



저작자표시-동일조건변경허락 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.
- 이차적 저작물을 작성할 수 있습니다.
- 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



동일조건변경허락. 귀하가 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공했을 경우에는, 이 저작물과 동일한 이용허락조건하에서만 배포할 수 있습니다.

- 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](#)

工學博士 學位論文

波浪에 의한 海底 配管에 미치는 地盤
液狀化 및 海底斜面 安定性에 대한 研究

A Case Study on The Effect of Seabed Liquefaction and
Slope stability for Submarine Pipeline due to Oscillation
of Wave Profile



指導教授 趙 孝 濟

2014年 2月

韓國海洋大學校 大學院

造船海洋시스템工學科

崔 炳 烈

本論文을 崔炳烈의 工學博士 學位論文으로 認准함

委員長 박 주 용 (印)

委 員 조 효 제 (印)

委 員 박 명 규 (印)

委 員 구 자 삼 (印)

委 員 윤 중 성 (印)

2014年 2月

韓國海洋大學校 大學院

목 차

List of Tables	iV
List of Figures	Xii
Notation	XV
Abstract	XX
1. 서 론	1
1.1 연구 배경 및 필요성	1
1.2 연구 동향	4
1.3 연구목적과 개요	9
2. 파랑의 진폭 및 해저면의 동유체압력	14
2.1 비쇄파 구간에서의 파형	15
2.1.1 Airy Wave	18
2.1.2 Stock's 2 nd Order Wave	19
2.1.3. Solitary Wave	21
2.1.4 Cnoidal Wave	24
2.1.5 Stream Function Wave	27
2.2 쇄파 구간에서의 파형	33
2.3 해저면에 작용하는 유체동압력과 응력	39
3. 지반의 특성 및 변동 과잉간극수압 분석	46
3.1 해저 지반 특성	46
3.2 해저 지반내의 변동 과잉간극수압	54
4. 해저배관 및 해저 사면의 안정성 연구	60
4.1 해저배관 및 지반의 저항 특성	60

4.2	해저배관의 액상화 및 부양현상 분석	64
4.3	해저 사면의 안정성 분석	73
5.	이론적 해석	77
5.1	해저 배관의 액상화 및 부양현상에 대한 이론적 해석	77
5.1.1	해저 지반 액상화 및 해저배관 부양 발생 시 이론적 해석	78
5.1.2	해저지반 액상화 및 해저배관 부양 대책에 대한 이론적 해석	90
5.2	해저 사면의 안정성에 대한 이론적 해석	96
5.2.1	해저지반 사면 파괴포락선 발생 시 이론적 해석	96
5.2.2	해저지반 사면 파괴 방지 대책에 대한 이론적 해석	98
6.	실험적 고찰	101
6.1	2차원수조 및 실험환경조건	101
6.2	해저배관의 액상화에 대한 이론적 해석과 실험적 분석비교	106
6.2.1	Case S1에 대한 이론 및 실험적 분석비교	106
6.2.2	Case S2에 대한 이론 및 실험적 분석비교	144
6.3	이론적 해석과 2차원수조 실험결과에 대한 평가 결과	154
7.	지반 특성에 따른 민감도 분석	156
7.1	해저배관의 액상화 및 부양현상에 대한 민감도 분석	156
7.2	각 해저 지반의 특성에 따른 민감도 결과	157
7.2.1	해저지반의 과잉간극수압에 대한 민감도분석	157
7.2.2	해저지반의 액상화에 대한 민감도분석	159
7.2.4	해저배관의 부양현상에 대한 민감도분석	161
7.3	해저지반 깊이에 따른 지반 액상화에 대한 분석	163
7.3.1	해저지반의 투수계수에 따른 액상화 깊이 비교 분석	163

7.3.2 해저지반의 평균입경 d_{50} 크기에 따른 액상화 깊이 비교 분석	166
8. 요약 및 결론	169
감사의 글	174
참고 문헌	175
부록 A 2차원수조 모형실험 결과	191
부록 A.1 모래질 입경 0.012mm에 대한 실험결과	192
부록 A.2 모래질 입경 0.028mm에 대한 실험결과	217
부록 A.3 Wave Set-Up 실험결과	224
부록 A.4 1993년 일본항만기술연구소 보고서에서 현장실험 결과와 본 연구에서의 결과 비교	226

List of Tables

Table 2.1 Wave Set-up Coefficient due to DIM's Method	34
Coefficient of Volume Compressibility	52
Table 3.1 Coefficient of Volume Compressibility in Soil Classification, ..	52
Table 3.2 Soil Characteristics in Soil Classification	53
Table 4.1 Failure Line under Seabed due to Floating of Pipeline(Pipeline Diameter, $D_0=1.0\text{m}$)	72
Table 5.1 Characteristics of Pipeline Data for Theoretical Analysis	77
Table 5.2 Data of Environmental Condition for Soil Liquefaction and Floating of Pipeline	78
Table 5.3 Theoretical Results of Airy Wave for Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in Fine Sand Layer	79
Table 5.4 Theoretical Results of Stock's 2 nd Order Wave for Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in Fine Sand Layer	81
Table 5.5 Theoretical Results of Solitary Wave for Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in Fine Sand Layer	83
Table 5.6 Theoretical Results of Cnoidal Wave for Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in Fine Sand Layer	85
Table 5.7 Theoretical Results of Stream Function Wave for Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in Fine Sand Layer	88
Table 5.8 Theoretical Results of Airy Wave None Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in 20mm Gravel Layer	91
Table 5.9 Theoretical Results of Stock's 2 nd Order Wave None Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in 20mm Gravel Layer	92
Table 5.10 Theoretical Results of Solitary Wave None Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in 20mm Gravel Layer	93

Table 5.11 Theoretical Results of Cnoidal Wave None Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in 20mm Gravel Layer	94
Table 5.12 Theoretical Results of Stream Function Wave None Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in 20mm Gravel Layer	95
Table 5.13 Seabed Soil and Environmental Parameter for Seabed Slope Stability Analysis	96
Table 5.14 Theoretical Results of Seabed Slope Failure under the Seabed in Fine Sand Layer due to Wave	97
Table 5.15 Theoretical Results of None Failure for Seabed Slope under the Seabed in 20mm Gravel Layer due to Wave	99
Table 6.1 Dimension of 2-Dimensional Wave Basin	101
Table 6.2 Test Parameters for Pipeline Characteristics for Test of 2-Dimensional Wave Basin	102
Table 6.3 Data of Wave and Grain Size for Test of 2-Dimensional Wave Basin	102
Table 6.4.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1\text{sec}/\beta f=0.05)$	108
Table 6.4.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1\text{sec}/\beta f=0.05)$	109
Table 6.4.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1\text{sec}/\beta f=0.05)$	110
Table 6.5.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta f=0.05)$	111
Table 6.5.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50} = 0.012\text{mm} (d=0.3\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta f=0.05)$	112

Table 6.5.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta f=0.05)$	113
Table 6.6.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta f=0.05)$	114
Table 6.6.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50} = 0.012\text{mm} (d=0.3\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta f=0.05)$	115
Table 6.6.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta f=0.05)$	116
Table 6.7.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta f=0.05)$	117
Table 6.7.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50} = 0.012\text{mm} (d=0.3\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta f=0.05)$	118
Table 6.7.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta f=0.05)$	119
Table 6.8.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	120
Table 6.8.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	121
Table 6.8.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	122
Table 6.9.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1\text{sec}/\beta f=0.05)$	123
Table 6.9.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1\text{sec}/\beta f=0.05)$	124
Table 6.9.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1\text{sec}/\beta f=0.05)$	125

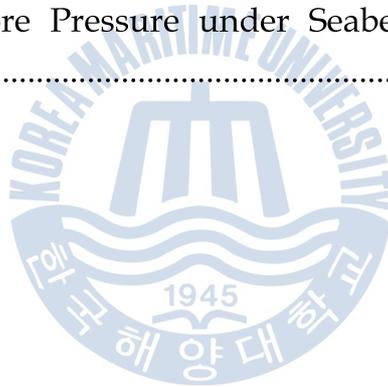
Table 6.10.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta f=0.05)$	126
Table 6.10.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50} = 0.012\text{mm} (d=0.5\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta f=0.05)$	127
Table 6.10.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta f=0.05)$	128
Table 6.11.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta f=0.05)$	129
Table 6.11.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm} (d=0.5\text{m}/ T=1.8\text{sec}/ \beta f=0.05)$	130
Table 6.11.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta f=0.05)$	131
Table 6.12.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	132
Table 6.12.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm} (d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	133
Table 6.12.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	134
Table 6.13.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta f=0.05)$	135
Table 6.13.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50} = 0.012\text{mm} (d=0.7\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta f=0.05)$	136
Table 6.13.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta f=0.05)$	137

Table 6.14.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta f=0.05)$	138
Table 6.14.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50} = 0.012\text{mm} (d=0.7\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta f=0.05)$	139
Table 6.14.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta f=0.05)$	140
Table 6.15.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	141
Table 6.15.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm} (d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	142
Table 6.15.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	143
Table 6.16.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	145
Table 6.16.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm} (d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	146
Table 6.16.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.028\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	147
Table 6.17.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	148
Table 6.17.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm} (d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	149
Table 6.17.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.028\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	150
Table 6.18.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05)$	151

Table 6.18.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm}$ ($d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05$)	152
Table 6.18.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain Size of $d_{50}=0.028\text{mm}$ ($d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta f=0.05$)	153
Table 7.1 Soil Characteristics for Sensitivity Analysis of Liquefaction for Seabed	157
Table 7.2 Sensitivity of Excess Pore Pressure for Soil Characteristics	158
Table 7.3 Sensitivity of Liquefaction for Soil Characteristics	160
Table 7.4 Sensitivity of Floating for Soil Characteristics	162
Table 7.5 Soil Permeability $k(\text{m}/\text{sec})$	164
Table 7.6 Soil Grain Size, $d_{50}(\text{mm})$	166
Table A Data of Wave and Grain Size for Test of 2-Dimensional Wave Basin	191
Table A-1.1 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of $(0.3\text{m}/10\text{cm}/1\text{sec})$	193
Table A-1.2 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of $(0.3\text{m}/10\text{cm}/1.4\text{sec})$	195
Table A-1.3 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of $(0.3\text{m}/10\text{cm}/1.5\text{sec})$	197
Table A-1.4 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of $(0.3\text{m}/10\text{cm}/1.8\text{sec})$	199
Table A-1.5 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of $(0.3\text{m}/10\text{cm}/2\text{sec})$	201

Table A-1.6 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.5m/10cm/1sec)	203
Table A-1.7 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.5m/10cm/1.4sec)	205
Table A-1.8 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.5m/10cm/1.8sec)	207
Table A-1.9 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.5m/13cm/2sec)	209
Table A-1.10 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.7m/10cm/1.4sec)	211
Table A-1.11 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.7m/22cm/1.5sec)	213
Table A-1.12 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.7m/18cm/2sec)	215
Table A-2.1 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}$ with environmental of (0.3m/10cm/2sec)	218
Table A-2.2 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}$ with environmental of (0.5m/13cm/2sec)	220

Table A-2.3 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}$ with environmental of (0.7m/18cm/2sec)	222
Table A-3 Comparison of Wave set-up between Theoretical and Test Result	224
Table A-4.1 Site Test Measuring Equipment at HORF in Japan	226
Table A-4.2 Seabed Condition for Site Test at HORF in Japan	227
Table A-4.3 Excess Pore Pressure under Seabed from This Research	228
Table A-4.4 Excess Pore Pressure under Seabed from Site Test Results at HORF in Japan	229
Table A-4.5 Excess Pore Pressure under Seabed from Zen and Yamazaki (1991)	230



List of Figures

Figure 1.1 Applicability Ranges of Various Wave Theories	10
Figure 2.1 Profile of Airy Wave	18
Figure 2.2 Profile of Stock's 2 nd Order Wave	19
Figure 2.3 Profile of Solitary Wave	21
Figure 2.4 Profile of Cnoidal Wave	24
Figure 2.5 Profile of Stream Function Wave	27
Figure 2.6 Wave Breaking Type of Breaking Zone	35
Figure 2.7 Wave Pressure Load Transfer Function on Seabed	40
Figure 3.1 Three Phases of Soil Composition	49
Figure 4.1 Distribution of Pore Pressure at surrounding the pipe due to Wave Crest and Trough	65
Figure 4.2 Under ground Stresses at surrounding the pipeline due to Wave	66
Figure 4.3 Hydrodynamic Vertical Hydraulic gradient	68
Figure 4.4 Type of Seabed Failure at surrounding Pipeline due to Wave	71
Figure 4.5 Type of Failure Line for Seabed Slope due to Wave Pressure	73
Figure 4.6 Detail Slice Stresses in Soil due to Wave Pressure	74
Figure 6.1 Device of maintain the Seabed Slope for 2-Dimensional Wave Basin	104
Figure 6.2 2-Dimensional Wave Basin	105
Figure 6.3 Excess pore pressure Gage for Test of 2-Dimensional Wave Basin	106
Figure 7.1 Soil Liquefaction at Every Depth of Seabed for Each Permeability	165

Figure 7.2 Soil Liquefaction at Every Depth of Seabed for Each Grain Size of d_{50} (mm)	167
Figure A-1.1 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.3\text{m}/10\text{cm}/1\text{sec})$	194
Figure A-1.2 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.3\text{m}/10\text{cm}/1.4\text{sec})$	196
Figure A-1.3 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.3\text{m}/10\text{cm}/1.5\text{sec})$	198
Figure A-1.4 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.3\text{m}/10\text{cm}/1.8\text{sec})$	200
Figure A-1.5 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.3\text{m}/10\text{cm}/2\text{sec})$	202
Figure A-1.6 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.5\text{m}/10\text{cm}/1\text{sec})$	204
Figure A-1.7 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.5\text{m}/10\text{cm}/1.4\text{sec})$	206
Figure A-1.8 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.5\text{m}/10\text{cm}/1.8\text{sec})$	208
Figure A-1.9 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.5\text{m}/13\text{cm}/2\text{sec})$	210
Figure A-1.10 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.7\text{m}/10\text{cm}/1.4\text{sec})$	212
Figure A-1.11 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.7\text{m}/22\text{cm}/1.5\text{sec})$	214
Figure A-1.12 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.7\text{m}/18\text{cm}/2\text{sec})$	216
Figure A-2.1 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}(0.3\text{m}/10\text{cm}/2\text{sec})$	219

Figure A-2.2 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}$ (0.5m/13cm/2sec) 221

Figure A-2.3 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}$ (0.7m/18cm/2sec) 223

Figure A-4 Comparison for Excess Pore Pressure between Site Test and Zen, Yamazaki's Theory and This Research 231



Notation

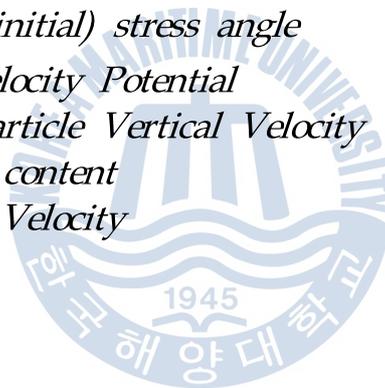
ϕ	<i>Stream Function</i>
n	<i>porosity(Volume of Void/Total Volume)</i>
$(\tau_{vh})_{\max}$	<i>Seabed maximum shear Stress due to Wave</i>
$A_S^{(g)}$	<i>Cross sectional area of the soil body involved in breakout</i>
$A_S^{(P)}$	<i>Area of Vertical failure line on top of pipeline diameters</i>
$A_S^{(a)}$	<i>Area of Vertical Failure line at side of pipeline diameters</i>
a_v	<i>Compressive Coefficient</i>
c	<i>Wave Celerity</i>
C_{go}	<i>Wave Group Velocity in Deepsea</i>
C_N	<i>Effective vertical stress modification factor(= $0.77\text{Log}(200/\sigma v')$, $\sigma v'=(\text{ton}/\text{m}^2)$)</i>
$cn(z,m)$	<i>Jacobi elliptic cosine function</i>
C_u	<i>Soil Cohesive</i>
C_v	<i>Consolidation coefficient</i>
d	<i>Water Depth</i>
d_b	<i>Breaking Water Depth</i>
d_{10}	<i>Grain size of 10 %Passing due to Sieve analysis</i>
d_{16}	<i>Grain size of 16 %Passing due to Sieve analysis</i>
d_{50}	<i>Grain size of 50 %Passing due to Sieve analysis</i>
d_{84}	<i>Grain size of 84 %Passing due to Sieve analysis</i>
$dn(z,m)$	<i>Jacobi Elliptic Function dn</i>
D_r	<i>Soil Relative Density</i>
dx	<i>Water depth in slope seabed</i>
$E(m)$	<i>Complete elliptic integral of the second kind</i>
e_0	<i>Intial Void Ratio</i>
E_k	<i>Constrained modulus elasticity of structure skeleton of medium</i>
$F_P^{(d)}$	<i>Pipeline Buoyancy Unit Weight due to dynamic excess pore pressure</i>
$F_P^{(S)}$	<i>Hydrostatic component of the uplift force</i>

$F_S^{(d)}$	<i>Hydrodynamic component of the uplift force</i>
$F_S^{(s)}$	<i>Hydrostatic component of the uplift force</i>
g	<i>Gravity Acceleration</i>
G_s	<i>Specific gravity of the soil</i>
H	<i>Design Wave Height</i>
H'	<i>The equivalent deepwater significant wave height.</i>
H_b	<i>Breaking Wave Height</i>
H_{dr}	<i>Drainage Distance</i>
H_{max}	<i>Maximum Wave Height</i>
H_o	<i>The deepwater significant wave height</i>
H_O'	<i>Equivalent Significant Wave Height</i>
H_{os}	<i>Significant Wave Height</i>
$H_s=H_{1/\beta}$	<i>Significant Wave Height</i>
ID	<i>Pipeline Inner Diameters</i>
i_d	<i>Hydrodynamic vertical Hydraulic gradient</i>
$k = 2\pi/L$	<i>Wave Number</i>
$K(m)$	<i>Complete elliptic integral of the first kind</i>
$K'(m)$	<i>Complementary elliptic integral of the first kind</i>
K_d	<i>The coefficient of random wave diffraction</i>
K_f	<i>The coefficient of random wave attenuation due to bottom friction</i>
$k_{h,v}$	<i>Permeability coefficient</i>
K_o	<i>Coefficient of lateral earth pressure at-rest</i>
K_r	<i>The coefficient of random wave refraction</i>
K_s	<i>Shoaling Coefficient</i>
L	<i>Design Wave Length</i>
L_o	<i>deep sea wave length</i>
L_{RH}	<i>Wave Length in breaking zone</i>
M	<i>Consolidation Constant=$\pi(2m+1)/2$, when, $m=0$ to ∞</i>
M	<i>$\pi(2m+1)/2$, when, $m = \text{Constant}$</i>
m_v	<i>Volume compressibility coefficient</i>
N	<i>Standard Penetration Test Value</i>
N_1	<i>Modification $N(=C_n \times N)$</i>

N_1	$C_n \times N + 7.5$ for Silt or Silty Sand with $d_{50} < 0.15\text{mm}$
OD	Pipeline Outer Diameters
p	Wave pressure on seabed
P'	Mean Effective Stresses
PI	Plastic Index
$P_{O'}$	Effective Overburn Pressure
qc	Max crest particle velocity
q_c	Compressive Strength
R_f	Radius of Slope Failure Line for Seabed Line
R_f	Ratio for resistance shear strength of liquefaction
R_i	Ratio for Cyclic Shear Stress
SF	Safety Factor
$sn(z,m)$	Jacobi elliptic sine function
S_r, S	Degree of Saturated
T	Wave Period
t	Consolidation Time
t_{cor}	Anti Corrosion thickness
t_{cwc}	Weight Concrete Coating Thickness
$T_s^{(V)}$	Vertical component of shear forces
$T_u^{(V)}$	Vertical component of soil suction forces
T_v	Time Coefficient
U	Ursell Number
u	Water Particle Horizontal Velocity
$u_{(b+rp)}$	Dynamic Excess Pore Pressure on Center of pipeline
u_b	Dynamic Excess Pore Pressure on top of pipeline
V	Total Volume
V_s	Volume of Skeleton Soil
V_v	Volume of Void
V_w	Volume of Water
$W^{(d)}$	Resultant Vertical Force due to Wave
$W_p^{(g)}$	Pipeline total unit Weight in air
$W_p^{(s)}$	Pipeline Submerged Unit Weight
W_{pcont}	Pipeline Content Unit length Weight

W_{pcor}	<i>Anti Corrosion Coating Unit length Weight</i>
W_{pcwc}	<i>Weight Concrete Coating Unit length Weight</i>
W_{PS}	<i>Pipeline Unit Length Weight</i>
W_s	<i>Weight of Soil Skeleton</i>
$W_S^{(e)}$	<i>Effective weight of the soil body involved in breakout</i>
$W_S^{(g)}$	<i>Weight of the soil body involved in breakout</i>
$W_S^{(S)}$	<i>Effective Soil Pressure on Pipeline within Failure line</i>
W_w	<i>Weight of Water</i>
x	<i>Distance of x-direction</i>
z	<i>Distance of z-direction</i>
z	<i>Vertical distance in seabed</i>
z	<i>Vertical Distance from top of seabed to center of buried depth</i>
a_{max}	<i>Maximum Ground Acceleration(g)</i>
a	<i>Angle of tangent for General Failure Line at Seabed</i>
β	<i>Angle for Horizontal line of Pipeline to Point of General Failure Line at Seabed</i>
β_f, θ	<i>the slope of the seabed</i>
$\beta_\alpha, \beta_l, \beta_{max}$	<i>Coefficients for H_{max}</i>
γ_{cwc}	<i>Concrete Coating unit weight</i>
γ_d	<i>Soil dry density</i>
γ_s	<i>Steel Pipe unit weight</i>
γ_{sat}, γ_t	<i>Saturated Soil density</i>
γ_w	<i>Water Weight</i>
δ	<i>Wave Steepness</i>
$\Delta u, u_i$	<i>Excess Water Pore pressure</i>
$\eta(x, t)$	<i>Wave Profile</i>
$\eta_1 = \eta_{max}$	<i>Crest Wave Elevation</i>
$\eta_2 = \eta_{min}$	<i>Trough Wave Elevation</i>
η_{setup}	<i>Wave Setup Amplitude</i>
$\eta_{setuprms}$	<i>A second approach to the dynamic wave setup</i>
$\lambda_0, \lambda_1, \lambda_{max}$	<i>Coefficients for $H_{1,\beta}$</i>
ν	<i>Soil poisson's ratio</i>

ξ	<i>Iribarren Number</i>
ρ_w	<i>Sea Water Density</i>
$\sigma_h = \sigma_3$	<i>Seabed Horizontal Stress due to Wave</i>
σ_v	<i>Total stress in Sand Layer ($\gamma_{sat} \times \text{Depth}$)</i>
σ'_v	<i>Initial effective stress in Sand Layer ($\gamma_{sub} \times \text{Depth}$)</i>
$\sigma_v = \sigma_1$	<i>Seabed Vertical Stress due to Wave</i>
τ_d	<i>Average Cyclic shear stress</i>
$T_g^{(VP)}$	<i>Vertical component of the resultant shear force, $T_S^{(V)} + T_U^{(V)}$</i>
τ_ℓ	<i>Soil Resistance Stress</i>
$\tau_s^{(VP)}$	<i>Vertical component of the shear stress acting along the slip surface</i>
τ_{vh}	<i>Seabed shear Stress due to Wave</i>
ϕ_f	<i>Internal friction angle of soil</i>
ϕ_o	<i>At-rest (initial) stress angle</i>
ψ	<i>Wave Velocity Potential</i>
ω	<i>Water Particle Vertical Velocity</i>
ω	<i>moisture content</i>
$\omega = 2\pi/T$	<i>Angular Velocity</i>



A Case Study on The Effect of Seabed Liquefaction and Slope stability for Submarine Pipeline due to Oscillation of Wave Profile

Choi, Byeong Ryeol

Department of Naval Architecture and Ocean Systems Engineering
Graduate Ph.D of Korea Maritime and Ocean University

Abstract

In this study, the liquefaction and slope stability of seabed at nearshore is discussed, which is divided with none breaking and breaking wave based on the viewpoint of marine geotechnical and pipeline engineering.

A submarine pipeline buried in sandy seabed could be floated since sandy seabed is easy to be liquefied and unstabilized on the slope of seabed resulting from the change of the effective stresses of pipeline due to hydrodynamic pore pressure induced by oscillation of wave profile, which can cause the instability of submarine pipeline during its life.

Also, the seabed slope stability should be analyzed due to various wave profile. If seabed could not secure the stability of certain section, structural and external stability of submarine pipeline cannot be secured due to the movement of seabed, which brings out many issues from the aspect of environmental and functional.

Therefore, the effect from the view of stability of the seabed

should be reviewed regarding the stability of seabed.

Accordingly, the stability of environmental and structural of submarine pipeline should be secured, by securing and reviewing the submarine pipeline flotation and the stability of seabed slope at the initiatory stage.

In deciding waveform, applying the profile of Airy, Cnoidal, Stock's Solitary and Stream function, it shall be based on $\text{Log}\left(\frac{H}{gT^2}\right)$ vs $\text{Log}\left(\frac{d}{gT^2}\right)$.

In the wave profile theories mentioned above, by analysing the hydrodynamic pressure and calculating the pore pressure that acts depending on the depth of the ground, the seabed soil liquefaction, flotation and slope stability will be reviewed. In addition, the flotation should be reviewed as an effect done on the buoyancy of submarine pipeline induced by the pore pressure even if the liquefaction does not happen of the seabed.

There is no impact on the submarine pipeline induced by the collapse of seabed, as long as there is no problem of the overall stability of slope even if there is a sectional problem of stability in the review of seabed stability of slope.

Therefore, this study is to confirm the effect and additional measure to consider so as to secure the flotation of submarine pipeline and slope stability of seabed, and liquefaction of seabed-related, by explaining the essential hydrodynamic load.

KEY WORDS: Surface Elevation, Seabed Slope Stability, Soil Liquefaction due to wave, Pipeline flotation due to wave, Submerged Soil Unit Weight.

1. 서론

1.1 연구 배경 및 필요성

최근 심해저 자원개발에 대하여 사회적 관심이 고조됨에 따라 해양공간의 활용도가 급격히 증가되고 있으며, 특히 원유나 가스전을 개발하기 위하여 해양플랜트의 수요가 계속적으로 증가되는 추세이다. 해양플랜트의 종류는 주로 천해에서는 고정식 Platform으로서 석유 시추 Platform과 Upstream단계의 정제 시설인 생산 Platform으로 구분되며, 심해에서는 심해 석유 시추 Platform인 Subsea Well Head Platform과 부유식 생산시설인 FPSO(Floating Production Storage Offloading)가 주를 이루고 있다.

그리고 이러한 채굴된 원유나 천연가스를 육상 정제 플랜트 시설로 이송을 하여야 하는데, 유전지역과 정제시설이 있는 육상 플랜트와의 거리가 근거리일 경우 직접 Upstream단계의 정제 시설인 생산 Platform 또는 부유식 생산 시설인 FPSO에서 해저배관을 통하여 Downstream의 육상 정제 플랜트 시설로 이송을 한다.

더욱이, 고정식 해상 Platform 과 Platform 및 Subsea well head와 Well head, 부유식 FPSO를 서로 연결하여 채굴된 원유를 이송하는 것도 해저배관의 역할인 것이다.

또한 육상 정제 플랜트 시설과 유전지역과 먼 거리에 있는 것은 VLCC(Very Large Crude Oil Carrier)인 탱커 선을 이용하여 원유를 운송

하여 육상 정제 플랜트 시설이 있는 지역에서 하역하는 것으로서 이때 주로 이용하는 시설로서는 항만시설인 Jetty를 이용, VLCC인 탱커 선을 접안 후, Loading and Unloading Arm을 사용하여 육상으로 이송한 후 정제 플랜트 시설로 들어가는 방법과, 해상 수심 약30m지점의 SPM(Single Point Mooring) 시스템을 이용하여 VLCC인 탱커 선에 있는 원유를 하역한 후 해저배관을 통하여 육상 정제 플랜트로 들어가는 방법을 선택한다.

그러나 항만시설인 Jetty를 사용할 경우가 SPM 및 해저배관을 이용할 때보다 공사비가 약 2배 가까이 들어가므로 주로 SPM 및 해저배관을 이용하는 경우가 유리하다.

또한 원유를 육상 플랜트에서 정제 후 타 지역으로 운송 시 주로 사용하는 공법으로는 육상 배관으로 수송하거나 Jetty에 원유 운반선을 접안 후 Loading Arm을 사용하여 석유 운반선으로 수송하는 방법을 선택하고 있다.

그리고 고정식 해상 Platform과 Platform 및 SPM과 육상 정제 플랜트를 연결하여 원유 또는 가스를 이송하는 장치가 해저배관이며, 이러한 해저배관이 해저에 설치될 경우 해상 환경에 의한 동적 파랑의 작용으로 지반에 동유체압력(Hydrodynamic Pressure)에 의해서 해저지반 내에 과잉간극수압의 발생으로 해저지반이 모래층인 경우 수심과 파랑의 크기에 따라 해저지반에 액상화가 발생하거나 매설된 해저배관이 동유체압력에 의한 지반 내 동유체 과잉간극수압(Hydrodynamic Excess Pore Pressure)으로 인하여 부양되는 현상이 가끔 일어난다.

또한 천해에서는 동적 파압에 의하여 점착력이 약한 지반 내에 과잉간극수압이 작용하여 지반의 전단력을 감소시키고, 해저지반에 파랑으로 인한 동유체압력이 발생하여 해저지반의 사면붕괴를 일으킬 수 있다.

따라서 해저배관 매설지역에 대하여 해저지반의 액상화(Liquefaction), 해저배관의 부양현상(Flotation of Subsea Pipeline) 및 해저사면붕괴(Seabed Slope Collapse) 현상으로 해저배관에 과도한 응력 발생으로 파손될 경우 해저배관에 흐르는 원유나 가스가 누출되어 막대한 해상 환경 오염이 발생할 수 있다.

이로 인하여 해상환경은 거의 재앙에 가까운 재해 사고가 발생하여 사회적, 경제적 손실 비용이 막대함으로 이를 사전에 방지하기 위하여 해저지반의 액상화, 해저배관의 부양상태, 해저사면의 붕괴 현상을 검토 및 분석하여야 한다.

만약 해저배관이 매설되는 지역에 액상화 및 사면 붕괴현상이 발생한다면, 해저배관의 매설 깊이를 조절하거나 해저배관 상부에 이러한 현상을 방지하고자 사석을 투하하여 해저 지반 보강공법을 강구하여야 한다.

또한 해저배관 부설지역에서는 과량에 의한 해저지반의 액상화, 해저배관의 부양현상, 해저사면의 붕괴를 규명하고, 이에 따른 해저 기초지반의 안정성 해석과 필요에 따라서는 해저지반의 지지력 강화 대책 또는 액상화, 해저배관 부양현상 및 해저지반의 붕괴 방지대책에 관한 종합적 기술의 개발이 요구되고 있다.

따라서 본 연구로 인하여 해저 및 해양공간의 이용, 해양자원 개발 및 해양 종합관리를 위한 각종 시설물의 기능 극대화 및 해상환경오염으로 발생할 막대한 경제적 손실을 방지하는데 크게 기여할 수 있을 것이다.

1.2 연구 동향

지진에 의한 모래지반의 액상화 현상에 대하여는 널리 알려져 있으며, 특히 해상교량의 교각기초, 항만의 안벽기초, 육상 건축물의 건물기초에 대하여는 액상화 현상의 방지대책으로는 여러 가지 공법 등이 개발되어 사용하고 있으나 이는 매우 국부적 구간에서 이루어지기 때문에 사회, 경제적 손실 비용을 최소화 하는 공법인 모래말뚝(Sand Compaction Pile), 사석말뚝(Gravel Compaction Pile), DCM(Deep Cement Mixture)등의 공법으로 추진되고 있다.

여기서 액상화 현상이란 느슨하고 포화된 사질토가 지진 또는 해상 파랑 등의 진동에 의해 지중내의 과잉간극수압이 상승하여 유효응력이 감소되고, 이에 따라 그 결과로서 외력에 대한 전단저항력을 잃어 지반이 액체 상태로 되는 현상을 지반의 액상화라 할 수 있다.

지진 시(Seismic) 발생하는 지반의 액상화는 Seed & Ibriss(1982)가 추천하는 액상화 가능성이 우려되는 사질토층 대상지역의 액상화 발생을 예측함에 있어 다음 식(1.1)을 이용하여 판단 할 수 있다.

$$R_i = \frac{\tau_d}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \gamma_d \quad (1.1)$$

여기서, R_i =지진시 지반속에 발생하는 등가 전단 응력비, τ_d = 등가 전단응력, g =중력가속도($9.81\text{m}/\text{sec}^2$), σ'_v =유효 상재압($\gamma_{SUB} \times z$) ton/m^2 , α_{\max} =지표면에서의 최대가속도(g), σ_v =전 상재압($\gamma_{sat} \times z$) ton/m^2 , γ_d =응력감소계수($=1 - z/90$)이고, z 는 지반 깊이(m)를 나타낸다.

또한 반복 전단강도 비는 아래 식(1.2)을 이용하여 구할 수 있다.

$$R_f = \frac{\tau_v}{\sigma'_v} \quad (1.2)$$

여기서 $\tau_v = \sigma'_v \tan(\phi)$ 이고, $\phi =$ 내부마찰각으로서 지반 표준관입 시험인 SPT의 N값으로부터 4.1절의 식(4.4) 및 식(4.5)을 이용하여 그 값을 구할 수 있다.

표준관입 저항치를 보정한 환산 N치인 $N_1 = C_N \cdot N$ 으로 나타내며, C_N 은 유효상재응력을 수정계수로서 $C_N = 0.77 \log\left(\frac{200}{\sigma'_v}\right)$ 로 표현되며, σ'_v 는 유효상재압력으로 단위는 ton/m^2 로 나타낸다.

따라서 지반의 지진에 대한 액상화 안전을 검토는 다음 식(1.3) 및 식(1.4)으로 나타 낼 수 있다.

$$S.F = 1 \leq \frac{R_f}{R_i} \leq 1.5 \text{ (상세해석법 사용)} \quad (1.3)$$

$$S.F = \frac{R_f}{R_i} \geq 1.5 \text{ (간편법 사용)} \quad (1.4)$$

그러나 지진에 대한 해저지반 액상화는 아래와 같은 몇 가지 전제조건을 충족할 경우에 검토 및 분석을 하여야한다.

- 평균입경 $d_{50} : 0.075 \text{ mm} < d_{50} < 2.0 \text{ mm}$
- 입경 5μ 이하의 함량 $< 15 \%$
- 액성한계 $LL < 35\%$
- 함수비 $\omega > LL \times 90\%$
- Modified Mercalli Scale에 의한 진도(Intensity) $I_{MM} > 6$

그리고 해상 플랜트인 경우 Fixed Platform인 Jacket 구조를 사용할 때는 해저에 고정하는 방법이 말뚝을 사용하므로 그 관입 깊이가 50m~100m이상임으로 지진으로 인한 지반의 액상화를 고려할 필요는 없으나 중력식 구조로 해상에 설치되는 GBS(Gravity Base Structure)인 경우는 지진에 대한 액상화는 항만의 안벽기초, 교량의 교각 등에서 적용하는 이론을 주로 사용하나 해양파랑에 의한 해저지반의 액상화, 해저 사면붕괴에 대하여 검토가 별도로 상세히 이루어지고 있지 않다.

따라서 최근에는 해저지반에 대하여 기후변화 등으로 발생하는 높은 해양파랑(해일 등)에 의해서도 액상화 현상 및 해저사면 붕괴 현상도 같이 일어날 수 있다는 것이 명백해져가고 있으므로 이에 대한 대응이 강구되어야 한다.

또한 해저지반의 액상화 연구는 크게 전단강도와 유효응력 변동에 의한 개념으로 구분되어 이루어지고 있으며, 특히 유효응력 변동에 의한 방법으로는 Lee & Focht(1975), Rahman, M.S, Seed, H.B and Booker(1977), D.S. Jeng, M.S. Rahman(2000), Ishihara & Yamazaki(1983), Hattori & Sakai and Hatanaka(1992), 李(1992), Zen & Yamazaki(1993), Cha & Jeng and et al(2005), Sawicki & Mierczynski(2005)등이 연구 하였으며, 유효응력에 대하여는 $\sigma'_v = \gamma' \cdot z$, 여기서 $\gamma' = \gamma_w \frac{(G_s - 1)}{(1 - e)}$ 이며, 파랑에 의한 지반에 발생한 간극수압을 고려한 유효응력을 고려하여 $\sigma'_v = \gamma' \cdot z - u_t$ 으로 표현하였다.

여기서 지반의 간극수압인 $u_t = p_b - \sigma_{zv}$ 이다

그러나 상기의 p_b 는 해양파랑에 의한 해저면에 작용하는 압력이고, σ_{zv}

은 해저지반을 탄성체로 가정한 상태에서 p_b 에 의하여 해저지반 내 z 의 깊이에 작용하는 수직압력이다.

따라서 엄밀히 말하자면 $p_b - \sigma_{z0}$ 는 간극수압이 아니고 해저지반에 작용하는 분포상재압력과 해저지반 내 z 의 깊이에 작용하는 분포압력과의 차이 일뿐이다.

그래서 상기에서와 같이 해저지반의 특성을 일부 고려하여 작용하는 유효응력에 대하여 상세히 연구하였으나 파형을 결정함에 있어 $\text{Log}\left(\frac{H}{gT^2}\right)$ 와 $\text{Log}\left(\frac{d}{gT^2}\right)$ 에 따라서 적용할 수 있는 선형파인 Airy wave, 그리고 비선형파인 Cnoidal wave, Stock's wave, Solitary wave 및 Stream Function wave 등의 여러 파형을 사용할 수 있도록 고려하지 않았을 뿐 아니라 간극수압 산정에 있어 일부 과도하게 가정을 하였고, 또한 단순히 선형파에 대하여 만을 고려하여 해저지반의 액상화를 연구 하였다.

실제 해양에서 발생하는 파형은 크게 5가지로 구분되며, 이는 해저 지반에 미치는 동유체압에서 차이를 보일 수 있어 정확한 해저지반의 액상화를 연구하는 것은 많은 문제가 있다고 하겠다.

또한 해저사면에 대한 안정성 연구는 많이 이루어지고 있으나 특히 해저지반의 특성을 고려한 유효응력 변동에 따른 지반의 전단강도 감소로 발생하는 해저사면 안정성 연구 방법으로는 Henkel (1970), Wright and Dunham (1972), Mitchell & Tsui and Sangrey(1972), Mitchell & Hull(1974), Field & Edwards (1980) and Watkins and Kraft (1978), Marsaglia and Klein (1983), Hance (2003), Morgan & Hawlader and et al(2005) 등이 단순히 선형파인 Airy Wave만을 고려하여 해저지반의 사면

안정성에 대하여 연구 하였다.

이러한 여러 가지 연구에 대하여도, 실제적인 $\text{Log}\left(\frac{H}{gT^2}\right)$ 와 $\text{Log}\left(\frac{d}{gT^2}\right)$ 에 대하여 파형의 형태에 따라 해저지반에 작용하는 동유체압력이 상호 차이가 나고 있는데도 현재까지는 선형파에 대하여 유효응력 변동 및 전단강도에 대한 해저사면의 안정성만이 연구되고 있다.

또한 해저배관이 매설된 부분에 대한 해저배관 안정성 검토에 대하여 해저지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상에 대한 연구로서 Sumer & Hatipoglu(1999)는 해저지반이 액상화가 발생하였을 경우 해저배관의 단위 무게와 액상화된 지반의 단위 무게의 비를 연구하여 해저배관의 부양현상을 연구하였다.

그리고 Magda & Maeno and Nago(2000) 및 Chang & Chien(2004)은 해양 파랑으로 인한 간극수압 변동으로 발생하는 유효응력감소 및 전단강도 감소로 인하여 해저배관의 부력으로 인한 국부적 지반 파괴, 전면파괴의 형태로 해저배관의 부양현상에 대하여 연구를 하였고, Sumer & Hatipoglu and et al(2006)는 파랑 작용으로 해저지반의 액상화로 인한 지반의 단위무게와 해저배관의 단위무게로 액상화 및 해저배관의 부양현상을 연구하였다.

Gao & Wu(2006)은 해저배관이 매설된 사질토를 고려한 수직 유효응력의 변동을 고려한 해저지반에 대한 응력의 변화를 연구 하였으며, Shabani & Jeng(2007)는 간극수압으로 인한 유효응력 감소로 해저배관의 국부적 구간에 대하여 액상화 연구를 수행한 사례 등이 있다.

상기의 여러 연구에 대하여 살펴보면, 전반적으로 동유체압력에 의한 간극수압 변화로 지반의 유효응력 감소 및 해저배관의 부력 등으로 인한 부양현상, 이로 인한 매설된 해저배관의 사질토의 전단강도 등으로 해저 지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상에 대하여 연구를 진행해왔다.

그러나 기존의 연구 문제점으로는 실제 파랑이 주기를 가지고 발생하고 수심이나 파고에 따라 각 파형의 변화형태(비쇄파 및 쇄파) 또는 해양 파랑의 종류에 대하여 해저지반의 액상화나 해저배관의 부양현상 및 해저사면의 안정성에 대하여 명확히 규정 하지 않았을 뿐만 아니라, 지반의 압축 및 압밀영향으로 발생한 과잉간극수압의 소산을 고려한 시간계수 T_v 을 고려하지 않은 것 등을 열거할 수 있다.

이러한 간극수압의 크기는 지반의 투수계수, 과잉간극수압의 소산에 대한 시간계수 T_v , 매설깊이에 의하여 크게 좌우됨으로 이러한 지반의 특성에 대한 구체적 연구가 매우 부족하다고 생각된다.

1.3 연구목적과 개요

전술한 연구배경 및 필요성과 연구동향으로부터, 본 연구에서는 $\text{Log}(\frac{H}{gT^2})$ 와 $\text{Log}(\frac{d}{gT^2})$ 에 따라 해상 파랑의 파형이 변하고, 이로 인한 해저면에 작용하는 동유체압력이 차이가 나며, 또한 비쇄파 구간과 쇄파 구간에서의 지반에 미치는 영향이 상호 같지 않은 것을 고려하여 해저지반을 탄성지반으로 가정하지 않고 해저지반의 변동과잉간극수압과 유효수직응력 및 전단응력을 고려하여 수심 및 파고, 주기에 따른 파형을 고려한 해저지반에 미치는 모래질, 실트질 및 점토질 지반의 특성인 간극비, 공극비, 체적변화계수, 압축계수, 압밀계수, 투수계수 등에 따른 지반 내

과잉간극수압의 소산 시간계수 T_v 을 고려한 액상화, 해저배관의 부양현상 및 해저사면의 안정성을 규명하고, 본 이론의 적용성을 실제 모형시험에 의하여 확인하고자한다.

이러한 결과를 토대로 해저배관의 매설지역에 대한 액상화, 해저배관의 부양현상, 해저배관지역의 해저사면 안정성을 예측하고, 나아가 해저지반 조건을 개선하기 위한 방법에 대해서 논의 하고자 한다.

먼저 수심, 파고 및 주기에 따른 해양파의 종류에 대하여 아래 Figure 1.1과 같이 확정을 하고 각 경우에 따른 파형을 이론적으로 정립하고자 한다.

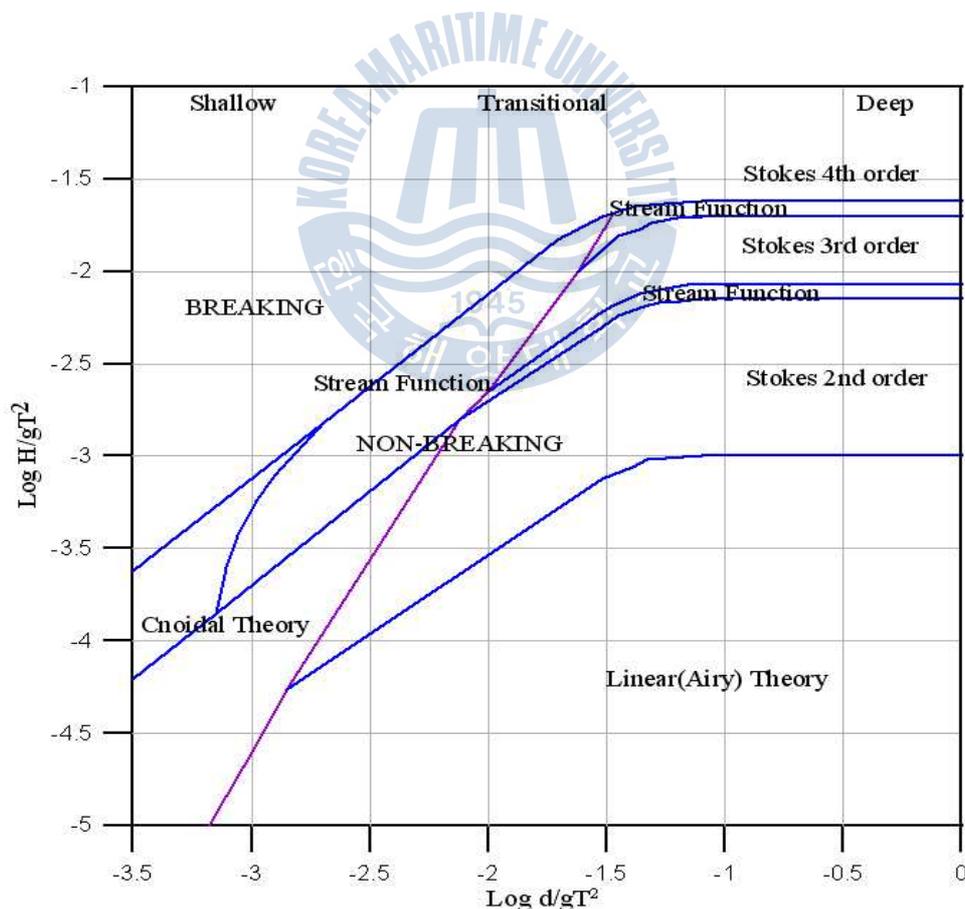


Figure 1.1 Applicability Ranges of Various Wave Theories

그리고 각 해양파의 종류에 따라 Velocity Potential, Ψ 을 기본 방정식으로 하여 지반 경계조건(BBC)을 이용하면 식(1.5)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\omega = \frac{\partial \Psi}{\partial z} = 0, z = -d \quad (1.5)$$

유체의 자유표면에서는 운동역학적 표면 경계조건(KSBC)에서는 식(1.6)으로 표현된다.

$$\omega = \frac{\partial \eta}{\partial t} + u \frac{\partial \eta}{\partial x}, z = \eta \quad (1.6)$$

또한 불안정한 비회전성 흐름을 구현하기 위하여 Bernoulli 방정식을 이용하면, 식(1.7)과 같이 표현된다.

$$\frac{1}{2}(u^2 + \omega^2) + \frac{p}{\rho_w} + gz + \frac{\partial \Psi}{\partial t} = 0 \quad (1.7)$$

여기서, p 는 유체압력, g 는 중력가속도, ρ_w 는 유체의 질량을 말한다.

그리고 동적 표면 경계조건(DSBC)을 고려할 경우 식(1.8)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{1}{2}(u^2 + \omega^2) + gz + \frac{\partial \Psi}{\partial t} = 0, z = \eta \quad (1.8)$$

따라서 운동역학적 표면 경계조건(KSBC)과 동적 표면 경계조건(DSBC)을 선형화 하면, KSBC인 경우 입자의 수직속도는 식(1.9)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\omega = \frac{\partial \eta}{\partial t}, z = 0 \quad (1.9)$$

동적 표면 경계조건(DSBC)인 경우 식(1.10)으로 표현되어 진다.

$$g\eta = \frac{\partial\psi}{\partial t} = 0, \quad z = 0 \quad (1.10)$$

따라서 이러한 선형파인 Airy wave, 비선형파인 Stock's wave, Solitary wave, Cnoidal wave 및 Stream Function wave의 Velocity Potential인 ψ 을 이용하여 시간에 따른 파형 η_t 를 구하여 해저면에 작용하는 동유체압력 p_b 을 산출한다.

해저배관인 경우 일반적으로 지하 약 1~2m에 매설되어 있으므로 p_b 로부터 해저배관의 중심부에 작용하는 동유체압력, 또는 해저사면 파괴부분에 작용하는 동유체압력인 $\sigma_{v(b+rp)}$ 구하여 해저배관부분의 흙에 작용하는 수직, 수평 및 전단에 대한 동유체압력을 산출하고 이에 대한 지반의 특성인 간극 비, 공극률, 체적변화계수, 압축계수, 지반의 탄성계수 및 투수계수를 사용하여 지반의 압밀계수인 $c_v(m^2/sec)$ 를 구하여 시간계수 $T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$ (무차원)을 적용하여 지반에 미치는 변동과잉간극수압을 고려하여 실제 지반내의 유효응력을 산정하고, 지반의 액상화 또는 지반의 사면안정성, 해저배관의 부양현상을 검토하고자 한다.

이러한 여러 가지 해양 파랑에 대하여 이론을 정립하고 이러한 파랑에 대하여 해저지면에 작용하는 동유체압력 및 지반 내에 작용하는 압력 및 과잉간극수압의 동적유체 이론에 대한 타당성을 검증하고, 2차원수조 시험장치를 이용한 모형실험을 통해 변동과잉간극수압을 계측한 후, 각 실험에 대한 차이를 규명하고 실제 해석에 적용 가능한 것인지에 대하여 연구를 하였다.

이들 결과를 종합하여 해저지반의 액상화, 해저배관의 부양현상, 해저사면의 안정성을 예측하는 방법을 제안하며, 또한 액상화, 해저배관의 부양, 해저사면 파괴 현상을 방지할 수 있는 방안에 대하여 분석한 후 이를 개선하거나 기술개발의 기본 및 연구 방향등을 제시하고자 한다.



2. 파랑의 진폭 및 해저면의 동유체압력

해양파인 경우 $\text{Log}(\frac{H}{gT^2})$ 와 $\text{Log}(\frac{d}{gT^2})$ 에 따라 해상 파랑의 파형이 변하고, 이로 인한 해저지면에 작용하는 동유체압력이 서로 차이가 발생한다.

따라서 이러한 해양에서의 여러 가지 파형(Wave Profile)을 고려하여 해저배관을 설치할 경우 해저지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상 그리고 해저배관이 매설된 지역의 해저사면 안정성 검증에 적용할 수 있다.

해상으로부터 원유나 가스를 이송하거나 육상으로부터 해상으로 이송할 경우 주로 사용하는 배관이며, 특히 선박 등의 통항이 많은 곳이거나 해상 고정식 Platform 주위에 설치되는 해저배관은 설치 후 매설을 하는 경우가 거의 대부분이다.

이러한 매설 해저배관으로 설치하는 경우에 파랑으로 발생한 해저지반의 액상화 현상으로 해저배관의 부양현상 및 해저사면의 붕괴로 인하여 해저배관의 안정성에 많은 문제를 발생 시키고 있다.

특히 모래지반인 경우, 동 파랑의 표면 차로인한 과잉간극수압이 지반 내에 발생하여 해저배관의 수중 단위중량보다 과잉간극수압이 클 경우 지반이 액상화 현상이 발생하고, 이로 인하여 해저배관이 부양이 되는 현상을 나타 낼 수 있다.

또한 천해(Shallow water) 또는 해안가(Near shore)의 쇄파구간(Breaking wave zone)에는 습田(Goda's method, 2000) 이론을 적용하여 쇄파의 높이를 산정하여 액상화 현상을 검토 하였으며 그 이상의 수심에서는 수심 및 파랑의 주기에 따라서 선형파 또는 비선형파 이론을 적용하여 과잉간극수압을 산정하여 액상화 현상을 검토하였다.

2.1 비쇄파 구간에서의 파형

일반적으로 유체의 동적해석 이론으로는 유체의 연속방정식인 식(2.1)을 이용하여 구할 수 있다.(Streeter & Wylie 1986)

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.1)$$

여기서 u, v, w 는 3축방향의 유체의 흐름 속도이고, x, y, z 는 각 좌표축을 의미한다.

그리고 Laplace(1785 : 1749~1827) 방정식을 이용하여 다음 식(2.2)을 확인할 수 있다.

