.67와 같이 나타낸다.

$$G^f\{P^{*f}\}=\hat{M}\{g\}+\{F^*\}-G^c\{P^{*c}\} \quad (4.66)$$

$$G^f\{P^{*f}\}+S^f\{\dot{P}^{*f}\}=-Q^T\{\dot{U}_r\}-\hat{M}\{\ddot{U}_r\}-\ddot{u}_g\hat{M}\{I\}+\{F^*\}-G^c\{P^{*c}\}-S^c\{\dot{P}^{*c}\} \quad (4.67)$$

여기서

$\{P^{*f}\}$ : 간극 수압 벡터(비구속 자유도)

$\{P^{*c}\}$ : 간극 수압 벡터(구속 자유도)

$\{\dot{P}^{*f}\}$ : 간극 수압 증가 속도벡터(비구속 자유도)

$\{\dot{P}^{*c}\}$ : 간극 수압 증가 속도벡터(구속 자유도)

$\{F^*\}$ : 지정 유입량(초기 상태로부터의 증분)

$G^f$ : 수압(구배)을 유량으로 변환하기 위한 행렬(비구속 자유도)

$G^c$ : 수압(구배)을 유량으로 변환하기 위해서(때문에) 행렬(구속 자유도)

$S^f$ : 간극수의 체적 변화분을 산정하기 위한 행렬(비구속 자유도)

$S^c$ : 간극수의 체적 변화분을 산정하기 위한 행렬(구속 자유도)

$Q^T$ : 골격의 체적 변형의 변화분을 산정하기 위한 행렬

$\hat{M}$ : 가속도를 유량으로 변환하기 위한 행렬

4) 비배수시 운동방정식

운동방정식에서 간극수를 비배수 상태로 했을 경우, 지진 응답 해석용의 운동방정식을 식 4.68에 나타낸다.

$$\int_{V_1} B^T\{\sigma'\}dV + \int_{V_2} B^T\{\sigma\}dV + \hat{A}\{U_r^f\} + C^f\{\dot{U}_r^f\} + M^f\{\ddot{U}_r^f\} = \{T^*\} - \ddot{u}_g M\{I\} - C^c\{\dot{U}_r^c\} - M^c\{\ddot{U}_r^c\} + \int_{V_1} B^T\{\sigma'_{st}\}dV + \int_{V_2} B^T\{\sigma_{st}\}dV$$

(4.68)

여기서

$\hat{A}$ : 비배수 상태에 대해 간극수가 발휘하는 체적 강성을 나타내는 행렬



## V. 제주의항 설계 조건

본 장의 자료는 제주의항 방파제 설계를 위해 2000년에 작성된 “제주의항 방파제(1단계)축조 실시설계 용역 보고서”와 2006년에 작성된 “제주의항 제2단계 항만시설 축조공사 실시설계보고서”를 참조하여 기술하였다. 본 연구를 위해 현재 상태의 지반 및 해상조건에 대한 조사는 이루어지는 않았다. 지반조건은 변화는 없겠지만 해상조건은 경우 그 당시와 현재 조건에 차이가 있을 수 있음을 미리 밝히는 바이다.

### 5.1 제주의항 지역의 기상조건

#### 5.1.1 기상

기상조건은 제주지방기상청에서 관측한 30년간(1976~2005년) 기상자료를 수집·분석하였으며 지리적 위치, 난류 영향 등으로 해양성 기후를 나타낸다. 기온은 연교차나 일교차가 육지에 비해 작으며 해륙풍 발생빈도가 높고 주위 바다에는 안개 끼는 날이 많은 편이다. 한라산 지형효과로 풍상측과 풍하측 날씨가 상반되는 경우가 많으며 특히 경사도가 급한 남쪽, 북쪽사면 날씨에 많은 변화가 나타난다. 조사위치는 제주도 제주시 건입동 제주항 동쪽 화북지역 전면해상에 위치한다.

또한 산악효과로 인하여 풍하측에 수렴현상이 나타나고 겨울에 강한 북서풍이 불면 한라산 남쪽 해상에 Karman Vortex 구름 형태가 자주 발생한다. 기온과 강수량 분포는 한라산 정상 중심을 한 타원형 등치선 형태를 보이며 고도가 높아지면서 식생분포가 다른 아고산성 기후특성을 나타낸다. Table 5.1은 기상개요이다.

Table 5.1 Weather summary in Jeju

구 분		단 위	기 상	구 분	단 위	기 상		
기 온	연 평 균	℃	15.6	해 면 압	평 균	hPa	1,016.2	
	평균최고		18.8		최 고		1,041.2	
	평균최저		12.6		최 저		966.3	
	최 고		37.4	습 도	평 균	%	71.6	
	최 저		-6.0		최 소		5.0	
바 람	최 대 풍 속	풍 속	m/sec	39.5	천 기 수	일	맑 음	51.9
		풍 향		NW			흐 림	152.1
		일 자		2003. 9			안 개	12.3
	순 간 최 대 풍 속	풍 속	m/sec	60.0			강 수 <sup>1)</sup>	36.7
		풍 향		NW			강 설	15.1
		일 자		2003. 9			결 빙	16.8
	평균풍속		m/sec	3.6			뇌 전	13.0
강 수	연 평 균	mm	1,441.6	폭 풍 <sup>2)</sup>	12.2			
	일 최 다		248.7	기 온 <sup>3)</sup>	0.0			

※ 자료 : 「기상연보(제주 1976~2005년)」

※ 주 : 1) 일 10mm 이상, 2) 풍속 13.9m/sec 이상, 3) -10℃ 이하

### 5.1.2 기온

제주지역 연평균 기온은 15.6℃로서 비교적 온화하며 여름철 최고기온과 겨울철 최저기온 차이가 약 43℃로 육지에 비하여 작은 편이다. 월평균기온은 북서대륙성기단의 간접영향을 받는 1월이 5.6℃로 가장 낮으며 남서쪽에서 흘러드는 따뜻한 적도해류의 지류인 쿠로시오 난류의 영향을 받는 8월이 26.5℃로 가장 높게 나타났다. 조사 기간 중 최고기온은 1998년 8월에 기록한 37.4℃, 최저기온은 1977년 2월에 기록한 -6.0℃로 나타났다. 월별기온은 Table 5.2와 Figure 5.1과 같다.

Table 5.2 Monthly temperature

(단위 : °C)

구분 \ 월별	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	전년
평균	5.6	6.2	9.2	13.8	17.7	21.4	25.7	26.5	22.8	18.0	12.8	8.1	15.6
평균최고	8.2	9.1	12.5	17.5	21.4	24.8	28.9	29.5	25.7	21.2	15.9	11.0	18.8
평균최저	3.0	3.3	5.9	10.1	14.2	18.5	23.1	23.9	20.0	14.8	9.6	5.2	12.6
최 고	21.4	24.5	24.0	30.1	31.6	34.5	36.0	37.4	34.4	30.7	25.0	22.2	37.4
최 저	-4.5	-6.0	-4.1	0.8	7.2	11.4	15.9	15.8	13.2	5.9	0.5	-3.6	-6.0

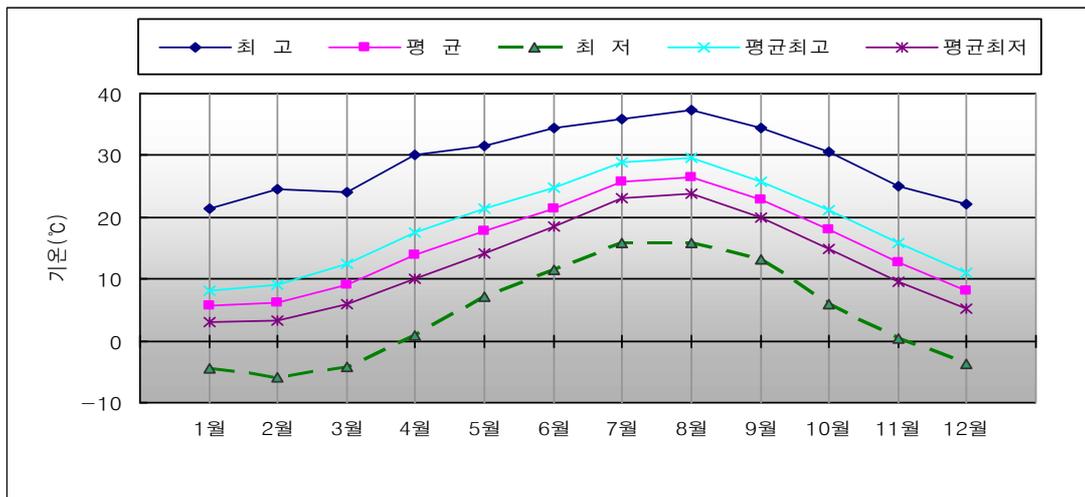


Figure 5.1 Monthly temperature.

### 5.1.3 강수량

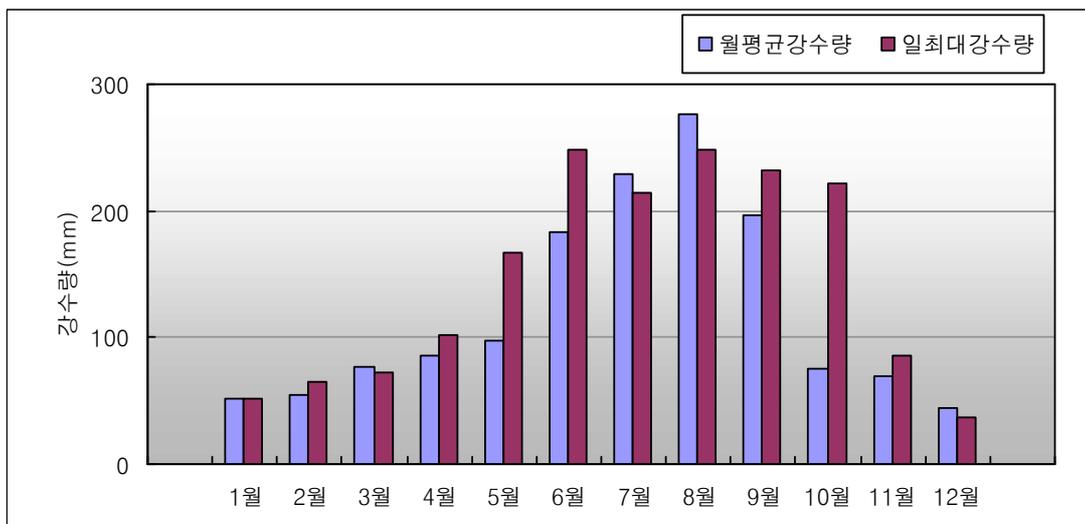
연 평균강수량은 1,441.6mm로 전국 평균(1,350mm)을 다소 상회하는 것으로 나타났고 연 최대강수량은 1999년 2,526.0mm, 연 최소강수량은 1996년 881.1mm로 그 차가 매우 크며 일 최대강수량은 1995년 6월에 248.7mm를 기록한 바 있다.

강수량 월별 분포를 살펴보면 연간 강수량 중 약 60%가 6월에서 9월까지 4개월 간에 집중하고 있으며 반면 7월에서 9월사이 장마철에 집중호우로 인하여 큰 홍수가 발생하고 가을부터 겨울사이에는 비교적 건조한 날씨가 이어져 강수량이 많지 않다. 월별 강수량은 Table 5.3와 Figure 5.2와 같다.

**Table 5.3 Monthly precipitation**

(단위 : mm)

월별 구분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	전년
평균	51.4	54.0	77.4	85.9	97.1	183.6	229.3	276.2	196.3	75.8	70.1	44.7	1441.6
일최다	51.6	64.3	72.0	101.6	167.0	248.7	215.0	248.2	231.5	221.0	86.4	36.5	248.7



**Figure 5.2 Monthly precipitation.**

#### 5.1.4 바람

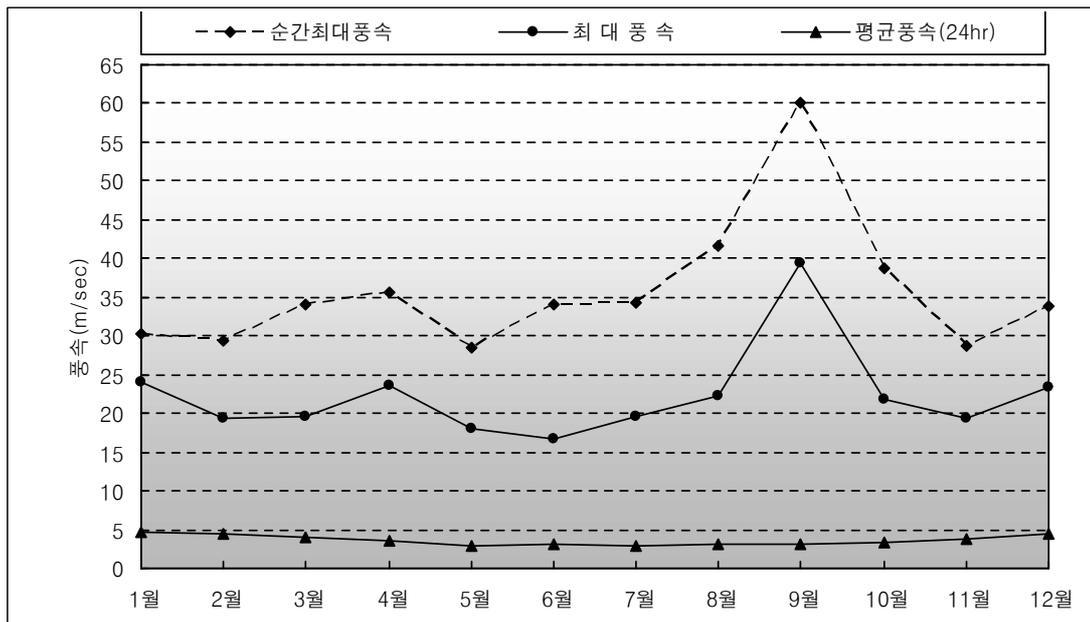
제주지역은 입지여건상 풍향변화가 극심하며 겨울철에는 SSE, 여름철에는 NE 풍향이 탁월한 것으로 나타났다. 1976~2005년까지 30년간 기상관측자료를 분석

한 결과 연간 평균풍속은 3.6m/sec로 육지에 비하여 약 1.0m/sec 정도 강한 바람이 불며 여름철에 비해 겨울철 풍속이 강한 것으로 나타났다. 전년 최대풍속은 39.5m/sec(NW), 순간 최대풍속은 60.0m/sec(NW)로 나타났으며 모두 2003년 9월 태풍 매미 내습 시에 발생하였다. 월별 풍속은 Table 5.4와 Figure 5.3와 같다. 그리고 Table 5.5는 풍향별 출현율이며, Figure 5.4는 바람장미도이다.

**Table 5.4 Monthly wind velocity**

(단위 : m/sec)

월별 구분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	전년
평균 풍속	4.7	4.4	3.9	3.5	3.0	3.1	3.0	3.1	3.1	3.3	3.8	4.4	3.6
최대 풍속	24.0	19.3	19.5	23.7	18.0	16.7	19.6	22.3	39.5	21.8	19.3	23.3	39.5
순간 최대 풍속	30.3	29.4	34.1	35.6	28.6	34.0	34.3	41.6	60.0	38.8	28.8	33.9	60.0



**Figure 5.3 Monthly wind velocity.**

Table 5.5 Wind direction different incidence

(단위 : %)

풍향	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S
출현율	7.6	7.8	6.3	6.3	6.5	5.3	4.5	7.1	6.0
풍향	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	정온	계
출현율	3.9	4.0	4.0	4.7	6.9	9.3	8.5	1.2	100.0

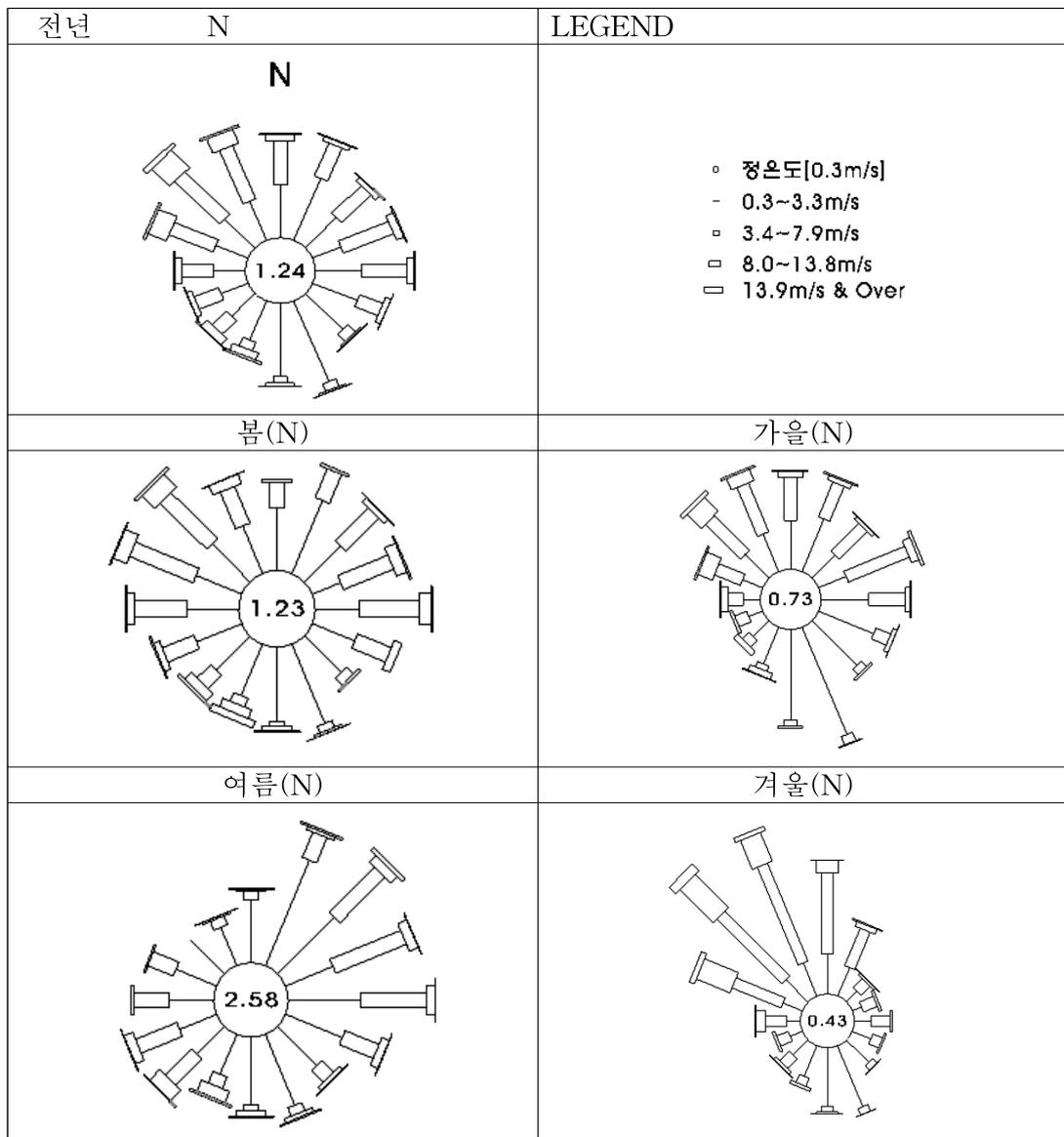


Figure 5.4 Wind rose diagram.

### 5.1.5 해면기압

기압분포는 대체적으로 하절기에 낮고 동절기에는 높은 경향을 보이며 연 평균 기압은 1,016.2hPa를 나타내고 있다. 조사기간 중 최고기압은 1,041.2hPa, 최저기압은 966.3hPa 으로 나타났다. 월별 풍속은 Table 5.6은 월별기압이다.

**Table 5.6 Monthly atmospheric pressure**

(단위 : hPa)

월별 구분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	전년
평 균	1024.1	1022.8	1019.8	1015.6	1011.9	1007.8	1006.7	1007.6	1012.8	1018.7	1022.5	1024.6	1016.2
최 고	1040.3	1038.6	1035.4	1032.7	1027.1	1020.7	1017.1	1018.1	1024.9	1031.3	1037.1	1041.2	1041.2
최 저	1005.5	998.4	991.9	996.5	994.0	987.9	966.3	972.3	974.0	984.1	1002.4	1002.5	966.3

### 5.1.6 태풍

우리나라는 지리적으로 일본에 비해 태풍 영향을 적게 받는 편이지만 태풍이 북동진하는 길목에 위치하여 매년 3회 정도 영향을 받고 있다. 태풍내습 최다 월은 8월, 7월, 9월 순이고 3개월 동안에 내습한 태풍이 전체의 92%에 달하며 드물게 6월, 10월에도 내습하는 경우가 있다. Table 5.7은 제주지방에 영향을 미친 주요 태풍(최대풍속 20m/s 이상)이다.

**Table 5.7 Major typhoon affecting the Jeju region**

(maximum wind speed 20m/s or more)

구분	태풍명		발생일	최저기압 (hPa)	최대		순간최대		강수량 (mm)
	번호	이름			풍향	풍속 (m/s)	풍향	풍속 (m/s)	
1	0215	RUSA	'02.08.31	969.1	N	43.7	N	56.7	59.5
2	0314	MAEMI	'03.09.12	974.0	NW	39.5	NW	60.0	231.9
3	5914	SARAH	'59.09.17	965.1	NNE	33.5	NNE	46.9	269.1
4	5209	KAREN	'52.08.18	990.1	S	29.2	SSW	38.6	177.9
5	0012	PRAPIROON	'00.08.31	990.0	SSE	28.9	SSE	38.8	90.5
6	6411	HELEN	'64.08.02	971.3	NNE	25.7	NNE	37.4	46.1
7	0407	MINDULLE	'04.07.04	985.2	WSW	25.6	SSE	35.4	36.4
8	0711	NARI	'07.09.16	979.0	NE	24.8	NE	36.1	507.0
9	5612	EMMA	'56.09.10	981.1	N	24.3	NNE	30.8	225.4
10	5609	BABS	'56.08.16	990.6	NNE	24.2	NNE	30.1	30.4
11	6015	CARMAN	'60.08.23	985.0	SSW	23.7	SSW	33.5	199.8
12	7910	IRVING	'79.08.17	983.0	SSE	23.3	SSE	36.5	137.6
13	7011	BILLIE	'70.08.30	975.5	NE	22.6	NE	35.1	200.0
14	9907	OLGA	'99.08.03	983.2	SSW	22.3	SE	38.2	296.0
15	6617	BETTY	'66.08.30	989.8	SW	22.0	SW	37.2	194.1
16	8520	BRENDA	'85.10.05	986.6	NE	21.8	NE	38.8	221.4
17	7207	RITA	'72.07.26	971.9	SSE	21.7	SSE	41.5	132.0
18	6209	NORA	'62.09.02	985.0	S	21.0	S	31.7	136.5
19	8712	DINAH	'87.07.30	983.0	N	21.0	N	35.3	178.0
20	0209	FENGSHEN	'02.07.26	990.9	SE	20.6	SE	30.2	69.5
21	5211	MARY	'52.09.03	999.8	S	20.5	SSE	32.2	85.7
22	7818	IRMA	'78.09.15	1001.0	ENE	20.3	ENE	32.0	218.8
23	7408	GILDA	'74.07.06	980.1	NNE	20.0	NNE	34.8	88.7

※ 자료 : 과거태풍100년사(증보판), 2011. 국가태풍센터

## 5.2 제주의항지역의 해상조건

### 5.2.1 조사위치

제주의항지역 인근 3개 정점에서 2005년 7월 8일 ~ 2006년 2월 1일에 걸쳐 조석 및 조류관측을 수행하였고 기존 자료와 비교·검토되었다. Figure 5.5는 해양조사 위치도이며, Table 5.8은 항목별 조사위치 및 시기이다.

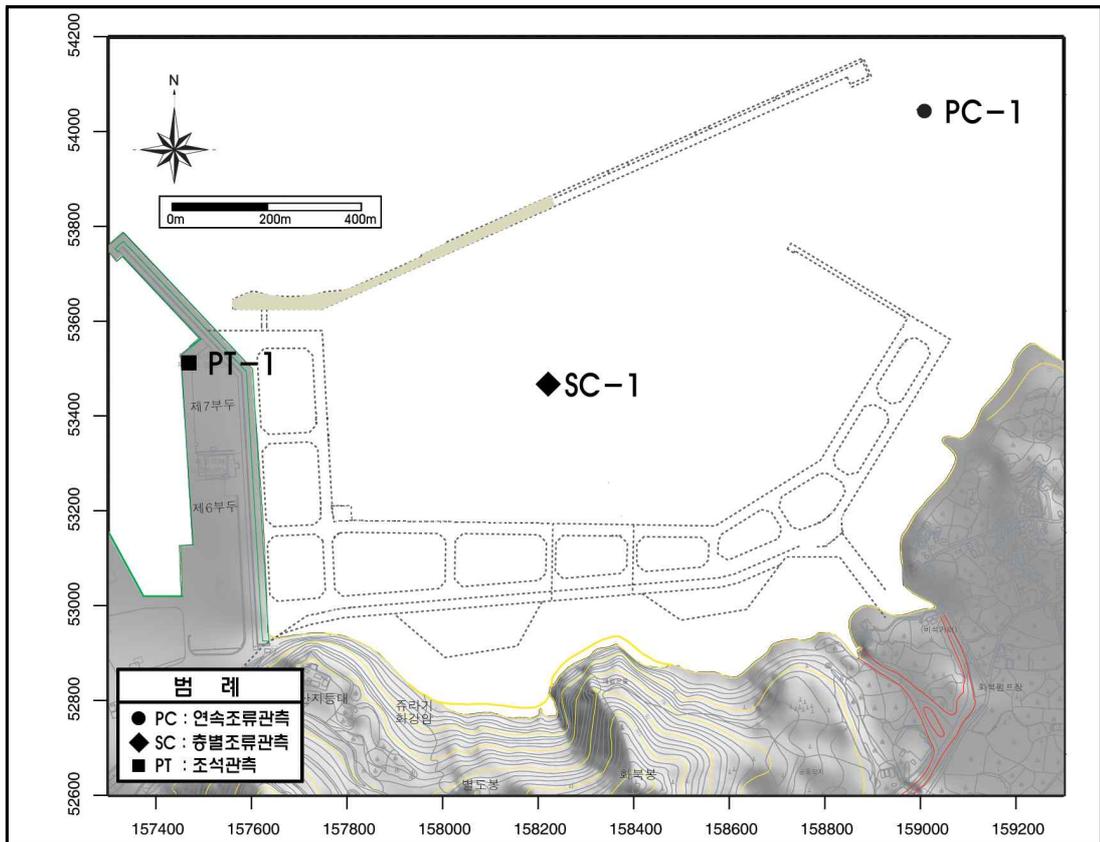


Figure 5.5 Location map of marine survey.

Table 5.8 Time and place of the investigation of each item

구 분		경·위도	관 측 시 기
조 석	PT-1	33° 31' 39" N, 126° 32' 35" E	제주항 검조소
연속조류	PC-1	33° 31' 56" N, 126° 33' 34" E	2006. 1.18 ~ 2. 1
층별조류	SC-1	33° 31' 37" N, 126° 33' 04" E	2006. 2. 1

## 5.2.2 조석

제주항의 조석 형태수는 0.40~0.43인 반일주조가 우세한 혼합조로서 매일 두 고조와 저조가 나타나지만 조시 및 조위의 부등은 심한 편이다. 조석은 대한해협 부근에 위치한 무조점을 중심으로 반시계 방향으로 전파되어 제주도 북측을 기준할 때 동측에서 서측으로 가면서 늦어진다. 2005년 대조차는 185.4cm이고 기준조석의 202.8cm와의 고조비는 0.914이다. 4개 주요 분조의 합인 평균해면은 2005년 132.4cm로 기준조석의 141.7cm보다 9.3cm 낮으며 2005년 약최고고조위는 각각 264.8cm로 기준조석보다 18.6cm 낮다. 1964년부터 2004년까지 관측된 제주항의 고극조위는 2004년 7월 31일에 328.0cm이며 저극조위는 1966년 2월 8일에 -48.0cm이다. Table 5.9는 제주항 부근의 조석 조화분석 결과이며, Figure 5.6은 제주항 조위도이다.

Table 5.9 Tide table of Jeju harbor

항 목		제주항 검조소			
관 측 위 치		33° 31 ' 39 " N, 126° 32 ' 35 " E			
관 측 기 간		1964. 1 ~ 1965. 1		2005. 7. 8 ~ 8. 6	
조 화 상 수	조 화 상 수	반조차 (cm)	지각 (°)	반조차 (cm)	지각 (°)
	분 조				
조 화 상 수	M2 주태음반일주조(Hm)	71.3	304.9	65.6	308.8
	S2 주태양반일주조(Hs)	30.1	326.4	27.1	327.2
	K1 일월합성일주조(K')	23.0	211.1	23.1	213.2
	O1 주태음일주조(Ho)	17.3	189.9	16.7	192.1
비 조 화 상 수	평균고조간격 (M.H.W.I.)	10h 31m		10h 39m	
	평균저조간격 (M.L.W.I.)	4h 19m		4h 27m	
	고극조위 (Obs. H.H.W.)	328.0('04.7)		328.0('04.7)	
	약최고고조위 (Approx. H.H.W.)	283.4		264.8	
	대조평균고조위 (H.W.O.S.T.)	243.1		225.9	
	평균고조위 (H.W.O.M.T.)	213.0		198.7	
	소조평균고조위 (H.W.O.N.T.)	182.9		171.5	
	평균해면 (M.S.L.)	141.7		132.4	
	소조평균저조위 (L.W.O.N.T.)	100.5		93.3	
	평균저조위 (L.W.O.M.T.)	70.4		66.1	
	대조평균저조위 (L.W.O.S.T.)	40.3		38.9	
	약최저저조위 (Approx. L.L.W.)	0.0		0.0	
	저극조위 (Obs. L.L.W.)	-48.0('66.2)		-48.0('66.2)	
	대 조 차	202.8		185.4	
평균조차	142.6		131.2		
소조차	82.4		77.0		
조석형태수	0.40		0.43		

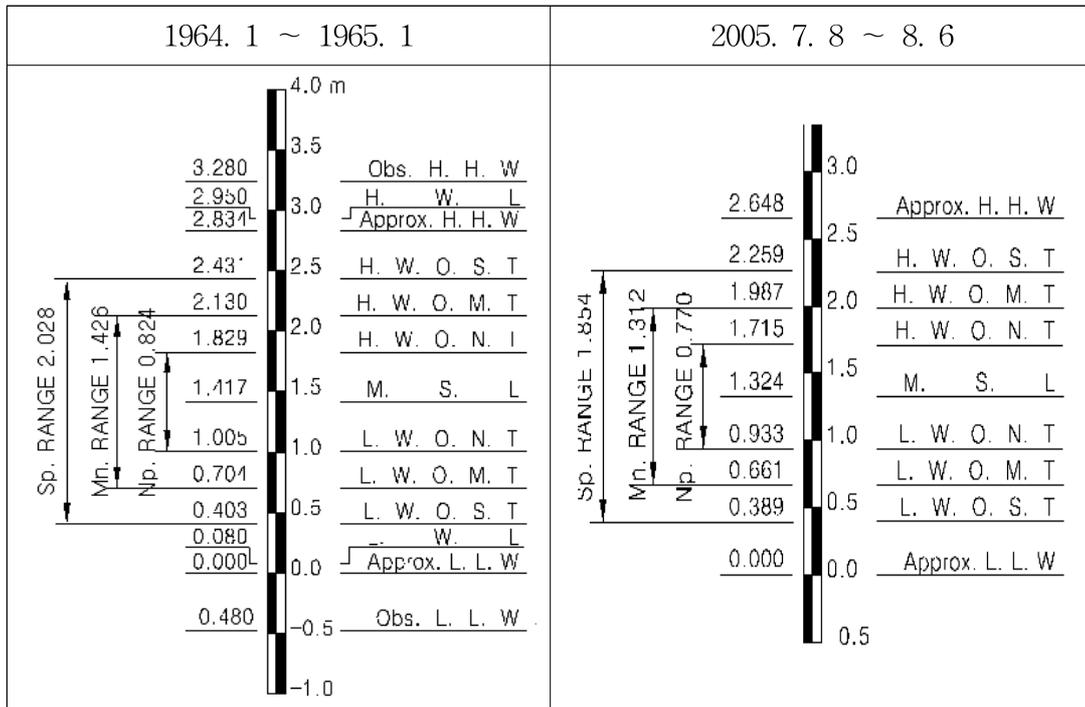


Figure 5.6 Tidal chart in Jeju Harbour.

그리고, 2000년에 작성된 “제주의항 방파제(1단계)축조 실시설계 용역 보고서의 조석 관측은 북위 33°30'51”, 동경 126°31'5” 지점에서 관측하였다. 제주항의 평균 고조간격은 10시간 31분이며, 대조차는 202.8cm로서 조석 간만차가 비교적 심한 지역은 아니다.

### 5.2.3 조류

제주의항구역에 대한 조류의 시·공간적인 변화와 연직 유속분포를 파악하기 위하여 연속 조류관측과 층별 조류관측이 실시되었다. 연속 조류는 1개 측점(PC-1) 중층에서 15일간 10분 간격으로 관측하였으며 층별 조류는 대조기에 1개 측점(SC-1)의 3개층(표·중·저층)에서 1시간 간격으로 13시간동안 각각 관측되었다. Table 5.10은 조류관측 개요이다.

**Table 5.10 Summary of observation of the flow of seawater**

구 분		위치(경위도, WGS84)		관측기간	수 심	비 고
		N	E			
연속조류관측	PC-1	33°31 ' 56 "	126°33 ' 34 "	2006. 1.18 ~ 2. 1	DL.(-)20.1	중층(h <sub>5/10</sub> )
층별조류관측	SC-1	33°31 ' 37 "	126°33 ' 04 "	2006. 2. 1	DL.(-)15.0	표층(h <sub>2/10</sub> ) 중층(h <sub>6/10</sub> ) 저층(h <sub>8/10</sub> )

그리고 제주외항 해역의 조류특성을 파악하기 위하여 제주외항 입구부 1개 측정점(PC-1)에서 15일간 10분 간격으로 연속조류관측을 실시되었다. Table 5.11은 전류시·최강류시 및 최강유속 관측성파이며, Table 5.12는 평균대·소조기의 경정 최강유속이다.

**Table 5.11 Tidal current in spring tide**

(단위 : 시간)

측 점	항 목	전 류 시		최강류시		최강유속			
		창조류 (LW+hr)	낙조류 (HW+hr)	창조류 (LW+hr)	낙조류 (HW+hr)	창조류		낙조류	
						유향 (°)	유속 (cm/s)	유향 (°)	유속 (cm/s)
PC-1	최대	-	-	-	-	253	52	79	30
	평균	-0.1	1.6	3.7	4.3	247	29	102	24

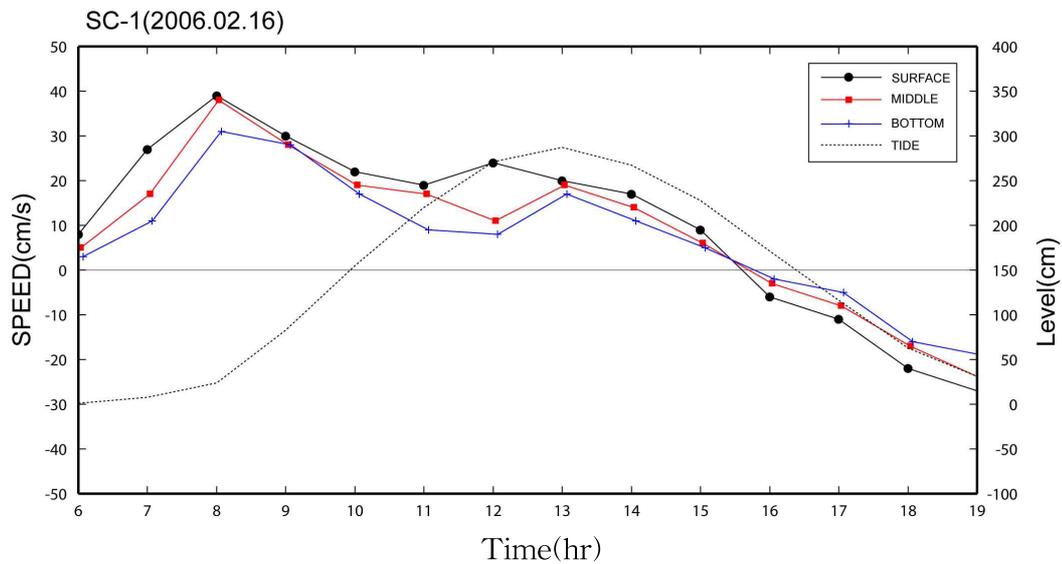
**Table 5.12 Tidal current in neap tide**

측 점	구 분	관측일	조차 (cm)	창 조 류			낙 조 류		
				유향 (°)	관측 (cm/s)	경정 (cm/s)	유향 (°)	관측 (cm/s)	경정 (cm/s)
PC-1	대조기	2/ 1	257	251	43	35	76	30	22
	소조기	1/25	81	245	15	15	96	21	21

또한 제주외항구역 조류의 연직 유속분포를 파악하기 위하여 층별 조류관측이 실시되었다. 층별 조류는 대조기에 1개 측점(SC-1)의 3개층(표·중·저층)에서 1시간 간격으로 13시간동안 각각 관측되었다. Table 5.13은 층별 조류관측 개요, Figure 5.7은 층별 조류관측치의 시간변화도, Table 5.14는 층별 조류의 평균대조기 경정 최강 유속이며 Figure 5.8은 평균대조기 최강유속이다.

**Table 5.13 Summary of observation of the flow of stratified seawater**

측 점	경 위 도	관측 기간	수 심(m)	관 측 층
SC-1	33°31 ' 37 " N 126°33 ' 04 " E	2006. 2. 1 (대조기)	DL.(-)15.0	표층(DL.(-)3.0m) 중층(DL.(-)9.0m) 저층(DL.(-)12.0m)



**Figure 5.7 Measured Stratified tidal current history.**

Table 5.14 Mean spring maximum tidal current

측 점	관측일	조 차	관측층	창 조 류			낙 조 류		
				유향 (°)	관측 (cm/s)	경정 (cm/s)	유향 (°)	관측 (cm/s)	경정 (cm/s)
SC-1	2006. 2. 1	창조 287 낙조 257	표층	284	39	27	112	27	21
			중층	280	38	26	108	24	19
			저층	318	31	21	105	19	15
			평균	294	36	25	108	23	18

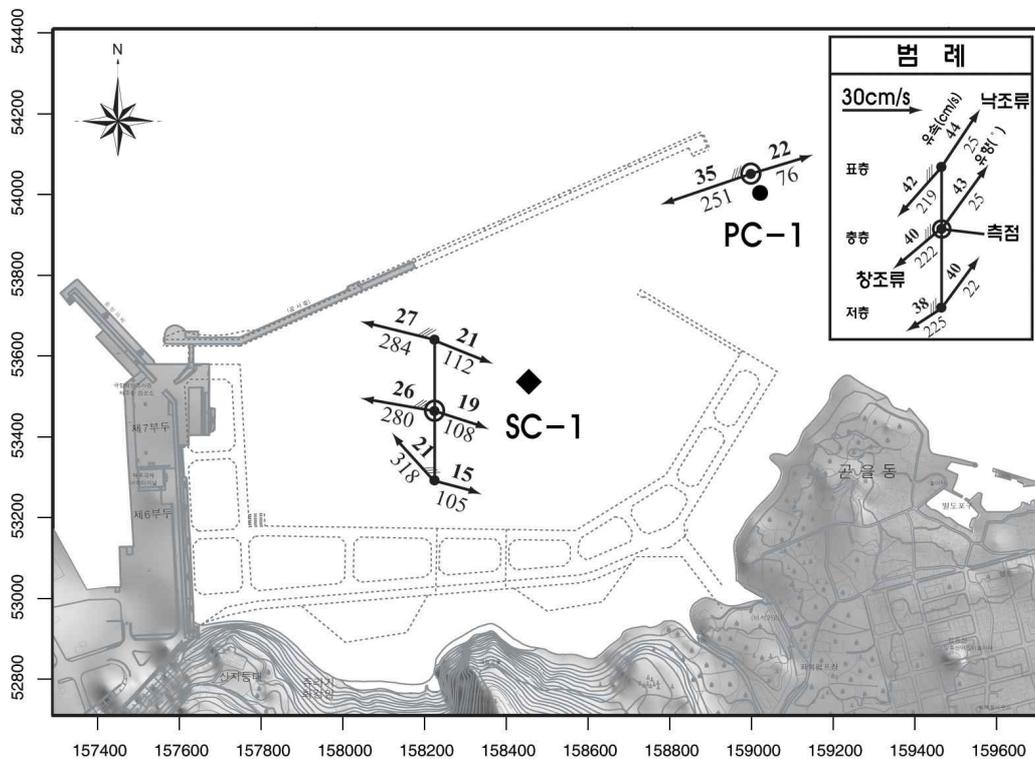


Figure 5.8 Averaged maximum flow velocity.

그리고, 2000년에 작성된 “제주의항 방파제(1단계)축조 실시설계 용역 보고서”는 제주도 북쪽 외해에서의 조류는 연안에 병행하여 흐르며 최대유속은 0.2~1.4knot로서 동쪽 및 서쪽으로 흐른다. 동쪽으로 흐르는 조류는 고조후 2~3시에서 다음 고조전 3~4시까지 흐르며, 서쪽으로 흐르는 조류는 고조전 3~4시에서

고조후 2~3시까지 흐른다. 연간 최강 창조류 및 낙조류는 Figure 5.9와 같다.

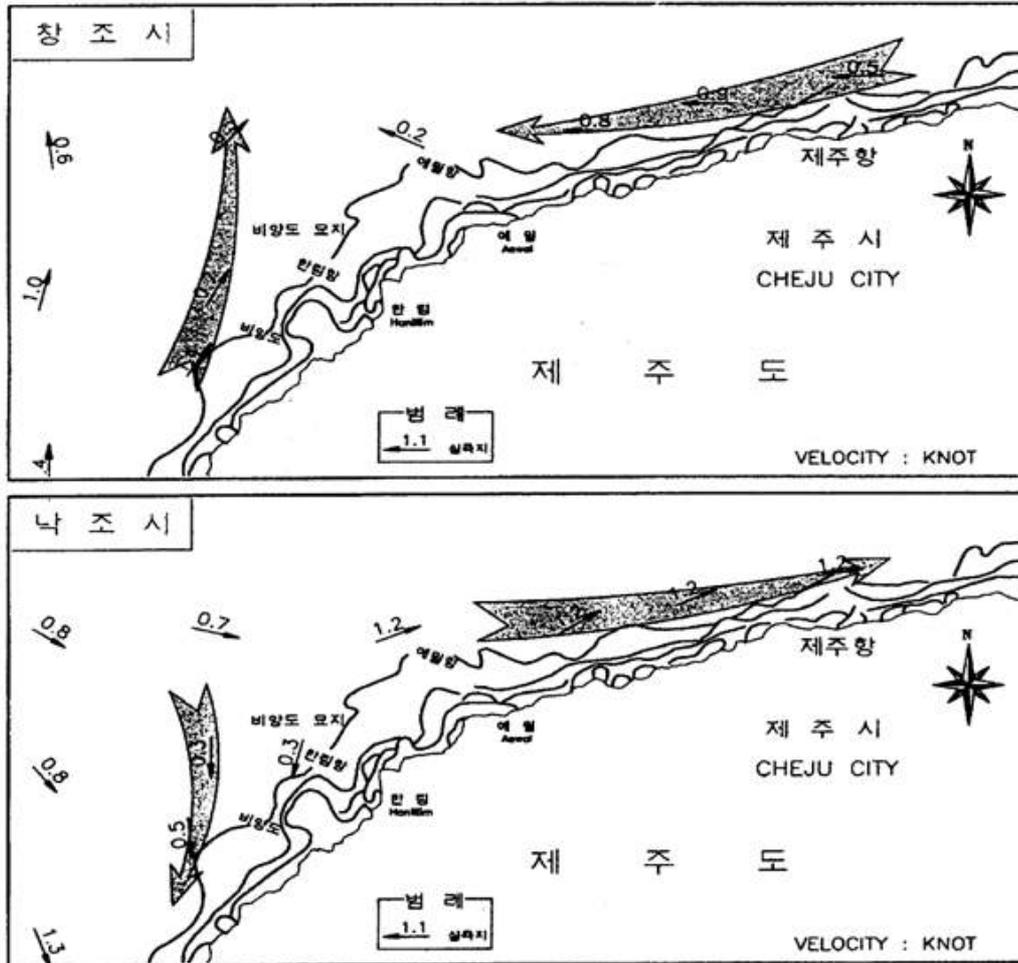


Figure 5.9 Tidal chart.

#### 5.2.4 파랑

제주외항 2단계 항만시설 축조공사 기초조사에서는 제주항 수리모형실험 보고서(1975), 설계과 추정을 위한 조사연구보고서(1976), 제주외항개발 기본계획보고서(1981), 해역별(동해, 남해)심해과 추정보고서(수산청, 1988), 전국항만 설계과 산정보고서(해운항만청, 1988)와 제주지역 항만 광역개발 기본계획 보고서들을 검토하여 50년 빈도 심해과조건을 검토하였으며 전해역 심해설계과 추정보고서(한국해양연구원, 2005. 8)의 50년 빈도 심해과 조건에 대해서 검토되었다. Table

5.15는 기초조사에 적용된 재현빈도별 심해파 조건이며, Table 5.16은 기초조사에 검토된 재현빈도별 심해파 조건(한국해양연구원, 2005.8)이다.

**Table 5.15 Conditions of reproduction by frequency of deep-sea wave that has been applied to basic research(Existing plan)**

재현빈도	파 향	파 고(m)	주 기(sec)	비 고
50년	NNW	7.0	11.0	
	NW	6.0	12.0	
	NE	4.7	9.0	

**Table 5.16 Conditions of reproduction by frequency of deep-sea wave that is considered basic research (Korea Ocean Research Institute)**

재현빈도	파 향	파 고(m)	주 기(sec)	격자번호
50년	NE	7.99	12.26	060133
	NE	10.35	13.38	059133
	NE	10.85	13.89	058133

※ 자료 : 한국해양연구원(2005)

제주외항 설계에서는 심해파 조건도 참고적으로 검토하였다. 그러나 한국 해양 연구원에서는 해양수산부(한국해양연구원, 2005. 12. 전해역 심해 설계파 추정 보고서 II)의 의뢰로 우리나라 주변의 1/12°크기의 격자점들에서 16방위별로 재현 빈도별 심해파 조건들을 제시되어 이 조건들을 사용되었다.

격자점들 중에서 제주외항지역의 심해파 조건으로 사용하기에 적절한 격자점은 057133(33°42' N, 126°19.8' E), 058133(33°42' N, 126°30' E), 059133(33°42' N, 126°40.2' E), 060133(33°42' N, 126°49.8' E)이며 Table 5.18에는 동 격자점에서 추출한 50년 및 10년 재현빈도의 심해파 조건들을 정리하였다. 이 중 제주외항지역에는 50년 재현빈도의 경우 파향 ENE, NE, NNE, N, NNW, NW를 적용되었

으며 10년 재현빈도의 경우 파향 ENE와 NE를 적용되었다. Table 5.16과 Table 5.18을 비교해보면 과거 50년빈도 심해파 조건에 비해 한국해양연구원(2005. 12)의 50년빈도 심해파 조건에서 동일한 파향 NE에 대하여 비교시 파고는 4.36 m, (침투)주기는 4.0초 증가된 것으로 제시되었다. Table 5.17 제주외항지역 심해파 조건이다.

**Table 5.17 Conditions of Jeju harbor area deep sea wave**

재현빈도	파 향	파 고(m)	주 기(sec)	격자번호
50년	ENE	10.72	13.84	060133
	NE	9.06	13.01	059133
	NNE	7.61	11.57	058133
	N	7.29	10.94	058133
	NNW	5.91	9.96	058133
	NW	8.23	12.47	057133
10년	ENE	7.03	11.2	060133
	NE	5.79	10.4	058133

그리고, 2000년에 작성된 “제주외항 방파제(1단계)축조 실시설계 용역 보고서의 제주외항의 심해설계파 제원은 설계 당시까지 연구 발표된 제주지역 항의 심해 설계파 자료 조사결과 중 전국항만 설계파 추산보고서를 토대로 Table 4.7과 같이 제주외항 심해 설계파를 설정하였다.

**Table 5.18 Deep water design wave data of Jeju harbor**

파향	파고( $H_{1/3}$ )	주기( $T_{1/3}$ )
NW	6.0m	12.0sec
NNW	7.0m	11.0sec
NE	4.7m	9.0sec

### 5.2.5 천해파 수치모형(SWAN)

SWAN(Simulation Waves Nearshore) 모델은 파랑 수치 모델로서 바람, 해저면 및 해류 조건 등을 고려하여 연안역, 호수 및 하구에서의 파랑을 계산할 수 있다. 기본방정식은 파동 평형방정식(wave action balance equation) 사용되는 원천항(source term)에 따라 제1세대, 제2세대 및 제3세대 모델 등으로 분류되며 제주외항에서는 제3세대 모델이 사용되었다. 이류 수송(advection), 수심과 흐름에 의한 굴절(refraction)과 천수 현상(shoaling), 반대 흐름에 의한 파랑의 전파 방해 및 반사(blocking and reflection) 이전까지의 SWAN 모델에서는 회절(diffraction)에 의한 파랑 변형을 취급할 수 없으나 제주외항에 적용한 Version 40.41B에서는 상당한 정확도로 회절을 고려할 수 있는 것으로 제시되었다.

50년 빈도 6개 심해파 조건과 10년 빈도 2개 심해파 조건을 사용하여 서방파제 완공시, 동방파제 완공시의 2개 평면에 대한 수치실험 결과 50년빈도 심해파향 NE에 대한 동방파제 완공시의 제주외항 주변지역의 파고를 분석하였다.

Table 5.17의 심해파 조건을 이용하여 제주외항지역의 설계파를 산정한 결과 설계파는 Table 5.18과 같다.

