



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



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

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

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

[Disclaimer](#)

공학박사 학위논문

파-흐름-지반-구조물의 상호작용에 의한
지반응답의 동적해석 및 액상화에 대한
대책공법

Dynamic Analysis for Seabed Response by Interaction of
Waves-Current-Seabed-Structure and Countermeasure for
Liquefaction



지도교수 김 도 삼

2018년 2월

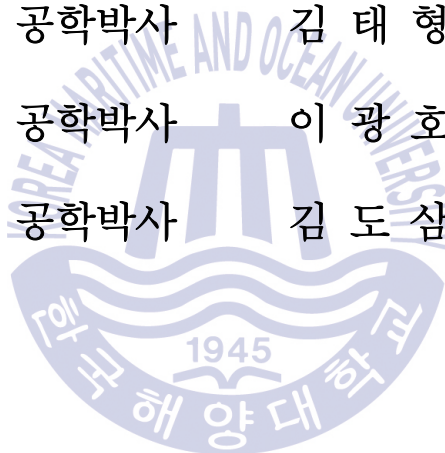
한국해양대학교 대학원

토목환경공학과

김 동 욱

본 논문을 김동욱의 공학박사 학위논문으로 인준함

위원장	공학박사	배 기 성	(인)
위 원	공학박사	신 문 섭	(인)
위 원	공학박사	김 태 형	(인)
위 원	공학박사	이 광 호	(인)
위 원	공학박사	김 도 삼	(인)



2018년 2월

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과

김 동 욱

Dynamic Analysis for Seabed Response by Interaction of Waves-Current-Seabed-Structure and Countermeasure for Liquefaction

by

Dong Wook Kim

**Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School
Korea Maritime and Ocean University**

ABSTRACT

This study presents the dynamic behavior of the seabed due to the interaction among seabed, structure and waves and proposes a liquefaction countermeasures. This paper consists of the following five topics, i.e., (1) An analytical solution to vibration pore water pressure in seabed for the partial standing wave fields with arbitrary reflectivity. (2) An analytical solution to vibration pore water pressure in seabed under coexisting currents and partial standing waves with arbitrary reflection ratio. (3) An analytical solution to vibration pore water pressure in seabed under coexisting currents and progressive waves. (4) Numerical analysis on the dynamic responses of the seabed with the submerged breakwater under regular and irregular waves. (5) Numerical analysis on liquefaction countermeasure of the seabed around the submerged breakwater under regular and irregular waves.

In the first topic, a new analytical solution to the dynamic wave-induced soil response in a porous seabed of finite thickness was derived based on Biot's theory (Biot, 1941) and elastic foundation coupled with linear wave theory. The newly developed solution for wave-seabed interaction can be widely applied as an analytical solution because it can be easily extended to the previous analytical solutions by varying water depth and reflection ratio. The analytical solutions were verified by comparing with the previous results for a seabed of infinite thickness under the progressive and standing waves derived by Yamamoto et al.(1978) and Tsai & Lee(1994).

In the second topic, an analytical solution to the dynamic responses of the seabed with finite and infinite thicknesses including shallow was developed under current and partial standing wave coexisting field with arbitrary reflection in constant water depth condition. In the analytical solution, reflection ratio was converted

to 0 or 1 for progressive-wave and current coexisting field or for fully standing-wave and current coexisting field, respectively. Meanwhile, based on the Biot's consolidation theory, the seabed was assumed as a porous elastic media with the assumptions that pore fluid was compressible and Darcy law governs the current. The developed analytical solutions were verified by comparing with the existing results. Using the analytical solution, the variation characteristics of seabed deformation, pore pressure, effective and shear stresses were carefully examined with respect to the various values of reflection ratio, current velocity, incident wave's period and seabed thickness.

In the third topic, the errors pointed out in the existing analytical solutions for the estimation of residual pore-water pressure accumulation were examined and a new analytical solution using a Fourier series expansion and separation of variables is proposed. The new analytical solution was verified by comparing existing analytical and numerical solutions and available experimental data. Since there was no need for numerical integration for deep soil thickness, the newly developed solution was much simpler than the previous analysis solution. The solutions of the residual pore-water pressure for finite, deep, and shallow soil thickness revealed that it is possible to approach from finite to shallow soil thickness, but not possible to deep soil thickness because there is discontinues zone between finite and deep soil thickness. Furthermore, from the viewpoint of the total pore-water pressure, which is the sum of oscillating and residual pore water, the variation characteristics of seabed response and liquefaction depth due to waves, soil and currents were discussed. As a result, when the currents travel in the same directions as the progressive waves, the dimensionless oscillating pore-water pressure increases and residual one decreases as the flow velocity increases, and consequently the total pore-water pressure and dimensionless liquefaction depth also decreases.

In the fourth topic, the dynamic responses of the seabed where the submerged breakwater was installed were numerically investigated with regular and irregular waves. To estimate liquefaction potential quantitatively, the time and spatial series of the seabed response including displacement of the structure, pore-water pressure (oscillatory and residual components) and pore water pressure ratio were investigated based on the numerical wave tank model and the finite element elasto-plastic model. Numerical results revealed that a safer design for liquefaction can be obtained by applying the regular wave condition corresponding to the significant wave height of irregular waves.

Lastly, in order to prevent liquefaction that can occur around the submerged breakwater, a countermeasure covering the seabed with the concrete mat mainly used for scour prevention in a river was proposed. In addition, the displacement of the structure including the submerged breakwater and the concrete mat, the pore water pressure and the pore water pressure ratio were investigated and compared with those without the concrete mat. From the numerical estimations, it can be concluded that the concrete mat increases the relative density of the seabed so that liquefaction is greatly attenuated in regular and irregular waves. Furthermore, it was confirmed that applying the regular wave condition corresponding to the significant wave also obtained the safer design for liquefaction even in case of covering concrete mat.

파-흐름-지반-구조물의 상호작용에 의한 지반응답의 동적해석 및 액상화에 대한 대책공법

김 동 옥

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과

요 약

본 연구는 파-흐름-지반-구조물의 상호작용에 의한 해저지반에서의 동적거동 및 액상화에 대한 대책공법을 다룬다. 본문에서는 (1) 임의반사율의 부분중복과동장하에서 해저지반내 진동간극수압에 관한 해석해, (2) 흐름과 임의반사율의 부분중복과동장하에서 해저지반내 진동간극수압에 관한 해석해, (3) 흐름과 진행과동장하에서 해저지반내의 잔류간극수압에 관한 해석해, (4) 잠체가 설치된 규칙과동장하 및 불규칙과동장하에서 해저지반의 동적거동에 관한 수치해석, (5) 잠체가 설치된 규칙과동장하 및 불규칙과동장하에서 해저지반에 대한 액상화 대책공법에 관한 수치해석과 같이 큰 5개의 부분으로 구성된다.

(1)에서는 임의반사율의 부분중복과동장에 선형과 이론과 유한 두께를 갖는 해저지반에 Biot(1941) 3차원압밀이론 및 지반탄성론에 기초한 유효응력 개념을 각각 적용하여 지반내 동적응답에 관한 해석해를 새롭게 유도하며, 이로부터 수심과 반사율만을 변화시키면 기존의 해석해가 간단히 얻어지기 때문에 응용성이 보다 넓다. 본 해석해의 타당성은 무한지반상의 진행과동장 및 완전중복과동장에 대한 Yamamoto et al.(1978) 및 Tsai & Lee(1994)의 해석해와 비교·검토로부터 검증된다.

(2)에서는 일정수심상에서 임의반사율을 갖는 부분중복과와 흐름이 공존하는 경우 얇은 두께를 포함한 유한 두께 및 무한 두께의 해저지반내에서 동적응답을 나타내는 해석해를 유도한다. 해석해에서 반사율이 0인 경우는 진행과와 흐름과의 공존장으로, 반사율이 1인 경우는 완전중복과와 흐름과의 공존장으로 간단히 변환된다. Biot의 압밀이론에 기초하여 해저지반은 투과탄성매체로, 간극유체는 압축성으로, 그리고 지반내 간극수의 흐름은 Darcy법칙으로 각각 가정된다. 도출된 해석해는 기존의 해석결과와의 비교·검토로부터 검증되며, 실제 계산에서는 반사율, 흐름속도, 입사파의 주기 및 지반두께 등의 변화에 따른 지반변위, 간극수압, 유효응력 및 전단응력의 변동특성을 면밀히 검토한다.

(3)에서는 잔류간극수압의 추정에 관한 기존의 해석해에서 지적된 오류를 수정한 새로운 해석해를 제시한다. Fourier급수전개법과 변수리분리법으로 산정된 해석해의 타당성은 기존의 해석해, 수치해석해 및 실험결과와 비교·검토로부터 검증된다. 무한 (깊은)두께의 본 해석해는 기존의 해석해보다는 수치적분 등이 수행될 필요가 없는 보다 간단한 식이다. 유한 두께에 관한 해석해에 지반두께를 매우 작게 한 경우 극한의 얇은 두께로 점근적인 접근은 가능하지만, 지반두께를 매우 크게 한 경우 극한의 무한 두께로 접근은 불가능하며, 유한 두께와 무한 두께의 사이에는 불연속적인 영역이 존재한다. 다음으로, 본 연구에서는 진동간극수압과 잔류간극수압의 합으로 나타나는 전 간극수압의 측면에서 파동조건, 지반조건 및 흐름조건의 변화에 따른 지반응답의 변동특성을 논의하였으며, 더불어 이에 따른 액상화의 연직깊이에서 특성변화를 검토하였다. 이로 부터 진행파와 순방향의 흐름의 공존장에서는 흐름속도가 증가할수록 무차원진동간극수압이 증가하고, 무차원잔류간극수압은 감소하여 결과적으로 전 무차원간극수압이 작아지며, 무차원액상화 깊이도 감소하는 등의 지반응답특성을 확인할 수 있었다.

(4)에서는 잠제가 설치된 규칙파동장하 혹은 불규칙파동장하에서 해저지반의 동적거동을 수치적으로 논의한다. 본 연구에서는 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 수치해석법과 유한요소법에 기초한 탄소성지반응답용 수치해석프로그램을 적용하여 잠제의 변위, 그리고 해저지반내에서 간극수압(진동성분과 잔류성분), 간극수압비 등과 같은 지반거동의 시·공간변화로부터 액상화 가능성을 정량적으로 평가한다. 결과에 따르면 잠제하의 해저지반내에서 액상화 평가시 불규칙파의 유의파에 해당하는 파랑조건을 규칙파로 해석하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다는 등의 중요한 결과를 얻었다.

(5)에서는 잠제 주변지반에서 발생하는 액상화를 방지하기 위한 대책공법으로 주로 하천에서 세굴방지공으로 사용되어온 콘크리트매트를 해저지반상에 포설하는 방안을 제시하고, 이에 따른 잠제와 콘크리트매트를 포함한 구조물의 동적변위, 지반내 간극수압과 간극수압비 등을 콘크리트매트가 적용되지 않은 원지반의 경우와 비교·검토한다. 이로부터 콘크리트매트하의 해저지반내에서 상대밀도의 증가에 따라 액상화 가능성을 크게 줄일 수 있다는 것을 규칙파 혹은 불규칙파 작용하의 수치해석으로부터 확인할 수 있었으며, 콘크리트매트가 포설된 경우에도 액상화 평가시 불규칙파의 유의파에 해당하는 파랑조건을 적용한 규칙파 해석이 더욱 안정적인 설계로 된다는 것을 확인할 수 있었다.

목 차

ABSTRACT	(i)
요약	(iii)
목차	(v)
LIST OF FIGURES	(x)
LIST OF TABLES	(xviii)
LIST OF PHOTOS	(xix)

제1장 서론	(1)
References	(6)

제2장 임의반사율의 부분중복파동장에서 유한두께를 갖는 해저지반내 지반응답의 해석해	(9)
2.1 서언	(9)
2.2 해석해의 유도	(10)
2.3 해석결과	(16)
2.3.1 무한 지반의 진행파동장	(16)
2.3.2 무한 지반의 완전중복파동장	(17)
2.3.3 유한 지반의 진행파동장	(18)
2.3.4 유한 지반의 완전중복파동장	(20)
2.3.5 유한 지반의 부분중복파동장	(24)
2.4 결론	(28)
References	(28)

제3장 흐름과 임의반사율을 갖는 부분중복파와의 공존장하 해저지반내 동적응답의 해석해	(30)
3.1 서언	(30)
3.2 해석해	(30)

3.2.1 부분중복파동장의 해석	(30)
3.2.2 지반응답의 해석	(32)
3.3 해석결과의 검증	(38)
3.3.1 완전중복파에 대한 해석해(흐름이 없는 무한 두께의 경우)	(38)
3.3.2 진행파에 대한 실험치(흐름이 없는 유한 두께의 경우)	(38)
3.3.3 진행파에 대한 실험치(흐름이 있는 유한 두께의 경우)	(38)
3.4 해석결과	(39)
3.4.1 흐름과 진행파동장과의 공존장하 유한 두께의 해저지반	(39)
3.4.2 흐름과 부분중복파동장과의 공존장하 유한 두께의 해저지반	(41)
3.4.3 흐름과 부분중복파동장과의 공존장하 무한 두께의 해저지반	(47)
3.4.4 흐름과 부분중복파동장과의 공존장하 얇은 두께의 해저지반	(49)
3.4.5 흐름과 완전중복파동장과의 공존장하 유한 두께의 해저지반	(50)
3.4.6 흐름과 완전중복파동장과의 공존장하 무한 두께의 해저지반	(60)
3.4.7 흐름과 완전중복파동장과의 공존장하 얇은 두께의 해저지반	(65)
3.5 결론	(66)
References	(67)

제4장 흐름과 진행파와의 공존장하 해저지반내 잔류간극수압의 해석해	(69)
4.1 서언	(69)
4.2 해석이론	(70)
4.2.1 지배방정식과 경계조건	(70)
4.2.2 잔류간극수압의 원천항	(73)
4.2.3 흐름과 파에 의한 해저지반내 전단응력	(74)
4.2.4 해석해의 유도	(74)
4.3 해석결과의 검증	(79)
4.4 해석결과	(83)
4.4.1 흐름이 없는 진행파	(83)
4.4.2 흐름이 있는 진행파	(84)
4.5 결론	(94)
References	(95)

제5장 흐름과 파와의 공존장하 해저지반내 전 간극수압의 해석해로부터 액상화의 평가	(98)
5.1 서언	(98)
5.2 해석해	(99)
5.2.1 잔류간극수압	(100)
5.2.2 진동간극수압	(101)
5.2.3 액상화의 평가	(102)
5.3. 해석결과	(103)
5.3.1 연직깊이의 변화	(103)
5.3.2 주기의 변화	(105)
5.3.3 파고의 변화	(107)
5.3.4 지반두께의 변화	(110)
5.3.5 흐름속도의 변화	(112)
5.4 결론	(117)
References	(117)
제6장 규칙파동장하 잠제 주변지반의 동적거동에 관한 수치해석	(120)
6.1 서언	(120)
6.2 수치해석이론	(121)
6.2.1 2D-NIT모델에 의한 파동장해석	(121)
6.2.2 FLIP모델에 의한 해저지반거동해석	(122)
6.3 수치해석결과의 검증	(124)
6.4 잠제의 변위 및 잠제하 해저지반의 동적거동	(128)
6.4.1 계산조건	(128)
6.4.2 동파압의 산정	(128)
6.4.3 잠제 및 해저지반내에서 동적응답	(129)
6.5 결론	(139)
References	(139)

제7장 불칙파동장하 잠제 주변지반의 동적거동에 관한 수치해석	(142)
7.1 서언	(142)
7.2 2D-NIT모델과 FLIP모델의 개요	(142)
7.3 수치해석	(143)
7.3.1 계산조건	(143)
7.3.2 불규칙파랑의 조파	(143)
7.3.3 잠제의 동적거동	(145)
7.4 결론	(158)
References	(158)

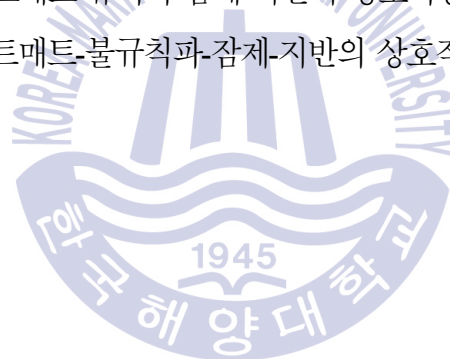
제8장 콘크리트매트 피복을 이용한 잠제하 해저지반에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석	
(규칙파 조건)	(161)
8.1 서언	(161)
8.2 2D-NIT모델과 FLIP모델의 개요 및 결과의 검증	(162)
8.3 수치해석	(162)
8.3.1 계산조건	(162)
8.3.2 잠제의 동적변위	(162)
8.3.3 해저지반내 간극수압과 간극수압비	(167)
8.3.4 해저지반내 간극수압비의 공간분포	(171)
8.4 결론	(173)
References	(174)

제9장 콘크리트매트 피복을 이용한 잠제하 해저지반에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석	
(불규칙파 조건)	(176)
9.1 서언	(176)
9.2 2D-NIT모델과 FLIP모델, 모델의 검증 및 계산조건	(176)
9.3 수치해석	(177)
9.3.1 잠제의 동적거동	(177)
9.3.2 해저지반내 간극수압	(183)

9.3.3 해저지반내 간극수압비	(188)
9.4 결론	(193)
References	(194)

제10장 결론(196)

10.1 제2장 : 임의반사율의 부분중복과-해저지반과의 상호작용	(197)
10.2 제3장 : 흐름-임의반사율의 부분중복과-해저지반과의 상호작용.....	(197)
10.3 제4장 : 흐름-임의반사율의 부분중복과-해저지반에서 잔류간극수압	(199)
10.4 제5장 : 흐름-파에 의한 해저지반내에서 액상화 평가	(200)
10.5 제6장 : 규칙파-잠제-지반의 상호작용	(201)
10.6 제7장 : 불규칙파-잠제-지반의 상호작용	(201)
10.7 제8장 : 콘크리트매트-규칙파-잠제-지반의 상호작용에서 액상화대책	(202)
10.8 제9장 : 콘크리트매트-불규칙파-잠제-지반의 상호작용에서 액상화대책	(203)



LIST OF FIGURES

Fig. 1.1. Schematic description for time series of residual pore pressure at depth z (Sumer, 2014).	(2)
Fig. 2.1. Definition sketch of partial standing wave system in Cartesian coordinates.	(10)
Fig. 2.2. Progressive wave-induced pore water pressure and effective stresses in the infinite soil thickness($t/T=0$).	(16)
Fig. 2.3. Standing wave-induced pore water pressure in the infinite soil thickness(t/T $=0$).	(17)
Fig. 2.4. Standing wave-induced effective and shear stresses in the infinite soil thickness($t/T=0$).	(17)
Fig. 2.5. Progressive wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses under the different finite soil thickness($t/T=0$).	(19)
Fig. 2.6. Progressive wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses in the finite soil thickness under the different wave period($t/T=0$).	(21)
Fig. 2.7. Standing wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses under the different finite soil thickness($t/T=0$).	(22)
Fig. 2.8. Standing wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses in the finite soil thickness under the different wave period($t/T=0$).	(24)
Fig. 2.9. Partial standing wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses under the different finite soil thickness at $x/L=0$ ($t/T=0$).	(25)
Fig. 2.10. Partial standing wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses under the different finite soil thickness at $x/L=1/4$ ($t/T=0$).	(26)
Fig. 2.11. Partial standing wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses in the finite soil thickness under the different wave period($t/T=0$).	(27)
Fig. 3.1. Definition sketch of the combination of flow and partial standing wave in a Cartesian coordinate system.	(32)
Fig. 3.2. Comparison between this study and Chang et al.'s(2007) experimental results.	(39)
Fig. 3.3. Comparison between this study and Qi et al.'s(2012) experimental results.	(39)
Fig. 3.4. Flow and progressive wave-induced dynamic responses of seabed according to flow velocities under given conditions of $x/L_0=0$ and $t/T_0=0$	(40)
Fig. 3.5. Partial standing wave profiles according to flow velocities under a given condition of $t/T_0=0$	(42)
Fig. 3.6. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed according to reflection ratios under given conditions of $U_0=90\text{cm/s}$, $x/L_0=0$ and $t/T_0=0$	(43)
Fig. 3.7. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed according to flow velocities under given conditions of $K_R=0.7$, $x/L_0=0$ and $t/T_0=0$	(44)
Fig. 3.8. Flow and partial standing wave-induced shear stress of seabed according to flow velocities under given conditions of $K_R=0.7$, $x/L_0=0.25$ and $t/T_0=0$	(45)

Fig. 3.9. Comparison of dynamic responses of seabed for the flow velocities of $U_0 = 0\text{cm/s}$ and $U_0 = 150\text{cm/s}$ under given conditions of $K_R = 0.7$ and $t/T_0 = 0$.	(46)
Fig. 10. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed according to wave periods under given conditions of $K_R = 0.7$, $x/L_0 = 0$, $t/T_0 = 0$ and $U_0 = 100\text{cm/s}$.	(48)
Fig. 3.11. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed according to seabed thicknesses under given conditions of $K_R = 0.7$, $x/L_0 = 0$, $t/T_0 = 0$ and $U_0 = 60\text{cm/s}$.	(49)
Fig. 3.12. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed in infinite thickness according to flow velocities under given conditions of $K_R = 0.7$ and $t/T_0 = 0$.	(50)
Fig. 3.13. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed in shallow thickness according to flow velocities under given conditions of $h = 3\text{m}$, $K_R = 0.7$ and $t/T_0 = 0$.	(51)
Fig. 3.14. Standing wave profiles according to flow velocities under a given condition of $t/T_0 = 0$.	(53)
Fig. 3.15. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed according to flow velocities under a given conditions of $x/L_0 = 0$ and $t/T_0 = 0$.	(55)
Fig. 3.16. Flow and standing wave-induced shear stress of seabed according to flow velocities under a given conditions of Table 4.1 and $t/T_0 = 0$.	(56)
Fig. 3.17. Comparison of dynamic responses of seabed for the flow velocities of $U_0 = 0\text{cm/s}$ and $U_0 = 150\text{cm/s}$ under a given condition of $t/T_0 = 0$.	(57)
Fig. 3.18. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed according to wave periods under a given conditions of $x/L_0 = 0$, $t/T_0 = 0$ and $U_0 = 100\text{cm/s}$.	(58)
Fig. 3.19. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed according to seabed thicknesses under a given conditions of $x/L_0 = 0$, $t/T_0 = 0$, $T_0 = 13\text{s}$ and $U_0 = 60\text{cm/s}$.	(59)
Fig. 3.20. Flow and standing wave-induced shear stress of seabed according to seabed thicknesses under a given conditions of $x/L_0 = 0.2471$, $t/T_0 = 0$, $T_0 = 15\text{s}$ and $U_0 = 60\text{cm/s}$.	(60)
Fig. 3.21. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed in infinite thickness according to flow velocities under a given conditions of $x/L_0 = 0$ and $t/T_0 = 0$.	(61)
Fig. 3.22. Flow and standing wave-induced shear stress of seabed in infinite thickness according to flow velocities under a given conditions of Table 4.1 and $t/T_0 = 0$.	(62)
Fig. 3.23. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed in infinite thickness according to wave periods under a given conditions of $x/L_0 = 0$, $t/T_0 = 0$ and $U_0 = 100\text{cm/s}$.	(63)

Fig. 3.24. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed in shallow thickness according to flow velocities under a given conditions of $x/L_0=0$ and $t/T_0=0$.	(64)
Fig. 3.25. Flow and standing wave-induced shear stress of seabed according to flow velocities under a given conditions of Table 4.1 and $t/T_0=0$.	(65)
Fig. 4.1. Mechanisms of wave-induced oscillatory and residual excess pore water pressures (Jeng et al., 2006).	(70)
Fig. 4.2. Definition of wave-seabed interaction system.	(71)
Fig. 4.3. Residual pore-water pressure head obtained from Eq.(4.41) presented by Jeng & Seymour(2007) for deep soil thickness.	(80)
Fig. 4.4. Comparison of analytical and numerical solutions of residual pore-water pressure.	(81)
Fig. 4.5. Comparison of analytical and experimental solutions of residual pore-water pressure.	(82)
Fig. 4.6. Comparison of residual pore water pressure heads according to flow velocities for infinite seabed thickness.	(83)
Fig. 4.7. Residual pore-water pressure head.	(84)
Fig. 4.8. Residual pore-water pressure head by Eq.(4.28) for finite soil thickness of this study.	(85)
Fig. 4.9. Residual pore-water pressure head obtained by Eq.(4.48) for deep soil thickness of this study.	(86)
Fig. 4.10. Residual pore water pressure head according to flow velocities for $h=84\text{cm}$.	(86)
Fig. 4.11. Residual pore water pressure head according to finite soil depths for $U_0=\pm 10\text{cm/s}$.	(87)
Fig. 4.12. Residual pore water pressure head according to incident wave periods for $h=84\text{ cm}$.	(87)
Fig. 4.13. Residual pore water pressure head according to nondimensional time for $h=84\text{cm}$.	(88)
Fig. 4.14. Residual pore water pressure head by finite seabed thickness Eq.(4.28) according to flow velocities for $h=173\text{cm}$.	(89)
Fig. 4.15. Residual pore water pressure head by infinite seabed thickness Eq.(4.48) according to flow velocities for $h=173\text{cm}$.	(90)
Fig. 4.16. Residual pore water pressure head according to incident wave periods for infinite seabed thickness.	(90)
Fig. 4.17. Residual pore water pressure head at $z=900\text{ cm}$ for infinite seabed thickness.	(91)
Fig. 4.18. Residual pore water pressure head by finite seabed thickness Eq.(4.28) according to flow velocities for $h=8.8\text{cm}$.	(92)
Fig. 4.19. Residual pore water pressure head by shallow seabed thickness Eq.(4.33) according to flow velocities for $h=8.8\text{cm}$.	(92)

Fig. 4.20. Comparison of residual pore water pressure heads for $U_0=-10$ cm/s.	(93)
Fig. 4.21. Residual pore water pressure head according to incident wave periods for $h=8.8$ cm.	(93)
Fig. 4.22. Residual pore water pressure head at $z=h=8.8$ cm.	(94)
Fig. 5.1. Definition sketch for coexisting fields of flow and progressive wave on seabed in Cartesian coordinates.	(100)
Fig. 5.2. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $U_0=0$ m/s, $H=0.2$ m, $T_0=2.0$ s and $h=0.84$ m.	(104)
Fig. 5.3. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $U_0=0$ m/s, $H=0.2$ m, $T_0=2.0$ s and $h=0.84$ m.	(105)
Fig. 5.4. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $U_0=0$ m/s, $z=0.9h$, $H=0.2$ m and $h=0.84$ m.	(106)
Fig. 5.5. Residual pore-water pressures according to the variation of wave periods for $U_0=0$ m/s, $t=1.5$ hr, $z=0.9h$, $H=0.2$ m and $h=0.84$ m.	(107)
Fig. 5.6. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $U_0=0$ m/s, $H=0.2$ m and $h=0.84$ m.	(108)
Fig. 5.7. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $U_0=0$ m/s, $z=0.9h$, $T_0=1.5$ s and $h=0.84$ m.	(109)
Fig. 5.8. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $U_0=0$ m/s, $T_0=1.5$ s and $h=0.84$ m.	(110)
Fig. 5.9. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $U_0=0$ m/s, $z=0.9h$, $H=0.2$ m, $T_0=2.0$ s and $h=1.73$ m.	(111)
Fig. 5.10. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $U_0=0$ m/s, $H=0.2$ m and $T_0=2.0$ s.	(112)
Fig. 5.11. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $z=0.9h$, $H=0.2$ m, $T_0=2.0$ s and $h=1.73$ m.	(113)
Fig. 5.12. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $z=0.9h$, $H=0.2$ m, $T_0=2.0$ s and $h=1.73$ m.	(114)
Fig. 5.13. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $z=0.2h$, $H=0.2$ m, $T_0=2.0$ s and $h=1.73$ m.	(116)
Fig. 5.14. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $H=0.2$ m, $T_0=2.0$ s and $h=1.73$ m.	(116)
Fig. 6.1. Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.	(122)
Fig. 6.2. Schematic diagram of multi-spring model(Towata & Ishihara, 1985).	(124)
Fig. 6.3. Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio (Iai., 1992a, 1992b).	(125)

Fig. 6.4. Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models.	(125)
Fig. 6.5. Comparison between measured and calculated free surface elevations.	(127)
Fig. 6.6. Comparison between measured and calculated pore water pressures.	(128)
Fig. 6.7. Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models. (P1~P15: Calculation points of pore water pressure, and E1, E2: Calculation points of submerged breakwater displacement)	(129)
Fig. 6.8. Time histories of horizontal displacement according to variations of incident wave height, period and N value.	(130)
Fig. 6.9. Time histories of vertical displacement according to variations of incident wave height, period and N value.	(131)
Fig. 6.10. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$	(132)
Fig. 6.11. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$	(132)
Fig. 6.12. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$	(133)
Fig. 6.13. Spatial distribution of residual pore water pressure for different wave heights and periods in case of $N=3$	(134)
Fig. 6.14. Spatial distribution of residual pore water pressure for different wave heights and periods in case of $N=5$	(135)
Fig. 6.15. Time history of pore water pressure ratio at the point P2.	(136)
Fig. 6.16. Time history of pore water pressure ratio at the point P8.	(137)
Fig. 6.17. Time history of pore water pressure ratio at the point P14.	(138)
Fig. 6.18. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$	(138)
Fig. 6.19. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$	(138)
Fig. 6.20. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$	(138)
Fig. 6.21. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$	(139)
Fig. 7.1. Comparison of target and measured wave profiles.	(144)
Fig. 7.2. Comparison of target and measured frequency spectrums.	(144)
Fig. 7.3. Time history of horizontal displacements according to variations of significant wave height and period for $N=3$ and 5.	(145)
Fig. 7.4. Time history of vertical displacements according to variations of significant wave height and period for $N=3$ and 5.	(146)
Fig. 7.5. Comparison of time histories of horizontal displacement between regular and irregular waves.	(147)

Fig. 7.6. Comparison of time histories of horizontal displacement between regular and irregular waves for $N=3$.	(148)
Fig. 7.7. Horizontal displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.	(148)
Fig. 7.8. Vertical displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater for $N=3$.	(149)
Fig. 7.9. Horizontal displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.	(149)
Fig. 7.10. Vertical displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater for $N=3$.	(150)
Fig. 7.11. Time history of oscillatory and residual pore water pressures according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed for $N=3$.	(151)
Fig. 7.12. Time history of oscillatory and residual pore water pressures according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed for $N=5$.	(152)
Fig. 7.13. Pore water pressure spectrum according to variations of wave period and vertical position in seabed for $N=3$.	(154)
Fig. 7.14. Time history of pore water pressure ratios according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed in case of $N=3$.	(155)
Fig. 7.15. Time history of pore water pressure ratios according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed in case of $N=5$.	(156)
Fig. 7.16. Comparison of time histories of pore water pressure ratio between regular waves and irregular waves.	(157)
Fig. 7.17. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$.	(157)
Fig. 7.18. Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0m$, $T_{1/3}=10s$.	(157)
Fig. 8.1. Time history of horizontal displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	(163)
Fig. 8.2. Time history of vertical displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	(164)
Fig. 8.3. Time history of horizontal displacements according to variations of wave height and the length of concrete mat for $N=5$.	(166)
Fig. 8.4. Time history of vertical displacements according to variations of wave height and the length of concrete mat for $N=5$.	(166)
Fig. 8.5. Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75m$, $N=3$.	(167)
Fig. 8.6. Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25m$, $N=3$.	(168)
Fig. 8.7. Time history of pore water pressures according to variations of wave height and the length of concrete mat for $z=0.75m$, $N=5$.	(169)

Fig. 8.8. Time history of pore water pressures according to variations of wave height and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=5$.	(169)
Fig. 8.9. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$.	(171)
Fig. 8.10. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.	(171)
Fig. 8.11. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$.	(172)
Fig. 8.12. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.	(172)
Fig. 8.13. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.	(172)
Fig. 8.14. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ when the concrete mat is not.	(173)
Fig. 8.15. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ when the length of concrete mat is 12m.	(173)
Fig. 9.1. Time history of horizontal displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	(178)
Fig. 9.2. Time history of vertical displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	(179)
Fig. 9.3. Time history of horizontal displacements according to variations of significant wave height and the length of concrete mat for $N=5$.	(180)
Fig. 9.4. Time history of vertical displacements according to variations of significant wave height and the length of concrete mat for $N=5$.	(180)
Fig. 9.5. Comparison of time histories of displacement between regular and irregular waves according to concrete mat ($L=12\text{m}$) for $N=3$.	(181)
Fig. 9.6. Horizontal displacement spectrum at point E1 according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	(182)
Fig. 9.7. Vertical displacement spectrum at point E1 according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	(182)
Fig. 9.8. Horizontal displacement spectrum at point E1 according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	(183)
Fig. 9.9. Vertical displacement spectrum at point E1 according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	(183)
Fig. 9.10. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=3$.	(184)
Fig. 9.11. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=3$.	(185)
Fig. 9.12. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=5$.	(186)
Fig. 9.13. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=5$.	(187)

Fig. 9.14. Pore water pressure spectrum according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=3$.	(187)
Fig. 9.15. Pore water pressure spectrum according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=3$.	(188)
Fig. 9.16. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$.	(190)
Fig. 9.17. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$.	(190)
Fig. 9.18. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$.	(191)
Fig. 9.19. Comparison of Spatial distribution of pore water pressure ratio between regular and irregular waves according to concrete mat($L=12\text{m}$) in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$.	(191)
Fig. 9.20. Comparison of Spatial distribution of pore water pressure ratio between regular and irregular waves according to concrete mat($L=12\text{m}$) in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$.	(192)
Fig. 9.21. Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ when the concrete mat is not.	(192)
Fig. 9.22. Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ when the length of concrete mat is 12m .	(192)
Fig. 9.23. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ when the length of concrete mat is 12m .	(193)

LIST OF TABLES

Table 3.1. Positions of node according to flow velocities.	(52)
Table 4.1. Wave and soil conditions(Cheng et al., 2001).	(80)
Table 4.2. Wave and soil conditions.	(82)
Table 6.1. Soil properties in numerical simulation.	(126)
Table 6.2. Soil properties for silty-sand in this numerical analysis.	(129)
Table 8.1. Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=3$	(165)
Table 8.2. Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=5$	(166)
Table 9.1. Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=3$	(179)
Table 9.2. Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=5$	(180)



LIST OF PHOTOS

- Photo 1.1. Failure of quay walls at Malaga and Barcelona in Spain(José & (3)
Vicente, 2011).
- Photo 1.2. Concrete mattresses(Godbold et al., 2014). (5)



제1장 서론

해안파동으로 인하여 해저지반에 유효응력의 변화와 지반변위 등의 변동이 발생한다는 사실은 일찍이 1970년대 Liu(1973), Moshagen & Tørum(1975), Nakamura(1973), Sleath(1970), Massel(1976) 등의 연구로부터 제기되어 왔지만, 그들은 불변형의 강체투과지반을 가정하여 해저지반내 흐름문제를 연구하였다.

한편, Biot(1941)는 일찍이 투과매체에 탄성거동과 간극유체에 압축성 및 간극수의 흐름에 Darcy법칙을 고려한 3차원압밀이론을 제안하였고, 이후에 Yamamoto et al.(1978)와 Madsen(1978)은 파동으로 인한 해저지반내 파랑응답에 Biot(1941)의 3차원압밀이론에 기초한 연구를 수행하여, 미소진폭파, 진행파 및 무한 깊이의 균질지반이라는 제한된 조건하 해석해를 유도하였다.

진행파와 지반과의 상호작용에 대한 Yamamoto et al.(1978)와 Madsen(1978)의 해석해의 유도과정을 참고하여, 근래 무한 두께의 해저지반상에서 2차원완전중복파동장에 관한 해석해(Tsai & Lee, 1994), 무한 혹은 유한 두께의 지반을 대상으로 3차원파동장에서 단파정파(short-crested waves)에 관한 해석해(Hsu et al., 1993; Tsai, 1995; Jeng & Hsu, 1996), 불포화지반에서 정현파, 크노이드파 및 고립파가 내습한 경우 지반내 동적응답을 鏡像法(method of images)으로 도출한 해석해(Liu et al., 2007), 고립파동장하에서 점토지반(muddy seabed)내 동적응답을 경상법으로 유도한 해석해(Park et al., 2008), 진행파와 흐름과의 공존장에서 해저지반내 동적응답에 관한 해석해(Jeng et al., 2010), Stokes파에 기초한 비선형진행파의 경우를 대상으로 유사한 연구를 수행한 Zhang et al.(2013)의 해석해 등이 제시되어 있다. 여기서, 상부의 파동장에서는 다양한 파동이론에 의한 해석결과가 경계조건으로 부과되지만, 제시된 거의 모든 해석해에서의 지반거동에는 Biot(1941)의 3차원압밀이론이 기초방정식으로 적용되고 있다.

본 연구에서는 기존의 해석법(Yamamoto et al., 1978; Madsen, 1978; Tsai & Lee, 1994; Jeng et al., 2010; Zhang et al., 2013)과 유사한 해석기법을 적용하여 파-지반의 상화작용해석에서 가장 범용적인 경우로 임의반사율의 부분중복파와 해저지반과의 상호작용을 해석할 수 있는 해석해를 유도하며, 이는 반사율을 0으로 하면 진행파와 해저지반과의 상호작용에 관한 해석해로, 반사율을 1로 하면 완전중복파와 해저지반과의 상호작용에 관한 해석해로 각각 귀착된다. 다음으로는 흐름-파-지반의 상화작용해석에서 가장 범용적인 경우로 임의반사율을 갖는 부분중복파와 해저지반의 상호작용에 흐름을 부과한 경우에 해저지반에서 지반내 간극수압, 유효응력 및 전단응력 등의 동적응답에 관한 해석해를 유도한다. 이의 해석결과는 흐름이 없는 경우에는 전술한 임의반사율의 부분중복파와 해저지반과의 상호작용으로 귀결되고, 또한 반사율을 0으로 하면 흐름, 진행파 및 해저지반과의 상호작용에 관한 해석해로, 반사율을 1로 하면 흐름, 완전중복파 및 해저지반과의 상호작용에 관한 해석해로 각각 귀착되며, 따라서 이는 기존의 해석해 거의 모두를 아우르는 해석해로 주어진다.

한편, 해저지반에서 가장 큰 문제를 야기할 수 있는 간극수압에는 진동간극수압(oscillatory pore pressure)과 잔류간극수압(residual pore pressure)이 각각 존재하며, 이들은 상이한 발생메커니즘을 갖는 것으로 알려져 있다 (Zen & Yamazaki, 1991). 파랑에 의해 발생하는 진동간극수압은 그 변동에서 진폭감쇠 및 위상지연이 수반되고

(Yamamoto et al., 1978; Jeng, 1997), 잔류간극수압은 반복하중하 흡체적의 감소에 의한 간극수압의 축적으로부터 발생하는 것으로 알려져 있다(Seed & Rahman, 1978). 여기서, 진동간극수압에 의한 액상화는 불포화토에서 상향압력경사가 큰 해저면 근방에서 발생하지만, 액상화깊이는 크지 않다. 반면, 해저지반내 전단응력의 변화에 따른 간극수압의 누적으로 발생하는 잔류간극수압에 의한 액상화는 해저면 근방에서는 작고, 저면깊이가 깊을수록 커지는 경향이 있으며, 액상화에 의한 지반파괴는 주로 잔류간극수압에 의한 액상화가 대부분이다.

Fig. 1.1 은 해저의 임의깊이에서 시간에 따른 잔류간극수압의 시간이력을 나타낸 것이다(Sumer, 2014). 그림은 잔류간극수압의 축적과 소산에 따른 변화추이를 액상화 및 다짐현상과 관련시켜 제시한 결과로, 즉 파랑의 내습과 더불어 과잉간극수압이 증가하기 시작하고(Fig. 1.1 에서 A), 잔류간극수압의 증가에 따라 상향압력경사가 발생되며, 누적된 압력은 불투수저면에서 가장 크고, 상향압력경사를 발생시키는 해저면에서 가장 작아진다. 이러한 압력경사는 액상화된 지반에서 간극수를 상방으로 이동시키는 반면에 토립자는 서로 접촉하기 시작할 때까지 수중에서 침강한다. 액상화는 B 에서 시작되고, 짧은 동안에 간극수압은 최대치에 도달하며, 퇴적이 멈출 때까지 간극수압에서 실질적으로 변화는 없고, 저질입자가 접촉되는 다짐이 시작된다. 그러나, 다짐 시작 후 어느 정도 시간 동안 잔류간극수압에서 실질적인 변화가 없고, 실제 다짐은 D 와 C 사이의 어딘가에서 시작되며, 간극수가 지반으로부터 배수됨에 따라 잔류간극수압은 지속적으로 소산된다(Fig. 1.1 에서 F).

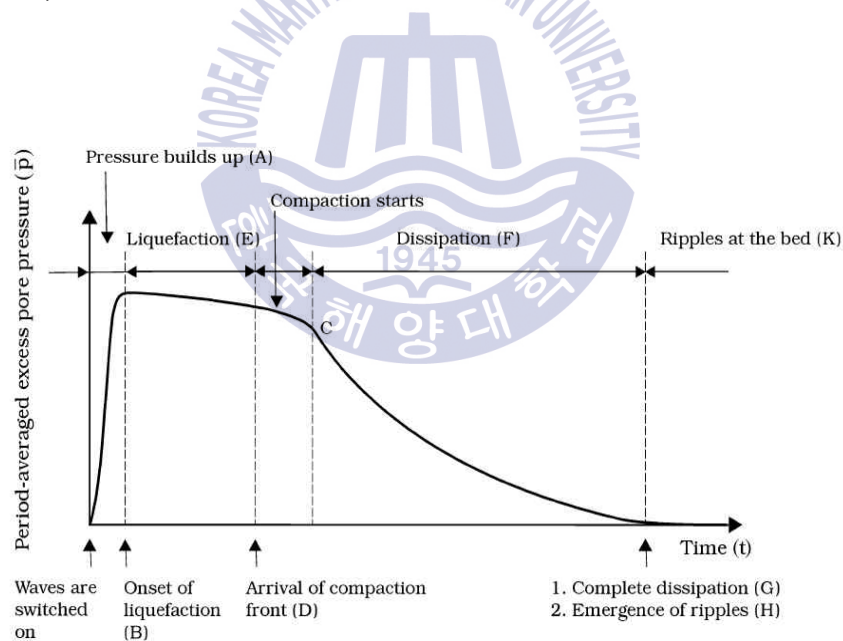


Fig. 1.1. Schematic description for time series of residual pore pressure at depth z (Sumer, 2014).

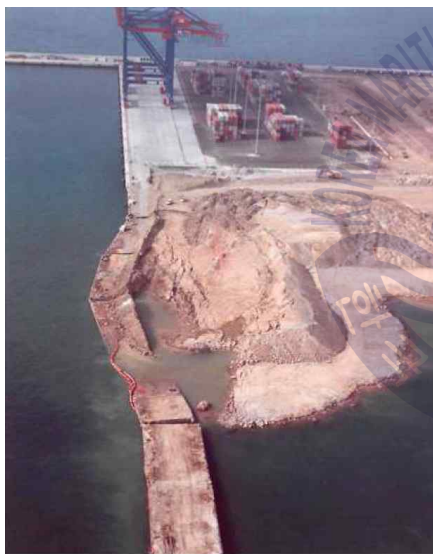
본 연구에서는 잔류간극수압에 대해 Fourier급수전개법에 기초한 McDougal et al.(1989), Cheng et al.(2001), Jeng(2008), Laplace변환법에 기초한 Jeng et al.(2006), Jeng & Seymour(2007) 등에 의해 제시된 해석해가 있지만, 오류가 있는 것으로 알려져 있으므로 기존의 해석해를 수정 및 보완하는 차원에서 흐름이 존재하지 않는 진행파의 경우와 흐름과 진행파가 공존하는 경우에 잔류간극수압의 해석해를 새롭게 제시하며, 무한 두께, 유한 두께 및 얇은 두께의 해저지반에 대해 유도된 잔류간극수압의 해석해에서 흐름속도, 입사파주기 및 지반두

계 등의 변화에 따른 해의 특성을 면밀히 분석·검토한다. 여기서, 흐름을 고려하지 않으면 진행파동장하 해저지반내에서 잔류간극수압의 해석해로 귀착된다.

더불어, 지금까지 제시하는 진동간극수압과 잔류간극수압에 대한 해석해를 적용하여 얕은 두께, 유한 두께 및 무한 두께의 각 해저지반내에서 간극수압이 유효응력을 초과하는 경우에 액상화가 된다는 평가기준을 적용하여 액상화깊이를 평가한다.

이상에서 제시되는 파-흐름-해저지반에 관한 상호작용해석은 파동장내에서 구조물이 존재하지 않는 선형과 동장에 기초한 해석결과이고, 또한 해저지반은 탄성체로, 그리고 간극수는 Darcy법칙에 따른 간극수의 침투를 고려한 경우이다. 반면, 파동장에 구조물, 즉 본 연구에서 대상으로 하는 잠제와 같은 해안구조물이 존재하는 경우에는 이러한 해석해의 결과를 적용할 수 없게 된다.

한편, 파동장에 해안구조물, 특히 방파제나 안벽과 같은 구조물이 액상화로 파괴된 다수의 사례들이 보고되어있다. 그 하나의 사례로 다음의 Photo 1.1에 제시하는 스페인에서 안벽과 방파제의 피해사례를 들 수 있다.



(a) Quay at Malaga(2004)



(b) Quay at Barcelona(2007)

Photo 1.1. Failure of quay walls at Malaga and Barcelona in Spain(José & Vicente, 2011).

본 연구에서는 파, 지반 및 해안구조물의 상호작용에 따른 해저지반의 동적거동과 액상화를 정밀히 평가하기 위하여 2차원수치파동수로인 2D-NIT(Two Dimensional Numerical Irregular wave Tank)모델(Lee et al., 2013)과 지반의 동적거동을 정밀하게 재현할 수 있는 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program)모델(Iai et al., 1992a, 1992b)과의 연성해석을 수행한다. 여기서, 2D-NIT모델은 자유표면의 해석모델에 VOF법을, 난류모델에는 $k-\varepsilon$ 모델을 각각 적용하며, 2차원비압축성의 점성유체에 관한 연속식과 Navier-Stokes방정식을 PBM(Porous Body Model; Sakakiyama & Kajima, 1992)에 기초하여 확장한 운동방정식으로 구성된다. FLIP모델은 지진동에 따른 지반거동과 액상화를 정밀하게 해석하는 모델로 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소

해석모델(Lai et al., 1992a, 1992b)이며, 이 모델에서는 (원형)고정경계를 전단변형영역과 무한개의 가상스프링경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 실제 단순전단메커니즘이라고 할 수 있고, 이는 지반에서 흙의 탄소성에 관한 응력-변형률관계를 잘 묘사할 수 있는 것으로 알려져 있다.

이러한 2D-NIT모델과 FLIP모델의 연성해석에서 파동장은 규칙파와 불규칙파동장이 각각 고려되며, 잠제의 동적거동, 해저지반내에서 간극수압, 간극수압비 및 액상화 등이 파동장의 변화에 따라 평가된다.

다음으로, 파동장내에 잠제가 설치된 경우에 대한 이상의 해석으로부터 파동장에 따라 잠제의 전후의 해저지반에서 액상화가 발생하는 경우가 있었다. 이에 대한 액상화 대책공법으로 과재하공법의 하나인 보호사석을 포설하는 공법을 잠제의 주변지반에 적용한다. 이는 해저지반에 추가적인 압력을 가하는 일종의 압성토공법이다(Gerwick, 2007). 해저지반에서 보호사석 혹은 추가재하의 영향을 검토한 연구사례는 매우 제한적이지만, 예로 Sekiguchi et al.(2000)은 원심모형파동수조실험에서, Sumer et al.(2010)은 일반파동수조실험에서 지반의 액상화 거동에 보호사석의 영향을 실험적으로 검토하였다. 두 연구결과에 따르면 보호사석의 하중으로 인하여 해저지반의 상대밀도가 증가하여 액상화가 발생되기 어렵게 된다는 중요한 사실이 밝혀졌다.

한편, 보호사석을 해저지반상에 포설한 경우 지반의 액상화에 따라 보호사석의 침하를 방지하기 위하여 보호사석과 해저지반 사이에 필터층을 적용하는 것이 일반적이고, Sumer et al.(2010)에 의한 실험에 따르면 필터층이 보호사석의 침하를 방지하면서 보호사석과 필터가 함께 침하되는 하향변위를 크게 감소시키며, 반복파랑하중에 의해 지반이 주기적으로 큰 인장과 압축이 발생되지 않도록, 즉 파랑에 의한 반복전단변형이 발생되지 않도록 조밀하게 밀착되었을 때 액상화되지 않는다는 사실도 알려졌다.

본 연구에서는 해저지반에 미치는 전술한 보호사석의 역할과 필터층의 역할을 동시에 수행할 수 있는 다음의 Photo 1.2에 나타내는 콘크리트매트를 적용한다. 이 매트는 사진에 나타내는 바와 같이 파랑에 의해 흐트러지거나 개별로 침하되지 않으며, 일반적으로 하천에서 세굴방지공으로 포설되어 왔다(Godbold et al., 2014). 따라서, 이러한 콘크리트매트를 잠제 주변지반에 적용하는 공법은 잠제 개구부와 전면에서 많이 발생하는 세굴도 방지하면서 액상화도 방지할 수 있는 대책공법인 것으로 판단된다.

따라서, 콘크리트매트가 잠제 주변지반상에 설치된 경우 전술한 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)과 FLIP모델(Lai et al., 1992a, 1992b)의 연성해법을 적용하여 콘크리트매트를 포함한 구조물의 동적변위, 지반내 간극수압과 간극수압비 및 액상화 등을 수치적으로 검토한다. 이 때, 적용한 파랑은 규칙파와 불규칙파이며, 실제 수치계산에서는 파랑조건(파고와 주기)과 지반조건(N 치)을 변화시켜 해의 특성변화를 검토한다.

전술한 바와 같이 본 연구에서 다루는 대별 주제인 (1) 파-지반, (2) 흐름-파-지반, (3) 파-지반-구조물, (4) 파-지반-구조물-액상화 대책공법의 상호작용에 대한 해석과 평가에 총 10개의 장으로 구성된다. 제1장의 서론과 제10장의 결론을 제외하면 총 8개의 장으로 이루어지며, 각 장에서는 저자가 투고 및 발표한 다음의 논문을 기초로 하여 기술되었다.

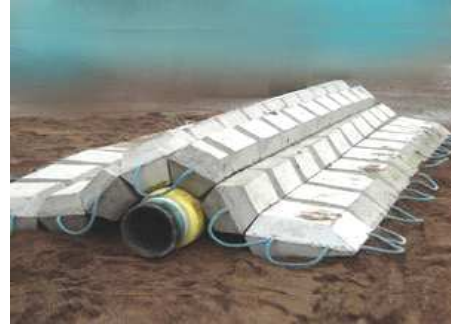


Photo 1.2. Concrete mattresses(Godbold et al., 2014).

- 임의반사율의 부분중복파동장에서 유한두께를 갖는 해저지반내 지반응답의 해석법, 한국해안·해양공학회논문집, 제26권, 제5호, pp.300-312, 2014
- 흐름과 완전중복파와의 공존장하에서 얇은, 유한 및 무한 두께를 갖는 해저지반내 동적응답의 해석해, 한국해안·해양공학회논문집, 제27권, 제2호, pp.118-134, 2015
- 진행파동장하 해저지반내 잔류간극수압의 해석해, 한국해안·해양공학회논문집, 제27권, 제3호, pp.159-167, 2015
- 흐름과 임의반사율을 갖는 부분중복파와의 공존장하에서 해저지반내 동적응답의 해석해, 한국지반공학회논문집, 제31권, 제6호, pp.27-44, 2015
- 흐름과 진행파에 의한 해저지반내 잔류간극수압의 해석해, 한국지반공학회논문집, 제31권, 제7호, pp.13-28, 2015
- 흐름과 파에 의한 해저지반내 간극수압의 발생과 액상화에 관한 해석적인 연구, 한국해안·해양공학회논문집, 제27권, 제5호, pp.324-338, 2015
- 규칙파동장하 잠제 주변지반의 동적거동에 관한 수치해석, 한국해안·해양공학회논문집, 제28권, 제3호, pp.132-145, 2016
- 불규칙파동장하 잠제 주변지반의 동적거동에 관한 수치해석, 한국해안·해양공학회논문집, 제28권, 제4호, pp.177-190, 2016
- 콘크리트매트 피복을 이용한 잠제하 해저지반에서의 액상화 대책공법에 관한 수치해석(규칙파 조건), 한국해안·해양공학회논문집, 제28권, 제6호, pp.361-374, 2016
- 콘크리트매트 피복을 이용한 잠제하해저지반에서의 액상화 대책공법에 관한 수치해석(불규칙파 조건), 한국해안·해양공학회논문집, 제29권, 제1호, pp.20-35, 2017
- 3D-NIT모델을 이용한 특수방파제에 의한 주변파동장 변형과 반사율 및 월파량의 추정, 2013년도 한국해양과학기술협의회 공동학술대회 논문집, pp.1584-1587, 2013

- 불규칙파-해저지반-혼성방파제의 상호작용에 의한 지반과 구조물의 동적응답에 관한 수치시뮬레이션, 2014년도 한국해양과학기술협의회 공동학술대회 논문집, pp.1400, 2014
- 진행파동장하 해저지반내 잔류간극수압의 해석해, 2015년도 한국해양과학기술협의회 공동학술대회 논문집, pp.178-181, 2015
- 흐름과 임의반사율을 갖는 부분중복파의 공존장하에서 해저지반내 동적응답의 해석해, 2015년도 한국해양과학기술협의회 공동학술대회 논문집, pp.173-176, 2015
- 규칙파랑하 잠제 주변에서 해저지반내 동적응답에 관한 수치해석, 2016년도 한국해양과학기술협의회 공동학술대회 논문집, pp.21-24, 2016
- 규칙파동장하 잠제 주변지반의 액상화 방지에 관한 수치해석, 한국해안해양공학회 학술발표논문집, pp.281~284, 2016

References

- Moshagen, H. & Tørum, A.(1975), Wave-induced pressures in permeable sea bed, J. Watways Harb. and Coastal Engng. ASCE, Vol.101, No.WW1, pp.1252-1273.
- Nakamura, M.(1973), On the seepage in the seabed due to waves, Proc. 20th Coastal Engng. Conf., JSCE, pp.421-428.
- Sleath, J.F.A.(1970), Wave-induced pressures in beds of sand, J. Hydraul. Div., ASCE, Vol.96, No.HY2, pp.367-378.
- Massel, S.R.(1976), Gravity waves propagated over permeable bottom, J. Watways Harb. and Coastal Engng. ASCE, Vol.102, No.WW2, pp.111-121.
- Biot, M. A.(1941), General theory of three-dimensional consolidation, J. Applied Physics, Vol.12, pp.155-164.
- Yamamoto, T., Koning, H. L., Sellmeijer, H. & Hijum, E. V.(1978), On the response of a poro-elastic bed to water waves, J. Fluid Mech., Vol.87, pp.193-206.
- Madsen, O.S.(1978), Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed, Geotechnique, Vol.28, No.4, pp.377-393.
- Tsai, C.P. & Lee, T.L.(1994), Standing wave induced pore pressures in a porous seabed, Ocean Engng., Vol.22, No.6, pp.505-517.
- Hsu, J.R.C., Jeng, D.S. & Tsai, C.P.(1993), Short-crested wave induced soil response in a porous seabed of infinite thickness, Int. J. Numer. Analytical Methods Geomech., Vol.17, pp.553-576.
- Tsai, C.P.(1995), Wave induced liquefaction potential in a porous seabed in front of a breakwater, Ocean Engng., Vol.22, pp.1-18.
- Jeng, D.S. & Hsu, J.R.C.(1996), Wave-induced soil response in a nearly saturated sea-bed of finite thickness, Geotechnique, Vol.46, No.3, pp.427-440.

- Liu, P. L.-F., Park, Y.S. & Lara, J.L.(2007), Long-wave induced flows in an unsaturated permeable seabed, *J. Fluid Mech.*, Vol.586, pp.323-345.
- Park, Y.S., Liu, P.L.-P. & Clark, S.J.(2008), Viscous flows in a muddy seabed induced by a solitary wave, *J. Fluid Mech.*, Vol.598, pp.383-392.
- Jeng, D.S., Zhou, X.L., Luo, X.D., Wang, J.H., Zhang, J. & Gao, F.P.(2010), Response of porous seabed to dynamic loadings, *Geotech. Eng. J. SEAGS & AGSSEA*, Vol.41, No.4.
- Zhang, Y. Jeng, D.S. & Zhang, J.S.(2013), An analytical solution for response of a porous seabed to combined wave and current loading, *Ocean Eng.*, Vol.57, pp.240-247.
- Zen, K. & Yamazaki, H.(1991), Field observation and analysis of wave-induced liquefaction in seabed, *Soil and Foundation*, Vol.31, No.4, pp.161-179.
- Jeng, D. S.(1997), Wave-induced seabed response in front of a breakwater, PhD Thesis, The University of Western Australia.
- Seed, H. B. & Rahman, M. S.(1978), Wave-induced pore pressure in relation to ocean floor stability of cohesionless soils, *Marine Geotechnology*, Vol.3, No.2, pp.123-150.
- Sumer, B.M. (2014). Liquefaction around marine structures, World Scientific, 453.
- McDougal, W. G., Tsai, Y. T., Liu, P. L.-F. & Clukey, E. C.(1989), Wave-induced pore water pressure accumulation in marine soils, *J. Offshore Mechanics and Arctic Eng.*, Vol.111, pp.1-11.
- Cheng, L., Sumer, B. M. & Fredsoe, J.(2001), Solution of pore pressure build up due to progressive waves”, *Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.25, pp.885-907.
- Jeng, D.S.(2008), Effects of Wave non-linearity on residual pore pressure in marine sediments, *The Open Civil Eng. J.*, Vol.2, pp.63-74.
- Jeng, D. S., Seymour, B. R. & Li J.(2006), A new approximation for pore pressure accumulation in marine sediment due to water waves, Research Report No. R868, School of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia.
- Jeng, D. S. & Seymour, B. R.(2007), Simplified analytical approximation for pore-water pressure buildup in marine sediments, *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.*, ASCE, Vol.133, No.4, pp.309-312.
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. & Kim, D.S.(2013), Numerical simulation of irregular airflow in OWC generation system considering sea water exchange, *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, Vol.25, No.3, pp.128-137.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.(1992a), Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.(1992b), Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundation*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.16-20.

- Sakakiyama, T. & Kajima, R.(1992), Numerical simulation of nonlinear wave interaction with permeable breakwater, Proceedings of the 22nd ICCE, ASCE, pp.1517-1530.
- José, M. C. & Vicente, N.(2011), Failures of harbour walls at Malaga and Barcelona, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol.70, No.1, pp.1-6.
- Gerwick, B.C.(2007), Construction of Marine and offshore structure, 3rd Edition, CRC Press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, London, New York.
- Sekiguchi, H., Sassa, S., Miyamoto, J. & Sugioka, K. I.(2000), Wave-induced liquefaction, flow deformation and particle transport in sand beds, ISRM International Symposium, International Society for Rock Mechanics.
- Sumer, B. M., Diken, F. H. & Fredsøe, J.(2010), Cover stones on liquefiable soil bed under waves. Coastal Engineering, Vol.57, No.9, pp.864-873.
- Godbold, J., Sackmann, N. & Cheng, L.(2014), Stability design for concrete mattresses, Proceedings of 24th International Ocean and Polar Engineering Conference, ISOPE, pp.302-308.



제2장 임의반사율의 부분중복파동장에서 유한두께를 갖는 해저지반내 지반응답의 해석해

2.1 서언

1970년대 Liu(1973), Moshagen & Tørum(1975), Nakamura(1973), Sleath(1970), Massel(1976) 등은 불변형의 강체투과지반을 가정하여 해저지반내 흐름문제를 연구하였으며, Moshagen & Torum(1975)과 Nakamura (1973)의 연구를 제외하면 대부분의 연구는 비압축성의 간극수를 가정하였다. 그러나, 간극수의 흐름, 체적변화와 변형은 해저지반에서 동시에 발생하는 중요한 물리량으로 모든 영향을 설명하기 위해서는 유체 및 투과매체에 관한 복합거동을 보다 현실적으로 고려할 수 있는 수학모델에 기초를 둘 필요가 있다.

Biot(1941)는 일찍이 투과매체에 탄성거동과 간극유체에 압축성 및 간극수의 흐름에 Darcy법칙을 고려한 3차원압밀이론을 제안하였다. 이후에 Yamamoto et al.(1978)와 Madsen(1978)은 파동으로 인한 해저지반내 파랑 응답에 대해 Biot(1941)의 3차원압밀이론에 기초한 선구적인 연구를 수행하였으며, 미소진폭파, 진행파 및 무한 깊이의 균질지반이라는 제한된 조건하 해석해를 유도하였다. 또한, Tsui & Helfrich (1983), Maeno & Hasegawa(1987), Okusa(1985), Zen & Yamazaki(1990) 등은 진행파동으로 인한 해저지반내 간극수압변동을 원형 조건하 실험적으로 조사하였으며, 이러한 연구결과들은 이후 수치해석결과의 중요한 검증자료로 활용되었고, 구조물이 설치된 파동장에서 지반응답해석이나 소성지반으로의 수치해석에 초석이 되었다. 한편, 최근 Jeng & Rahman(2000)은 유한 깊이의 진행파동에서 지반응답에 관한 기초방정식에 관성력항을 고려한 해석을 수행하여 지반응답 특성을 검토하였다.

또한, 근래 무한 두께를 해저지반상의 2차원완전중복파동장에 대해 Tsai & Lee(1994)가 해석해를 유도하고 있고, 또한 무한 혹은 유한 두께의 지반을 대상으로 3차원파동장에서 단파정파(short-crested waves)에 대해 Hsu et al.(1993), Tsai(1995) 및 Jeng & Hsu(1996)가 해석해를 유도하고 있지만, 임의반사율을 갖는 부분중복파동장에는 적용될 수 없는 단점이 있다. 여기서, 완전중복파동을 가정한 것은 방파제에 의한 반사를 완전반사로 고려하기 때문이지만, 실제로 방파제에 의한 반사가 완전반사라는 것은 이상적인 조건이므로 본 장에서는 방파제에 의한 반사율을 임의반사율로 규정하여 보다 현실적인 관점에서 해석해를 유도한다. 이 때, 임의반사율의 부분중복파동장에 선형파이론과 유한 두께를 갖는 해저지반에 Biot(1941) 3차원압밀이론 및 지반탄성론에 기초한 유효응력 개념을 각각 적용하여 지반내 동적응답에 관한 해석해를 새롭게 유도하며, 얻어지는 해석해로부터 수심과 반사율만을 변화시키면 기존의 해석해가 간단히 얻어지기 때문에 본 장의 해석해는 보다 범용성을 갖는 것으로 판단된다.

이러한 결과들은 무한 지반상의 진행파에 대한 Yamamoto et al.(1978)의 결과 및 무한 지반상의 완전중복파에 대한 Tsai & Lee(1994)의 결과와 비교하여 본 해석해의 정당성을 입증하고, 더불어 임의반사율의 부분중복파

동장과 유한 두께의 지반에 적용하여 수심과 주기의 변화에 따른 본 해석해의 변화특성을 면밀히 검토한다.

2.2 해석해의 유도

파동으로 인한 간극수압의 해석에 사용되는 부분중복파 시스템의 정의도와 좌표계를 Fig. 2.1에 나타낸다. 여기서, z 축은 유체와 해저지반의 접면에서 상방이 (+)이고, L 은 파장, d 는 수심으로 정의된다. 파고는 $(1 + K_R)H$ 로 주어지며, K_R 은 복소반사율, H 는 입사파고를 나타내고, 여기서 $K_R=1$ 의 경우는 완전중복파로 파고는 $2H$ 로 되고, $K_R=0$ 의 경우는 진행파로 파고는 H 로 된다. 해저지반의 토층은 유한 두께 h 를 가지며, 수리학적으로 등방균질불포화지반을 가정한다. 또한, 간극유체의 운동은 Darcy법칙을 따르는 것으로 가정된다. Biot의 압밀이론에 기초하면(Verruijt, 1969), 압축성다공질매체에서 압축성간극유체의 간극수압에 대한 2차원 저류방정식은 다음과 같이 주어질 수 있다.

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} - \frac{\gamma n' \beta}{K} \frac{\partial P}{\partial t} = \frac{\gamma}{K} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (2.1)$$

여기서, P 는 정수압을 초과하는 파동으로 인한 (과잉)간극수압이고, K 는 흙의 투수계수, γ 는 간극수의 단위중량, n' 는 흙의 공극률, t 는 시간이다. β 는 간극유체의 압축률로 포화도와 겔보기체적탄성계수와 관련된다. 그리고, 식(2.1)에서 ε 은 다음의 식에 의해 정의되는 체적변형율이다.

$$\varepsilon = \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \chi}{\partial z} \quad (2.2)$$

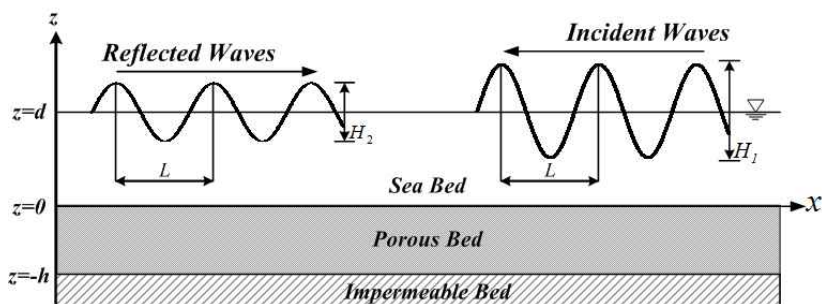


Fig. 2.1. Definition sketch of partial standing wave system in Cartesian coordinates.

여기서, (ξ, χ) 는 (x, z) 방향의 지반변위이다.

유효응력 개념과 Hooke법칙으로부터 다음의 평형방정식을 나타낼 수 있다.

$$G\nabla^2\xi + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial\varepsilon}{\partial x} = \frac{\partial P}{\partial x} \quad (2.3)$$

$$G\nabla^2\chi + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial\varepsilon}{\partial z} = \frac{\partial P}{\partial z} \quad (2.4)$$

여기서, μ 는 흙의 Poisson비, G 는 흙의 전단탄성계수이며, 이들과 흙의 탄성계수 E 사이에는 다음의 관계식이 성립된다.

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (2.5)$$

특정의 경계조건과 연계하여 식(2.1), (2.3) 및 (2.4)를 풀면 간극수압과 지반변위가 얻어질 수 있다. 선형파이론으로부터 임의복소반사율 K_R 을 갖는 일정수심 d 의 부분중복파동장에서 $z=0$ 인 해저면상에서 간극수압 P_b 는 다음과 같이 주어질 수 있다.

$$P_b = p_0 \operatorname{Re} \{ \exp[i(kx + \omega t)] + K_R \exp[-i(kx - \omega t)] \} \quad \text{on } z = 0 \quad (2.6)$$

여기서, $p_0 = \rho g H / 2 \cosh kd$ 이며, k 는 파수, ω 는 각주파수, Re 는 복소함수의 실수부분, $i = \sqrt{-1}$ 이다. 파동으로 인한 간극수압과 지반변위는 불투과 및 불변형의 경계면 $z=-h$ 에서 다음과 같이 가정된다.

$$\xi, \chi, \frac{\partial P}{\partial z} = 0 \quad \text{on } z = -h \quad (2.7)$$

한편, 지반내의 유효응력 및 전단응력은 Hooke법칙에 의해 다음과 같이 유도될 수 있다.

$$\sigma'_x = 2G \left[\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\mu}{1-2\mu} \varepsilon \right] \quad (2.8)$$

$$\sigma'_z = 2G \left[\frac{\partial \chi}{\partial z} + \frac{\mu}{1-2\mu} \varepsilon \right] \quad (2.9)$$

$$\tau = G \left[\frac{\partial \chi}{\partial x} + \frac{\partial \xi}{\partial z} \right] \quad (2.10)$$

여기서, (σ'_x, σ'_z) 는 (x, z) 방향의 유효응력, τ 는 전단응력을 나타낸다.

그리고, 유효응력과 전단응력에 대한 경계조건으로 다음이 고려된다.

$$\sigma'_z = 0, \tau = 0 \quad \text{on} \quad z = 0 \quad (2.11)$$

식(2.6)으로부터 간극수압과 지반변위에 관한 해가 다음과 같은 조화함수형을 갖는 것으로 가정될 수 있다.

$$P(x, z, t) = P_1(z) \exp[i(kx + \omega t)] + K_R \cdot P_2(z) \exp[-i(kx - \omega t)] \quad (2.12)$$

$$\xi(x, z, t) = \xi_1(z) \exp[i(kx + \omega t)] + K_R \cdot \xi_2(z) \exp[-i(kx - \omega t)] \quad (2.13)$$

$$\chi(x, z, t) = \chi_1(z) \exp[i(kx + \omega t)] + K_R \cdot \chi_2(z) \exp[-i(kx - \omega t)] \quad (2.14)$$

여기서, 첨자 1과 2는 각각 진행성분과 반사성분을 의미한다.

식(2.13)과 (2.14)를 (2.2)에 대입하여 다음을 얻는다.

$$\begin{aligned} \varepsilon(x, z, t) = & \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \chi}{\partial z} = ik\xi_1(z) \exp[i(kx + \omega t)] + \frac{\partial \chi_1(z)}{\partial z} \exp[i(kx + \omega t)] \\ & + K_R \cdot \left\{ -ik\xi_2(z) \exp[-i(kx - \omega t)] + \frac{\partial \chi_2(z)}{\partial z} \exp[-i(kx - \omega t)] \right\} \end{aligned} \quad (2.15)$$

이하에서는 지배방정식(2.1), (2.3) 및 (2.4), 그리고 경계조건식(2.6), (2.7), (2.11)이 선형이므로 입사성분과 반사성분을 분리하여 전개한다. 미지수가 $P_1, \xi_1, \chi_1; P_2, \xi_2, \chi_2$ 의 2조 3개로 구성되므로 식(2.1)~(2.4)에 (2.12)~(2.15)를 고려하면 다소 번잡한 과정을 통하여 하나의 미지수에 관한 지배방정식을 나타낼 수 있다. 여기서, 지반의 수평변위에서 입사성분 ξ_1 및 반사성분 ξ_2 에 관한 각각의 지배방정식을 나타내면 다음의 식으로 주어질 수 있다.

$$\frac{\partial^6}{\partial z^6} \begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{bmatrix} - k^2 \left(3 + \frac{\Omega^2}{k^2} \right) \frac{\partial^4}{\partial z^4} \begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{bmatrix} + k^4 \left(3 + 2 \frac{\Omega^2}{k^2} \right) \frac{\partial^2}{\partial z^2} \begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{bmatrix} - k^6 \left(1 + \frac{\Omega^2}{k^2} \right) \begin{bmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{bmatrix} = 0 \quad (2.16)$$

여기서,

$$\Omega^2 = i \frac{\omega \gamma [2n' \beta (1 - \mu) + (1 - 2\mu) / G]}{2(1 - \mu)K} = i \frac{\omega \gamma (n' \beta + m_v)}{K} \quad (2.17)$$

여기서, m_v 는 압밀시험으로부터 결정되는 체적감소계수로 다음과 같이 정의된다.

$$m_v = \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)G} \quad (2.18)$$

식(2.16)은 6계상미분방정식으로 다음과 같은 해를 갖는 것으로 가정될 수 있다.

$$\begin{bmatrix} \xi_1(z) \\ \xi_2(z) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A \\ B \end{bmatrix} e^{rkz} \quad (2.19)$$

식(2.19)를 (2.16)에 대입하면 r 에 관한 6차결정방정식을 얻을 수 있고, 이의 해로 $r = \pm 1, \pm 1, \pm \sqrt{1 + \Omega^2/k^2} = \pm \delta$ 가 얻어지므로 일반해로 다음을 가정할 수 있다.

$$\begin{bmatrix} \xi_1(z) \\ \xi_2(z) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (A_1 + A_2 z)e^{kz} + (A_3 + A_4 z)e^{-kz} + A_5 e^{k\delta z} + A_6 e^{-k\delta z} \\ (B_1 + B_2 z)e^{kz} + (B_3 + B_4 z)e^{-kz} + B_5 e^{k\delta z} + B_6 e^{-k\delta z} \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

식(2.20)을 경계조건식(2.6), (2.7), (2.11)에 대입하여 다음과 같이 입사성분 및 반사성분에 대한 2조6원1차 연립 방정식을 도출할 수 있다.

· 입사성분에 대해 :

$$\cdot e^{-kh} A_1 - h e^{-kh} A_2 + e^{kh} A_3 - h e^{kh} A_4 + e^{-k\delta h} A_5 + e^{k\delta h} A_6 = 0 \quad (2.21)$$

$$\begin{aligned} &\cdot k e^{-kh} A_1 - (1 + 2\Phi + kh) e^{-kh} A_2 - k e^{kh} A_3 - (1 + 2\Phi - kh) e^{kh} A_4 + k\delta e^{-k\delta h} A_5 \\ &- k\delta e^{k\delta h} A_6 = 0 \end{aligned} \quad (2.22)$$

$$\begin{aligned} &\cdot (1 - \Phi - 2\mu) e^{-kh} A_2 + (1 - \Phi - 2\mu) e^{kh} A_4 - k\delta(1 - \mu)(1 - \delta^2) e^{-k\delta h} A_5 \\ &+ k\delta(1 - \mu)(1 - \delta^2) e^{k\delta h} A_6 = 0 \end{aligned} \quad (2.23)$$

$$\begin{aligned} &\cdot k(1 - 2\mu) A_1 - 2\Phi(1 - \mu) A_2 + k(1 - 2\mu) A_3 + 2\Phi(1 - \mu) A_4 - k[\mu - \delta^2(1 - \mu)] A_5 \\ &- k[\mu - \delta^2(1 - \mu)] A_6 = 0 \end{aligned} \quad (2.24)$$

$$\cdot k A_1 - \Phi A_2 - k A_3 - \Phi A_4 + k\delta A_5 - k\delta A_6 = 0 \quad (2.25)$$

$$\begin{aligned}
& \cdot (1 - \Phi - 2\mu)A_2 - (1 - \Phi - 2\mu)A_4 - k(1 - \mu)(1 - \delta^2)A_5 - k(1 - \mu)(1 - \delta^2)A_6 \\
& = \frac{p_0(1 - 2\mu)}{2G}
\end{aligned} \tag{2.26}$$

· 반사성분에 대해 :

$$\cdot e^{-kh} B_1 - h e^{-kh} B_2 + e^{kh} B_3 - h e^{kh} B_4 + e^{-k\delta h} B_5 + e^{k\delta h} B_6 = 0 \tag{2.27}$$

$$\begin{aligned}
& \cdot k e^{-kh} B_1 - (1 + 2\Phi + kh) e^{-kh} B_2 - k e^{kh} B_3 - (1 + 2\Phi - kh) e^{kh} B_4 + k \delta e^{-k\delta h} B_5 \\
& - k \delta e^{k\delta h} B_6 = 0
\end{aligned} \tag{2.28}$$

$$\begin{aligned}
& \cdot (1 - \Phi - 2\mu) e^{-kh} B_2 + (1 - \Phi - 2\mu) e^{kh} B_4 - k \delta (1 - \mu) (1 - \delta^2) e^{-k\delta h} B_5 \\
& + k \delta (1 - \mu) (1 - \delta^2) e^{k\delta h} B_6 = 0
\end{aligned} \tag{2.29}$$

$$\begin{aligned}
& \cdot k(1 - 2\mu) B_1 - 2\Phi(1 - \mu) B_2 + k(1 - 2\mu) B_3 + 2\Phi(1 - \mu) B_4 - k[\mu - \delta^2(1 - \mu)] B_5 \\
& - k[\mu - \delta^2(1 - \mu)] B_6 = 0
\end{aligned} \tag{2.30}$$

$$\cdot k B_1 - \Phi B_2 - k B_3 - \Phi B_4 + k \delta B_5 - k \delta B_6 = 0 \tag{2.31}$$

$$\begin{aligned}
& \cdot (1 - \Phi - 2\mu) B_2 - (1 - \Phi - 2\mu) B_4 - k(1 - \mu)(1 - \delta^2) B_5 - k(1 - \mu)(1 - \delta^2) B_6 \\
& = - \frac{p_0(1 - 2\mu)}{2G}
\end{aligned} \tag{2.32}$$

여기서,

$$\Phi = \frac{n' \beta (1 - 2\mu)}{n' \beta + (1 - 2\mu)/G} \tag{2.33}$$

이상의 입사성분 및 반사성분에 대한 2조6원1차연립방정식에서 계수들이 갖는 특정한 성질로부터 $A_1 = -B_1$, $A_2 = -B_2$, $A_3 = -B_3$, $A_4 = -B_4$, $A_5 = -B_5$, $A_6 = -B_6$ 의 관계가 성립되므로 실질적으로는 입사성분 혹은 반사성분 하나만을 해석하면 된다. 이러한 결과를 식(2.12)~(2.14)에 적용하면 보다 간략화된 다음의 관계식을 도출할 수 있다.

$$\cdot P(x, z, t) = \left[\begin{aligned} & \frac{2iG(\Phi-1+2\mu)}{1-2\mu} A_2 e^{kz} - \frac{2iG(\Phi-1+2\mu)}{1-2\mu} A_4 e^{-kz} \\ & + \frac{2ikG(1-\mu)(1-\delta^2)}{1-2\mu} A_5 e^{k\delta z} + \frac{2ikG(1-\mu)(1-\delta^2)}{1-2\mu} A_6 e^{-k\delta z} \end{aligned} \right] \quad (2.34)$$

$$\cdot \{(1+K_R)\cos kx + i(1-K_R)\sin kx\} e^{i\omega t}$$

$$\cdot \xi(x, z, t) = [A_1 e^{kz} + A_3 e^{-kz} + A_2 z e^{kz} + A_4 z e^{-kz} + A_5 e^{k\delta z} + A_6 e^{-k\delta z}] \quad (2.35)$$

$$\cdot \{(1-K_R)\cos kx + i(1+K_R)\sin kx\} e^{i\omega t}$$

$$\cdot \chi(x, z, t) = \left[\begin{aligned} & \left\{ \frac{i(1+2\Phi)}{k} A_2 - iA_1 \right\} e^{kz} + \left\{ \frac{i(1+2\Phi)}{k} A_4 + iA_3 \right\} e^{-kz} - iA_2 z e^{kz} \\ & + iA_4 z e^{-kz} - i\delta A_5 e^{k\delta z} + i\delta A_6 e^{-k\delta z} \end{aligned} \right] \quad (2.36)$$

$$\cdot \{(1+K_R)\cos kx + i(1-K_R)\sin kx\} e^{i\omega t}$$

또한, 식(2.34)~(2.36)을 (2.8)~(2.10)에 대입하여 다음과 같은 수평 및 연직유효응력과 전단응력을 나타낼 수 있다.

$$\cdot \sigma'_x(x, z, t) = \left[\begin{aligned} & 2iG \left\{ \frac{2\Phi\mu}{1-2\mu} A_2 + kA_1 \right\} e^{kz} + 2iG \left\{ -\frac{2\Phi\mu}{1-2\mu} A_4 + kA_3 \right\} e^{-kz} \\ & + 2ikGA_2 z e^{kz} + 2ikGA_4 z e^{-kz} + 2ikG \left\{ \frac{1-(1+\delta^2)\mu}{1-2\mu} \right\} A_5 e^{k\delta z} \\ & + 2ikG \left\{ \frac{1-(1+\delta^2)\mu}{1-2\mu} \right\} A_6 e^{-k\delta z} \end{aligned} \right] \quad (2.37)$$

$$\cdot \{(1+K_R)\cos kx + i(1-K_R)\sin kx\} e^{i\omega t}$$

$$\cdot \sigma'_z(x, z, t) = \left[\begin{aligned} & 2iG \left\{ \frac{2\Phi(1-\mu)}{1-2\mu} A_2 - kA_1 \right\} e^{kz} - 2iG \left\{ \frac{2\Phi(1-\mu)}{1-2\mu} A_4 + kA_3 \right\} e^{-kz} \\ & - 2ikGA_2 z e^{kz} - 2ikGA_4 z e^{-kz} + 2ikG \left\{ \frac{\mu-\delta^2(1-\mu)}{1-2\mu} \right\} A_5 e^{k\delta z} \\ & + 2ikG \left\{ \frac{\mu-\delta^2(1-\mu)}{1-2\mu} \right\} A_6 e^{-k\delta z} \end{aligned} \right] \quad (2.38)$$

$$\cdot \{(1+K_R)\cos kx + i(1-K_R)\sin kx\} e^{i\omega t}$$

$$\cdot \tau(x, z, t) = \left[\begin{aligned} &(-2G\Phi A_2 + 2kGA_1)e^{kz} - (2G\Phi A_4 + 2kGA_3)e^{-kz} + 2kGA_2ze^{kz} \\ &- 2kGA_4ze^{-kz} + 2kG\delta A_5e^{k\delta z} - 2kG\delta A_6e^{-k\delta z} \end{aligned} \right] \quad (2.39)$$

$$\cdot \{(1 - K_R)\cos kx + i(1 + K_R)\sin kx\}e^{i\omega t}$$

식(2.21)~(2.26)의 6원1차연립방정식은 매트릭스 계산의 간단한 컴퓨터프로그램을 이용하여 미정계수 $A_1, A_2, \dots, A_6$ 을 쉽게 산정할 수 있고, 이 값을 식(2.34)~(2.39)에 적용함으로써 간극수압, 지반변위, 수평 및 연직유효응력과 전단응력 등을 산정할 수 있다.

2.3 해석결과

2.3.1 무한 지반의 진행파동장

진행파동장은 반사파 성분이 존재하지 않기 때문에 본 장의 결과에 복소반사율을 $K_R=0$ 으로 고려하고, 동시에 무한 두께이므로 $A_3 = A_4 = A_6=0$ 을 적용한다. 이로부터 진행파동장에서 무한 두께의 균질등방지반에 관한 지반응답의 해석해를 유도한 Yamamoto et al.(1978)의 결과와 본 결과를 비교한 것이 Fig. 2.2이다.

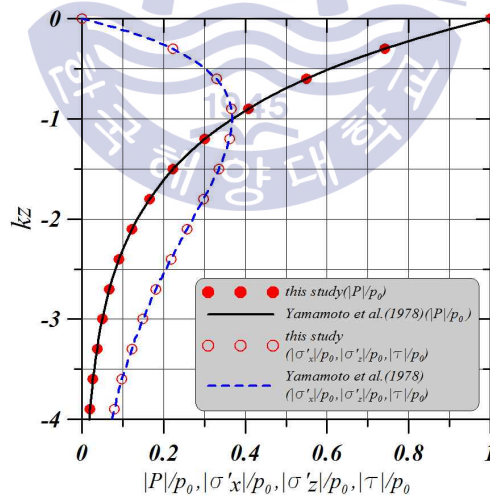


Fig. 2.2. Progressive wave-induced pore water pressure and effective stresses in the infinite soil thickness($t/T=0$).

그림에서 파동조건은 수심 $d=45\text{cm}$, 파고 $H=5.0\text{cm}$, 주기 $T=1.0\text{s}$ 이고, 완전포화토에 대한 해저지반의 물성치는 투수계수 $K=1.2 \times 10^{-4}\text{cm/s}$, Poisson비 $\mu=0.3$, 공극률 $n'=0.38$ 이며, 특히 간극수의 압축률 $\beta(=1/K')$, K' 는 간극수의 겉보기체적탄성계수)과 흙의 전단탄성계수 G 와의 곱이 $G\beta=0$ 으로 구성되는 흙이 강성을 갖지 않는 경우를 적용한 결과이다. 여기서, $G\beta=0$ 의 경우는 촘촘한 모래지반을 제외한 대부분의 흙에서 실질적

으로 적용될 수 있다(Yamamoto et al., 1978).

그림으로부터 해저 표면에서 간극수압 $|P|/p_0$ 는 1의 값을 나타내고, 연직깊이가 깊어질수록 급격히 감소하는 것을 알 수 있고, 또한 수평 및 연직유효응력 $|\sigma'_x|/p_0$ 및 $|\sigma'_z|/p_0$ 와 전단응력 $|\tau|/p_0$ 는 해저 표면에서 0의 값을 취하지만, 연직깊이가 깊어질수록 $kz > -1$ 까지는 증가하고, $kz = -1$ 에서 최대치 0.36을 나타내며, $kz < -1$ 에서는 감소하는 경향을 나타낸다. 이러한 변화과정에서 본 해석해의 결과와 Yamamoto et al.(1978)에 의한 해석결과가 완전히 일치한다는 것을 확인할 수 있다.

이상에서 얻어지는 결과는 Yamamoto et al.(1978)도 지적하고 있는 바와 같이 흡입자를 강체로, 간극수를 비압축으로 가정한 Putnam(1949)의 결과와 지반을 탄성연속체로, 간극내에서 비배수를 가정한 Prévost et al.(1975)의 결과와 일치한다.

2.3.2 무한 지반의 완전중복파동장

완전중복파동장하 무한 두께를 갖는 지반내에서 동적응답은 본 장의 결과에 복소반사율 $K_R=1$ 과 $A_3 = A_4 = A_6=0$ 을 적용하면 간단히 해가 얻어질 수 있다. 이로부터 완전중복파동장에서 무한 두께의 균질등방지반내 동적응답에 관한 해석해를 유도한 Tsai & Lee(1994)의 결과와 본 결과를 비교한 것이 Figs. 2.3과 2.4이다.

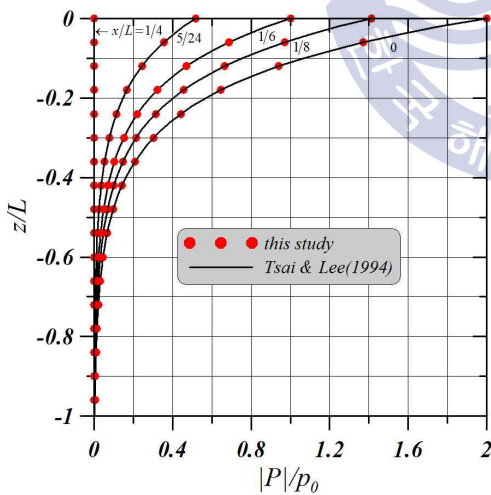


Fig. 2.3. Standing wave-induced pore water pressure in the infinite soil thickness($t/T=0$).

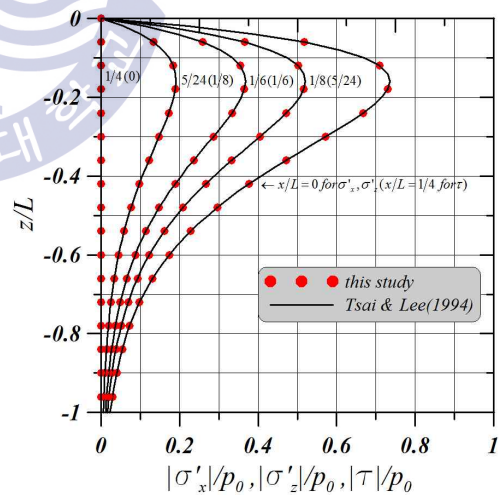


Fig. 2.4. Standing wave-induced effective and shear stresses in the infinite soil thickness($t/T=0$).

그림에서 파동조건은 수심 $d=45\text{cm}$, 파고 $H=5.0\text{cm}$, 주기 $T=1.0\text{s}$ 이고, 완전포화토에 대한 해저지반의 물성치는 투수계수 $K=1.2 \times 10^{-4}\text{cm/s}$, Poisson비 $\mu=0.3$, 공극율 $n'=0.38$ 이며, 2.3.1절에서와 같이 $G\beta=0$ 의 경우를 적용한 결과이다. 여기서, Fig. 2.3이 간극수압을, Fig. 2.4가 수평 및 연직유효응력과 전단응력을 각각 나타낸다.

완전중복파동장이므로 Fig. 2.3에서는 위치 x/L 에 따라 간극수압이 상이하고, $x/L=0$ 인 완전중복파의 배에서 $x/L=1/4$ 인 마디로 전이될수록, 그리고 연직깊이가 깊어질수록 감소하는 경향을 나타낸다. 또한, 수평 및 연직 유효응력 $|\sigma'_x|/p_0$ 및 $|\sigma'_z|/p_0$ 도 완전중복파의 배에서 마디로 전이될수록 감소하는 경향을 나타내지만, 연직깊이 $z/L > 0.159$ 의 범위에서는 증가하고, $z/L=0.159$ 에서 최대치를 나타낸 이후에 감소한다. 여기서, 전단응력 $|\tau|/p_0$ 의 경우는 유효응력과 동일한 값의 변화를 나타내지만, 마디에서 최대치를, 배에서 최소치를 각각 나타내므로 유효응력과는 위상차이가 존재하며, 이러한 변화과정에서 본 해석결과는 Tsai & Lee(1994)의 결과와 완전히 일치하는 것을 알 수 있다.