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial^2 z} = \nabla^2 \Psi(x, y, z, t) = 0 \quad (2.2)$$

또한 Bernoulli(1738) 방정식은 다음 식(2.3)으로 나타 낼 수 있다.

$$\frac{1}{2}(u^2 + v^2 + \omega^2) + \frac{p}{\rho} + gz + \frac{\partial \Psi}{\partial t} = 0 \quad (2.3)$$

본 연구에서는 2차원적 해양 파랑을 구현하기 위하여 축을 x, z 으로 한정하면 Laplace 방정식은 식(2.4)로 나타 낼 수 있으며, Bernoulli 방정식

은 식(2.5)로 다시 표현할 수 있다.

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial z^2} = \nabla^2 \Psi(x, z, t) = 0 \quad (2.4)$$

$$\frac{1}{2}(u^2 + \omega^2) + \frac{p}{\rho} + gz + \frac{\partial \Psi(x, z, t)}{\partial t} = 0 \quad (2.5)$$

여기서 u 는 x 축 방향의 속도이고, ω 는 z 축방향의 유체의 운동 속도를 나타낸다. 그리고 Ψ 는 시간 t 에 대한 유체의 Velocity Potential이며, p 는 유체 어느 점에서의 압력, ρ 는 유체의 질량, g 는 중력가속도, z 는 수직 거리이다.

이러한 연속방정식 Laplace 방정식과 Bernoulli 방정식을 이용하여 경계 조건인 지반 경계조건(BBC), 운동역학적 표면 경계조건(KSBC), 동적 표면 경계조건(DSBC)를 사용하여 그 해를 풀 수 있다.

그러므로 지반 경계조건(BBC)에서의 기본 가정은 속도는 0이고, 운동역학적 표면 경계조건(KSBC)에서는 자유표면에서의 압력은 0, 동적 표면 경계조건(DSBC)에서는 자유표면은 연속성을 가지는 것을 기본 경계조건으로 하여 파랑에 대한 특성을 구할 수 있다.

지반 경계조건(BBC)을 이용하면 식(2.6)과 같이 해저지반에서의 유체 수직속도가 0임을 나타 낼 수 있다.

$$\omega = \frac{\partial \psi}{\partial z} = 0, \quad z = -d \quad (2.6)$$

그리고 유체의 자유표면에서는 운동역학적 표면 경계조건(KSBC)을 이용하여 유체의 자유 표면에서의 수직 속도는 ω 로서 식(2.7)로 표현되어진다.

$$\omega = \frac{\partial \eta}{\partial t} + u \frac{\partial \eta}{\partial x}, \quad z = \eta \quad (2.7)$$

또한 불안정한 비회전성 흐름을 구현하기 위하여 Bernoulli 방정식을 이용하며, 여기서 동적 표면 경계조건(DSBC)을 고려할 경우 식(2.8)로 나타낼 수 있다.

$$\frac{1}{2}(u^2 + \omega^2) + gz + \frac{\partial \Psi}{\partial t} = 0, \quad z = \eta \quad (2.8)$$

따라서 운동학적 자유표면 경계조건(KSBC)과 동적 자유표면 경계조건(DSBC)을 선형화 하면, KSBC의 경계조건을 이용하여, 초기 수면에서의 유체의 수직 속도는 식(2.9)로 나타낼 수 있다.

$$\omega = \frac{\partial \eta}{\partial t}, \quad z = 0 \quad (2.9)$$

그리고 DSBC의 경계조건을 적용할 경우 식(2.10)으로 나타낼 수 있다.

$$\eta(x, t) = \frac{1}{g} \left(\frac{\partial \Psi}{\partial t} \right) = 0, \quad z = 0 \quad (2.10)$$

그리고 운동학적 자유표면 경계조건(KSBC)을 적용하면 식(2.11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2} + g \frac{\partial \Psi}{\partial z} = 0 \quad (2.11)$$

상기의 여러 가지 경계조건을 이용하여 Airy Wave, Stock's wave, Solitary wave, Cnoidal wave 및 Stream Function wave에 대한 Velocity Potential을 구하여 각 파형별 파고의 함수를 찾을 수 있으며, 각 파형별 형상은 2.1.1절의 Airy Wave에서부터 2.1.5절의 Stream Function Wave까

지 상세히 설명하였다.

2.1.1 Airy Wave

아래 Figure 2.1은 일반적인 선형파인 Airy Wave에 대한 것이다.

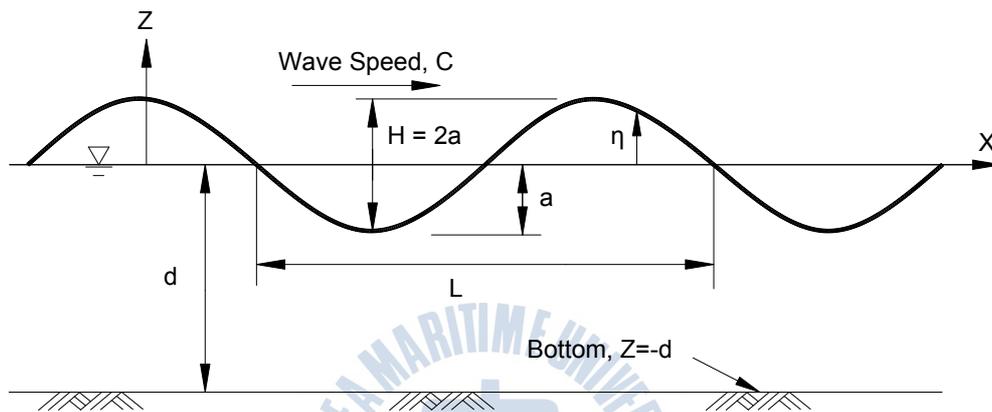


Figure 2.1 Profile of Airy Wave

Airy 파는 파고가 파장이나 수심에 비해 매우 작다는 가정 하에서 자유 표면 경계 조건을 선형화하여 해를 구한 것이며, Small Amplitude Wave (미소진폭파) 또는 선형파라고도 한다. Airy파에서는 물 입자가 폐쇄 경로로 운동을 하고 질량 수송이 생기지 않으며 계산 결과로 나온 입자 가속도가 고차 이론 결과와 큰 차이가 없기 때문에 주로 선체의 파력을 구하는데 많이 쓰인다.

그리고 Airy Wave의 Velocity Potential, Ψ 는 다음 식(2.12)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Psi = \frac{gH \cosh(k(d+z))}{2\omega \cosh(kd)} \sin(kx - \omega t) \quad (2.12)$$

여기서, H 는 파고, $\omega = \frac{2\pi}{T}$ 는 각속도, T 는 파주기, $k = \frac{2\pi}{L}$ 파수, L 은 파장, z 는 Ψ 의 수면에서의 수직좌표, d 는 수심, x 는 수면에서의 수평좌표, t 는 시간이다.

동적 표면 경계조건(DSBC)의 자유표면은 연속성을 가지는 것을 가정하면, Ψ 로부터 수평좌표와 시간 t 일 경우 자유수면 높이, $\eta(x,t)$ 는 상기 식(2.10)을 이용하여 식(2.12)을 시간 t 에 대하여 미분하면 다음 식(2.13)으로 나타낼 수 있다.

$$\eta(x,t) = \frac{H}{2} \cos(kx - \omega t) \quad (2.13)$$

여기서 H 는 파고, $\omega = \frac{2\pi}{T}$ 는 각속도, T 는 파주기, $k = \frac{2\pi}{L}$ 파수를 나타낸다.

2.1.2 Stock's 2nd Order Wave

다음의 Figure 2.2는 Stock's 2nd Order Wave파형을 나타내고 있다.

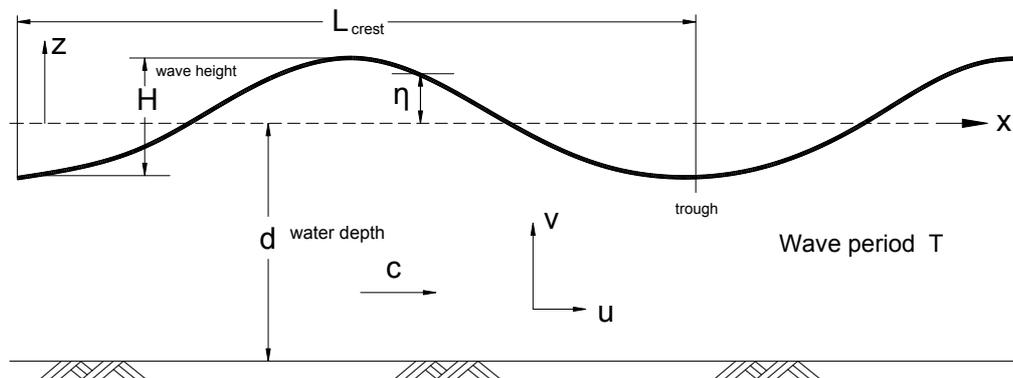


Figure 2.2 Profile of Stock's 2nd Order Wave

Stokes 파는 고차 이론을 적용하여 해를 구하기 때문에 비선형 경계 조건을 어느 정도 만족시키며, 파봉이 더 뾰족해지고 파곡이 더 평평해지는 실제 파랑에 더욱 근접한 형태를 나타낼 수 있다.

Stokes 파는 Airy 파에 비해 물 입자 속도를 더 정확하게 나타낼 수 있으므로 Jacket 또는 Jetty와 같은 해양 구조물의 파력을 구하는데 많이 쓰인다.

Stock's Second order Wave의 Velocity Potential, Ψ 는 다음 식(2.14)과 같이 나타 낼 수 있다.

$$\Psi = \Phi_i + \frac{3\pi H}{8kT} \left(\frac{\pi H}{L} \right) \frac{\cosh(2k(z+d))}{\sinh^4(kd)} \sin(kx - \omega t) \quad (2.14)$$

여기서, Ψ_i 는 Airy Wave의 Velocity Potential, H는 파고, $\omega = \frac{2\pi}{T}$ 는 각속도, T는 파주기, $k = \frac{2\pi}{L}$ 파수, L은 파장, z는 Ψ 의 수면에서의 수직좌표, d는 수심, x는 수면에서의 수평좌표, t는 시간이다.

따라서 동적 표면 경계조건(DSBC)의 자유표면은 연속성을 가지는 것을 가정하면, Ψ 로부터 수평좌표 와 시간 t일 경우 자유수면 높이, $\eta(x,t)$ 는 상기 식(2.10)을 이용하여 식(2.14)을 시간 t에 대하여 미분하면 다음 식(2.15)으로 나타 낼 수 있다.

$$\eta(x,t) = \eta_i + \frac{\pi H^2}{8L} \frac{\cosh kd}{\sinh^3 kd} (2 + \cosh 2kd) \cos 2(kx - \omega t) \quad (2.15)$$

여기서, η_i 은 Airy Wave의 자유수면 높이 $\frac{H}{2} \cos(kx - \omega t)$, H는 파고, $\omega = \frac{2\pi}{T}$ 는 각속도, T는 파주기, $k = \frac{2\pi}{L}$ 파수, L은 파장, z는 Ψ 의 수면에

서의 수직좌표, d 는 수심, x 는 수면에서의 수평좌표, t 는 시간이다.

또한 해저 면이 경사면일 경우 사면 경사, β_f 를 고려하여 수심을 변화시켜, $d_x = d - x \cdot \tan\beta_f$ 될 수 있도록 하여야한다.

2.1.3. Solitary Wave

Figure 2.3는 Solitary Wave파형을 나타내고 있으며, Solitary Wave는 Tsunami와 같은 파형을 표현하고자 할 경우 사용한다.

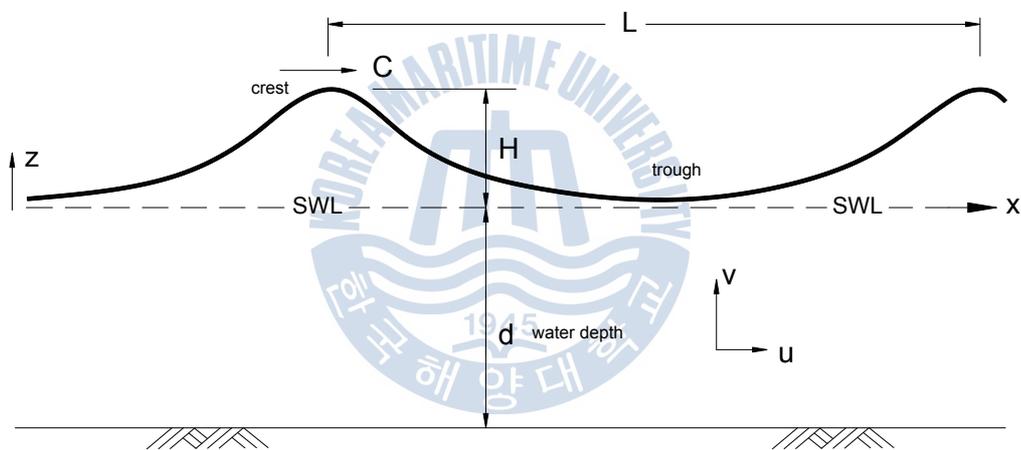


Figure 2.3 Profile of Solitary Wave

Solitary 파는 매우 수심이 낮은 지역에서는 파봉이 뾰족해지고 파곡은 평평해져 파장과 주기가 무한대인 하나의 이동하는 파봉으로 나타낼 수 있는데 쓰나미와 같은 대형 파, 천해에서의 쇄파, 심해에서 Steepness가 매우 큰 파 등에 적용되어진다.

Solitary wave의 Velocity Potential, ψ 는 다음 식(2.16)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Psi = \Phi_0 + z \frac{\partial \theta_0}{\partial z} - \frac{z^2}{2} \frac{\partial^2 \Psi_0}{\partial x^2} - \frac{z^3}{6} \frac{\partial^3 \theta}{\partial x^3} \quad (2.16)$$

여기서, $\frac{\partial \theta}{\partial x} = -d \frac{\partial^2 \Psi_0}{\partial x^2}$ 를 상기 식(2.16)에 대입하여 다시 나타내면 식 (2.17)과 같이 나타 낼 수 있다.

$$\Psi = \Phi_0 + z \frac{\partial \theta_0}{\partial z} - \frac{z^2}{2} \frac{\partial^2 \Phi_0}{\partial x^2} + \frac{dz^3}{6} \frac{\partial^4 \Psi_0}{\partial x^4} \quad (2.17)$$

$$\frac{\partial \theta_0}{\partial z} = -d \frac{\partial^2 \theta_0}{\partial x^2} - \frac{d^3}{2} \frac{\partial^4 \theta_0}{\partial x^4} \text{ 이므로 이를 상기 식(2.17)에 대입하면, 식(2.18)}$$

과 같이 Velocity Potential에 대하여 최종적으로 나타 낼 수 있다.

$$\Psi = \Phi_0 - dz \frac{\partial^2 \Psi_0}{\partial x^2} - \frac{d^3 z}{2} \frac{\partial^4 \Psi_0}{\partial x^4} - \frac{z^2}{2} \frac{\partial^2 \Psi_0}{\partial x^2} + \frac{dz^3}{6} \frac{\partial^4 \Psi_0}{\partial x^4} \quad (2.18)$$

여기서, d 는 수심을 나타내고, Ψ_0 및 θ_0 는 x 와 t 의 함수로 식(2.19), 식 (2.20), 식(2.21), 식(2.22)로 나타 낼 수 있다.

$$\frac{\partial \Psi_0}{\partial x} = -u_0 = -w_0 \frac{\eta}{d} \quad (2.19)$$

$$\frac{\partial^2 \Psi_0}{\partial x^2} = -\frac{w_0}{d} \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (2.20)$$

$$\frac{\partial^3 \Psi_0}{\partial x^3} = -\frac{w_0}{d} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} \quad (2.21)$$

$$\frac{\partial^4 \Psi_0}{\partial x^4} = -\frac{w_0}{d} \frac{\partial^3 \eta}{\partial x^3} \quad (2.22)$$

여기서 w_0 는 $w_0 = \frac{2\pi}{T}$ 로서 파의 각속도로 표현된다.

따라서 긴 파장인 규칙파로 나타 낼 경우 아래 식(2.23)로 Velocity Potential을 간단히 나타 낼 수 있다.

$$\Psi(x,t) = \Psi_s(A,k,x-ct) = A(t) \operatorname{sech}^2(k(t)x - ct) \quad (2.23)$$

여기서, z 는 Ψ 의 수면에서의 수직좌표, d 는 수심, x 는 수면에서의 수평좌표, t 는 시간, 파수 $k = \frac{1}{2} \sqrt{(1 - \frac{1}{c})}$ 이고, Parameter A 는 다음 식(2.24)과 같이 나타 낼 수 있다.

$$A = \frac{12k^2}{4k^2 - 1} = 3(1 - c) \quad (2.24)$$

또한 파 전파속도, c 는 다음 식(2.25)과 같다.

$$c = \theta' = \frac{1}{(1 - 4k^2)} = \sqrt{gd} \left(1 + \frac{1}{2}\epsilon - \frac{3}{20}\epsilon^2\right), \quad \epsilon = \frac{H}{d} \quad (2.25)$$

그리고 동적 표면 경계조건(DSBC)의 자유표면은 연속성을 가지는 것을 가정하면, Ψ 로부터 수평좌표 와 시간 t 일 경우 자유수면 높이, $\eta(x,t)$ 는 상기 식(2.10)을 이용하여 식(2.23)을 시간 t 에 대하여 미분하면 다음 식(2.26)으로 나타 낼 수 있다.

$$\eta(x,t) = H \operatorname{sech}^2(q) - \frac{3H}{4} \frac{H}{d} \operatorname{sech}^2(q) \tanh(q) \quad (2.26)$$

여기서, H 는 파고이고, $q = \frac{\sqrt{\frac{3H}{d}}}{2d} \left(1 - \frac{5H}{8}\right)(x - ct)$, 파속인 $c = \sqrt{gd} \left(1 + \frac{1}{2}\epsilon - \frac{3}{20}\epsilon^2\right)$, $\epsilon = \frac{H}{d}$ 는 각속도, T 는 파주기, 파수 $k = \frac{1}{2} \sqrt{(1 - \frac{1}{c})}$ 파수, L 은 파장, z 는 Ψ 의 수면에서의 수직좌표, d 는 수

심, x 는 수면에서의 수평좌표, t 는 시간이다.

또한 해저 면이 사면일 경우, 사면 경사, β_f 를 고려하여 수심을 변화시켜, $d_x = d - x \cdot \tan\beta_f$ 될 수 있도록 하여야한다.

2.1.4 Cnoidal Wave

그리고 Figure 2.4는 Cnoidal Wave파형을 나타내고 있다.

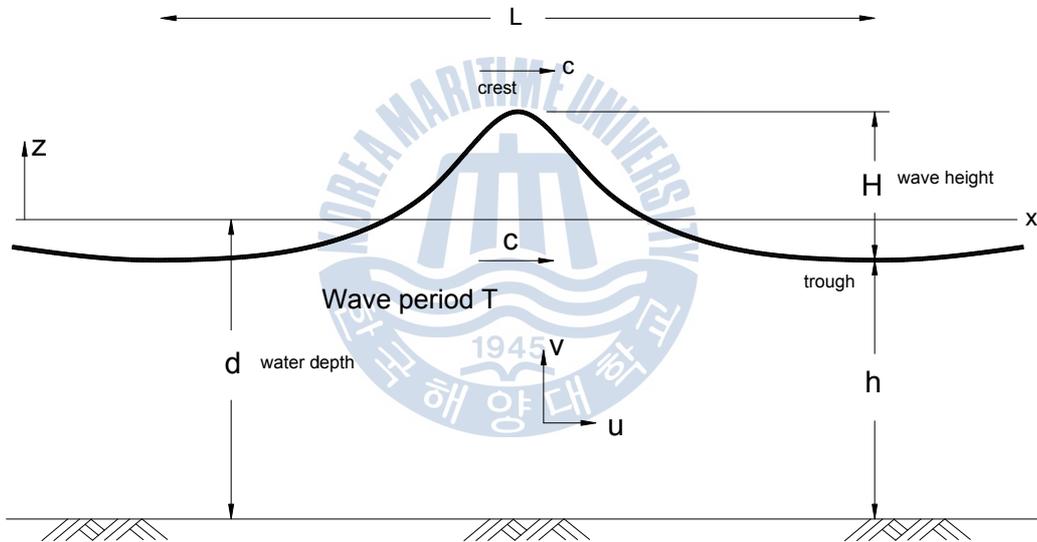


Figure 2.4 Profile of Cnoidal Wave

Cnoidal파는 수심이 낮은 지역의 파들은 해저면의 효과를 고려해야 하기 때문에 Stokes파를 쓸 수가 없으며, 이때는 Cnoidal 파가 적용되며 이 파는 수심의 양 극단에서 각각 Stokes파, Solitary파와 같아진다.

또한 Cnoidal Wave의 Velocity Potential, ψ 는 다음 식(2.27)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Psi = \frac{\pi^2 A}{kK^2} \sum_{n=1}^{\infty} \operatorname{cosech}(n\pi K'/K) \sin(nk\theta) \cosh(nkz + nkd) \quad (2.27)$$

여기서, 완전 타원함수 1차 적분, $K(m) = \frac{2}{(1+m^{1/4})^2} \operatorname{Ln}\left(\frac{2(1+m^{1/4})}{(1-m^{1/4})}\right)$,

$K'(m) = K(1-m) = \frac{2\pi}{(1+m^{1/4})^2}$, 타원매개변수 $m = 1 - 16e^{-\sqrt{\frac{3gHT^2}{4d^2}}}$ 이고,

$k = \pi\kappa/K$, $\kappa = \frac{\pi}{2} \frac{d+\ell}{d^2}$ 이며, ℓ 는 파장의 특성 치로서

$\ell = d\left(1 + \frac{H}{md}\left(1 - \frac{m}{2} - \frac{3}{2} \frac{E(m)}{K(m)}\right)\right)^2$ 로 나타 낼 수 있다.

그리고 z 는 수면에서의 Velocity Potential의 위치의 수직거리이고, d 는 수심을 나타낸다.

동적 표면 경계조건(DSBC)의 자유표면은 연속성을 가지는 것을 가정하면, Ψ 로부터 수평좌표 와 시간 t 일 경우 자유수면 높이, $\eta(x,t)$ 는 상기 식 (2.10)을 이용하여 식(2.27)을 시간 t 에 대하여 미분하면 다음 식(2.28)으로 나타 낼 수 있다.

$$\eta(x,t) = Hcn^2 \left(\pi \frac{\alpha(x-ct)}{d} \frac{1}{2K'} + \eta_t \right) \quad (2.28)$$

여기서 완전 타원함수 2차 적분, $E(m) = K(m)e(m)$ 으로 나타내며,

$e(m) = \frac{(2-m)}{3} + \frac{\pi}{2KK'} + 2\left(\frac{\pi}{K'}\right)^2 \left(-\frac{1}{24} + \frac{q_1^2}{(1-q_1^2)^2}\right)$, $q_1 = e^{-\pi K/K'}$ 로 나타난

다.

그러므로 Cnoidal Wave인 경우 파봉의 높이, η_{crest} 는 다음 식(2.29)로 나타 낼 수 있다.

$$\eta_{crest} = \frac{H}{m} \left[1 - \frac{E(m)}{K(m)} \right] \quad (2.29)$$

또한 파곡인 η_{trough} 는 아래 식(2.30)으로 표현 된다.

$$\eta_{trough} = \frac{H}{m} \left[1 - m - \frac{E(m)}{K(m)} \right] \quad (2.30)$$

그리고 여기서 코비 타원함수는 다음 식(2.31)과 같이 나타 낼 수 있으며, Cnoidal Wave 자유수면 높이인 $\eta(x,t)$ 의 식(2.28)에 사용되어 진다.

$$sn(z,m) = (m)^{-1/4} \frac{(\sinh \omega - q_1^2 \sinh 3\omega)}{(\cosh \omega + q_1^2 \cosh 3\omega)} \quad (2.31)$$

$$cn(z,m) = \frac{1}{2} \left(\frac{m_1}{mq_1} \right)^{1/4} \frac{(1 - 2q_1 \cosh 2\omega)}{(\cosh \omega + q_1^2 \cosh 3\omega)}$$

$$dn(z,m) = \frac{1}{2} \left(\frac{m_1}{q_1} \right)^{1/4} \frac{(1 + 2q_1 \cosh 2\omega)}{(\cosh \omega + q_1^2 \cosh 3\omega)}$$

여기서 $m_1 = 1 - m$, 이고 $\omega = \frac{\pi z}{2K'} = \pi \frac{h}{2K'}$, $h = d - \eta_{trough}$ 로 나

타나며, 파의 전파속도 $c = \sqrt{gd} \left(1 + \frac{H}{md} \left(1 - \frac{m}{2} - \frac{3}{2} \frac{E(m)}{K(m)} \right) \right)$ 로 나타낸다.

$$\text{또한 } \alpha = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{H}{h}} \left(1 - \frac{5}{8} \frac{H}{h} + \frac{71}{128} \left(\frac{H}{h} \right)^2 - \frac{100627}{179200} \left(\frac{H}{h} \right)^3 + \frac{16259737}{28672000} \left(\frac{H}{h} \right)^4 \right)$$

이고, 파장, $L = 21.5d e^{-1.87 \frac{H}{d}}$, 여기서 d 는 수심으로 표현 된다.

또한 Cnoidal Wave는 Ursell number로 그 적용성을 고려하고,

$U = H \frac{c^2}{d^3} \geq 40$ 일 경우 Cnoidal Wave를 적용할 수 있다.

그리고 해저 면이 사면일 경우, 경사 β_f 을 고려하여 수심을 변화시켜, $d_x = d - x \cdot \tan\beta_f$ 될 수 있도록 하여야한다.

2.1.5 Stream Function Wave

또한 Figure 2.5는 Stream Function Wave파형을 나타내고 있다.

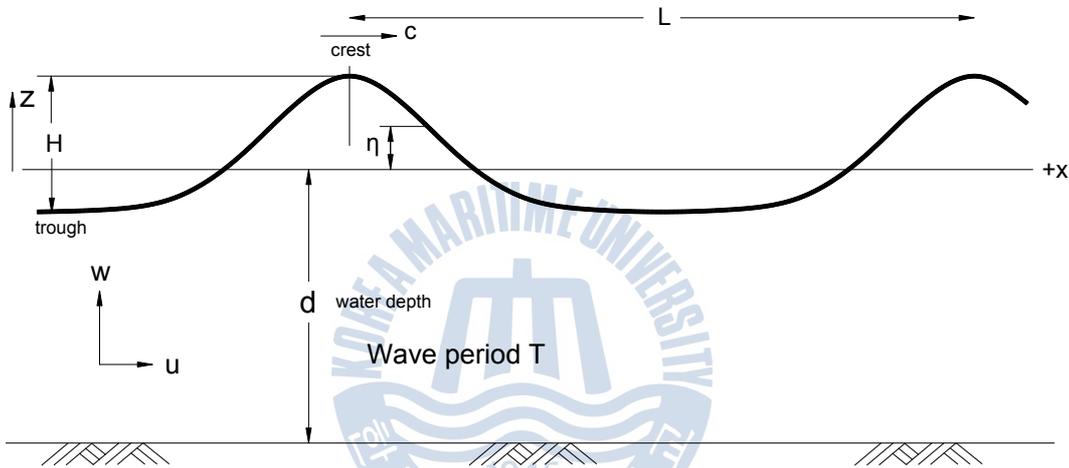


Figure 2.5 Profile of Stream Function Wave

Stream파는 Airy파나 Stokes파처럼 Velocity Potential Function을 풀지 않고 Stream Function을 풀어 해를 구하여 얻은 파 이론이다.

Stream Line을 가로지르는 흐름이 없다는 가정 하에서 Stream Function이 정의되었으므로 자유표면 같은 Stream Line은 Stream Function이 상수가 된다. 이를 수치 해석하여 연속적으로 풀면 비선형 항을 잘 나타내고 다른 파 이론에 비해 넓은 범위에 걸친 실제 파를 더 효과적으로 나타내는 해를 얻을 수 있는 장점이 있다.

Stream Function Wave의 Velocity Potential, $\Psi(x,z,t)$ 및 스트림 함수

(Stream Function)인 $\Phi(x, z, t)$ 는 다음 식(2.32)과 같이 나타 낼 수 있다.

$$\nabla^2\Phi = 0, \nabla^2\Psi = 0 \quad (2.32)$$

$$\nabla^2 = \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)$$

그러므로 동적 자유표면 경계조건(DSBC)을 고려하면 식(2.33)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\left(\frac{\partial\Psi}{\partial t} \right)_{z=\eta} + g\eta + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial\Phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial\Phi}{\partial z} \right)^2 \right]_{z=\eta} = Q(t) \quad (2.33)$$

여기서 g 는 중력가속도, $\eta = \eta(x, t)$ 은 x 방향의 수면 변동 높이, 그리고 $\frac{\partial\Phi}{\partial x} = -\frac{\partial\Psi}{\partial z} = v$, $\frac{\partial\Phi}{\partial z} = \frac{\partial\Psi}{\partial x} = -u$ 로 나타 낼 수 있고, u 는 물입자의 수평 속도, v 는 물입자의 수직 속도, $Q(t)$ 는 시간에 따른 Bernoulli Number이다.

또한 운동학적 자유표면 경계조건(KSBC)을 적용하면, 다음 식(2.34)과 같이 나타 낼 수 있다.

$$\left(\frac{\partial\Psi}{\partial z} \right)_{z=\eta} = \frac{\partial\eta}{\partial t} + \frac{\partial\eta}{\partial x} \left(\frac{\partial\Psi}{\partial x} \right)_{z=\eta} \quad (2.34)$$

그리고 지반 경계조건(BBC)을 적용하면 식(2.35)과 같다.

$$\left(\frac{\partial\Psi}{\partial z} \right)_{z=-d} = \left(\frac{\partial\Psi}{\partial x} \right)_{z=-d} = 0 \quad (2.35)$$

또한 Laplace 방정식을 이용하면 Velocity Potential과 유함수(Stream Function)를 식(2.36)과 같이 정의 할 수 있다.

$$\Phi(x, z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} C_n e^{-nkd} [e^{nk(d+z)} - e^{-nk(d+z)}] \cos nk(x-ct) \quad (2.36)$$

$$\Psi(x, z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} C_n e^{-nkd} [e^{nk(d+z)} + e^{-nk(d+z)}] \sin nk(x-ct)$$

그러므로 표면에서의 유함수(Stream Function)는 $\Phi(x, \eta, t) = 0$ 이다.

그리고 시간에 따른 수면 변동 높이 $\eta(x, t)$ 는 식(2.37)과 같이 나타난다.

$$\eta(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{C_n}{c} e^{-nkd} [e^{nk(d+\eta)} - e^{-nk(d+\eta)}] \cos nk(x-ct) \quad (2.37)$$

여기서 C_n 은 상수, $n = 1, 2, 3, \dots$, k 는 파수, L 은 파장, c 는 파의 전파속도를 나타낸다.

운동 반대의 속도 c 를 추가하고, $(x-ct)$ 를 x 로 하여 지속적인 흐름으로 나타낼 경우 상기 식(2.36), 식(2.37)에 대하여 아래의 식(2.38)으로 표현될 수 있다.

$$\Phi(x, z) = cz - \sum_{n=1}^{\infty} C_n e^{-nkd} [e^{nk(d+z)} - e^{-nk(d+z)}] \cos nkx \quad (2.38)$$

$$\Psi(x, z) = cx + \sum_{n=1}^{\infty} C_n e^{-nkd} [e^{nk(d+z)} + e^{-nk(d+z)}] \sin nkx$$

$$\eta(x) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{C_n}{c} e^{-nkd} [e^{nk(d+\eta)} - e^{-nk(d+\eta)}] \cos nkx$$

상기에서 $n = 1$ 로 하여 상기 식(2.38)에 대하여 다시 계산하면 식(2.39)과 같이 나타난다.

$$\Phi(x, z) = cz - C_1 e^{-kd} [e^{k(d+z)} - e^{-k(d+z)}] \cos kx \quad (2.39)$$

$$\eta(x) = \frac{C_1}{c} e^{-kd} [e^{k(d+\eta)} - e^{-k(d+\eta)}] \cos kx$$

$$\eta_1 = \eta_{\max} = \frac{C_1}{c} e^{-kd} [e^{k(d+\eta_1)} - e^{-k(d+\eta_1)}]$$

$$= \frac{H}{[(1 + \cosh 2\pi\delta) - \coth k(d + \eta_1) \sinh 2\pi\delta]}$$

$$\eta_2 = \eta_{\min} = \frac{-C_1}{c} e^{-kd} [e^{k(d+\eta_2)} - e^{-k(d+\eta_2)}]$$

여기서 변수 w 를 사용하여, $\eta_1 = \eta_{\max}$ 을 아래 식(2.40)을 계산할 수 있다.

$$1 + w = \frac{C_1}{c} e^{-kd} k (e^{k(d+\eta_1)} + e^{-k(d+\eta_1)}), \quad 0 \leq 1 + w \leq 1 \quad (2.40)$$

그러므로 식(2.40)을 이용하면 상기 식(2.39)의 $\eta_1 = \eta_{\max}$ 로부터 아래 식(2.41)에 대하여 알 수 있다.

$$\frac{(1+w)}{k(e^{k(d+\eta_1)} + e^{-k(d+\eta_1)})} = \frac{C_1}{c} e^{-kd} \quad (2.41)$$

$$= \frac{\eta_1}{(e^{k(d+\eta_1)} + e^{-k(d+\eta_1)})}$$

그러므로 $1 + w = k\eta_1 \coth(d + \eta_1)$ 이 된다.

상기의 식(2.40)로부터 C_1 을 찾으면 다음 식(2.42)을 이용하여 식(2.43)을 얻을 수 있다.

$$k(\eta_1 + d) = \tanh^{-1}\left(\frac{\eta_1}{1+w}\right) = \frac{1}{2} \operatorname{Ln} \frac{(1+w) + k\eta_1}{(1+w) - k\eta_1} \quad (2.42)$$

$$\frac{(1+w)c}{k} = C_1 e^{-kd} \left(\sqrt{\frac{1+w+k\eta_1}{1+w-k\eta_1}} + \sqrt{\frac{1+w-k\eta_1}{1+w+k\eta_1}} \right)$$

$$C_1 = \frac{c}{k} e^{kd} \frac{\sqrt{(1+w)^2 - k^2\eta_1^2}}{2} \quad (2.43)$$

상기 식(2.41)로부터 다음 식(2.44)을 유도할 수 있으며, 이를 이용하여 유함수(Stream Function), $\Phi(x, z)$ 및 수면 변동 높이 $\eta(x)$ 을 식(2.45)과 식(2.46)을 구할 수 있다.

$$1 - \frac{(k^2\eta_1^2)}{(1+w)^2} = 1 - \tanh^2 k(d + \eta_1) = \operatorname{sech}^2 k(d + \eta_1) \quad (2.44)$$

$$\sqrt{(1+w)^2 - k^2\eta_1^2} = (1+w) \operatorname{sech} k(d + \eta_1)$$

$$\Phi(x, z) = cz - c\eta_1 \frac{\sinh k(d+z)}{\sinh k(d+\eta_1)} \cos kx \quad (2.45)$$

$$\eta(x) = \eta_1 \frac{\sinh k(d+\eta)}{\sinh k(d+\eta_1)} \cos kx \quad (2.46)$$

여기서 $\eta(x)$ 을 파고, 파장 및 수심의 함수로 나타내면 식(2.39), 식(2.43) 및 식(2.44)을 이용하면, 다음 식(2.47)으로 표현 되어 진다.

$$-\eta_2 = H - \eta_1 = \frac{\sqrt{(1+w)^2 - k^2\eta_1^2}}{2k} [e^{k(d+\eta_1-H)} - e^{-k(d+\eta_1-H)}] \quad (2.47)$$

$$= \frac{(1+w)}{2k} \operatorname{sech} k(d+\eta_1) \left[\frac{e^{k(d+\eta_1)}}{2e^{kH}} - \frac{e^{kH} \cdot e^{-k(d+\eta_1)}}{2} \right]$$

위 식(2.42)을 상기 식(2.47)에 대입하면, 아래의 식(2.48)로 표현 되어 진다.

$$\begin{aligned}
 H - \eta_1 &= \frac{\sqrt{(1+w)^2 - k^2 \eta_1^2}}{2k} \left[\frac{\sqrt{(1+w) + k\eta_1}}{e^{kH} \sqrt{(1+w) - k\eta_1}} - \frac{e^{kH} \sqrt{(1+w) - k\eta_1}}{\sqrt{(1+w) + k\eta_1}} \right] \quad (2.48) \\
 &= \frac{1}{2k} \left[\frac{(1+w)(1 - e^{2kH}) + k\eta_1(1 + e^{2kH})}{e^{kH}} \right] \\
 &= \frac{1}{k} [k\eta_1 \cosh kH - (1+w) \sinh kH]
 \end{aligned}$$

다음은 상기 식(2.41)의 $1+w = k\eta_1 \coth(d + \eta_1)$ 로부터 다음 식(2.49) 및 식(2.50)을 얻을 수 있다.

$$kH = k\eta_1 [(1 + \cosh kH) - \coth k(d + \eta_1) \sinh kH] \quad (2.49)$$

$$\delta = \frac{H}{L} = \frac{\eta_1}{L} [(1 + \cosh 2\pi\delta) - \coth k(d + \eta_1) \sinh 2\pi\delta] \quad (2.50)$$

여기서 η_1 은 Newton-Raphson 방법으로 그 값을 찾을 수 있으며, 파속도, $c = \frac{L}{T}$, 파수인 $k = \frac{2\pi}{L}$ 이다.

해저 면이 경사일 경우 경사, β_f 을 고려하여 수심을 변화시켜, $d_x = d - x \cdot \tan\beta_f$ 될 수 있도록 하여야한다.

그러나 본 연구에서의 비선형파에 대하여 고차 항과 1차 항에 대한 차

이가 크게 없으므로 이러한 고차 항을 고려하지 않는 것으로 하여 연구를 수행하여 적용하도록 하였다.

2.2 쇄파 구간에서의 파형

쇄파구간 구간은 수심에 비하여 파고가 높은 지역으로서 주로 해안가가 될 수 있다.

그리고 ($H/d \geq 0.78$ 또는 $d \leq d_b$)에서의 액상화 및 해저면 안정성 검토는 일반 파형에 의한 검토가 아닌 파가 부서지는 경우인 쇄파에 의하여 검토를 하여야 한다.

파고가 어느 수심에서 발생할 경우 쇄파구간 여부에 대한 검토는 다음 식(2.51)로 판단할 수 있다.

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}, \quad H_b = \frac{H_0}{3.3\left(\frac{H_0}{L_0}\right)^{\frac{1}{3}}} \quad (2.51)$$

여기서 a , b 는 해저경사 β_f 의 함수인 $a = 43.75(1 - e^{-19\beta_f})$, $b = \frac{1.56}{(1 + e^{-19.5\beta_f})}$ 로 나타난다.

특히 쇄파가 발생할 수 있는 해저 수심은 d_b 는 다음 식(2.52)과 같이 표현된다.

$$d_b = \frac{H_b}{b - \left(\frac{aH_b}{gT^2}\right)} \quad (2.52)$$

그러므로 일반과형과는 차이가 발생 할 수 있으므로, 쇄파 발생 지역에 있어 쇄파 파고는 습田(Goda's method, 2000)의 이론을 사용하여 실적용 파고를 다음과 같이 산정하여야 한다.

경사진 해안 구간에 밀려오는 파고를 고려 Wave Set-up은 식(2.53)으로 고려하여 설계 파랑의 높이를 결정하여야 하며, Solitary Wave인 경우 Synolaki(1986)가 제안한 것을 이용한다.

$$\eta_{bsetup} = H_{os} (0.019 + 0.003\beta_f^{-1}) f \text{ unit meter (Synolaki's Equation) (2.53)}$$

$$= 4.0 F_H F_T F_{\Gamma} F_{Slope} \text{ unit feet (DIM's Equation)}$$

$$\eta_{setuprms} = 2.7 G_H G_T G_{\Gamma} G_{Slope} \text{ unit feet (DIM's Equation)}$$

여기서 f 는 수심이 1.0m이내일 경우 2.0으로 하며, 그 외는 $f = 1.0$ 으로 본다.

그리고 본 연구에서는 상기의 3가지 중 Synolaki(1986)가 제안한식 $\eta_{bsetup} = H_{os} (0.019 + 0.003\beta_f^{-1}) f$ 을 사용하여 적용하였다.

여기서 DIM(Direct Integration Method)방법을 사용할 경우 각 Factors 에 대한 설명은 아래 Table 2.1과 같다.

Table 2.1 Wave Set-up Coefficient due to DIM's Method

Wave Setup	Wave Height (F _H and G _H)	Wave Period (F _T and G _T)	Spectral Narrowness (F _{Gamma} and G _{Gamma})	Near shore Profile Slope (F _{Slope} and G _{Slope})
η_{bsetup}	$(H_o/26.2)^{0.8}$	$(T/20.0)^{0.4}$	1	$(\beta_f/0.01)^{0.2}$
$\eta_{setuprms}$	$(H_o/26.2)^{0.8}$	$(T/20.0)^{0.4}$	$(\text{Gamma})^{0.16}$	$(\beta_f/0.01)^{0.2}$

여기서 H_0 의 단위는 Feet이다.

따라서 설계에 적용할 수심은 $d=h+\eta$ 을 사용한다. 그리고 쇄파의 형태는 해안지역의 경사, 파고 및 파장의 관계 식(2.54)로 나타 낼 수 있다.

$$\xi = \beta_f \sqrt{\left(\frac{H_0}{L_0}\right)} \quad (2.54)$$

여기서 β_f = 해안지역 경사를 나타낸다. 따라서 쇄파의 형태는 Figure 2.6과 같으며, 쇄파의 형태는 아래 식(2.55)과 같이 표현된다.

spilling breakers $\xi < 0.5$ (flat beaches) (2.55)

plunging breakers $0.5 < \xi < 2.5$

collapsing breakers $2.5 < \xi < 3.4$

surging breakers $3.4 < \xi$ (steep beaches)

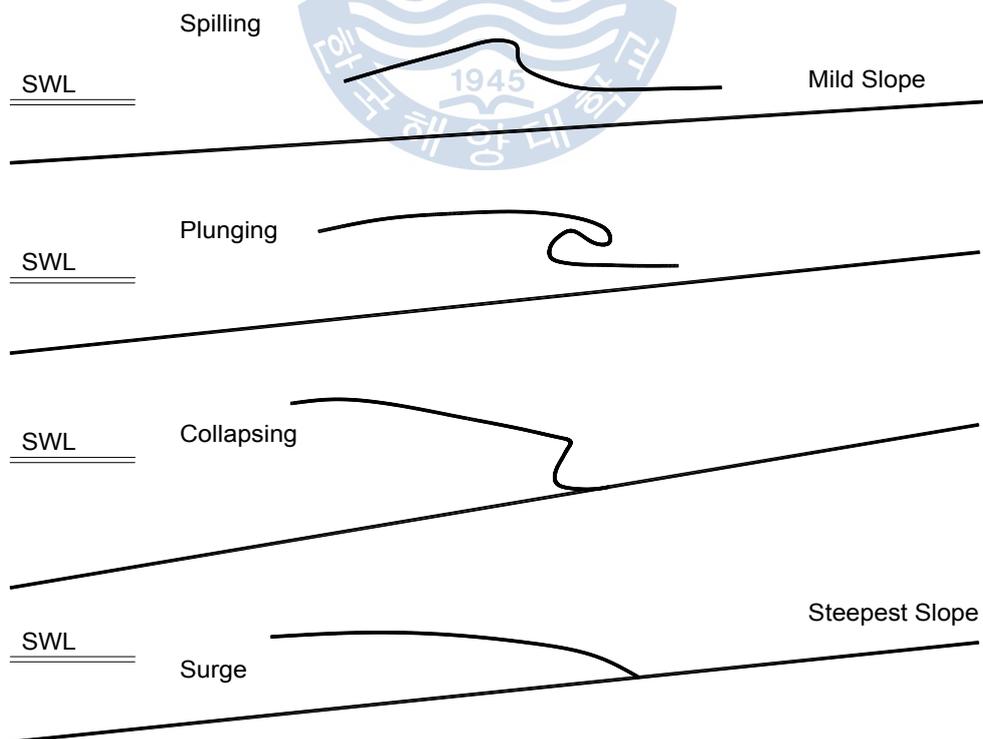


Figure 2.6 Wave Breaking Type of Breaking Zone

심해의 파장은 $L_o = \frac{gT^2}{2\pi} = 1.561T^2$ 로 나타낼 수 있으며 쇄파구간의 파장은 쇄파구간의 수심 및 심해파의 파장의 관계식에 따라 정하여지며 이 관계 식(2.56), 식(2.57), 식(2.58)은 다음과 같다.

$$\frac{2\pi}{L_0} > 0.5 \text{ 일 경우, } L = L_0 \quad (2.56)$$

$$0.04 < \frac{2\pi}{L_0} \leq 0.5, \text{ 일 경우 } L = \frac{gT^2}{2\pi} \times \tanh\left(\frac{2\pi d}{L_{RH}}\right) \quad (2.57)$$

$$0.04 \geq \frac{2\pi}{L_0}, L = T \times \sqrt{gd} \quad (2.58)$$

여기서 L_{RH} 계산은 다음 식(2.59), 식(2.60), 식(2.61), 식(2.62)과 같이 $\frac{d}{L_0}$ 에 따라 L_{RH} 값이 다르게 나타난다.

$$\frac{d}{L_0} < \frac{1}{25} \text{ 일 경우, } L_{RH} = \frac{d}{0.43\left(\frac{d}{L_0}\right)^{0.511}} \quad (2.59)$$

$$\frac{1}{25} \leq \frac{d}{L_0} < 0.15 \text{ 일 경우, } L_{RH} = \frac{d}{0.54\left(\frac{d}{L_0}\right)^{0.58}} \quad (2.60)$$

$$0.15 \leq \frac{d}{L_0} < 0.39 \text{ 일 경우, } L_{RH} = \frac{d}{0.83\left(\frac{d}{L_0}\right)^{0.808}} \quad (2.61)$$

$$\frac{d}{L_0} \geq 0.39 \text{ 일 경우, } L_{RH} = L_o \quad (2.62)$$

쇄파구간의 파장을 이용하여 쇄파구간에 대한 천수계수(shoaling coefficient)를 다음과 같이 구한다.

쇄파구간의 파수, $k = \frac{2\pi}{L}$ 로 나타내며, $n = \frac{1}{2}(1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)})$ 이며,

C(파의 위상 속도) = L/T , C_g (천해구간에서의 파의 군속도) = $n \times C$, C_{g0}
(심해구간에서의 군속도) = $\frac{1}{2}C_0 = 0.78T$ 로 계산되어 지며, 여기서 천수계수 K_s 는 식(2.63)과 같이 표현된다.

$$K_s(\text{shoaling coefficient}) = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_g}} = \frac{1}{\sqrt{\tanh(kd)(1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)})}} \quad (2.63)$$

따라서 상기의 천수계수, K_s 을 이용하여 쇄파구간의 설계파고를 아래와 같이 산정 할 수 있다. 여기서, 심해 등가 유의 파고, H_0' 는 아래의 식 (2.64)로 나타낸다.

$$H_0' = K_r \cdot K_f \cdot K_d \cdot H_{s(\text{deepsea wave})} = \frac{H_{s(\text{deepsea wave})}}{K_s} \quad (2.64)$$

여기서,

K_r = 파의 굴절계수, K_f = 해저면마찰에 의한 파의소산 계수,
 K_d = 파의 회절계수, K_s = 천수계수

그리고 $d/L_0 \geq 0.2$ 일 경우, 천수계수 K_s 을 고려한 쇄파에 대한 설계파고는 다음 식(2.65)으로 나타낸다.

$$(1) H_{1/3} = K_s H_0' \quad (2.65)$$

$$(2) H_{\max} = 1.8 K_s H_0'$$

만일, $d/L_0 < 0.2$ 일 경우, 천수계수 K_s 을 고려한 쇄파에 대한 설계파고는 다음 식(2.66) 및 식(2.67)로 나타낸다.

(1) $H_{1/3}$ 는 아래의 최소값을 사용: (2.66)

- $H_{1/3} = \lambda_o H_o' + \lambda_1 d$ 또는
- $H_{1/3} = \lambda_{\max} H_o'$ 또는
- $H_{1/3} = K_s H_o'$

(2) H_{\max} 은 다음의 최소값을 사용: (2.67)

- $H_{\max} = \beta_o H_o' + \beta_1 d$ 또는
- $H_{\max} = \beta_{\max} H_o'$ 또는
- $H_{\max} = 1.8 K_s H_o'$

여기서 $H_{1/3}$ 에 대한 계수값 아래와 같다.

- $\lambda_0 = 0.028 (H_o' / L_0)^{-0.38} \exp(20 \tan^{1.5} \theta)$
- $\lambda_1 = 0.52 \exp(4.2 \tan \theta)$
- $\lambda_{\max} = \max(0.92, 0.32 (H_o' / L_0)^{-0.29} \exp(2.4 \tan \theta))$

여기서 H_{\max} 에 대한 계수값은 아래와 같다.

- $\beta_0 = 0.052 (H_o' / L_0)^{-0.38} \exp(20 \tan^{1.5} \theta)$
- $\beta_1 = 0.63 \exp(3.8 \tan \theta)$
- $\beta_{\max} = \max(1.65, 0.53 (H_o' / L_0)^{-0.29} \exp(2.4 \tan \theta))$

여기서 θ 는 해저면의 경사각이다.

상기의 2.1절에서 해저 면이 경사인 경우 경사로 인한 계수를 고려하여 비 쇄파구간뿐만 아니라 쇄파구간에 대하여 해수면에서의 파랑의 높이를 산정하면 다음 식(2.68)과 같이 나타 낼 수 있다.

$$\eta(x)_b = \eta(x) + \eta_{SWL} \quad (2.68)$$

2.3 해저면에 작용하는 유체동압력과 응력

상기 2.2절의 파랑의 수면에서의 높이 변동을 기본으로 해저면에서의 수직 유체동압력을 검토 하여야 하고 이를 기준으로 해저지반 어느 깊이 에 대한 수직, 수평 및 전단응력에 대하여 연구를 하였다.

그리고 이러한 지반에서의 유체동압력은 우선 해저지반이 탄성체라 가정을 하고 유도하였다.

Madsen(1978)은 해저 지반의 특성이 동일한 것으로 가정을 하고, Ishihara & Yamazaki(1984)가 사용한 것을 이용하여, 해저 지중에 깊이별 전달되는 것에 대하여 Boussinesq(1883) 이론을 도입하여 다음 식(2.69)과 Figure 2.7로 나타낼 수 있다.

$$\frac{(\tau_{vh}/\sigma_v)_z}{(\tau_{vh}/\sigma_v)_0} = e^{-2\pi z/L} \quad (2.69)$$

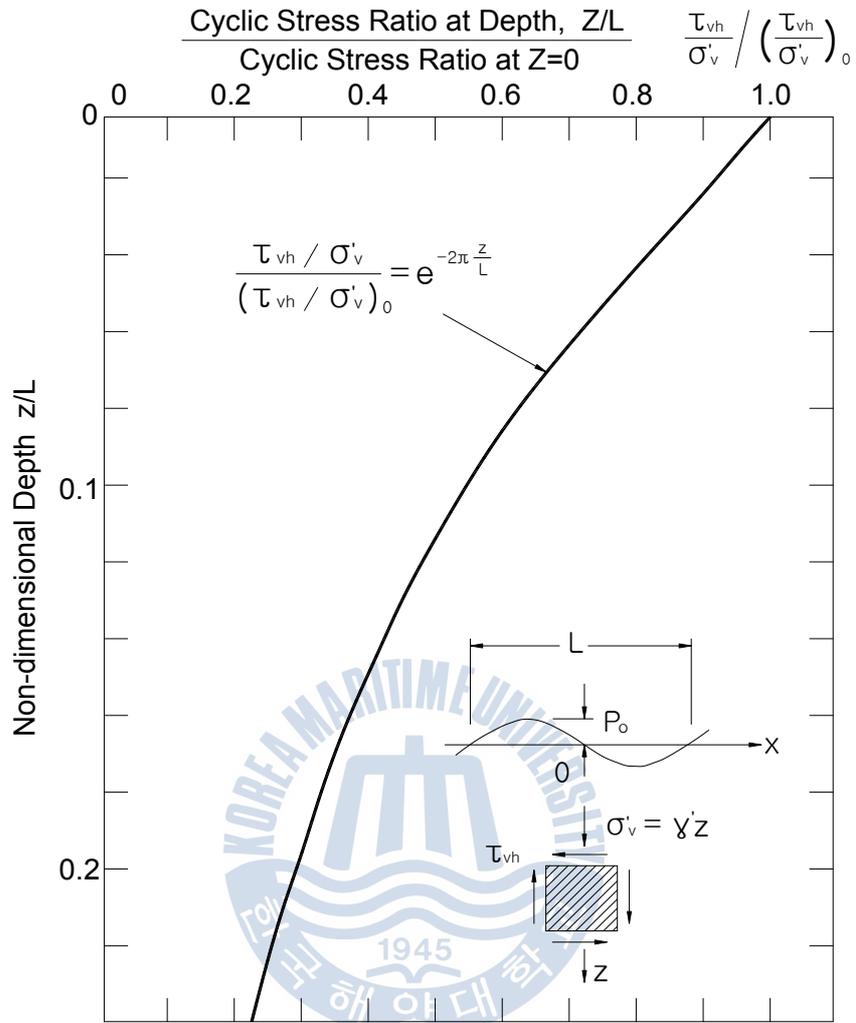


Figure 2.7 Wave Pressure Load Transfer Function on Seabed

그리고 해저면 이 경사일 경우 사면 경사, β_f 을 고려하여 수심, d 를 변화 시켜, $d_x = d - x \cdot \tan\beta_f$ 될 수 있도록 하여야한다.