**Table 5.19 Jeju harbor area design wave**

구 분	동 방 파 제		동방파호안
	1, 2구간	해양에너지구간	
파 고( $H_{1/3}$ , m)	7.3	7.0	7.0
주 기( $T_{1/3}$ , sec)	13.01	13.01	13.01

### 5.2.6 방파제의 설계기준

방파제의 설계기준은 항만 및 어항 설계기준(2005, 해양수산부) 제7편 제2장 2-3 설계조건의 결정을 보면 항내 정온도, 바람, 조위, 파랑, 수심 및 지반조건, 천수성 및 친환경성 등에 대하여 고려한다.

설계조건으로서 항내정온도는 하역효율 제고, 항내시설의 보전 및 해역 이용목적에 의하여 결정되는 조건이며, 바람, 조위, 파랑, 수심 및 지반 등은 기본적 설

계조건이다. 기타 계산에 따르는 설계조건으로는 마찰계수, 부재의 허용응력도, 단위체적중량 등이 있다.

정온도는 항내파고 또는 계류선박의 동요특성으로 나타난다. 하역 가능한 한계 조건(파고 또는 계류선박의 동요조건) 및 항내통선(港內通船)에 지장이 없는 파랑조건을 만족시켜야한다. 따라서 설계대상 항만에서 필요한 하역일수를 만족하는 한계파랑(파고 또는 선체동요를 고려한 파랑조건) 이하로 유지하도록 월파에 의한 전달파(방파제의 형상, 마루높이, 조도, 투과성 등), 방파제의 위치와 수역시설과의 관계, 입사파 조건(항구의 위치와 방향)을 검토하여야 한다. 또, 태풍 등 악천후 시에도 배후의 항만시설이 보전되도록 하고 선박의 피박에 충분히 안전한 정온도를 확보하거나 선박안전대책이 있어야 한다.

바람자료는 파랑의 추산에 주로 사용할 수 있는 광역적 해상풍 자료와 등대 등 항만시설 설계시의 풍압계산에 필요한 국지적 극치풍의 특성으로 나누어 해석하고 응용할 수 있다.

방파제 단면과 기본수준면, 삭망평균만(간)조위, 평균해면, 기왕의 최고(저)조위, 고조시의 고조위, 인천만 평균해면 등의 관계를 명확히 해두지 않으면 안 된다. 기본수준면과 공사용 기준면이 다른 경우에는 그 관계도 확실히 해두어야 한다. 또, 폭풍해일(이상고조)의 계속시간, 발생빈도 등 확률론적 특성을 파악하여 확률론적 설계(신뢰성 설계)가 필요한 경우에 응용할 수 있도록 하며, 기존의 설계법을 사용할 경우에도 이들 극치 특성을 고려할 필요가 있다. 파력 계산시의 삭망평균 만·간조면을 이상고조의 영향을 고려할 필요가 있는 항만에서는 삭망평균 만·간조면에 이상고조 등 조위편차를 가감한 기준해면을 취하는 등, 구조물이 가장 불안정한 조건을 대상으로 설정하되, 확률론적으로 극치조건을 검토하는 것을 권장한다. 원호활동에 대하여는 삭망평균 간조면, 침하의 계산에는 일반적으로 평균수면을 사용할 수 있으나, 극한 수위변동 조건에 대한 안정도 또는 위험도(신뢰도)를 검토하여 문제가 있는 지역에 대하여는 별도의 대책을 수립할 수 있도록 할 것을 권장한다.

설계에 필요한 입사파랑의 특성은 파고, 파향, 파장(주기), 극한 파랑환경의 지속시간과 시계열 특성 등으로 나타낼 수 있으며, 현지조건 및 구조물의 종류에 따라 다양하게 적용할 수 있고, 달라질 수 있음을 주의하여야 한다.

방과제의 설치 수심은 구조물의 형식과 규모, 시공성, 경제성에 크게 영향을 미친다. 지반-구조물-과랑의 상호작용과 관련한 문제에서는 제체의 안정에 필요한 지반의 강도와 제체의 침하량을 산정하는 압밀특성 문제가 된다. 설계에 있어서는 해저지층의 깊이, 지층단면, 각층의 단위체적중량, 내부마찰각, 점착력, 선행압밀하중, 체적 압축계수, 압밀계수 등의 값을 토질시험에 의하여 결정한다. 지층이 복잡한 경우 설계조건을 잘못 판단하는 일이 없도록 boring의 위치와 간격(개소) 및 심도를 적합하게 설정하여 조사할 필요가 있다.

풍압력, 토압, 지지력, 선박충격력, 표류물의 충돌에 의한 외력, 급격한 해수유동에 의한 영향 등은 필요에 따라 고려할 수 있도록 점검한다.

방과제 건설 후 해수유동의 변화, 과랑환경의 변화, 표사문제와 관련한 침식, 퇴적, 세굴, 지형변화 등 급격한 환경의 변화가 예상되는 경우에는 그 영향을 개선할 수 있는 설계, 또는 최소화 하거나 방지할 수 있는 대책을 고려할 수 있어야 한다.

### 5.3 제주외항 지역의 지반조건

#### 5.3.1 조사위치

조사위치는 제주도 제주시 건입동 제주항 동쪽 화북지역 전면해상에 위치한다. 선정된 시추조사 위치는 계획평면도상에서 구조물 계획을 고려하여 선정되었으며 이미 설치되어 있는 기준점을 이용하여 계획된 위치를 현지에서 테오드라이드와 광과거리 측정기를 사용하여 선점되었다. 조사지점의 지반고는 육상에 설치된 양수표와 시추작업 시 측정된 수심을 이용하여 표고를 결정되었다. 기준점과 시추조사의 위치는 Table 5.19, 지반조사 위치도는 Figure 5.10과 같다.

Table 5.20 Boring position and altitude with benchmark

공 번	좌 표		표 고 (DL. m)	비 고
	X	Y		
화북봉	52,618.25	158,405.64	-	측량기준점
매설-A	53,575.66	157,508.30	6.396	
WB-1	53,591.29	157,566.94	-12.78	
WB-2	53,614.05	157,654.19	-18.32	
WB-3	53,636.95	157,740.86	-22.62	
WB-4	53,659.02	157,829.04	-22.17	
WB-5	53,682.04	157,916.09	-21.62	
WB-6	53,707.01	158,002.05	-21.35	
WB-7	53,752.93	158,090.86	-21.72	
WB-8	53,798.87	158,179.78	-22.22	
WB-9	53,844.85	158,267.63	-22.17	
WB-10	83,891.21	158,356.80	-22.21	
계	10개소			

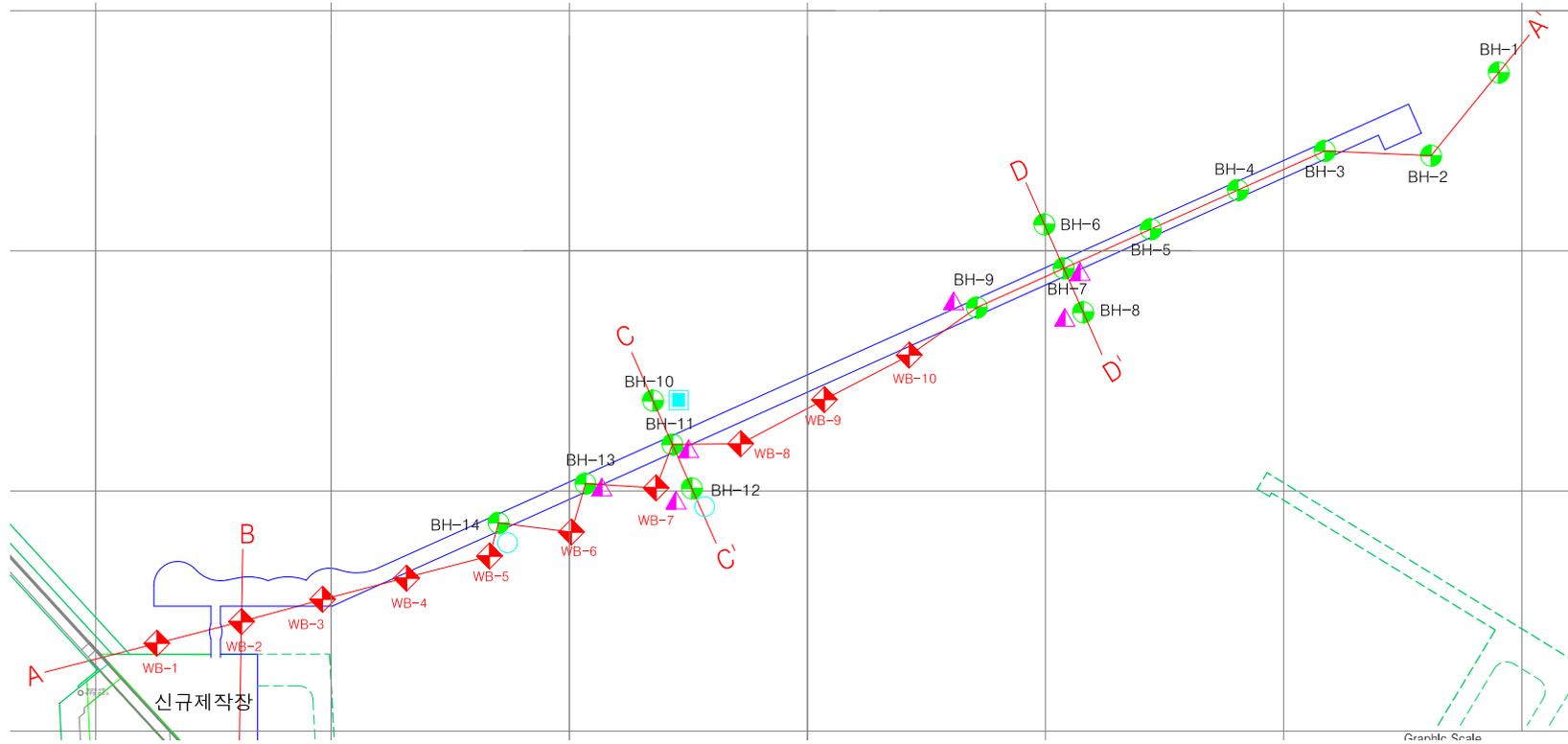


Figure 5.10 Location map of soil investigation.

### 5.3.2 조사 및 시험방법

지층의 성층상태, 기반암의 풍화상태 및 심도의 변화 등을 파악하기 위해 NX 규격으로 수직 시추되었으며 굴진심도는 조사목적 및 지층분포 특성을 감안하여 연암층 1.0m이상 굴진을 원칙으로 진행되었다. 토사층은 시추시 굴진속도, 슬라이 상태, 순환수의 색조, 표준관입시험에 의하여 채취된 시료 및 N치를 근거로 수직 지층상태가 파악되었으며, 암반층은 시추시 굴진속도, 코아회수율, RQD 및 풍화상태, 강도, 파쇄 정도에 따라 풍화암, 연암, 경암 등으로 분류하여 각 지층 별 층서와 지층의 층후가 규명되었다. 시추조사와 병행하여 지층의 상대밀도와 구성성분을 파악하기 위해 1.5m~3.0m 간격으로 표준관입시험이 실시되었다.

### 5.3.3 조사 결과

제주외항 지역의 지형은 사라봉, 화북봉, 별도봉과 주변의 크고 작은 오름들이 있다. 수계로는 화북동과 화북지역 사이에 화북천이 사행하며 바다로 유입되고 있다. 제주외항 지역에 분포하는 지질은 후기 화산활동에 의한 용암 암반층이 전기 용암 상부층을 피복한 것으로 추정되며, 용암의 분출시계에 따라 암질, 구조 및 구성상태 등이 상이한 현무암층군으로 구성되어 있는데 국부적으로는 신다콘(Cinder cone)이 분포하고 있다. 또한 신생대의 화산암인 다공질 현무암과 이를 부정합으로 피복하고 있는 충적층으로 구분 할 수 있다.

#### (1) 지층개요

제주외항 방파제 축조 실시 설계를 위한 10개소의 시추조사 성과에 의하면 지반고는 해상표고(-)12.78~(-)22.62m로 나타났다. 이 지역의 기초지반의 성층 상태는 지층의 생성기원 및 구성성분에 따라 지표로부터 해성퇴적토층, 기저토적토층 및 기반암의 풍화암층 및 연암층으로 구성된다. 지층상태는 Table 5.20, 지층 종단면도는 Figure 5.11과 같다.

Table 5.21 Summary of bedding planes

공 번	지층두께(m)					비고
	해성퇴적토층	기저퇴적토층	풍화암층	연암층	계	
WB-1	2.7	-	0.4	1.0	4.1	
WB-2	-	-	-	1.6	1.6	
WB-3	0.3	2.0	-	2.0	4.3	
WB-4	5.6	-	-	1.0	6.6	
WB-5	15.0	0.5	-	1.0	16.5	
WB-6	14.8	2.7	-	1.3	18.8	
WB-7	15.1	1.0	-	1.0	17.1	
WB-8	12.7	0.3	-	1.0	14.0	
WB-9	13.5	0.8	-	1.0	15.3	
WB-10	12.5	-	-	1.0	13.5	
계	92.2	7.3	0.4	11.9	111.8	

# 보링 주상도

( A — A' )

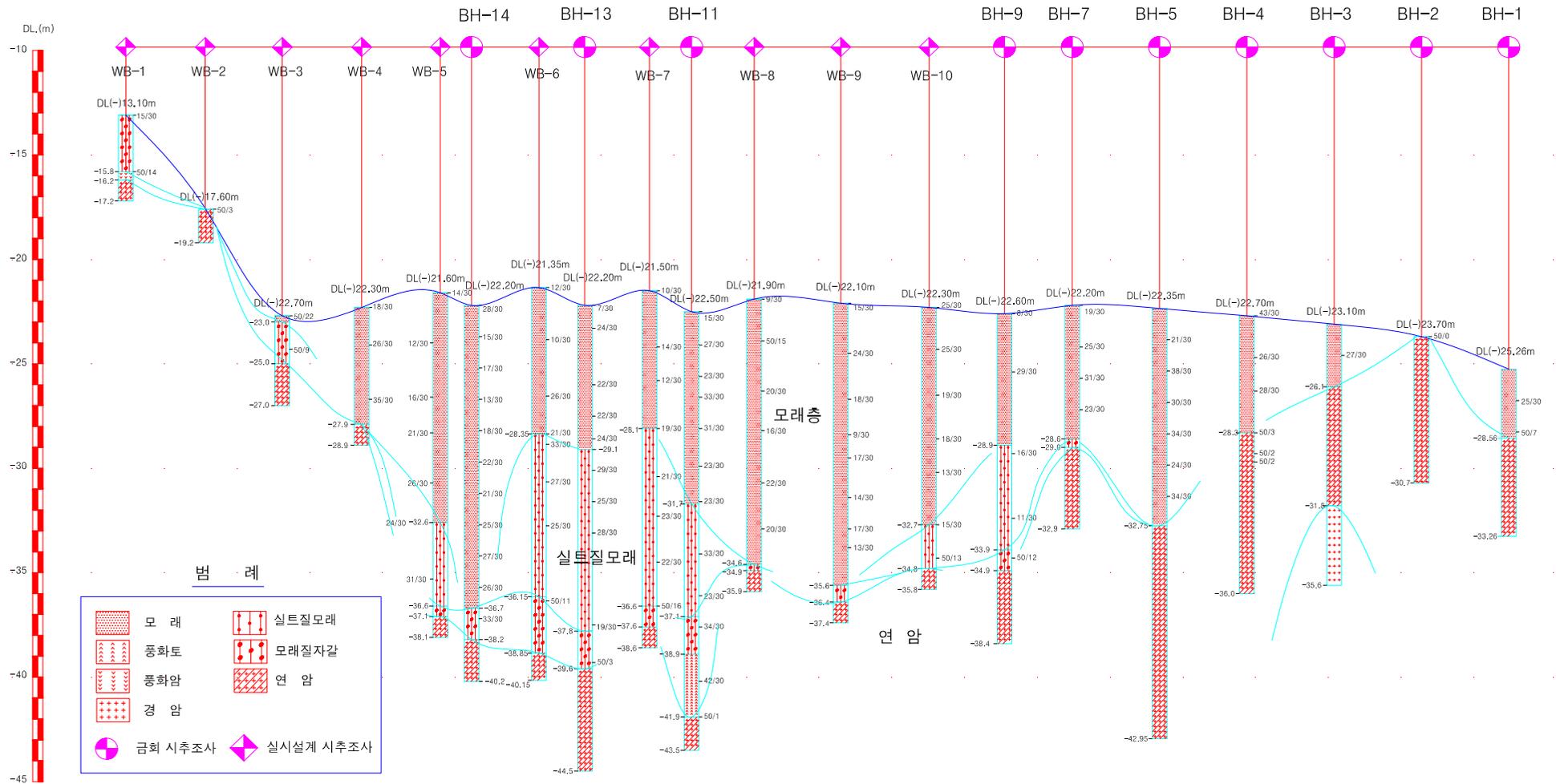


Figure 5.11 Boring profiles in west breakwater.

① 해성퇴적토층

해수에 의해 운반 퇴적되어 형성된 지층으로서 기반암이 노출되어 있는 WB-2 공을 제외한 전지역에서 0.3~15.1m의 두께로 분포하고 있으며, 토성은 세립 내지 중립의 모래(SP), 실트질 모래(SM), 세립내지 중립의 모래질 자갈(GP)로 구성되어 있으며 부분적으로 다량의 조개껍질 및 실트를 함유하고 있다. 또한 일부 지점(WB-8)에서는 모래층 사이에 자갈을 함유하고 있다.

표준관입시험에 의한 N치는 9~35의 범위로서 위치 및 심도에 따라 다소 변화하나 전반적으로는 Figure 5.12에서 보는 바와 같이 보통 조밀함 내지 조밀한 상태의 상대밀도를 나타낸다. 색조는 대부분 담갈색, 갈색, 담회색, 회색, 암회색이며, 함수상태는 포화상태 내지 습윤상태를 나타내고 있다.

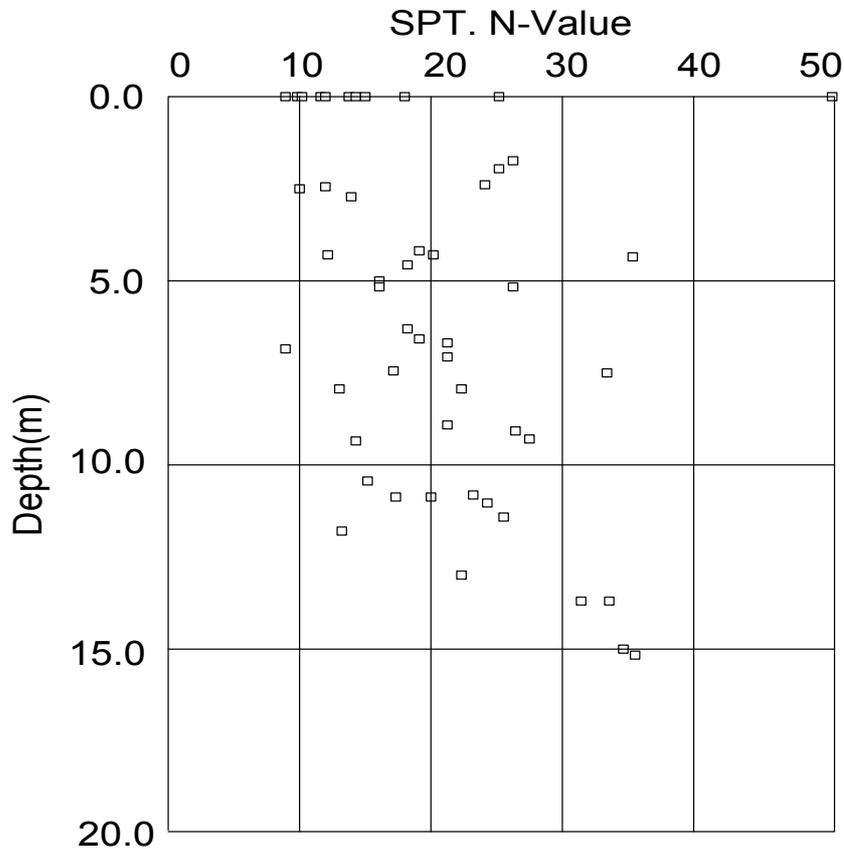


Figure 5.12 N value with the depth.

## ② 기초퇴적토층

해점토층과 기반암층 사이에 분포하고 있으며, 퇴적토층의 최하부는 조밀한 상태의 모래질 자갈로 구성되어 있으며, 그 두께는 0.3m~2.7m의 두께로 분포하고 있다.

토성은 실트질 세립 내지 중립의 모래질 자갈(GM)로 구성되어 있으며, 표준관입시험에 의한 N치는 50이상으로 매우 조밀한 상태의 상대밀도를 나타내며, 색조는 담갈색, 갈색, 회색, 암회색이며 함수상태는 습한상태이다.

## ③ 기반암층

기반암층은 풍화암층과 연암층으로 나눌 수 있으며 풍화암층은 표준관입시험에 의하여 50회 타격시의 관입량이 15cm이하인 지층이다. 모암의 조직은 그대로 유지하고 있으나 입자간의 결합력은 대부분 상실하여 노출되면 가벼운 충격에도 쉽게 모래 및 암편의 혼합물로 분해되지만 원상태에서는 단단하고 안정된 지층이다. 표준관입시험에 의한 N치는 50/14정도로 매우 조밀한 상태의 상대밀도를 보이며, 색조는 변색, 변질되어 갈색내지 암회색을 띠고 있다.

연암층은 제 3기 화산암류에 속하는 현무암으로 구성되어 있으며, 현 지표로부터 0.0m~17.5m 깊이에 분포하고 있다. 연암층은 보통 풍화내지 심한풍화, 보통강함 내지 약함, 좁은 간격 내지 매우 좁은 간격을 나타내며, 절리 및 균열의 발달로 코아 회수율은(TCR) 5~45% 정도로 불량한 암질상태를 나타내고 있다.

## (2) 실내시험 결과

시추조사 시 표준관입시험 과정에서 채취된 교란시료에 대하여 대표적인 시료를 선별하여 실내시험을 실시되었다. 시험성과를 요약하면 Table 5.21과 같다.

Table 5.22 Laboratory test results of soil samples

공 변	심도	함수비 (%)	비중	통과백분율		USCS	비고
				#4	#200		
WB-1	0.0	29.7	2.63	49.9	4.2	GP	해성퇴적토층
WB-3	0.0	20.5	2.61	93.1	4.1	SP	해성퇴적토층
WB-4	1.8	24.1	2.62	100	2.6	SP	해성퇴적토층
WB-5	2.4	27.7	2.62	100	3.4	SP	해성퇴적토층
	11.0	23.7	2.63	100	13.3	SM	해성퇴적토층
WB-6	5.2	25.8	2.62	100	7.8	SP-SM	해성퇴적토층
	9.3	37.6	2.63	100	22.1	SM	해성퇴적토층
WB-7	2.7	26.2	2.62	100	5.7	SP-SM	해성퇴적토층
	8.9	29.3	2.62	100	16.1	SM	해성퇴적토층
WB-8	4.4	38.3	2.62	100	7.9	SP-SM	해성퇴적토층
WB-9	7.4	40.4	2.63	100	20.5	SM	해성퇴적토층
	10.8	45.5	2.63	100	25.0	SM	해성퇴적토층
WB-10	2.0	30.6	2.62	100	6.9	SP-SM	해성퇴적토층
	10.4	44.0	2.63	100	17.2	SM	해성퇴적토층

Table 5.22는 조사지역내에 분포하고 있는 각 지층의 토질정수는 측정된 N치를 토대로 각종 문헌을 참고하여 추정된 결과이다.

Table 5.23 Soil characteristic of representative of each stratum

지층	USCS	N치	$\phi$ (°C)	C (kN/m <sup>2</sup> )	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )
해성 퇴적토층	SP, SP-SM, SM	9~35	25~35	-	700~2,800
기저 퇴적토층	GM	>50	>35	-	3,500
기반암층	-	>100	>40	-	>4,500



## VI. 제주의항 관측 및 계측

본 장의 파랑 자료는 2002년 12월부터 2010년 3월까지 방파제 전면에서 실시된 관측 데이터로 방파제 공사 초기부터 계측된 자료이다. 본 계측 자료는 태풍의 영향이 포함된 자료로 제 7장 파압산정을 위한 파랑제원을 도출하는 자료로 활용되었다. 침하 자료는 방파제 케이슨 거치 후부터 케이슨 체체 상부에 대한 레벨측량 실측 계측 자료이다.

### 6.1 파랑

#### 6.1.1 관측

본 연구에 사용한 파고계 설치 지점은 Figure 6.1과 같이 서방파제로부터 외해측으로 500m 떨어진 지점이다.

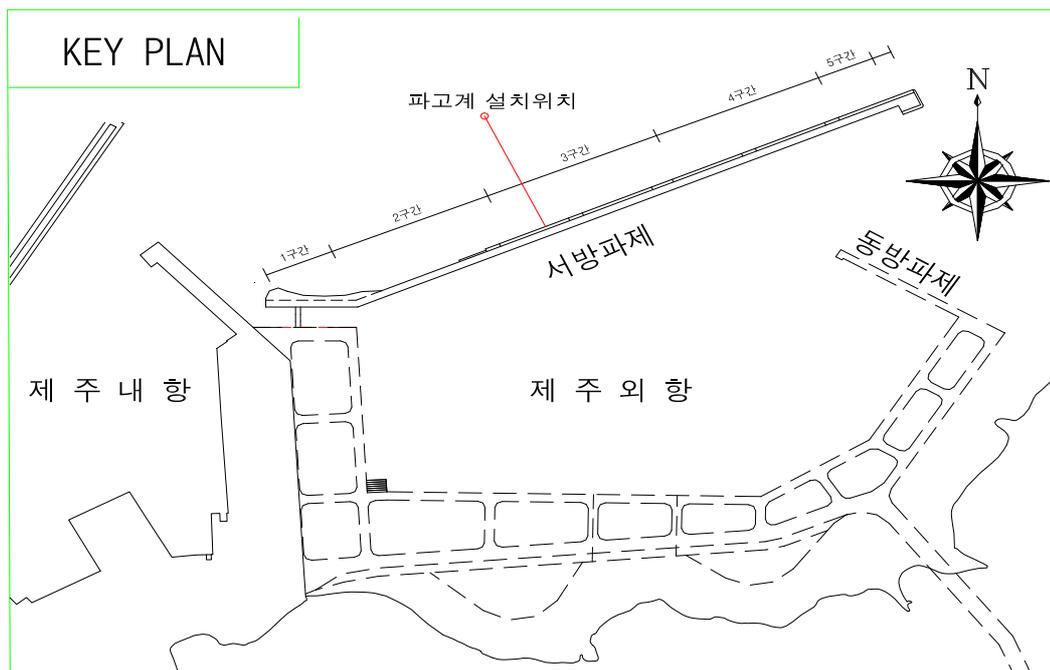


Figure 6.1 Installed location of wave gauges.

파고계측 시 파고계 위치가 방파제 체체에 너무 근접하여 위치하면 체체 반사의 영향이 포함되어 자료가 왜곡될 수 있고, 또 너무 멀리 떨어져 위치하게 되면 침하량 자료와의 연계성이 적어지는데, 본 현장의 파고 계측지점의 위치는 서방파제 전면 500m에 위치하여 체체에 의한 반사 등의 영향을 최소화하면서 침하량과의 상관에 유효한 자료로 활용이 가능한 것으로 판단되었다.

파고를 관측하기 위해 파고 및 파향관측이 가능한 수압식파고계 (self-recording wave gauge)가 사용되었다. 파고계는 WAVE HUTER 모델로 초음파식, 해저설치용 부의식 파향파고계다. 파고계의 사양은 사용수심 3~45m, 초음파주파수 200KHz, 유속 범위  $\pm 3\text{m/s}$ , 응답속도 40ms, 수압범위 0~5kg/cm<sup>2</sup>, 방위범위 0~359°, 수온 5~40°C, 측정시간 1~60분, 재질은 FRP이다. Figure 6.2는 해상부 파고계 개략설치도이며 Figure 6.3는 파고계 설치순서이다.

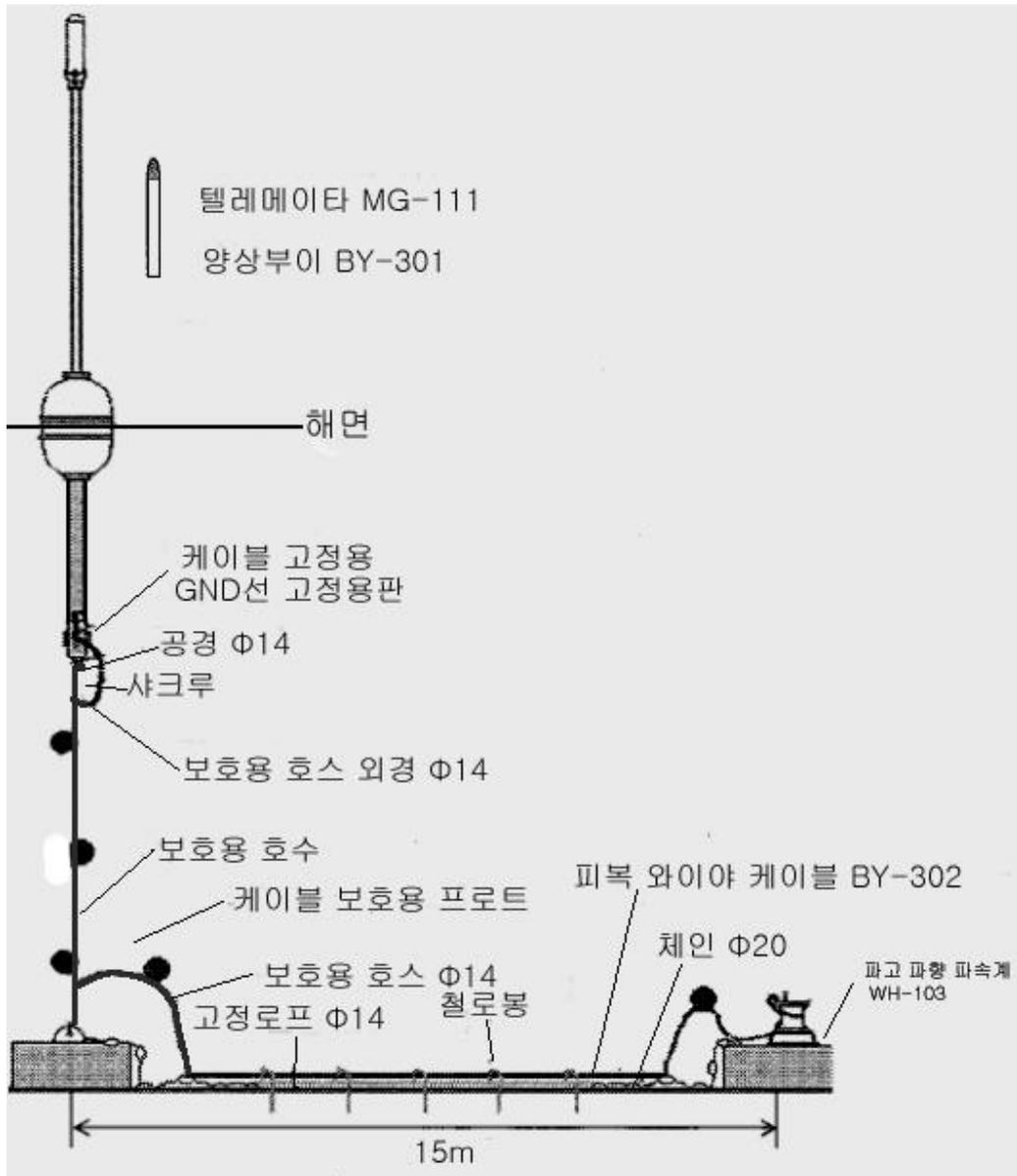


Figure 6.2 Wave gage setting figure.

부이는 신호용 피복 와이어 케이블외에 다른 보조 와이어(20mm)와 고정 로프(14mm)를 약 2m 간격으로 고정하여 싱카와 연결하였다.

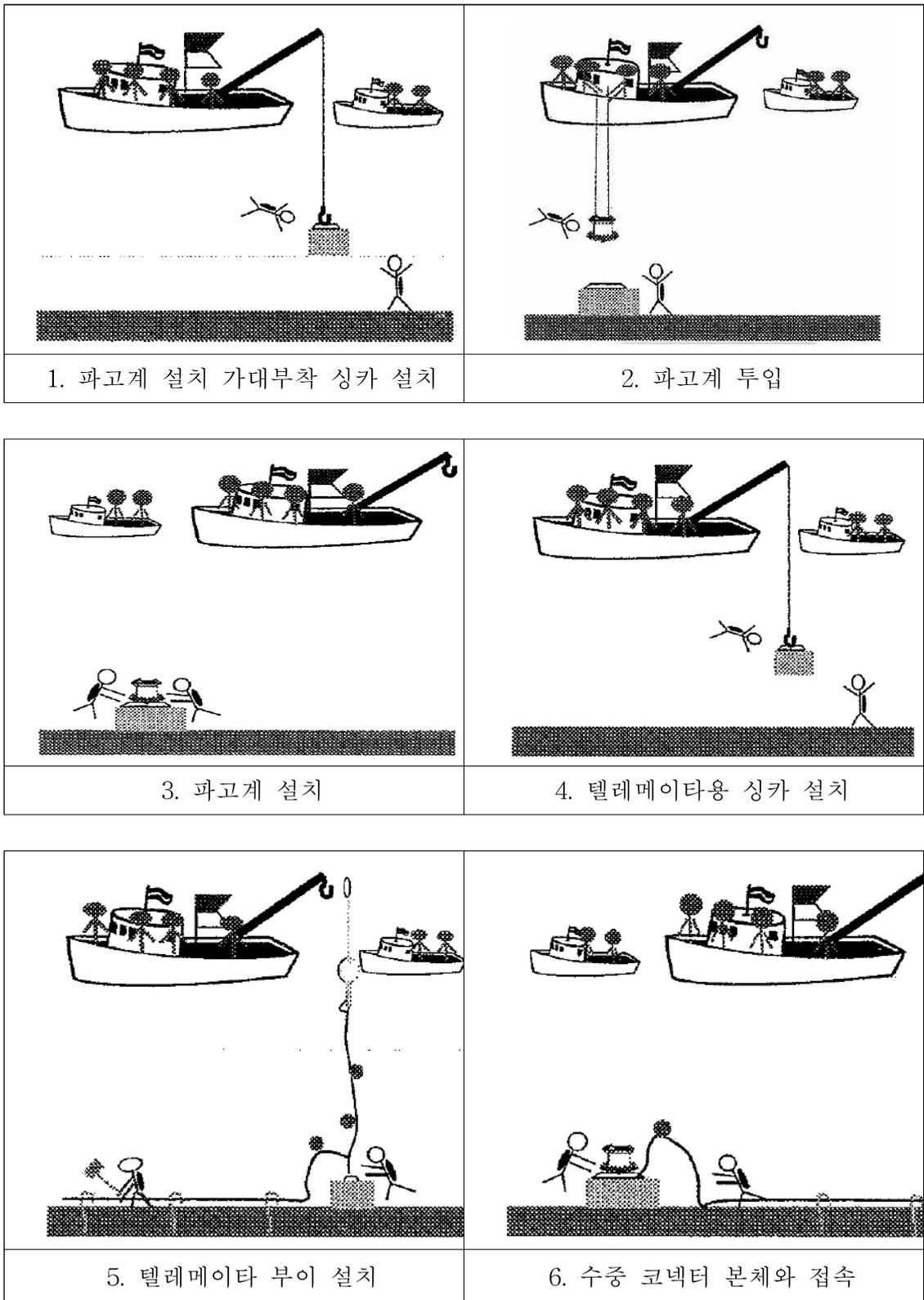


Figure 6.3 Wave gage installation processes.

파고 관측방법은 육상의 수신기에서 무선으로 접수한 파랑관측 자료를 현장 사무실에 설치된 PC에서 Data handling software에 의해 자료를 분석하고 분석된 자료는 15일마다 저장하여 제주지방해양수산청으로 이송하여 자료를 보관하게 된다.

### 6.1.2 관측결과

파고계는 제주외항 방파제 축조를 위해 2002년 12월부터 2010년 3월까지의 약 7년 10개월 동안 관측하였다. 파고계로부터 관측된 자료는 파고, 유속, 유향 및 파향, 수온 등이 매 2시간 마다 관측되었고 계측기간 동안 예기치 못한 큰 태풍과 폭풍 등이 발생하여 방파제 축조에 많은 영향을 미치기도 하였으며, 이러한 파의 영향으로 파고계가 파괴되거나 유실되는 경우도 발생하였다.

Figure 6.4는 이 기간 동안 파고계로부터 관측된 파고를 도시한 것이다. Figure에서 일부 자료가 제시되지 않은 부분이 있는데 이는 앞에서 설명한 바와 같이 파고계에 이상이 생겨 관측하지 못한 경우에 이러한 기간은 Figure에서 도시하지 않았고 Figure에 도시된 자료는 순수하게 제주외항에서 관측한 자료만을 사용하였다. Figure에서 파고가 10m 이상이 되는 경우가 3회 발생하고 있는 것으로 나타나며, 이는 2003년 9월 12일 발생한 태풍매미와 2007년 9월 16에 발생한 태풍나리, 즉 태풍에 의해서 9월에 각각 11.38m와 13.7m의 파고를 기록하였으며, 2005년 12월 21일에는 태풍과 관계없이 단지 풍랑에 의해 11.01m의 파고를 기록하는 기상을 나타내었다. Figure은 기상에 의한 제주도의 해양 특성을 잘 나타내고 있음을 보여 주고 있다. 그리고 Figure 6.5는 파고의 주기를 도시한 것이다.

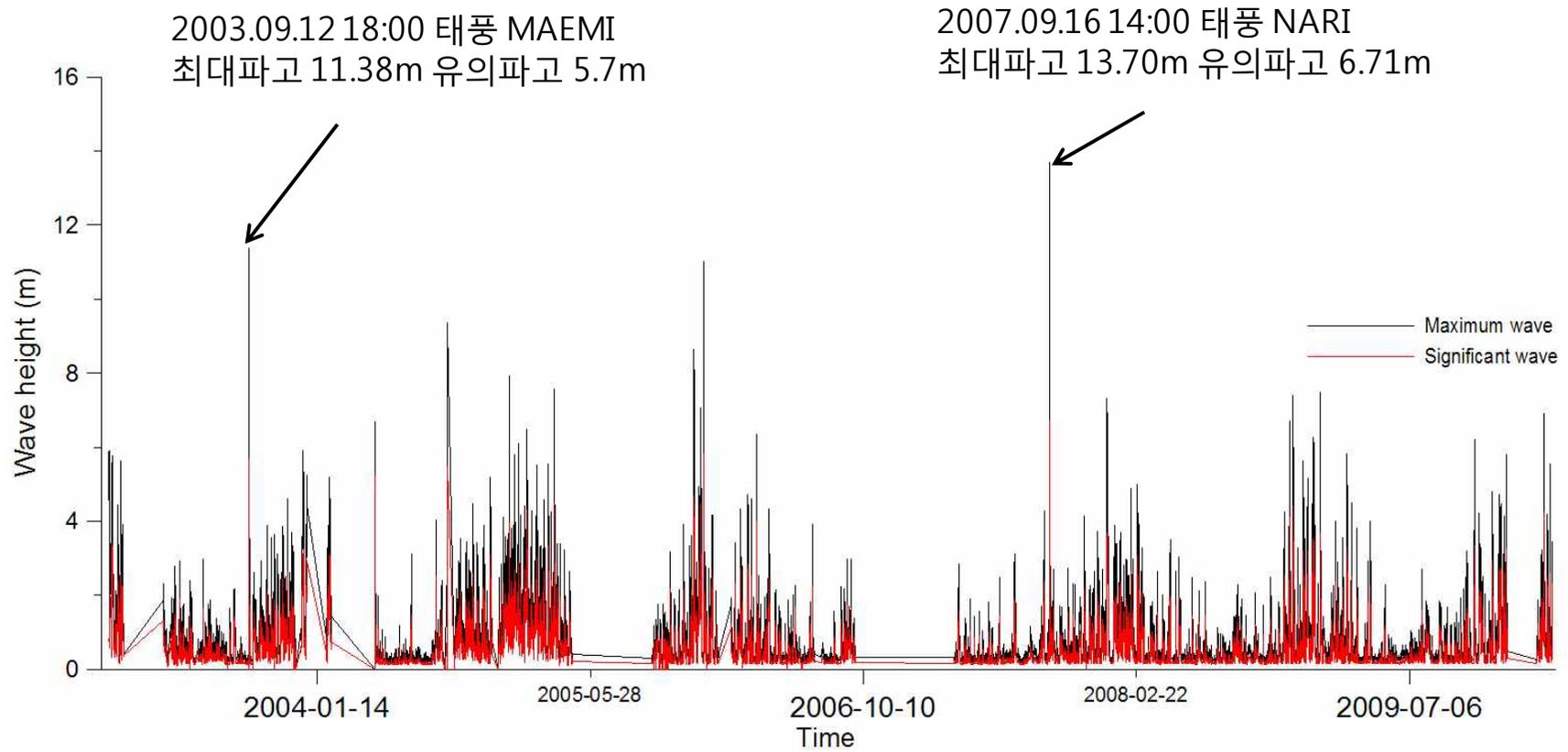


Figure 6.4 Wave height history : Maemi and Nari.

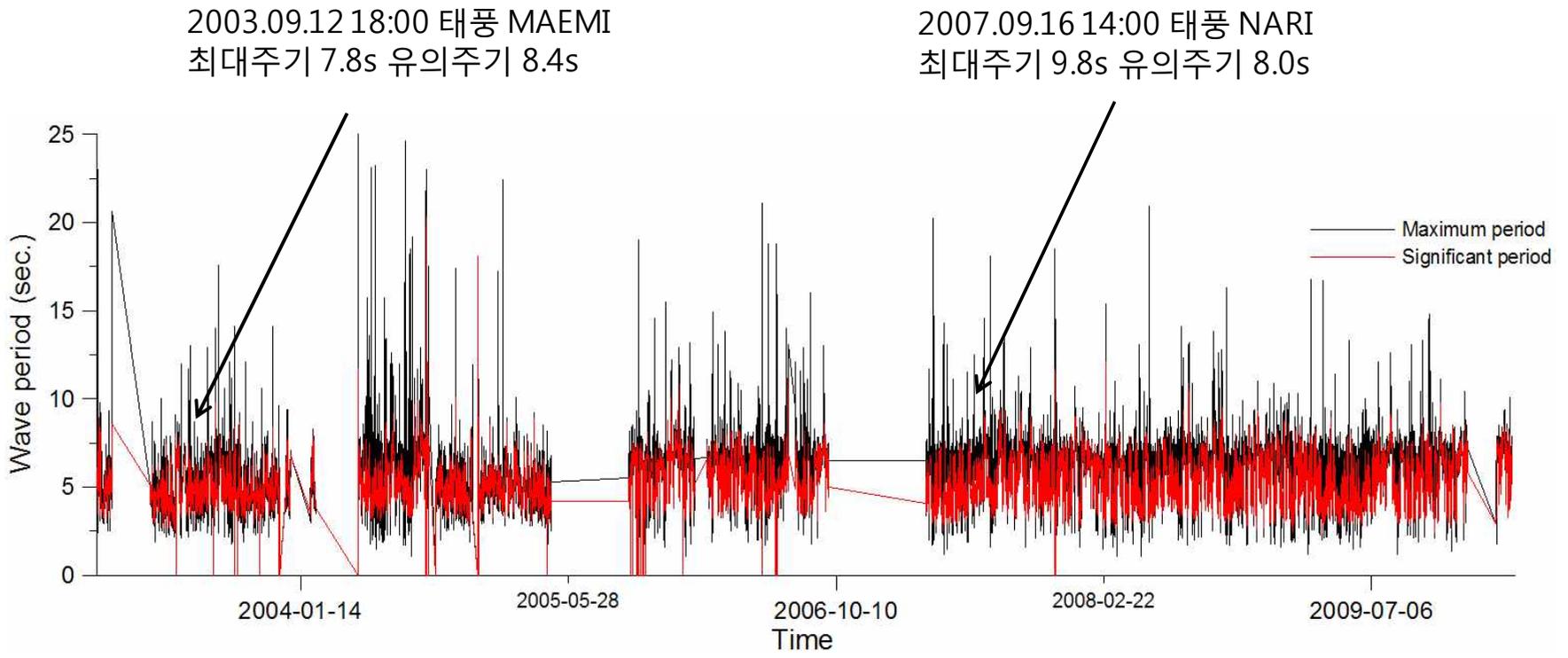


Figure 6.5 Wave period history : Maemi and Nari.

Table 6.1은 Figure 6.4에서 설명한 10m 이상의 파고를 나타낸 태풍과 폭풍의 정리한 결과다.

**Table 6.1 characteristic of storm surge**

발생일	태풍명		최저기압	최대풍속		순간최대풍속	
				풍향	풍속 (m/sec.)	풍향	풍속 (m/sec.)
2003.09.12	0314	MAEMI	974.0	NW	39.5	NW	60.0
2005.12.21		풍랑경보	1018.1	NW	16.2	NNW	27.5
2007.09.16	0711	NARI	979.0	NE	24.8	NE	36.1

Table 6.2는 파가 방파제에 미치는 영향을 검토하기 위하여 관측된 기간 동안 최고파고의 높이가 5m 이상인 경우에 계측된 자료를 정리한 것이다. 표에서 제시된 파고는 하루에 계측된 5m 이상의 파고들 중 최고 높은 파고를 정리한 것이고 풍랑이 2 ~ 3일 연속적으로 계속 작용한 날은 이들 기간 중 최고의 값을 나타내는 시간에 한해서만 정리한 것이다.

표에서 보는 바와 같이 약 7년 10개월의 기간 동안 5m이상의 파고를 보이는 태풍이나 풍랑은 총32회가 발생하였다. 그리고 파고가 최고를 높게 나온 것은 태풍나리 때의 파고가 13.7m까지 발생하였으며, 풍랑 중에서는 2005년 12월 21에 발생한 11.01m이었고 파고가 7m를 초과한 경우는 10회가 발생한 것으로 나타나고 있다. 단 여기서 파고계에 문제가 발생하여 계측하지 못한 경우는 포함하지 못하였음을 다시 한 번 밝혀두는 바이다.