2.3.3 유한 지반의 진행파동장

유한 두께의 해저지반을 갖는 진행파동장이므로 본 장의 결과에 $K_R=0$ 을 적용한다. 이하에서는 무차원연직깊이 z/h 에 따른 무차원간극수압 $|P|/p_0$, 무차원수평 및 연직유효응력 $|\sigma'_x|/p_0$ 및 $|\sigma'_z|/p_0$ 와 무차원전단응력 $|\tau|/p_0$ 의 변화를 분석·검토한다. 이 때, 파동조건은 수심 $d=45\text{cm}$, 파고 $H=5.0\text{cm}$ 이고, 완전포화토에 대한 해저지반의 물성치는 투수계수 $K=1.2 \times 10^{-4}\text{cm/s}$, Poisson비 $\mu=0.3$, 공극율 $n'=0.38$ 이며, $G\beta=0$ 인 경우를 적용한 결과이다.

(1) 지반두께의 변화

Fig. 2.5는 입사파주기를 $T=1.2\text{s}$ 로 일정하게 유지한 상태에서 파라미터로 해저지반두께를 변화시킨 경우의 결과이다. 간극수압은 전체적으로 연직깊이가 해저 표면에서 불투과 및 불변형면으로 깊어짐에 따라 감소하며, 지반두께에 따른 간극수압 및 변화의 차이가 크다는 것을 확인할 수 있다. 특히, 지반두께가 얇아질수록 전 연직깊이에 따른 간극수압의 분포가 상당히 커지지만, 그의 변화는 작아지고, 궁극적으로는 균등분포에 가까워지는 결과를 나타낼 것으로 추정되며, 이는 파동에서 수심과 파장과의 관계에서 보이는 물입자궤적운동과 유사한 현상이다. 결국, 지반내에서 연직깊이가 깊어질수록 간극수의 운동이 작아지고, 이에 따른 간극수의 침투가 어려워져 파동으로 인한 간극수압의 영향이 작아지게 된다. 한편, 무한 두께의 경우 Fig. 2.2에 나타낸 바와 같이 연직깊이가 깊을수록 간극수압은 0으로 수렴되는 경향을 나타내지만, 유한인 경우는 특정한 값으로 수렴되고, 그 특정치는 지반두께가 얇을수록 보다 큰 값을 나타낸다.

연직유효응력의 변화를 살펴보면 해저 표면에서 연직유효응력은 모두 0을 나타내고, 연직깊이가 깊을수록 증가하지만, 특정한 깊이에서 최대치를 나타낸 이후 다시 감소하는 경향을 나타낸다. 지반두께에 따른 각 최대치는 지반두께의 증감에 따른 일정한 경향을 나타내지는 않고, 본 계산에서는 $h=100\text{cm}$ 의 경우가 가장 큰 최대치를 나타내며, 각 최대치를 나타내는 연직위치는 지반두께가 두꺼울수록 보다 지표면에 가까워지는 경향을 볼 수 있다. 그리고, 지반두께가 두꺼워질수록 무한 두께의 지반에서와 같이 불투과 및 불변형층 근방에서는 0에 근접하고, 동시에 그의 변화율도 0에 접근하는 경향을 볼 수 있다. 여기서, 지반내에서 연직유효응력이 발생하는 것은 파동의 파봉과 파곡에서 수위의 시간변동에 따른 압력차이로 연직방향으로 간극수의 흐름이

발생되기 때문이며, 하향침투(파봉시)인 경우 유효응력의 증가를, 상향침투(파곡시)인 경우 유효응력의 감소를 각각 나타낸다.

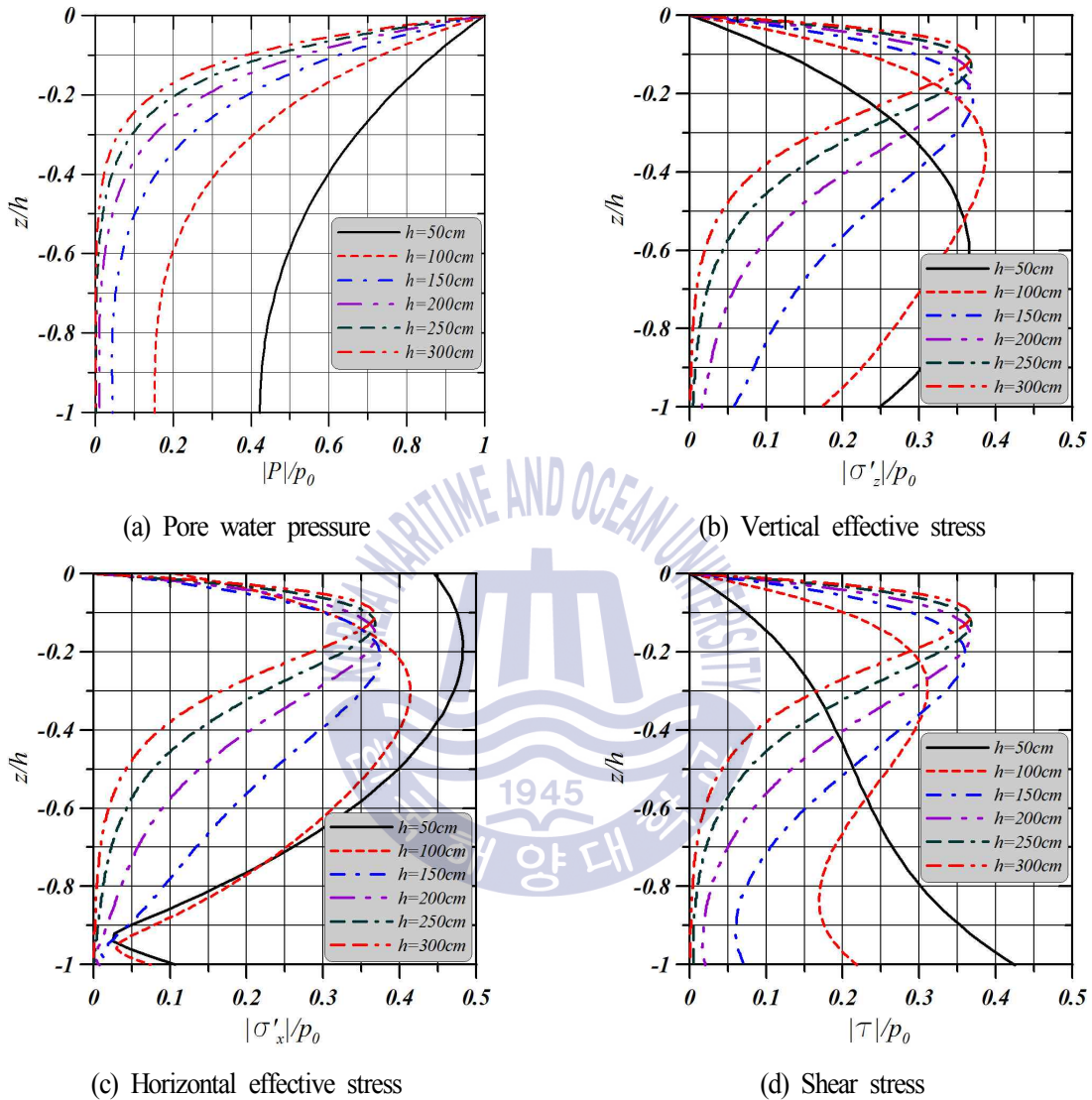


Fig. 2.5. Progressive wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses under the different finite soil thickness($t/T=0$).

다음으로, 수평유효응력의 경우는 $h=50\text{cm}$ 의 경우와 같이 해저 표면에서 반드시 0으로 주어지지 않는 결과는 연직유효응력의 경우와 상이하지만, 이는 식(2.11)에서와 같은 수평유효응력에 관한 경계조건식이 부과되지 않았기 때문이다. 그러나, 나머지 지반두께에 대해서는 연직유효응력과 후술하는 전단응력과 같이 해저 표면에서 0의 값을 나타내고, 궁극적으로는 Fig. 2.2에 나타내는 무한 두께의 지반에서와 같이 세 개 모두 동일한 값을 나타낼 것으로 추정되며, 또한 Fig. 2.5에서도 $h=300\text{cm}$ 의 경우는 수평 및 연직유효응력과 전단응력

의 분포형상과 그의 값이 거의 동일하다는 것을 확인할 수 있으므로 이는 무한 두께에 가까운 지반이라고 판단된다. 여기서, 지반내에서 수평유효응력의 변화가 발생하는 것은 파동의 파봉과 파곡에서 수위의 공간변동에 따른 압력차로 수평방향으로 간극수의 흐름이 발생되기 때문이다.

전단응력은 지반두께가 두꺼워질수록 전술한 두 유효응력의 변화과정과 매우 유사하지만, 반면에 지반두께가 얇을수록 세 개의 변화과정은 매우 상이한 것을 알 수 있다. 여기서, 식(2.11)과 같은 조건식 때문에 해저 표면에서 전단응력이 0의 값을 나타내는 것은 연직유효응력과 동일하다.

이상으로부터 지반두께가 두꺼워질수록 지반내에서 동적응답이 무한 수심에 가까워지는 거동을 확인할 수 있고, 이로부터 무한 두께의 지반을 파동에서와 유사하게 $h/L > 1/2$ 로 규정하는 것(McDougal et al., 1989; Jeng, 1997)은 타당한 것으로 판단된다.

(2) 주기의 변화

Fig. 2.6은 해저지반두께 h 를 100cm로 동일하게 유지한 상태에서 파라미터로 입사파주기를 변화시킨 경우의 결과이다. 간극수압은 각 주기에 대해 모두 연직깊이가 깊을수록 감소하는 경향을 나타내고, 주기가 짧을수록 연직깊이에 따라 보다 작은 값을 나타낸다. 이것은 주기가 짧을수록 파수 k 가 커지고, 동시에 해저지반의 상대두께 kh 의 값이 커지므로 무한 두께의 지반에 가까워지기 때문이다. 따라서, 입사파주기가 짧아지는 것은 결국 지반두께가 두꺼워지는 효과를 나타내게 되며, 이러한 관점에서 고찰하면 Fig. 2.5와 2.6의 두 값은 궁극적으로 지반응답에 유사한 영향을 미치는 상이한 두 파라미터에 의해 결과적으로 유사한 변화과정을 나타내는 것으로 추정된다.

수평 및 연직유효응력과 전단응력의 변화에서도 주기가 긴 경우는 보다 얇은 유한 두께에서 지반응답을, 반면에 주기가 짧은 경우는 보다 깊은 무한 두께에 접근하는 지반응답을 나타내는 것을 알 수 있고, 이러한 거동은 전술한 간극수압의 변화에서 지적인 것과 동일한 현상이다. 궁극적으로 무한 두께의 해저지반에서는 연직깊이에 따라 수평 및 연직유효응력과 전단응력은 동일한 분포와 값을 가지지만, 유한 두께의 해저지반에서는 Fig. 2.5에서도 언급한 바와 같이 입사파주기가 길어질수록 각각 매우 상이한 분포와 값을 나타내고, 특히 수평유효응력에서는 해저 표면에서 0이 되지 않는 경우도 발생한다. 따라서, 무한 두께의 해저지반에 대한 결과를 유한 두께에 그대로 적용하는 경우는 큰 오차를 나타낼 우려가 있고, 특히 지반두께가 얇을수록 각각의 지반응력 자체가 상이할 수도 있다는 점에 유의할 필요가 있다.

2.3.4 유한 지반의 완전중복파동장

유한 두께의 해저지반을 갖는 완전중복파동장이므로 본 장의 결과에 $K_R=1$ 을 적용하며, 적용한 파동조건과 완전포화도에 대한 해저지반의 물성치는 전술한 2.3.3절의 유한 지반의 진행파동장의 경우와 동일하다.

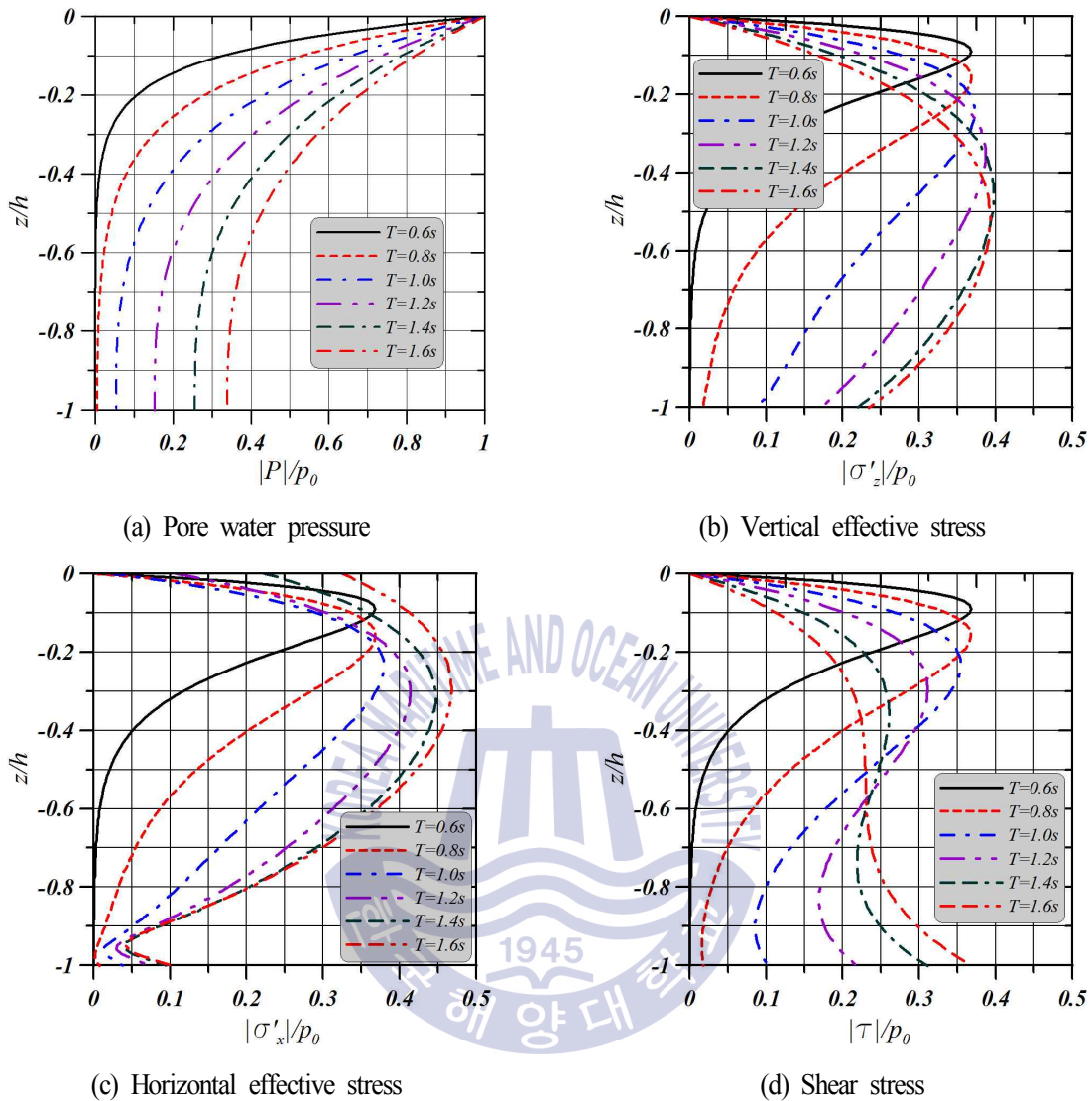


Fig. 2.6. Progressive wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses in the finite soil thickness under the different wave period($t/T=0$).

(1) 지반두께의 변화

Fig. 2.7는 입사파주기를 $T=1.2s$ 로 일정하게 유지한 상태에서 파라미터로 해저지반두께를 변화시킨 경우의 결과이다. 완전중복파동장이기 때문에 배와 마디 사이 x 의 위치에 따라 간극수압, 수평 및 연직유효응력과 전단응력이 변동하며, 여기서는 Fig. 2.3에서 나타낸 바와 같이 간극수압과 수평 및 연직유효응력이 최대가 되는 $x/L=0$ (전단응력은 0을 나타낸다)과 전단응력이 최대가 되는 $x/L=1/4$ (간극수압과 수평 및 연직유효응력은 0을 나타낸다)에서 값을 제시한다. 간극수압 $|P|/p_0$ 의 변동을 살펴보면 모두 $z=0$ 에서 2의 값을 나타내고, 연직깊이가 깊어지면서 감소하는 경향을 보인다. 이는 Fig. 2.3에서도 지적한 바와 같이 완전중복파이기 때문에 수위변동이 진행과의 2배로 증가되고, 파동으로 인한 지반내 간극수압은 연직깊이가 깊어질수록 감소되기

때문이다. 여기서, 지반두께에 따른 차이는 기본적으로 Fig. 2.5의 경우와 거의 유사하지만, 완전중복파동장이기 때문에 역시 값이 2배로 되어 있다는 것을 확인할 수 있다. 지반두께가 얇아질수록 볼투과 및 불변형면에서 간극수압이 0으로 되지 않으며, 연직으로 균등분포에 가까워지는 경향을 나타내고, $z = -h$ 의 볼투과 및 불변형면에서 $P=0$ 를 나타내는 무한 두께의 경우보다 훨씬 큰 값의 분포를 볼 수 있다.

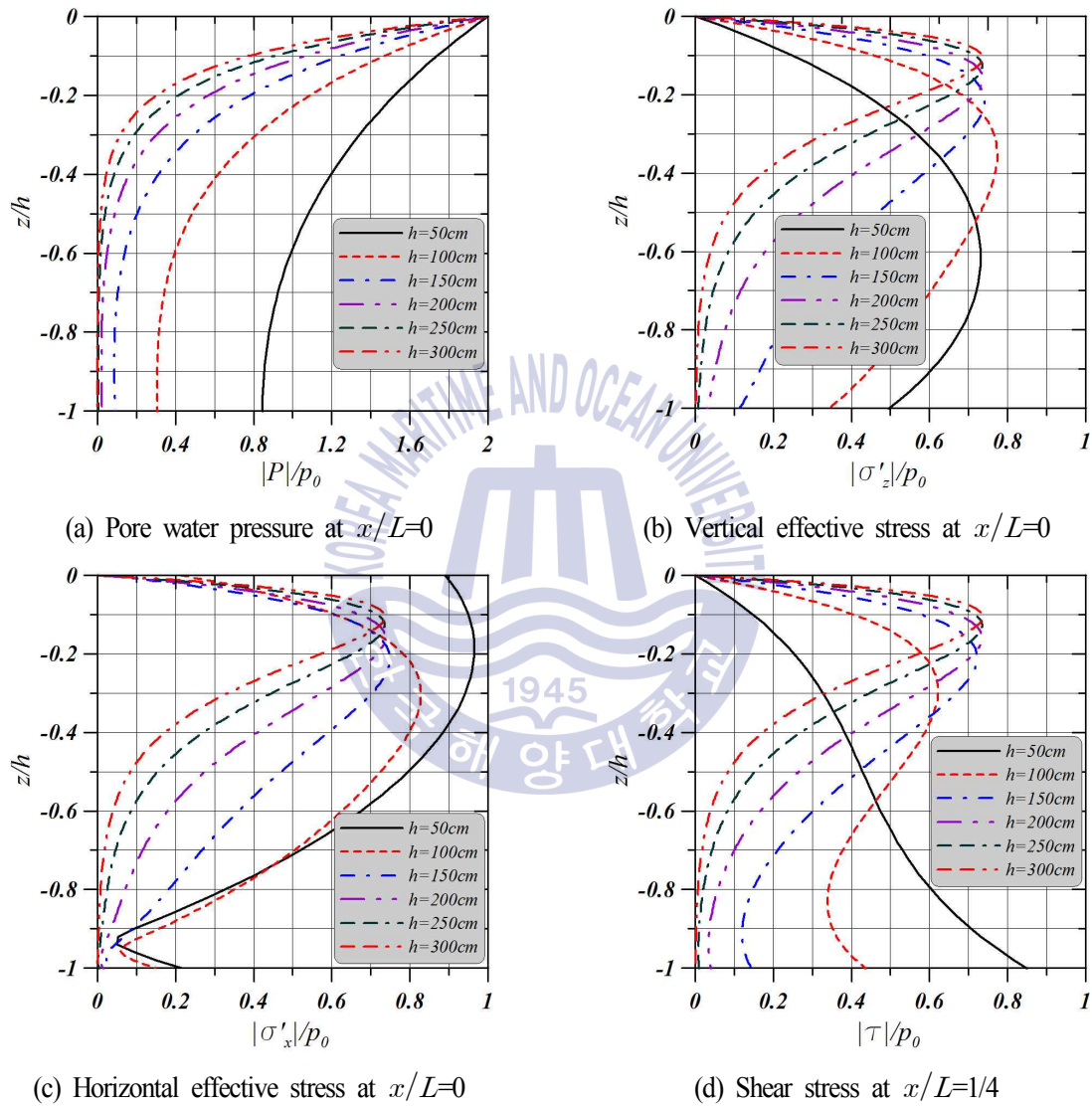


Fig. 2.7. Standing wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses under the different finite soil thickness($t/T=0$).

수평 및 연직유효응력의 경우도 진행파동장에 대한 Fig. 2.5의 변화과정과 거의 동일하지만, 역시 완전중복파동장이기 때문에 값이 2배로 주어진다라는 것을 알 수 있다. 연직유효응력은 해저 표면에서 모두 0을 나타내고, 연직깊이가 깊을수록 증가하지만, 특정한 깊이에서 최대치를 나타낸 이후 다시 감소하는 경향을 나타낸다.

지반두께에 따른 각 최대치는 지반두께의 증감에 따른 일정한 경향을 나타내지는 않으며, $h=100\text{cm}$ 의 경우가 가장 큰 최대치를 나타내고, 각 최대치를 나타내는 연직위치는 지반두께가 두꺼울수록 보다 지표면에 가까워지는 무한 두께를 갖는 해저지반응답에 근접한다. 또한, 지반두께가 두꺼워질수록 무한 두께의 지반에서와 같이 $z=-h$ 인 불투과 및 불변형층 근방에서는 0에 근접하고, 동시에 그의 변화율도 0에 접근하는 현상을 볼 수 있다. 수평 유효응력의 경우 $h=50\text{cm}$ 의 해저 표면에서 0이 아닌 것은 연직유효응력의 경우와 다르지만, 나머지 지반두께에 대해서는 연직유효응력과 거의 유사한 변동과정을 나타낸다. 그리고, 최대치는 지반두께가 두꺼울수록 작아지지만, 결국에는 무한 두께의 값에 수렴할 것으로 추정된다.

전단응력을 살펴보면 유효응력 및 간극수압과 동일하게 Fig. 2.5의 변화과정과 거의 동일하고, 또한 값이 2배로 된다는 것을 확인할 수 있고, 지반두께가 두꺼울수록 최대값의 크기가 증가하며, 최대값이 나타나는 연직깊이는 지표면에 가까워진다. 이러한 결과는 유효응력에서도 확인되는 현상이다.

이상으로부터 유한 지반의 완전중복과동장에서는 유한 지반의 진행과동장에서 값의 2배로 나타나고, 무한 지반의 완전중복과와 매우 다른 지반응답을 나타낸다는 것을 알 수 있다.

(2) 주기의 변화

Fig. 2.8은 일정한 해저지반두께 $h=100\text{cm}$ 에 대해 파라미터를 입사파주기로 하여 $T=0.6\text{s}$ 에서 1.6s 까지 변화시킨 경우의 결과이다. 여기서, 배와 마디 사이의 수평위치에 따라 간극수압, 수평 및 연직유효응력과 전단응력이 변동하는 완전중복과동장이므로 $x/L=0$ 에서 간극수압과 수평 및 연직유효응력(이 때, 전단응력은 0이다)을, $x/L=1/4$ 에서 전단응력(이 때, 간극수압과 수평 및 연직유효응력은 0이다)을 제시한다.

먼저, 간극수압 $|P|/p_0$ 의 변동을 살펴보면 모두 $z=0$ 에서 2의 값을 나타내고, 연직깊이가 깊어질수록 감소하는 경향을 보이며, $z=-h$ 인 불투과 및 불변형면에서 간극수압의 변화율이 0으로 나타난다. 이러한 원인은 경계조건으로 $z=0$ 에서 동과압이 간극수압으로 주어지고, 불투과 및 불변형면상에서 간극수압의 연직변화율이 0이라는 경계조건이 부과되며, 또한 완전중복과동장이기 때문이다. 입사파주기에 따른 차이는 기본적으로 진행과동장에 관한 Fig. 2.6의 경우와 거의 유사한 변화과정을 나타내지만, 완전중복과동장이기 때문에 2배의 값을 취하는 것을 확인할 수 있다. 특히, 입사파주기가 길수록 지반두께 h 가 많아지는 Fig. 2.7의 효과를 나타낸다는 사실에 비추어 볼 때 무한 두께의 지반을 $h/L>1/2$ 로 규정하는 것(McDougal et al., 1989; Jeng, 1997)은 완전중복과동장에서도 타당한 것으로 판단된다. 또한, 주기의 변화는 간극수압과 후술하는 수평 및 연직유효응력과 전단응력의 변화에 매우 민감하다는 사실을 확인할 수 있고, 더불어 지반두께가 얇을수록 무한 두께의 경우와는 매우 상이한 지반응답을 나타낸다는 사실에 유의할 필요가 있다.

다음으로, 수평 및 연직유효응력과 전단응력에 대한 결과를 보면 Fig. 2.6에서 언급된 진행과동장에서 값의 2배로 주어지며, 연직깊이 및 입사파주기의 변화에 따른 응력의 변화과정은 Fig. 2.6의 경우와 완전히 동일하다는 것을 알 수 있다. 이러한 결과는 Fig. 2.6과 동일한 파동장과 지반물성치를 적용하였고, 완전중복과동장이기 때문이다. 따라서, 유효응력과 전단응력도 간극수압과 동일하게 해저지반에서 경계조건으로 부과되는 동과압의 크기에 비례하므로 완전중복과동장에서 간극수압과 지반응력의 최대치는 진행과동장에서 얻어지는 값의

2배로 된다는 사실을 간단히 추정할 수 있다.

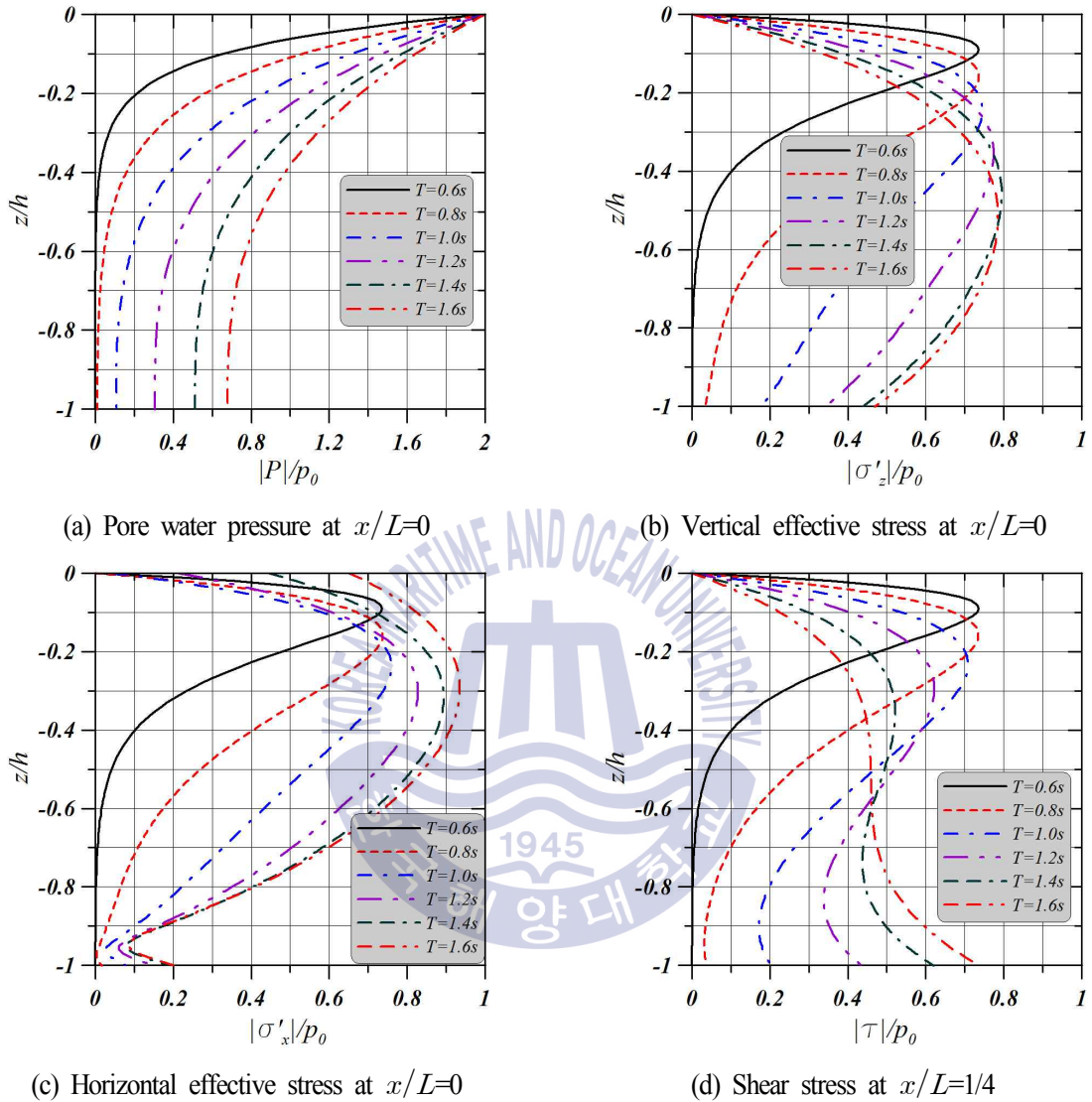


Fig. 2.8. Standing wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses in the finite soil thickness under the different wave period($t/T=0$).

2.3.5 유한 지반의 부분중복파동장

유한 두께의 지반을 갖는 부분중복파동장에서 지반내 간극수압과 지반응력을 검토하기 위하여 적용한 파동조건과 해저지반에서 물성치는 전술한 2.3.3절의 유한 지반의 진행파동장과 2.3.4절의 완전중복파동장의 경우와 동일하다. 부분중복파동장이므로 복소반사율 K_R 의 값에 따라 많은 케이스의 결과를 도출할 수 있지만, $K_R=0$ 과 1인 경우는 앞에서 서술된 진행파동장과 완전중복파동장으로 귀결되고, 따라서 유한 지반의 부분중복 파동장에서 지반응답으로 여기서는 지면관계상 $K_R=0.7$ 의 경우에 한정하여 논의하는 것으로 한다.

(1) 지반두께의 변화

Fig. 2.9의 결과는 부분중복파의 배 위치인 $x/L=0$ 에서 간극수압, 유효응력 및 전단응력을 나타낸 것이다. 그림으로부터 부분중복파의 경우는 유한 두께의 완전중복파동장에서와 달리 $x/L=0$ 에서 전단응력이 0으로 되지 않고 약간의 값을 가진다는 것을 확인할 수 있다.

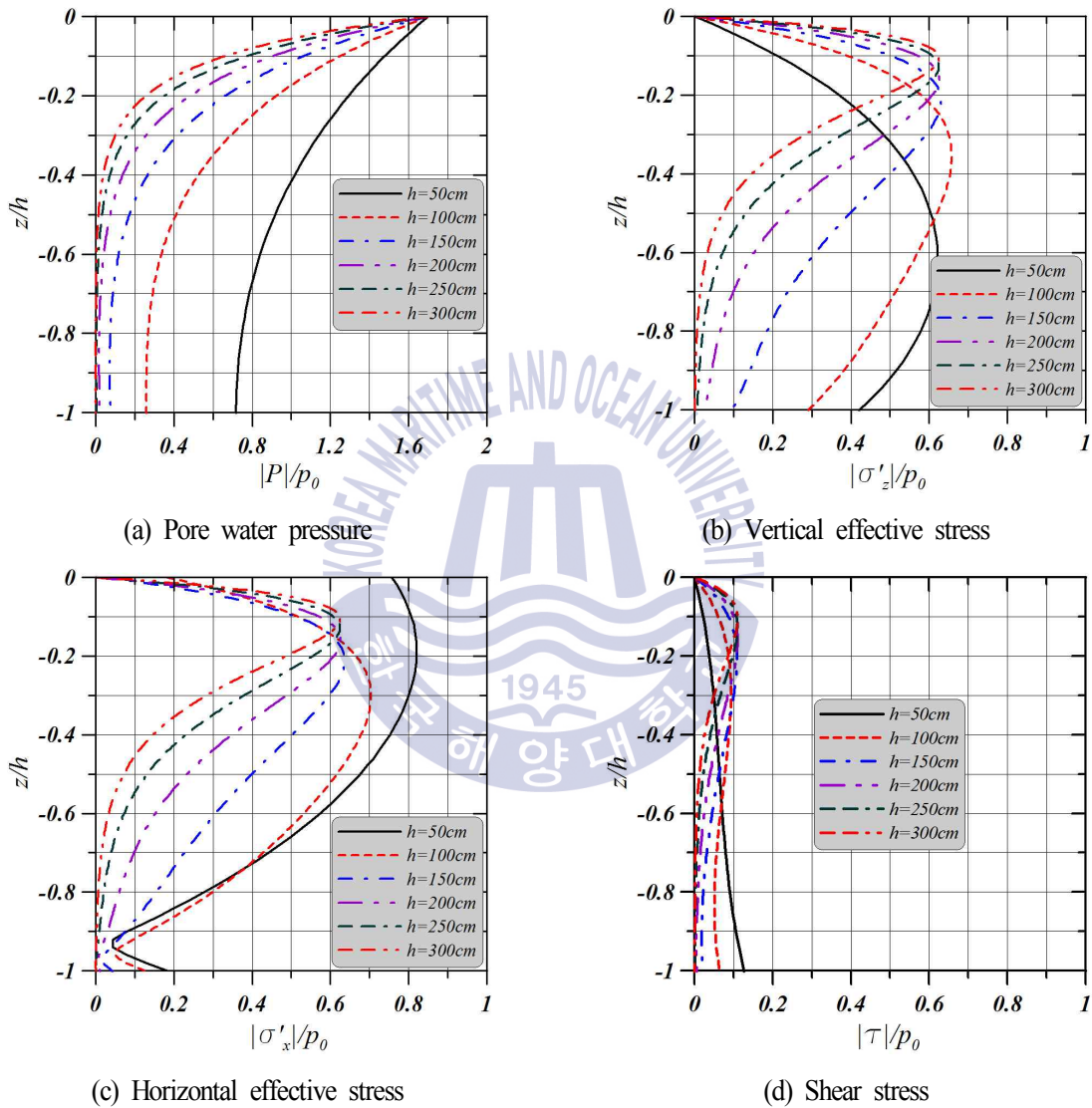


Fig. 2.9. Partial standing wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses under the different finite soil thickness at $x/L=0(t/T=0)$.

이는 $x/L=0$ 의 경우 식(2.39)로부터 $\sin kx$ 는 0으로 되지만, $(1-K_R)\cos kx = 1-K_R \neq 0$ 으로 주어지기 때문이다. 전술한 완전중복파동장에서는 $K_R=1$ 이므로 $(1-K_R)\cos kx$ 의 항도 0으로 되어 전단응력이 0으로 된다. 지반두께 및 연직깊이의 변화에 따른 간극수압과 수평 및 연직유효응력의 변화양상은 전술한 완전중복파

와 동일한 과정을 나타내지만, 부분반사에 의해 해저지반상에서 경계조건으로 부과되는 동과압이 약간 작은 값으로 주어지기 때문에 간극수압과 수평 및 연직유효응력의 값도 약간 작은 값을 나타낸다. 그리고, 진행파동장에서 무한 두께의 지반에 대한 정의 $h/L > 0.5$ (McDougal et al., 1989; Jeng, 1997)는 부분중복파동장에서도 그대로 적용될 수 있는 것으로 판단된다.

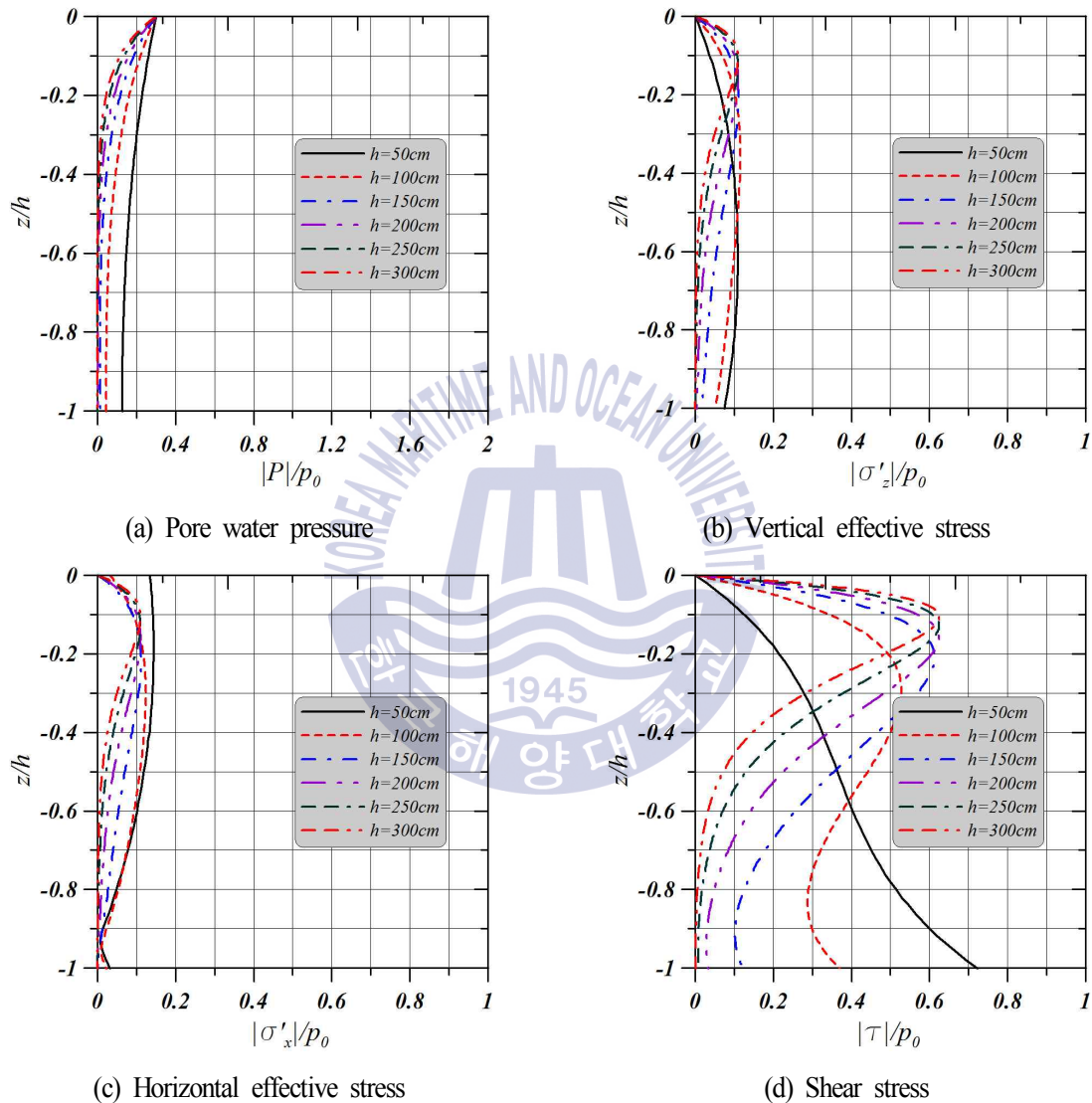


Fig. 2.10. Partial standing wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses under the different finite soil thickness at $x/L=1/4(t/T=0)$.

한편, Fig. 2.10의 결과는 부분중복파의 마디 위치인 $x/L=1/4$ 에서 간극수압, 유효응력 및 전단응력을 나타낸 것이다. 그림으로부터 부분중복파의 경우는 유한 두께의 완전중복파동장에서와 달리 $x/L=1/4$ 에서 간극수압과 수평 및 연직유효응력이 0으로 되지 않고 약간의 값을 가진다는 것을 확인할 수 있다. 이는 식(2.34), (2.37)

및 (2.38)로부터 $\cos kx$ 는 0으로 되지만, $(1 - K_R)\sin kx = 1 - K_R \neq 0$ 으로 주어지기 때문이다. 역시, 완전중복과동장에서는 $K_R=1$ 이므로 $(1 - K_R)\sin kx$ 의 항도 0으로 되어 간극수압, 유효응력 및 전단응력은 0으로 된다. 동일하게, 지반두께 및 연직깊이의 변화에 따른 전단응력의 변화양상은 전술한 완전중복과와 동일한 과정을 나타내지만, 부분반사라는 조건에 의해 전단응력의 값도 약간 작은 값을 나타낸다.

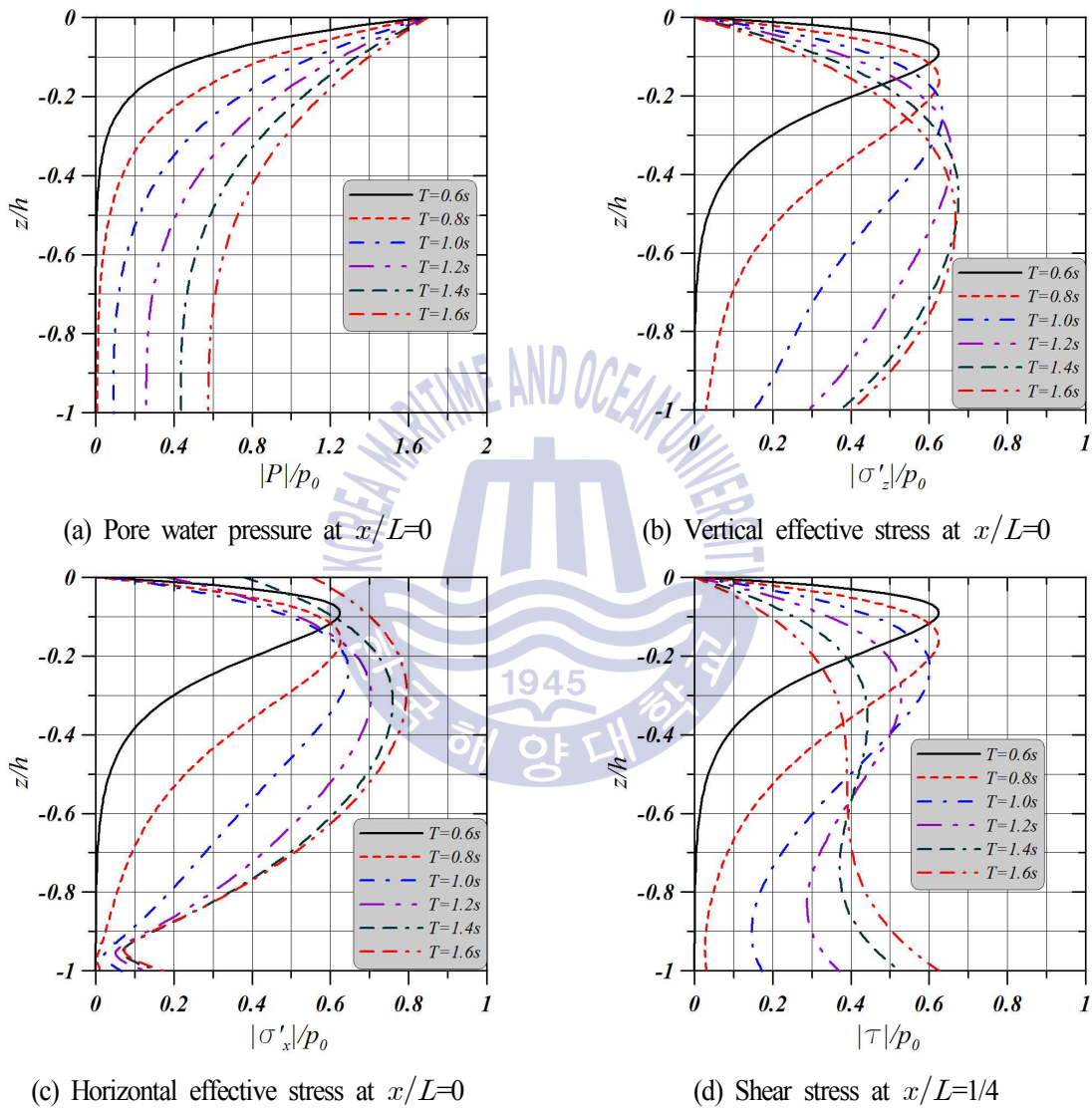


Fig. 2.11. Partial standing wave-induced pore water pressure, effective and shear stresses in the finite soil thickness under the different wave period($t/T=0$).

(2) 주기의 변화

Fig. 2.11은 입사파주기를 파라미터로 부분중복과의 배 위치인 $x/L=0$ 에서 간극수압과 수평 및 연직유효응력을, $x/L=1/4$ 에서 전단응력을 나타낸 것이다. 입사파주기의 변화에도 전술한 Fig. 2.10에서와 같이 $x/L=0$ 에

서 전단응력이, $x/L=1/4$ 에서 간극수압과 수평 및 연직유효응력이 0의 값을 취하지 않고 약간의 값을 나타내는 것이 확인되지만, 여기서는 지면관계상 제시하지 않는다. 그림으로부터 입사파주기 및 연직깊이의 변화에 따른 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력에서 그의 변화양상은 부분중복파에서도 전술한 완전중복파와 동일한 과정을 나타내지만, Fig. 2.9와 2.10에서와 같이 각각 약간 작은 값을 나타낸다.

2.4 결론

본 장에서는 임의반사율과 유한 두께의 지반을 대상으로 해저지반내 동적응답에 관한 해석해를 유도하였고, 산정된 결과에 대해 기존 무한 두께의 진행파와 완전중복파의 해석결과와 비교하여 본 해석해의 타당성을 입증하였다. 그리고, 유한 두께의 진행파동장, 완전중복파동장 및 임의반사율을 갖는 부분중복파동장에 각각 적용하여 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력에서 지반두께 및 입사파주기의 변화에 따른 그들의 변화특성을 명확히 규명하였다. 이로부터 유한 두께의 해저지반에서는 무한 두께의 경우와는 매우 상이한 지반응답을 나타내는 것을 확인할 수 있었고, 완전중복파동에서는 진행파동장에서의 값에 2배가, 부분중복파동장에서는 완전중복파동장에서의 값보다 작고, 동시에 진행파동장에서의 값보다 큰 값을 갖는 지반응답특성을 또한 확인할 수 있었다.

이러한 변화특성을 나타내는 본 해석해는 완전반사에 가까운 직립안벽이나 방파제에서부터 저반사의 투수성 구조물에 이르기까지 넓은 범위의 해저지반에 적용될 수 있을 것으로 판단되고, 동시에 지반두께가 상대적으로 얇은 해역에 구조물이 설치될 수 있다는 점을 고려하면 깊은 해저지반과 더불어 얇은 해저지반에도 그 적용성이 확대될 수 있을 것으로 판단된다.

References

- Biot, M.A.(1941), General theory of three-dimensional consolidation, J. Applied Physics, Vol.12, pp.155-164.
- Hsu, J.R.C., Jeng, D.S. & Tsai, C.P.(1993), Short-crested wave induced soil response in a porous seabed of infinite thickness, Int. J. Numer. Analytical Methods Geomech., Vol.17, pp.553-576.
- Jeng, D.S.(1997), Wave-induced seabed instability in front of a breakwater, Ocean Engng., Vol.24, No.10, 887-917.
- Jeng, D.S. & Hsu, J.R.C.(1996), Wave-induced soil response in a nearly saturated sea-bed of finite thickness, Geotechnique, Vol.46, No.3, pp.427-440.
- Jeng, D.S. & Rahman, M.S.(2000), Effective stresses in a porous seabed of finite thickness : Inertia effects, Can. Geotech. J., Vol.37, pp.1383-1392.
- McDougal, W.G., Tsai, Y.T., Liu, P.L.F. & Clukey, E.C.(1989), Wave-induced pore water pressure accumulation in marine soils, J. Offshore Mech. an Arctic Engng., ASME, Vol.111, No.1, pp.1~11.
- Liu, P.L.F.(1973), Damping of water waves over porous bed, J. Hydraul. Div., ASCE, Vol.99, No.HY12, pp.2263-2271.

- Madsen, O.S.(1978), Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, Vol.28, No.4, pp.377-393.
- Maeno, Y.H. & Hasegawa, T.(1987), In-situ measurements of wave-induced pore pressure for predicting properties of seabed deposits, *Coastal Engng. Japan*, Vol.30, No.1, pp.99-115.
- Massel, S.R.(1976), Gravity waves propagated over permeable bottom, *J. Watways Harb. and Coastal Engng. ASCE*, Vol.102, No.WW2, pp.111-121.
- Moshagen, H. & Tørum, A.(1975), Wave-induced pressures in permeable sea bed, *J. Watways Harb. and Coastal Engng. ASCE*, Vol.101, No.WW1, pp.1252-1273.
- Nakamura, M.(1973), On the seepage in the seabed due to waves, *Proc. 20th Coastal Engng. Conf., JSCE*, pp.421-428.
- Okusa, S.(1985), Measurements of wave-induced pore pressure in submarine sediments under various marine conditions, *Mar. Geotechnl.*, Vol.6, No.2, pp.119-144.
- Prévost, J.H., Andersen, K.H. & Eide, O.(1975), Discussion of "Wave induced pressures in permeable seabeds", *J. Watways Harb. and Coastal Engng. ASCE*, Vol.101, No.4, pp.464-465.
- Putnam, J.A.(1949), Loss wave energy due to percolation in a permeable sea bottom, *Eos, Trans. Am. Geophys. Un.*, Vol.30, No.3, pp.349-356.
- Sleath, J.F.A.(1970), Wave-induced pressures in beds of sand, *J. Hydraul. Div., ASCE*, Vol.96, No.HY2, pp.367-378.
- Tsai, C.P.(1995), Wave induced liquefaction potential in a porous seabed in front of a breakwater, *Ocean Engng.*, Vol.22, pp.1-18.
- Tsai, C.P. & Lee, T.L.(1994), Standing wave induced pore pressures in a porous seabed, *Ocean Engng.*, Vol.22, No.6, pp.505-517.
- Tsui, Y.T. & Helfrich, S.C.(1983), Wave induced pore pressures in submerged sand layer, *J. Geotech. Engng. Div., ASCE*, Vol.109, No.4, pp.603-618.
- Verruit, A.(1969), Elastic storage of aquifers, *Flow through porous media*, Academic Press, New York.
- Yamamoto, T., Koning, H.L., Sellmeijer, H. & Hijum, E.V.(1978), On the response of a poro-elastic bed to water waves, *J. Fluid Mech.*, Vol.87, Part 1, pp.193-206.
- Zen, K. & Yamazaki, H.(1990), Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed, *Soil and Foundation*, Vol.31, No.4, pp.161-179.

제3장 흐름과 임의반사율을 갖는 부분중복파와의 공존장하 해저지반내 동적응답의 해석해

3.1 서언

제2장에서 진행파, 완전중복파 혹은 부분중복파의 선형의 임의파동장과 지반과의 상호작용해석에 Biot(1941)의 탄성지반과 Darcy 법칙에 의한 간극수의 흐름이라는 가정하 해석해를 유도하였다. 한편, 실제 해석은 장소에 따라 그 크기의 차이는 있지만, 조류라는 흐름이 항상 존재하며, 경우에 따라서는 하구에서 하천류가 바다로 유입되는 상황이 발생된다. 이와 같이 파동장에 흐름이 존재하는 경우에는 전술한 제2장의 파-지반의 상호작용에서 도출된 해석해는 수정되어야 한다.

한편, 파와 흐름과의 공존장에서 해저지반내 동적응답에 관한 해석해로는 진행파의 경우에 흐름이 지반응답에 미치는 영향을 평가한 Jeng et al.(2010)의 해석해 및 Stokes 파에 기초한 비선형진행파의 경우를 대상으로 유사한 연구를 수행한 Zhang et al.(2013)의 해석해를 들 수 있다. 여기서, 파동과 흐름과의 공존장에 관한 전술한 두 연구사례에서는 흐름과 진행파의 진행방향이 동일한 경우에 파주기가 길어지고, 반대인 경우에 짧아지는 단지 주기변화에 따른 지반응답의 변화특성만이 나타난다.

본 장에서는 기존의 해석법(Yamamoto et al., 1978; Madsen, 1978; Tsai & Lee, 1994; Jeng et al., 2010; Zhang et al., 2013)과 유사한 해석기법을 적용하여 지금까지 논의된 적이 없는 흐름과 임의반사율의 부분중복파동장하 유한 및 무한의 두께를 갖는 해저지반에서 지반내 간극수압, 유효응력 및 전단응력 등의 동적응답에 관한 해석해를 유도한다. 제시되는 해석해에서 반사율을 0으로 두면(무반사) 진행파와 흐름이 공존하는 Jeng et al.(2010)의 해석해로, 또한 반사율을 1로 두면(전반사) 완전중복파와 흐름이 공존하는 해석해로 각각 귀결된다. 본 장에서 제시되는 해석해의 타당성을 검증하기 위하여 흐름이 없는 경우에 완전중복파에 대한 해석해(Tsai & Lee, 1994) 및 진행파에 대한 실험결과(Chang et al., 2007), 그리고 흐름이 존재할 때 진행파에 대한 실험결과(Qi et al., 2012)와 비교·검토한다. 본문중에서는 유한, 무한 및 얇은 지반두께의 각 해저지반에 대해 반사율, 흐름속도, 입사파주기 및 지반두께 등의 변화에 따른 지반변위, 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력의 변동특성을 면밀히 논의·검토한다.

3.2 해석해

3.2.1 부분중복파동장의 해석

불투수층상에 유한 두께 h 의 토층을 갖는 해저지반상에 흐름과 임의반사율의 부분중복파가 공존하는 유체장에서 좌표계를 Fig. 3.1과 같이 정의한다. 그림에서 (-) x 방향으로 진행하는 파고 $H_I = H$ 의 입사파와

(+)x 방향으로 진행하는 파고 $H_R = K_R H$ (K_R 은 복소반사율)의 반사파가 중첩된 부분중복과동장에서 흐름 U_0 는 입사파와 동일한 방향으로 진행하는 것으로 정의된다. 이와 같은 유체장에 포텐셜이론을 적용하면 해저 표면상에서 불투과경계조건, 자유수면에서 주어지는 운동학적 및 동역학적 경계조건, 그리고 Sommerfeld의 방사조건을 모두 만족하는 Laplace 방정식의 해인 속도포텐셜 $\Phi(x, z, t)$ 는 다음의 식으로 표현될 수 있다.

$$\begin{aligned} \Phi(x, z, t) = & U_0 x + \frac{gH}{2i\omega_i \left(1 - \frac{k_i U_0}{\omega_i}\right)} \frac{\cosh k_i z}{\cosh k_i d} e^{i(k_i x + \omega_i t)} \\ & + \frac{gK_R H}{2i\omega_r \left(1 + \frac{k_r U_0}{\omega_r}\right)} \frac{\cosh k_r z}{\cosh k_r d} e^{-i(k_r x - \omega_r t)} \end{aligned} \quad (3.1)$$

여기서, $i = \sqrt{-1}$, t 는 시간, x 는 수평좌표, z 는 해저지표면상에서 연직상방으로 취해지는 연직좌표, g 는 중력가속도, d 는 과동장의 수심, k_i 와 ω_i 및 k_r 과 ω_r 은 흐름에 의해 변화되는 입사파와 반사파의 파수와 각주파수를 각각 나타내며, 이들은 다음의 분산관계식(3.2)와 (3.3), 그리고 식(3.4)와 (3.5)에 의해 산정될 수 있다.

$$\frac{\omega_i^2}{g} \left(1 - \frac{k_i U_0}{\omega_i}\right)^2 = k_i \tanh k_i d \quad (3.2)$$

$$\frac{\omega_r^2}{g} \left(1 + \frac{k_r U_0}{\omega_r}\right)^2 = k_r \tanh k_r d \quad (3.3)$$

$$\omega_0 = \omega_i + k_i U_0 \quad (3.4)$$

$$\omega_0 = \omega_r - k_r U_0 \quad (3.5)$$

여기서, ω_0 는 흐름이 존재하지 않는 경우에 입사파 및 반사파의 각주파수를 나타내며, 이는 식(3.2) 혹은 (3.3)에서 $U_0=0$ 으로 고려한 경우에 얻어진다. ω_i 와 k_i 는 식(3.2)와 (3.4)로부터, ω_r 과 k_r 은 식(3.3)과 (3.5)로부터 각각 산정될 수 있다.

이상과 같은 흐름과 부분중복과와의 공존장에서 수면변동 $\eta(x, t)$ 는 다음의 식으로 주어진다.

$$\eta(x, t) = \frac{H}{2} \operatorname{Re} \left[e^{i(k_i x + \omega_i t)} + K_R e^{-i(k_r x - \omega_r t)} \right] \quad (3.6)$$

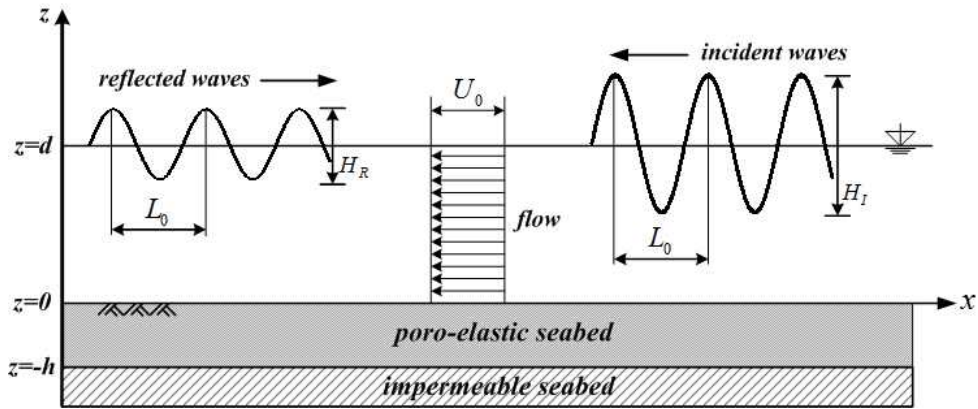


Fig. 3.1. Definition sketch of the combination of flow and partial standing wave in a Cartesian coordinate system.

여기서, Re 는 실수부를 나타내며, 흐름에 의해 입사파와 반사파에서 파수와 각주파수가 다소 증감하므로 수면형은 파군과 유사한 형태로 나타나게 된다.

다음으로, 해저지반내의 동적응답해석에 경계조건으로 적용되는 해저지반상 $z=0$ 에서 유체동압 $p_d(x,t)$ 는 Bernoulli 식으로부터 다음과 같이 산정된다.

$$p_d(x,t) = \frac{\rho g H}{2 \cosh k_i d} e^{i(k_i x + \omega_i t)} + \frac{\rho g K_R H}{2 \cosh k_r d} e^{-i(k_r x - \omega_r t)} \quad (3.7)$$

여기서, ρ 는 간극수의 밀도를 나타낸다.

식(3.7)로부터 흐름이 해저지반내의 동적응답에 미치는 영향은 해저면상의 동압에서 주파수와 파수의 변화로 주어진다 것을 알 수 있다.

3.2.2 지반응답의 해석

(1) 유한 두께의 해저지반

흐름과 파동과의 공존장하 해저지반내 동적거동을 나타내는 기초방정식들은 전술한 제 2 장의 식(2.1)~(2.5) 및 식(2.7)~(2.11)에서 제시된 식들과 동일하다. 하여튼, 여기서는 이해의 향상을 위하여 재기술하는 것으로 한다.

유한 두께 h 를 갖는 해저지반이 수리학적으로 등방균질불포화토로 구성되고, 또한 간극수의 운동은 Darcy 법칙을 따르는 것으로 가정된다. Biot의 압밀이론에 기초하면(Verruijt, 1969) 압축성의 다공질매체에서 압축성 간극유체의 간극수압에 대한 2차원저류방정식은 다음과 같이 주어질 수 있다.

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} - \frac{\gamma n' \beta}{K} \frac{\partial P}{\partial t} = \frac{\gamma}{K} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \chi}{\partial z} \right) \quad (3.8)$$

여기서, P 는 파동으로 인한 지반내 간극수압, K 는 흙의 투수계수, γ 는 간극수의 단위중량, n' 는 흙의 간극률, ξ 와 χ 는 각각 x 와 z 방향의 지반변위, β 는 공기를 포함하는 간극유체의 압축률로 간극유체의 유효체적탄성계수 V' 의 역수로 주어지며, 유체중에 공기가 전혀 포함되지 않은 순유체에 대한 체적탄성계수 V 와의 관계는 다음의 식으로 주어진다.

$$\beta = \frac{1}{V'} = \frac{1}{V} + \frac{1 - S_r}{P_{abs}} \quad (3.9)$$

여기서, S_r 은 포화도, P_{abs} 는 절대간극수압($100kN/m^2$)을 각각 나타낸다.

한편, Biot(1941)의 다공질탄성이론으로부터 유효응력과 전단응력은 지반변위의 함수로 다음과 같이 나타난다.

$$\sigma'_x = 2G \left[\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\mu}{1-2\mu} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \chi}{\partial z} \right) \right] \quad (3.10)$$

$$\sigma'_z = 2G \left[\frac{\partial \chi}{\partial z} + \frac{\mu}{1-2\mu} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \chi}{\partial z} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$\tau = G \left[\frac{\partial \chi}{\partial x} - \frac{\partial \xi}{\partial z} \right] \quad (3.12)$$

여기서, σ'_x 와 σ'_z 는 각각 x 와 z 방향의 유효응력, G 는 흙의 전단탄성계수, μ 는 흙의 Poisson 비이며, 흙의 탄성계수 E 와의 사이에 다음의 관계식이 성립된다.

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (3.13)$$

식(3.10)~(3.12)를 지반내에서 힘의 평형방정식에 적용하면 다음의 관계식이 산정된다.

$$G \nabla^2 \xi + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \chi}{\partial z} \right) = \frac{\partial P}{\partial x} \quad (3.14)$$

$$G\nabla^2\chi + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \chi}{\partial z} \right) = \frac{\partial P}{\partial z} \quad (3.15)$$

부분중복과와 흐름과의 공존장으로 인한 지반내의 동적응답을 표현하는 기초방정식은 전술한 저류방정식 (3.8)과 힘에 관한 평형방정식(3.14) 및 (3.15)로 구성되며, 이로부터 해를 도출하기 위하여 해지지반 표면 $z=0$ 와 불투과층 $z=-h$ 에 다음과 같은 경계조건을 부과한다.

$$\sigma'_z, \tau = 0 \quad \text{on} \quad z=0 \quad (3.16)$$

$$\xi, \chi, \frac{\partial P}{\partial z} = 0 \quad \text{on} \quad z=-h \quad (3.17)$$

다음으로, 지반내에서 간극수압 P 와 지반변위 ξ, χ 에 관한 일반해가 다음의 식으로 표현될 수 있다고 가정한다.

$$\begin{pmatrix} \cdot P(x, z, t) \\ \cdot \xi(x, z, t) \\ \cdot \chi(x, z, t) \end{pmatrix} = \sum_{j=i, r} \begin{pmatrix} \cdot P_j(z) \Lambda_j(x, t) \\ \cdot \xi_j(z) \Lambda_j(x, t) \\ \cdot \chi_j(z) \Lambda_j(x, t) \end{pmatrix} \quad (3.18)$$

여기서, $\Lambda_i(x, t) \equiv e^{i(k_i x + \omega t)}$, $\Lambda_r(x, t) \equiv e^{-i(k_r x - \omega t)}$ 이다.

또한, 식(3.10)~(3.12)에 (3.18)의 관계를 고려하면 다음의 관계식도 성립된다.

$$\begin{pmatrix} \cdot \sigma'_x(x, z, t) \\ \cdot \sigma'_z(x, z, t) \\ \cdot \tau(x, z, t) \end{pmatrix} = \sum_{j=i, r} \begin{pmatrix} \cdot \sigma'_{jx}(z) \Lambda_j(x, t) \\ \cdot \sigma'_{jz}(z) \Lambda_j(x, t) \\ \cdot \tau_j(z) \Lambda_j(x, t) \end{pmatrix} \quad (3.19)$$

여기서, 첨자 j 가 i 일 때는 입사와 성분, 첨자 j 가 r 일 때는 반사와 성분에 각각 대응한다(이하 동일).

식(3.18)과 (3.19)에서 미지변수가 입사와 성분과 반사와 성분의 중첩으로 주어지고, 기초방정식(3.8), (3.14) 및 (3.15)가 선형편미분방정식이며, 또한 경계조건식(3.16)과 (3.17)이 선형으로 주어지고 있다는 것을 알 수 있다. 따라서, 모든 관계식에서 입사와 성분과 반사와 성분을 각각 별개로 분리하여 해석할 수 있으며, 얻어진 결과를 선형중첩합으로서 요구되는 해석해를 산정할 수 있게 된다.

미지변수가 입사와 성분에 대해서는 P_i, ξ_i, χ_i 이고, 반사와 성분에 대해서는 P_r, ξ_r, χ_r 로 각각 구성된다. 따라서, 기초방정식(3.8), (3.14) 및 (3.15)에 (3.18)을 적용하여 다소 번잡한 계산을 수행하면 각각 입사와 성분과 반사와 성분에 대해 하나의 미지변수에 관한 기초방정식을 얻을 수 있다. 여기서, 지반의 수평변위를 미지변수로 하여 기초방정식을 나타내면 다음과 같은 상수계수를 갖는 6 계상미분방정식으로 주어진다.

$$\frac{d^6 \xi_j}{dz^6} - k_j^2 \left(3 + \frac{\Omega_j}{k_j^2} \right) \frac{d^4 \xi_j}{dz^4} + k_j^4 \left(3 + 2 \frac{\Omega_j}{k_j^2} \right) \frac{d^2 \xi_j}{dz^2} - k_j^6 \left(1 + \frac{\omega_j}{k_j^2} \right) \xi_j = 0 \quad (3.20)$$

여기서, Ω_j 는 다음의 식으로 정의된다.

$$\Omega_j = \frac{i\omega_j}{c_v} = \frac{i\omega_j \rho g}{K} \left[n' \beta + \frac{1-2\mu}{2G(1-\mu)} \right] \quad (3.21)$$

여기서, c_v 는 볼포화토에 대한 압밀계수로 다음의 식으로 정의된다.

$$c_v = \frac{K}{\rho g \left[n' \beta + \frac{1-2\mu}{2G(1-\mu)} \right]} \quad (3.22)$$

6 계상미분방정식(3.20)의 해는 상수계수를 갖는 일반 상미분방정식의 해법을 적용하면 다음과 같이 간단히 산정될 수 있다.

$$\xi_j(z) = (A_{j1} + A_{j2}z)e^{k_j z} + (A_{j3} + A_{j4}z)e^{-k_j z} + A_{j5}e^{k_j \delta_j z} + A_{j6}e^{-k_j \delta_j z} \quad (3.23)$$

여기서, $A_{jm} (j=i, r; m=1 \sim 6)$ 은 미정계수이며, 또한 δ_j 는 다음과 같이 정의된다.

$$\delta_j = \sqrt{1 + \frac{\Omega_j}{k_j^2}} \quad (3.24)$$

식(3.23)을 (3.8), (3.14) 및 (3.15)에 적용하면 다른 미지수 P_j 와 χ_j 에 관한 표현식을 얻을 수가 있고, 이 결과식에 경계조건식(3.7), (3.16) 및 (3.17)을 대입하면 대수방정식의 상수계수 A_{jm} 에 관한 2 조($j=i, r$)의 6 원($m=1 \sim 6$) 1 차대수연립방정식이 도출될 수 있다. 이러한 2 조 6 원 1 차대수연립방정식에서 $A_{jm} (j=$

$i, r; m=1 \sim 6$) 은 컴퓨터프로그램을 이용하면 간단히 산정될 수 있고, 이 결과를 식(3.10)~(3.12), (3.14), (3.15)에 적용하면 최종적으로 다음의 식(3.25)~(3.30)에 제시하는 수평유효응력 σ'_{jx} , 연직유효응력 σ'_{jz} , 전단응력 τ_j , 간극수압 P_j , 지반의 수평변위 ξ_j 와 연직변위 χ_j 가 각각 도출될 수 있다.

$$\cdot \sigma'_{jx}(z) = \alpha^{(ir)} \frac{2iG}{1-2\mu} \left(\begin{array}{l} \{2\mu\Phi A_{j2} + k_j(1-2\mu)A_{j1}\}e^{k_j z} \\ - \{2\mu\Phi A_{j4} - k_j(1-2\mu)A_{j3}\}e^{-k_j z} \\ + k_j(1-2\mu)(A_{j2}ze^{k_j z} + A_{j4}ze^{-k_j z}) \\ + k_j\{1-\mu(1+\delta_j^2)\}(A_{j5}e^{k_j\delta_j z} + A_{j6}e^{-k_j\delta_j z}) \end{array} \right) \quad (3.25)$$

$$\cdot \sigma'_{jz}(z) = \alpha^{(ir)} \frac{2iG}{1-2\mu} \left(\begin{array}{l} \{2\Phi(1-\mu)A_{j2} - k_j(1-2\mu)A_{j1}\}e^{k_j z} \\ - \{2\Phi(1-\mu)A_{j4} + k_j(1-2\mu)A_{j3}\}e^{-k_j z} \\ - k_j(1-2\mu)(A_{j2}ze^{k_j z} + A_{j4}ze^{-k_j z}) \\ - k_j\{\delta_j^2 - \mu(1+\delta_j^2)\}(A_{j5}e^{k_j\delta_j z} + A_{j6}e^{-k_j\delta_j z}) \end{array} \right) \quad (3.26)$$

$$\cdot \tau_j(z) = 2G \left(\begin{array}{l} (-\Phi A_{j2} + k_j A_{j1})e^{k_j z} - (\Phi A_{j4} + k_j A_{j3})e^{-k_j z} \\ + k_j(A_{j2}ze^{k_j z} - A_{j4}ze^{-k_j z}) + k_j\delta_j(A_{j5}e^{k_j\delta_j z} - A_{j6}e^{-k_j\delta_j z}) \end{array} \right) \quad (3.27)$$

$$\cdot P_j(z) = \alpha^{(ir)} \frac{2iG}{1-2\mu} \left(\begin{array}{l} (\Phi - 1 + 2\mu)(A_{j2}e^{k_j z} - A_{j4}e^{-k_j z}) \\ + k_j(1-\mu)(1-\delta_j^2)(A_{j5}e^{k_j\delta_j z} + A_{j6}e^{-k_j\delta_j z}) \end{array} \right) \quad (3.28)$$

$$\cdot \xi_j(z) = A_{j1}e^{k_j z} + A_{j3}e^{-k_j z} + A_{j2}ze^{k_j z} + A_{j4}ze^{-k_j z} + A_{j5}e^{k_j\delta_j z} + A_{j6}e^{-k_j\delta_j z} \quad (3.29)$$

$$\cdot \chi_j(z) = \alpha^{(ir)} \frac{i}{k_j} \left(\begin{array}{l} \{(1+2\Phi)A_{j2} - k_j A_{j1}\}e^{k_j z} + \{(1+2\Phi)A_{j4} + k_j A_{j3}\}e^{-k_j z} \\ - k_j(A_{j2}ze^{k_j z} - A_{j4}ze^{-k_j z}) - k_j\delta_j(A_{j5}e^{k_j\delta_j z} - A_{j6}e^{-k_j\delta_j z}) \end{array} \right) \quad (3.30)$$

여기서, $\alpha^{(ir)}$ 는 $j=i$ 의 경우 $\alpha^{(ir)}=1$, $j=r$ 의 경우 $\alpha^{(ir)}=-1$ 로 주어지는 계수이고, Φ 는 다음의 식으로 정의된다.

$$\Phi = \frac{n'\beta(1-2\mu)}{n'\beta + (1-2\mu)/G} \quad (3.31)$$

(2) 무한 두께의 해저지반

흐름과 임의반사율을 갖는 부분중복파와의 공존장하에서 무한 두께를 갖는 해저지반에서 미지수는 이상의 관계식에 $A_{j3} = A_{j4} = A_{j6} = 0$ 의 결과를 대입하면 간단히 얻어지며, 따라서 식(3.23)에 상당하는 결과는 다음과 같이 표현된다.

$$\xi_j(z) = (A_{j1} + A_{j2}z)e^{k_j z} + A_{j5}e^{k_j \delta_j z} \quad (3.32)$$

3.2.2(1)절에서 기술한 전개과정과 동일하게 수행하면 결과적으로 입사파 성분과 반사파 성분에 관한 2 조 3 원 1 차대수연립방정식이 얻어지고, 이 또한 컴퓨터프로그램으로부터 대수방정식의 상수계수 $A_{jm} (j=i, r; m=1, 2, 5)$ 이 간단히 산정될 수 있으며, 최종적으로 식(3.25)~(3.30)에 상당하는 결과는 다음과 같이 얻어진다.

$$\cdot \sigma'_{jx}(z) = \alpha^{(ir)} \frac{2iG}{1-2\mu} \left(\begin{aligned} &\{2\mu\Phi A_{j2} + k_j(1-2\mu)A_{j1}\}e^{k_j z} + k_j(1-2\mu)A_{j2}ze^{-k_j z} \\ &+ k_j\{1-\mu(1+\delta_j^2)\}A_{j5}e^{k_j \delta_j z} \end{aligned} \right) \quad (3.33)$$

$$\cdot \sigma'_{jz}(z) = \alpha^{(ir)} \frac{2iG}{1-2\mu} \left(\begin{aligned} &\{2\Phi(1-\mu)A_{j2} - k_j(1-2\mu)A_{j1}\}e^{k_j z} \\ &- k_j(1-2\mu)A_{j2}ze^{k_j z} - k_j\{\delta_j^2 - \mu(1+\delta_j^2)\}A_{j5}e^{k_j \delta_j z} \end{aligned} \right) \quad (3.34)$$

$$\cdot \tau_j(z) = 2G\{(-\Phi A_{j2} + k_j A_{j1})e^{k_j z} + k_j A_{j2}ze^{k_j z} + k_j \delta_j A_{j5}e^{k_j \delta_j z}\} \quad (3.35)$$

$$\cdot P_j(z) = \alpha^{(ir)} \frac{2iG}{1-2\mu} \{(\Phi - 1 + 2\mu)A_{j2}e^{k_j z} + k_j(1-\mu)(1-\delta_j^2)A_{j5}e^{k_j \delta_j z}\} \quad (3.36)$$

$$\cdot \xi_j(z) = A_{j1}e^{k_j z} + A_{j2}ze^{k_j z} + A_{j5}e^{k_j \delta_j z} \quad (3.37)$$

$$\cdot \chi_j(z) = \alpha^{(ir)} \frac{i}{k_j} \left[\{(1+2\Phi)A_{j2} - k_j A_{j1}\}e^{k_j z} - k_j A_{j2}ze^{k_j z} + k_j \delta_j A_{j5}e^{k_j \delta_j z} \right] \quad (3.38)$$

3.3 해석결과와 검증

기존의 연구에서 흐름이 존재하지 않을 때를 대상으로 완전중복파에 대한 해석해(Tsai & Lee, 1994) 및 진행파에 대한 실험결과(Chang et al., 2007), 그리고 흐름이 존재할 때 진행파에 대한 실험결과(Qi et al., 2012)와 본 장의 해석해를 비교·검토하여 본 연구의 타당성을 다음과 같이 검증한다.

3.3.1 완전중복파에 대한 해석해(흐름 없는 무한 두께의 경우)

이의 경우는 제2 장의 2.3.2 절에서도 검토·논의되었으며, 본 장의 해석해로부터 접근하는 경우에는 다음과 같이 수행된다. 입사파와 동일한 파고와 주기를 갖는 반사파가 존재하지만, 흐름이 존재하지 않으므로 $K_R=1$, $k_j=k_i=k_r=k$, $\omega_j=\omega_i=\omega_r=\omega$, $\Omega_j=\Omega_i=\Omega_r=\Omega$ 및 $\delta_j=\delta_i=\delta_r=\delta$ 로 나타낼 수 있고, 그리고 식(3.7)에서 p_d 의 진폭을 $p_0=\rho gH/(2\cosh kd)$ 로 나타낸다. 무한 두께이므로 식(3.33)-(3.38)을 적용할 수 있다. 이러한 조건으로부터 균질등방지반내의 동적응답을 산정한 본 장의 해석결과와 동일한 조건하에 얻어진 Tsai & Lee(1994)의 결과를 비교하였다. 적용된 파동조건과 완전포화토에 대한 해저지반의 물성치는 제2 장의 2.3.2 절의 경우와 동일하다. 따라서, 이상과 같이 수행된 해석결과와 Tsai & Lee(1994)에 의한 결과와를 비교하면 역시 동일한 결과가 도출되었다. 구체적인 물리량의 변동특성 등은 제2 장의 2.3.2 절에 기술·논의되었기 때문에 여기서는 생략한다.

3.3.2 진행파에 대한 실험치(흐름 없는 유한 두께의 경우)

다음의 Fig. 3.2 에 나타내는 결과는 Chang et al.(2007)의 실험결과와 본 장에서 산정된 해석해의 결과를 비교한 것이다. 그림에서(L_0 는 흐름이 없는 경우 입사파의 파장으로 이하 동일) 본 해석해의 경우는 반사파가 존재하지 않는 진행파이므로 $K_R=0$ 이고, k_r, ω_r, Ω_r 및 δ_r 의 성분은 고려될 필요가 없으며, 흐름이 존재하지 않으므로 $k_j=k_i=k$, $\omega_j=\omega_i=\omega$, $\Omega_j=\Omega_i=\Omega$, $\delta_j=\delta_i=\delta$ 및 $p_0=\rho gH/(2\cosh kd)$ 이다. 또한, 유한 두께이므로 식(3.28)을 적용한다. 파동 및 지반조건은 $H=0.25\text{m}$, $d=0.526\text{m}$, $T=2.0\text{s}$, $h=0.6\text{m}$, $G=10^7\text{N/m}^2$, $\mu=0.12$, $K=2.11\times 10^{-3}\text{m/s}$, $n'=0.48$, 모래의 평균입경 $d_{50}=0.22\text{mm}$, $S_r=1.0$ 이다. 그림의 두 결과로부터 해저지반 표면상에서 무차원간극수압은 $|P|/p_0=1$ 근방의 값을 나타내고, 무차원연직깊이 z/L_0 가 깊어질수록 감소하는 경향을 나타내며, 변화과정에서 두 결과는 합리적인 일치성을 나타내는 것으로 판단된다.

3.3.3 진행파에 대한 실험치(흐름 있는 유한 두께의 경우)

흐름이 존재하는 경우 Qi et al.(2012)의 실험결과와 본 장에서 도출된 해석해의 결과를 비교한 것이 다음의 Fig. 3.3 이다. 그림에서 Qi et al.(2012)의 실험결과는 단말뚝(mono-pile) 주변에서 세굴심을 평가하기 위하여 수행된 실험데이터중에 구조물에서 멀리 떨어져 구조물의 영향을 받지 않는 위치에서 얻어진 데이터를 사용하여 도시한 것이다. 본 장의 해석해는 3.3.2 절에 나타난 진행파 조건 $K_R=0$ 을 적용하였으며, 또한 흐름이 존재하

므로 $k_j = k_i$, $\omega_j = \omega_i$, $\Omega_j = \Omega_i$ 및 $\delta_j = \delta_i$ 로 나타낼 수 있다. 흐름, 파동 및 지반조건은 $U_0=0.1\text{m/s}$, $H=0.12\text{m}$, $d=0.5\text{m}$, $T=1.4\text{s}$, $h=0.5\text{m}$, $G=10^7\text{N/m}^2$, $\mu=0.3$, $K=1.88\times 10^{-4}\text{m/s}$, 간극비 $e=0.771(n'=e/(1+e))$ 의 관계로부터 간극률 n' 로 환산하면 $n'=0.435$ 가 얻어진다), $d_{50}=0.25\text{mm}$, $d_{10}=0.21\text{mm}$, $S_r=1.0$ 이다. 그림으로부터 실험데이터의 수가 충분하지 않지만, 무차원간극수압 $|P|/p_0$ 에 대한 두 결과는 연직깊이가 깊어질수록 감소하는 경향을 나타내며, 두 결과의 대응성은 타당한 것으로 판단된다.

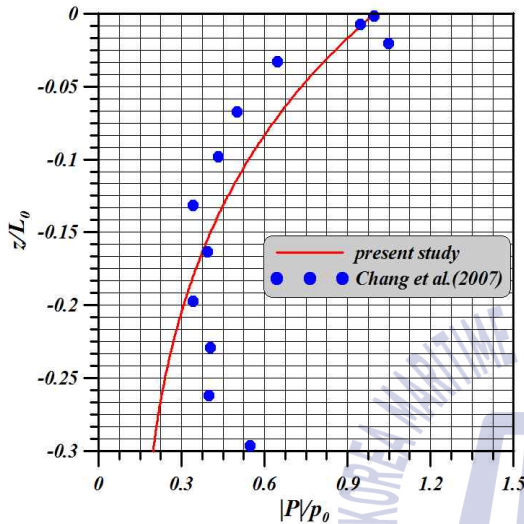


Fig. 3.2. Comparison between this study and Chang et al.'s(2007) experimental results.

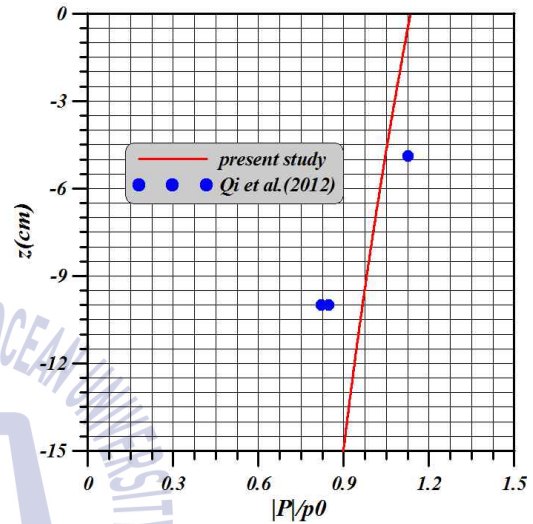


Fig. 3.3. Comparison between this study and Qi et al.'s(2012) experimental results.

3.4 해석결과

3.4.1 흐름과 진행파동장과의 공존장하 유한 두께의 해저지반

Fig. 3.4는 진행파 조건 $K_R=0$ 와 흐름에 대한 $k_j = k_i$, $\omega_j = \omega_i$, $\Omega_j = \Omega_i$ 및 $\delta_j = \delta_i$ 의 관계를 각각 고려하여 산정된 결과이다. 그리고, 진행파동장에서 수심 $d=20\text{m}$, 입사파고 $H=1.0\text{m}$, 흐름이 없을 경우의 입사파주기 $T_0=15.0\text{s}$ 이고, 유한 두께 $h=50\text{m}$ 를 갖는 균질등방지반의 물성치는 완전포화토에 대해 투수계수 $K=1.0\text{cm/s}$, Poisson 비 $\mu=0.3$, 간극률 $n'=0.4$, $G\beta=0$ 인 경우이며, 이 때 $1/20 < h/L_0 = 0.253 < 1/2$ 이므로 유한 두께를 갖는 지반이론을 적용가능한 것으로 판정된다. 그림을 살펴보면 지반의 수평변위와 간극수압이 흐름의 영향을 상대적으로 크게 받는다는 것을 볼 수 있다. 흐름속도가 증가할수록 지반의 수평변위는 커지지만, 해저지반 표면에서 지반 저면으로 갈수록 증가폭이 줄어들고, 간극수압은 전 연직깊이에 걸쳐 커지는 결과를 나타내지만, 상대적으로 지반 저면에서 약간 큰 증가폭을 나타낸다. 지반의 연직변위는 거의 변동이 없지만, 흐름속도의 증가로 인하여 미미한 감소가 나타나며, 수평유효응력의 경우 흐름속도의 증가로 인하여 $z/h \approx -0.33$ 을 기준으로 상부는 증가를, 하부는 감소를 각각 나타낸다.

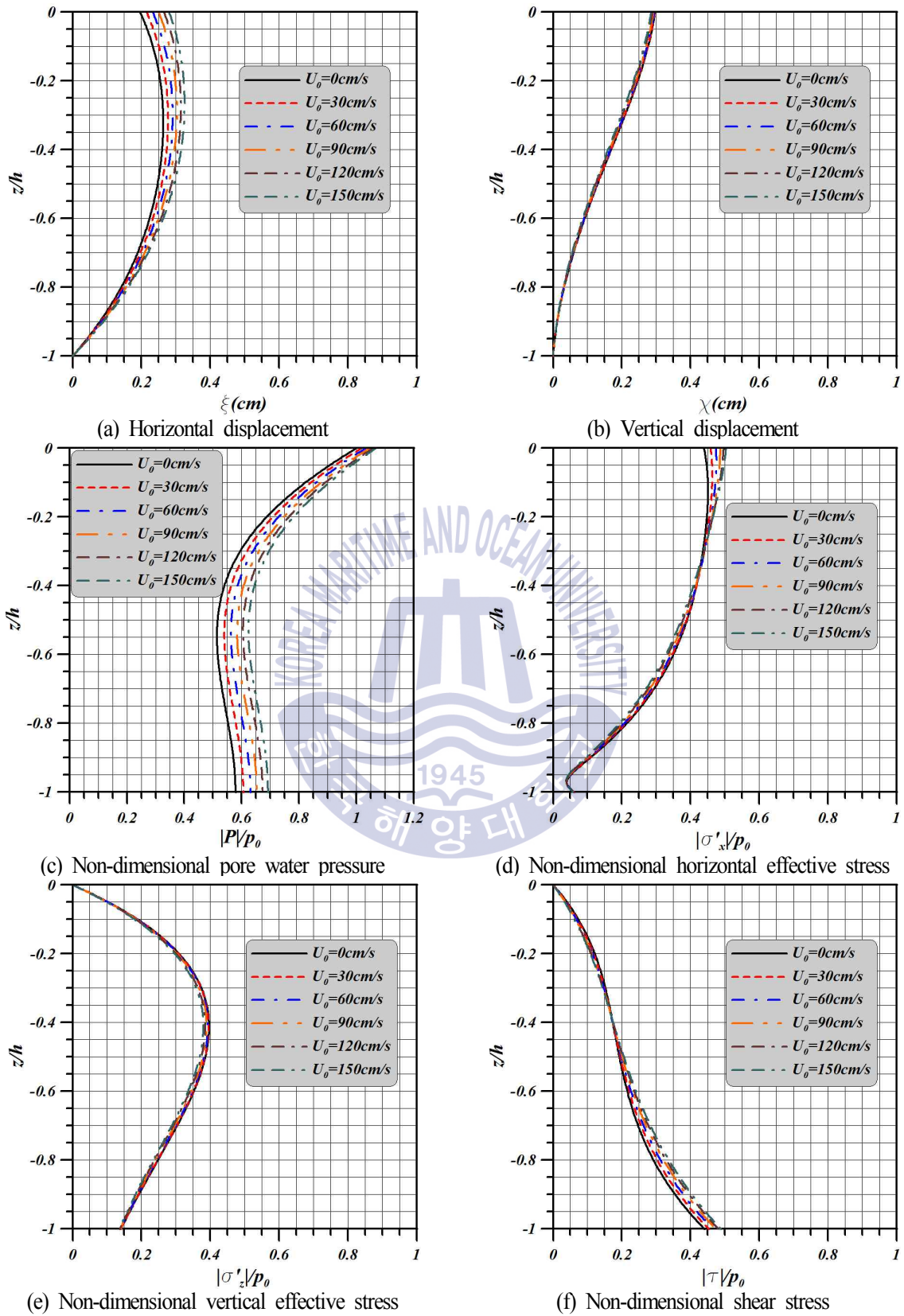


Fig. 3.4. Flow and progressive wave-induced dynamic responses of seabed according to flow velocities under given conditions of $x/L_0=0$ and $t/T_0=0$.

연직유효응력의 경우 거의 변동이 없지만, 흐름속도의 증가에 따라 전 연직깊이에 걸쳐 미미한 감소를 나타낸다. 전단응력은 $z/h \approx -0.4$ 를 기준으로 상부는 감소를, 하부는 증가를 나타내지만, 하부영역이 흐름에 상대적으로 더 민감하다는 것을 알 수 있다. 여기서, 흐름이라는 것은 수평으로 발생하는 것이기 때문에 기본적으로 지반의 수평변위와 수평유효응력에 상대적으로 큰 영향을 미치게 되고, 간극수압에서 변동은 입사파에서 흐름으로 인한 주기와 파장의 증가에 의한 효과가 반영된 것이다. 따라서, 지반의 연직변위, 연직유효응력 및 전단응력은 상대적으로 영향이 작은 것으로 판단된다.

3.4.2 흐름과 부분중복파동장과의 공존장하 유한 두께의 해저지반

다음의 그림에서 나타내는 결과들은 3.4.1 절의 Fig. 3.4 와 동일한 파동 및 지반조건과 반사율 $K_R=0.7$ 이 적용된 결과들이다. 먼저, 흐름속도 U_0 를 0cm/s 에서 150cm/s 까지 변화시킨 경우 $t/T_0=0$ 일 때 수면변동의 공간분포를 나타낸 것이 Fig. 3.5 이다. 그림으로부터 흐름속도가 없는 $U_0=0$ cm/s 의 경우는 상·하수면변동의 최대치가 $1.7H$ 인 부분중복파가 형성되고, 수평축에 따라 그의 값은 일정하게 유지되는 것을 확인할 수 있다. $U_0=30$ cm/s 의 경우 분산관계식에 의해 각각 입사파와 반사파의 주기와 파장이 변화되고, 흐름이 없는 경우를 기준으로 입사파는 큰 값을 가지는 반면에 반사파는 작은 값을 가지기 때문에 파군이 형성되는 것을 그림으로부터 확인할 수 있다. 이러한 파군은 $U_0=60$ cm/s, 90cm/s, 120cm/s 및 150cm/s 의 경우도 형성되지만, 흐름속도가 커질수록 입사파와 반사파의 주기와 파장에서 차이가 크게 되므로 파군의 파장은 짧아지고, 보다 불규칙적인 수면변동을 나타내는 것을 알 수 있다.