상기의 식을 이용하여 선형과인 Airy Wave(선형과)에 대하여 해저면 및 해저 지반 중의 변동 압력과 변동응력을 $\eta(x,t)$ 의 식(2.13)으로 부터 유도할 수 있다.

다음은 수면에서의 변동 높이를 고려하여 해저 지반면에서의 변동 압력

p 을 식(2.70)로 나타내며, 지반 깊이 z 에서의 지반내 변동응력인 수직응력 σ_v , 수평응력 σ_h , 전단응력 τ_{vh} 을 각각 아래의 식(2.71), 식(2.72), 식(2.73) 및 지반 내 변동 최대전단응력을 식(2.74)으로 나타 낼 수 있다.

$$\text{해저면 변동압력, } p = \rho_w g \frac{H}{2} \frac{1}{\cosh kd} \cos(kx - wt) \quad (2.70)$$

$$\text{지반내 변동 수직응력, } \sigma_v = p \left(1 + \frac{2\pi z}{L}\right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \cos(kx - wt) \quad (2.71)$$

$$\text{지반내 변동 수평응력, } \sigma_h = p \left(1 - \frac{2\pi z}{L}\right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \cos(kx - wt) \quad (2.72)$$

$$\text{지반내 변동 전단응력, } \tau_{vh} = p \left(\frac{2\pi z}{L}\right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \sin(kx - wt) \quad (2.73)$$

$$\begin{aligned} \text{지반내 변동 최대전단응력, } (\tau_{vh})_{\max} &= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad (2.74) \\ &= \sqrt{\left[\frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{2}\right]^2 + \tau_{vh}^2} \\ &= p \left(\frac{2\pi z}{L}\right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \end{aligned}$$

또한 비선형파인 Stock's Second order Wave에 대하여 해저면 및 해저 지반 중의 변동 압력과 변동응력을 $\eta(x,t)$ 의 식(2.15)으로 부터 유도할 수 있으며, 수면에서의 변동 높이를 고려하여 해저 지반면에서의 변동 압력 p 을 식(2.75)로 나타내며, 지반 깊이 z 에서의 지반 내 변동응력인 수직응력 σ_v , 수평응력 σ_h , 전단응력 τ_{vh} 을 각각 아래의 식(2.76), 식(2.77), 식(2.78) 및 지반 내 변동 최대전단응력을 식(2.79)으로 나타 낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \text{해저면 변동압력, } p &= \rho_w g \frac{H}{2} \frac{1}{\cosh kd} \cos(kx - wt) \\ &+ \rho_w g \frac{3\pi H^2}{4L} \frac{1}{\sinh 2kd} \left(\frac{1}{\sinh^2 kd} - \frac{1}{3} \right) \cos 2(kx - wt) \end{aligned} \quad (2.75)$$

$$\text{지반내 변동 수직응력, } \sigma_v = p \left(1 + \frac{2\pi z}{L} \right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \cos(kx - wt) \quad (2.76)$$

$$\text{지반내 변동 수평응력, } \sigma_h = p \left(1 - \frac{2\pi z}{L} \right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \cos(kx - wt) \quad (2.77)$$

$$\text{지반내 변동 전단응력, } \tau_{vh} = p \left(\frac{2\pi z}{L} \right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \sin(kx - wt) \quad (2.78)$$

$$\begin{aligned} \text{지반내 변동 최대전단응력, } (\tau_{vh})_{\max} &= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \\ &= \sqrt{\left[\frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{2} \right]^2 + \tau_{vh}^2} \\ &= p \left(\frac{2\pi z}{L} \right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \end{aligned} \quad (2.79)$$

여기서 $k = \frac{2\pi}{L}$ 는 파수이고, L 은 파장, z 는 해저 지반면으로부터 지반 내의 관입 깊이를 나타낸다.

그리고 비선형파인 Solitary Wave는 일반적인 Tsunami와 같은 파형이며, 이에 대하여 해저면 및 해저 지반 중의 변동 압력과 변동응력을 $\eta(x,t)$ 의 식(2.26)으로부터 유도할 수 있으며, 수면에서의 변동 높이를 고려하여 해저 지반면에서의 변동 압력 p 을 식(2.80)로 나타내며, 지반 깊이 z 에서의 지반 내 변동응력인 수직응력 σ_v , 수평응력 σ_h , 전단응력 τ_{vh} 을 각각 아래의 식(2.81), 식(2.82), 식(2.83) 및 지반 내 변동 최대전단응력을 식(2.84)으로 나타 낼 수 있다.

$$\text{해저면 변동압력, } p = \rho_w g \left[\eta + \frac{3H^2}{4d} \operatorname{sech}^2(q)(2 - 3\operatorname{sech}^2(q)) \right] \quad (2.80)$$

$$\text{지반내 변동 수직응력, } \sigma_v = p \left(1 + \frac{2\pi z}{L} \right) e^{\frac{-2\pi z}{L}} \operatorname{sech}^2(q) \quad (2.81)$$

$$\text{지반내 변동 수평응력, } \sigma_h = p \left(1 - \frac{2\pi z}{L} \right) e^{\frac{-2\pi z}{L}} \operatorname{sech}^2(q) \quad (2.82)$$

$$\text{지반내 변동 전단응력, } \tau_{vh} = p \left(\frac{2\pi z}{L} \right) e^{\frac{-2\pi z}{L}} \operatorname{sech}^2(q) \quad (2.83)$$

$$\begin{aligned} \text{지반내 변동 최대전단응력, } (\tau_{vh})_{\max} &= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \\ &= \sqrt{\left[\frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{2} \right]^2 + \tau_{vh}^2} \\ &= p \left(\frac{2\pi z}{L} \right) e^{\frac{-2\pi z}{L}} \end{aligned} \quad (2.84)$$

여기서 $k = \frac{2\pi}{L}$ 는 파수이고, L 은 파장, z 는 해저 지반면으로부터 지반
 내의 관입 깊이이며, $q = \frac{\sqrt{\frac{3H}{d}}}{2d} \left(1 - \frac{5H}{8d} \right) (x - ct)$ 을 말한다.

Cnoidal Wave에 대하여 해저면 및 해저 지반 중의 변동 압력과 변동응
 력을 $\eta(x,t)$ 의 식(2.28)으로 부터 유도할 수 있으며, 수면에서의 변동 높이
 를 고려하여 해저 지반면에서의 변동 압력 p 을 식(2.85)로 나타내며, 지반
 깊이 z 에서의 지반 내 변동응력인 수직응력 σ_v , 수평응력 σ_h , 전단응력
 τ_{vh} 을 각각 아래의 식(2.86), 식(2.87), 식(2.88) 및 지반 내에 변동 최대전단
 응력을 식(2.89)로 나타 낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \text{해저면 변동압력, } p = \rho_w g & \left[\eta e^{-k\eta} + \frac{\pi H^2}{4L} \sin^2 wt (e^{-k\eta} - e^{-2k\eta}) \right. \\ & \left. - \frac{\pi H^2}{4L} \cos 2wt (1 - e^{-k\eta}) \right] \end{aligned} \quad (2.85)$$

$$\text{지반내 변동 수직응력, } \sigma_v = p \left(1 + \frac{2\pi z}{L} \right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \operatorname{cn}^2 \left(\frac{\pi \frac{\alpha(x-ct)}{h}}{2K'(m)}, m \right) \quad (2.86)$$

$$\text{지반내 변동 수평응력, } \sigma_h = p \left(1 - \frac{2\pi z}{L} \right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \operatorname{cn}^2 \left(\frac{\pi \frac{\alpha(x-ct)}{h}}{2K'(m)}, m \right) \quad (2.87)$$

$$\text{지반내 변동 전단응력, } \tau_{vh} = p \left(\frac{2\pi z}{L} \right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \operatorname{sn}^2 \left(\frac{\pi \frac{\alpha(x-ct)}{h}}{2K'(m)}, m \right) \quad (2.88)$$

$$\begin{aligned} \text{지반내 변동 최대전단응력, } (\tau_{vh})_{\max} &= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \\ &= \sqrt{\left[\frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{2} \right]^2 + \tau_{vh}^2} \\ &= p \left(\frac{2\pi z}{L} \right) e^{-\frac{2\pi z}{L}} \end{aligned} \quad (2.89)$$

마지막으로 Stream Function Wave에 대하여 해저면 및 해저 지반 중의 변동 압력과 변동응력을 $\eta(x)$ 의 식(2.46)으로 부터 유도할 수 있으며, 수면에서의 변동 높이를 고려하여 해저 지반면에서의 변동 압력 p 을 식(2.90)으로 나타내며, 지반 깊이 z 에서의 지반 내 변동응력인 수직응력 σ_v , 수평응력 σ_h , 전단응력 τ_{vh} 을 각각 아래의 식(2.91), 식(2.92), 식(2.93) 및 지반내 변동 최대전단응력을 식(2.94)으로 나타 낼 수 있다.

$$\text{해저면 변동압력, } p = \rho_w g \eta \left(\frac{\sinh k(d+\eta)}{\cosh kd} \right) \cos(kx - wt) \quad (2.90)$$

$$\text{지반내 변동 수직응력, } \sigma_v = p\left(1 + \frac{2\pi z}{L}\right)e^{-\frac{2\pi z}{L}} \cos(kx - wt) \quad (2.91)$$

$$\text{지반내 변동 수평응력, } \sigma_h = p\left(1 - \frac{2\pi z}{L}\right)e^{-\frac{2\pi z}{L}} \cos(kx - wt) \quad (2.92)$$

$$\text{지반내 변동 전단응력, } \tau_{vh} = p\left(\frac{2\pi z}{L}\right)e^{-\frac{2\pi z}{L}} \sin(kx - wt) \quad (2.93)$$

$$\begin{aligned} \text{지반내 변동 최대전단응력, } (\tau_{vh})_{\max} &= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \\ &= \sqrt{\left[\frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{2}\right]^2 + \tau_{vh}^2} \\ &= p\left(\frac{2\pi z}{L}\right)e^{-\frac{2\pi z}{L}} \end{aligned} \quad (2.94)$$

그리고 해저면의 경사 영향을 고려한 비쇄파구간 및 쇄파구간에서의 해저면 변동 압력 p_b 는 최종적으로 다음 식(2.95)과 같이 간단히 설명되어진다.

$$p_b = p + \rho_w g \eta_{SWL} \quad (2.95)$$

여기서 η_{SWL} 는 쇄파로 인한 Wave Set-up 높이를 나타낸다.

3. 지반의 특성 및 변동 과잉간극수압 분석

상기 2.3절에서는 해저 지반을 탄성체로 간주하고 해저 지중 내에 작용하는 변동 압력에 대하여 검토를 하였고, 실제 해중 지반은 약간의 압밀 영향이 있으며, 이로 인한 변동 과잉간극수압 등이 발생하고 이러한 변동 과잉간극수압 등은 지반의 파괴를 보다 빠르게 진행시킨다.

따라서 본 절에서는 이러한 해중 지반의 특성 및 과잉간극수압을 일어킬 수 있는 영향에 대하여 연구하고자 한다.

3.1 해저 지반 특성

해저배관이 매설되는 지역에 대한 지반 액상화, 해저배관 부양현상 및 사면 안정성 검토에 있어, 실제 지반은 완전 탄성체가 아닌 탄소성의 성질을 가지고 있으며, 이러한 지반의 특성을 알기위하여 해상 지반조사를 실시하여야 한다.

특히 지반의 특성은 크게 포화 단위중량 γ_{sat} , 수중단위중량 γ_{sub} , 건조단위중량 γ_d , 공극비 n , 초기간극비 e_0 , 수직 및 수평 투수계수 k_v, k_h , 체적변화계수 m_v , 압축계수 a_v 및 압밀계수 c_v 등을 조사하여야 하고, 점성토인 경우 점착력 c_u 을 조사하여야 한다.

그리고 사질토인 경우는 지반의 내부 마찰각 ϕ_f 및 유효 내부 마찰각 ϕ_0

을 알아야 한다.

일반적으로 해저배관의 매설시 사용하는 지반조사는 크게 2가지로 나눌 수 있으며, 지반조사 시 사용하는 표준관입시험(SPT : Standard Penetration Test) 및 콘 관입시험(CPT : Cone Penetration Test)으로 실시하며, 특히 표준관입시험이란 중량 63.5kg의 해머를 76cm 높이에서 자유낙하시켜 표준관입용 샘플러(원통 분리형 시료 채취기)를 지중에 30cm 타입 하는데 필요한 타격수(표준관입 시험치 : N값)을 구하는 시험을 말한다.

그리고 콘 관입시험(CPT)은 1970년대 중반에 이르러 기계적인 콘을 전자기적인 콘으로 바꾸어 사용하기 시작 하였으며, 이후 1980년대 초반에는 간극수압 측정이 가능한 피에조콘(Piezococone)이 개발되어 이를 이용한 콘 관입시험(CPTU : Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement)이 이루어지게 되었다.

본 콘 관입시험은 1,000mm²의 봉끝(End of Rod)을 60° 각도로 뿔쪽하게 만들어 일련의 로드(Rod)와 연결하여 지반 속으로 밀어 넣으며, 45~180kN용량의 관입용 유압 램(Hydraulic Ram)이 사용되고, 관입속도는 20mm/sec로 관입하는 것을 말한다.

콘 모양의 봉 끝 위로는 주 면적 15,000mm²의 마찰관이 위치하고 설치된 로드 셀을 이용하여 콘 관입 저항치 q_c 와 마찰 비(Friction ratio,

$R_f = \frac{f_s}{q_c}$)가 주로 이용된다.

그리고 이와 같은 실험으로 현장에서 채취한 흙은 현장 실험 및 실내시

험을 수행하여 보다 세밀한 지반의 특성을 구한다.

본 연구에서 사용되는 지반의 특성을 알기위하여 아래 Figure 3.1의 흙의 구성인 3상도를 참조로 하여, 흙의 비중인 G_s 는 다음 식(3.1)로 나타 낼 수 있다.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\gamma_d(1+e)}{\gamma_w} \quad (3.1)$$

여기서, γ_s 는 토립자, 즉 고체부분의 단위 중량, γ_w 는 15°C의 증류수 단위 중량을 나타내고, 흙의 간극 비, $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} G_s - 1$ 로 나타 낼 수 있다.

Figure 3.1의 흙의 3상도에서 보여 주는 것과 같이 흙의 포화단위중량인 γ_{sat} 와 수중단위중량인 γ_{sb} 는 아래 식(3.2)과 같이 나타 낼 수 있다.

$$\gamma_t = \gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{G_s + S \cdot e}{1+e} \gamma_w \text{ (kN/m}^3\text{)} \text{이며,} \quad (3.2)$$

$$S=100\% \text{일 경우 } \gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1+e} \gamma_w \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\gamma_{sb} = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s - 1}{1+e} \gamma_w \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

그리고 흙의 건조 단위중량인 γ_d 는 다음 식(3.3)으로 나타 낼 수 있다.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s}{1+e} \gamma_w = \frac{\gamma_t}{1+w} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (3.3)$$

또한 흙의 간극비 e 및 흙의 공극비 n 는 다음 식(3.4)으로 나타 낼 수 있다.

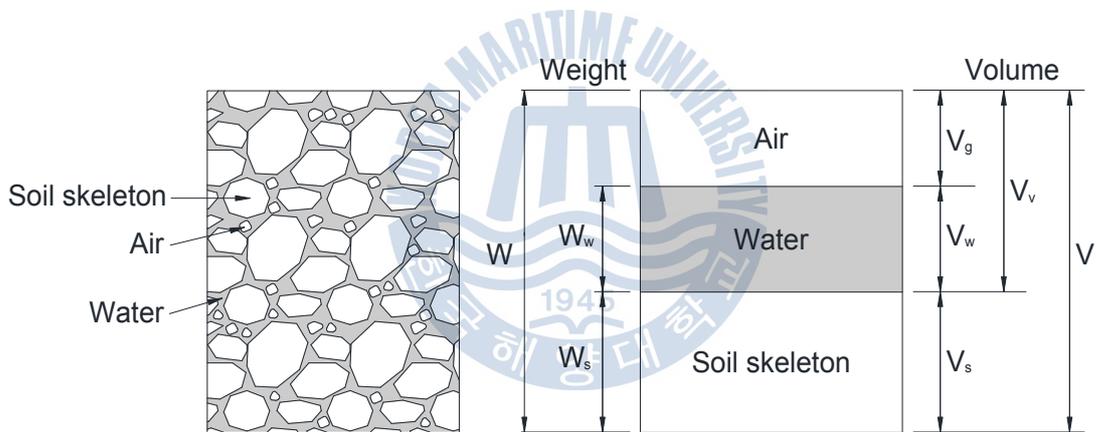
$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1 = \frac{G_s}{\gamma_d} \gamma_w - 1 = \frac{n}{1-n} \quad (3.4)$$

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1+e}$$

여기서 흙 전체의 무게(W)와 흙 입자 무게(W_s)의 관계를 살펴보면 아래 식(3.5)으로 나타 낼 수 있다.

$$\text{흙의 함수비, } w = \frac{W_w}{W_s} 100(\%) \quad (3.5)$$

$$\text{흙의 포화도, } S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w \cdot G_s}{e} = 1 - \frac{a_v}{n} (\%)$$



(a) Soil Composition (b) Three Phases for Components of Soil

Figure 3.1 Three Phases of Soil Composition

아래에서는 지반의 압축계수 a_v , 체적변화계수 m_v 및 압밀계수 c_v 에 대하여 설명하고 그 내용을 식(3.6)으로 나타내었다.

$$a_v = n(1 - S) = \frac{1 + e}{E_k} (m^2/kN) \quad (3.6)$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} = \frac{1}{E_k} = \frac{1 - 2\nu}{2G(1 - \nu)} (m^2/kN)$$

$$c_v = \frac{\sqrt{k_v \cdot k_h}}{\frac{a_v}{1 + e} \gamma_w} = \frac{\sqrt{k_v \cdot k_h}}{m_v \cdot \gamma_w} (m^2/sec)$$

$$E_k = \frac{1 + e}{a_v} (kN/m^2)$$

$$= \alpha q_c (q_c = 5q_u, q_u = 98.1N/8)$$

(Silt, Sand and Clay Layer)

여기서, 흙의 토립자 구속변형계수(소성한계범위) $E_k (kN/m^2)$ 이며 정규압밀 모래질에서는 $\alpha=3\sim 8$ (Mitchell and Gardner, 1975, Lunne and Christoffersen, 1985), 과 압밀된 모래질일 경우 $\alpha=7\sim 36$ (Robertson and Campanella, 1983)을 적용할 수 있다. 또한 정규압밀인 경우 균질한 입자는, $\alpha=6\sim 8$, 비균질 모난 입자는 $\alpha=3\sim 5$ 를 사용할 수 있다.

그리고 수직투수계수 $k_v (m/sec)$, 수평투수계수 $k_h (m/sec)$ 이며, ν 는 흙의 Poisson's ratio 이고, $G(kN/m^2)$ 는 흙의 전단탄성계수이다.

일반적인 흙에 대한 특성은 아래 Table 3.1 및 Table 3.2와 같으며, 실질적으로 해저배관에 있어 지반의 특성을 정확히 파악하기란 매우 어렵다.

그 이유는 해저배관이 매설될 경우 해저지반에서 약 3m내외로 설치되기 때문에 비록 표준관입시험이나 콘 관입시험에 대하여 수행을 하더라도 그 관입길이가 겨우 3m내외이기 때문에 신뢰성이 떨어지며, 일반적으로 포켓(Pocket)으로 바지선 등을 이용하여 시료를 채취하므로 흙이 교란을

일으키기 때문이다.

그러므로 아래 Table 3.2의 일반 흙의 성질을 이용하여 보수적으로 해석을 수행함으로써 그 결과의 차이는 별로 없을 것으로 판단된다.

따라서 상기의 투수계수, 탄성계수 등을 이용하여 해저지반의 압밀 또는 압축에 따른 해저지반의 변동압력으로 발생하는 과잉간극수압에 대하여 산출할 수 있다.

아래 Table 3.1 일반 흙의 체적변화계수 $m_v (m^2/kN)$ 는 일반적인 흙의 체적변화계수를 설명하였고, 실제 적용하기 위하여, 별도 실내시험을 수행하여야 하나 해저배관 설치시 지반조사는 Pocket식 방법으로 시료를 채취함으로써 정확히 판단하기가 어려움으로 아래 Table 3.1 및 Table 3.2를 이용할 수 있다.

일반적으로 해저지반에 있어, 지반조사가 해저배관의 매설 깊이가 얕은 관계로 정확한 지반의 투수계수를 얻기가 어려워 Darcy(1981) 및 Bolton(1979)의 경우 다음의 식(3.7)을 추천하였다.

$$k_{h,v} (m/sec) = 0.00745 d_{50}^2 \left(\frac{d_{16}}{d_{84}} \right)^{0.945} \quad (Darcy Equation) \quad (3.7)$$

$$k_{h,v} (m/sec) = 0.01 (d_{10})^2 \quad (Bolton Equation)$$

여기서, Sieve Analysis결과 입도분포곡선(Particle size distribution curve)에 의하여 입자의 $d_{10} = 10\%$ 통과백분율, $d_{50} = 50\%$ 통과백분율, $d_{16} = 16\%$ 통과백분율, $d_{84} = 84\%$ 통과백분율이며, 실트인 경우 $d_{10} = 10\mu m$ 이다.

Table 3.1 Coefficient of Volume Compressibility in Soil
Classification, $m_v(m^2/kN)$

Classification	Coefficient of Volume Compressibility, $m_v(m^2/kN)$	
Plastic Clay	2.0×10^{-03}	$\sim 2.6 \times 10^{-04}$
Hard Clay	2.6×10^{-04}	$\sim 1.3 \times 10^{-04}$
Medium Clay	1.3×10^{-04}	$\sim 6.9 \times 10^{-05}$
Loose Sand	1.0×10^{-04}	$\sim 5.2 \times 10^{-05}$
Compacted Sand	2.0×10^{-05}	$\sim 1.3 \times 10^{-05}$
Compacted Sand and Gravel	1.0×10^{-05}	$\sim 5.2 \times 10^{-05}$
Clastic Rock	6.9×10^{-07}	$\sim 3.3 \times 10^{-05}$
Rock	3.3×10^{-07}	이하



Table 3.2 Soil Characteristics in Soil Classification

Soil Classification		Constrained Modulus of Elasticity $E_k(kN/m^2)$	Soil Permeability $k(m/s)$	Soil Void Ratio e	Soil Dry Density $\gamma_d(kN/m^3)$	Soil Porosity n	N Value	Soil Poisson's ratio, ν
Clay	Silty Clay	$2 \times 10^2 - 5 \times 10^3$	$1 \times 10^{-9} - 1 \times 10^{-8}$	2.4	14.6	0.2-0.6	3~7	0.4
	Clay	$5 \times 10^2 - 1.5 \times 10^4$	$1 \times 10^{-10} - 1 \times 10^{-9}$	7.2	13.7	0.3-0.7	1~6	0.4-0.5
	Colloidal Clay	$8 \times 10^2 - 2.5 \times 10^4$	$1 \times 10^{-11} - 1 \times 10^{-10}$	12	13.2	0.4-0.9	0~1	0.4-0.5
Silt	Sandy Silt	5×10^4	$1 \times 10^{-6} - 2 \times 10^{-5}$	1	14.6	0.2-0.5	19	0.4
	Silt	5×10^4	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-6}$	0.9	15.2	0.3-0.5	14	0.45
	Clay Silt	5×10^4	$1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-7}$	0.8	16.2	0.1-0.4	7	0.45
Sand	Very Fine or Silt	$5 \times 10^4 - 1 \times 10^5$	$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-4}$	0.43	18.5	0.3-0.5	24	0.45
	Fine or Medium	$5 \times 10^4 - 1 \times 10^5$	$1 \times 10^{-4} - 2 \times 10^{-4}$	0.49	17.6	0.3-0.5	16	0.40
	Medium	$5 \times 10^4 - 1 \times 10^5$	1×10^{-3}	0.57	16.7	0.2-0.5	19	0.30
	Medium or Coarse	$5 \times 10^4 - 1 \times 10^5$	$1 \times 10^{-3} - 3.9 \times 10^{-3}$	0.52	17.3	0.2-0.6	37	0.30
	Coarse	$5 \times 10^4 - 1 \times 10^5$	$3.9 \times 10^{-3} - 5 \times 10^{-3}$	0.6	16.4	0.3-0.5	27	0.30
	Very Coarse(Micaceous) Sand	$5 \times 10^4 - 1 \times 10^5$	$5 \times 10^{-3} - 5.9 \times 10^{-3}$	0.65	15.6	0.3-0.5	16	0.30
Gravel	Sand and Gravel	$7 \times 10^4 - 1.5 \times 10^5$	3×10^{-3}	0.41	19.0	0.25-0.5	30	0.25
	Good Particle(모난 입자) Coarse	$1 \times 10^5 - 2 \times 10^5$	5.9×10^{-3}	0.22	21.7	0.2-0.5	33	0.15
	Good Particle Medium-Coarse	$1.3 \times 10^5 - 2.5 \times 10^5$	7.5×10^{-3}	0.28	20.4	0.12-0.2	21	0.15
	Good Particle-Loose	$1.6 \times 10^5 - 3.3 \times 10^5$	9.7×10^{-3}	0.36	19.3	0.12-0.4	12	0.15
	Bad Particle(둥근 입자)-Coarse	$1.5 \times 10^5 - 3 \times 10^5$	8.9×10^{-3}	0.33	20.0	0.12-0.2	44	0.15
	Bad Particle-Medium&Coarse	$1.8 \times 10^5 - 3.5 \times 10^5$	1×10^{-2}	0.39	18.8	0.12-0.2	33	0.15
Bad Particle-Loose&Coarse	$2.1 \times 10^5 - 4.3 \times 10^5$	1.3×10^{-2}	0.47	18.0	0.12-0.4	24	0.15	

3.2 해저 지반내의 변동 과잉간극수압

해저 면에 파랑에 의하여 변동 압력이 작용할 경우 실제 지반이 압축 및 압밀 성을 가지는 특성이 있으므로 이를 고려하여 지반 내에 작용하는 변동 과잉간극수압을 산출하고, 이로 인한 지반의 연약현상을 고려하여 해저지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상과 해저사면의 안정성을 검토하여야 한다.

압밀에 대한 시간계수를 산출하여 지반 내에 작용하는 과잉간극수압을 알 수 있으며, 아래의 식(3.8)은 1차원적 압밀이론의 기본적 방정식이다

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.8)$$

상기 식(3.8)은 Terzaghi(1967)의 압밀이론의 기본미분방정식이라 하며 경계조건을 대입하여 해를 구할 수 있다. 이제 압밀방정식의 해를 구하는 과정에 대하여 기술하고자 한다. 간극수압은 깊이(z)와 시간(t)의 함수이므로 변수 분리법을 적용하여 다음 식(3.9)로 나타낼 수 있다.

$$u = F(z)G(t) \quad (3.9)$$

상기 식(3.9)을 식(3.8)의 좌변에 대해 정리하면 다음 식(3.10)과 같이 나타난다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = F(z) \frac{\partial}{\partial t} G(t) = F(z)G'(t) \quad (3.10)$$

우변을 정리하면 다음 식(3.11)과 같이 표현된다.

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = C_v \frac{\partial^2}{\partial z^2} F(z)G(t) = C_v F''(z)G(t) \quad (3.11)$$

따라서 다음과 같이 정리하면 식(3.12)로 표현된다.

$$F(z)G'(t) = C_v F''(z)G(t) \quad (3.12)$$

이것을 보다 정리하여 보면 다음 식(3.13)과 같이 표현할 수 있다.

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{G'(t)}{C_v G(t)} \quad (3.13)$$

상기 식(3.13)의 좌우 변은 각각 z 와 t 만의 함수이므로, 이 식이 성립되기 위해서는 상수 값이 되어야 하므로 다음 식(3.14)과 같다.

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{G'(t)}{C_v G(t)} = -B^2 \quad (3.14)$$

위 식(3.14)을 좌변에 대해서 풀면 다음 식(3.15)과 같다.

$$F''(z) = -B^2 F(z) \quad (3.15)$$

그러므로 일반해는 다음 식(3.16)과 같이 표현할 수 있다.

$$F(z) = A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz \quad (3.16)$$

여기서, A_1, A_2 : 상수

한편 식(3.14)의 우변에 대해 풀면 다음 식(3.17)과 같다.

$$G'(t) = -B^2 C_v G(t) \quad (3.17)$$

여기서, 일반해는 아래의 식(3.18)로 나타난다.

$$G(t) = A_3 \text{Exp}(-B^2 C_v t) \quad (3.18)$$

상기의 식(3.17)과 식(3.18)을 압밀도에 대해 정리하면 다음의 식(3.19)과 같이 표현된다.

$$\begin{aligned}
 U &= (A_1 \cos Bz + A_2 \sin Bz) A_3 \text{Exp}(-B^2 C_v t) \\
 &= (A_4 \cos Bz + A_5 \sin Bz) \text{Exp}(-B^2 C_v t) \quad (3.19)
 \end{aligned}$$

여기서, $A_4 = A_1 A_3$, $A_5 = A_2 A_3$

상기의 식(3.19)을 깊이($H_t=2H$)에 관하여 초기간극수압이 일정한 경우에 대한 일반해를 구하기 위한 초기 조건 및 경계 조건은 다음과 같다.

1. $t=0$ 에서 $u=u_i$ (임의의 깊이에서의 초기과잉간극수압)
2. $z=0$ 에서 $u=0$
3. $z=2H$ 에서 $u=0$

이때 양면배수상태이므로 배수장은 H 가 된다. 조건2에 의해 식(3.19)는 다음의 식(3.20)과 같이 나타 낼 수 있다.

$$u = A_4 \cos(0) \text{Exp}(-B^2 C_v t) = 0 \quad (3.20)$$

따라서 $A_4 = 0$ 이다. 조건3에 의해 다음과 같은 식(3.21)이 성립한다.

$$u = A_5 \sin 2BH \text{Exp}(-B^2 C_v t) = 0 \quad (3.21)$$

상기 식(3.21)이 성립하기 위해서는 $A_5 \sin 2BH = 0$ 또는 $2BH = n\pi$ 이므로 다음 식(3.22)과 같다.

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \text{Exp}\left(\frac{-n^2\pi^2}{4} T_v\right) \quad (3.22)$$

여기서 시간계수는 $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$ 이다.

상기 식(3.22)이 조건1을 만족하기 위해서는 다음 식(3.23)이 성립해야 한다.

$$u_i = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \quad (3.23)$$

이 식은 Fourier의 sine 급수이므로 A_n 을 구하면 다음 식(3.24)과 같다.

$$A_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \quad (3.24)$$

다시 상기 식(3.24)을 식(3.22)에 대입하면 다음 식(3.25)과 같다.

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) \sin \frac{n\pi z}{2H} \text{Exp}\left(\frac{-n^2\pi^2 T_v}{4}\right) \quad (3.25)$$

이상의 과정에서는 지반 토층의 깊이에 대해 초기과잉간극수압(u_i)의 변화를 고려하지 않았지만 다음과 같은 간극수압 분포에 대하여 고려하면 일차원 압밀방정식에 대한 일반해는 다음과 같이 표현된다.

1. 깊이에 따라 초기과잉간극수압(u_i)이 일정한 경우

$u = u_0$ 이므로 식(3.24)에 의해서 다음과 같은 식(3.26)으로 표현할 수 있다.

$$\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz = \frac{2u_o}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \quad (3.26)$$

상기 식(3.26)을 식(3.25)에 대입하면 다음 식(3.27)과 같다.

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2u_o}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \sin \frac{n\pi z}{2H} \text{Exp}\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4}\right) \quad (3.27)$$

상기 식에서 n 이 짝수이면 $u=0$ 이 되므로 $u \neq 0$ 이기 위해서 $n=2m+1$ 라고 놓으면 다음 식(3.28)과 같다.

$$\begin{aligned} u &= \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_o}{(2m+1)\pi} [1 - \cos(2m+1)\pi] \sin \frac{(2m+1)\pi z}{2H} \\ &\quad \cdot \exp\left[\frac{-(2m+1)^2 \pi^2 T_v}{4}\right] \\ &= \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_o}{M} \sin \frac{Mz}{H} \text{Exp}(-M^2 T_v) \end{aligned} \quad (3.28)$$

여기서, H 는 지반의 압밀 또는 압축되는 토층의 깊이이나 일면배수일 경우 실제 토층의 깊이를 적용하며, 양면배수일 경우 50%만 적용한다. 즉, 해저배관의 액상화 및 부양 검토 시 해저배관의 문힘 깊이 또는 해저사면 안정성 검토 시 파괴선까지의 깊이를 H 라 한다.

그리고 $M = \pi(2m+1)/2$, $z = 0.5H$, $T_v = c_v t / H^2$ 이다.

2. 깊이에 따라 초기과잉간극수압(u_i)이 변하는 경우

초기과잉간극수압(u_i)이 변화할 경우 u_i 에 대한 것은 다음 식(3.29)과 같이 표현되어 진다.

$$u_i = u_1 - u_2 \frac{H-z}{H} \quad (3.29)$$

상기의 식(3.25)에 대해서 풀면 아래와 같은 식(3.30)으로 표현된다.

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{1}{H} \int_0^{2H} \left(u_i - u_2 \frac{H-z}{H} \right) \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right] \sin \frac{n\pi z}{2H} \cdot \text{Exp} \left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4} \right) \quad (3.30)$$

상기 식(3.28)과 식(3.30)은 깊이 z 에서의 과잉간극수압 분포를 나타내고 있다. 따라서 깊이 z 와 시간 t 에서의 압밀도로 표현하면 다음과 같은 식(3.31)으로 나타난다.

$$U_{t(z)} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin Mz \text{Exp}(-M^2 T_v) \quad (3.31)$$

그러므로 이러한 과잉간극수압에 의한 해저지반에 작용하는 초기 하중, $p = \rho_w g(H, \eta, k, c, t, T) = u_0$ 을 이용하여 지반 내에 작용하는 과잉간극수압을 산출할 수 있다.

그리고 이러한 과잉간극수압 u 를 산출하여 토사 입자 및 해저배관에 미치는 상향 압력을 고려하여야 하고, 해저사면 안정성 해석시 지반의 유효응력을 감소시키며, 아울러 실제 작용하는 전단응력에는 그 영향을 미치므로 이러한 지반의 특성을 고려한 탄성 해석이 아닌 탄-소성 (Elasto-Plastic) 해석을 하여야 한다.

4. 해저배관 및 해저 사면의 안정성 연구

상기 2장 및 3장에서는 해저지반에 작용하는 동유체에 의한 변동압력과 과잉간극수압에 대하여 분석을 하였고, 본 절에서는 이러한 여러 가지 파랑에 의한 변동압력에 대하여 해저배관의 액상화, 부양현상을 분석 및 해저사면의 안정성에 대한 지반에 작용하는 응력과, 저항에 대하여 분석하고자 한다.

4.1 해저배관 및 지반의 저항 특성

해저배관의 경우, 주 배관 재질은 강관으로 구성이 되어 있으며, 외부는 방식코팅(Anti-Corrosion Coating)이 약 3mm 3LPE 코팅 등으로 되어 있으며, 바깥쪽은 해저배관의 안정성을 고려, 콘크리트 무게 코팅이 파고나 조류가 약한 해상 지역은 약 50mm 정도이고 파고나 조류가 심한 해역에서는 약 150mm정도로 구성되어 있다.

일반적으로 콘크리트 무게 코팅의 두께는 파랑 및 조류 등으로 인한 수직 및 수평 안정성 검토에서 결정이 되어 진다.

또한 해저배관의 운영 중에는 내부에는 유체가 존재하기 때문에 이를 고려하여야 하고 설치시는 이러한 내부 유체인 원유나 천연가스의 무게를 제외한다.

그리고 해저배관의 건조단위중량(공기중 단위중량)은 아래에 따라 계산할 수 있다.

강관의 단위무게는 $W_{ps} = \pi \frac{(OD^2 - ID^2)}{4} \gamma_s$ 이고, 방식코팅(Anti-corrosion)

의 단위무게는 $W_{pcor} = \pi t_{cor} (OD + t_{cor}) \times \gamma_{cor}$ 이며, Weight 콘크리트 코팅

의 단위무게는 $W_{pcwc} = \pi t_{cwc} (OD + 2t_{cor} + t_{cwc}) \times \gamma_{cwc}$ 로 표현된다.

또한 해저배관 내 유체의 단위중량은 $W_{pcont} = \pi \frac{ID^2}{4} \gamma_{cont}$ 로 표현되며,

총 해저배관의 공기중 단위중량은 $W_p^{(g)} = W_{ps} + W_{pcor} + W_{pcwc} + W_{pcont}$ (kN/m)이다.

여기서, OD = 강관의 외부 직경, ID(강관의 내부 직경) = $OD - 2t_w$, t_w 는 강관 두께, t_{cor} = 방식 두께, t_{cwc} = 콘크리트 두께, γ_s = 강관의 단위 체적무게, γ_{cor} = 방식의 단위 체적무게, γ_{cwc} = 콘크리트 코팅의 단위 체적무게, γ_{cont} = 강관 내부 유체의 단위 체적무게이며, 여기서 총 해저배관의 외부 직경을 D_o 라 하며, 이는 $OD + 2t_{cor} + 2t_{cwc}$ 로 나타낸다. 전체 해저배관의 반경은 $r_p = 0.5D_o$ 로 나타내며 해저배관의 정수압 부력은 다음 식(4.1)으로 나타 낼 수 있다.

$$F_p^{(s)} = \pi \frac{D_o^2}{4} \gamma_w \quad (4.1)$$

여기서 γ_w 는 물의 단위체적 무게로 표현되어 진다.

따라서 해저배관의 수중 단위 중량은 다음 식(4.2)과 같이 표현된다.

$$W_p^{(s)} = W_p^{(g)} - F_p^{(s)} \quad (4.2)$$

또한 지반의 저항특성으로는 N값을 기준으로 지반의 점착력 c_u 는 다음 식(4.3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$c_u (kN/m^2) = \frac{q_u}{2} = \frac{\frac{N}{8}}{2} = \frac{N}{16} \cdot 9.81 \cdot 10 = \frac{98.1N}{16} (kN/m^2) \quad (4.3)$$

그리고 N값을 기준으로 Ohsaki(1958), Dunham(1954), Peck(1967)이 제안한 식에 의거 내부 마찰각 ϕ_f 는 N값과 관련된 것으로 다음 식(4.4)과 같이 나타 내수 있다.

$$\phi_f = \sqrt{20N+20} (Ohsaki Equation) \quad (4.4)$$

$$\phi_f = \sqrt{12N+15} \sim 25 (Dunham Equation)$$

$$\phi_f = 0.3N+27 (Peck Equation)$$

이때 모래지반의 입도가 양호한 모난 입자인 경우 20을 적용하고, 입도가 양호(균등)한 둥근(모난) 입자인 경우 20, 입도가 균등한 둥근 입자인 경우 15을 적용 할 수 있다.

그리고 지반의 상대 밀도인 D_r 에 의하여 Meyerhof(1948)의 식(4.5)과 같이 나타낸다.

$$\phi_f = 15D_r + 28 \quad (4.5)$$

$$\text{여기서 } D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} 100 = 21 \sqrt{\frac{N}{0.7 + P'_0}} + 28 = -98 + 66 \text{Log} \frac{q_c}{\sqrt{P'_0}} \text{ 이}$$

며, 모래질의 $D_r = \frac{N}{15+N}$ 으로 표현되며, q_c (ton/m²)는 일축압축강도이고, P'_0 (ton/m²)의 상재 유효하중이고, D_r 은 상대 밀도이고, P'_0 는 소성지수이

다.

그리고 점토질에 대하여는 Peck(1967)이론에 의거 점토지반의 액성 지수(P.I : Plastic Index.)로 다음 식(4.6)으로 나타내고 있다.

$$\phi_f = \sin^{-1}(-0.232 \text{Log } P.I + 0.81) \quad (4.6)$$

유효내부 마찰각은 $\phi_0 = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\phi_f}{2 - \sin\phi_f}\right)$ 을 적용할 수 있으며, 정지토압 계수는 Jaky(1948) 및 Bishop(1957)이론에 의거 $K_0 = 1 - \sin\phi_f = \frac{\nu}{1 - \nu}$ 이며, 여기서 ν 는 지반의 Poisson's ratio를 나타낸다.

그리고 연약 점토층인 경우 액성지수(P.I)를 기준으로 Alpan(1967)이론에 따라 정규압밀 점토인 경우, 정지토압 계수인 K_0 를 다음 식(4.7), 식(4.8)으로 나타낸다.

$$K_0 = 0.4 + 0.007P.I \quad (4.7)$$

여기서 $40 \leq P.I \leq 80$ 일 때 사용한다.

그리고 $40 > P.I$ 일 경우 다음 식(4.8)을 사용한다.

$$K_0 = 0.4 + 0.001P.I \quad (4.8)$$

또한 Brooker and Ireland(1965)은 정규압밀 점토인 경우 다음 식(4.9)로 나타낸다.

$$K_0 = 0.95 - \sin\phi_f \quad (4.9)$$

4.2 해저배관의 액상화 및 부양현상 분석

해저배관의 경우, 지반의 액상화가 발생할 경우 해저배관의 부력이 클 경우 해저배관의 부양 현상(Flotation), 해저배관의 부력보다 유효무게가 클 경우 침강현상(Sinking)이 발생한다.

그러나 비록 해저지반이 액상화가 발생하지 않더라도 해저배관의 유효무게가 해저면의 변동 압력에 의하여 부력이 추가로 발생하여 해저배관의 부양현상을 초래 할 수 있다.

그러므로 해저배관에 대하여 안정성 검토를 수행 하고자 할 경우, 해저배관을 매설하지 않고 해저지반에 놓인 상태에서 조류나 파속에 의하여 해저배관의 안정성뿐만 아니라 해저배관 매설 시에도 파랑에 의한 지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상에 대하여 필히 분석하여야 하며, Figure 4.1은 파랑에 의한 파봉과 파곡에 의하여 발생하는 해저배관 주위의 간극수압 분포도이다.

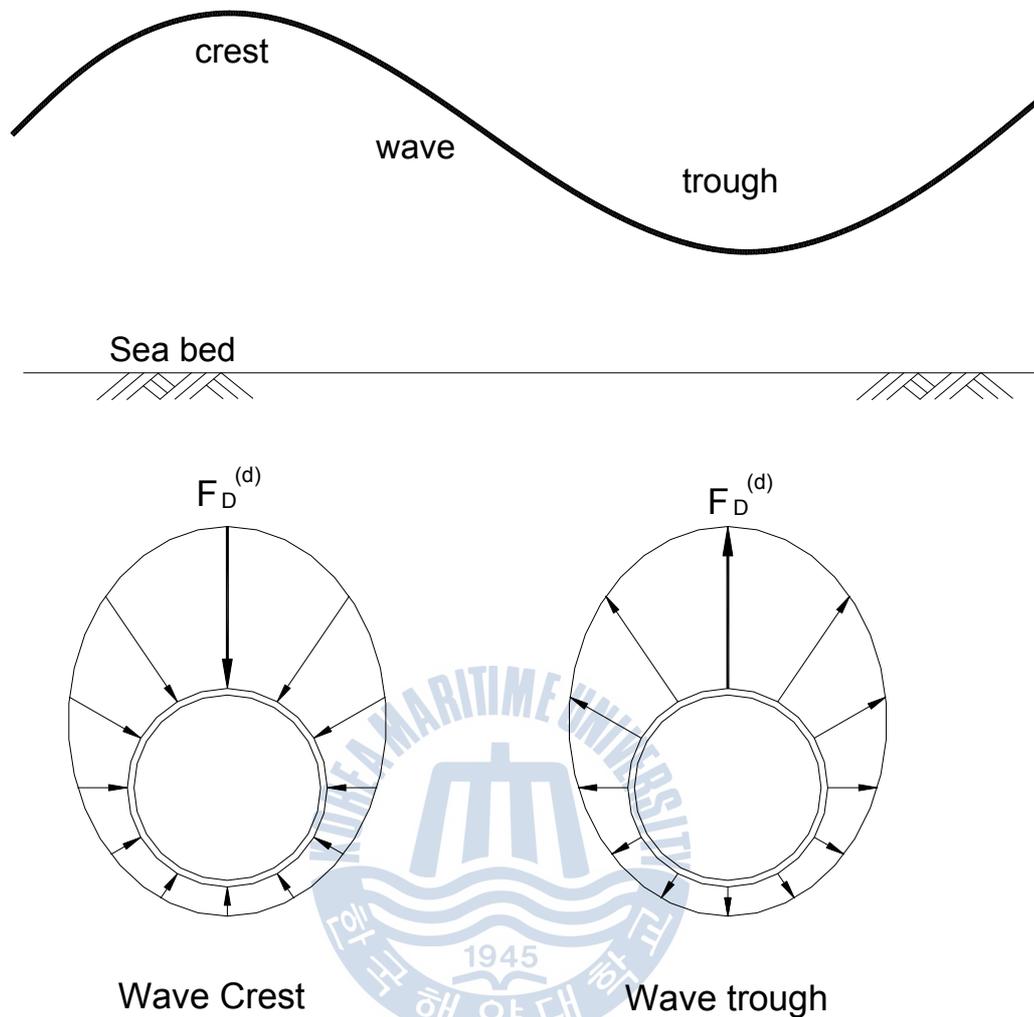
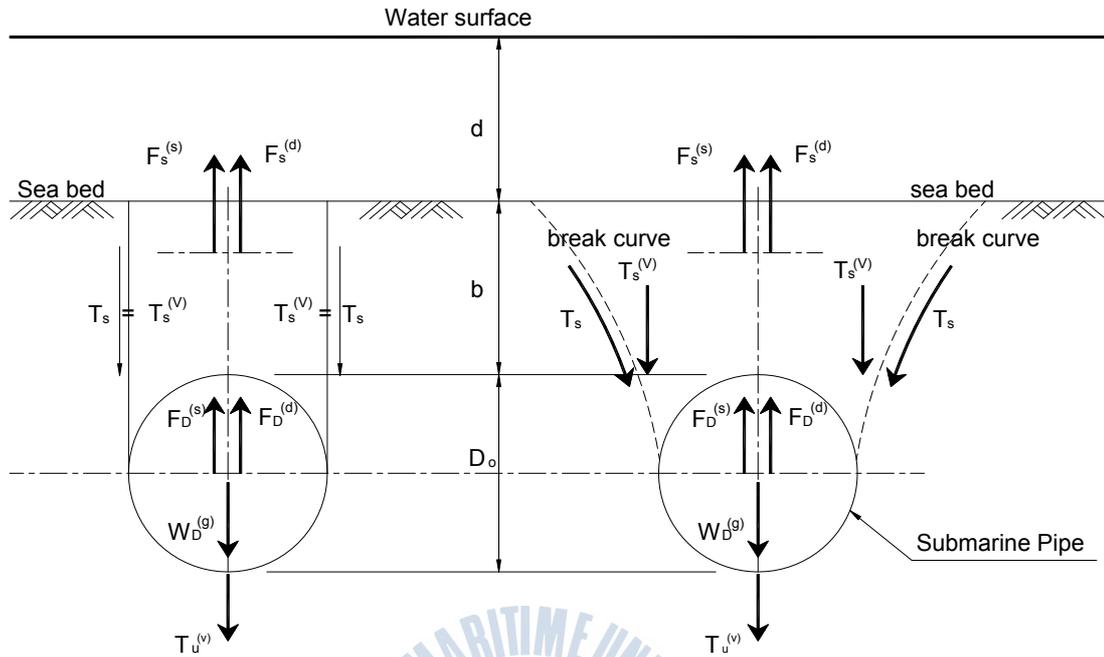


Figure 4.1 Distribution of Pore Pressure at surrounding the pipe due to Wave Crest and Trough

본 4.1절에서 언급된 해저배관의 수중 단위중량과 지반의 수중 단위 중량, 지반 및 해저배관에 작용하는 동수압을 이용하여 지반의 액상화 및 해저배관의 부양 안정성 검토에 대하여 논의 하고자 한다.

Figure 4.2는 매설된 해저배관주위의 파랑에 의해 발생하는 해저지반 내 응력발생도를 설명하였다.



a) Punching Shear Failure b) General Failure

Figure 4.2 Under ground Stresses at surrounding the pipeline due to Wave

해저배관의 유효 무게 검토:

- 해저배관 및 운송 유체의 총 중량, $W_p^{(g)}$,
- 정 유체 압에 의한 해저배관에 작용하는 부양력, $F_p^{(s)}$
- 동유체력에 의한 해저배관에 작용하는 과잉간극수압에 의한 부양력은 식(4.10)으로 표현된다.

$$F_p^{(d)} = u^{(b+rp)} D_o \quad (4.10)$$

여기서 $u^{(b+rp)}$ 는 과잉간극수압으로서, 3.2절의 식(3.28) $u^{(b+rp)}$ 는 아래 식(4.11)과 같다.

$$u^{(b+r_p)} = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_o}{M} \sin \frac{Mz}{H} \text{Exp}(-M^2 T_v), \quad z = \frac{H}{2} \quad (4.11)$$

해저배관과 함께 파괴되는 지반의 유효응력은 다음과 같이 구분된다.

- 지반의 파괴에 따른 지반 전체 단위 중량, $W_s^{(g)}$
- 정 수압에 의한 지반 입자에 작용하는 부양력, $F_s^{(s)}$

따라서 상기의 $W_s^{(g)}$ 와 $F_s^{(s)}$ 는 그림 4.3의 파괴 형태에서 알 수 있듯이 이를 이용하여 해저배관 상부 지반의 유효하중은 식(4.12)과 같다.

$$W_s^{(s)} = W_s^{(g)} - F_s^{(s)} = A_s \left(\frac{G_s - 1}{1 + e} \right) \gamma_w = A_s \cdot \gamma' \quad (4.12)$$

여기서, $A_s^{(g)} = A_s^{(p)} + 2A_s^{(a)}$

$$A_s^{(p)} = 2r_p(b+r_p) - \frac{\pi r_p^2}{2} = 2r_p \left[b + r_p \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \right]$$

$$A_s^{(a)} = (b+r_p)^2 \frac{2 - \cos\beta - \frac{\beta}{\sin\beta}}{2\sin\beta}$$

동유체력에 의한 지반입자에 작용하는 과잉간극수압은 $F_s^{(d)} = A_s \gamma_w i_d$ 이고, i_d 는 과잉간극수압에 대한 수직 동수경사이며, $i_d = (Z_0 - Z_b)/b$ 로 나타낸다.

여기서 $(Z_0 - Z_b) = \frac{u^{(b)}}{\gamma_w}$ 이며, b = 해저배관의 매립 깊이를 나타내었으며, Figure 4.3은 과잉간극수압에 의한 지반 내 동수경사를 나타내었다.

3.2절의 식(3.28) u 는 $u^{(b)} = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_o}{M} \sin \frac{Mz}{H} \text{Exp}(-M^2 T_v)$, $z = \frac{H}{2}$ 로 나타난다.