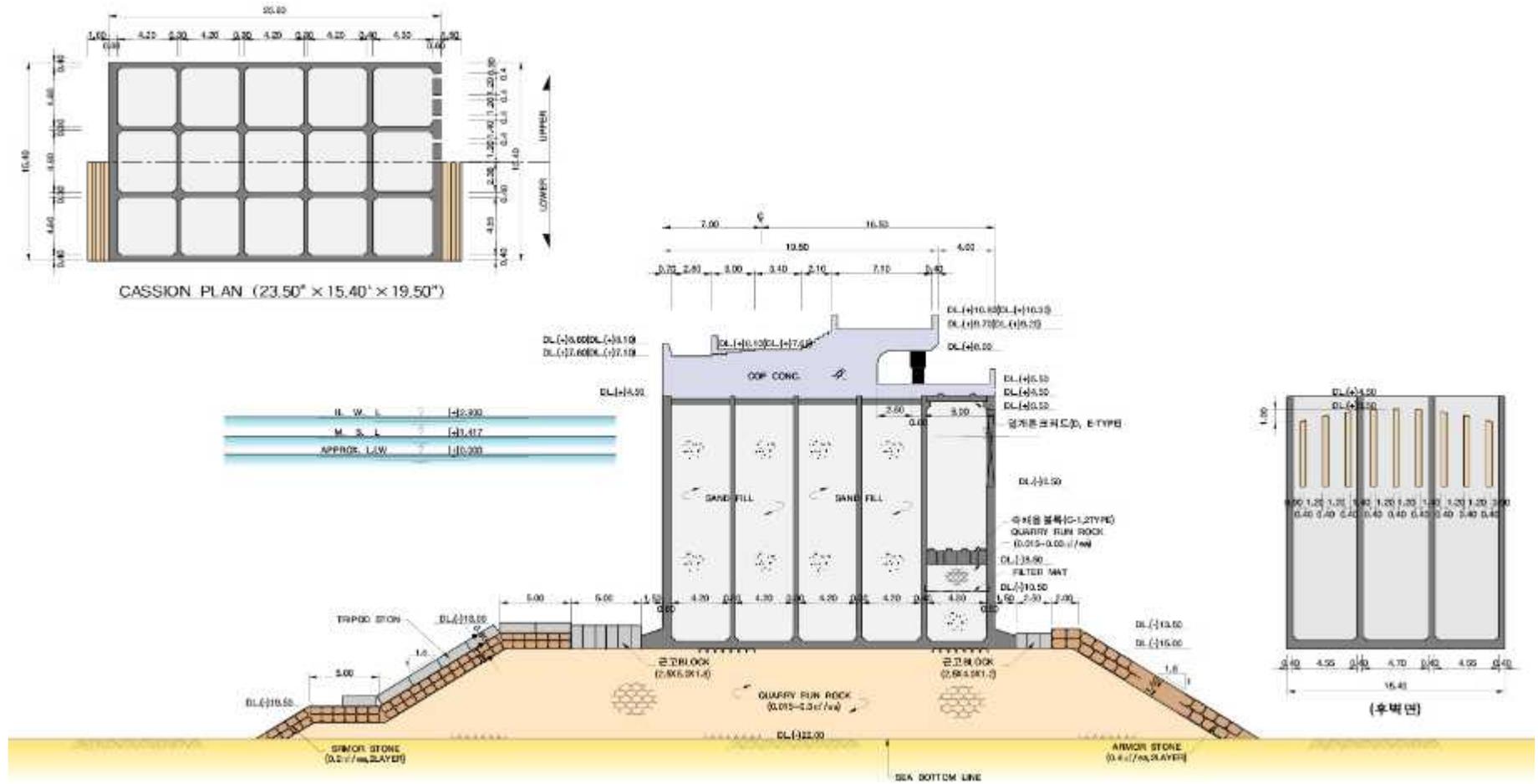
Table 6.2 Wave characteristic

날짜	시간	최고 파고 (m)	최고파 주기(s)	유의 파고 (m)	유의파 주기 (s)	유속 (m/s)	유향	파향	수온 (°C)
02.12.30	0:00	5.91	5.6	0.80	4.5	0.05	NNW	SW	16.0
03.01.05	8:00	5.76	7.3	3.12	7.0	0.07	NW	NNW	14.7
03.01.20	18:00	5.63	9.3	2.55	6.4	0.13	N	NNW	14.5
03.09.12 태풍매미	18:00	11.38	7.8	5.70	8.4	0.08	WSW	N	21.2
03.12.19	12:00	5.90	6.5	3.01	6.6	0.06	N	NNW	15.3
03.12.26	20:00	5.23	5.8	2.61	6.5	0.07	NNE	NW	15.8
04.02.05	4:00	5.18	6.7	3.03	7.2	0.11	N	NNW	14.0
04.11.26	18:00	5.20	8	3.08	7.7	0.12	NW	NW	18.7
04.12.31	20:00	7.91	8	3.97	8.5	0.11	NNW	NW	15.3
05.01.16	8:00	6.10	17.2	2.88	6.8	0.23	N	NW	15.0
05.02.01	2:00	6.49	8.2	4.30	8.6	0.02	N	NW	14.7
05.02.19	18:00	5.53	6.3	3.02	7.2	0.06	NW	NW	13.4
05.03.12	6:00	5.56	5.9	3.09	7.1	0.15	NNW	NW	13.1
05.03.24	18:00	7.57	7.1	4.51	8.9	0.08	WNW	NW	13.3
05.12.04	18:00	8.64	11.6	4.60	9.9	0.11	WNW	NW	18.7
05.12.17	20:00	7.07	9.1	4.46	9.3	0.16	WSW	NW	15.5
05.12.21 폭풍경보	22:00	11.01	9.7	5.50	10.4	0.07	WNW	NW	16.3
06.03.28	16:00	6.35	7.2	4.00	7.7	0.05	NW	NW	15.3
07.09.16 태풍나리	14:00	13.70	9.8	6.50	8.0	0.08	WNW	WSW	22.7
07.12.30	18:00	7.31	10.7	3.42	9.0	0.06	NE	NW	16.2
08.02.23	20:00	5.00	7.2	3.07	7.5	0.17	W	NW	14.0
08.11.28	6:00	6.71	7.4	4.10	8.6	0.05	NNE	NW	18.7
08.12.05	12:00	7.41	9.5	4.42	9.2	0.01	ESE	NW	18.5
08.12.22	8:00	5.64	9.2	3.19	8.4	0.03	WNW	NW	16.7
09.01.01	8:00	5.15	7.8	3.20	7.5	0.11	WSW	NNW	15.9
09.01.10	4:00	6.28	8.2	3.52	7.8	0.06	WSW	NNW	15.0
09.01.23	16:00	7.49	7.9	3.43	8.1	0.08	SW	NW	14.4
09.03.13	20:00	5.83	7.3	3.32	7.3	0.09	WSW	NNW	14.2
09.11.02	16:00	5.69	7.6	3.22	8.1	0.02	W	NW	20.0
09.12.31	6:00	5.79	7.3	3.06	7.4	0.14	W	NW	15.6
10.03.10	0:00	6.89	7.5	3.89	7.7	0.07	S	NW	13.3
10.03.21	10:00	5.54	9.3	2.58	7.7	0.14	SW	NW	14.0

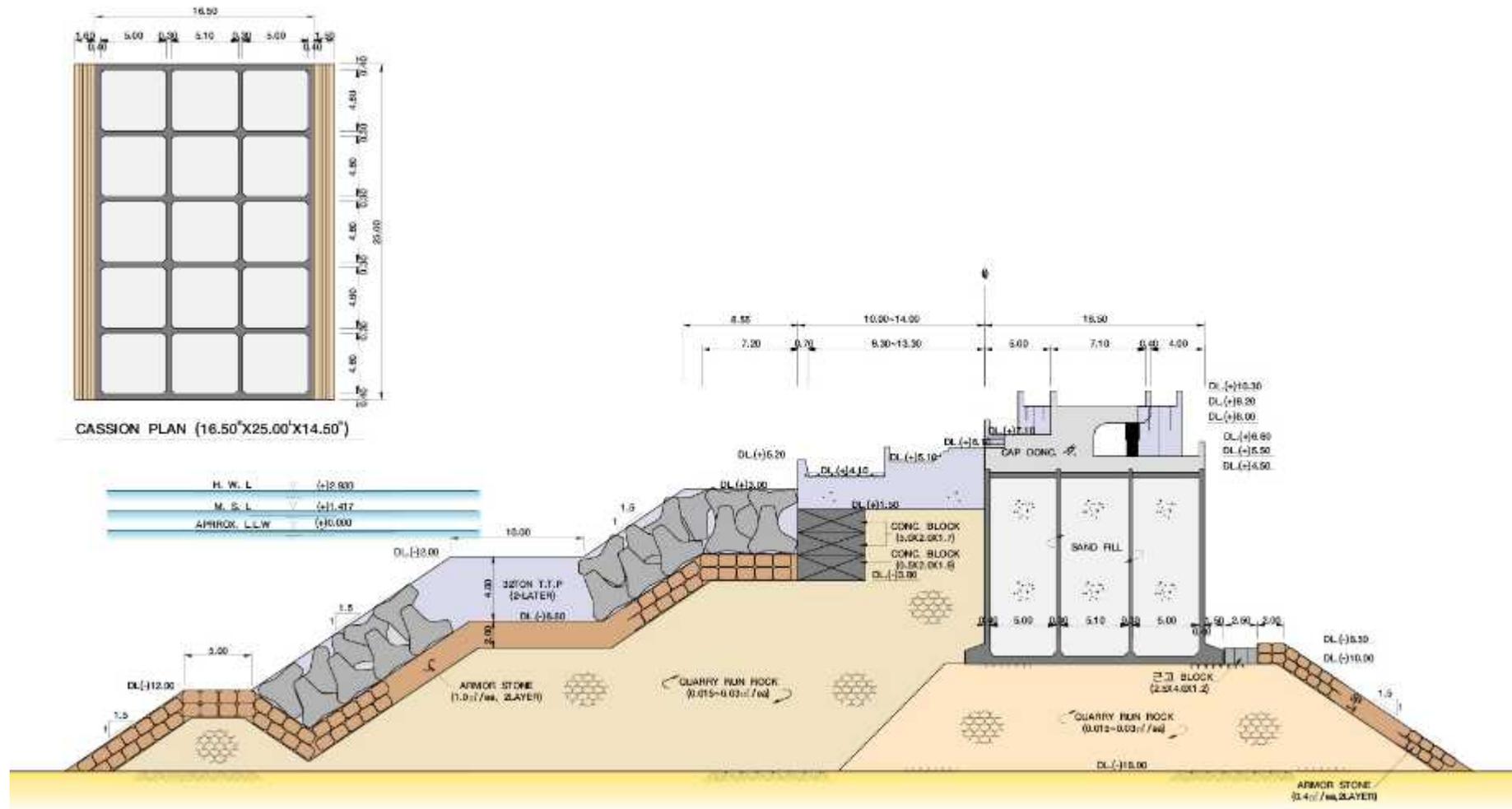
## 6.2. 케이슨 침하

### 6.2.1 계측방법

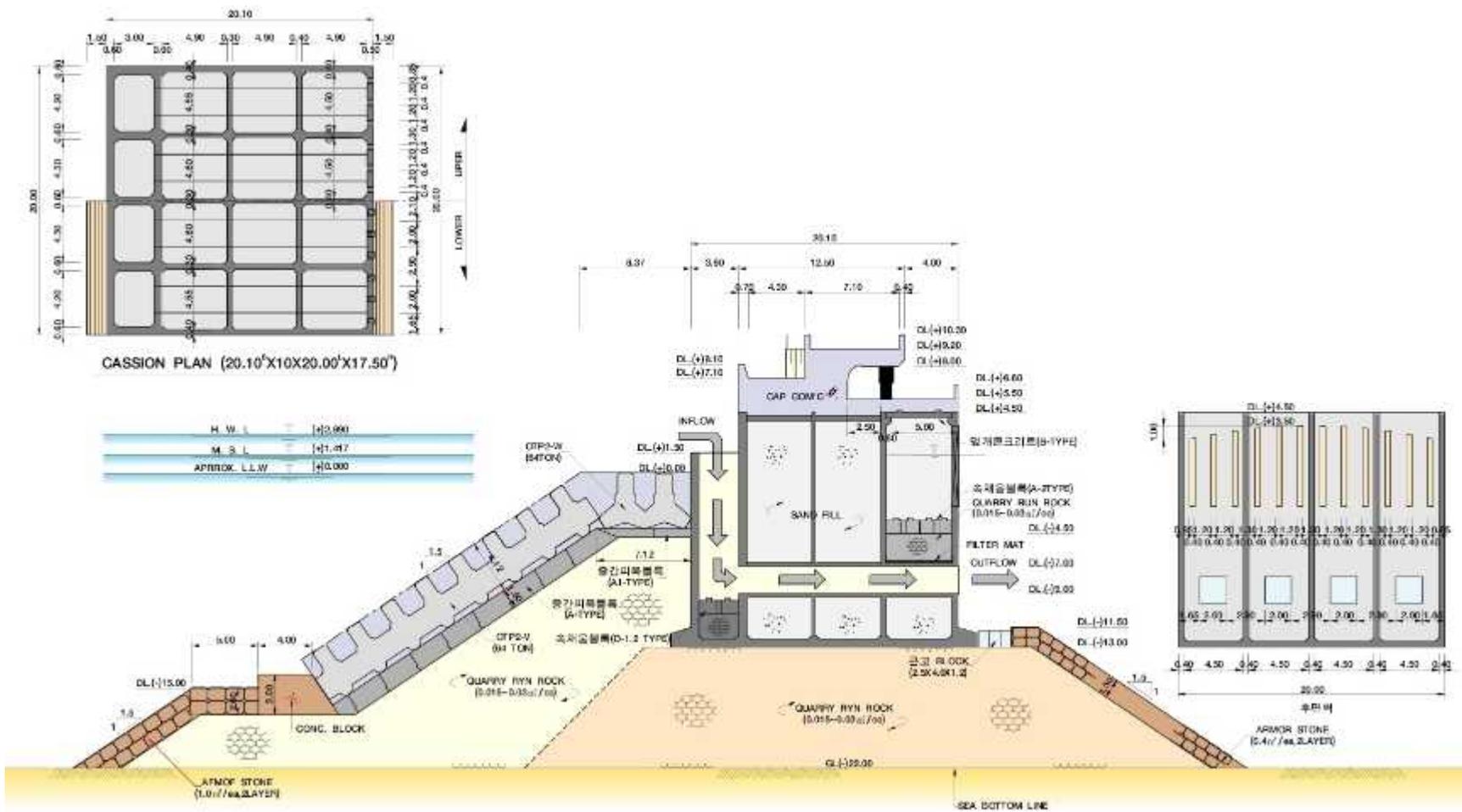
방파제 축조 공사 시 해상에 설치된 케이슨이 충분히 안정화 되었는지 여부를 판단하는 것이 매우 중요하다. 따라서 케이슨 거치 후 케이슨의 침하 변형에 대한 계측을 계획하였다. 케이슨의 침하 변형에 대한 정확한 계측을 위해서는 케이슨 하부에 침하계를 설치하여 지반 침하를 분석하고 케이슨 상부의 변형에 대한 레벨측량을 병행하는 것이 계측결과에 대한 상호보완을 하는 좋은 방법이라고 할 수 있으나 제주 외항의 경우 케이슨 하부 침하계 설치가 이루어 지지 않아 단지 레벨측량에 의한 방법만을 사용하였다. Figure 6.6는 제주외항에 설치되는 케이슨 모식도이다. 정확한 레벨측량을 실시하기 위해 Figure 6.7의 레벨측량 위치도에 도시된 국립해양조사원 제주 TBM(No.7)을 케이슨 측량기준점으로 삼고 케이슨이 거치되는 순간부터 침하를 측정하기 시작하였다. 그리고 본 연구에 사용된 케이슨은 Figure에서 나오는 서방파제 부분이 되겠다. 서방파제에는 총84개의 케이슨이 소요되었는데, 케이슨의 설치 순서는 서방파제의 서쪽에서부터 5번째에 있는 No.5가 가장 먼저 거치가 되었고 그 다음은 가장 서쪽에 위치하는 No. 1, 2, 3, 4를 설치하여 No.5와 연결하였고 No.6부터는 번호순서대로 동쪽으로 거치되었다. 제주 외항 서방파제에 사용된 케이슨은 무공케이슨과 곡면슬리트 케이슨, 확폭 슬리트 케이슨, 그리고 이형 곡면 슬리트 케이슨의 4가지로 분류할 수 있다. 케이슨 종류별 거치 순서를 살펴보면 서방파제의 가장 서쪽 부분에 19개의 무공케이슨을 거치하였고, 그 다음으로 No.20과 21의 확폭 슬리트 케이슨 2개가 거치되었으며, 다음은 No.22에서 No.31까지의 곡면 슬리트 케이슨이 거치되었고, 다시 No.32와 33의 확폭 슬리트 케이슨 2개가 거치되었다. 여기서 다시 곡면 슬리트 케이슨이 No.34에서 No.43, No.47에서 No.56, No.59에서 No.68, No.71에서 No.79가 거치되었고 곡면 슬리트 케이슨 사이에 확폭 슬리트 케이슨이 No.44, 45, 46, 57, 58, 69, 70이 거치되었으며, 마지막으로 서방파제의 동쪽 끝부분을 완성하기 위하여 이형 곡면 슬리트가 No.79에서 84까지 거치되었다. 제주외항 서방파제에 사용된 케이슨은 무공케이슨이 19개, 곡면 슬리트 케이슨이 48개, 확폭 슬리트 케이슨이 11개, 이형 곡면 슬리트가 6개, 총84개의 케이슨이 사용되었다.



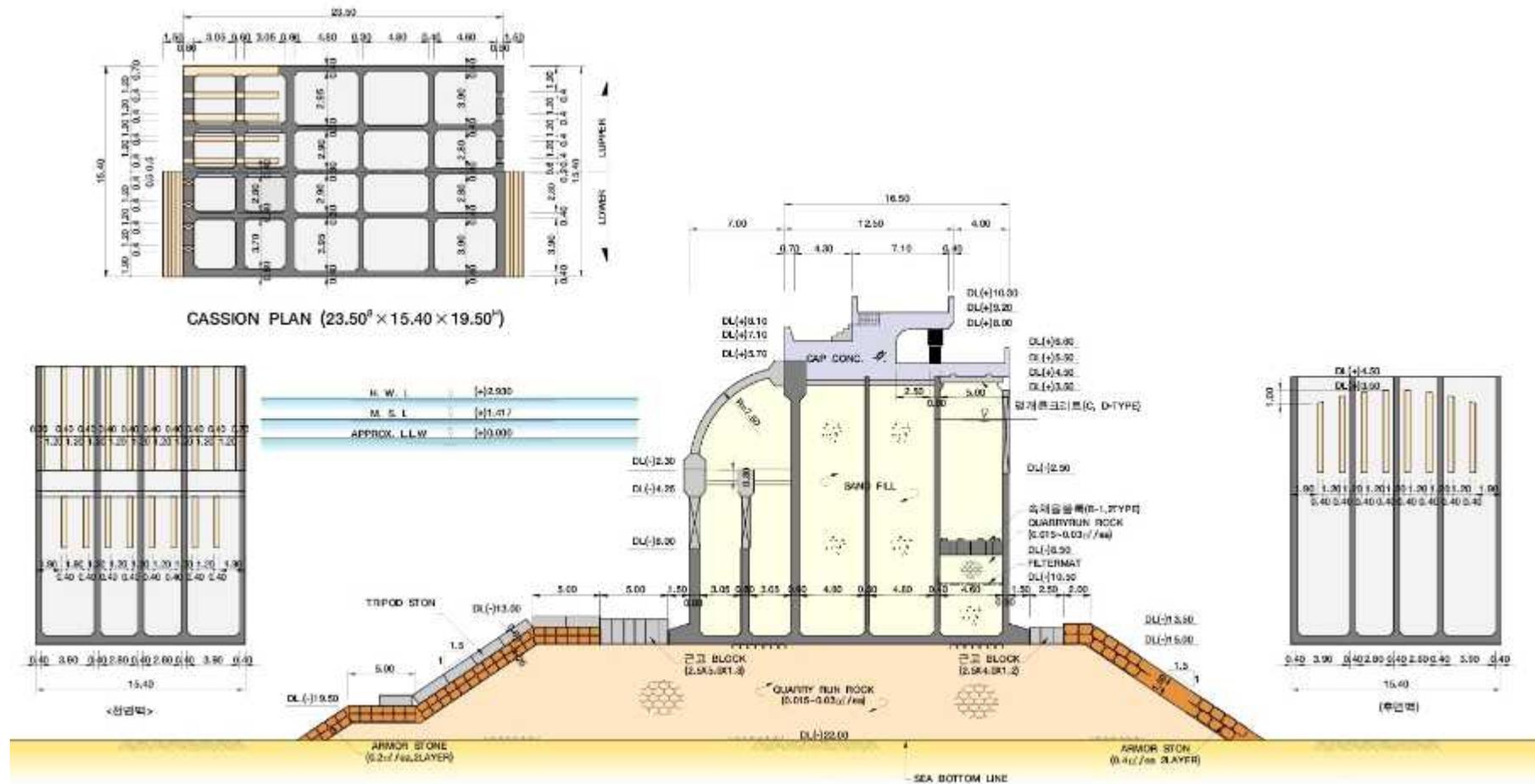
(a) Caisson figure 1 for Jeju Harbor.



(b) Caisson figure 2 for Jeju Harbor.



(c) Water exchange model in caisson.



(d) Curve slit caisson

Figure 6.6 Caisson model of Jeju harbor.

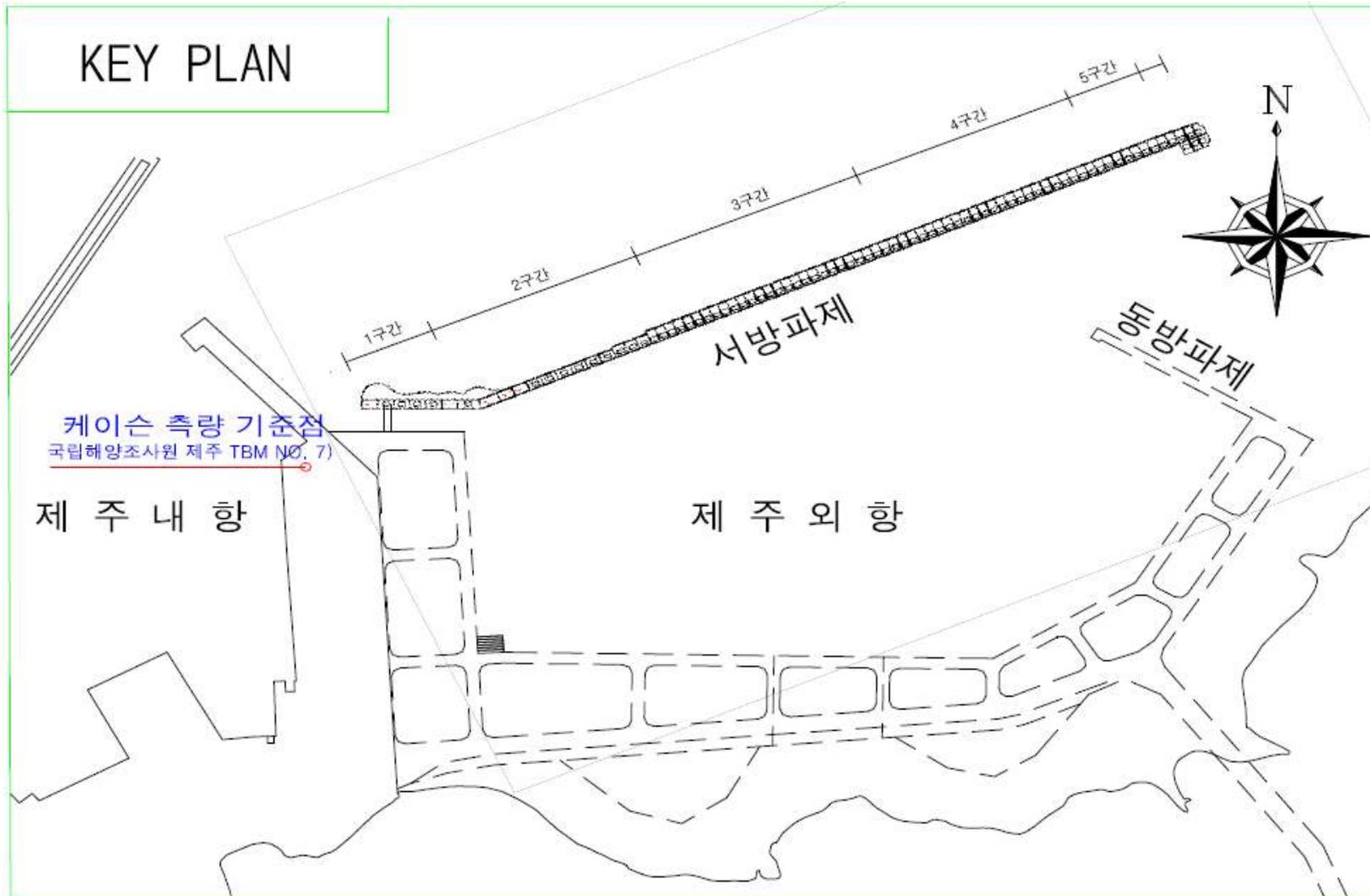


Figure 6.7 Observed reference surveying positions through level surveying.

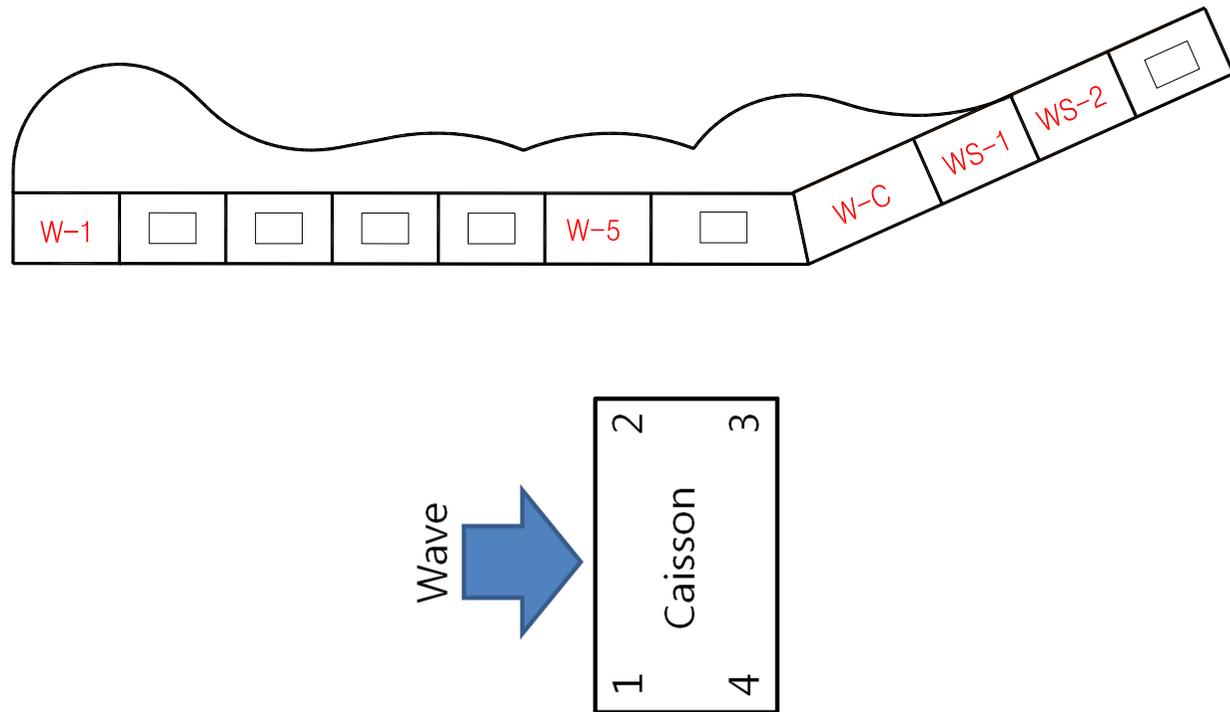


Figure 6.8 Measured position of settlement.

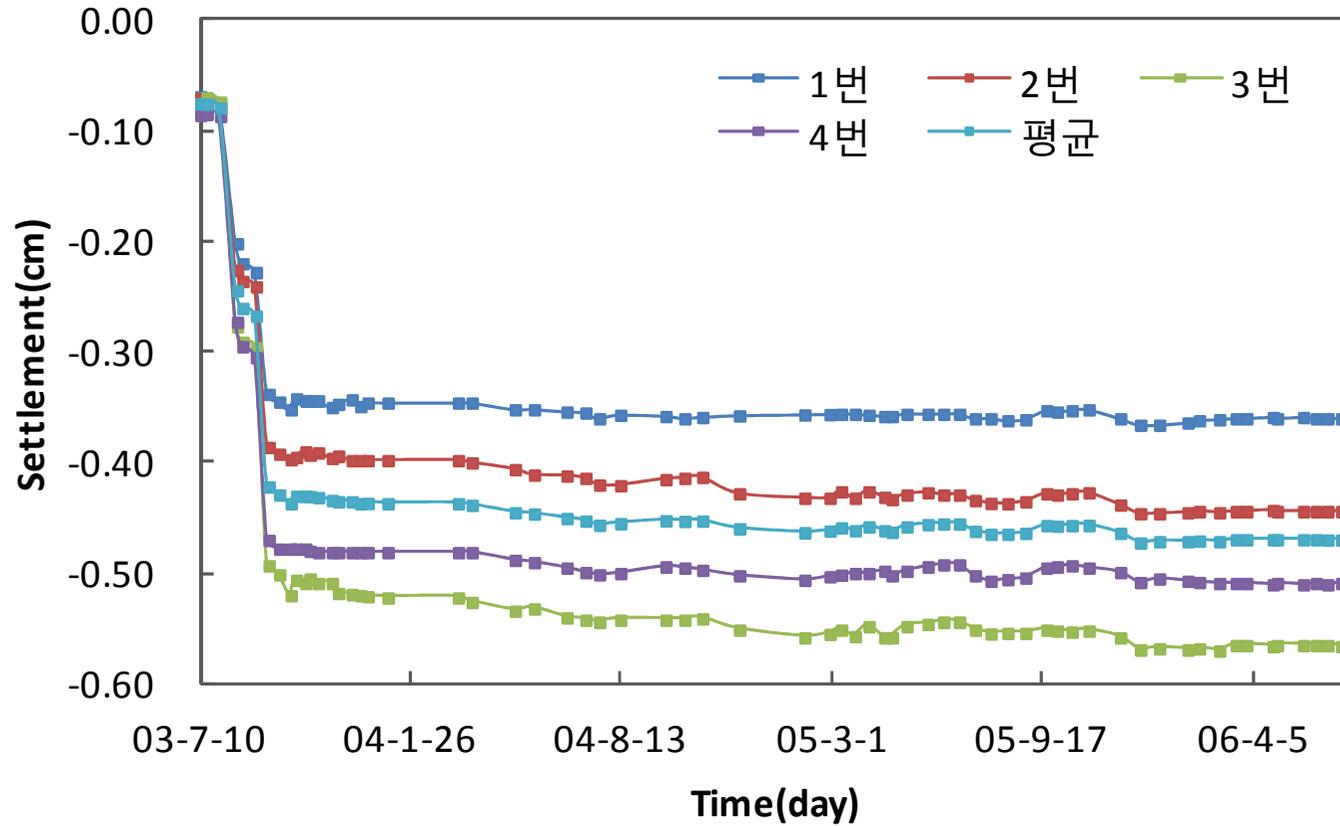


Figure 6.9 Time-settlement graph : No.8.

Figure 6.8은 Figure 6.7에 도시된 서방파제의 시작부분을 확대하여 도시한 것이고 케이슨의 침하계측은 각 케이슨의 바다쪽에 위치하는 모서리로부터 번호를 1에서 4까지 부여하여 각 모서리에 대한 침하량을 측정하였다.

Figure 6.9는 No.5 케이슨에 대한 4개의 모서리에서 측정된 침하량 값을 각각 도시한 것이다. 그러나 제주 서방파제는 84개의 케이슨이 있고 각 케이슨에 4개씩의 모서리에 대한 계측 결과가 있어 본 연구에서는 Figure에서와 같이 이들 4개의 모서리에 대한 계측값의 평균을 분석에 사용하였다. 그리고 침하량을 침하계가 없이 단지 레벨측량에 의해서만 실시한 관계로 레벨측량에서 발생하는 오차에 대한 보정을 할 수가 없어, 연구의 중점을 계측에서 측정된 침하량 보다 침하가 발생하는 경향에 대한 거동 분석과 침하가 발생한 시점에 중점을 두고자 한다.

### 6.2.2 침하계측결과

Figure 6.10은 제주도 외항 서방파제에 거치된 84개의 케이슨에 대한 침하를 케이슨의 거치시점과 형태에 따라 5가지로 분류하여 도시하였다. 그리고 Figure에 도시된 연직선은 Table 6.2에 열거한 최고파고가 5m이상 발생한 파고들 중 케이슨 침하에 많은 영향을 미친 것으로 보이는 파고가 발생한 날을 표시한 선으로 이들을 정리하면 Table 6.3과 같다.

**Table 6.3 Wave characteristics related to caisson movements**

날짜	시간	최고파고(m)	유의파주기(s)	유속(m/s)	유향	파향	비고
03.09.12	18:00	11.38	8.4	0.08	WSW	N	태풍매미
03.12.19	12:00	5.90	6.6	0.06	N	NNW	
04.12.31	20:00	7.91	8.5	0.11	NNW	NW	
05.03.24	18:00	7.57	8.9	0.08	WNW	NW	
05.12.04	18:00	8.64	9.9	0.11	WNW	NW	
05.12.21	22:00	11.01	10.4	0.07	WNW	NW	
06.03.28	16:00	6.35	7.7	0.05	NW	NW	
07.09.16	14:00	13.70	8.0	0.08	WNW	WSW	태풍나리

Figure 6.10(a)와 Figure 6.10(b)는 제주 외항 방파제의 가장 서쪽에 거치된 19개의 무공케이슨에 대한 침하를 도시하였다. 이들 Figure은 태풍매미가 발생한 2003년 9월 12일을 기준으로 태풍 발생 전에 거치된 No.1에서 No.10 까지의 케이슨을 Figure 6.10(a)에 도시하였고, 태풍매미 이후에 거치한 No.11에서 No.19까지는 Figure 6.10(b)에 도시하였다.

Figure 6.10(a)를 살펴보면 케이슨의 침하는 각각이 차이는 있지만 거치 후 일정량의 침하를 보이다가 파고가 11.38m를 보인 태풍매미가 작용한 시점에 많은 침하를 보이고 있다. 태풍 매미 이후에는 약간의 차이는 있지만 시간이 지남에 따라 아주 완만한 경사를 보이고 있다. Table 6.2에 나타난 바와 같이 제주 외항 서방파제 전면부에서 측정한 자료에 의하면 태풍 매미 이후에도 5m 이상의 파고가 14회 발생하였다. 그러나 이 시점의 파들은 파고가 매미 보다 낮은 파를 보이고 있고, 매미 이후의 침하 경향을 살펴보면 파에 의해서 발생한 침하라고 판단할 만한 특별한 파를 구별하기가 어려웠다. 단지 태풍 매미와 비교해 조금 작지만 거의 비슷한 11.01m의 파고를 기록한 2005년 12월 21일의 풍랑에 대해서는 약 5개 정도의 케이슨에서 약간의 침하가 발생한 것으로 나타나고 있다. 이것은 케이슨 하부지반에서는 11.35m의 파고에 의해 발생한 힘에 대해서는 응력이력이 발생하여 더 이상의 추가적인 침하는 보이지 않는 것이라 할 수 있다.

한편제주외항은 III장의 제주도 모래특성에 대해 언급한 내용중 규산염 모래와 탄산염 모래가 혼재한 지역으로써, 태풍 매미 이후 2003년 10월부터 2006년 7월 까지 발생하고 있는 완만한 침하는 다른 현상으로는 설명하기 힘들고 제주도 패류성 모래에 의한 탄산염 침하 특성이라고 할 수 있겠다.

Figure 6.10(b)는 태풍 매미 이후에 거치된 No.10에서 No.19까지의 무공케이슨에 대한 침하를 도시한 것이다. 2004년 10월경부터 거치되기 시작한 케이슨은 2005년 1월경까지는 각각 경사에 차이는 보이고 있지만 지속적인 침하를 보이다가 2005년 3월 24일경 무렵에 급격한 침하가 보이는 것으로 나타나고 있다. 즉 이 시점까지의 침하는 약 1년에서 1년 6개월 동안 발생한 모래의 탄성침하와 제주도 모래의 특성에 의한 탄산염 침하 그리고 거치된 케이슨에 단정적으로 구분할 수는 없지만 지속적으로 작용하는 파에 의한 침하가 복합된 형태로 나타나 지반이 안정화되는 경향을 보이는 침하형태를 보였다. 즉 이것은 우리가 말하는

즉시침하는 하중작용 이후 단시간 내에 발생하는 것으로 이해하고 있지만 제주 외항의 경우 초기 침하형태가 약 1년에서 1년 6개월 동안 발생하였는데 이는 모래에서 발생하는 즉시침하와 파압에 의해 전달되어 지는 하중에 의한 침하, 그리고 제주도 지역특성에 의한 탄산염 침하가 복합적으로 발생하여 초기침하가 장시간 동안 발생한 것으로 추측된다. 만일 Figure(a)에서와 같이 케이슨 거치후 빠른 시간 내에 큰 파도가 방파제에 작용하였다면 초기 침하가 지금의 경우와 같이 1년에서 1년 6개월이나 소요되지 않았겠지만 이번 Figure(b)의 경우는 Figure(a)와 달리 11m 이상이 되는 파도가 오는 기간이 길었던 관계로 초기 침하량이 발생하는 기간이 길었던 것으로 추정된다. 하지만 2005년 3월 24일 발생한 7.57m를 보인 파고에 의해 침하의 거동경향을 달리하는 급격한 침하가 발생하였다. 그리고 다시 완만한 경사를 보이다가 2005년 7월경에 급격한 침하를 보이는데 이 부분에 대한 파고의 자료는 설치된 파고계의 유실에 의해서 해양의 상태를 설명할 수는 없지만 파에 의한 침하라고 유추할 수 있는 침하가 발생하였음을 알 수 있다. 마지막으로 2005년 12월경에 발생한 침하로 2005년 12월에는 파고가 8.64m, 7.07m, 11.01m 되는 풍랑이 3번이나 발생하였으며 이때도 많은 침하를 보이고 있다. 이 이외의 시간에는 아주 완만한 형태의 침하를 보이는 것으로 나타나고 있는데 이것은 제주지역 모래의 탄산염 특성에 의한 것으로 추정된다.

Figure 6.10(c)는 48개의 곡면 슬리트 케이슨에 대한 침하량을 도시한 것이다. 곡면 슬리트 케이슨이 거치된 시점은 2004년 9월부터 2008년 1월까지이고 거치후 계측기간은 길게는 약 2년 1개월에서 짧게는 약 85일까지로 현장 사정에 따라 많은 차이를 보이고 있다. 우선 이들 케이슨 중 거치시점이 가장 빠르고 No.22에서 No.29 케이슨의 경우는 2005년 12월 21일 발생한 11.01m의 최고파고가 발생하기 이전에 거치된 지역이다. 가장 먼저 거치된 No.22의 경우는 거치 이후 탄성침하가 발생하였고 2004년 12월 31일 경에는 7.91m의 파고에 의한 침하가 발생하였음을 볼 수 있다.

그리고 2005년 3월 24일에 발생한 7.57m의 풍랑에 의한 파고에 대해서는 약간의 침하를 보이고 있지만 앞의 7.91m 파고에 비해서는 적은 양의 파고를 보이고 있다. 이에 비해 7.91m 파고를 경험하지 않은 No.23, 24, 25, 26 케이슨의 경

우는 2005년 3월 24일 발생한 7.57m의 파고에 의해 많은 침하량을 보이고 있음을 알 수 있다. 이는 No.22 케이슨의 경우는 이미 7.91m의 파고에 의해 발행하는 만큼의 힘에 대한 응력이력이 발생하여 이미 항복면이 상당히 확장된 상태라 볼 수 있어 7.57m의 파고에 대해서는 약간의 변형만을 보이는 반면 No.23에서 No.26 케이슨의 경우 7.57m의 파고가 처음 받아보는 하중 즉 응력이력이 없는 상태라서 많은 침하량을 보이게 되었다.

한편 No.22에서 No.26의 케이슨은 2005년 7월경에 앞의 Figure(b)에서와 같이 약간의 침하가 발생함을 볼 수 있으나 이 시기에는 파고계의 유실로 인해 파고를 측정하지 못한 관계로 정확한 설명은 할 수 없지만 당시 큰 풍량이 발생하였을 가능성을 추측할 수 있다. 또한 2005년 12월 8.64m, 7.07m, 11.01m라는 큰 3개의 파고를 발생시킨 시기에 이들 케이슨은 많은 침하가 발생함을 알 수 있다.

이 시점은 케이슨이 거치된 후 약 1년에서 1년 3개월이 지난 시간이다. 그렇지만 케이슨 하부에 위치하고 있는 지반에서는 이러한 하중에 대한 항복면이 형성되어 있지 않아 새로운 하중에 대한 항복면이 확장되며 침하가 발생함을 알 수 있다. 그리고 No.27, 28, 29의 경우는 앞에서 설명한 7.91m나 7.57m의 파고에 대한 경험이 없는 상태에서 2005년 12월경 발생한 최대 11.01m의 파고에 의해 급격한 침하가 발생하게 됨을 볼 수 있다.

이들 No.22에서 No.28 케이슨은 11.01m 파고 이후에는 완만한 경사를 보이는 침하를 보이고 있는데 침하에 대한 계측이 완료된 시점이 더 이상의 침하가 발생하지 않는다고 자신할 수 없으며 특히 제주도 모래의 특질에 의한 탄산염 침하는 아직도 잔존하고 있을 가능성에 대해서는 배제할 수 없다.

한편 No.29 케이슨의 경우는 2005년 10월에 거치되자 이어서 2005년 12월의 풍량을 맞아 많은 침하를 보이고 이어서 2006년 11월경에도 파의 영향에 의한 침하가 발생한 것으로 추정되는 침하가 발생하였으나 이 기간 또한 파고계에 손상이 발생하여 측정을 하지 못한 아쉬운 점이 있다. 하지만 거치기간이 약 1년 2개월이 지난 2007년 1월 이후에도 침하곡선의 경향이 탄산염에 의한 지속적인 침하 가능성을 내포하고 있는 것을 볼 수 있다.

2006년 11월경의 침하는 11.01m의 파고 이후에 거치된 No.30, 31, 34 케이슨에서도 볼 수 있다. 곡면 슬레이트 케이슨의 경우 No.22에서 No.34 사이에 있는

케이슨 거치 기간이 약1년 가까이에서 1년 이상 거치되어 있었고 거치기간 동안에 본 연구의 중점 사항인 파에 의한 침하에 대한 분석을 위한 유의할 만한 파가 작용하여 침하량과 파를 비교하며 분석이 가능하였다. 그러나 나머지 No.35에서 No.78 까지의 곡면 슬리트 케이슨의 경우는 모두 8개월 이하의 기간에 대한 침하기록으로 인해 분석이 어려운 점이 있었다.

이들 중 No.35에서 No.43 까지의 케이슨에 대한 거치일자와 계측기간을 살펴보면 우선 No.35 케이슨은 2006년 11월 29일 거치되었으며 침하에 대한 계측은 2007년 7월 3일 까지 실시하였다. 그리고 No.43 케이슨은 2007년 3월 21일 거치되었고 2008년 8월 23일 까지 계측이 이루어졌다. 따라서 이들 케이슨이 거치된 이후 계측기간 동안에는 특이한 사항이 있을 만한 풍랑을 표5.2에서 보는 바와 같이 발견할 수 없었고 Figure에서도 약 1~2개월 이내에 침하가 안정화를 찾는 완만한 곡선형태를 보이고 있다.

그러나 이 완만한 곡선도 침하가 모두 끝난 만료 시점으로는 볼 수가 없는 아쉬운 점이 남아 있다. 한편 No.47에서 No.56까지의 케이슨은 침하기간이 약 4 ~ 8개월 정도이고 계측기간 동안 2007년 9월 16일 발생한 태풍 나리에 의해 파고가 13.7m 까지 발생하였다. 이들에 대한 침하는 Figure에서 보는 바와 같이 급격한 침하량을 보이고 있으며 아직도 침하가 완전히 끝나지 않고 발생하고 있음을 볼 수 있지만 아쉽게도 계측기록이 만료가 되었다. 즉 이러한 구간은 케이슨의 거치에 의한 즉시침하라고 보기는 힘들고 제주지역 특성에 의한 탄산염 침하가 계속적으로 발생하고 있다고 판단되어 지고 탄산염에 의한 침하는 일정기간동안 지속될 것으로 추측된다.

그리고 나머지 No.58에서 No.68, No.71에서 No.78에 대한 침하기록을 Figure에서 볼 수 있지만 계측기간이 짧고 파와의 연관성을 맺기 어려워 분석이 어려운 아쉬운 점을 남겼다. 그렇지만 이들 자료에 대해서도 계측을 계속하였을 경우에는 침하가 계속 발생하고 침하가 파력과도 연관이 있음을 생각하게 만들고 있다.

Figure 6.10(d)는 확폭 슬리트 케이슨에 대한 침하기록을 도시한 것이다. 확폭 슬리트 케이슨은 무공케이슨과 곡면 슬리트 케이슨의 연결부분과 48개 곡면 슬리트 케이슨들 중 8에서 10개마다 확폭 슬리트 케이슨을 설치하였고, 곡면 슬

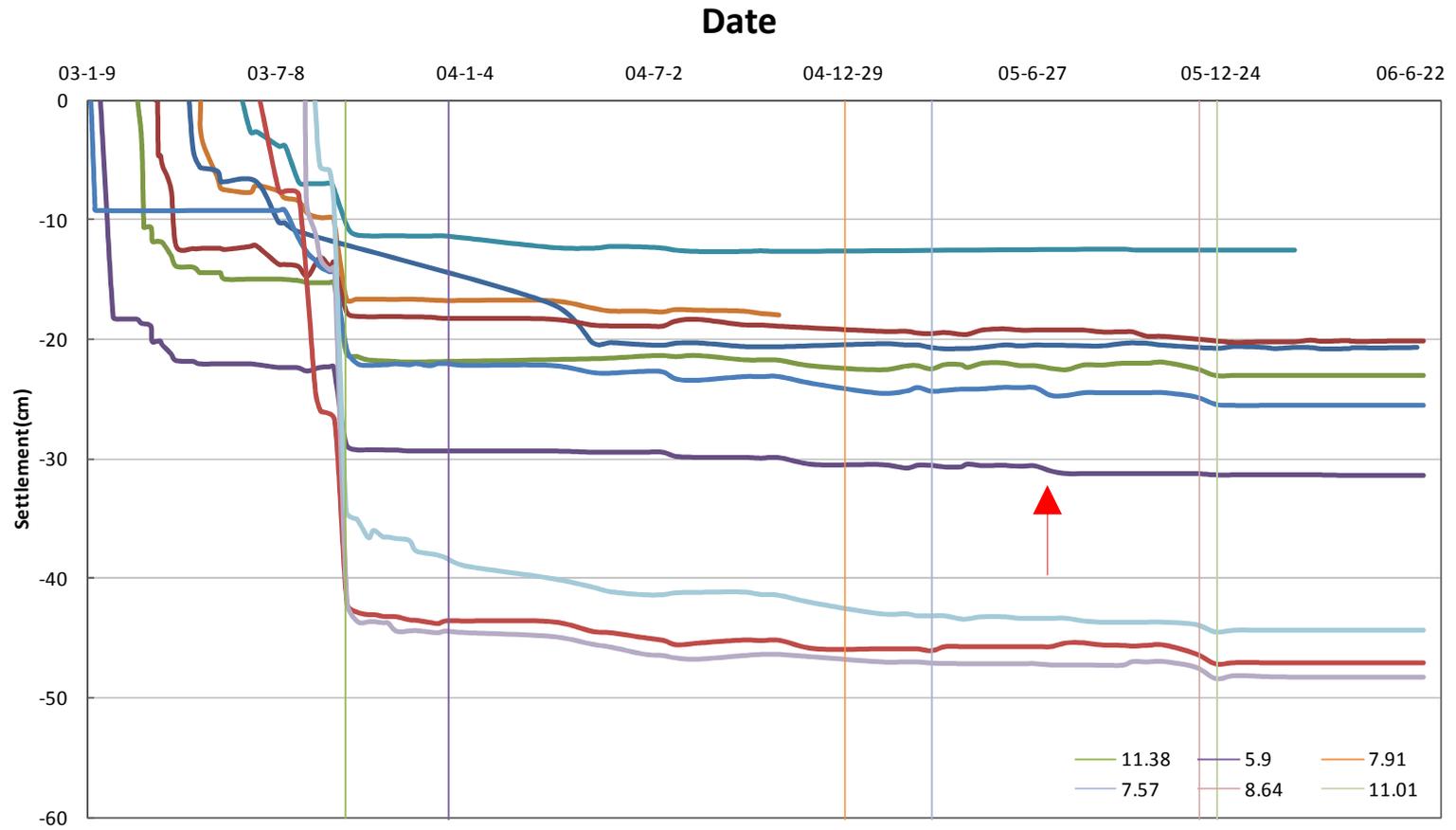
리트 케이슨과 이형 곡면 슬리트 케이슨의 연결부위에도 설치하여 방파제의 설치시 발생할 수 있는 여러 가지 문제점을 고려한 케이슨이라 할 수 있다.

Figure에서 No.20과 No.21 케이슨의 경우 각각 2004년 5월 19일과 2004년 6월 12일 거치된 케이슨으로 2005년 1월까지는 많은 양의 침하량을 보이는 것으로 나타났다. 이 기간 동안에는 2004년 12월 31일의 7.91m의 파고를 보인 풍랑을 보인 바 있지만 파력에 의한 침하라고 구분할 수 있는 것은 발견할 수가 없다. 2005년 1월 이후 완만한 형태의 침하는 2005년 3월 24일 7.57m의 파고에 침하거동을 달리하는 경향을 보였고 2005년 7월경에는 앞의 Figure(b)와 (c)에서도 언급하였지만 파고계 기록에는 나타나지 않은 채 파력에 의해 발생한 침하라고 유추할 수 있는 침하가 발생하고 있다.

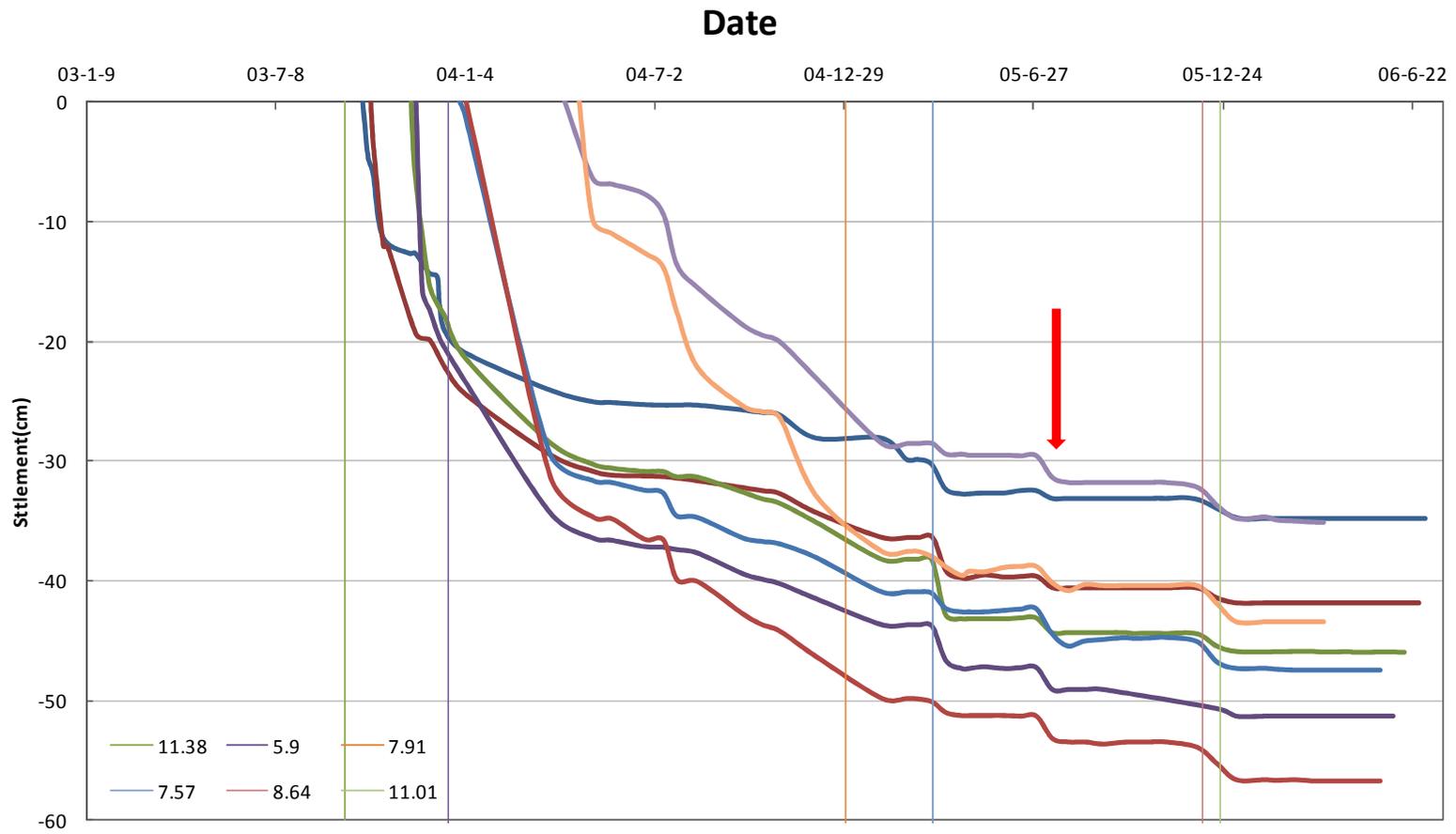
그리고 2005년 12월경에는 8.64m와 11.01m의 파고에 의한 침하가 발생하고 있으며 그 이후에는 침하가 완만한 경사를 보이고 있다. No.44, No.45, No.46은 2007년 3월에 거치된 케이슨이다. 이들 케이슨은 거치 후 약 6개월이 지나 침하거동이 완만한 형태를 띠다 2007년 9월 16일 태풍 나리에 의한 13.7m의 파고에 의해 급격한 침하를 보이는 것으로 나타나고 있지만 그 이후에 대한 계측을 실시하지 않아 아쉬움을 남긴다.