다음의 Fig. 3.6 은 전술한 Fig. 3.5 와 동일한 파동조건과 지반정수를 고려하였을 때 $U_0=90$ cm/s, $x/L_0=0$ 및 $t/T_0=0$ 에서 반사율 K_R 을 파라미터로 연직깊이에 따른 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력의 연직분포를 나타낸 결과이다. 간극수압, 수평 및 연직유효응력은 공통적으로 반사율이 줄어들면 감소하고, 반면에 전단응력은 증가하는 경향을 나타낸다. 간극수압의 경우 전 연직깊이에 걸쳐 반사율의 영향이 나타나며, $K_R=1$ 및 $z/h=0$ 에서 무차원간극수압 $|P|/p_0$ 이 2 보다 작은 것은 흐름의 영향이다. 수평유효응력의 경우 연직 깊이에 따라 반사율의 영향이 줄어들고, 연직유효응력의 경우 지반 표면에서는 영향이 없으며, 최대치가 나타나는 연직깊이에서 가장 크고 지반 저면으로 갈수록 줄어드는 경향을 나타낸다. 전단응력의 경우 지반 표면에서 영향이 없고, 연직깊이가 깊어짐에 따라 반사율의 영향이 커지는 경향을 나타낸다. 이러한 특성은 식(3.16)과 (3.17)에서 나타난 경계조건의 영향과 더불어 반사율의 증가에 의한 파고의 증가가 해저지반 표면에 작용하는 간극수압의 증가로 인한 결과이다. 여기서, 전단응력은 부분중복파의 배에 해당하는 수평위치 $x/L_0=0$ 에서 산정되었기 때문에 전체적으로 작은 값을 나타내는 것으로 판단되며, 일반적으로 흐름이 없는 완전중복파의 경우 배 위치에서는 전단응력이 발생하지 않는다는 점을 고려하면 흐름과 반사율의 영향으로 인하여 부분중복파의 배에 전단응력이 나타난다는 것을 알 수 있다.

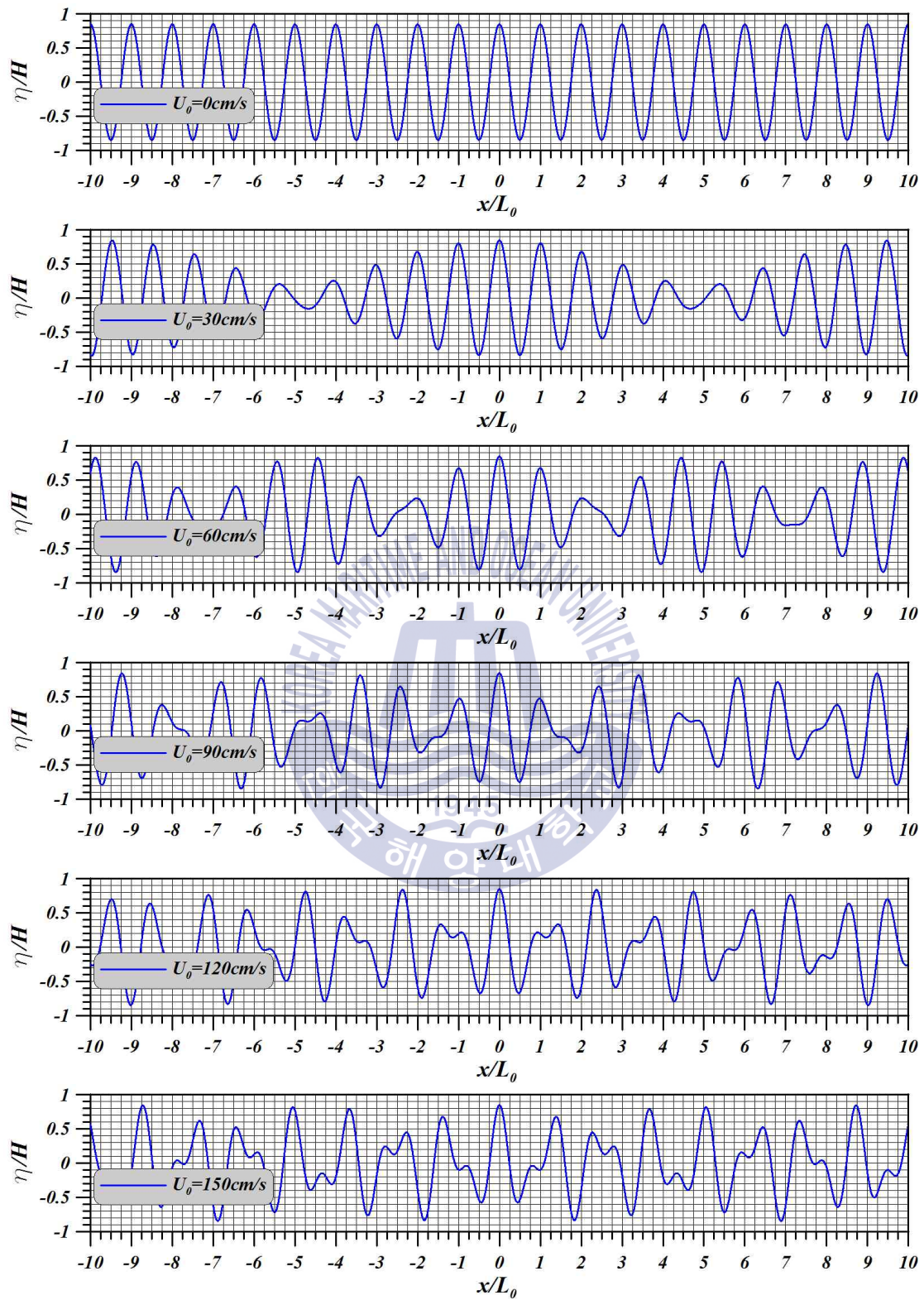


Fig. 3.5. Partial standing wave profiles according to flow velocities under a given condition of $t/T_0=0$.

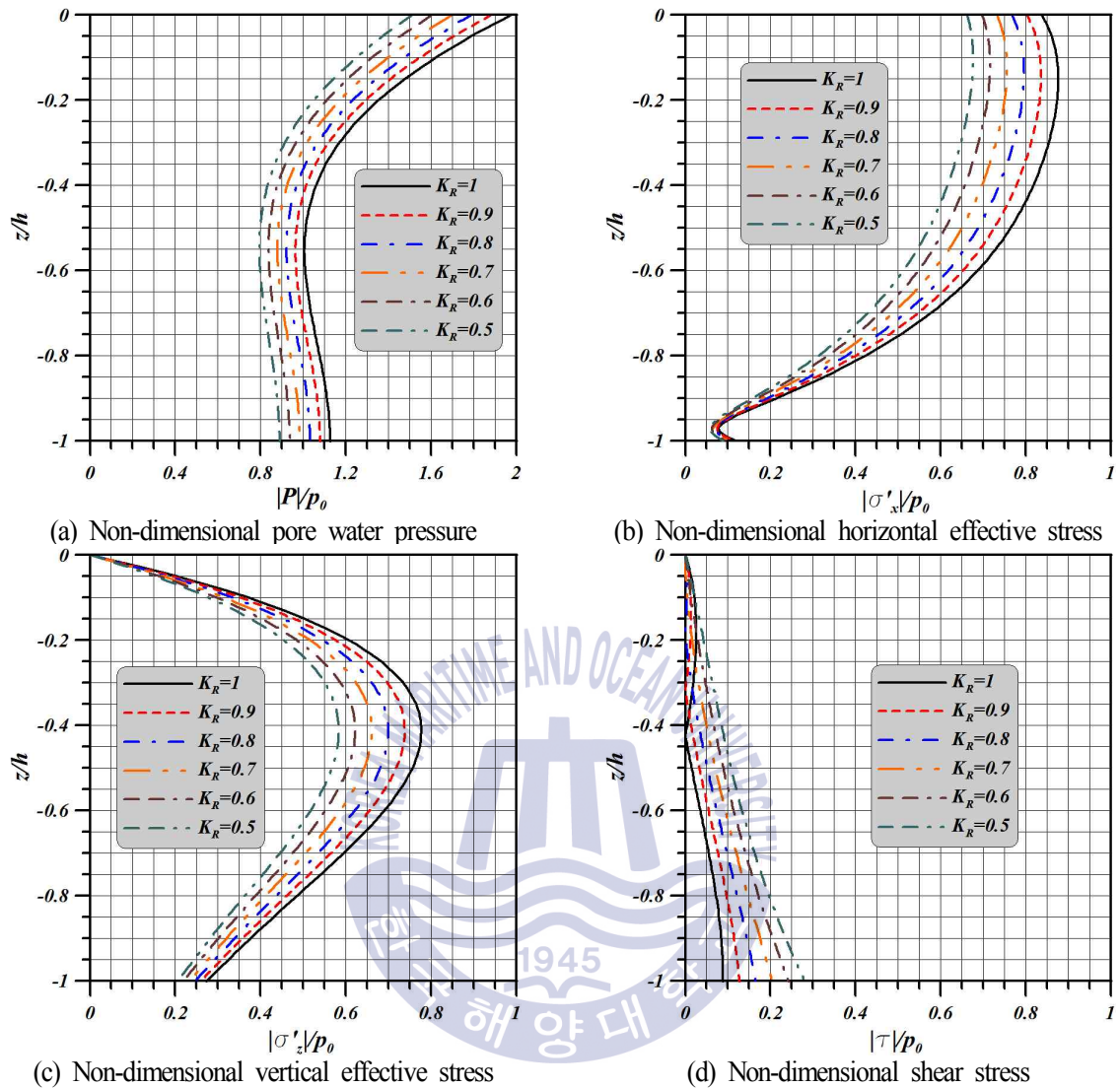


Fig. 3.6. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed according to reflection ratios under given conditions of $U_0=90\text{cm/s}$, $x/L_0=0$ and $t/T_0=0$.

Fig. 3.7 은 전술한 Fig. 3.6 의 경우와 동일한 파동조건 및 지반물성치를 적용하였을 때 $K_R=0.7$, $x/L_0=0$ 및 $t/T_0=0$ 에서 흐름속도 U_0 를 파라미터로 연직깊이에 따른 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력의 연직분포를 나타낸 결과이다. 그림으로부터 흐름속도가 증가하면 간극수압과 수평 및 연직전단응력은 감소를 나타내지만, 전단응력은 $z/h=0.42$ 를 기준으로 상부는 감소되고, 동시에 하부는 증가된다. 여기서, 전술한 Fig. 3.4의 진행파와 후술하는 완전중복파의 경우와를 각각 비교·검토하면 간극수압에서 흐름속도의 증가로 진행파의 경우는 커지고, 완전중복파의 경우는 작아지지만, 부분중복파에서는 미미한 증가를 나타낸다.

부분중복파의 파고는 진행파와 완전중복파의 중간에 놓이게 되므로 발생하는 지반의 동적응답도 대략 진행파와 완전중복파의 중간 정도의 크기로 나타나는 것을 알 수 있다. 각 동적응답에서 반사율의 크기가 작을수록 흐름속도의 증가는 간극수압을 증가시키는 방향으로, 또한 연직유효응력을 감소시키는 방향으로 각각 작용한

다. 또한, 수평유효응력은 반사율이 클수록 흐름속도의 증가에 따라 크게 감소되며, 특히 이러한 경향은 해저지반 표면상에서 현저하게 나타난다. 전단응력은 반사율이 클수록 흐름속도의 증가에 따라 크게 된다는 등의 특성을 각 파동장의 상호 비교로부터 알 수 있다.

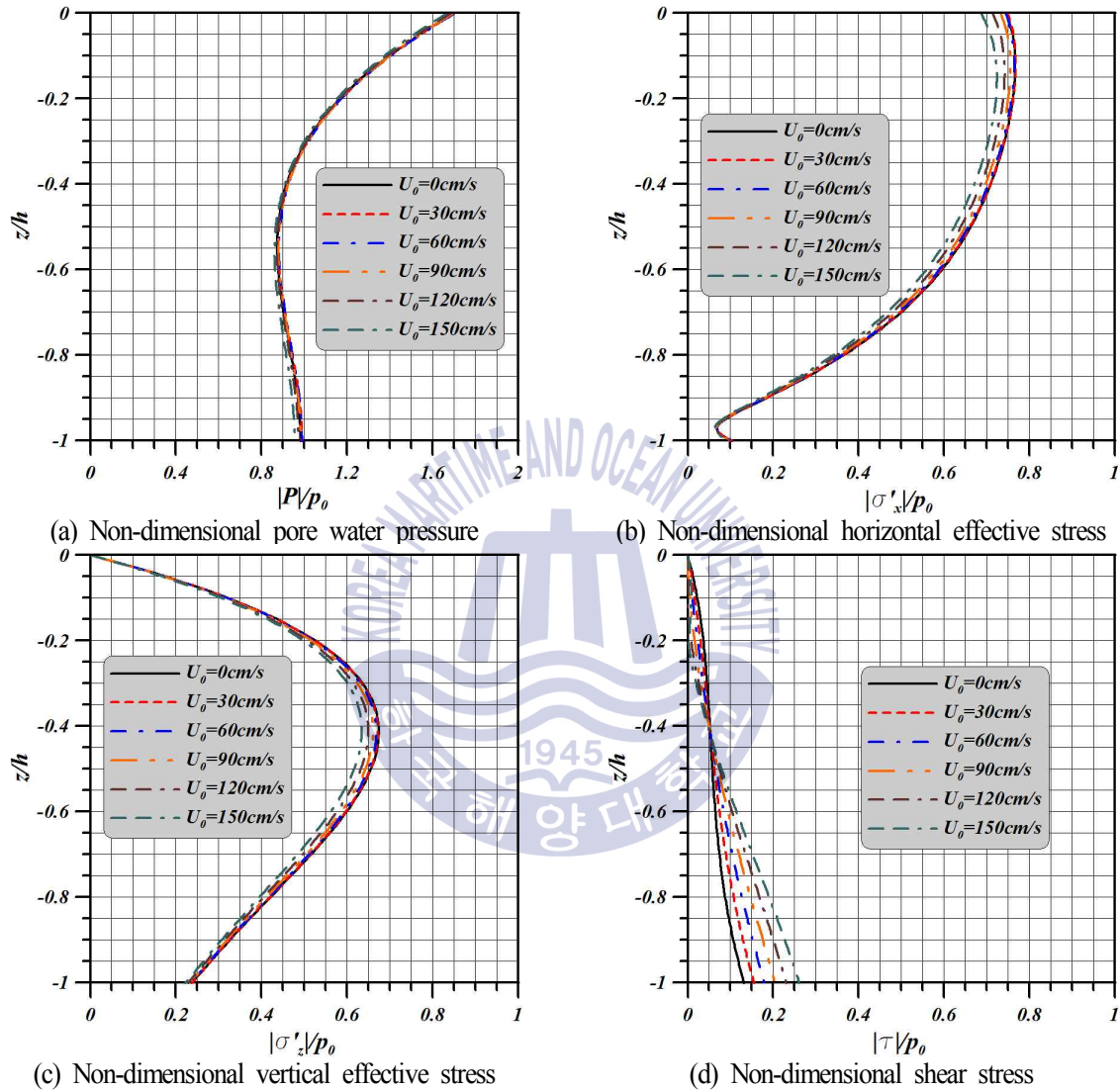


Fig. 3.7. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed according to flow velocities under given conditions of $K_R=0.7$, $x/L_0=0$ and $t/T_0=0$.

Fig. 3.8 은 $t/T_0=0$ 와 $x/L_0=0.25$ 의 조건과 Fig. 3.7 과 동일한 파동 및 지반조건으로부터 산정된 전단응력의 연직분포를 나타낸 것이다. 그림에서 흐름이 있기 때문에 주기와 파장이 변하고, 흐름이 없을 때 산정되는 완전중복파의 마디위치 $x/L_0=0.25$ 과는 약간 다른 위치에서 부분중복파의 마디가 형성될 것으로 추정되지만, 본 계산에서는 $x/L_0=0.25$ 에서 산정되었다. 그림으로부터 $z/h \approx -0.5$ 를 중심으로 흐름속도가 증가할수록 상부에서는 미소하게 증가하는 경향을, 하부에서는 감소하는 경향을 나타내며, 상부보다 하부가 약간 더 민감하

다는 것을 알 수 있다. 또한, 전술한 Fig. 3.4의 진행파의 경우와 후술하는 완전중복파의 Fig. 3.16과를 상호 비교하면 모두 유사한 거동을 나타내며, 크기에서는 부분중복파의 경우가 진행파와 완전중복파의 사이에 놓이는 것으로 판단된다. 여기서, 지면관계상 결과를 제시하지 않지만, 흐름이 존재하는 경우 부분중복파의 마디에서도 간극수압과 수평 및 연직유효응력이 0으로 되지 않는다는 것을 부기하여 둔다.

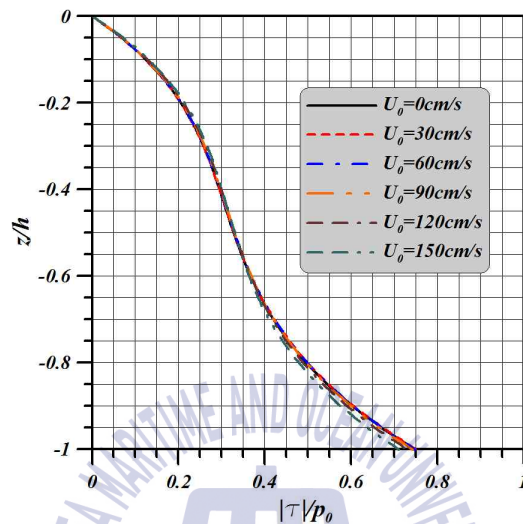


Fig. 3.8. Flow and partial standing wave-induced shear stress of seabed according to flow velocities under given conditions of $K_R=0.7$, $x/L_0=0.25$ and $t/T_0=0$.

Fig. 3.9는 지반내에서 동적응답의 변동을 2차원공간적으로 나타낸 것으로, $U_0=0\text{cm/s}$ 인 Fig. 3.9(a)와 $U_0=150\text{cm/s}$ 인 3.9(b)의 비교로부터 흐름속도의 유무에 따른 차이를 알 수 있을 것이다. 먼저, 흐름이 없는 $U_0=0\text{cm/s}$ 의 Fig. 3.9(a)를 살펴보면 $x/L_0=0$ 축을 중심으로 좌우가 완전히 대칭을 이루고 있으며, 간극수압과 수평 및 연직유효응력의 최대치는 $x/L_0=0.5$, 0, 0.5에서, 0 값은 $x/L_0=0.25$, 0.25에서 각각 발생하며, 이는 부분중복파동장에서 배와 마디에 각각 해당한다.

그리고, 각 최대치의 연직깊이는 간극수압의 경우 $z/h=0$ 에서, 수평유효응력은 $z/h=0.13$ 에서, 연직유효응력은 $z/h=0.43$ 에서 각각 발생하며, 수평 및 연직유효응력은 후술하는 완전중복파의 경우보다 해저지반 표면에 보다 근접하여 발생된다는 것을 알 수 있다. 전단응력의 경우는 간극수압과 수평 및 연직유효응력의 경우와는 역으로 0 값은 $x/L_0=0.5$, 0, 0.5에서, 최대값은 $x/L_0=0.25$, 0.25에서 각각 발생하며, 최대치의 연직깊이는 해저지반하의 불투수층상인 $z/h=1$ 에서 발생하는 것을 알 수 있다.

다음으로, 흐름이 있는 $U_0=150\text{cm/s}$ 의 Fig. 3.9(b)를 살펴보면 모든 응답에서 $x/L_0=0$ 축을 중심으로 좌우가 완전한 대칭을 이루고 있지 않다는 것을 알 수 있다. Fig. 3.9(a)와 대비하면 간극수압의 경우 최대치 사이의 수평거리가 좁고, 0 값이 명확히 나타나지 않는다. 수평 및 연직유효응력의 분포는 다소 왜곡된 형상을 나타내고, 최대치 사이의 수평거리가 좁으며, 최대치의 크기가 상대적으로 약간 작은 값을 나타낸다. 전단응력의

경우 $x/L_0=0$ 축을 중심으로 좌우가 완전한 대칭은 아니지만, 다른 응답에 비교하면 거의 대칭적인 값의 변화를 나타내고, 최대치 사이의 수평간격이 좁으며, 최대치의 크기가 상대적으로 약간 작다는 것을 확인할 수 있다.

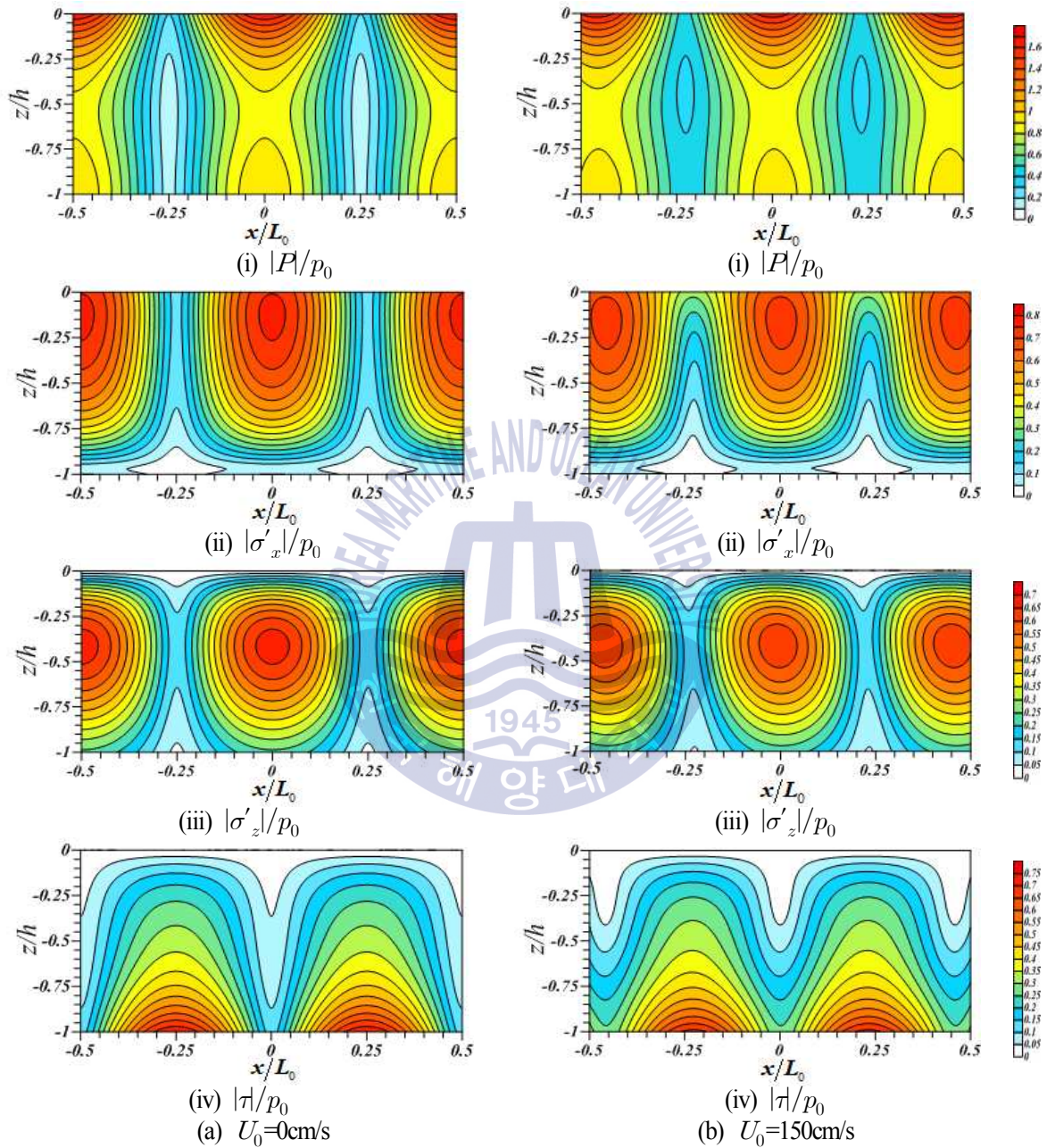


Fig. 3.9. Comparison of dynamic responses of seabed for the flow velocities of $U_0=0\text{cm/s}$ and $U_0=150\text{cm/s}$ under given conditions of $K_R=0.7$ and $t/T_0=0$.

따라서, 흐름이 존재함으로써 지반내 동적응답의 최대치는 전체적으로 작아지고, 최대치 사이의 수평간격이 좁아지며, 전 연직깊이에서 동시에 0 값을 나타내는 x/L_0 가 존재하지 않고, 더불어 $x/L_0=0$ 축을 중심으로

좌우가 완전한 대칭을 이루지 않는다는 것이 공통적인 특징이다. 또한, 후술하는 완전중복파의 경우와 비교하면 흐름이 없는 경우에도 수면변동이 0 인 완전한 마디 및 입사파고의 2 배로 되는 완전한 배가 발생되지 않는 부분중복파이기 때문에 전 연직깊이에서 동시에 0 값을 나타내는 x/L_0 가 존재하지 않고, 최대치는 완전중복파의 경우보다 다소 작은 값을 나타낸다는 것을 확인할 수 있다.

다음의 Fig. 3.10 은 $K_R=0.7$, $x/L_0=0$, $t/T_0=0$ 및 Fig. 3.7 과 동일한 파동 및 지반조건하에 일정한 흐름속도 $U_0=100\text{cm/s}$ 에 대해 흐름이 없는 경우 입사파주기 T_0 를 변화시켰을 때 지반내에서 동적응답의 변동특성을 제시하고 있다. 입사파주기 T_0 의 감소는 파장의 감소로 나타나고, 토층두께와의 비가 커지는 결과를 나타내므로 전체적으로 무한 두께의 지반에서 얻어지는 동적응답에 근접하게 된다. 주기의 감소에 따른 영향을 살펴보면 간극수압은 줄어들고, 수평유효응력은 해저지반 표면 근방에서 줄어들면서 최대치의 연직위치는 깊어지며, 연직유효응력은 최대치의 연직상부는 증가하면서 최대치의 연직위치는 높아지는 결과를 볼 수 있다. 여기서, 주기가 보다 짧아지는 경우는 수평 및 연직유효응력은 거의 동일한 값을 갖고 거동할 것으로 추정되지만, 자세한 사항은 후술하는 무한 두께의 지반에서 논의된다.

Fig. 3.11 는 3.7 과 동일한 조건하에 지반두께 h 를 변화시킨 경우에 간극수압과 수평 및 연직유효응력을 나타낸 것이다. 간극수압은 흐름이 존재하기 때문에 $x/L_0=0$ 및 $t/T_0=0$ 의 경우에도 $z/h=0$ 에서 $|P|/p_0 < 2$ 의 결과를 나타내며, 지반두께가 증가할수록 감소하여 무한 두께의 지반에서 발생하는 특성에 가까워진다. 수평유효응력은 지반두께가 증가할수록 $z/h=0$ 에서 $|\sigma'_x|/p_0$ 의 값이 0에 접근하며, 최대치가 감소하고, 또한 그의 발생위치는 연직위치의 한 지점으로 수렴할 것으로 추정된다.

연직유효응력은 수평유효응력과 같이 지반두께가 증가할수록 최대치의 발생위치가 연직위치의 한 지점으로 수렴되며, 후술하는 바와 같이 궁극적으로 무한 두께의 해저지반에 가까워지는 경우 수평 및 연직유효응력은 동일한 값을 나타낸다(Tsai & Lee, 1994).

이상의 지반두께 h 의 증가는 입사파에서 주기 T_0 의 감소와 유사한 변동특성을 나타내는 것을 알 수 있고, 전술한 바와 같이 입사파주기 T_0 의 감소는 파장의 감소로 나타나고, 더불어 지반두께에 대한 파장의 비가 커지므로 무한 지반에 가까워지는 결과를 지반두께의 변화에 따른 결과와 비교·검토로부터도 알 수 있다.

3.4.3 흐름과 부분중복파동장과의 공존장하 무한 두께의 해저지반

무한 두께에 대한 동적응답은 식(3.33)~(3.38)에 제시된 해석해에 의해 산정되며, 적용된 파동 및 지반조건은 3.4.2 절의 경우와 동일하다. Fig. 3.12 에서 무차원연직축을 3.4.2 절의 z/h 과는 달리 z/L_0 로 나타낸 것은 무한 두께의 지반에서는 해석해가 지반두께의 함수로 주어지지 않기 때문이다. 동일한 조건의 유한 두께에 대한 Fig. 3.7 의 경우와 비교하면 모든 동적응답들이 무한연직깊이에서는 0으로 수렴되는 특성을 가진다. 간극수압의 경우는 지반 저면에서 유한 두께와는 다른 거동을 보이며, 이는 지반 저면에서 반사류가 형성되기 때문이다.

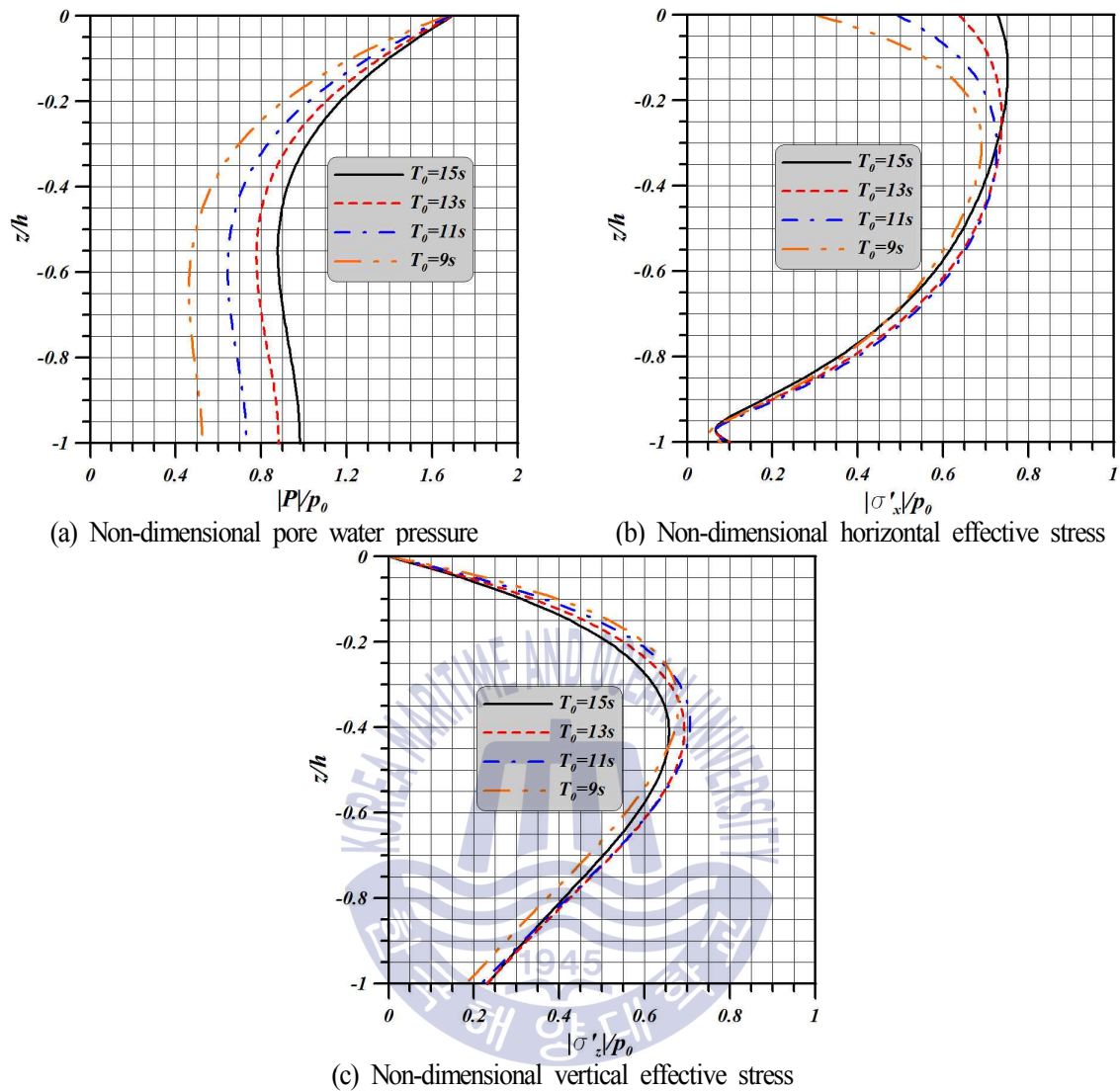


Fig. 10. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed according to wave periods under given conditions of $K_R=0.7$, $x/L_0=0$, $t/T_0=0$ and $U_0=100\text{cm/s}$.

다음으로, 무한 두께의 경우 수평 및 연직유효응력은 동일한 값과 거동을 나타내며, 유한 두께의 결과와는 매우 다른 변화양상을 나타낸다. 또한, 부분중복파의 마디인 $x/L_0=0.25$ 에서 산정된 전단응력은 $x/L_0=0$ 에서의 수평 및 연직유효응력과 역시 동일하다는 것을 확인할 수 있다. 이는 흐름이 없는 경우의 진행파(Yamamoto et al., 1978)와 완전중복파(Tsai & Lee, 1994) 및 부분중복파에서도 동일한 결과가 얻어진다. 본 해석결과에서는 $z/L_0=-0.16$ 에서 최대치가 산정되며, 이 역시 진행파(Yamamoto et al., 1978)와 완전중복파(Tsai & Lee, 1994) 및 부분중복파의 경우와 동일하다. 하여튼, 부분중복파에서 간극수압, 전단응력과 수평 및 연직유효응력의 최대치는 후술하는 완전중복파의 경우보다는 작고, 흐름속도가 증가할수록 감소하는 경향을 보이며, 전단응력과 수평 및 연직유효응력의 동적응답이 각각 동일하다는 것을 확인할 수 있다.

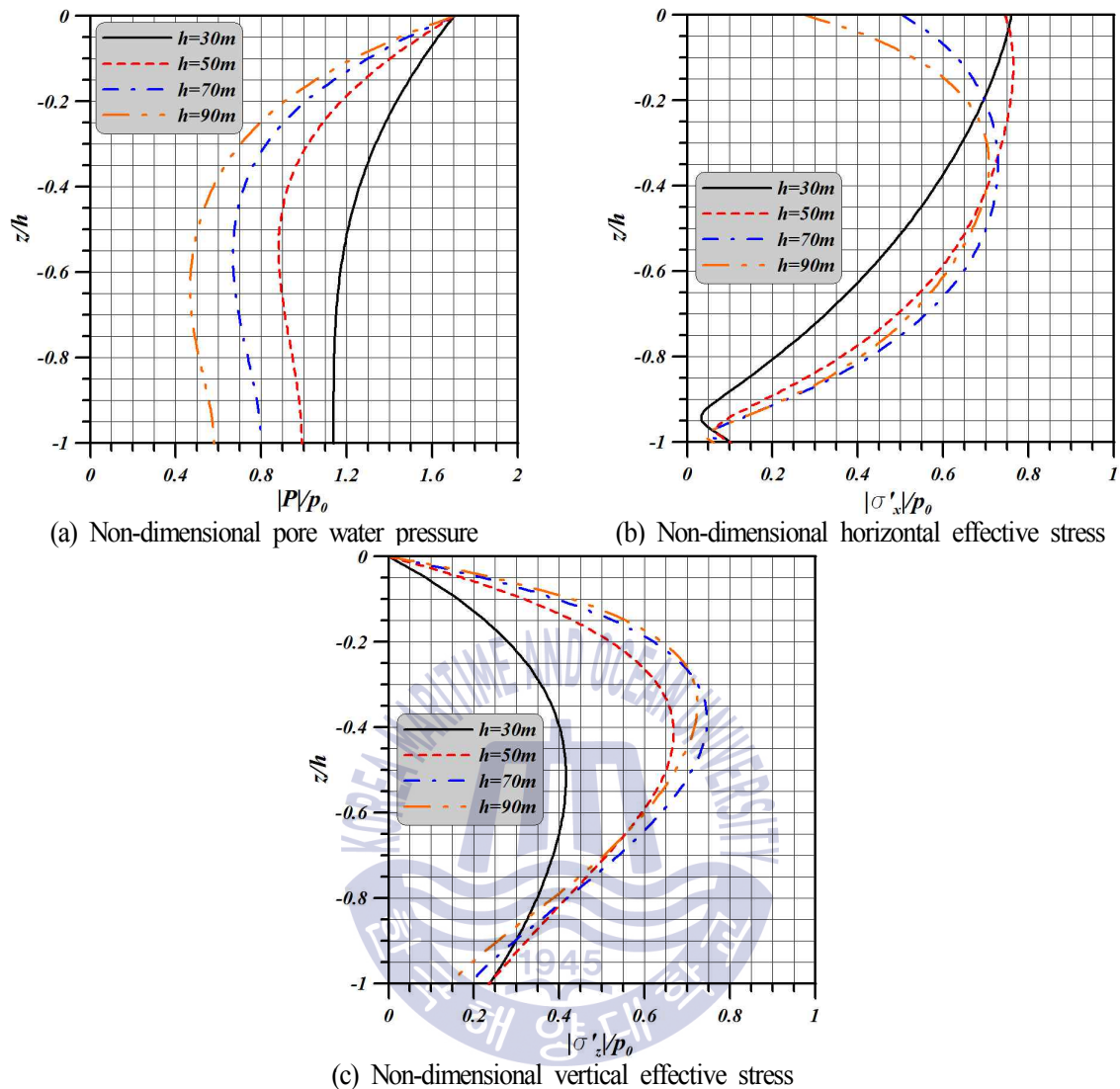
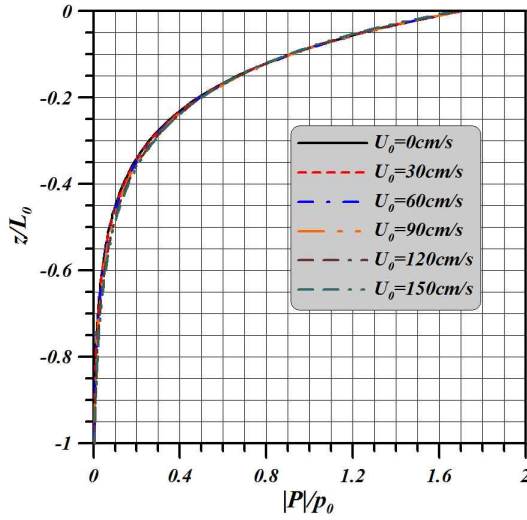


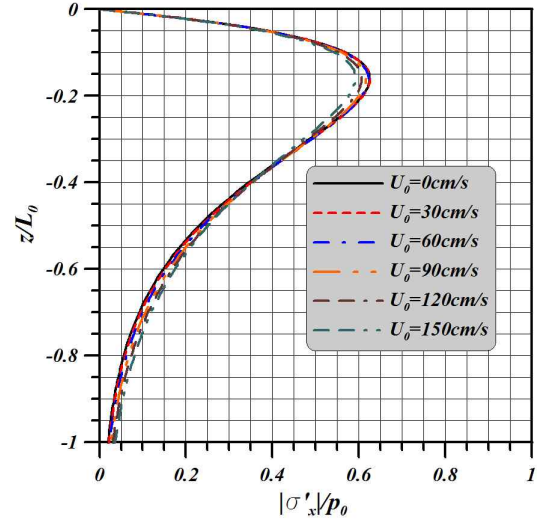
Fig. 3.11. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed according to seabed thicknesses under given conditions of $K_R=0.7$, $x/L_0=0$, $t/T_0=0$ and $U_0=60\text{cm/s}$.

3.4.4 흐름과 부분중복파동장과의 공존장하 얇은 두께의 해저지반

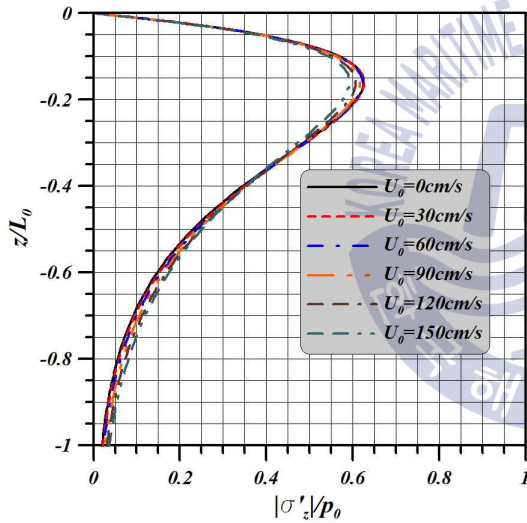
Fig. 3.13의 결과는 전술한 Fig. 3.7의 파동 및 지반조건과 동일한 값을 적용하여 산정된 것이며, 단 지반두께는 $h=3\text{m}$ 가 적용되었다. 이 경우 $h/L_0=0.0152<0.05$ 이므로 매우 얇은 지반두께를 갖는 것으로 판정된다. 후술하는 완전중복파의 결과와 비교하면 간극수압, 전단응력, 수평 및 연직유효응력 모두 약간 작은 값을 가진다. 그리고, 수평 및 연직유효응력과 전단응력은 흐름속도의 변화에 차이를 거의 나타내지 않고, 연직깊이에 따라 거의 직선적인 변화를 보이며, 유한 두께의 경우에 비해 작은 값을 나타낸다. 얇은 두께의 해저지반에서 가장 큰 동적응답을 나타내는 것은 간극수압이며, 연직깊이 방향으로 거의 일정분포가 얻어지고, 최대치는 부분중복파이므로 완전중복파의 $|P|/p_0=2$ 보다 작은 값을 나타내며, 이는 흐름속도가 증가할수록 줄어드는 것을 확인할 수 있다.



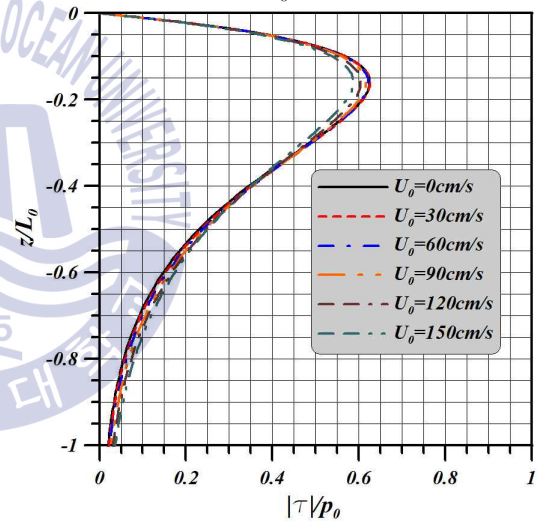
(a) Non-dimensional pore water pressure at $x/L_0=0$



(b) Non-dimensional horizontal effective stress at $x/L_0=0$



(c) Non-dimensional vertical effective stress at $x/L_0=0$

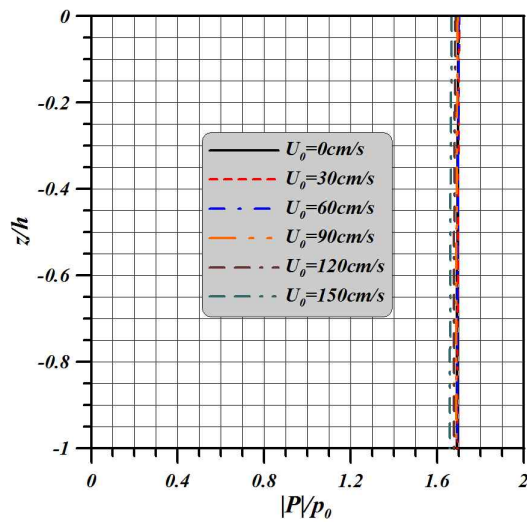


(d) Non-dimensional shear stress at $x/L_0=0.25$

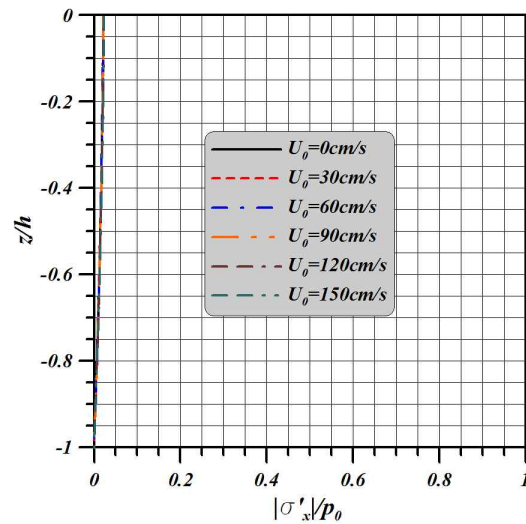
Fig. 3.12. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed in infinite thickness according to flow velocities under given conditions of $K_R=0.7$ and $t/T_0=0$.

3.4.5 흐름과 완전중복파동장과의 공존장하 유한 두께의 해저지반

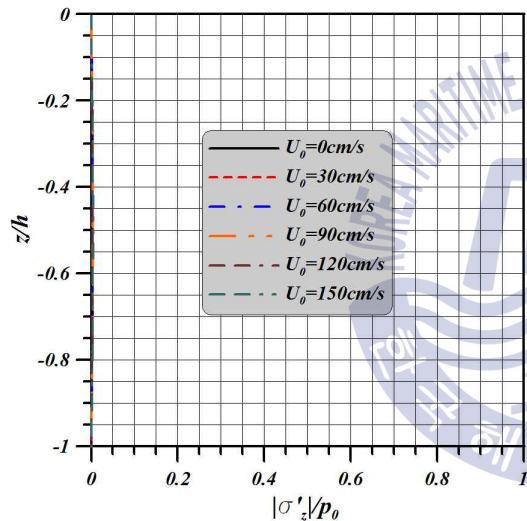
다음의 그림에서 나타내는 결과들은 $K_R=1$ 인 완전중복파동장에서 수심 $d=20\text{m}$, 입사파고 $H=1.0\text{m}$, 흐름이 없을 경우 입사파주기 $T_0=15.0\text{s}$ 및 유한 두께 $h=50\text{m}$ 를 갖는 균질등방지반의 물성치는 완전포화토에 대해 투수계수 $K=1.0\text{cm/s}$, Poisson 비 $\mu=0.3$, 간극률 $n'=0.4$, 간극수의 압축률 β 와 흙의 전단탄성계수 G 와의 곱이 $G\beta=0$ 인 경우를 적용한 결과이며, 이 때 $1/20 < h/L_0 = 0.253 < 1/2$ 이므로 유한 두께를 갖는 지반으로 판정된다.



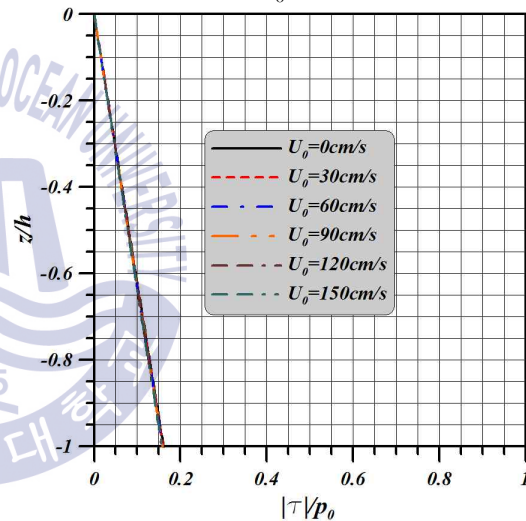
(a) Non-dimensional pore water pressure at $x/L_0=0$



(b) Non-dimensional horizontal effective stress at $x/L_0=0$



(c) Non-dimensional vertical effective stress at $x/L_0=0$



(d) Non-dimensional shear stress at $x/L_0=0.25$

Fig. 3.13. Flow and partial standing wave-induced dynamic responses of seabed in shallow thickness according to flow velocities under given conditions of $h=3\text{m}$, $K_R=0.7$ and $t/T_0=0$.

먼저, 흐름속도 U_0 를 0cm/s 에서 150cm/s 까지 변화시킨 경우 $t/T_0=0$ 때 수면변동의 공간분포를 나타낸 것이 Fig. 3.14 이다. 그림으로부터 흐름속도가 없는 $U_0=0\text{cm/s}$ 의 경우는 상·하수면변동의 최대치가 $2H$ 인 완전 중복파가 형성되고, 수평축에 따라 그의 값은 일정하게 유지되는 것을 확인할 수 있다. $U_0=30\text{cm/s}$ 의 경우는 흐름에 의해 식(3.2)~(3.5)에 제시된 분산관계식에 의해 입사파와 반사파의 주기와 파장이 변화되고, 흐름이 없는 경우를 기준으로 입사파는 큰 값을 가지는 반면에 반사파는 작은 값을 가지기 때문에 전술한 Fig. 3.5 에서와 같이 파군이 형성되는 것을 확인할 수 있다. 또한, 이러한 파군은 $U_0=60\text{cm/s}$, 90cm/s , 120cm/s , 150cm/s 의 경우도 형성되지만, 흐름속도가 커질수록 입사파와 반사파의 주기와 파장에서 차이가 크게 되므로 파군의

파장은 짧아지고, 보다 불규칙적인 수면변동을 나타내는 것을 알 수 있다. 일반적으로 파군의 파장 L_g 는 다음의 식으로 주어질 수 있다(Dean & Dalrymple, 1984).

$$L_g = \frac{2\pi}{\Delta k} \quad (3.39)$$

여기서, Δk 는 흐름에 의한 입사파와 반사파의 파수에서 그의 차이를 나타낸다.

흐름속도가 빨라지는 경우에는 흐름이 없을 때를 기준으로 입사파의 파장은 더 길어지고 반사파의 파장은 더 짧아지게 되므로 입사파의 파수는 더 작아지고 반사파의 파수는 더 커진다. 따라서, 두 파에서 파수의 차이가 더 커지게 되므로 식(3.39)에서 파군의 파장 L_g 는 더 짧아지게 된다.

한편, 본 장에서 대상으로 하는 흐름과 완전중복파와의 간섭이 발생할 수 있는 것은 연직직립구조물의 전면에서 형성되는 완전중복파동장에 조류 혹은 하구역 근방에서 하천류가 간섭하는 경우를 고려할 수 있다. 따라서, 조류의 경우 창조시에는 입사파와 조류가 동일한 방향으로, 반면 낙조시에는 반사파와 조류가 동일한 방향으로 각각 정의되며, 본 장의 좌표시스템에서 낙조시는 흐름이 (-)값으로 적용될 필요가 있다.

일반적으로 흐름이 없는 완전중복파동장에서 간극수압과 수평 및 연직유효응력의 최대치는 배에서 발생되고, 이 위치에서 전단응력은 0으로 된다. 반면, 전단응력의 최대치는 마디에서 발생되고, 또한 여기서 간극수압과 수평 및 연직유효응력은 0으로 된다(Tsai & Lee, 1994).

흐름이 존재하는 경우에는 Fig. 3.14에 나타난 바와 같이 흐름속도의 크기에 따라 배와 마디가 발생하는 위치가 변동되며, 항상 배가 형성되는 최소위치 x/L_0 의 값은 0이지만, (+)값을 갖는 마디의 최소위치 x/L_0 의 값은 다음의 Table 3.1에 나타내는 바와 같이 흐름속도가 증가할수록 작아지는 경향을 나타낸다.

Table 3.1. Positions of node according to flow velocities.

U_0 (cm/s)	Minimum values of x/L_0 for $\eta=0$
0	0.2500
30	0.2492
60	0.2471
90	0.2429
120	0.2372
150	0.2295

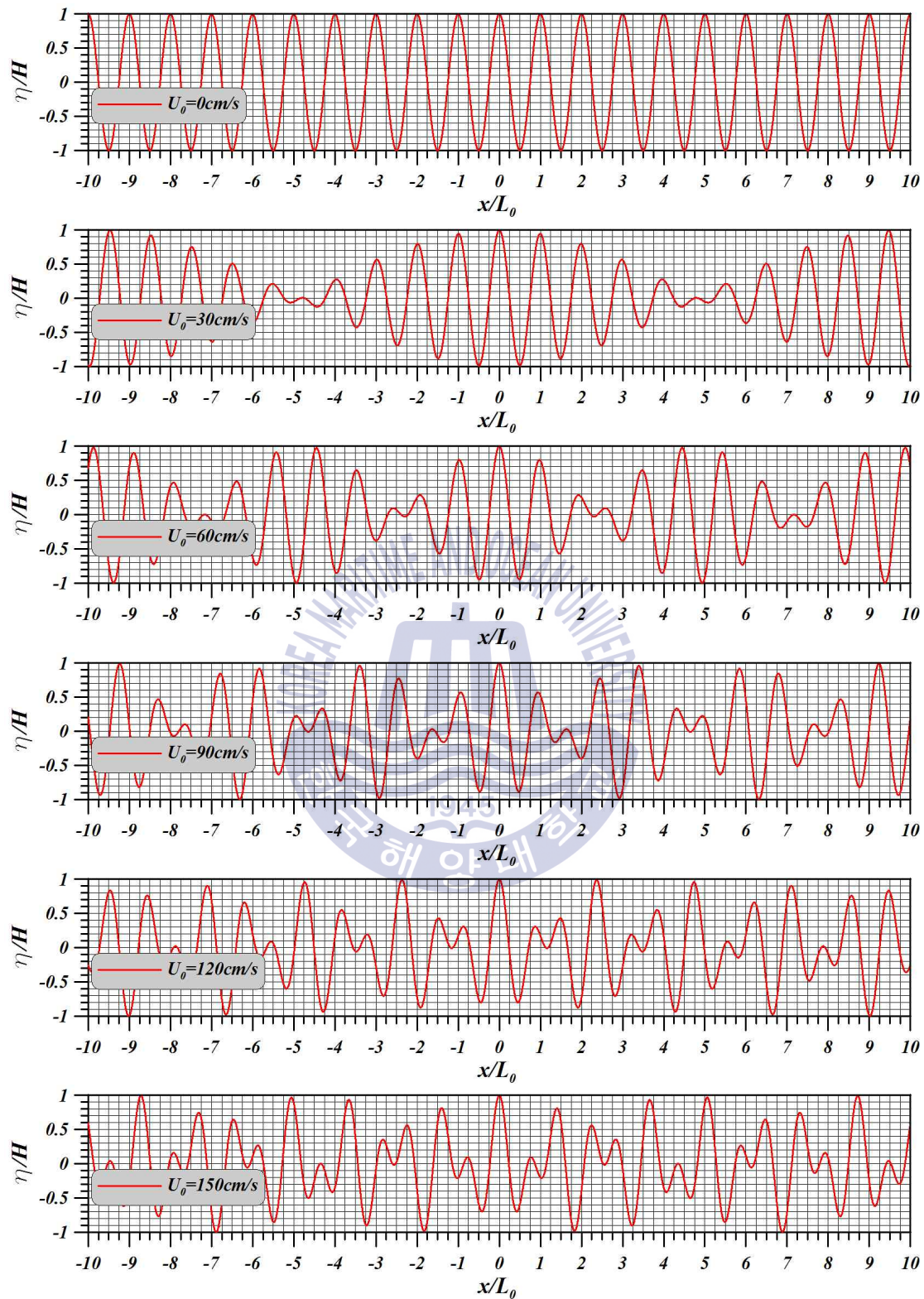


Fig. 3.14. Standing wave profiles according to flow velocities under a given condition of $t/T_0=0$.

다음의 Fig. 3.15 는 흐름속도를 $U_0=0\text{cm/s}$ 에서 150cm/s 로 변화시킨 경우에 $x/L_0=0$ 및 $t/T_0=0$ 의 조건하에 지반변위, 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력을 나타낸 결과이다. 지반변위는 흙의 전단탄성계수가 매우 큰 값을 가지기 때문에 그의 값이 미소하다는 것을 알 수 있으며, 그리고 연직깊이가 깊을수록 줄어들고, 흐름속도가 증가할수록 수평변위는 증가하는 반면에 연직변위는 감소한다. 이러한 경향은 해저 표면에 가까울수록 보다 명확하게 나타나고, 수평변위가 연직변위보다 흐름속도에 보다 민감하다는 것을 알 수 있다.

다음으로, 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력은 공통적으로 흐름속도가 증가할수록 감소하는 경향을 나타낸다. 흐름속도의 영향은 간극수압의 경우 전 연직깊이에서, 수평유효응력의 경우 해저지반 표면에 가까울수록, 연직유효응력의 경우 최대치의 연직깊이 $z/h \approx -0.62$ 의 근방에서, 전단응력의 경우 불투수층 $z/h=1$ 에서 각각 크게 되는 특성을 나타낸다. 특히, 전단응력의 경우는 흐름속도의 크기에 관계없이 $z/h \approx -0.46$ 에서 $|t/p_0| \approx 0$ 인 마디가 발생되고, $z/h \approx -0.2$ 에서 극대치를 취하는 현상을 볼 수 있다.

이상으로부터 흐름은 기본적으로 해저지반에 대해 수평방향으로 작용하므로 수평변위, 수평유효응력 및 전단응력에 상대적으로 큰 영향을 미치게 되고, 간극수압은 흐름에 의해 파장의 변화로 나타나기 때문에 해저지반의 전 깊이에 걸쳐 수평방향으로 평행이동되는 것과 같은 변동특성을 나타내는 것으로 판단된다. 또한, 흐름이 없는 경우에는 완전중복파의 배의 위치에서 전단응력은 $|t/p_0|=0$ 이지만, 흐름이 존재하는 경우에는 완전중복파의 배에서도 전단응력이 발생된다는 것을 확인할 수 있다.

다음의 Fig. 3.16 은 $t/T_0=0$ 와 Table 3.1 의 조건하에서, 그리고 Fig. 3.15 와 동일한 파동 및 지반조건으로부터 산정된 전단응력의 연직분포를 나타낸 것이다. 그림으로부터 $z/h \approx -0.5$ 를 중심으로 흐름속도가 증가할수록 상부에서는 증가하는 경향을, 하부에서는 감소하는 경향을 각각 나타내므로 전술한 Fig. 3.8 의 부분중복파와서와 같이 완전중복파의 마디에서도 흐름속도의 변화에 따라 전단력의 변화가 나타난다는 것을 확인할 수 있다. 또한, 이러한 흐름속도의 변화에 상부보다 하부가 더 민감하다는 것을 알 수 있다. 여기서, 지면관계상 결과를 제시하지 않지만, 흐름이 존재하는 경우 완전중복파의 마디에서도 간극수압과 수평 및 연직유효응력이 0 으로 되지 않는다는 것을 부기하여 둔다.

Fig. 3.17 은 지반내 동적응답 변동을 2 차원공간적으로 나타낸 것으로, $U_0=0\text{cm/s}$ 인 Fig. 3.17(a)와 $U_0=150\text{cm/s}$ 인 3.17(b)의 비교로부터 흐름속도의 유무에 따른 차이를 알 수 있을 것이다. 먼저, 흐름이 없는 $U_0=0\text{cm/s}$ 의 Fig. 3.17(a)를 살펴보면 $x/L_0=0$ 축을 중심으로 좌우가 완전히 대칭을 이루고 있으며, 간극수압과 수평 및 연직유효응력의 최대치는 $x/L_0=0.5, 0, 0.5$ 에서, 0 값은 $x/L_0=0.25, 0.25$ 에서 각각 발생하며, 이는 완전중복파동장에서 배와 마디에 각각 해당한다. 그리고, 최대치의 연직깊이는 간극수압의 경우 $z/h=0$ 에서, 수평유효응력은 $z/h=-0.2$ 에서, 연직유효응력은 $z/h=-0.65$ 에서 각각 발생한다. 전단응력의 경우는 간극수압과 수평 및 연직유효응력의 경우와는 역으로 0 값은 $x/L_0=0.5, 0, 0.5$ 에서, 최대치는 $x/L_0=0.25, 0.25$ 에서 각각 발생하며, 최대치의 연직깊이는 $z/h=1$ 에서 발생하는 것을 알 수 있다.

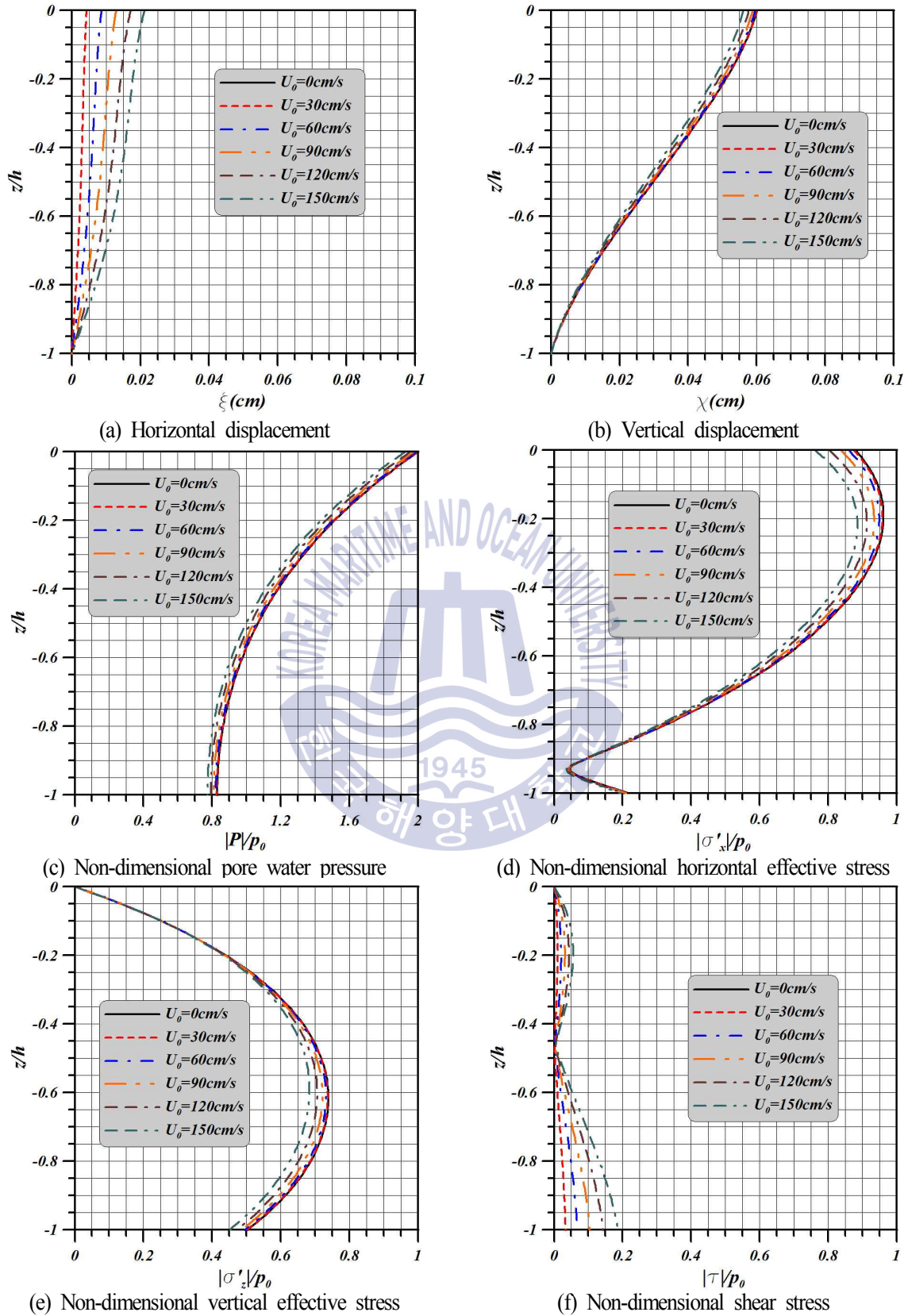


Fig. 3.15. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed according to flow velocities under a given conditions of $x/L_0=0$ and $t/T_0=0$.

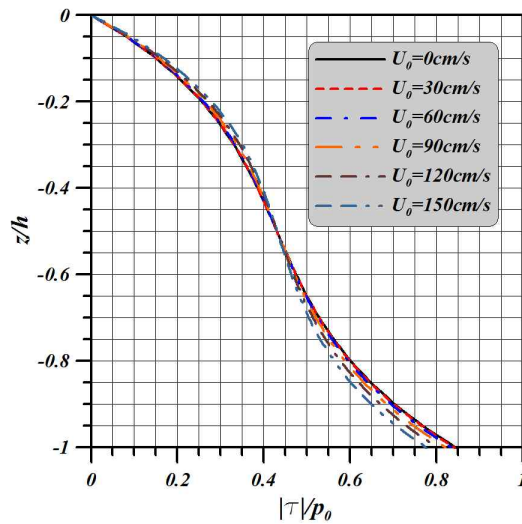


Fig. 3.16. Flow and standing wave-induced shear stress of seabed according to flow velocities under a given conditions of Table 4.1 and $t/T_0=0$.

다음으로, 흐름이 있는 $U_0=150\text{cm/s}$ 의 Fig. 3.17(b)를 살펴보면 모든 응답에서 $x/L_0=0$ 축을 중심으로 좌우가 완전한 대칭을 이루고 있는 것은 없는 것으로 나타난다. Fig. 3.17(a)와 대비하면 간극수압의 경우 최대치 사이의 수평거리가 좁고, 0 값이 명확히 나타나지 않는다. 수평 및 연직유효응력의 경우도 최대치 사이의 수평거리가 좁으며, 최대치의 크기가 상대적으로 약간 작은 값을 나타낸다. 전단응력의 경우 $x/L_0=0$ 축을 중심으로 좌우가 완전한 대칭은 아니지만, 다른 응답에 비교하면 거의 대칭적인 값의 변화를 나타내고, 최대치 사이의 간격이 좁으며, 최대치의 크기가 상대적으로 약간 작다는 것을 확인할 수 있다. 따라서, 흐름이 존재함으로써 지반내 동적응답의 최대치는 작아지고, 최대치 사이의 수평간격이 좁아지며, 전 연직깊이에서 동시에 0 값을 나타내는 x/L_0 가 존재하지 않으며, 더불어 $x/L_0=0$ 축을 중심으로 좌우가 완전한 대칭을 이루지 않는다는 것이 공통적인 특징이다.

Fig. 3.18 은 $x/L_0=0$, $t/T_0=0$ 및 Fig. 3.15 와 동일한 파동 및 지반조건하에 일정한 흐름속도 $U_0=100\text{cm/s}$ 에 대해 입사파주기 T_0 를 변화시킨 경우에 산정된 지반의 동적응답을 나타낸 것이다. 간극수압은 T_0 의 감소와 더불어 전 연직깊이에서 감소하는 경향을 나타내며, 지반 표면에서보다 불투수층에 가까운 지반 저면에서 그의 변동이 크게 나타난다. 수평유효응력도 T_0 의 감소와 더불어 전 연직깊이에서 감소하는 경향을 나타내지만, 지반 표면에서 보다 그의 변동이 크게 나타난다.

연직유효응력은 T_0 가 감소할수록 최대치가 발생하는 연직깊이가 보다 지반 표면에 근접하는 결과를 나타내고, $z/h \approx -0.3$ 을 기준으로 상부는 T_0 의 감소와 더불어 증가하며, 하부는 $T_0=13\text{s}$ 까지 감소하다가 이후의 주기에서는 반대로 감소하는 특성을 나타낸다. 간극수압과 수평 및 연직유효응력에서 주기의 감소에 따른 이러한 변동특성은 주기 감소가 h/L_0 의 증가로 나타나고, 따라서 무한 두께에 관한 지반특성에 근접하기 때문이다.

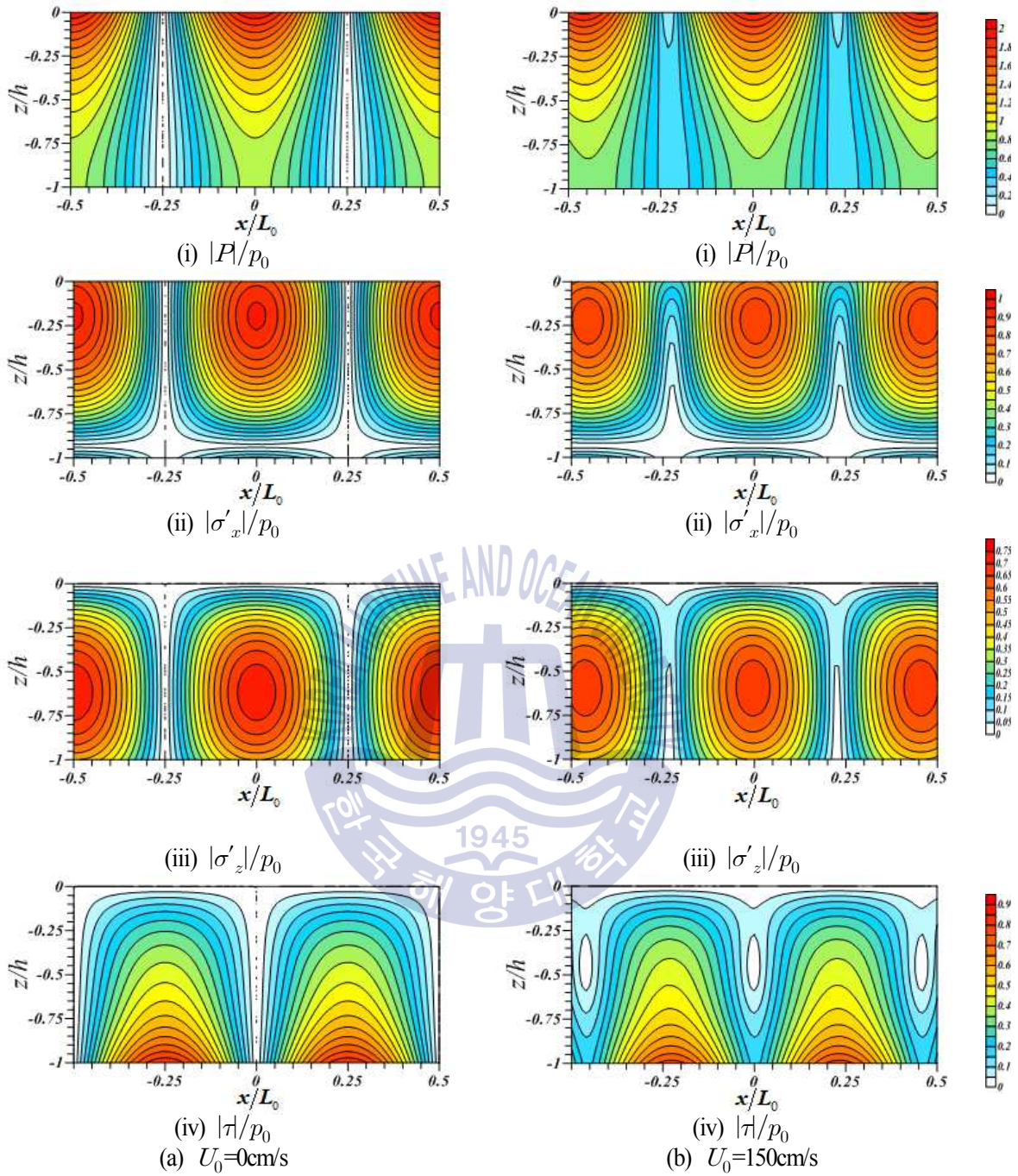


Fig. 3.17. Comparison of dynamic responses of seabed for the flow velocities of $U_0=0\text{cm/s}$ and $U_0=150\text{cm/s}$ under a given condition of $t/T_0=0$.

전단응력을 나타내는 Fig. 3.18(d)의 경우 모든 주기에서 최대치는 해저지반의 저면에서 나타나고, 주기가 감소할수록 최대전단응력은 증가하는 경향을 나타낸다. 또한, 전단응력이 거의 0 인 지점이 $z/h=0$ 이외에도 존재하고, 이러한 연직깊이는 주기가 감소함에 따라 해저지반 표면에 가까워지는 경향을 나타낸다. 여기서, 전단응력이 Fig. 3.16 에서보다 상대적으로 작은 값을 나타내는 것은 Fig. 3.15 에서 기술한 바와 같이 기본적으로

완전중복과의 배 위치인 $x/L_0=0$ 에서 산정되었기 때문이며, 해석에서 흐름속도 $U_0=100\text{cm/s}$ 를 적용하였기 때문에 0 이 아닌 약간의 값을 가진 전단응력이 도출된 것이다.

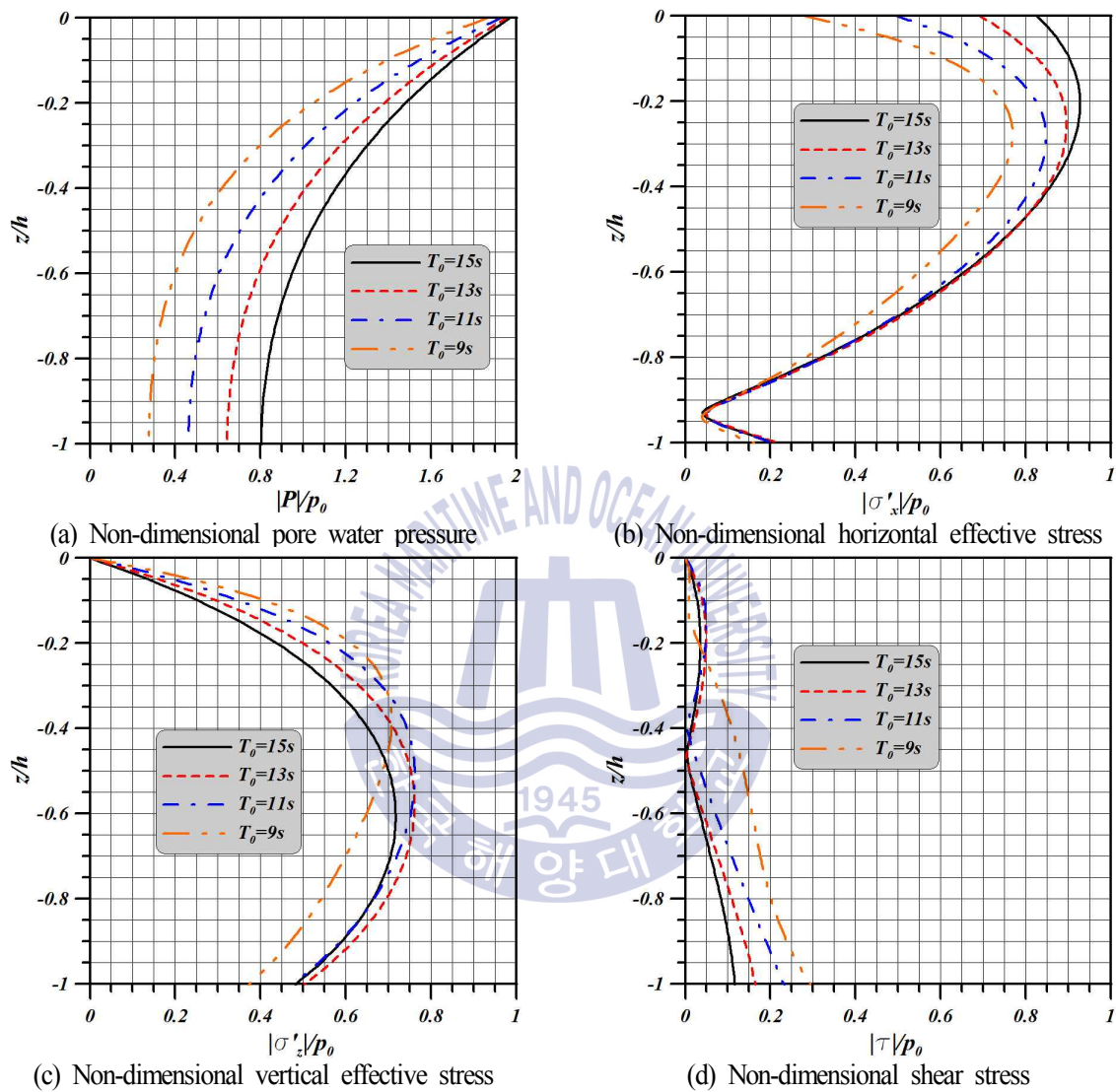


Fig. 3.18. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed according to wave periods under a given conditions of $x/L_0=0$, $t/T_0=0$ and $U_0=100\text{cm/s}$.

Fig. 3.19 는 3.18 과 동일한 조건하에 지반두께 h 를 변화시킨 경우에 간극수압과 수평 및 연직유효응력을 나타낸 것이다. 간극수압은 흐름이 존재하기 때문에 $x/L_0=0$ 및 $t/T_0=0$ 의 경우에도 $z/h=0$ 에서 $|P|/p_0 < 2$ 의 결과를 나타내며, 지반두께가 증가할수록 감소하는 결과를 나타낸다. 이러한 결과는 지반두께의 증가는 무한 두께의 지반에 대한 특성에 가까워지기 때문이다. 수평유효응력은 지반두께가 증가할수록 $z/h=0$ 에서 $|\sigma'_x|/p_0$ 의 값이 0 에 접근하며, 최대치가 감소하고, 또한 그의 발생위치는 대략 $z/h \approx -0.28$ 에 수렴하는 것을 볼 수 있다.

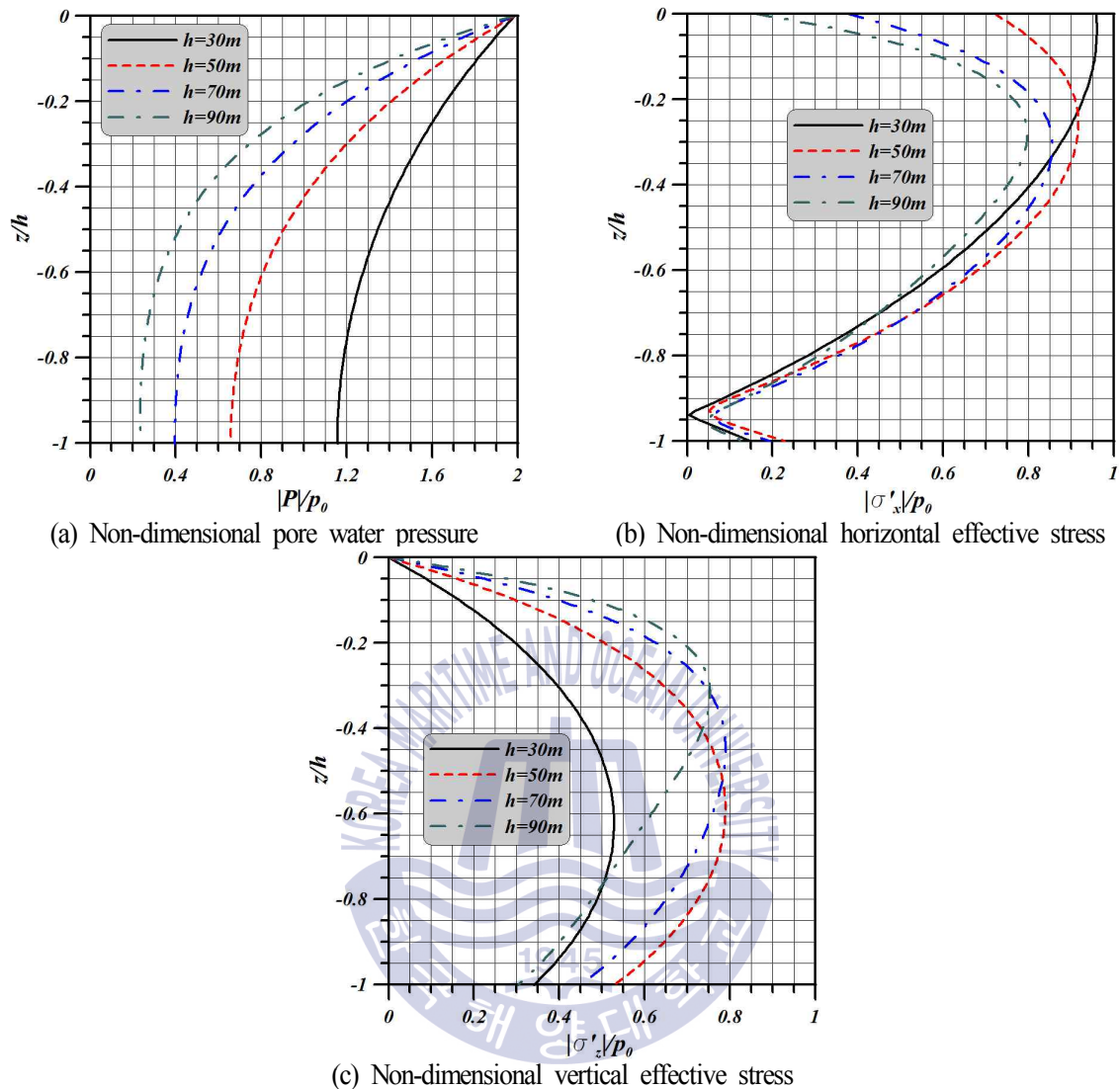


Fig. 3.19. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed according to seabed thicknesses under a given conditions of $x/L_0=0$, $t/T_0=0$, $T_0=13s$ and $U_0=60cm/s$.

연직유효응력은 지반두께의 증가와 주기 T_0 의 감소가 거의 유사한 변동특성을 발생시킨다는 것을 Figs. 3.18(c)와 3.19(c)로부터 알 수 있으며, 역시 지반두께가 증가할수록 최대치의 발생위치가 대략 $z/h \approx -0.32$ 에 수렴하는 것을 볼 수 있다. 후술하는 바와 같이 궁극적으로 무한 두께의 해저지반에 가까워지는 경우 수평 및 연직유효응력은 동일한 값을 나타낼 것으로 추정된다(Tsai & Lee, 1994).

다음의 Fig. 3.20은 3.19와 동일한 파동 및 지반조건으로부터 산정된 전단응력의 연직분포를 나타낸 것으로, 수면변동 $\eta=0$ 인 Table 3.1에서 제시된 완전중복파의 마디 $x/L_0=0.2471$ 에서 얻어진 결과이다. 먼저, $z/h \approx -0.57$ 에서는 지반두께의 변화에도 전단응력의 변화가 거의 나타나지 않는다는 것을 볼 수 있다. 다음으로, 지반두께가 알아질수록 연직방향에 대한 전단응력의 분포는 거의 직선분포에 가까운 거동을 나타낸다. 이러한 결과는 흐름이 존재하지 않는 진행파(Yamamoto et al., 1978)와 부분중복파 및 완전중복파(Tsai & Lee, 1994)의

경우에도 나타나는 변동특성과 일치한다. 또한, 지반두께가 두꺼운 예로, $h=90\text{m}$ 인 경우의 전단응력분포는 유한 두께의 해저지반에서 나타나는 대표적인 전단응력의 분포이며, 진행파에 대한 Cheng et al.(2001)의 결과와 유사하다. 따라서, 후술하는 무한 두께의 지반에서와 같이 지반두께가 두꺼울수록 지반의 저면에서 전단응력은 0에 근접하게 되고, 대략 $z/h \approx -0.32$ 에서 그의 최대치가 나타날 것으로 추정된다.

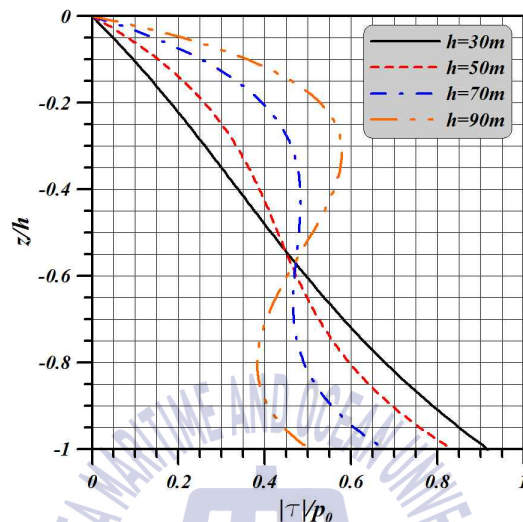


Fig. 3.20. Flow and standing wave-induced shear stress of seabed according to seabed thicknesses under a given conditions of $x/L_0=0.2471$, $t/T_0=0$, $T_0=15\text{s}$ and $U_0=60\text{cm/s}$.

3.4.6 흐름과 완전중복파동장과의 공존장하 무한 두께의 해저지반

무한 두께에 대한 결과들은 식(3.33)~(3.38)에 제시된 해석해에 의한 것이고, 적용한 파동 및 지반조건은 3.4.5 절의 경우와 동일하며, 제시되는 그림에서 무차원연직축은 3.4.5 절의 z/h 과는 달리 z/L_0 로 나타낸 것은 무한 두께의 경우이므로 해석해가 지반두께 h 의 함수가 아니기 때문이다.

다음의 Fig. 3.21 은 3.15 와 동일한 조건하에 무한 두께의 해저지반에 대해 지반변위, 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력을 나타낸 결과이다. Fig. 3.15 의 경우와 비교하면 모든 동적응답들이 무한연직 깊이에서는 0으로 수렴되는 특성을 확인할 수 있고, 수평변위는 흐름속도가 증가할수록 커지고, $z/L_0=0$ 에서 0을 취하며, $z/L_0=-0.28$ 에서 최대치를 취하면서 연직깊이가 증가할수록 감소한다. 이러한 변화특성, 특히 $z/L_0=0$ 의 경우 유한 두께의 Fig. 3.15(a)와는 매우 다른 양상을 나타낸다. 지반의 연직변위는 유한 두께의 Fig. 3.15(b)와 유사한 변화특성을 나타내지만, 흐름속도가 증가하면 $z/L_0 \approx -0.2$ 를 중심으로 상부는 미소한 감소를, 하부는 미소한 증가를 각각 나타낸다. 간극수압의 경우는 유한 두께의 Fig. 3.15(c)와 유사한 변화특성을 보이고, 흐름속도의 변화에 미미한 변동이 발생하지만, 유의한 변화가 거의 나타나지 않는다는 것을 확인할 수 있다.

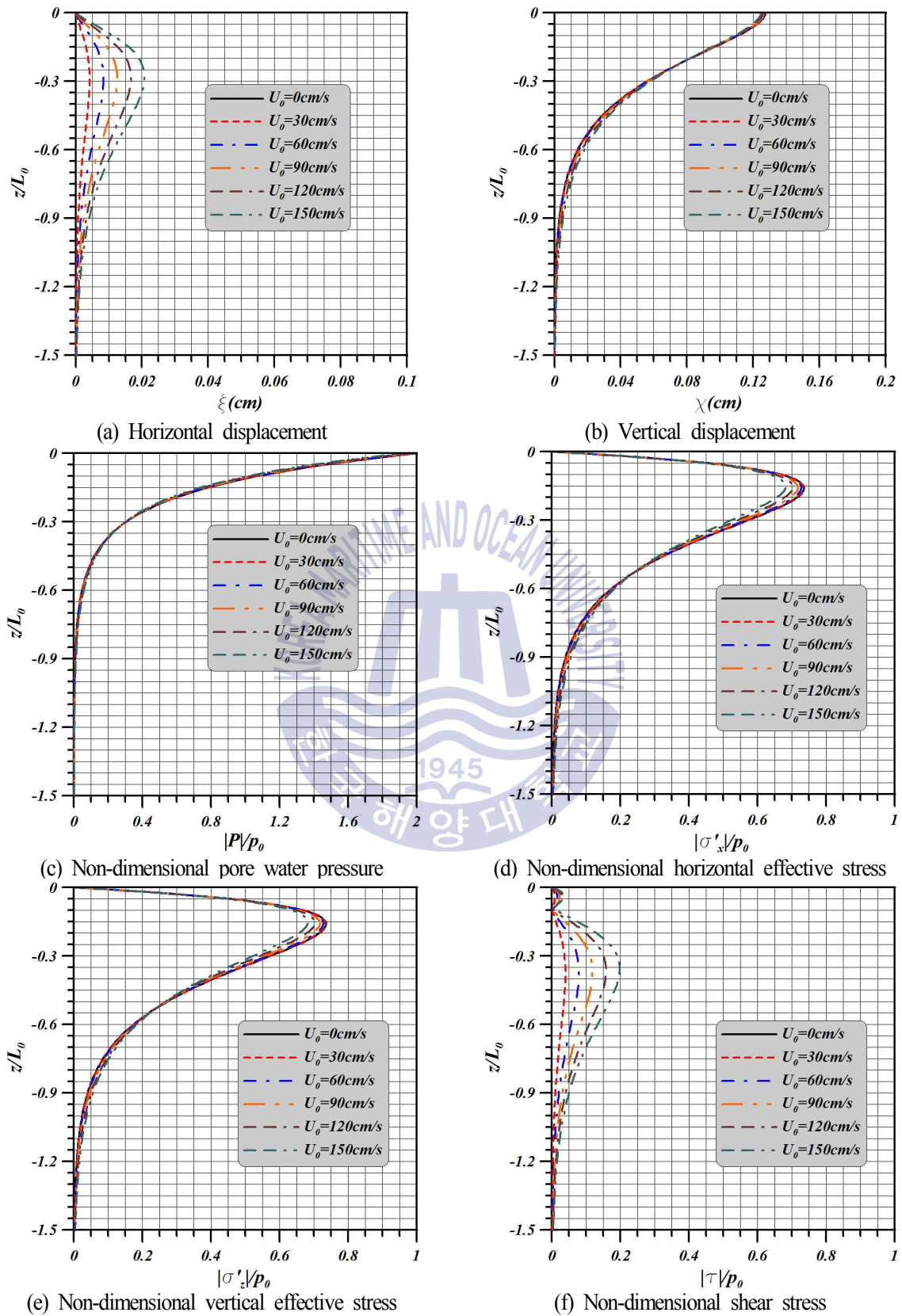


Fig. 3.21. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed in infinite thickness according to flow velocities under a given conditions of $x/L_0=0$ and $t/T_0=0$.