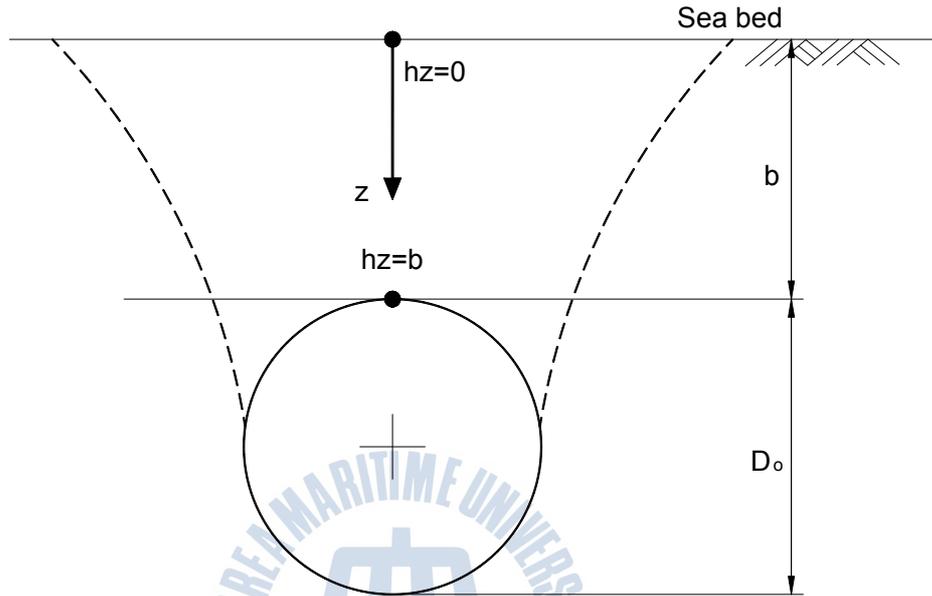


Figure 4.3 Hydrodynamic Vertical Hydraulic gradient

따라서 지반의 유효 수중 중량은 $W_s^{(e)} = W_s^{(s)} - F_s^{(d)}$ 로 나타낼 수 있다. 만일 $W_s^{(e)}$ 가 0보다 적을 경우 지반은 액상화가 된다고 볼 수 있다.

해저배관 상부 지반의 파괴 표면을 따라 발생하는 전단저항의 수직 분력은 Figure 4.2와 같이 표현이 된다.

다음 식(4.13)은 Figure 4.2의 a)의 천공전단 파괴의 형태일 경우로 표현된다.

$$T_s^{(v)} = 2 \int_0^{b+rp} \tau_s^{(v)} dz = 2 \frac{\nu}{1-\nu} \tan \phi_0 \int_0^{b+rp} (\gamma' z - u) dz + 2 \int_0^{b+rp} c_u dz \quad (4.13)$$

여기서 $2 \int_0^{b+rp} c_u dz = 2c_u(b+rp)$ 이고 이는 상수로 취급할 수 있다.

따라서 상기 식(4.13)의 $T_s^{(v)}$ 에 대하여 점착력을 항을 제외한 것을 정리하면 다음 식(4.14)과 같이 나타낼 수 있다.

$$2 \frac{\nu}{1-\nu} \tan \phi_0 \int_0^{b+rp} (\gamma' z - u) dz = 2K_0 \tan \phi_0 \int_0^{b+rp} (\gamma' z - u) dz \quad (4.14)$$

이것을 다시 정리하면 상기 식(4.14)을 다음 식(4.15)과 같이 지반 깊이 0(해저면)에서부터 깊이 $b+rp$ 까지 적분한 값을 나타 낼 수 있다.

$$2K_0 \tan \phi_0 \int_0^{b+rp} (\gamma' z - u) dz = K_0 (\gamma' (b+rp)^2 - 2u(b+rp)) \tan \phi_0 \quad (4.15)$$

따라서 상기 식(4.13)에서와 같이 점착력 항을 고려한 최종적인 $T_s^{(v)}$ 는 다음 식(4.16)으로 나타낼 수 있다.

$$T_s^{(v)} = K_0 [(b+rp)^2 \gamma' - 2(b+rp)u] \tan \phi_0 + 2c_u(b+rp) \quad (4.16)$$

여기서 $K_0 = 1 - \sin \phi_f = \frac{\nu}{1-\nu}$, ν = 지반의 프와송비이며, K_0 는 지반의 정지 토압계수이다.

그리고 다음 식(4.17)은 Figure 4.2의 b)의 일반적 전단 파괴의 형태일 경우로 표현된다.

$$T_s^{(v)} = 2 \int_0^\ell \tau_s^{(v)} dl = 2 \frac{\nu}{1-\nu} \tan \phi_0 \int_0^\ell (\gamma' l - u) dl + 2 \int_0^\ell c_u dl \quad (4.17)$$

여기서 $2 \int_0^\ell c_u dl = 2c_u \left(\frac{b+rp}{\sin \beta} \right)$ 이고 이는 상수로 취급할 수 있다.

따라서 상기 식(4.17)의 $T_s^{(v)}$ 에서 점착력 항을 제외한 정지 토압에 의한 수직 정적저항력은 다음 식(4.18)과 같이 표현될 수 있다.

$$2\frac{\nu}{1-\nu}\tan\phi_0\int_0^\ell(\gamma'\ell-u)d\ell = 2K_0\tan\phi_0\int_0^\ell(\gamma'\ell-u)d\ell \quad (4.18)$$

여기서, $\ell = \frac{b+rp}{\sin\beta}\beta$, $d\ell = \frac{b+rp}{\sin\beta}d\beta$ 이다.

따라서 상기 식(4.18)을 쉽게 풀이하면 식(4.19)과 같이 나타 낼 수 있다.

$$2K_0\tan\phi_0\int_0^\ell(\gamma'\ell-u)d\ell = 2K_0[\gamma'\int_0^\ell\ell d\ell - u\int_0^\ell d\ell]\tan\phi_0 \quad (4.19)$$

따라서 $\int_0^\ell\ell d\ell = \frac{1}{2}\ell^2\Big|_0^\ell = \frac{1}{2}\ell^2$ 이고, $\int_0^\ell 1d\ell = \ell$ 이 된다.

그러므로 $T_s^{(v)}$ 에 대하여 최종 정리하면 상기 식(4.17)에 대하여 저항력은 다음 식(4.20)과 같이 설명 되어 진다.

$$T_s^{(v)} = K_0\left[\frac{1}{2}\gamma'\ell^2 - 2\ell \cdot u^{(b+rp)}\right]\tan\phi_0 + 2c_u\ell \quad (4.20)$$

여기서 $\ell = \frac{b+rp}{\sin\beta}\beta$, $K_0 = 1 - \sin\phi_f = \frac{\nu}{1-\nu}$, $\nu = \text{Poisson's Ratio of Soil}$ 이

며, K_0 는 지반의 정지 토압계수이다.

해저배관 하부의 간극수압 차에 의한 수직 흡입력은 다음 식(4.21)과 표현된다,

$$T_u^{(v)} = u^{(b+rp)} - u^b = 0 \quad (4.21)$$

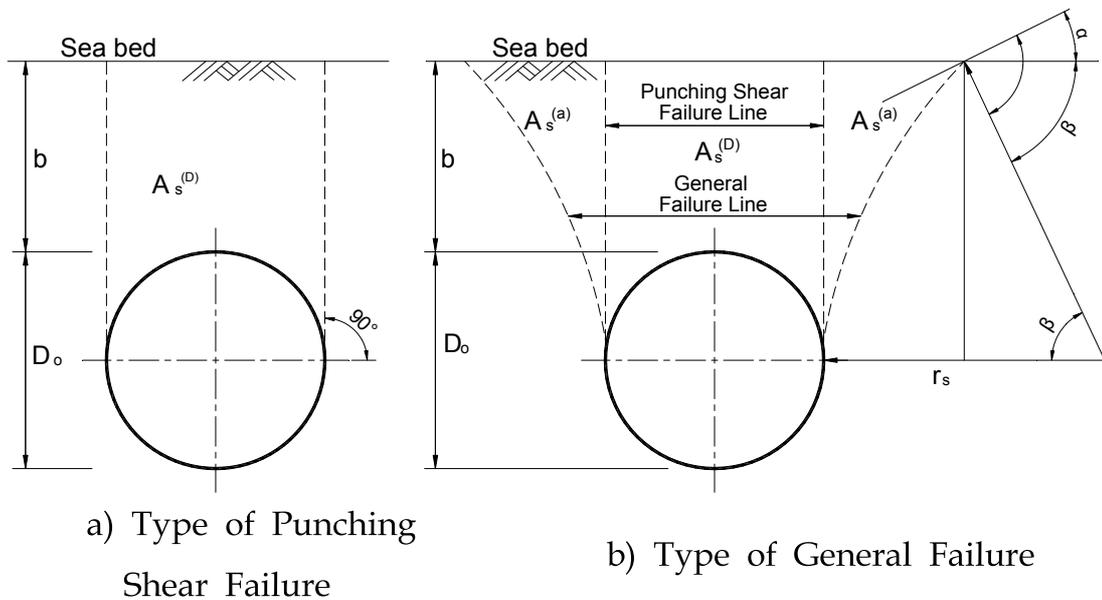


Figure 4.4 Type of Seabed Failure at surrounding Pipeline due to Wave

상기 Figure 4.4의 파괴형태에 따라 파괴되는 형태에 대하여 파괴곡선의 α, β 는 다음 식(4.22)으로 나타 낼 수 있다.

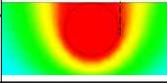
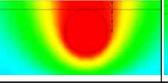
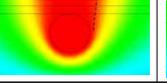
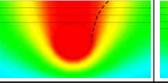
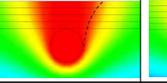
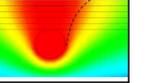
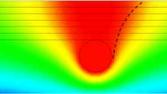
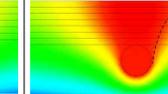
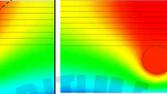
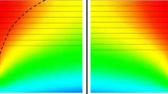
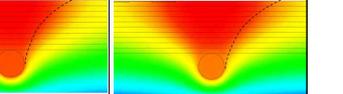
$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \quad (4.22)$$

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

여기서 $(b+r_p)/D_o \leq 1.1$ 일 경우 상기의 Figure 4.4의 a) 천공 전단파괴 형태를 적용하고 그 이상일 경우 b) 일반적 파괴 형태를 적용하여 파괴 포락선을 결정하여 이용한다.

이러한 파괴 포락선은 유한요소 해석으로 그 형태를 Table 4.1로 나타 낼 수 있다.

Table 4.1 Failure Line under Seabed due to Floating of Pipeline(Pipeline Diameter, $D_0=1.0\text{m}$)

rp	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1
D_b	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.5
D_b/D_0	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.5
<i>Contour</i>						
rp	1.2	1.4	1.6	1.8	2	
D_b	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5	
D_b/D_0	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5	
<i>Contour</i>						

상기 Table 4.1에서 보여 주듯이 $D_b/D_0 \geq 1.1$ 경우 Figure 4.4의 b)와 같이 파괴 포락선을 가진다.

따라서 상기의 동수압 및 정수압에 의한 해저배관에 미치는 액상화 영향에 대하여 다음과 같이 식(4.23) 및 식(4.24)로 나타낸다.

$$(W_p^{(g)} - F_p^{(s)} - F_p^{(d)}) + (W_s^{(g)} - F_s^{(s)} - F_s^{(d)}) + T_s^{(v)} + T_u^{(v)} \leq 0 \quad (4.23)$$

$$F_s^{(float)} = \frac{(F_p^{(s)} + (F_p^{(d)})) + (F_s^{(s)} + (F_s^{(d)}))}{(W_p^{(g)} + (W_s^{(g)})) + (T_s^{(v)} + (T_u^{(v)}))} \geq 1 \quad (4.24)$$

비록 $W_s^{(e)}$ 가 0보다 작을지라도 상기 식에 따라 $F_s^{(float)} < 1$ 일 경우는 해저배관은 부양되지 않으므로 안정성에 문제가 없으나 $F_s^{(float)} \geq 1$ 일 경우 해저배관이 부양되어 안정성에 문제가 있으므로 이에 대한 적절한 조치를 취해야 한다.

4.3 해저 사면의 안정성 분석

본 절에서는 해저 사면에 대한 파랑에 의하여 발생하는 해저 지반의 안정성에 대하여 분석하고 그 대책을 논하고자 한다.

상기 4.2절에서 대부분의 지반 내에 작용하는 응력 및 과잉간극수압에 대하여 분석하였고, 여기서는 이를 이용한 지반의 부분적 안정성과 전체적 안정성 및 안전율에 대하여 분석하고자 한다.

아래 Figure 4.5는 절편법(Slice method)이며, 이는 Spencer(1967)법이라 하여 임의 단위 길이에 대한 파괴 포락선, 전체 파장의 50%에 대한 파괴 포락선 및 전체 파장의 전 길이에 대한 파괴 포락선의 해저 지반의 안정성 분석을 하였다.

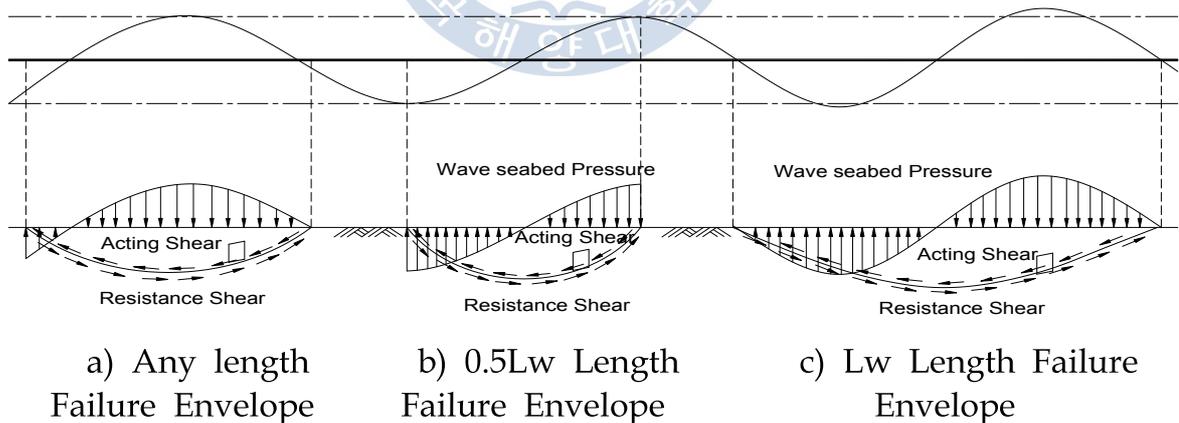


Figure 4.5 Type of Failure Line for Seabed Slope due to Wave Pressure

여기서 해석을 위하여 파괴포락선의 반경인 R_f 를 정의 하여야 하며, 일반적으로 파장의 50%로 가정하나, 경우에 따라서 파괴점에 대하여 시작점과 끝점에 대한 차이를 파장으로 나누어 주고 50%를 적용하여야 한다.

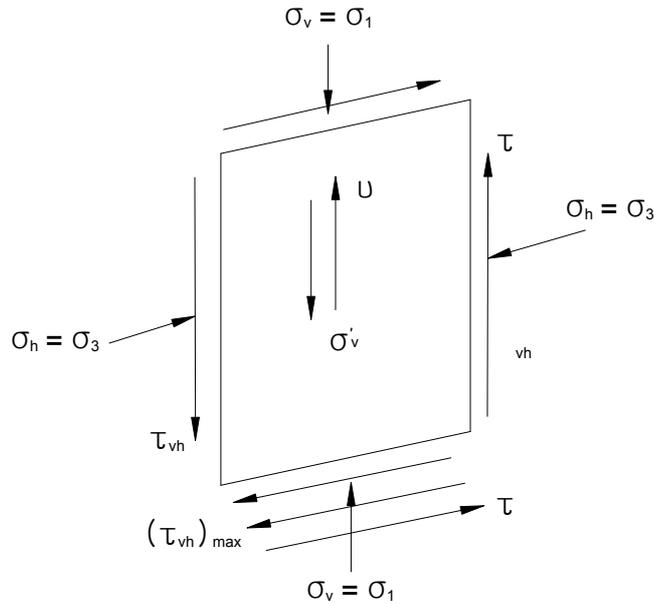


Figure 4.6 Detail Slice Stresses in Soil due to Wave Pressure

상기의 해저 사면 안정성 검토에서는 일반적으로 Figure 4.5의 b)의 전파장의 50%를 사면 안정에 대한 파괴 포락 곡선으로 가정 할 때는 c)의 파장의 전 길이에 대한 파괴 포락곡선 보다 안전율이 약 5%~15%정도 크게 나오는 것으로 되어 있으며, 경우에 따라 그 크기의 차이가 발생할 수 있으니 필히 Figure 4.5의 b) 및 c)에 대하여 별도 검토가 요구된다.

또한 Figure 4.5의 a)에서 보는 바와 같이 임의 길이에 대한 파괴포락선의 안정성 평가도 별도 연구 수행을 하여야 한다.

그리고 해저 사면 안전을 검토 시 상기의 3장 및 4장의 4.1절, 4.2절에 따라 해저지반에 발생하는 파랑의 변동 하중 $p(z,x,t)$ 및 지중에 작용하는 과잉간극수압 $u(x,z,t)$, 수직 σ_v , 수평 σ_h , 전단응력 τ_{vh} 및 최대 전단응력의 $(\tau_{vh})_{max}$ 는 식(4.25)과 같이 나타난다.

$$(\tau_{vh})_{\max} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} = \sqrt{\left[\frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{2}\right]^2 + \tau_{vh}^2} = p\left(\frac{2\pi z}{L}\right)e^{-\frac{2\pi z}{L}} \quad (4.25)$$

따라서 상기 식(4.25)의 유도에 대한 상세한 것은 본 절에서는 생략한다.

상기 Figure 4.6에 대한 지반의 각 절편에 작용하는 단위 파괴 포락선의 평균 수직 유효응력 p' , 전단 허용응력 τ_ℓ 에 대하여 식(4.26) 및 식(4.27)과 같다.

$$p' = (1 + 2K_0) \frac{(\sigma'_v - \Delta u)}{3} \quad (4.26)$$

$$\tau_\ell = (\sigma'_v - \Delta u) \tan \phi_0 + c_u \quad (4.27)$$

여기서 $\sigma'_v = (\gamma_{sat} - \gamma_w)z$ 이며, Δu 는 과잉간극수압, z 는 파괴 포락선의 해저지반에서의 높이이고, c_u 는 지반의 점착력이다. 또한 ϕ_0 는 지반의 유효 내부 마찰각을 의미한다.

Frelund & Krahn(1977)이 일반 한계평형(General Limit Equilibrium : GLE) 절편법을 발표함으로써 이를 이용한 아래의 식(4.28) 및 식(4.29)은 각 절편의 파괴 포락선의 전단저항응력 $\tau_{a\Delta\ell}$ 이며, 실제 작용하는 전단응력 $\tau_{s\Delta\ell}$ 을 나타낸다.

$$\tau_{a\Delta\ell} = \Delta\ell \cdot \tau_\ell \quad (4.28)$$

$$\tau_{s\Delta\ell} = \Delta\ell(\tau_{vh})_{\max} + \Delta\ell(\sigma'_v - u) \sin \beta_f \quad (4.29)$$

여기서 β_f 는 해저면의 경사이다.

그리고 파괴 포락선 단위 길이별 안전율 및 수직부분에 대한 안전율은

식(4.30) 및 식(4.31)로 나타 낼 수 있다.

$$SF_{Local} = \frac{\tau_{\ell}}{(\tau_{vh})_{\max}} \geq 1.0 \quad (\text{국부적 안정성검토}) \quad (4.30)$$

$$p' = \frac{1}{3}(1+2K_0)(\sigma'_v - \Delta u) \geq 0 \quad (4.31)$$

그러므로 본 연구의 해저 사면 안정성해석은 Bishop(1955)이 발표한 원호활동 면에 대한 사면 안정해석법을 적용하였으며, 이는 가상회전 중심점을 이용하여 적용할 수 있도록 하였으며, 이를 이용한 파괴 포락선 전길이에 대한 안전율은 Figure 4.5의 a), b) 및 c)에 대하여는 아래 식(4.32)과 같이 나타 낼 수 있다.

$$SF_{GLOBAL} = \frac{\int_0^{\ell} \tau_{a\Delta\ell} d\ell}{\int_0^{\ell} \tau_{s\Delta\ell} d\ell} \geq 1.5 \quad (\text{원호 전체 안정성검토}) \quad (4.32)$$

그러므로 상기 식(4.30), 식(4.31) 및 식(4.32)에 대하여 모두 만족하여야 하나 식(4.31) 및 식(4.32)을 동시에 만족할 경우 파랑에 대한 해저 지반에 작용하는 변동하중에 대하여 해저 사면의 안정성을 확보할 수 있다 할 것이다.

5. 이론적 해석

본 장에서는 상기 3장 및 4장에서 언급한 이론을 근거로 하여 해저배관의 액상화 및 부양현상에 대하여 이론적 해석법을 사용하여 5.1절과 같이 나타내었고, 뿐만 아니라 해저 사면에 대하여도 아래 5.2절과 같이 해석을 수행하여 결과를 수록하였다.

5.1 해저 배관의 액상화 및 부양현상에 대한 이론적 해석

본 절에서는 해저 배관을 매설 후, 상부 지반의 액상화 및 해저배관의 부양 여부에 대한 상기에서 언급된 연구 이론을 바탕으로 이론적 해석을 수행하여 그 결과를 수록하였으며, 기본적인 해저배관의 특성은 다음 Table 5.1과 같다.

Table 5.1 Characteristics of Pipeline Data for Theoretical Analysis

O.D (m)	Pipeline Thickness tw (mm)	Anti Corrosion Coating Thick. (mm)	Concrete Weight Coating CWC (mm)	Pipeline Steel Density (kg/m ³)	Anti-Corrosion Density (kg/m ³)	CWC Density (kg/m ³)	Buried Depth (m)
1.2	19	0	0	7850	1400	3044	1.5

그리고 수조실험을 위하여 본 절에서 여러 가지 경우의 해석을 수행하여 검토하여야 하나 일반적인 수심에서의 파고와 주기를 이용하여 간략히 이론에 대한 검증을 수행하였다.

또한 해저면의 경사 β_f 는 1 : 20으로 가정하고 이로 인한 해수면 상승인 η_{SWL} 을 고려하여 검토하였다.

5.1.1 해저 지반 액상화 및 해저배관 부양 발생 시 이론적 해석

본 절에서는 5가지 파형에 대하여 이론적 해석을 수행하였으며, 아래 Table 5.2와 같이 각 파형에 상호 비교 검토를 위하여 같은 외부 환경 조건을 적용하였다.

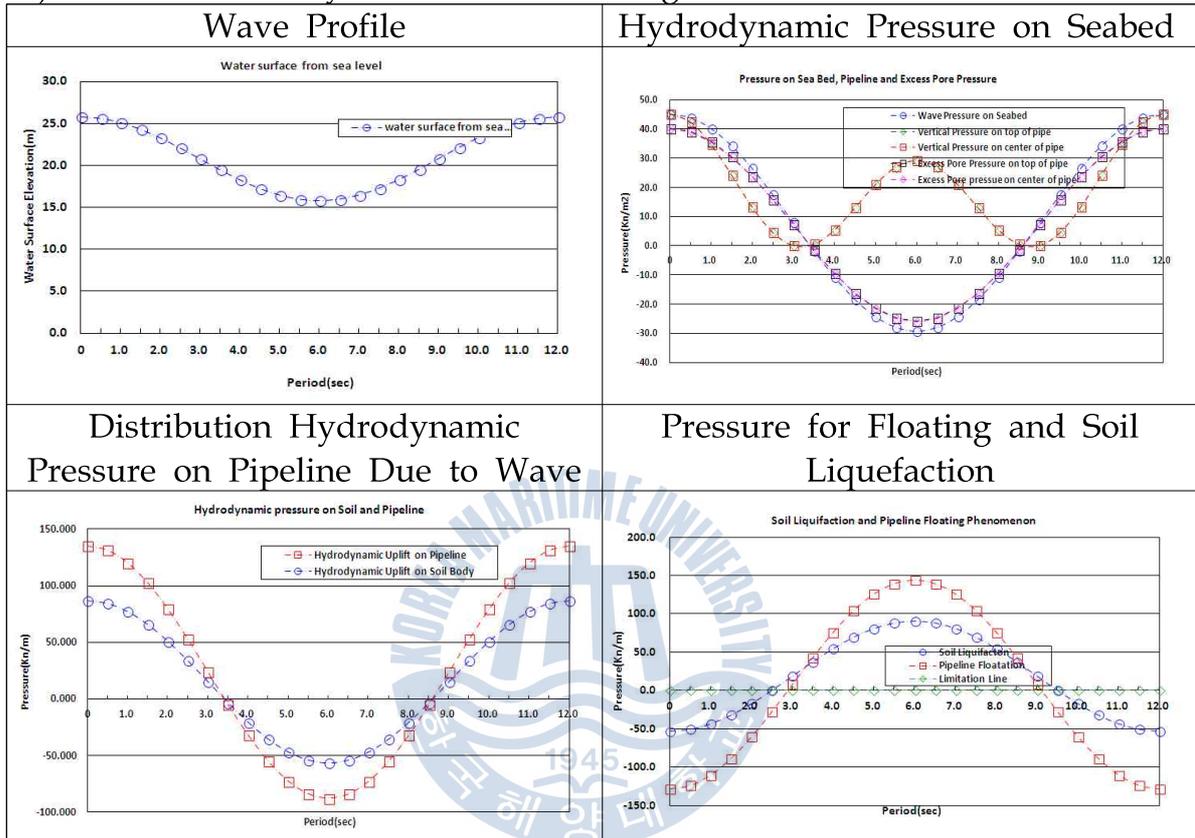
Table 5.2 Data of Environmental Condition for Soil Liquefaction and Floating of Pipeline

None Breaking Zone				Breaking Zone			
Water Depth	Wave Height H_s	Period (sec)	Backfill material	Water Depth	Wave Height H_s	Period (sec)	Backfill material
20m	10m	12s	Sand, N=6	10m	8m	12s	Sand, N=6

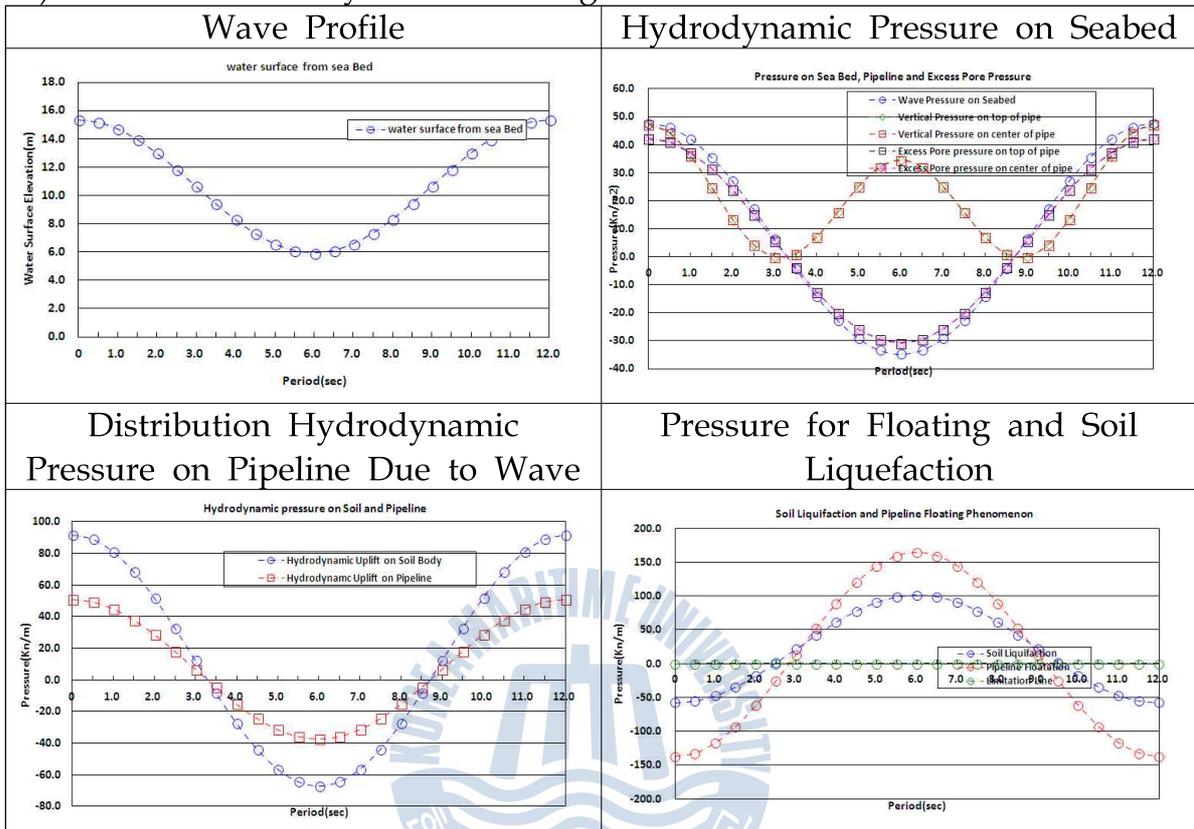
아래 Table 5.3은 선형(Airy)파형에 따른 지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상에 대한 해저 지중에 작용하는 응력 분포도이다.

Table 5.3 Theoretical Results of Airy Wave for Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in Fine Sand Layer

a) Theoretical Analysis at None Breaking Zone



b) Theoretical Analysis at Breaking Zone



상기 Table 5.3의 a) 및 b)에서는 보여 주듯이 변동 과압에 의한 해저면 압력에 대하여는 파봉 및 파곡에서도 해저배관에 미치는 수직응력은 증가하는 것으로 나타났으나 이는 파곡에서는 과잉간극수압이 음수로 증가함에 따른 현상으로서 변동과압에 의한 동적압력분포인 경우 지반 및 해저배관에 미치는 현상은 파봉인 경우 증가하고, 파곡인 경우 감소하여 음수를 나타내는 것을 알 수 있다.

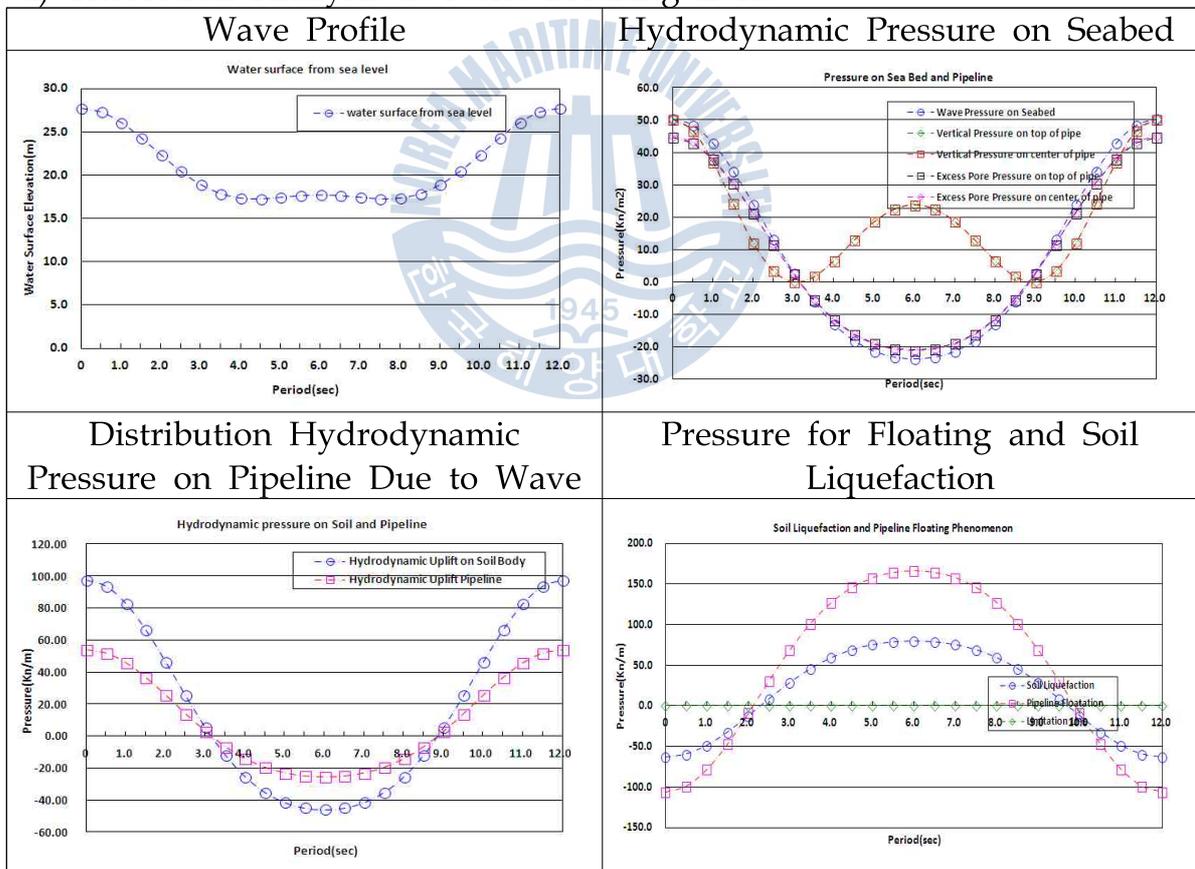
따라서 이러한 현상을 분석해 본 결과 파봉에서는 지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상을 파악할 수 있으며, 해저 지반의 액상화 구간이 해저배관 부양현상 발생구간 보다 약간 짧다는 것을 파악할 수 있다.

이는 액상화보다 해저배관의 부양현상이 많이 일어나는 것으로 파악된다.

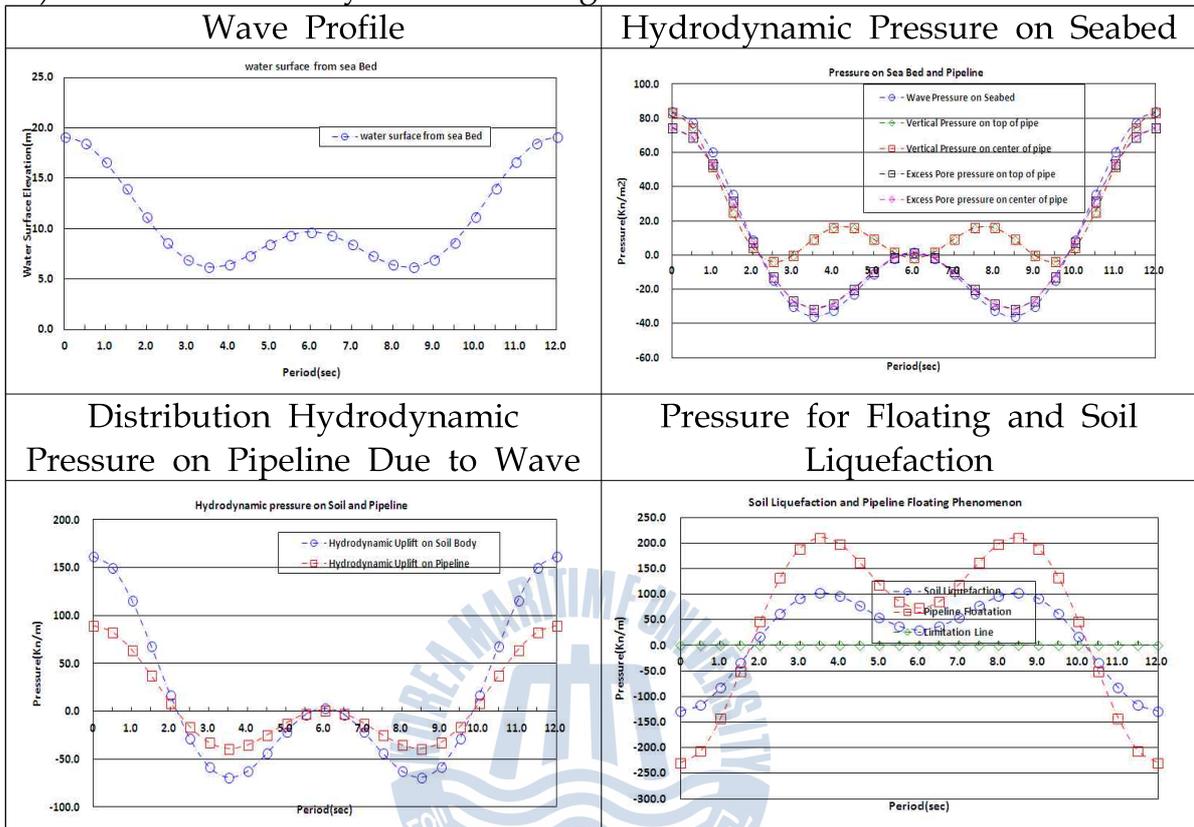
아래 Table 5.4는 비선형파인 Stock's 2nd Order Wave파형에 따른 지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상에 대한 해저 지중에 작용하는 응력 분포도이다.

Table 5.4 Theoretical Results of Stock's 2nd Order Wave for Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in Fine Sand Layer

a) Theoretical Analysis at None Breaking Zone



b) Theoretical Analysis at Breaking Zone



그리고 Table 5.4의 a) 및 b)에서의 비선형파인 Stock's 2nd Order Wave 이론을 사용할 경우, 변동 파압에 의한 해저면 압력에 대하여는 파봉 및 파곡에서도 해저배관에 미치는 수직응력은 증가하는 것으로 나타났으며, 이는 파곡에서는 과잉간극수압이 음수로 증가함에 따른 현상으로서 변동 파압에 의한 동적압력분포인 경우 지반 및 해저배관에 미치는 현상은 파봉인 경우 증가하고, 파곡인 경우 감소하여 음수(-)를 나타내는 것을 알 수 있으나 Stock's 이론인 경우 위상차 π 의 파곡인 경우 파형이 약간 볼록한 형상을 띄므로 과잉간극 수압이 약간 발생할 수 있다.

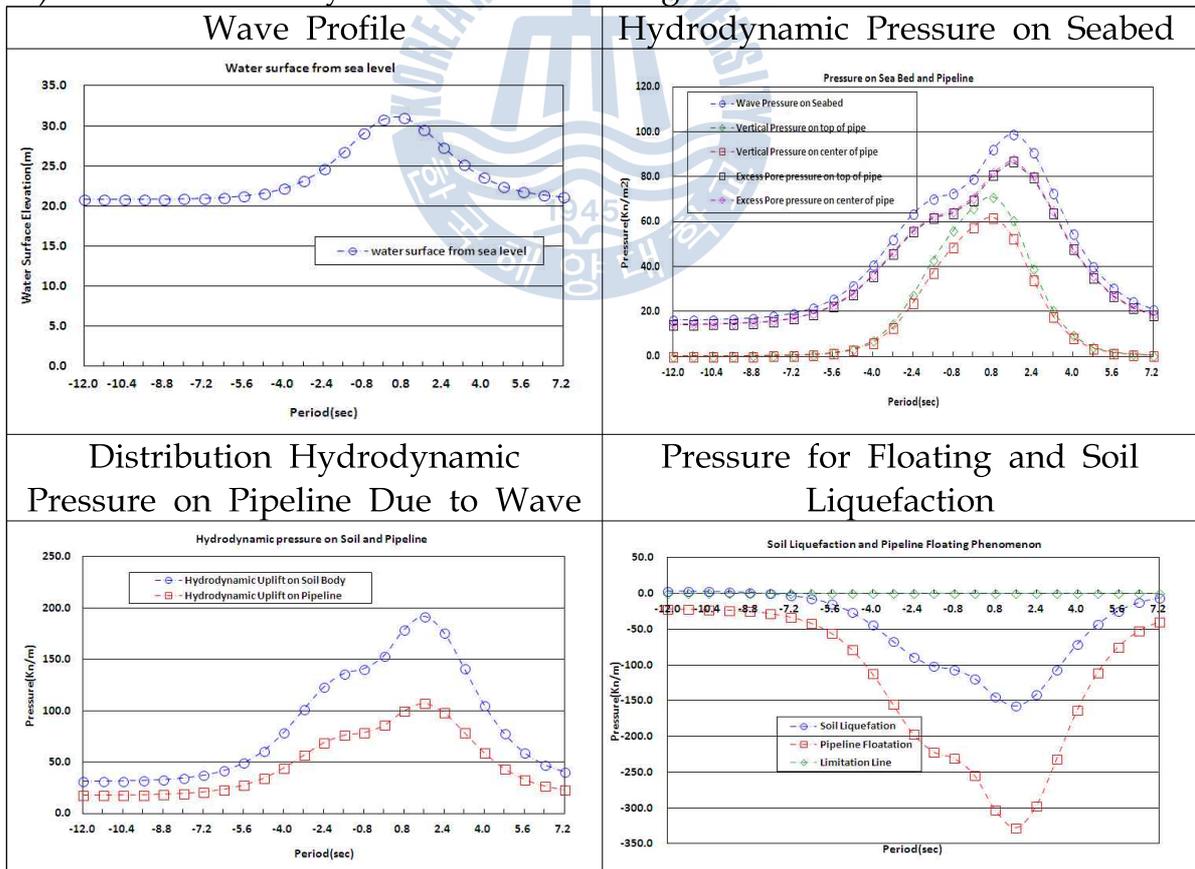
이는 본 연구에서 고차항인 Stock's 5th Order가 아닌 2차항까지의 Stock's 2nd Order를 사용하였기 때문인 것이다.

따라서 Stock's의 고차항 이론을 사용할 경우 위상차 $\frac{\pi}{2}$, π , $\frac{3\pi}{2}$ 인 경우
과잉간극수압이 양의 수를 가질 수 있으므로 해저 지반 및 해저배관의 액
상화 및 부양현상이 발생 할 수 있다.

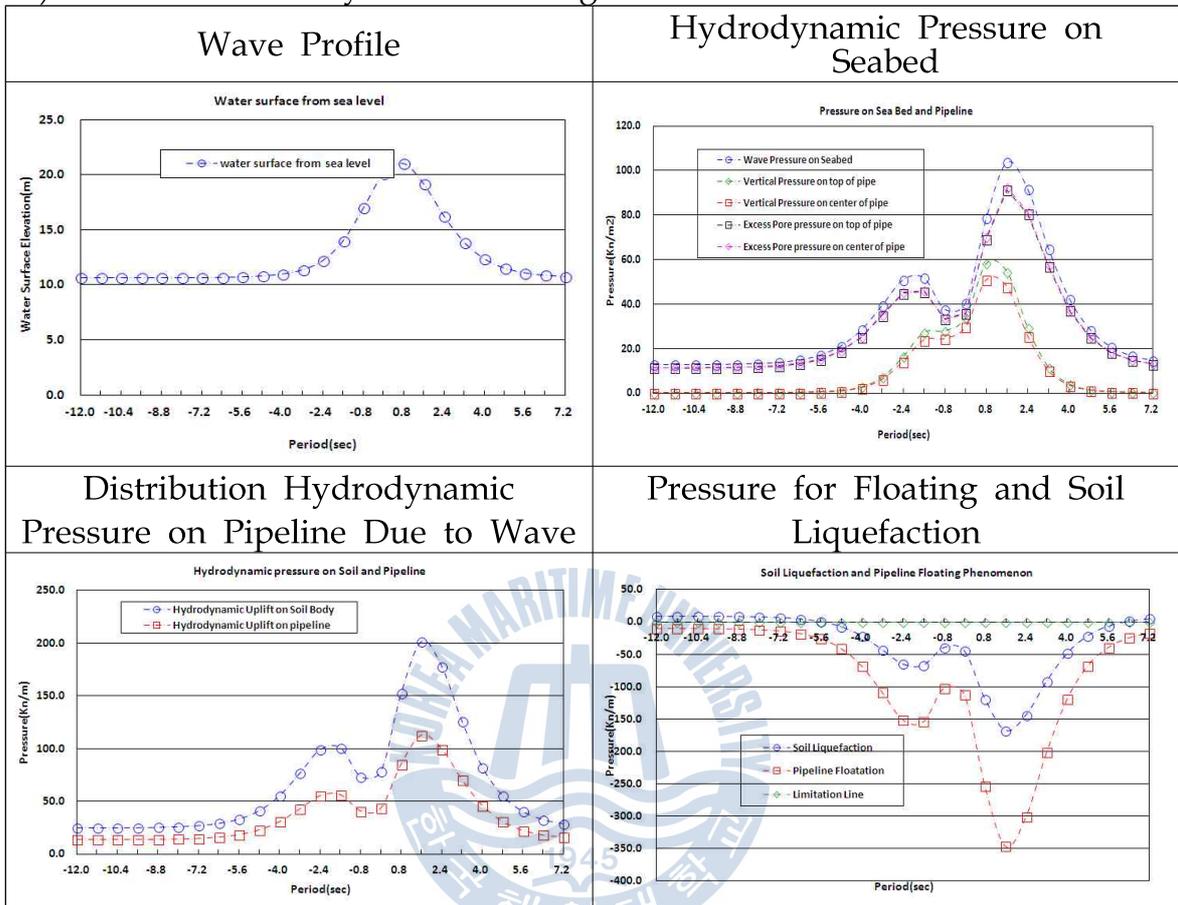
다음 Table 5.5은 Tsunami 등 지진으로 인한 파랑에 적용 할 수 있는
비선형파인 Solitary Wave파형에 따른 지반의 액상화 및 해저배관의 부양
현상에 대한 해저 지중에 작용하는 응력 분포도이다.

Table 5.5 Theoretical Results of Solitary Wave for Liquefaction and
Floating of Pipeline under the Seabed in Fine Sand Layer

a) Theoretical Analysis at None Breaking Zone



b) Theoretical Analysis at Breaking Zone



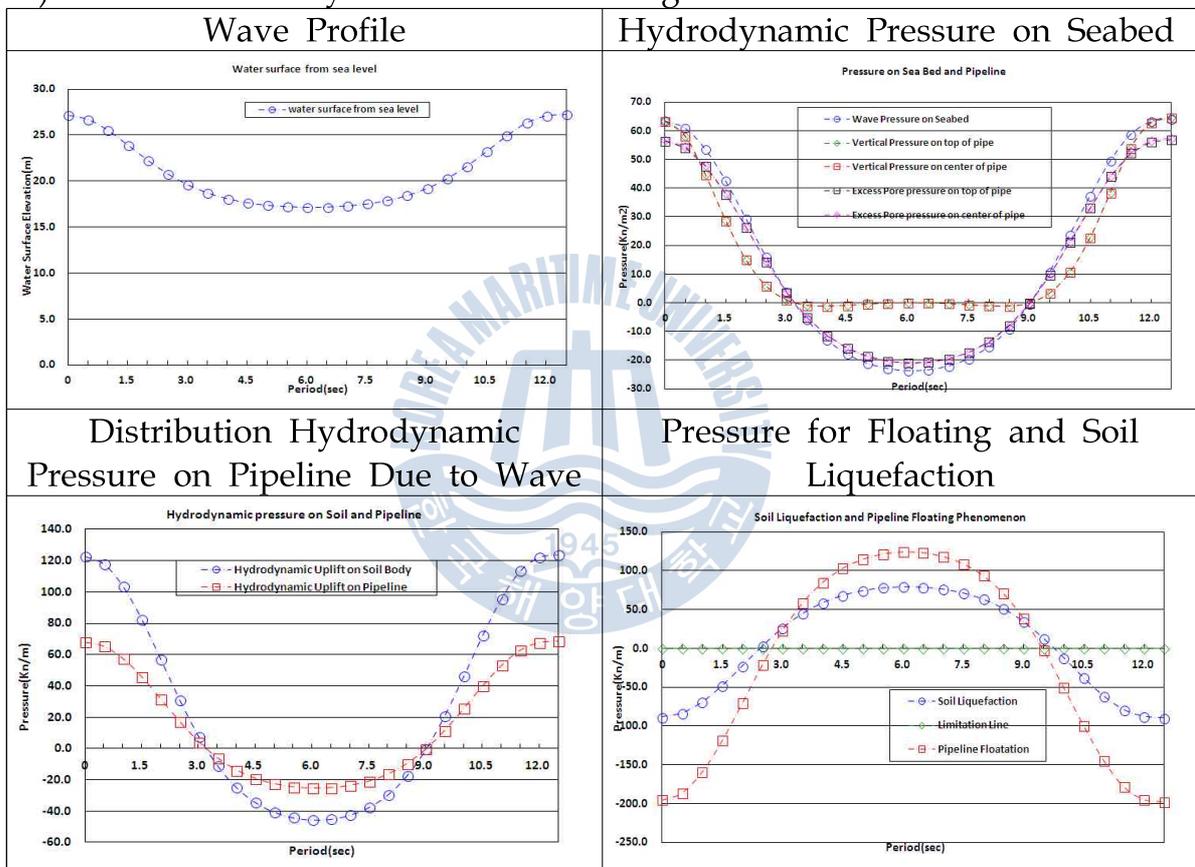
상기의 Table 5.5의 a) 및 b)는 Tsunami 등 지진으로 발생할 수 있는 비선형파인 Solitary Wave 이론을 사용하였으며, 이는 특별히 파곡이 발생하지 않고, 해수면을 따라 파봉이 이동하는 현상으로서 파봉 구간의 변동 파압에 의한 해저면 압력에 대하여는 파봉에서 해저배관에 미치는 수직응력은 증가하는 것으로 나타났으며, 다른 구간에서는 특별히 증가되지 않고 일정한 값을 가지는 것으로 나타났다.

그러므로 Solitary파는 파봉에서 해저 지반 및 해저배관에 미치는 수직 압력과 과잉간극 수압이 크게 발생하여 해저 지반 및 해저배관의 액상화 및 부양현상이 발생 할 수 있다.

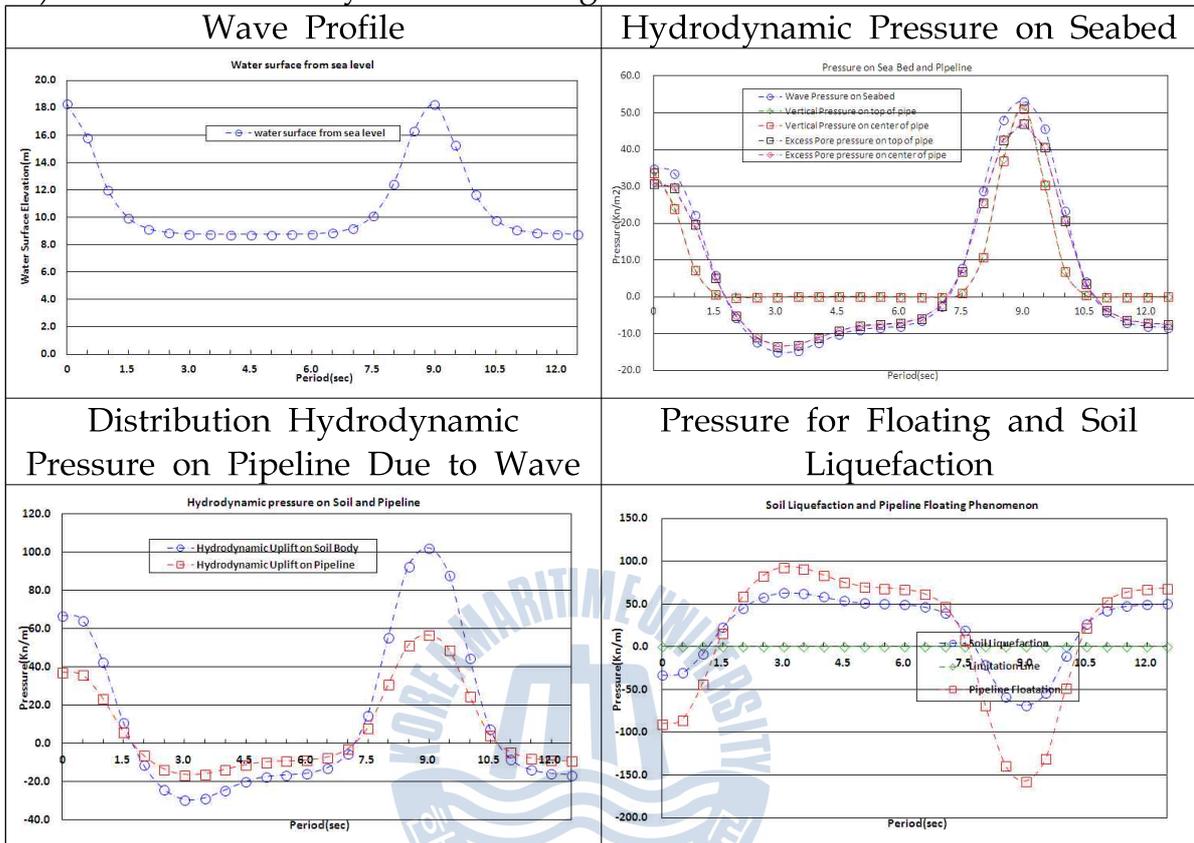
다음 Table 5.6는 비선형파인 Cnoidal Wave파형에 따른 지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상에 대한 해저 지중에 작용하는 응력 분포도이다.