나머지 케이슨에 대한 침하 자료에 대해서는 계측기간도 짧고 파에 대한 연관성이 부족하여 아쉬운 점은 있지만 모래 지반에 설치된 케이슨이 자중에 의해 서나 파력에 의해 장기 침하가 발생하게 됨을 알 수 있다.

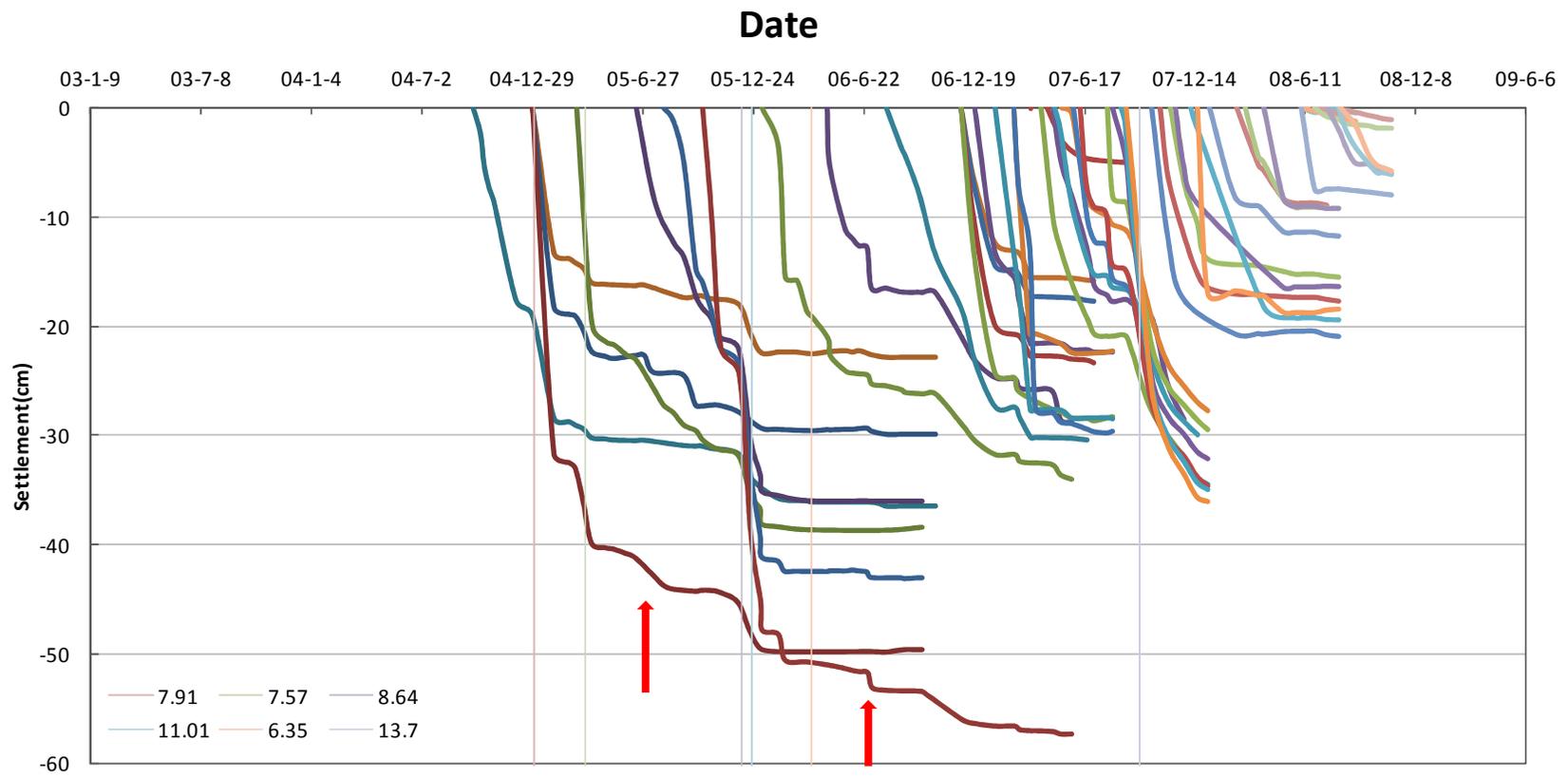
Figure 6.10(e)는 제주도 외항 서방파제의 동쪽 단부에 형성되는 둥근 모양의 제체를 형성하기 위하여 6개의 이형 곡면 슬리트 케이슨에 대한 침하기록이다. 이 자료도 계측기간이 짧고 침하와 파에 의한 영향을 고려할 만큼의 자료가 갖추어 지지는 않아 분석을 위한 자료로는 부족한 점이 많지만 본 연구에서는 추구하는 제주도 모래지반의 침하특성을 설명하는 것에는 유용할 것으로 생각되고 또한 제주도 외항 서방파제에 사용된 모든 자료를 활용한다는 점에서 포함시켰다. 이 Figure에서도 뚜렷한 파와 침하와 관계는 찾아보지 못했지만 제주도 모래지반에서는 침하가 장기간 발생하고 있음을 알 수 있다.



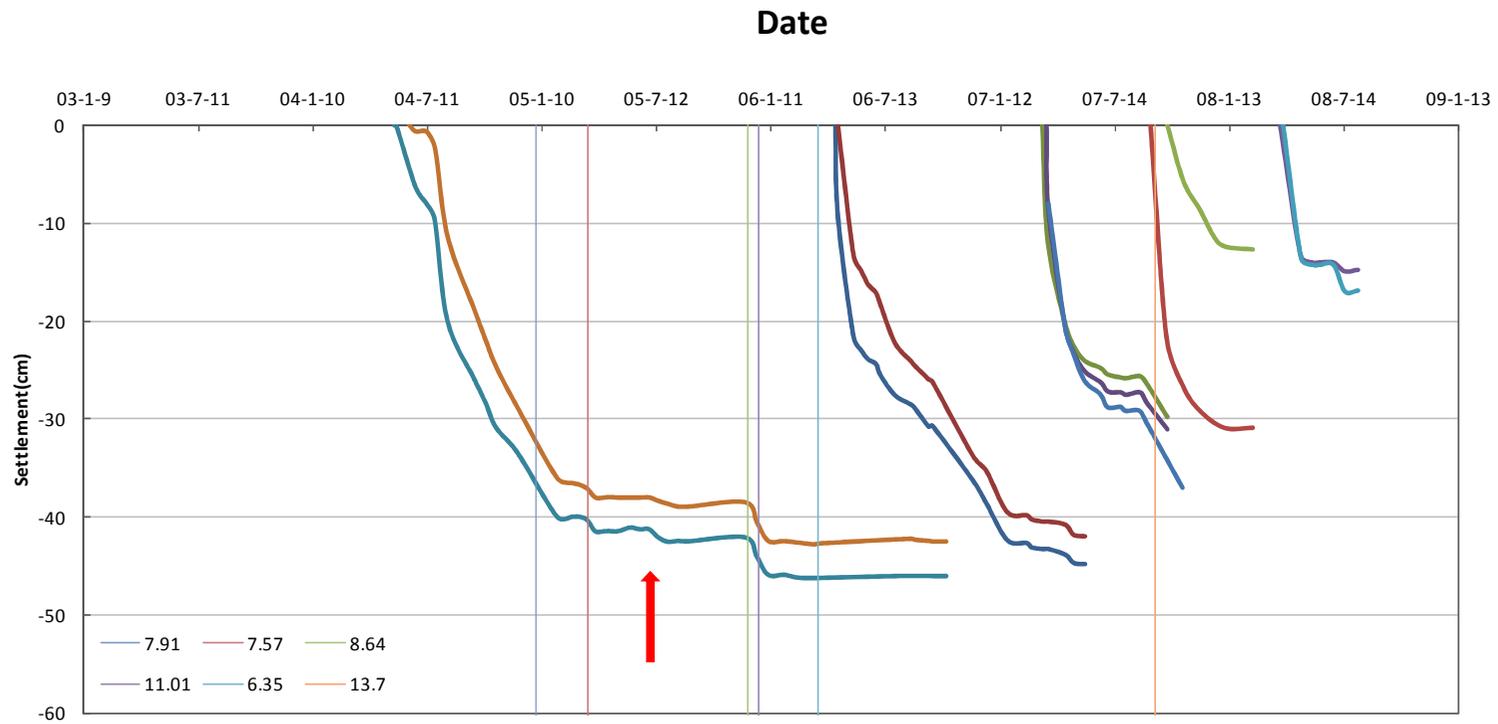
(a) Caisson(No.1-No.10).



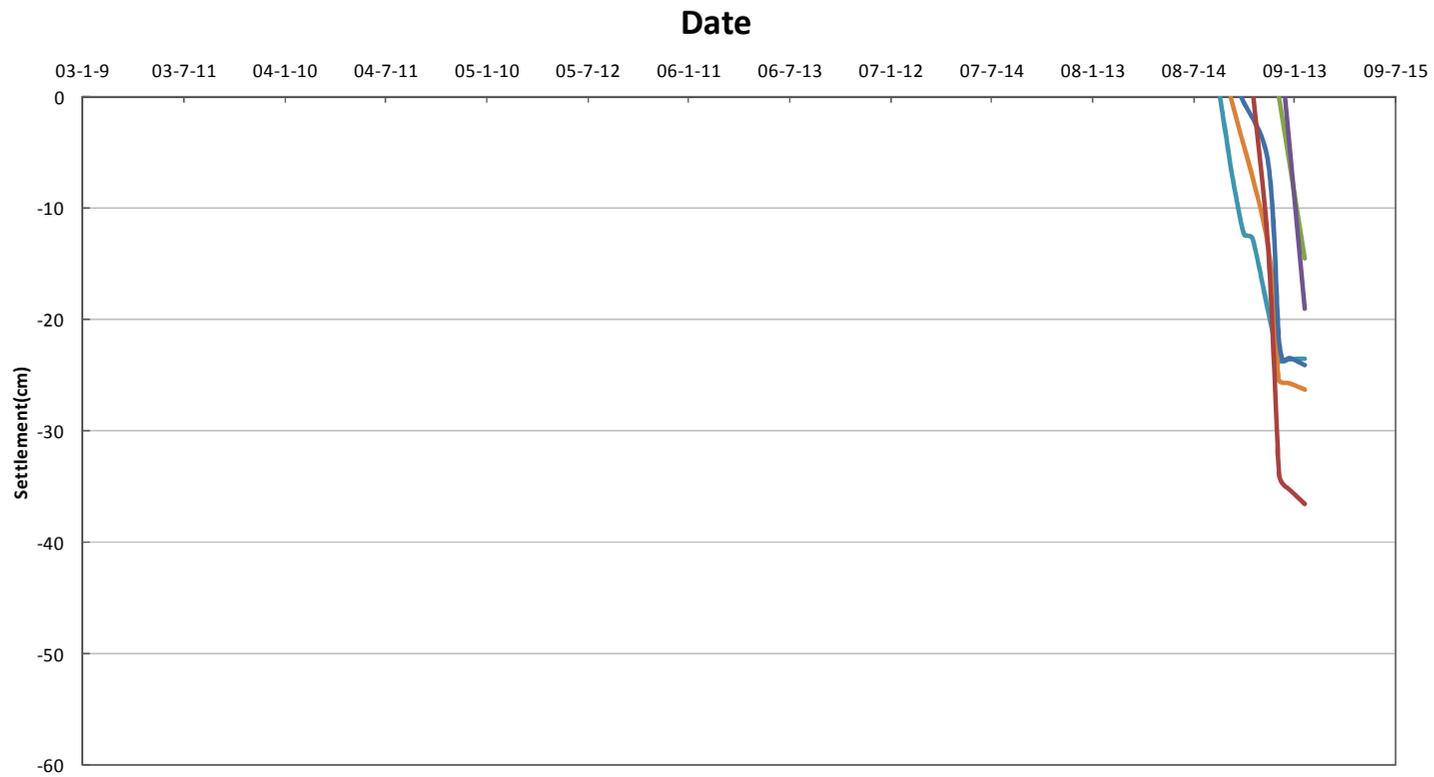
(b) Caisson(No.11-No.19).



(c) Curved Caisson.



(d) Slit caisson.



(e) Slit caisson

Figure 6.10 Time-settlement relation.

## VII. 파압 산정과 침하량 해석

### 7.1 설계파 결정

Table 5.18에서 이미 선정된 심해설계파 제원을 이용하여 수치모형인 PARANS-II 모형과 TIWAM 모형을 통해 3D-NIT에 적용할 설계파를 산정하였다. 이 두 모형은 설계파 산정에 사용되는 가장 일반적인 모형이기 때문에 모형에 대한 상세한 설명은 생략하고 Table 7.1과 같이 제주외항 설계파 산정 수치모형실험에 대한 간단한 개요만을 나타낸다. 그리고 입사파 조건에서 파고는 Figure 6.4에 나타난 제주외항에서 계측된 유의파고 중 상위 1/3에 해당하는 파의 평균이고, 주기는 Figure 6.5의 파고의 주기 중 상위 1/3에 해당하는 주기의 평균으로부터 입사파 조건을 결정하였다.

**Table 7.1 Overview of the numerical models used to estimate the design wave in Jeju Harbor**

사용모형	PARANS II	TIWAM
실험영역	광역 (제주 북부 일대 해역)	상세역 (제주외항 인근해역)
모형범위	418.0km <sup>2</sup> (22.0km*19.0km)	5.0km <sup>2</sup> (2.5km*2.0km)
격자간격	100m 등간격	5.0m 등간격
격자수	41,800개 (220개*190개)	200,000개 (500개*400새)
입사파조건	NNW계열 심해설계파 파고 = 7.0m 주기 = 11.0sec. NE계열 심해설계파 파고 = 4.7m 주기 = 9.0sec. NW계열 심해설계파 파고 = 6.0m 주기 = 12.0sec.	NNW계열 심해설계파 광역결과이용  NE계열 심해설계파 광역결과 이용  NW계열 심해설계파 광역결과 이용

상세역 설계파 산정을 위해 심해설계파 제원을 광역모형 설계파 제원으로 PARANS-II모형을 이용하여 산정하였다. 그 결과는 Table 7.2와 같다.

**Table 7.2 Design wave height calculated by the model in wide area**

파향	파고(m)
NNW계열	6.38~6.65
NE계열	3.50~4.60
NW계열	5.10~5.50

광역모형으로 산정한 Table 7.2의 값을 TIWAM모형 상세역 해석에 적용한 결과 제주외항 서방파제는 NW계열과 NNW계열의 파랑이 지배적인 Table 7.3과 같이 나타났다.

**Table 7.3 Design wave height calculated by the model in small area**

파향	파고(m)
NNW계열	3.0~7.0
NW계열	3.0~6.0

본 연구에서는 태풍과 같은 큰 파가 구조물이나 해저지반에 작용할 때 해저지반의 침하에 관한 연구로 Table 7.1~7.3을 고려하여 수치모형실험을 한 결과 현재 제주외항에서 계측한 결과 중 가장 악 조건이라 생각되는 태풍 매미와 나리 등의 불규칙파에 대한 재현이 가능한 것으로 판단하여 Table 7.4의 값을 3D-NIT의 설계파로 적용하였다.

**Table 7.4 Design wave height applied to 3D-NIT**

파고(m)	주기(m/s)	파향
7	11.0	N

## 7.2 해석단면설정

제주외항 서방과제는 Figure 7.1 종단면도에서와 같이 각 대표단면별로 총 5구역으로 구분된다. 각 구역별로 단면형상이 조금씩 상이하다. 예를 들어, 지반조건, 사석마운드의 규모, 케이슨 규모 등이 서로 다르다. 그래서 본 연구의 목적이 태풍 매미의 파랑제원을 바탕으로 지반 및 방과제에 작용하는 파랑하중을 산정하는데 있기 때문에 해석단면은 실제형상과 정확하게 일치시키지는 않고 Figure 7.2와 같이 대표 단면을 설정하였다.

이 대표 단면에서 사석마운드 높이 7m(6m), 폭 66(72)m, 경사 1:1.5(1:2), 케이슨 높이 26m, 폭 24m, 소파블럭 두께 1~2m, 사석마운드 아래 모래 지반이 16m 분포되고 그 아래 5m의 풍화암이 분포되는 것으로 설정하였다.

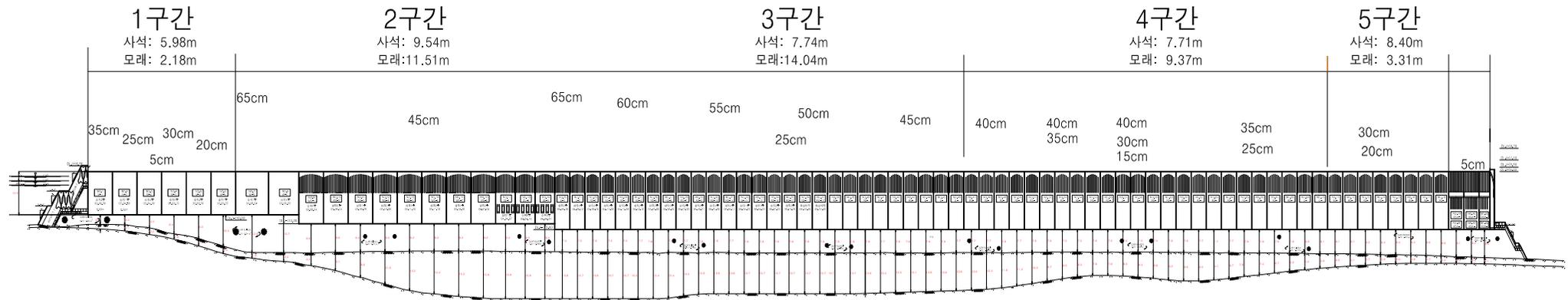


Figure 7.1 Cross-section of caissons, water depth, and ground profile of west breakwater in Jeju harbor.

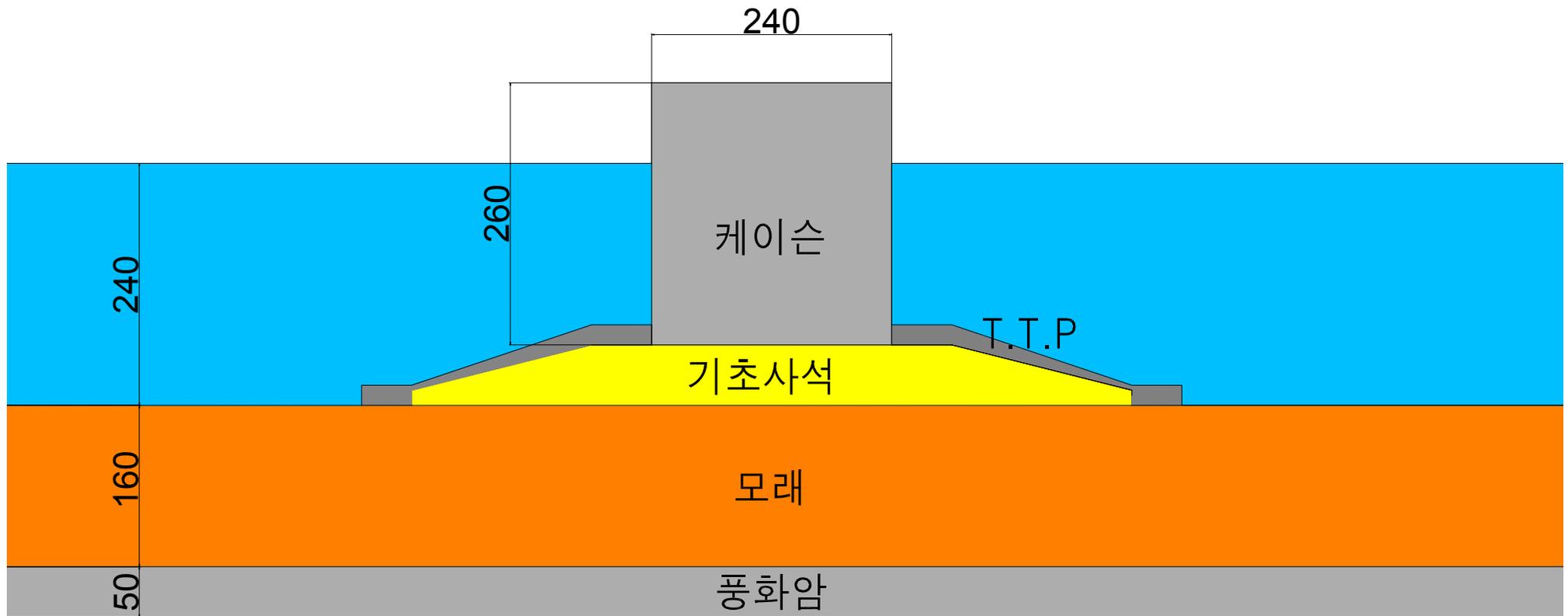


Figure 7.2 Representative cross-section of caisson for numerical analysis.

### 7.3 파압 산정

수치해석에 사용된 수치파동수로의 배치단면은 Figure 7.3과 같다. 조파수로의 규모는 길이 1750m, 높이 60m이며, 조파수로의 전면과 후면 끝에는 약 500m폭의 감쇠대(sponge layer)를 설정하였다. 감쇠대는 반사에 의한 중복파를 없애기 위해 도입하였다.

수평방향 격자간격  $\Delta x$ 는 방파제가 위치하는 구간에서는 0.5m로 그 외의 구간은 1.0m로 하였으며, 수직방향  $\Delta z$ 는 0.5m로 구성하였다. 수치계산에 사용된 계산시간은 수렴과 해석시간을 고려하여 자동으로  $\Delta t = 0.01 \sim 0.20$  sec로 하였다. 총계산시간은 구조물까지의 도달시간과 태풍의 영향을 충분히 고려할 수 있도록 600초로 설정하였다.

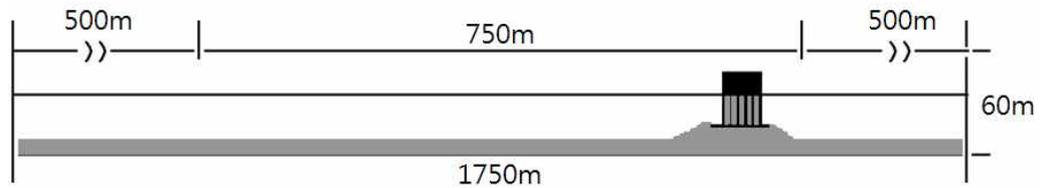
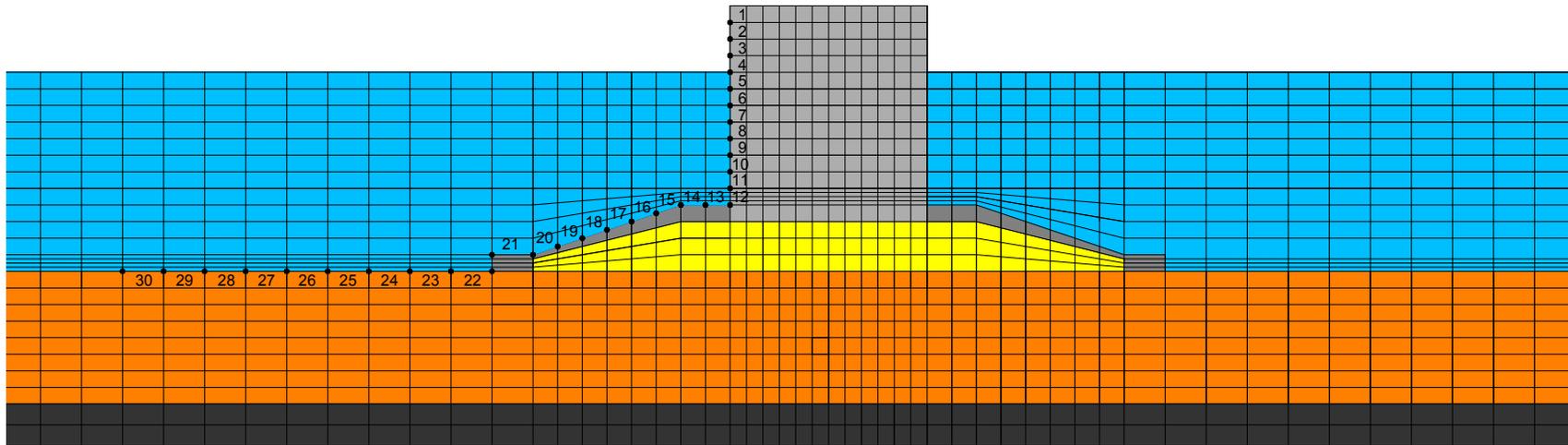


Figure 7.3 Arrangement of numerical wave tank.

현재 기존 연구에서는 동적해석에서 방파제 제체의 임의 절점 몇 군데의 파압을 측정하여 등가파압으로 보정한 값을 사용하고 있다. 본 연구에서는 3D-NIT를 이용하여 산정한 파압을 절점에 대하여 파압 시계열자료를 출력하여 지반해석프로그램의 입력 자료로 사용하였다. 파압측정영역을 Figure 7.4와 같이 A영역(1~12) B영역(13~21) C영역(22~30)으로 나누어 영역별 임의의 지점 1~30의 파압을 시간이력 그래프로 나타내었다.



● Measurement of wave pressure

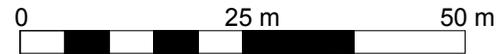


Figure 7.4 Measurement location of wave pressure.

3D-NIT로 구한 동적파압은 Figure 7.5로 설명할 수 있다. 파곡에서는 정수면보다 수위가 낮아 낮아진 만큼 파압이 작아져 (-)의 값을 나타낸다. 파봉에서는 수위가 정수면보다 높아 높아진 만큼의 파압이 증가하여 (+)값을 나타낸다.

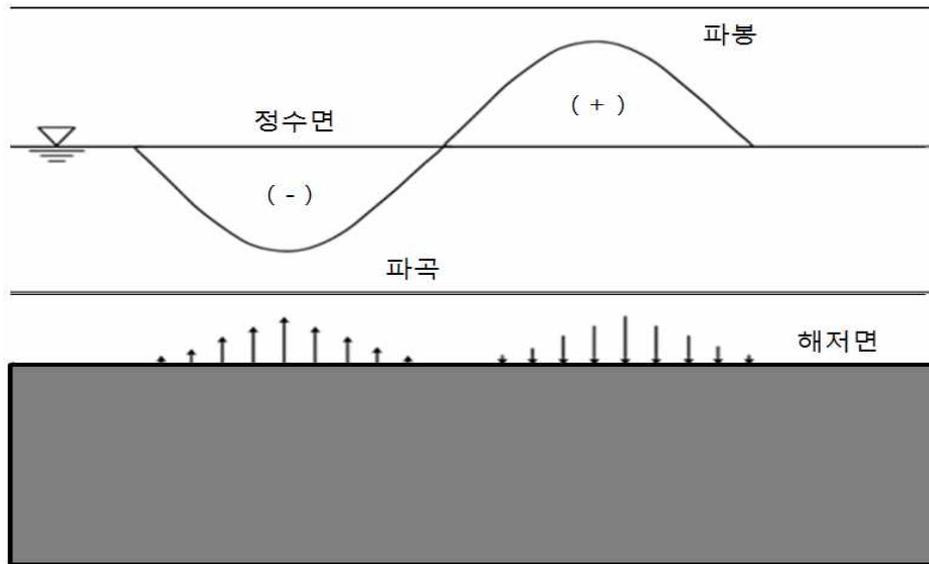


Figure 7.5 Wave pressure of crest and trough.

파압측정 영역에서의 시간이력파압을 Figure 7.6~Figure 7.8로 나타내었다. Figure 7.6은 케이슨 측면 영역에서의 시간이력 파압을 나타낸 것이다. Figure 7.7은 사석마운드 상부영역에서의 시간이력 파압을 나타낸 것이다. Figure 7.8은 해저지반 영역에서의 시간이력 파압을 나타낸 것이다.

이들 Figure에서 볼 수 있는 바와 같이 일부 정수면 위를 제외하고 파압이 시간에 따라 재하와 제하가 반복적으로 구조물에 동하중으로 작용하고 있다. 그리고 케이슨과 사석마운드 뿐만 아니라 방파제 전면 해저지반에도 상당량의 동하중이 작용하고 있다. 현재 사석마운드와 케이슨에 대해 동하중을 고려한 동적해석을 하고 있으나 실시간 파압의 고려는 하고 있지 않다. 해저지반에 작용하는 동하중에 대한 해석은 전혀 고려대상이 안 되고 있는 실정이다.

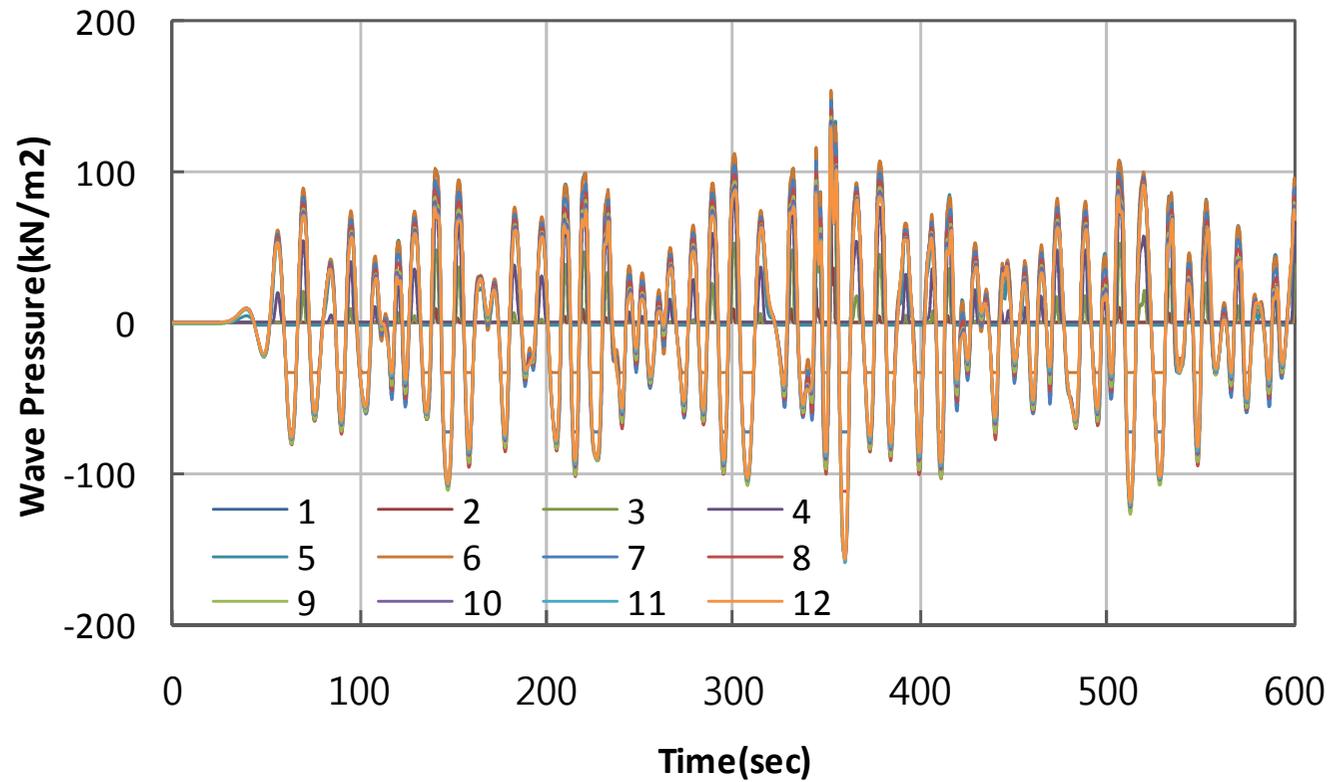


Figure 7.6 Wave pressure history at the front side of the caisson at node No. 1 ~ No. 12.

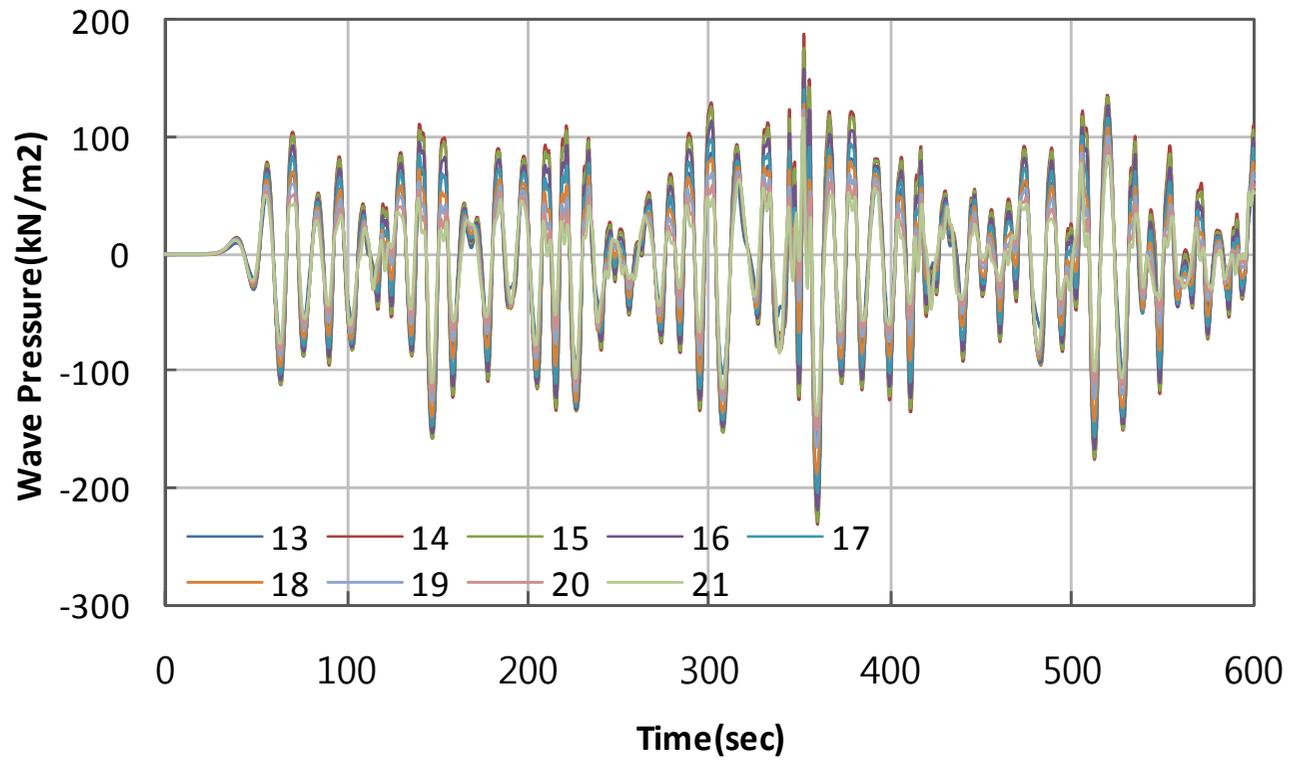


Figure 7.7 Wave pressure history at the slope of rubble mound at node No. 13 ~ No. 21.

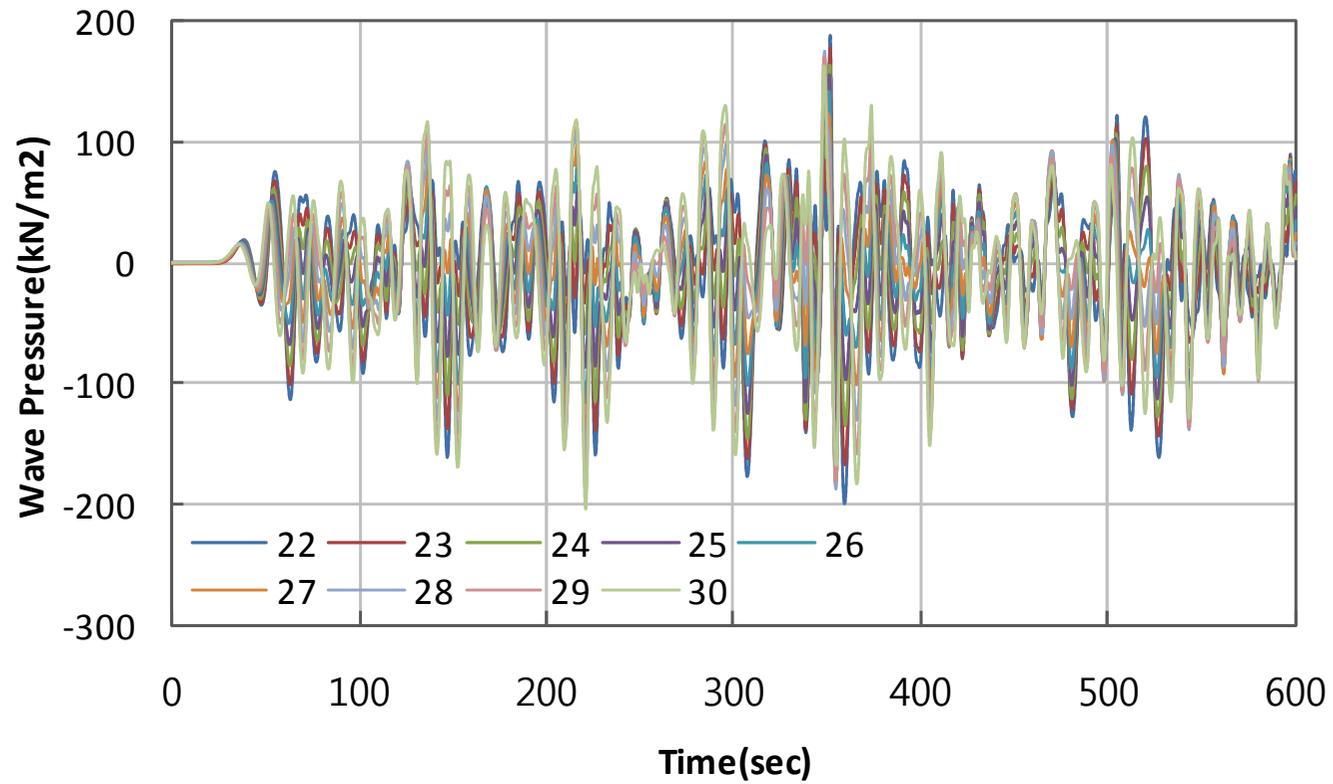


Figure 7.8 Wave pressure history at the seabed at node No. 22 ~ No. 30.

#### 7.4 단면해석

본 해석은 다중전단스프링 구성모델이 적용된 유한요소 해석법을 이용하여 실시되었다. 토질물성치는 “제주의항 방파제 축조실시설계 용역보고서”를 참조하여 선정된 Table 7.5의 값을 적용하였다.

그리고 케이슨과 지반해석을 위한 단면 모델링은 Figure 7.2에서와 보는 바와 같이 바다의 수심은 24m, 모래지반의 두께는 16m, 암반층의 두께는 5m로 하였으며, 폭 24m 높이 26m인 케이슨은 24×26개의 요소 분할하여 해석을 실시하였다.

동해석을 위한 지반경계조건은 하부경계조건과 좌우경계조건으로 나눈다. 하부경계조건으로는 수직·수평변위를 구속시켰으며 좌우경계조건으로는 수직변위만 허용시키고 수평변위는 구속시켜 모델링 하였다.

3D-NIT로부터 추정된 태풍매미의 파압 시계열 자료를 입력 값으로 하였으며, 실험과 지속시간은 해석상의 시간을 고려하여 실제 파랑 지속시간 중 일부(10분 : 600s)만을 수행하였다. 주어진 이 시간은 최대파고 발생이 가능한 충분한 시간이며, 최대파고 이후 지반의 거동도 살펴볼 수 있는 충분한 시간이다.

파랑하중 동적해석을 위해 3D-NIT를 이용하여 산정한 파압을 지반-구조물 동적 거동에 대한 해석에 시간이력하중으로 적용하였다.

Table 7.5 Soil characteristics for dynamic analysis

구분	단위중량 $\gamma_t (kN/m^3)$	포아송비 $\nu$	변형계수 ( $kN/m^2$ )	점착력 ( $c, kN/m^2$ )	내부마찰각 ( $^\circ$ )
모래	19.0	0.35	10000	—	31
암반	25.0	0.22	3900000	—	40
사석	18.0	0.25	90000	—	40
TTP	23.0	0.25	25000000	—	—
콘크리트	23.0	0.25	25000000	—	—

(1) Caisson과 지반의 변형

Caisson과 지반의 변형거동을 분석하기 위하여 수치해석에 사용되었던 절점 번호를 그대로 이용하였다. 지반의 변형 거동 분석을 위하여 원 해저지반의 지표면 중에서 방파제가 축조되는 부분을 중심으로 7개의 절점에 대한 검토를 실시하였으며, 지중의 지반변형을 위해서는 해저면 아래 부분에 해당하는 절점을 7개 선택하였다. 그리고 실제 변형이 예측되었던 caisson의 변형을 검토하기 위하여 caisson 두부의 시작점과 마지막에 위치하는 두 개의 지점에 대한 검토를 하였다. 이 결과는 케이슨 자체 침하와 TTP의 침하는 없는 것으로 가정하고 오직 사석과 지반에서만 침하가 발생된다는 조건에서 해석된 결과이다.

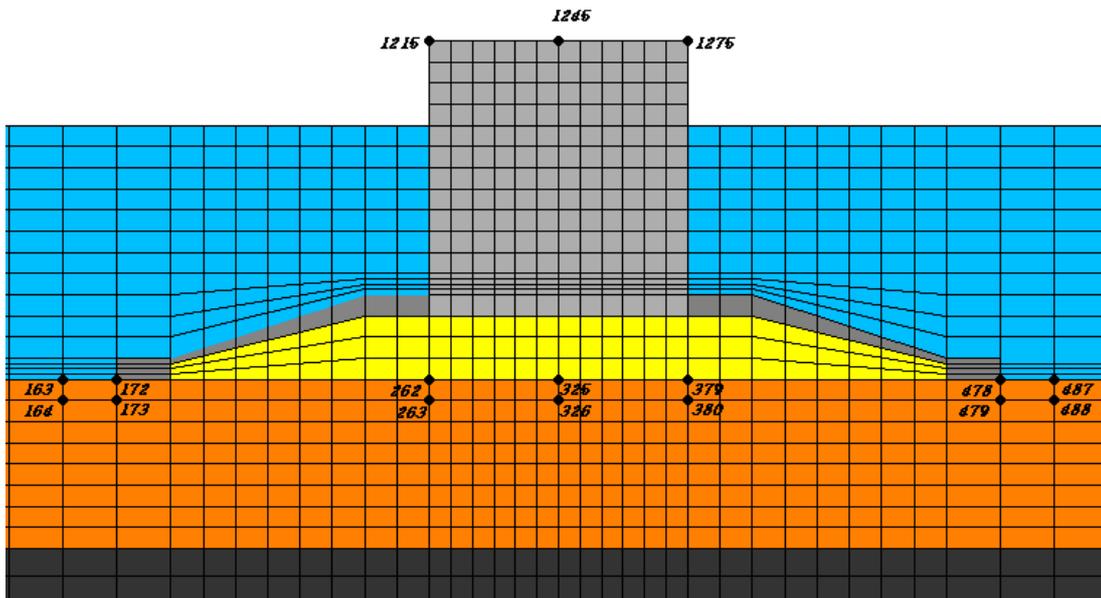


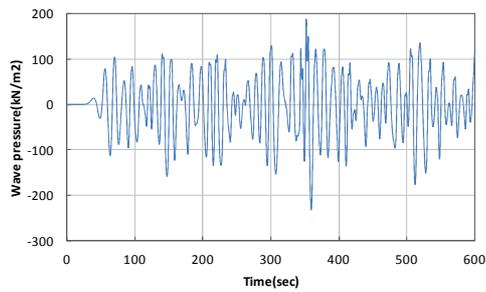
Figure 7.9 Numerical modeling mesh of seabed for dynamic analysis.

Figure 7.10은 시간에 따른 과압이 구조물에 작용할 때 지표면 절점에서 발생하는 순간 변위량을 도시한 것이다. 여기서 Figure(a)에 나타낸 과압은 여러 단면에 작용하는 과압들 중 Figure 7.7의 14요소에 작용하는 과압을 대표 과압으로 하여 도시한 것이다. Figure의 600초 동안 작용하는 과압들 가장 큰 과봉은 352초에서  $187.961 \text{ kN/m}^2$ 의 과압을 보였고 이어서 따라오는 352.5초에  $151.191 \text{ kN/m}^2$ 의 과압을 보이며 두 번째 높은 과봉을 보이는 것으로 나타났으며, 부압을 나타내는 파곡의 경우는 359.5초에서  $-232.06 \text{ kN/m}^2$ 의 최고치를 보이는 것으로 나타났다. Figure(b)는 600초 동안 이와 같은 파가 구조물에 작용할 때 해저면 163 절점에서 발생하는 x-방향에 대한 순간변형을 도시한 것이다. Figure에서 163 절점의 순간변위는 대체적으로 (+) 방향의 파, 과봉이 작용하는 시간에는 (+) 방향의 변위가 발생하고 있으며, (-) 방향의 파, 파곡이 작용하는 시간에서는 (-) 방향의 변위가 발생하고 있다.

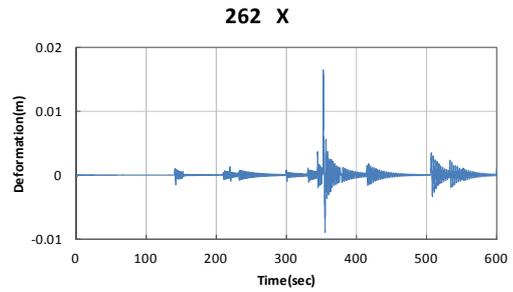
특히 최고 높은 과봉이 작용하는 352초와 352.5초의 과봉에서 가장 많은 양의 변위가 발생하고 있으며, 파곡이 가장 크게 발생하는 359.5초에서 음의 방향으로 가장 큰 변위가 발생하고 있다. 그런데 최대값을 나타내는 과봉과 파곡 사이에서 발생하는 변형량을 비교하였을 시 파에 의한 압력은 파곡에 대한 압력이 과봉에 대한 압력보다 크게 나온데 반해 변형량은 과봉에 의해 발생한 변형량이 파곡에 의한 변형량 보다 훨씬 큰 것으로 나타나고 있다. 이러한 변형은 중력가속도에 의한 영향으로 고려된다. 그리고 Figure(c)에서 (h)의 나머지 6개 절점에 대한 변형도 Figure(b)의 163 절점과 비슷한 경향을 보이는 것으로 나타나고 있다. 한편 이들 변형량의 크기를 비교하여 보면 x-방향 순간변위가 가장 크게 발생하는 지점은 방파제의 배면 지표면과 방파제가 만나는 지점에서 가장 큰 수평 변위를 보이고 있다. 그리고 두 번째로 변위가 크게 나타나는 점은 방파제의 전면부의 지표면과 방파제가 만나는 지점에서 발생하는 것으로 나타난다. 따라서 해저 지표면에서 변위가 가장 크게 발생하는 부분은 방파제와 지표면이 만나는 부분에서 가장 많은 변위가 발생하는 것을 알 수 있으며, 최대변위는 파가 직접 작용하는 전면부 보다 방파제의 배면에서 발생함을 알 수 있다.

한편 Figure에서 시간별 과압의 변화에 따라 발생하는 각 절점의 x방향 순간 변형량을 살펴보면 각 절점마다 시간상으로 약간씩의 차이는 보이나 가장 큰 파

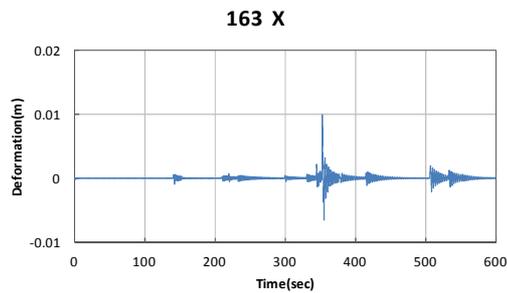
봉을 보이는 352초와 가장 큰 파곡을 보이는 359.5초 직후에 가장 많은 양의 순간 변형량을 보였고 최대 파봉과 파곡을 기준으로 최고의 파가 발생하기 이전의 파에 의한 순간 변형량 보다 최고파가 발생한 이후에 순간 변형량이 크게 형성 되는 점진적인 형태를 보이고 있다.



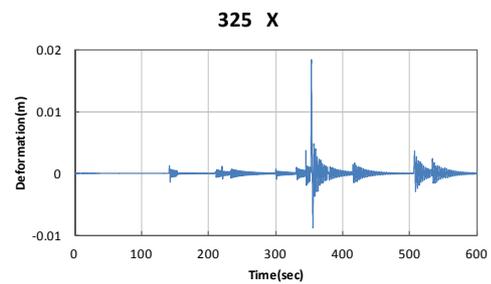
(a) wave pressure.



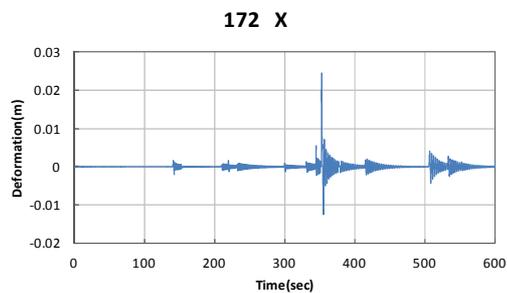
(d) 262 deformation.



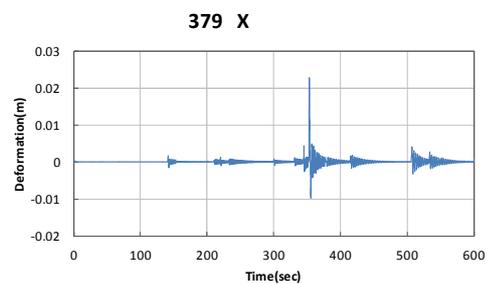
(b) 163 deformation.