다음으로, 수평 및 연직유효응력의 경우 유한 두께의 Figs. 3.15(d), 3.15(e)와는 매우 다른 변화양상을 나타낸다. 무한 두께의 경우는 두 결과가 완전히 동일하며, 이는 흐름이 없는 경우의 진행파(Yamamoto et al., 1978)와 완전중복파(Tsai & Lee, 1994) 및 부분중복파에서도 동일한 결과가 얻어진다. 본 장의 두 결과에서는 $z/L_0 = 0.15$ 에서 최대치가 산정되며, 이 역시 진행파(Yamamoto et al., 1978)와 완전중복파(Tsai & Lee, 1994) 및 부분중복파의 경우와 동일하다.

전단응력은 흐름속도가 증가하면 전 연직깊이에서 증가하는 유한 두께의 Fig. 3.15(f)와 유사한 변화특성을 나타내지만, 두 연직깊이에서 극대치를 나타내며, $z/L_0 < 0$ 에서 전단응력이 0 으로 되는 연직깊이가 유한 두께의 경우보다 해저지반 표면에 근접한다는 것을 알 수 있다. 여기서, 흐름이 없는 경우 마디에서 전단응력이 최대치를 나타내는 것을 고려하면 현재의 결과는 완전중복파의 배 위치 $x/L_0 = 0$ (흐름이 없는 경우 전단응력은 0 으로 된다)에서 산정되었기 때문에 전체적으로 작은 값을 나타내지만, 최대치는 $z/L_0 = 0.36$ 에서 발생한다는 것을 확인할 수 있다. 하여튼, 유한 두께의 경우에서도 언급된 바와 같이 흐름의 영향으로 완전중복파의 배 위치 $x/L_0 = 0$ 에서도 전단응력이 나타날 것으로 판단된다.

다음의 Fig. 3.22 는 3.16 과 동일한 조건하에 무한 두께의 해저지반에 대해 전단응력의 연직분포를 나타낸 것이다. 그림으로부터 $z/h \approx -0.53$ 을 중심으로 흐름속도가 증가할수록 상부에서는 감소하는 경향을, 하부에서는 미소한 증가를 각각 나타내며, 유한 두께의 Fig. 3.16 과는 상반된 경향을 나타낸다. 최대치는 $z/h \approx -0.36$ 에서 발생하고, 전술한 바와 같이 흐름속도가 증가할수록 최대치는 줄어드는 경향을 나타낸다. 여기서, 전단응력의 변화특성은 전술한 Figs. 3.21(d)와 3.21(e)의 수평 및 연직유효응력과 완전히 동일하다. 따라서, 흐름이 존재하더라도 무한 두께의 해저지반에서는 완전중복파의 배에서 전단응력과 완전중복파의 마디에서 수평 및 연직유효응력은 각각 최대로 나타나고, 연직분포 및 그의 최대치는 완전히 동일하다는 것을 확인할 수 있다.

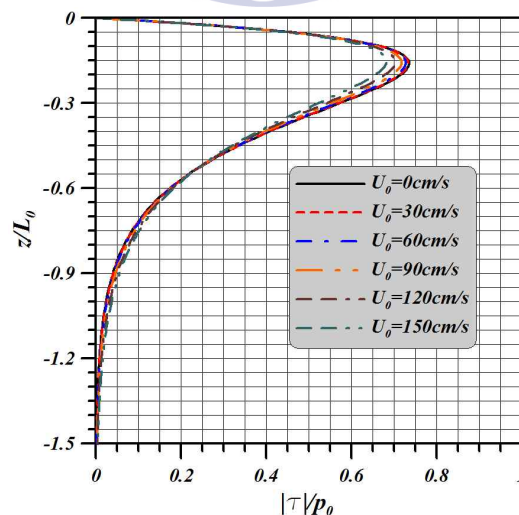


Fig. 3.22. Flow and standing wave-induced shear stress of seabed in infinite thickness according to flow velocities under a given conditions of Table 4.1 and $t/T_0 = 0$.

Fig. 3.23 의 결과는 3.18 과 동일한 조건하에 무한 두께의 해저지반에 대해 지반동적응답을 나타낸 것이다. 간극수압은 유한 두께의 Fig. 3.18 와는 달리 $z/h=0$ 에서 T_0 의 감소와 더불어 미소한 감소를 나타내지만, 다른 연직깊이에서는 T_0 의 변화에 따른 변동이 거의 나타나지 않고, Fig. 3.21 에서 U_0 의 변화와 유사한 변동특성을 나타낸다. 수평 및 연직유효응력도 Fig. 3.21 에서 U_0 의 변화와 유사한 변동특성을 나타내고, 두 결과 모두 동일한 값을 가지며, 또한 T_0 가 감소하면 최대치가 약간 감소하고, 최대치는 $z/h=0.16$ 에서 발생된다는 것을 알 수 있다. 간극수압과 수평 및 연직유효응력에서 주기의 감소에 따른 주어지는 변동특성은 무한 두께를 갖는 해저지반의 경우 값의 크기는 약간 작지만, 흐름이 없을 때 진행파(Yamamoto et al., 1978)와 부분중복파에서 나타나는 특성파도 일치한다.

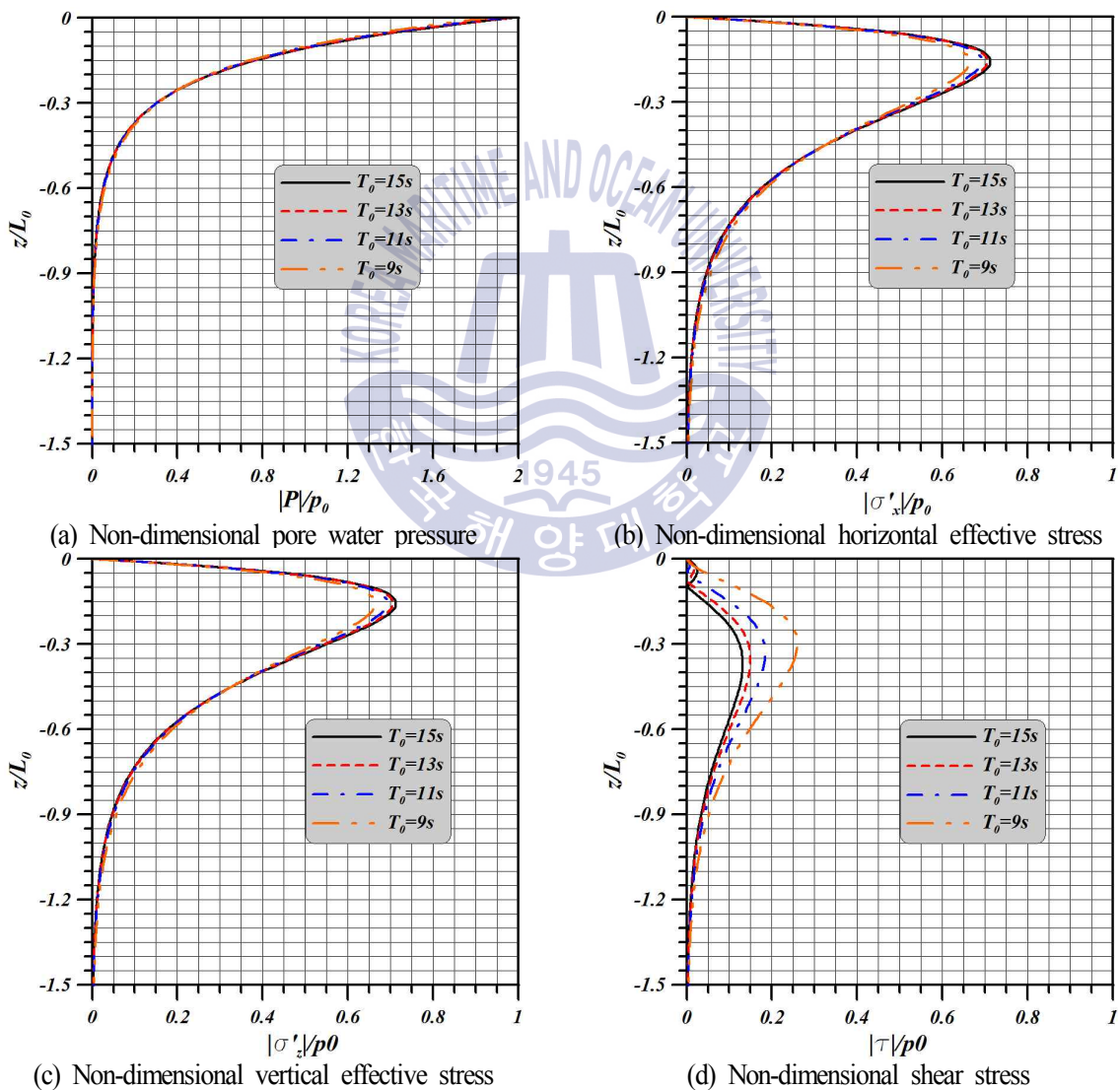


Fig. 3.23. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed in infinite thickness according to wave periods under a given conditions of $x/L_0=0$, $t/T_0=0$ and $U_0=100\text{cm/s}$.

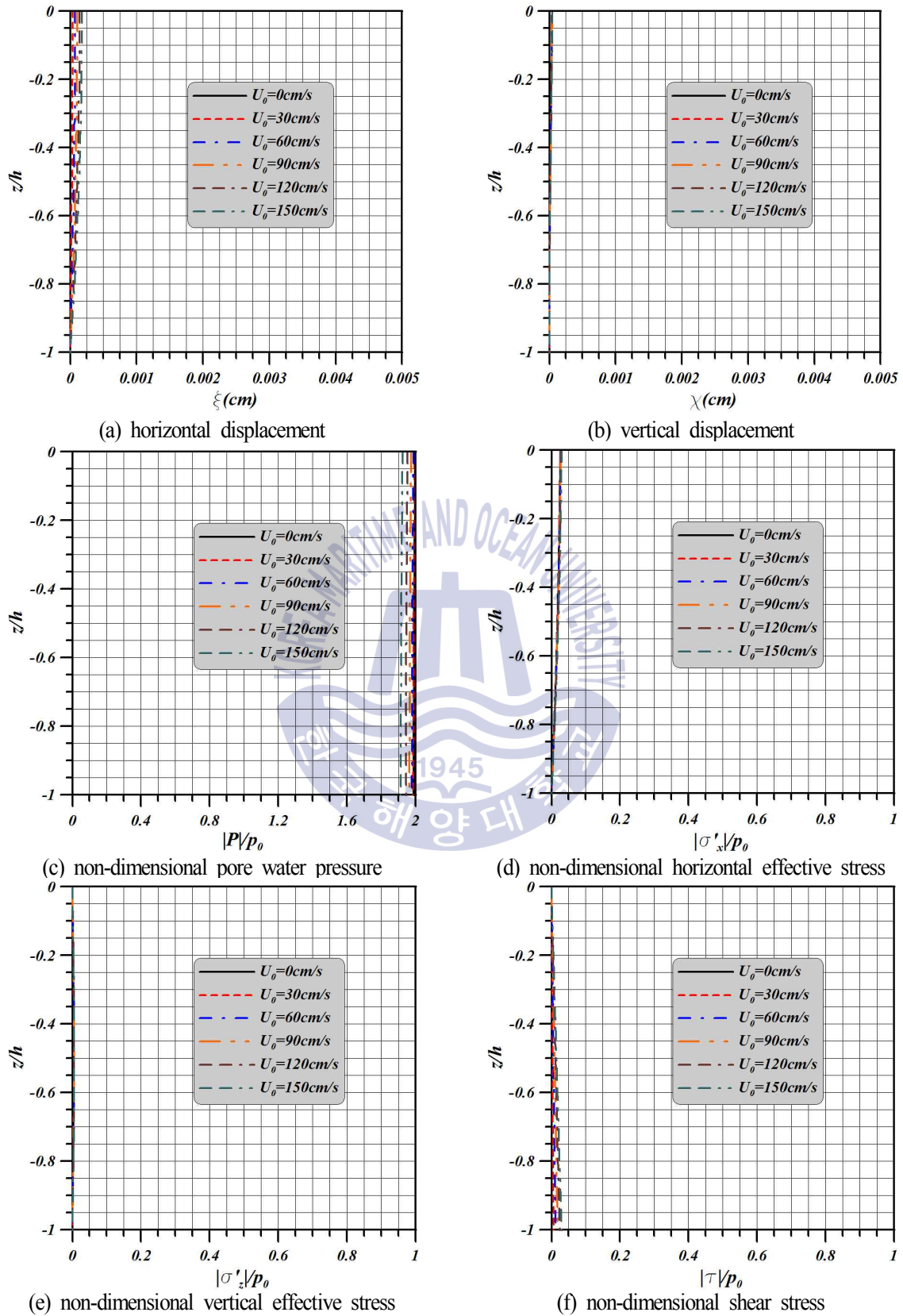


Fig. 3.24. Flow and standing wave-induced dynamic responses of seabed in shallow thickness according to flow velocities under a given conditions of $x/L_0=0$ and $t/T_0=0$.

전단응력을 나타내는 Fig. 3.23(d)의 경우 주기 T_0 가 줄어들면 전체적으로 크게 되는 경향을 나타내고, 최대치를 나타내는 z/L_0 의 값이 해저지반 표면에 가까워진다. 반면, $z/L_0 > 0.1$ 의 범위에서는 전단응력의 0 점이 T_0 가 줄어들면 역시 해저지반 표면에 가까워진다.

3.4.7 흐름과 완전중복파동장과의 공존장하 얇은 두께의 해저지반

얇은 두께의 해저지반에 대한 이하의 결과들은 3.4.5 절의 파동 및 지반조건과 동일하며, 단 지반두께는 $h=3\text{m}$ 로 산정된 것이다. 이 때, $h/L_0=0.0152 < 0.05$ 이므로 매우 얇은 지반두께를 갖는 것으로 판정된다. Fig. 3.24 에서 지반변위는 수평 및 연직 모두 충분히 무시될 수 있을 정도로 작은 변위가 발생되지만, 수평변위와 흐름속도는 거의 선형적인 비례관계가 나타나고, 연직변위는 흐름속도의 변화에 따른 차이를 거의 나타내지 않는다. 수평유효응력은 역시 흐름속도의 변화에 차이를 거의 나타내지 않고, 연직깊이에 따라 직선적인 변화를 보이며, 매우 작은 값을 나타낸다. 반면에 연직유효응력은 모든 흐름속도에 무관하게 거의 0의 값을 나타낸다. 전단응력도 연직깊이에 따라 선형적인 증가를 나타내며, 흐름속도가 증가하면 약간 커지는 경향을 나타내지만, 완전중복파의 배에서 산정되었기 때문에 값의 크기는 작다. 얇은 두께의 해저지반에서 가장 큰 동적응답을 나타내는 것은 간극수압이며, 연직깊이방향으로 거의 일정분포가 얻어지고, 최대치는 $|P|/p_0=2$ 를 나타내며, 이는 흐름속도가 증가할수록 줄어드는 것을 확인할 수 있다.

다음의 Fig. 3.25 는 3.24 에서의 파동 및 지반조건과 Table 3.1 에 제시된 조건을 적용하여 Fig. 3.16 과 같이 완전중복파의 마디에서 전단응력의 연직분포를 나타낸 것이다. 그림으로부터 연직깊이에 따른 전단응력의 분포는 거의 선형적으로 증가하고, 흐름속도의 변화에 따른 차이가 거의 나타나지 않는다는 것을 확인할 수 있다.

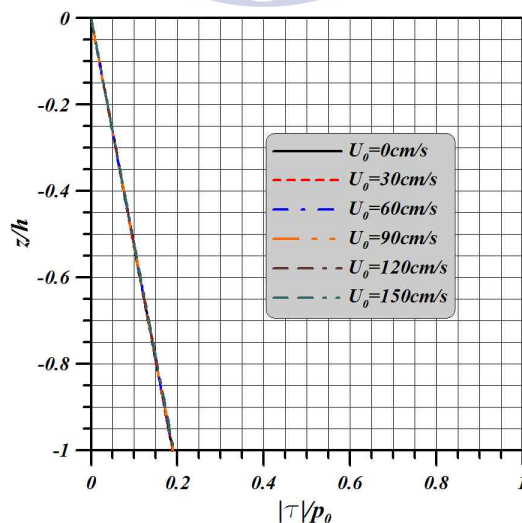


Fig. 3.25. Flow and standing wave-induced shear stress of seabed according to flow velocities under a given conditions of Table 4.1 and $t/T_0=0$.

3.5 결론

진행파, 임의반사율을 갖는 부분중복파 및 완전중복파와 흐름과의 공존장하에서 해저지반내 동적응답을 나타내는 해석해를 도출하여, 기존의 진행파에 대한 해석해와 실험결과 및 흐름장하의 실험결과와 각각 비교하여 본 장에서 제시하는 해석해의 타당성을 검증하였다. 이로부터 얇은 두께, 유한 두께 및 무한 두께를 갖는 해저지반에 적용하여 흐름속도, 지반두께 및 주기의 변화에 따른 지반변위, 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력의 변동특성을 논의하였다. 이로부터 도출된 중요한 사항을 이하에 요약 기술한다.

(1) 진행파동장에서 흐름이 존재하는 경우 지반의 수평변위와 간극수압은 상대적으로 흐름속도의 영향을 크게 받는다.

(2) 부분중복파동장에서 반사율이 줄어들면 간극수압, 수평 및 연직유효응력은 감소하고, 반면에 전단응력은 증가한다.

(3) 부분중복파동장에서 반사율이 작을수록 흐름속도의 증가는 간극수압을 증가시키는 방향으로, 그리고 연직유효응력을 감소시키는 방향으로 각각 작용한다. 수평유효응력은 반사율이 클수록 흐름속도의 증가에 의해 감소되며, 전단응력은 반사율이 클수록 흐름속도의 증가에 의해 크게 된다.

(4) 부분중복파동장의 무한 두께의 해저지반에서 간극수압, 전단응력과 수평 및 연직유효응력의 최대치는 완전중복파의 경우보다는 작고, 흐름속도가 증가할수록 감소하는 경향을 보이며, 전단응력과 수평 및 연직유효응력의 동적응답은 동일하다.

(5) 부분중복파의 얇은 두께의 해저지반에서 간극수압, 전단응력, 수평 및 연직유효응력은 완전중복파의 경우보다 작은 값을 가진다. 수평 및 연직유효응력과 전단응력은 흐름속도의 변화에 차이를 거의 나타내지 않고, 연직깊이에 따라 거의 직선적인 변화를 나타낸다. 해저지반에서 가장 큰 동적응답을 나타내는 것은 간극수압이며, 연직깊이 방향으로 거의 일정분포가 얻어지고, 흐름속도가 증가할수록 감소한다.

(6) 부분중복파에서 흐름속도의 증가는 수평변위의 증가, 연직변위의 감소, 간극수압, 수평 및 연직유효응력의 감소, 그리고 최대전단응력의 감소를 나타낸다.

(7) 완전중복파동장에서 동일한 흐름속도에 대해 입사파주기가 감소하면 간극수압, 수평유효응력의 각 최대치는 감소한다. 수평 및 연직유효응력에서 최대치가 발생하는 연직위치는 수평의 경우 깊어지고, 연직의 경우 얕아져 최종적으로는 동일한 하나의 위치로 수렴된다. 입사파에서 주기의 감소와 지반두께의 증가가 지반응답에 미치는 영향은 거의 동일하게 나타난다.

(8) 완전중복과동장에서 흐름이 존재함으로써 지반내 동적응답의 최대치는 작아지고, 최대치 사이의 간격이 좁아지고, 전 연직깊이에서 동시에 0 값을 나타내는 수평위치 x/L_0 가 존재하지 않으며, 더불어 $x/L_0=0$ 축을 중심으로 좌우가 완전한 대칭을 이루지 않는다.

(9) 완전중복과동장에서 무한 두께의 지반에서 흐름속도의 증가는 수평변위의 증가, 최대수평 및 연직유효응력, 그리고 최대전단응력의 감소를 나타내며, 수평 및 연직유효응력과 전단응력의 값과 변화는 동일하다. 유한 두께의 지반에서보다 무한 두께의 경우가 흐름의 영향이 작다. 입사파의 주기가 감소하면 최대수평 및 연직유효응력은 감소하며, 또한 흐름이 존재하는 경우 유한 두께와 같이 완전중복파의 배에서도 전단응력이 발생된다.

(10) 완전중복과동장에서 얇은 두께의 지반에서 흐름속도의 변화가 지반응답에 미치는 영향은 매우 작지만, 간극수압의 경우 흐름속도가 증가하면 감소하며, 연직깊이에 따라 간극수압은 균등분포를, 이외의 다른 응답요소는 거의 직선분포를 나타낸다.

(11) 흐름이 존재하는 경우 부분중복과동장과 완전중복과동장에서 지반내 동적응답의 차이는 근본적으로 파동의 차이로 발생된다. 즉, 완전중복과동장에서는 수면변동이 진행파의 두 배인 배와 수면변동이 없는 마디가 발생하고, 부분중복과동장에서는 진행파의 두 배보다 작은 배와 수면변동이 있는 마디가 발생하는 차이로 인하여 두 결과에서 서로 다른 동적응답이 발생된다.

References

- Biot, M.A.(1941), General theory of three-dimensional consolidation, J. Applied Physics, Vol.12, pp.155-164.
- Chang, S.C., Lin, J.G., Chien, L.K. & Chiu, Y.F.(2007), An experimental study on non-linear progressive wave-induced dynamic stresses in seabed, Ocean Eng., Vol.34, pp.2311-2329.
- Dean, R.G. & Dalrymple, R.A.(1984), Water wave mechanics for engineers and scientists, World Scientific.
- Hsu, J.R.C., Jeng, D.S. & Tsai, C.P.(1993), Short-crested wave induced soil response in a porous seabed of infinite thickness, Int. J. Numer. Analytical Methods Geomech., Vol.17, pp.553-576.
- Jeng, D.S. & Hsu, J.R.C.(1996), Wave-induced soil response in a nearly saturated sea-bed of finite thickness, Geotechnique, Vol.46, No.3, pp.427-440.
- Jeng, D.S., Zhou, X.L., Luo, X.D., Wang, J.H., Zhang, J. & Gao, F.P.(2010), Response of porous seabed to dynamic loadings, Geotech. Eng. J. SEAGS & AGSSEA, Vol.41, No.4.
- Liu, P. L.-F., Park, Y.S. & Lara, J.L.(2007), Long-wave induced flows in an unsaturated permeable seabed, J. Fluid Mech., Vol.586, pp.323-345.

- Madsen, O.S.(1978), Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, Vol.28, No.4, pp.377-393.
- Maeno, Y.H. & Hasegawa, T.(1987), In-situ measurements of wave-induced pore pressure for predicting properties of seabed deposits, *Coastal Eng. in Japan*, Vol.30, No.1, pp.99-115.
- Okusa, S.(1985), Measurements of wave-induced pore pressure in submarine sediments under various marine conditions, *Mar. Geotechnl.*, Vol.6, No.2, pp.119-144.
- Park, Y.S., Liu, P.L.-P. & Clark, S.J.(2008), Viscous flows in a muddy seabed induced by a solitary wave, *J. Fluid Mech.*, Vol.598, pp.383-392.
- Qi, W., Gao, F., Han, X & Gong, Q.(2012), Local scour and pore-water pressure around a monopile foundation under combined waves and currents, *Proceedings of 22nd Intl. Offshore and Polar Eng. Conference, ISOPE*, pp.159-165.
- Tsai, C.P.(1995), Wave induced liquefaction potential in a porous seabed in front of a breakwater, *Ocean Eng.*, Vol.22, pp.1-18.
- Tsai, C.P. & Lee, T.L.(1994), Standing wave induced pore pressures in a porous seabed, *Ocean Eng.*, Vol.22, No.6, pp.505-517.
- Tsui, Y.T. & Helfrich, S.C.(1983), Wave induced pore pressures in submerged sand layer, *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.109, No.4, pp.603-618.
- Verruit, A.(1969), *Elastic storage of aquifers, Flow through porous media*, Academic Press, New York.
- Yamamoto, T., Koning, H.L., Sellmeijer, H. & Hijum, E.V.(1978), On the response of a poro-elastic bed to water waves, *J. Fluid Mech.*, Vol.87, Part 1, pp.193-206.
- Zen, K. & Yamazaki, H.(1990), Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed, *Soil and Foundation*, Vol.30, No.4, pp.90-104.
- Zhang, Y. Jeng, D.S. & Zhang, J.S.(2013), An analytical solution for response of a porous seabed to combined wave and current loading, *Ocean Eng.*, Vol.57, pp.240-247.

제4장 흐름과 진행파와의 공존장하 해저지반내 잔류간극수압의 해석해

4.1 서언

파동으로 인한 해저지반 거동의 평가는 심해 단말뚝(offshore mono-pile), 방파제, 파이프라인과 플랫폼 등의 많은 해양·해안구조물의 설계에서 매우 중요한 항목이며, 파동으로 인한 간극수압의 예측은 액상화나 세굴과 같은 지반 불안정해석에서 주된 요소이다. 여기서, 간극수압은 Fig. 4.1에 나타내는 바와 같이 진동간극수압(oscillatory pore pressure)과 잔류간극수압(residual pore pressure)으로 분류되고, 이들은 현장관측과 실험으로부터 각각 상이한 발생메커니즘을 갖는 것으로 알려져 있다(Zen & Yamazaki, 1991). 파랑에 의해 발생하는 진동간극수압은 그 변동에서 진폭감쇠 및 위상지연이 수반되고(Yamamoto et al., 1978; Jeng, 1997), 잔류간극수압은 반복하중하의 흙체적의 감소에 의한 간극수압의 축적으로부터 발생하는 것으로 알려져 있다(Seed & Rahman, 1978).

일반적으로, 진동간극수압은 해저지반의 표면에서 최대치를 나타내고, 연직깊이가 깊을수록 감소하는 경향을 나타낸다. 반면, 잔류간극수압은 해저지반의 표면에서 0을 나타내고, 연직깊이가 깊을수록 증가하여 일정 깊이 이상에서는 일정치를 나타낸다. 여기서, 해저지반 표면 근방에서 액상화는 진동간극수압에 의한 경우가 많고, 해저지반내에서 액상화는 잔류간극수압에 의한 경우가 많다. 따라서, 파랑에 의한 액상화를 종합적으로 검토하기 위해서는 진동간극수압뿐만 아니라 잔류간극수압도 정확히 평가될 필요가 있다.

주기적인 단순 반복하중을 받는 포화상태의 비점성토에서는 사질토에 비해 잔류간극수압이 거의 나타나지 않지만, 느슨한 포화실트나 가는 모래에서 간극수압은 반복하중의 횟수에 따라 증가하며(Seed & Lee, 1966; Seed et al., 1978), 이 때 반복하중에 의한 간극수압의 축적이 배수에 의한 소산을 초과하는 경우 간극수압의 순축적(net build-up)으로 이어진다. 따라서, 상재하중의 대부분을 간극수가 지지하게 되고, 동시에 유효응력이 크게 감소되는 수준까지 간극수압이 증가하는 경우 액상화에 의한 지반파괴가 발생할 수 있다. 이에 대해서는 1978년 포르투갈 Sines방파제가 해저지반의 액상화에 의해 침하·파괴된 사례를 대표적으로 들 수 있다(Burcharth, 1987).

한편, 지진하중에 의한 액상화는 오래 전부터 많은 사례 연구와 현장관측 등을 통하여 발생메커니즘과 해석법 등이 잘 정립되어 왔다(Seed & Idriss, 1971, 1982; Castro, 1975; Ishihara, 1993; Ishihara et al., 1993; Hamada et al., 1994). 반면, 파동환경하에 간극수압의 축적이 현지시험 등으로부터 관측되어 왔지만, 그의 해석법은 de Alba et al.(1976)과 Seed & Rahman(1978)에 의해 하중의 반복에 따른 간극수압의 축적과의 관계가 제안된 이후인 것으로 판단된다. 잔류간극수압에 관한 실험적인 연구로는 진행파에 대한 Clukey et al.(1985), Sassa et al.(2001), 완전중복파에 대한 Kirca et al.(2013), 원심모형기에 의한 Sassa & Sekiguchi(1999)의 연구 등을

들 수 있다. 수치해석적인 연구로는 random-walk모형에 기초한 Sumer & Cheng(1999), two-layer모델에 기초한 Sassa et al.(2001), 유한요소법에 기초한 Sassa & Sekiguchi(2001), Biot형의 기초방정식에 기초한 Sawicki & Mierczynski(2005)의 연구 등을 들 수 있다. 그리고, 해석해에 대해서는 Fourier급수전개법에 기초한 McDougal et al.(1989), Cheng et al.(2001), Jeng(2008), Laplace변환법에 기초한 Jeng et al.(2006), Jeng & Seymour(2007) 등의 연구를 들 수 있다. 여기서, Fourier급수전개법에 의한 해석해에서는 오류가 있는 것으로 지적되어 있다. 한편, 흐름과 규칙파가 공존하는 경우는 Jeng et al.(2006)과 Jeng & Seymour(2007)에 기초한 Jeng et al.(2010)의 연구가 있지만, 이의 연구는 무한 두께의 해저지반에 한정되어 있고, 흐름속도의 변화에 따른 액상화의 최대깊이만을 간단히 검토하고 있다.

본 장에서는 흐름이 존재하지 않는 진행파의 경우와 흐름과 진행파가 공존하는 경우에 Fourier급수전개법과 변수분리법을 적용하여 잔류간극수압에 관한 해석해에서 오류를 수정한 새로운 해석해를 제시한다. 그리고, Cheng et al.(2001)과 McDougal et al.(1989) 등에서 정의되는 무한 두께의 지반($h/L > 1/2$, 여기서 h 는 지반두께, L 은 입사파의 파장), 유한 두께의 지반($1/20 < h/L < 1/2$) 및 얇은 두께의 지반($h/L < 1/20$)에 대해 유도된 잔류간극수압의 해석해에서 흐름속도, 입사파주기 및 지반두께 등의 변화에 따른 해의 특성을 면밀히 분석·검토한다.

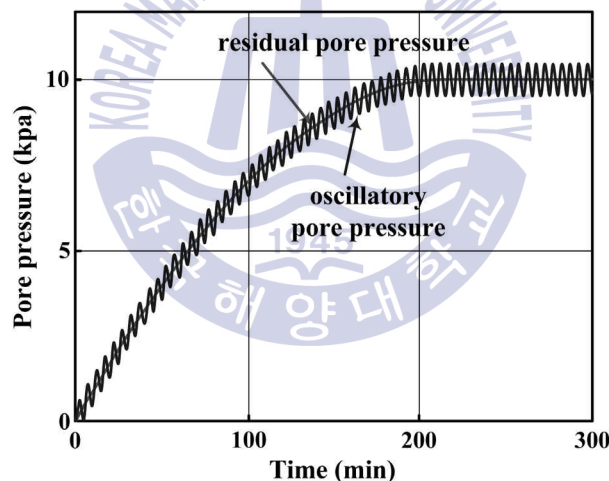


Fig. 4.1. Mechanisms of wave-induced oscillatory and residual excess pore water pressures (Jeng et al., 2006).

4.2 해석이론

4.2.1 지배방정식과 경계조건

본 장에서는 McDougal et al.(1989), Cheng et al.(2001) 및 Jeng et al.(2006)과 같이 해저지반내 잔류간극수압의 동적응답을 모델화하기 위하여 Biot 압밀방정식(Biot, 1941)을 적용한다. Fig. 4.2 에 나타내는 바와 같이 흐름과 진행파가 공존하는 유체장하의 해저지반에 대해 정의되는 좌표계에서 균질등방토질에 관한 Biot 의 압밀방정식은 전술한 제2 장과 제3 장에서와 같이 다음과 같이 주어진다(Biot, 1941). 단, 그림에서 U_0 는 흐름속도,

d 는 파동장에서 수심, h 는 지반두께를 나타낸다.

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} - \frac{\rho g n' \zeta}{K} \frac{\partial P}{\partial t} = \frac{\rho g}{K} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \chi}{\partial z} \right) \quad (4.1)$$

여기서, x 와 z 는 수평과 연직좌표, P 는 정수압을 기준으로 파동으로 인한 간극수압, K 는 흙의 투수계수, ρ 는 간극수의 밀도, g 는 중력가속도, n' 는 흙의 간극률, t 는 시간, ζ 는 간극수의 압축률로 포화도와 겉보기체적 탄성계수와 관련되며, ζ 와 χ 는 각각 x 와 z 방향의 지반변위이다.

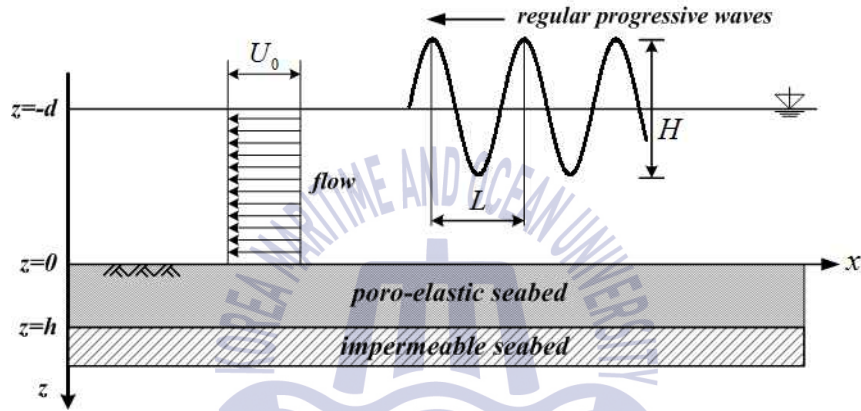


Fig. 4.2. Definition of wave-seabed interaction system.

제2장과 제3장에서도 제시된 바와 같이 유효응력개념과 Hooke 법칙으로부터 다음의 평형방정식이 얻어진다.

$$G \nabla^2 \xi + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \chi}{\partial z} \right) = \frac{\partial P}{\partial x} \quad (4.2)$$

$$G \nabla^2 \chi + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \chi}{\partial z} \right) = \frac{\partial P}{\partial z} \quad (4.3)$$

여기서, G 는 흙의 전단탄성계수, μ 는 흙의 Poisson 비이다.

해저지반내 연직깊이의 함수인 간극수압의 응답에서 연직방향으로는 위상차가 발생되지 않는 것으로 알려져 있다(Yamamoto et al., 1978). 따라서, 일정수심상에서 규칙파만이 존재하는 경우 진동간극수압을 한 주기에 걸쳐 평균하면 0으로 주어지고, 간극수압에서 잔류성분만이 존재하게 된다. 해저지반내 잔류간극수압은 수평 위치와 관련된 시간의 위상차를 제외하면 동일한 연직깊이인 다른 수평위치에서 동일하므로 해저지반내 잔류 간극수압의 변동은 일정수심상의 선형규칙파에 한정하면 1차원문제로 고려될 수 있고, 따라서 식(4.1)-(4.3)은

다음과 같이 주어진다.

$$\frac{\rho g n' \zeta}{K} \frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\rho g}{K} \frac{\partial^2 \chi}{\partial t \partial z} = \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} \quad (4.4)$$

$$2G \left(\frac{1-\mu}{1-2\mu} \right) \frac{\partial^2 \chi}{\partial z^2} = \frac{\partial P}{\partial z} \quad (4.5)$$

식(4.4)와 (4.5)로부터 χ 를 소거한 결과식을 z 에 관하여 적분하면 다음의 식이 도출된다.

$$\frac{\partial P}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} + s \quad (4.6)$$

식(4.6)이 통상 지진압밀방정식으로 불리며, s 는 적분상수로 후술하는 잔류간극수압의 원천항(source term)과 연관되고, 그리고 c_v 는 압밀계수로 다음과 같이 주어진다.

$$c_v = \frac{GK}{\rho g} \frac{2(1-\mu)}{(1-2\mu) + 2n' \zeta G(1-\mu)} \quad (4.7)$$

다음으로, 식(4.6)을 파의 한 주기 $\bar{T}$ 에 걸쳐 시간평균하면 잔류간극수압에 대해 다음과 같은 지배방정식이 얻어진다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + f \quad (4.8)$$

여기서, u 는 잔류간극수압, f 는 잔류간극수압의 원천항으로, 각각 다음과 같이 정의된다.

$$u \equiv \frac{1}{\bar{T}} \int_t^{t+\bar{T}} P dt$$

$$f \equiv \frac{1}{\bar{T}} \int_t^{t+\bar{T}} s dt$$

여기서, $\bar{T}$ 는 진행파의 주기를 나타낸다.

시간에 따른 간극수압의 축적, 즉 잔류간극수압의 거동에 대한 해석해를 도출하는 문제는 식(4.8)의 해석해

를 유도하는 것으로 귀착되고, 따라서 다음과 같은 경계 및 초기조건을 부과할 수 있다(McDougal et al., 1989; Cheng et al., 2001; Jeng et al., 2006; Jeng & Seymour, 2007).

$$u(0, t) = 0 \quad (4.9)$$

$$\frac{\partial u(h, t)}{\partial z} = 0 \quad (4.10)$$

$$u(z, 0) = 0 \quad (4.11)$$

여기서, 식(4.9)과 (4.10)은 각각 해저면상 $z=0$ 에서 잔류간극수압이 0 이고, $z=h$ 의 불투수층을 통한 흐름이 없다는 것을 의미하며, 식(4.11)은 초기조건으로 잔류간극수압의 초기연직분포가 0 이라는 것을 나타낸다.

4.2.2 잔류간극수압의 원천항

잔류간극수압의 해석해를 유도한 McDougal et al.(1989), Cheng et al.(2001), Jeng et al.(2006) 및 Jeng & Seymour(2007)은 잔류간극수압의 원천항이 지진시 간극수압의 발달과 유사하게 전개될 수 있는 것으로 가정하고, 단순전단에서 하중반복횟수와 잔류간극수압의 발달관계를 도출한 de Alba et al.(1976)에 의한 실험관계식, 잔류간극수압의 발생비와 반복비 사이에 Seed et al.(1975)에 의한 관계식 및 액상화에 대한 반복횟수와 반복전단 응력비 사이에 Seed & Rahman(1978)에 의한 관계식 등을 적용하여 다음과 같은 잔류간극수압의 원천항을 제시하고 있다.

$$f = \frac{\sigma'_0}{T} \left(\frac{\tau}{\alpha \sigma'_0} \right)^{-1/\beta} \quad (4.12)$$

여기서, α 와 β 는 흙의 종류와 상대밀도의 함수인 무차원계수, τ 는 해저지반내에서 전단응력으로 파와 흐름이 공존하는 경우에 진동간극수압의 해석으로부터 산정될 수 있고, σ'_0 는 평균유효응력으로 다음의 식으로 주어질 수 있다.

$$\sigma'_0 = \rho_{sub}gz \frac{1+2k_0}{3} \quad (4.13)$$

여기서, $\rho_{sub} = \rho_s - \rho$ 로 흙의 수중밀도이며, ρ_s 는 흙의 포화밀도, k_0 는 정지토압계수이다.

4.2.3 흐름과 파에 의한 해저지반내 전단응력

Fig. 4.2 에 나타내는 바와 같이 흐름과 파의 상호작용의 결과로 인하여 진행파는 파장 L , 주기 $\bar{T}$ 및 파고 H 를 가지며, 흐름속도는 U_0 이다. 이 때, 진행파로 인한 지반두께 h 의 해저지반내에서 발생하는 전단응력은 입사파만이 존재하는 경우의 전단응력(Yamamoto et al., 1978)과 동일한 형으로 나타나지만, 개념적으로는 다르다. 진동간극수압에 대한 최대전단응력은 다음과 같은 형태로 주어질 수 있다.

$$\tau(z) = A_1 e^{kz} + A_2 e^{-kz} + A_3 z e^{kz} + A_4 z e^{-kz} + A_5 e^{k\delta z} + A_6 e^{-k\delta z} \quad (4.14)$$

여기서, $A_j (j=1 \sim 6)$ 는 진동간극수압의 해석으로부터 산정되는 복소미정계수, k 는 흐름에 의해 변화되는 진행파의 파수, δ 는 다음의 식으로 정의되는 복소계수이다.

$$\delta = \sqrt{1 + i \frac{\omega}{c_v k^2}} \quad (4.15)$$

여기서, ω 는 흐름에 의해 변화되는 진행파의 각주파수를 나타내며, 제3 장의 3.2.1 절에서 기술한 바와 같이 k 와 ω 는 다음의 분산관계식(4.16), 그리고 (4.17)에 의해 산정될 수 있다.

$$\frac{\omega^2}{g} \left(1 - \frac{k U_0}{\omega} \right)^2 = k \tanh kd \quad (4.16)$$

$$\omega_0 = \omega + k U_0 \quad (4.17)$$

여기서, ω_0 는 흐름이 존재하지 않는 경우 입사파의 각주파수를 나타내며, 이는 식(4.16)에서 $U_0=0$ 으로 고려한 경우에 얻어진다. 그리고, 이하에서 T_0 는 흐름이 존재하지 않을 경우 진행파의 주기를 나타낸다.

4.2.4 해석해의 유도

유한 두께를 갖는 해저지반에 대해 경계치문제는 식(4.8)~(4.11)로 주어진다. 잔류간극수압 u 는 연직깊이 z 와 시간 t 의 함수이지만, 전술한 바와 같이 원천항은 연직깊이 z 만의 함수이기 때문에 잔류간극수압 u 를 시간과 무관한 항 u_1 과 시간의 함수인 항 u_2 와의 합으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$u(z, t) = u_1(z) + u_2(z, t) \quad (4.18)$$

식(4.18)을 고려하면 경계치문제에 관한 식(4.8)~(4.11)은 다음과 같이 재구성된다.

$$c_v \frac{\partial^2 u_1(z)}{\partial z^2} = -f(z) \quad (4.19)$$

$$\frac{\partial u_1(h)}{\partial z} = 0 \quad (4.20)$$

$$\frac{\partial u_2(z,t)}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_2(z,t)}{\partial z^2} \quad (4.21)$$

$$\frac{\partial u_2(h,t)}{\partial z} = 0 \quad (4.22)$$

$$u_2(0,t) = -u_1(0) \quad (4.23)$$

$$u_1(z) + u_2(z,0) = 0 \quad (4.24)$$

(1) 유한 두께의 해저지반에 대한 해석해

$u_1(z)$ 에 관하여 $f(z)$ 를 주기 $4h$ 인 기함수의 변화를 고려한 Fourier 급수전개법과 열전도방정식의 형태로 주어지는 $u_2(z)$ 에 변수분리법을 적용하여 식(4.19)~(4.24)로부터 유한 두께의 해저토층내 잔류간극수압에 관한 해석해를 산정하면 다음과 같이 도출될 수 있다.

$$u(z,t) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin\left(\frac{\kappa_n}{h}z\right) \left[1 - \exp\left\{-c_v \left(\frac{\kappa_n}{h}\right)^2 t\right\} \right] \quad (4.25)$$

여기서, a_n 과 κ_n 은 다음의 식으로 주어진다.

$$a_n = \frac{2h}{c_v \kappa_n^2} \int_0^h f(z) \sin\left(\frac{\kappa_n}{h}z\right) dz \quad (4.26)$$

$$\kappa_n = \frac{(2n-1)\pi}{2} \quad (4.27)$$

무한 시간에서는 다음의 식으로 나타난다.

$$u(z,t) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin\left(\frac{\kappa_n}{h}z\right) \quad (4.28)$$

(2) 얇은 두께의 해저지반에 대한 해석해

제3장에서 기술한 $h/L < 1/20$ 의 얇은 두께의 토층에서 전단응력은 다음의 식과 같이 해저 표면상에서 0을 갖고 연직깊이의 증가와 더불어 거의 선형적으로 증가하는 것으로 알려져 있다(예로, Yamamoto et al., 1978).

$$\tau = mp_d z \quad (4.29)$$

여기서, p_d 는 제3장의 식(3.7)에 나타내는 바와 같이 해저 표면상에서 동파압을 나타내며, 계수 m 은 식(4.14)와 (4.29)를 등치하고, 토층의 전연직깊이에 대해 적분하면 다음과 같이 얻어진다.

$$m = \frac{2}{\delta k^2 h^2 p_d} \left[A_1 k \delta (e^{kh} - 1) - A_2 k \delta (e^{-kh} - 1) + A_3 \delta \{ k h e^{kh} - (e^{kh} - 1) \} \right. \\ \left. - A_4 \delta \{ k h e^{-kh} + (e^{-kh} - 1) \} + A_5 k (e^{k\delta h} - 1) - A_6 k (e^{-k\delta h} - 1) \right] \quad (4.30)$$

한편, 식(4.12)에 (4.13)과 (4.29)의 결과를 대입하면 잔류간극수압의 원천항은 다음과 같이 얻어진다.

$$f(z) = \frac{\rho_{sub} g (1 + 2k_0)}{3 \bar{T}} \left[\frac{3mp_0}{\alpha \rho_{sub} g (1 + 2k_0)} \right]^{-1/\beta} z \equiv az \quad (4.31)$$

여기서, $a = \frac{\rho_{sub} g (1 + 2k_0)}{3 \bar{T}} \left[\frac{3mp_0}{\alpha \rho_{sub} g (1 + 2k_0)} \right]^{-1/\beta}$ 이다.

식(4.18)~(4.24)에 (4.31)을 고려하고, Fourier 급수전개법 및 변수분리법을 적용하여 얇은 토층에 관한 잔류간극수압의 해석해를 산정하면 다음과 같이 얻어질 수 있다.

$$u(z, t) = \frac{a}{2c_v} \left[z \left(h^2 - \frac{1}{3} z^2 \right) + 4h^3 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n}{\kappa_n^4} \sin \left(\frac{\kappa_n}{h} z \right) \exp \left\{ -c_v \left(\frac{\kappa_n}{h} \right)^2 t \right\} \right] \quad (4.32)$$

무한 시간에서는 다음의 식으로 나타난다.

$$u(z, t) = \frac{a}{2c_v} z \left(h^2 - \frac{1}{3} z^2 \right) \quad (4.33)$$

(3) 무한(깊은) 두께의 해저지반에 대한 해석해

$h/L > 1/2$ 의 무한 두께의 토층에서 전단응력을 다음과 같이 나타낼 수 있다(Yamamoto et al., 1978).

$$\tau = p_d k z e^{-kz} \quad (4.34)$$

식(4.34)과 (4.13)을 (4.12)에 대입하여 다음의 관계식을 나타낼 수 있다.

$$f(z) = \frac{1}{T} \left(\frac{p_d k}{\alpha} \right)^{-1/\beta} \left[\frac{\rho_{sub} g (1 + 2k_0)}{3} \right]^{1+1/\beta} z e^{kz/\beta} \quad (4.35)$$

다음과 같은 무차원변수를 도입한다.

$$Z = \frac{1}{h} z \quad (4.36)$$

$$T = \frac{c_v}{h^2} t \quad (4.37)$$

$$U = \frac{c_v \bar{T}}{\rho_{sub} g h^3} \left(\frac{p_d k}{\alpha \rho_{sub} g} \right)^{1/\beta} \left(\frac{1 + 2k_0}{3} \right)^{-1-1/\beta} u \quad (4.38)$$

식(4.36)~(4.38)을 (4.18)~(2.24)에 적용하면 다음과 같이 무차원화된 지배방정식과 경계조건을 나타낼 수 있다.

$$\frac{\partial^2 U_1(Z)}{\partial Z^2} = Z e^{\Lambda Z/\beta} \quad (4.39)$$

$$\frac{\partial U_1(Z)}{\partial Z} = 0 \quad \text{on} \quad Z = 1 \quad (4.40)$$

$$\frac{\partial U_2(Z, T)}{\partial T} = \frac{\partial^2 U_2(Z, T)}{\partial Z^2} \quad (4.41)$$

$$\frac{\partial U_2(Z, T)}{\partial Z} = 0 \quad \text{on} \quad Z = 1 \quad (4.42)$$

$$U(0, T) = 0 \quad (4.43)$$

$$U(Z, 0) = 0 \quad (4.44)$$

여기서, $\Lambda = kh$ 로 무차원파수를 나타낸다.

$U_1(Z)$ 의 해석에 Fourier 급수전개법과 $U_2(Z, T)$ 의 해석에 변수분리법을 각각 적용하여 경계조건을 만족하는 $U(Z, T) = U_1(Z) + U_2(Z, T)$ 의 해를 산정하면 다음과 같이 주어질 수 있다.

$$U(Z, T) = \sum_{n=1}^{\infty} F_n \sin \kappa_n Z [1 - \exp(-\kappa_n^2 T)] \quad (4.45)$$

여기서, 계수 F_n 은 다음과 같이 정의된다.

$$F_n = \frac{2}{k_n^2} \left[\frac{(-1)^{n+1} e^{\Theta} \left(\frac{k_n^2 - \Theta^2}{k_n^2 + \Theta^2} + \Theta \right)}{\left(\frac{k_n^2 - \Theta^2}{k_n^2 + \Theta^2} + \Theta \right)} - \frac{2k_n \Theta}{(k_n^2 + \Theta^2)^2} \right] \quad (4.46)$$

여기서, $\Theta = \Lambda/\beta$ 이다.

식(4.45)와 (4.46)은 MacDougal et al.(1989)의 무차원화과정에서 지적된 오류를 수정하여 새롭게 산정된 결과이며, 식(4.45)를 차원량으로 나타내면 다음의 식과 같다.

$$u(z, t) = \frac{\rho_{sub} g h^3}{c_v \bar{T}} \left(\frac{p_d k}{\alpha \rho_{sub} g} \right)^{-1/\beta} \left(\frac{1 + 2k_0}{3} \right)^{1+1/\beta} \sum_{n=1}^{\infty} F_n \sin \left(\frac{\kappa_n}{h} z \right) \left[1 - \exp \left\{ -c_v \left(\frac{\kappa_n}{h} \right)^2 t \right\} \right] \quad (4.47)$$

무한 시간에서 잔류간극수압은 식(4.47)로부터 다음과 같이 주어질 수 있다.

$$u(z, t) = \frac{\rho_{sub} g h^3}{c_v \bar{T}} \left(\frac{p_d k}{\alpha \rho_{sub} g} \right)^{-1/\beta} \left(\frac{1 + 2k_0}{3} \right)^{1+1/\beta} \sum_{n=1}^{\infty} F_n \sin \left(\frac{\kappa_n}{h} z \right) \quad (4.48)$$

이상의 무한(깊은) 지반에 대해 산정된 잔류간극수압의 결과는 Laplace 변환법으로부터 얻어진 Jeng et al.(2006)과 Jeng & Seymour(2007)의 결과와는 전혀 다른 형태의 결과식이다. 여기서, 기술한 진행파와 흐름의 공존장하 해지지반내 잔류간극수압에 관한 정식화과정과 도출된 해석해에서 흐름을 무시하면 진행파만의 경우에 대한 잔류간극수압이 얻어진다. 반면, 흐름이 존재하는 경우에는 흐름에 의해 변화되는 진행파의 파수

와 각주파수에 의한 원천향내 전단응력 성분의 변화로 인하여 진행파만의 잔류간극수압과는 상이한 결과를 나타내게 된다.

4.3 해석결과의 검증

다음의 Fig. 4.3 에 나타내는 결과는 Jeng & Seymour(2007)의 해석해로부터 진행파의 주기 $\bar{T}$ 를 파라미터로 산정된 잔류간극수압의 압력수두를 나타내고 있다. 그림으로부터 진행파의 주기 $\bar{T}=1.76s$ 에서 가장 큰 값을 나타내고, 그 이후 주기가 증가하면 역으로 값의 크기가 감소한다. 따라서, 진행파의 주기와 잔류간극수압은 선형관계로 주어지지 않고, 잔류간극수압이 최대가 되는 어떤 주기가 존재한다는 것을 알 수 있다. 다음으로, 후술되는 바와 같이 진행파 주기 $\bar{T}=1.76s$ 로 고정된 본 해석해에 의한 Fig. 4.9 의 결과와 Jeng & Seymour(2007)의 Fig. 4.3 의 결과중에 진행파 주기 $\bar{T}=1.76s$ 의 결과를 비교하면 두 결과는 완전히 동일하다는 것을 확인할 수 있다. 따라서, 무한 두께의 해저지반에 대해 새롭게 산정된 본 장의 해석해 식(4.47) 및 (4.48)은 Jeng & Seymour(2007)에 의한 해석해와 동일한 잔류간극수압을 나타낸다. 이로부터 본 장의 결과는 Jeng et al.(2006)에 의해 지적된 McDougal et al.(1989)에서의 오류를 수정하여 재산정된 해석해인 것으로 판정되며, 본 해석해의 식(4.47)과 (4.48)에 포함된 지반두께 h 는 계산과정에서 소거되어 연직깊이에 따른 잔류간극수압의 값에는 영향을 미치지 않는다는 것을 후술하는 Fig. 4.9(b)로부터 알 수 있다.

Fig. 4.4 는 흐름이 없는 진행파만이 존재하는 경우 Table 4.1 에 나타내는 파랑조건과 지반물성치를 적용하여 무한 시간에서 Cheng et al.(2001)의 수치해와 해석해 및 본 해석해의 결과를 비교한 것이다. 여기서, Fig. 4.4(a)는 $h/L < 1/20$ 의 조건을 만족하는 얇은 두께의 토층, Fig. 4.4(b)는 $1/20 < h/L < 1/2$ 의 조건을 만족하는 유한 두께의 토층, Fig. 4.4(c)는 $h/L > 1/2$ 의 조건을 만족하는 깊은 두께의 토층에 대한 결과로 각각은 유한 두께의 토층에 대해 전개된 해석해에 각 토층의 조건을 적용하여 산정한 것이며, 따라서 본 장에서 제시하는 얇은 및 무한(깊은) 토층에 대한 해석해의 식(4.33)과 (4.48)로부터 추정된 결과가 아니다. 여기서, Cheng et al.(2001)은 유한 두께의 토층에 대해서만 해석해와 수치해를 제시하고 있고, 본 장과 같은 얇은 및 무한(깊은) 토층에 대한 해석해를 제시하고 있지 않다.

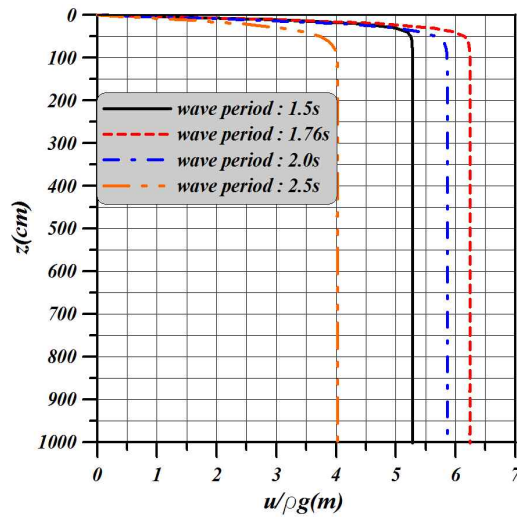


Fig. 4.3. Residual pore-water pressure head obtained from Eq.(4.41) presented by Jeng & Seymour(2007) for deep soil thickness.

Table 4.1. Wave and soil conditions(Cheng et al., 2001).

Waves and soil conditions	Values	Waves and soil conditions	Values
wave period $\bar{T}(s)$	1.76	porosity n'	0.46
wave height $H(m)$	0.22	shear modulus $G(kN/m^2)$	5,600
water depth $d(m)$	0.5	permeability $K(m/s)$	4.0×10^{-8}
soil thickness $h(m)$	0.088, 0.84, 1.73	compressibility of pore-water ζ	0
Poisson's ratio μ	0.49	unit weight of soil $\gamma_s(N/m^3)$	18,306
unit weight of water $\gamma_w(N/m^3)$	9,806	coefficient of lateral earth pressure k_0	0.4
consolidation coefficient $c_v(m^2/s)$	1.157×10^{-4}	α	0.246
		β	-0.165

그림으로부터 모든 두께의 토층에서 해저지반내 연직깊이가 깊어질수록 잔류간극수압이 증가하고, 해저불투수층에서 잔류간극수압의 기울기가 0으로 주어지며, 셋 해석결과에서 연직깊이의 변화에 따른 잔류간극수압의 변화특성이 완전히 일치하므로 본 해석해의 타당성을 검증할 수 있다.

다음의 Fig. 4.5는 흐름이 없는 진행파만의 경우 Table 4.2에서 제시된 계산조건으로 수행된 무한 시간에서 Jeng et al.(2006)의 해석해 결과와 본 장의 해석해의 결과 및 Clukey et al.(1983)의 실험결과를 각각 비교한 것이며, 토층의 두께가 $0.2 < h/L < 0.3$ 의 범위에 있으므로 두 해석해에서는 유한 두께의 토층에 대한 결과식이 각각 적용되었다.

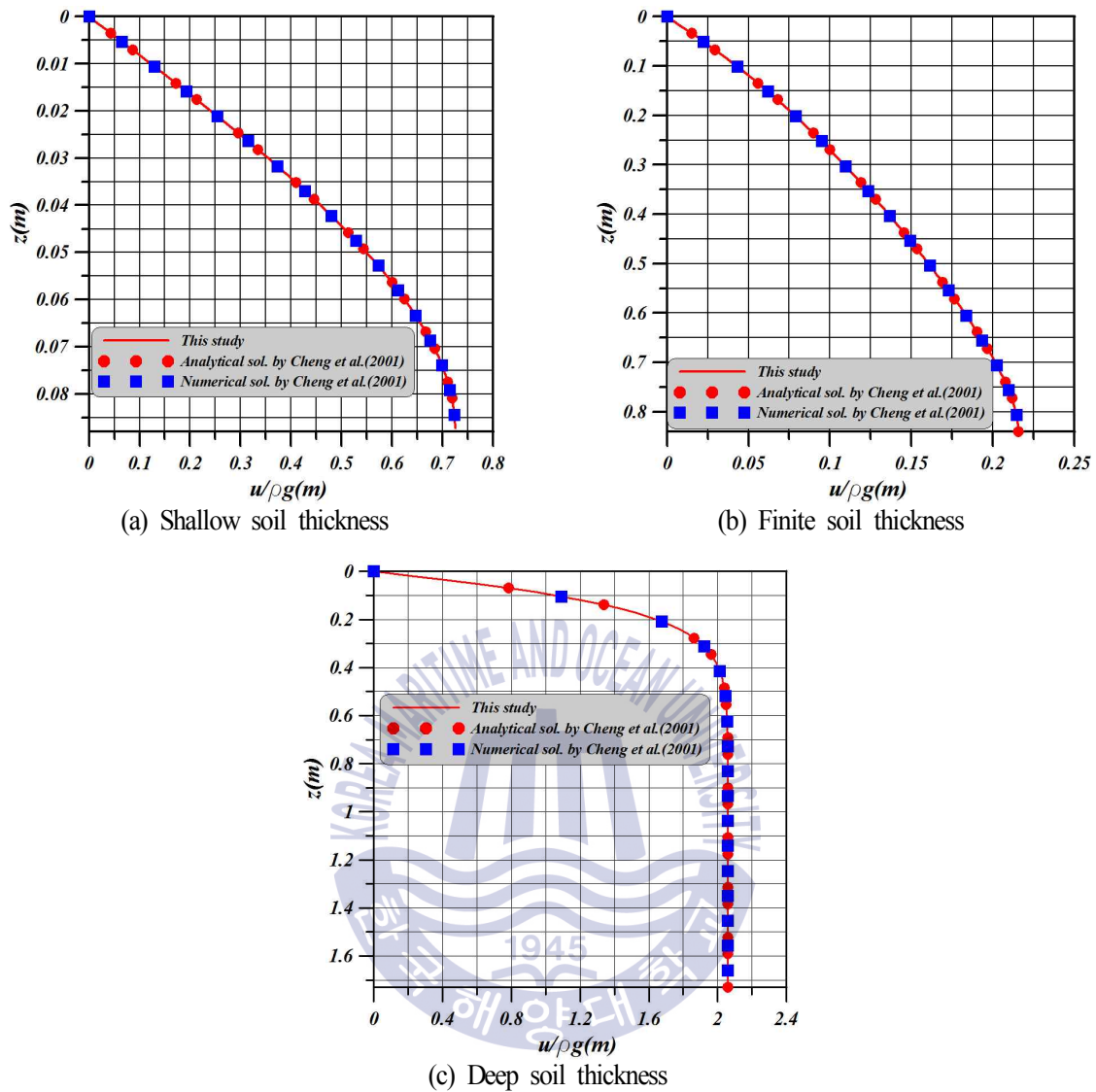


Fig. 4.4. Comparison of analytical and numerical solutions of residual pore-water pressure.

Jeng et al.(2006)과 본 장에서 제시한 유한 두께의 토층에 관한 해석해의 결과가 동일하다는 것을 알 수 있다. 그리고, 실험결과와 비교하면 해저지반내 연직깊이가 깊어질수록 잔류간극수압이 증가하는 경향은 일치하지만, Fig. 4.5(a)의 경우는 4.5(b)보다 해석해에 의한 결과와 실험결과에서 차이가 다소 크고, 전체적으로 실험치가 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 이것은 Fig. 4.5(a)의 파형경사가 더 크며, 따라서 파의 비선형성에 더 큰 영향을 받은 것으로 추정된다. 또한, 지반의 비등방성과 소성거동 및 지반내 간극수의 non-Darcy 흐름 등을 고려하면 본 해석해의 유도과정에서 도입된 이론의 범주내에서는 합리적인 일치성을 나타내는 것으로 판단된다.

Table 4.2. Wave and soil conditions.

Waves and soil conditions	Values	Waves and soil conditions	Values
wave period $\bar{T}(s)$	1.76(case1), 2.02(case2)	porosity n'	0.46
wave height $H(m)$	0.22(case1), 0.21(case2)	shear modulus $G(kN/m^2)$	5.6×10^5
water depth $d(m)$	0.5	permeability $K(m/s)$	4.0×10^{-8}
soil thickness $h(m)$	0.84	compressibility of pore-water ζ	0
Poisson's ratio μ	0.49	unit weight of soil $\gamma_s(N/m^3)$	18,306
unit weight of water $\gamma_w(N/m^3)$	9,806	coefficient of lateral earth pressure k_0	0.4
consolidation coefficient $c_v(m^2/s)$	0.0001165	α	0.246
		β	-0.165

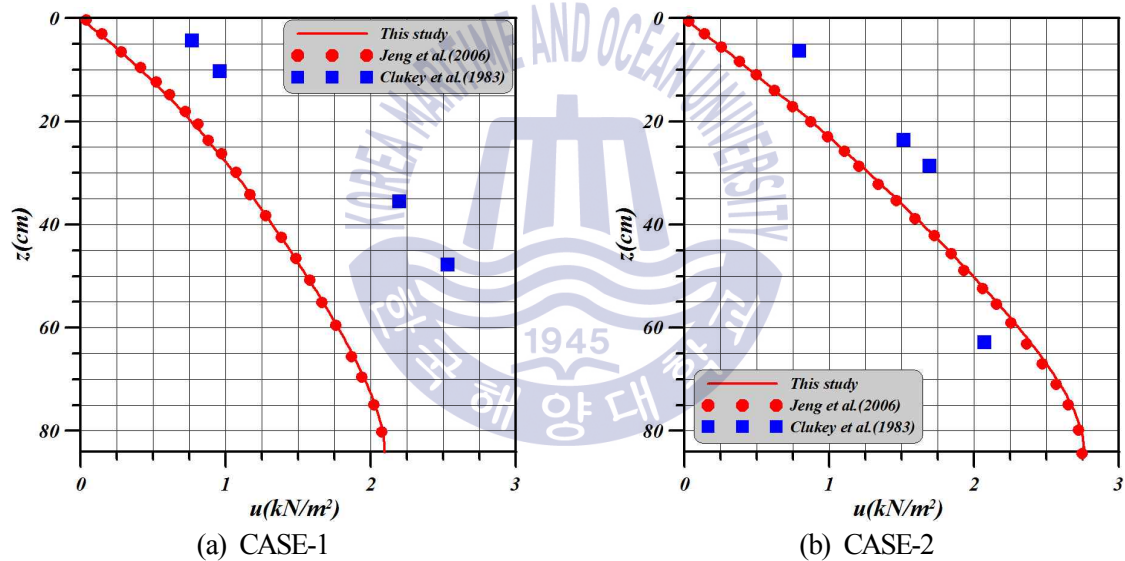


Fig. 4.5. Comparison of analytical and experimental solutions of residual pore-water pressure.

Fig. 4.6은 Table 4.1에 제시한 파랑조건과 지반조건을 Jeng & Seymour(2007)에 의한 결과식과 본 해석해(4.48)에 각각 적용하여 흐름속도를 매개변수로 잔류간극수압의 수두변화를 나타낸 것이며, $U_0=0\text{cm/s}$, 2cm/s , 6cm/s , $\pm 10\text{cm/s}$ 의 흐름속도를 적용하고 있다. 그림으로부터 흐름과 파의 진행방향이 동일한 순방향의 경우 흐름속도가 증가할수록 잔류간극수압이 약간 증가하고, 역방향의 경우 흐름속도가 감소할수록 잔류간극수압이 감소하며, 또한 모든 경우에서 연직깊이가 깊어질수록 일정치를 나타낸다. 이러한 잔류간극수압의 수두변화에 서 본 해석해의 Jeng & Seymour(2007)의 계산결과가 완전히 동일하다는 것을 확인할 수 있다.

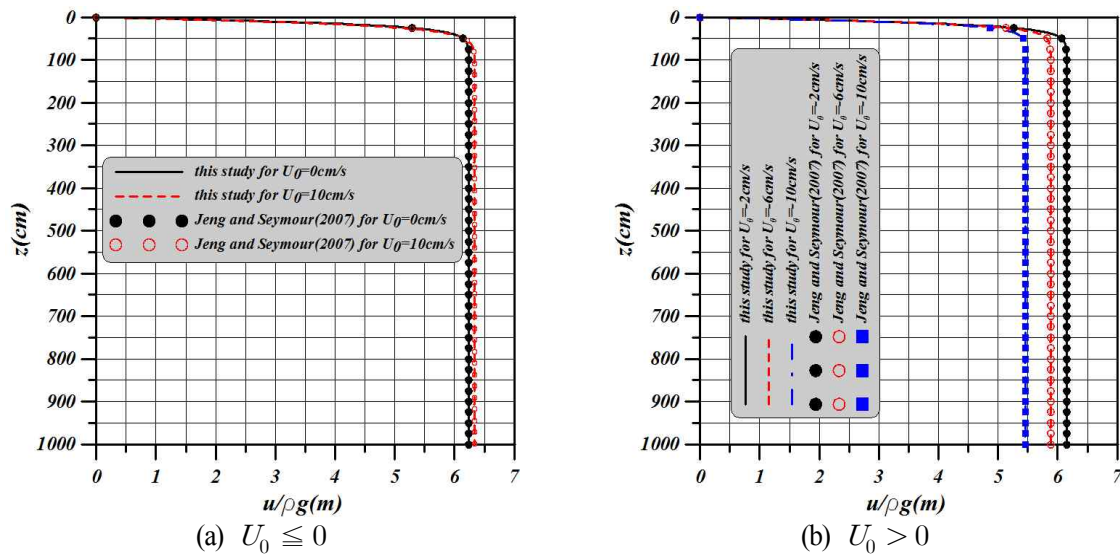


Fig. 4.6. Comparison of residual pore water pressure heads according to flow velocities for infinite seabed thickness.

4.4 해석결과

4.4.1 흐름이 없는 진행파

(1) 얇은 두께

Table 4.1의 조건을 사용하여 본 유한 두께에 관한 식(4.28)과 얇은 두께에 관한 식(4.33)으로부터 산정된 결과를 각각 Figs. 4.7(a)와 4.7(b)에 도시한다. 그림에서 적용된 지반두께는 각각 $h=3\text{cm}$, 5cm , 7cm 및 8.8cm 의 경우로 모두 $h/L < 1/20$ 인 얇은 두께의 해저지반 조건에 상당한다. 일반적으로 유한 두께에 관한 식(4.28)에서 지반두께를 극한적으로 작게 하면 얇은 두께에 관한 식(4.33)의 결과로 수렴될 것으로 추정될 수 있으며, 이러한 사실을 Fig. 4.7로부터 확인할 수 있다. 즉, 그림에서 $h=8.8\text{cm} \rightarrow 7\text{cm} \rightarrow 5\text{cm} \rightarrow 3\text{cm}$ 로 지반두께가 점점 작아질수록 두 결과에서 차이가 점점 줄어들고, $h=3\text{cm}$ 와 5cm 의 경우는 두 결과가 거의 일치한다. 따라서, 유한 두께에 관한 식(4.28)에서 잔류간극수압의 응답은 지반두께를 작게 하면 점근적으로 극한상태의 식(4.33)에서 잔류간극수압의 응답에 접근된다는 것을 확인할 수 있다. 그리고, Figs. 4.7(a)와 4.7(b)의 두 결과로부터 해저지반내 연직깊이가 깊을수록, 또한 지반두께가 두꺼울수록 잔류간극수압에 의한 압력수두가 증가한다는 사실을 알 수 있다.

(2) 무한(깊은) 두께

다음에 나타내는 Fig. 4.8은 유한 두께의 해저지반에 관한 식(4.28)에 Table 4.1의 파랑 및 지반조건을 적용하여 잔류간극수압에 의한 압력수두를 도시한 결과이다. 그림에서는 $h/L > 1/2$ 인 조건을 만족하는 여러 종류의 지반두께를 적용하여 지반두께의 변화에 따른 해석해의 거동을 나타낸다. 여기서, 지반두께가 두꺼워질수록 잔류간극수압에 의한 압력수두가 증가하고, 어떤 연직깊이 이하에서는 균등한 값을 나타내며, 균등한

압력수두가 나타나는 연직깊이는 지반두께가 두꺼워질수록 깊어진다는 것을 알 수 있다.

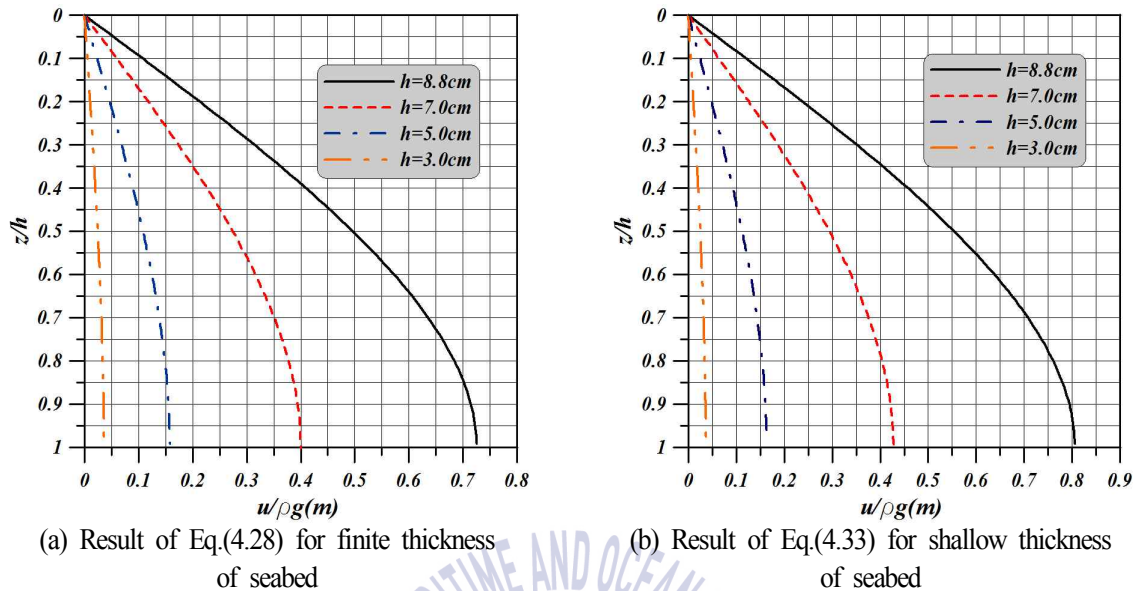


Fig. 4.7. Residual pore-water pressure head.

한편, 식(4.28)에서 Table 4.1의 조건하 $h > 213\text{cm}$ 의 경우는 해석해가 발산하여 결과가 산정될 수 없었다. 이의 경우는 무한(깊은) 두께의 해저지반에 관한 식(4.48)로부터 추정되어야 한다. Table 4.1의 조건하에 이를 나타낸 것이 Fig. 4.9의 결과이다. Fig. 4.9(a)로부터 $h=173\text{cm}$, 213cm 의 결과가 식(4.28)에 의한 Fig. 4.8의 결과와는 달리 보다 큰 값을 가진다는 것을 알 수 있다. 이로부터 유한 두께에 관한 식(4.28)로부터 무한 두께인 식(4.48)으로의 점근적인 접속이 불가능하며, 두 식에 의한 결과 사이에 두 식으로부터 얻어질 수 없는 불연속의 어떤 영역이 존재한다는 것을 알 수 있다. 따라서, 무한(깊은) 두께의 해저지반에 관해서는 식(4.34)와는 다른 보다 합당한 전단응력으로부터 새로운 추정식이 산정될 필요가 있는 것으로 판단된다. 다음으로, 연직깊이를 차원량으로 나타낸 Fig. 4.9(b)로부터 지반두께와의 관계없이 동일한 잔류간극수압의 수두가 얻어진다는 것을 확인할 수 있고, 무차원량으로 나타낸 Fig. 4.9(a)에서 차이를 나타내는 것은 무차원화로 적용되는 지반두께 h 의 값이 다르기 때문이다.

4.4.2 흐름이 있는 진행파

(1) 유한 두께

Fig. 4.10는 무한 시간의 식(4.28)에 $h=84\text{cm}$ 의 유한 두께를 갖는 해저지반에 대해 Table 4.1의 파동조건 및 지반물성치를 적용(이하의 모든 계산에서 동일)하여 흐름속도 U_0 를 매개변수로 잔류간극수압의 수두변화를 산정한 것이다(Cheng et al.(2001)과 McDougal et al.(1989) 등의 정의에 의하면 $h=8.8\text{cm}$ 의 경우는 $h/L = 0.025 < 1/20$ 이므로 얇은 두께의 해저지반, $h=84\text{cm}$ 의 경우는 $1/20 < h/L = 0.24 < 1/2$ 이므로 유한 두께의 해저지반,

그리고 $h=173\text{cm}$ 의 경우 $h/L=0.498<1/2$ 이므로 무한 두께($h/L>1/2$)의 거의 하한치 혹은 유한 두께의 거의 상한치의 해저지반에 각각 해당한다. Fig. 4.10(a)는 파와 흐름이 순방향이고, 4.10(b)는 역방향이다. 그림에서 흐름속도가 증가할수록 잔류간극수압의 수두가 순방향의 경우는 커지는 반면, 역방향에서는 작아지는 반대의 경향을 나타낸다. 검토된 모든 경우에서 연직깊이가 깊어질수록 잔류간극수압이 증가하고, 흐름크기의 변화에 따른 변동폭이 커지며, 흐름크기의 동일한 증감에 따른 수두변화에서 증가의 경우가 감소보다 변화폭이 크게 나타난다는 것을 알 수 있다. 그리고, 해저 표면에서 잔류간극수압이 0의 값을 나타내고, 또한 불투수층에서 그의 연직방향 기울기가 0으로 주어지기 때문에 경계조건식(4.9)와 (4.10)이 만족되고 있다는 것을 확인할 수 있다.

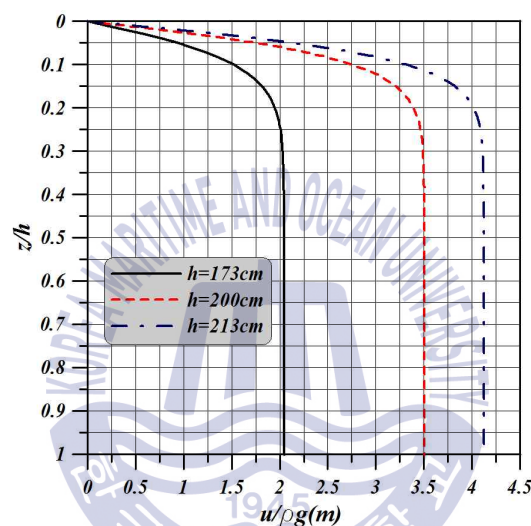


Fig. 4.8. Residual pore-water pressure head by Eq.(4.28) for finite soil thickness of this study.

Fig. 4.11은 $U_0=\pm 10\text{cm/s}$ 의 흐름에 대해 유한 두께의 무한 시간에 관한 식(4.28)에 Table 4.1의 파동조건 및 지반물성치를 적용하여 지반두께 h 를 매개변수로 잔류간극수압의 수두변화를 제시한 결과이다. 파와 흐름의 순방향이나 역방향 모두 지반두께가 증가할수록 잔류간극수압은 감소하며, 순방향의 경우가 전체적으로 큰 값을 나타낸다. 또한, 전술한 Fig. 4.10의 경우와 같이 연직깊이가 깊어질수록 잔류간극수압이 증가하고, 지반두께의 변화에 따른 변동폭도 커지며, 지반두께의 동일한 증감에 따른 수두변화에서 순방향의 경우가 역방향보다 변화폭이 크다는 것을 알 수 있다.

Fig. 4.12는 $h=84\text{cm}$ 에 대해 Table 4.1과 동일한 조건과 $U_0=\pm 10\text{cm/s}$ 의 흐름조건하에 흐름이 없을 경우 입사파주기 T_0 를 매개변수로 잔류간극수압의 수두변화를 나타낸 것이다. 파와 흐름의 순방향이나 역방향 모두 주기가 감소할수록 잔류간극수압은 연직방향으로 일정치에 가까워지지만, 역방향의 경우가 보다 현저하게 나타난다. 이러한 결과는 역방향의 경우 진행파의 주기가 보다 짧아지고, 따라서 동일한 지반두께에 대해 h/L 의 값이 작아져 깊은 두께의 해저지반에 근접되기 때문이다. 또한, 전술한 Figs. 4.10과 4.11과 같이 연직깊이

가 깊어질수록 잔류간극수압이 증가하는 경향은 동일하다.

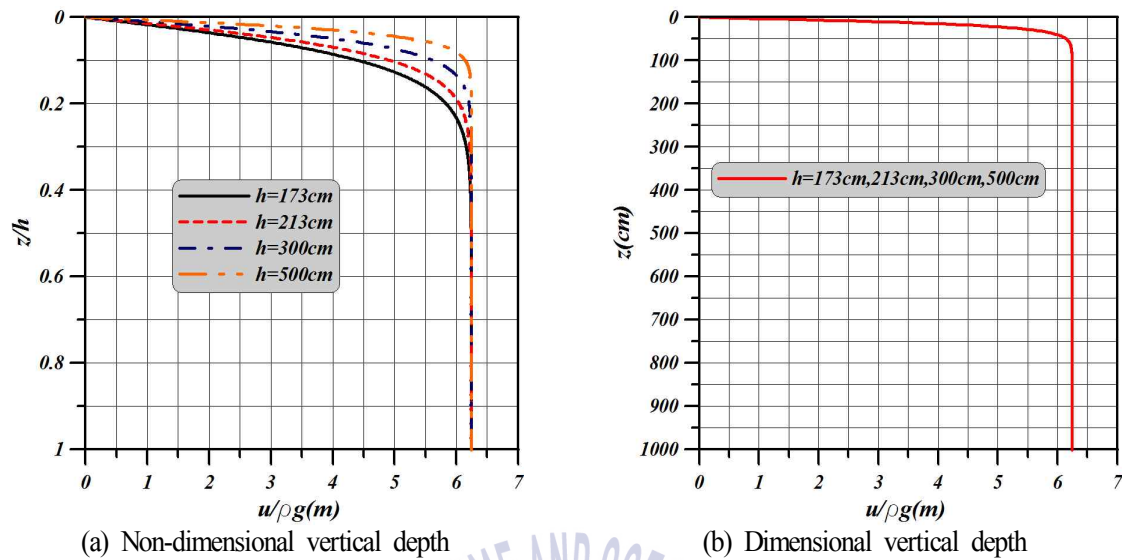


Fig. 4.9. Residual pore-water pressure head obtained by Eq.(4.48) for deep soil thickness of this study.

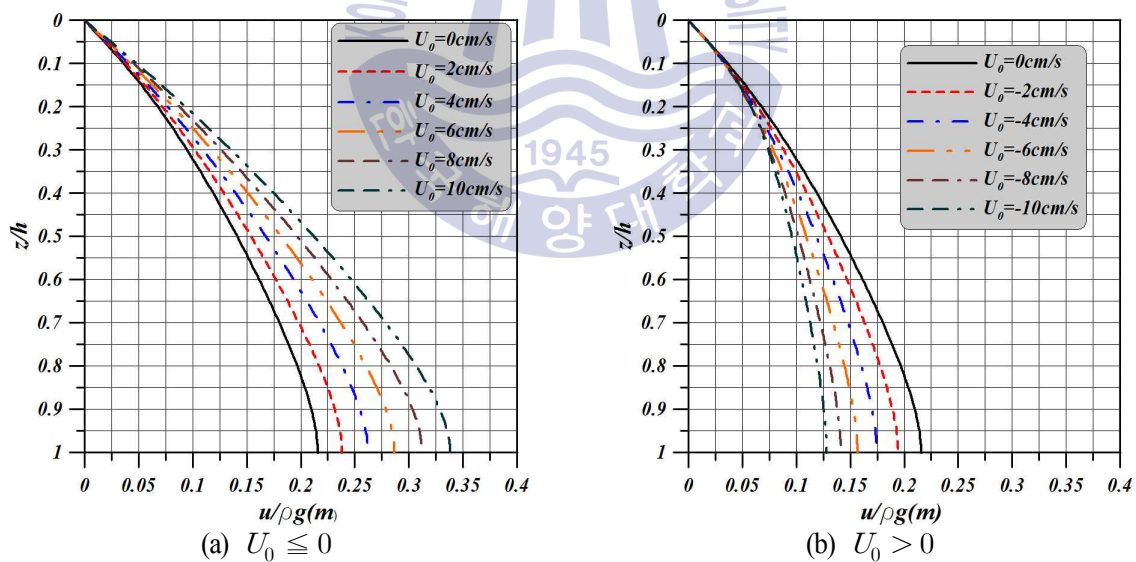


Fig. 4.10. Residual pore water pressure head according to flow velocities for $h=84cm$.

Fig. 4.13은 무차원시간 $T = t c_v / h^2$ 를 매개변수로 잔류간극수압수두의 시간변화를 나타낸 결과로, 흐름이 없는 경우($U_0=0cm/s$), 순방향($U_0=-10cm/s$) 및 역방향($U_0=+10cm/s$)의 3경우에 대해 유한 두께 $h=84cm$ 및 Table 4.1의 조건을 적용한 경우이다. 모두 무차원시간이 경과할수록 잔류간극수압은 증가하는 경향을 나타내고, 증가폭은 점차적으로 감소하며, Fig. 4.10의 결과와의 비교로부터 궁극적으로 무한 시간의 경우에 근접되는

것을 볼 수 있다. 따라서, 잔류간극수압은 초기 시간에 크게 축적되고, 시간의 경과에 따라 축적량이 점차 줄어들어가는 것을 알 수 있다. 그리고, 순방향과 역방향에서 잔류간극수압은 흐름이 없을 경우를 기준으로 각각 증가와 감소되는 결과를 나타낸다.

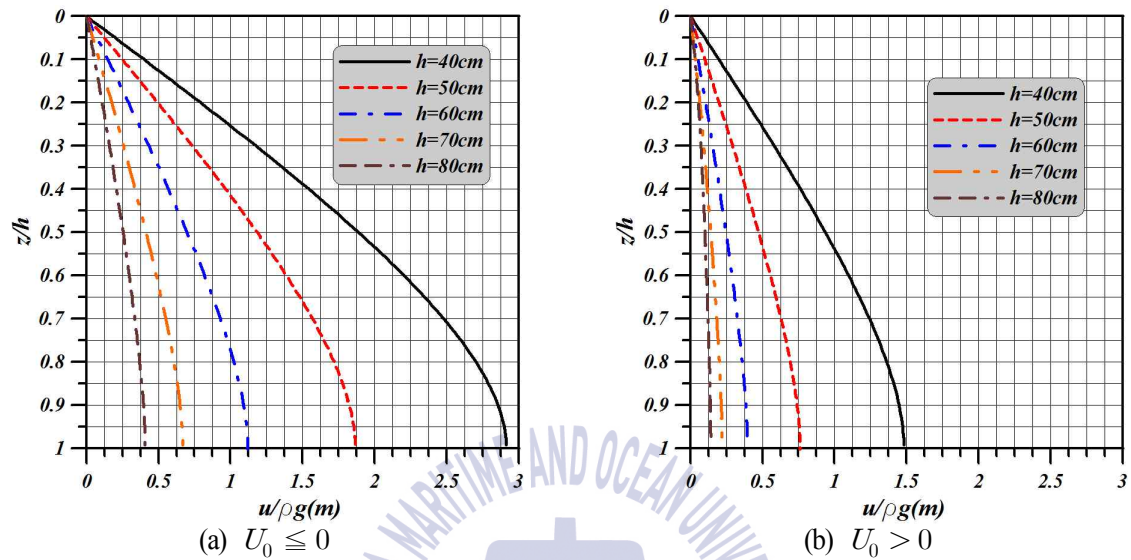


Fig. 4.11. Residual pore water pressure head according to finite soil depths for $U_0 = \pm 10 \text{ cm/s}$.

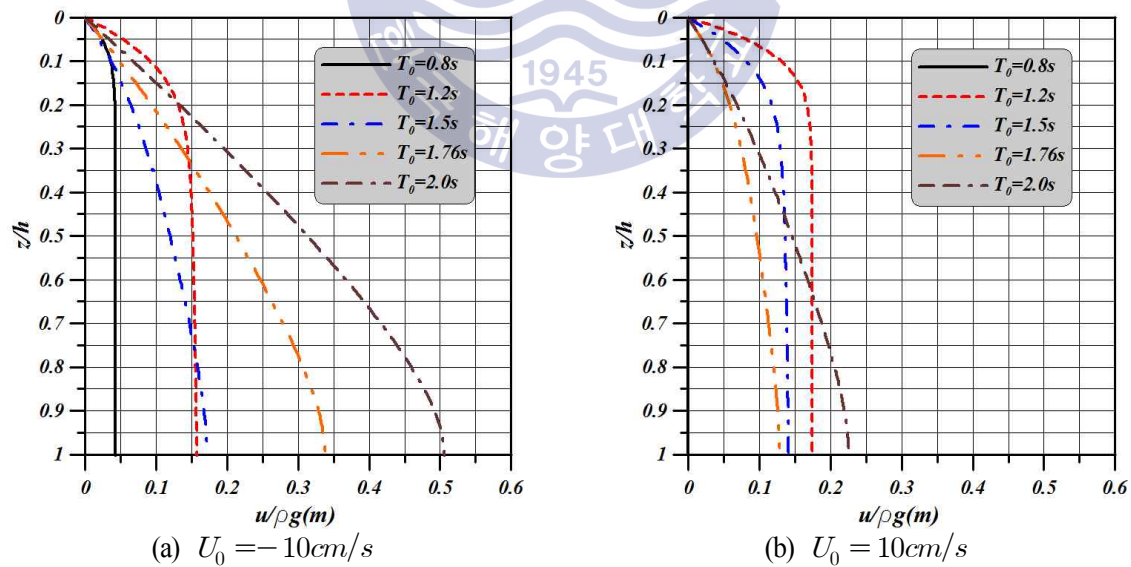


Fig. 4.12. Residual pore water pressure head according to incident wave periods for $h = 84 \text{ cm}$.

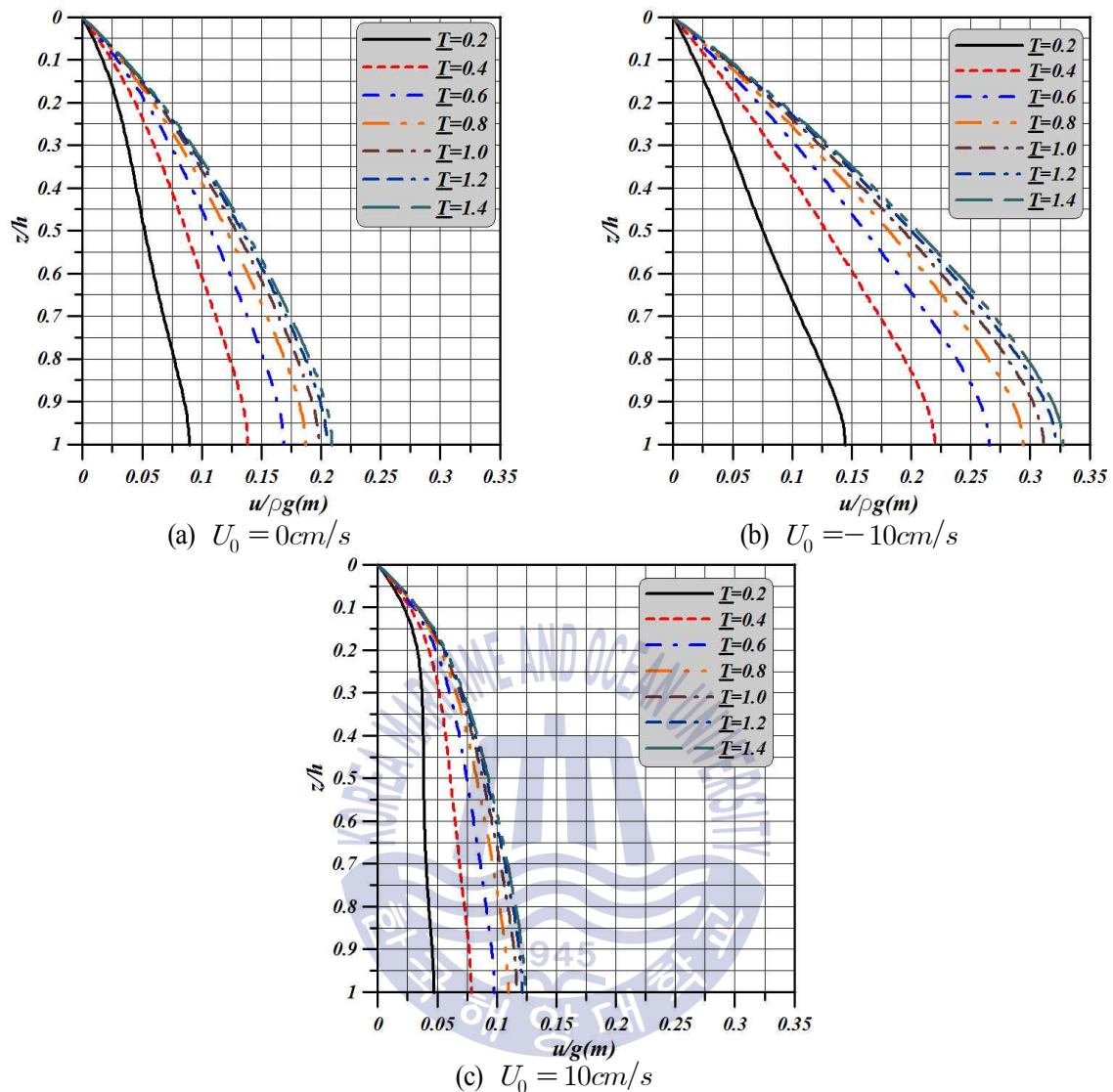


Fig. 4.13. Residual pore water pressure head according to nondimensional time for $h=84\text{cm}$.