Table 5.6 Theoretical Results of Cnoidal Wave for Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in Fine Sand Layer

a) Theoretical Analysis at None Breaking Zone



b) Theoretical Analysis at Breaking Zone



상기 Table 5.6의 a)에서는 보여 주듯이 비선형 Cnoidal파는 변동 과압에 의한 해저면 압력에 대하여는 파봉에서는 해저면에서 증가하고 파곡에서는 음의 수를 가지는 것으로 나와 있으나 해저배관에 미치는 수직응력은 일부 증가하는 경향을 보여주고 있다. 이는 파곡에서는 과잉간극수압이 음수(-)로 크게 증가하지 않는 현상이 발생한다.

그러나 변동과압에 의한 동적압력분포인 경우 지반 및 해저배관에 미치는 현상은 파봉인 경우 증가하고, 파곡인 경우 감소하여 거의 0에 가까운 음수를 나타내는 것을 알 수 있다.

따라서 이러한 현상을 기초로 하여 분석해본 결과 파봉에서는 지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상을 파악 할 수 있으며, 해저 지반의 액상화 구간이 해저배관 부양현상 발생구간 보다 짧다는 것을 파악할 수 있다.

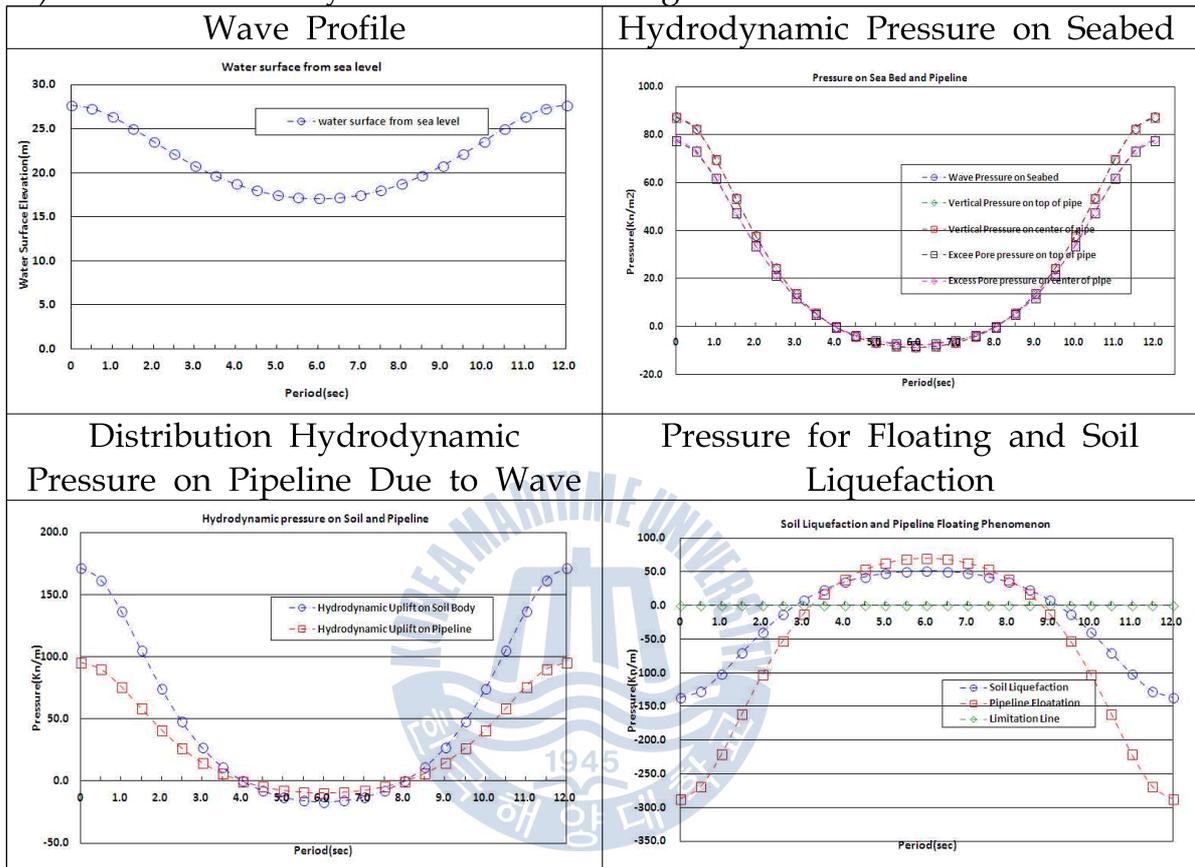
그러나 b)에서는 수심이 낮아 위상차 $\frac{3\pi}{2}$ 에서 추가적인 일부 파봉이 발생한다.

그리고 위상차 $\frac{\pi}{2}$ 에서는 해저배관에 미치는 변동 수직응력이 거의 발생하지 않으며, 이는 과잉간극수압이 음수(-)로 증가하기 때문인 것으로 판단되며, 파봉이 발생하는 위상차 0, $\frac{3\pi}{2}$ 에서는 해저지반의 액상화 구간보다 해저배관의 부양현상 구간이 더 크게 분포한다는 것을 알 수 있다.

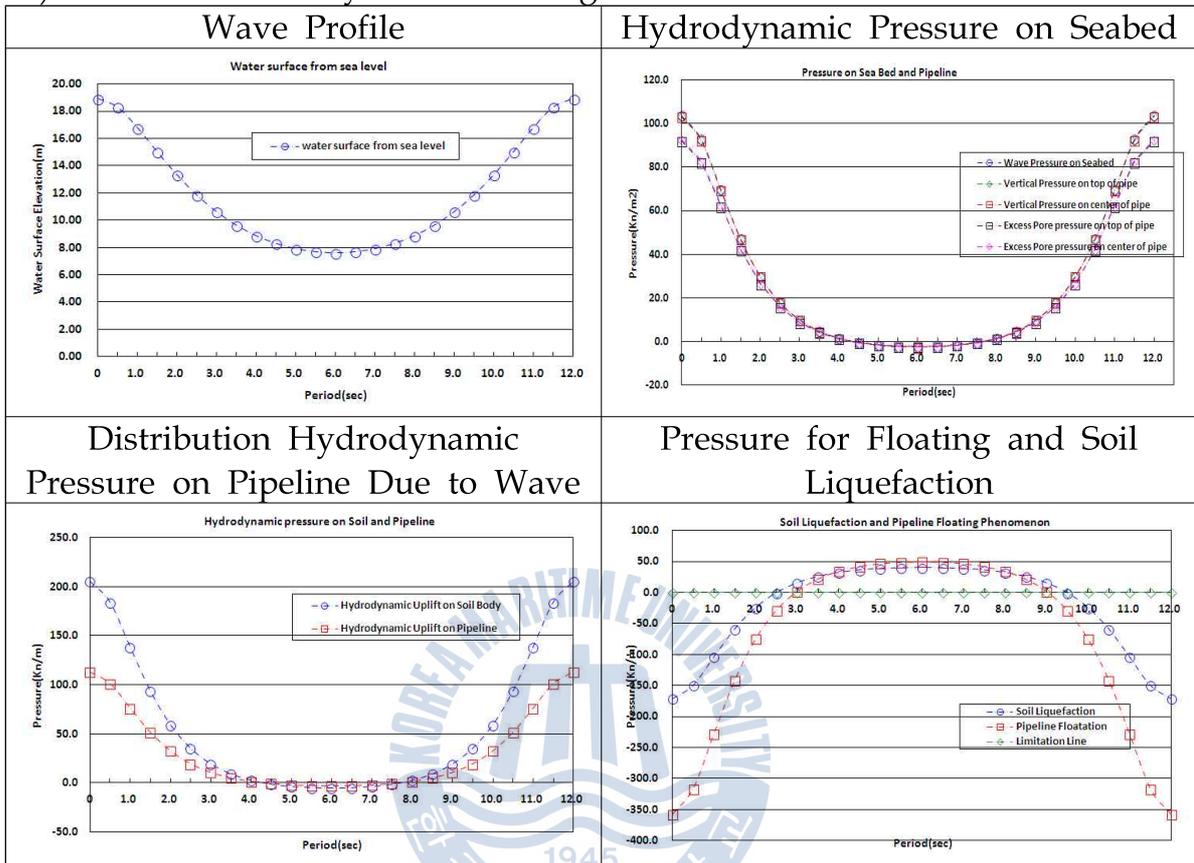
아래 Table 5.7는 비선형파인 Stream Function Wave파형에 따른 지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상에 대한 해저 지중에 작용하는 응력 분포도이다.

Table 5.7 Theoretical Results of Stream Function Wave for Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in Fine Sand Layer

a) Theoretical Analysis at None Breaking Zone



b) Theoretical Analysis at Breaking Zone



그리고 Table 5.7의 a) 및 b)에서의 Stream Function Wave인 경우, 변동 과압에 의한 해저면 압력에 대하여는 파봉 및 파곡에서도 해저배관에 미치는 수직응력은 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 이는 파곡에서는 과잉간극수압이 음수로 증가함에 따른 현상으로서 변동과압에 의한 동적 압력분포인 경우 지반 및 해저배관에 미치는 현상은 파봉인 경우 증가하고, 파곡인 경우 감소하여 음수(-)를 나타내는 것을 알 수 있다.

따라서 이러한 현상을 분석해본 결과 파봉에서는 지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상을 파악 할 수 있으며, 해저 지반의 액상화 구간이 해저배관 부양현상 발생구간 보다 짧다는 것을 파악할 수 있다.

5.1.2 해저지반 액상화 및 해저배관 부양 대책에 대한 이론적 해석

여기서는 해저지반의 액상화 및 해저배관 부양 현상 발생에 대한 대책 방안으로 사석 크기를 20mm 이상 되는 것을 포설한 경우에 대하여 검토하여 보았다.

또한 사석을 포설할 경우 지반의 강도를 N값으로 나타 낼 경우 약 $N=25$ 이상을 유지할 수 있으며 지반의 투수계수가 매우 큼으로 $9.7 \times 10^{-3} \text{m/sec}$ 이상이므로 해저면의 동유체압력에 의한 과잉간극수압 발생을 억제한다.

Table 5.8에서 Table 5.12는 이러한 사석을 포설하는 공법일 경우에 대하여 Airy Wave에서부터 Stock's 2nd Order Wave, Solitary Wave, Cnoidal Wave 및 Stream Function Wave의 5가지 종류의 파형에 대하여 검토 및 연구하였다.

Table 5.8 Theoretical Results of Airy Wave None Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in 20mm Gravel Layer

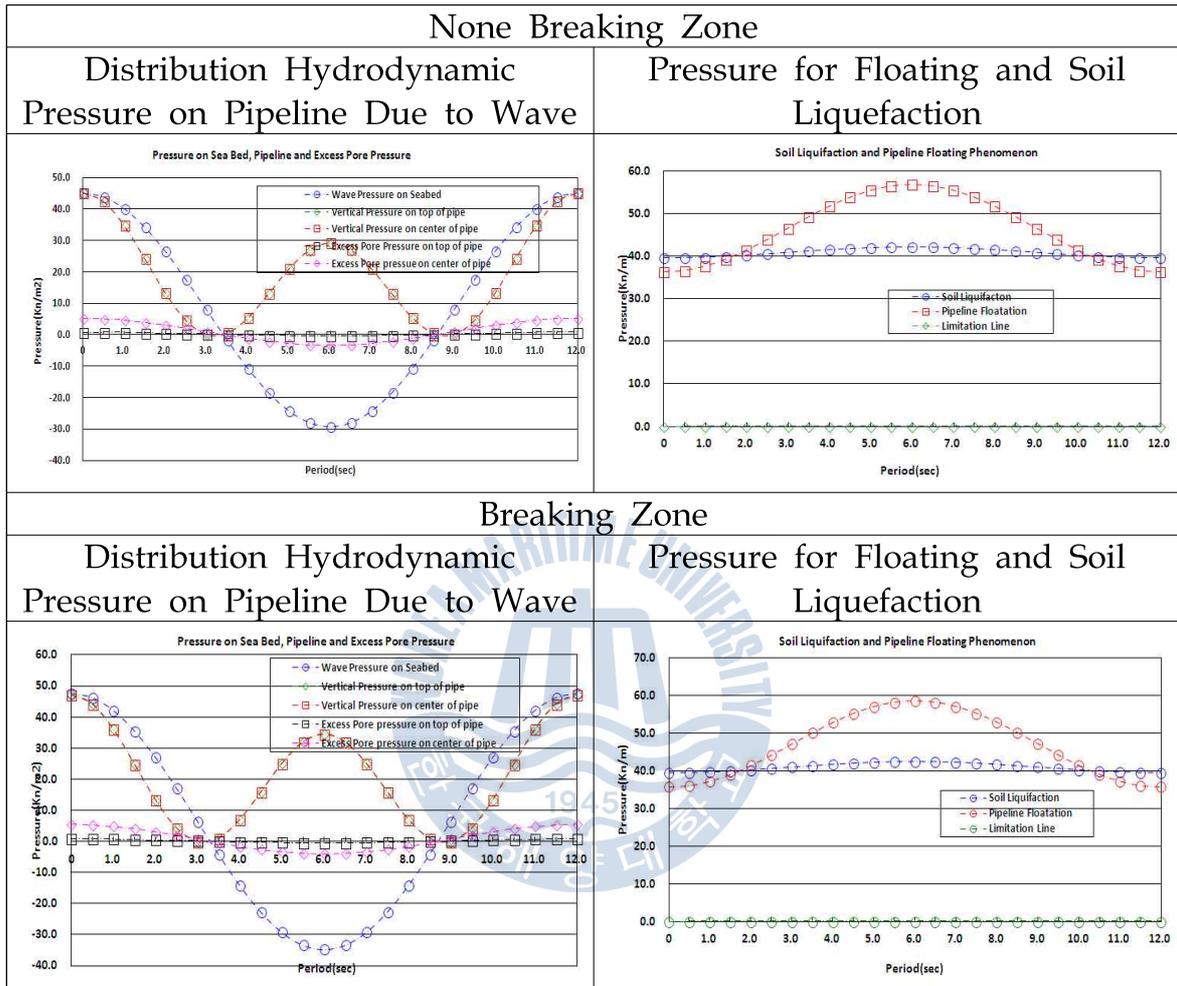


Table 5.9 Theoretical Results of Stock's 2nd Order Wave None Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in 20mm Gravel Layer

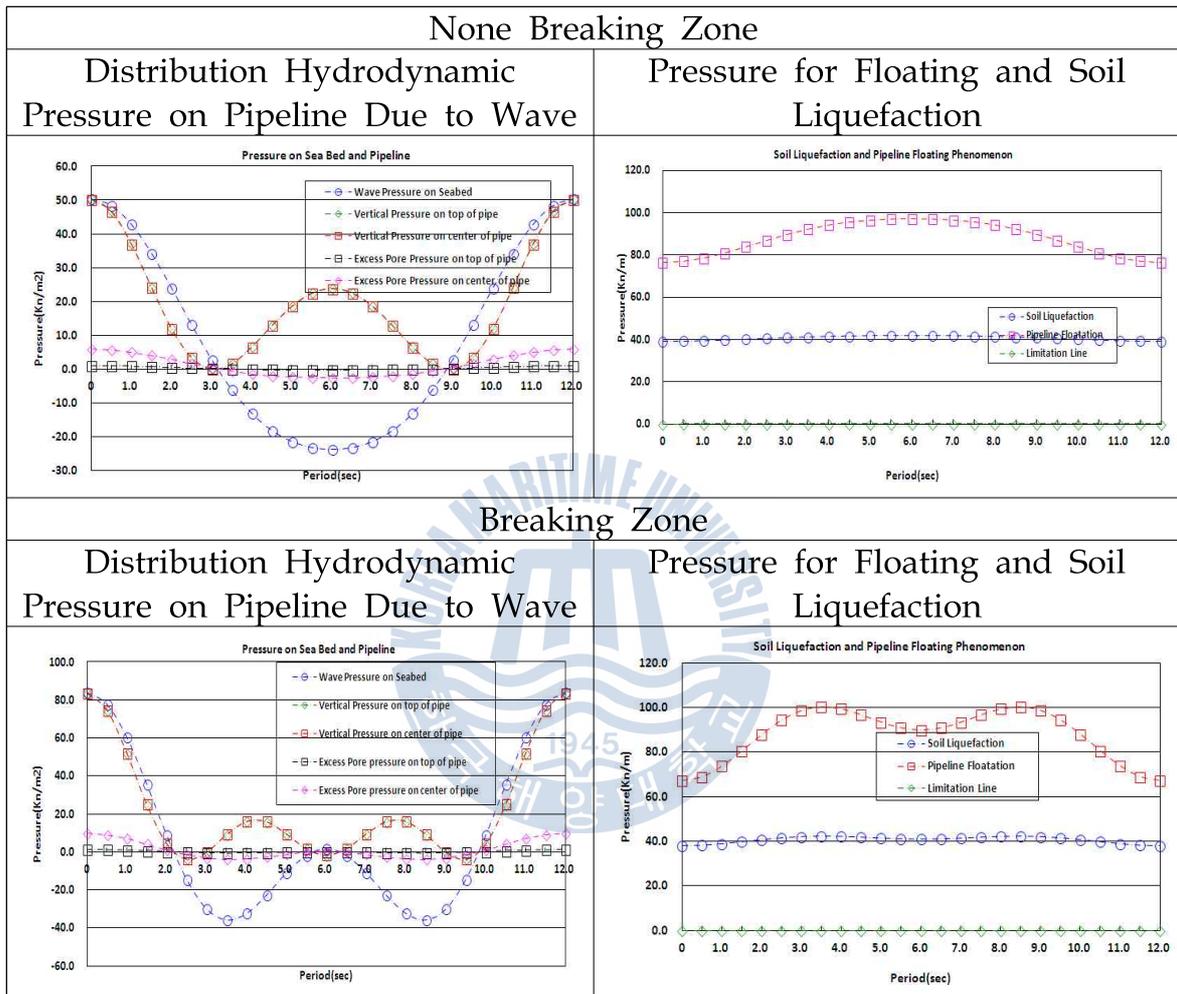


Table 5.10 Theoretical Results of Solitary Wave None Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in 20mm Gravel Layer

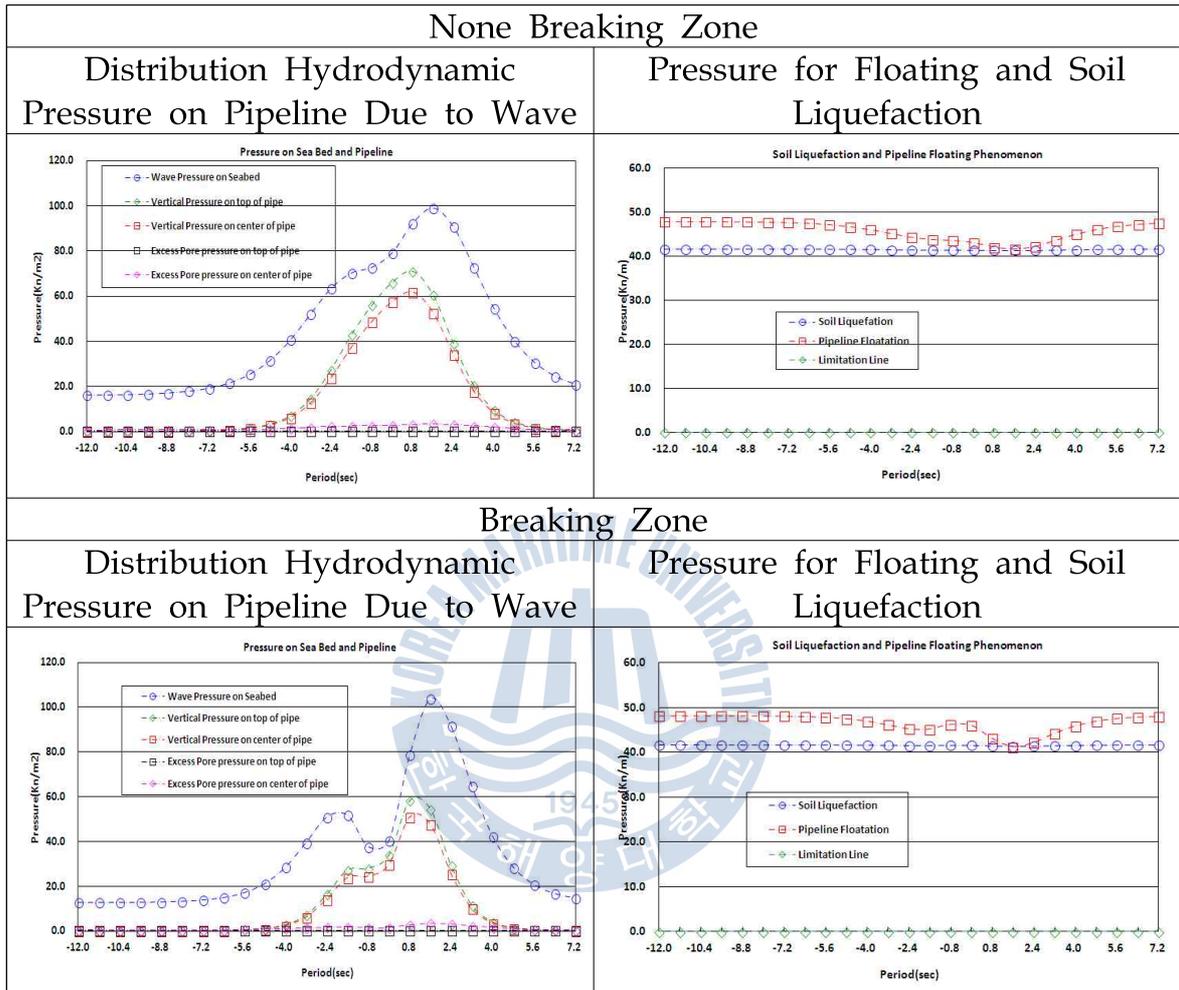


Table 5.11 Theoretical Results of Cnoidal Wave None Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in 20mm Gravel Layer

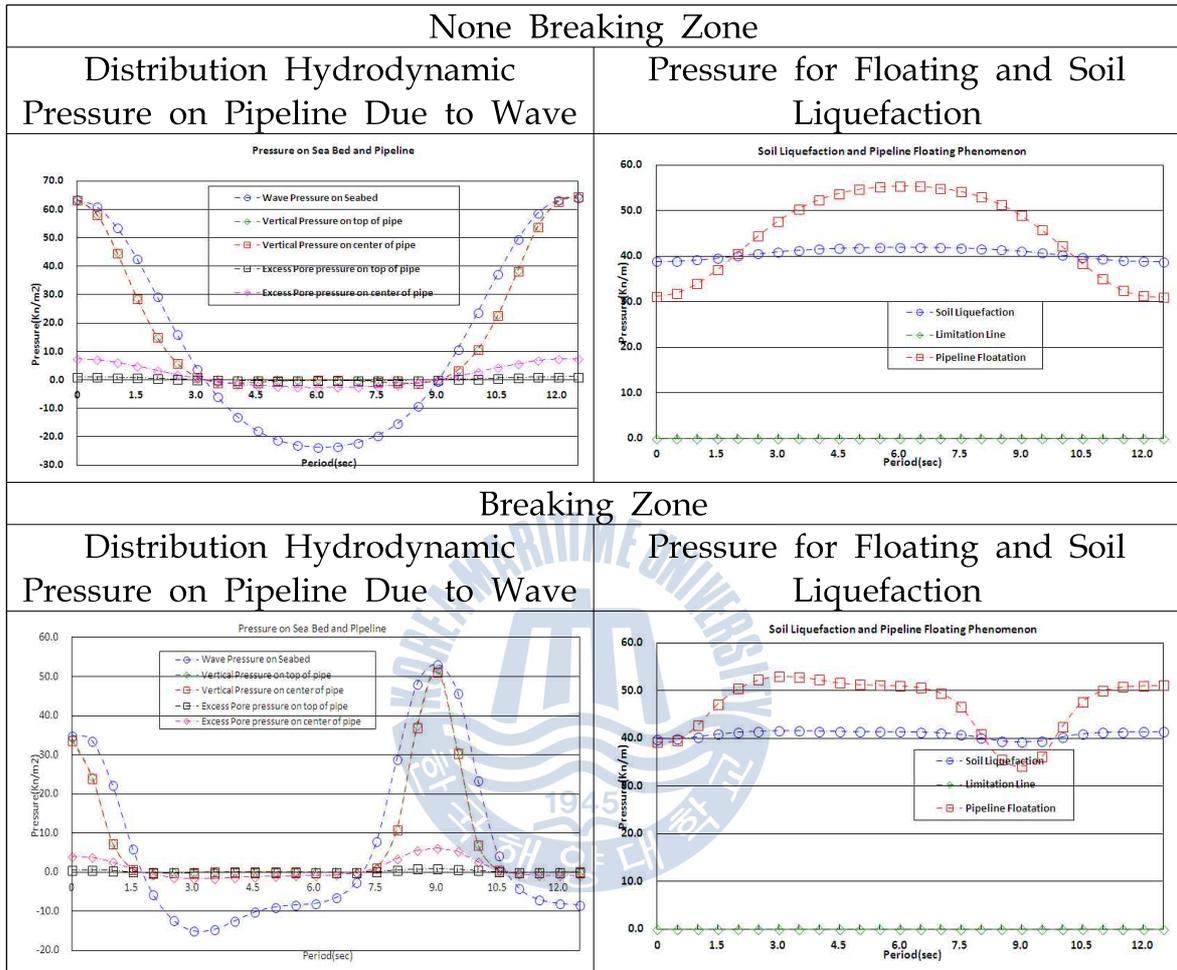
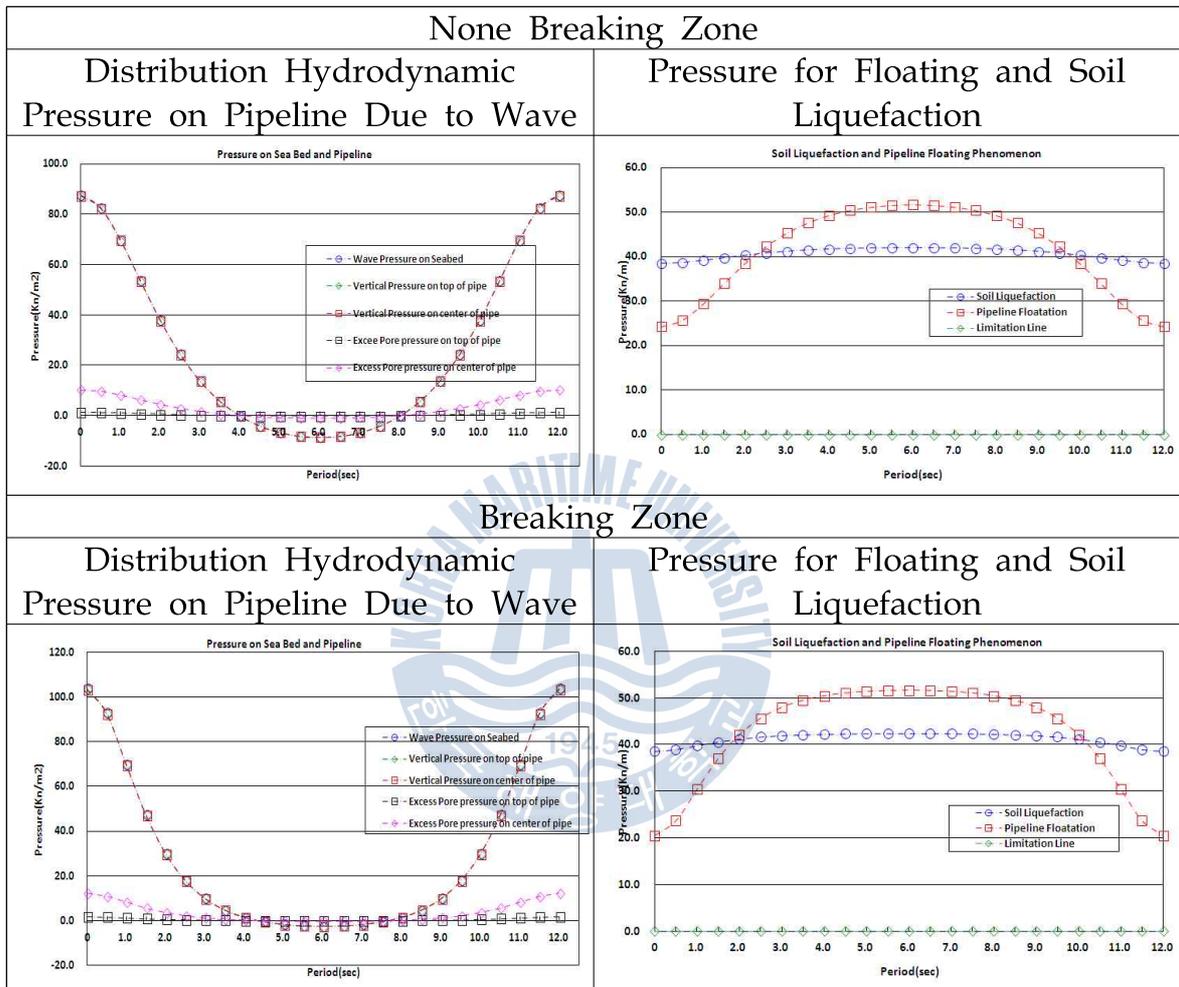


Table 5.12 Theoretical Results of Stream Function Wave None Liquefaction and Floating of Pipeline under the Seabed in 20mm Gravel Layer



위 Table 5.8, Table 5.9, Table 5.10, Table 5.11 및 Table 5.12는 상기에 서 언급한 5가지 파형에 대하여 검토 하였으나 20mm이상의 사석을 해저 배관 매설구간에 있어 포설할 경우 투수계수가 매우 크고, 압축계수가 매우 작으므로 과잉간극수압이 발생하지 않아 해저지반에 있어 액상화 및 부양현상이 발생하지 않는다는 것을 확인 할 수 있었다.

여기서 압력 그래프가 음수(-)인 경우 액상화 및 해저배관의 부양현상이 발생하는 것을 기준으로 나타내었다.

5.2 해저 사면의 안정성에 대한 이론적 해석

본 절에서는 해저배관을 매설 후, 상부 지반의 사면 안정성 여부에 대한 상기 3장 및 4장에서 언급된 연구 이론을 바탕으로 이론적 해석을 수행하여 그 결과를 수록하였다.

수조실험을 위하여 본 절에서 여러 가지 경우의 해석을 수행하여 검토하여야 하나 일반적인 수심에서의 파고와 주기를 이용하여 비쇄파구간에 대하여 아래 Table 5.13과 같은 조건으로 간략 해석을 수행하였다.

Table 5.13 Seabed Soil and Environmental Parameter for Seabed Slope Stability Analysis

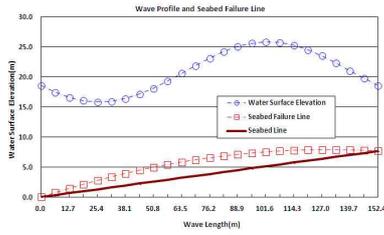
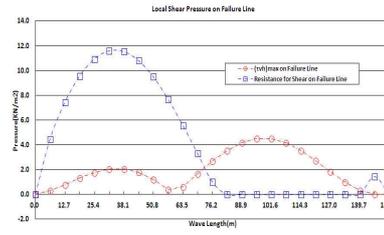
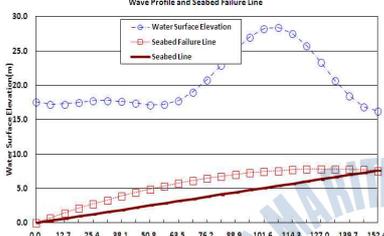
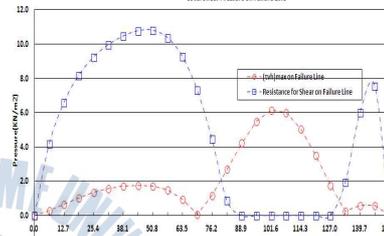
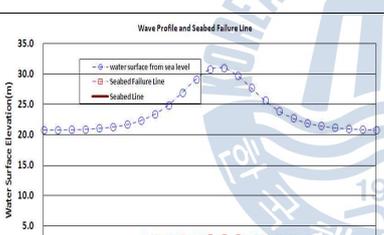
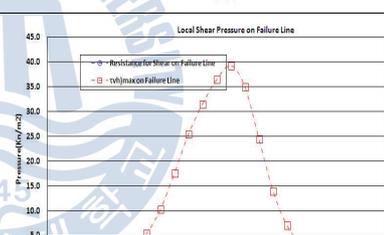
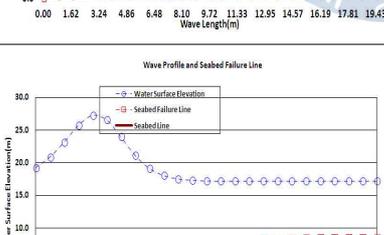
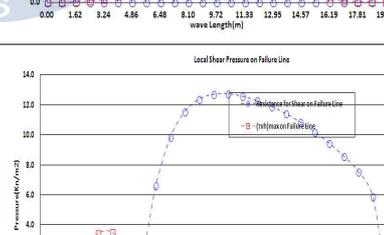
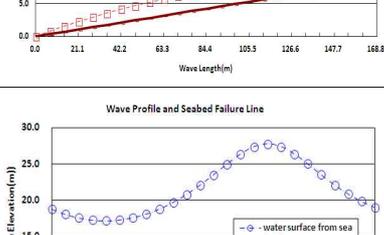
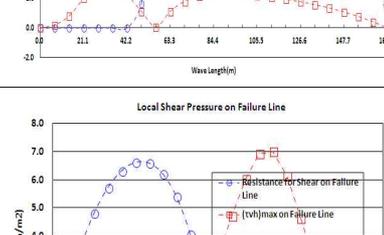
Water Depth	Wave Height	Period	Basis of Failure Line Envelope	Backfill Material
20m	10m	12s	Max, Failure Depth (Buried Depth+OD = 2.7m)	Sand, N=6

5.2.1 해저지반 사면 파괴포락선 발생 시 이론적 해석

본 절에서 해저지반 사면의 매립 재를 일반 사질토의 N=6을 적용하여 사면 파괴 발생에 대하여 이론적 해석 결과를 Table 5.14와 같이 결과를 수록하였다.

여기서 해저면의 경사 β_f 는 1 : 20으로 가정하고 이로 인한 해수면 상승효과의 Wave Set-up인 η_{SWZ} 을 고려하여 검토하였다.

Table 5.14 Theoretical Results of Seabed Slope Failure under the Seabed in Fine Sand Layer due to Wave

Wave	Wave Profile and Failure Line	Each Slice Failure	Safety Factor
Airy Wave			$1.47 \leq 1.5$ (N.G.)
Stock' 2nd Wave			$1.65 \geq 1.5$ (OK.)
Solitary Wave			$0 \leq 1.5$ (N.G.)
Cnoidal Wave			$2.40 \geq 1.5$ (OK.)
Stream Function Wave			$0.87 \leq 1.5$ (N.G.)

상기 Table 5.14의 결과에 의하면, 각 절편에 대한 파괴는 발생하였으나 전체적인 사면에 대하여는 Stock's 과 및 Cnoidal 과를 제외하면 전체적 사면 안정성에 문제가 있는 것으로 판단되어 진다.

비록 Stock's과 및 Cnoidal과도 전체적인 사면 안정성은 허용안전율 1.5를 확보하고 있으나 지반의 유효응력이 음수(-)로서 안정성에 일부 구간에 있어 문제를 야기 시키고 있다.

그러나 해석의 조건상 각 절편에 대하여도 그 안전율이 1.0이상 또는 유효응력이 양수(+)를 확보되어야 해저사면의 안정성을 유지할 수 있는데, 이는 전체 사면에서는 Stock's과 및 Cnoidal과에 있어 그 안전성을 확보하나 각 절편에 대하여 안정성을 확보하지 못하므로 별도 대책을 강구하여야 한다.

5.2.2 해저지반 사면 파괴 방지 대책에 대한 이론적 해석

본 절에서 해저지반 사면의 매립 재를 일반 사석의 $N=25$ 를 적용하여 사면 파괴 발생 시 이에 대한 방지 대책에 대하여 이론적 해석 결과를 Table 5.15와 같이 결과를 수록하였다.

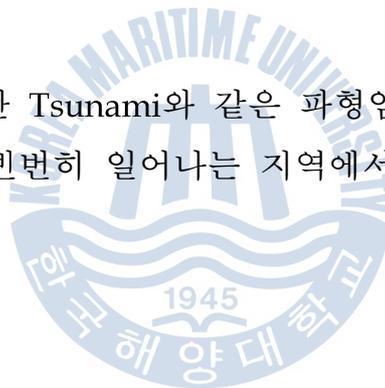
Table 5.15 Theoretical Results of None Failure for Seabed Slope under the Seabed in 20mm Gravel Layer due to Wave

Wave	Wave Profile and Failure Line	Each Slice Failure	Safety Factor
Airy Wave			$2.65 \geq 1.5$ (OK.)
Stock' 2nd Wave			$2.54 \geq 1.5$ (OK.)
Solitary Wave			$0.64 \leq 1.5$ (N.G.)
Cnoidal Wave			$3.36 \geq 1.5$ (OK.)
Stream Function Wave			$2.35 \geq 1.5$ (OK.)

상기의 해저사면 안정화 대책을 강구한 결과에 의하면, Solitary Wave 파형을 제외하고는 전체적인 사면안정성에는 문제가 없는 것으로 판단되며, Stream Function파에서는 일부 절편에 대하여 안정성이 확보되지 않으나 유효응력이 양수(+) 값이 나오므로 해저지반의 사면 안정성에는 문제가 없는 것으로 판단된다.

그러나 Solitary Wave 파형인 경우 비록 20mm의 사석으로 보호공을 하더라도 파고 10m의 높이가 수심 20m에 비하여 매우 큼으로 지반의 유효응력은 양수(+)값으로 나왔으나 각 절편의 안정성 및 전체적인 안정성에 문제가 있음으로 콘크리트 매트리스(Concrete Mattresses)나 충분한 크기의 사석(100mm~200mm)으로 별도 보호공을 시공하여야 한다.

특히 이는 지진에 의한 Tsunami와 같은 파형임으로 고려 대상이 될 수 없으나 해저에 지진이 빈번히 일어나는 지역에서는 별도 고려 대상이 될 수 있다.



6. 실험적 고찰

본 장에서는 상기 5장에서 언급한 이론에 대하여 그 타당성과 근거에 대하여 증명하고자 6.1절과 같이 실제 2차원수조에서 모형 해저배관을 매설 후 여러 가지 파고, 주기 및 수심에 대하여 아래 6.2절 및 6.3절과 같이 실증을 하였다.

6.1 2차원수조 및 실험환경조건

모형실험을 하기 위하여 수조의 크기는 아래의 Table 6.1에 상세히 나타내었다.

Table 6.1 Dimension of 2-Dimensional Wave Basin

No.	Description	Size	Remarks
1	Length(m)	25	Test Basin
2	Width(m)	1	Test Basin
3	Height(m)	1	Test Basin
4	Wave Maker	H : 0~20cm	Wave Height
		Tp : 0.5~2.0sec	Wave Period

그리고 2차원수조 모형실험을 위한 해저배관 및 지반의 특성 조건은 다음과 같이 Table 6.2로 나타내었다.

Table 6.2 Test Parameters for Pipeline Characteristics for Test of 2-Dimensional Wave Basin

No	Description	Case-S1	Case-S2
1	PVC Pipe OD(m)	0.042	
2	PVC Pipe Wall Thickness(mm)	1.8	
3	Unit Weight of PVC Pipe(kg/cm)	0.00359	
4	Buried Depth(m)	0.03	
5	Seabed Soil Parameter	Case-S1	Case-S2
	Grain Size of Soil(mm)	0.012	0.028
	SPT, N	3	4
	Constrained Modulus (kN/m ²)	1226	1226
	Permeability(m/sec)	1.202x10 ⁻⁶	1.528x10 ⁻⁶
	Porosity, n	0.38	
	Soil Specific Gravity, G _s	2.65	
6	Seabed Slope, β _f	0.05	

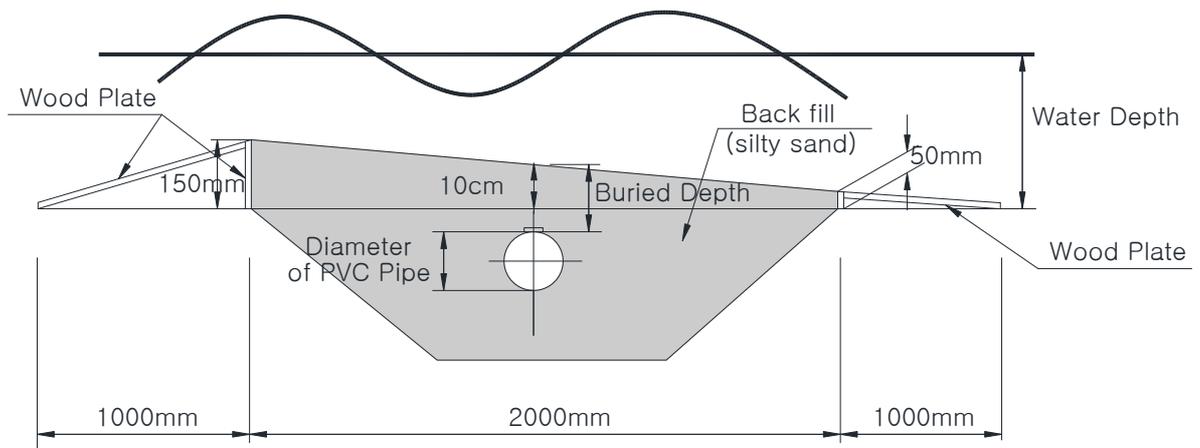
또한 해양 파를 구현하기 위하여 2차원수조에서 다음 Table 6.3과 같이 외부 환경조건을 설정하여 실험을 하였다.

Table 6.3 Data of Wave and Grain Size for Test of 2-Dimensional Wave Basin

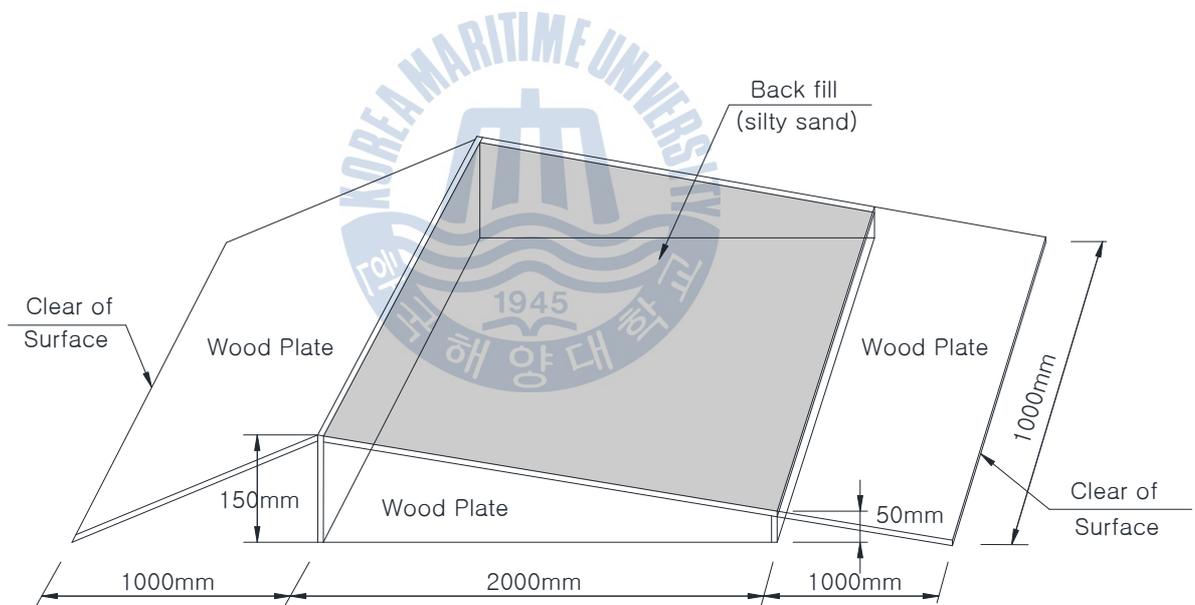
Water Depth, d(m)	Wave Period (sec)	1	1.4	1.5	1.8	2.0	Grain Size	Seabed Slope, β _f
0.3	Wave Height (cm)	10	10	10	10	10	0.012mm	0.05
0.5		10	10	-	10	13		
0.7		-	10	22	-	18		
0.3		-	-	-	-	10	0.028mm	
0.5		-	-	-	-	13		
0.7		-	-	-	-	18		

아래 Figure 6.1에서는 해양파가 작용하는 해저지반에 대한 실제 상황을 구현하기 위하여 해저지반의 경사가 있는 경우에 대하여 실험을 하기 위한 모형 형상이다.





a) Incase of Seabed Slope, $\beta_f=0.05$



b) Device of maintain the Seabed Slope, $\beta_f=0.05$

Figure 6.1 Device of maintain the Seabed Slope for 2-Dimensional Wave Basin

아래의 Figure 6.2는 모형실험을 위한 2차원수조 와 Figure 6.3은 지중 간극수압을 측정하기 위한 간극수압계이다.

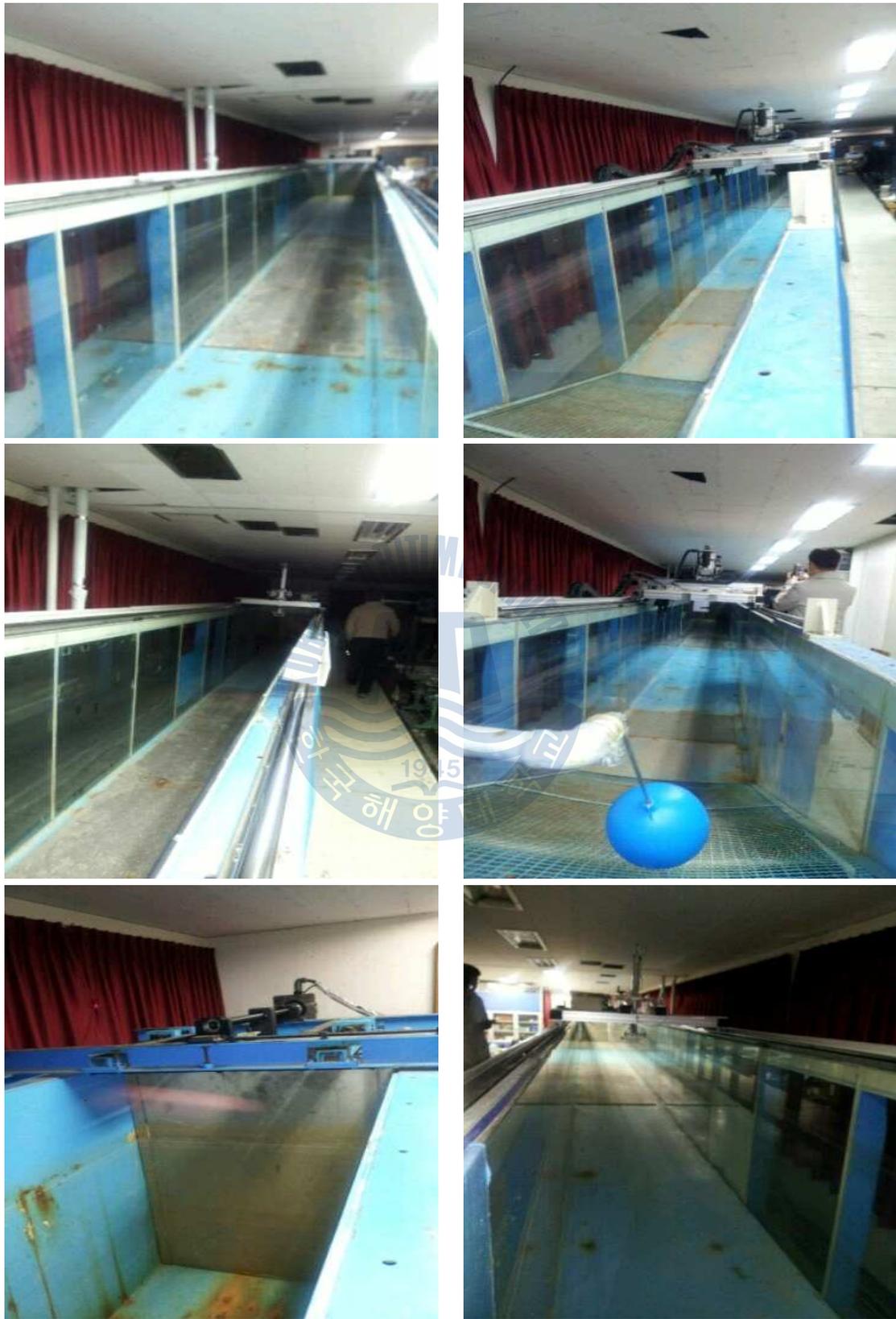


Figure 6.2 2-Dimensional Wave Basin



Figure 6.3 Excess pore pressure Gage for Test of 2-Dimensional Wave Basin

6.2 해저배관의 액상화에 대한 이론적 해석과 실험적 분석비교

본 절에서는 해저배관을 매설 후, 상부 지반의 액상화 및 해저배관의 부양 여부에 대한 연구 이론을 실증하기 위하여 그 결과를 6.2.1절에서 6.2.2절에 각각 모래 입경인 0.012mm 및 0.028mm에 대하여 Table 6.2의 모형실험 및 Table 6.3의 수조 실험 외부 환경 자료 조건에 따라 2차원 모형실험과 액상화에 대한 이론적 해석에 대하여 상호 비교 및 검토 결과를 나타내었다.

6.2.1 Case S1에 대한 이론 및 실험적 분석비교

본 Case S1실험에서는 모래의 입경이 0.012mm에 대하여 이론적 해석과 2차원수조 실험에 대한 과잉간극수압에 대한 비교 검토를 수행하였으며, 지반의 투수계수를 1.202×10^{-6} (m/sec)로 하였으며, SPT의 N값을 4로

하여 수행 하였고, 해저지반 경사인 $\beta_f = 0.05$ 하여 실험결과를 아래 Table 로 정리를 하였으며, Table 6.4.1에서 Table 6.8.3은 수심 $d=0.3\text{m}$ 및 파고 $H=10\text{cm}$ 로 고정한 다음 주기를 각각 1sec, 1.4sec, 1.5sec, 1.8sec, 2sec에 대하여 2차원수조 실험결과를 나타내었다.

Table 6.9.1에서 Table 6.12.3은 수심 $d=0.5\text{m}$ 및 파고 $H=10\text{cm}$ 로 고정한 다음 주기를 각각 1sec, 1.4sec, 1.8sec 그리고 파고 $H=13\text{cm}$ 일 경우, 주기를 2sec로 하였을 때에 대하여 2차원수조 실험결과를 각각 나타내었다.

그리고 Table 6.13.1에서 Table 6.15.3은 수심 $d=0.7\text{m}$ 로 고정하고 파고 $H=10\text{cm}$, 주기를 1.4sec, 또한 파고 $H=22\text{cm}$ 일 경우, 주기를 1.5sec 및 파고 $H=18\text{cm}$ 일 경우, 주기를 2sec로 하였을 때 2차원수조 실험결과 및 실험사진을 각각 나타내었다.