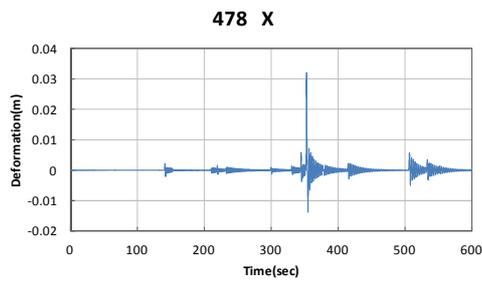
(e) 325 deformation.



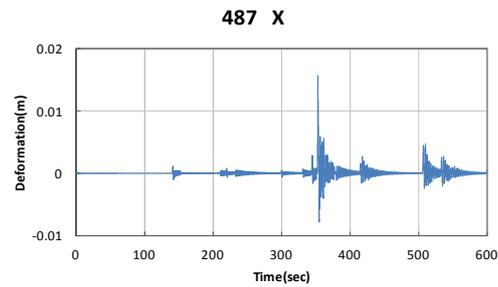
(c) 172 deformation.



(f) 379 deformation.



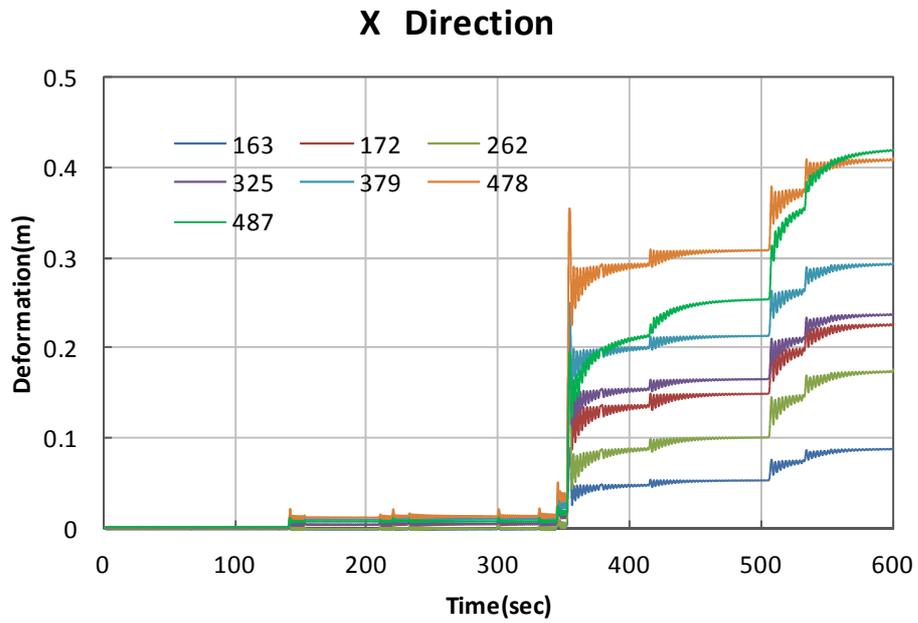
(g) 478 deformation.



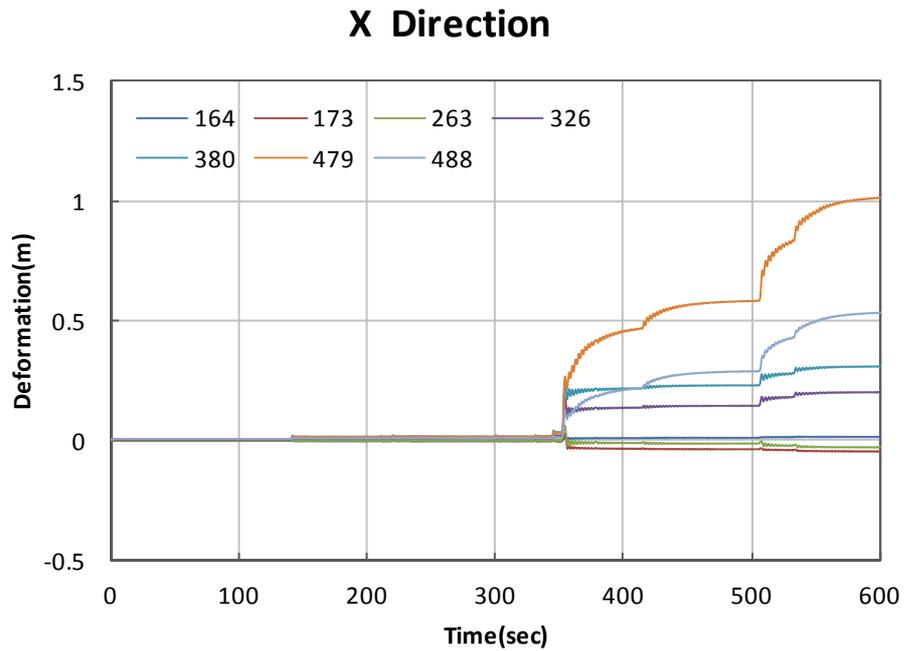
(h) 487 deformation.

**Figure 7.10 Surface area of Caisson deformation in x-direction.**

Figure 7.11은 해저지반의 x-방향 변위를 검토하기 위하여 Figure 7.9에 표시된 절점들에 대하여 시간에 따른 x-방향의 누적변위를 도시한 것이다. Figure(a)는 해저지반의 지표면에 해당하는 절점의 변위들로서 방파제의 배면에 있는 절점 478과 487에서 가장 많은 변위가 발생하고 있으며 그 다음으로는 절점의 위치가 방파제의 배면에 있는 절점 385에서 x-방향 변위가 많이 발생하고 있다. 전체적으로 보면 caisson을 기준으로 지표면에서 x-방향 변위는 배면 쪽에서 변위량이 전면쪽에서 보다 큰 양을 보이는 것으로 나타나고 있다. Figure(b)는 지표면 보다 한 단계 아래에 있는 절점에 대한 변위량을 보인 것인데, 지표면에서는 x-방향 변위량을 나타낸 Figure(a)에서는 모두 양의 방향으로 발생하는데 반해 Figure(b)에서는 방파제의 전면부에 있는 절점 173과 263에서 음의 방향에 대한 변위량을 보였으며, 또한 양의 방향을 나타내고 있는 다른 절점 변위량이 지표면에서 보다 훨씬 많은 양의 변위를 보이고 있다. 그리고 Figure(a)와 (b)로부터 최고의 파봉과 파곡이 발생하는 352초와 359.5초 이후에도 많은 양의 누적 변위량이 발생하고 있음을 볼 수 있다.



Figure(a) Nodes 163, 172, 262, 325, 379, 478, 487 of x-direction.



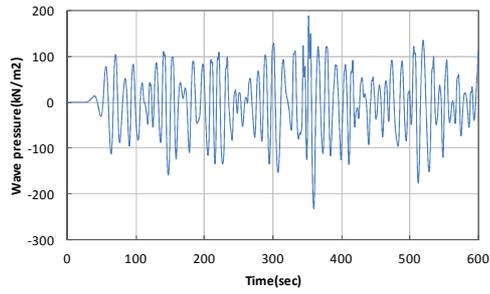
Figure(b) Nodes 164, 173, 263, 326, 380, 479, 488 of x-direction.

**Figure 7.11 X-direction node deformations.**

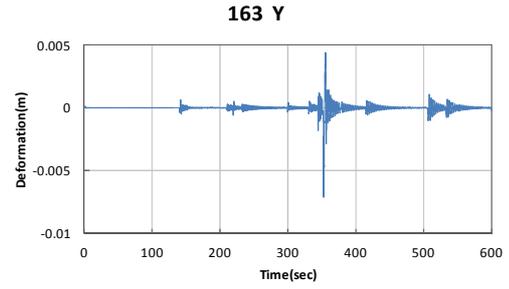
Figure 7.12는 파압이 작용하는 600초 동안에 발생하는 y-방향 순간변위를 도시한 것이다. Figure(a)는 여러 단면에 작용하는 파압들 중 Figure 7.7의 14요소에 작용하는 파압을 대표 파압으로 하여 도시한 것이다. Figure(b)는 방파제 전면부의 지표면에서 발생하는 순간 변형량을 도시한 것으로 최고 높은 파봉이 작용하는 352초와 352.5초의 파봉에서 가장 많은 침하가 발생하고 있으며, 파곡이 가장 크게 발생하는 359.5초에서 많은 양의 융기가 발생하고 있다.

그런데 최대값을 나타내는 파봉과 파곡 사이에서 발생하는 변형량을 비교하였을 시 파에 의한 압력은 파곡에 대한 압력이 파봉에 대한 압력보다 크게 나오는데 반해 변형량은 파봉에 의해 발생한 변형량이 파곡에 의한 변형량 보다 훨씬 큰 것으로 나타나고 있다. 이러한 변형이 발생하는 원인은 Figure(a)에 도시한 파압은 Figure 7.6에서부터 Figure 7.8까지에서 설명하는 30가지 파압들 중 파압의 크기가 가장 크게 나타나는 14요소에 대한 파압만을 도시하였지만 실제 제체에 작용하는 파압은 이들 모든 요소에 작용하는 파압을 시간에 따라 지속적으로 작용을 시킨 영향이 큰 것으로 생각되고, 그리고 제체에 작용하는 x-방향의 파압 또한 제체의 활동운동을 유발시켜 제체 하부지반에 침하가 발생하게 하는 영향을 미치고 있기 때문이다. Figure(c)는 방파제 전면부의 Toe부분과 지표면이 만나는 지점인 172번 절점의 변형을 나타낸 것인데 이 절점에서는 순간 변형의 양이 (+) 방향의 변형인 융기가 (-) 방향의 변형인 침하 보다 더 많은 양의 변형을 보이는 것으로 나타나고 있다. Caisson의 하부에 위치하는 지표면 절점인 262, 325, 379를 나타낸 Figure(d), (e), (f)에서는 Figure(b)에서와 유사한 변형 즉, 침하가 많이 발생하는 형태의 변형을 보이고 있으며, 방파제의 배면부에 해당하는 Figure(g), (h)에서는 많은 양의 융기량이 보이는 것으로 나타나고 있다.

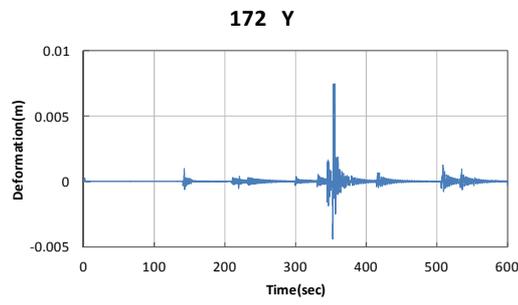
한편 Figure에서 시간별 파압의 변화에 따라 발생하는 각 절점의 y방향 순간 변형량을 살펴보면 각 절점마다 시간상으로 약간씩의 차이는 보이나 가장 큰 파봉을 보이는 352초와 가장 큰 파곡을 보이는 359.5초 직후에 가장 많은 양의 순간 변형량을 보였고 최대 파봉과 파곡을 기준으로 최고의 파가 발생하기 이전의 파에 의한 순간 변형량 보다 최고파가 발생한 이후에 순간 변형량이 크게 형성되는 점진적인 형태를 보이고 있다.



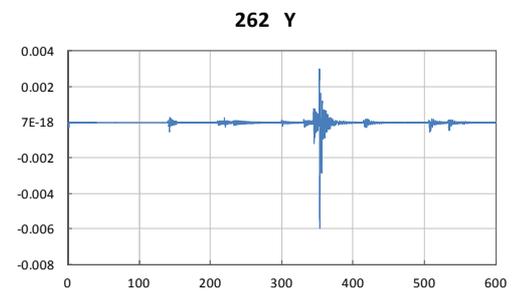
(a) wave pressure.



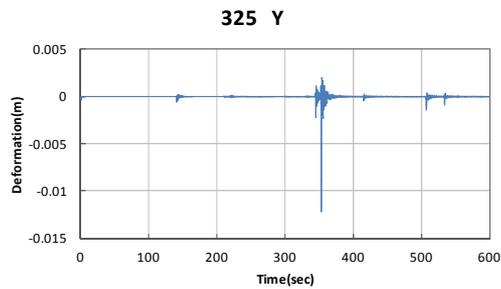
(b) 163 deformation.



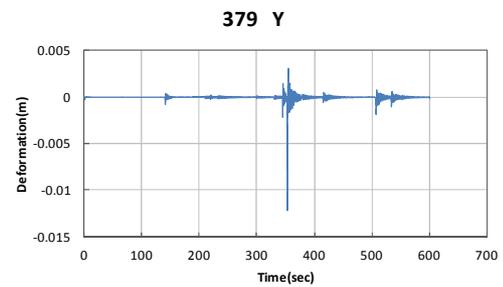
(c) 172 deformation.



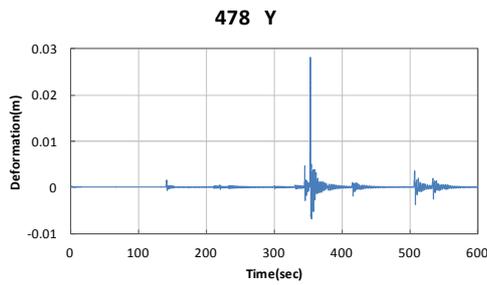
(d) 262 deformation.



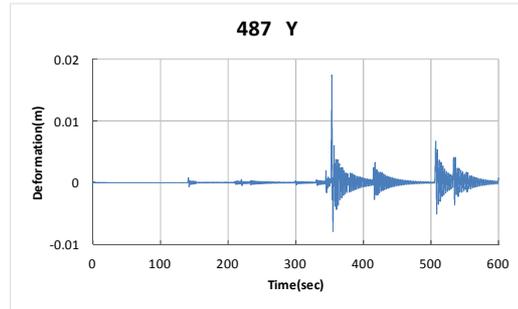
(e) 325 deformation.



(f) 379 deformation.



(g) 478 deformation.



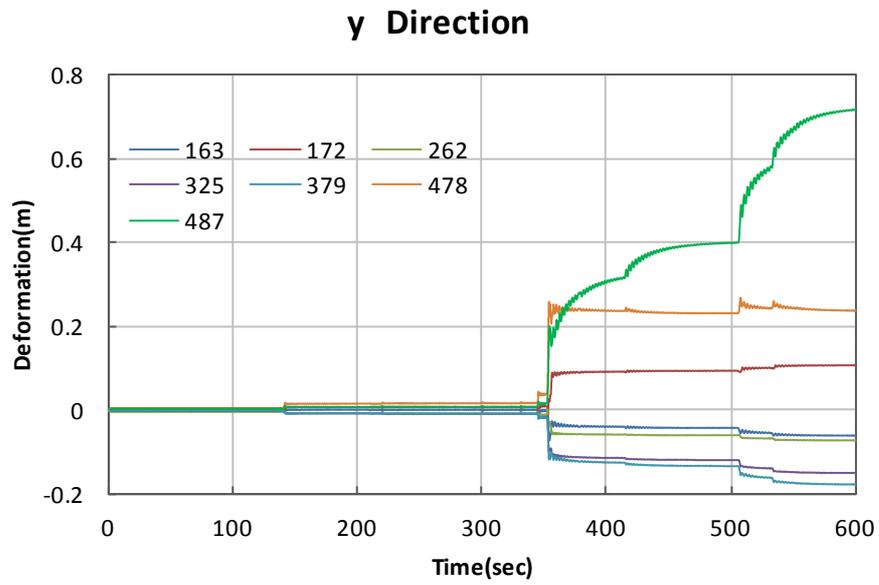
(h) 487 deformation.

**Figure 7.12. Surface area of Caisson deformation in y-direction.**

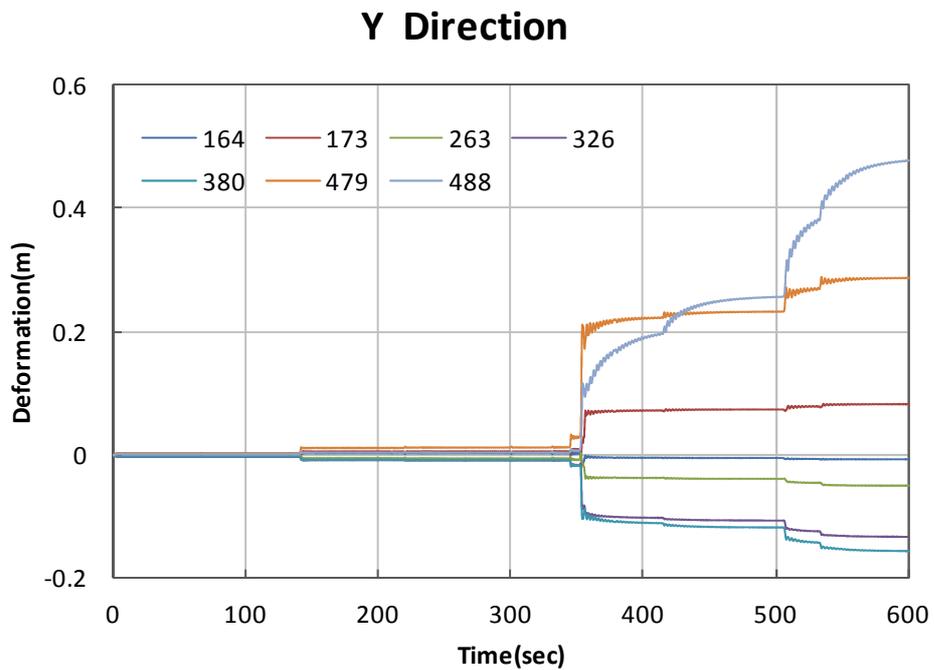
Figure 7.13은 지반의 y-방향 누적 변형량을 도시하고 있다. Figure(a)는 Figure 7.12에서 설명하였던 7개의 지표면 절점에 대한 순간 변형량을 누적하여 도시한 것으로 순간 변형량에서 이미 검토한 바와 같이 절점 172, 478, 487에서는 용기가 발생하였으며 그 양도 방파제의 전면부 보다 배면부에서 더 많은 양의 용기가 발생하는 것으로 나타나고 있다.

그리고 절점 163, 262, 325, 379에서 침하가 발생하고 있으나 발생량은 앞의 용기량에 비하면 상대적으로 적은 양의 침하가 발생하는 것으로 나타나고 있다. Figure(b)는 Figure(a)에 사용하였던 절점 보다 한단계 아래에 위치하는 지중의 절점에 대한 변형량으로 절점 173, 479, 488에서는 용기가 발생하였으며 그 양은 Figure(a)에서와 마찬가지로 방파제의 전면부 보다 배면부에서 더 많은 양의 용기가 발생하는 것으로 나타나고 있다. 그리고 절점 164, 263, 326, 380에서는 Figure(a)에서와 같이 침하가 발생하는 것으로 나타나고 있으나 Figure(a)에서 보다는 적은 양의 침하를 보이고 있다. 그리고 Figure(a)와 (b)로부터 최고의 파봉과 파곡이 발생하는 352초와 359.5초 이후에도 많은 양의 누적 변형량이 발생하고 있음을 볼 수 있다.

Figure 7.14는 방파제의 두부에 대한 변형을 검토하기 위하여 Caisson의 상부에 위치한 절점들 중 가장 좌측에 위치하며 바다의 외측에 해당하는 절점 1215와 가장 중앙에 위치하는 절점 1245, 그리고 바다 내측에 해당하는 상부 우측의 절점 1275에 대한 변형을 도시한 것이다. Figure(a)는 x-방향변형을 도시한 것으로 Figure에서 세 지점의 변형이 거의 동일한 형태로 발생하여 그 차이를 구분할 수 없는 한 개의 그래프로 방파제의 배면쪽으로 변형이 발생하고 있다. Figure(b)는 y-방향 변형을 도시한 것으로 배면에 위치한 절점 1275의 변형이 가장 크게 나타나고 있고 바다의 외측에 해당하는 절점 1215에선 절점 1275에 비해 변형이 적게 발생하고 있다. 그리고 중앙에 위치하는 절점 1245의 경우는 양 단부 절점 1215와 1275의 변형량의 평균값 정도의 크기를 나타내고 있다. 이들 변형은 가장 큰 파가 발생하는 352초경에 가장 많은 변형이 발생하고 있으며 이 이후에도 변형량이 계속 증가하고 있음을 알 수 있다. 한편 현장에서 계측한 실측치는 절점 1245의 변위와 비교하여 분석하였다.

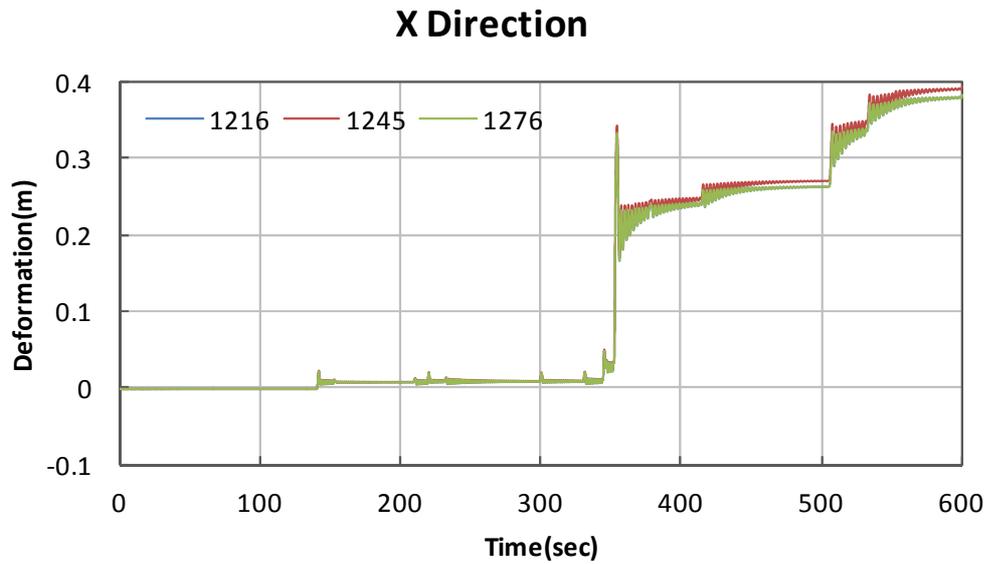


Figure(a) Nodes 163, 172, 262, 326, 379, 478, 487의 y-direction.

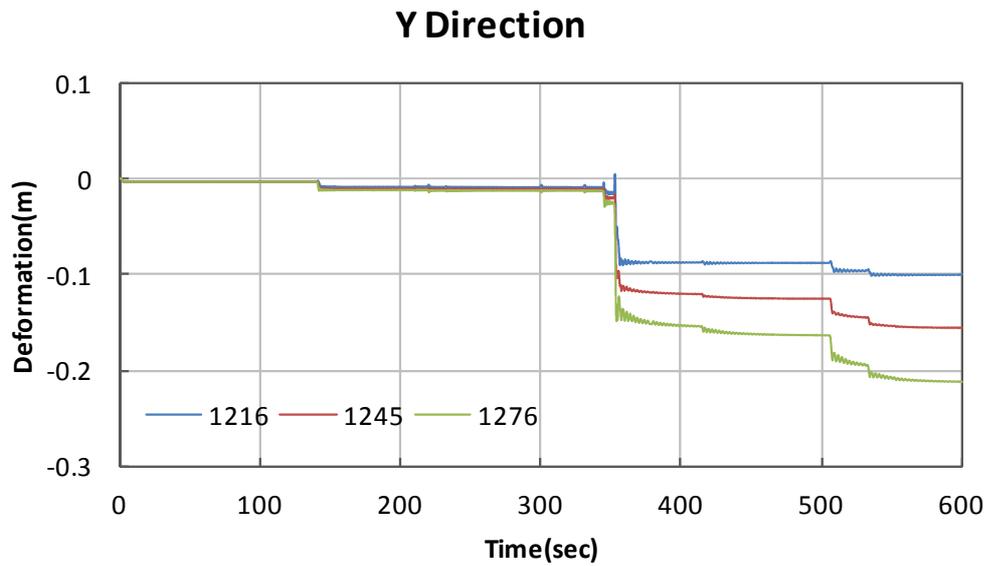


Figure(b) Nodes 164, 173, 263, 326, 380, 479, 488의 y-direction.

**Figure 7.13 Y-direction node deformations.**



(a) Upper part deformations of caisson of x-direction.



(b) Upper part deformations of caisson of y-direction.

Figure 7.14 Upper part deformations of caisson.

이상의 지반변형과 관련된 Figure 7.10에서 Figure 7.14의 결과를 살펴보면, 지반과 체체의 변형은 어떠한 한 개의 큰 파에 변형이 결정되는 것이 아니고, 파랑의 주기에 따른 파의 크기에 따라 변형이 시간에 따라 지속적으로 발생하고 있음을 알 수 있다. 그리고 최대 과압이 작용하는 352초경의 시점에 최대 순간변형이 발생하고, 그 이후에도 변형이 무시할 수 없을 정도로 많이 증가하고 있음을 볼 수 있다. 그런데 최대 과압이 발생하기 전에는 변형이 발생하기는 하고 있으나 최고 과압 이후의 변형에 비해서는 훨씬 적게 발생하고 있음을 알 수 있다. 이것은 지반의 progress solidification 현상에 의한 것으로 Miyamoto, Sassa and Sekiguchi(2004)와 Sumeret al. (2006) 결과와 유사하다. 이 현상은 완전 액상화된 지반 외에도 과잉간극수압이 소산되면서 지반의 경화 현상이 발생하는 것을 설명한 것이다.

Figure 7.15는 이미 앞에서 설명한 지반변형과 관련한 모든 사항을 고려한, 즉 600초 Caisson에 작용한 파에 발생한 누적변형량을 도시한 최종 Figure이다. Figure에서 보는 바와 같이 Caisson은 배면방향으로의 측방변형과 연직방향의 침하가 발생하고 있고, 특히 파가 작용하는 방향이 Caisson의 전면부인 관계로 배면쪽 절점 1275의 변형이 전면쪽 절점 1215의 변형 보다 훨씬 많은 침하량은 보이고 있다. 그리고 지표면 변형의 경우 방과제 배면 Toe 부분에서는 약간의 융기량이 발생하고 있음을 보여주고 있다.

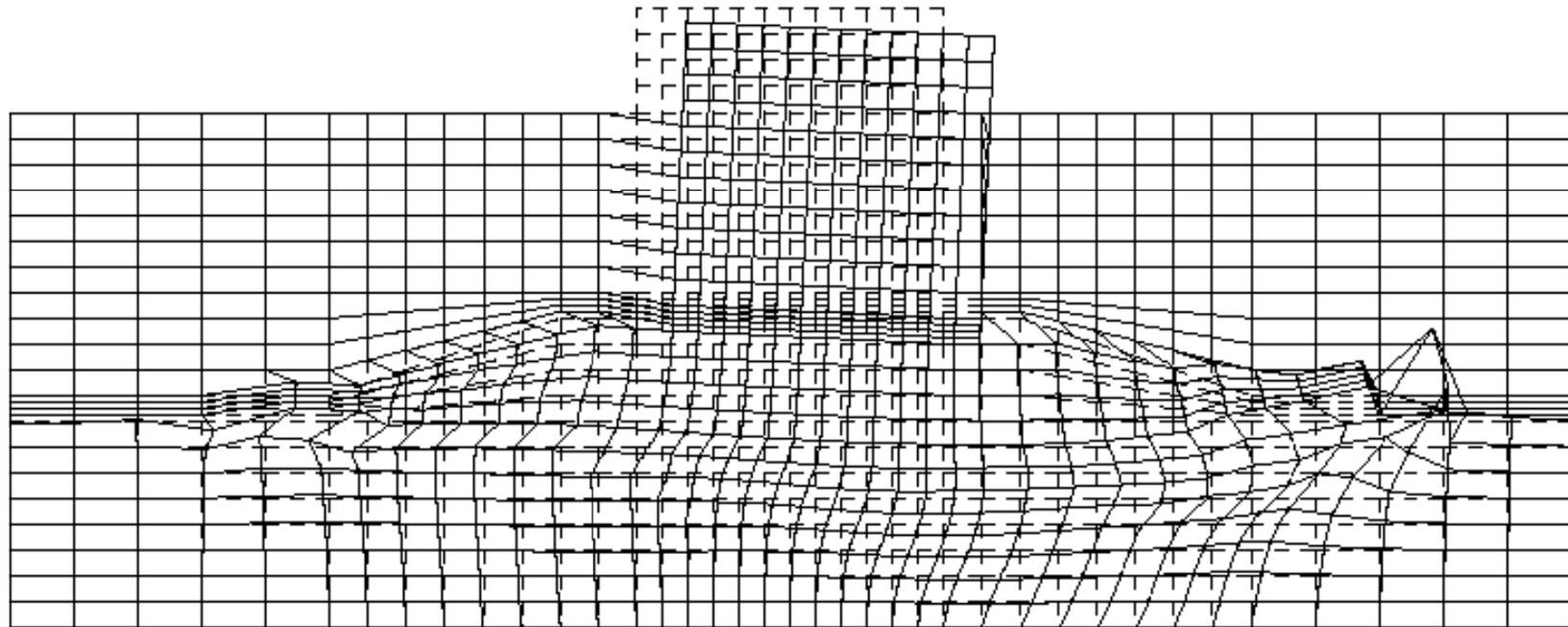


Figure 7.15 Final deformation appearance of seabed and breakwater.

## (2) 간극수압

Figure 7.16은 앞에서 설명한 Figure 7.6의 시간이력파압이 600초 동안 케이스에 작용할시 하부 지반에서 발생하는 요소별 최대과잉간극수압비를 도시한 것이다. 과잉간극수압비는 초기유효응력에 대한 현재유효응력의 비의 관계로 나타난 것으로 과잉간극수압비 1은 지반의 액상화를 의미한다. Figure에서 과잉간극수압비는 방파제 전면부와 배면부의 Toe가 위치하는 하부 첫 번째 지층 부근에서 아주 높게 발생하는 것으로 나타나고 있으며 이 지점에서 멀어 질수록 과잉간극비가 낮아지고 있다. 그리고 방파제의 전면부와 배면부를 비교하여 보면 과잉간극수압비가 높게 나타나는 지역이 배면부에서 더 많이 분포하는 것으로 나타나고 있다.

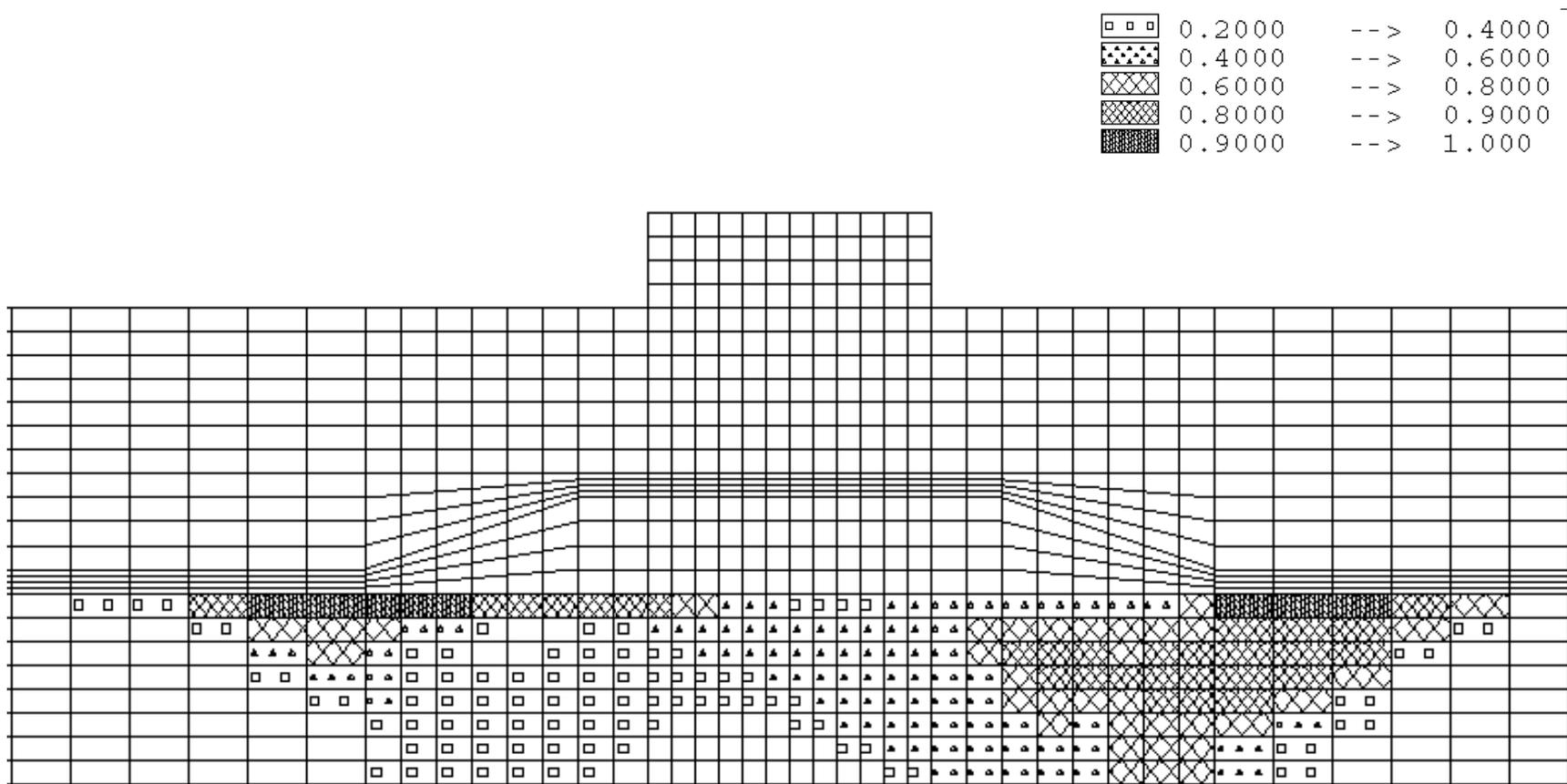


Figure 7.16 Distribution of maximum excess pore water pressure ratio.

Figure 7.17은 과잉간극수압비의 시간이력파압에 따른 변화를 살펴보기 위하여 선정된 요소를 나타낸 것이다. Figure에서 요소 153 및 요소 385는 Figure 7.16에서 가장 높은 과잉간극수압비를 보이고 있는 방파제 전면부와 배면부 Toe 바로 아래에 위치하는 지표면 지층에 대한 요소를 나타낸 것이고 요소 273은 이들의 중앙에 위치하는 요소이다. 그리고 지중 요소의 변화를 설명하기 위해 위 3개 요소의 아래에 위치하고 있으며 네 번째 지층에 해당하는 요소 156, 276, 388에 대한 3개 요소를 선정하여 총6개의 요소에 대하여 Figure에 나타낸 것이다.

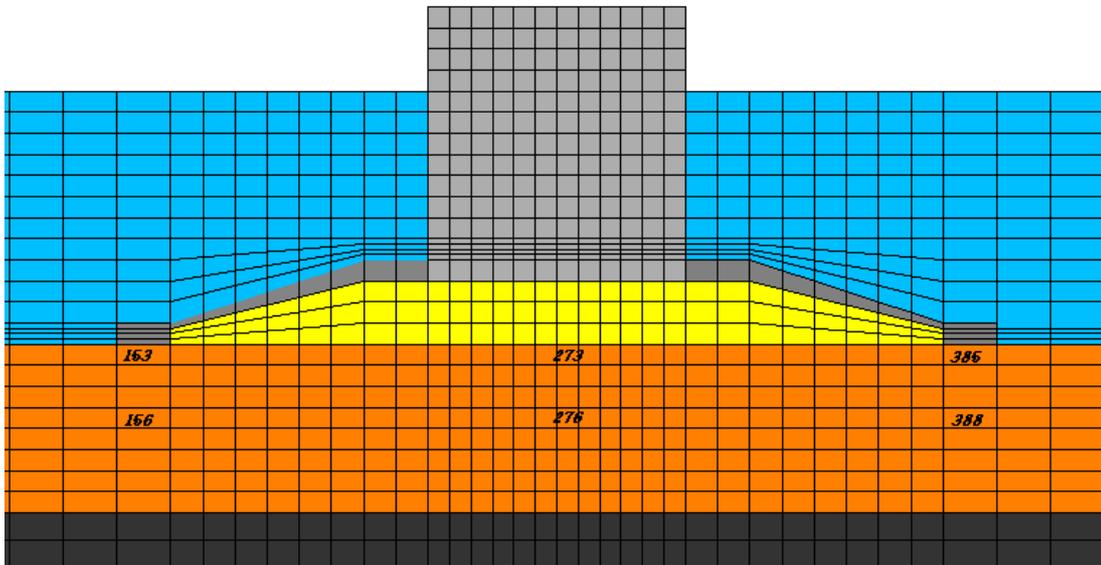
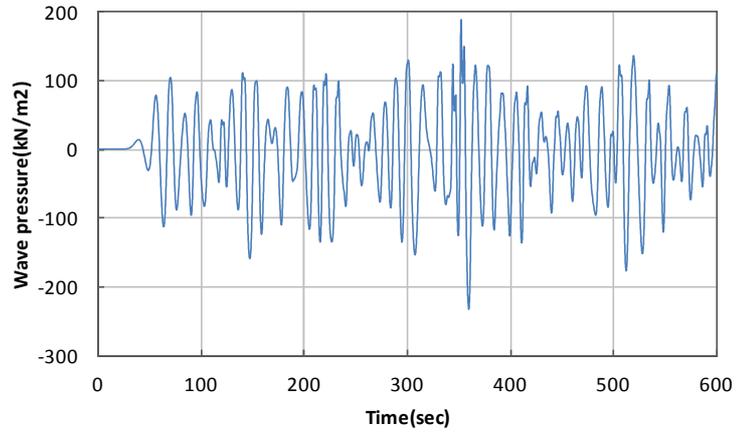


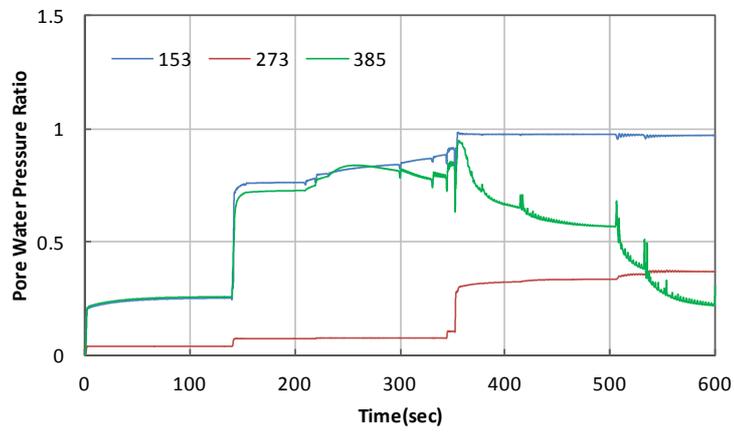
Figure 7.17 The element for dynamic analysis.

Figure 7.18은 지반내 6개 요소에서 발생하는 시간이력에 따른 과잉간극수압비의 변화를 도시한 것이다. Figure (a)는 Figure 7.6의 시간과압이력도들 중 14 요소에 대한 것을 대표로 도시한 것이다. Figure에서 과압은 시간에 따라 크기의 차이를 보이며 진동을 보이고 있으며 352s에서 가장 큰 파봉과 파곡을 나타내고 있다. Figure(b)는 첫 번째 지층에 위치하는 요소 153, 273, 385에 대한 시

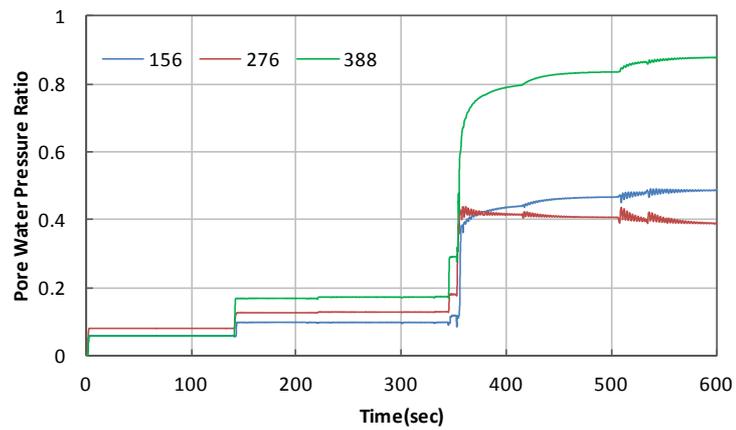
간과압이력에 따른 과잉간극수압비를 나타낸 것이다. Figure에서 과잉간극수압비는 모든 요소에서 과압이 최대가 되는 352s 까지 계속 증가하는 경향을 보이고 있으며 요소 153과 385에 대한 과잉간극수압비가 요소 273에서 보다 훨씬 크게 나타나고 있다. 그리고 요소 153에서는 352s 이후에도 과잉간극수압비가 계속 일정한 상태를 유지하는 반면에 요소 385에서는 급격한 감소되는 경향을 보이고 있다. Figure(c)는 네 번째 지층에 대한 요소 156, 276 및 388에 대한 과잉간극수압비를 도시한 것으로 이들 요소에 대한 과잉간극수압비는 Figure(b)에 도시한 지표면 층에서 보다 훨씬 작게 나타나고 있다. 그리고 지층에서 과잉간극수압비는 방파제 전면부보다 배면부에서 크게 발생하는 것으로 나타나고 있음을 알 수 있다.



(a) Time history of wave pressure on element 14.



(b) Element 153, 273, 385.



(c) Element 156, 276, 388.

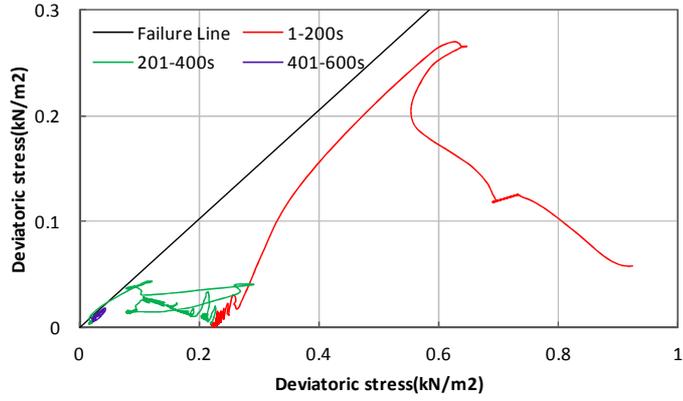
Figure 7.18 Time history of excess pore water pressure in element.

### (3) 유효응력

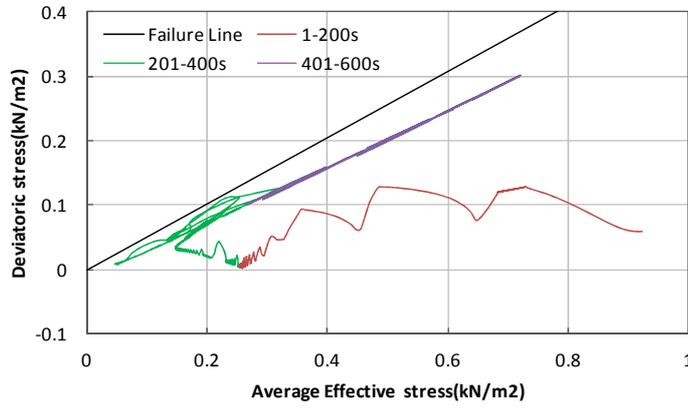
Figure 7.19는 방파제에 시간이력에 따른 파압이 작용할 시 발생하는 방파제 하부지반에서 발생하는 응력상태의 변화를 알아보기 위하여 Figure 7.17에 도시된 153, 156, 273, 276, 385, 388의 6개 요소의 유효응력경로를 나타낸 것이고 Figure에서 경사진 직선은 제주 외항의 흙의 특성을 설명한 Table 7.5에서 모래의 내부마찰각이  $31^\circ$ 일 때 Mohr-Coulomb의 파괴규준에 의한 파괴포락선을 도시한 것이고 직선 아래에 도시된 선들은 각 요소들에 대한 응력경로를 나타낸 것이다. Figure(a)는 방파제 전면부 지표면 요소인 153에 대한 유효응력경로를 나타낸 것이다. 요소 153은 파력이 작용하기 전인 최초의 평균유효응력  $((\sigma_y' + \sigma_x')/2)$ 상태가 1에도 미치지 못하는 아주 낮은 응력상태를 보이고 있다. 그리고 시간이력에 의한 응력경로는 점점 더 낮은 평균유효응력  $((\sigma_y' + \sigma_x')/2)$ 상태로 가며 점점 파괴포락선으로 가까워지며 시간이력이 300초대 후반부터 600초까지 거의 파괴포락선과 만나는 것으로 응력경로를 나타내고 있지만 파괴포락선 밖으로 나가지는 않고 있다. 즉 이와 같은 현상은 현재의 응력상태가 파괴에 까지 이르지 않는 않지만 300초대 후반부터는 거의 파괴상태에 가까워진 아주 위험한 상태에 접근하고 있음을 알 수 있다. 이러한 경우 이 요소가 위치하는 방파제 전면 Toe 부근에 대한 쇄굴 현상이나 파력에 대한 사면안정에 대한 검토가 필요할 수도 있다. Figure(b)는 방파제 배면 Toe에 해당하는 지표면 요소 385에 대한 유효응력경로도이다. 이 요소의 응력경로 출발점은 요소 153에서와 비슷한  $0.93\text{kN/m}^2$ 정도이다. 그리고 시간 이력이 대략 350초까지의 응력경로는 파괴포락선 쪽으로 접근하는 경향을 보이다 파력이 최고치를 나타내는 352초를 지나서는 응력경로가 파괴포락선으로부터 조금씩 멀어져 가고 있어 Figure(a)에 비해서는 안전한 것으로 나타나고 있다.

Figure(c)는 나머지 4개의 요소에 대한 경로를 같이 도시한 것이다. Figure에서 각 요소들의 유효응력 시작점은 요소 153과 385에 비해 훨씬 높은 응력상태에서 출발하고 있음을 알 수 있다. 그리고 이들 요소에 대한 유효응력경로를 살펴보면 요소 156, 273, 276은 경로가 파괴포락선과 차이를 두고 있어 요소내의 응력상태가 안전한 것을 알 수 있다. 그러나 요소 388의 경우는 시간이력에 따라 유효응력경로가 파괴포락선에 가까이 접근하고 있는 것으로 나타났다. 그러나 요

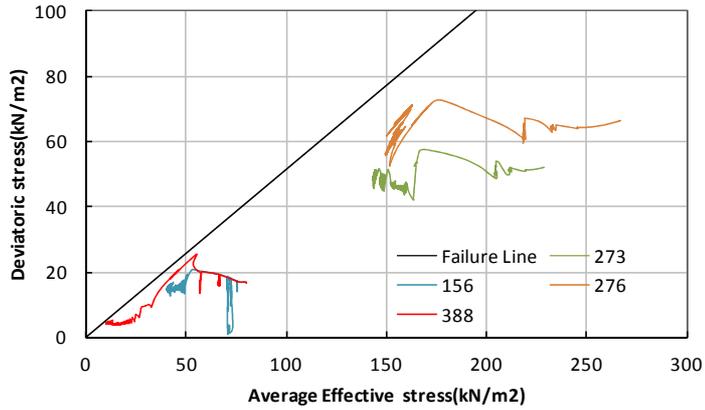
소 388의 경우 축척을 확대하였을 경우 요소 153이나 385 만큼은 접근하지 않는 것으로 확인되었다. 이상으로 6개 요소에 대한 유효응력경로를 검토해 본 결과 요소 153, 385, 388에서는 응력경로가 파괴포락선에 아주 근접하고 있어 이들 요소에 대한 세심한 주의가 요구된다. 그리고 이러한 결과는 Figure 7.16의 과잉간극수압과도 관련이 많이 있음을 알 수 있다. 따라서 과잉간극수압비가 높은 요소에 대해서는 많은 주의가 요구된다.



(a) Element 153.



(b) Element 385.



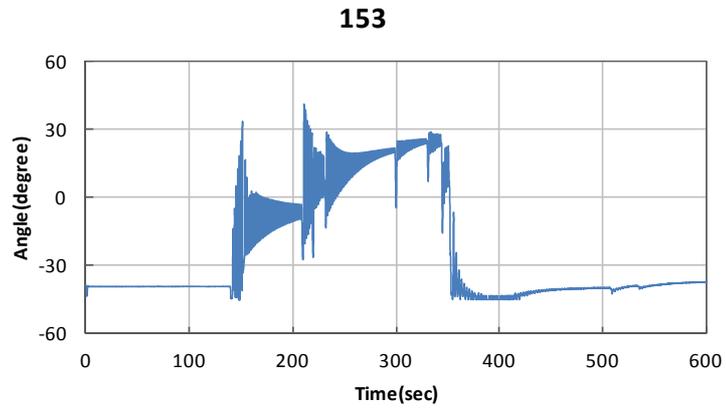
(c) Element 156, 273, 276, 388.

Figure 7.19 Effective stress path on time history.

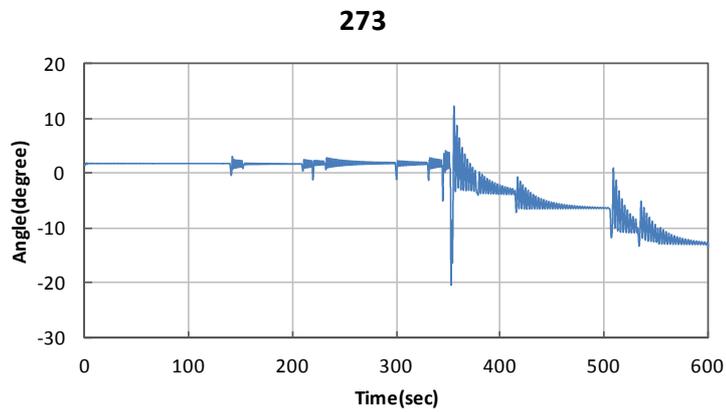
Figure 7.20은 방파제에 작용하는 시간이력파압에 따라 변화하는 최대주응력의 방향을 도시한 것이다. Figure(a)는 요소 153에 대한 주응력의 방향을 도시한 것으로 주응력의 방향은 파가 작용하기 전 방파제의 축조과정에서 주응력의 방향이 이미 양의 방향으로 약 40°정도 회전되어 있는 상태이었다.