(2) 무한(깊은) 두께

다음에 나타내는 Fig. 4.14는 유한 두께의 해저지반에 대한 식(4.28)에 Table 4.1의 깊은 두께 $h=173\text{cm}$ ($h/L=0.498$)를 적용한 경우 흐름크기의 변화에 따른 잔류간극압력수두의 변화를 나타낸 것이다. 그림으로부터 전술한 Fig. 4.10과는 달리 순방향의 경우는 흐름장에서 속도가 증가할수록 잔류간극압력수두가 감소하고, 역방향의 경우는 흐름장에서 속도가 증가할수록 잔류간극압력수두가 증가하는 경향을 나타낸다. 한편, $h=173\text{cm}$ 는 전술한 바와 같이 $h/L=0.498$ 을 나타내므로 Cheng et al.(2001)과 McDougal et al.(1989) 등의 정의에 따르면 무한 두께의 하한치 혹은 유한 두께의 상한치에 가까운 값을 가진다. 여기서, 흐름속도의 변화에 따른 연직방향 잔류간극수두의 변화는 전술한 무한 두께의 해저지반에 관한 Fig. 4.9와 상이한 거동양상을 나타내는 것을 확인할 수 있다.

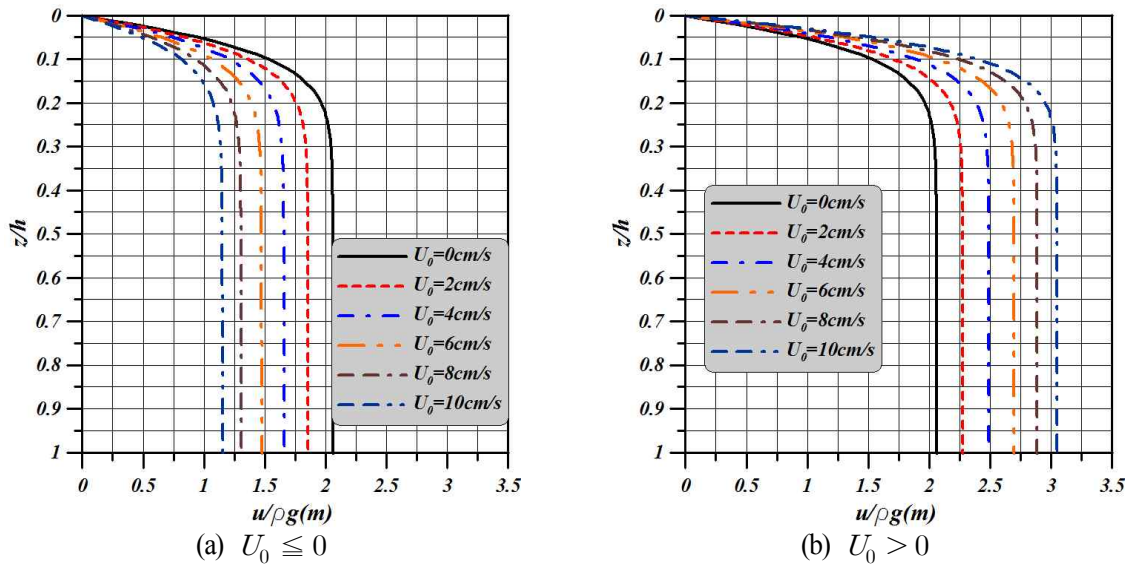


Fig. 4.14. Residual pore water pressure head by finite seabed thickness Eq.(4.28) according to flow velocities for $h=173\text{cm}$.

Fig. 4.15는 4.14와 동일한 조건하에 무한 두께에 관한 본 해석해 식(4.48)로부터 얻어진 잔류간극수두의 변화를 나타낸 것이다. Fig. 4.15는 지반두께의 영향을 받지 않는 무한 두께에 관한 결과이므로 그림에서 적용된 무차원연직축의 h 는 Fig. 4.14의 결과와 비교하기 위하여 편의적으로 도입한 양이며, 물리적인 의미를 갖지 않는다. 여기서는 Fig. 4.14과 동일하게 $h=173\text{cm}$ 를 적용하였다. 두 결과를 비교하면 Fig. 4.14과는 달리 4.15는 속도가 증가할수록 순방향의 경우는 약간 증가하고, 역방향의 경우는 감소하며, 당연하지만 Fig. 4.9의 결과와 유사한 경향을 나타낸다. 여기서, 유한 두께의 상한치와 무한 두께의 하한치를 거의 나타내는 지반두께 $h=173\text{cm}$ 를 적용하였지만, 유한 두께와 무한 두께의 해석해로부터 추정된 각각의 결과는 상이하며, 전체적으로 무한 두께의 해석해에 의한 결과가 상대적으로 큰 잔류간극수두를 나타내는 것을 알 수 있다.

한편, $h=173\text{cm}$ 이상의 지반두께 경우 유한 두께에 관한 해석해인 식(4.14)의 결과가 발산되기 때문에 유한 두께의 해석해로는 추정이 불가능하다. 따라서, $h=173\text{cm}$ 이상의 지반두께에 대해서는 무한 두께에 대한 해석해가 적용되어야 하고, 무한 두께에 의한 결과는 Figs. 4.14와 4.15의 결과로부터 알 수 있는 바와 같이 유한 두께의 경우와는 차이가 있으므로 진행파와 흐름이 공존하는 경우에 유한 두께와 무한 두께의 해석해로부터 각각 추정되는 결과에서 서로의 결과가 일치하지 않는 경우가 있다는 것을 확인할 수 있다.

한편, 무한 두께의 경우 Table 4.1에 제시된 조건 및 $U_0=\pm 10\text{cm/s}$ 의 흐름조건하에 흐름이 없을 경우 입사파주기 T_0 를 매개변수로 잔류간극수압의 수두변화를 나타낸 것이 Fig. 4.16이다. 순방향의 경우 $T_0=1.5\text{s}$ 까지는 입사파주기의 증가에 따라 잔류간극수두는 증가하지만, 이후에는 감소하는 경향을 나타낸다. 역방향의 경우 본 계산의 입사파주기 범위내에서 입사파주기의 증가에 따라 잔류간극수두가 증가하지만, 증가폭은 점차로 줄어드는 것을 볼 수 있다. 전체적으로 순방향의 경우가 역방향보다는 큰 값을 나타내며, 연직깊이에 따른 잔류간극수두의 변화양상은 Figs. 4.9, 4.14 및 4.15와 유사하다.

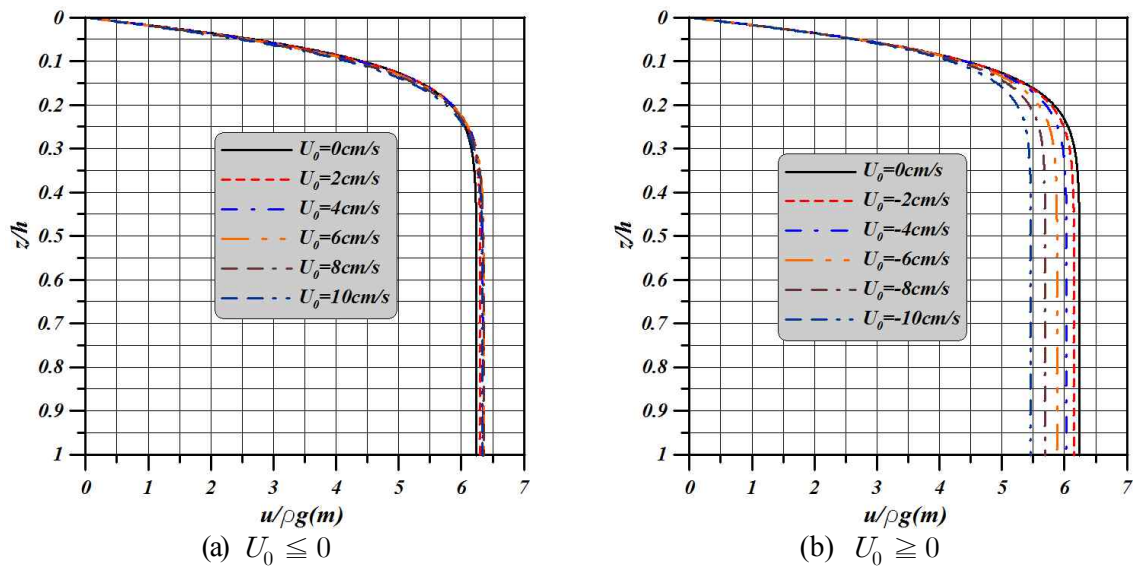


Fig. 4.15. Residual pore water pressure head by infinite seabed thickness Eq.(4.48) according to flow velocities for $h=173\text{cm}$

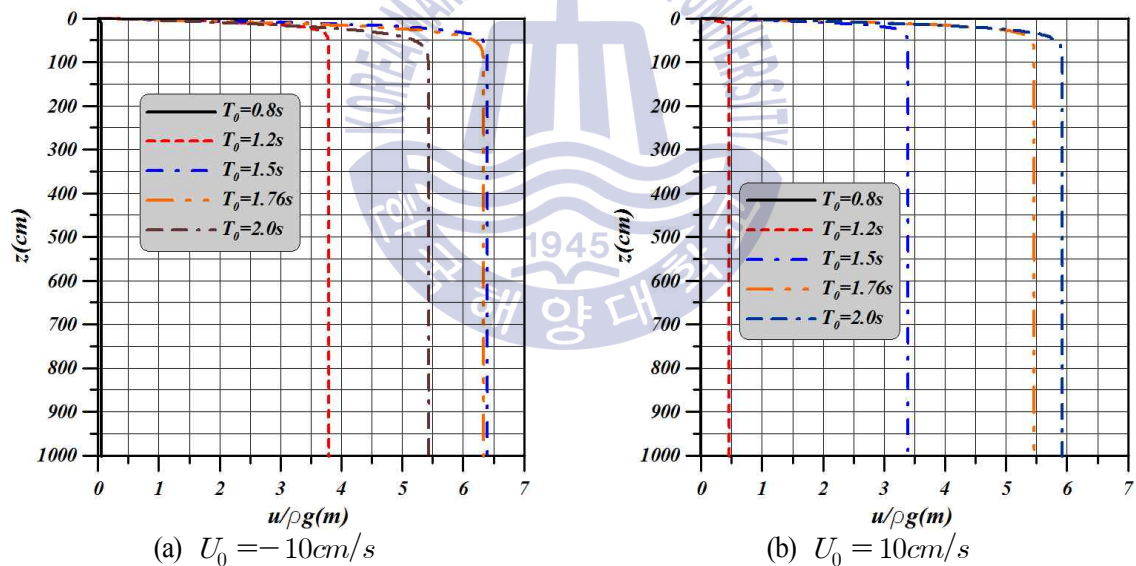


Fig. 4.16. Residual pore water pressure head according to incident wave periods for infinite seabed thickness.

Fig. 4.17은 4.16과 동일한 조건하에 연직깊이 $z=900\text{cm}$ 위치에서 입사파주기의 변화에 따른 잔류간극수두의 변화추이를 제시한 것이다. 순방향보다 역방향의 경우가 상대적으로 장주기에서 잔류간극수두의 최대치가 발생되지만, 최대치의 크기는 순방향의 경우가 더 크다 것을 확인할 수 있다.

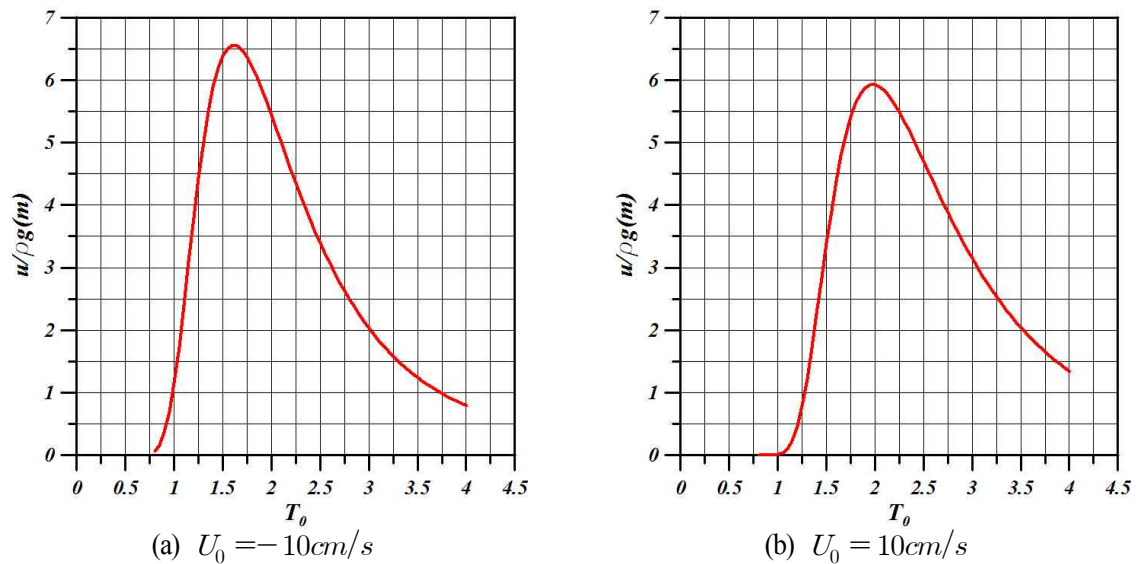


Fig. 4.17. Residual pore water pressure head at $z=900$ cm for infinite seabed thickness.

(3) 얇은 두께

Fig. 4.18은 Table 4.1의 파동조건 및 지반물성치를 적용하여 무한 시간에서 유한 두께에 관한 해석해 식(4.28)에 얇은 두께 $h=8.8\text{cm}$ ($h/L=0.025 < 1/20$)를 적용하여 흐름속도를 매개변수로 잔류간극수압의 수두변화를 산정한 것으로, Fig. 4.18(a)는 파와 흐름이 순방향이고, 4.18(b)는 역방향이다. 흐름크기의 증가는 순방향의 경우 잔류간극수압의 감소를, 반면에 역방향의 경우 잔류간극수압의 증가를 각각 나타내며, 이러한 경향은 Fig. 4.14와 유사하다는 것을 알 수 있다.

Fig. 4.19는 4.18과 동일한 조건하에 무한 시간에서 얇은 두께에 관한 해석해 식(4.33)에 얇은 두께 $h=8.8\text{cm}$ 를 적용하여 흐름속도를 매개변수로 잔류간극수압의 수두변화를 산정한 것으로, Fig. 4.19(a)는 파와 흐름이 순방향이고, 4.19(b)는 역방향이다. Fig. 4.18과 비교하면 파와 흐름이 순방향인 경우나 역방향인 경우 모두 흐름속도의 변화에 따른 잔류간극수압의 변화양상은 유사하지만, 값의 크기가 약간 상이하다. 얇은 두께 $h=8.8\text{cm}$ 를 유한 두께의 해석해에 적용한 Fig. 4.18의 결과가 전체적으로 약간 작고, 역방향의 경우가 상대적으로 더 작다는 것을 알 수 있다. 지반두께가 $h=8.8\text{cm}$ 보다 더 작아지는 경우 후술하는 Fig. 4.20에서와 같이 유한 두께에 관한 식(4.28)과 얇은 두께에 관한 식(4.33)의 두 결과가 $h=8.8\text{cm}$ 의 경우보다 근접할 것이며, 특정한 값 이하에서는 두 결과가 동일하게 될 것이다.

다음의 Fig. 4.20은 $U_0=10\text{cm/s}$ 및 Table 4.1의 조건을 적용하여 유한 두께에 관한 식(4.28)과 얇은 두께에 관한 식(4.33)으로부터 잔류간극수두를 도출한 것으로, 지반두께를 $h=2\sim 10\text{cm}$ 로 변화시킨 결과이다. 그림으로부터 지반두께 $h=10\text{cm}$ 근방에서는 유한 두께의 식(4.28)가 상대적으로 약간 작은 값을 나타내지만, 지반두께가 $h=2\text{cm}$ 에 근접할수록, 즉 지반두께가 얇아질수록 Fig. 4.19에서 언급한 바와 같이 두 결과는 동일한 결과를 나타내는 것을 확인할 수 있다. 따라서, 유한 두께에 관한 해석해 식(4.28)과 얇은 두께에 관한 해석해 식(4.33)에 의한 두 결과는 어떤 크기 이하의 지반두께에서 동일한 결과를 나타내므로 얇은 두께의 경우는 유한 두께의

식(4.28)로부터 얻은 두께의 식(4.33)의 결과를 추정할 수 있다는 것을 알 수 있다.

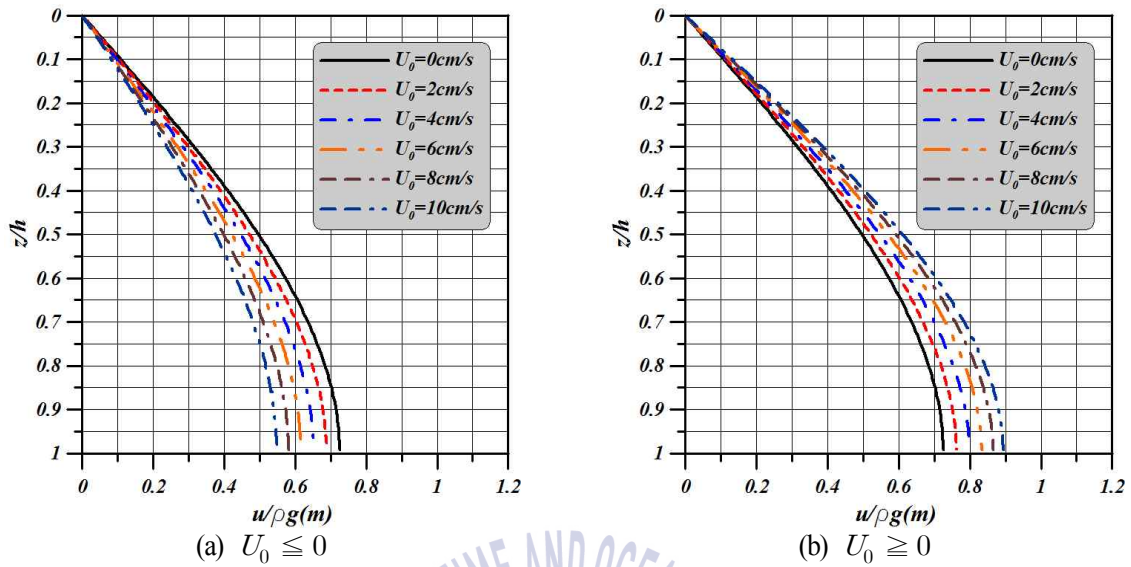


Fig. 4.18. Residual pore water pressure head by finite seabed thickness Eq.(4.28) according to flow velocities for $h=8.8\text{cm}$.

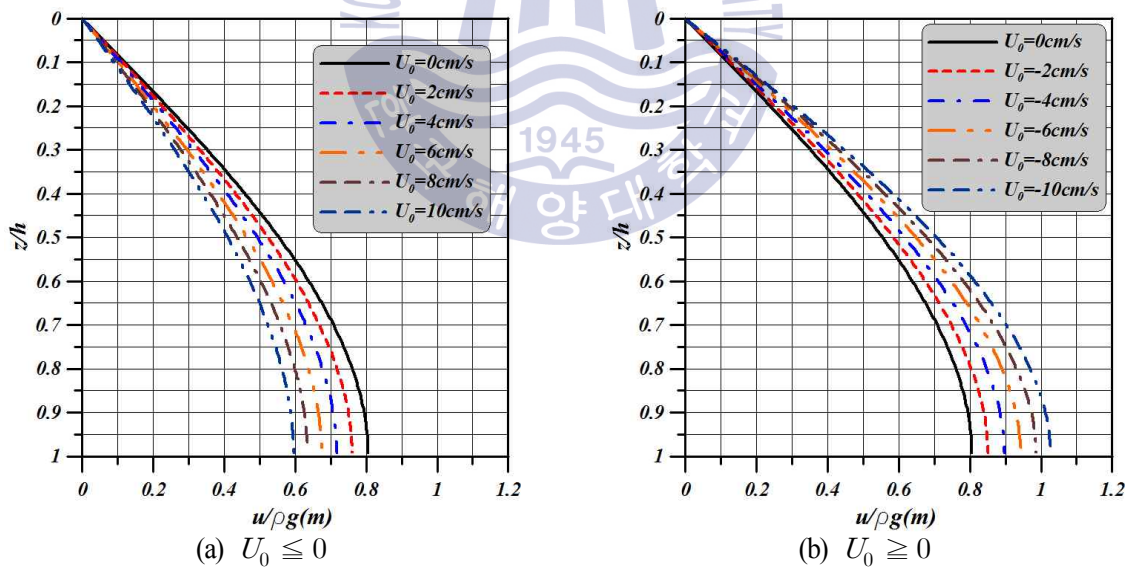


Fig. 4.19. Residual pore water pressure head by shallow seabed thickness Eq.(4.33) according to flow velocities for $h=8.8\text{cm}$.

Fig. 4.21에 $U_0=\pm 10\text{cm/s}$ 및 Table 4.1의 조건하에 얻은 두께의 해저지반에서 입사파주기를 변화시킨 경우에 잔류간극수압의 변동양상을 제시한다. 무한 두께의 해저지반에 대한 Fig. 4.16에서와 같이 잔류간극수두는 흐름과 파의 순방향 및 역방향 모두 입사파주기 변화에 민감하다는 것을 알 수 있고, 입사파주기의 증가에

따라 값의 증가를 나타내지만, 어떤 입사파주기대에서 최대를 나타낸 이후에는 감소하는 경향을 나타낸다.

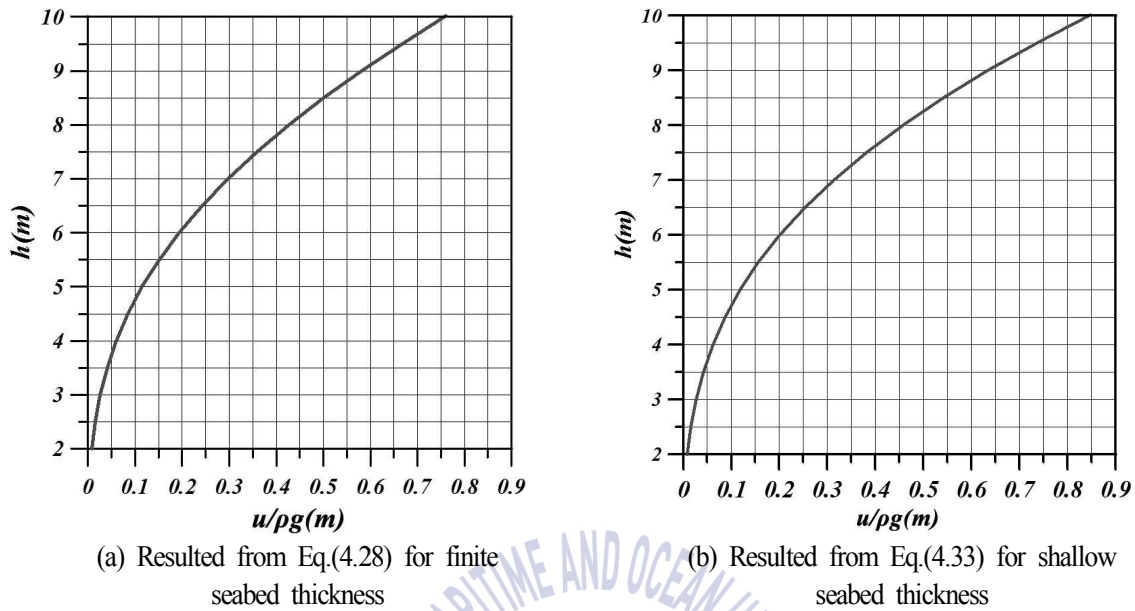


Fig. 4.20. Comparison of residual pore water pressure heads for $U_0 = -10$ cm/s.

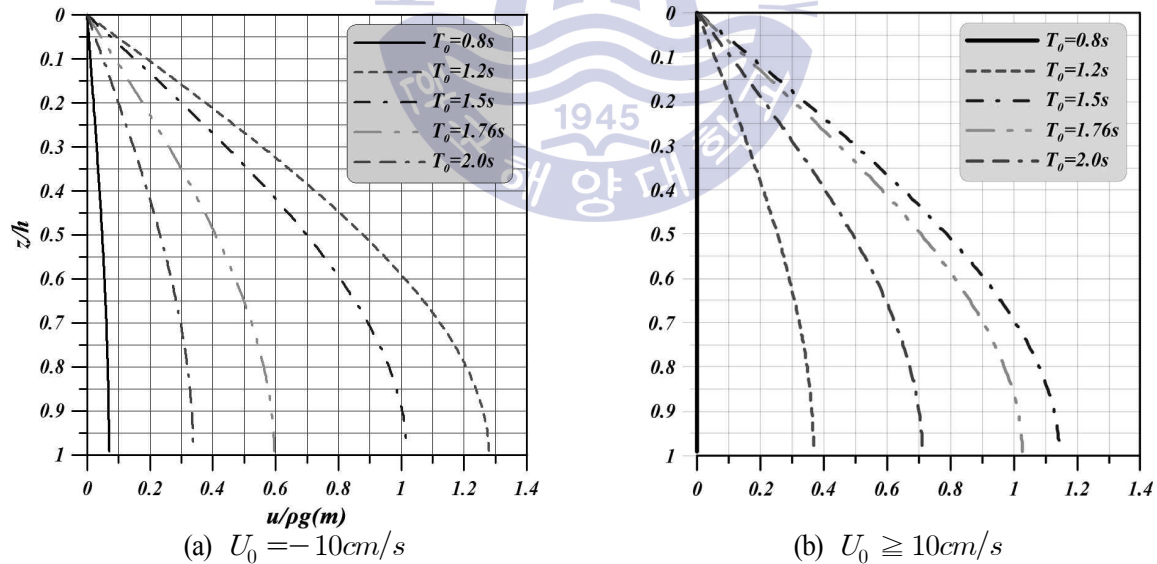


Fig. 4.21. Residual pore water pressure head according to incident wave periods for $h = 8.8$ cm.

Fig. 4.21과 동일한 조건하에 $U_0 = \pm 10$ cm/s의 경우 $z = h$ 에서 입사파주기의 변화에 따른 잔류간극수두의 변화추이를 제시한 결과가 Fig. 4.22이다. 파와 흐름이 순방향인 경우와 역방향의 경우 각각 $T_0 = 1.25$ s와 1.57s에서 잔류간극수두의 최대치가 나타나며, 최대치는 역방향의 경우가 더 긴 입사파주기에서 발생하지만, 최대치의 크기는 순방향의 경우보다 작은 값을 나타낸다. 이러한 결과는 전술한 무한 두께의 해저지반에 대한 Fig.

4.17에서와 동일한 변화양상을 나타내는 것을 알 수 있다.

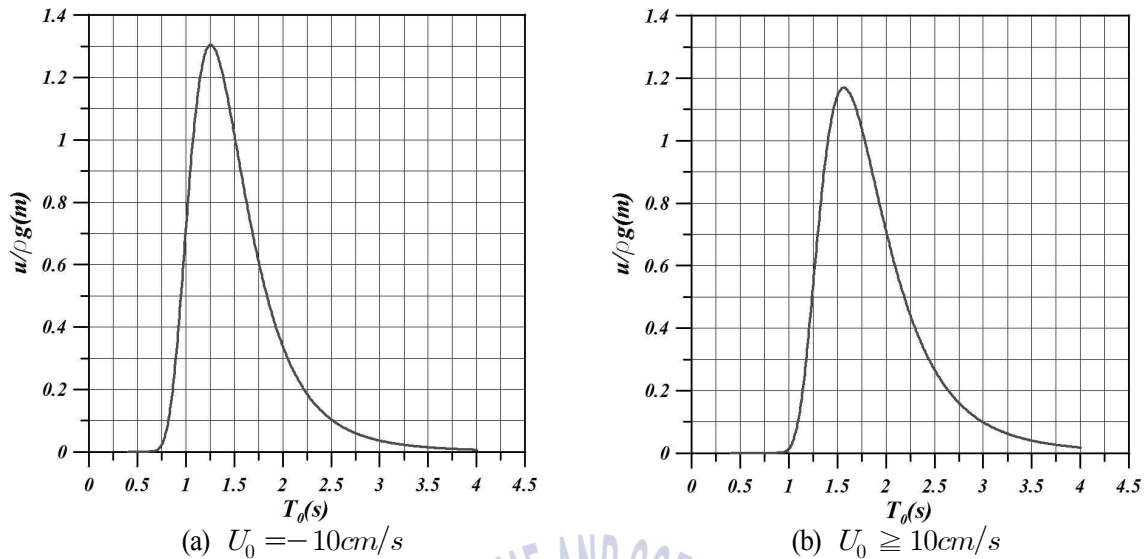


Fig. 4.22. Residual pore water pressure head at $z = h = 8.8 \text{ cm}$.

4.5 결론

본 장에서는 Fourier 급수전개법과 변수리분리법을 적용하여 Jeng et al.(2006)에 의해 지적된 McDougal et al.(1989)에서의 오류를 수정한 얇은, 유한 및 무한(깊은) 두께의 해저지반에서 진행파만이 존재하는 경우와 흐름과 파가 공존하는 공존장에서 잔류간극수압을 나타내는 해석해를 재산정하였다. 특히, 무한(깊은) 두께의 경우는 Laplace 변환법에 의한 Jeng & Seymour(2007)의 해석해와의 비교·검토 및 유한 두께의 경우는 기존의 해석해, 수치해석 및 실험결과와의 비교·검토로부터 본 해석해의 정당성을 확인할 수 있었다. 여기서, 무한(깊은) 두께의 본 해석해는 Jeng & Seymour(2007)의 해석해보다는 수치적분 등이 수행될 필요가 없는 보다 간단한 식으로 판단된다.

또한, 본 장의 연구 및 기존의 연구에서 유한 두께의 해석해에 지반두께를 극한적으로 작게 한 경우 얇은 두께로 점근적인 접근은 가능하지만, 지반두께를 극한적으로 크게 한 경우 무한 두께로의 접근은 불가능하며, 따라서 유한 두께와 무한 두께의 사이에는 불연속적인 영역이 존재한다는 것을 알 수 있었다. 이에 대한 하나의 대책으로 식(4.34)에 나타난 전단응력에 e^{-kz} 와 $e^{-k\delta z}$ 의 항을 부가한 새로운 전단응력의 추정식으로부터 잔류간극수압을 재추정할 필요가 있을 것으로 판단된다.

다음으로, 흐름과 파가 공존하는 공존장에서 잔류간극수압의 특성을 면밀히 검토하여 다음과 같은 중요한 사항을 얻을 수 있었다.

· 유한 두께의 해저지반에 대해서

- (1) 흐름속도가 증가할수록 파와 흐름의 순방향에서 잔류간극수두는 커지고, 역방향에서 작아진다.

- (2) 지반두께가 증가할수록 파와 흐름의 순방향이나 역방향 모두 잔류간극수압은 감소한다.
- (3) 입사파주기가 감소할수록 파와 흐름의 순방향이나 역방향 모두 잔류간극수압은 연직방향으로 일정치에 가까워진다.
- 무한 두께의 해저지반에 대해서
- (1) 흐름속도가 증가할수록 파와 흐름의 순방향에서 잔류간극수두는 약간 커지고, 역방향에서 작아진다.
- (2) 파와 흐름의 순방향이나 역방향 모두 특정 입사파주기에서 잔류간극수압은 최대치를 나타내며, 상대적으로 역방향에서 최대치가 더 작고, 특정 입사파주기는 더 길다.
- 얇은 두께의 해저지반에 대해서
- (1) 흐름속도가 증가할수록 파와 흐름의 순방향에서 잔류간극수두는 작아지고, 역방향에서 커진다.
- (2) 파와 흐름의 순방향이나 역방향 모두 특정 입사파주기에서 잔류간극수압은 최대치를 나타내며, 상대적으로 역방향에서 최대치가 더 작고, 특정 입사파주기는 더 길다.

References

- Biot, M. A.(1941), General theory of three-dimensional consolidation, J. Applied Physics, Vol.12, pp.155-164.
- Burcharth, H.F.(1987), The lesson from recent breakwater failures. Development in breakwater design, Invited Speech Presented at World Federation of Engineering Organization Technical Congress, Vancouver.
- Castro, G.(1975), Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands, J. Geotechnical Engineering Division, Vol.101, No.GT6, pp.551-569.
- Cheng, L., Sumer, B. M. & Fredsoe, J.(2001), Solution of pore pressure build up due to progressive waves”, Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.25, pp.885-907.
- Clukey, E. C., Kulhawy, F. H. & Liu, P. L.-F.(1983), Laboratory and field investigation of wave-sediment interaction”, Joseph H. Defrees Hydraulic Laboratory, School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University, Ithaca, NY.
- Clukey, E. C., Kulhawy, F. H., Liu, P. L.-F. & Tate, G. B.(1985), The impact of wave loads and pore-water pressure generation on initiation of sediment transport, Geo-Marine Letters, Vol.5, pp.177-183.
- de Alba, P., Seed, H. B. & Chan, C. K.(1976), Sand liquefaction in large-scale simple shear tests, J. Geotechnical Engineering Division, Vol.102, pp.909-928.

- Hamada, M., O'Rourke, T. D. & Yoshida, N.(1994), Liquefaction induced large ground displacement, 13th ICSMFE, Performance of Ground Soil during Earthquake, pp.93-108.
- Ishihara, K.(1993), Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Geotechnique*, Vol.43, No.3, pp.351-415.
- Ishihara, K., Acacio, A. & Towhata, I.(1993), Liquefaction induced ground damage in Dagupan in the July 16, 1990 Luzon Earthquake, *Soils and Foundations*, JSSMFE, Vol.33, No.1, pp.133-154.
- Jeng, D. S.(1997), Wave-induced seabed response in front of a breakwater, PhD Thesis, The University of Western Australia.
- Jeng, D.S.(2008), Effects of Wave non-linearity on residual pore pressure in marine sediments, *The Open Civil Eng. J.*, Vol.2, pp.63-74.
- Jeng, D. S. & Seymour, B. R.(2007), Simplified analytical approximation for pore-water pressure buildup in marine sediments, *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.*, ASCE, Vol.133, No.4, pp.309-312.
- Jeng, D. S., Seymour, B. R. & Li J.(2006), A new approximation for pore pressure accumulation in marine sediment due to water waves, Research Report No. R868, School of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia.
- Kirca, V. S. O., Sumer, B. M. & Fredsoe, J.(2013), Residual liquefaction of seabed under standing waves, *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.*, ASCE, Vol.139, pp.489-501.
- McDougal, W. G., Tsai, Y. T., Liu, P. L.-F. & Clukey, E. C.(1989), Wave-induced pore water pressure accumulation in marine soils, *J. Offshore Mechanics and Arctic Eng.*, Vol.111, pp.1-11.
- Sassa, S. & Sekiguchi, H.(1999), Wave-induced liquefaction of beds of sand in a centrifuge, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.621-638.
- Sassa, S. & Sekiguchi, H.(2001), Analysis of wave-induced liquefaction of sand beds, *Geotechnique*, Vol.51, No.2, pp.115-126.
- Sassa, S., Sekiguchi, H. & Miyamoto, J.(2001), Analysis of progressive liquefaction as a moving boundary problem, *Geotechnique*, Vol.51, No.10, pp.847-857.
- Sawicki, A. & Mierczynski, J.(2005), Wave-induced stresses and liquefaction in seabed according to the Biot-type approach, *Archives of Hydro-Eng. And Environmental Mechanics*, Vol.52, No.2, pp.131-145.
- Seed, H. B. & Idriss, I. M.(1971), Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, *J. Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273.
- Seed, H. B. & Idriss, I. M.(1982), Ground motion and soil liquefaction during earthquakes, EERI Monograph, Earthquake Engineering Research Institute.
- Seed, H. B. & Lee, K. L.(1966), Liquefaction of saturated sands during cyclic loading, *J. Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.92, pp.105-134.
- Seed, H. B., Pyke, R. M. & Martin, G. R.(1978), Effects of multidirectional shaking on pore pressure development in sands, *J. Geotechnical Division*, ASCE, Vol.104, pp.27-44.

- Seed, H. B. & Rahman, M. S.(1978), Wave-induced pore pressure in relation to ocean floor stability of cohesionless soils, *Marine Geotechnology*, Vol.3, No.2, pp.123-150.
- Sumer, B. M. & Cheng, N. S.(1999), A random-walk model for pore pressure accumulation in marine soils, 9th Intl. Offshore and Polar Eng. Conference, ISOPE, pp.521-528.
- Yamamoto, T., Koning, H. L., Sellmeijer, H. & Hijum, E. V.(1978), On the response of a poro-elastic bed to water waves, *J. Fluid Mech.*, Vol.87, pp.193-206.
- Zen, K. & Yamazaki, H.(1991), Field observation and analysis of wave-induced liquefaction in seabed, *Soil and Foundation*, Vol.31, No.4, pp.161-179.



제5장 흐름과 파와의 공존장하 해저지반내 전 간극수압의 해석으로부터 액상화의 평가

5.1 서언

제3장과 제4장에서 기술한 바와 같이 파랑작용하 해저지반내 전 간극수압(이하에서는 진동성분과 잔류성분의 합으로 정의된다)은 진동간극수압(oscillating pore-water pressure)과 잔류간극수압(residual pore-water pressure)의 합으로 구성되며(Sumer, 2014), 파의 변동압력에 기인하는 진동간극수압은 파위상과 동일한 주기로 변동되지만, 지반내에서는 진폭감쇠와 위상지연이 수반된다(Yamamoto et al., 1978; Jeng, 1997). 반면, 잔류간극수압은 파의 주기적인 반복하중하 흙 체적감소에 따른 간극수압의 축적으로부터 발생하는 것으로 알려져 있다(Seed & Rahman, 1978). 한편, 진동간극수압과 잔류간극수압에 의한 지반액상화를 각각 순간액상화(momentary liquefaction)와 잔류액상화(residual liquefaction)로 칭하며, 순간액상화는 지반상에 파곡이 통과될 때 발생된다(Zen & Yamazaki, 1990a). 파곡하에서 진동간극수압은 (-)를 가지며, 완전포화토의 경우보다 지반내에 공기나 가스가 포함된 비포화토의 경우가 깊이의 증가와 더불어 더 빠른 비율로 소산된다. 따라서, 지반내 다른 깊이에서보다 해저지반 표면 근방에서는 연직압력경사가 매우 크고, 파곡이 통과되는 순간에는 지반 표면 근방에 상당한 크기의 양압력이 발생할 수 있다는 것을 의미한다. 이러한 양압력이 지반의 수중중량(초기유효상재하중)을 초과하면 지반은 액상화되어 파괴로 이어질 수 있다.

주기적인 단순 반복하중을 받는 느슨한 포화실트나 가는 모래에서 간극수압은 반복하중의 횟수에 따라 증가하며(Seed & Lee, 1966; Seed et al., 1978), 이 때 반복하중에 의한 간극수압의 축적이 배수에 의한 소산을 초과하는 경우 간극수압의 순축적(net build-up)(잔류간극수압)으로 이어지고, 따라서 상재하중의 대부분을 간극수가 지지하게 되고, 동시에 유효응력이 크게 감소되는 수준까지 잔류간극수압이 증가하는 경우 액상화가 발생할 수 있고, 이로 인하여 지반파괴가 초래될 수 있다.

이상과 같이 연직압력경사에 의한 진동성분과 간극수압의 축적에 의한 잔류성분의 발생메커니즘이 상이하므로 각각의 해석수법도 다르다. 두 성분 모두 Biot(1941)의 압밀이론에 근거한 지배방정식을 적용하는 것은 동일하지만, 진동성분의 경우는 제2장과 제3장에서 기술한 바와 같이 지반변위에 관해 얻어지는 정상상태의 6계상미분방정식에 적절한 경계조건을 적용하여 해석해를 도출하는 경우가 일반적이며, 이에 대표적인 연구로 Yamamoto et al.(1978)을 들 수 있다.

한편, 제4장에서 기술한 잔류성분의 경우는 잔류성분의 원천항을 도입하여 주기평균한 기초방정식에 적절한 경계조건을 적용하여 해석해를 도출하고 있으며, 이 때 하중반복에 따른 간극수압의 축적에는 de Alba et al.(1976)과 Seed & Rahman(1978)의 관계가 중요하게 적용된다. 해석해에 관한 연구로 한정하면

진동간극수압의 경우는 진행파동장하의 Yamamoto et al.(1978), Madsen(1978) 및 포화도의 중요성을 강조한 Okusa(1985), 그리고 완전중복파동장하의 Tsai & Lee(1994), 3차원파동장의 단파정파(short crested waves)하의 Hsu et al.(1993), Tsai(1995) 및 Jeng & Hsu(1996) 등이 해석해를 유도하고 있다.

잔류간극수압의 경우 진행파동장하에서는 Fourier 급수전개법에 기초한 McDougal et al.(1989), Cheng et al.(2001), Jeng(2008), Laplace변환법에 기초한 Jeng et al.(2006) 및 Jeng & Seymour(2007), 그리고 Sumer & Cheng(1999) 등의 연구가 있고, 흐름과 파의 공존장하에서는 Jeng et al.(2006), Jeng et al.(2010) 등의 연구가 있다.

이상의 모든 연구사례는 다공질매체에 탄성거동과 간극유체에 압축성 및 간극수의 흐름에 Darcy법칙을 고려한 Biot(1941)의 압밀이론에 기초한다. 제시된 이상의 진동성분과 잔류성분을 각각 별개로 액상화 가능성을 평가하고 있다. 이에 대한 대표적인 사례로 진동성분에 의한 순간액상화에 대해서는 해석해에 의한 Zen & Yamazaki(1990b), Tsai(1995), Jeng(1996), Liu & Jeng(2007) 및 Qi & Gao(2015) 등과 수치적인 접근은 Wang et al.(2007) 등을 들 수 있고, 잔류성분에 대해서는 수치해에 의한 Sawicki & Mierczynski(2005)와 Young et al.(2009) 등을 들 수 있다. 그러나, 실제 실험이나 현장에서는 진동성분과 잔류성분의 합이 관측되고, 그들은 전 간극수압이라는 물리량의 각각 한 요소이기 때문에 지반액상화와 같은 지반응답은 두 성분의 합으로 주어지는 전 간극수압을 적용하여 종합적으로 평가되어야 한다. 여기서, 전 간극수압에 대한 액상화 평가는 원심모형기에 의한 Sassa & Sekiguchi(1999), 수치적인 Sassa et al.(2001), Xu(2012) 및 Ye et al.(2015) 등을 들 수 있지만, 해석적인 연구, 특히 흐름을 고려한 경우에 해석적인 연구를 통한 액상화 평가는 거의 없는 실정이다.

따라서, 본 장에서는 파와 흐름이 공존하는 경우 진동성분에 대한 제3장의 결과와 잔류성분에 대한 제4장의 결과를 선형중첩한 전 간극수압의 해석해를 적용하여 파라미터의 변화에 따른 진동 및 잔류간극수압과 전 간극수압의 변화특성 등을 면밀히 검토함과 동시에 초기유효상재하중과 비교하여 지반 깊이로 따른 액상화 가능성 등을 평가한다.

5.2 해석해

파와 흐름으로 인한 해저지반내 진동 및 잔류간극수압과 전 간극수압의 해석에는 다음의 Fig. 5.1에 나타내는 좌표계를 적용한다. 여기서, z 축은 유체와 해저지반의 접면에서 연직하방이 (+)으로 취해지며, d 는 수심을 나타내고, L 과 H 는 흐름에 의해 변화된 진행파의 파장과 파고를 나타내며, U_0 는 흐름속도의 크기를 나타낸다. 해저지반의 토층은 유한 두께 h 를 가지며, 등방균질의 불포화토, 압축성의 간극수 및 Darcy법칙에 따른 간극수의 흐름을 각각 가정하면 Biot(1941)의 압밀이론을 적용할 수 있다.

Fig. 5.1에 나타내는 해저지반내에서 전 간극수압은 다음의 절에서 나타내는 진동간극수압 $u_0(z, t)$ 와 잔류간극수압 $u_r(z, t)$ 의 선형중첩으로 다음과 같이 정의될 수 있다.

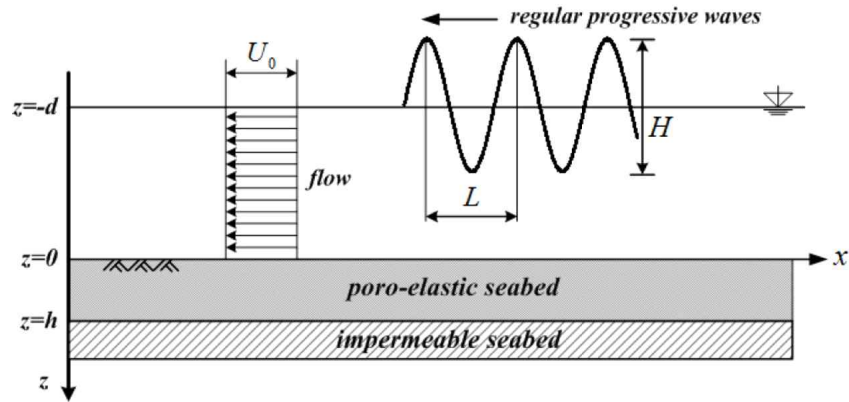


Fig. 5.1. Definition sketch for coexisting fields of flow and progressive wave on seabed in Cartesian coordinates.

$$u(z, t) = u_r(z, t) + u_0(z, t) \quad (5.1)$$

5.2.1 잔류간극수압

McDougal et al.(1989)과 Cheng et al.(2001)에서 지적된 오류를 수정하고, Jeng et al.(2006)과 Sumer & Cheng(1999)의 적분형과는 다른 급수형을 제시하고, 파와 흐름과의 공존장으로 확장한 제4장에서의 잔류간극수압 해석해를 적용한다. 이는 Biot(1941)의 압밀이론에 기초한 지배방정식과 적절한 경계조건과 Fourier급수전개법 및 변수분리법으로부터 산정되며, 유한 깊이의 해저지반에서는 다음과 같은 주어진다.

$$u_r(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin\left(\frac{\kappa_n}{h} z\right) \left[1 - \exp\left\{-c_v \left(\frac{\kappa_n}{h}\right)^2 t\right\} \right] \quad (5.2)$$

여기서, t 는 시간, a_n 과 c_v 는 무한급수의 계수와 압밀계수로 각각 다음과 같이 얻어진다.

$$a_n = \frac{2h}{c_v \kappa_n^2} \int_0^h f(z) \sin\left(\frac{\kappa_n}{h} z\right) dz \quad (5.3)$$

$$c_v = \frac{GK}{\rho g} \frac{2(1-\mu)}{(1-2\mu) + 2n' \zeta G(1-\mu)} \quad (5.4)$$

여기서, G 는 흙의 전단탄성계수, K 는 흙의 투수계수, ρ 는 간극수의 밀도, g 는 중력가속도, n' 는 흙의 간극률, ζ 는 간극수의 압축률, μ 는 흙의 Poisson비, $\kappa_n = (2n-1)\pi/2$, n 은 정수로 $n=1, 2, 3, \dots$ 이며,

식(5.3)에서 잔류간극수압의 원천항인 $f(z)$ 는 다음의 식으로 주어진다(McDougal et al., 1989; Cheng et al., 2001; Jeng et al., 2006).

$$f(z) = \frac{\sigma'_0(z)}{\bar{T}} \left\{ \frac{\tau(z)}{\alpha \sigma'_0(z)} \right\}^{-1/\beta} \quad (5.5)$$

여기서, $\bar{T}$ 는 흐름으로 변화된 진행파의 주기, τ 는 해저지반내에서 최대전단응력으로 진동간극수압의 해석으로부터 산정될 수 있고, α 와 β 는 흙의 종류와 상대밀도의 함수인 무차원계수이며, σ'_0 는 초기유효상재하중으로 다음의 식으로 나타난다.

$$\sigma'_0(z) = \rho_{sub} g z \frac{1 + 2k_0}{3} \quad (5.6)$$

여기서, $\rho_{sub} = \rho_s - \rho$ 로 흙의 수중밀도, ρ_s 는 흙의 밀도이며, k_0 는 정지토압계수이다.

이상에서 제시된 잔류간극수압의 해석해 식(5.2)의 타당성은 제4장에서 기술한 바와 같이 Cheng et al.(2001)의 수치해석결과와의 비교 및 Jeng & Seymour(2007)에 의한 해석해와의 비교로부터 검증되었으며, 본 장에서는 유한 지반의 경우만을 대상으로 한다.

5.2.2 진동간극수압

Biot(1941)의 압밀이론에 근거하여 흐름과 임의반사율을 갖는 부분중복파와의 공존장하에서 해저지반내 진동간극수압에 관한 해석해를 제시한 제3장의 결과를 준용하면 본 장과 같은 흐름과 진행파와의 공존장하에서 유한깊이의 해저지반내 진동간극수압 $u_0(z, t)$ 는 다음의 식으로 주어질 수 있다.

$$u_0(z, t) = Re \left[\frac{2iG}{1-2\mu} \left\{ (\Phi - 1 + 2\mu)(A_2 e^{-kz} - A_4 e^{kz}) + k(1-\mu)(1-\delta^2)(A_5 e^{-k\delta z} + A_6 e^{k\delta z}) \right\} e^{i(kx + \omega t)} \right] \quad (5.7)$$

여기서, Re 는 실수부, $i = \sqrt{-1}$, $A_j (j = 1 \sim 6)$ 은 여기서 제시하지 않는 지반변위, 유효응력 및 전단응력과 진동간극수압에 관한 경계조건식의 연립으로부터 산정되는 복소미정계수이고, k 와 ω 는 흐름이 존재하는 경우에 파수와 각주파수로 각각 다음의 식(5.8)과 (5.9)로부터 산정될 수 있고, Φ 와 δ 는 식(5.10)과 (5.11)과 같이 각각 주어진다.

$$\frac{\omega^2}{g} \left(1 - \frac{kU_0}{\omega} \right)^2 = k \tanh kd \quad (5.8)$$

$$\omega_0 = \omega + kU_0 \quad (5.9)$$

$$\Phi = \frac{n' \zeta (1 - 2\mu)}{n' \zeta + (1 - 2\mu)/G} \quad (5.10)$$

$$\nabla at = \sqrt{1 + \frac{\Omega^2}{k^2}} \quad (5.11)$$

여기서, Ω^2 은 다음의 식으로 정의된다.

$$\Omega^2 = \frac{i\omega\rho g}{K} \left\{ n' \zeta + \frac{1 - 2\mu}{2G(1 - \mu)} \right\} \quad (5.12)$$

이상의 진동간극수압의 해석해 식(5.7)의 타당성은 제3장에서 나타낸 바와 같이 Yamamoto et al. (1978), Tsai & Lee(1994), Chang et al.(2007) 및 Qi et al.(2012)의 해석해와 실험치와의 비교로부터 검증되었으며, 본 장에서는 유한 지반만을 대상으로 한다.

5.2.3 액상화의 평가

액상화 상태에 대한 기준은 2종류가 제안되어 있다. 그의 첫 번째가 2차원의 경우 Okusa(1985)에 의해 제안된 유효응력 개념에 근거한 것이며, 이는 연직유효응력이 0으로 될 때 액상화 상태에 도달되는 것으로 규정된다. 또한, 이 기준은 Tsai(1995)에 의해 3차원으로 확장되어 있다. 두 번째 기준은 Zen & Yamazaki(1990a; 1990b)에 의해 제안된 것으로 과잉간극수압의 개념에 근거한 것이며, Jeng(1997)에 의해 3차원으로 확장되어 있다. 여기서, 어떤 기준이 적합한지에 대해서는 아직 논쟁의 여지가 있지만 (Sumer et al., 2006), Jeng(2013)에 의하면 3차원과잉간극수압 개념에 기초한 액상화 판정법이 가장 실질적인 것으로 평가되고 있다. 따라서, 본 장에서는 두 번째 기준에서 3차원의 경우에 대한 다음의 액상화 기준(Jeng, 1997)에 근거하여 잔류성분과 진동성분의 합인 전 간극수압으로부터 지반액상화를 평가하는 것으로 한다.

$$u(z, t) = u_r(z, t) + u_0(z, t) \geq \sigma'_0(z) = \rho_{sub}gz \frac{1 + 2k_0}{3} \quad (5.13)$$

5.3. 해석결과

본 장에서는 해저지반내 진동간극수압과 잔류간극수압 및 전 간극수압의 발생과 그에 의한 액상화 평가에 제4장의 Table 4.1에 나타내는 조건을 갖는 파랑, 흐름, 지반 및 간극수 등의 물리량을 적용하며 (Cheng et al., 2001), 표에서 제시된 지반물성치는 실트질 지반에 대응한다. 이하에서는 지반내 연직깊이, 파주기, 파고, 지반두께 및 흐름속도의 변화에 따른 진동 및 잔류간극수압, 전 간극수압 및 액상화깊이의 변동특성을 논의한다.

5.3.1 연직깊이의 변화

다음의 Fig. 5.2에 나타내는 결과는 Table 4.1의 조건하 흐름속도 $U_0=0\text{m/s}$, 파고 $H=0.2\text{m}$, 주기 $T_0=2.0\text{ s}$ (흐름이 없을 경우의 파주기) 및 지반두께 $h=0.84\text{m}$ 의 경우 지반내 $z=0.1h$, $0.5h$ 및 $0.9h$ 의 3지점에서 진동간극수압, 잔류간극수압 및 전 간극수압의 무차원시계열을 각각 나타낸 것이다. 연직축의 무차원파라미터 p_b 는 해저지반 표면에서 동과압의 진폭으로 $p_b = \rho g H / (2 \cosh k_0 d)$ 이고, 여기서 k_0 는 흐름이 없을 경우 진행파의 파수를 나타내며, 그림에서 수평의 시간축은 $500 T_0$ 의 시간을 취하고 있다.

그림으로부터 지반내 연직위치 $z = 0.1h$ 와 $0.5h$ 에서 진동간극수압의 크기를 비교하면 $z = 0.1h$ 의 경우가 약간 큰 변동진폭을 나타내며, 또한 $z = 0.9h$ 의 경우와도 비교하면 $z = 0.9h$ 의 경우가 가장 큰 변동진폭이 주어진다 것을 볼 수 있다. 이와 같은 지반내 연직깊이의 차이에 따른 진동간극수압의 변화가 무한 깊이의 토층에서 연직깊이가 깊을수록 진동간극수압이 감소하는 경향과는 다른 결과를 나타내는 것은 유한 토층의 지반에서 저층의 불투수층에서 간극수 흐름의 반사로 인한 것이다.

Fig. 5.2에서 나타난 연직위치별의 최대진동간극수압의 분포를 나타낸 Fig. 5.3을 살펴보면 보다 명확하게 값의 변화추이를 알 수 있다. Fig. 5.3에서 최대진동간극수압은 해저 표면에서 가장 큰 값을 나타내고, 깊이가 증가할수록 약간 감소되지만, $z/h > 0.5$ 에서 다시 최대진동간극수압의 증가를 나타내며, 이러한 경향이 Fig. 5.2의 진동간극수압의 시간변동에 포함되어 있다.

잔류간극수압을 살펴보면 연직깊이가 $z = 0.1h \rightarrow 0.5h \rightarrow 0.9h$ 로 깊어질수록 커지는 경향을 나타내고, 동시에 동일한 연직깊이에서 시간의 경과와 더불어 점차적으로 상승하는 경향을 나타낸다. 이러한 결과는 제4장에서 제시한 유한 깊이의 토층에서 볼 수 있는 경향과 일치한다. 한편, Fig. 5.3의 잔류간극수압의 연직분포는 식(5.2)에서 시간 t 를 무한으로 한 다음의 식으로 추정된 결과이다.

$$[u_r(z)]_{\max} = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin\left(\frac{\kappa_n}{h} z\right) \quad (5.14)$$

따라서, Fig. 5.3의 잔류간극수압 $(u_r/p_b)_{\max}$ 는 Fig. 5.2에서 시간을 무한으로 한 결과이며, Fig. 5.2의 $t=1,000\text{s}$ 에서 값이 Fig. 5.3에서의 값보다 작은 것은 충분한 시간이 경과되지 않아 정상상태에 도달되지

않았기 때문이다.

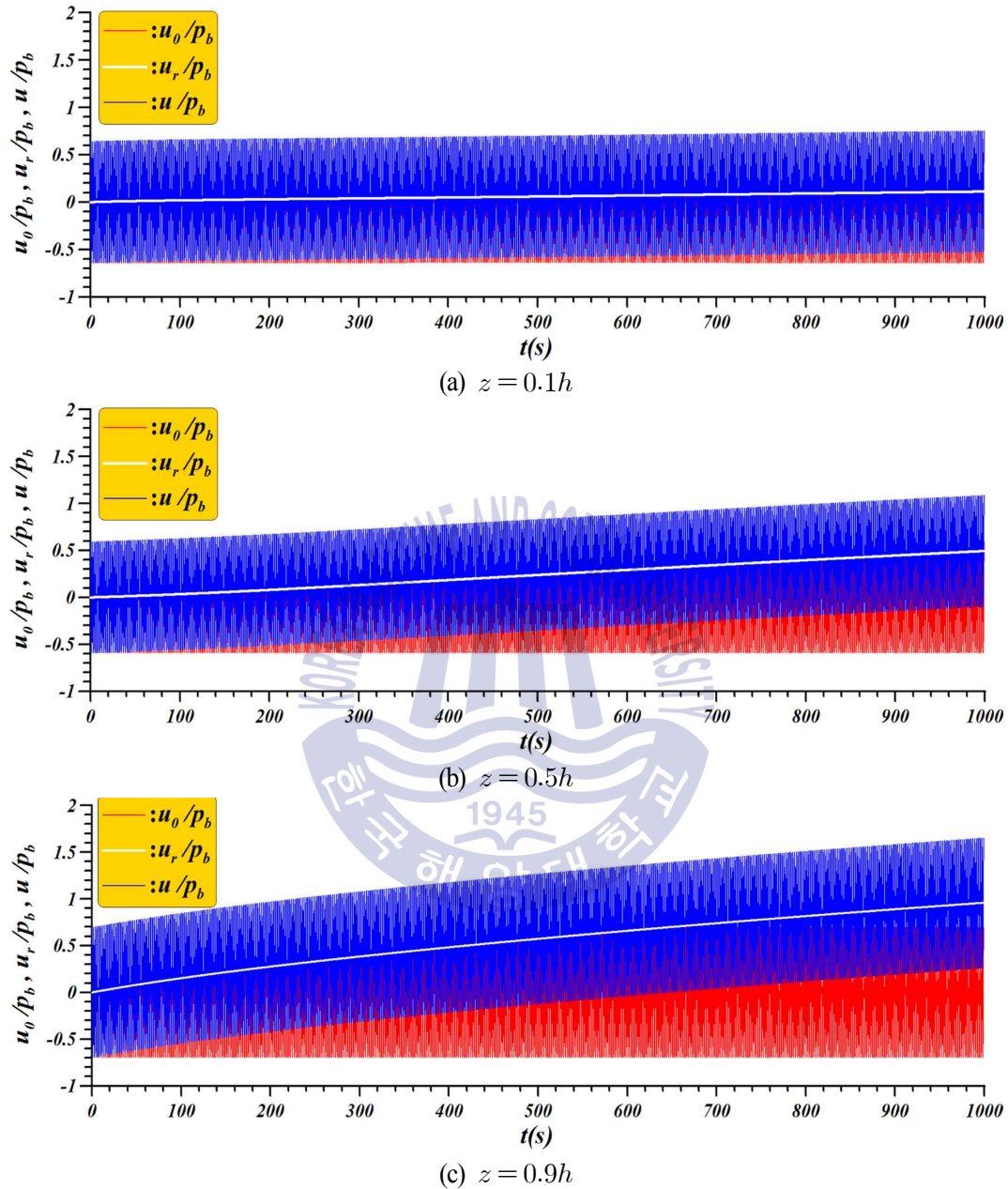


Fig. 5.2. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $U_0=0\text{m/s}$, $H=0.2\text{m}$, $T_0=2.0\text{s}$ and $h=0.84\text{m}$.

다음으로, Fig. 5.3에서 무차원진동성분과 무차원잔류성분의 합으로 정의되는 전 무차원최대간극수압 $(u/p_b)_{\max}$ 와 무차원초기유효상재하중 σ'_0/p_b 를 비교하면 $z/h < 0.276$ 의 연직깊이에서는 $(u/p_b)_{\max} > \sigma'_0/p_b$ 이고, 반면에 $z/h > 0.276$ 의 연직깊이에서는 $(u/p_b)_{\max} < \sigma'_0/p_b$ 인 것을 알 수 있다. 이러한 결과에 식(5.13)을 적용하면 본 계산케이스에서는 해저지반의 표층에서 지반내 z/h

=0.276(0.232m)까지의 영역에서 액상화가 발생된다는 것을 알 수 있다.

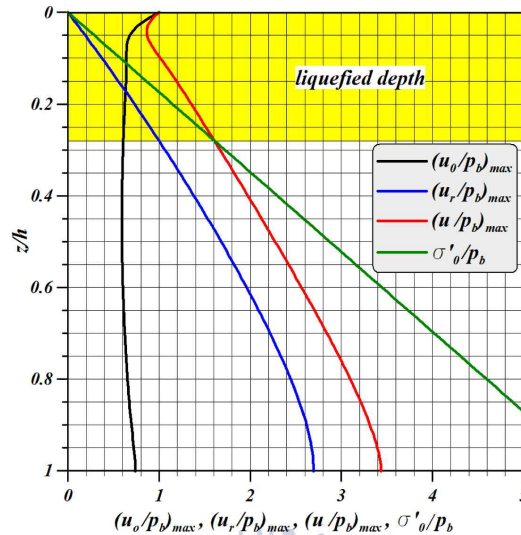


Fig. 5.3. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $U_0=0\text{m/s}$, $H=0.2\text{m}$, $T_0=2.0\text{s}$ and $h=0.84\text{m}$.

5.3.2 주기의 변화

다음의 Fig. 5.4에 나타내는 결과는 Table 4.1의 조건하 흐름속도 $U_0=0\text{m/s}$, 파고 $H=0.2\text{m}$ 및 지반두께 $h=0.84\text{m}$ 의 경우 지반내 $z=0.9h$ 의 지점에서 T_0 의 변화에 따른 진동간극수압, 잔류간극수압 및 전 간극수압의 무차원시계열을 각각 나타낸 것이며, 그림에서 수평의 시간축은 대략 정상상태에 도달하는 2.8hr 까지 취하고 있다.

그림으로부터 주기가 길어질수록 진동성분(Fig. 5.4(b)에서 진동성분은 전 간극수압의 배후에 일부가 중첩되어 있음)은 증가되는 반면, 잔류성분은 통일된 변화크기를 나타내지 않고, $T_0=1.0\text{s}$, 2.0s , 1.5s 의 순으로 작아지는 것을 알 수 있다. 이러한 결과는 다음의 Fig. 5.5로부터 설명될 수 있다. Fig. 5.5는 5.4와 동일한 조건하에 $t=1.5\text{hr}$ 에서 주기의 변화에 따른 무차원잔류간극수압을 나타낸 것으로, 그림으로부터 주기에 따른 무차원잔류간극수압의 변화가 특정되지 않고 $T_0<0.64\text{s}$ 에서는 0의 값을, $T_0=1.2\text{s}$ 에서 극대치를, $T_0=1.5\text{s}$ 에서 극소치를, 그리고 $T_0=2.85\text{s}$ 에서 극대치를 가지며, 주기의 변화에 따른 변동성이 크다는 것을 알 수 있다. 이러한 원인으로 Fig. 5.4에서 주기의 변화에 따라 잔류성분이 통일된 변동을 나타내지 않으며, Fig. 5.5에서 $T_0=1.0\text{s}$, 2.0s , 1.5s 의 순으로 잔류성분이 작아진다는 것을 확인할 수 있다.

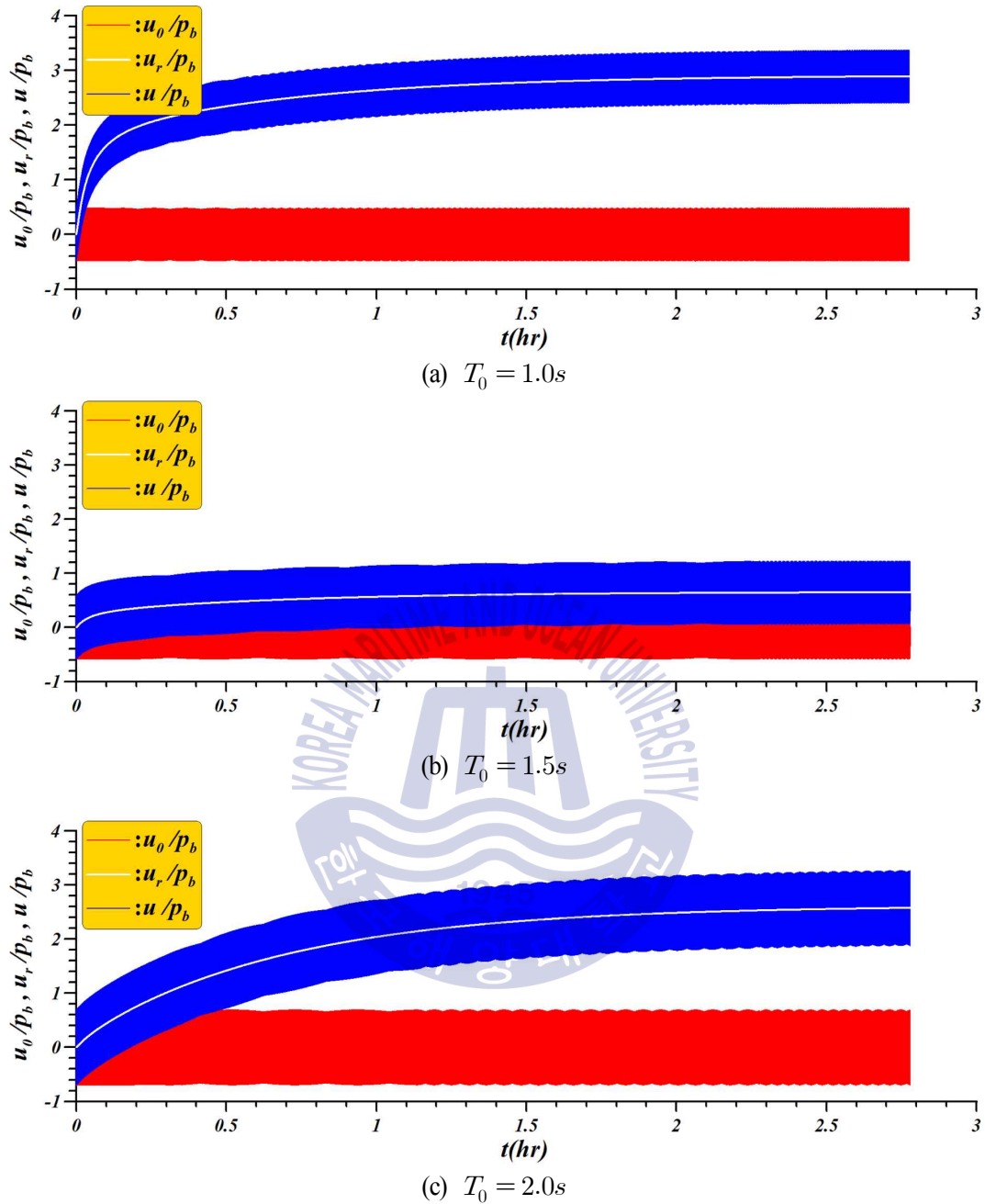


Fig. 5.4. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $U_0=0\text{m/s}$, $z=0.9h$, $H=0.2\text{m}$ and $h=0.84\text{m}$.

파장에 대한 지반두께의 비를 살펴보면 $T_0=1.0\text{s}$ 의 경우는 $L=1.512\text{m}$ 이므로 $h/L=0.56>1/2$, $T_0=1.5\text{s}$ 의 경우는 $L=2.825\text{m}$ 이므로 $1/20<h/L=0.30<1/2$, 그리고 $T_0=2.0\text{s}$ 의 경우는 $L=4.054\text{m}$ 이므로 $1/20<h/L=0.21<1/2$ 이다. 따라서, $T_0=1.0\text{s}$ 은 무한 두께의 해저지반에 해당하고, $T_0=1.5\text{s}$ 와 2.0s 는 유한 두께의 해저지반에 해당하지만, $T_0=2.0\text{s}$ 의 경우가 보다 얇은 두께의 해저지반에 가까운 값을 나타내며, 이러한 지반두께의 특성이 잔류간극수압에서 주어져 있는 것을 알 수 있다. 즉, Fig. 5.6(a)는 연직깊이의 증가에 따라 커지다가

특정의 연직위치 이후에서는 일정치를 나타내며, 이는 무한 두께의 지반에서 볼 수 있는 변동특성(Cheng et al., 2001)과 일치한다. Figs. 5.6(b)와 5.6(c)는 연직깊이의 증가에 따라 진동성분이 커지는 것은 동일하지만, 보다 얇은 두께의 지반에 가까워질수록, 즉 주기가 길어질수록 큰 잔류성분을 나타내고, 또한 얇은 두께의 지반특성을 나타내는 것을 알 수 있다. 또한, 주기의 증가는 파와 흐름의 순방향에서 흐름의 증가와 동일한 효과를 나타내므로 흐름의 증가가 보다 큰 잔류간극수압을 나타내는 제4장의 해석결과와 일치한다.

Fig. 5.6으로부터 액상화깊이를 평가하면 $T_0=1.0s$ 의 경우는 $z/h<0.19(z<0.16m)$, $T_0=1.5s$ 의 경우 $z/h<0.165(z<0.139m)$, $T_0=2.0s$ 의 경우는 $z/h<0.28(z<0.235m)$ 의 깊이에서 액상화가 발생된다는 것을 알 수 있다. 이러한 특성은 전술한 주기변화에 따른 진동간극수압과 잔류간극수압의 변동특성으로 인한 결과로 판단된다.

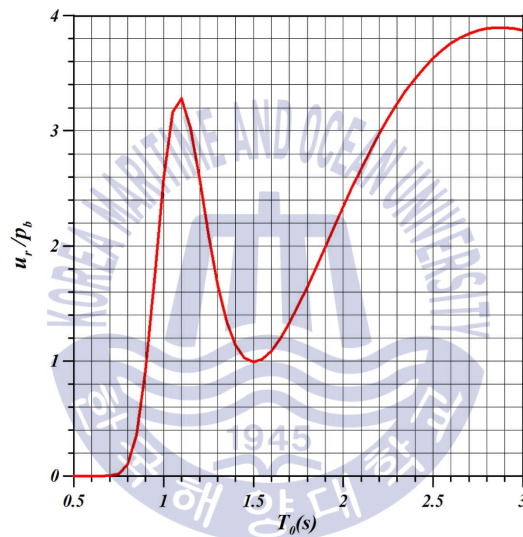


Fig. 5.5. Residual pore-water pressures according to the variation of wave periods for $U_0=0$ m/s, $t=1.5hr$, $z=0.9h$, $H=0.2m$ and $h=0.84m$.

5.3.3 파고의 변화

Fig. 5.7은 흐름속도 $U_0=0m/s$, 주기 $T_0=1.5s$, 지반두께 $h=0.84m$ 및 Table 4.1의 지반물성치를 적용하여 파고를 $H=0.1m$, $0.15m$, $0.2m$ 로 변화시킨 경우 지반내 연직위치 $z=0.9h$ 에서 진동간극수압, 잔류간극수압 및 전 간극수압에 대한 무차원시계열을 각각 나타낸 것이다. 그림에서 파고의 변화에 따른 무차원진동간극수압의 변화는 나타나지 않으며, 이는 파고의 함수인 해저지반 표면에서 동과압 p_b 로 무차원되었기 때문이다. 반면에, 무차원잔류간극수압은 파고의 변화에 따라 값의 변화를 나타내고, 파고가 증가할수록 무차원잔류간극수압의 크기가 증가하는 중요한 결과를 얻을 수 있다. 여기서, 전술한 Fig. 5.2(c)의 경우와 비교하면 잔류간극수압이 상대적으로 작은 값을 나타내는 것을 알 수 있고, 이러한 결과는 주기의 감소로 파장이 감소되고, 이로 인한 h/L 의 값이 증가되어 보다 무한 지반에 근접하기 때문인 것으로 판단된다.

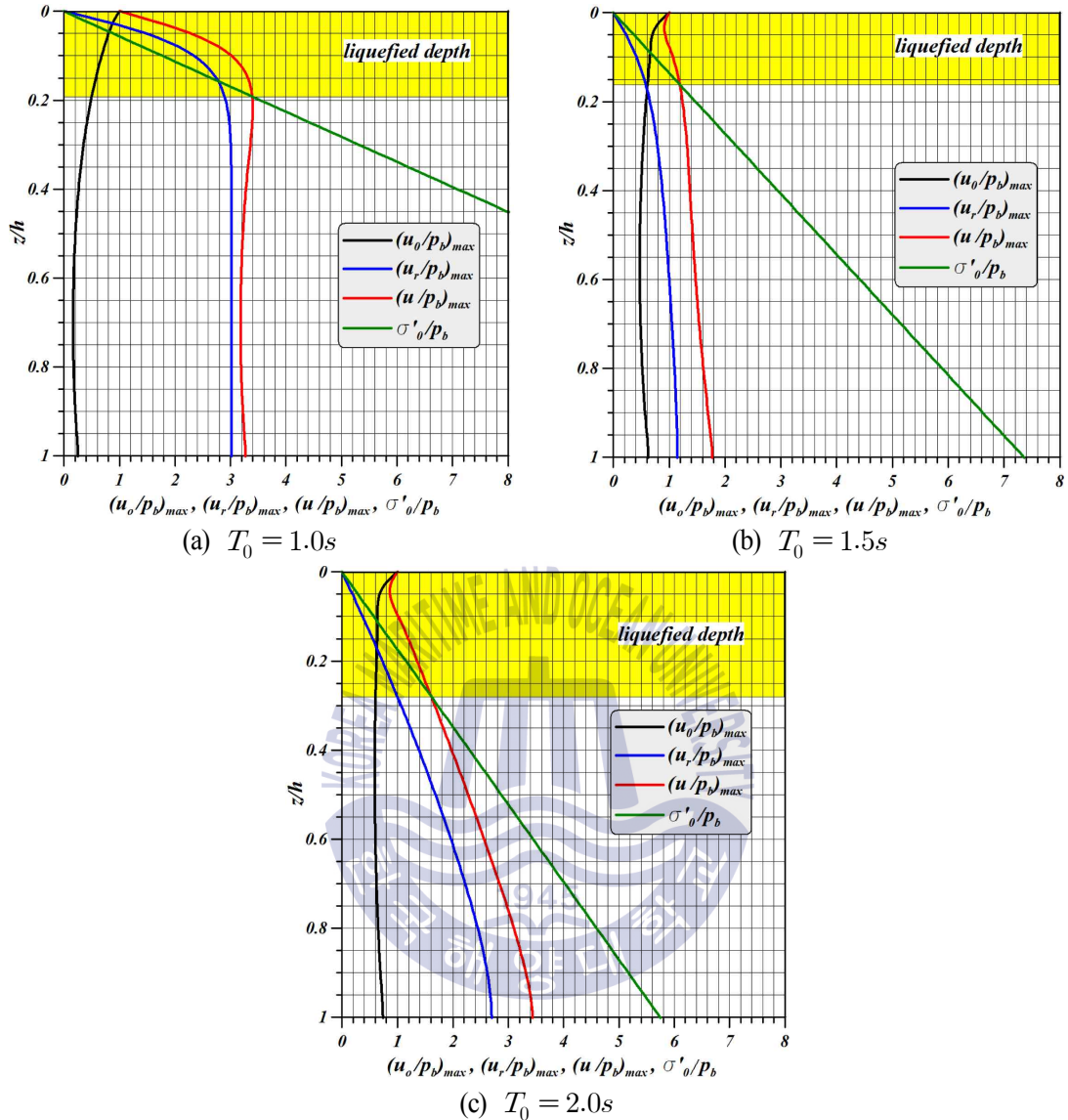


Fig. 5.6. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $U_0=0m/s$, $H=0.2m$ and $h=0.84m$.

Fig. 5.8은 5.7에 적용된 계산조건하에 산정된 최대진동간극수압, 최대잔류간극수압 및 전 최대간극수압의 각각 연직분포를 나타낸 것이다. 그림으로부터 최대진동성분의 연직분포는 파괴의 변화에 따라 동일한 결과를 나타내고, 최대잔류성분은 커지며, 따라서 전 최대간극수압도 커지고, 이는 Fig. 5.7에 제시된 경향과 일치한다는 것을 알 수 있다. 여기서, 무한 시간에 해당하는 Fig. 5.8의 잔류성분은 Fig. 5.7의 $t \approx 750s$ 에서의 값보다도 큰 값을 나타내므로 Fig. 5.7의 잔류성분은 아직 정상상태에 도달되지 않은 값이라는 것을 알 수 있다.

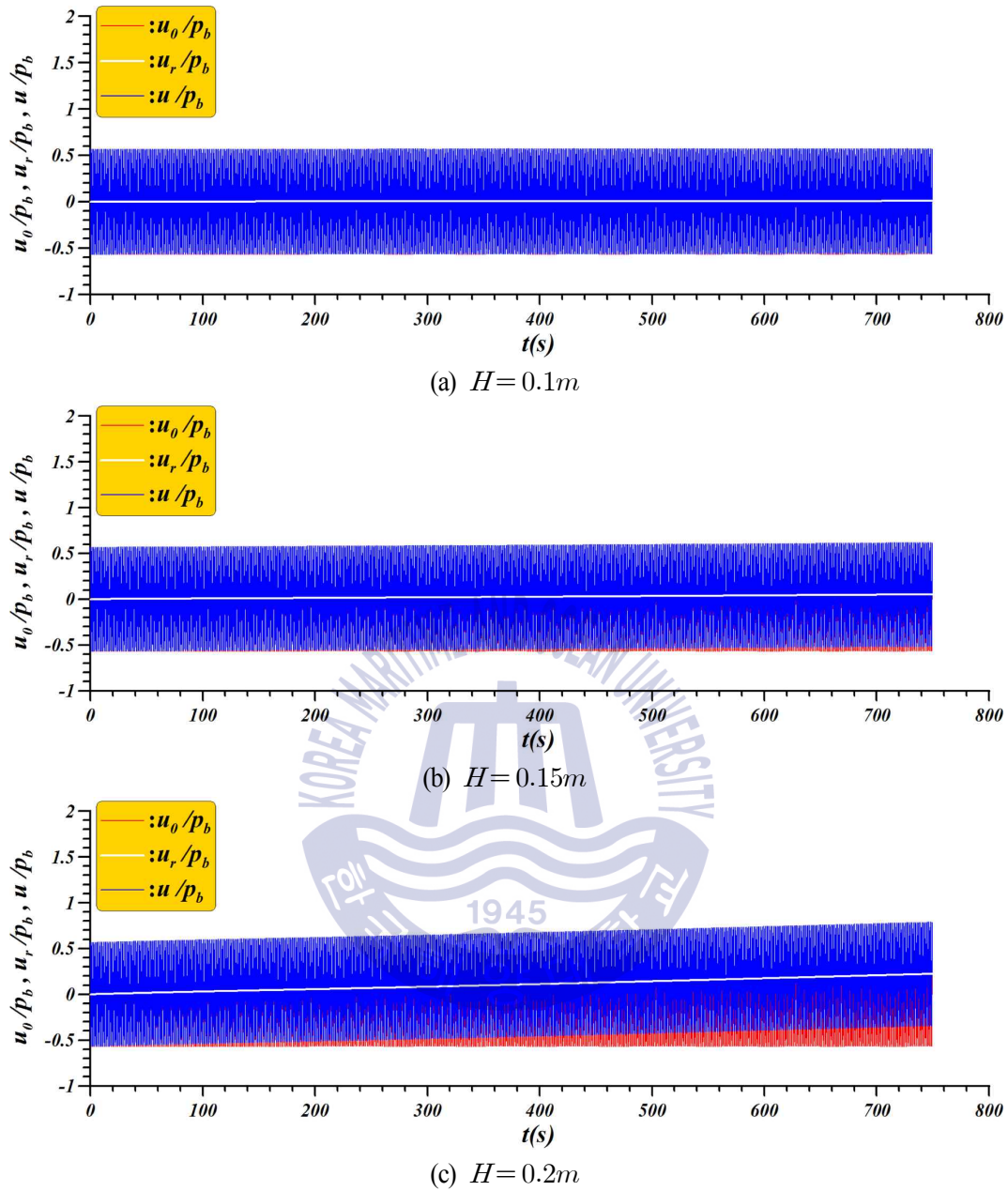


Fig. 5.7. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $U_0=0\text{m/s}$, $z=0.9h$, $T_0=1.5\text{s}$ and $h=0.84\text{m}$.

다음에, Fig. 8에서 무차원초기유효상재하중을 살펴보면 파괴의 변화에 따라 연직깊이가 증가할수록 상이한 기층기를 나타내는 것은 무차원변수 p_b 가 파괴의 함수로 주어지기 때문이다. 액상화의 경우는 파괴가 증가할수록 $(u/p_b)_{\max}$ 와 σ'_0/p_b 가 동일한 값을 나타내는 연직깊이가 깊어지므로 액상화깊이가 깊어지는 것을 확인할 수 있고, 여기서 파괴 $H=0.2\text{m}$ 의 경우 $z=0.16h(0.135\text{m})$ 까지 액상화된다는 것을 확인할 수 있다.

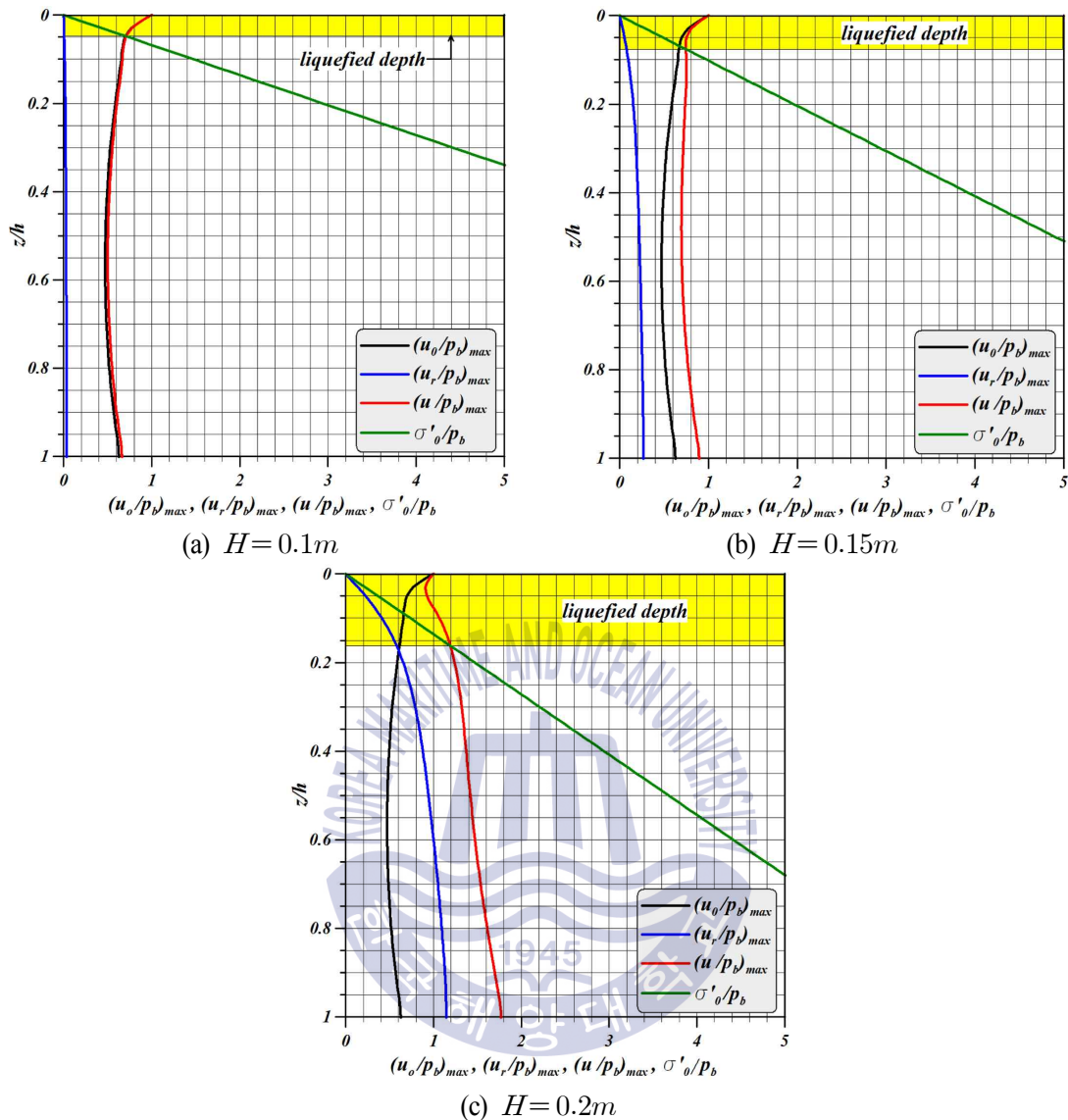


Fig. 5.8. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $U_0=0m/s$, $T_0=1.5s$ and $h=0.84m$.

5.3.4 지반두께의 변화

Fig. 5.9는 흐름속도 $U_0=0m/s$, 주기 $T_0=2.0s$, 파고 $H=0.2m$, 지반두께 $h=1.73m$ 및 Table 4.1의 지반물 성치를 적용하여 진동간극수압, 잔류간극수압 및 전 간극수압의 무차원시계열을 나타낸 것으로, 그림의 결과는 전술한 Figs. 5.2 및 5.7과 동일한 양상을 나타내지만, 계산이 보다 장시간 수행되었기 때문에 계산시간내에서 잔류간극수압 및 전 간극수압이 정상상태에 도달한 것을 볼 수 있다. 여기서, 잔류간극수압이 전술한 다른 케이스보다도 큰 값을 나타내는 상대적으로 파장에 대한 지반두께가 두껍기 때문이며, 동일한 조건하에 지반두께가 두꺼울수록 잔류간극수압이 커지는 경향은 Cheng et al.(2001)에서 산정된 경우와도 동일하다. 한편, 진동간극수압은 시간의 경과에 따라 일정한 변동진폭이 지속되지만, 전

간극수압이 점차적으로 증가하는 현상은 잔류성분의 기여 때문이며, 따라서 이의 경우에 지반액상화도 잔류성분의 영향을 크게 받을 것으로 추정되며, 이에 대해서는 후술하는 Fig. 5.10(b)에서 언급된다.

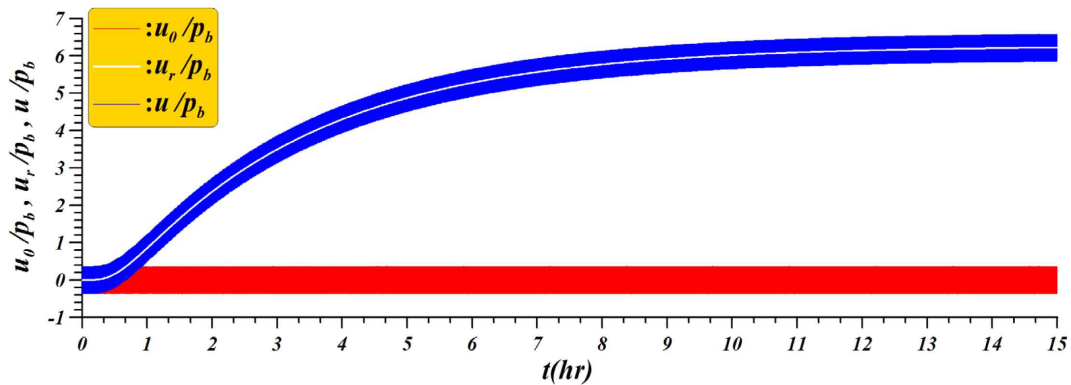


Fig. 5.9. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $U_0=0\text{m/s}$, $z=0.9h$, $H=0.2\text{m}$, $T_0=2.0\text{s}$ and $h=1.73\text{m}$.