Table 6.4.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 8% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.4.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 11% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.4.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain
 Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	d_{50} (mm)	Seabed Slope, β_f
0.3	10	1	0.03	0.012	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 0.5cm x 0.5cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance : 2cm x 1cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance : 2cm x 1cm)				

Table 6.5.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}$ ($d=0.3\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.4	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 15% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.5.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}$ ($d=0.3\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.4	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 9% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.5.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain
 Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta_f=0.05)$

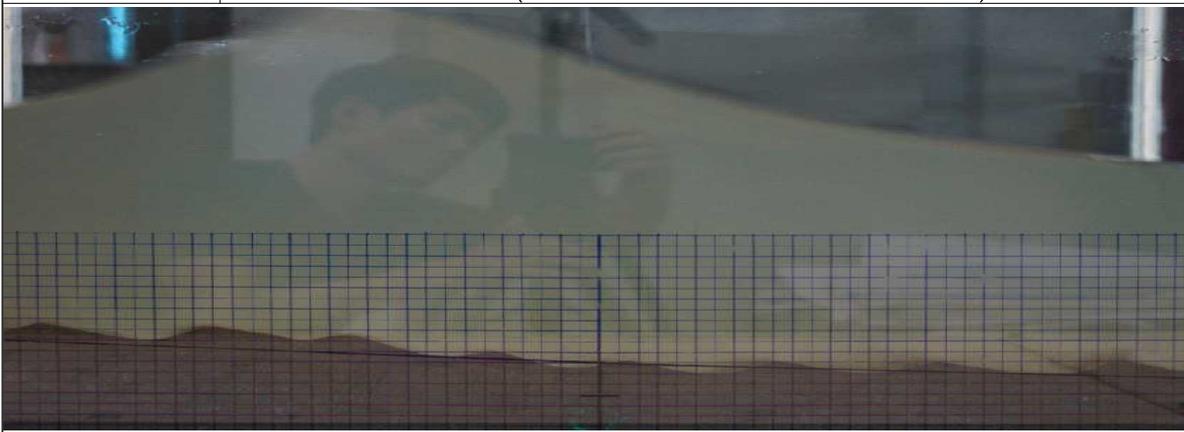
Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	d_{50} (mm)	Seabed Slope, β_f
0.3	10	1.4	0.03	0.012	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 0.5cm x 0.5cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :2cm x 1cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :2cm x 1cm)				

Table 6.6.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.5	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 5% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.6.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.5	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 5% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.6.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain
 Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta_f=0.05)$

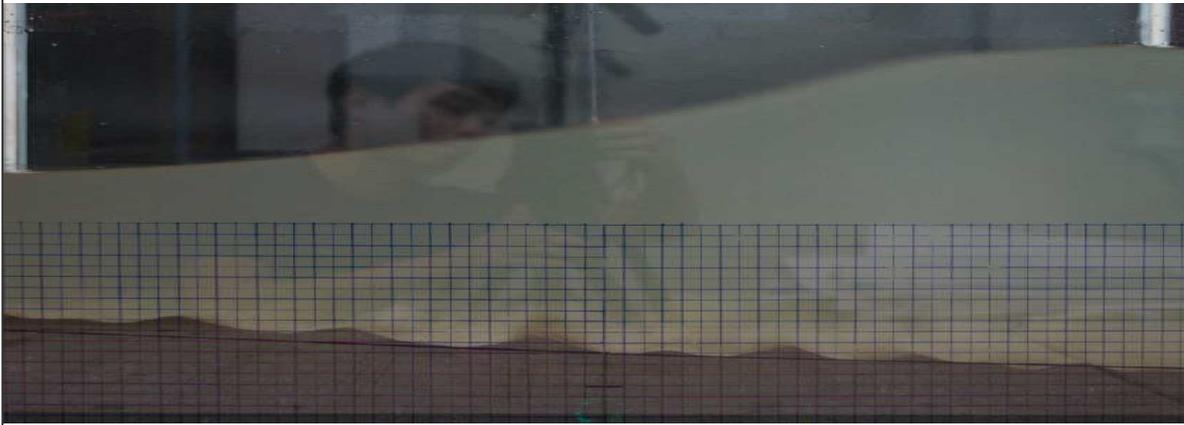
Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.3	10	1.5	0.03	0.012	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 0.5cm x 0.5cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :3cm x 1cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :3cm x 1cm)				

Table 6.7.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.8	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 10% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.7.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.8	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 11% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.7.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain
 Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta_f=0.05)$

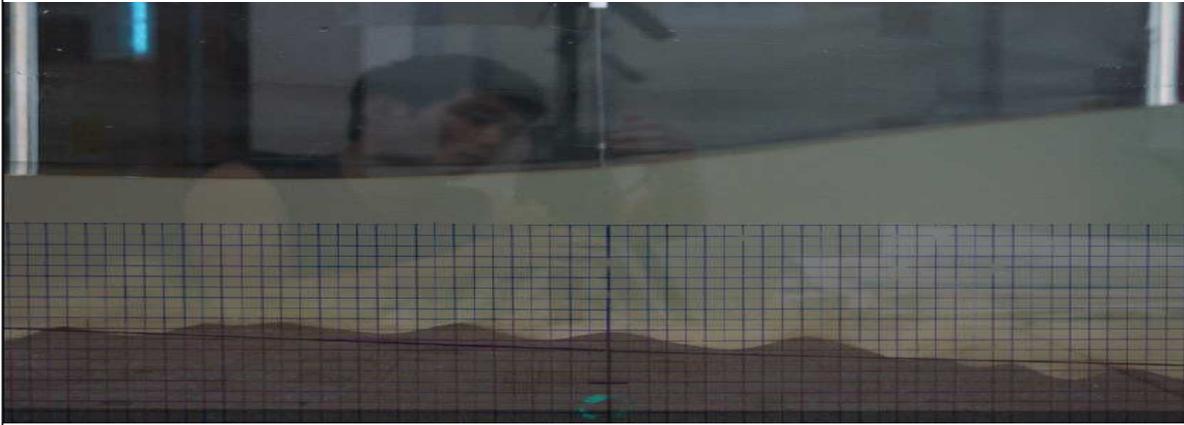
Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	d_{50} (mm)	Seabed Slope, β_f
0.3	10	1.8	0.03	0.012	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 1cm x 0.5cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :4cm x 1.5cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :6cm x 2cm)				

Table 6.8.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 9% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.8.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 3% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.8.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed
Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.3	10	2	0.03	0.012	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially)) : 1cm x 0.2cm				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :5cm x 2cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :36cm x 4cm)				

Table 6.9.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.5	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 3% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.9.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.5	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 7% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.9.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed
Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.5	10	1	0.03	0.012	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 2cm x 0.2cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :2cm x 0.2cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :2cm x 1cm)				

Table 6.10.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.5	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.4	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 8% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.10.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}$ ($d=0.5\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.5	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.4	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 5% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.10.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed
 Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.5	10	1.4	0.03	0.012	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 2cm x 0.5cm)				
					
Time Phase	300sec(Partially Soil Disturbance :1cm x 1cm)				
					
Time Phase	1200sec(Partially Soil Disturbance :5cm x 1.2cm)				

Table 6.11.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.5	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.8	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 13% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.11.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}$ ($d=0.5\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.5	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.8	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 3% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.11.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed Grain
 Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=1.8\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.5	10	1.8	0.03	0.012	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 2cm x 0.3cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :5cm x 1.2cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :5cm x 1.2cm)				

Table 6.12.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.5	
Wave Height(cm)	13	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 15% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.12.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}$ ($d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.5	
Wave Height(cm)	13	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 7% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.12.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed
Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.5	13	2	0.03	0.012	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : :2cm x 0.3cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :6cm x 1cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :16cm x 1cm)				

Table 6.13.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.7	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.4	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 13% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.13.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}$ ($d=0.7\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.7	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	1.4	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 3% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.13.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed
 Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=1.4\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.7	10	1.4	0.03	0.012	0.05
Time Phase		50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 3cm x 0.2cm)			
Time Phase		300sec(Partially Soil Disturbance :2cm x 0.3cm)			
Time Phase		1200sec(Partially Soil Disturbance :3cm x 0.3cm)			

Table 6.14.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.7	
Wave Height(cm)	22	
Period(sec)	1.5	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 10% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.14.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}$ ($d=0.7\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.7	
Wave Height(cm)	22	
Period(sec)	1.5	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 11% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.14.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed
 Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=1.5\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.7	22	1.5	0.03	0.012	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 3cm x 1cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :7cm x 1.5cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :6cm x 1.5cm)				

Table 6.15.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.7	
Wave Height(cm)	18	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 6% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.15.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.012\text{mm}$ ($d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.7	
Wave Height(cm)	18	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.012	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 5% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.15.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed
Grain Size of $d_{50}=0.012\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.7	18	2	0.03	0.012	0.05
Time Phase		50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 2cm x 0.3cm)			
Time Phase		300sec(Soil Disturbance :13cm x 1cm)			
Time Phase		1200sec(Soil Disturbance :7cm x 1.5cm)			

상기의 실험결과인 Table 6.4.1에서 Table 6.15.3에서 알 수 있듯이 지반 내의 과잉간극수압에 대한 이론적 해석과 2차원수조의 실험결과가 약 10%이내인 것으로 나타났으며, 파형에 대하여는 전체적인 형상은 잘 일치 하는 것으로 판단되며, 그 오차 범위는 약 10%내외인 것으로 나타났다.

이러한 오차는 계측기 장비 설치 위치가 해저지면에서부터 지하 3cm에 위치하고, 실험모델 지반의 교란, 굴곡 현상 및 파랑의 중복파에 의한 지반의 다짐과 느슨함의 반복주기에 대하여 정확히 규명이 되지 않은 영향 일 것으로 판단된다.

차후 본 연구를 바탕으로 이러한 시간에 따른 다짐 및 느슨함의 영향에 대하여 지반의 투수계수나 압밀계수를 변동유체압력에 대한 함수로 사용하면 이를 충분히 극복할 수 있을 것으로 본다.

6.2.2 Case S2에 대한 이론 및 실험적 분석비교

본 절에서는 모래의 입경이 0.028mm에 대하여 이론적 해석과 2차원수조 실험에 대한 과잉간극수압에 대한 비교 검토를 수행하였으며, 해저지반 경사인 $\beta_f = 0.05$ 하여 실험결과를 아래 Table로 나타내었고, Table 6.16.1에서 Table 6.16.3은 수심 $d=0.3\text{m}$ 일 경우, 파고 $H=10\text{cm}$, 주기를 2sec로 하였을 때의 2차원수조 실험결과를 나타내었다.

그리고 Table 6.17.1에서 Table 6.17.3은 수심 $d=0.5\text{m}$, 파고 $H=13\text{cm}$, 주기를 2sec로 하였을 때의 2차원수조 실험결과를 나타낸 것이며, Table 6.18.1에서 Table 6.18.3은 수심 $d=0.7\text{m}$ 일 경우 파고 $H=18\text{cm}$, 주기를 2sec로 하였을 때의 2차원수조 실험결과 및 실험사진을 나타내었다.

Table 6.16.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm}(d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.028	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 6% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.16.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm}$ ($d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.3	
Wave Height(cm)	10	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.028	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 3% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.16.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed
Grain Size of $d_{50}=0.028\text{mm}$ ($d=0.3\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05$)

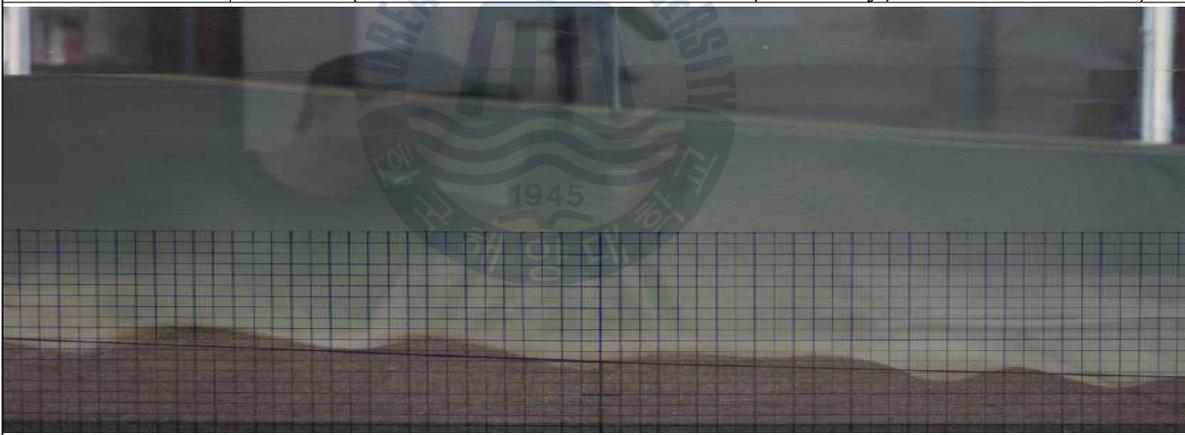
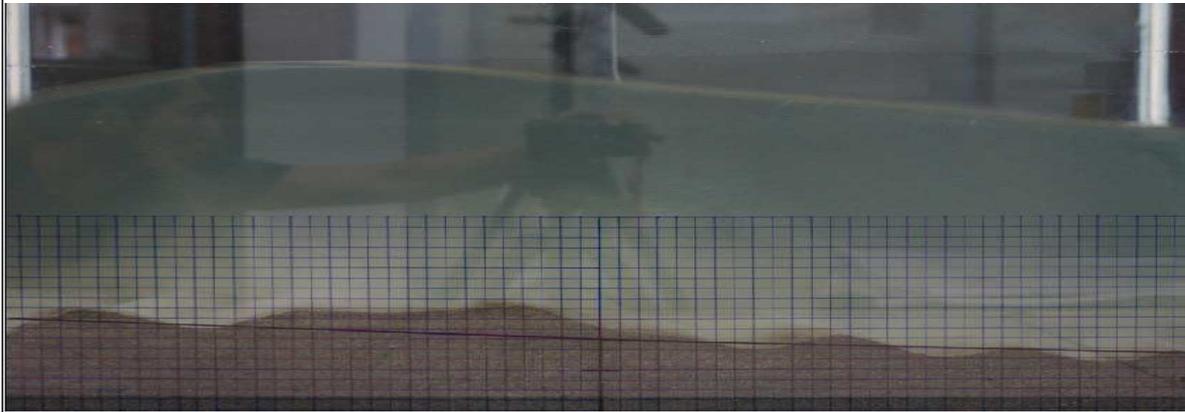
Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	d_{50} (mm)	Seabed Slope, β_f
0.3	10	2	0.03	0.028	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 1cm x 0.2cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :4cm x 1cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :16cm x 2cm)				

Table 6.17.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm}$ ($d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.5	
Wave Height(cm)	13	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.028	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 3% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.17.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm}$ ($d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.5	
Wave Height(cm)	13	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.028	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above result shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 6% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.17.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed
Grain Size of $d_{50}=0.028\text{mm}(d=0.5\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.5	13	2	0.03	0.028	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : :1cm x 0.2cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :7cm x 1.5cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :9cm x 1.5cm)				

Table 6.18.1 Comparison of Excess Pore Pressure between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Condition	Values	Excess Pore Pressure(kN/m^2)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.7	
Wave Height(cm)	18	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.028	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that excess pore water pressure, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 1% as time goes over 50second, which is presumed as effect of disturbance of seabed soil since measuring excess pore pressure gage is installed at 3cm below the seabed only.</p>	

Table 6.18.2 Comparison of Wave Surface Elevation between Theoretical and Test Results for Seabed of $d_{50}=0.028\text{mm}$ ($d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05$)

Condition	Values	Wave Surface Elevation from Seabed(m)
Water Depth, $d(\text{m})$	0.7	
Wave Height(cm)	18	
Period(sec)	2	
Buried Depth(m)	0.03	
$d_{50}(\text{mm})$	0.028	
Seabed Slope (β_f)	0.05	
Conclusion	<p>As per above graph shows, it is verified that the wave surface elevation on the seabed, by theoretical analysis and actual 2-Dimensional wave basin test, has a margin of error of within about 5% as time goes over 50second, which is presumed as effect of expanding reflected wave height and scouring of seabed during test periods.</p>	

Table 6.18.3 Test Picture of 2-dimensional Wave Basin for Seabed
Grain Size of $d_{50}=0.028\text{mm}(d=0.7\text{m}/T=2\text{sec}/\beta_f=0.05)$

Water Depth(m)	Wave Height(cm)	Period(sec)	Buried Depth(m)	$d_{50}(\text{mm})$	Seabed Slope, β_f
0.7	18	2	0.03	0.028	0.05
					
Time Phase	50sec(Start of Soil Disturbance(Partially) : 1cm x 0.5cm)				
					
Time Phase	300sec(Soil Disturbance :6cm x 1.5cm)				
					
Time Phase	1200sec(Soil Disturbance :7cm x 1.7cm)				

상기의 실험결과인 Table 6.16.1에서 Table 6.18.3에서는 모래입경 0.028mm 및 SPT실험의 N값을 4로 하였고, 지반 투수계수를 1.528×10^{-6} (m/sec)에 대하여 실험을 하였다.

그 결과 지반내의 과잉간극수압에 대한 이론적 해석과 2차원수조 모형 실험결과가 약 6%이내인 것으로 나타났으며, 과형에 대하여는 전체적인 형상은 잘 일치 하는 것으로 판단되며, 과량의 높이에 대한 오차 범위는 약 6%내외인 것으로 나타났다.

이러한 오차는 계측기 장비 설치 위치가 지면에서부터 지하 3cm에 위치하고, 실험 모델 지반의 교란 및 시간에 따라 과량에 의하여 지반의 다짐 및 느슨함에 의한 영향일 것으로 판단된다.

6.3 이론적 해석과 2차원수조 실험결과에 대한 평가 결과

본 절에서는 상기 6.1절의 해저배관의 액상화에 대한 이론적 해석과 2차원수조 실험적 분석비교 평가에 대하여 아래와 같이 나타낸다.

1) 2차원수조 실험과 이론적 해석이 6%~10%의 오차 범위 이내임으로 매우 잘 일치하는 것으로 판단되며, 해저배관 설치시 이러한 이론적 접근 방법을 사용하여 그 결과를 평가하고 대책공법을 강구할 수 있다.

2) 해저지반 내에 발생하는 과잉간극수압이 약 10%정도 추가로 발생함

으로 이는 지반이 교란에 따른 압밀영향으로 지반의 투수계수 감소 및 압밀계수 증가로 발생하였다는 것을 파악할 수 있다.

3) 해수면의 파형에 대하여 전체적으로는 약 8%이내로 감소된 것을 보아 지반의 굴곡현상으로 발생한 것으로 나타나며, 해양파가 오는 경우 파고의 높이에 따라 일부 차이는 있으나 지반이 약 5%정도 굴곡이 발생함에 따라 생기는 현상일 것으로 판단된다.

4) 본 2차원수조 실험에서는 점토질 토사에 대하여 별도 수행을 하지 않았으므로 차후 보다 심도 깊게 이를 고려한 분석이 요구된다. 그러나 점토질 토사인 경우 지반의 투수계수가 최소 10^{-9} m/sec이하 이므로 지반 내 과잉간극수압이 크게 발생하나 이를 경우 점착력이 약 12kN/m^2 이므로 이를 고려 시 해저지반이 액상화가 발생하지 않을 수 있다.

5) 그러나 비록 해저지반의 구성이 점토질 토사일지라도 필히 해저배관 설치 시 이를 고려한 지반 액상화, 해저배관 부양현상 및 사면안정성을 검토하여야 한다.

6) 마지막으로 실험과 이론적 차이가 일부 발생한 것은 상기에서 언급되었듯이 시간의 지남에 따라 지반 교란에 따른 압밀영향으로 지반의 투수계수 감소 및 압밀계수 증가로 발생 했으므로, 차후 이러한 영향을 고려한 투수계수 감소, 압밀계수증가에 대하여 고려 할 수 있도록 하여야 한다.

7. 지반 특성에 따른 민감도 분석

본 장에서는 6장의 이론적 해석과 실제 2차원수조 모형실험을 수행한 결과를 검증, 분석하여 해저지반의 액상화, 해저배관의 부양 및 해저 지반의 사면 안정성 등에 관하여 상호 민감도 Parameter를 분석을 하여 차후 이를 이용하고자 할 경우에 보다 주의를 기울여 이러한 Parameter 산정과 선택에 그 중요성을 인지 할 수 있도록 하였다.

7.1 해저배관의 액상화 및 부양현상에 대한 민감도 분석

본 절에서는 해저지반의 액상화 및 부양현상에 대한 민감도 분석을 나타낸 것이며, 일반적인 파고나 주기에 대하여는 민감성이 매우 크나 실제 해상에서 발생하는 파랑자료는 쉽게 산정할 수 있으므로 본 민감도 분석에서는 고려하지 않았다.

다음의 Table 7.1에서는 해저지반의 액상화에 대한 민감도 분석을 위하여 지반 특성을 나타내는 흙의 비중인 G_s , 흙의 건조 단위중량인 γ_d , 표준관입시험인 SPT의 N값, 투수계수인 k 에 대하여 나타내었다.

그리고 민감도 분석을 위하여 먼저 해저지반 내에 발생하는 과잉간극수압에 대한 민감도 분석을 수행하고, 그 후 액상화에 대한 민감도 분석 및

해저배관의 부양현상에 대한 민감도 분석을 수행 하였다.

Table 7.1 Soil Characteristics for Sensitivity Analysis of Liquefaction for Seabed

Gs	1.5	2.6	3	4
γd	1.5ton/m ³	1.7ton/m ³	2.0ton/m ³	2.2ton/m ³
N	1	5	20	35
k	10 ⁻⁷ m/sec	10 ⁻⁴ m/sec	10 ⁻³ m/sec	10 ⁻² m/sec

7.2 각 해저 지반의 특성에 따른 민감도 결과

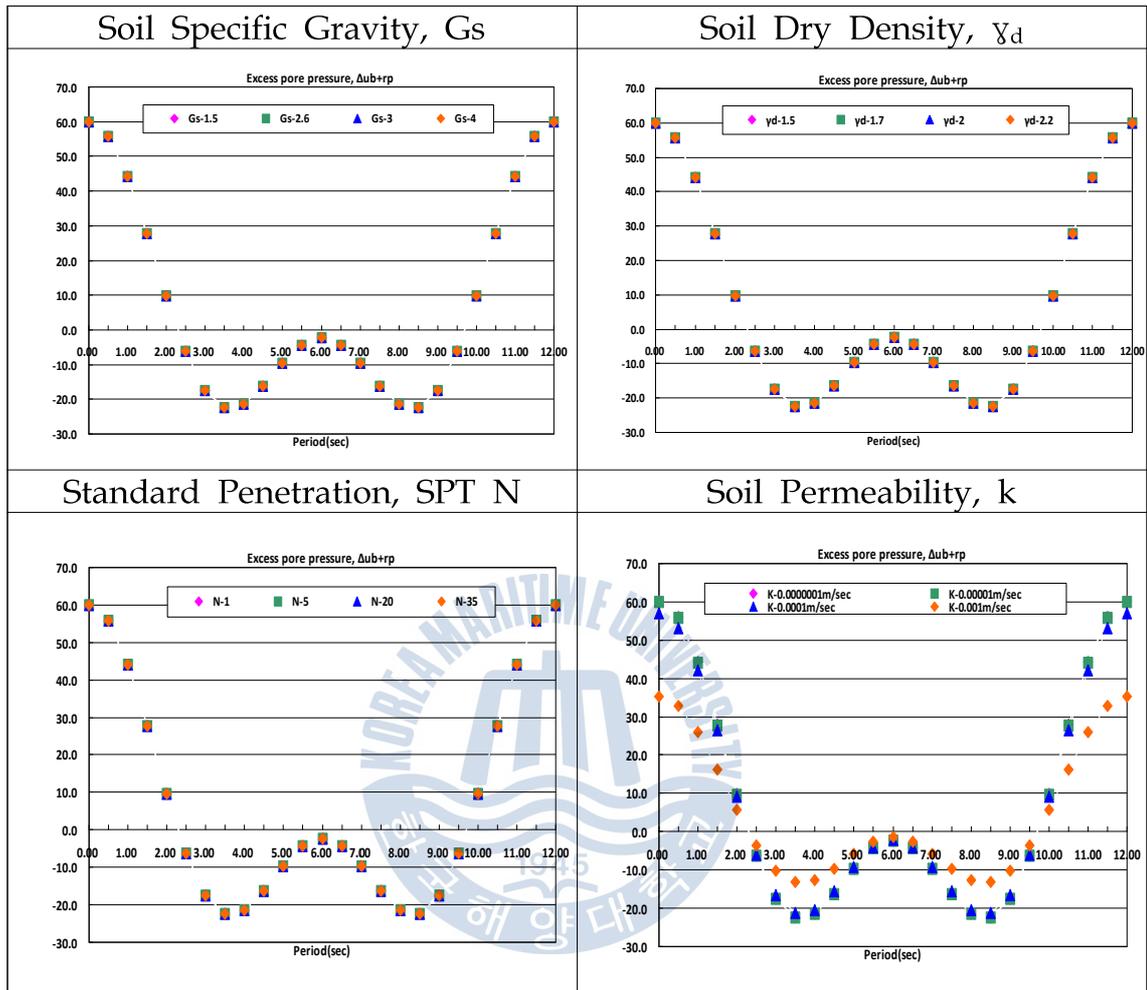
다음은 해저지반에 대한 민감도를 알기위하여 먼저 해저지반에 발생하는 과잉간극수압에 대한 민감도 분석, 지반의 액상화 민감도 해석 및 해저배관에 대한 부양현상에 대한 민감도 분석을 수행하였다.

7.2.1 해저지반의 과잉간극수압에 대한 민감도분석

아래에서 알 수 있듯이 해양 파에 의하여 해저지반에 작용하는 변동 압력에 의하여 해저지반에 해수가 침투하여 그로인한 과잉간극수압이 발생한다.

따라서 아래의 Table 7.2에서는 각 조건에 따라 과잉간극수압에 대한 민감도를 분석하여 보았다.

Table 7.2 Sensitivity of Excess Pore Pressure for Soil Characteristics



상기의 Table 7.2에서 알 수 있듯이 흙의 비중 G_s , 흙의 건조 단위중량 γ_d , 표준관입시험인 SPT N값의 변화에서도 해저지반내의 과잉간극수압은 그 변동이 없으며, 단지 흙의 투수계수 변화에서는 해저지반내의 과잉간극수압의 변동이 발생하였다.

그러나 투수계수도 일반적인 실트층 및 사질토에서는 그 크기가 5% 내외의 민감성을 보이고 있고, 사질토에서 사석으로 변할 경우 그 민감도는 약 50%~70%까지 발생함을 알 수 있다.

그러므로 해저지반 굴착 후 되 메우기 시 그 재료의 성질에 따라 큰 차이가 보임으로 그 재료의 성분이 모래질의 토사 또는 사석으로 할 것인가에 대한 선정이 중요한 것으로 판단된다.

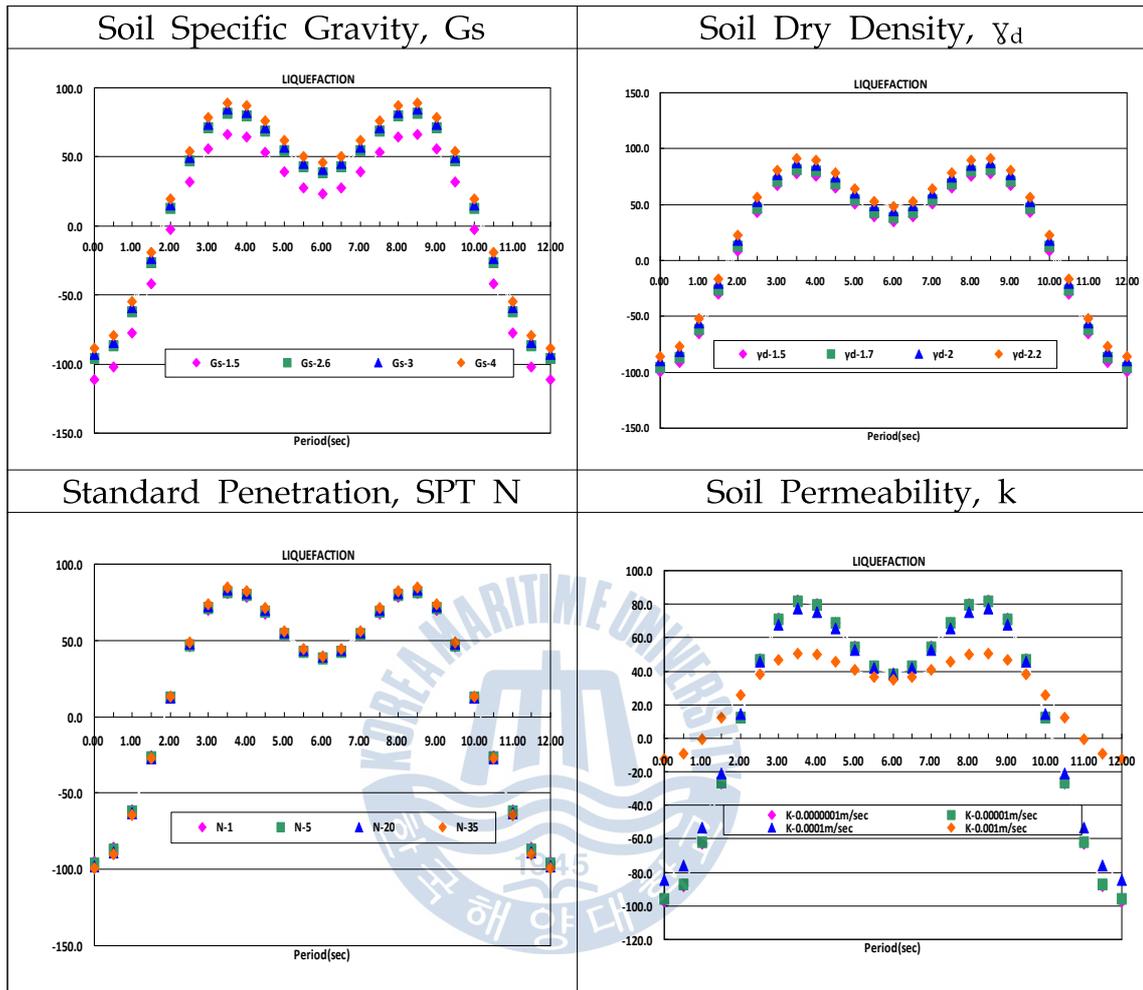
7.2.2 해저지반의 액상화에 대한 민감도분석

아래에서는 해양 파에 의하여 해저지반에 작용하는 변동 압력에 의하여 해저지반이 액상화 발생에 대한 민감도에 대하여 분석 및 검토하였다.

아래의 Table 7.3에서는 각 조건에 따라 해저지반의 액상화에 대한 민감도를 분석하여 보았다.



Table 7.3 Sensitivity of Liquefaction for Soil Characteristics



위 Table 7.3 에서 알 수 있듯이 흙의 비중 G_s 의 크기에 따라 3%~16% 까지 액상화의 민감도를 보여주고 있고, 흙의 건조 단위중량 γ_d 에 의한 민감도는 4%~7%, 표준관입시험인 SPT N값의 변화에서도 민감도가 1%~2%를 나타내고 있으며, 특히 해저지반의 투수계수인 경우 액상화 민감도가 사질토인 경우 1%~14%정도를 보여주고 있으나 사석인 경우 500%이상의 민감도가 크게 발생함을 알 수 있다.

대체적으로 흙의 종류가 실트층 및 사질토인 경우 각각의 특성에 대하여 2~17%의 액상화 민감도를 보여 주고 있으나 사석인 경우 액상화의 민감도가 매우 큼으로 액상화 발생지역의 대책 안으로 사석을 포설하는 것이 매우 경제적인 공법이라 판단된다.

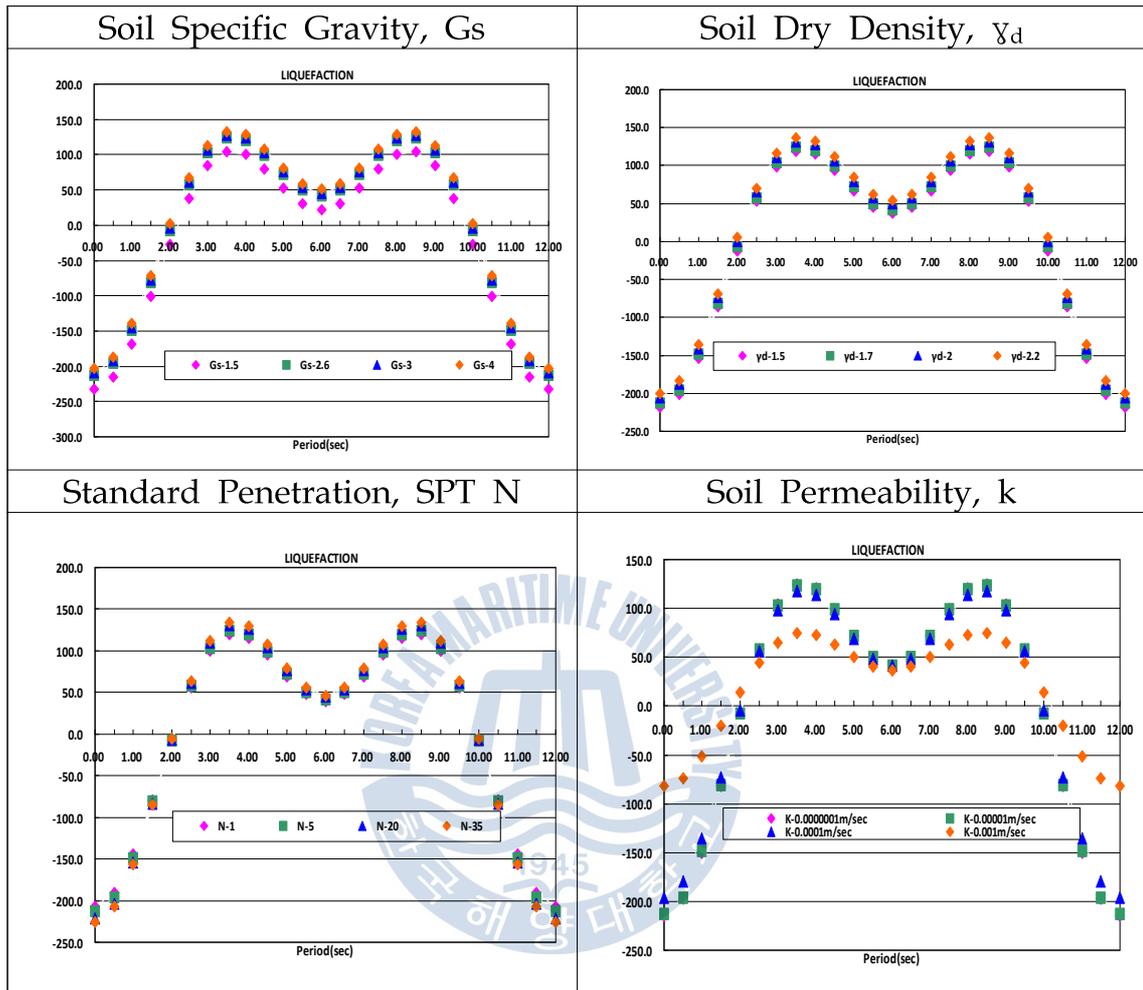
7.2.4 해저배관의 부양현상에 대한 민감도분석

다음은 해양과에 의하여 해저지반에 작용하는 변동 압력에 의하여 해저지반에 매설되어 있는 해저배관의 부양현상 발생에 대한 민감도를 분석 및 검토하였다.

아래의 Table 7.4에서는 각 조건에 따라 해저배관의 부양현상에 대한 민감도를 분석하여 보았다.



Table 7.4 Sensitivity of Floating for Soil Characteristics



위 Table 7.4 에서 알 수 있듯이 흙의 비중 G_s 의 크기에 따라 2%~9% 까지 해저배관 부양현상의 민감도를 보여주고 있고, 흙의 건조 단위중량 γ_d 에 의한 민감도는 2%~4%, 표준관입시험인 SPT N값의 변화에서도 민감도가 2%~4%를 나타내고 있으며, 특히 해저지반의 투수계수인 경우 해저배관 부양현상의 민감도는 사질토인 경우 1%~9%정도를 보여주고 있으나 사석인 경우 140%이상의 민감도가 크게 발생함을 알 수 있다.

대체적으로 흙의 종류가 실트 층 및 사질토인 경우 각각의 특성에 대하여 1~9%의 해저배관 부양현상 민감도를 보여 주고 있으나 사석인 경우 해저배관 부양현상의 민감도가 매우 큼으로 해저배관 부양현상 발생지역에 사석을 포설하여 매립하는 것이 매우 경제적인 공법이라 판단된다.

7.3 해저지반 깊이에 따른 지반 액상화에 대한 분석

일반적으로 해양파에 의한 지반의 액상화는 하중 작용점이 지진처럼 지반 내부 깊은 곳에서 발생하는 것이 아니고 해저면 바닥에 작용하는 변동 하중임으로 해저 지표면에서 일정 구간에 대하여 액상화가 발생한다.

7.3.1 해저지반의 투수계수에 따른 액상화 깊이 비교 분석

다음은 해저 지반종류에 따른 투수계수에 의하여 간극수압 변동으로 발생하는 액상화 깊이 비교 분석을 Table 7.5에 의하여 각 지층의 투수계수 특성에 따른 액상화 깊이를 산정하였다.

Table 7.5 Soil Permeability k(m/sec)

Case No.	k(m/sec)	N
1	1.30E-02	40
2	1.00E-02	35
3	8.90E-03	30
4	9.70E-03	30
5	7.50E-03	30
6	5.90E-03	25
7	3.00E-03	20
8	1.00E-03	15
9	1.00E-04	15
10	1.00E-05	10
11	1.00E-06	10
12	1.00E-07	3
13	1.00E-08	3
14	1.00E-09	2

상기 14가지 지반특성을 고려하여 지반 깊이에 따른 액상화 정도를 검토하여 아래 Figure 7.1과 같이 나타내었다.

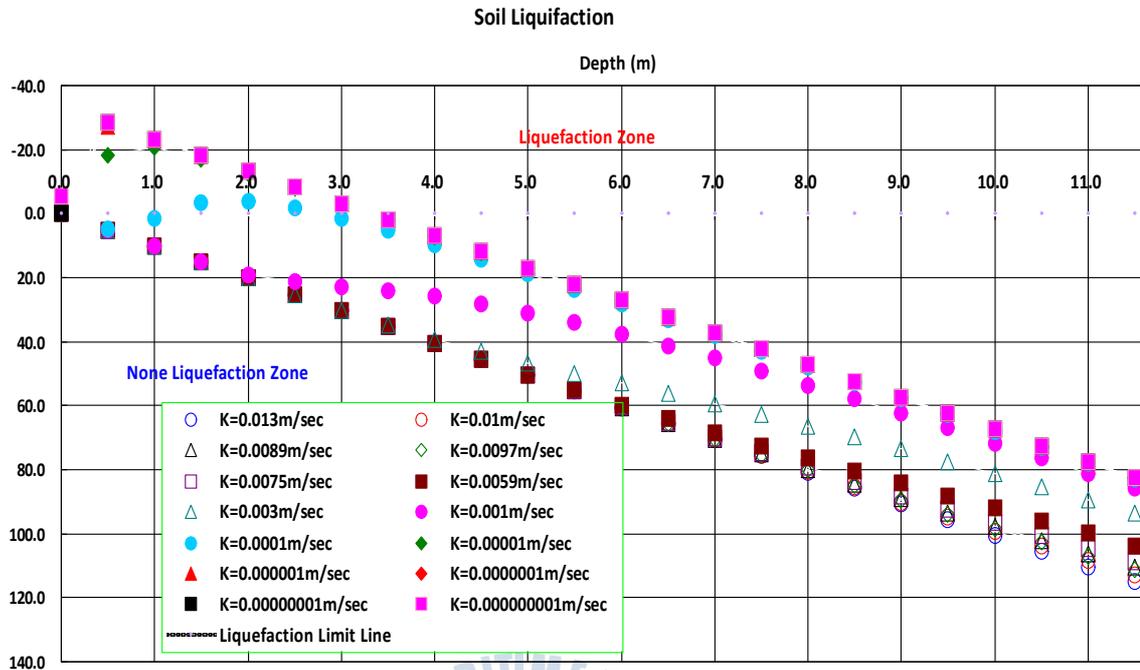


Figure 7.1 Soil Liquefaction at Every Depth of Seabed for Each Permeability

상기 Figure 7.1에서 알 수 있듯이 지반의 투수계수, $k = 10^{-4} \sim 10^{-5}$ m/sec이하 때부터 해저면 바닥에서부터 약 3m이내에서 발생함을 알 수 있다.

따라서 해양파에 의하여 발생하는 해저지반의 액상화는 해저지표면에서 일정구간에 대하여 발생하는 것을 확인 할 수 있었다. 이는 해저지반 깊이가 들어감으로 해양파로 인한 과잉간극수압의 발생이 되지 않는 것으로 판단된다.

그러므로 해저배관은 해저 지표면에서부터 약 2.5m~3.5m정도 굴착 후 매설함으로 일반적인 중간모래 또는 가는 모래에서부터 지반의 액상화가

해저 지표에서 발생할 가능성이 있으므로 보다 주의를 기울여 실제 적용 시 이러한 지반의 특성을 고려하여야 한다.

7.3.2 해저지반의 평균 입경 d_{50} 크기에 따른 액상화 깊이 비교 분석

다음은 해저 지반종류에 따른 모래지반의 입경인 d_{50} 에 의하여 간극수압 변동으로 발생하는 액상화 깊이 비교 분석을 Table 7.6에 의하여 각 지층의 모래질 평균입경에 따른 액상화 깊이를 검토하였으며, 단 $d_{84} = 2\text{mm}$, $d_{16} = 0.02\text{mm}$ 및 SPT N을 12로 가정하여 Darcy이론을 근거로 한 지반투수계수 k 를 산정하여 검토 하였다.

Table 7.6 Soil Grain Size, $d_{50}(\text{mm})$

Case No.	N	d_{84}	d_{16}	d_{50}
1	12	2	0.02	0.01mm
2	12	2	0.02	0.03mm
3	12	2	0.02	0.08mm
4	12	2	0.02	0.15mm
5	12	2	0.02	0.25mm
6	12	2	0.02	0.35mm
7	12	2	0.02	0.45mm
8	12	2	0.02	0.55mm
9	12	2	0.02	0.65mm
10	12	2	0.02	0.75mm
11	12	2	0.02	0.85mm
12	12	2	0.02	0.95mm
13	12	2	0.02	1.05mm
14	12	2	0.02	1.15mm

상기 14가지 지반 평균입경을 고려하여 지반 깊이에 따른 액상화 정도

를 검토하여 아래 Figure 7.2과 같이 나타내었다.

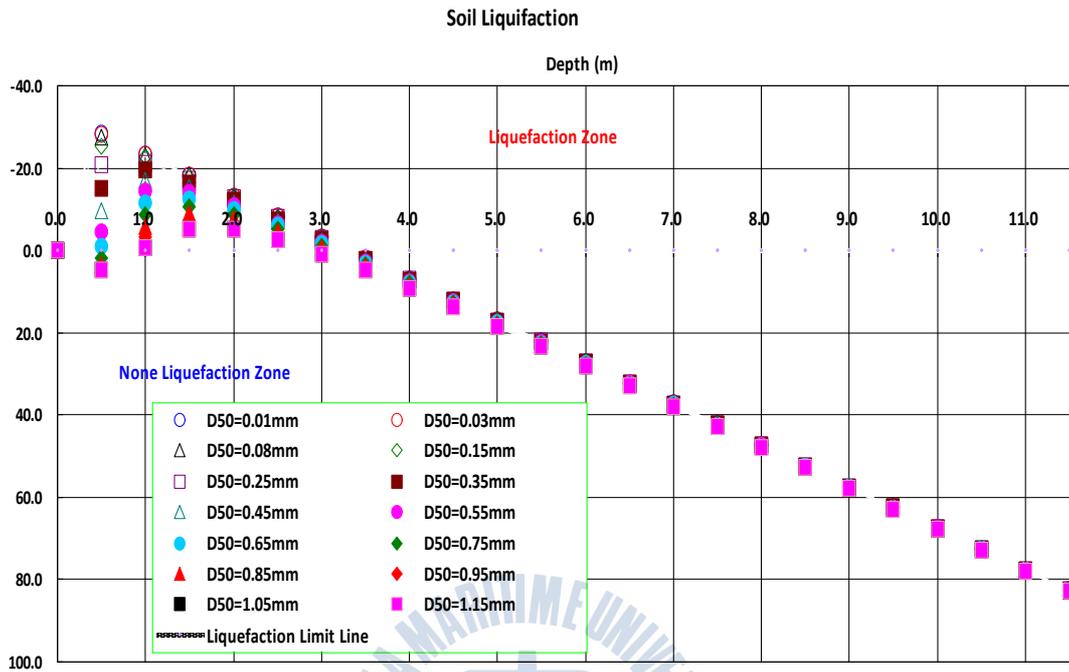


Figure 7.2 Soil Liquefaction at Every Depth of Seabed for Each Grain Size of d_{50} (mm)

위 Figure 7.2에서 알 수 있듯이 지반의 평균입경이 1.15mm보다 큰 경우는 지하 1m까지는 액상화 발생이 되지 않고, 1m이후부터 액상화 발생을 알 수 있으며, 그 외는 지하 3m까지 액상화가 전체에 대하여 발생하는 것을 알 수 있다.

따라서 해양파에 의하여 발생하는 해저지반의 액상화는 해저지표면에서 일정구간 깊이에 대하여 발생하는 것을 확인 할 수 있었다. 이는 해저지반 깊이 들어감으로 해양파로 인한 과잉간극수압의 발생이 되지 않는 것으로 판단된다.

따라서 해저지반에서는 입경의 크기에 따른 투수계수도 비례하므로 그 액상화 깊이가 약 3m까지 발생함을 알 수 있다.



8. 요약 및 결론

본 연구에서는 파형을 결정함에 있어 $\text{Log}(\frac{H}{gT^2})$ 와 $\text{Log}(\frac{d}{gT^2})$ 에 따라서 Airy wave, Cnoidal wave, Stock's wave, Solitary wave 및 Stream Function wave에 대해 적용하여 해저지반에 작용하는 유체역학적 동압력을 분석, 해저 지반에 작용하는 변동 압력을 검토하였다.

초기 지반에 대하여 Madsen(1978)은 해저 지반의 특성이 동일한 것으로 가정을 한 것을, Ishihara&Yamazaki(1984)는 해저 지중에 깊이별 동유체하중이 전달되는 것에 대하여 Boussinesq(1883) 이론에 따라 탄성지반으로 가정하여 지중에 작용하는 임의 토층 깊이에 대하여 변동 수직, 변동수평 및 변동전단응력을 산출하였다.

그리고 이로부터 지반의 특성인 간극비, 공극비등을 반영한 지반의 투수계수, 압축계수, 체적변화계수, 압밀계수를 고려하여 지반의 깊이에 따라 작용하는 과잉간극수압을 Terzaghi(1967)의 1차원 압밀이론의 기본 미분방정식을 이용하여 시간계수 T_v 을 고려한 이론에 대해 규명하였다.

본 연구의 이론에 대한 적용성을 실제 해저에서의 2차원수조 모형실험에 의해 검토하고, 이들 효과를 이용하여 해저지반의 액상화 및 해저배관의 부양현상과 더불어 해저 사면의 파괴 포락선에 대한 예측 방법 및 액상화, 해저배관의 부양현상 발생 및 해저사면의 파괴 방지를 위한 대책에 대해서도 논의 하였다.

이론적 연구에서는 먼저 해저지반의 파괴, 주기, 수심에 따라 변화하는 파랑 형상에 의한 액상화, 해저배관의 부양현상, 해저사면의 파괴 포락선 현상을 설명할 수 있는 기초방정식을 유도하였다.

기초방정식은 해저지반중의 수압 전달 특성과 흙의 압밀계수, 체적 압축변형 특성을 도입하여 Terzaghi(1967)의 1차원적 압밀 방정식을 고려하고, 파괴와 주기에 따라 해저지반중의 유효응력, 전단응력의 변동이 고려될 수 있도록 하였다.

또한 이론의 검증을 위하여 파랑에 의한 액상화 현상 및 해저배관의 부양현상 및 해저사면의 파괴의 발생의 확인과 2차원수조 실내실험에 의한 재현을 시도하였으며, 그 결과로부터 본 연구에서 제안한 해저지반의 동적 거동해석 이론의 타당성을 검증하였다.

한편, 변동파랑에 의한 액상화, 해저배관의 부양 현상 및 해저사면의 안정성에 대한 Mechanism의 규명과 함께, 이를 이용한 해저지반의 액상화, 해저배관의 부양현상 및 해저 사면 파괴 발생의 예측방법 및 이러한 현상의 발생을 방지할 수 있는 기술개발의 기본방향을 제시 하였다.

이들 연구과정에서 얻어진 중요한 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 파랑은 수심, 파괴, 주기에 따라 그 파형의 형태가 다르고, 어떤 구간에서는 쇄파가 발생하는 특징을 확인 하였다.

2) 파형에 따라 해저지반에 작용하는 변동수직압력이 서로 다르게 작용함을 알 수 있었다.

3) 해저 지반의 특성인 간극비, 공극비등을 반영한 지반의 투수계수, 압축계수, 체적변화계수, 압밀계수를 고려하여 지반의 깊이에 따라 작용하는 과잉간극수압을 Terzaghi(1967)의 압밀이론의 기본 미분방정식을 이용하여 지반 중에 작용하는 변동 과잉간극수압에 대하여 이론적으로 전달특성을 고려하여 유도하였다.

4) 지반 중의 변동과잉간극수압에 관한 기초방정식은 Terzaghi(1967)의 압밀방정식에서 해저지반의 수평방향 수압전달을 무시하고, 지반중의 유효수직응력의 조기 적 변동과 토층 깊이에 따른 감쇠 및 위상차를 가지는 전달특성을 고려하여 1차원적으로 유도하였다.

5) 파랑에 의한 지반중의 평균유효응력은 지중에서의 변동과잉간극수압의 차와 비례함을 알 수 있었고, 유효 수직응력은 지중에서 흙의 수중단위 중량에 변동 파랑에 의하여 발생하는 지중 과잉간극수압의 차임을 알 수 있었다.

6) 파랑에 의해 해저지반에 매설된 해저배관의 깊이에 따라 지반의 파괴 양상이 천공되는 것과 일반적으로 곡선을 가지고 파괴되는 것을 알 수 있으며, 그 적용성도 해저배관의 직경과 매설 깊이에 따라 변화하는 것을 확인 하였다.

7) 해저배관이 매설될 경우 가장 위험한 상태는 파봉이 발생하는 구간에서 액상화, 해저배관 부양 현상, 해저사면의 파괴 등이 발생한다는 종래의 대부분의 연구 결과와는 달리, 경우에 따라서 해저면의 변동수압은 파랑의 위상차로 인하여 파곡에서도 발생하는 것을 확인하였으며, 비록 파곡에서 변동 수압이 크게 발생하나 음의 과잉간극수압으로 인하여 실제 액상화 및 해저배관의 부양에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 확인이 되

었다.

8) 과량의 작용을 받는 실제 해역의 해저지반에서도, 유효수직응력이 과량의 위상에 따라 변동되며, 유효수직응력이 0 또는 음수일 경우 해저지반이 액상화 또는 해저배관이 부양하는 것을 확인 하였다.

9) 해저지반중의 변동간극수압과 유효수직응력에 대한 2차원수조 실험 결과와 이론적 해석 결과는 잘 일치하여, 본 연구에서 제안한 해저지반의 액상화, 해저배관의 부양현상 및 해저 사면 안정성에 관한 기초방정식이 선형과량뿐만 아니라 불규칙 과량 및 비쇄파구간, 쇄파구간에도 정도 높게 적용될 수 있음을 확인하였다.

10) 본 연구에서 제안한 이론과 2차원수조 실내실험 결과로부터, 해저지반의 액상화, 해저배관의 부양현상 및 해저사면의 파괴 발생 여부 및 파고, 주기 및 수심에 따라 과량의 형태를 추정하는 방법을 제안하였다.

12) 일반적으로 해저배관에 있어, 매립 및 뒤 채움재로 사용되는 토사는 해저배관 상부에는 사질토를 포설하고, 마지막에는 굵은 자갈이나 사석을 채움으로 지반의 액상화, 해저배관의 부양 현상, 사면 안정성을 도모 할 수 있으며, 굵은 자갈이나 사석을 포설시 투수계수가 매우 큼으로 해저지중 내에 작용하는 변동과잉간극수압이 발생하지 않는다.

그러나 심해에서는 파고가 높더라도 지반의 액상화는 거의 발생하지 않으나 해저배관의 부양현상은 발생할 수 있으므로 심해에서의 사석재 채움이 어려움으로 해저배관 둘레에 무게 콘크리트 매트리스를 덮어 쉬워 해저배관을 설치하여야 한다.

또한 천해에서도 사석재를 포설하여 매립하는 경우 해저지반의 액상화나 해저지반 사면의 파괴가 일어나지 않으면, 해저배관에 두께 50mm-150mm정도로 콘크리트 무게 코팅을 하는 것이 해상작업을 최소화 하는 경제적인 방법일 것이다.

13) 본 연구에서 제안한 이론은 해저지반의 구성이 점토질 토사일 경우에도 적용할 수 있도록 하여 해저지반의 액상화, 해저배관의 부양현상 및 해저사면의 파괴 발생 여부를 추정하는 방법을 제안하였다.

14) 사질토에서 중간 모래나 가는 모래에서부터 액상화 현상이 발생할 가능성이 큼으로 실제적용 시 지반의 특성을 정확히 고려하여야 한다.

15) 해저지반에서의 파랑에 의한 액상화 현상은 주로 3.5m이내에서 발생하므로 해저배관 매설시 필히 액상화 여부를 검토 수행하여야 한다.