그리고 방파제에 작용되는 파력에 의해 주응력의 방향이 일정하게 유지하다 약 140초 정도에서부터 음의 방향과 양의 방향을 불규칙적으로 반복하다 최대 파압이 작용하는 350초 경부터 양의 방향으로 45°까지 회전하였다가 서서히 감소하는 것으로 나타나고 있다. Figure(b)는 방파제 하부 정중앙에 위치하는 요소 273에 대한 주응력의 방향을 도시한 것으로 주응력의 방향은 최초 약 -2°정도를 유지하다 가장 큰 파력이 작용하는 350초경에 양의 방향으로 21정도 회전하였다가 양과 음의 방향을 반복하다 양의 방향으로 주응력의 방향이 나타나고 있다. 그러나 요소 153에 비하면 주응력 방향의 변화가 크게 나타나지 않고 있다.

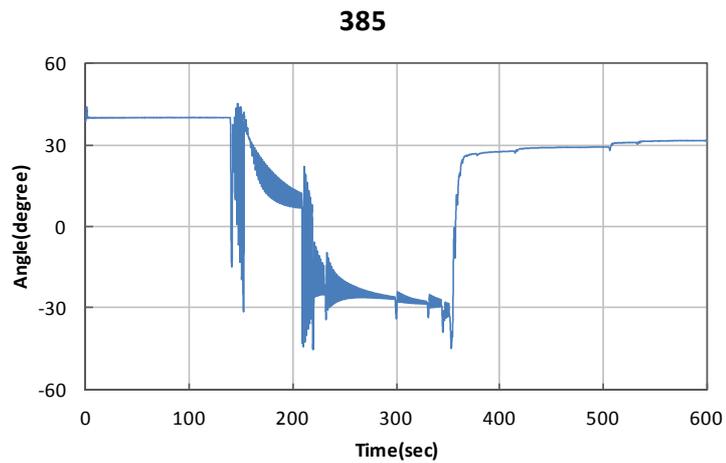
Figure(c)는 방파제 배면에 위치하는 요소 385에 대하여 도시한 것으로 주응력의 방향은 전면부에 대한 요소 153과 크기에서 차이는 있지만 방향은 반대로 나타나고 있다. 이상으로부터 방파제의 하부 지층에서는 시간이력에 따른 파력이 작용할 때 주응력의 방향이 많은 변화가 있음을 알 수 있었다.



(a) Element 153.



(b) Element 273.



(c) Element 385.

Figure 7.20 Rotation of principal stress.

## 7.5 비교검토

현재 기존의 설계방식에 의한 방파제의 침하량 산정방법에 대한 검토를 위하여 2장에서 설명한 기존이론에 의해 산정한 침하량과 제주외항 서방파제에서 직접 측정한 계측결과를 비교하여 검토하였다.

### (1) 기존 이론식에 의한 계산

계산에 이용한 대상은 제주외항서방파제의 80여개 케이슨들 중 TTP 피복을 한 8개의 서측 무공케이슨중 하나인 No.16에 대하여 실시하였다. 그리고 모래의 침하량은 2장에서 설명한 기존이론 중 De Beer식과 Schmertmann 식에 침하량을 각각 구한 후 침하가 크게 발생하는 값을 사용하였으며, 사석의 침하량은 변형 Terzaghi 식을 사용하였고,  $\alpha$ 값은 제주외항 2단계 공사에서 설계값으로 사용한 0.025를 적용하였다.

#### 1) 원지반 상부 최대 접지압

##### 가) 기초사석 마운드 상부 최대 접지압(P)

$$P = \frac{Q}{B \cdot L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$
$$= 11989.74 / (19.5 \times 26) \times (1 + 6 \times 3.202 / 19.5) = 46.95 \text{ tf/m}^2$$

여기서, Q = 수직력(상시, 상재하중 포함)

B = 케이슨 저판폭(=19.5m)

따라서, No 지점 기초사석 마운드 윗면의 최대접지압  $P=46.95 \text{ tf/m}^2$ 임

또한, 사석마운드에 가해지는 분포하중 폭은 다음과 같이 계산함

##### 나) 접지압 분포폭(b)

○ 상부하중에 대한 접지압의 분포폭은 다음과 같이 산정함

○ 접지압이 삼각형 분포일 때(  $e > \frac{B}{6}$  )  $\Rightarrow b = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$

○ 접지압이 사다리꼴 분포일 때(  $e < \frac{B}{6}$  )  $\Rightarrow b = B$

○ 본 지역의 경우  $\frac{B}{6} = \frac{19.5}{6} = 3.25\text{m} > e(=3.202\text{m})$

○ 따라서, 하중분포는 케이슨 하부에 사다리꼴 분포( $b=B$ )를 형성함

다) 원지반 상부 최대 접지압(  $P'$  )

$$P' = \frac{b}{L} \times P + \gamma D_f$$

$$= \frac{19.5}{33.18} \times 46.95 + 1.0 \times 9.2 = 36.79 \text{ tf/m}^2$$

여기서,  $b$  : 사석마운드 윗면에서의 케이슨밑면 반력 분포 폭( $B=19.5\text{m}$ )

$L$  : 기초지반 윗면의 하중 분포 폭( $=25.5\text{m}$ )

$$L = b + D_f \times [\tan(30+\alpha) + \tan(30-\alpha)]$$

$$= 19.5 + 9.2 \times [\tan(30+24.193) + \tan(30-24.193)] = 33.18 \text{ m}$$

여기서,  $\gamma_1'$  = 사석마운드 수중단위중량( $=1.0 \text{ tf/m}^2$ )

$D_f$  = 사석마운드 두께( $=9.2\text{m}$ )

2) 원지반 지중응력( $P_0$ )

$$P_0 = \gamma_2' \times z = \gamma_2' \times H/2 = 0.9 \times 15.8/2 = 7.11 \text{ tf/m}^2$$

여기서,  $\gamma_2'$  = 원지반 모래 수중단위중량( $0.9 \text{ tf/m}^2$ )

$H$  = 원지반 모래층 두께( $15.8\text{m}$ )

3) 원지반 모래층 탄성침하량( $S_i$ )

가) De Beer식

$$S_{i-1} = 0.04 \times \frac{P_0}{N} \times H \times \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right)$$

$$= 0.04 \times \frac{7.11}{20} \times 15.8 \times \log\left(\frac{7.11 + 36.79}{7.11}\right) = 0.1776\text{m}$$

여기서,  $N$  : 원지반 모래층  $N$ 치( $N=20$ )

$H$  : 원지반 모래층 두께( $=15.8\text{m}$ )

나) Schmertmann식

$$\begin{aligned}
 S_{i-2} &= C_1 \times C_2 \times (\bar{q} - q) \times \Sigma \frac{I_z}{E} \times H \\
 &= 1.0 \times 1.0 \times 36.79 \times \frac{0.27}{1000} \times 15.8 = 0.1574\text{m} = 15.74\text{cm}
 \end{aligned}$$

여기서,  $C_1 =$  기초의 근입깊이에 대한 보정계수

$$= 1 - 0.5 \times \frac{q}{\bar{q} - q} = 1.0$$

$q = \gamma \times D_f = 0$ ,  $D_f$  : 기초의 근입깊이

$\bar{q} =$  기초저면 접지압 =  $36.79\text{tf/m}^2$

$C_2 =$  모래의 Creep에 대한 보정계수

$$= 1 + 0.2 \times \log[10 \times \text{시간(년)}] = 1.0$$

$E =$  원지반 탄성계수(=1000  $\text{tf/m}^2$ )

$I_z =$  변형 영향계수

$$0.2 + 0.3 \times \frac{Z}{B} \left( \frac{Z}{B} \leq 1, \text{연속기초} \right)$$

$$0.667 - 0.167 \times \frac{Z}{B} \left( \frac{Z}{B} > 1, \text{연속기초} \right)$$

여기서,  $\frac{Z}{B} = \frac{7.9}{19.5} = 0.24 < 1$

$$\Rightarrow I_z = 0.2 + 0.3 \times \frac{7.9}{19.5} = 0.27$$

$B =$  원지반 상부 접지압 폭(=19.5m)

4) 기초사석 마운드 침하량

가) 초기 자중응력( $P_0$ )

$$P_0 = \gamma_1' \times D_f \times \frac{1}{2} = 1.0 \times 9.2 \times \frac{1}{2} = 1.75 \text{tf/m}^2$$

나) 증가하중(P)

$$P = 46.95 \text{ tf/m}^2$$

다) 사석마운드 침하량

$$\begin{aligned} \text{Si-사석마운드} &= \alpha \times H \times \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \\ &= 0.025 \times 9.2 \times \log \frac{4.6 + 46.95}{4.6} = 0.2414\text{m} \end{aligned}$$

5) 서방과제(No.16 케이스) 탄성침하량

구 분	적용식	침하량(cm)	비 고
원지반 침하량	De Beer식	17.76	
	Schmertmann식	18.69	
사석 마운드침하량	경험식	24.14	$\alpha=0.025$
총 침하량(원지반+사석마운드)		42.83	Schmertmann식 적용

(2) 비교

Fig.7.21은 실측치와 계산치를 비교하기 위하여 제주외항서방과제의 80여개 케이스들 중 TTP 피복을 한 8개의 서측 무공케이스에 대하여 실시하였다. 이들 지점은 케이스 거치 이후 계측을 2년 이상 실시하여 다른 지점에 비해 상대적으로 계측기간이 길어 침하가 완전히 끝난 것으로 판단이 가능한 지점이다. Figure에서 수평축은 계측결과이고 연직축은 기존이론에서 구한 모래와 사석의 침하량을 합하여 구한 계산치이다. 그리고 각 지점에서 구한 계산은 앞에서 설명한 케이스 No.16과 동일한 방법에 의해서 구하였다. Figure에서 실측치와 계산

치를 비교하여 보면 실측치가 기준이론에 의한 계산치 보다 크게 나옴을 알 수 있고, 이런 값들에 대한 추세식으로부터 기준계산치가 실측치의 약 78.6% 정도로 기준이론에 의한 설계치가 과소 산정되고 있음을 알 수 있다.

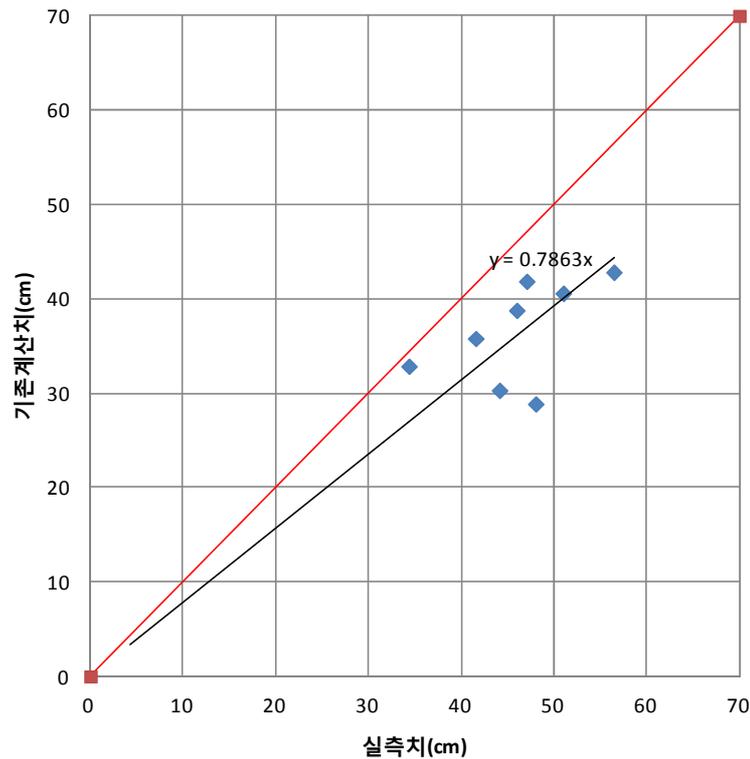


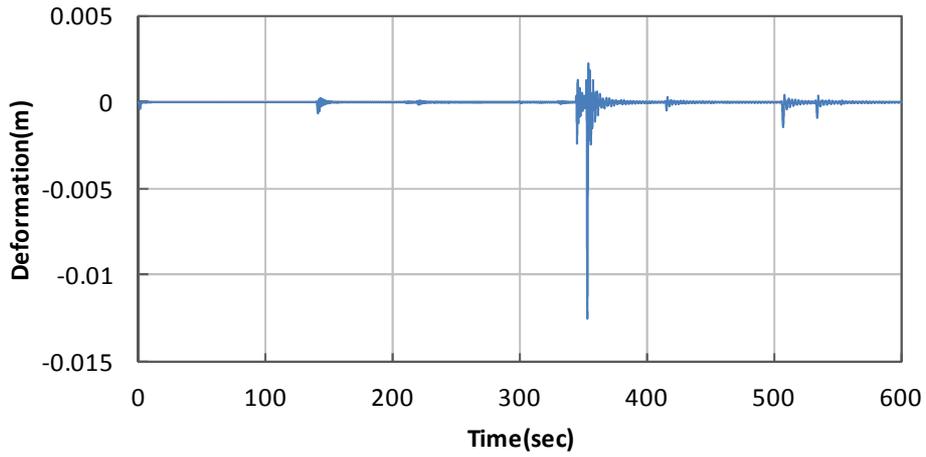
Figure 7.21 Comparison of the computations and analytic solutions.

한편 Figure 7.22는 실측치와 계산치에 대한 설명을 보다 자세히 하기 위하여 앞에서 이미 설명한 바 있는 Figure 7.14(b)의 케이슨 상단부 중앙에 위치하는 절점 1245의 연직변형을 다시 도시한 것이다. Figure 7.12(a)를 참고하면 최고 파봉이 발생하는 시간은 352초이고 최고 파곡이 발생하는 시점은 359.9초이다. Figure(a)에서 이들 시점을 중심으로 하여 변형이 발생하는 양상을 살펴보면 최고 파봉이 발생한 이후 압축을 보이는 변형은 353.6초까지 발생하고 그 이후에는 파곡에 의해 인장변형을 보이는 것으로 나타나고 있다. 그리고 최고 순간압축량이 발생하는 것은 353초에서 1.259cm의 양을 보였고 최대순간 침하량이

발생하는 시점을 중심으로 전후에 발생하는 침하량은 약 8.7cm로써 총 변형량 15.6cm에 약 58%가 발생하는 것으로 나타난다. 즉, 이들 침하량을 보다 자세히 살펴보면 최고파봉이 발생하기 이전에 이미 약1.7cm의 침하가 발생하였고, 최고 파봉에 의해 8.7cm의 침하가 그리고 그 이후에 발생하는 파압에 의해 5.2cm의 침하가 발생하는 것으로 나타난다. 이러한 수치해석 결과를 중심으로 살펴보면 파랑이 작용하는 방파제에서 변형은 예상되는 최고파에 의해서 결정되는 것이 아니라 설계주기파에 의해 지속적으로 발생하는 최고파 전후의 파에 의해서도 많은 영향을 받음을 알 수 있다. 그리고 최고파압이 작용하는 352초 전후의 파에 대한 영향을 살펴보면 352초 이후에 발생하는 파에 의한 변형량이 이전 보다 많은 영향을 받고 있음을 알 수 있다. 이러한 영향은 앞에서 검토한 간극수압이나 유효응력에 의한 영향이 큰 것으로 판단된다.

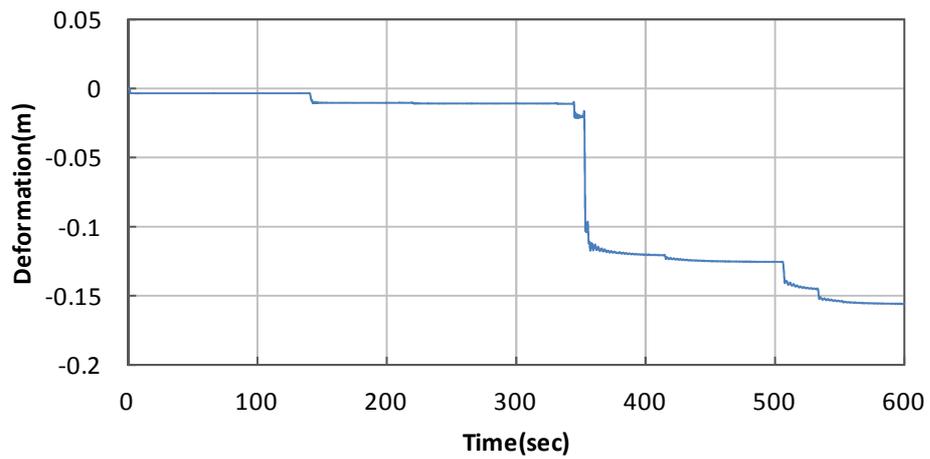
이러한 결과들로부터 파랑에 의해 발생하는 변형량은 어떤 지정된 일정 파압에 의해 발생하는 것이 아니고 파랑의 주기에 의해 발생하는 지속적인 파압에 의해 지속적으로 발생함을 알 수 있다. 또한 어느 일정한 최대파압에 의한 변형량을 총변형량으로 나타내기에는 부족한 부분이 많다는 것을 알 수 있다. 따라서 방파제의 설계시에는 이러한 파에 의한 영향이 고려되어야 할 것으로 판단된다.

### 1245 Y



(a) moment.

### 1245 Y



(b) cumulation.

Figure 7.22 Vertical deformation of node 1245.

Figure 7.23은 파랑의 주기에 따라 발생하는 변형량을 수치해석으로부터 구하여 기존이론에 의한 침하량에 그 양을 증가시켜 도시한 것이다. Figure에서 계산치에 대한 추세식을 살펴보면 실측치 보다 약 1.1063배 정도 과다 산정하는 것으로 나타나고 있다. 이러한 결과는 방파제의 안전한 설계를 위해서는 바람직한 결과라고 판단된다. 따라서 향후 방파제의 설계를 위해서는 파랑에 의한 지속적인 변형결과를 반영하여야 할 것으로 생각된다.

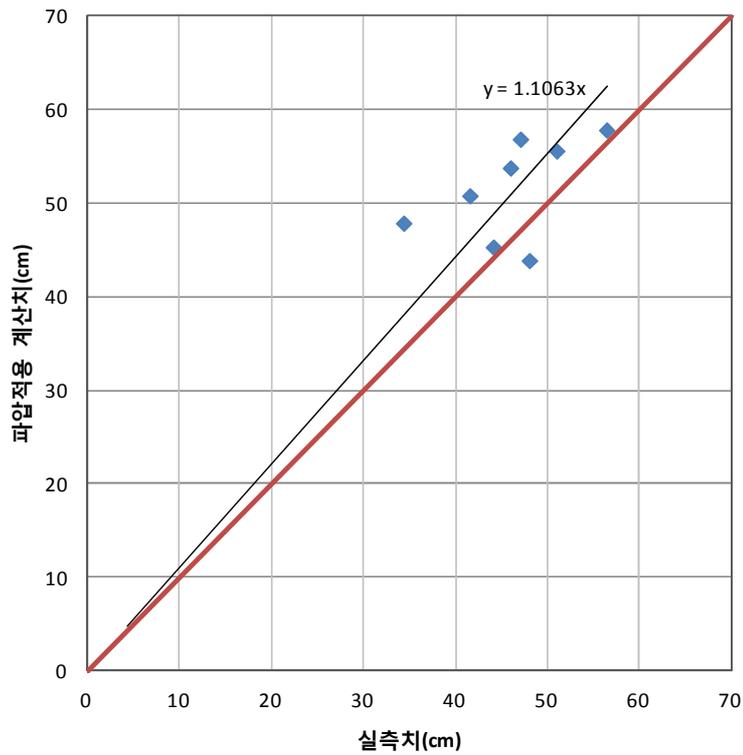


Figure 7.23 Comparison between the computation and analytic solutions according to wave pressures.

## VIII. 결 론 및 향후 연구방향

제주의항 서방과제의 실제 계측값에서 볼 수 있는 바와 같이 구조물을 거치 후 지반에서 초기 탄성침하량이 발생하며, 그 후 이 지역의 기초 모래 지반에 포함된 탄산염 모래의 재료적 특성으로 인해 장기침하가 발생하는 것을 알 수 있다. 하지만 이런 침하특성외에 태풍 “매미”가 통과한 시점에 큰 침하가 급속하게 발생된 것을 알 수 있다. 지금까지 연구에서 모래지반에 대한 탄성침하량과 탄산염모래 성분에 의한 침하량은 규명이 되었지만 태풍에 의해 발생된 과량하중에 의한 모래지반의 침하에 대한 연구는 거의 이루어지지 않은 실정이다. 그래서 본 연구에서는 태풍 통과 후 발생된 급속 침하를 규명하기 위해 수치해석 프로그램인 3D-NIT(Three-Dimensional Numerical Irregular wave Tank)를 이용하여 과압을 산정하고 그 결과를 이용한 지반해석이 이루어졌다. 연구 결과 다음과 같은 결론을 유추할 수 있었다.

1) 제주의항에서 과압이 발생할 때에 과압에 의하여 방과제에 침하가 발생하는 것을 확인하였다. 방과제 제체와 해저지반에 작용하는 시간에 따른 과압이력에서 볼 수 있는 바와 같이 일부 정수면 위를 제외하고 과압이 시간에 따라 반복적으로 구조물에 동하중으로 작용하고 있다. 그리고 케이슨과 사석마운드 뿐만 아니라 방과제 전면 해저지반에도 상당량의 동하중이 작용하는 것으로 나타났다.

2) 방과제 제체와 해저지반에 작용하는 시간 과압이력을 다중전단메카니즘 모델이 적용된 유효응력프로그램으로 해석을 수행한 결과, 시간에 따른 지반의 침하량, 과잉간극수압비, 유효응력경로가 산정되었다. 지반의 침하량은 측정 위치에 따라 약간 차이가 있으나 거의 유사하게 나타났다. 다만 항외 측 지점보다는 항내측 지점에서의 침하량이 조금 더 크게 나타난 것을 알 수 있다. 이는 실제 계측된 자료를 바탕으로 시간변화에 따른 침하를 나타낸 계측 결과와도 잘 일치하는 것으로 나타났다.

3) 제주외항 케이슨의 침하 결과 분석으로부터 초기침하는 케이슨의 거치 후 작용하는 파의 크기에 많은 영향을 받고 있음을 알 수 있었다. 즉 초기침하는 케이슨의 거치 후 큰 파랑이 오는 경우 초기침하가 파랑에 의해 조기에 끝이 나는데 반해 큰 파랑이 오지 않는 경우는 초기침하가 약 1년에서 1년 6개월 동안의 장기간에 걸쳐 발생하고 있음을 관찰할 수 있었다. 또한 제주도의 모래지반에서 침하형태는 크게 세 가지로 분류할 수 있었는데, 이는 즉시침하와 탄산염침하 그리고 파랑에 의한 침하로 나눌 수 있었다.

4) 지반해석결과 시간에 따른 침하량 곡선에서 파압에 의해 지반의 침하 경향이 분명히 발생함을 알 수 있어 파의 영향이 존재함을 확인할 수 있다. 파압분포와 연관해서 침하결하를 살펴보면, 평상시 파 조건에서 지반의 침하는 일어나지 아니하다가 시간이 경과함에 따라 파압이 증가하면 침하가 발생함을 알 수 있다. 그리고 최대 파압이 걸리는 시점에서 최대 침하가 발생함을 알 수 있다. 최대 파압에 의해 최대 침하가 발생 후 지반의 침하 경향은 매우 미비하게 발생된다. 이것은 지반의 progress solidification 현상에 의한 것으로 판단된다.

5) 지반해석결과 초기유효응력에 대한 현재 유효응력의 비의 관계로 나타내는 과잉간극수압비가 1일 때 지반이 액상화 되었음을 의미하는 과잉간극수압비는 해석결과에서 시간변화에 따른 과잉간극수압비의 변화는 위치 및 깊이에 따라 유사한 경향을 보인다. 하지만 사석마운드 선단부가 끝단 지반의 바로 아래 부분은 파압의 영향을 가장 직접적으로 받기 때문에 상대적으로 큰 값을 보였으며 그 과잉간극수압비가 거의 0.9로 액상화에 근접한 것으로 나타났다. 나머지 부분에서는 과잉간극수압비가 0.5 정도로 액상화가 발생하지 않았지만 지반의 강도에 영향을 미칠 수 있는 정도의 과잉간극수압이 증가되어 지반의 유효응력이 감소하여 침하발생에 기인된 것으로 판단된다.

6)  $p'$ ,  $q'$  좌표를 이용한 응력경로는 초기 응력상태가 사석마운드 선단부 해저지반 요소가 가장 취약한 상태임을 알 수 있다. 그리고 과잉간극수압의 증가함

에 따라 지반의 유효응력 상태가 원편으로 이동하는 것을 알 수 있다. 또한, 지반의 파괴상태를 알기 위해 Mohr-Coulomb 파괴선을 같이 도시하였는데 사석마운드 선단부가 끝단 지반의 바로 아래 부분 요소의 경우 파괴선에 근접하여 지반의 강도가 약화된 것을 알 수 있었으며, 나머지 요소들은 안정한 상태임을 보여준다.

7) 파랑하중이 작용하는 해양구조물에서 침하는 한 개의 큰 파압에 의해 결정되어 지는 것이 아니고 장시간에 걸쳐 작용하는 연속적인 파압들에 의해 발생하는 지반의 응력이력에 의해 결정되어 지는 것을 알 수 있었다. 향후 이와 유사한 조건으로 건설되는 해양구조물에 대하여는 지반의 응력이력에 의해 결정되는 사항을 설계에 포함 되어야 할 것으로 사료되며, 또한 이미 건설된 해양구조물의 유지관리에 대하여도 파랑하중에 의한 응력이력사항을 고려해야 할 것으로 사료된다.

따라서 폭풍 파랑하중에 의하여 해상의 구조물이 침하가 발생되므로 이에 따른 설치기준을 마련하는 연구가 시급하게 이루어져야 할 것이다.

## 참고문헌

- 강기천, 윤성규, 김태형, 김도삼 (2013) 파압에 의한 해안구조물-해저지반의 침하거동에 대한 수치해석, 한국해안·해양공학회논문집, Vol.25, No.1, pp.20-27.
- 김도삼, 이광호, 유현상, 김창훈, 손병규 (2004) 불규칙파동장에 있어서 VOF법에 의한 투과성잠제의 파랑제 특성에 관한 연구, 한국해안·해양공학회논문집, Vol.16, No.3, pp.121-129.
- 남정만, 조성환, 김태형 (2007) 제주 해안지역 모래의 압축 특성, 한국지반공학회논문집, Vol.23, No.6, pp.103-114.
- 박우선, 안희도 (1995) 충격파력을 받는 케이슨 방파제의 동적해석 모델, 한국해안·해양공학회논문집, 제 7권 제 1호, pp.108-115.
- 수산청, (1988) 해역별(동해, 남해)심해파 추정보고서
- 윤정수, (1995) 제주도 북사면의 기생화산체에 관한 연구, 제주대학교 해양연구소 연구보고 제19권, pp. 25~38
- 이광호, 범성심, 김도삼, 박종배, 안성욱 (2012) 공진장치에 의한 단주기파랑의 제어에 관한 연구, 한국해안·해양공학회논문집, Vol 24, No.1, pp.36-47.
- 이광호, 박정현, 김도삼 (2012) 3차원불규칙파동장하의 진동수주형 파력발전구조물에서 불규칙공기흐름의 수치시물레이션, 한국해안·해양공학회논문집, Vol.24, No.3, pp. 189-202.
- 이달수, 김창일, 염기대 (2004) 경사제에 작용하는 총파력 : I.수평파력, 대한토목학회 정기학술대회집, pp.1029~1035
- 이원민 (2011) 제주 외항 지역 항만 구조물의 침하분석, 제주대학교 석사학위논문
- 장병욱 (1995) 파랑하중에 의한 해저지반의 응력변화에 대한 연구, 서울대학교 과학기술부, pp. 91.
- 조성환 (2006) 제주 해안지역 모래의 특성에 대한 연구, 제주대학교 석사학위논문

- 조영석, 권순일, 한영훈, 김미화, 신혜정 (1992) 난수 발생기의 비교, Youngnam Statistical Letters, Vol.3, No.2, pp. 75-87.
- 제주지방해양수산청 (2000년) 제주외항 방파제(1단계)축조 실시설계.
- 제주지방해양수산청 (2006년) 제주외항 제2단계 항만시설 축조공사 실시설계.
- 지옥미, 우경식, 1995, 제주도 해변퇴적물의 구성성분, 한국해양학회지 제30권 제5호, pp.480~492
- 추연욱, 김동수 (2005) 배수조건에 따른 사질토 지반의 동적 변형특성, 한국지반공학회 논문집, 제 21권, 제 3호, pp. 27-42.
- 한국자원연구소, 1998, 제주·애월도폭 지질보고서, 제주도·한국자원연구소, pp21-23.
- 한국해양연구원, (2005. 8) 전해역 심해설계과 추정보고서
- 한국해양연구원, (2005. 12) 전해역 심해 설계과 추정 보고서 II)
- 허동수, 김창훈, 이광호, 김도삼 (2005) 파·구조물·지반의 비선형 동적응답해석을 위한 직접수치해석기법의 개발, 한국해안·해양공학회지, Vol.17, No.2, pp.86-97.
- 해양수산부, (2005) 방파제의 설계기준은 항만 및 어항 설계기준
- 해운항만청, (1975) 제주항 수리모형실험 보고서
- 해운항만청, (1976) 설계과 추정을 위한 조사연구보고서
- 해운항만청, (1981) 제주외항개발 기본계획보고서
- 해운항만청, (1988) 전국항만 설계과 산정보고서
- Bowles, J. E. (1977) Foundation Analysis and Design, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.
- Burland and Burdidge (1985) Settlement of foundations on sand and gravel, Prpceedings of the Institute of Ciivil Engineer, Part 1, Vol. 78, pp. 1325-1381
- Burland, J.B (1989) Ninth Lauritis Bjerrum Memorial Lecture : Small is beautiful - the stiffness of soils at small strains, Canadian Geotech, Journal, 26, pp. 499-516.
- Compaq Computer Corporation (2001) IMSL SRAT/LIBRARY - chapter 18

- : random number generation, Compaq Visual fortran Version 6.6, pp.1159-1245.
- Chang, Shang-Chun, Lien-Kwei Chien, Jaw-Guei Lin and Yung-Feng(2007) An experimental study on progressive wave-induced stresses duration in seabed soil, Journal of Marine Science and Technology, Vol. 15, No.2, pp. 129-140.
- Dobry, R. and Vucetic, M (1987) State-of-the-art report : Dynamic properties and response of soft clay deposits, Proc. Int. Symp. On Geotechnical Engineering of Soft Soils, Vol. 2, pp. 51-87.
- Fujiwara, R. (2005) A method for generation irregular waves using CADMAS-SURF and applicability for wave transformation and overtopping, Coastal Eng., JSCE, Vol 52, pp.41-45.
- Goda, Y. (1985) Random Seas and Design of Maritime Structures, University of Tokyo press, Japan, pp. 113-117
- Goda, Y. (2000) Random Seas and Design of Maritime Structures. Advanced Series on Ocean Engineering. 15 (2 ed.). Singapore: World Scientific.
- Hough, Benjamin K. (1957) Basic soils engineering, Ronald Press Co, New York
- Hough B.K. (1959) Compressibility as the Basis for Soil Bearing Value. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, VOL. 85, No. SM4, pp. 11-39.
- Hur, D.S. and Mizutani, N. (2003) Numerical estimation of the wave forces action on a three-dimensional body on submerged breakwater, Coastal Eng., Vol.47, pp.329-345.
- Hur, D.S. (2004) Deformation of multi-directional random waves passing over an impermeable submerged breakwater installed on a sloping bed, Ocean Eng., Vol.31, pp.1295-1311.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a) Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil

- Mechanics and Foundation Engineering, Vol.32, No. 2, pp.1- 15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.32, No. 2, pp.16- 20.
- Iai, S., Tobita, T. and Imai, J. (2005). Centrifuge model tests of uplift behavior of manhole in liquefable deposit, Proceedings 28th JSCE Earthquake Engineering Symposium, paper No.04 (in Japanese, with English abstract).
- Ishihara, K. (1996) Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics, Oxford University Press Inc., New York, pp. 152-179.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978) Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56.
- Kim, D.S. and Stokoe, K.H. (1994) Torsional Motion Monitoring System for Small-Strain( $10^6$  to  $10^{-3}$  %) Soil Testing, Geotechnical Testing Journal, Vol. 17, No. 1, pp. 17-26.
- Kim, T.-H., Nam, J.-M., Ge, L. and Lee, K.-I. (2008), Settlement Characteristic of Beach Sands and Its Evaluation, Marine Georesources and Geotechnology, Vol.26. pp,67-85.
- Kokusho, T. (1980) Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, pp. 45-60.
- Meyerhof, G. G. (1974) "Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay", Canadian Geotechnical Journal. Vol.11, No.2. 224-229
- Meyerhof, G. G.(1965). "Shallow Foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.91, No.SM2, pp.21-31.
- Mitsuyasu, H. (1970) On the growth of spectrum of wind-generated waves(2)-spectral shape of wind waves at finite fetch, Proc. Japanese

- Conf. on Coastal Eng., JSCE, pp.1-7.
- Miyamoto, J., Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2004), Progress solidification of a liquefied sand later during continued wave loading, *Geotechnique* 54, No. 10 pp. 617-629
- Ozutsumi, O. (2003) Study on numerical analysis of ground-structure interaction on liquefied ground during earthquakes, Doctoral Thesis, Kyoto University.
- Oumeraci, H., Partenscky, H.W., Kohlhase, S. and Klammer P. (1992) Impact loading and dynamic response of caisson breakwaters-Results of large-scale model tests. *Coastal Engineering*, pp. 1,475~1,488.
- Ozutsumi, O., Sawada, S., Iai, S., Takeshima, Y., Sugiyama, W. and Shimasu, T. (2002) Effective Stress Analyses of Liquefaction-Induced Deformation in River Dikes, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.22, pp.1075-1082.
- Ozutsumi, O. (2003) Study on numerical analysis of ground-structure interaction on liquefied ground during earthquakes, Doctoral Thesis, Kyoto University.
- Parry, R.H.G., (1971) A Direct Method of Estimating Settlements in Sand from SPT Values. *Proceedings of the Conference of the Midlands Soil Mechanics and Foundation Engineering Society*, pp. 29-37
- Rebstock, Daniel, Holger Wienbroer and Gerhard Huber(2007) Nonlinear wave propagation in soil, *International Symposium on Strong Vrancea Earthquakes and Risk Mitigation*, Bucharest, Romania.
- Richart, F.E., Hall, J.R. and Wood, R.D. (1970) *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice Hall, Englewood Cliffs.
- Sawada, S., Ozutsumi, O. and Iai, S. (2000). Analysis of liquefaction induced residual deformation for two types of quay walls: analysis by "FLIP", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering* (Auckland), No.2486.

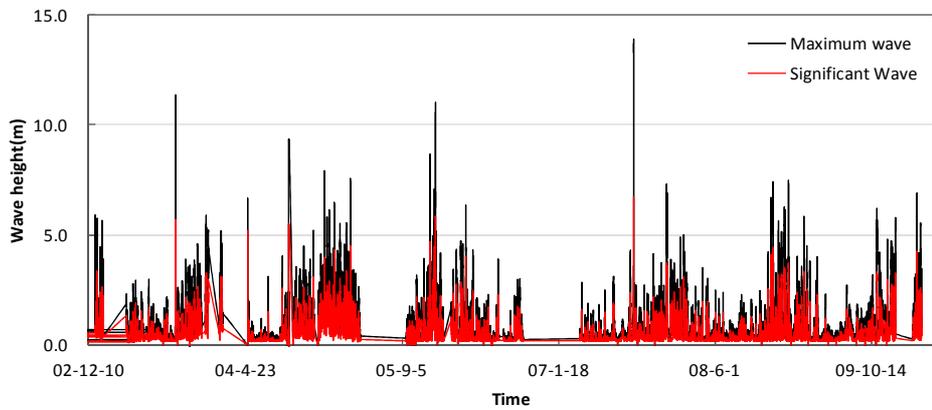
- Schmertmann, J. H. and Hartman, J. P. (1978) "Improved Strain Influence Factor Diagrams", Journal of the Geotechnical Engineering Division. American Society of Civil Engineers, Vol.104. No.8. 1131-1135
- Sumer, B. M., Hatipoglu, F. Fredsoe, J. and Sumer, S. K. (2006) The sequence of sediment behaviour during wave-induced liquefaction, Sedimentology 53, pp.611 - 629.
- Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1992) Engineering properties of soils and rocks from in-situ and laboratory test, Key note lecture for session 1, Proc. of 9th Asian Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 101-170.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967) Soil Mechanics in Engineering Practice. second. Ed., John Wiley & Sons, New york.
- Towata, I. and Ishihara, K. (1985) Modeling soil behaviour under principal stress axes rotation, Proceeding of the Fifth International Conference on Numerical Method in Geomechanics, Vol. 1, pp.523-530.
- Troch, P. (1997) VOFbreak, a numerical model for simulation of wave interaction with rubble mound breakwater, Proc. 27th IAHR Congress, San Francisco, USA, pp.1366-1371.
- Van der Meer, J.W., Petit, H.A.H., Vaan den Bosch, P., Klopmanm G and Broekens, R.D. (1992) Numerical simulation of wave motion on and in coastal structures, Proc. 23rd ICCE, Venice, Italy, pp.1772-1784.
- Zienkiewicz, O. C. and Bettess, P. (1982) Soils and other saturated media under transient, dynamic conditions, Soil mechanics-Transient and Cyclic Loads (Pande and Zienkiewicz eds.), John Wily and Sons, pp.1-16.
- 沿岸開発技術研究センター (2001) CADMAS-SURF数値波動水路の開発・研究.

## 부 록

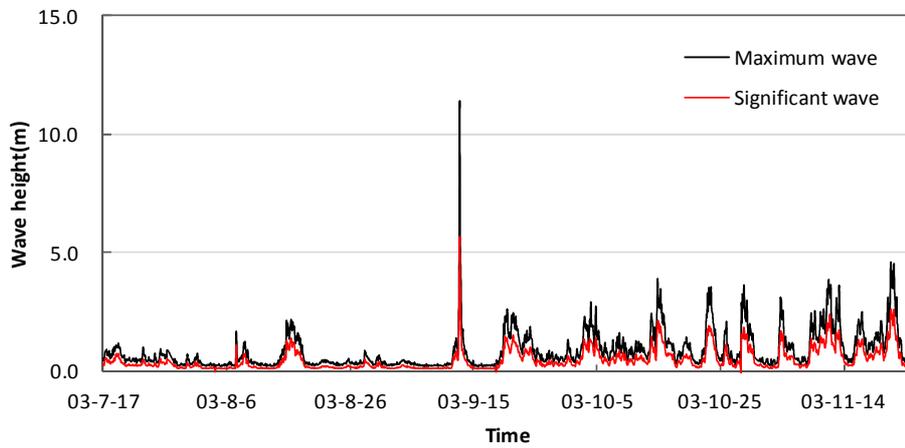
1. 파고(파고, 주기) .....	209
2. 파압(케이슨, 경사면, 해저면) .....	211
3. 분석요소 및 절점번호 .....	224
4. 변위 분석도 .....	226
5. 간극수압 분석도 .....	229
6. 주응력 방향 분석도 .....	231
7. 유효응력 분석도 .....	235
8. 변이과정 분석도 .....	239



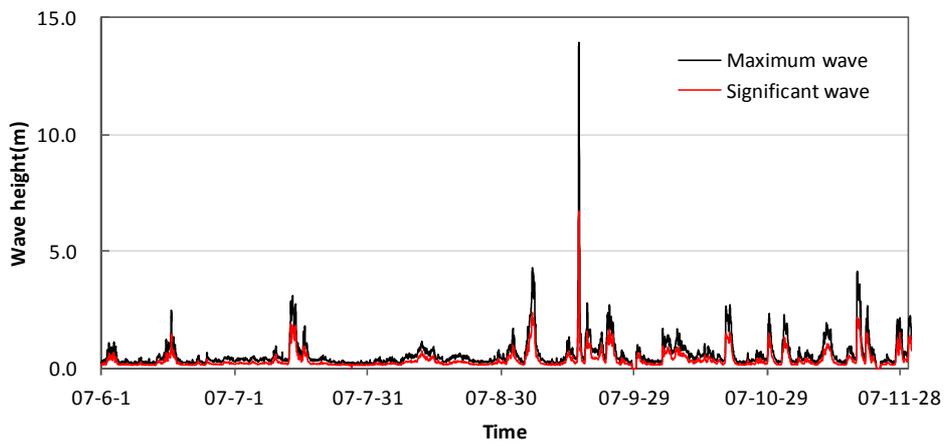
1. 파고(최고파고).



전체

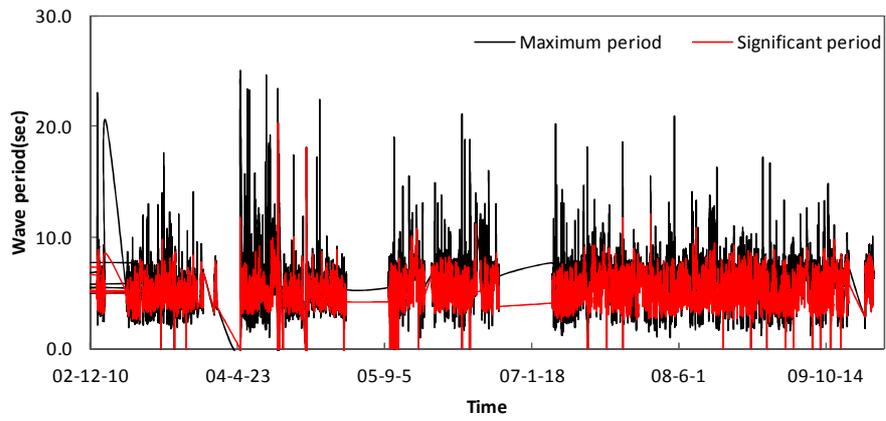


매미 전후

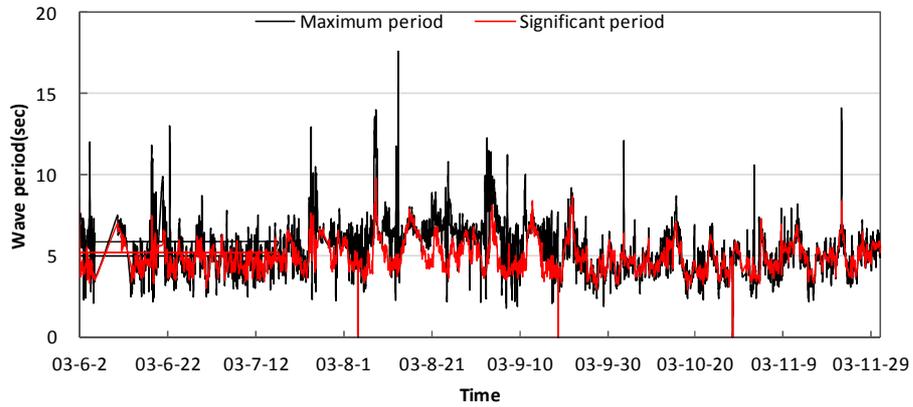


나리 전후

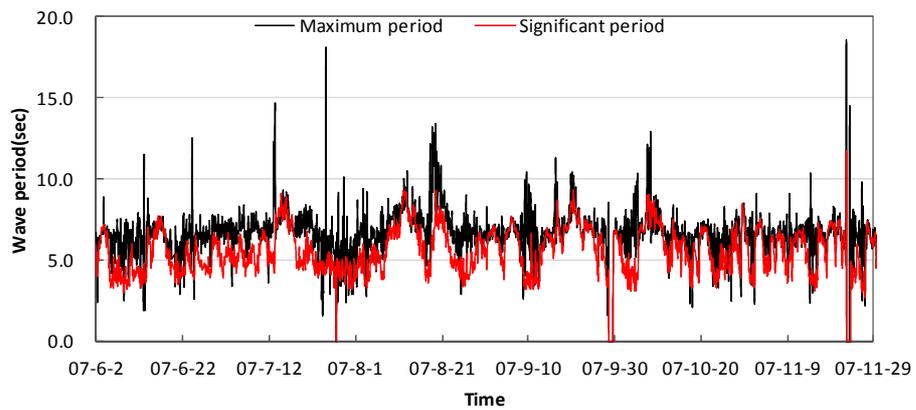
(파고의 주기)



전체

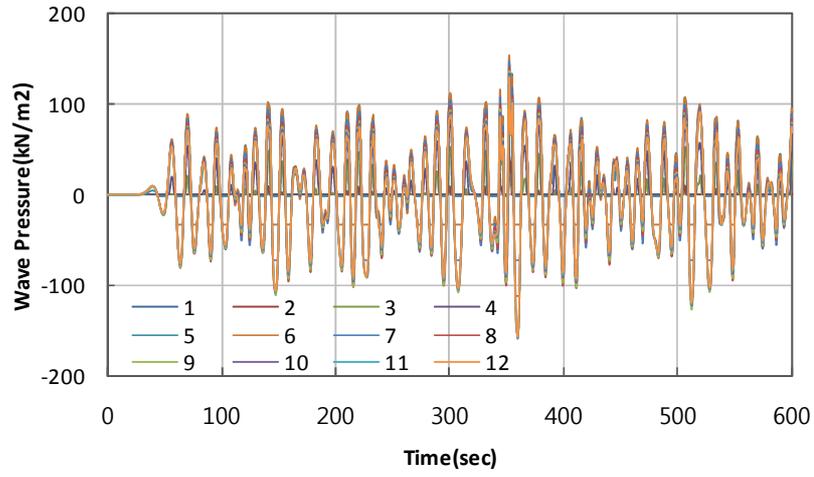


매미 전후

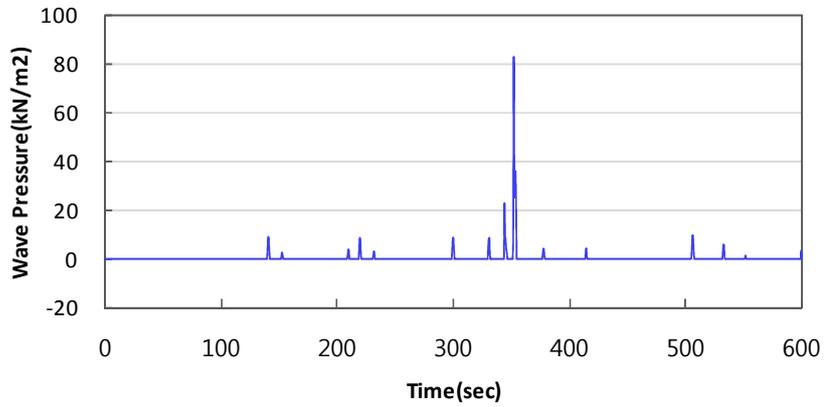


나리 전후

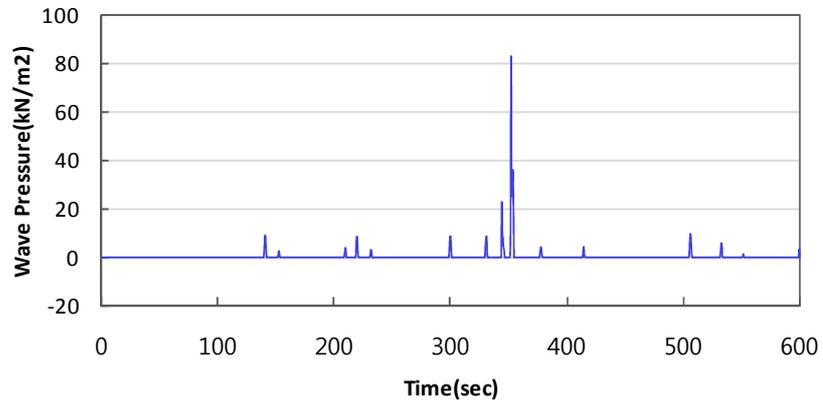
## 2. 파압(케이슨)