Fig. 10은 흐름속도 $U_0=0\text{m/s}$, 주기 $T_0=2.0\text{s}$, 파고 $H=0.2\text{m}$ 및 Table 4.1의 지반물성치를 적용하여 지반두께를 $h=0.088\text{m}$, 1.73m 로 변화시킨 경우에 최대진동간극수압, 최대잔류간극수압 및 전 최대간극수압에 대한 연직분포를 나타낸 것으로, 전술한 Fig. 5.3의 경우까지 포함하여 고찰하면 지반두께의 변화에 따른 각 최대치의 변화추이와 액상화깊이의 변동양상을 알 수 있다. 각 지반두께와 파장과의 비를 산정하면 (i) $h=0.088\text{m}$ 의 경우는 $h/L=0.022<1/20$ 이고, (ii) $h=0.84\text{m}$ 의 경우는 $1/20<h/L=0.207<1/2$ 이며, (iii) $h=1.73\text{m}$ 의 경우는 $1/20<h/L=0.427<1/2$ 이므로 McDougal et al.(1989) 및 Cheng et al.(2001)의 정의에 따르면 (i)의 경우는 얇은 두께, (ii)와 (iii)은 유한 두께의 지반에 각각 해당하며, 특히 (iii)의 경우는 유한 두께이지만, 무한 두께의 정의에 대한 $h/L>1/2$ 의 하한치에 가까운 지반두께를 나타낸다.

따라서, Fig. 5.10(a)의 경우는 얇은 두께의 지반이기 때문에 진동간극수압이 연직깊이에 따라 거의 일정치를 가지며, 잔류성분과 초기유효상재하중은 연직깊이에 따라 증가하지만(Cheng et al., 2001), 초기 유효상재하중은 토층의 두께가 얇기 때문에 상대적으로 작은 값을 나타낸다. 따라서, 전 간극수압은 전체 연직깊이에서 초기유효상재하중을 초과하므로 액상화가 전체 토층에서 발생된다는 것을 알 수 있다. 다음의 Fig. 5.10(b)는 유한 두께의 지반이지만, 무한 두께의 하한치에 가깝기 때문에 잔류간극수압은 $z=0.5h$ 까지는 연직깊이에 따라 증가하고, $z>0.5h$ 에서는 일정치를 가진다. 여기서, 액상화는 $z<0.56h$ 의 연직깊이에서 발생하고, Fig. 5.3의 경우는 $z<0.276h$ 의 연직깊이에서 발생하므로 동일한 파와 지반물성치의 조건하에서 액상화가 발생하는 무차원연직깊이 z/h 는 토층이 두꺼울수록 작은 값을 갖지만, 실제 연직깊이로 환산하면 $h=0.088\text{m}$ 의 경우 $z<0.088\text{m}$, $h=0.84\text{m}$ 의 경우 $z<0.2318\text{m}$, $h=1.73\text{m}$ 의 경우 $z<0.9688\text{m}$ 의 영역을 나타내므로 토층이 두꺼울수록 큰 값을 나타낸다는 것을 확인할 수 있다.

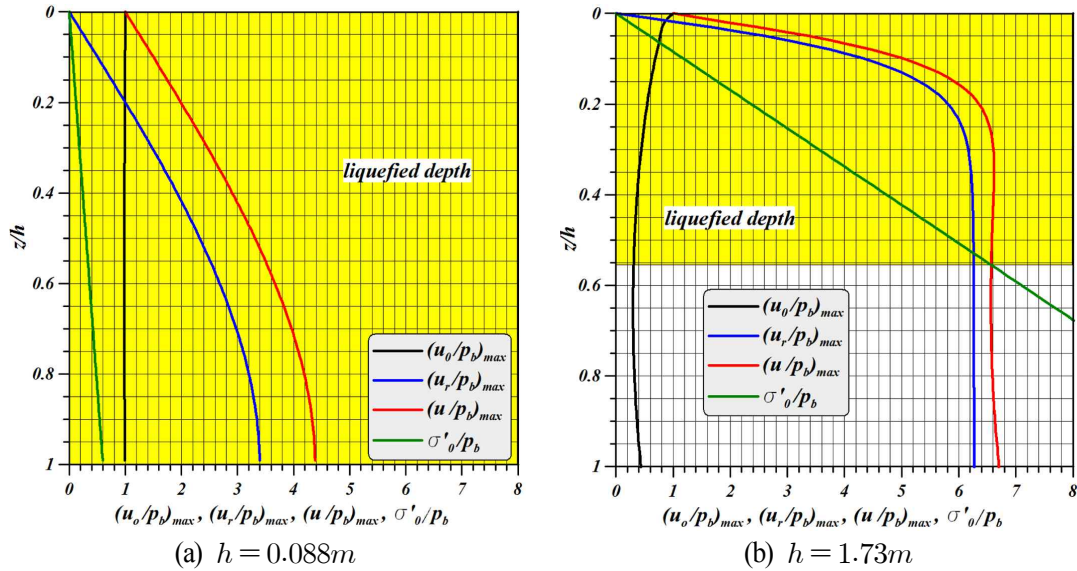


Fig. 5.10. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $U_0=0m/s$, $H=0.2m$ and $T_0=2.0s$.

5.3.5 흐름속도의 변화

(1) 순방향

다음 Fig. 5.11의 결과는 Table 4.1의 조건과 파고 $H=0.2m$, 주기 $T_0=2.0s$, 지반두께 $h=1.73m$ 의 조건하 순방향(파와 흐름의 진행방향이 동일한 경우)의 흐름속도를 변화시킨 경우에 지반내 $z = 0.9h$ 의 위치에서 진동간극수압, 잔류간극수압 및 전 간극수압에 대한 무차원시계열을 각각 10,000 주기 동안 나타낸 것이다.

여기서, 흐름이 $0m/s$ 에서 $0.04m/s$ 및 $0.08m/s$ 로 증가됨에 따라 진동간극수압은 약간 증가하고($0.368 \rightarrow 0.405 \rightarrow 0.440$ 로 증가), 잔류간극수압은 감소($t=5hr$ 의 경우에 한정하면 $4.872 \rightarrow 3.586 \rightarrow 2.640$ 로 감소)되는 경향을 나타낸다. 이는 흐름속도가 증가할수록 파의 주기가 길어지고, 이에 따라 파장이 길어져 h/L 가 작아지기 때문이며, 실제로 흐름이 $0m/s$ 에서 $0.04m/s$ 및 $0.08m/s$ 로 증가됨에 따라 파주기는 $2.0s(L=4.054m)$, $2.037s(L=4.242m)$ 및 $2.074s(L=4.422m)$ 로 길어진다. 전 간극수압은 흐름이 없는 경우가 가장 크다는 것을 알 수 있다.

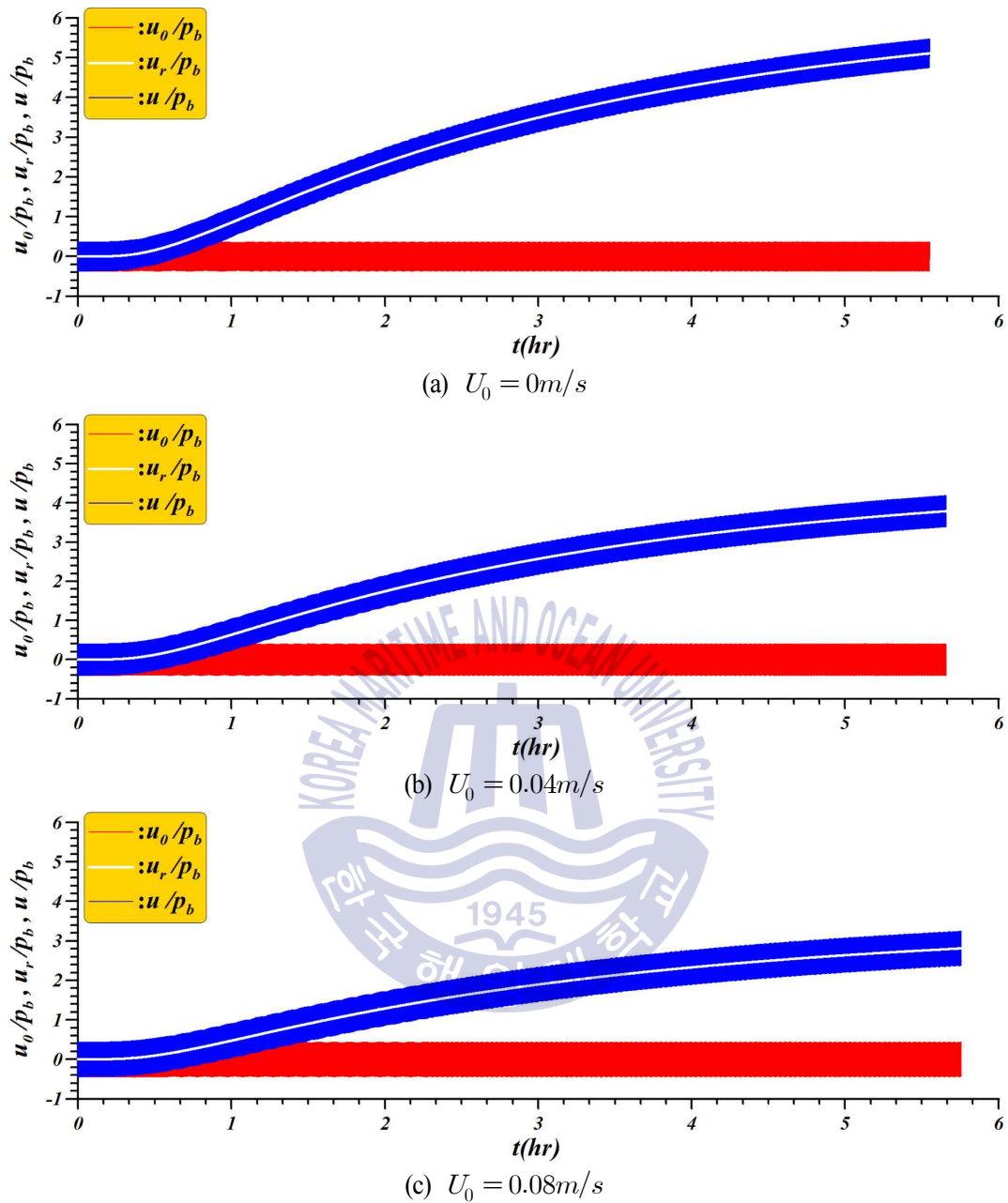


Fig. 5.11. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $z = 0.9h$, $H = 0.2 \text{ m}$, $T_0 = 2.0 \text{ s}$ and $h = 1.73 \text{ m}$.

Fig. 5.11에서의 흐름, 파 및 지반조건과 동일한 조건하에 무한 시간에서 연속분포를 나타낸 것이 Fig. 5.12의 결과이다. 그림으로부터 Fig. 5.11에서 서술된 바와 같이 흐름속도가 증가할수록 진동성분은 증가하고, 잔류성분은 감소하여 결과적으로 전 간극수압이 작아지는 현상을 확인할 수 있다. 그리고, 흐름속도의 증가는 파주기 및 파장의 증가로 이어지고, 결과적으로는 지반두께에 대한 파장의 비 h/L 의 값이 작아져 간극수압의 변화에서 토층의 두께가 알아지는 효과가 나타난다. 한편, 흐름속도가 증가할수

록 $(u/p_b)_{\max} > \sigma'_0/p_b$ 을 나타내는 연직깊이가 감소되어 결국 액상화 영역이 줄어들며, 구체적으로 $U_0=0\text{m/s}$ 의 경우 $z/h < 0.505 (z < 0.874\text{m})$, $U_0=0.04\text{m/s}$ 의 경우 $z/h < 0.42 (z < 0.727\text{m})$ 및 $U_0=0.08\text{m/s}$ 의 경우 $z/h < 0.32 (z < 0.554\text{m})$ 의 연직깊이까지 액상화된다는 것을 알 수 있다.

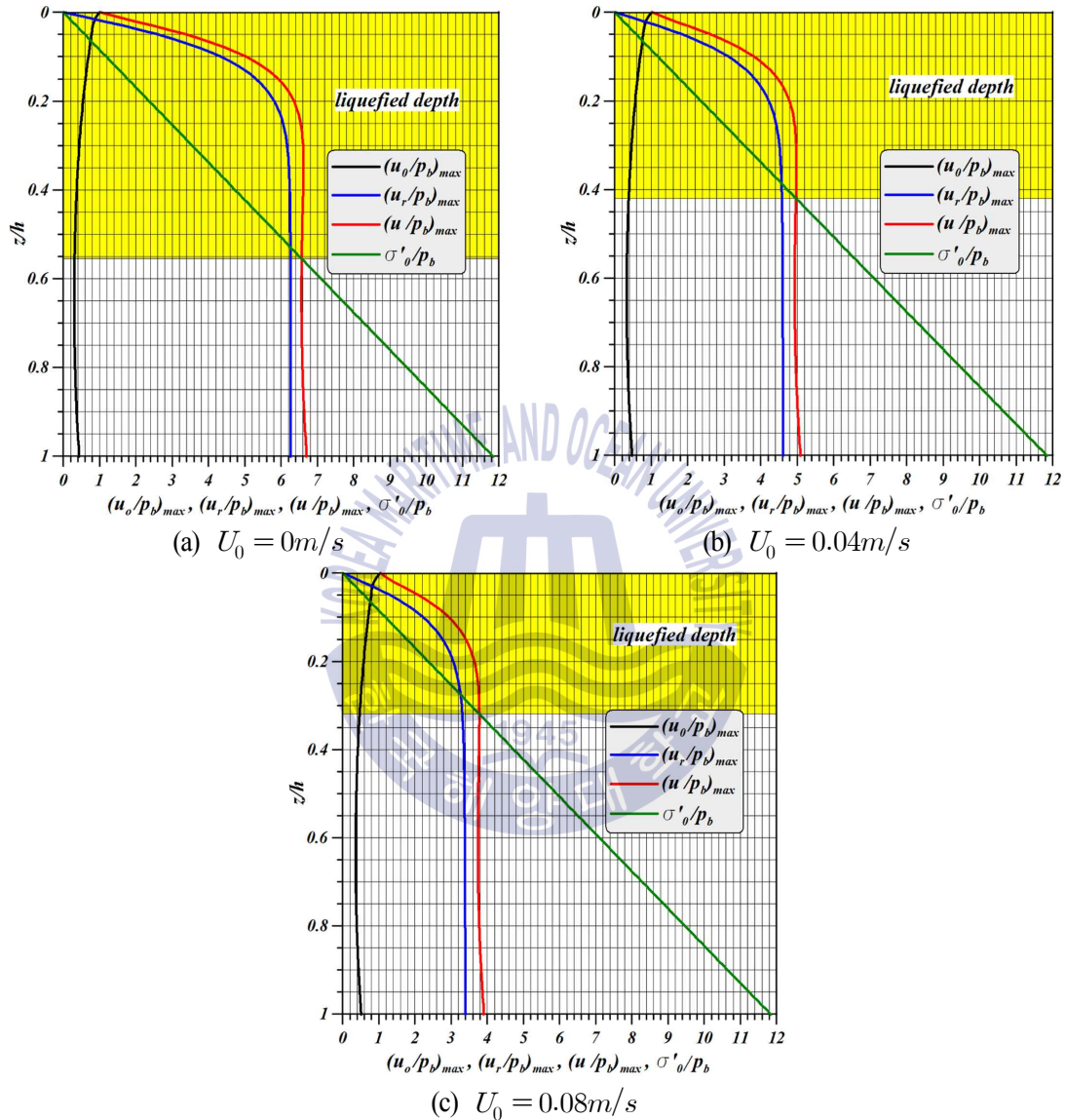


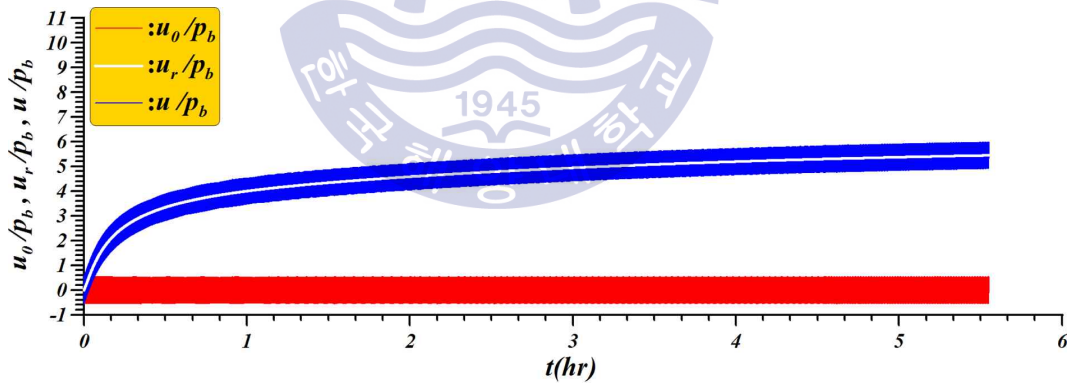
Fig. 5.12. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $z = 0.9h$, $H = 0.2\text{m}$, $T_0 = 2.0\text{s}$ and $h = 1.73\text{m}$.

(2) 역방향

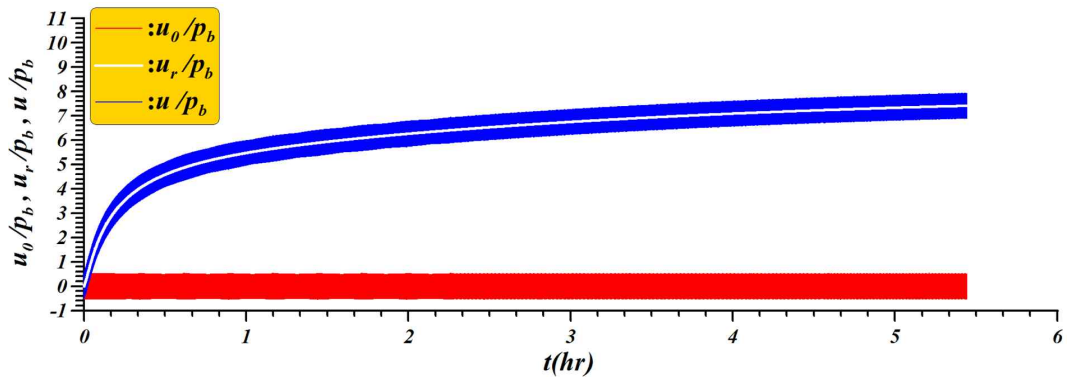
Fig. 5.13의 결과는 Table 4.1의 조건과 파고 $H=0.2\text{m}$, 주기 $T_0=2.0\text{s}$, 지반두께 $h=1.73\text{m}$ 의 조건하 역방향(파와 흐름의 진행방향이 반대인 경우)의 흐름속도를 변화시킨 경우에 지반내 $z = 0.2h$ 의 위치에

서 진동간극수압, 잔류간극수압 및 전 간극수압에 대한 무차원시계열을 각각 10,000 주기 동안 나타낸 것이다. 여기서, 흐름이 0m/s에서 -0.04m/s 및 -0.08m/s로 감소됨에 따라 전술한 순방향의 흐름에서 나타나는 변동특성과는 달리 진동간극수압은 약간 감소하고, 잔류간극수압은 증가되는 경향을 나타낸다. 이는 흐름속도가 감소할수록 파의 주기가 짧아지고, 이에 따라 파장이 짧아져 h/L 가 커지기 때문이며, 실제로 흐름이 0m/s에서 -0.04m/s 및 -0.08m/s로 감소됨에 따라 파주기는 2.0s($L=4.054$ m), 1.958s($L=3.862$ m) 및 1.915s($L=3.666$ m)로 짧아진다. 전 간극수압은 흐름속도가 감소될수록 커진다는 것을 알 수 있다.

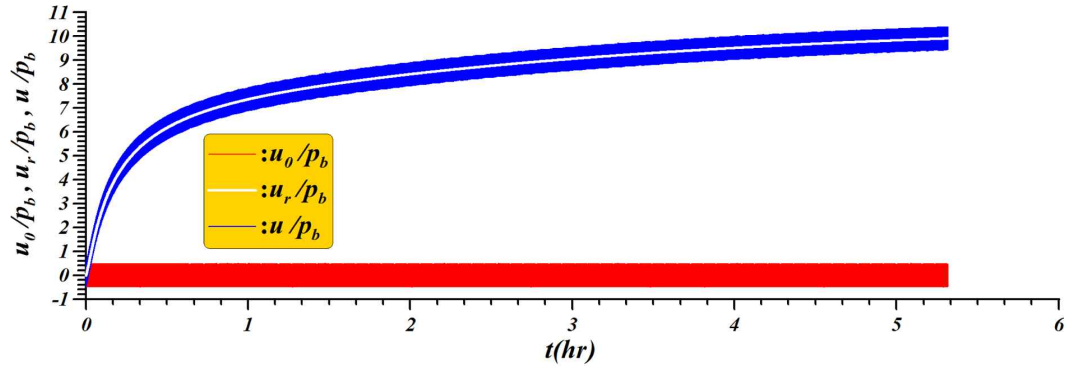
Fig. 5.13에서의 흐름, 파 및 지반조건과 동일한 조건하에 무한 시간에서 연직분포를 나타낸 것이 Fig. 5.14의 결과이며, 여기서 $U_0=0$ m/s에 대한 Fig. 5.12(a)도 포함하여 고찰한다. 그림으로부터 Fig. 5.13에서 서술된 바와 같이 흐름속도가 감소할수록 진동성분은 감소하고, 잔류성분은 증가하지만, 결과적으로 전 간극수압이 커지는 현상을 확인할 수 있다. 그리고, 흐름속도의 감소는 파주기 및 파장의 감소로 이어지고, 결과적으로는 지반두께에 대한 파장의 비 h/L 의 값이 커져 간극수압의 변화에서 토층의 두께가 두꺼워지는 효과가 나타난다. 한편, 흐름속도가 감소할수록 $(u/p_b)_{\max} > \sigma'_0/p_b$ 을 나타내는 연직깊이가 증가되어 결국 액상화 영역이 커지게 되며, 구체적으로 $U_0=0$ m/s의 경우 $z/h<0.505$ ($z<0.874$ m), $U_0=-0.04$ m/s의 경우 $z/h<0.74$ ($z<1.28$ m) 및 $U_0=-0.08$ m/s의 경우 $z/h<0.98$ ($z<1.695$ m)의 연직 깊이까지 액상화된다는 것을 알 수 있다.



(a) $U_0 = 0$ m/s



(b) $U_0 = -0.04$ m/s



(c) $U_0 = -0.08 \text{ m/s}$

Fig. 5.13. Oscillating, residual and total pore-water pressures in seabed for $z = 0.2h$, $H = 0.2 \text{ m}$, $T_0 = 2.0 \text{ s}$ and $h = 1.73 \text{ m}$.

이상의 순방향흐름과 역방향흐름에서 흐름 이외의 계산조건이 동일한 경우에 진동간극수압, 잔류간극수압 및 그 합인 간극수압은 정반대의 변동특성을 나타내며, 이는 흐름속도의 차이에 따른 주기 및 파장의 변화에 의해 발생된다는 것을 알 수 있다. 따라서, 지반의 안정성 측면에서 액상화를 평가하면 파와 순방향 흐름보다 파와 역방향 흐름의 경우가 보다 지반이 취약하게 되고, 또한 역방향 흐름속도가 커질수록 보다 악화된다는 중요한 사항을 도출할 수 있다.

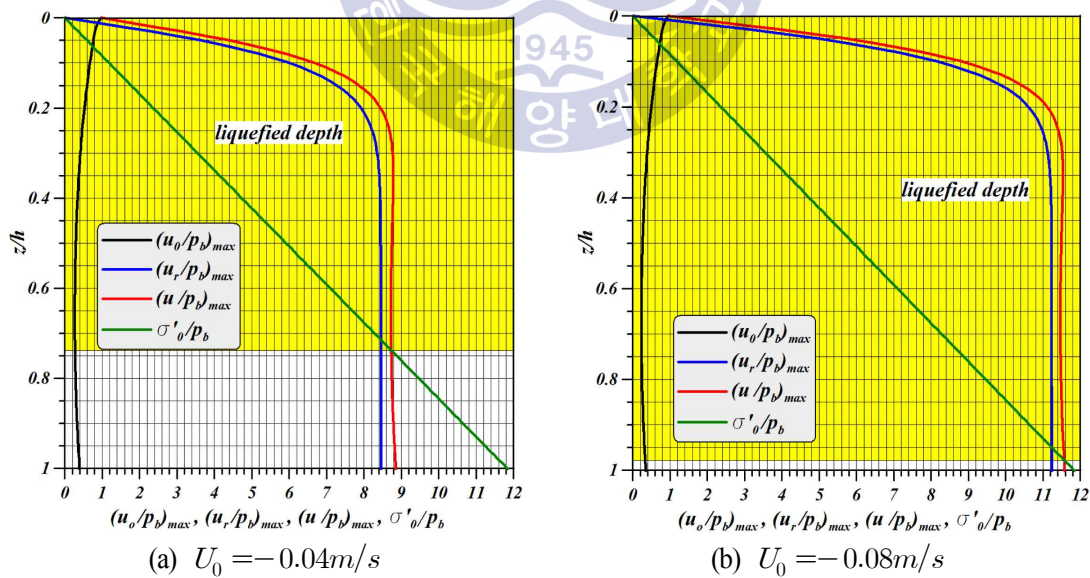


Fig. 5.14. Liquefaction depth with vertical distribution of oscillating, residual and total pore-water pressures for $H = 0.2 \text{ m}$, $T_0 = 2.0 \text{ s}$ and $h = 1.73 \text{ m}$.

5.4 결론

본 장에서는 제3장과 제4장에서 제시된 흐름이 공존하는 경우에 임의의 파동(진행파, 부분중복파 및 완전중복파)에 대한 진동간극수압의 해석해 및 흐름이 공존하는 경우에 잔류간극수압의 해석해를 적용하여 진동 및 잔류간극수압과 전 간극수압, 그리고 액상화깊이를 평가하였으며, 주기, 파고, 지반두께 및 흐름속도의 변화에 따른 각 간극수압과 액상화깊이의 변동특성을 검토하였다. 이상과 같은 본 장의 계산범위내에서 얻어진 중요한 사항을 본 논문으로 결론으로 이하에 기술한다.

(1) 주기의 변화에 따른 무차원의 진동, 잔류 및 전 간극수압의 크기 및 액상화깊이는 통일된 변동특성을 나타내지 않고, 지반두께와 파장과의 관계로부터 얻어지는 무한 두께, 유한 두께 및 얇은 두께의 지반에서의 특성을 나타낸다.

(2) 파고의 변화에 따른 특성으로 파고가 커질수록 무차원진동간극수압은 동일하고, 무차원잔류성분은 증가되며, 동시에 전 무차원간극수압도 증가되므로 무차원액상화깊이도 증가된다.

(3) 지반두께가 두꺼울수록 무차원잔류간극수압은 증가하는 반면에 액상화가 발생하는 무차원연직깊이는 작아진다. 그러나, 실제 연직깊이로는 큰 값을 나타낸다.

(4) 순방향의 흐름에서 흐름속도가 증가할수록 무차원진동간극수압은 증가하고, 무차원잔류간극수압은 감소하여 전 무차원간극수압은 작아지며, 따라서 무차원액상화깊이도 감소한다. 반면에, 역방향의 흐름에서는 흐름속도가 감소할수록 무차원진동성분은 감소하고, 무차원잔류성분은 증가하여 전 무차원간극수압은 커지며, 이로 인하여 무차원액상화깊이도 증가한다.

References

- Biot, M.A.(1941), General theory of three-dimensional consolidation, J. Applied Physics, Vol.12, pp.155-164.
- Chang, S.C., Lin, J.G., Chien, L.K. & Chiu, Y.F.(2007), An experimental study on non-linear progressive wave-induced dynamic stresses in seabed, Ocean Engineering, Vol.34, pp.2311-2329.
- Cheng, L., Sumer, B.M. & Fredsoe, J.(2001), Solution of pore pressure build up due to progressive waves, Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.25, pp.885-907.
- de Alba, P., Seed, H.B. & Chan, C.K.(1976), Sand liquefaction in large-scale simple shear tests, J. Geotechnical Engineering Division, Vol.102, pp.909-928.
- Hsu, J.R.C., Jeng, D.S. & Tsai, C.P.(1993), Short-crested wave induced soil response in a porous seabed of infinite thickness, Int. J. Numer. Analytical Methods Geomech., Vol.17, pp.553-576.

- Jeng, D.S.(1996), Wave-induced liquefaction potential at the tip of a breakwater: an analytical solution, *Applied Ocean Research*, Vol.18, pp.229-241.
- Jeng, D.S. & Hsu, J.R.C.(1996), Wave-induced soil response in a nearly saturated sea-bed of finite thickness, *Geotechnique*, Vol.46, No.3, pp.427-440.
- Jeng, D.S.(1997), Wave-induced seabed instability in front of a breakwater, *Ocean Engineering*, Vol.24, No.10, pp.887-917.
- Jeng, D.S., Seymour, B.R. & Li, J.(2006), A new approximation for pore pressure accumulation in marine sediment due to water waves, Research Report No. R868, School of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia.
- Jeng, D.S. & Seymour, B.R.(2007), Simplified analytical approximation for pore-water pressure buildup in marine sediments, *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.*, ASCE, Vol.133, No.4, pp.309-312.
- Jeng, D.S.(2008), Effects of wave non-linearity on residual pore pressure in marine sediments, *The Open Civil Eng. J.*, Vol.2, pp.63-74.
- Jeng, D.S., Zhou, X.L., Luo, X.D., Wang, J.H., Zhang, J. & Gao, F.P.(2010), Response of porous seabed to dynamic loadings, *Geotech. Eng. J. SEAGS & AGSSEA*, Vol.41, No.4.
- Jeng, D.S.(2013), *Porous models for wave-seabed interactions*, Springer, 288.
- Liu, H. & Jeng, D.S.(2007), A semi-analytical solution for random wave-induced soil response and seabed liquefaction in marine sediments, *Ocean Engineering*, Vol.34, pp.1211-1224.
- Madsen, O.S.(1978), Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, Vol.28, No.4, pp.377-393.
- McDougal, W.G., Tsai, Y.T., Liu, P.L.F. & Clukey, E.C.(1989), Wave-induced pore water pressure accumulation in marine soils, *J. Offshore Mech. an Arctic Engng.*, ASME, Vol.111, No.1, pp.1-11.
- Okusa, S.(1985), Measurements of wave-induced pore pressure in submarine sediments under various marine conditions, *Marine Geotechnology*, Vol.6, No.2, pp.119-144.
- Qi, W., Gao, F., Han, X. & Gong, Q.(2012), Local scour and porewater pressure around a monopile foundation under combined waves and currents, *Proceedings of 22nd Intl. Offshore and Polar Eng. Conference*, ISOPE, pp.159-165.
- Qi, W.G. & Gao, F.P.(2015), A modified criterion for wave induced momentary liquefaction of sandy seabed, *Theoretical and Applied Mechanics Letters*, Vol.5, pp.20-23.
- Sassa, S. & Sekiguchi, H.(1999), Wave-induced liquefaction of beds of sand in a centrifuge, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.621-638.
- Sassa, S., Sekiguchi, H. & Miyamoto, J.(2001), Analysis of progressive liquefaction as a moving-boundary problem, *Geotechnique*, Vol.51, No.10, pp.847-857.

- Sawicki, A. & Mierczynski, J.(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.
- Seed, H.B. & Rahman, M.S.(1978), Wave-induced pore pressure in relation to ocean floor stability of cohesionless soils, Marine Geotechnology, Vol.3, No.2, pp.123-150.
- Seed, H.B., Pyke, R.M. & Martin, G.R.(1978), Effects of multidirectional shaking on pore pressure development in sands, J. Geotechnical Division, ASCE, Vol.104, pp.27-44.
- Seed, H.B. & Lee, K.L.(1966), Liquefaction of saturated sands during cyclic loading, J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.92, pp.105-134.
- Sumer, B.M. & Cheng, N.S.(1999), A random-walk model for pore pressure accumulation in marine soils, Proceedings of the 9th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE-99, Brest, France, Vol.1, pp.521-526.
- Sumer, B.M., Hatipoglu, F., Fredse, J. & Sumer, S.K.(2006), The sequence of soil behavior during wave-induced liquefaction, Sedimentology, Vol.53, pp.611-629.
- Sumer, B.M.(2014), Liquefaction around marine structures, World Scientific.
- Tsai, C.P. & Lee, T.L.(1994). Standing wave induced pore pressures in a porous seabed, Ocean Engineering, Vol.22, No.6, pp.505-517.
- Tsai, C.P.(1995), Wave induced liquefaction potential in a porous seabed in front of a breakwater, Ocean Engineering, Vol.22, pp.1-18.
- Wang, J.G., Karim, M.R. & Lin, P.Z.(2007), Analysis of seabed instability using element free Galerkin method, Ocean Engineering, Vol.34, pp.247-260.
- Xu, H.(2012), Wave-induced liquefaction processes in marine sediments, PhD Thesis, University of Dundee, Scotland.
- Yamamoto, T., Koning, H.L., Sellmeijer, H. & Hijum, E.V.(1978), On the response of a poro-elastic bed to water waves, J. Fluid Mech., Vol.87, Part 1, pp.193-206.
- Ye, J., Jeng, D., Ren, W. & Changqi, Z.(2015), Numerical simulation of the wave-induced dynamic response of poro-elastoplastic seabed foundations and a composite breakwater, Applied Mathematical Modelling, Vol.39, pp.322-347.
- Young, Y.L., White, J.A., Xiao, H. & Borja, R.I.(2009), Liquefaction potential of coastal slopes induced by solitary waves, Acta Geotechnica, Vol.4, pp.17-34.
- Zen, K. & Yamazaki, H.(1990a), Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed, Soil and Foundation, Vol.30, No.4, pp.90-104.
- Zen, K. & Yamazaki, H.(1990b), Oscillatory pore pressure and liquefaction in seabed induced by ocean wave, Soil and Foundation, Vol.30, No.4, pp.147-161.

제6장 규칙파동장하 잠제 주변지반의 동적거동에 관한 수치해석

6.1 서언

근래, 해역공간의 이용과 연안방재차원으로 직립제, 경사제 혹은 혼성제로 대별되는 방파제가 많이 건설되어 왔지만, 해면상으로 돌출되는 방파제의 특성 때문에 해수교환의 차단에 따른 연안역의 수질악화 등과 같은 환경문제가 수반된다. 따라서, 이러한 단점을 보완하면서 표사제어에도 대응 가능한 수중 구조물인 잠제가 많이 계획·설치되고 있으며, 이에 따른 연구도 활발히 진행되고 있다. 일반적으로 잠제는 지반개량없이 이형블록이나 사석으로 실트질모래지반상에 건설되는 경우가 많고, 설치 후 지반 침하 및 이형블록이나 사석의 이탈 등으로 인하여 계획된 천단수심보다 깊어져 파랑제어기능 및 이에 따른 표사제어기능도 저하되는 현상이 발생되고 있다.

한편, 태풍 등에 의한 고파랑이 장시간에 걸쳐 지속되는 경우 잠제와 같은 해안구조물 및 지반은 반복적이고 지속적인 파랑하중을 받게 된다. 이러한 동적 파랑하중의 작용이 장시간 지속되는 경우 해저지반내에서는 과잉간극수압의 증가와 유효응력의 감소로 인하여 지반지지력이 감소되고, 종국에는 파랑에 의한 지반액상화가 발생되어 지반지반의 침하에 의한 구조물의 파괴로 이어질 수 있다.

잠제를 대상으로 파랑에 의한 지반거동을 다룬 연구로는 대표적으로 투수성의 강체지반(Kim, 2007) 및 Biot의 3차원압밀이론(Biot, 1941)에 기초한 탄성지반(Mostafa et al., 1999; Jeng et al., 2013)에 대한 해석을 각각 들 수 있다. 여기서, 투수성의 강체지반에서는 진동간극수압만이 대상으로 되고, 구조물의 변위, 잔류간극수압, 유효응력 및 액상화 등과 같이 해저지반의 파괴에서 중요한 지반응답의 요소가 해석되지 않는다. 또한, 탄성지반에서는 토립자의 재배열에 따른 전단응력의 변화와 이에 따른 잔류간극수압 및 액상화를 명확히 해석할 수 없는 단점이 있다.

본 장에서는 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 2D-NIT(Two Dimensional Numerical Irregular wave Tank)모델(Lee et al., 2013)로부터 동일한 파고와 주기를 갖는 규칙파가 장시간 지속되는 파랑환경하에 해저지반 및 잠제 표면에 작용하는 시간변동의 동파압을 산정하고, 그 결과를 지반의 동적거동을 정밀하게 재현할 수 있는 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program)모델(Iai et al., 1992a, 1992b)의 외력으로 적용하여 잠제의 동적변위를 검토하며, 더불어 해저지반내에서 진동 및 잔류간극수압과 간극수압비로부터 해저지반의 액상화 가능성을 입사파의 파고, 주기 및 지반의 N 값의 변화에 따라 고찰한다. 본문중에 2D-NIT모델 & FLIP모델의 연성해석에 의한 수치해석결과의 타당성을 검증하기 위하여 기존의 실험결과(Mizutani et al., 1998)와 수치해석결과(Jeng et al., 2013)와의 비교 및 검토를 수행한다.

6.2 수치해석이론

6.2.1 2D-NIT모델에 의한 파동장해석

복잡한 자유경계면의 거동을 효과적으로 추적할 수 있는 VOF법(Hirt & Nichols, 1981)이 제안된 이후, 자유경계면을 취급하는 많은 학문분야에서 이를 활용한 연구가 활발하게 진행되어 왔다(CDIT, 2001). 특히, VOF법은 쇄파과정 및 쇄파 후의 파형변형과 같이 자유수면이 극심하게 변형되는 현상을 수치적으로 재현할 수 있기 때문에 해안공학분야에도 VOF법을 활용한 다양한 수치모델이 개발·활용되고 있다. VOF법은 격자내에 분포시킨 유체율 함수를 통하여 자유수면을 추적하는 수치기법이다. 따라서, 이를 해안공학 분야에 적용하는 경우에는 파랑의 전달과 반사를 정확하게 모의할 수 있는 효과적인 무반사조건을 포함한 경계조건 및 수치조파수법이 같이 수반되어야 한다.

Fig. 6.1은 본 장의 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)의 적용을 위한 수치파동수조로 조파를 위한 조파소스 및 무반사를 위한 감쇠영역 등이 주어지고, 그림에서 감쇠영역의 폭 L_a 는 무반사조건을 충분히 실현하기 위하여 입사파의 파장 L 의 2배보다 클 필요가 있다. 그리고, 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)은 기존의 2차원수치파동수조모델을 불규칙파동장으로 확장한 모델로 자유표면의 해석모델에 VOF법을, 난류모델에는 $k-\varepsilon$ 모델을 각각 적용하였다. 기초방정식은 2차원비압축성의 점성유체를 대상으로 한 연속식 및 Navier-Stokes방정식을 PBM(Porous Body Model; Sakakiyama & Kajima, 1992)에 근거하여 확장한 다음의 식(6.1)~(6.3)으로 주어진다.

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = \gamma_\nu S_\rho \quad (6.1)$$

$$\lambda_\nu \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uu}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z wu}{\partial z} = -\frac{\gamma_\nu}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} \quad (6.2)$$

$$\lambda_\nu \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uw}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z ww}{\partial z} = -\frac{\gamma_\nu}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left(2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} \quad (6.3)$$

$$-D_x u - R_x + S_u$$

$$-D_z u - R_z + S_z - \gamma_\nu g$$

여기서, t 는 시간, x, z 는 수평 및 연직좌표, u, w 는 x, z 방향의 유속, ρ 는 유체밀도, p 는 압력, ν_e 는 분자동점성계수와 와점성계수의 합, g 는 중력가속도, λ_ν 는 체적공극율, λ_x, λ_z 는 x, z 방향의 면적공극율, D_x, D_z 는 경계에서 반사파의 제어를 위하여 설치한 감쇠영역내에서 에너지감쇠계수, S_ρ, S_u, S_w 는 해석영역내에서 조파를 위한 소스이다. 한편, $\lambda_\nu, \lambda_x, \lambda_z$ 는 투과층내에 관성력계수를 도입하여 구조물로부터 받는 관성력 효과를 나타낸 파라미터로 식(6.4)와 같이 표현되고, R_x, R_z 는 투과층에서의 저항력으로 식(6.5)와 같이 주어진다.

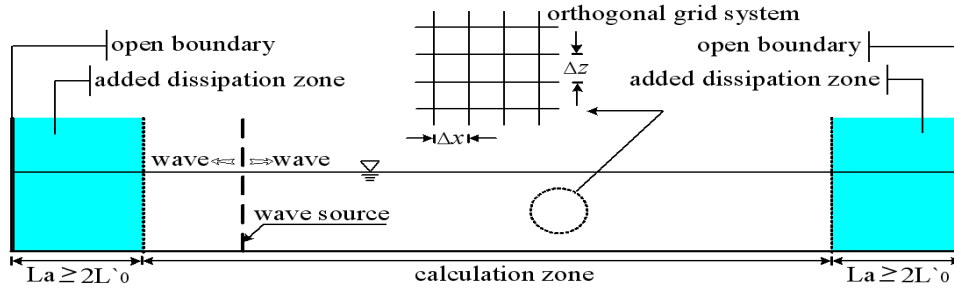


Fig. 6.1. Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.

$$\begin{cases} \lambda_v = \gamma_v + (1 - \gamma_v) C_M \\ \lambda_x = \gamma_x + (1 - \gamma_x) C_M \\ \lambda_z = \gamma_z + (1 - \gamma_z) C_M \end{cases} \quad (6.4)$$

$$\begin{cases} R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \gamma_x) u \sqrt{u^2 + w^2} \\ R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \gamma_z) u \sqrt{u^2 + w^2} \end{cases} \quad (6.5)$$

여기서, C_M 은 관성력계수, C_D 는 항력계수, $\Delta x, \Delta z$ 는 x, z 방향의 격자크기이다.

VOF함수 F 는 유체체적율로 $0 \leq F \leq 1$ 의 범위를 가지며, $F=1$ 의 경우는 유체셀, $F=0$ 의 경우는 기체셀, $0 < F < 1$ 의 경우는 표면셀로 판정하여 자유수면을 추적하며, 다음의 이류방정식의 의해 이류된다.

$$\gamma_v \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w F}{\partial z} = S_f \quad (6.6)$$

여기서, S_f 는 해석영역내의 조파소스에 의하여 부가되는 항이다.

6.2.2 FLIP모델에 의한 해저지반거동해석

FLIP모델은 지진동에 따른 지반거동과 액상화를 정밀하게 해석하는 모델로 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소해석모델(Iai et al., 1992a, 1992b)이다. 이 모델에서는 (원형)고정경계를 Fig. 6.2와 같은 전단변형영역과 무한개의 가상스프링경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 실제 단순전단메커니즘이라고 할 수 있고, 이는 지반에서 흙의

탄소성에 관한 응력-변형률관계를 잘 모사할 수 있다.

각 스프링에서 힘과 변위관계는 쌍곡선형태의 하중-변위관계를 따른다. 원의 중심에서 이동점의 변위는 외력에 의해 발생한 전단변형을 타나내며, 절점에 외력의 작용결과로 흠에서 발생하는 전단응력이 나타난다. 여기서, 평면변형상태에서 유효응력과 변형벡터를 다음의 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{cases} \{\sigma'\}^T = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xz}\} \\ \{\varepsilon'\}^T = \{\varepsilon'_x, \varepsilon'_y, \gamma_{xz}\} \end{cases} \quad (6.7)$$

구성방정식은 기본적으로 다음의 식(6.8)과 같이 주어진다.

$$\{d\sigma'\}^T = [D](\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon_p\}) \quad (6.8)$$

여기서, σ' 는 유효응력, $\{\varepsilon\}$ 은 변형률, $\{d\sigma'\}$ 는 유효응력증분, $\{d\varepsilon\}$ 는 변형률증분, $[D]$ 는 다음의 식(6.9)로 정의되고, $\{d\varepsilon_p\}$ 는 다음의 식(6.10)으로 주어지는 다일러턴시에 따른 체적변형률증분을 각각 나타낸다.

$$[D] = K\{n^{(0)}\}\{n^{(0)}\} + \sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)} \{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T \quad (6.9)$$

$$\{d\varepsilon_p\} = \{d\varepsilon_p/2, d\varepsilon_p/2, 0\} \quad (6.10)$$

여기서, K 는 반력계수, $R_{L/U}^{(i)}$ 은 접선전단계수, $\sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)} \{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T$ 는 다중전단메커니즘으로 각 메커니즘 $i = 1, 2, 3, \dots, I$ 는 각각 단순전단메커니즘으로 나타나며, 각각의 단순전단평면의 각도는 $\theta/2$ 이다. x 축에 관련된 접선전단계수는 복원력 특성과 쌍곡선의 응력-변형관계를 나타낸다. 그리고, 식(6.9)의 우변에서 $\{n^{(0)}\}$ 은 방향벡터, $\{n^{(i)}\}^T$ 은 다중전단메커니즘의 방향벡터로 각각 다음의 식으로 정의된다.

$$\{n^{(0)}\} = \{1, 1, 0\} \quad (6.11)$$

$$\{n^{(i)}\}^T = \{\cos\theta_i, -\cos\theta_i, \sin\theta_i\} \quad (6.12)$$

여기서,

$$\theta_i = (i-1)\Delta\theta_i \text{ for } i = 1, 2, \dots, I \quad (6.13)$$

$$\Delta\theta_i = \pi/I \text{ for } i = 1, 2, 3, \dots, I \quad (6.14)$$

과잉간극수압은 반복전단작용에 의해 발생하는 흙의 체적변형과 간극률 및 간극수의 체적탄성계수와 관계로부터 산정되고, (+)다일러턴시의 영향은 Iai et al.(1992a, 1992b)에 의해 제안된 Fig. 6.3의 액상화경계(liquefaction front)를 이용하여 반복전단작용에 의한 흙의 유효응력감소에 의해 유발되는 반복유동(cyclic mobility) 및 액상화거동을 재현할 수 있다.

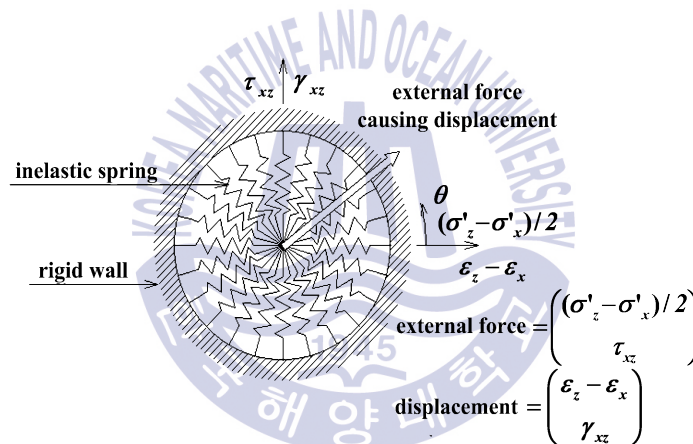


Fig. 6.2. Schematic diagram of multi-spring model(Towata & Ishihara, 1985).

6.3 수치해석결과의 검증

모래지반상의 진행파동으로 인한 지반내 과잉간극수압과 수위변동을 수리모형실험으로부터 측정 한 Mizutani et al.(1998)에 의한 결과와 파동장과 지반거동의 해석에 각각 VARANS방정식(Hsu & Liu, 2002)과 Biot방정식(Biot, 1941)을 적용한 PORO-WSSI II에 의한 Jeng et al.(2013)의 수치해석결과 및 2D-NIT & FLIP모델에 의한 본 수치해석결과를 비교한 예가 Figs. 6.5와 6.6에 제시되어 있다. 이 때, 입사파의 파고는 $H=3\text{m}$, 주기는 $T=1.4\text{s}$ 이고, 정수심은 $d=0.3\text{m}$ 이다. 잡체의 채원은 Fig. 6.4에 주어져 있고, 해저지반의 물성치는 Table 6.1과 같다(Mizutani et al., 1998). 여기서, FLIP모델에서는 Table 6.1에서 제시된 물성치 이외에 액상화파라미터가 요구되지만, 여기서 모두 0으로 가정되었다. 이는 해저지반이 모래만으로 구성되어 세립분이 포함되어 있지 않기 때문이며, 또한 Mizutani et al.(1998)과 Jeng et al.(2013)의 해석에서는 진동간극수압만을 대상으로 하고 있고, 장시간의 파랑하중하의 지반거동에서 나타나는

잔류간극수압을 해석하지 않기 때문이다.

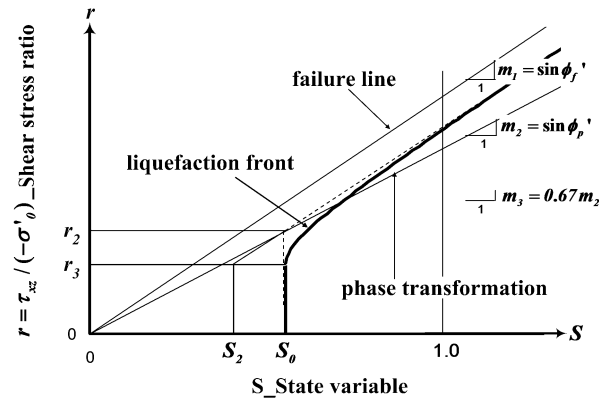


Fig. 6.3. Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai., 1992a, 1992b).

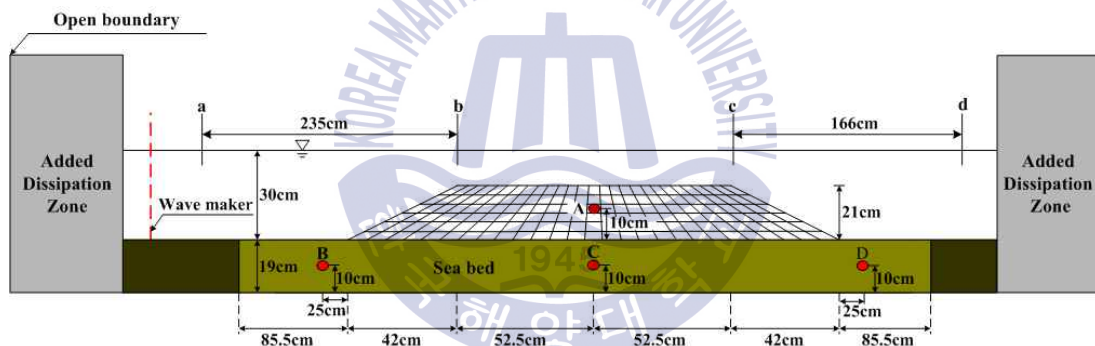


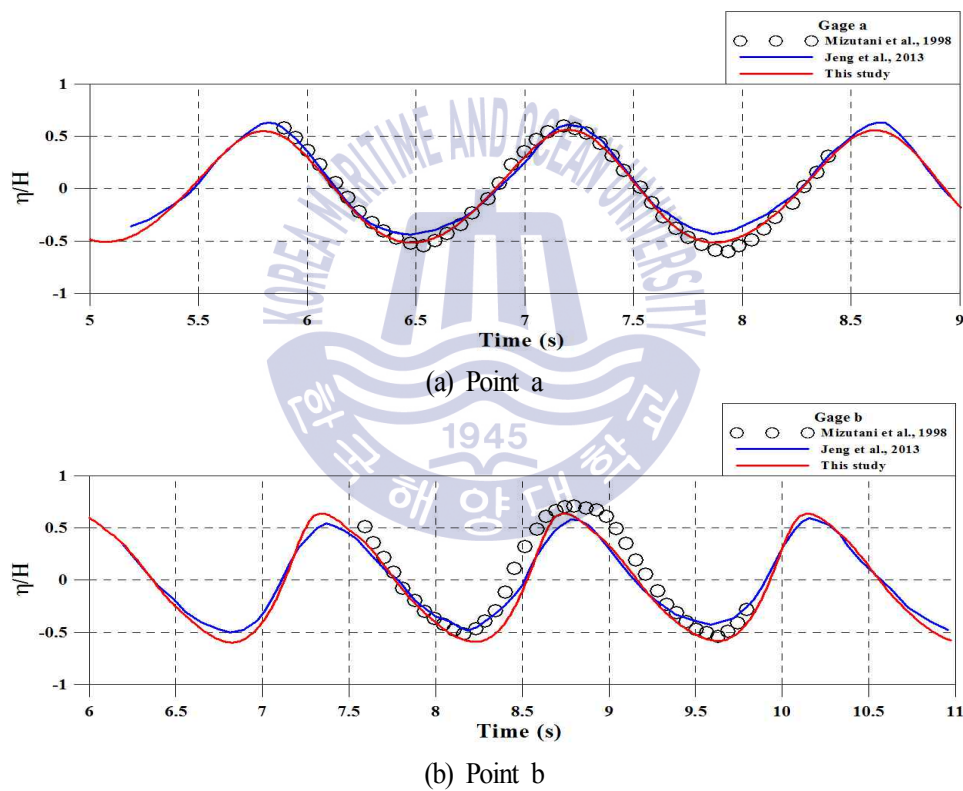
Fig. 6.4. Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models.

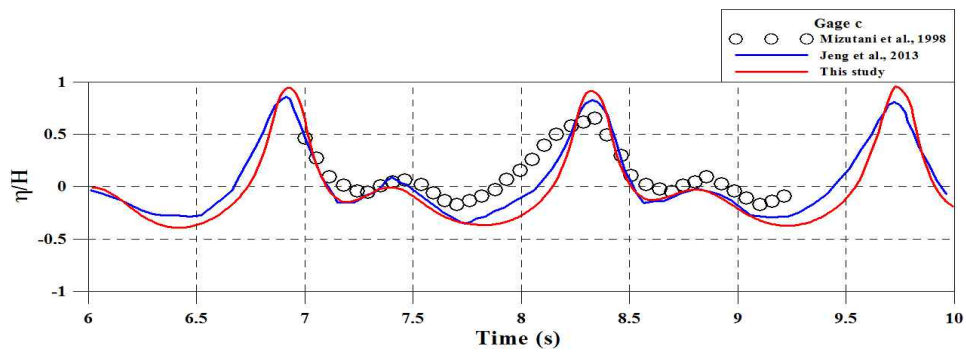
먼저, Fig. 6.5에서는 2D-NIT모델의 검증차원에서 Fig. 6.4의 (a)-(d)지점에서 수위변동 η 를 입사파고 H 로 나눈 무차원수위변동을 나타내며, 그림에서 흰 원은 Mizutani et al.(1998)에 의한 실험치, 파란 실선은 Jeng et al.(2013)에 의한 수치계산치, 붉은 실선은 본 2D-NIT모델에 의한 수치계산치를 각각 나타낸다. 그림으로부터 잠제의 우측 (c)와 (d)지점에서는 기존의 해석결과들과 약간의 차이가 있지만, 전체적으로 잠제로 인한 비선형파의 형성 및 발달과 파봉분열과 같은 수면변동이 잘 일치한다. Fig. 6.6은 FLIP모델의 검증차원에서 Fig. 6.4에 주어진 잠제내 간극수압의 측정점(A) 및 해저지반내 간극수압의 측정점(B)-(D)에서 간극수압 p_s 를 입사파에 의한 동압 $\rho g H$ (여기서, g 는 중력가속도)로 나눈 무차원 간극수압(진동성분)의 시계열을 나타낸다. 그림으로부터 잠제내의 측정점(A)에서 산정 및 측정된 무차원간극수압의 경우 본 결과치가 기존의 실험치 및 수치해석치와 미소한 차이를 나타내지만, 전반적으로 실험치를 잘 재현하고 있는 것으로 판단된다.

이상의 수위변동에서 본 수치해석치가 Mizutani et al.(1998)에 의한 실험치와 약간의 차이를 나타내는 것은 실험치의 경우 모래지반상에 잠제를 설치한 상태에서 수위변동이 측정되었고, 반면에 본 계산치의 경우는 불투수성의 강체지반상에 설치된 잠제를 대상으로 하였기 때문인 것으로 판단된다.

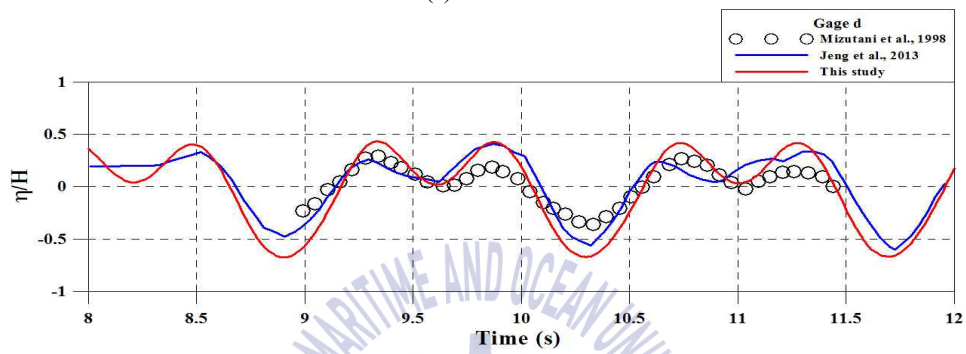
Table 6.1. Soil properties in numerical simulation.

	Shear modulus	Bulk modulus	Poisson's ratio	Porosity	Internal friction angle
Seabed	$5.0 \times 10^5 \text{ kPa}$	$1.304 \times 10^5 \text{ kPa}$	0.33	0.30	38°
Submerged breakwater	$1.0 \times 10^6 \text{ kPa}$	$1.590 \times 10^5 \text{ kPa}$	0.24	0.33	45°



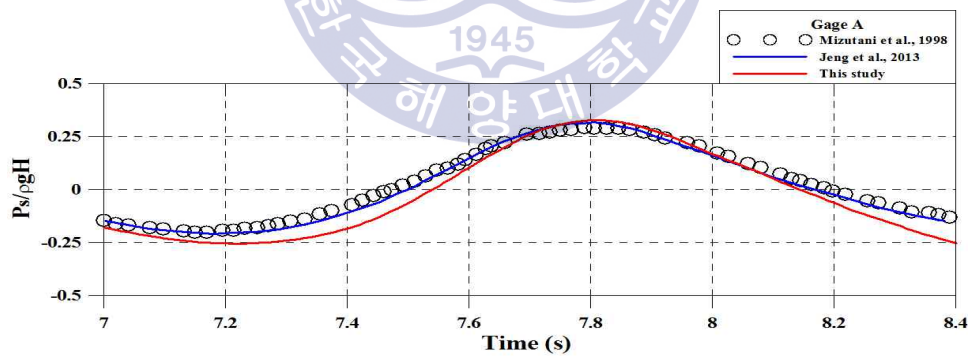


(c) Point c

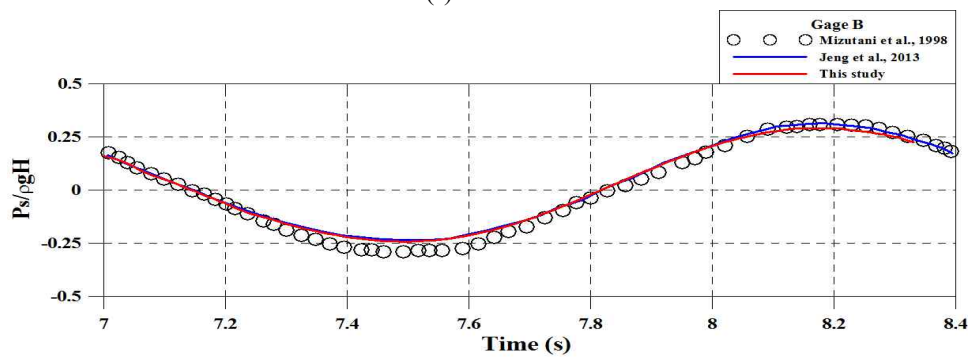


(d) Point d

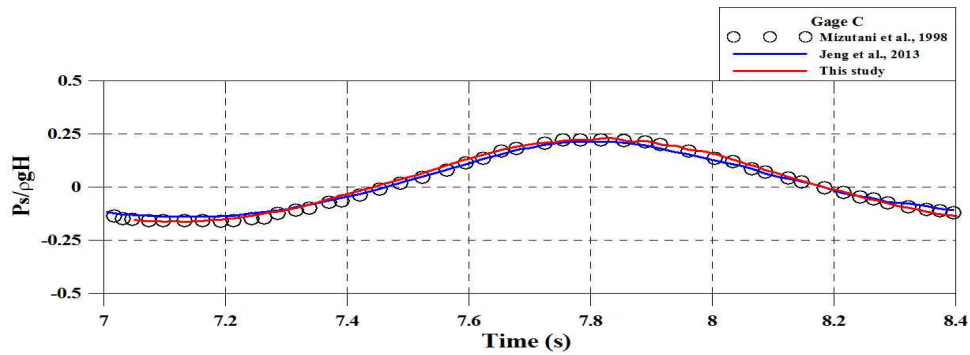
Fig. 6.5. Comparison between measured and calculated free surface elevations.



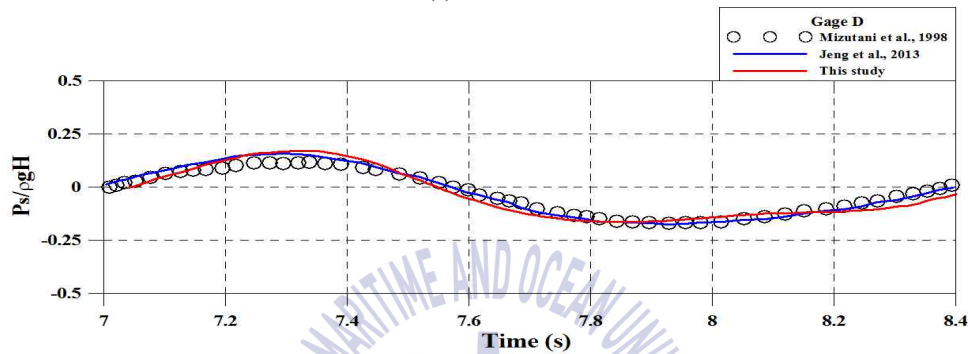
(a) Point A



(b) Point B



(c) Point C



(d) Point D

Fig. 6.6. Comparison between measured and calculated pore water pressures.

6.4 잠제의 변위 및 잠제하 해저지반의 동적거동

6.4.1 계산조건

Fig. 6.7과 같은 일정수심 h 의 규칙파동장에 설치된 잠제를 대상으로 먼저 2D-NIT모델로부터 해저면에서 파동으로 인한 동파압을 산정하였다. 파랑의 수치해석에 적용된 규칙파는 파고 $H=0.5\text{m}$, 3.0m , 주기는 $T=10\text{s}$, 15s 이고, 잠제의 제원은 Fig. 6.7에서 제시된 바와 같다. 격자는 파동장에서 $\Delta x=1.5\text{m}$, $\Delta z=1.0\text{m}$, 지반부에서 $\Delta x=1.5\text{m}$, $\Delta z=0.3\text{m}$ 로 각각 설정되었다. 그리고, Fig. 6.7에는 FLIP(Iai et al., 1992a, 1992b)에 적용되는 동파압의 산정위치, 잠제에서 침하량의 산정위치 E1, E2 및 해저지반내 간극수압의 변동위치 P1~P15 등을 나타내며, Table 6.2는 해저지반을 구성하는 실트질모래의 물성치를 나타낸다. Table 6.2에서 N 값은 지반의 표준관입시험으로부터 산출되며, 이에 따른 내부마찰각은 FLIP모델의 적용에서 권장되는 간이설정법(Morita et al., 1997)으로부터 추정된 값이다.

6.4.2 동파압의 산정

해저면상 및 잠제 표면에 설정되는 유한요소의 절점위치에서 동파압을 산정하기 위하여 2D-NIT모델과 FLIP모델의 격자구성체계를 동일하게 구성하였으며, 절점위치는 Fig. 6.7에서 흰 원으로 표기되어

있다. 각 절점위치에서 압력데이터는 정수압성분을 제외한 동수압성분만으로 주어지며, 해저면상 및 잠제 표면에서 이러한 동파압의 시계열데이터는 지반내의 동적거동해석을 위한 FLIP의 경계상의 절점에서 경계치로 입력된다.

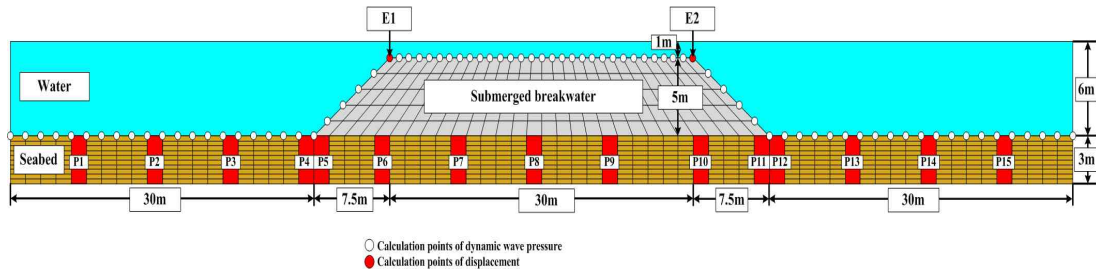


Fig. 6.7. Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models.
(P1~P15: Calculation points of pore water pressure, and E1, E2: Calculation points of submerged breakwater displacement)

Table 6.2. Soil properties for silty-sand in this numerical analysis.

		Shear modulus(kPa)	Bulk modulus(kPa)	Poisson's ratio	Porosity	Internal friction angle(°)
Seabed	$N=3$	3.554×10^4	9.270×10^4	0.33	0.45	37
	$N=5$	4.840×10^4	1.262×10^5	0.33	0.45	38
Submerged breakwater		2.477×10^5	6.461×10^5	0.33	0.45	45

Parameters for liquefaction characteristic					
$\varphi_p(^{\circ})$	S_1	w_1	p_1	p_2	c_1
28.00	0.005	4.070	0.5	1.073	1.161
28.00	0.005	4.634	0.5	1.037	1.548
-	-	-	-	-	-

$\varphi_p(^{\circ})$: Phase transformation angle
 S_1 : Ultimate limit of dilatancy
 w_1 : Overall cumulative dilatancy
 p_1 : Initial phase of cumulative dilatancy
 p_2 : Final phase of cumulative dilatancy
 c_1 : Threshold limit for dilatancy

6.4.3 잠제 및 해저지반내에서 동적응답

탄·소성지반에서 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유효요소해석법을 적용하는 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)로부터 이하에 나타내는 해저지반상의 잠제에서 동적응답(연직 및 수평 변위)과 해저지반내 동적응답(진동 및 잔류간극수압과 간극수압비)을 수치적으로 산정하였다. 이 때, 수치모델링에서 하부경계조건과 좌·우경계조건으로 구분되는 지반경계에서 하부경계조건은 연직 및 수평변위의 구속조건으로, 좌·우경계조건은 연직변위의 허용과 수평변위의 구속조건으로 각각 설정되었다.

(1) 잠재의 동적변위

Fig. 6.8은 잠재 천단상의 양쪽 가장자리 E1과 E2에서 파고와 주기의 변화를 파라미터로 해저지반의 N 값에 따른 수평변위(활동)의 시계열을 나타내고, Fig. 6.9는 동일한 조건하에 연직변위(침하)를 나타낸다. 각 그림에서 (1)과 (3)은 해저지반에서 $N=3$ 의 경우를, (2)와 (4)는 $N=5$ 의 경우이며, 녹색 실선은 파고 $H=0.5\text{m}$, 주기 $T=10\text{s}$, 주황색 실선은 파고 $H=0.5\text{m}$, 주기 $T=15\text{s}$, 파란색 실선은 $H=3.0\text{m}$, 주기 $T=10\text{s}$, 적색 실선은 $H=3.0\text{m}$, 주기 $T=15\text{s}$ 일 때의 변위를 각각 나타낸다.

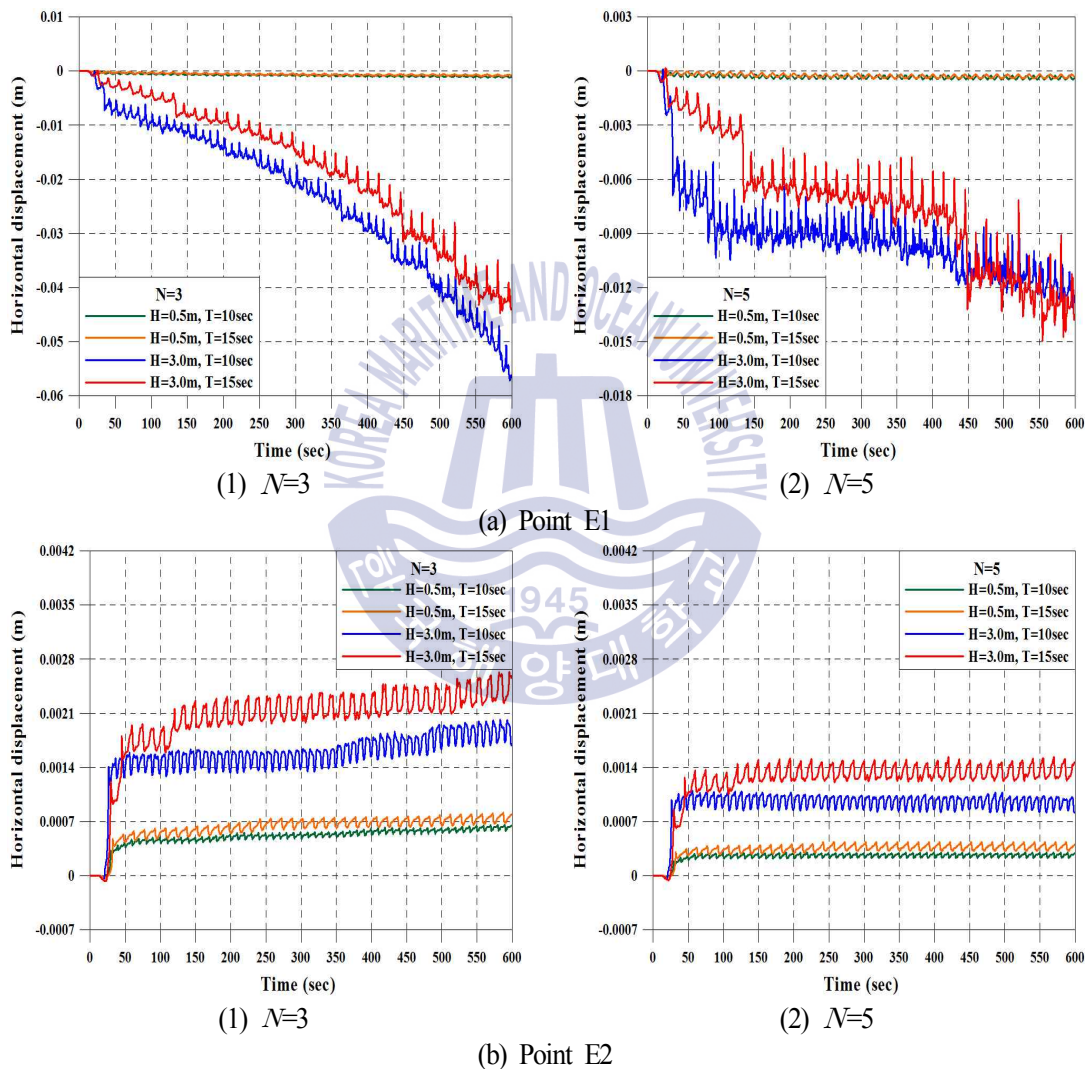


Fig. 6.8. Time histories of horizontal displacement according to variations of incident wave height, period and N value.

먼저, 수평변위(활동)을 살펴보면 잠재 천단 좌측 가장자리(E1지점)가 우측 가장자리(E2지점)보다 큰 변위를 나타낸다(Figs. 6.8과 6.9에서 연직축의 크기가 다르게 표기되어 있는 것에 유의바란다). 이는

잠제 천단 좌측 가장자리 근방에서 입사파가 쇄파되기 시작하는 쇄파점으로 파고가 증가되는 반면, 우측 가장자리에서는 쇄파 후 에너지손실이 수반되어 파고가 크게 감소되기 때문이다. 따라서, 상대적으로 파고가 큰(파랑에너지가 큰) 잠제 천단 좌측 가장자리에서 큰 변위가 발생하는 것으로 추정된다. 다음으로, 잠제 천단 좌측 가장자리에서 수평변위는 좌측(입사파향에 반대)으로 발생되고, 우측 가장리의 경우 우측(입사파향)으로 발생되지만, 그의 크기는 파고의 차이로 좌측의 경우가 훨씬 크며, N 값이 작을수록 이러한 현상은 현저하게 나타난다.

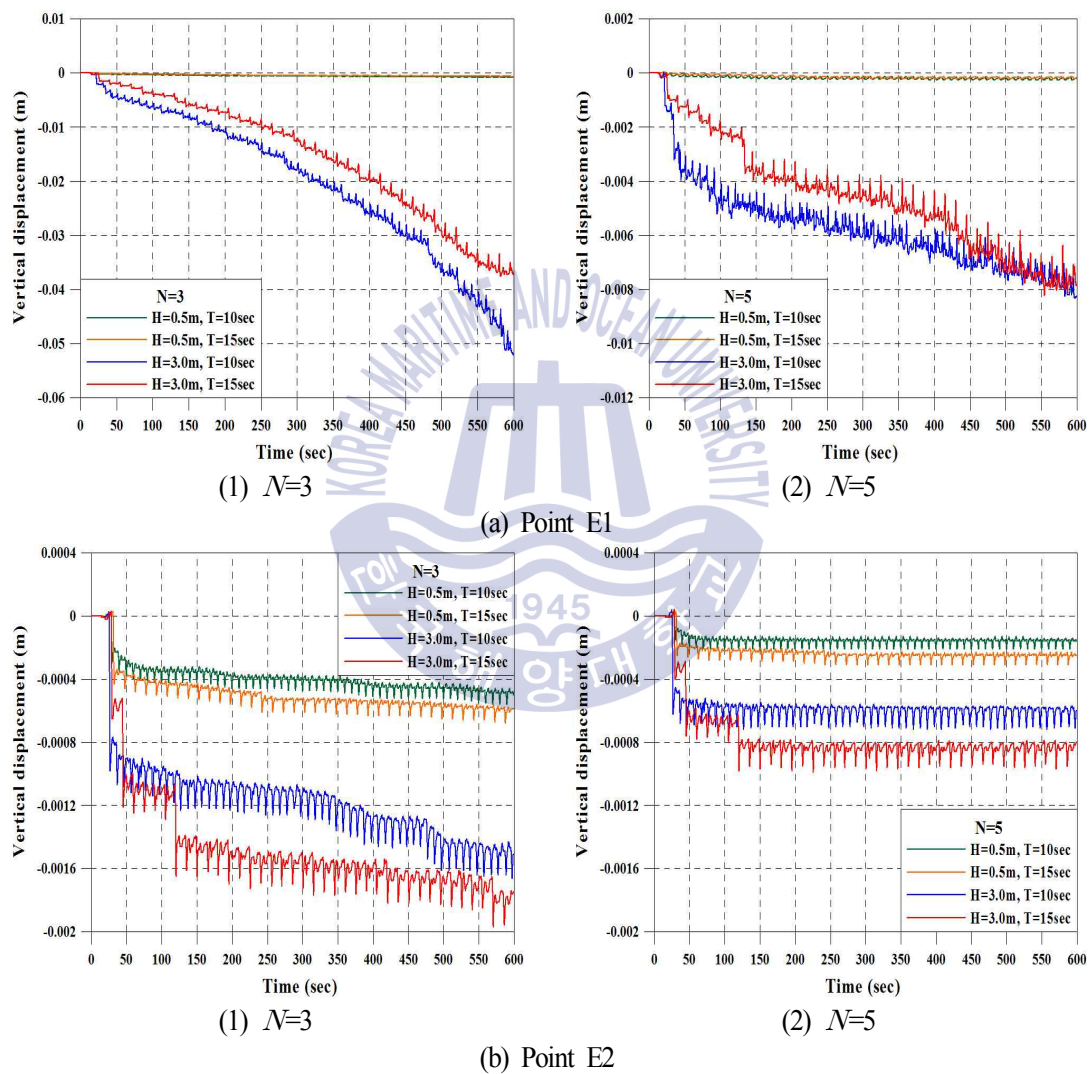


Fig. 6.9. Time histories of vertical displacement according to variations of incident wave height, period and N value.

잠제의 수평변위에서 동일한 주기에 대해 파고의 영향을 검토하면 파고가 커질수록 수평변위가 커지고, 이러한 경향은 N 값이 작을수록 명확하게 나타난다. 그러나, 동일한 파고에 대하여 좌측 가장리에서는 주기가 짧을수록, 우측에서는 주기가 길수록 큰 수평변위가 나타난다. 이것은 주기가 길어질수

록(파형경사가 작을수록) 전달율이 커지고, 주기가 짧을수록(파형경사가 클수록) 반사율이 증가되어 좌측 가장자리 근방에서 파고증폭효과가 커지며, 또한 우측 가장자리 근방에서는 쇄파 후 에너지 소산이 커지기 때문인 것으로 판단된다. 파고와 주기의 민감도에 대해서는 본 계산의 범위내에서 주기보다는 파고의 변화에 보다 민감하다는 것을 알 수 있다.

Fig. 6.9에 제시된 연직변위, 즉 침하형상을 검토한다. 잠제 천단 좌측 가장자리의 E1지점에서 침하는 수평변위에서와 동일하게 파고가 클수록 주기가 짧을수록 커지며, 또한 N 값이 커질수록 작아지는 경향을 나타낸다. 그러나, 우측의 E2지점에서는 (+)의 수평변위를 나타낸 것과는 달리 (-)의 연직변위를 나타내며, 파고가 클수록 주기가 길수록 N 값이 작을수록 침하량이 커지지만, 그 값의 크기는 좌측의 경우보다 매우 작다. 이러한 결과로부터 잠제 천단은 양측으로 퍼지면서 침하되며, 이 때 좌측 가장자리가 상대적으로 훨씬 큰 값을 나타낸다는 것을 확인할 수 있고, 이러한 수치해석결과는 실험역에 설치된 잠제에서 발생하는 현상과 부합되는 것으로 판단된다.

다음의 Figs. 6.10~6.12는 잠제와 해저지반의 각 절점에서 산정되는 최대변위로부터 도출되는 최대변형단면을 나타낸 것이며, 그림에서의 결과는 50배로 확대된 것이다. 그림에서 파선은 초기상태를, 실선은 최대변형단면을 각각 나타낸다. 그림으로부터 파고가 커질수록 잠제 및 해저지반의 변위가 커지는 것을 시각적으로 확인할 수 있고, 동시에 동일한 파랑조건하에 N 값이 작을수록 잠제 및 해저지반의 변위가 현저히 감소된다는 것을 볼 수 있다. 그리고, 전술한 바와 그림에서 잠제 천단이 양측으로 퍼져나가면서 침하되지만, 잠제의 좌측부분이 상대적으로 큰 변위를 나타내며, 해저지반의 경우 잠제 전면의 해저면 근방에 큰 변형이 발생하는 것을 볼 수 있다.

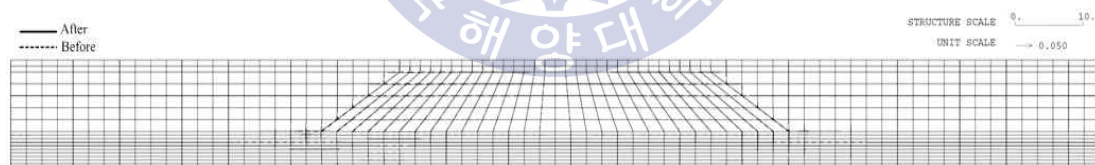


Fig. 6.10. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$.

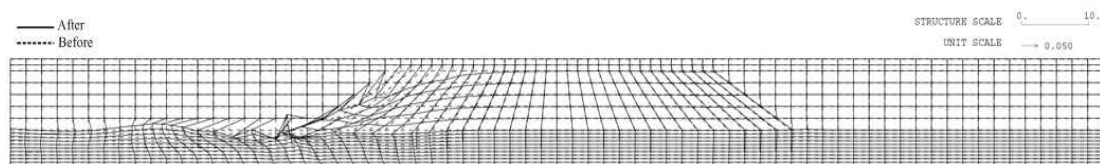


Fig. 6.11. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

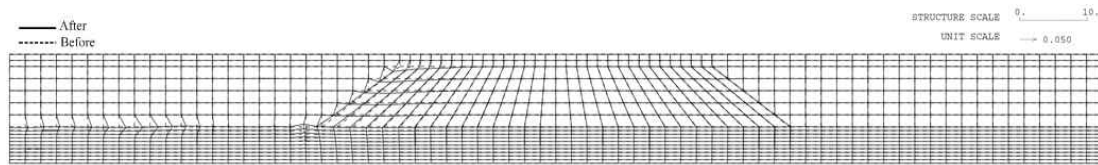


Fig. 6.12. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

(2) 해저지반내 간극수압

지반액상화와 직접적인 연관을 갖는 파동으로 인한 지반내 간극수압의 변동은 진동간극수압과 잔류 간극수압을 포함한다. 파의 위상과 동일한 주기로 변동하는 진동간극수압은 지반내에서는 진폭감쇠와 위상지연이 수반된다. 한편, 잔류간극수압은 제4장에서 기술한 바와 같이 파의 주기적인 반복하중에 의해 해저지반내 전단응력이 시·공간적으로 변화되고, 이에 따라 토립자내 간극의 체적감소가 점차적으로 발생되어 간극수압이 누적된다. 주기평균된 누적간극수압, 즉 잔류간극수압은 최종적으로 일정치 $p_{\max}$ 에 도달하게 된다. 일반적으로 투수성이 큰 모래지반의 경우는 진동간극수압이 크지만, 완전포화지반의 경우는 진동간극수압에 의한 액상화는 발생되지 않고 기포가 함유된 불포화지반에서 액상화 가능성이 높은 것으로 지적되고 있다(Mei & Foda, 1981). 본 장에서와 같은 실트질의 모래지반의 경우는 투수계수가 매우 작기 때문에 잔류간극수압이 상대적으로 액상화에 매우 큰 영향을 미친다.

다음의 Figs. 6.13과 6.14는 N 값이 각각 3과 5일 때 파고와 주기의 변화에 따라 최종잔류간극수압 $p_{\max}$ 값을 공간적으로 나타낸 결과이며, 해저지반의 깊이는 $z=0.75\text{m}$ 와 2.25m 이다. 그림에서 녹색 마름모는 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$, 주황색 사각형은 $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$, 파란색 원은 $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{sec}$, 적색 십자형은 $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 인 경우이다.

먼저, $N=3$ 인 경우를 살펴보면 최종잔류간극수압 $p_{\max}$ 는 동일한 주기에 대해 파고가 증가할수록 전체 공간에서 증가하고, 동일한 파고에 대해 주기에 따른 변화는 커지 않는다는 것을 알 수 있다. 이는 잠재의 동적변위에서 기술한 바와 유사한 현상이며, 즉 잠재의 천단 좌측부에서 변위가 커기 때문에 해저지반에서 잔류간극수압도 크게 발생되고, 상대적으로 우측부에는 변위가 작기 때문에 잔류간극수압도 작게 발생하는 것으로 판단된다. 여기서, 잠재의 선단부(toe)에서는 파-잠재-지반의 작용이 직접적으로 상호영향을 미치기 때문에 파고가 큰 경우 잔류간극수압의 변화가 다소 복잡하게 나타나며, 전반적으로는 잠재 중앙부를 기준으로 좌측에서 큰 잔류간극수압을 나타낸다. 최종잔류간극수압의 연직크기를 비교하면 잠재 중앙부를 기준으로 좌측을 제외하면 깊이가 깊어지면 잔류간극수압이 증가되며, 특히 이러한 현상은 잠재 전면에서 파고가 큰 경우에 탁월하게 나타난다. 그리고, 입사파가 잠재 천단상에서 쇄파되는 $H=3.0\text{m}$ 의 경우는 잠재 우측 전달파 영역에서 파고의 차이에 따른 값의 변화가 크지 않다는 것을 볼 수 있다.

다음으로, $N=5$ 의 경우는 전체적으로 $N=3$ 의 경우보다 작은 최종잔류간극수압을 나타내지만, 파고

가 클수록 그의 값이 커지는 것은 $N=3$ 의 경우와 동일한 현상이다. 반면에, $N=5$ 의 경우가 파고에 대한 민감도가 떨어지고, 깊이의 변화에 따른 잔류간극수압의 차이도 상대적으로 작아지는 것을 알 수 있다.

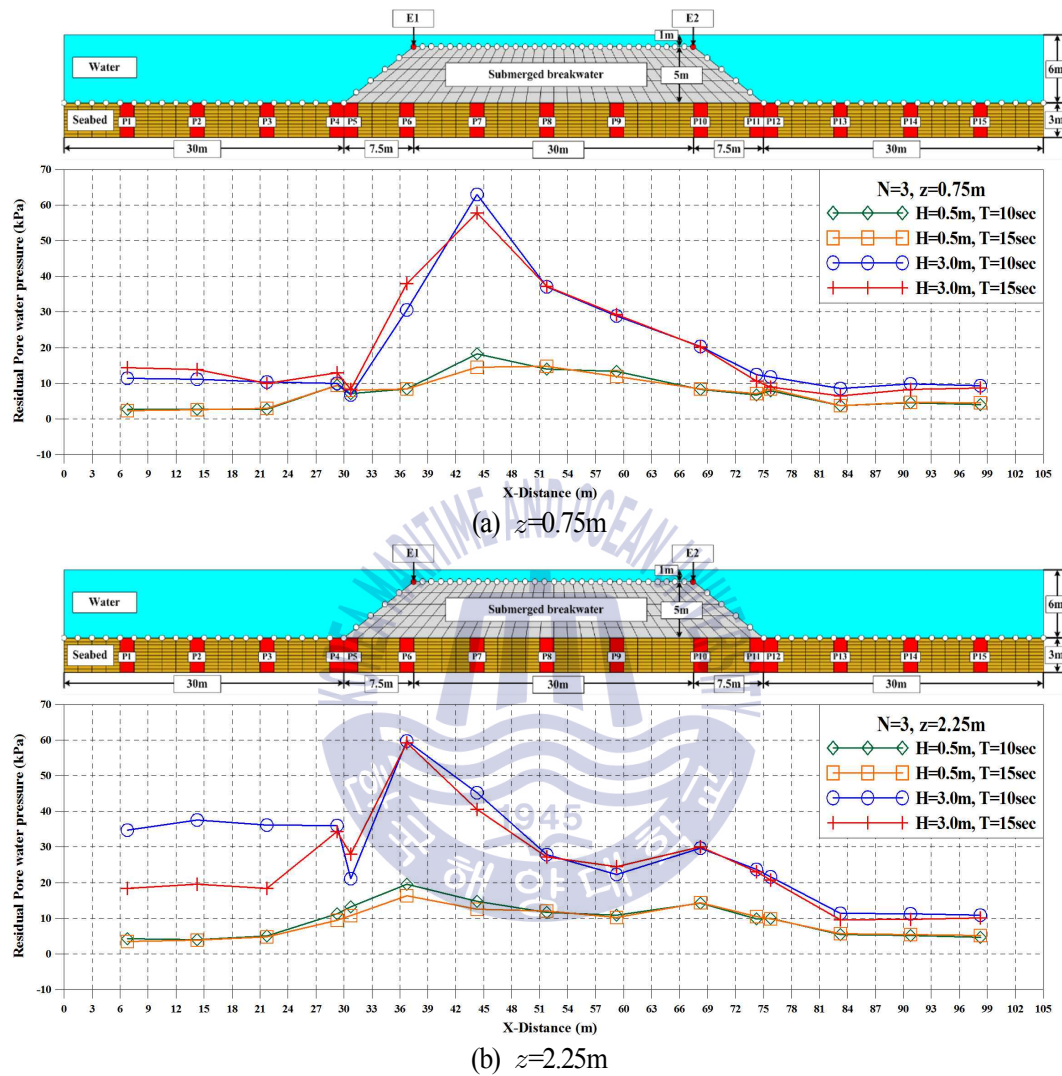


Fig. 6.13. Spatial distribution of residual pore water pressure for different wave heights and periods in case of $N=3$.

(3) 해저지반내 간극수압비

Figs. 6.15~6.17은 N 값이 각각 3과 5일 때 Fig. 6.7에서 나타내고 있는 P2(잠제의 전면), P8(잠제 중앙), P14(잠제의 배면)지점의 해저지반내에서 파고와 주기의 변화에 따른 간극수압비의 시계열을 나타낸 결과이다. 여기서, 간극수압비는 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst}$ 로 정의되고, σ'_m 은 평균유효응력, σ'_{mst} 는 초기유효응력을 나타낸다. 한편, 간극수압 p 와 초기유효응력 σ'_{mst} 의 비 p / σ'_{mst} 로 정의되는 간극수압비의 경우는 $p / \sigma'_{mst} \geq 1$ 이면 액상화로 판정되고, 본 장의 경우는 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst} \geq 0.95$ 이면 지반액상화로 판정된

다(Yasuda, 1988).