16) 아울러 해양파랑에 의한 지반의 액상화 뿐만 아니라 지진의 영향이 있는 지역에서는 지진에 의한 해저지반 액상화 검토도 같이 수행하여야 한다.

17) 지진과 해양파랑에 의한 해저지반 액상화 검토는 동시하중으로 고려될 수 없으며, 지진의 재현주기인 500년, 1000년 및 2400년과 해양파랑 설계 재현주기인 100년과는 상호 일치성이 없기 때문이다.

단, 지진시 Tsunami와 같은 Solitary Wave가 발생할 경우, 별도검토가 요구된다.

감사의 글

본 논문이 완성이 되기까지 열과 성의를 다해 세심한 지도를 해주신 지도교수 조 효제 교수님과 실험을 하기위하여 열의 와 성의로 도와 준 황 재혁님께 먼저 감사를 드립니다.

그리고 다망하신 중에도 저의 논문 심사를 맡아 따뜻한 충고를 아끼지 않으신 박 주용 교수님, 박 명규 교수님, 부경대학교 구 자삼 교수님, 인제대학교 윤 종성 교수님께 머리 숙여 감사드립니다.

또한 4학기 동안 수업을 맡아 주신 한국해양대학교 토목환경공학과 김도삼 교수님, 조선해양 시스템 공학과 박 명규 교수님, 박 주용 교수님, 이 상갑 교수님께도 감사드립니다.

아울러 본 연구가 수행될 수 있도록 MUSANDAM PJT 해저배관 설계 수행 시 코멘트 하신 현대엔지니어링 김 연봉 상무님 및 베트남 NSRP Package C PJT의 48" x 34.5km - 2Lines 설계 PM인 SK건설 김 진광 부장님께도 감사드리며, 본 논문을 완성하기까지 도와준 (주)젠텍엔지니어링 및 (주)젠텍 이앤씨 임직원 일동과 2차원수조 모형실험을 도와준 황 재혁, 강 민준 학우에게도 감사드립니다.

그리고 오늘에 이르기까지 어려운 여건에서도 모든 뒷바라지를 해준 아내 이 임순에게 더욱 깊은 사랑을 느끼며 감사의 뜻을 전합니다.

참고 문헌

- Lee, K.L. and Focht, J.A.(1975), "Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 101, No. GT.1, pp.1-18.
- Rahman, M.S, Seed, H.B and Booker, J.B(1977), "Pore Pressure Development under Offshore Gravity Structures", Journal of Geotechnical Engineering ASCE, Vol. 103, No. GT 12, pp. 1419-1436.
- D.S. Jeng, M.S. Rahman(2000), "Wave-Induced Pore Pressure and Effective Stresses in a Porous Seabed of Finite Thickness", Canadian Geotechnical Journal, 37(6), pp. 1383-1392pp
- Ishihara, K. and Yamazaki, A.(1983), "Wave-induced Liquefaction in Seabed Deposits of Sand", Proceeding of the IUTAM' 83 Symposium, Seabed Mechanics, pp. 139-148.
- A. Hattoril, T. Sakai M. ASCE and K. Hatanaka(1992), "Wave-Induced Porewater Pressure and Seabed Stability", Coastal Engineering, pp. 2099-2102.
- Lee, Ik-hyo(1992), "波浪에 의한 海底地盤의 液狀化에 關한 研究" 博士論文, 釜山大學校 大學院, pp.8-10,
- Zen, K. and Yamazaki, H., 1990b. "Oscillatory Pore Pressure and Liquefaction in Seabed Induced by Ocean Waves". Soil and Foundation, Vol. 30, No.4, pp. 90-104.

Fred Cha and Dong-Sheng Jeng, Michael Blumenstein and Hong Zhang, "Prediction of maximum wave-induced liquefaction in porous seabed using Multi-Artificial Neural Network model", Research Report No R854, Department of Civil Engineering Environmental Fluids/Wind Group, The university of Sydney, pp.6-9

Andrzej Sawicki and Jacek Mierczynski, 2005, "Wave-Induced Stresses and Liquefaction in Seabed According to the Biot-Type Approach", Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, Vol. 52, No. 2, pp. 131 - 145.

Henkel, D.J., 1970. The role of waves in causing submarine landslides, Geotechnique, v. 20, p. 75 - 80

Wright, S.G., and R.S. Dunham, 1972, "Bottom stability under wave induced loading", Offshore Technology Conference, Dallas Texas, PaperNo. OTC 1603

R. J. Mitchell, K. K. Tsui and D. A. Sangrey, 1972, "Failure of Submarine Slope Under wave action", Proceedings of 13th Conference on Coastal Engineering, Vancouver, Canada, p1515-1541.

R.J. Mitchell and J.A. Hull, 1974, "Stability and Bearing Capacity of Bottom Sedimentation", Proceedings of 14th Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Denmark, p.1252-1273.

Edwards, B.D., Field, M.E., and Clukey, E.C., 1980. Geological and geotechnical analysis of a submarine slump, California borderland, paper presented at 12th Annual Offshore Technology Conference, Proceedings, v. 1, p. 399-410.

Watkins, D. J., and Kraft, L. M., 1978. Stability of continental shelf and slope of Louisiana and Texas. In Bouma, A. H., Moore, G. T., and

- Coleman, J. M. (Eds.), Framework, Facies, and Oil Trapping Characteristics of the Upper Continental Margin. AAPG Stud. Geol., 7:267-286.
- Braja Das, Brooks, 1983, "Slope Stability Analysis with Total Stress Analysis and Effective Stress analysis ", Fundamental of Geotechnical Engineering, p351-368.
- Peter R. Holler, 1992, "Consolidation Characteristics and Permeabilities of Sediments from the Japan Sea(Sites 798 and 799), Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results, Vol. 127/128, Pt. 2 p1123-1133
- N.C. Evans, 1995, "Stability of Submarine Slopes", GEO Report No. 47, Hong Kong Government, p.14-16.
- Tore M. Loseth, 1999 "Submarine Massflow Sedimentation", ISBN 3-540-65057-1 Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, p.18-31.
- Ir. Tan Tean Chin, Ir, Dr. Gue See Sew, 2001, "The Determination of Shear Strength in Residual Soils for Slope Stability Anaalysis", Seminar Cerun Kebangsaan, Cameron Highland, p14-15.
- James Johnathan Hance, B. S., 2003, " Development of a Database and Assessment of Seafloor Slope Stability Based on Published Literature", A National Science Foundation Graduated Engineering Research Center, p35-38.
- Chih-Hsin Chang, Lien-Kwei Chien, and Yao-Hsien Chang, 2004, "3-D Liquefaction Potential Analysis of Seabed at Nearshore Area", Journal of Marine Science and Technology, Vol. 12, No. 3, pp. 141-151.
- Vincent Morgan, Bipul Hqwlader, Arash Nobahar, Sterling Parsons, 2005, "Project Offshore Deep Slope Phase II", C-CORE, Report Number

R-05-003-158v1.0, p46-50.

K. V. Anjaneyulu, Arindam Dey, P. K. Basudhar, 2008, "Stability of Submarine Slope Subjected to Wave Forces", 6th AYGEC , Bangalore, p301-310.

Simeng DONG, Kouki ZEN, Kiyonobu KASAMA, 2012, "Theoretical and Experimental Study on Tsunami Induced Instability of Caisson Type Composite Breakwater", Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyushu University, Vol.72, No.2, p56-68.

C.R. Scott, B.A. MICE, M.I. Struct.E, 1980, "Soil Mechanics and Foundation", ISBN0-85334-873-1, Science Publishers Ltd. p7-118, p251-288.

Merlin G. Spangler, Richard L. Handy, 1982, "Soil Engineering Fourth Edition", Harper Collins Publishers, 卐392-415, p475-503.

천병익, 강인성 외, 1998, "地盤工學(理論과 實題)", 韓國地盤工學會, p189-237, p397-433.

韓國地盤工學會, 1997, "斜面安定", 地盤工學 시리즈 5, 구미서관, p1-75

韓國地盤工學會, 1997, "지반조사결과의 해석 및 이용 ", 地盤工學 시리즈 1, 구미서관, p51-132

Joseph E. Bowles, 1988, "Foundation analysis and Design", Civil Engineering Series, McGRAW-HILL International Editions, p43-178, p266

Braja M. Das, 1983, "Advanced Soil Mechanics", Hemisphere Publishing Corporation, p1-64, p65-240, p242-337

Donald G. Jorgensen, 1982, "Relationships between Basic Soil-Engineering Equations and Basic Ground-Water Flow Equation",

- Geological Survey Water Supply Paper 2064, p16-37.
- 裴恒五, 2000, A Study on Caisson Foundation for Accelerating Consolidation, 國民大學校 大學院, 土木環境工學科 碩士論文, p18-19
- Edward Clukey, David A. Cacchione, and C. Hans Nelson, 1980, "Liquefaction Potential of the Yukon Prodelta, Bering Sea", United States Department of the Interior Geological Survey , p10-13, p29
- Rajaratnam Siddharthan, 1981, "Stability of Buried Pipeline Subjected to Wave Loading", University of British Columbia, Department of Civil Engineering, Master Paper, p8-93.
- Sjoert Eduard Jan Spierenburg, 1987, "Seabed Response to Water Waves", ter verkrijging van de graad van doctor aan de Technische Universiteit Delft, op gezag van de Rector Magnificus, p91-95.
- PJ. de Wit¹ and C. Kranenburg, 1992, "Liquefaction and erosion of China Clay due to waves and current", Coastal Engineering Proceedings, p2937-2948
- T. Sakail, M. ASCE, H. Mase, M. ASCE, D.T. Cox and Y. Ueda, 1992, "Field Observation of Wave-Induced Porewater Pressure", Coastal Engineering Proceedings, p2397-2410
- Kouki ZEN, 1993, "Study on the Wave-induced Liquefaction in Seabed", The Port and Harbour Research institute Ministry of Transportation, Japan, p11-95
- Kouki ZEN, Hiroyuki Yamazaki, 1993, "Wave-induced Liquefaction in a Permeable Seabed", The Port and Harbour Research institute Ministry of Transportation, Japan, p160-192
- B. Raubenheimer, Steve Eigar and R.T. Guza, 1998, "Estimating Wave

Height from Pressure Measured in Sand Bed", Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, p151-154

Waldemar MAGDA *, Shiro MAENO ** and Hiroshi NAGO, 1998, "Wave-Induced Pore-Pressure Response on a Submarine Pipeline Buried in Seabed Sediments(Experiment and Numerical Verification)", Journal of the Faculty of Environmental Science and Technology. Okayama University Vol.3. No.1. pp.75-95

B. Mutlu Sumer, Figen Hatipoglu and Jorgen Fredsoe, 1999, "Pipeline floatation in liquefied soils under waves", Technical University of Denmark, MEK, Coastal and River Engineering Section (formerly ISVA), p1-6

Waldemar MAGDA, Shiro MAENO and Hiroshi NAGO, 2000, "Floatation of Buried Submarine Pipeline under Cyclic Loading of Water Pressure(Numerical and Experimental Studie)", Journal of the Faculty of Environmental Science and Technology, Okayama Vol 5, No. 1, pp. 81-98

W. Magda, 2000, "Wave-induced cyclic pore- pressure perturbation effects in hydrodynamic uplift force acting on submarine pipeline buried in seabed sediments", Coastal Engineering 39, p243-272.

LIN Mian, LI Jia-chun, 2001, " Effects of Surge Wave and Marine Soil Parameters on Seabed Stability", Shanghai University , Shanghai , China, English Edition , Vol 22 , No 8, p908-910

Lien-kwei Chien, C. H. Chang, C. H. Hsiao, S. C. Chang, Y. H. Chang, 2003, "The Mechanism Analysis of Wave-induced Seabed Liquefaction", Proceedings of The Thirteenth (2003) International Offshore and Polar Engineering Conference Honolulu, Hawaii, USA, p445-452

- Chih-Hsin Chang, Lien-Kwei Chien, and Yao-Hsien Chang, 2004, "3-D Liquefaction Potential Analysis of Seabed at Nearshore Area", *Journal of Marine Science and Technology*, Vol. 12, No. 3, p 141-151
- B. Mutlu Sumer, Figen Hatipoglu, Jorgen Fredsoe and Niels-Erik Ottesen Hansen, 2006, "Critical Flotation Density of Pipelines in Soils Liquefied by Waves and Density of Liquefied Soils", *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering@ASCE*, p252-265
- Fu-Ping Gao, Ying-Xiang Wu, 2006, "Non-linear wave-induced transient response of soil around a trenched pipeline", *Ocean Engineering* 33, Elsevier, p311-330
- Fuping Gao, Dong-Sheng Jeng, 2006, "A New Design Method for Wave-Induced Pipeline Stability on a Sandy Seabed", Department of Civil Engineering, Sydney NSW, p40
- T. C. Teh, A. C. Palmer, M. D. Bolton³ and J. S. Damgaard, 2006, "Stability of Submarine Pipelines on Liquefied Seabeds", *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering@ASCE*, p249-250
- Behnam Shabani and Dong-Sheng Jeng, 2007, "Three-Dimensional Analysis of Momentary Liquefaction near Submarine Pipelines", 16th Australasian Fluid Mechanics Conference, p1083-1090
- Shang-Chun Chang, Lien-Kwei Chien, Jaw-Guei Lin and Yung-Feng Chiu, 2007, "An Experimental Study on Progressive Wave-induced Stresses During in Seabed Soil", *Journal of Marine Science and Technology*, Vol. 15, No. 2, pp. 129-140
- Behnam Shabani¹ and Dong-Sheng Jeng, 2008, "3D Modeling of Wave-Seabed-Pipeline in Marine Environments", *The Open Civil Engineering Journal*, p121-142

- David Bonjean, Cari Erbrich, and Jianguo Zhang, 2008, " Pipeline Floatation in Liquefiable Soil", Offshore Technology Conference OTC 19668, p1-10
- Andrzej Sawicki, Ryszard Staroszczyk, 2008, "Wave-induced stresses and pore pressures near a mudline", Oceanologia, 50 (4),p539 - 555
- DeaHo)Fred) Cha, 2009, "Prediction of Wave-induced Seabed Maximum Liquefaction Depth Using Artificial Neural Network Model", Griffith School of Engineering Science, Environmental Engineering and Technology Griffith University, PhD. Paper, p49, p56-58
- M.B.C. Ulker, M.S.Rahman, M.N.Guddati, 2010, "Wave-induced dynamic response and instability of seabed around caisson breakwater ", Ocean Engineering 37, Elsevier, p1527, p1537-1538
- J. Ye, D. S. Jeng, 2011, "Effects of bottom shear stresses on the wave-induced dynamic response in a porous seabed: PORO - WSSI (shear) model", Chinese Society of Theoretical and Applied Mechanics and Springer-Verlag Berlin Heidelberg, p899-900
- 최병렬, 이상길, 박남신, 한언식, 2012, "A Case Study on the Effect of Soil Liquefaction for Subsea Pipeline due to Oscillation of Wave Profile", 한국해양공학회 추계학술대회(ISSN 2097-7797), P56-59
- 최병렬, 이상길, 박남신, 최성우, 2012, "A Case Study of Seismic for Influence on Submarine Pipeline", 한국해양공학회 추계학술대회(ISSN 2097-7797), P60-63
- Soonbo Yang, 2013, "Comparison Study on the Residual Excess Pore Water Pressure Observed in seabed"J . Navig. Port Res. Vol. 37, No. 2, p173-179
- Tetsuo Sakai, Yuichi Iwagaki, 1978,"Estimation of Water Particle

- Velocity of Breaking Wave", Coastal Engineering Proceedings, p551-568
- EB Thornton, CS Wu, RT Guza, 1984, "Breaking Wave Design Criteria", Coastal Engineering Proceedings, p1-19
- Jin E. Zhang, 1996, " Run-up of Ocean Wave on Beaches", California Institute of Technology Pasadena, California, PhD. Paper, p15-46, p55-56
- Patrick Holmes, 2001, "Coastal Offshore Structures", CDCM Professional Training Programme, p10.2-10.3
- Department of the army U.S Corps of Engineering Washington, DC 20314-1000, 2003, "Surf Zone Hydrodynamics", CEM 1110-2-1100(Part III), p II.4.1 -II.4.18
- Zoe Boekelheide, 2003, "Modeling Breaking Waves and Studying Amplitude Dependent Behavior", ISO 690, p7-14
- Deborah Greaves, 2007, " Numerical Simulation of Breaking Wave and Wave Loading on a Submerged Cylinder", 22nd IWWFEB, Plitvice, Croatia, p101-104
- FEMA, 2007, "Wave Runup and Overtopping", Guideline and Specification for Flood Hazard Mapping Partners, p D.2.8.1-D.2.8.4
- T. S. Hedges, 2008, " Wave Breaking and Reflection", Department of Civil Engineering, University of Liverpool, p1-3
- Robert G. Dean, Todd L. Walton, 2009, "Wave Setup", Handbook of Coastal and Ocean Engineering, p13-17
- Robert M. Sorensen, 2006, "Basic Coastal Engineering", Springer Science+Business Media, Inc, p47-48, p54-70
- Det Norske Veritas, 2007, "Environmental Conditions and

- Environmental Loads" DNV-RP-C205, p24-27
- Yu Li, 2011, "Dynamic Response Analysis of an Offshore Wind Turbine" Norwegian University of Science and Technology Department of Marine Technology M.Sc. Thesis, p5-10
- 李載信, 1989, "海洋構造物 設計概要" 光文出版社, p5-29
- Spyros A. Kinnas, 2007, " Fundamentals of Offshore Structures and Design of Fixed Offshore Platforms", OTRC/UT Austin, p1-9
- EM 1110-2-1100 (Part II), 2008, "Water Wave Mechanics", Coastal Engineering, pII.1.30-II.1.50
- Wikipedia, the free encyclopedia, 2013, "Stokes wave", http://en.wikipedia.org/wiki/Stokes_wave, p1-21
- Niels Mejlhede Jensen, 1977, " Regular Wave", Bogelovsvej, Brede, Denmark, p19-318
- Robert G. Dean, Robert A. Dalrymple, 1991, "Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists", CED Series on Ocean Engineering Vol 2, p42-185
- Garbis H. Keulegan, 1953, "Characteristics of Internal Solitary Waves", Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 51, No. 3, p133-140
- Robert R. Long, 1956, "Solitary Waves in the One- and Two-Fluid Systems", Tellus Volume 8, Issue 4, p460-471
- W Heremant, P P Banerjee, A Korpel, G Assanto, A Van Immerzeele and A Meerpoel, 1986, "Exact solitary wave solutions of non-linear evolution and wave equations using a direct algebraic method", Math. Gen. 19, p607-628

- Chia-Chi Lu, John D. Wang, M. ASCE and Bernard Le Mehaute M. ASCE, 1986, "Limit Waves on Horizontal Sea Floor", Coastal Engineering Proceedings, ASCE, p537-549
- S. Grilli, I.A. Svendsen, 1990, "The Propagation and Runup of Solitary Waves on Steep Slopes", Journal of Fluid Mechanics, p1-75
- Fredric Raichlen, Jerald D. Ramsden, and James R. Walker, 1990, "Bottom Pressures due to long waves : Laboratory and Field Measurements", Coastal Engineering Proceedings, ASCE, p1144-1159
- Stephan T. Grilli, Miguel A. Losada, and Francisco Martin, 1994, "Characteristics of Solitary Wave Breaking waters", Journal of waterway, port, coastal Ocean Engineering, p74-92
- Trevor Ross Elliott, 1995, "Infiltration Effects on Cross Shore Sediment Transport", Department of Civil Engineering of Queen's University, Master Thesis, p20-85
- C.R. Chou, R.S. Shih and H.M. Fang, 1996, " Deformation of Solitary wave in Coastal Zones", Elsevier Science B.V., p171-180
- Chou Chung-Ren and Shih Ruey-Syan, 1996, "Generation and Deformation of Solitary Waves", China Ocean Engineering, Vol.10, No.4, p419-432
- S. T. Grilli, Svendsen and R. Subramanya, 1997, "Breaking Criterion and Characteristics for Solitary Waves on Slopes", Journal of waterway, port, coastal Ocean Engineering, p102-112
- Mark Andrew Walkley, 1999, "A Numerical Method for Extended Boussinesq Shallow-Water Wave Equations", University of Leeds, degree of Doctor of Philosophy, p36-40

- Chung Ren Chou, Kwan Ouyang, 1999, " The Deformation of Solitary Waves On Steep Slopes", Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol.22, No.6, p805-812
- John D. Fenton, 1999, "Numerical methods for nonlinear waves",Advances in Coastal and Ocean Engineering, Vol. 5, ed. P.L.-F. Liu, p241-324
- R P Hornby and Mr R J Smal, 2000, "Predictions of Large Amplitude Internal Waves in the Ocean", British Crown Copyright 2000/DERA, p1-8
- W. Magda, 2000, "Wave-induced cyclic pore-pressure perturbation effects in hydrodynamic uplift force acting on submarine pipeline buried in seabed sediments",Coastal Engineering 39, p243-272
- Patrick Holmes, 2011, "Waves" ,Coastal Defense Systems, p5-1~5-21
- Ying LI and Fredric Raichlen, 2002, "Non-breaking and breaking solitary wave run-up",J. Fluid Mech., vol. 456, p295-318.
- J. G. Wanga, M.R. Karima, P.Z. Lin, 2006, "Analysis of seabed instability using element free Galerkin method", Ocean Engineering 34, p247-260
- EM 1110-2-1100 (Part VI), 2006, "Fundamentals of Design", Coastal Engineering, pVI.5.159-VI.5.242
- Chen–Yuan Chen, John Rong–Chung HSU, Cheng–Wu CHEN, and Ming-Hung Cheng, 2006, "Numerical Model of Internal Solitary Wave Evolution on Impermeable Variable Sea bed in A Stratified Two-Layer Fluid System", (毗Ocean Engineering , Vo1. 20, No. 2, P303–313
- Hyin L. Young, Joshua A. White, Heng Xiao and Ronaldo I. Borja,

- 2009, "Liquefaction potential of coastal slopes induced by solitary waves", *Acta Geotechnica* 4, p17 - 34
- Heng Xiao, Yin Lu Young, Jean H. Prevost, 2010, "Hydro- and morpho-dynamic modeling of breaking solitary waves over a fine sand beach. Part II: Numerical simulation", *Elsevier Journal, Marine Geology* 269, p119 - 131
- Jaya Kumar Seelam and Tom E. Baldock, 2010, "Measurements and Modeling of Direct Bed shear stress under Solitary Waves", *Proceedings of ninth International Conference on Hydro-Science and Engineering, IIT Madras, Chennai, India*, p1-10
- Xi Zhao, Benlong Wang, Hua Liu, 2010, "Propagation and Runup of Tsunami Waves with Boussinesq Model", *Coastal Engineering Proceedings*, p1-13
- Ayman M. Mostafa and Norimi Mizutani, 2002, "Nonlinear Wave Forces on a Marine Pipeline Buried in a Sand Seabed", *Proceedings of The Twelfth (2002) International Offshore and Polar Engineering Conference*, p68-75
- Jiang Changbo, CHENG Yongzhou, CHANG Liuhong, XIA Bo, 2012, "The numerical study of wave-induced pore water pressure response in highly permeable seabed", *Acta Oceanol. Sin.*, Vol. 31, No. 6, P 46-55
- Jacobi, "1829,"*Elliptic Integrals, Elliptic Functions and Theta Functions*", Regiomonti, Sumtibus fratrum Borntraeger, P2-20
- Robert Turner Hudspeth, 1974, "Prediction of Wave Forces from Nonlinear Random Sea Simulations", *University of Florida, Doctor of Philosophy*, p10-14

- J.D. Fenton, 1979, "A high-order Cnoidal Wave Theory", J. Fluid Mech., Vol. 96, Part 1, p129-161
- R. L. Wiegel. 1980, "WAVES AND THEIR EFFECTS ON PILE-SUPPORTED STRUCTURES", GENERAL LECTURE, University of California, Berkeley, U.S.A, p1-43
- J.D. Fenton, 1983, "On the Application of Steady Wave Theories", Senior Lecturer, School of Mathematics, University of New South Wales, p1-5
- US Army Corps of Engineers, 1984, "Shpre Protection Manual Vol I", Coastal Engineering Research Center, p 1.2-3.143
- J. D. Fenton, 1990, "Nonlinear Wave Theories", The Sea, Vol.9: Ocean Engineering Science, p1-18
- Garry J. Tee, 1992, "Continuous Branches of Inverses of the 12 JACOBI Elliptic Function for Real Argument", Department of Mathematics, University of Auckland Auckland, New Zealand, p1-14
- John D. Fenton, 1998, "The Cnoidal Theory of Water Waves", Chapter 2 of Developments in Offshore Engineering, Ed. J.B. Herbich, Gulf, p2-32
- Didier Clamond, 2003, "Cnoidal-type surface waves in deep water", J. Fluid Mech., vol. 489, p101-120
- Michael Brorsen, 2007, "Non-linear Waves", DCE Lecture Notes No. 9, Department of Civil Engineering of Aalborg University, p1-30
- Robert G. Dean, 1964, "Stream Function Wave Theory; Validity and Application", Proceedings of Conference on Coastal Engineering, p270-299
- Robert 6. Dean, 1970, " Recent Results obtained from a Numerical

- wave theory for Highly Nonlinear Shallow Water Waves", Symposium on Long Waves, p1-22
- R. G. Dean, 1972, "Evaluation and Development of Water Theories for Engineering Application", Coastal and Oceanographic Engineering Laboratory, No. 14, p1-168
- J. R. Chaplin, 1980, "Some Implication of Recent Advances in Wave Theories", Proceedings of Conference on Coastal Engineering, p31-49
- J.D. Fenton and M.M. Rienecker, 1980, "Accurate Numerical Solutions for Nonlinear Waves", Proceedings of Conference on Coastal Engineering, p50-69
- Y.C. Ouyang, Y.Y. Chen, Frederick L.W. Tang, 1982, "New Equation of Surface Elevation in Wave Motion", Proceedings of Conference on Coastal Engineering, p506-522
- John D. Fenton, 1985, "A Fifth order Stockes Theory for Steady Waves", Proceedings of Conference on Coastal Engineering, p216-234
- John D. Fenton, 1988, "The Numerical Solution of Steady Water Wave Problems", Computer & Geosciences Vol 14. No.3 P.357-368
- John D. Fenton, 1999, "Numerical methods for nonlinear waves", Advances in Coastal and Ocean Engineering, Vol. 5, p241-324
- Stanisław R. Massel, 2001, "Run-up of dispersive and breaking waves on beaches", OCEANOLOGIA, 43, p61 - 97
- Bob Dean, Ian Collins, 2005, "Wave Setup", FEMA Coastal Flood Hazard Analysis and Mapping Guidelines Focused Study Report, p1-18
- Robert G. Dean, Todd L. Walton jR, 2008, " Wave Setup", Beaches and

Shores Resource Center Institute of Science and Public Affairs, Florida State University, p2-26

Federal Emergency Management Agency, 2005, "Wave Setup, Runup and Overtopping", FEMA Guideline and Specifications fo Flood Hazard Mapping Partners, pD4/5.1-D4/5.39

Yu-Hsuan Chang, 2006. "Experiments on the Run-up of Solitary Waves over Sloping Bottoms", Third Chinese-German Joint Symposium on Coastal and Ocean Engineering National Cheng Kung University, Tainan, p1-18

Jentsje W. van der Meer, 1987, "Wave run-up and overtopping", Proceedings of Conference on Coastal Engineering, p1-15

Synolakis, 1991, "Tsunami Runup on Steep Slopes", Natural Hazards 4, p221-234

Terra System Incorporated, 2010, "Soil Modulus after Ground Improvement", 39565 Cottage Grove Lane, Lovettsville, VA 20180, p1-5

부록 A 2차원수조 모형실험 결과

다음은 2차원수조 모형실험에 대한 결과를 아래와 같은 Table A의 각 경우별 결과를 수록하고자 한다.

상세한 지반조건에 대하여는 6장의 실험적 고찰에서의 **Table 6.2** 모형 실험 조건을 참조하기 바란다.

Table A Data of Wave and Grain Size for Test of 2-Dimensional Wave Basin

Water Depth, d(m)	Wave Period (sec)	Wave Height (cm)					Grain Size	Seabed Slope, β_f
		1	1.4	1.5	1.8	2.0		
0.3	Wave Height (cm)	10	10	10	10	10	0.012mm	0.05
0.5		10	10	-	10	13		
0.7		-	10	22	-	18		
0.3		-	-	-	-	10	0.028mm	
0.5		-	-	-	-	13		
0.7		-	-	-	-	18		

부록 A.1 모래질 입경 0.012mm에 대한 실험결과

2차원수조 모형실험에서 각 경우에 대하여 약 1200sec 이상으로 수행했으나 지반의 교란, 지반의 굴곡현상 및 압밀, 압축 등으로 인한 영향을 제외하고 약50 sec ~ 100 sec대에 대하여 파랑에 의한 지반 내 간극수압 측정 및 파랑의 해수면 높이에 대한 각 주기에 대한 결과를 Table A-1.1에서 Table A-1.12에 수록 하였으며, 각 실험에서의 해저사면 중앙부 및 해저사면 전에 위치한 파랑으로 인한 해수면 높이를 Figure A-1.1에서 Figure A-1.12에 나타내었다.



Table A-1.1 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.3m/10cm/1sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m ²) (0.3m/10cm/1sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.3m/10cm/1sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.3m/10cm/1sec)
0.00	0.3000	0.2649	0.2185
0.04	0.2971	0.2596	0.1984
0.08	0.2783	0.2467	0.1795
0.13	0.2454	0.2287	0.1644
0.17	0.2014	0.2086	0.1546
0.21	0.1501	0.1897	0.1501
0.25	0.0959	0.1747	0.1497
0.29	0.0429	0.1649	0.1514
0.33	-0.0053	0.1603	0.1531
0.38	-0.0458	0.1599	0.1534
0.42	-0.0766	0.1616	0.1531
0.46	-0.0964	0.1633	0.1514
0.50	-0.1041	0.1636	0.1497
0.54	-0.0964	0.1633	0.1501
0.58	-0.0766	0.1616	0.1546
0.63	-0.0458	0.1599	0.1644
0.67	-0.0053	0.1603	0.1795
0.71	0.0429	0.1649	0.1984
0.75	0.0959	0.1747	0.2185
0.79	0.1501	0.1897	0.2365
0.83	0.2014	0.2086	0.2494
0.88	0.2454	0.2287	0.2547
0.92	0.2783	0.2467	0.2494
0.96	0.2971	0.2596	0.2365
1.00	0.3000	0.2649	0.2185

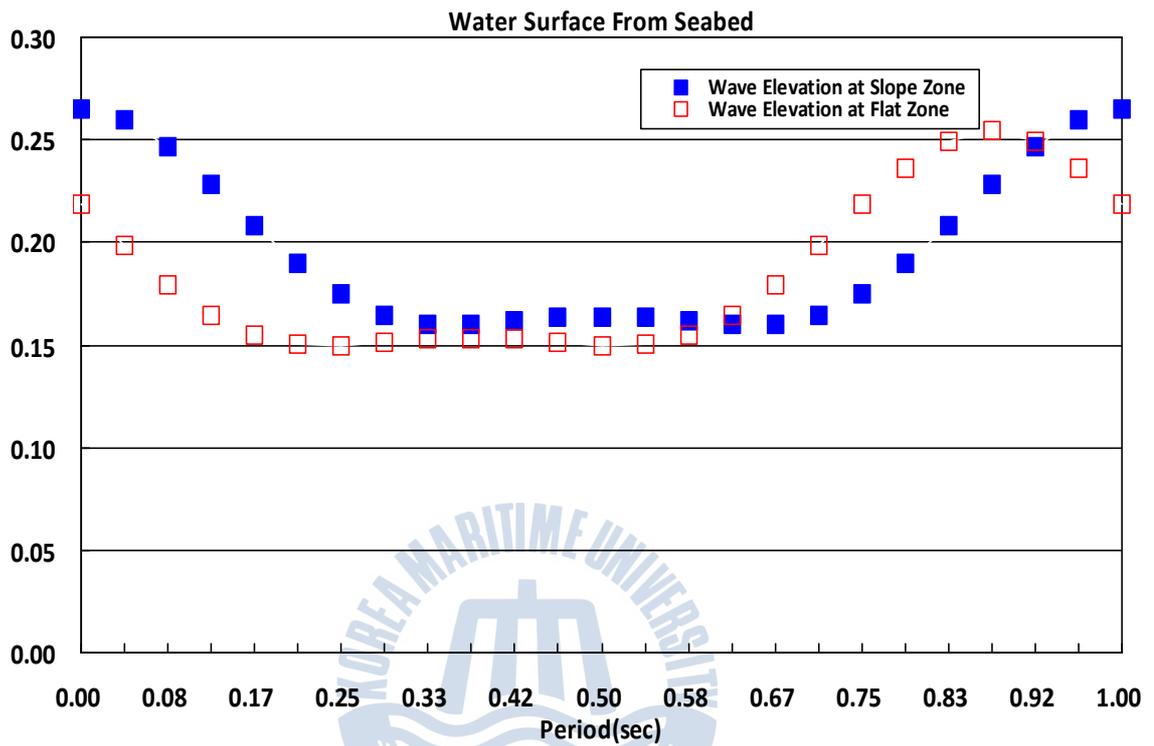


Figure A-1.1 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.3\text{m}/10\text{cm}/1\text{sec})$

Table A-1.2 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.3m/10cm/1.4sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.3m/10cm/1.4sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.3m/10cm/1.4sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.3m/10cm/1.4sec)
0.00	0.35	0.2615	0.1533
0.06	0.3389	0.2565	0.1534
0.12	0.3003	0.2446	0.1543
0.18	0.2406	0.2278	0.1542
0.23	0.1690	0.2089	0.1544
0.29	0.0960	0.1909	0.1568
0.35	0.0310	0.1762	0.1631
0.41	-0.0197	0.1662	0.1744
0.47	-0.0537	0.1610	0.1907
0.53	-0.0725	0.1596	0.2106
0.58	-0.0804	0.1604	0.2317
0.64	-0.0826	0.1614	0.2508
0.70	-0.0833	0.1615	0.2649
0.76	-0.0826	0.1624	0.2534
0.82	-0.0804	0.1623	0.2485
0.88	-0.0725	0.1625	0.2365
0.93	-0.0537	0.1649	0.2197
0.99	-0.0197	0.1712	0.2008
1.05	0.0310	0.1825	0.1828
1.11	0.0960	0.1988	0.1681
1.17	0.1690	0.2187	0.1581
1.23	0.2406	0.2398	0.1529
1.28	0.3003	0.2589	0.1515
1.34	0.3389	0.2729	0.1523
1.40	0.35	0.2797	0.1533

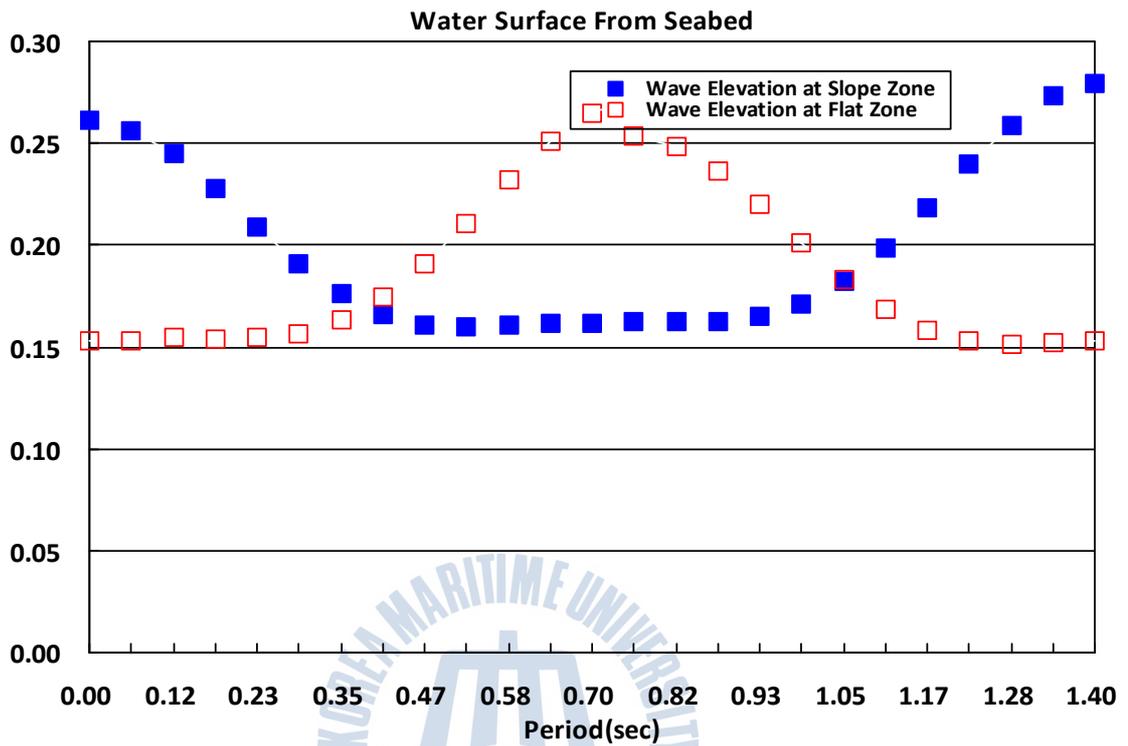


Figure A-1.2 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.3\text{m}/10\text{cm}/1.4\text{sec})$

Table A-1.3 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.3m/10cm/1.5sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.3m/10cm/1.5sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.3m/10cm/1.5sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.3m/10cm/1.5sec)
0.00	0.3955	0.2791	0.1534
0.06	0.3827	0.2734	0.1535
0.13	0.3359	0.2602	0.1525
0.19	0.2631	0.2417	0.1517
0.25	0.1765	0.2212	0.1532
0.31	0.0899	0.2017	0.1588
0.38	0.0153	0.1858	0.1696
0.44	-0.0393	0.1751	0.1854
0.50	-0.0715	0.1695	0.2049
0.56	-0.0845	0.1680	0.2255
0.63	-0.0851	0.1688	0.2439
0.69	-0.0815	0.1698	0.2571
0.75	-0.0800	0.1697	0.2628
0.81	-0.0815	0.1698	0.2571
0.88	-0.0851	0.1688	0.2439
0.94	-0.0845	0.1680	0.2255
1.00	-0.0715	0.1695	0.2049
1.06	-0.0393	0.1751	0.1854
1.13	0.0153	0.1858	0.1696
1.19	0.0899	0.2017	0.1588
1.25	0.1765	0.2212	0.1532
1.31	0.2631	0.2417	0.1517
1.38	0.3359	0.2602	0.1525
1.44	0.3827	0.2734	0.1535
1.50	0.3955	0.2791	0.1534

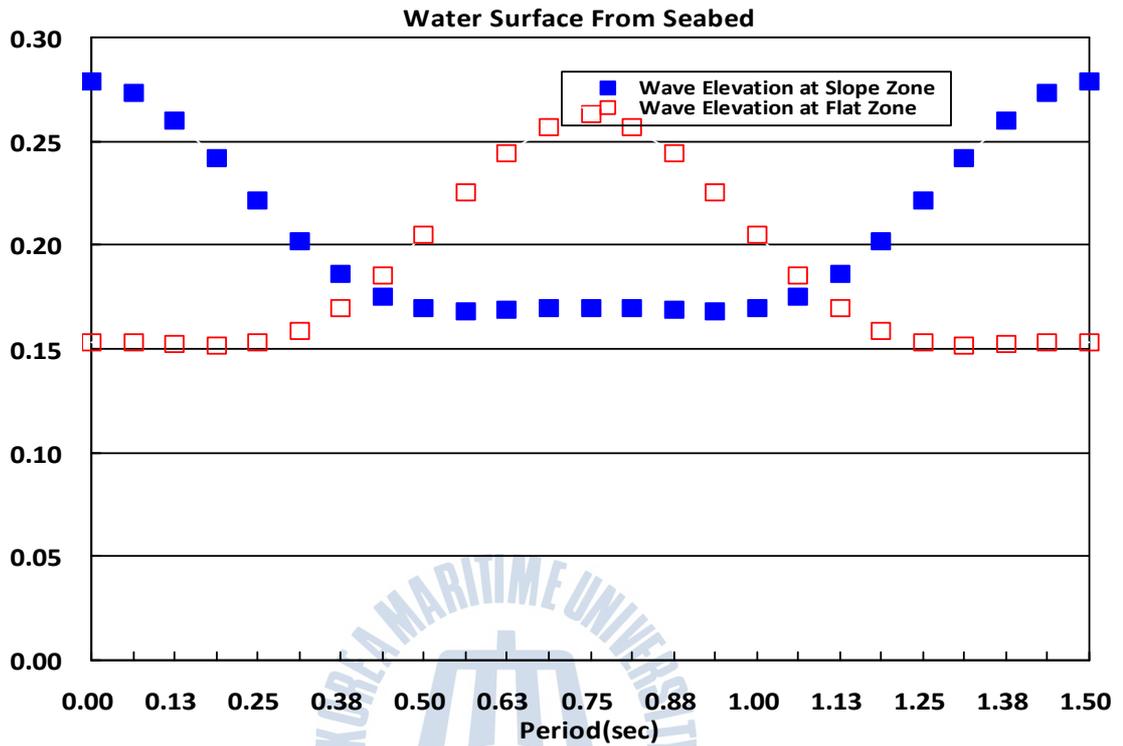


Figure A-1.3 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ (0.3m/10cm/1.5sec)

Table A-1.4 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.3m/10cm/1.8sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.3m/10cm/1.8sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.3m/10cm/1.8sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.3m/10cm/1.8sec)
0.00	0.4163	0.2643	0.1572
0.08	0.3936	0.2590	0.1551
0.15	0.3285	0.2461	0.1553
0.23	0.2341	0.2279	0.1595
0.30	0.1289	0.2077	0.1692
0.38	0.0319	0.1887	0.1843
0.45	-0.0413	0.1737	0.2033
0.53	-0.0824	0.1641	0.2236
0.60	-0.0916	0.1599	0.2418
0.68	-0.0770	0.1598	0.2548
0.75	-0.0517	0.1618	0.2595
0.83	-0.0295	0.1639	0.2542
0.90	-0.0208	0.1643	0.2413
0.98	-0.0295	0.1639	0.2231
1.05	-0.0517	0.1619	0.2029
1.13	-0.0770	0.1599	0.1840
1.20	-0.0916	0.1600	0.1690
1.28	-0.0824	0.1643	0.1593
1.35	-0.0413	0.1739	0.1551
1.43	0.0319	0.1890	0.1550
1.50	0.1289	0.2080	0.1571
1.58	0.2341	0.2283	0.1591
1.65	0.3285	0.2466	0.1595
1.73	0.3936	0.2596	0.1591
1.80	0.4163	0.2649	0.1572

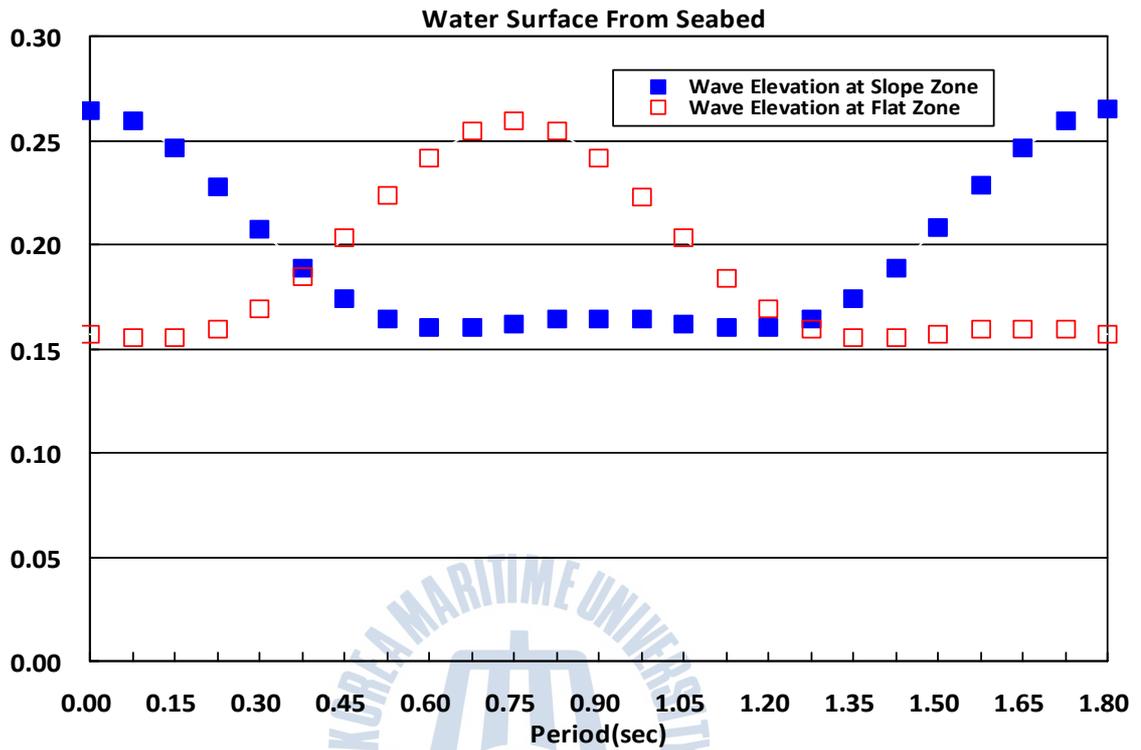


Figure A-1.4 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ (0.3m/10cm/1.8sec)

Table A-1.5 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of $(0.3\text{m}/10\text{cm}/2\text{sec})$

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) ($0.3\text{m}/10\text{cm}/2\text{sec}$)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) ($0.3\text{m}/10\text{cm}/2\text{sec}$)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) ($0.3\text{m}/10\text{cm}/2\text{sec}$)
0.00	0.5204	0.2831	0.1613
0.08	0.4760	0.2780	0.1598
0.17	0.3774	0.2641	0.1630
0.25	0.2468	0.2442	0.1726
0.33	0.1114	0.2221	0.1885
0.42	-0.0034	0.2015	0.2091
0.50	-0.0799	0.1855	0.2313
0.58	-0.1117	0.1760	0.2511
0.67	-0.1039	0.1727	0.2650
0.75	-0.0705	0.1743	0.2701
0.83	-0.0296	0.1782	0.2650
0.92	0.0018	0.1818	0.2511
1.00	0.0130	0.1831	0.2313
1.08	0.0018	0.1818	0.2091
1.17	-0.0296	0.1782	0.1885
1.25	-0.0705	0.1743	0.1726
1.33	-0.1039	0.1727	0.1630
1.42	-0.1117	0.1760	0.1598
1.50	-0.0799	0.1855	0.1613
1.58	-0.0034	0.2015	0.1652
1.67	0.1114	0.2221	0.1688
1.75	0.2468	0.2442	0.1701
1.83	0.3774	0.2641	0.1688
1.92	0.4760	0.2780	0.1652
2.00	0.5204	0.2831	0.1613

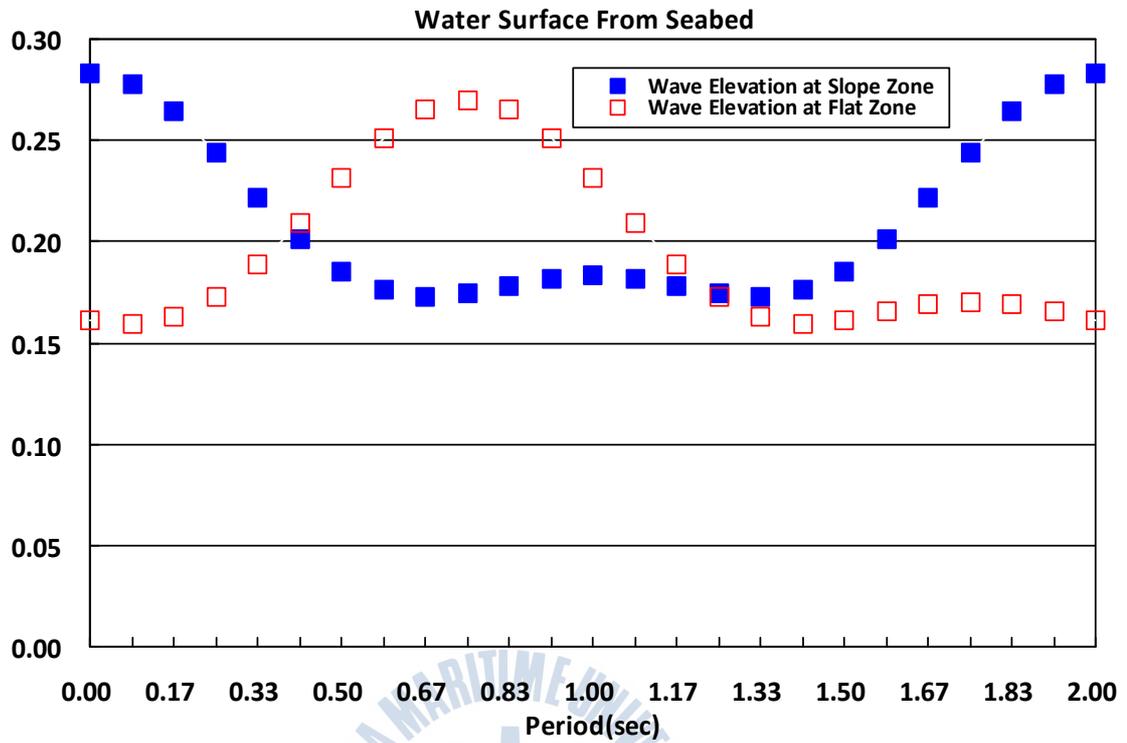


Figure A-1.5 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.3\text{m}/10\text{cm}/2\text{sec})$

Table A-1.6 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.5m/10cm/1sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.5m/10cm/1sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.5m/10cm/1sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.5m/10cm/1sec)
0.00	0.2510	0.4590	0.3660
0.04	0.2396	0.4541	0.3659
0.08	0.2207	0.4414	0.3681
0.13	0.1954	0.4233	0.3703
0.17	0.1657	0.4029	0.3709
0.21	0.1335	0.3837	0.3703
0.25	0.1008	0.3684	0.3681
0.29	0.0698	0.3585	0.3659
0.33	0.0423	0.3542	0.3660
0.38	0.0198	0.3541	0.3704
0.42	0.0034	0.3562	0.3803
0.46	-0.0062	0.3584	0.3956
0.50	-0.0090	0.3590	0.4148
0.54	-0.0062	0.3584	0.4351
0.58	0.0034	0.3562	0.4533
0.63	0.0198	0.3541	0.4660
0.67	0.0423	0.3542	0.4709
0.71	0.0698	0.3585	0.4660
0.75	0.1008	0.3684	0.4533
0.79	0.1335	0.3837	0.4351
0.83	0.1657	0.4029	0.4148
0.88	0.1954	0.4233	0.3956
0.92	0.2207	0.4414	0.3803
0.96	0.2396	0.4541	0.3704
1.00	0.2510	0.4590	0.3660

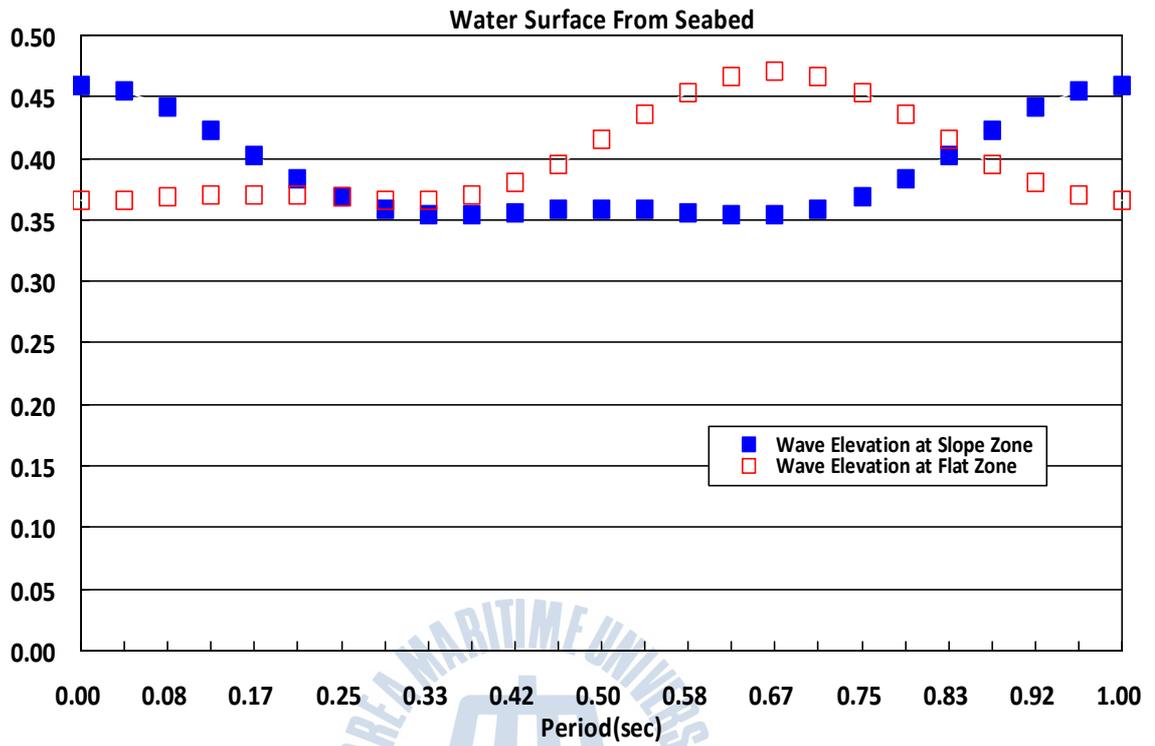


Figure A-1.6 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.5\text{m}/10\text{cm}/1\text{sec})$