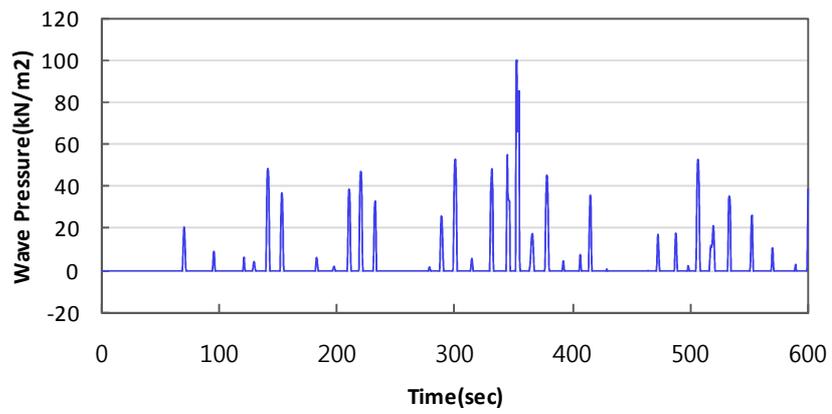
**1**



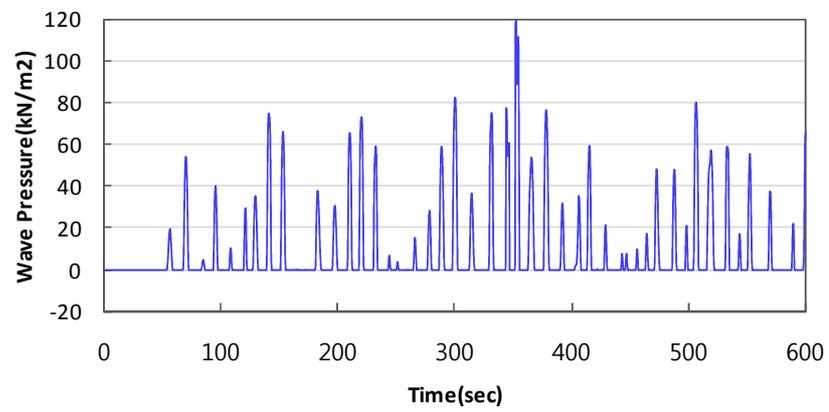
**2**



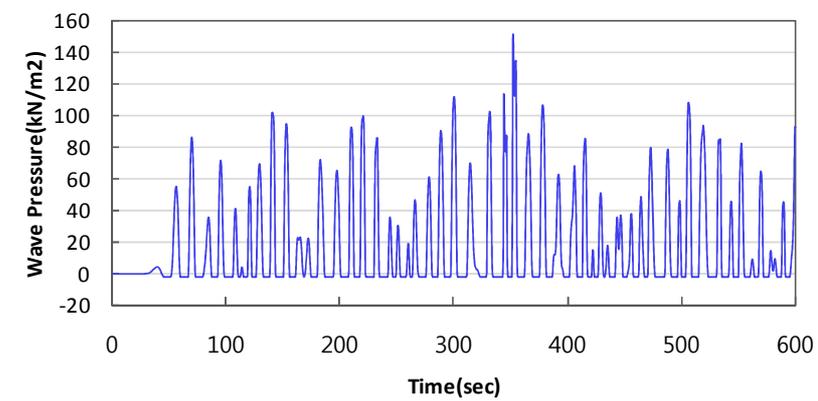
3



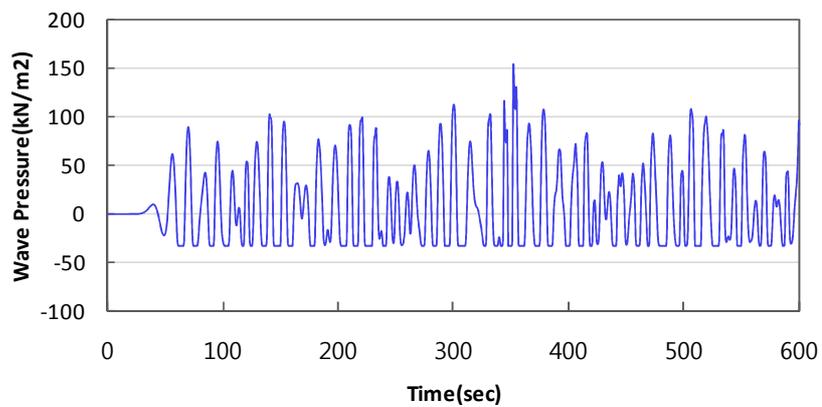
4



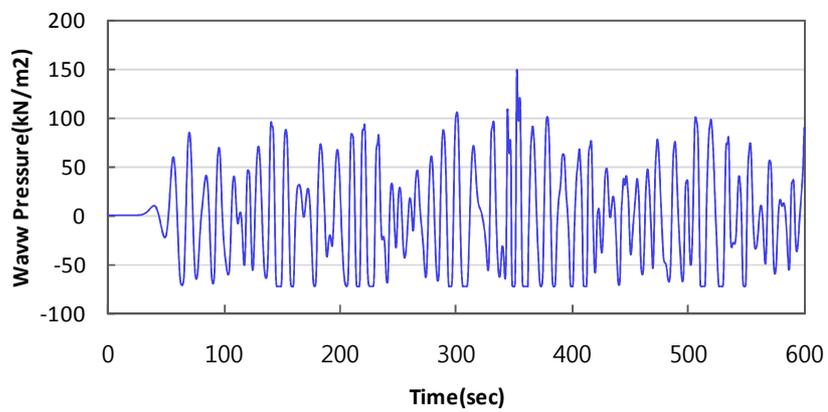
5



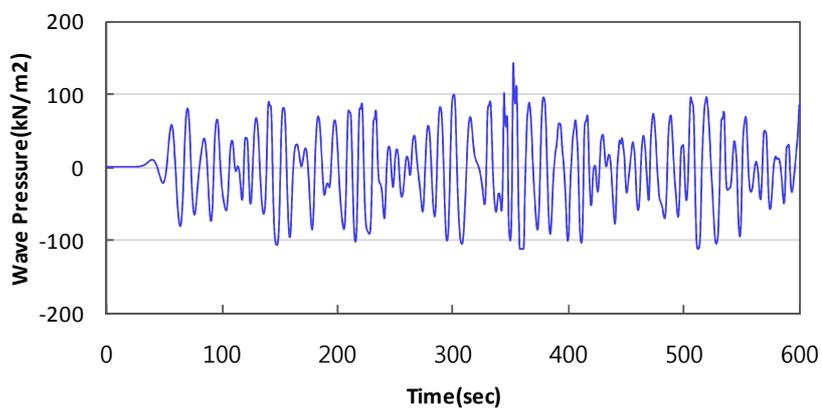
6



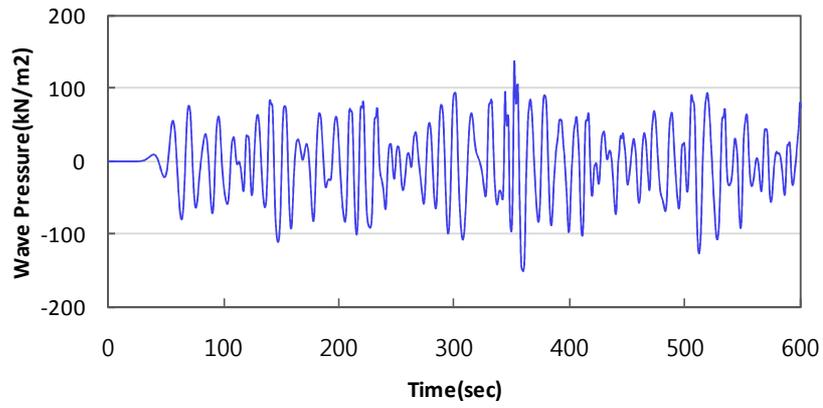
7



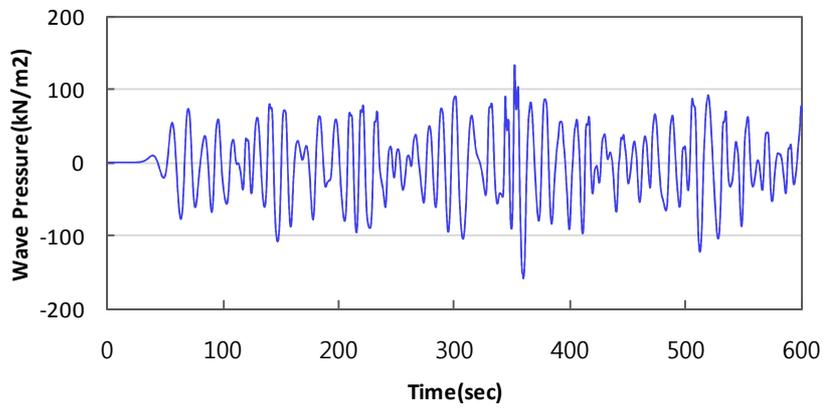
8



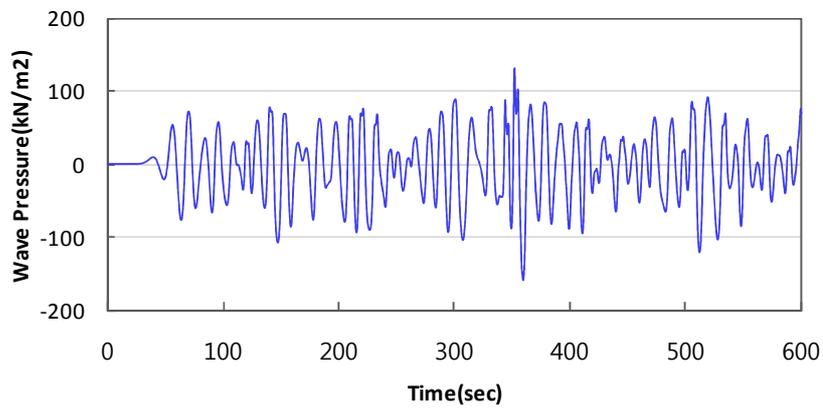
**9**



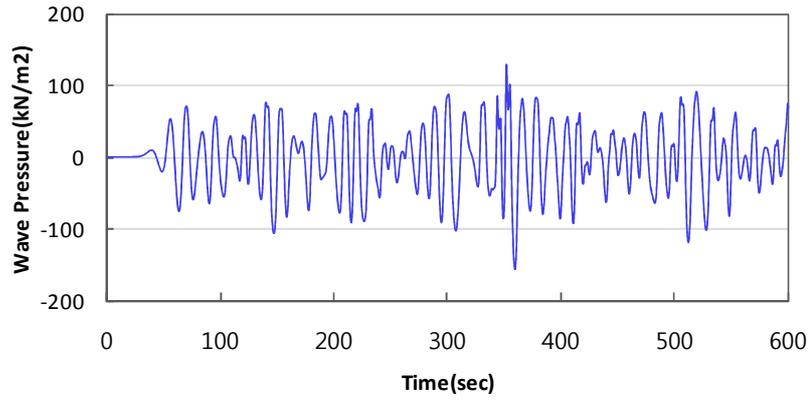
**10**



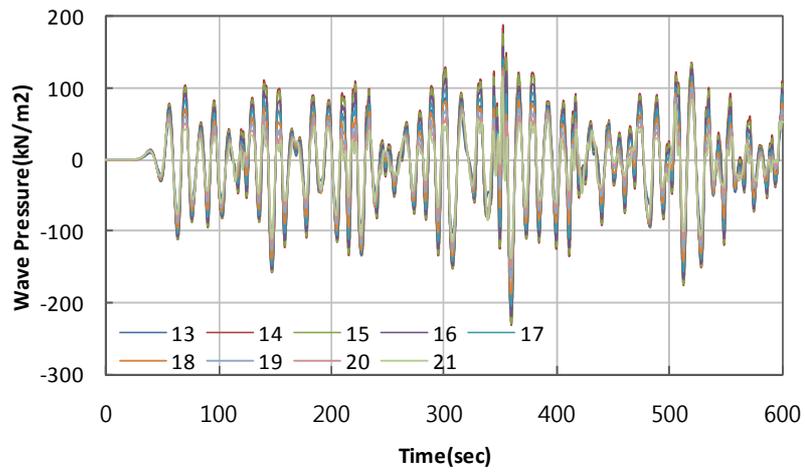
**11**



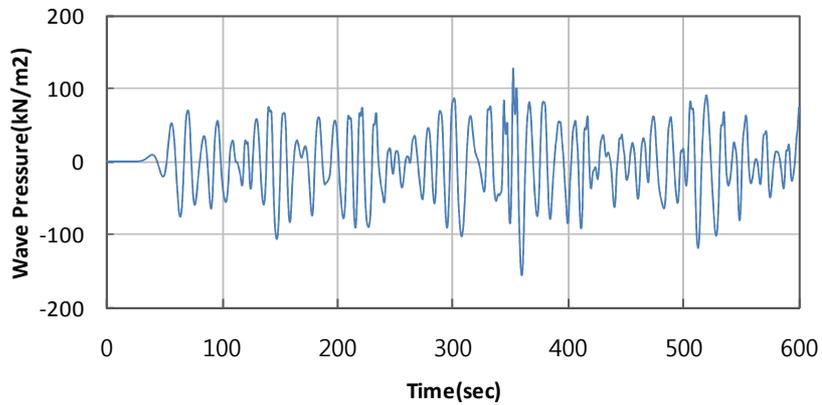
# 12



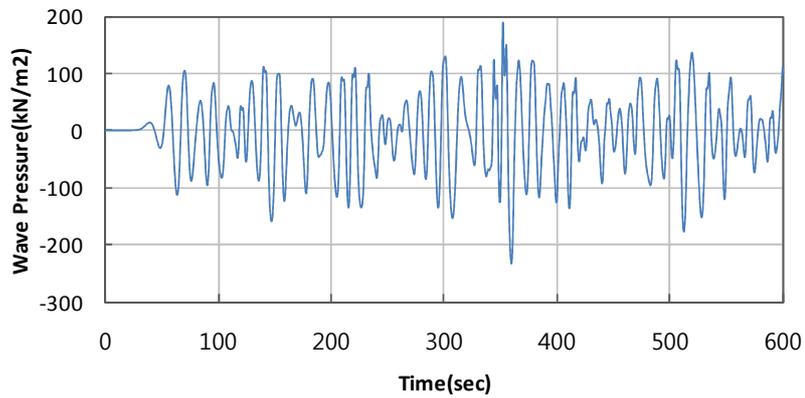
(경사면)



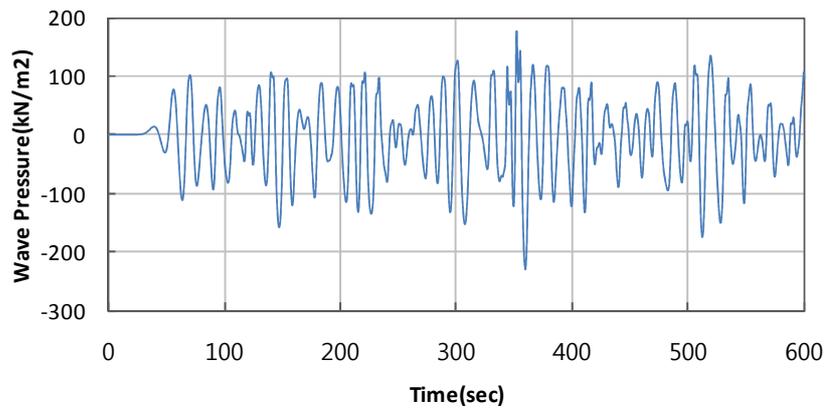
**13**



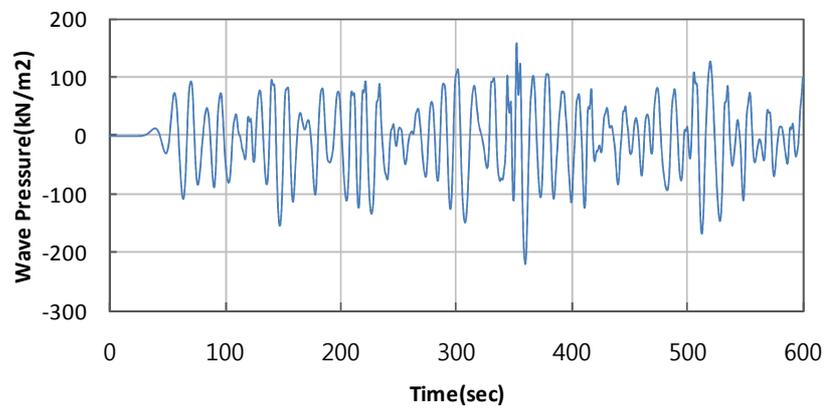
**14**



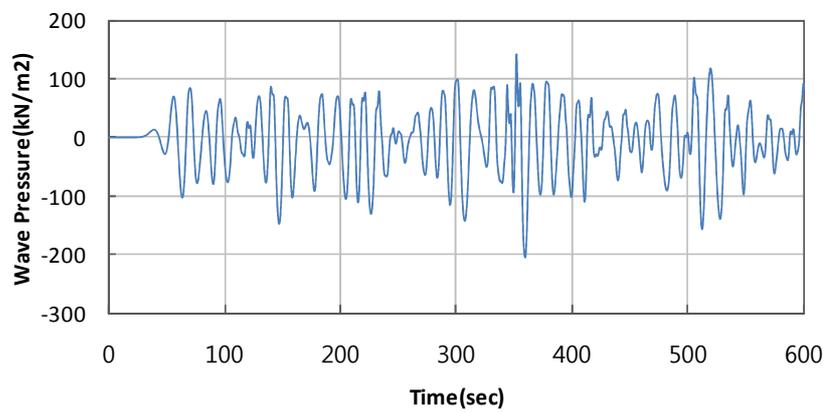
**15**



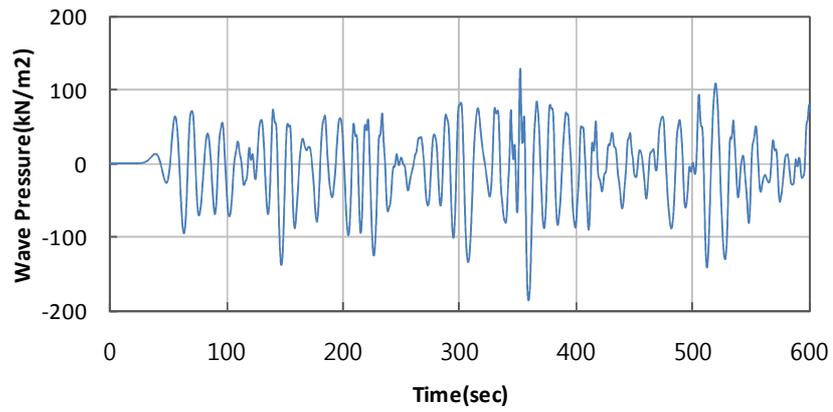
**16**



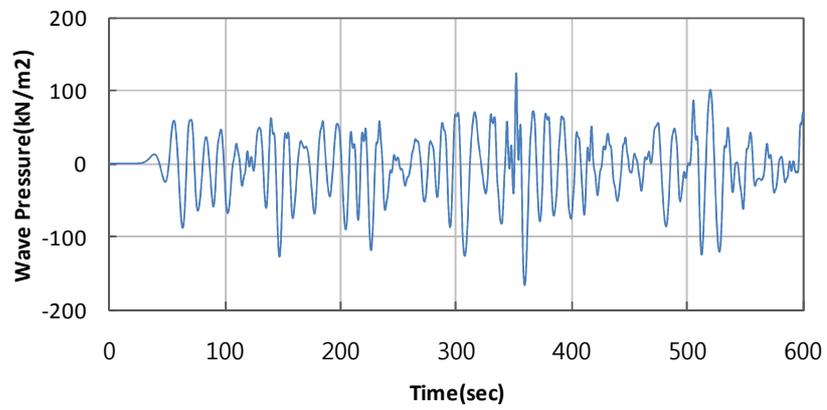
**17**



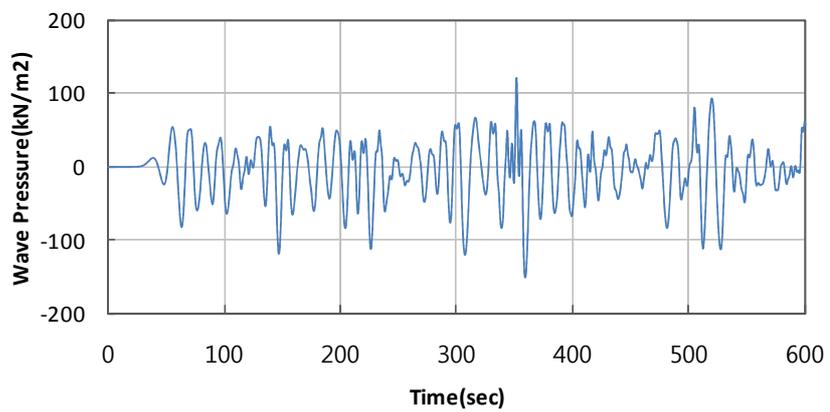
**18**



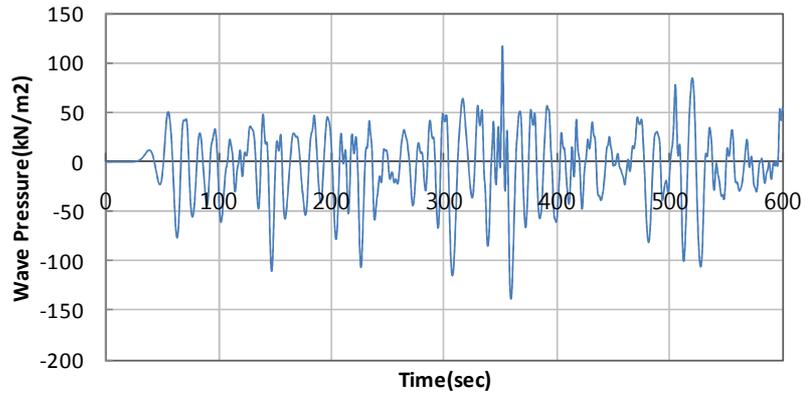
**19**



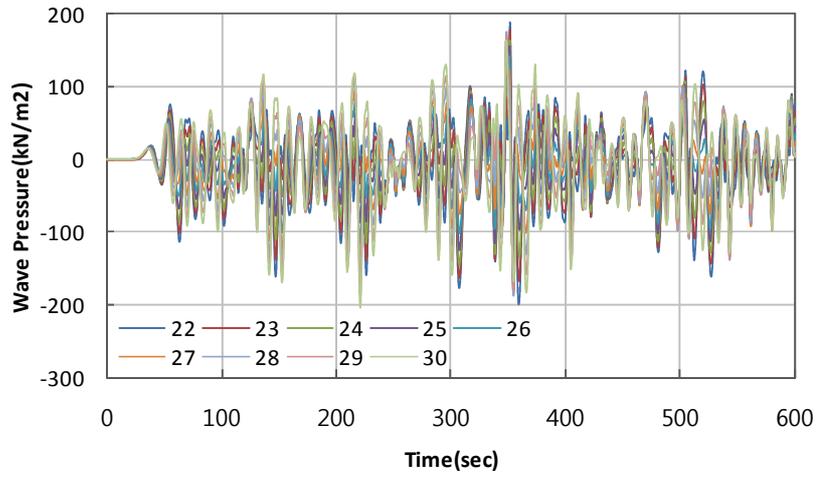
**20**



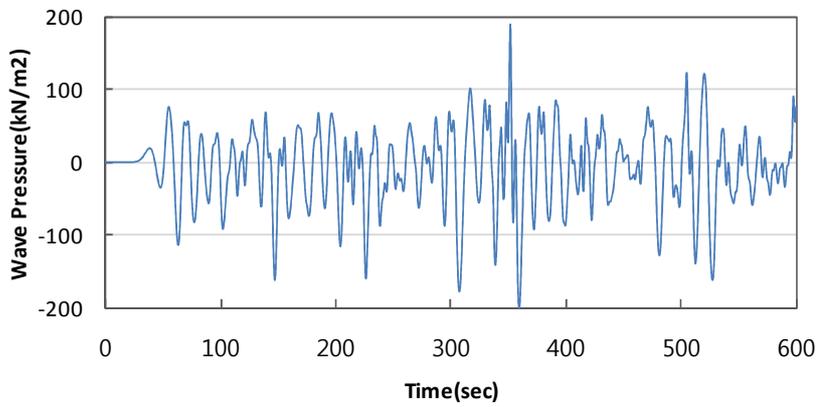
# 21



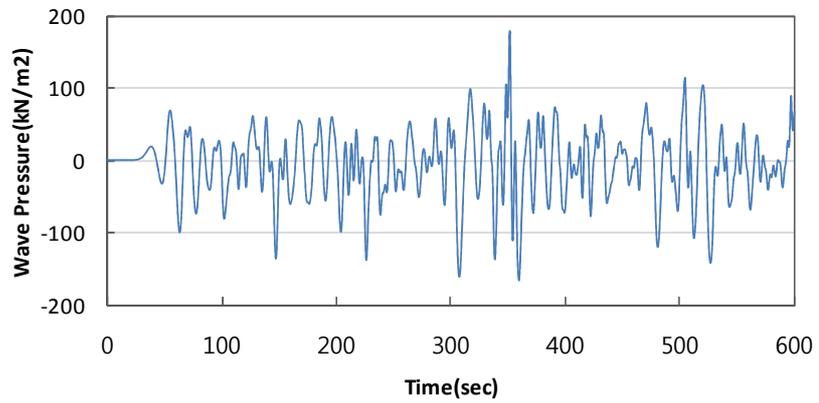
(해저면)



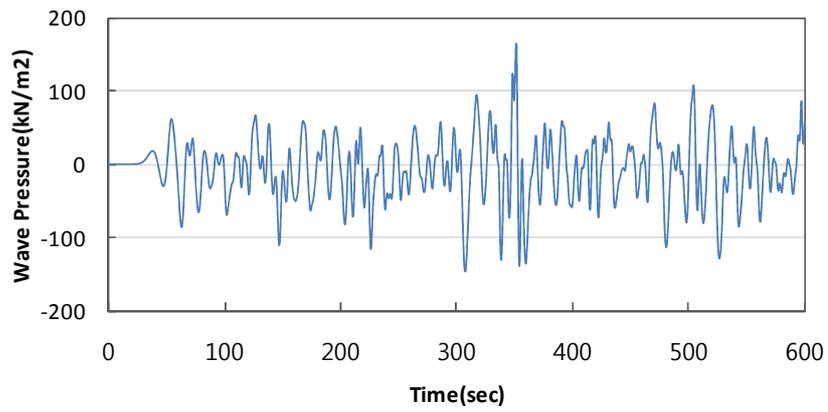
**22**



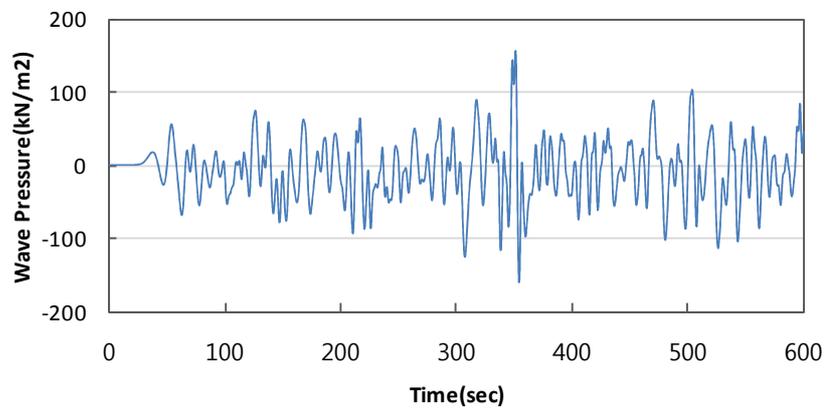
**23**



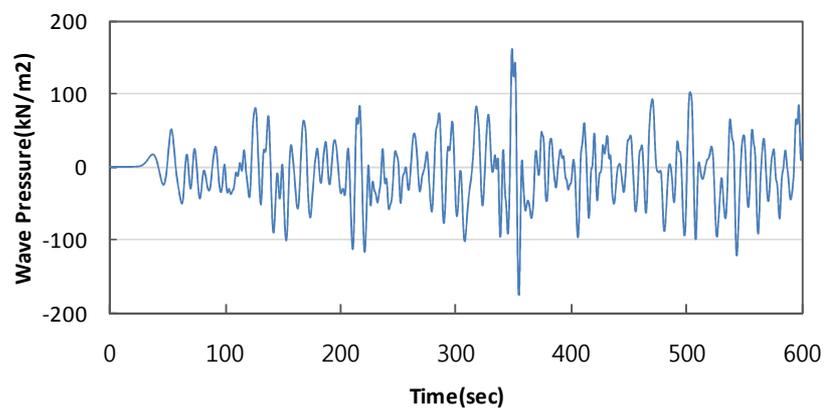
**24**



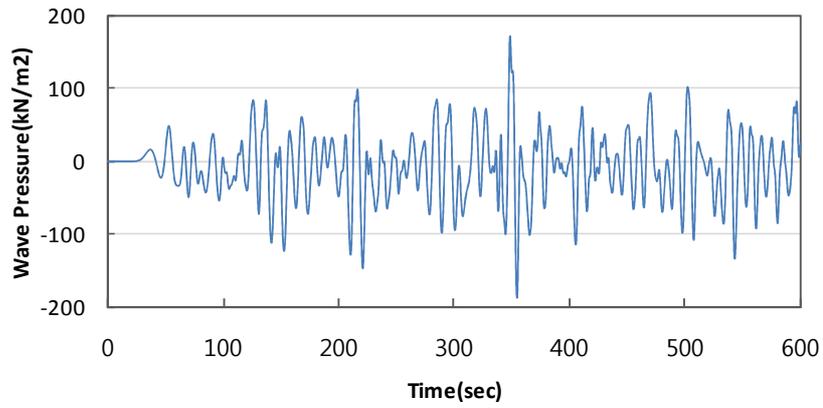
**25**



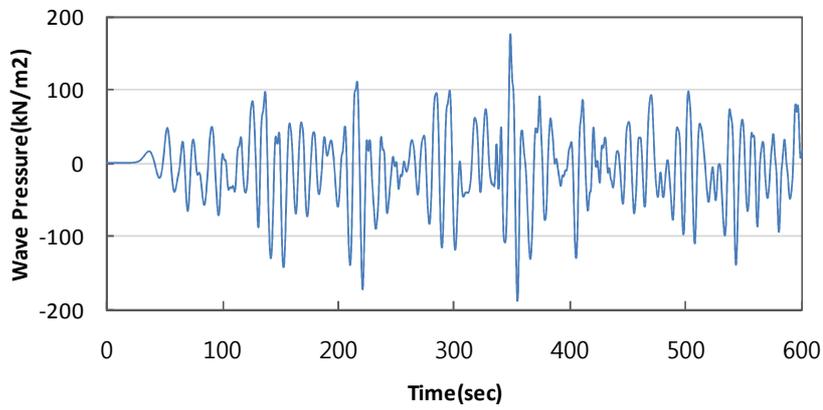
**26**



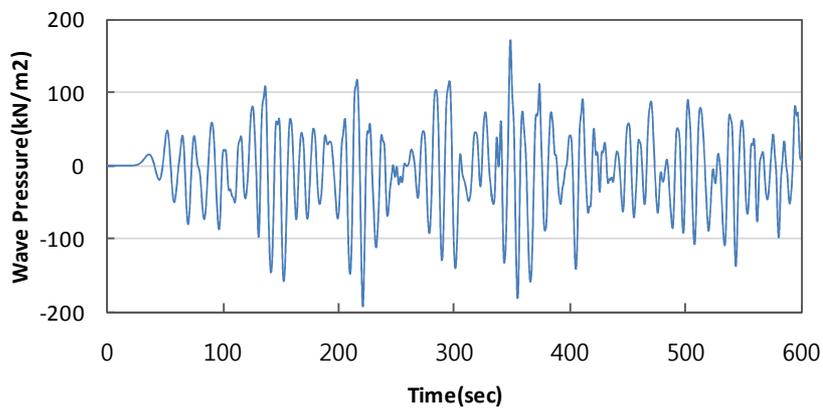
**27**



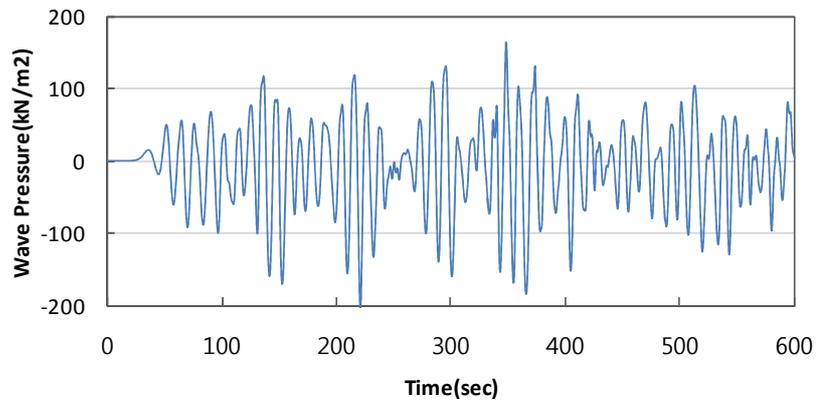
**28**



**29**



30



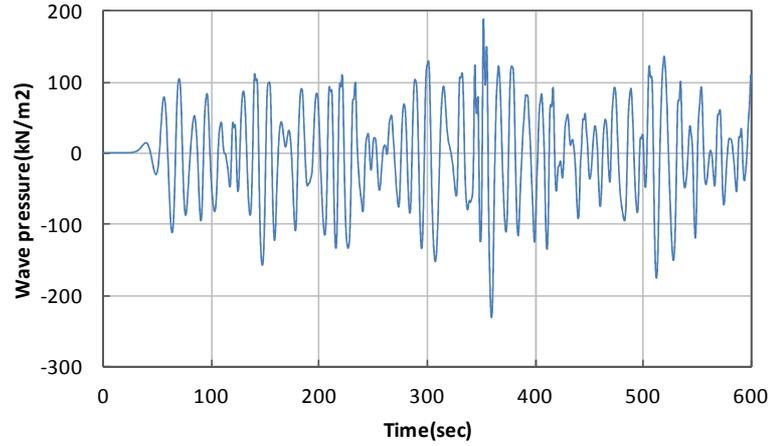


1215	1220	1225	1230	1235	1240	1245	1250	1255	1260	1265	1270	1275																																						
1216	1221	1226	1231	1236	1241	1246	1251	1256	1261	1266	1271	1276																																						
1217	1222	1227	1232	1237	1242	1247	1252	1257	1262	1267	1272	1277																																						
1218	1223	1228	1233	1238	1243	1248	1253	1258	1263	1268	1273	1278																																						
1112	1120	1128	1136	1144	1152	1160	1168	1176	1184	1192	1200	1208																																						
1113	1121	1129	1137	1145	1153	1161	1169	1177	1185	1193	1201	1209																																						
1114	1122	1130	1138	1146	1154	1162	1170	1178	1186	1194	1202	1210																																						
1115	1123	1131	1139	1147	1155	1163	1171	1179	1187	1195	1203	1211																																						
1116	1124	1132	1140	1148	1156	1164	1172	1180	1188	1196	1204	1212																																						
1117	1125	1133	1141	1149	1157	1165	1173	1181	1189	1197	1205	1213																																						
1118	1126	1134	1142	1150	1158	1166	1174	1182	1190	1198	1206	1214																																						
1047	1052	1057	1062	1067	1072	1077	1082	1087	1092	1097	1102	1107																																						
1048	1053	1058	1063	1068	1073	1078	1083	1088	1093	1098	1103	1108																																						
1049	1054	1059	1064	1069	1074	1079	1084	1089	1094	1099	1104	1109																																						
1050	1055	1060	1065	1070	1075	1080	1085	1090	1095	1100	1105	1110																																						
753	762	807	809	811	813	815	800	802	804	1023	1025	1027	1029	1031	1033	1035	1037	1039	1041	1043	1004	1006	1008	1012	1014	1016	1018	1020	977	878																				
754	763	781	785	789	793	797	766	770	774	820	824	828	832	836	840	844	848	852	856	860	864	871	875	985	989	993	997	1001	978	879																				
755	764	782	786	790	794	798	767	771	775	821	825	829	833	837	841	845	849	853	857	861	865	872	876	986	990	994	998	1002	979	880																				
756	765	783	787	791	795	799	768	772	776	822	826	830	834	838	842	846	850	854	858	862	866	873	877	987	991	995	999	1003	980	881																				
82	91	100	109	118	127	136	145	154	163	172	181	199	208	217	226	235	244	253	262	280	289	298	307	316	325	334	343	352	361	370	379	397	406	415	424	433	442	451	460	478	487	496	505	514	523	532	541	550	559	568
83	92	101	110	119	128	137	146	155	164	173	182	200	209	218	227	236	245	254	263	281	290	299	308	317	326	335	344	353	362	371	380	398	407	416	425	434	443	452	461	479	488	497	506	515	524	533	542	551	560	569
84	93	102	111	120	129	138	147	156	165	174	183	201	210	219	228	237	246	255	264	282	291	300	309	318	327	336	345	354	363	372	381	399	408	417	426	435	444	453	462	480	489	498	507	516	525	534	543	552	561	570

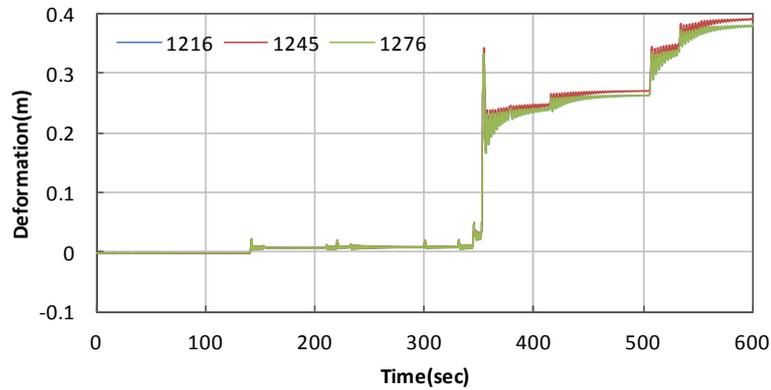
### 절점번호

#### 4. 변위 분석도

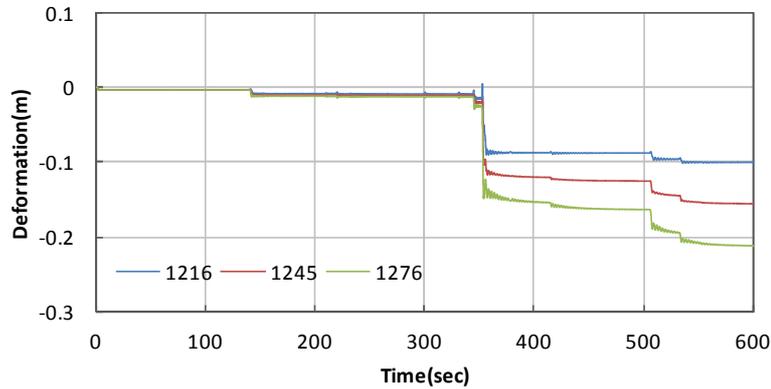
(상부)



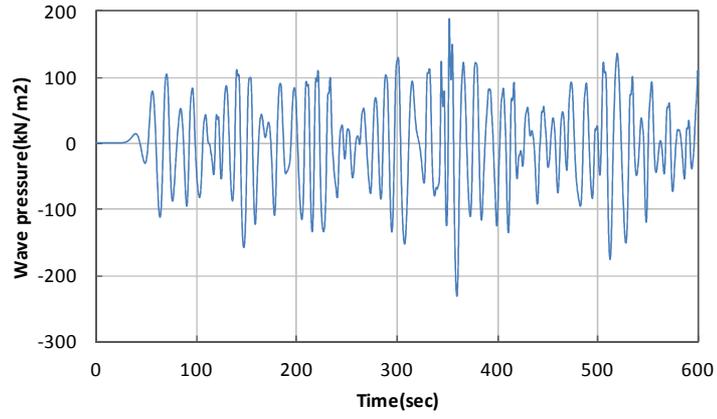
#### X Direction



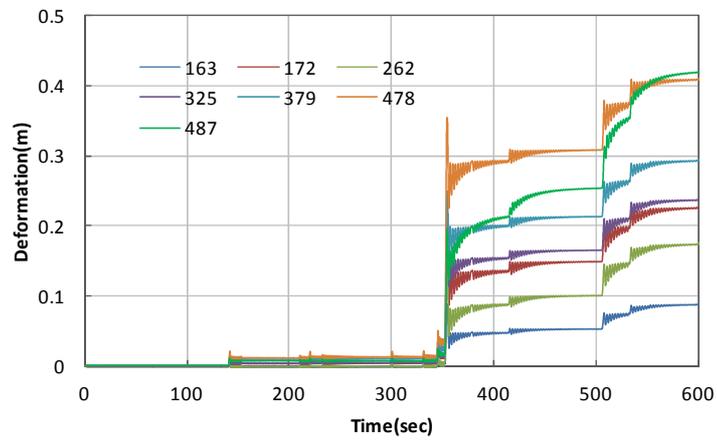
#### Y Direction



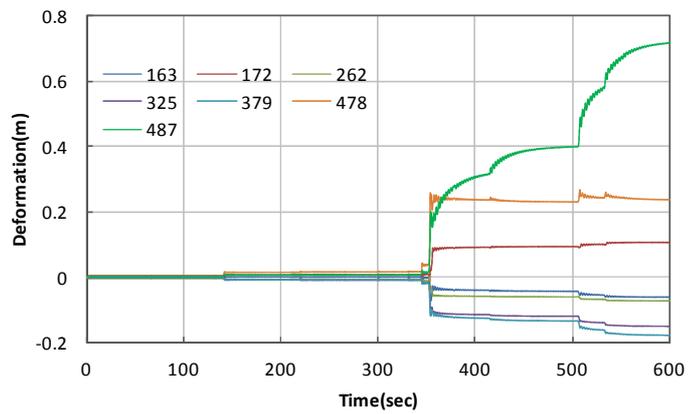
(중앙)



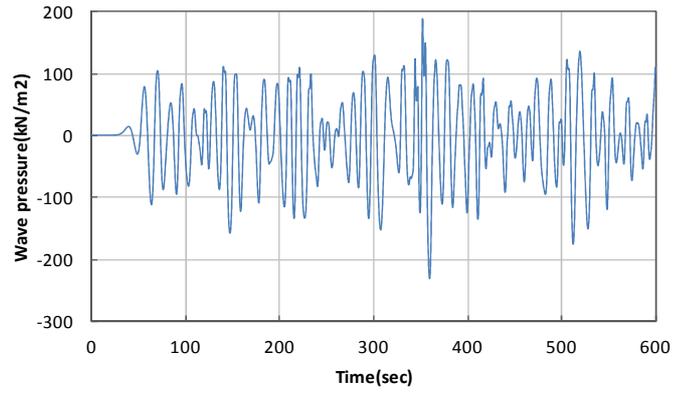
### X Direction



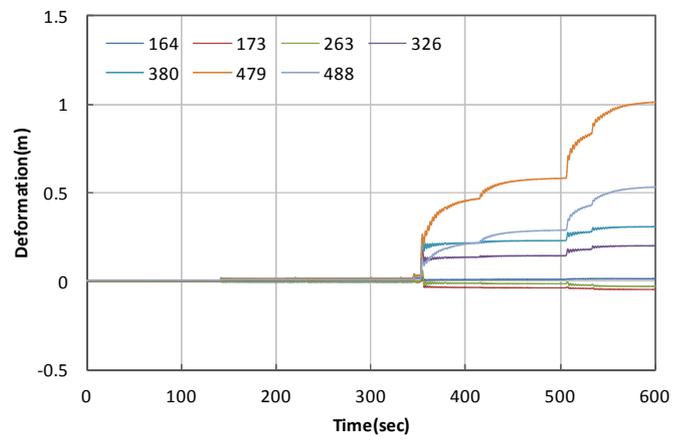
### y Direction



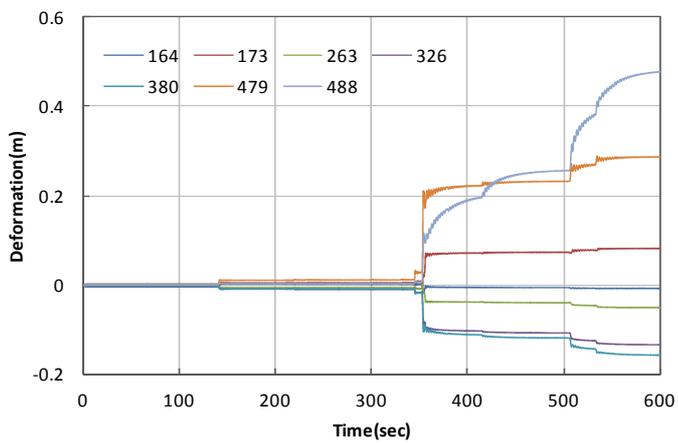
(하부)



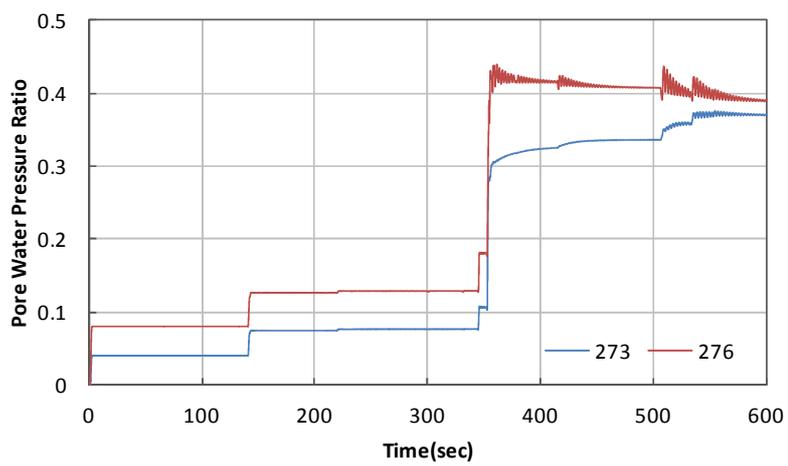
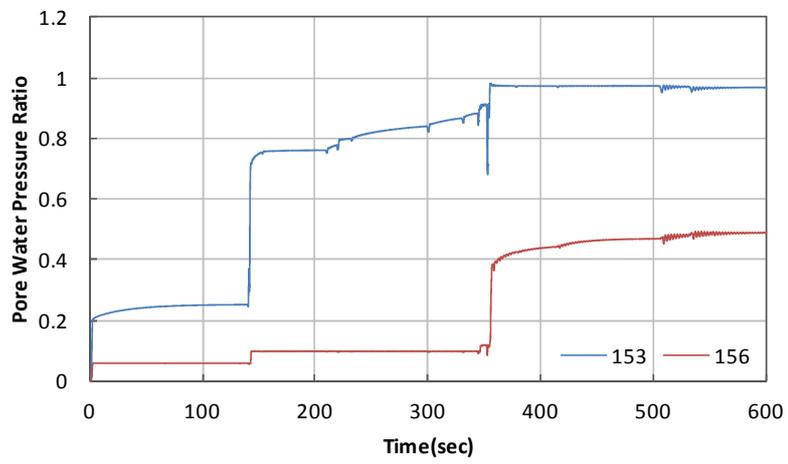
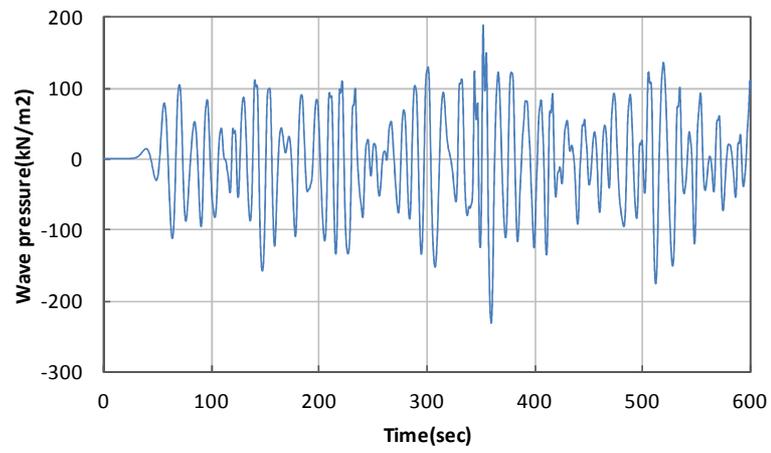
### X Direction

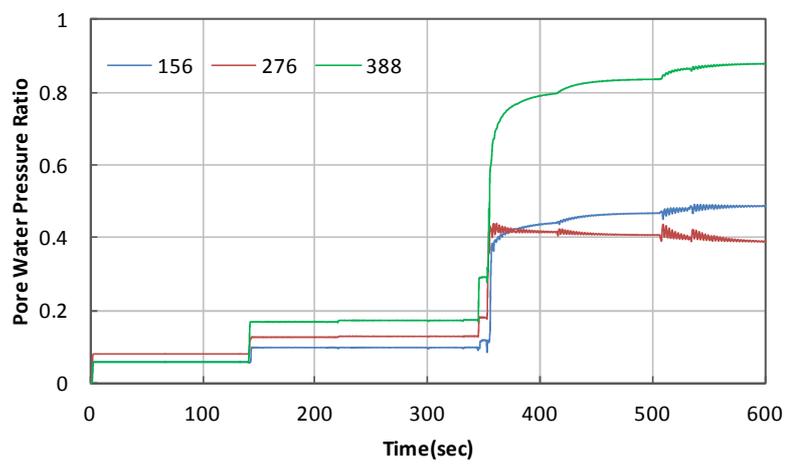
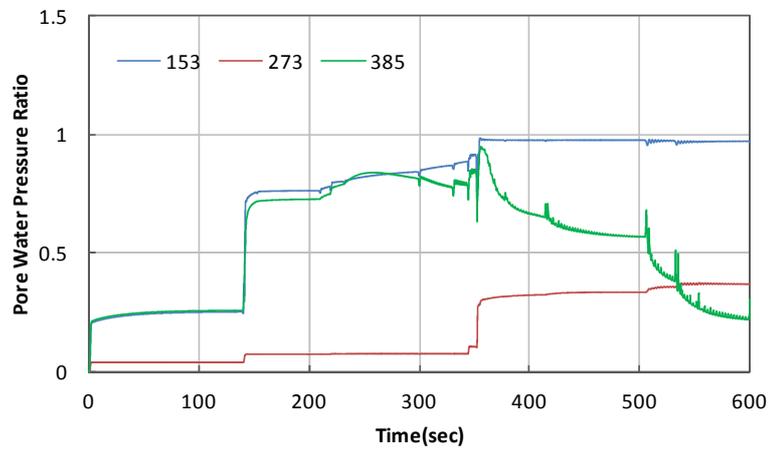
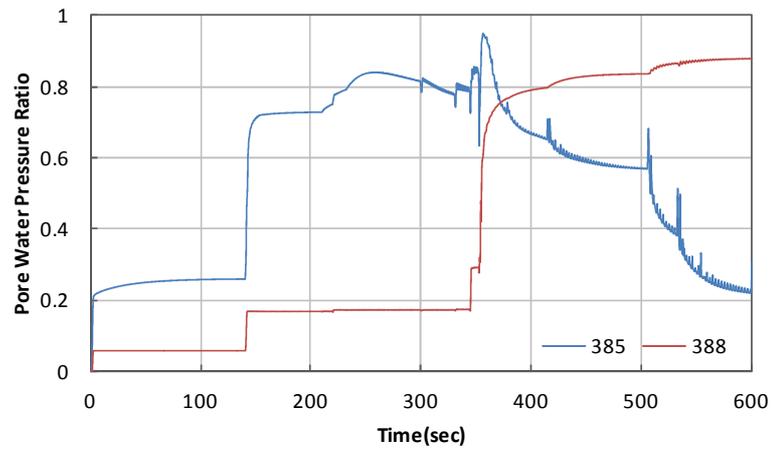