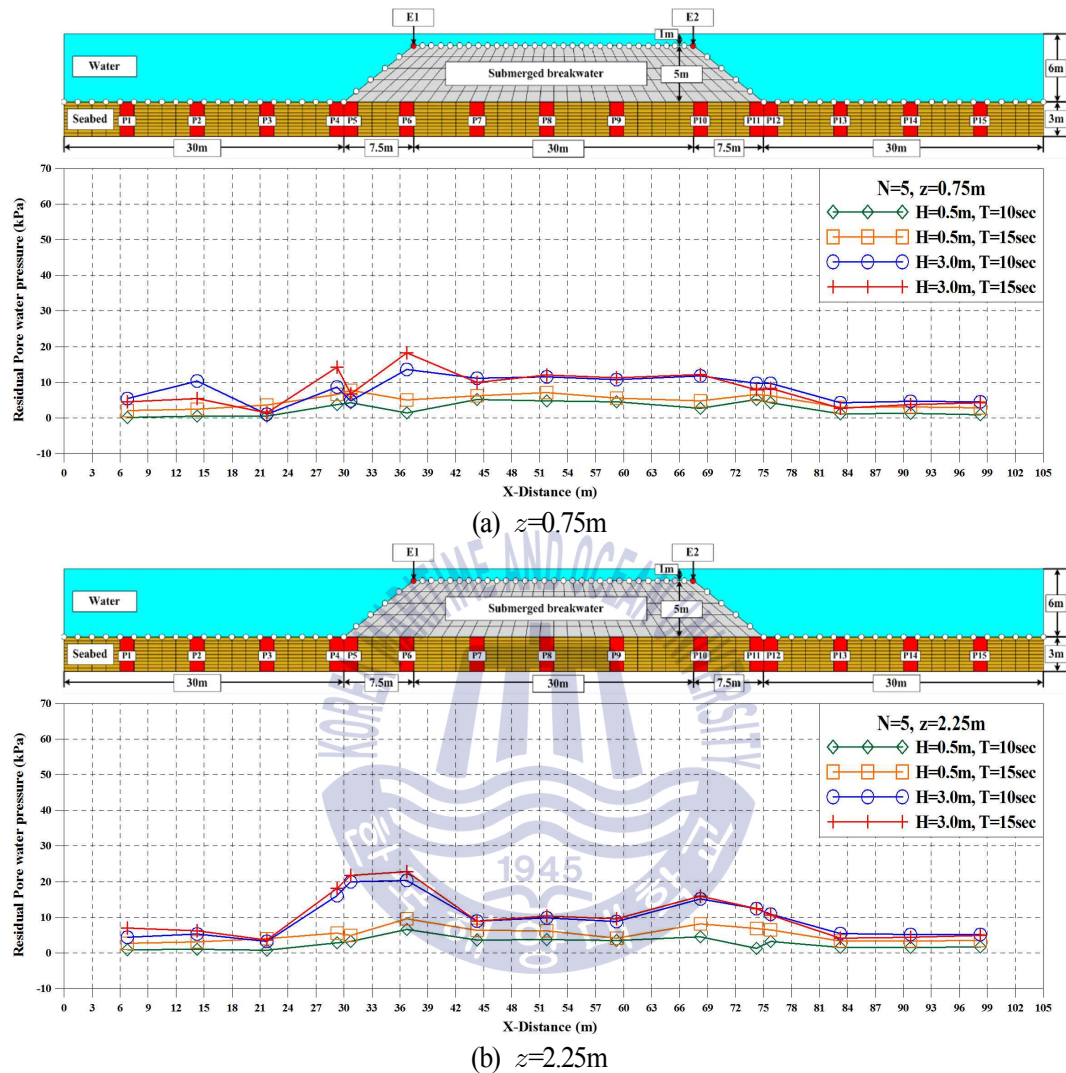


Fig. 6.14. Spatial distribution of residual pore water pressure for different wave heights and periods in case of $N=5$.

그림으로부터 연직깊이가 증가할수록 동시에 N 값이 증가할수록 간극수압비가 감소되며, 따라서 액상화 가능성이 떨어진다는 것을 알 수 있다. 이러한 형상은 연직깊이가 깊을수록 초기유효응력(상재하중)이 증가되고, 또한 지반지력이 증가할수록 상대밀도가 커지기 때문이다. 액상화 가능성에 대해 검토하면 본 장에서 적용된 파랑 및 지반조건하에서는 잠제 전면의 $z=0.75\text{m}$ 에서 파고가 큰 $H=3.0\text{m}$ 의 경우에 액상화 가능성이 나타나지만, 그 이외에서는 액상화 가능성은 없는 것으로 판단된다. 한편, 전술한 Figs. 6.16과 6.17에서 최종잔류간극수압의 공간분포에서 잠제하의 해저지반내 잔류간극수압이 잠제 전·후보다 큰 경향을 나타내는 점을 고려하면, 잠제 중앙부하의 해저지반에 해당하는 Fig. 6.16에서

간극수압비가 잠제 전면·배면의 Figs. 6.15과 6.17의 경우보다 작거나 혹은 거의 동등한 값의 크기를 나타내는 것은 초기유효응력에 잠제의 수중중량이 포함되었기 때문이다.

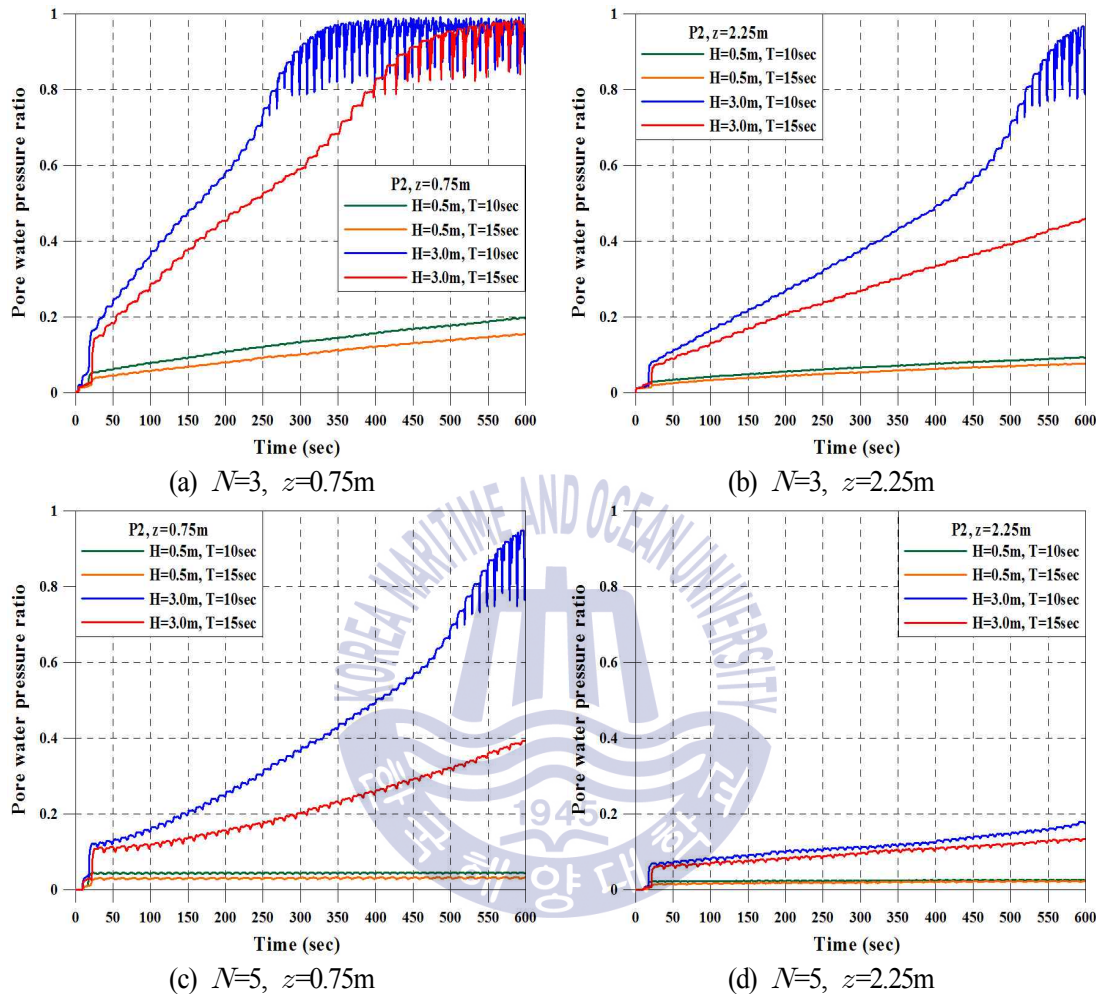


Fig. 6.15. Time history of pore water pressure ratio at the point P2.

Figs. 6.18~6.21는 입사파와 지반의 특성변화에 따른 해저지반 전체에서 간극수압비의 공간분포를 나타낸 것으로 그림에서 적색에 가까울수록 액상화 가능성이 높다는 것을 나타낸다. 그림으로부터 Fig. 6.17의 $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서 잠제 전면해역에 액상화 범위가 넓고 깊게 발생하는 것을 확인할 수 있고, 전술한 바와 같이 N 값이 클수록, 또한 파고가 작을수록 액상화 가능성이 줄어든다는 것을 시각적으로 확인할 수 있다. 간극수압비의 연직분포를 살펴보면 국부적으로는 상이한 경향을 나타내는 곳도 있지만, 깊이가 깊을수록 작은 값을 나타내는 것이 일반적인 경향이다. 그리고, 잠제의 전면 선단부에서 상대적으로 큰 간극수압비가 나타나는 경우도 있고, 선단부의 해저 표면에 액상화 가능성이 큰 값이 집중되는 현상을 볼 수 있다. 잠제 전면 선단부하의 해저지반에서 액상화는 제체 안정성 및 기능성에 직접적인 영향을 미칠 수 있으므로 세굴방지공과 같은 사석보호공이 선단부에서 액상화와 세굴에

대한 대책공법으로 적용될 수 있다(Sumer et al., 2011).

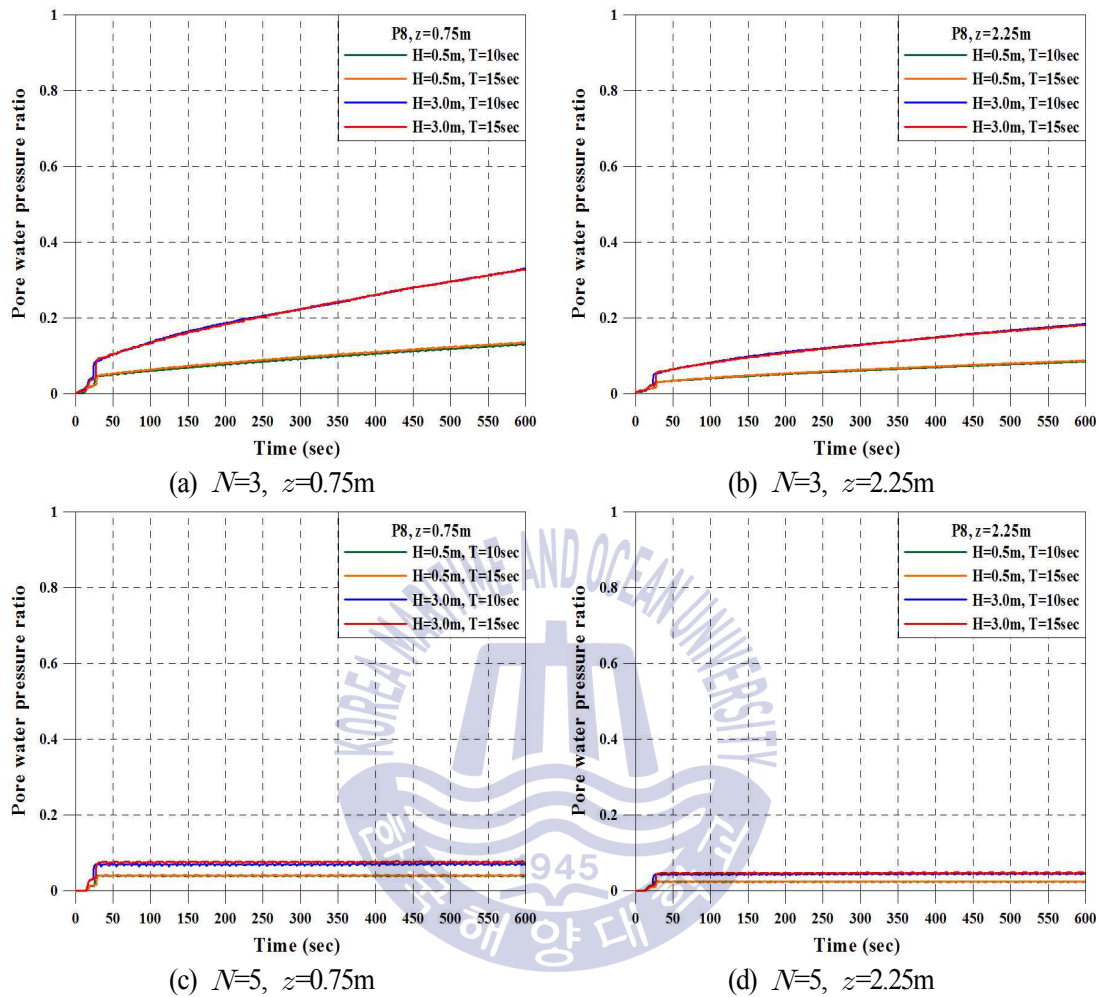
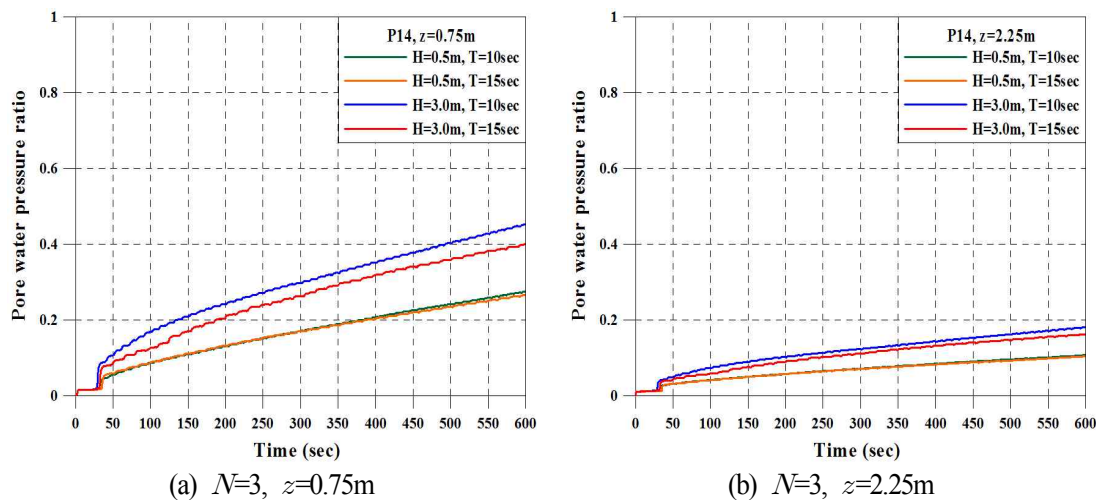
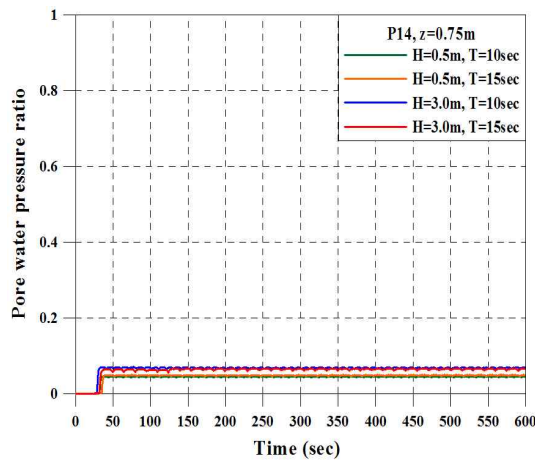
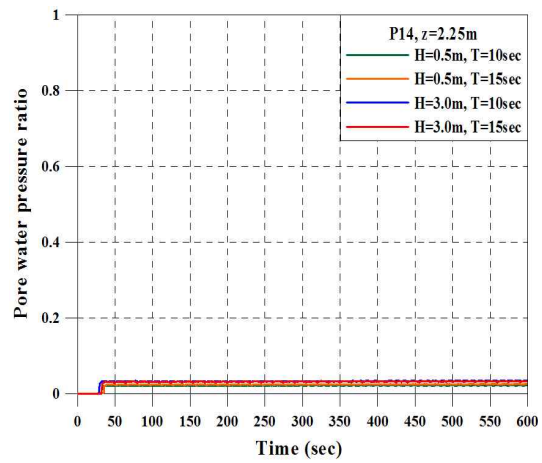


Fig. 6.16. Time history of pore water pressure ratio at the point P8.





(c) $N=5$, $z=0.75\text{m}$



(d) $N=5$, $z=2.25\text{m}$

Fig. 6.17. Time history of pore water pressure ratio at the point P14.

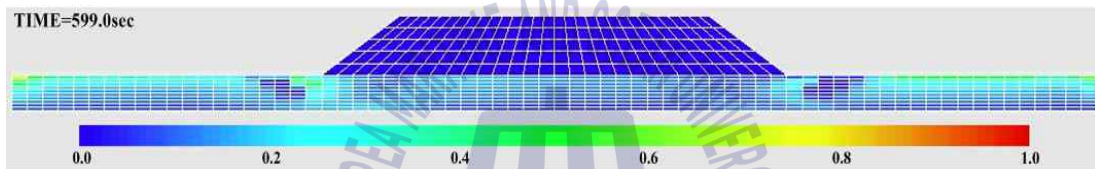


Fig. 6.18. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$.

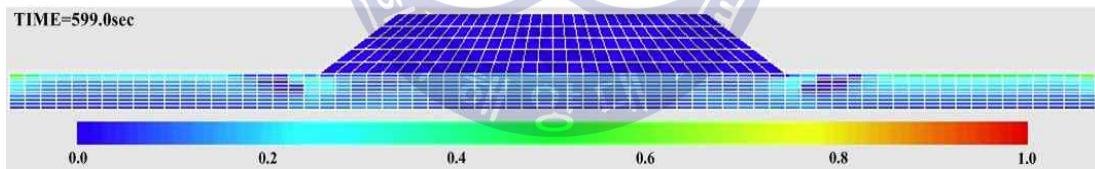


Fig. 6.19. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$.

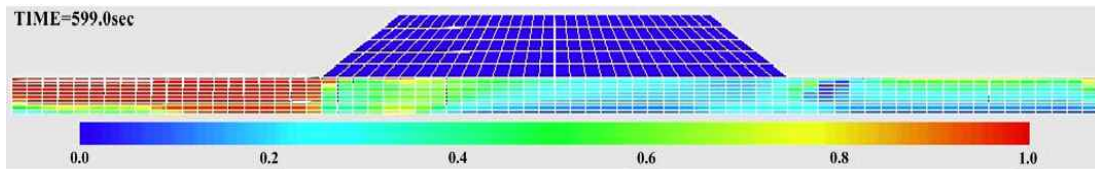


Fig. 6.20. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

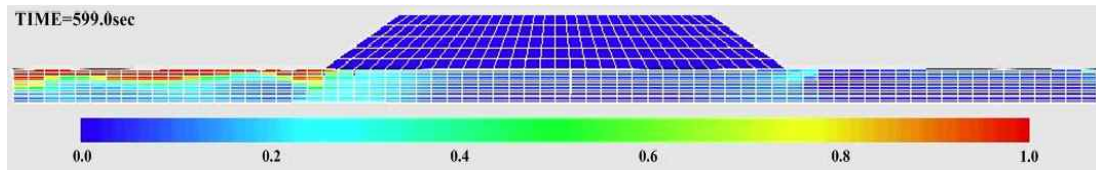


Fig. 6.21. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0s$
for $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$.

6.5 결론

본 장에서는 2D-NIT모델로부터 일정수심의 규칙파랑작용하에 해저면상에서 동파압을 산정하고, 이를 탄·소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델에 입력치로 적용하여 입사파(파고와 주기)와 지반(N 값)의 특성을 변화시키면서 해저지반상에 설치된 잠제의 동적거동(변위)과 해저지반내 간극수압과 간극수압비(액상화)와 같은 동적응답을 수치모델링하였다. 수치과정에서 얻어진 해와 기존의 실험결과와의 비교 및 검토로부터 수치해석결과의 타당성을 검증하였으며, 본문에서 언급된 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약 및 기술한다.

(1) 잠제 천단의 변위는 기본적으로 지반변형에 의해 발생되며, 잠제 천단 좌측 가장자리에서는 우측의 경우보다 시간의 경과 더불어 변위가 지속적으로 증가한다. 수평변위(활동)의 경우 잠제 천단 좌측 가장자리는 입사파의 반대방향으로, 우측은 파의 진행방향으로 나타나며, 연직변위(침하)의 경우 입사파 및 반사파의 영향을 직접적으로 받는 잠제 천단 좌측 가장자리에서는 큰 침하가 발생되고, 쇄파 및 마찰 등에 의한 에너지손실이 동반되고, 또한 전달파의 영향을 받는 우측에서는 상대적으로 작은 침하가 발생된다.

(2) 잔류간극수압은 해저지반내 연직깊이가 깊을수록 입사파의 파고가 높을수록 증가되지만, 주기의 변화에는 상대적으로 민감도가 떨어진다. 간극수압비가 해저 표면에서 큰 값을 나타내므로 해저 표면에서 액상화가 발생할 가능성이 높고, 반면에 연직깊이가 깊어질수록 초기유효응력이 증가되기 때문에 액상화 가능성은 낮아진다. 또한, 해저지반의 N 값이 작은 연약지반일수록 동시에 파고가 높을수록 액상화 가능성이 높아진다.

(3) 잠제 천단 좌우측 가장자리에서 상대적으로 큰 변형이 발생되며, 잠제 전면 선단부의 해저면 주변에서 액상화 가능성이 높다.

References

- Biot, M.A.(1941), General theory of three-dimensional consolidation, J. of Applied Physics, Vol.12,

pp.155-165.

- CDIT(2001), Research and development of numerical wave channel(CADMAS-SURF), CDIT library, Vol.12.
- Hirt, C.W. & Nichols, B.D.(1981), Volume of fluid(VOF) method for the dynamics of free boundaries, J. of Computational Physics, Vol.39, pp.201-225.
- Hsu, T.J., Sakakiyama, T., & Liu, P.L.F.(2002), A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater. Coastal Engineering, Vol.46, No.1, pp.25-50.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.(1992a), Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.(1992b), Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.16-20.
- Jeng, D.S, Seymour, B. & Li, J.(2006), A new approximation for pore pressure accumulation in marine sediment due to water waves, Research Report No. R868, Univ. of Sydney, Australia, 28p.
- Jeng, D.S., Ye, J.H., Zhang, J.S., & Liu, P.F.(2013), An integrated model for the wave-induced seabed response around marine structures : Model verifications and applications. Coastal Engineering, Vol.72, pp.1-19.
- José, M. C. & Vicente, N.(2011), Failures of harbour walls at Malaga and Barcelona, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol.70, No.1, pp.1-6.
- Kim, C.H.(2007). Nonlinear dynamic responses of soil in seabed and wave field around coastal-ocean structures under the wave action, Doctor thesis, Korea Maritime and Ocean Univ., 139p.
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. & Kim, D.S.(2013), Numerical simulation of irregular airflow in OWC generation system considering sea water exchange, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, Vol.25, No.3, pp.128-137.
- Mei, C.C & Foda, M.A.(1981), Wave-induced responses in a fluid filled poro-elastic solid with a free surface - a boundary layer theory, Geophysical J. of the Royal Astronomical Society, Vol.66, No.3, pp.597-631.
- Mizutani, N., Mostafa, A.M. & Iwata, K.(1998), Nonlinear regular wave, submerged breakwater and seabed dynamic interaction. Coastal Engineering, Vol.33, pp.177-202.
- Morita, T., Iai, S., Hanlong, L., Ichii, Y. & Satou, T.(1997), Simplified set-up method of various parameters necessary to predict liquefaction damage of structures by FLIP program, Technical Note of the Port and Harbour Research Institute Ministry of Transport, PARI, Vol.869, pp.1-36.
- Mostafa, A. M., Mizutani, N. & Iwata, K.(1999), Nonlinear wave, composite breakwater, and seabed dynamic interaction. J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE, Vol.125, No.2, pp.88-97.
- Sakakiyama, T. & Kajima, R.(1992), Numerical simulation of nonlinear wave interaction with permeable

- breakwater, Proceedings of the 22nd ICCE, ASCE, pp.1517-1530.
- Sumer, B.M. & Fredsøe, J.(2011), Stability of submerged rock berms exposed to motion of liquefied soil in waves, Ocean Engineering, Vol.38, No.7, pp.849-859.
 - Sawada, S., Ozutsumi, O. & Iai, S.(2000), Analysis of liquefaction induced residual deformation for two types of quay wall: analysis by "FLIP", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Eng.(Auckland), p.2486.
 - Sekiguchi, H., Kita, K. & Okamoto, O.(1995). Response of poro-elastoplastic beds to standing waves, Soil and Foundations, Vol.35, No.3, pp.31-42.
 - Tobita, T., Iai, S. & Ueda, K.(2006), Dynamic behavior of a levee on saturated sand deposit. Annuals of Disaster Preventive Research Institute, Kyoto University.
 - Yasuda, S.(1988), From investigation to countermeasure for liquefaction, Kajima Press, 256p.



제7장 불규칙파동장하 잠제 주변지반의 동적거동에 관한 수치해석

7.1 서언

전술한 제6장에서는 규칙파가 입사하는 경우에 대해 입사파의 제원과 지반물성치의 변화에 따른 잠제의 변위, 해저지반내에서 간극수압(진동성분과 잔류성분) 및 간극수압비 등과 같은 지반거동의 시·공간 변화로부터 액상화 가능성을 수치해석에 의해 정량적으로 검토하였다. 수치해석에서는 파동부와 지반부를 각각 분리하여 파동부에 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 2D-NIT(Two Dimensional Numerical Irregular wave Tank)모델(Lee et al., 2013)을 적용하여 잠제와 해저지반의 각 표면에 작용하는 동압의 시·공간변화를 추정하고 이를 지반부의 해석에 경계조건으로 부과하였다. 지반부에는 유한요소법의 탄·소성지반응답에 기초한 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program)모델(Iai et al., 1992a, 1992b)을 적용하였으며, 기존의 실험결과(Mitzutani et al., 1998) 및 수치해석결과(Jeng et al., 2013)와의 비교·검토로부터 2D-NIT모델과 FLIP모델의 타당성을 각각 검증하였다.

한편, 주지의 사실로 실험역은 불규칙파동장이므로 잠제하 해저지반내에서 동적거동특성을 보다 실질적으로 평가하기 위해서는 불규칙파동장에 기초한 해석이 필요하다. 잠제-불규칙파-해저지반에 관한 연구는 거의 수행되지 않은 것으로 판단되며, 불규칙파-해저지반의 상호작용에 대해서는 Sumer & Cheng(1999), Chen et al.(2008), Dong & Xu(2010) 및 Xu & Dong(2011) 등에 의해 일부 조사된 바가 있다. 결과에 따르면 간극수압의 누적과정은 규칙파의 경우와 대체로 동일하며(Sumer & Cheng, 1999), 규칙파의 경우보다 간극수압의 누적은 보다 긴 시간이 소요되고, 계단적인 형상을 나타내며, 보다 더 큰 값을 나타낼 개연성이 있고(Chen et al., 2008), 액상화깊이는 훨씬 클 수 있다(Dong & Xu, 2010)고 지적하고 있다.

본 장에서는 제6장에서 적용된 동일한 잠제, 수심, 지반 및 지반물성치를 대상으로 입사파랑으로 불규칙파랑을 적용한 경우에 불규칙파동장하에서 잠제의 동적변위, 해저지반내에서 간극수압과 간극수압비의 시·공간변화 및 각각의 주파수스펙트럼 특성을 규칙파의 경우와 대비하면서 불규칙파에 따른 특성변화를 논의한다.

7.2 2D-NIT모델과 FLIP모델의 개요

본 장의 불규칙파동장 해석모델인 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)은 기존의 2차원수치파동수조모델(CDIT, 2001)을 불규칙파동장으로 확장한 모델로, 자유표면의 해석모델에 VOF법(Hirt & Nichols, 1981)을, 난류모델에는 $k-\epsilon$ 모델을 각각 적용하고 있다. 기초방정식은 2차원비압축성의 점성유체를 대상으

로 한 연속식 및 PBM(Porous Body Model; Sakakiyama & Kajima, 1992)으로 확장한 Navier-Stokes 방정식에 기초한다. 그리고, 지반응답해석모델인 FLIP모델(lai et al., 1992a, 1992b)은 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소해석모델로, 이 모델에서는 원형고정경계를 전단변형영역과 무한개의 가상 스프링경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 여기서, 각 스프링은 여러 방향을 갖는 실제 단순전단메커니즘이라고 할 수 있고, 이는 지반에서 흙의 탄소성에 관한 응력-변형률관계를 잘 묘사할 수 있다. 과잉간극수압은 반복전단작용에 의해 발생하는 흙의 체적변형과 간극률 및 간극수의 체적탄성 계수와의 관계로부터 산정되고, (+)다일러턴시의 영향은 lai et al.(1992a,b)에 의해 제안된 액상화프론트를 이용하여 반복전단작용에 의한 흙의 유효응력감소에 의해 유발되는 반복변동 및 액상화거동을 재현할 수 있다. 보다 구체적인 이론적인 배경은 제6장에서 기술되었기 때문에 지면관계상 반복기술을 생략한다.

7.3 수치해석

7.3.1 계산조건

일정수심 h 의 규칙파동장을 나타낸 제6장의 Fig. 6.7과 같이 일정수심 h 의 불규칙파동장에 설치된 투과성잠제를 대상으로 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)로부터 잠제의 표면과 해저면에서 파동으로 인한 동파압을 산정하였다. 수치해석에 적용된 불규칙파는 유의파고 $H_{1/3}=0.5\text{m}$, 3.0m 이고, 유의주기 $T_{1/3}=10\text{s}$, 15s 이다. 잠제의 제원은 제6장의 Fig. 6.7에서 제시된 바와 동일하다. 격자는 파동장에서 $\Delta x=1.5\text{m}$, $\Delta z=1.0\text{m}$ 로, 지반부에서 $\Delta x=1.5\text{m}$, $\Delta z=0.3\text{m}$ 로 각각 설정되었다. 그리고, 제6장의 Fig. 6.7에는 FLIP(lai et al., 1992a, 1992b)에 적용되는 동파압의 산정위치, 잠제에서 침하량(변위)의 산정위치 E1, E2 및 해저지반내 간극수압의 산정위치 P1~P15 등을 나타낸다. 또한, 해저지반을 구성하는 실트질모래의 물성치로 제6장의 Table 6.2의 규칙파에서와 동일한 값이 적용되었다. 제6장의 Table 6.2에서 N 값은 지반의 표준관입시험으로부터 산출되며, 이에 따른 내부마찰각은 FLIP모델의 적용에서 권장되는 간이설정법(Morita et al., 1997)으로부터 추정된 값이다.

해저면상 및 잠제 표면에 설정되는 유한요소의 절점위치에서 동파압을 산정하기 위하여 2D-NIT모델과 FLIP모델의 격자구성체계를 동일하게 구성하였으며, 절점위치는 제6장의 Fig. 6.7에서 흰 원으로 표기되어 있다. 각 절점위치에서 압력데이터는 정수압성분을 제외한 동수압성분만으로 주어지며, 해저면상 및 잠제 표면에서 이러한 동파압의 시-공간데이터는 FLIP모델에 의한 해저지반내의 동적거동해석에서 절점 사이에 등분포로 입력된다.

7.3.2 불규칙파랑의 조파

2D-NIT모델로부터 불규칙파를 조파하는 경우에 조파지점에서의 수위변동 및 물입자속도(수평 및 연직속속)를 사용자가 독자적으로 입력데이터로 작성할 필요가 있다. 본 장에서는 2D-NIT모델을 이용하

여 불규칙파를 검토하는 경우에 문제로 지적되어 있는 평균수위상승을 억제하면서 안정적으로 불규칙파가 조파될 수 있는 시스템을 적용하였다(Lee et al., 2012). 불규칙파를 조파하기 위한 주파수의 선택방법으로는 Goda(1985)가 제안한 주파수스펙트럼을 등에너지로 분할하는 방법을, 주파수스펙트럼으로는 Bretschneider-Mitsuyasu스펙트럼(Mitsuyasu, 1970)을 각각 적용하였으며, 실제계산에서는 성분파를 150개로, 조파시간은 600s로 실행하였다.

Fig. 7.1은 유의파고 $H_{1/3}=3.0\text{m}$, 유의주기 $T_{1/3}=10\text{s}$ 의 불규칙파랑에 대해 조파기에 입력한 Bretschneider-Mitsuyasu스펙트럼에 의한 목표파형(target wave profile)과 수심 $h=20\text{m}$ 의 조파관 바로 전면에서 얻어진 측정파형(measured wave profile)과의 비교를 나타낸 일레이다. 그림으로부터 시간변동에 따른 두 파형의 위상 및 수위변화가 매우 잘 일치하는 것을 알 수 있고, 300s의 조파시간에 대해서도 평균수위의 변화가 발생되지 않는 안정된 파형이 얻어지는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 수위변동의 피크에서 측정파형이 목표파형보다 다소 큰 값을 나타내는 것은 Bretschneider-Mitsuyasu스펙트럼에 의한 심해의 조파파랑이 천수변형에 의해 파고가 증폭된 결과로 판단된다. 따라서, Fig. 7.1의 수위변동에 기초한 Fig. 7.2의 주파수스펙트럼에서 측정스펙트럼이 목표스펙트럼보다 다소 큰 파랑에너지를 나타내지만, 피크주파수의 발생위치 및 주파수의 변동에 따른 스펙트럼의 변화양상은 잘 일치하는 것으로 볼 수 있다.

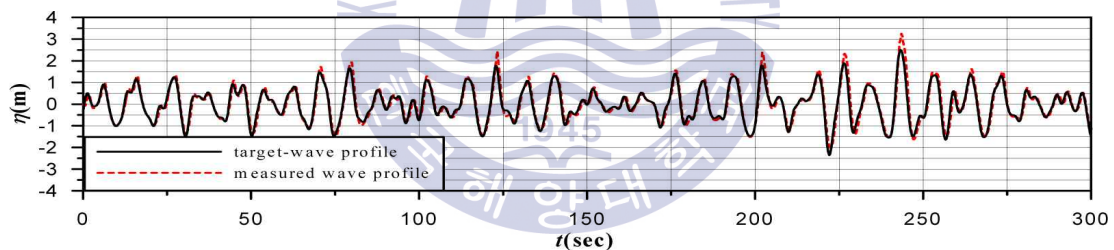


Fig. 7.1. Comparison of target and measured wave profiles.

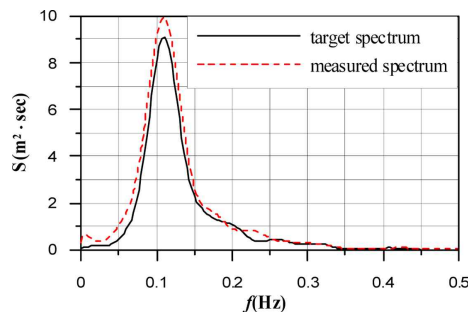


Fig. 7.2. Comparison of target and measured frequency spectra.

7.3.3 잠제의 동적거동

(1) 동적변위의 시간변동

Fig. 7.3은 잠제 천단상의 양쪽 가장자리 E1과 E2에서 유의파고와 유의주기의 변화를 파라미터로 해저지반의 N 값에 따른 수평변위의 시계열을 나타내며, Fig. 7.4는 동일한 조건하에 연직변위(침하)를 나타낸다. 각 그림에서 (1)과 (3)은 해저지반에서 $N=3$ 의 경우를, (2)와 (4)는 $N=5$ 의 경우이다.

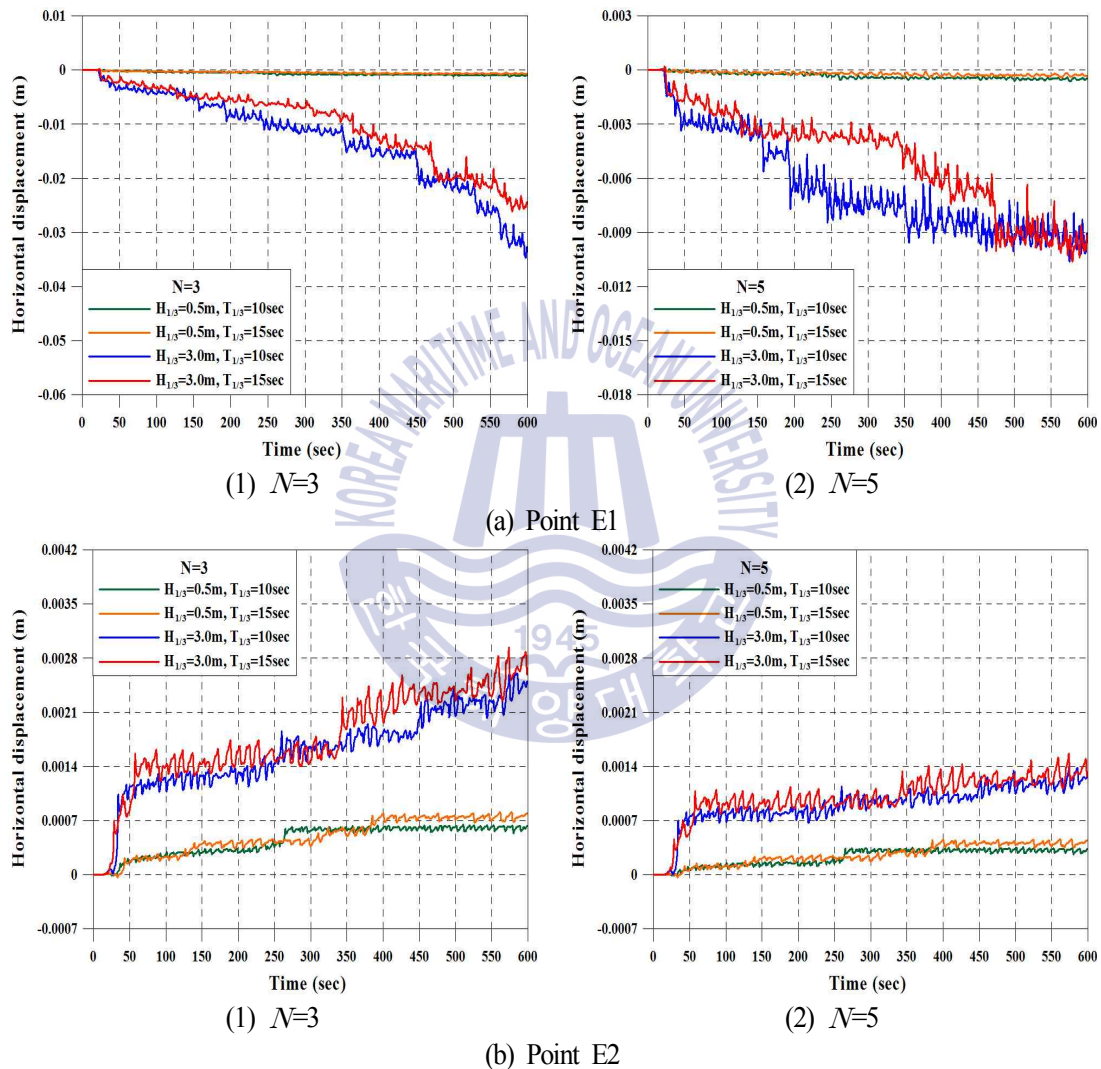


Fig. 7.3. Time history of horizontal displacements according to variations of significant wave height and period for $N=3$ and 5.

먼저, 수평변위를 살펴보면 잠제 천단 좌측 가장자리(E1 지점)는 (-)값(파의 진행방향에 반대)을, 우측 가장자리(E2 지점)는 (+)값(파의 진행방향과 동일)을 각각 나타내며, 이러한 수평변위의 결과로 잠제는 양측으로 퍼지게 되고, 이러한 경향은 N 값이 작을수록 현저하게 나타난다. 그리고, E1이 E2보다

큰 변위를 나타내는 것을 볼 수 있다(Figs. 7.3과 7.4에서 연직축의 크기가 경우에 따라 다르게 표기되어 있는 것에 유의바란다). 이는 E1의 근방에서 입사파가 쇄파되기 시작(쇄파점)하기 때문에 파고가 증가되는 반면, E2에서는 쇄파 후 에너지손실이 수반되어 파고가 크게 감소되기 때문이다. 따라서, 상대적으로 파고가 큰 E1에서 큰 변위가 발생하는 것으로 추정된다.

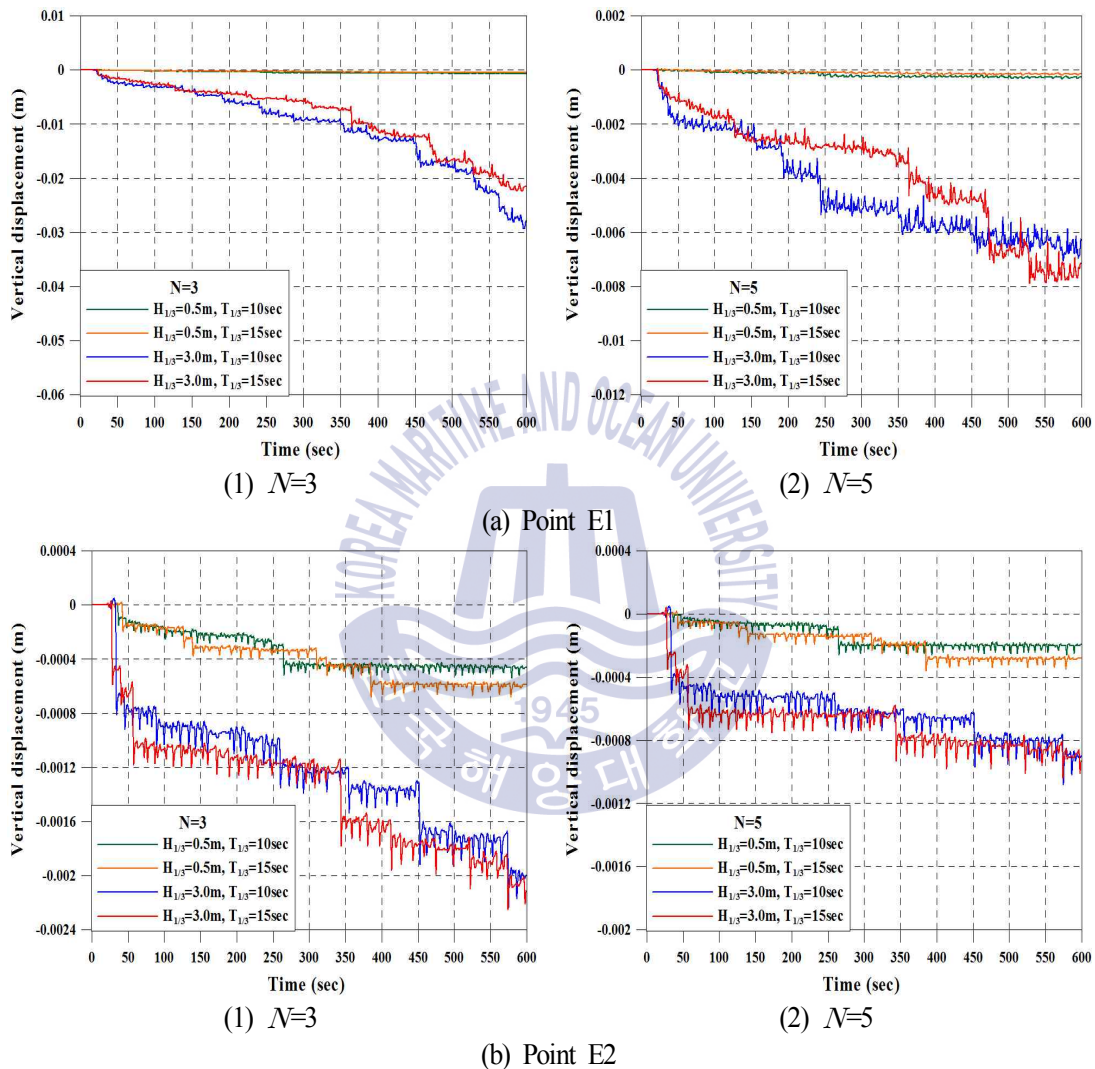


Fig. 7.4. Time history of vertical displacements according to variations of significant wave height and period for $N=3$ and 5.

잠재의 수평변위에서 동일한 유의주기에 대해 유의파고의 영향을 검토하면 유의파고가 커질수록 수평변위가 커지고, 이러한 경향은 N 값이 작을수록 명확하게 나타난다. 그러나, 동일한 유의파고에 대하여 E1에서는 유의주기가 짧을수록, E2에서는 유의주기가 길수록 큰 수평변위가 나타난다. 이것은 유의주기가 길수록 전달율이 커지고, 유의주기가 짧을수록 반사율이 증가되어, E1의 근방에서 파고증폭 효과가 커지고, 또한 E2의 근방에서는 쇄파와 마찰과정에서 에너지소산이 커지기 때문이다. 유의파고와

유의주기의 민감도에 대해서는 본 계산의 범위내에서 유의주기보다 유의파고의 변화에 보다 민감하다는 것을 알 수 있다.

다음으로, 연직변위를 검토한다. 연직변위는 잠제 천단의 좌·우측부 모두 (-)값을 나타내므로 두 지점 모두 침하가 발생되며, 잠제 천단의 좌측부가 우측부보다 큰 침하량을 나타낸다. 이러한 결과는 수평변위에서 언급한 바와 같이 잠제 천단의 우측부보다 좌측부에서 큰 파고가 형성되기 때문이다. 또한, N 값이 증가하는 경우는 수평변위와 같이 연직변위가 작아지는 경향을 나타낸다.

Figs. 7.5와 7.6은 잠제 천단상의 양쪽 가장자리 E1과 E2에서 제6장의 규칙파와 본 장의 불규칙파에 따른 동적변위의 수평 및 연직성분을 대비하고 있다. 이 때, 지반조건은 $N=3$ 으로 동일하고, 파랑조건은 규칙파의 경우 파고 $H=3\text{m}$, 주기 $T=10\text{s}$ 이고, 불규칙파의 경우 유의파고 $H_{1/3}=3\text{m}$, 유의주기 $T_{1/3}=10\text{s}$ 이다. 먼저, 수평변위를 살펴보면 E1에서는 규칙파의 경우가, E2에서는 시간에 경과에 따라 불규칙파의 경우가 각각 큰 변위를 나타낸다. 수직변위(침하)도 수평변위에서와 동일하게 E1에서 규칙파의 경우가, E2에서는 시간경과에 따라 불규칙파의 경우가 더 큰 변위를 나타내지만, 변위의 차는 그다지 크지 않다. 이상과 같이 불규칙파와 규칙파와의 변동특성 비교로부터 Sumer & Cheng(1999)이 지적하고 있는 바로 시간에 따른 각각의 변동경향은 대체로 일치하며, 잔류변위성분이 정상상태에 도달하는 시간이 규칙파보다 길게 소요되고, 계단적인 변동양상(특히, 연직변위에서)이 규칙파보다도 명확히 나타나며, 규칙파의 경우보다 값의 크기가 클 개연성이 있다는 Chen et al.(2008)의 결과와 일치하는 것을 알 수 있다.

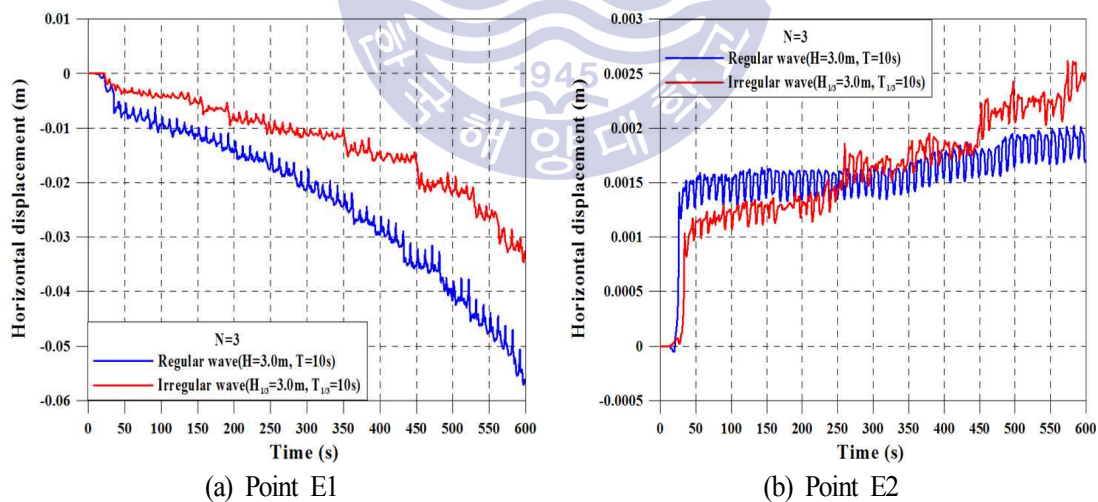


Fig. 7.5. Comparison of time histories of horizontal displacement between regular and irregular waves.

(2) 동적변위에 대한 주파수스펙트럼

잠제 천단상 E1 및 E2지점에서 산정된 수평 및 수직변위로부터 얻어진 동적변위스펙트럼을 도시하면 다음의 Figs. 7.7~7.10과 같다. $N=3$, $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$, 15s 에 대한 동적변위스펙트럼을 나타낸

Figs. 7.7(수평변위)과 7.8(연직변위)를 살펴보면 $f < 0.02 \text{ Hz}$ 에서 주어지는 피크치는 잔류변위성분을 나타내며, E1지점에서는 $T_{1/3}=10\text{s}$ 의 경우가, E2지점에서는 $T_{1/3}=15\text{s}$ 의 경우가 각각 큰 값을 나타낸다. 이러한 결과는 Figs. 7.3과 7.4의 시계열로부터 추정될 수 있고, 또한 잠제에 의한 파랑제어에서 유의주기가 길수록 반사율은 작아지고 전달율이 커지며, 잠제 좌측부의 경사면상에서 크게 발달되는 비선형파와 쇄파 발생에 의해 파고가 커지는 사실로부터 충분히 유추될 수 있다. 여기서, 전반적으로 진동성분이 매우 작은 값으로 주어지는 것은 상대적으로 잔류성분이 매우 큰 값을 가지기 때문이기도 하지만, 잠제의 구성재료가 가지는 큰 관성저항으로 파랑의 진동성분이 크게 나타나지 않기 때문이다.

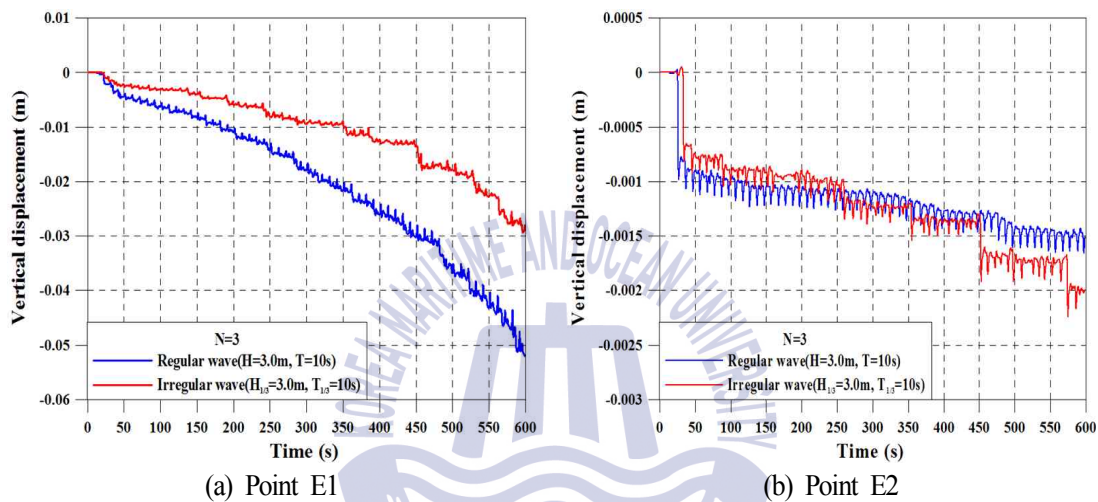


Fig. 7.6. Comparison of time histories of horizontal displacement between regular and irregular waves for $N=3$.

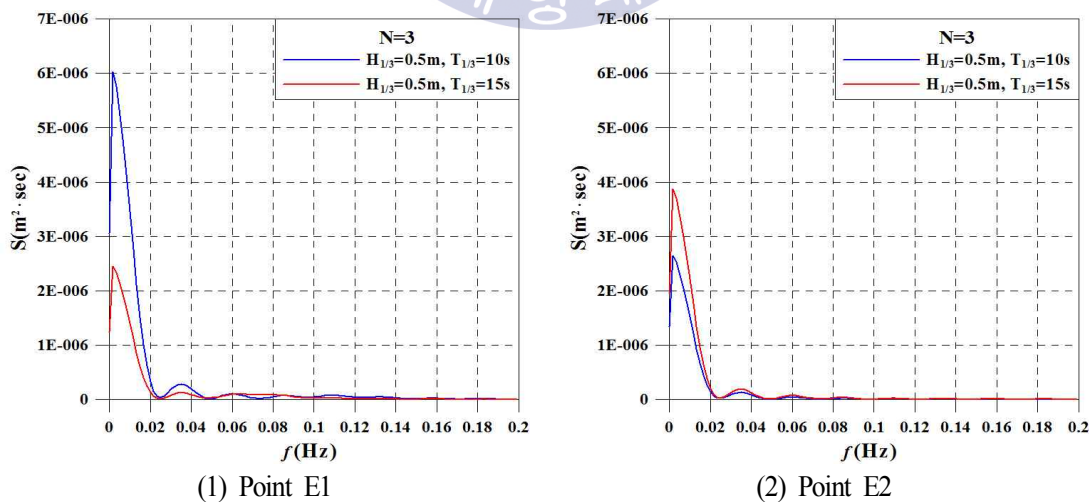


Fig. 7.7. Horizontal displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.

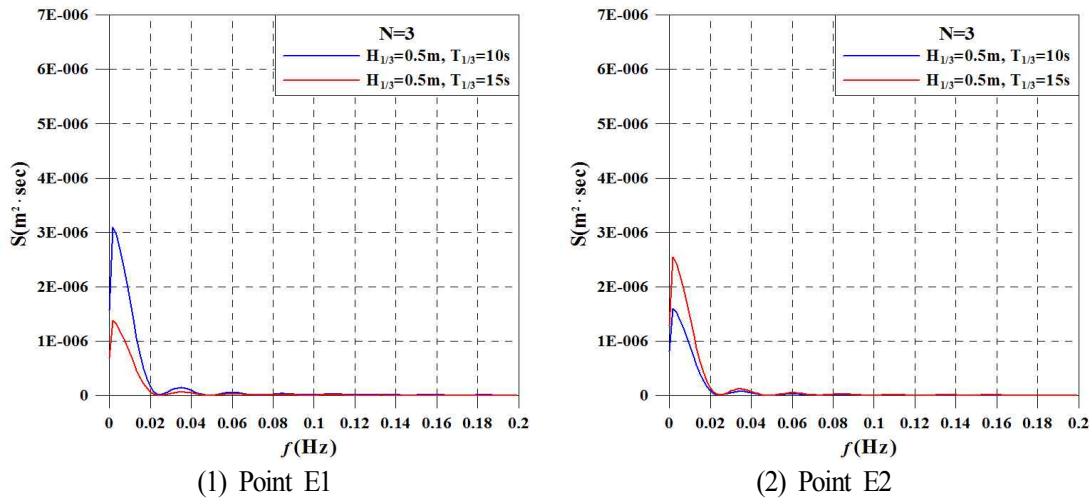


Fig. 7.8. Vertical displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater for $N=3$.

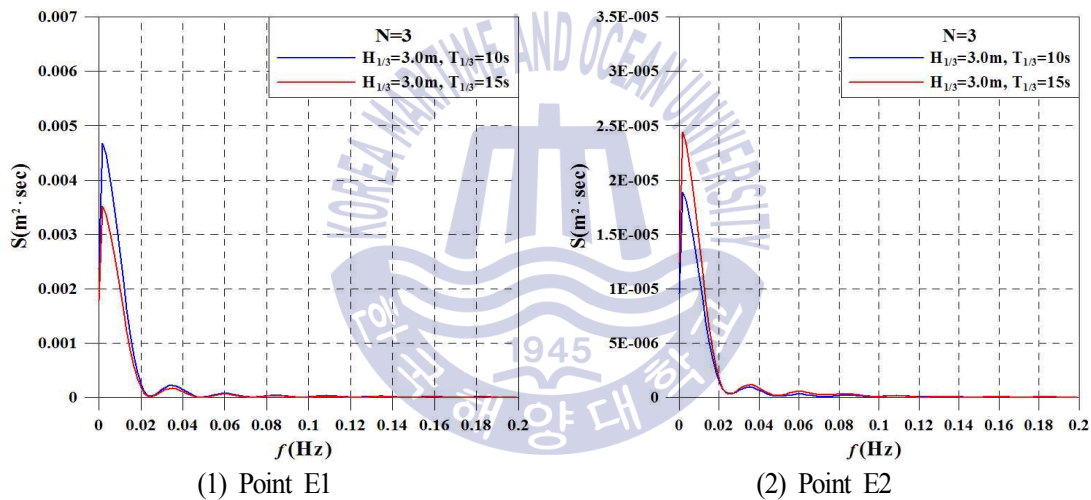


Fig. 7.9. Horizontal displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.

$N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$, 15s 에 대한 동적변위스펙트럼을 나타낸 Figs. 7.9와 7.10을 살펴본다(연직 축의 값이 Figs. 7.7과 7.8의 경우와 다르게 도시된 점을 유의바란다). Figs. 7.7과 7.8의 경우보다 유의파고가 6배로 증가되었기 때문에 동적변위스펙트럼의 값이 보다 크게 나타나지만, 주파수의 변동특성은 전술한 Figs. 7.7과 7.8의 경향과 유사하다는 것을 확인할 수 있다.

(3) 해저지반내 간극수압의 시간변동

해저지반내 간극수압은 전단응력의 변화에 따른 간극체적의 감소로부터 발생하는 주기평균의 잔류 간극수압과 동압의 변동에 대응하는 진동간극수압의 합으로 나타난다. 잠재하의 해저지반에서 잠재의

좌측부 P1, 중앙부 P8 및 우측부 P15의 경우 해저 표면상을 기점으로 아랫방향으로 $z=0.75\text{m}$ 와 2.25m 에서 N , $H_{1/3}$ 및 $T_{1/3}$ 을 변화시켜 간극수압의 시계열을 나타낸 것이 다음의 Figs. 7.11과 7.12에 제시되어 있다.

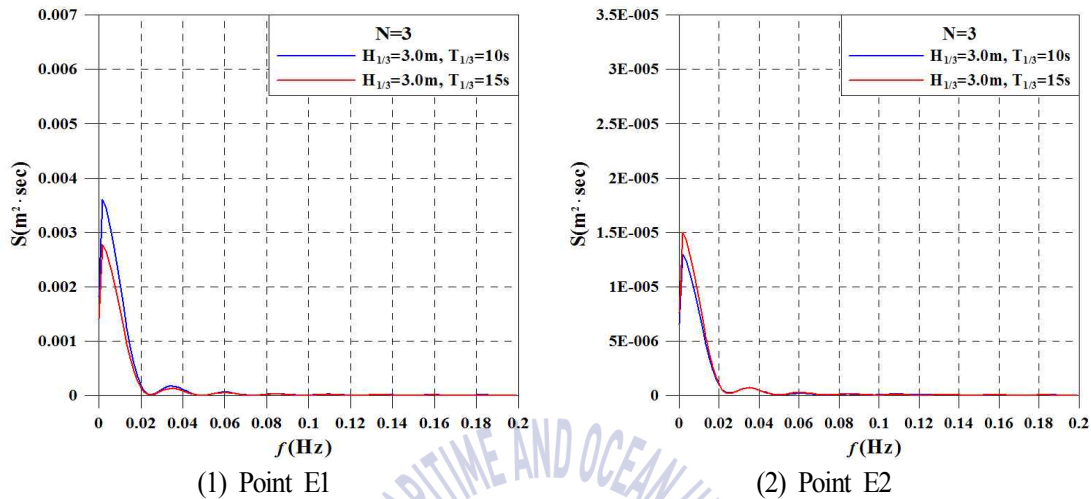


Fig. 7.10. Vertical displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater for $N=3$.

먼저, $N=3$ 인 Fig. 7.11에서 잠제의 좌측부인 P1에서는 동일한 유의주기에 대해 유의파고가 큰 경우가 진동 및 잔류간극수압이 크게 나타나고, 동일한 유의파고에 대해 유의주기가 짧은 경우가 잔류간극수압은 작아지지만, 진동성분은 대체로 증가하는 경향을 나타낸다. 이러한 변동상황을 제시된 Fig. 7.11로는 정확히 판별하기가 다소 어렵지만, 후술하는 Fig. 7.13에 나타난 간극수압의 스펙트럼으로부터 명확히 볼 수 있다. 따라서, Figs. 7.11과 7.13을 함께 분석하면 잠제의 중앙부인 P8에서 동일한 유의주기에 대해 유의파고가 큰 경우가 진동 및 잔류간극수압이 크게 나타나는 것은 P1의 경우와 동일하지만, 동일한 유의파고에 대해 유의주기가 짧은 경우가 잔류성분은 증가하고 진동성분은 감소하는 경향을 나타내지만, 지반깊이가 깊은 경우에는 큰 차이를 나타내지 않는다.

반면에, 잠제의 우측부인 P15에서는 동일한 유의주기에 대해 유의파고가 큰 경우가 진동 및 잔류간극수압이 크게 나타나는 것은 P1과 P8의 경우와 일치한다. 또한, 동일한 유의파고에 대해 유의주기의 변화가 잔류간극수압에 미치는 영향은 P1과 P8과는 달리 매우 작지만, 유의주기가 짧을수록 잔류성분은 약간 증가하고 진동성분은 감소하는 경향은 P8의 경우와 일치하는 현상이다. 여기서, P15의 경우가 P1보다 간극수압의 변동이 작아지는 것은 잠제의 좌측에서보다 우측에서 파고가 작아지고, 잠제의 좌측부보다 우측부에서 동적변위가 작아지는 현상과 연관성을 갖는 것으로 판단된다. 그리고, 잠제 중앙부하 P8에서 잔류성분이 가장 크게 나타나는 것은 잠제의 동적변위를 직접적으로 가장 크게 영향을 받기 때문인 것으로 판단되며, 이는 혼성방파제하의 해저지반내에서 간극수압의 변동을 실험적으로

검토한 De Groot et al.(2006)의 결과와 일치한다. 연직위치에 따른 간극수압의 크기를 비교하면 잠제 중앙부를 제외하고는 깊이가 깊어지면 진동 및 잔류간극수압이 증가되는 것을 볼 수 있다.

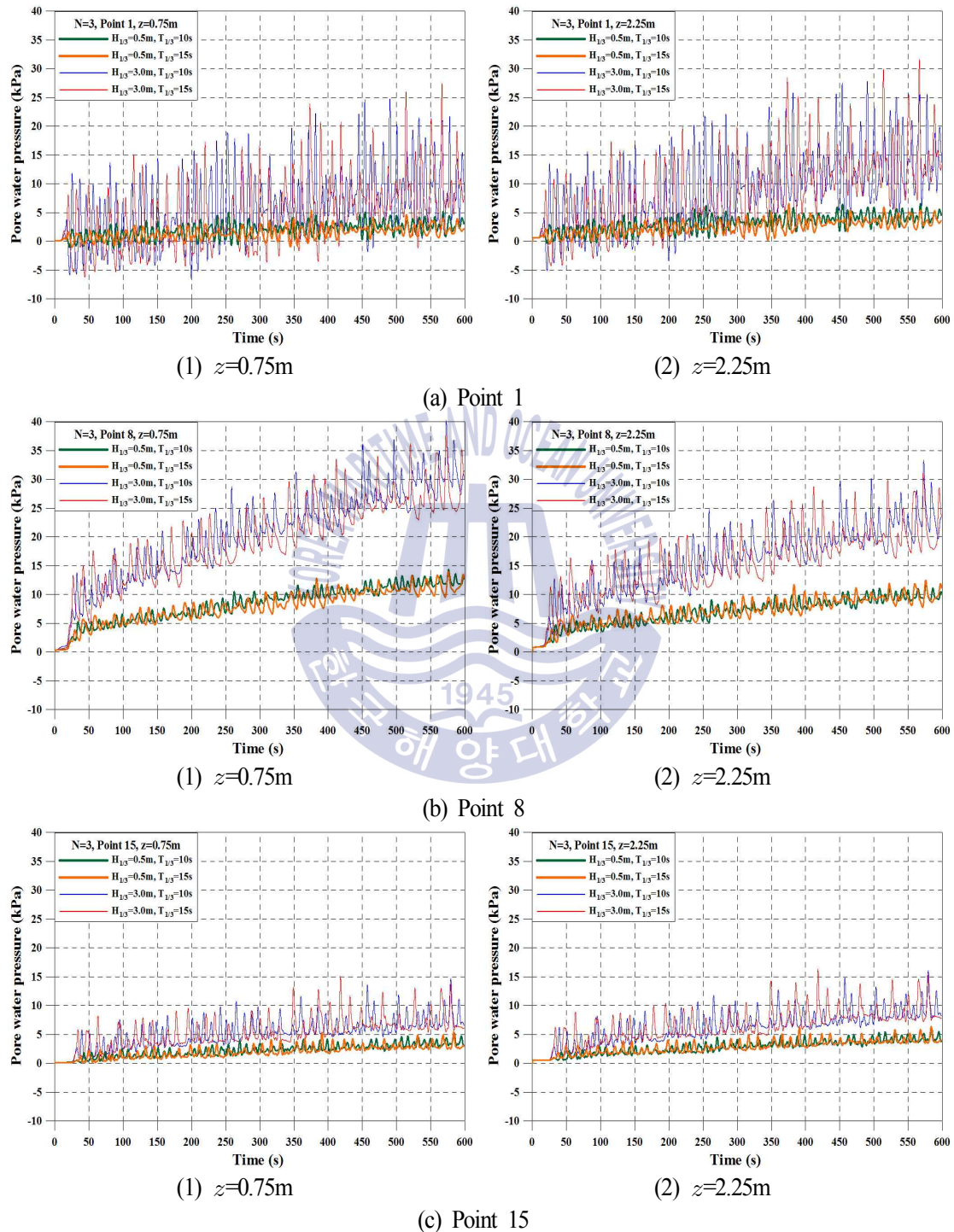


Fig. 7.11. Time history of oscillatory and residual pore water pressures according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed for $N=3$.

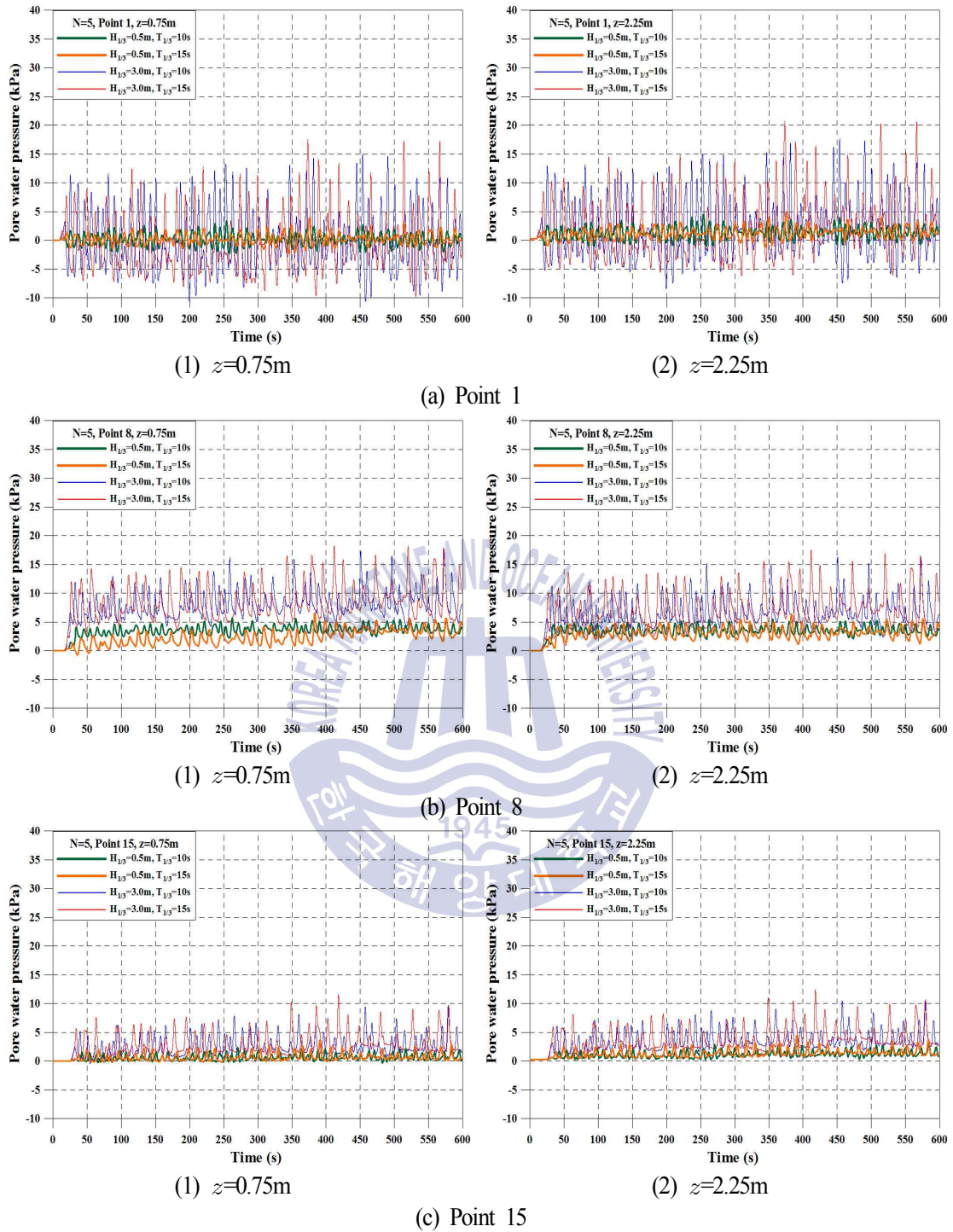


Fig. 7.12. Time history of oscillatory and residual pore water pressures according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed for $N=5$.

다음으로, $N=5$ 의 경우에 대한 Fig. 7.12를 검토한다. 전체적으로 $N=3$ 의 Fig. 7.11보다 진동 및 잔류간극수압의 크기가 작아지는 것을 확인할 수 있다. 또한, P8의 경우가 P1보다, 그리고 P15의 경우가 P8보다

진동간극수압의 변동이 작아지며, 잔류간극수압은 잠제 중앙부하 P8에서 가장 크게 나타나는 것은 전술한 Fig. 7.11의 경우와 일치한다. 그리고, P8을 제외하면 해저지반의 깊이가 깊은 경우가 진동 및 잔류성분이 커지는 것은 전술한 경우와 동일하다. 여기서, 동일한 유의주기에 대해 유의파고가 클수록 진동 및 잔류간극수압이 증가하는 경향은 나타나지만, P1에서는 명확하지 않으며, 동일한 유의파고에 대해 유의주기가 길수록 진동 및 잔류간극수압이 증가하는 경향(P8과 P15에서 $H_{1/3}=3.0\text{m}$ 의 경우)도 일부 나타나지만, 전제적으로 통일된 경향은 아니다.

(4) 해저지반내 간극수압에 대한 주파수스펙트럼

전술한 Fig. 7.11에서 제시한 간극수압의 시간변동으로부터 스펙트럼을 분석한 결과가 다음의 Fig. 7.13에 주어져 있다. 그림에서는 $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$ 및 $T_{1/3}=10\text{s}$, 15s 의 경우에 잠제의 P1, P8 및 P15지점에서 간극수압스펙트럼만을 나타낸다. 그림으로부터 검토된 모든 경우에 $f \approx 0\text{Hz}$ 근방의 잔류간극수압이 $f=0.072\text{Hz}$ 와 0.105Hz 근방의 진동간극수압보다 큰 값을 나타내며, P1과 P15에서는 지반깊이가 깊을수록 잔류성분이 증가하고, P8에서는 반대로 지반깊이가 깊을수록 잔류성분은 감소하는 경향을 나타낸다. 전술한 Fig. 7.11에서도 지적인 바와 같이 유의주기의 변화에 따라서는 P1의 경우에 유의주기가 길어지면 잔류성분이 증가하고 진동성분은 감소하는 경향이 있지만, P8과 P15에서는 반대의 경향이 나타나는 것을 확인할 수 있다. 잠제 중앙부하 P8을 제외한 다른 위치에서는 간극수압의 변동에서 언급한 바와 같이 깊이가 깊을수록 잔류성분이 커진다. P1을 제외한 P8과 P15에서는 진동성분이 거의 나타나지 않으며, 이는 동파압에 대해 잠제를 구성하는 재료의 관성저항과 마찰 등의 영향으로 많은 부분이 소산되고, P15에서는 잠제상에서 쇄파와 그로 인한 에너지손실 및 잠제의 구성재료와 파와의 마찰에 의한 에너지소산 등으로 진동성분의 많은 부분이 감쇠되기 때문이다.

(5) 해저지반내 간극수압비

Figs. 7.14와 7.15는 N 값이 각각 3과 5일 때 잠제의 P1, P8 및 P15에서 유의파고와 유의주기의 변화에 따른 간극수압비의 시계열을 나타낸 결과이다. 여기서, 제6장에서 기술된 바와 같이 간극수압비는 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst}$ 로 정의되고, σ'_m 은 평균유효응력, σ'_{mst} 은 초기유효응력을 나타낸다. 간극수압 p 와 초기유효응력 σ'_{mst} 의 비 p / σ'_{mst} 로 정의되는 간극수압비가 $p / \sigma'_{mst} \geq 1$ 이면 액상화로 판정되고, 본 장의 경우는 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst} \geq 0.95$ 이면 지반액상화로 판정된다(Yasuda, 1988).

그림으로부터 연직깊이가 증가할수록, 동시에 N 값이 증가할수록 간극수압비가 감소되며, 따라서 액상화 가능성이 떨어진다는 것을 알 수 있다. 이러한 현상은 연직깊이가 깊을수록 초기유효응력(상재하중)이 증가되고, 이로 인하여 지반의 상대밀도가 커지기 때문이다. 액상화 가능성에 대해 검토하면 본 장에서 적용된 불규칙파랑 및 지반조건하에서는 $N=3$ 의 경우 잠제 전면 P1의 $z=0.75\text{m}$ 에서 유의파고가 큰 $H_{1/3}=3.0\text{m}$ 에서 액상화 가능성이 나타나지만, 그 이외는 액상화 가능성은 없는 것으로 판단된다.

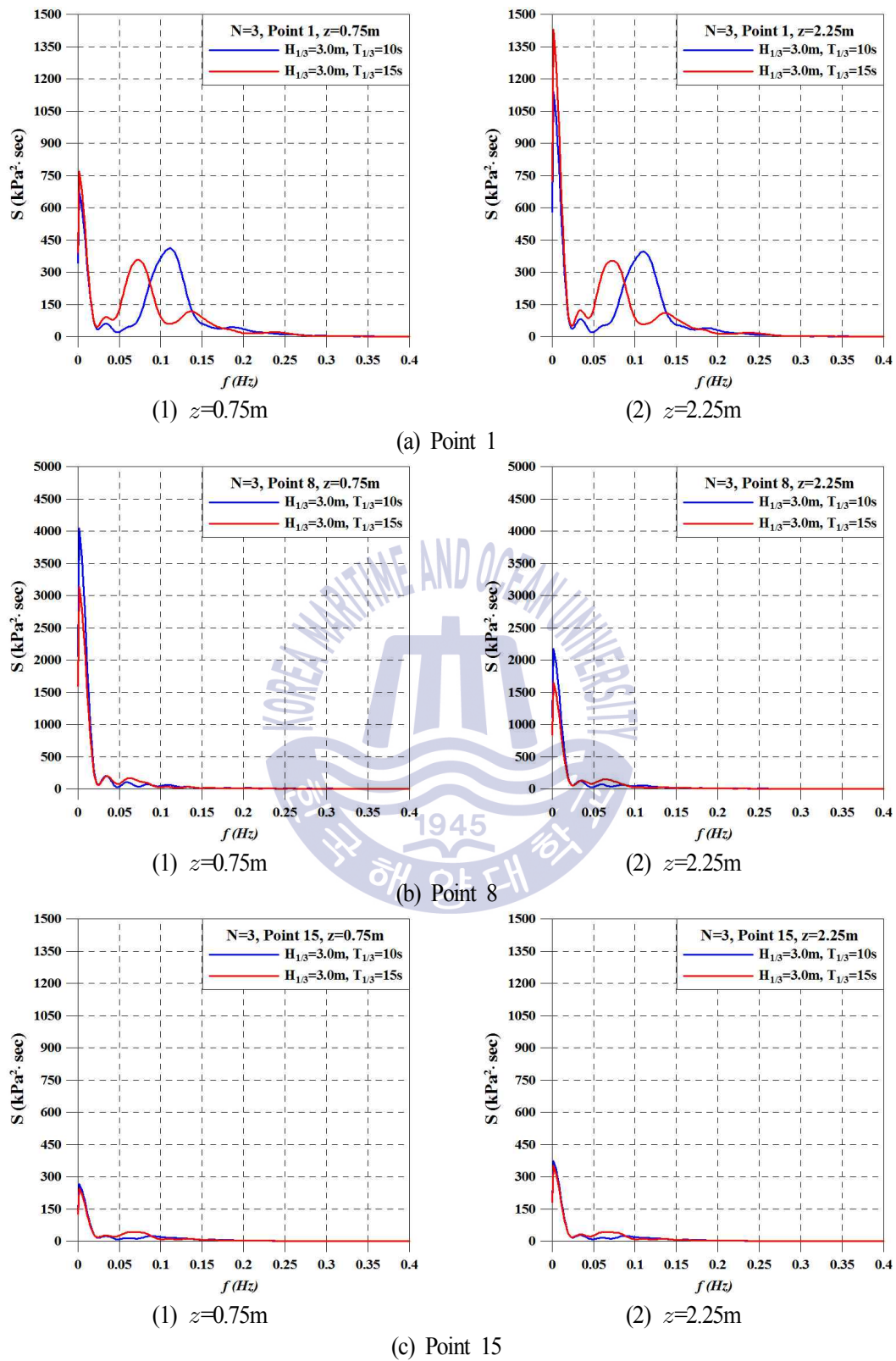


Fig. 7.13. Pore water pressure spectrum according to variations of wave period and vertical position in seabed for $N=3$.

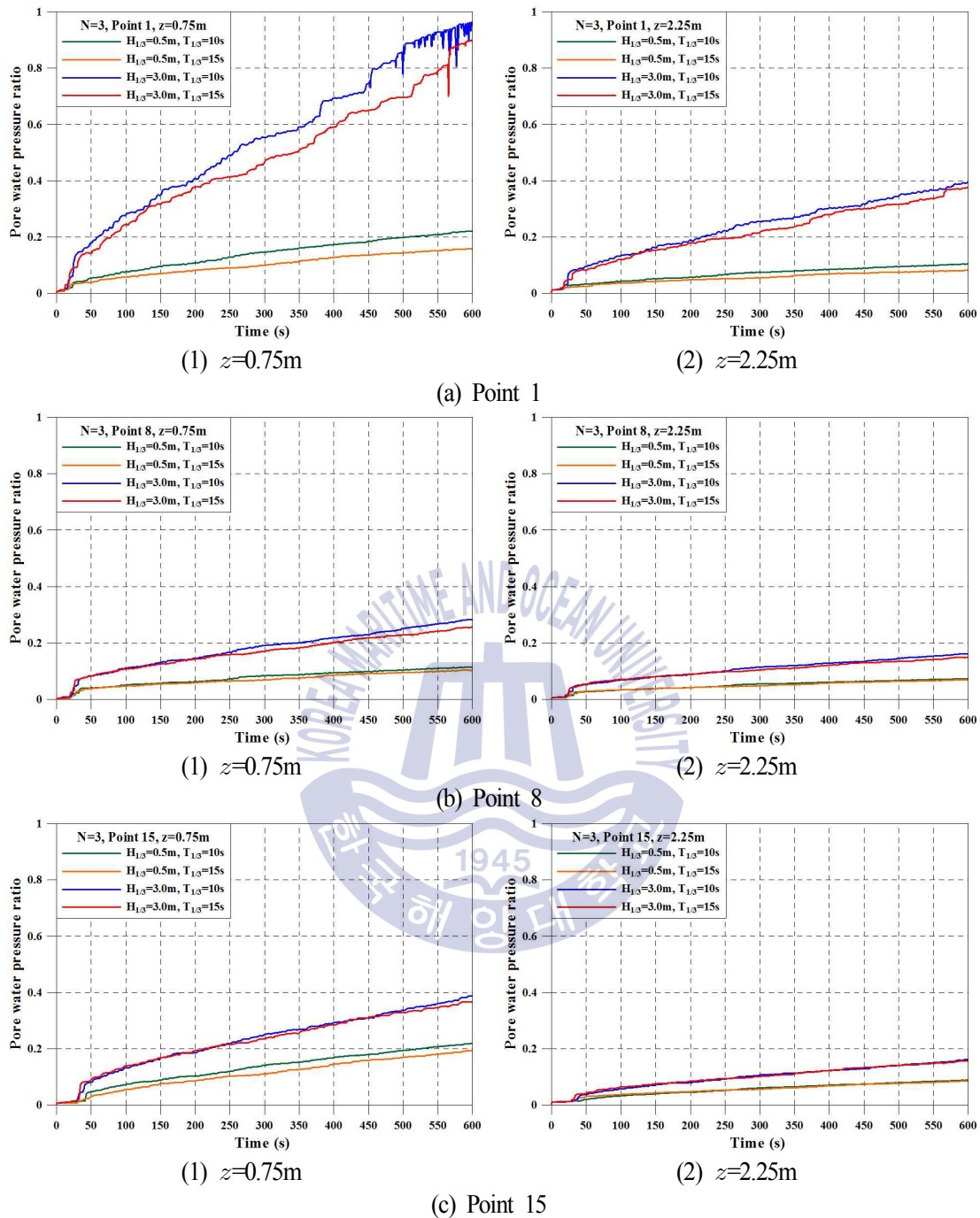


Fig. 7.14. Time history of pore water pressure ratios according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed in case of $N=3$.

한편, 전술한 Figs. 7.11과 7.12에서 잔류간극수압이 잠제의 중앙부 P8에서 잠제의 좌·우측 P1과 P15에서보다 큰 값을 나타내었다는 점을 고려하면 현재 간극수압비가 P8에서 값이 P1과 P15보다 작거나 혹은 거의 동등한 값의 크기를 나타내는 것은 초기유효응력에 잠제의 수중중량이 포함되었기 때문이다.

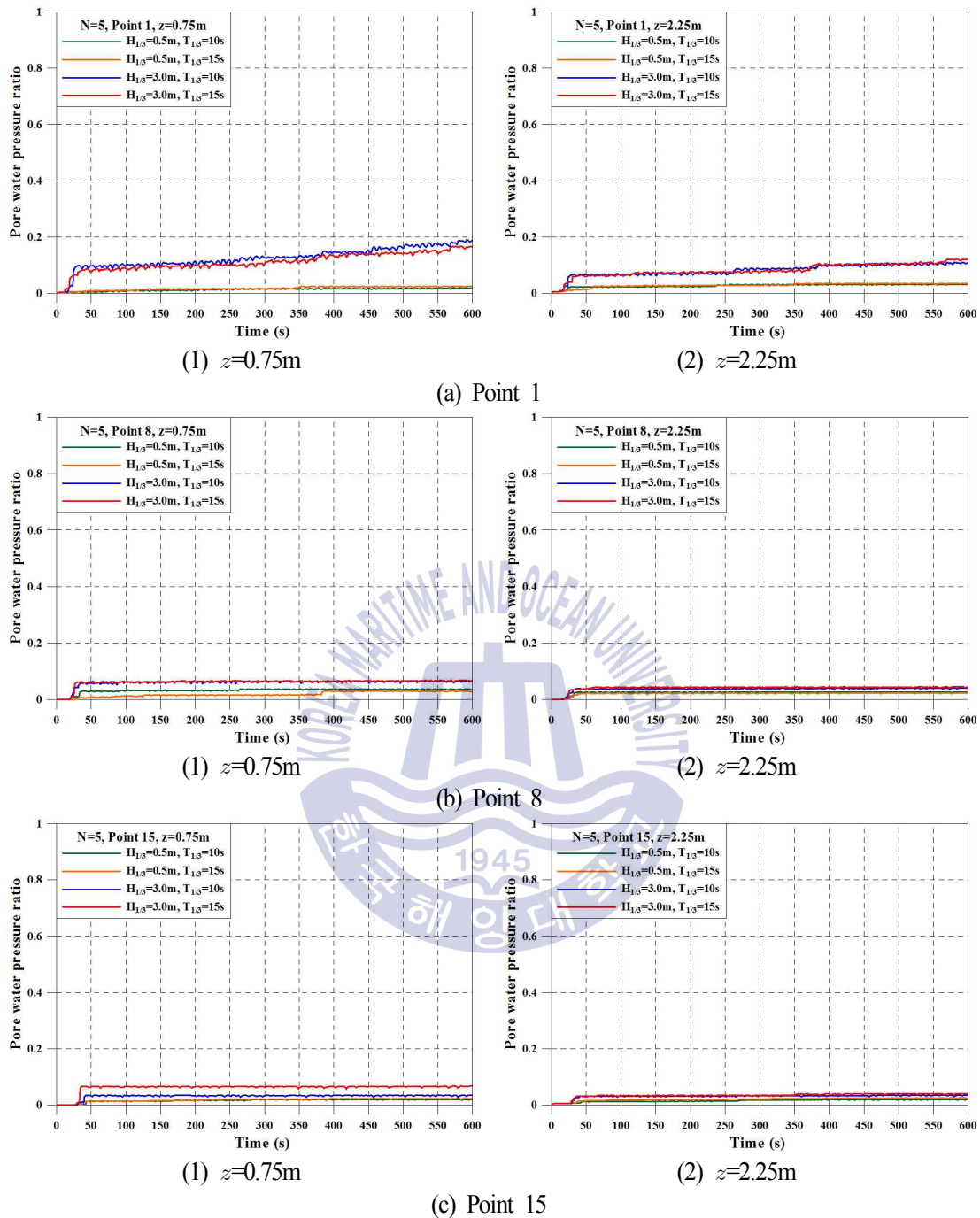


Fig. 7.15. Time history of pore water pressure ratios according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed in case of $N=5$.

Fig. 7.16은 액상화 가능성이 높은 잠제 좌측 해저지반 P1에서 규칙파와 불규칙파에 따른 간극수압비의 시계열을 비교한 것이다. 파란색 실선이 규칙파($N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$)의 경우를, 빨간색 실선이 불규칙파($N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$)의 경우를 각각 나타낸다. 그림으로부터 규칙파의 경우가 보다 큰 간극수압비를 나타내고, 잔류간극수압의 정상상태도 보다 빨리 나타나는 것을 확인할 수 있다. 또한,

시간의 경과에 따라 불규칙파의 경우는 잔류간극수압이 계단상으로 증가되는 경향을 보이며, 이는 Chen et al.(2008)에서 지적된 결과와 일치한다.

Figs. 7.17 7.18은 규칙파와 불규칙파의 경우에 해저지반 전체에서 간극수압비의 공간분포를 나타낸 것으로, 그림에서 빨간색에 가까울수록 액상화 가능성이 높다는 것을 나타낸다. 잠재의 배면해역보다는 전면해역에서 액상화에 가까운 영역의 범위가 넓게 발생하는 것은 규칙파와 불규칙파 모두 동일하지만, 규칙파의 경우가 해저지반의 더욱 깊은 곳까지 액상화에 가까운 영역이 분포하는 것을 시각적으로 확인할 수 있다. 이상의 Figs. 7.16~7.18로부터 한정된 본 계산결과이지만, 잠재하의 해저지반내에서 액상화 평가시 유의파에 해당하는 파고와 주기를 갖는 규칙파로 해석하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다는 것을 알 수 있다.

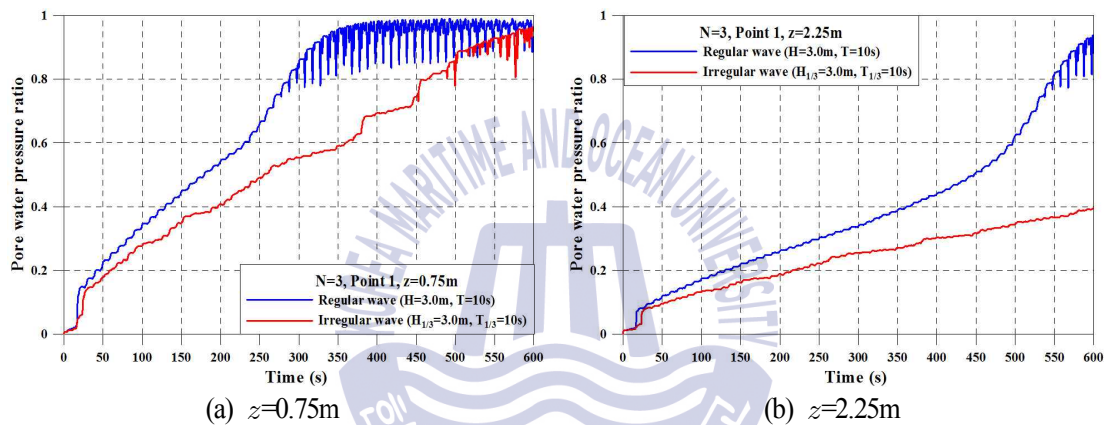


Fig. 7.16. Comparison of time histories of pore water pressure ratio between regular waves and irregular waves.