Table A-1.7 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.5m/10cm/1.4sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.5m/10cm/1.4sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.5m/10cm/1.4sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.5m/10cm/1.4sec)
0.00	0.3123	0.4780	0.3427
0.06	0.3069	0.4705	0.3485
0.12	0.2866	0.4574	0.3566
0.18	0.2531	0.4401	0.3678
0.23	0.2089	0.4207	0.3823
0.29	0.1575	0.4014	0.3998
0.35	0.1029	0.3839	0.4191
0.41	0.0488	0.3693	0.4385
0.47	-0.0011	0.3582	0.4558
0.53	-0.0435	0.3501	0.4690
0.58	-0.0760	0.3443	0.4765
0.64	-0.0966	0.3398	0.4690
0.70	-0.1041	0.3361	0.4558
0.76	-0.0966	0.3398	0.4385
0.82	-0.0760	0.3443	0.4191
0.88	-0.0435	0.3501	0.3998
0.93	-0.0011	0.3582	0.3823
0.99	0.0488	0.3693	0.3678
1.05	0.1029	0.3839	0.3566
1.11	0.1575	0.4014	0.3485
1.17	0.2089	0.4207	0.3427
1.23	0.2531	0.4401	0.3383
1.28	0.2866	0.4574	0.3346
1.34	0.3069	0.4705	0.3383
1.40	0.3123	0.4780	0.3427

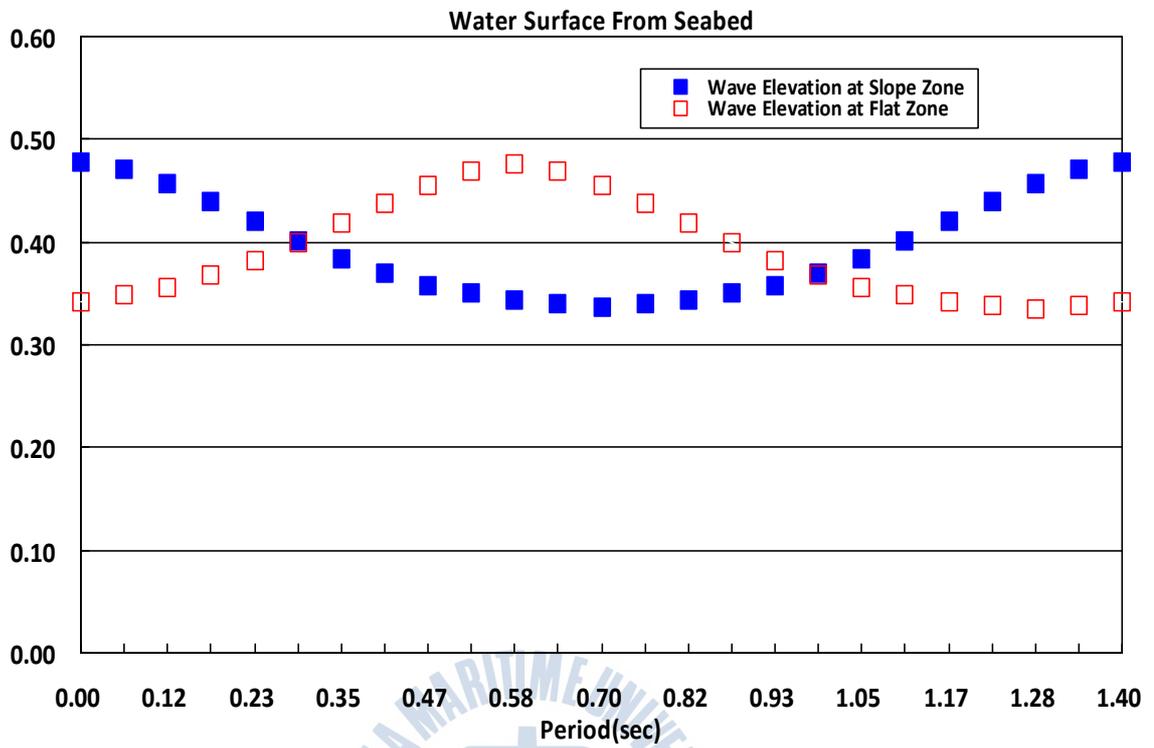


Figure A-1.7 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ (0.5m/10cm/1.4sec)

Table A-1.8 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.5m/10cm/1.8sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.5m/10cm/1.8sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.5m/10cm/1.8sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.5m/10cm/1.8sec)
0.00	0.3000	0.4628	0.3905
0.08	0.2927	0.4592	0.4023
0.15	0.2655	0.4504	0.4166
0.23	0.2219	0.4374	0.4322
0.30	0.1675	0.4221	0.4475
0.38	0.1087	0.4065	0.4605
0.45	0.0519	0.3922	0.4694
0.53	0.0019	0.3804	0.4729
0.60	-0.0385	0.3717	0.4694
0.68	-0.0683	0.3658	0.4605
0.75	-0.0883	0.3623	0.4475
0.83	-0.0998	0.3604	0.4322
0.90	-0.1041	0.3595	0.4166
0.98	-0.0998	0.3604	0.4023
1.05	-0.0883	0.3623	0.3905
1.13	-0.0683	0.3658	0.3818
1.20	-0.0385	0.3717	0.3759
1.28	0.0019	0.3804	0.3724
1.35	0.0519	0.3922	0.3705
1.43	0.1087	0.4065	0.3696
1.50	0.1675	0.4221	0.3705
1.58	0.2219	0.4374	0.3724
1.65	0.2655	0.4504	0.3759
1.73	0.2927	0.4592	0.3818
1.80	0.3000	0.4628	0.3905

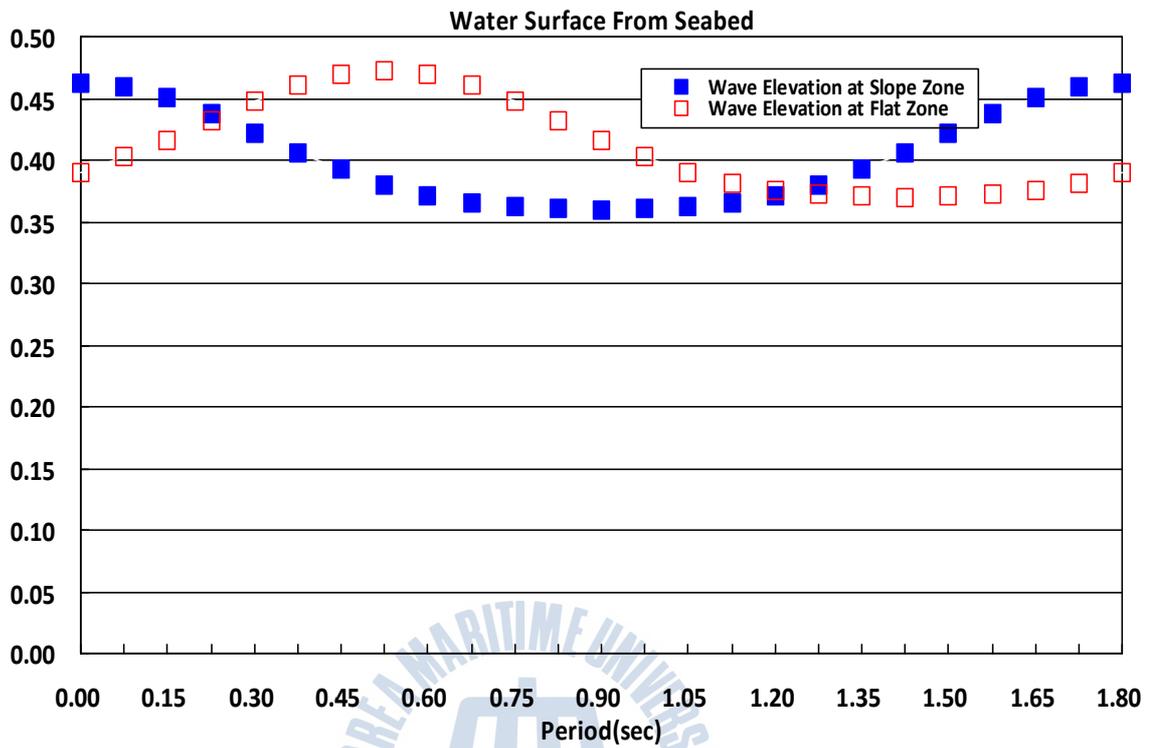


Figure A-1.8 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.5\text{m}/10\text{cm}/1.8\text{sec})$

Table A-1.9 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.5m/13cm/2sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.5m/13cm/2sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.5m/13cm/2sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.5m/13cm/2sec)
0.00	0.4996	0.4585	0.3769
0.08	0.5012	0.4566	0.3890
0.17	0.4647	0.4473	0.4050
0.25	0.3945	0.4322	0.4234
0.33	0.2999	0.4142	0.4414
0.42	0.1933	0.3958	0.4565
0.50	0.0876	0.3798	0.4658
0.58	-0.0065	0.3677	0.4677
0.67	-0.0824	0.3601	0.4658
0.75	-0.1380	0.3566	0.4565
0.83	-0.1751	0.3560	0.4414
0.92	-0.1973	0.3570	0.4234
1.00	-0.2082	0.3585	0.4050
1.08	-0.1973	0.3570	0.3890
1.17	-0.1751	0.3560	0.3769
1.25	-0.1380	0.3566	0.3693
1.33	-0.0824	0.3601	0.3657
1.42	-0.0065	0.3677	0.3652
1.50	0.0876	0.3798	0.3662
1.58	0.1933	0.3958	0.3677
1.67	0.2999	0.4142	0.3662
1.75	0.3945	0.4322	0.3652
1.83	0.4647	0.4473	0.3657
1.92	0.5012	0.4566	0.3693
2.00	0.4996	0.4585	0.3769

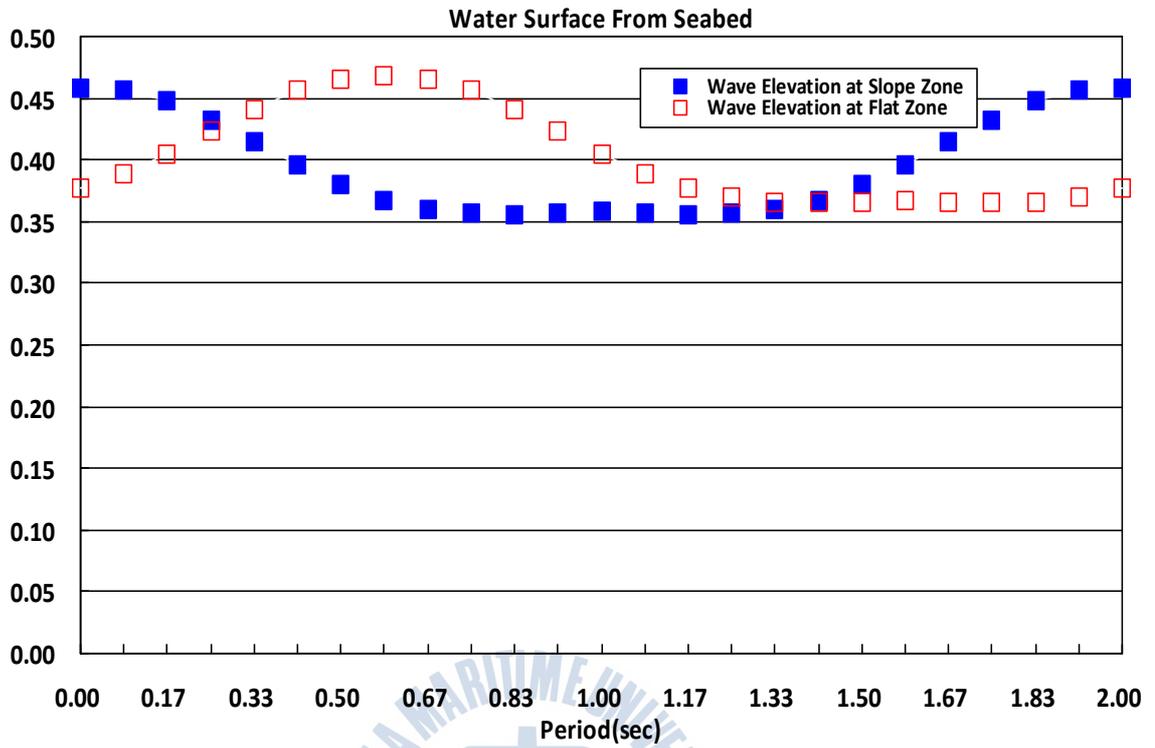


Figure A-1.9 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.5\text{m}/13\text{cm}/2\text{sec})$

Table A-1.10 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.7m/10cm/1.4sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.7m/10cm/1.4sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.7m/10cm/1.4sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.7m/10cm/1.4sec)
0.00	0.2914	0.6546	0.5567
0.06	0.2764	0.6514	0.5622
0.12	0.2511	0.6427	0.5706
0.18	0.2177	0.6299	0.5821
0.23	0.1787	0.6148	0.5961
0.29	0.1370	0.5993	0.6116
0.35	0.0954	0.5853	0.6267
0.41	0.0566	0.5738	0.6395
0.47	0.0229	0.5654	0.6482
0.53	-0.0039	0.5600	0.6514
0.58	-0.0226	0.5568	0.6482
0.64	-0.0329	0.5553	0.6395
0.70	-0.0350	0.5546	0.6267
0.76	-0.0329	0.5553	0.6116
0.82	-0.0226	0.5568	0.5961
0.88	-0.0039	0.5600	0.5821
0.93	0.0229	0.5654	0.5706
0.99	0.0566	0.5738	0.5622
1.05	0.0954	0.5853	0.5567
1.11	0.1370	0.5993	0.5536
1.17	0.1787	0.6148	0.5520
1.23	0.2177	0.6299	0.5514
1.28	0.2511	0.6427	0.5520
1.34	0.2764	0.6514	0.5536
1.40	0.2914	0.6546	0.5567

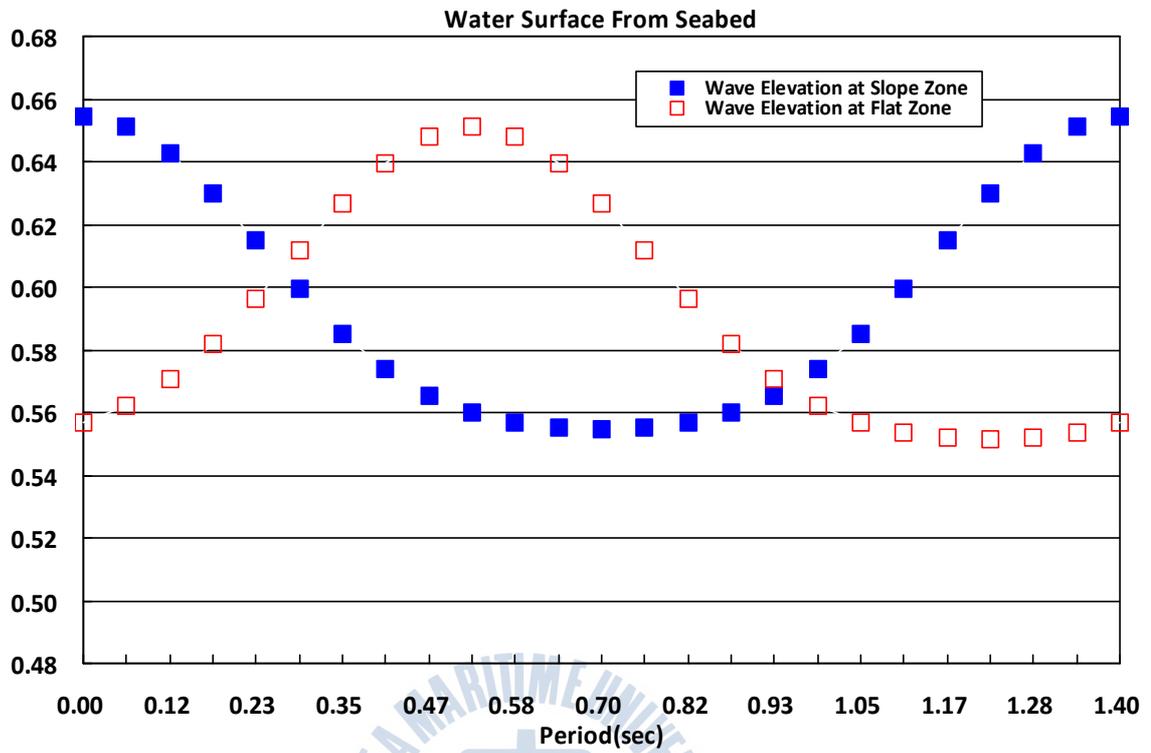


Figure A-1.10 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.7\text{m}/10\text{cm}/1.4\text{sec})$

Table A-1.11 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.7m/22cm/1.5sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.7m/22cm/1.5sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.7m/22cm/1.5sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.7m/22cm/1.5sec)
0.00	0.6245	0.7240	0.4987
0.06	0.6004	0.7129	0.5105
0.13	0.5516	0.6864	0.5328
0.19	0.4822	0.6490	0.5655
0.25	0.3975	0.6070	0.6055
0.31	0.3039	0.5670	0.6475
0.38	0.2078	0.5343	0.6849
0.44	0.1157	0.5119	0.7114
0.50	0.0333	0.5002	0.7225
0.56	-0.0344	0.4968	0.7114
0.63	-0.0839	0.4982	0.6849
0.69	-0.1129	0.5003	0.6475
0.75	-0.1207	0.5002	0.6055
0.81	-0.1129	0.5003	0.5655
0.88	-0.0839	0.4982	0.5328
0.94	-0.0344	0.4968	0.5105
1.00	0.0333	0.5002	0.4987
1.06	0.1157	0.5119	0.4953
1.13	0.2078	0.5343	0.4967
1.19	0.3039	0.5670	0.4988
1.25	0.3975	0.6070	0.4987
1.31	0.4822	0.6490	0.4988
1.38	0.5516	0.6864	0.4967
1.44	0.6004	0.7129	0.4953
1.50	0.6245	0.7240	0.4987

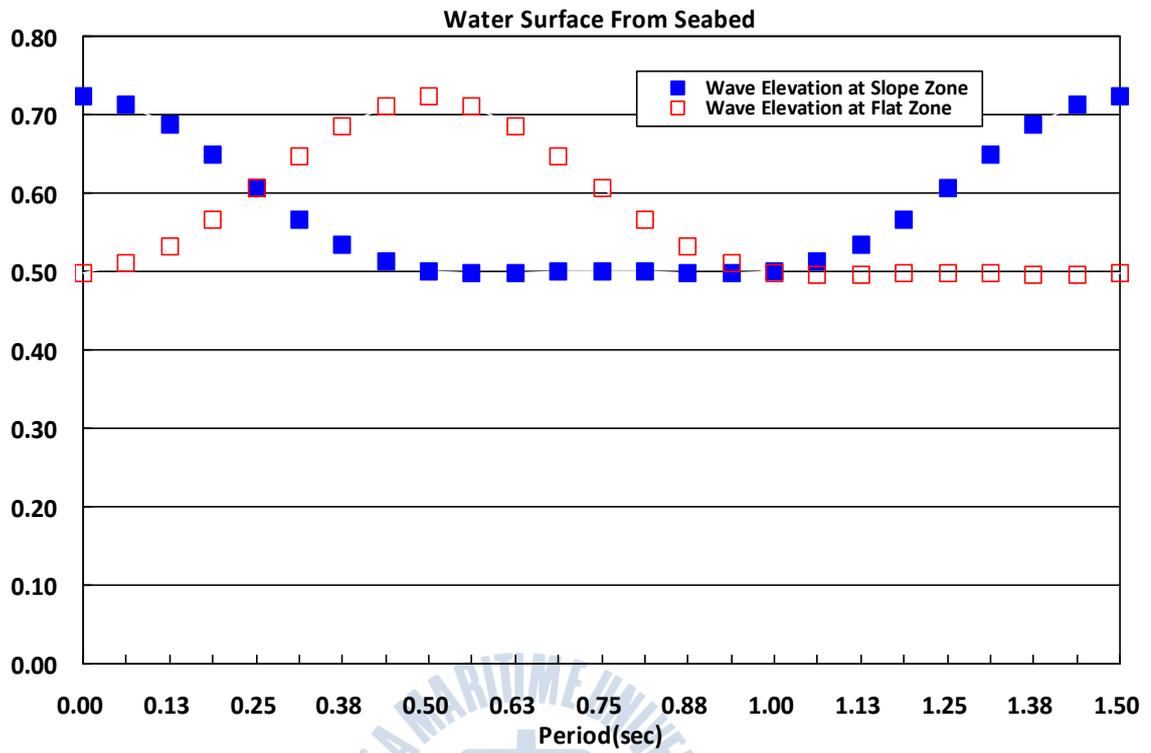


Figure A-1.11 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.7\text{m}/22\text{cm}/1.5\text{sec})$

Table A-1.12 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}$ with environmental of (0.7m/18cm/2sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.7m/18cm/2sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.7m/18cm/2sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.7m/18cm/2sec)
0.00	0.5204	0.7084	0.6004
0.08	0.5438	0.7019	0.6291
0.17	0.5323	0.6852	0.6577
0.25	0.4852	0.6608	0.6821
0.33	0.4063	0.6323	0.6988
0.42	0.3031	0.6036	0.7053
0.50	0.1854	0.5780	0.6988
0.58	0.0637	0.5579	0.6821
0.67	-0.0521	0.5439	0.6577
0.75	-0.1538	0.5354	0.6291
0.83	-0.2353	0.5312	0.6004
0.92	-0.2921	0.5293	0.5749
1.00	-0.3203	0.5284	0.5547
1.08	-0.2921	0.5293	0.5407
1.17	-0.2353	0.5312	0.5323
1.25	-0.1538	0.5354	0.5280
1.33	-0.0521	0.5439	0.5261
1.42	0.0637	0.5579	0.5253
1.50	0.1854	0.5780	0.5261
1.58	0.3031	0.6036	0.5280
1.67	0.4063	0.6323	0.5323
1.75	0.4852	0.6608	0.5407
1.83	0.5323	0.6852	0.5547
1.92	0.5438	0.7019	0.5749
2.00	0.5204	0.7084	0.6004

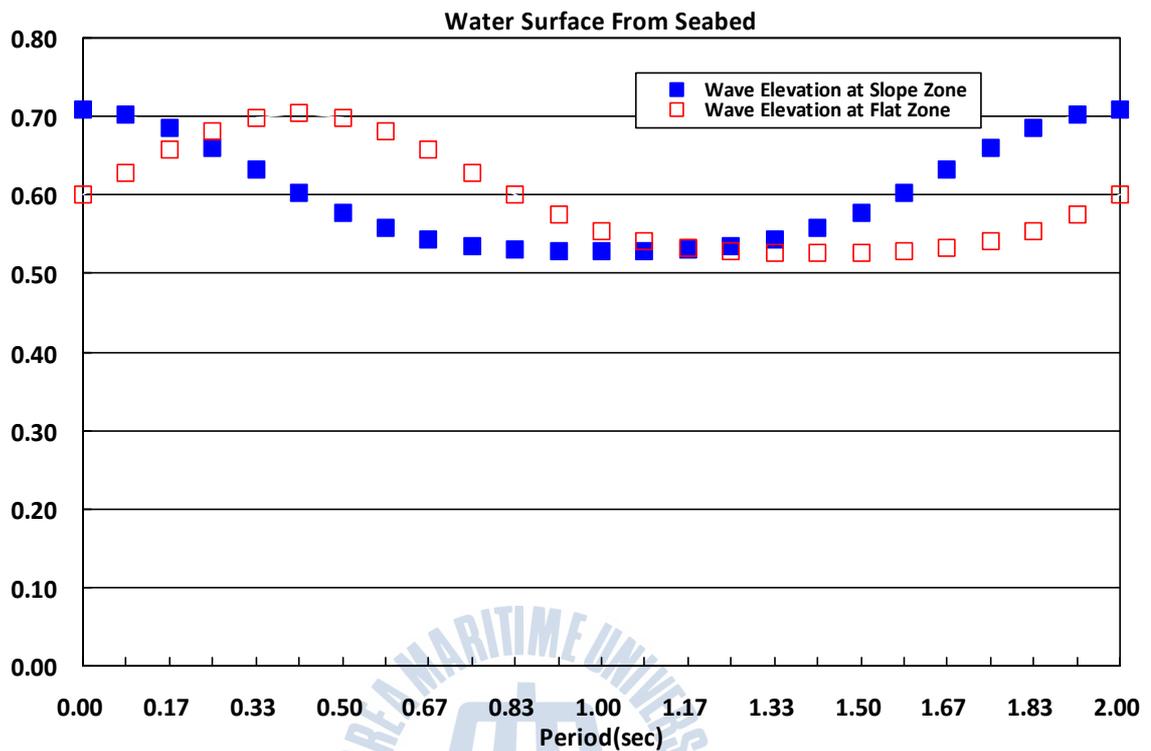


Figure A-1.12 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.012\text{mm}(0.7\text{m}/18\text{cm}/2\text{sec})$

상기 Figure A-1.1에서 Figure A-1.12에서 나타나듯이 해저 사면부분과 해저사면이 없는 구간에 대하여 파랑의 해저면에서의 높이가 다소 차이가 나는 것은 해저면의 경사로 인한 Wave Set-up현상인 것으로 판단된다.

부록 A.2 모래질 입경 0.028mm에 대한 실험결과

2차원수조 모형실험에서 각 경우에 대하여 약 1200sec 이상으로 수행했으나 지반의 교란, 굴곡현상, 지반의 압밀, 압축영향으로 인하여 약50 sec ~ 100 sec대에 대하여 파랑에 의한 지반 내 과잉간극수압 측정 및 파랑의 해수면 높이에 대한 각 주기에 한한 결과를 Table A-2.1에서 Table A-2.3에 수록 하였고, 그 외 50sec 이하 및 100sec이상일 경우 오차 범위가 크게 발생하여 제외 하였으며, Figure A-2.1에서 Figure A-2.3으로 해저사면 구간 및 해저사면 전의 평탄한 지역에서 발생한 파랑에 대한 높이를 나타내었다.



Table A-2.1 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}$ with environmental of (0.3m/10cm/2sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.3m/10cm/2sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.3m/10cm/2sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.3m/10cm/2sec)
0.00	0.4163	0.2839	0.1620
0.08	0.3605	0.2785	0.1606
0.17	0.2688	0.2644	0.1640
0.25	0.1641	0.2443	0.1737
0.33	0.0685	0.2219	0.1898
0.42	-0.0019	0.2011	0.2105
0.50	-0.0406	0.1851	0.2329
0.58	-0.0502	0.1754	0.2530
0.67	-0.0403	0.1720	0.2671
0.75	-0.0227	0.1734	0.2725
0.83	-0.0075	0.1771	0.2671
0.92	0.0003	0.1805	0.2530
1.00	0.0013	0.1816	0.2329
1.08	0.0003	0.1805	0.2105
1.17	-0.0075	0.1771	0.1898
1.25	-0.0227	0.1734	0.1737
1.33	-0.0403	0.1720	0.1640
1.42	-0.0502	0.1754	0.1606
1.50	-0.0406	0.1851	0.1620
1.58	-0.0019	0.2011	0.1657
1.67	0.0685	0.2219	0.1691
1.75	0.1641	0.2443	0.1702
1.83	0.2688	0.2644	0.1691
1.92	0.3605	0.2785	0.1657
2.00	0.4163	0.2839	0.1620

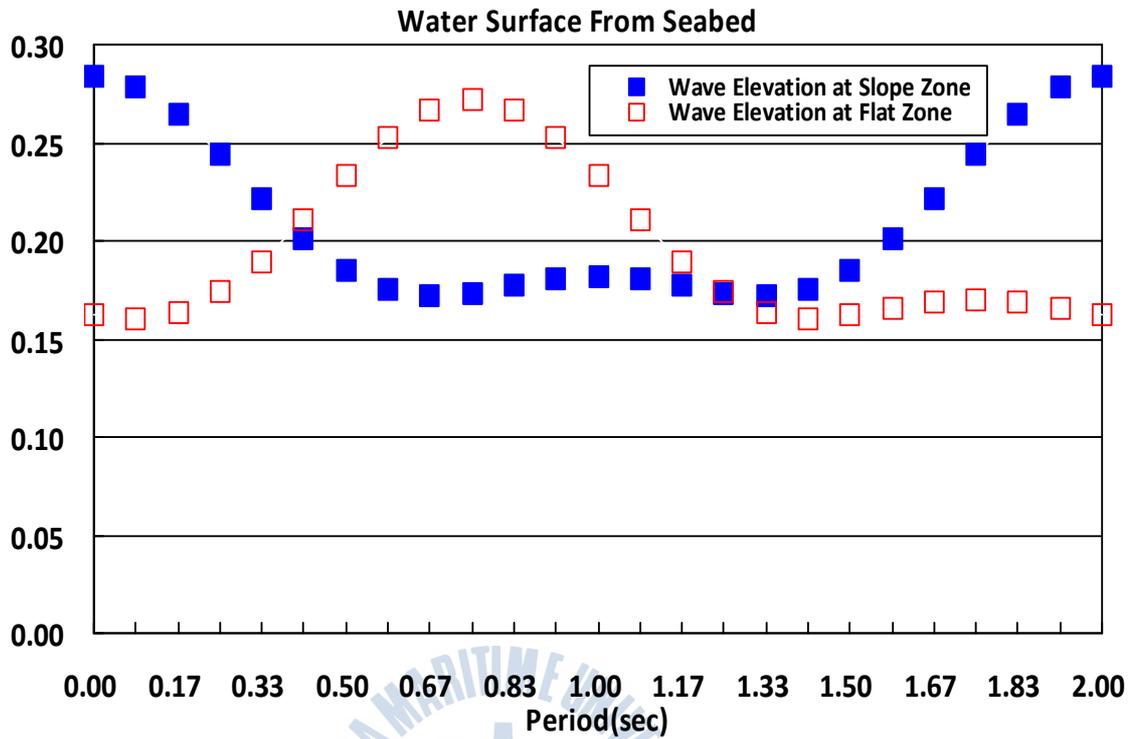


Figure A-2.1 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}$ (0.3m/10cm/2sec)

Table A-2.2 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}$ with environmental of (0.5m/13cm/2sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.5m/13cm/2sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.5m/13cm/2sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.5m/13cm/2sec)
0.00	0.7078	0.4777	0.4553
0.08	0.6551	0.4729	0.4696
0.17	0.5603	0.4604	0.4882
0.25	0.4386	0.4422	0.5092
0.33	0.3073	0.4212	0.5302
0.42	0.1824	0.4002	0.5484
0.50	0.0760	0.3817	0.5608
0.58	-0.0052	0.3673	0.5657
0.67	-0.0602	0.3576	0.5608
0.75	-0.0921	0.3520	0.5484
0.83	-0.1065	0.3493	0.5302
0.92	-0.1090	0.3483	0.5092
1.00	-0.1041	0.3477	0.4882
1.08	-0.1090	0.3483	0.4696
1.17	-0.1065	0.3493	0.4553
1.25	-0.0921	0.3520	0.4455
1.33	-0.0602	0.3576	0.4400
1.42	-0.0052	0.3673	0.4373
1.50	0.0760	0.3817	0.4363
1.58	0.1824	0.4002	0.4357
1.67	0.3073	0.4212	0.4363
1.75	0.4386	0.4422	0.4373
1.83	0.5603	0.4604	0.4400
1.92	0.6551	0.4729	0.4455
2.00	0.7078	0.4777	0.4553

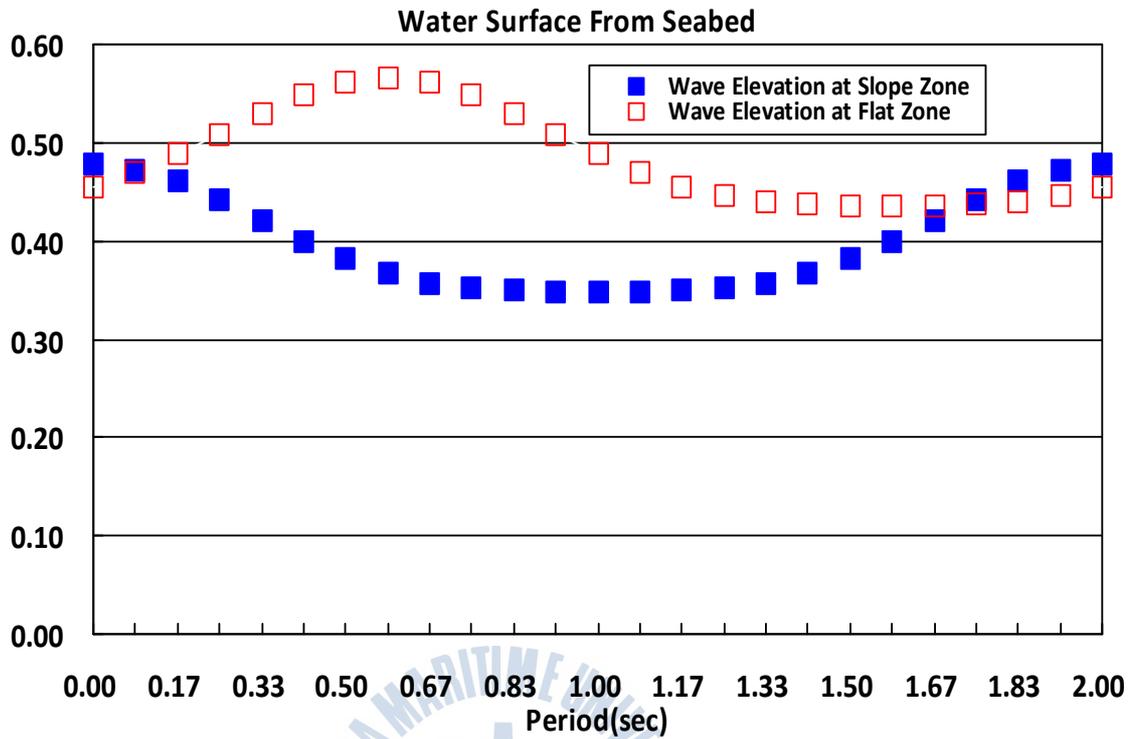


Figure A-2.2 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}$ (0.5m/13cm/2sec)

Table A-2.3 Test Results of Excess Pore Pressure and Wave Elevation for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}$ with environmental of (0.7m/18cm/2sec)

Time Phase, t(sec)	Test Results of Excess Pore Pressure(kN/m^2) (0.7m/18cm/2sec)	Test Results of Wave Elevation at Mid of Seabed Slope Zone(m) (0.7m/18cm/2sec)	Test Results of Wave Elevation at Flat Zone(m) (0.7m/18cm/2sec)
0.00	0.6037	0.7103	0.5964
0.08	0.5898	0.7039	0.6220
0.17	0.5423	0.6872	0.6507
0.25	0.4665	0.6627	0.6793
0.33	0.3700	0.6342	0.7037
0.42	0.2623	0.6054	0.7204
0.50	0.1530	0.5798	0.7268
0.58	0.0502	0.5597	0.7204
0.67	-0.0393	0.5457	0.7037
0.75	-0.1116	0.5373	0.6793
0.83	-0.1643	0.5330	0.6507
0.92	-0.1966	0.5311	0.6220
1.00	-0.2082	0.5303	0.5964
1.08	-0.1966	0.5311	0.5762
1.17	-0.1643	0.5330	0.5622
1.25	-0.1116	0.5373	0.5538
1.33	-0.0393	0.5457	0.5496
1.42	0.0502	0.5597	0.5477
1.50	0.1530	0.5798	0.5468
1.58	0.2623	0.6054	0.5477
1.67	0.3700	0.6342	0.5496
1.75	0.4665	0.6627	0.5538
1.83	0.5423	0.6872	0.5622
1.92	0.5898	0.7039	0.5762
2.00	0.6037	0.7103	0.5964

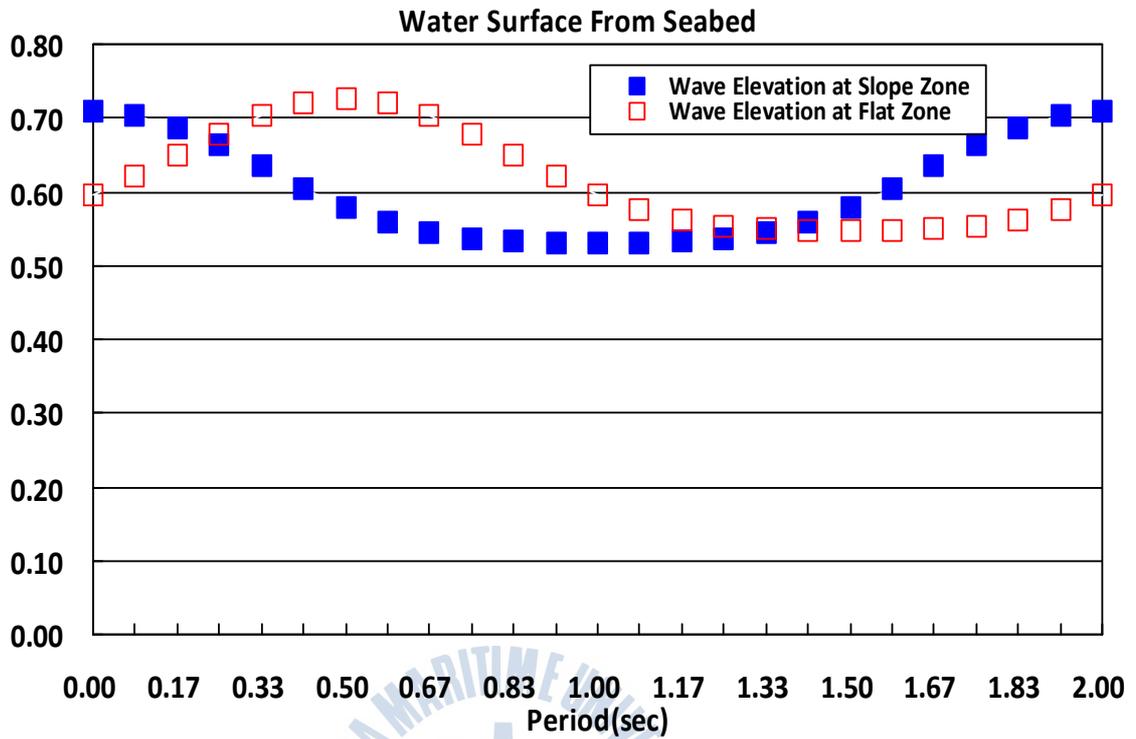


Figure A-2.3 Test Results of Wave Elevation at Slope and Flat Zone for Seabed of Grain Size, $d_{50}=0.028\text{mm}(0.7\text{m}/18\text{cm}/2\text{sec})$

상기 Figure A-2.1에서 Figure A-2.3에서 나타나듯이 해저 사면부분과 해저사면이 없는 구간에 대하여 파랑의 해저면에서의 높이가 다소 차이가 나는 것은 해저면 경사로 인한 Wave set-up현상인 것으로 판단되며, 부록 A.3에 Wave set-up에 대하여 실험결과를 수록하였다.

부록 A.3 Wave Set-Up 실험결과

2차원수조 모형실험에서 각 경우에 대하여 해저지반의 경사로 인한 Wave set-up에 대하여 검토한 결과 2차원수조 실험과 이론적 검증에서 다소 차이는 있으나 Wave set-up이 발생함을 아래 Table A-3로 확인될 수 있다.

Table A-3 Comparison of Wave set-up between Theoretical and Test Result

Water Depth (m)	H_{os}	β_f	T_p	F_H	F_T	F_y	F_{slope}	Wave set-up		
								Synolaki's Equation	DIM's Equation	Test Results
0.3	0.1	0.05	1	0.01	0.3	1	1.38	0.008	0.006	0.010
0.3	0.1	0.05	1.4	0.01	0.35	1	1.38	0.008	0.007	0.008
0.3	0.1	0.05	1.5	0.01	0.35	1	1.38	0.008	0.007	0.016
0.3	0.1	0.05	1.8	0.01	0.38	1	1.38	0.008	0.007	0.005
0.3	0.1	0.05	2	0.01	0.4	1	1.38	0.008	0.008	0.013
0.5	0.1	0.05	1	0.01	0.3	1	1.38	0.008	0.006	-
0.5	0.1	0.05	1.4	0.01	0.35	1	1.38	0.008	0.007	0.002
0.5	0.1	0.05	1.8	0.01	0.38	1	1.38	0.008	0.007	-
0.5	0.13	0.05	2	0.01	0.4	1	1.38	0.010	0.010	-
0.7	0.1	0.05	1.4	0.01	0.35	1	1.38	0.008	0.007	0.003
0.7	0.22	0.05	1.5	0.02	0.35	1	1.38	0.017	0.013	0.001
0.7	0.18	0.05	2	0.02	0.4	1	1.38	0.014	0.012	0.003
0.3	0.1	0.05	2	0.01	0.4	1	1.38	0.008	0.008	0.011
0.5	0.13	0.05	2	0.01	0.4	1	1.38	0.010	0.010	-
0.7	0.18	0.05	2	0.02	0.4	1	1.38	0.014	0.012	-

전반적으로 경사지반에 의한 Wave set-up factor가 발생한 것으로, 그 값이 음수(-)인 경우는 계측 오류인 것으로 판단되며, Synolaki식은 약 2%~30%, DIM식은 약 30%~57%정도 실제 2차원수조 실험값과 차이가 발생하였다.

따라서 상기의 2차원수조 실험에 의한 해저지반경사로 발생한 Wave Set-up은 Synolaki식이 보다 정확하다 할 것이다.

그러므로 본 연구에서의 해저지반경사 영향으로 인한 Wave Set-up은 Synolaki식을 적용하여 그 영향을 고려하였으며, 실제 적용 시 보다 정확성이 있을 것으로 판단된다.



부록 A.4 1993년 일본항만기술연구소 보고서에서 현장실험 결과와 본 연구에서의 결과 비교

1993년 일본항만기술연구소 보고서에서 현장 실험한 HORF(Hazaki Oceanographic Facility)는 Ibaraki의 Hazaki에 위치하고 있으며, 해안으로부터 427m 떨어진 지역에 대하여 현장 실험을 실시하였고, 그때 사용한 계측장비는 다음 Table A-4.1와 같다.

Table A-4.1 Site Test Measuring Equipment at HORF in Japan

Measuring Equipment	Type	Capacity	Accuracy
Pore Pressure Gage	Digital AB-50	3.5kgf/cm ²	0.5%
Soil Pressure Gage	Kyowa Electronic BE-2KM	2.0kgf/cm ²	0.5%
Sand Resister	Sanyo Sokki SPM-V	3m range	5cm
Wave measuring instrument	Keisoku Giken UHT 2-10	10m max	5cm
Inclinometer	Arec Electronic ACO-200	±70 degree	±1 degree
Current measuring instrument	Arec Electronic ACM-200PC	600cm/sec	0.5cm/sec

또한 현장지반에 대한 근거 자료는 아래와 같이 Table A-4.2로 나타낼 수 있다.

Table A-4.2 Seabed Condition for Site Test at HORF in Japan

Classification	Description	Remarks
Water Depth	10m	
Wave Height	5m	
Wave Period	7 sec	
Sand Specified Gravity, G_s	2.689	
Sand Dry Density, γ_d	1.54ton/m ³	
Permeability k	2.8x10 ⁻⁴ m/sec	
Coefficient of Volume Compressibility, m_v	9.94x10 ⁻⁶ m ² /kN	
Porosity, n	0.444	
Degree of saturation, S_r	99.67%	

다음은 본 연구에서 추정된 지반내의 과잉간극수압에 대하여 다음 Table A-4.3로 나타내었다.



Table A-4.3 Excess Pore Pressure under Seabed from This Research

Seabed Depth (m)	Excess Pore Pressure(kN/m ²)			
	Seabed Pressure Po=31.4kN/m ²	Seabed Pressure Po=23.5kN/m ²	Seabed Pressure Po=15.7kN/m ²	Seabed Pressure Po=9.8kN/m ²
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.0	0.1	0.1	0.1	0.0
4.0	1.4	1.0	0.7	0.4
5.0	4.1	3.1	2.1	1.3
6.0	7.4	5.6	3.7	2.3
7.0	10.6	7.9	5.3	3.3
8.0	13.3	10.0	6.7	4.2
9.0	15.6	11.7	7.8	4.9
10.0	17.5	13.1	8.7	5.5
11.0	19.0	14.2	9.5	5.9
12.0	20.2	15.2	10.1	6.3
13.0	21.3	15.9	10.6	6.6
14.0	22.1	16.6	11.1	6.9
15.0	22.8	17.1	11.4	7.1
16.0	23.4	17.6	11.7	7.3
16.5	23.7	17.8	11.8	7.4
17.0	23.9	17.9	12.0	7.5
17.5	24.2	18.1	12.1	7.5
18.0	24.4	18.3	12.2	7.6
18.5	24.6	18.4	12.3	7.7
19.0	24.7	18.5	12.4	7.7
19.5	24.9	18.7	12.5	7.8
20.0	25.1	18.8	12.5	7.8

그리고 아래 Table A-4.4에서는 현장 계측한 지반 내 과잉간극수압 분포를 나타내고 있다.

Table A-4.4 Excess Pore Pressure under Seabed from Site Test
Results at HORF in Japan

Seabed Depth (m)	Excess Pore Pressure(kN/m ²)			
	Seabed Pressure Po=31.4kN/m ²	Seabed Pressure Po=23.5kN/m ²	Seabed Pressure Po=15.7kN/m ²	Seabed Pressure Po=9.8kN/m ²
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.0	0.4	0.3	0.3	0.3
4.0	1.4	1.1	0.9	0.4
6.0	7.1	5.8	4.0	2.2
8.0	12.5	9.8	6.7	4.5
10.0	16.9	12.9	8.9	6.2
12.0	20.5	15.2	10.7	6.3
14.0	22.3	16.9	11.6	6.7
16.0	24.1	18.3	12.0	7.0
18.0	24.5	18.3	12.0	7.2
20.0	24.5	18.3	12.0	7.2

아래 Table A-4.5에서는 Zen and Yamazaki(1991) 이론에 의한 지반내 과잉간극수압 분포를 나타내었다.

Table A-4.5 Excess Pore Pressure under Seabed from Zen and Yamazaki(1991)

Seabed Depth (m)	Excess Pore Pressure from Zen and Yamazaki(1991)(kN/m ²)			
	Zen, Yamazaki's Theory Po=31.4kN/m ²	Zen, Yamazaki's Theory, Po=23.5kN/m ²	Zen, Yamazaki's Theory, Po=15.7kN/m ²	Zen, Yamazaki's Theory, Po=9.8kN/m ²
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	12.5	9.8	6.2	3.6
2.0	19.6	15.2	9.5	5.4
4.0	21.4	16.1	10.7	6.7
6.0	21.4	16.1	10.7	7.0
8.0	21.4	16.1	10.7	7.0
10.0	21.4	16.1	10.7	7.0
12.0	21.4	16.1	10.7	7.0
14.0	21.4	16.1	10.7	7.0
16.0	21.4	16.1	10.7	7.0
18.0	21.4	16.1	10.7	7.0
20.0	21.4	16.1	10.7	7.0

따라서 여러 가지 이론과 현장 실험에 의한 결과 비교는 아래의 Figure A-4로 명확히 비교 검토 할 수 있도록 나타내었다.

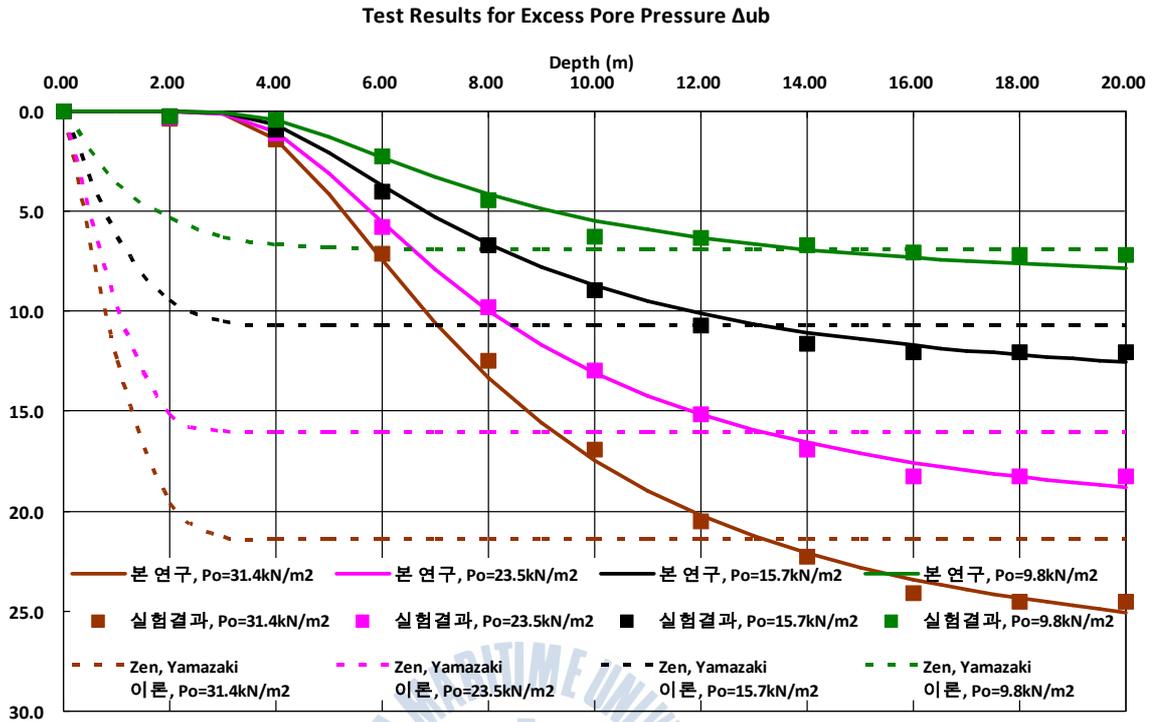


Figure A-4 Comparison for Excess Pore Pressure between Site Test and Zen, Yamazaki's Theory and This Research

상기 Figure A-4에서 알 수 있듯이 본연구의 이론으로 수행한 지반 내 과잉간극수압 분포와 실제 실험과의 분포는 대략 5~8%의 오차범위 이내에서 잘 일치하고 있는 것으로 판단되며, Zen and Yamazaki(1991) 이론에 의한 지반 내 과잉간극수압은 지하 10m이상에서는 5%~20%내외에서의 오차 범위내에서 일치하는 것으로 보이나 초기 지하 1m~10m까지는 오차의 범위 정도가 매우 크게 나타났으며, 이는 투수계수, $k(m/sec)$ 및 과잉간극수압 소산 거리, H_{dr} 이 매우 짧아 과잉간극수압 매우 빠르게 소산됨으로 아주 적은 값인데도 불구하고 과잉간극수압이 크게 발생하는 것은 시간계수 $T_v = \frac{C_v t}{H_{dr}^2}$ 을 고려하지 않았기 때문인 것으로 판단된다. 그리고 지하 10m이상의 깊은 곳에서 어느 정도 일치하는 것은 과잉간극수압 소산시간이 오래 걸려 그 영향이 적기 때문인 것으로 확인이 되었다.

비록 해저지반의 깊이가 깊을 경우라도 과잉간극수압 소산을 고려할 수 있는 시간계수 T_v 을 고려하였다면 본 연구에서의 오차 범위 이내에서 그 값이 수렴되었을 것으로 판단된다.