### Y Direction



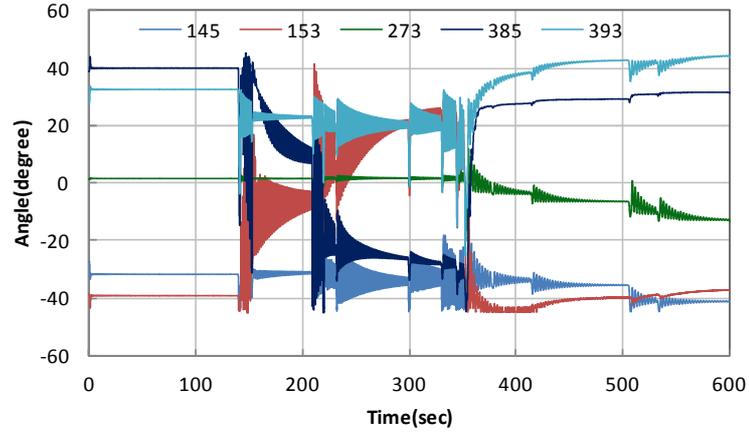
## 5. 간극수압 분석도



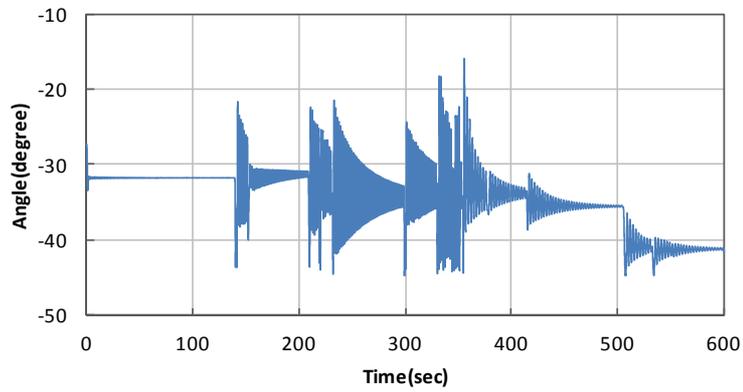


## 6. 주응력방향 분석도

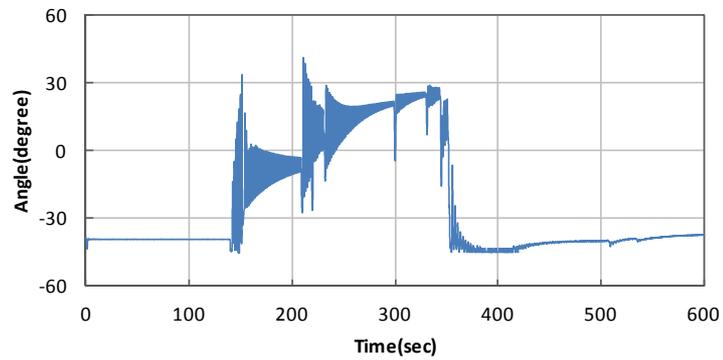
(상부)



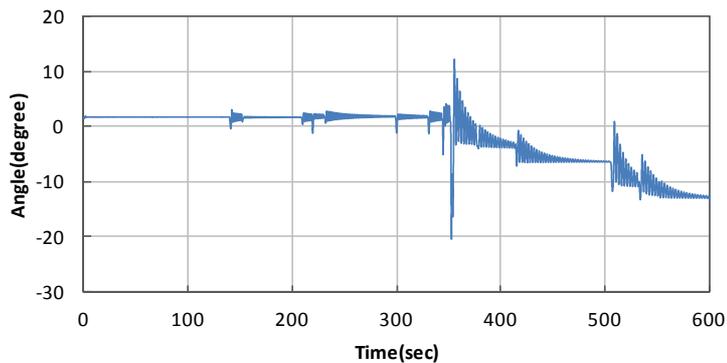
**145**



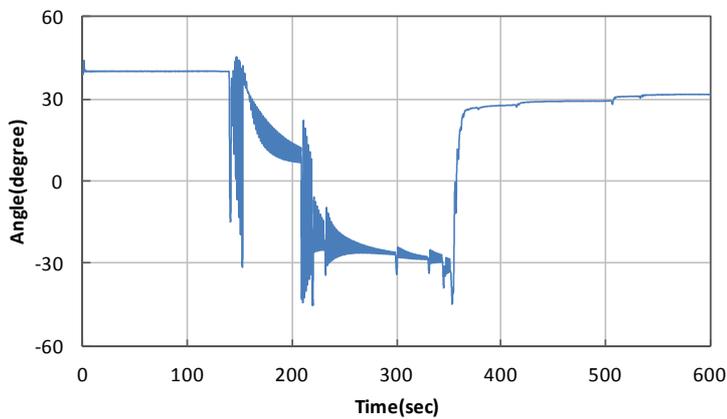
**153**



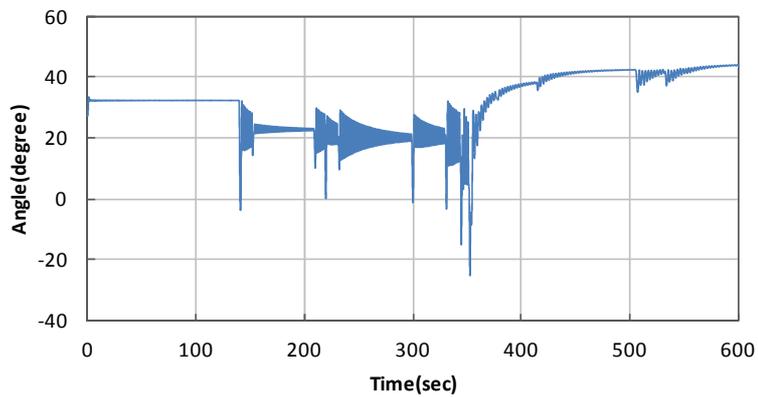
273



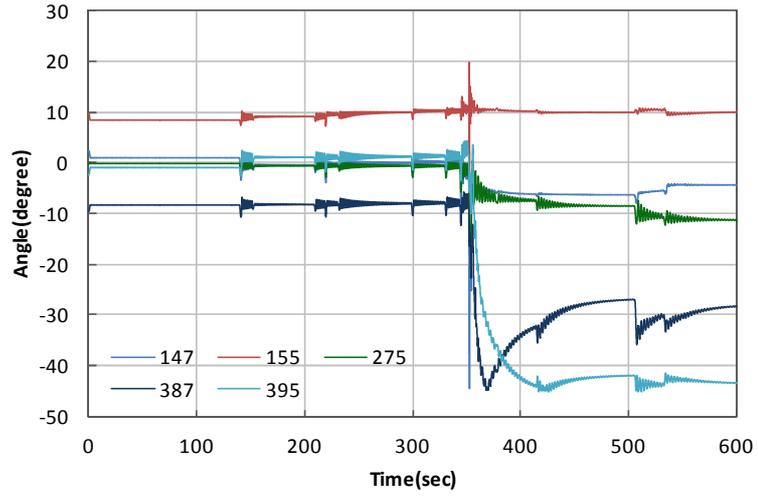
385



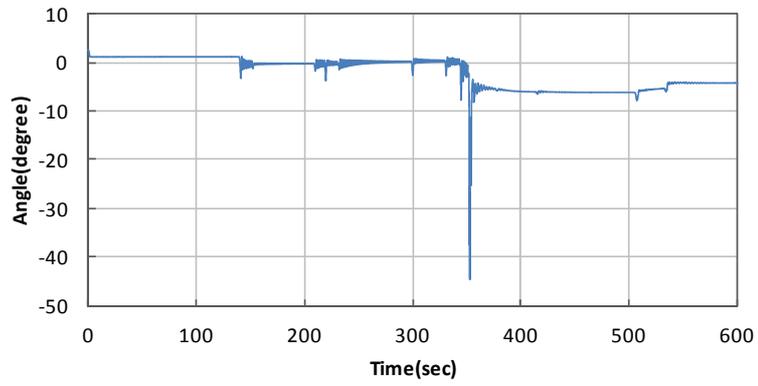
393



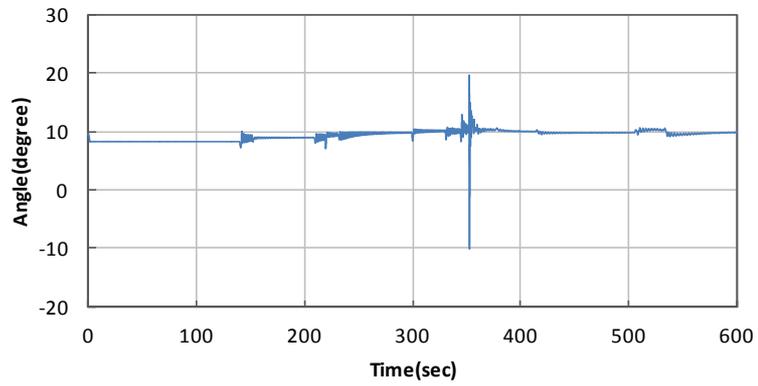
(하부)



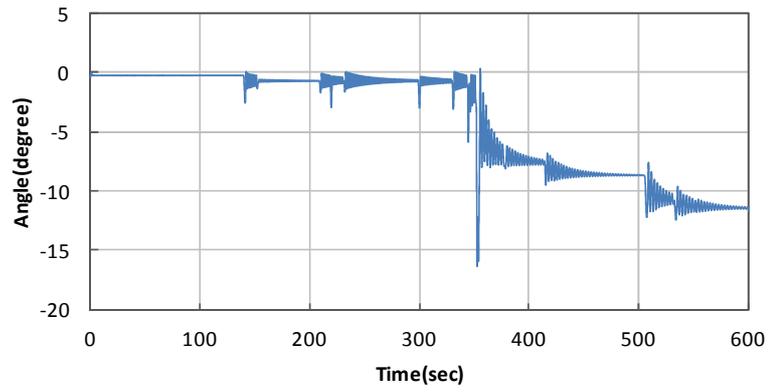
**147**



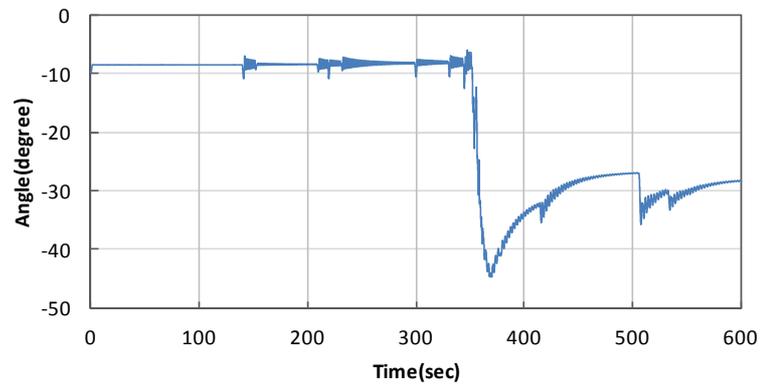
**155**



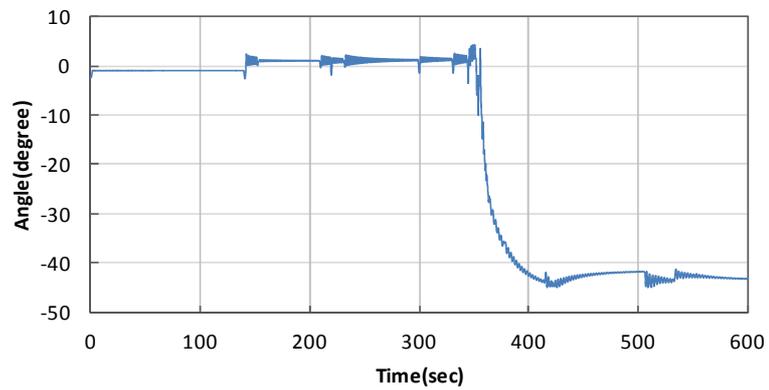
**275**



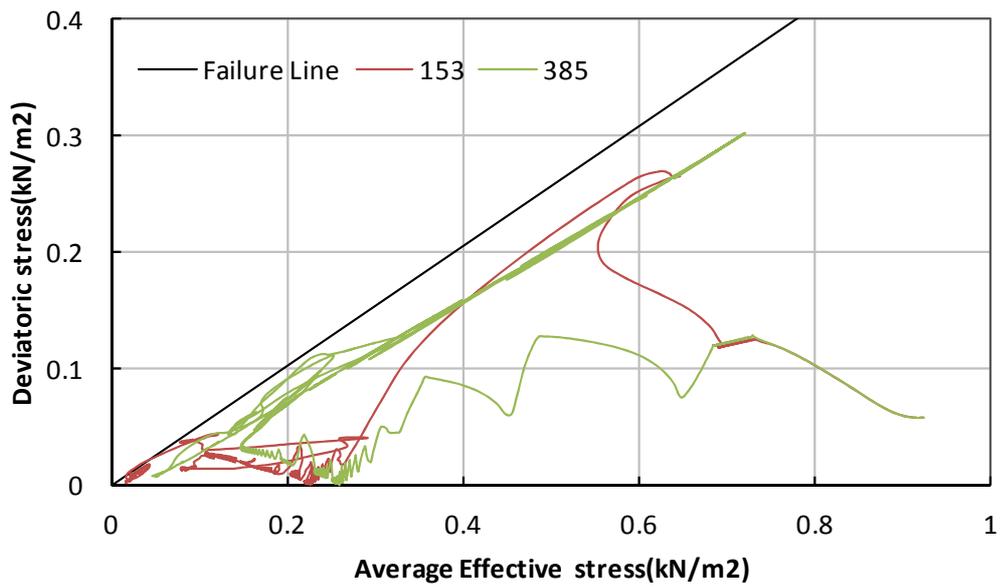
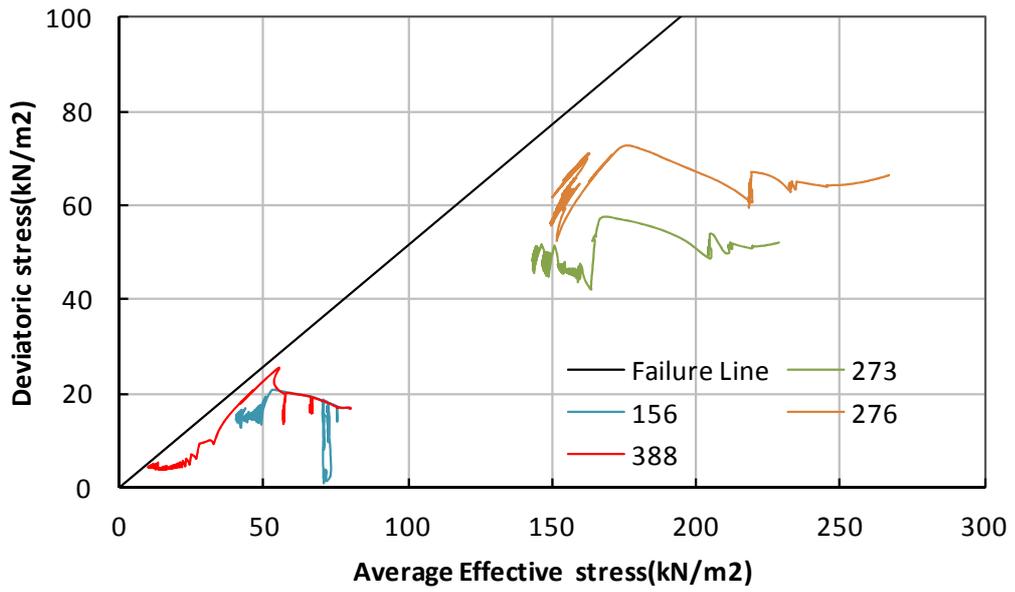
**387**



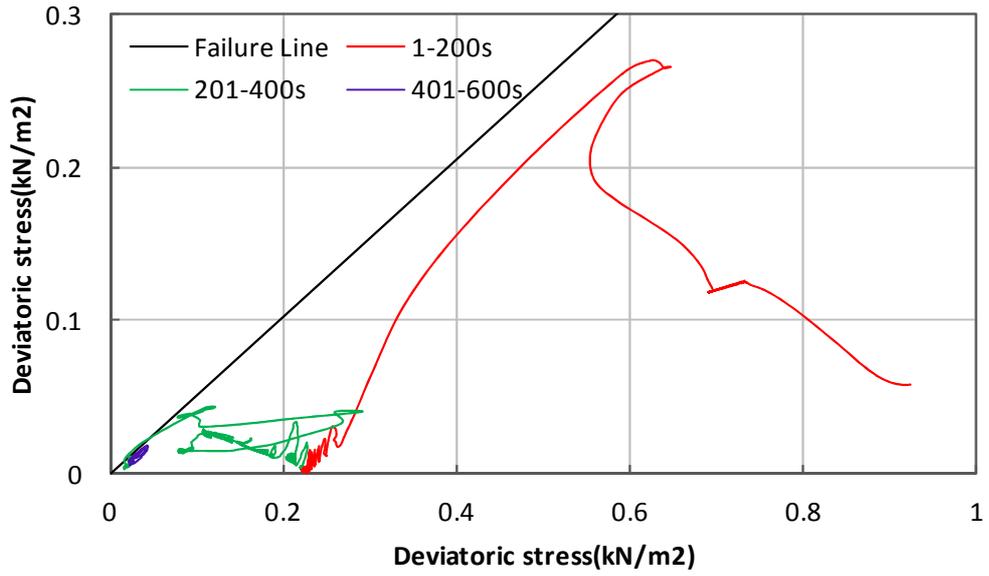
**395**



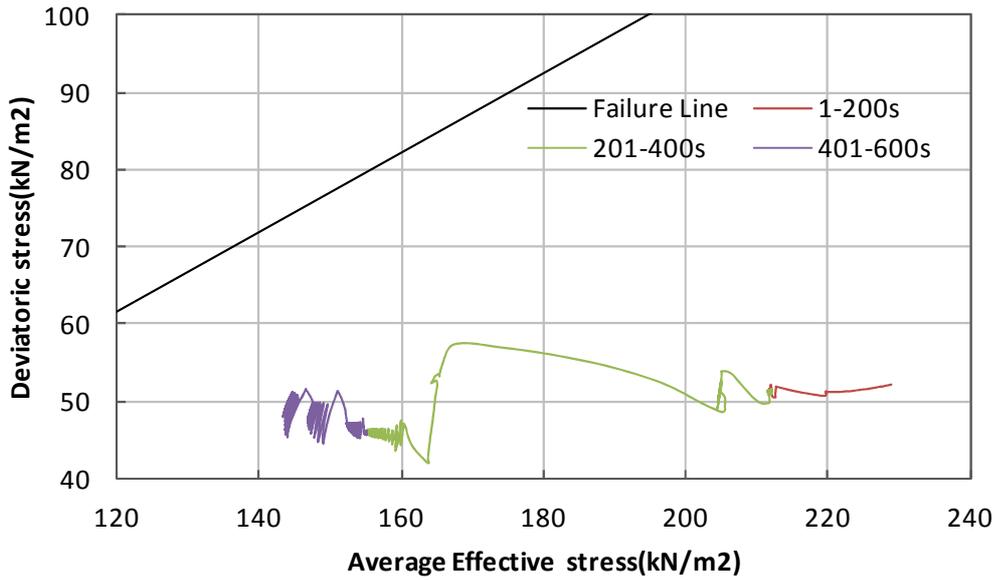
7. 유효응력 분석도



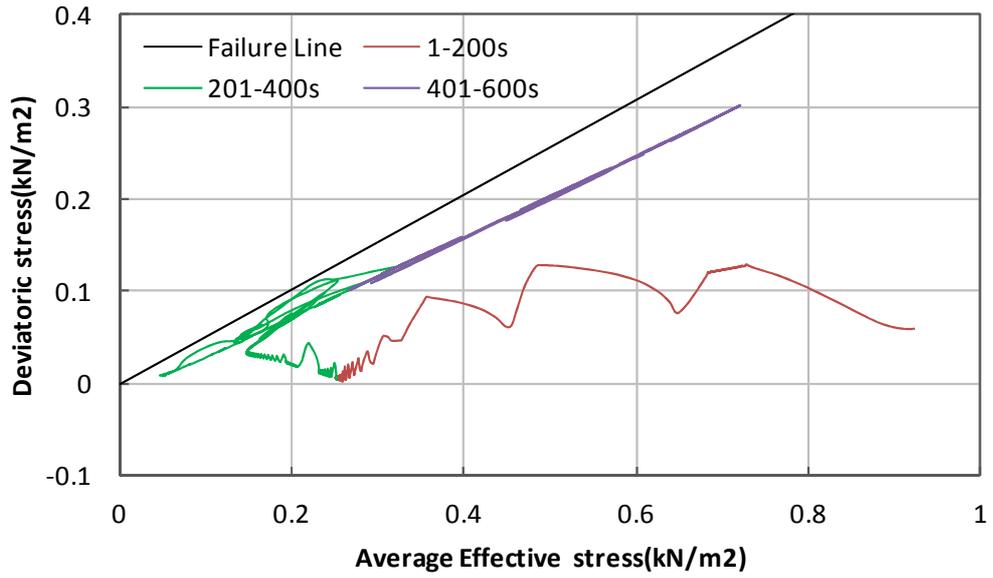
153



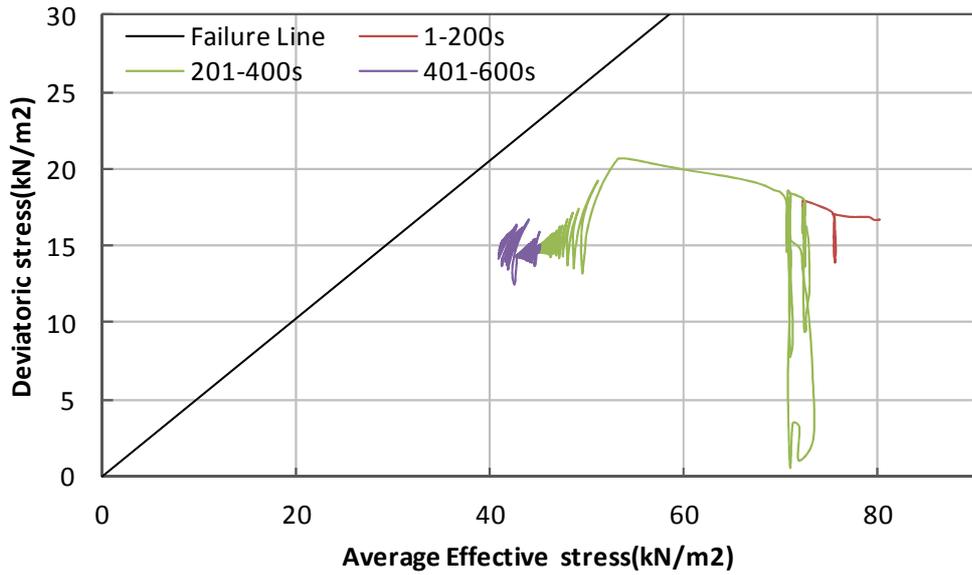
273



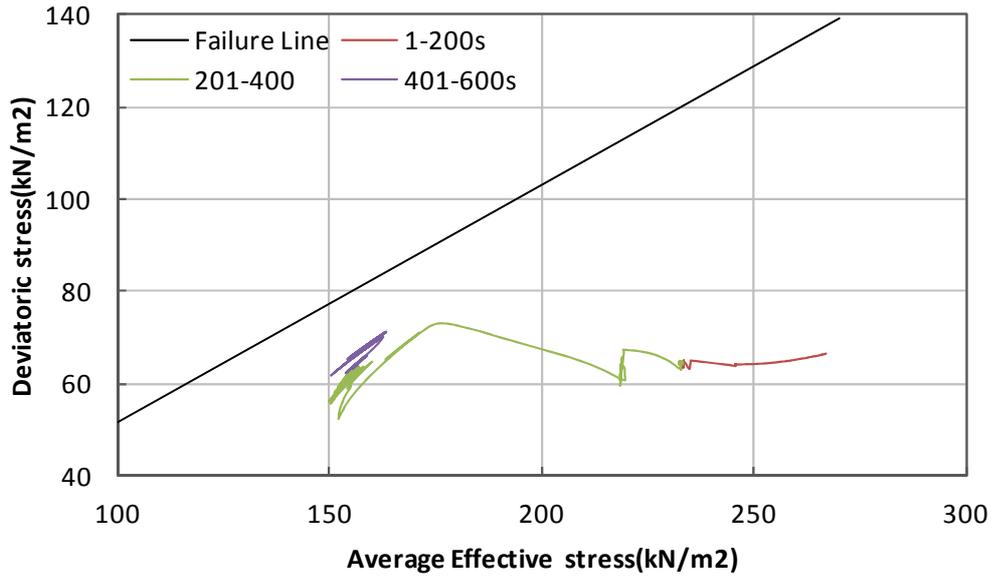
385



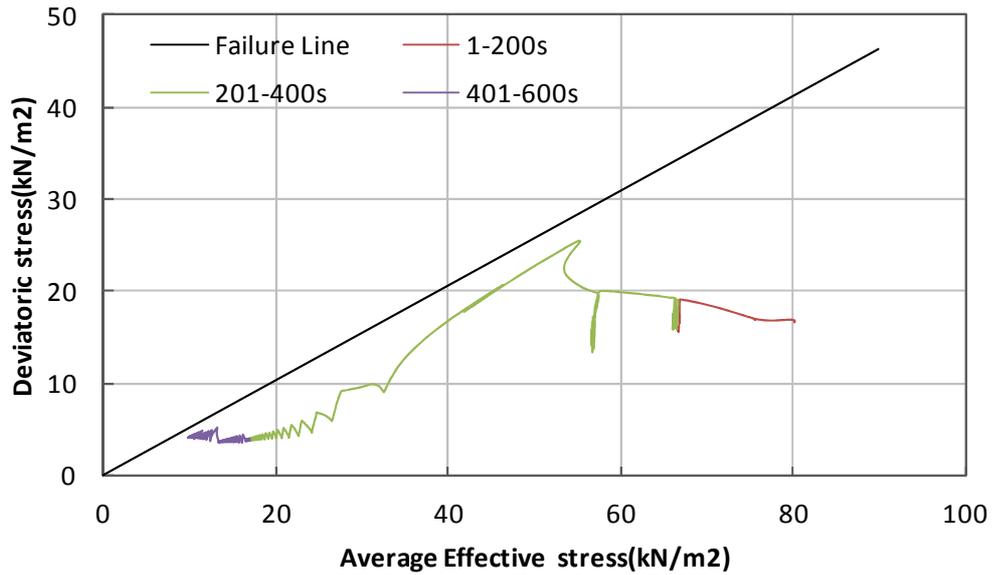
156



276

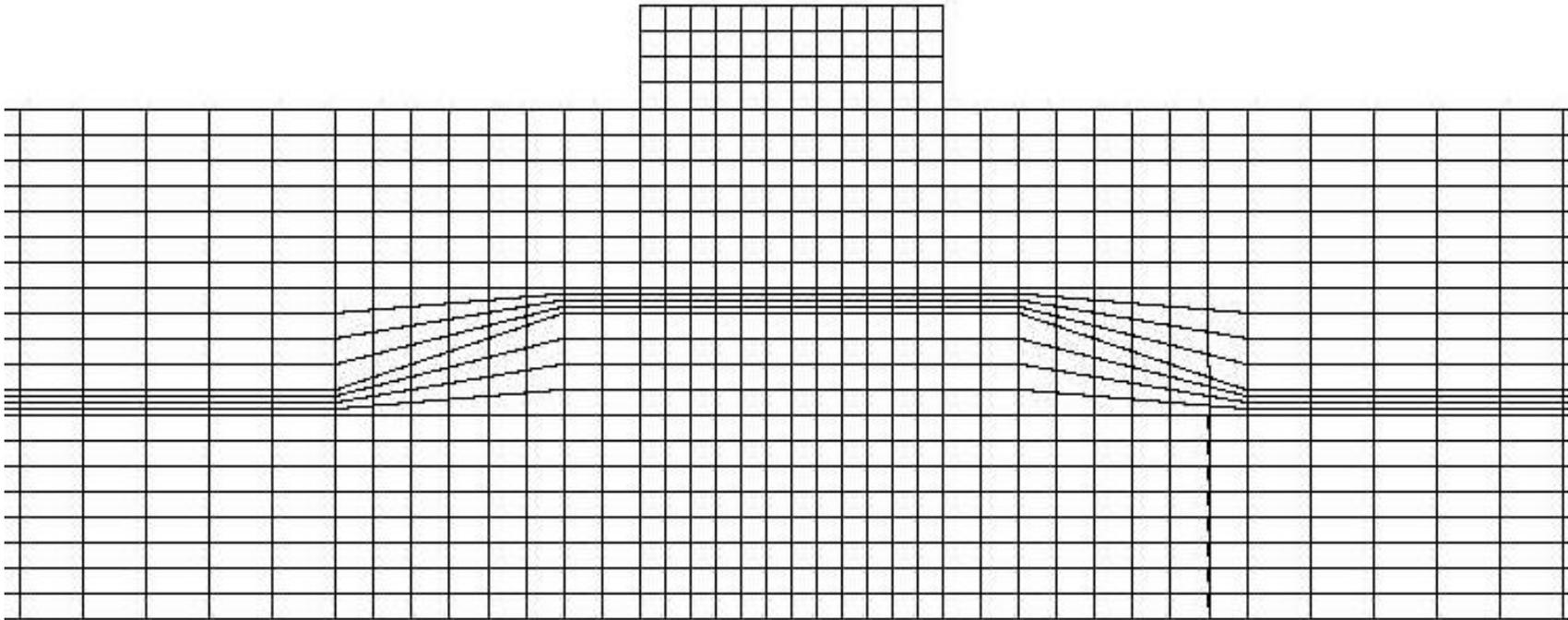


388

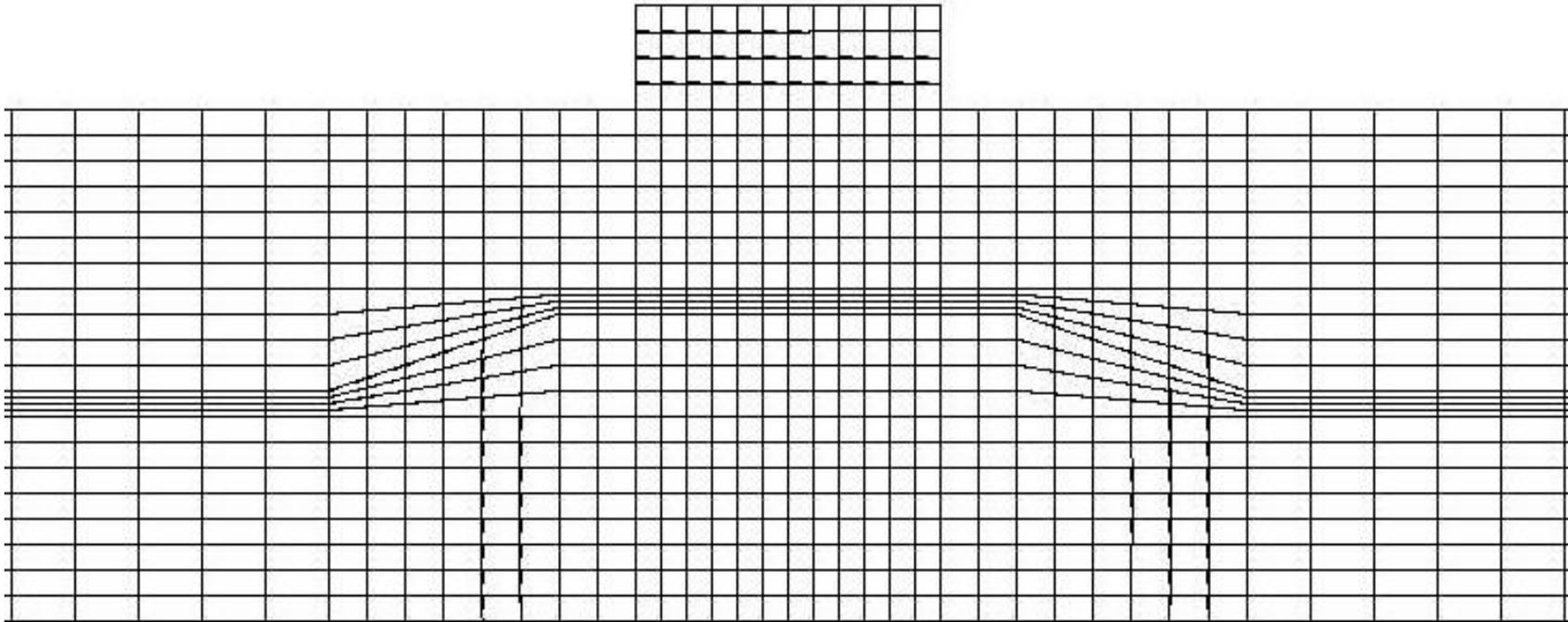


## 8. 변이과정 분석도

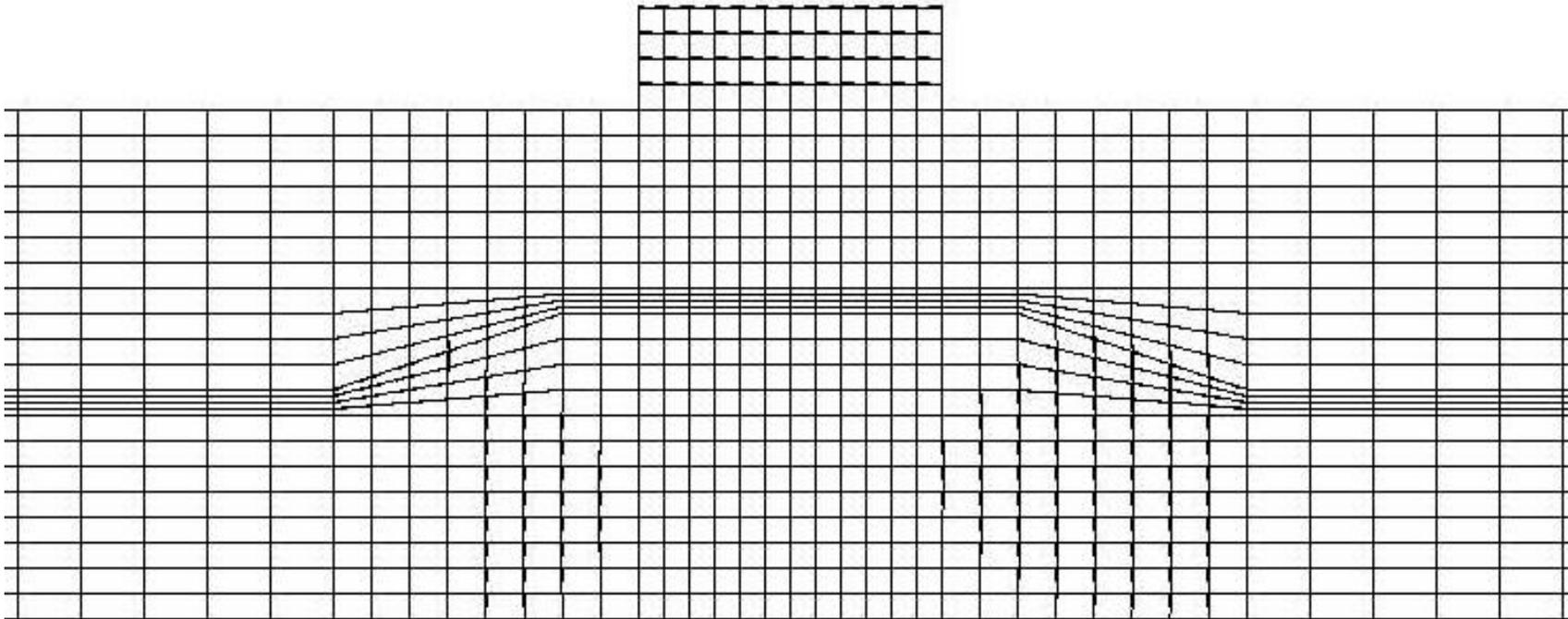
1초(시작)



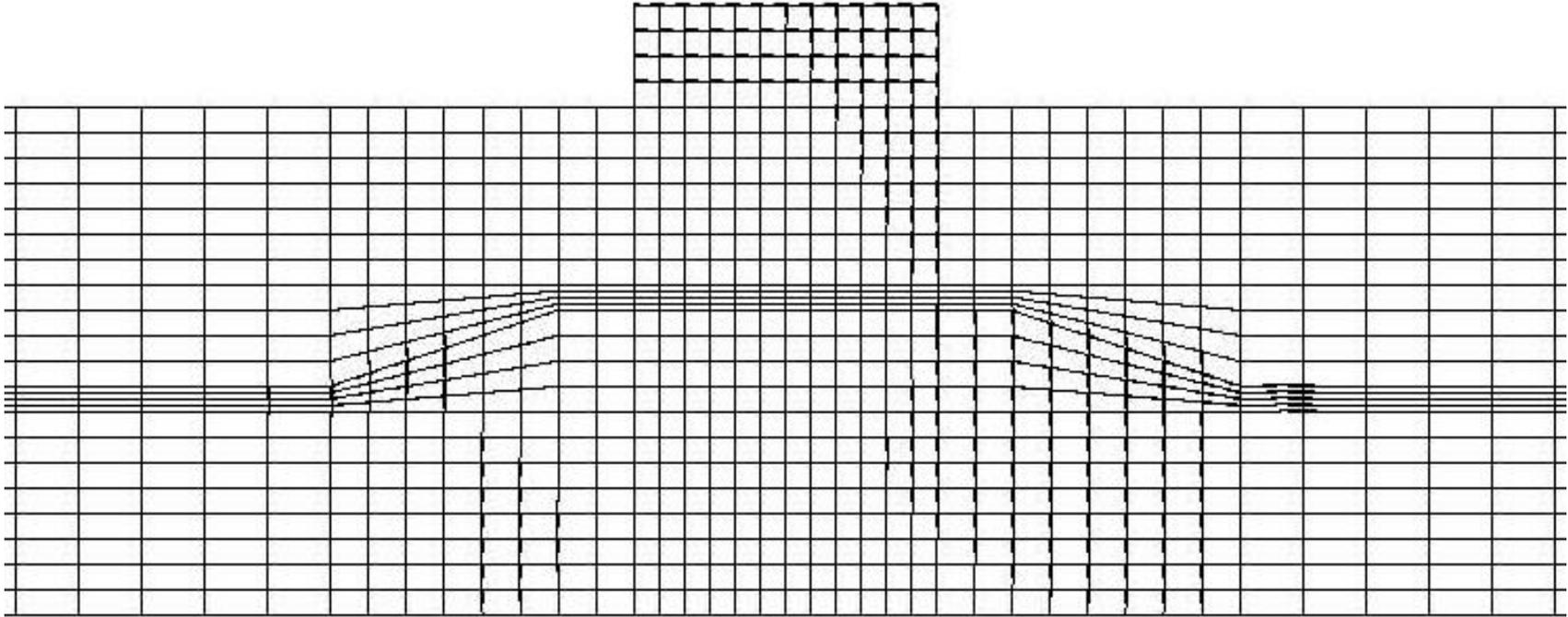
100초



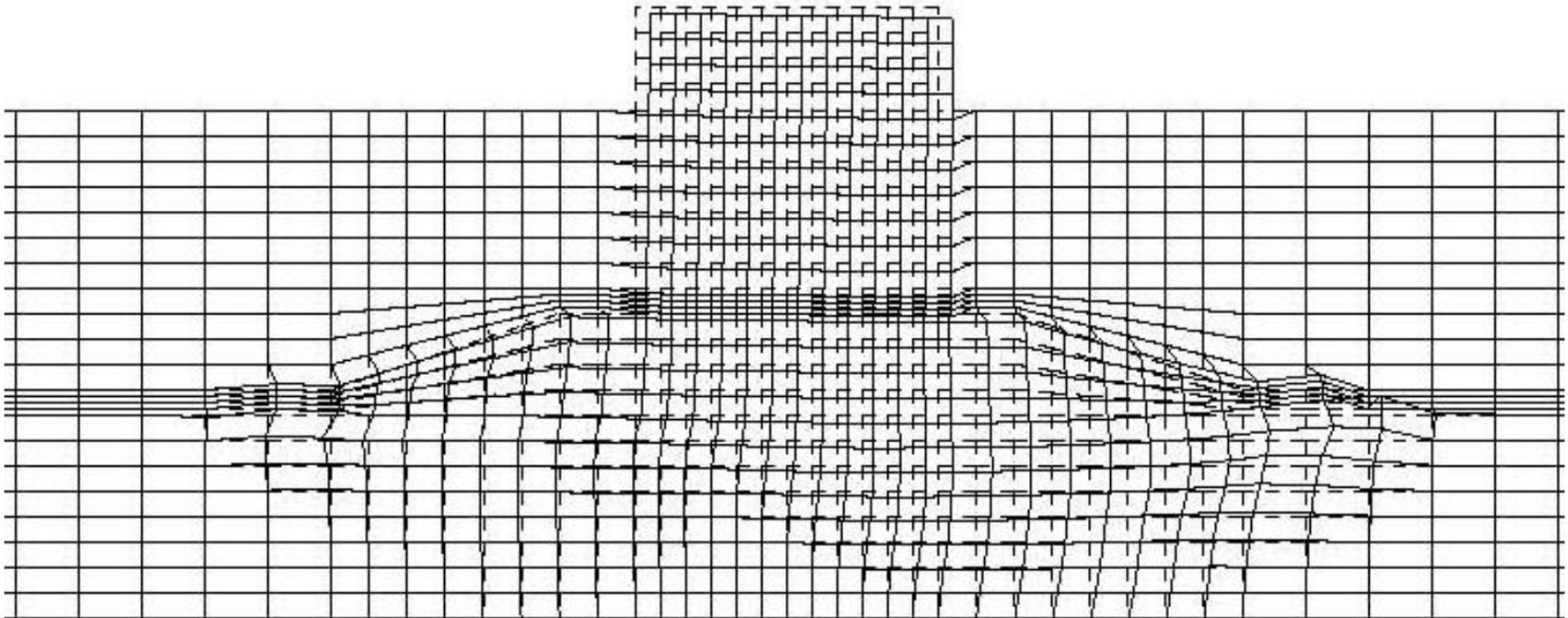
200초



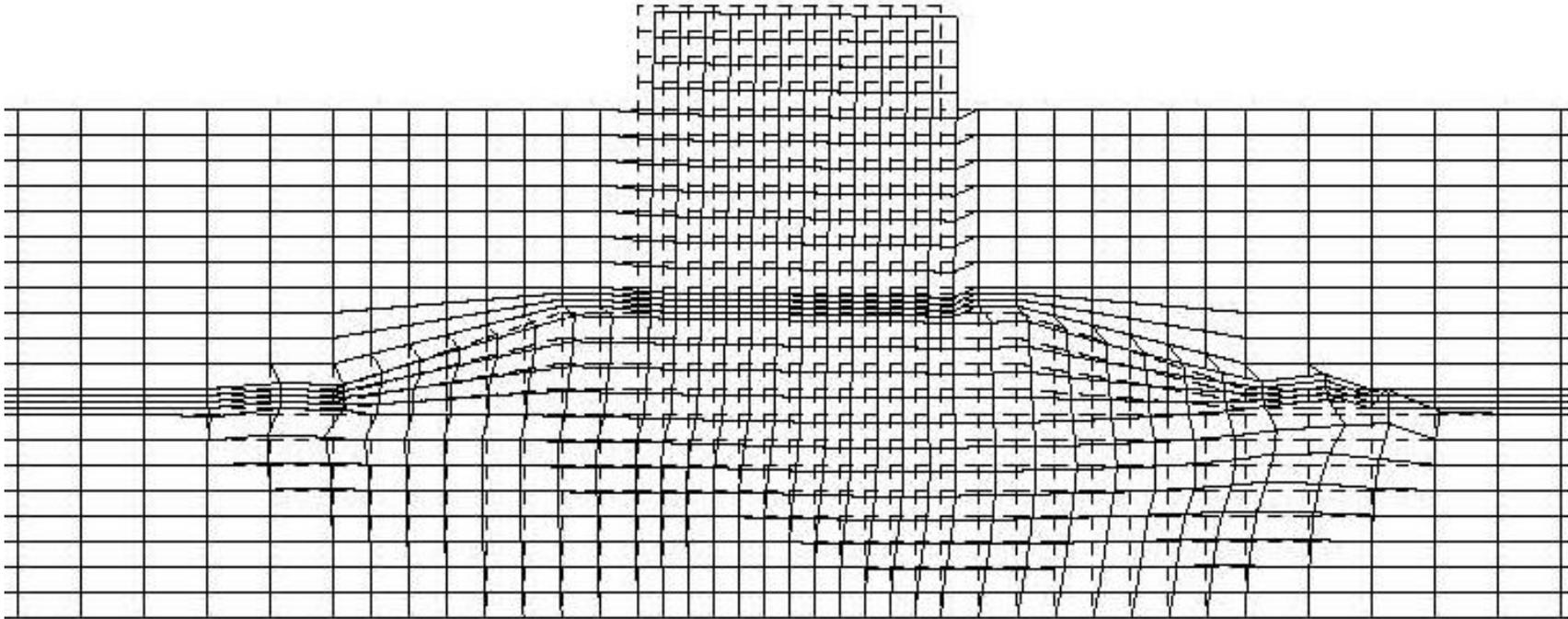
300초



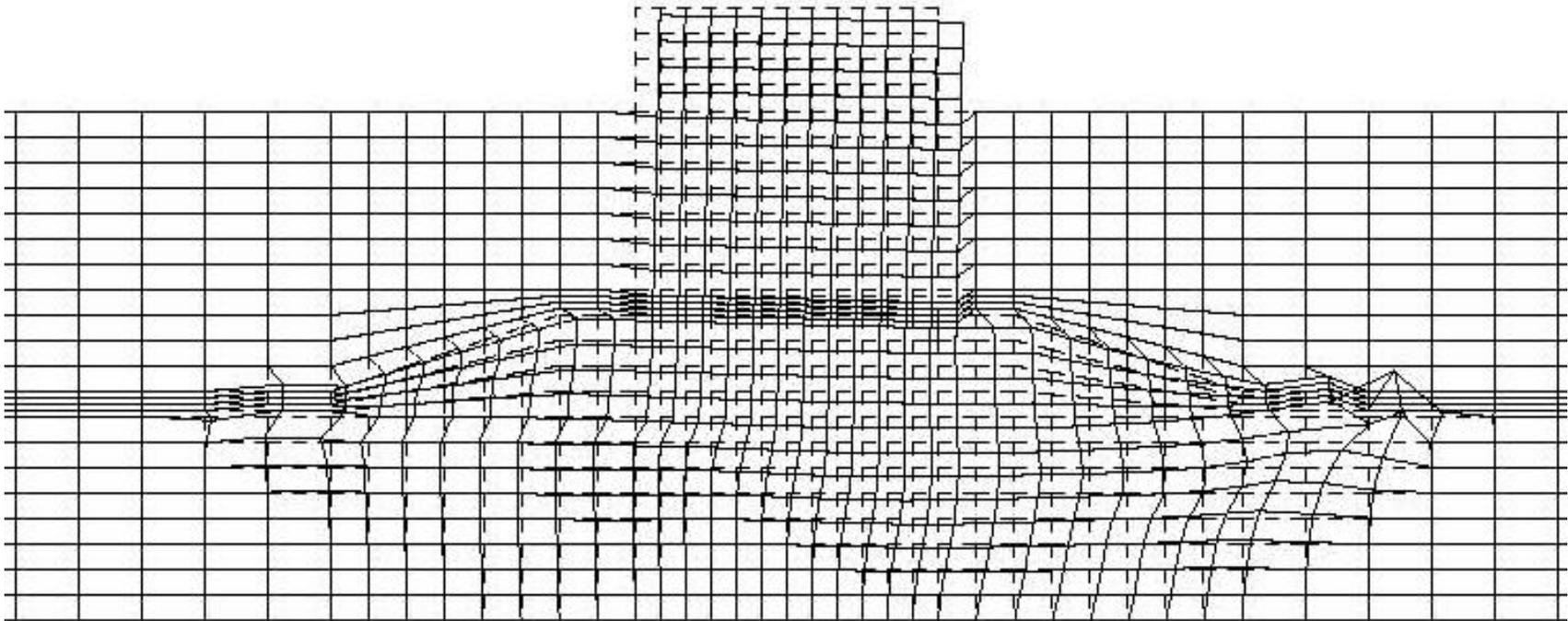
400초



500초



600초(최종)





## 감사의 글

인생 지천명을 지나서 배움에 길로 접어들기까지는 주위의 만류에 많은 고민을 하였다. 그래도 한번 도전을 해보자고 시작하고 여러 번 포기를 하려고 한 것이 엇그제 같은데 이제야 마무리하게 되었다. 이 논문이 완성되기까지 도와주신 많은 분들께 감사의 글을 올립니다.

먼저 보다 나은 논문이 되도록 조언과 지도를 하여주신 이병걸 교수님께 진심으로 감사의 말씀을 드립니다. 특히 어려운 여건 속에서도 저가 포기하지 아니하도록 많은 조언과 지도를 하여주신 남정만 교수님과 테마를 선정하여 좋은 논문이 되도록 끝까지 조언과 적극적인 지도를 하여주신 지금 미국에 교환교수로 가계신 한국해양대학교 김태형 교수님께 머리 숙여 진심으로 감사의 말씀을 드립니다. 그리고 조일형 교수님, 김상진 교수님과 이동욱 교수님께서도 충실한 논문이 되도록 지도하여 주신 것을 감사드립니다.

논문을 작성하는 과정에 조언을 하여주신 중앙대학교 홍원표 교수님과 여러 가지로 협조하여주신 이원민님, 조성환님, 한국해양대학교 윤성규님 그리고 남정만 교수님과 같이 지반공학을 전공하였던 김기영외 여러분들과 직장동료인 김기표님, 박윤석님 등 여러분들께도 감사를 드립니다.

마지막으로 제일 기뻐하실 하늘나라에 계신 아버님 그리고 사랑하는 어머님 고맙습니다. 나이가 들어서 무엇을 하려고 하느냐며 반대를 한다고 하였지만 묵묵하게 뒷바라지를 하여준 사랑하는 아내 오계순님 “사랑하고 고마워요!” 또한 항상 응원을 하여준 딸 소운과 사랑하는 아들 봉찬아 사랑한다! 그리고 고맙다!

뒤돌아보니 많은 분들의 도움이 없었다면 이루어내지 못하였을 것이다. 전부 열거는 못하였지만 지금까지 직접 또는 간접적으로 도움을 주신 모든 분들께 다시 한 번 감사들이며, 35년이라는 공직생활도 명예롭게 퇴직하였고, 밝아오는 갑오년 새해에는 새로운 제2의 인생을 시작하는데 좀 더 겸손하고 적극적인 자세로 살아가겠다는 마음에 각오를 다시 한 번 다져 봅니다.

2013년 12월 하순 어느 날 밤에 김 인 석