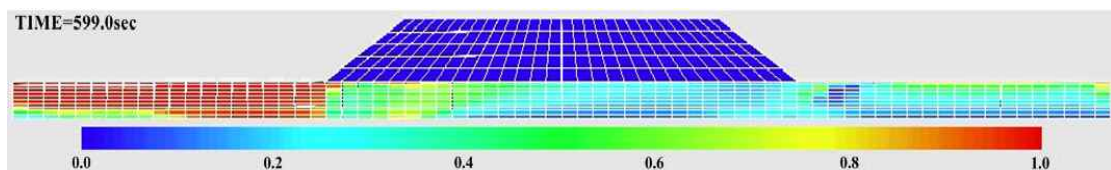


Fig. 7.17. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$.

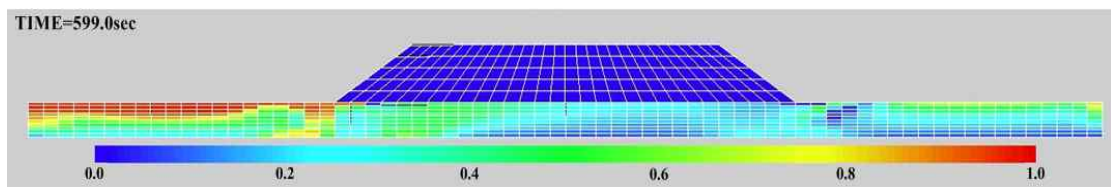


Fig. 7.18. Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0m$, $T_{1/3}=10s$.

7.4 결론

본 장에서는 2D-NIT모델로부터 일정수심의 불규칙파랑작용하에 해저면상에서 동파압을 산정하고, 이를 탄·소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델에 입력치로 적용하여 입사파(유의파고와 유의주기)와 해저지반의 특성(N 값)을 변화시키면서 해저지반상에 설치된 잠제의 동적거동(변위)과 해저지반내 간극수압 및 간극수압비(액상화)와 같은 동적응답을 수치모델링하였다. 본문에서 언급된 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약·기술한다.

(1) 잠제 천단 좌우측부의 수평 및 연직변위방향으로부터 잠제는 양측 수평방향으로 퍼지면서 침하되는 변위특성을 나타낸다. 수평변위의 경우 유의파고가 크고, N 값이 작은 경우에 커진다. 또한, 잠제 천단 좌측부에서는 유의주기가 짧고, 우측부에서는 유의주기가 긴 경우에 더 커진다. 연직변위의 경우 잠제 천단 좌측부가 우측부보다 큰 침하량을 나타내며, 유의파고가 큰 경우에 크고, N 값이 큰 경우에 작아진다. 그리고, 잠제 천단 좌측부에서는 규칙파의 경우가, 우측부에서는 불규칙파의 경우가 큰 수평 변위를 나타낸다.

(2) 유의파고가 큰 경우가 진동 및 잔류간극수압이 증가하고, 유의주기가 짧은 경우가 잔류간극수압이 증가하는 반면에 진동성분은 감소하는 것이 일반적이지만, 잠제의 좌측부에서는 반대의 경향을 나타낸다. 유의주기의 변화에 대한 민감도는 유의파고의 경우보다 떨어진다. 잠제 중앙부하의 해저지반내에서 잔류성분이 가장 크게 나타나며, 이는 지반의 연직깊이가 깊을수록 감소한다. 반면에, 잠제 좌우측부 하 지반내에서는 지반의 연직깊이가 깊어지면 진동 및 잔류간극수압이 증가된다. 이러한 현상은 N 값이 커지면 값의 크기가 전반적으로 작아진다.

(3) 지반의 연직깊이가 깊어지고, 동시에 N 값이 커지면 간극수압비는 감소되어 액상화 가능성이 줄어든다. 또한, 규칙파의 경우가 보다 큰 간극수압비를 나타내고, 잔류간극수압이 정상상태에 도달하는 시간도 상대적으로 빠르며, 잔류간극수압이 계단상으로 증가되는 경향을 나타낸다.

(4) 한정된 본 계산결과이지만, 잠제하의 해저지반내에서 액상화 평가시 불규칙파의 유의파에 해당하는 파고와 주기를 갖는 규칙파로 해석하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다.

References

- CDIT(2001), Research and development of numerical wave channel(CADMAS-SURF), CDIT library, Vol.12.
- Chen, Y.L., Tzang, S.Y. & Ou, S.H.(2008), Application of the EEMD method to investigate pore pressure buildups in a wave-fluidized sandbed, Proceedings of the 31st International Conference on Coastal

Engineering, Vol.2, pp.1614-1624.

- De Groot, M.B., Kudella, M., Meijers, P. & Oumeraci, H.(2006), Liquefaction phenomena underneath marine gravity structures subjected to wave loads, J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng., ASCE, Vol.132, No.4, pp.325-335.
- Dong, P. & Xu, H.(2010), An ensemble modelling for the assessment of random wave-induced liquefaction risks, Abstract Book of the 32nd International Conference on Coastal Engineering, ICCE 2010, Paper No.214.
- Hirt, C.W. & Nichols, B.D.(1981), Volume of fluid(VOF) method for the dynamics of free boundaries, J. of Computational Physics, Vol.39, pp.201-225.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.(1992a), Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.(1992b), Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.16-20.
- Jeng, D.S., Ye, J.H., Zhang, J.S., & Liu, P.F.(2013), An integrated model for the wave-induced seabed response around marine structures : Model verifications and applications. Coastal Engineering, Vol.72, pp.1-19.
- Lee, K.H., Baek, D.J., Kim, D.S., Kim, T.H., & Bae, K.S.(2014), Numerical simulation of dynamic response of seabed and structure due to the interaction among seabed, composite breakwater and irregular wave(II), J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, Vol.26, No.3, pp.174-183.
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. & Kim, D.S.(2013), Numerical simulation of irregular airflow in OWC generation system considering sea water exchange, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, Vol.25, No.3, pp.128-137.
- Lee, K.H., Park, J.H. & Kim, D.S.(2012), Numerical simulation of irregular airflow within wave power converter using OWC by action of 3-dimensional irregular waves, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, Vol.24, No.3, pp.189-202.
- Mizutani, N., Mostafa, A.M. & Iwata, K.(1998), Nonlinear regular wave, submerged breakwater and seabed dynamic interaction. Coastal Engineering, Vol.33, pp.177-202.
- Morita, T., Iai, S., Hanlong, L., Ichii, Y. & Satou, T.(1997), Simplified set-up method of various parameters necessary to predict liquefaction damage of structures by FLIP program, Technical Note of the Port and Harbour Research Institute Ministry of Transport, PARI, Japan, Vol.869, pp.1-36.
- Sakakiyama, T. & Kajima, R.(1992), Numerical simulation of nonlinear wave interaction with permeable breakwater, Proceedings of the 22nd ICCE, ASCE, pp.1517-1530.
- Sumer, B.M. & Cheng, N.S.(1999), A random-walk model for pore pressure accumulation in marine soils,

Proceedings of the 9th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE-99, Brest, France, Vol.1, pp.521-526.

- Xu, H. & Dong, P.(2011), A probabilistic analysis of random wave-induced liquefaction, Ocean Engineering, Vol.38, No.7, pp.860-867.
- Yasuda, S.(1988), From investigation to countermeasure for liquefaction, Kajima Press, 256p.



제8장 콘크리트매트 피복을 이용한 잠제하

해저지반에서 액상화 대책공법에 관한

수치해석(규칙파 조건)

8.1 서언

규칙파와 불규칙파의 조건하 잠제 주변지반내에서 진동 및 잔류간극수압의 변동특성을 검토한 전술의 제6장과 제7장의 결과에 따르면 실트질 혹은 실트질모래지반에서는 잔류간극수압의 누적에 따라 간극수압이 유효응력을 초과하여 해저지반내에서 액상화가 발생할 가능성이 충분히 있고, 특히 지반지력이 작은 경우, 즉 N 치가 작은 경우는 액상화 가능성이 훨씬 높아지는 것으로 판정되었다.

이와 같은 액상화에 대한 대책공법에서 방법에 따라 지반개량공법, 간극수압의 개선공법 및 구조적인 보강공법으로 대별될 수 있다. 지반개량공법은 중력식구조물이 설치되기 전에 해저지반의 압밀과 강도를 증대시키는 공법으로, 일반적으로 DCM, SCP 및 과재하공법 등이 이 공법의 범주에 포함된다. 간극수압의 개선공법은 중력식구조물 주변지반에 시간의 경과에 따른 누적간극수압을 감소시키기 위하여 배수패드 혹은 배수공을 설치하는 것(Gerwick, 2007)으로, 이에 의해 지반내 간극수의 배수가 촉진되어 간극수압의 상승이 억제된다. 구조적인 보강공법으로는 과일을 막아 지반지력을 확보하거나 구조물하에 스킨트를 설치하여 구조물의 요동에 의한 액상화를 방지하는 방법 등이 있다.

본 장에서는 과재하공법의 하나인 보호사석을 포설하는 공법을 잠제의 주변지반에 적용하는 것으로 한다. 이는 해저지반에 추가적인 압력을 가하는 일종의 압성토공법이다(Gerwick, 2007). 해저지반에서 보호사석 혹은 추가재하의 영향을 검토한 연구사례는 매우 제한적이지만, 예로 Sekiguchi et al.(2000)은 원심모형과 동수조실험에서, Sumer et al.(2010)은 일반과동수조실험에서 지반의 액상화 거동에 보호사석의 영향을 실험적으로 검토하였다. 두 연구결과에 따르면 보호사석의 하중으로 인하여 해저지반의 상대밀도가 충분히 증가하여 액상화가 발생되기 어렵게 된다는 중요한 사실이 밝혀졌다.

한편, 보호사석을 해저지반상에 포설한 경우 지반의 액상화에 따라 보호사석의 침하를 방지하기 위하여 보호사석과 해저지반 사이에 필터층을 적용하는 것이 일반적이고, Sumer et al.(2010)에 의한 실험에 따르면 필터층이 보호사석의 침하를 방지하면서 보호사석과 필터가 함께 침하되는 하향변위를 크게 감소시키며, 반복과랑하중에 의해 지반이 주기적으로 큰 인장과 압축이 발생되지 않도록, 즉 과랑에 의한 반복전단변형이 발생되지 않도록 조밀하게 밀착되었을 때 액상화되지 않는다는 사실도 알려졌다.

본 장에서는 해저지반에 미치는 전술한 보호사석의 역할과 필터층의 역할을 동시에 수행할 수 있는 콘크리트매트를 적용한다. 이는 과랑에 의해 흐트러지거나 개별로 침하되지 않으며, 일반적으로 하천에서 세굴

방지공으로 포설되어 왔다(Godbold et al., 2014). 따라서, 이러한 콘크리트매트를 잠제 주변지반에 적용하는 공법은 잠제 개구부와 전면에서 많이 발생하는 세굴도 방지하면서 액상화도 방지할 수 있는 대책공법인 것으로 판단된다.

본 장에서는 이상의 콘크리트매트가 잠제 주변지반상에 설치된 경우에 콘크리트매트를 포함한 구조물의 동적변위, 지반내 간극수압과 간극수압비 등을 수치적으로 검토하기 위하여 제6장과 제7장에서와 동일한 수치해석법인 2D-NIT(Two Dimensional Numerical Irregular wave Tank)모델(Lee et al., 2013)과 유한요소법의 탄·소성지반응답에 기초한 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program)모델(Iai et al., 1992a, 1992b)을 적용하며, 이로부터 얻어진 결과와 콘크리트매트가 적용되지 않은 원지반에서의 결과와 비교·검토하여 콘크리트매트의 유용성을 논의한다. 이 때, 적용한 파랑은 규칙파이며, 실제 수치계산에서는 파랑조건(파고와 주기)과 지반조건(N 치)을 변화시켜 해의 특성변화를 검토한다.

8.2 2D-NIT모델과 FLIP모델의 개요 및 결과의 검증

본 장의 파동장 해석모델인 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)과 지반응답해석모델인 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)의 이론적인 배경 및 수치모델의 검증은 제6장과 제7장에서 기술되었기 때문에 반복기술을 생략한다. 단, 콘크리트매트의 전단탄성계수는 $3.040 \times 10^7 \text{ kPa}$, Poisson비는 0.2를 적용하였다.

8.3 수치해석

8.3.1 계산조건

본 장의 규칙파동장에서 콘크리트매트를 이용한 잠제하 해저지반의 액상화 대책공법에서 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)과 FLIP(Iai et al., 1992a, 1992b)모델에 의한 계산조건은 제6장의 6.4.1절에 나타난 경우와 동일하다.

8.3.2 잠제의 동적변위

Fig. 8.1은 해저지반이 $N=3$ 의 경우 잠제 천단상의 좌측 가장자리 E1에서 파고 H 와 주기 T 및 콘크리트매트의 유무에 따른 수평변위의 시계열을 나타내며, Fig. 8.2는 동일한 조건하에 연직변위(침하)의 경우를 나타낸다. 각 그림에서 (a)는 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$, (b)는 $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$, (c)는 $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$, (d)는 $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 의 경우이며, 검은색 실선은 콘크리트매트가 설치되지 않은 원지반의 경우, 녹색 실선은 길이 6m의 콘크리트매트가 설치된 경우, 파란색 실선은 9m의 경우, 적색 실선은 12m의 경우에 대한 변위를 각각 나타낸다. 여기서, 잠제 천단상의 우측 가장자리 E2에 대해서는 콘크리트매트의 유무에 따른 변위차이가 거의 발생하지 않으므로 그 결과를 제시하지 않는다.

먼저, 수평변위를 살펴보면 좌측 가장자리(E1지점)에서는 (-)값(파의 진행방향에 반대)을 나타내며, 지면관계상 제시하지 않지만, 우측 가장자리(E2지점)에서는 (+)값(파의 진행방향과 동일)을 나타내는

점을 고려하면 수평변위의 발생방향으로부터 잠제는 양측으로 퍼지게 되는 것을 알 수 있고, 또한 제6장과 제7장에서와 동일한 결과를 나타낸다. 여기서, 콘크리트매트의 유무에 따른 차이를 살펴보면 포설된 경우가 포설되지 않은 경우보다 수평변위가 감소하며, 콘크리트매트 길이에 따른 수평변위는 Fig. 8.1(d)의 경우를 제외하면 길이가 길어질수록 감소하는 경향을 나타낸다. 다음으로, Fig. 8.2에 제시한 연직변위를 검토한다. 연직변위는 잠제 천단에서 전체적으로 (-)값을 나타내므로 잠제가 침하되는 것을 알 수 있다. 이 때, 콘크리트매트의 유무에 따라서는 포설된 경우가 더 적은 연직변위를 나타내며, Fig. 8.2(d)의 경우를 제외하면 길이가 길어질수록 더 적은 연직변위가 나타나는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 파고가 증가하면 진동성분과 잔류성분은 증가하며, 주기가 길어지면 진동성분은 큰 차이가 없지만, 수평 및 연직변위에서 잔류성분이 감소되는 경향을 공통적으로 볼 수 있다(연직축의 크기가 경우에 따라 다르게 표기되어 있는 것에 유의바란다).

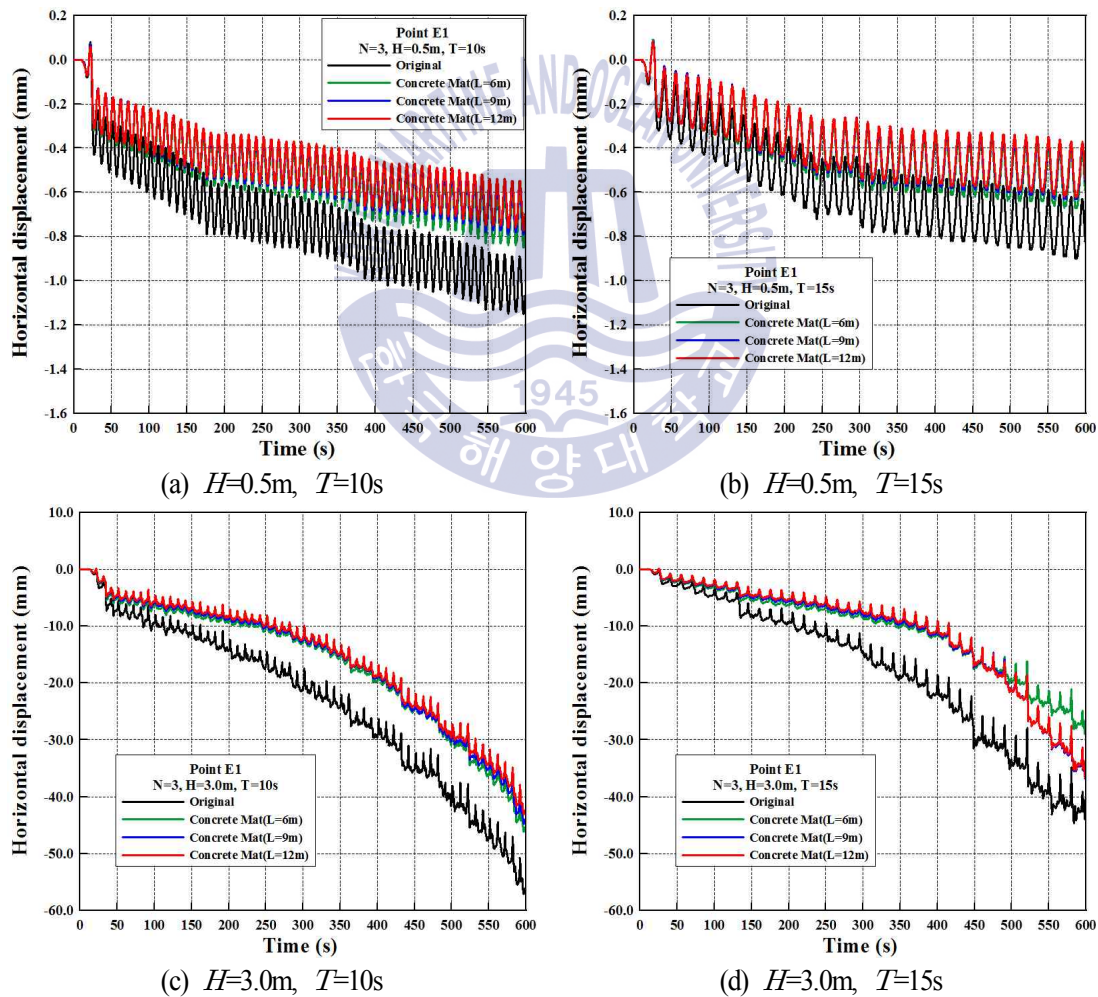


Fig. 8.1. Time history of horizontal displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

이상의 결과 및 후술하는 일부 결과중, 특히 $N=3$ 에서 정상상태에 이르지 못한 해석결과가 일부 제시된 경우가 있다. 이는 해석시간이 매우 장시간 소요되는 관계로 정상상태의 해를 제시하기 어려웠다는 점을 부기하여 두며, 이하의 모두는 600s까지의 계산시간으로부터 얻어진 결과를 분석한 것이다.

이상에서 언급된 콘크리트매트의 유무에 따른 수평 및 연직변위의 저감율을 종합적으로 나타내 것이 Table 8.1에 요약되어 있다. 표로부터 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서 수평변위는 최소 26%에서 최대 33%까지, $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$ 에서는 최소 25%에서 최대 31%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서는 최소 19%에서 최대 24%까지 저감되며, 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 수평변위의 저감율이 증가한다. 그러나, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 의 경우 수평변위는 최소 17%에서 최대 35%까지 저감되지만, 전술한 경우와는 달리 콘크리트매트의 길이에 비례하는 저감율이 나타나지 않는 것을 알 수 있다.

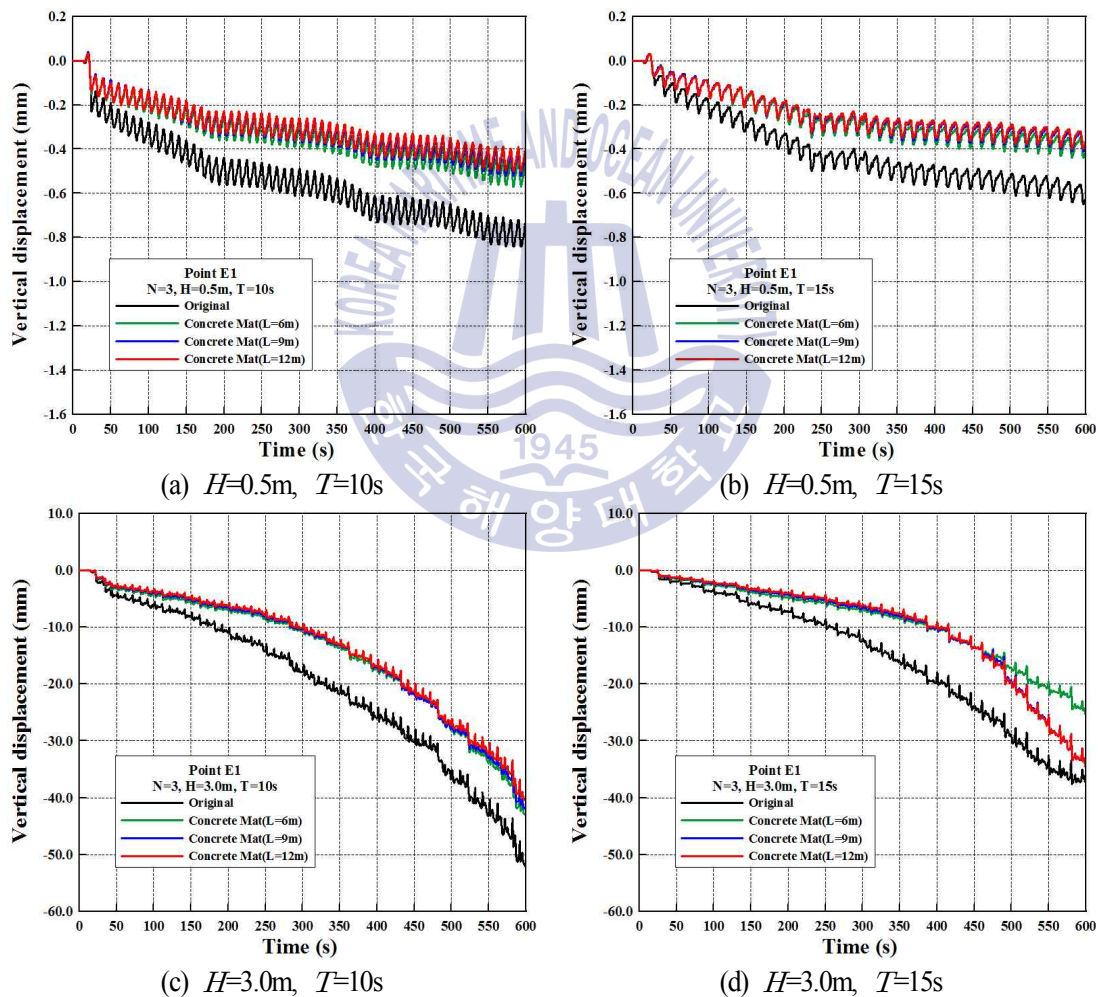


Fig. 8.2. Time history of vertical displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

연직변위에 대해서는 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 의 경우 최소 32%에서 최대 40%까지, $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$ 의 경우

최소 32%에서 최대 38%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 의 경우 최소 17%에서 최대 22%까지 저감되며, 수평변위의 경우와 유사하게 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 연직변위의 감소율이 증가한다. 역시, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 에서는 최소 8%에서 최대 32%까지 저감되지만, 수평에서와 유사하게 전술한 경우와는 달리 콘크리트매트의 길이에 비례하는 저감율이 나타나지 않는 것을 알 수 있다.

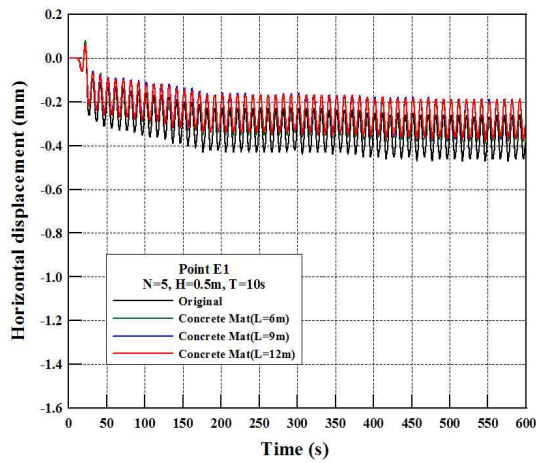
Table 8.1. Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=3$.

Wave conditions		Concrete mat($L=6\text{m}$)		Concrete mat($L=9\text{m}$)		Concrete mat($L=12\text{m}$)	
$H(\text{m})$	$T(\text{s})$	Horizontal (%)	Vertical (%)	Horizontal (%)	Vertical (%)	Horizontal (%)	Vertical (%)
0.5	10	26.09	32.14	31.30	38.10	33.04	40.48
	15	25.56	32.31	30.00	36.92	31.11	38.46
3.0	10	19.11	17.31	21.62	19.41	24.45	22.35
	15	35.21	32.91	17.78	8.27	18.40	8.27

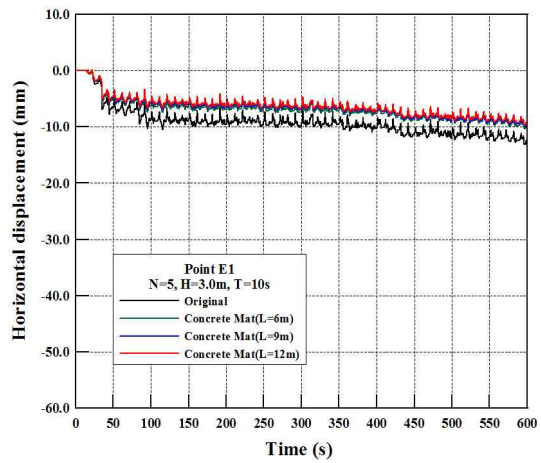
원지반에 콘크리트매트를 설치한 경우에 수평 및 연직변위가 저감되는 것은 해저지반상에 보호사석을 포설한 경우의 Sumer et al.(2010)과 Sekiguchi et al.(2000)에 의한 실험적인 연구결과에 따르면 콘크리트매트의 포설로 초기유효응력이 증가되고, 이에 따라 해저지반의 상대밀도가 증가되기 때문인 것으로 판단된다. 여기서, 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 일반적으로 수평 및 연직변위가 보다 저감되는 현상은 해저지반내 상대밀도가 증가되는 수평범위가 넓어지기 때문이다.

다음으로, $N=5$ 를 갖는 해저지반에서 전술한 바와 동일하게 E1지점에서 수평변위를 나타낸 Fig. 8.3 및 연직변위를 나타낸 Fig. 8.4를 검토한다. 그림으로부터 콘크리트매트의 유무에 상관없이 전술한 $N=3$ 일 때보다 해저지반이 더욱 고결화되어 수평 및 연직변위가 보다 작게 발생되고, 정상상태에 더욱 빨리 도달한다는 것은 규칙파 및 불규칙파에 대한 제6장 및 제7장에서 도출된 결과와 동일하다. 여기서, N 값이 증가하여도 콘크리트매트의 포설에 따른 변위의 감소효과는 동일하게 나타나는 것을 알 수 있다.

Table 8.2는 $N=5$ 일 때 콘크리트매트의 길이에 따른 수평 및 연직변위의 저감율을 종합하여 나타낸다. 표로부터 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서 수평변위는 최소 17%에서 최대 19%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서는 최소 21%에서 최대 26%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 에서는 최소 29%에서 최대 34%까지 각각 저감효과가 나타나는 것을 알 수 있고(연직변위는 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서 콘크리트매트의 길이에 상관없이 최대 26%까지, $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$ 에서는 최소 18%에서 최대 22%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서는 최소 19%에서 최대 23%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 에서는 최소 28%에서 최대 33%까지), 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 각 변위의 저감율이 증가하는 것이 일반적인 현상으로 판단된다. 여기서, 수평 및 연직변위에서 파고가 증가하면 진동성분과 잔류성분은 증가하는 경향을 나타내며, 이는 $N=3$ 의 경우와 동일한 현상이다.

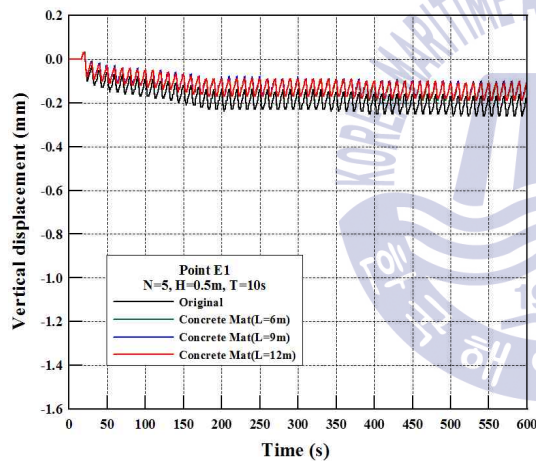


(a) $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$

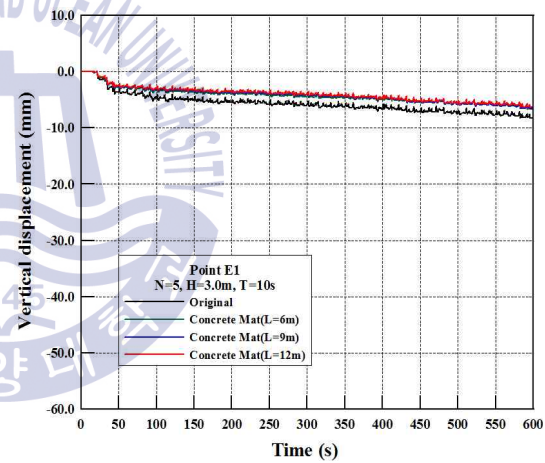


(b) $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$

Fig. 8.3. Time history of horizontal displacements according to variations of wave height and the length of concrete mat for $N=5$.



(a) $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$



(b) $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$

Fig. 8.4. Time history of vertical displacements according to variations of wave height and the length of concrete mat for $N=5$.

Table 8.2. Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=5$.

Wave conditions		Concrete mat($L=6\text{m}$)		Concrete mat($L=9\text{m}$)		Concrete mat($L=12\text{m}$)	
$H(\text{m})$	$T(\text{s})$	Horizontal (%)	Vertical (%)	Horizontal (%)	Vertical (%)	Horizontal (%)	Vertical (%)
0.5	10	17.02	26.92	19.15	26.92	19.15	26.92
	15	17.07	22.73	17.07	22.73	17.07	18.18
3.0	10	21.48	19.47	24.14	21.39	26.28	23.56
	15	29.16	28.83	32.91	31.63	34.85	33.09

8.3.3 해저지반내 간극수압과 간극수압비

(1) 간극수압

해저지반내 간극수압은 전단응력의 변화에 따른 간극체적의 감소로부터 발생하는 주기평균의 잔류 간극수압과 동과압의 변동에 대응하는 진동간극수압의 합으로 나타난다. 잠제 전면부에 해당하는 P16에서 $z=0.75\text{m}$ 와 $z=2.25\text{m}$ (여기서, z 축은 해저면상을 기점으로 하향)의 두 경우에 지반정수 N , 파고 H , 주기 T 및 콘크리트매트 길이 L 의 변화에 따른 간극수압의 시간변동을 다음의 Figs. 8.5~8.8에 제시한다.

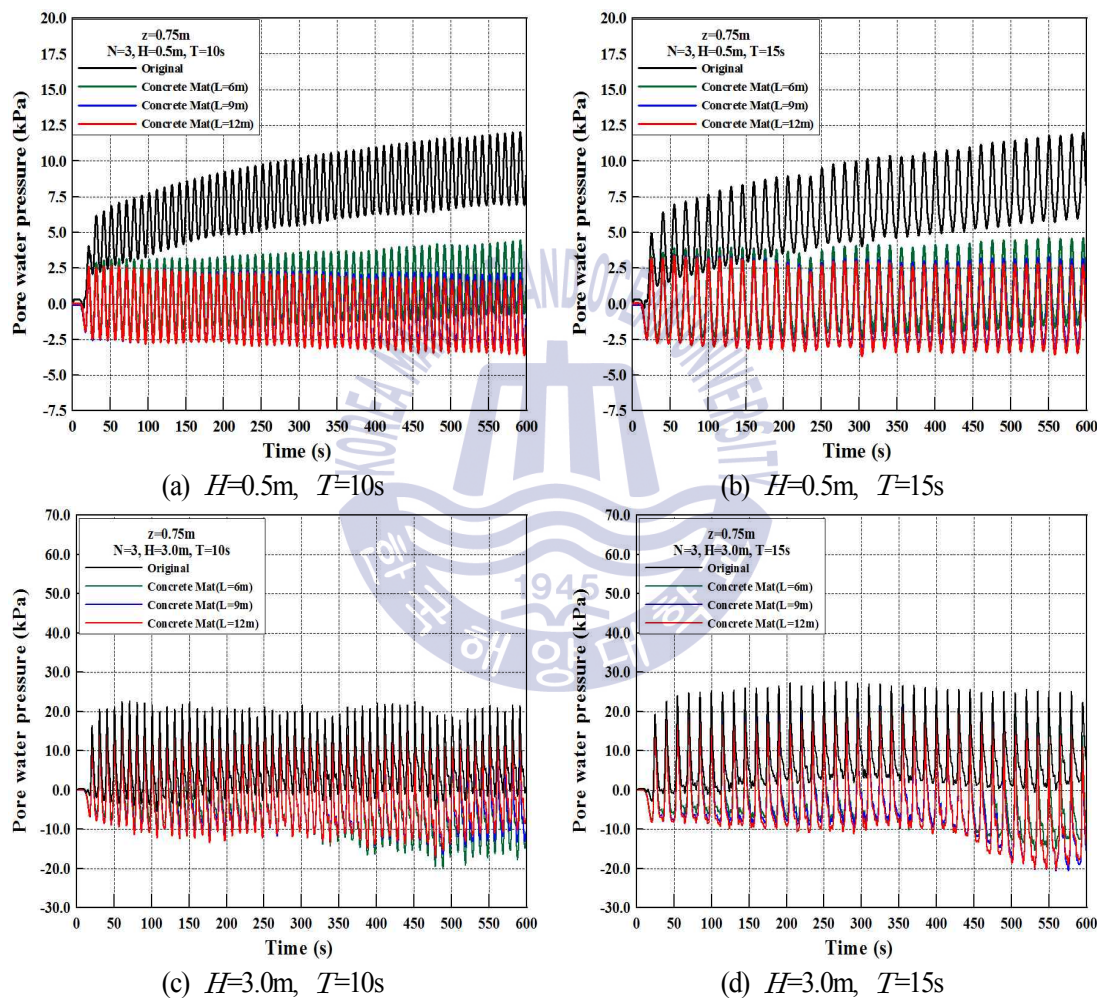


Fig. 8.5. Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=3$.

먼저, $z=0.75\text{m}$, $N=3$ 의 Fig. 8.5로부터 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 진동간극수압은 비슷한 크기를 갖지만, 잔류간극수압은 크기가 모두 감소되고, Fig. 8.5(c)의 경우 콘크리트매트의 포설에 따라 잔류간극수압은 감소되지만, 초기시간에서 매트길이에 따른 감소효과가 명확히 나타나지 않는다. 그리고, 동일한 N 치에 대해 깊이가 다른 Figs. 8.6과 8.5를 비교하면 전체적으로 잔류간극수압이 증가하는

것을 알 수 있고, Figs. 8.6(a)와 8.6(b)에서는 Figs. 8.5(a)와 8.5(b)의 경우와 상이하게 콘크리트매트가 설치된 초기시간에 간극수압이 원지반보다 상승하는 현상을 볼 수 있다. 이러한 결과는 상대적으로 얕은 $z=0.75\text{m}$ 에서는 진동간극수압의 영향을 크게 받고, 반면에 보다 깊은 $z=2.25\text{m}$ 에서는 깊이가 깊을수록 급격히 증가하는 잔류간극수압의 영향이 커지기 때문이다.

또한, 동일한 깊이 $z=0.75\text{m}$ 에서 $N=5$ 의 Fig. 8.7과 $N=3$ 의 Fig. 8.5의 결과를 비교하면 콘크리트매트의 유무에 따라 진동간극수압은 비슷한 크기를 나타내지만, 잔류간극수압은 $N=5$ 의 경우가 감소하는 경향을 나타낸다. 하지만, $z=2.25\text{m}$ 에서 $N=5$ 인 Fig. 8.8(a)의 경우는 $N=3$ 인 Fig. 8.6(a)의 경우에 비해 콘크리트매트의 설치로 인하여 원지반보다 초기의 간극수압 증가가 지속되며, 시간의 경과에 따라 그 차이가 줄어드는 경향을 나타낸다.

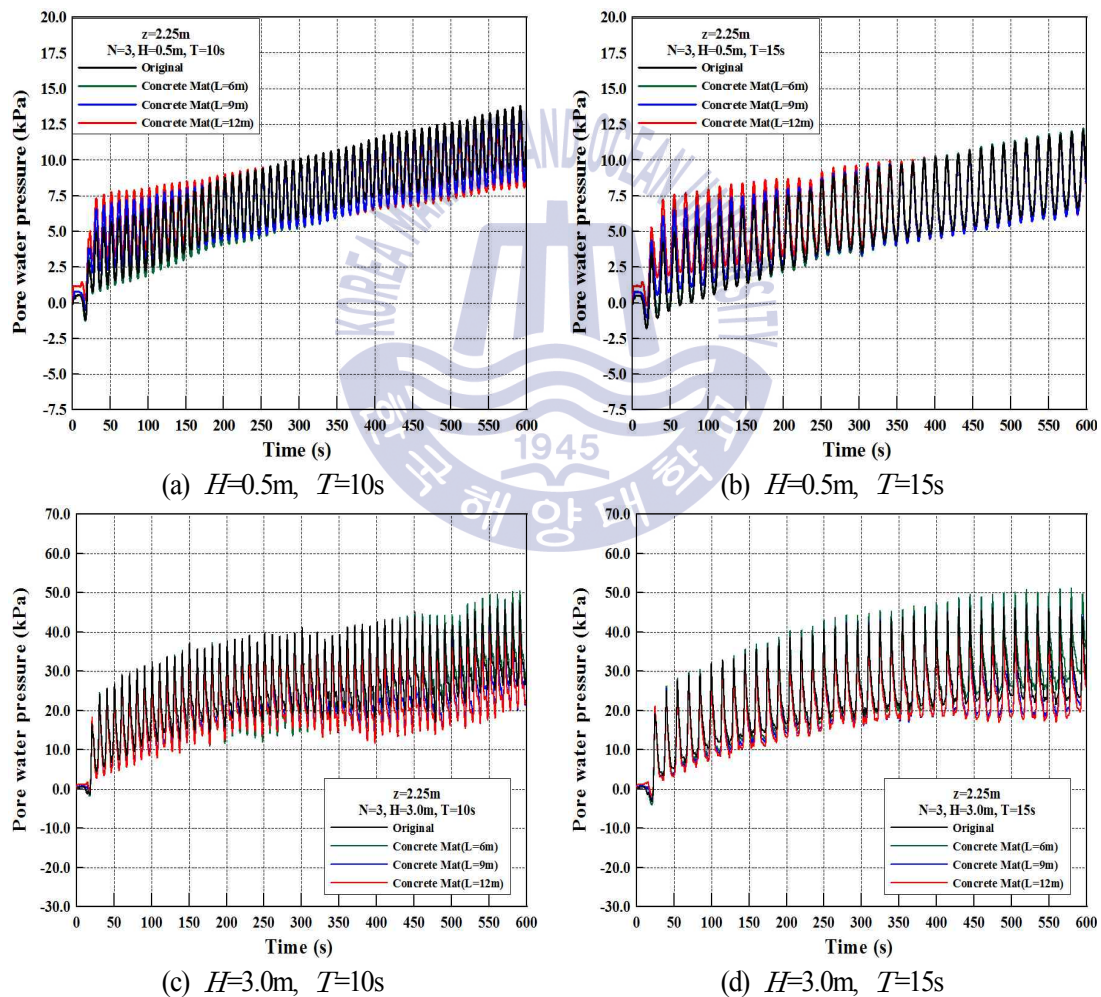


Fig. 8.6. Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=3$.

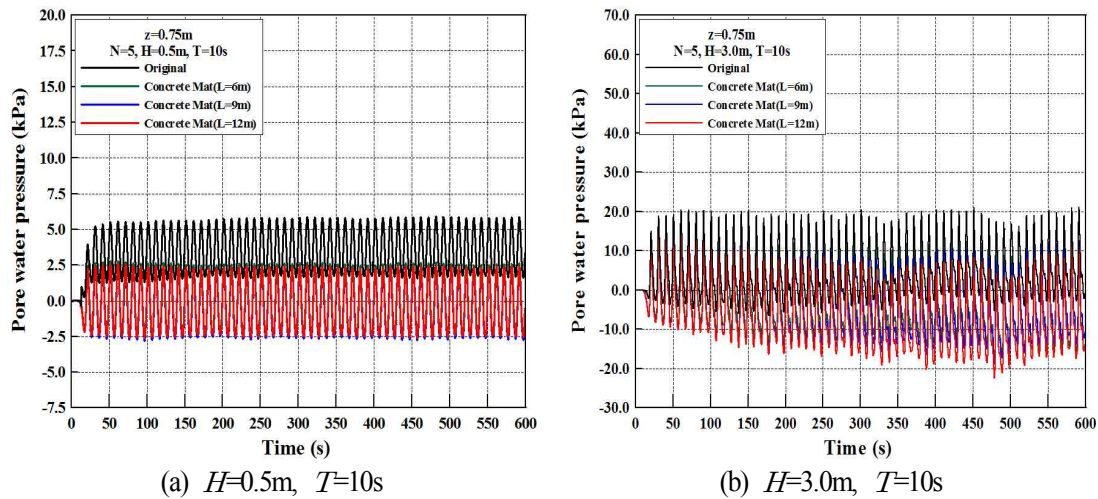


Fig. 8.7. Time history of pore water pressures according to variations of wave height and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=5$.

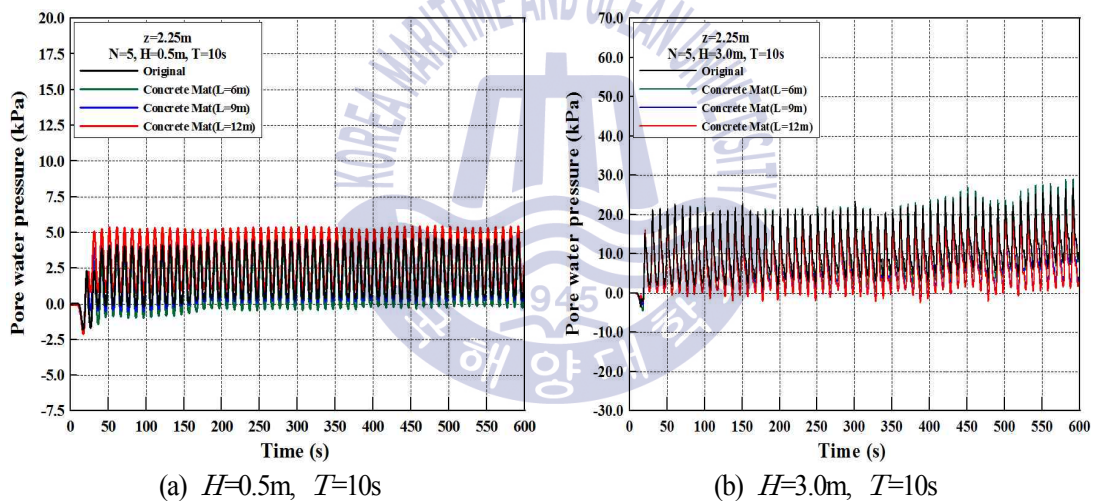


Fig. 8.8. Time history of pore water pressures according to variations of wave height and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=5$.

(2) 간극수압비

Figs. 8.9~8.13은 P1지점에서 P27지점까지 깊이 $z=0.75\text{m}$ 와 2.25m 에서 N 값이 각각 3과 5일 때 입사파고, 주기 및 콘크리트매트 길이의 변화에 따른 간극수압비의 공간변화를 나타낸 것이다. 여기서, 간극수압비는 전술한 제6장 및 제7장에서의 정의와 동일하다. 각 그림에서 검은 십자기호는 원지반의 경우, 녹색 삼각기호는 길이 6m의 콘크리트매트, 파란색 원형기호는 길이 9m의 콘크리트매트, 적색 마름모기호는 길이 12m의 콘크리트매트가 각각 포설된 경우에 대한 결과이다.

먼저, $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 의 Fig. 8.9를 살펴보면 콘크리트매트를 포설하지 않는 원지반의

경우 간극수압비는 최대 0.45로 나타나며, 콘크리트매트가 포설되어 그의 길이가 길어지면 간극수압비가 줄어들고 최대 0.35까지 저감된다. 또한, 원지반의 $x=30\text{m}$ 에서 나타난 피크간극수압비가 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 잠제 전면부의 비탈면에서부터 해측으로 이동되는 것을 확인할 수 있다. 이것은 콘크리트매트의 중량에 의해 해저지반의 상대밀도가 증가되고, 매트의 길이가 해측으로 길어질수록 상대밀도가 증가되는 수평범위가 해측으로 넓어지기 때문이다. 따라서, 콘크리트매트를 적절한 길이로 포설하는 경우 잠제의 전면부하 해저지반내에 액상화 가능성이 상대적으로 저하되어 잠제의 안정성이 증대되는 것을 기대할 수 있다. 또한, 잠제의 중앙부하 및 배면하의 해저지반에서는 콘크리트매트의 포설에 따른 효과가 거의 나타나지 않는 것을 알 수 있다. 이는 잠제의 자중에 의해 초기에 이미 지반의 상대밀도가 증가된 상태에서 잠제로부터 이격되어 포설되는 콘크리트매트의 추가적인 중량에 의한 상대밀도의 변화는 크지 않기 때문이며, 동일한 의미로 잠제 배면하의 해저지반에서도 콘크리트매트가 상대적으로 더욱 많이 이격되어 포설되기 때문에 간극수압비에 미치는 영향 또한 매우 미미할 것으로 판단된다.

Fig. 8.10은 $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 의 경우로, 원지반에서 전술한 Fig. 8.9보다 잠제 전면하 해저지반에서 간극수압비가 0.95 이상이므로 나타나며, 따라서 액상화 가능성이 매우 높은 경우이다. 따라서, 파고의 증가는 액상화 가능성을 높이는 중요한 요소이다. 이에 콘크리트매트를 포설한 경우에는 전체적으로 간극수압비가 0.4까지 줄어드는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 매트길이를 길게 할수록 간극수압비가 감소되는 수평영역이 넓어지지만, $L=9\text{m}$, 12m 의 경우는 잠제 비탈면 바로 앞에서는 원지반보다는 작지만, 간극수압비가 재상승하는 현상이 나타난다. 따라서, 이러한 경우 잠제 전면의 제각부 근방에서는 콘크리트매트의 중량을 더 무겁게 하거나 2층으로 포설하는 것도 하나의 방법인 것으로 판단된다. 여기서, 콘크리트매트하의 해저지반내에서는 액상화 가능성이 매우 줄어들고, 그 외의 해측에서는 액상화 가능성이 그대로 유지되지만, 액상화 가능영역은 제체로부터 많이 이격되어 나타나기 때문에 제체의 안정성에 미치는 직접적인 영향은 거의 없을 것으로 판단된다.

Fig. 8.11은 전술한 Fig. 8.10과 동일한 조건하에 주기를 $T=10\text{s}$ 에서 $T=15\text{s}$ 로 길게 한 경우의 결과이다. 콘크리트매트의 포설에 따라 간극수압비가 0.4까지 감소하는 것은 Fig. 8.10의 경우와 유사하지만, 매트하의 최대치가 보다 감소하며, $L=9\text{m}$, 12m 의 경우에 간극수압비가 재상승하는 현상에서 그의 값도 감소하는 경향을 나타낸다. 이러한 결과는 주기의 변화에 따른 반사율(Losada, et al., 1996)의 차이에 기인하는 것으로 판단된다.

Fig. 8.12는 $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에 대한 경우이다. 콘크리트매트의 포설에 따른 간극수압비가 최대 0.8 정도까지 감소하고, 매트길이가 길어질수록 그의 감소치는 증가하면서 범위가 넓어지는 것은 전술한 결과들과 동일하다. 이러한 결과로부터 매트하 지반액상화 가능성에 파랑조건이 큰 영향을 미칠 수 있다는 중요한 사실을 알 수 있다.

Fig. 8.13은 $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에 대한 간극수압비의 변화를 나타낸 것이다. 잠제 전면부의 원지반에서는 간극수압비가 최대 0.9가 나타나지만, 콘크리트매트를 포설한 경우에는 Figs. 8.9-8.11에

서와 같이 매트길이를 길게 할수록 변동양상이 점차로 해측으로 이동되고, 결과적으로 제체의 안정성에 영향을 미치는 범위 밖으로 벗어나는 것을 알 수 있다. 이러한 경향은 주기가 길어지는 Fig. 8.11에서도 동일한 경향을 보인다. 그리고 전술한 $N=3$ 의 경우에서와 같이 $N=5$ 의 경우에도 콘크리트매트의 포설에 따른 간극수압비의 감소가 동일한 정도로 주어진다는 것을 확인할 수 있다.

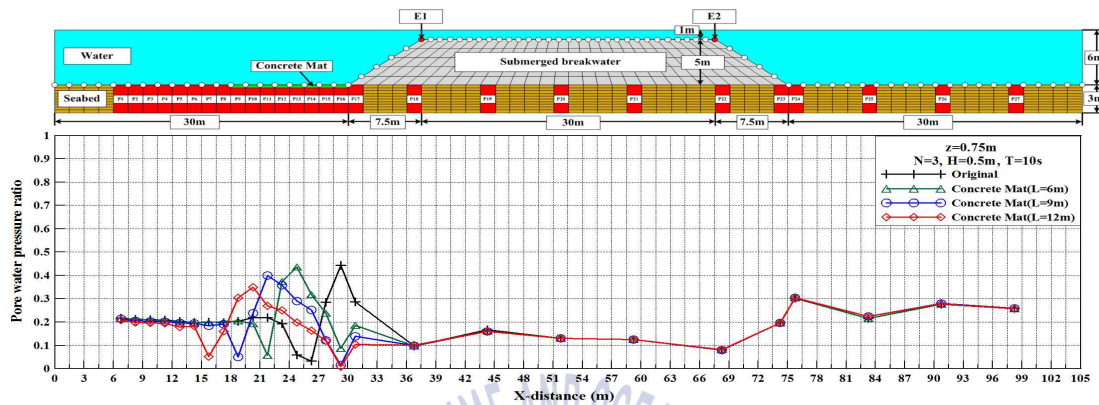


Fig. 8.9. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$.

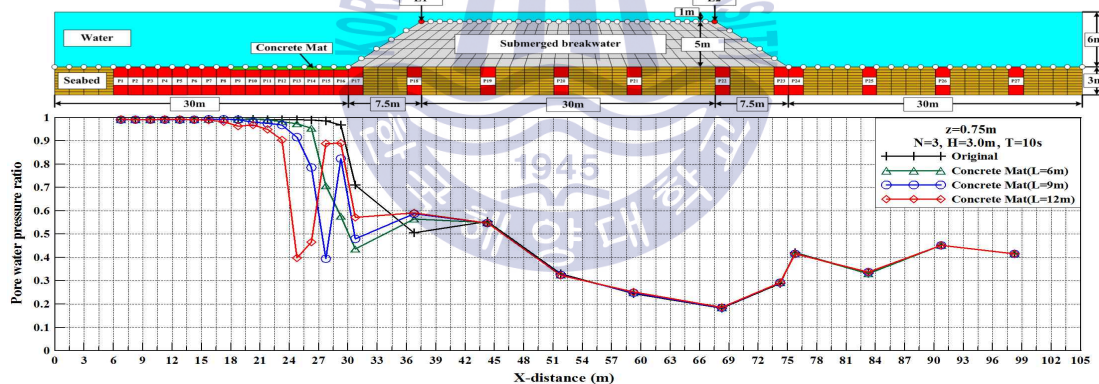


Fig. 8.10. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

8.3.4 해저지반내 간극수압비의 공간분포

Figs. 8.14~8.15는 원지반의 경우와 콘크리트매트 포설에 따른 해저지반 전체에서 간극수압비의 공간분포를 나타낸 것으로, 그림에서 적색에 가까울수록 액상화 가능성이 높고, 파란색에 가까울수록 액상화 가능성이 낮다는 것을 의미한다. Fig. 8.14는 콘크리트매트가 없는 원지반의 경우이고, Fig. 8.15는 콘크리트매트가 길이 12m로 포설된 경우이다. 동일한 파랑조건에서 잠제 전면 제각부하 해저지반에서 원지반의 경우는 적색으로 표기되어 액상화 가능성이 높게 나타나지만, 콘크리트매트가 포설됨에 따라 파란색으로 표기되고, 따라서 액상화 가능성이 현저히 줄어드는 것을 시각적으로 확인할 수 있다.

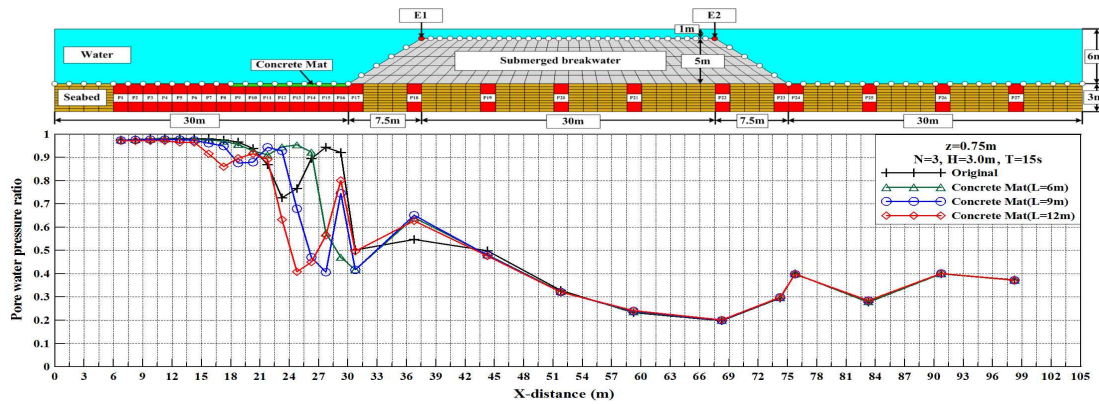


Fig. 8.11. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$.

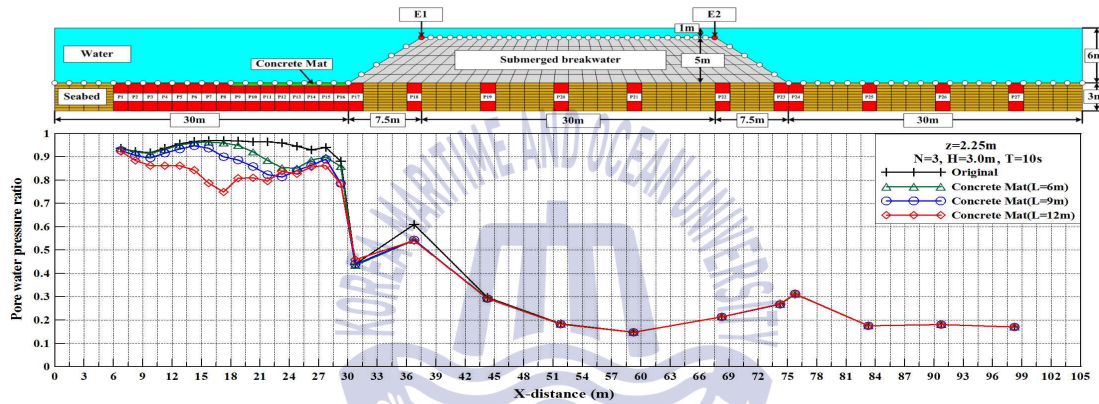


Fig. 8.12. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

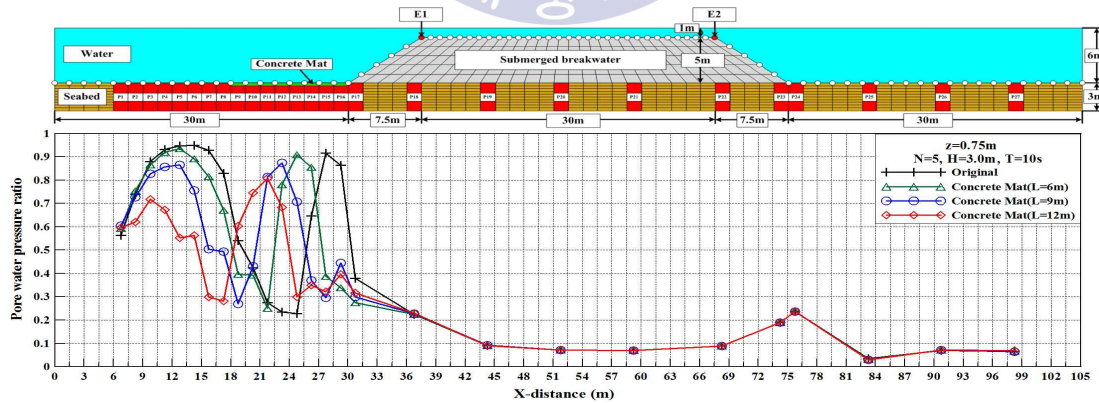


Fig. 8.13. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

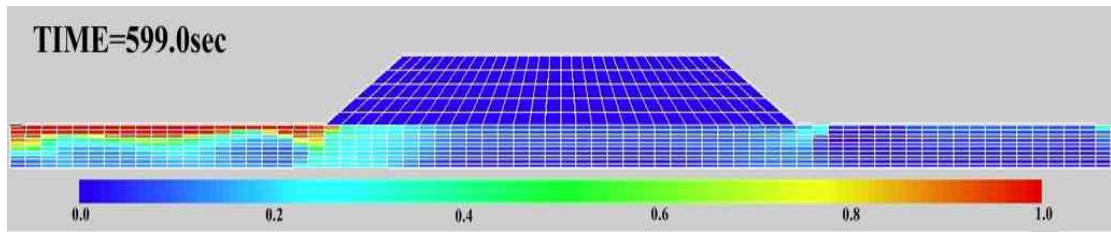


Fig. 8.14. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$ when the concrete mat is not.

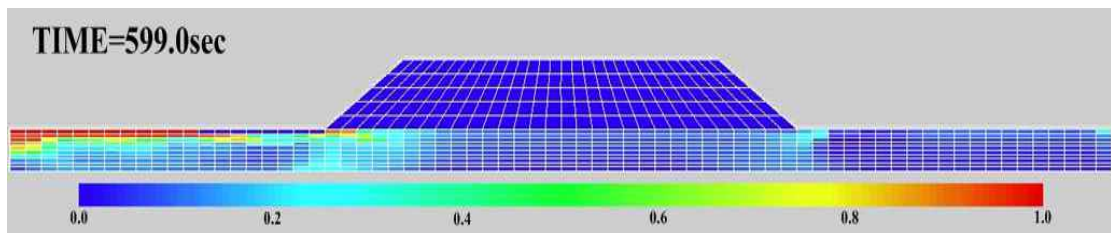


Fig. 8.15. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$ when the length of concrete mat is 12m.

8.4 결론

본 장에서는 잠제 전면부하 해저지반내에서 액상화 가능성을 규칙파와 불규칙파의 수치시뮬레이션으로부터 규명한 제6장과 제7장의 연구결과에 기초하여, 액상화 대책공법으로 하천에서 세굴방지용으로 사용되는 콘크리트매트를 잠제 전면부에 포설하는 방안을 제시하였다. 이에 제6장과 제7장에서와 동일한 해석수법(2D-NIT모델과 FLIP모델)을 적용하여 콘크리트매트의 유무 및 매트길이의 변화에 따른 잠제의 동적변위, 해저지반내 간극수압과 액상화에 대한 척도로 사용되는 간극수압비와 같은 동적응답을 수치해석으로부터 검토하였다. 이로부터 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약 기술한다.

(1) 콘크리트매트를 포설한 경우가 수평변위 및 연직변위가 작게 나타나고, 또한 포설길이가 길어질수록 두 변위가 감소하는 것이 일반적인 경향이지만, 지반의 비선형거동으로 예외가 발생하는 경우도 있다. 또한, 동일한 조건하에 지반정수 N 치가 증가하면 두 변위는 줄어든다. 이러한 결과는 콘크리트매트의 포설에 따른 지반의 상대밀도가 증가되는 것과 밀접한 관계를 가진다.

(2) 콘크리트매트를 포설한 경우 진동간극수압은 크게 변화되지 않지만, 잔류간극수압이 감소되고, 따라서 전체적으로는 간극수압이 감소되는 결과를 나타낸다. 하지만, 매트길이에 따라 간극수압의 변동이 수평방향으로 이동되는 경향을 나타내므로 간극수압의 공간적인 변동특성을 고려하여 판단할 필요가 있다.

(3) 콘크리트매트를 포설하는 경우 잠제의 전면부에서는 원지반보다 간극수압비를 매우 낮출 수 있으므로 지반액상화의 가능성을 충분히 줄일 수 있다. 이러한 이유는 매트의 추가적인 중량으로 지반의 상대밀도가 증가되었기 때문이다. 여기서, 매트길이를 길게 하면 콘크리트매트에 의해 상대밀도가 증가되는 영역의 범위가 넓어지므로 상대적으로 지반액상화 가능성을 보다 줄일 수 있고, 동시에 세굴도 억제되어 잠제의 안정성을 향상시킬 수 있다. 한편, 매트길이에 따라 잠제 전면 제각부하에서 간극수압비가 재상승하는 경우가 있으며, 이의 경우는 콘크리트매트의 중량을 높이거나 2층으로 포설할 필요가 있다.

(4) 지반정수 N 에 관계없이 액상화 대책공법으로 콘크리트매트의 유용성을 확인할 수 있었다.

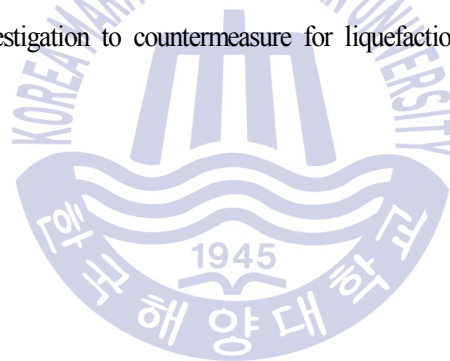
(5) 콘크리트매트가 포설된 지반내 간극수압 및 간극수압비의 변동에 입사파고와 주기는 큰 영향을 미치는 중요한 요소이다.

References

- Biot, M.A.(1941), General theory of three-dimensional consolidation, J. of Applied Physics, Vol.12, pp.155-165.
- CDIT(2001), Research and development of numerical wave channel(CADMAS-SURF), CDIT library, Vol.12.
- Gerwick, B.C.(2007), Construction of Marine and offshore structure, 3rd Edition, CRC Press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, London, New York.
- Godbold, J., Sackmann, N. & Cheng, L.(2014), Stability design for concrete mattresses, Proceedings of 24th International Ocean and Polar Engineering Conference, ISOPE, pp.302-308.
- Hirt, C.W. & Nichols, B.D.(1981), Volume of fluid(VOF) method for the dynamics of free boundaries, J. of Computational Physics, Vol.39, pp.201-225.
- Hsu, T.J., Sakakiyama, T., & Liu, P.L.F.(2002), A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater. Coastal Engineering, Vol.46, No.1, pp.25-50.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.(1992a), Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.(1992b), Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.16-20.
- Jeng, D.S., Ye, J.H., Zhang, J.S., & Liu, P.F.(2013), An integrated model for the wave-induced seabed response around marine structures : Model verifications and applications. Coastal Engineering, Vol.72,

pp.1-19.

- Losada, I.J., Silva, R. & Losada, M.A.(1996), 3-D non-breaking regular wave interaction with submerged breakwaters, Coastal Engineering, Vol.28, pp.229-248.
- Mizutani, N., Mostafa, A.M. & Iwata, K.(1998), Nonlinear regular wave, submerged breakwater and seabed dynamic interaction. Coastal Engineering, Vol.33, pp.177-202.
- Morita, T., Iai, S., Hanlong, L., Ichii, Y. & Satou, T.(1997), Simplified set-up method of various parameters necessary to predict liquefaction damage of structures by FLIP program, Technical Note of the Port and Harbour Research Institute Ministry of Transport, PARI, Japan, Vol.869, pp.1-36.
- Sakakiyama, T. & Kajima, R.(1992), Numerical simulation of nonlinear wave interaction with permeable breakwater, Proceedings of the 22nd ICCE, ASCE, pp.1517-1530.
- Sekiguchi, H., Sassa, S., Miyamoto, J. & Sugioka, K. I.(2000), Wave-induced liquefaction, flow deformation and particle transport in sand beds, ISRM International Symposium, International Society for Rock Mechanics.
- Sumer, B. M., Diken, F. H. & Fredsøe, J.(2010), Cover stones on liquefiable soil bed under waves. Coastal Engineering, Vol.57, No.9, pp.864-873.
- Yasuda, S.(1988), From investigation to countermeasure for liquefaction, Kajima Press, 256p.



제9장 콘크리트매트 피복을 이용한 잠재하 해저지반에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석(불규칙파 조건)

9.1 서언

규칙파랑과 불규칙파랑의 입사조건하 잠재 주변지반내에서 진동 및 잔류간극수압의 변동특성을 검토한 제6장 및 제7장의 해석결과에 의하면 실트질 혹은 실트질모래지반에서는 잔류간극수압의 누적에 따라 간극수압이 유효응력을 초과하여 해저지반내에서 액상화가 발생할 가능성이 충분히 있고, 특히 지반지지력이 작은 경우, 즉 지반의 N 치가 작은 경우는 액상화 가능성이 훨씬 높아지는 것으로 판정되었다. 따라서, 규칙파동장하 액상화 대책공법으로 하천에서 세굴방지용으로 사용되는 콘크리트매트 (Godbold et al., 2014)를 잠재 전면부에 포설하는 방법을 제시하여 검토한 제8장의 잠재-규칙파-콘크리트매트-지반의 상호작용해석에 의하면 콘크리트매트를 포설한 경우 매트의 추가적인 중량으로 지반의 상대밀도가 증가되고, 매트길이를 길게 하면 상대밀도가 증가되는 범위가 넓어져 잠재 전면에 액상화 가능성이 상당히 줄어드는 결과를 확인하였다.

본 장에서는 전술한 바와 같이 잠재-규칙파-콘크리트매트-지반의 상호작용 해석에서 콘크리트매트의 유용성을 확인한 제8장에서와 동일한 잠재, 파동조건 및 지반조건을 적용하여 실험해역을 대상으로 한 잠재-불규칙파-콘크리트매트-지반의 상호작용해석으로부터 잠재의 동적변위, 해저지반내에서 간극수압과 간극수압비의 시·공간변화 및 각각에 대한 주파수스펙트럼의 특성변화를 면밀히 검토·논의하며, 도출된 결과를 잠재-규칙파-콘크리트매트-지반의 경우 및 잠재-불규칙파-지반의 경우와 대비하여 불규칙파동장하에서 액상화 대책공법으로 콘크리트매트의 유용성을 논의한다.

9.2 2D-NIT모델과 FLIP모델, 모델의 검증 및 계산조건

본 장의 2D-NIT모델(Lee et al., 2013), FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b), 모델의 검증 및 계산조건 등은 제6장, 제7장 및 제8장에서 기술한 부분과 동일하다.

9.3 수치해석

9.3.1 잠제의 동적거동

(1) 동적변위의 시간변동

Fig. 9.1은 해저지반 $N=3$ 의 경우 잠제 천단상의 좌측 가장자리 E1에서 유의파고와 유의주기의 변화 및 콘크리트매트의 유무에 따른 수평변위의 시계열을 나타내며, Fig. 9.2는 동일한 조건하에 연직변위(침하)를 나타낸다. 각 그림에서 (a)는 $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$, (b)는 $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$, (c)는 $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$, (d)는 $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$ 의 경우이며, 검은색 실선은 콘크리트매트가 설치되지 않은 경우, 녹색 실선은 길이 6m의 콘크리트매트가 설치된 경우, 파란색 실선은 9m의 경우, 적색 실선은 12m의 경우에 대한 변위를 각각 나타낸다. 여기서, 잠제 천단상의 우측 가장자리 E2에서는 콘크리트매트의 유무에 따른 변위차이가 발생하지 않으므로 그 결과는 제시하지 않는다.

먼저, 콘크리트매트의 유무에 따른 차이를 살펴보면 포설된 경우가 포설되지 않은 경우보다 수평변위가 감소하며, 콘크리트매트 길이에 따른 수평변위는 길이가 길어질수록 감소하는 경향을 나타낸다. 원지반에 콘크리트매트를 설치한 경우에 수평 및 연직변위가 저감되는 것은 해저지반상에서 보호사석의 유용성을 지적한 Sumer et al.(2010)와 Sekiguchi et al.(2000)의 파동수조 및 원심모형수조의 실험에서와 같이 콘크리트매트의 포설로 초기유효응력이 증가되고, 이에 따라 해저지반의 상대밀도가 증가되기 때문이다. 그리고, 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 일반적으로 수평 및 연직변위가 보다 저감되는 현상은 해저지반내 상대밀도가 증가되는 수평범위가 넓어지기 때문인 것으로 판단된다. 이는 제8장의 잠제-규척파-콘크리트매트-지반의 상호작용 결과와 동일하다.

Fig. 9.2에 제시한 연직변위의 경우는 잠제 천단에서 전체적으로 (-)값을 나타내므로 잠제가 침하되는 것을 알 수 있고, 콘크리트매트의 유무에 따라서는 포설된 경우가 더 적은 연직변위가 나타내며, 또한 길이가 길어질수록 더 적은 연직변위가 나타나는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 동일한 유의주기에 대해 유의파고가 증가하면 진동성분과 잔류성분 모두 증가하며, 동일한 유의파고에 대해 유의주기가 길어지면 진동성분은 큰 차이가 없지만, 수평 및 연직변위에서 잔류성분이 감소되는 경향을 공통적으로 볼 수 있다(연직축의 크기가 경우에 따라 다르게 표기되어 있는 것에 유의바란다). 이상에서 언급된 콘크리트매트의 유무에 따른 수평 및 연직변위의 저감율을 종합적으로 나타낸 것이 Table 9.1에 요약되어 있다.

전술한 결과 및 후술하는 일부 결과중에서 정상상태에 이르지 못한 해석결과가 일부 제시된 경우가 있다. 이는 해석시간이 매우 장시간 소요되는 관계로 정상상태의 해를 제시하기 어려웠다는 점을 부기하여 두며, 이하의 모두는 600s까지의 계산시간으로부터 얻어진 결과를 분석한 것이다.

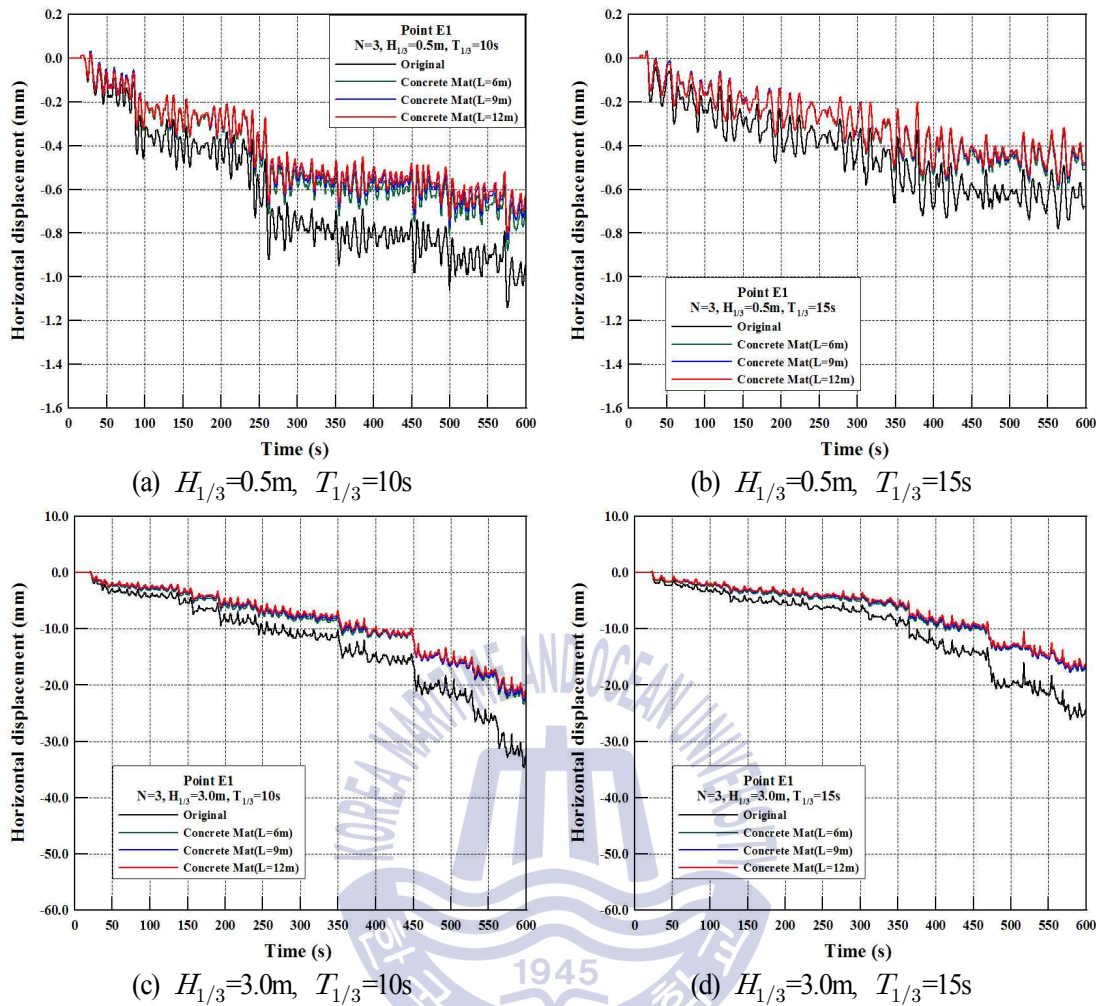


Fig. 9.1. Time history of horizontal displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

다음으로, $N=5$ 를 갖는 해저지반에서 전술한 바와 동일하게 E1지점에서 수평변위를 나타낸 Fig. 9.3과 연직변위를 나타낸 Fig. 9.4를 검토한다. 그림으로부터 $N=5$ 의 경우는 콘크리트매트의 유무에 상관없이 전술한 $N=3$ 일 때보다 해저지반이 더욱 고결화되기 때문에 수평 및 연직변위가 상대적으로 작게 발생되고, 정상상태에 더욱 빨리 도달한다는 것은 규칙파 및 불규칙파에 대한 제6장과 제7장에서 도출된 결과와 동일하며, 전반적으로 유의파고가 작을수록, 유의주기가 길수록 N 값이 클수록 변위가 정상상태에 빨리 도달하는 것을 알 수 있다. 여기서, N 값이 증가하여도 콘크리트매트의 포설 유무에 따른 변위의 감소효과는 동일하게 나타나고, 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 각 변위의 저감율이 증가하는 것이 일반적인 현상으로 판단된다. 또한, 수평 및 연직변위에서 파고가 증가하면 진동성분과 잔류성분이 증가하는 경향을 나타내는 것은 $N=3$ 의 경우와 동일한 현상이다. $N=5$ 일 때 콘크리트매트 유무에 따른 수평 및 연직변위의 저감율을 종합적으로 Table 9.2에 요약하여 나타낸다.

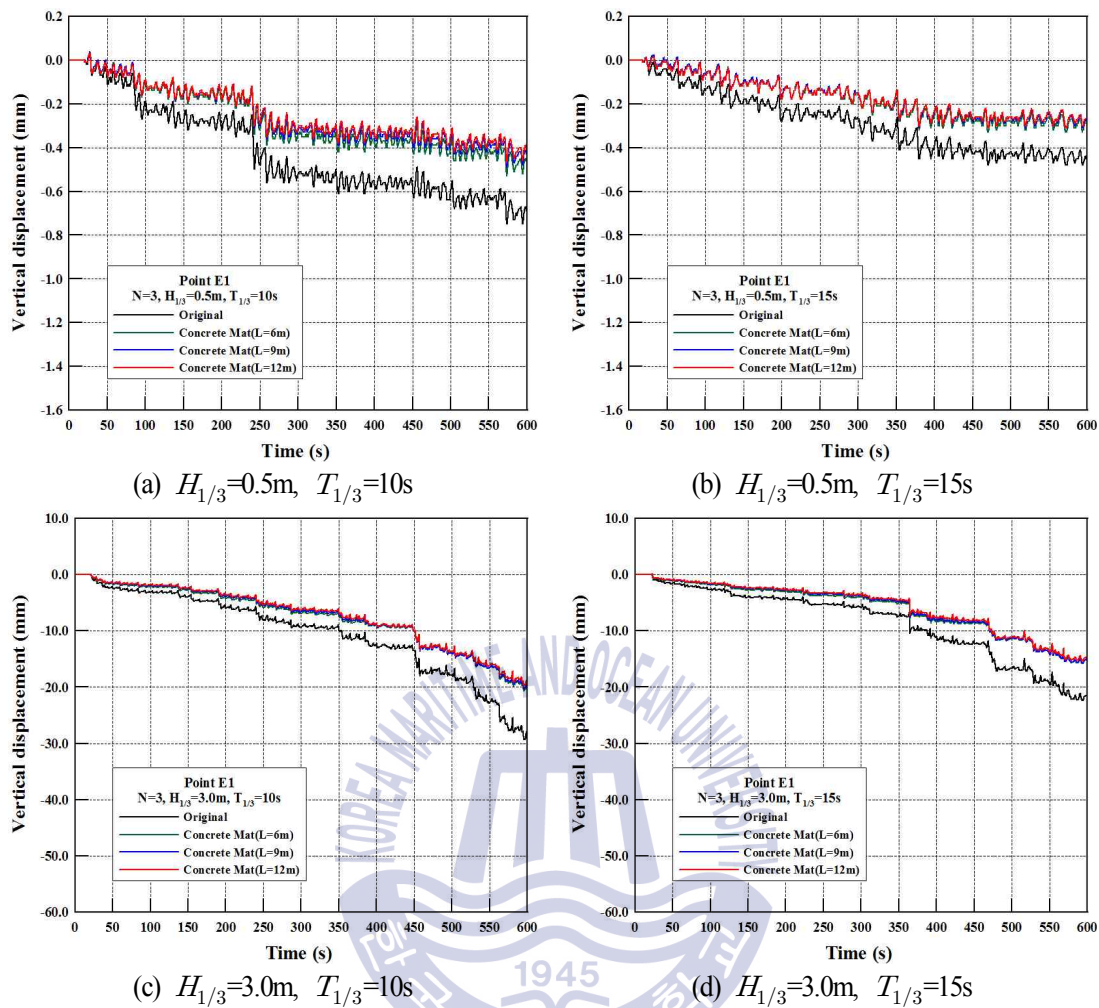
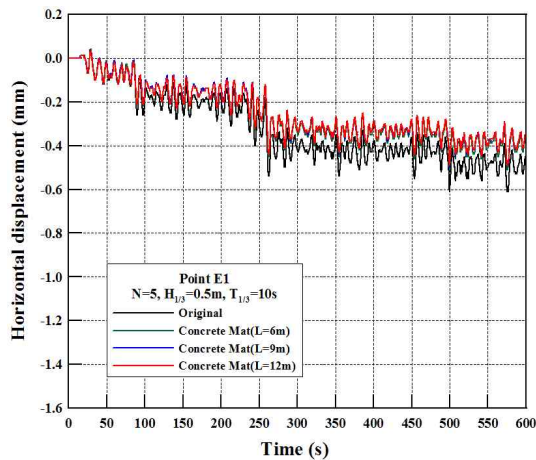


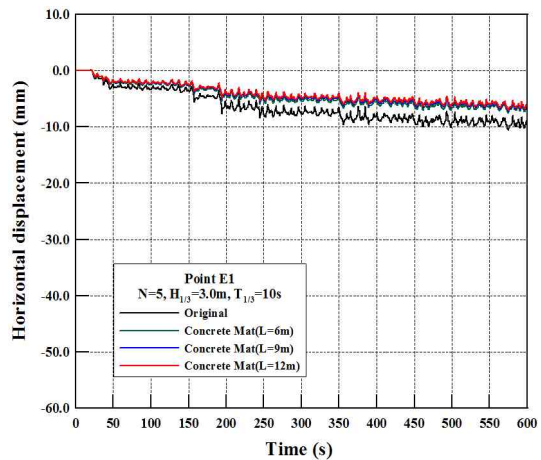
Fig. 9.2. Time history of vertical displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

Table 9.1. Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=3$.

Wave Conditions		Concrete mat($L=6\text{m}$)		Concrete mat($L=9\text{m}$)		Concrete mat($L=12\text{m}$)	
$H_{1/3}(\text{m})$	$T_{1/3}(\text{s})$	Horizontal (%)	Vertical (%)	Horizontal (%)	Vertical (%)	Horizontal (%)	Vertical (%)
0.5	10	22.81	29.33	27.19	34.67	29.82	37.33
	15	23.08	31.25	25.64	35.42	26.92	35.42
3.0	10	32.57	29.49	34.19	30.69	35.98	32.42
	15	31.79	29.27	32.63	29.67	34.51	31.41

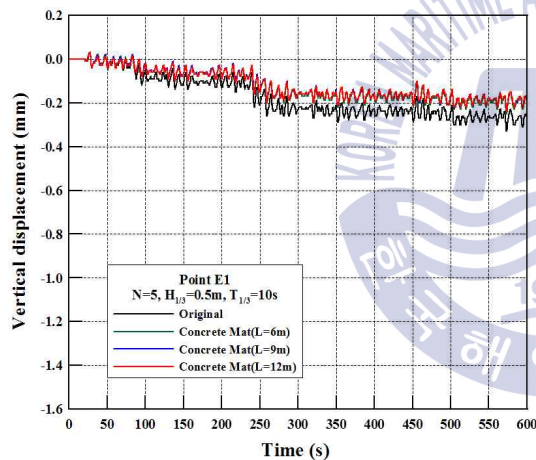


(a) $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$

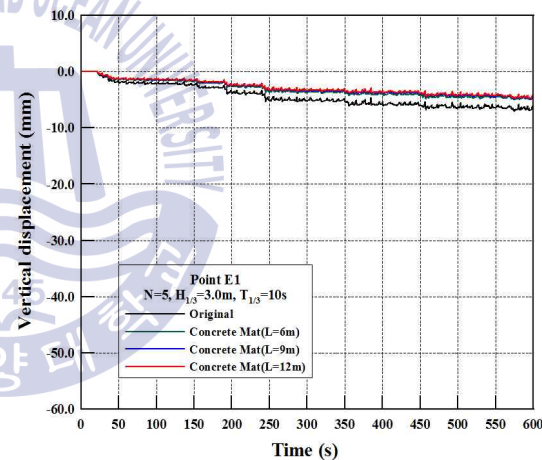


(b) $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$

Fig. 9.3. Time history of horizontal displacements according to variations of significant wave height and the length of concrete mat for $N=5$.



(a) $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$



(b) $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$

Fig. 9.4. Time history of vertical displacements according to variations of significant wave height and the length of concrete mat for $N=5$.

Table 9.2. Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=5$.

Wave Conditions		Concrete mat($L=6\text{m}$)		Concrete mat($L=9\text{m}$)		Concrete mat($L=12\text{m}$)	
$H_{1/3}(\text{m})$	$T_{1/3}(\text{s})$	Horizontal (%)	Vertical (%)	Horizontal (%)	Vertical (%)	Horizontal (%)	Vertical (%)
0.5	10	16.39	24.24	18.03	27.27	19.67	27.27
	15	15.38	21.05	15.38	21.05	15.38	21.05
3.0	10	28.84	28.37	31.76	30.21	33.84	32.06
	15	29.62	30.29	33.87	34.98	35.94	37.39

Fig. 9.5는 콘크리트매트 유무에 따른 잠제-규칙파-지반의 상호작용에 관한 제8장의 결과와 본 장의 잠제-불규칙파-지반의 상호작용 해석으로부터 얻어진 결과를 비교한 일례로, 여기서는 잠제 천단상의 좌측 가장자리 E1에서 수평 및 연직변위를 대비하고 있다. 지반조건은 $N=3$ 으로 동일하고, 파랑조건은 규칙파의 경우가 파고 $H=3.0\text{m}$, 주기 $T=10\text{s}$ 이고, 불규칙파의 경우가 유의파고 $H_{1/3}=3.0\text{m}$, 유의주기 $T_{1/3}=10\text{s}$ 이다. 각 그림에서 파란색 실선은 규칙파를, 적색 실선은 불규칙파를, 얇은 실선은 콘크리트매트가 포설되지 않은 경우를, 두꺼운 실선은 12m의 콘크리트매트가 포설된 경우를 각각 의미한다.

변위를 살펴보면 규칙파의 경우는 불규칙파의 경우보다 더 큰 변위를 나타내고, 잔류변위에서는 불규칙파의 경우가 규칙파보다 정상상태에 빨리 도달하는 경향을 나타내며, 계단적인 변동양상이 나타나고, 또한 콘크리트매트 포설에 따른 변위의 명확한 저감효과를 확인할 수 있다.

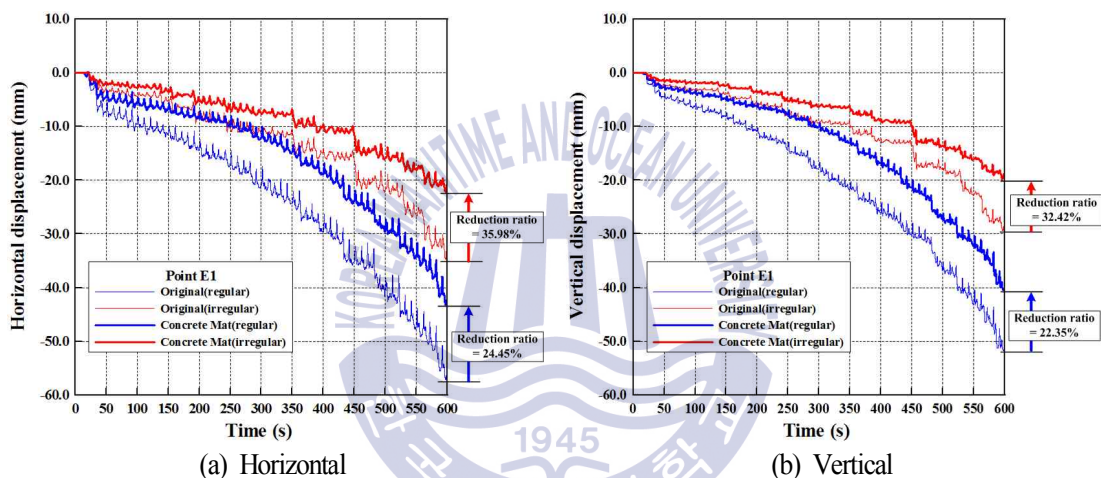


Fig. 9.5. Comparison of time histories of displacement between regular and irregular waves according to concrete mat($L=12\text{m}$) for $N=3$.

(2) 동적변위에 대한 주파수스펙트럼

잠제 천단상 E1지점에서 산정된 수평 및 연직변위로부터 얻어진 동적변위스펙트럼을 도시하면 다음의 Figs. 9.6~9.9와 같다. $N=3$, $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$, 15s에 대한 동적변위스펙트럼을 나타낸 Figs. 9.6(수평변위)과 9.7(연직변위)을 살펴보면 $f < 0.02\text{Hz}$ 의 범위에 나타나는 변위는 잔류성분에 해당하며, 여기서 전반적으로 진동성분이 매우 작은 값을 나타내는 것은 잠제의 구성재료가 큰 관성저항을 가지고 있기 때문인 것으로 판단된다. 또한, 콘크리트매트를 포설한 경우는 원지반의 경우보다 변위의 피크치에서 50%정도의 감소를 나타내며, 콘크리트매트가 포설된 경우에도 길이가 길어질수록 변위의 피크치가 감소하는 경향을 나타내는 것을 명확히 확인할 수 있다. 이러한 결과는 변위의 시계열을 나타낸 Figs. 9.1과 9.2로부터도 추정될 수 있다. $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$, 15s에 대한 동적변위스펙트럼을 나타낸 Figs. 9.8과 9.9를 살펴본다(연직축의 값이 Figs. 9.6과 9.7의 경우와 다르게 도시된 점을 유의바란다).

Figs. 9.6과 9.7의 경우보다 유의파고가 6배로 증가되었기 때문에 동적변위스펙트럼의 값이 보다 크게 나타나지만, 콘크리트매트를 포설한 경우 원지반의 경우보다 변위의 피크치가 감소하며, 매트 길이가 길어질수록 변위의 피크치가 감소하는 경향은 전술한 Figs. 9.6과 9.7의 경향과 유사하다는 것을 확인할 수 있다.

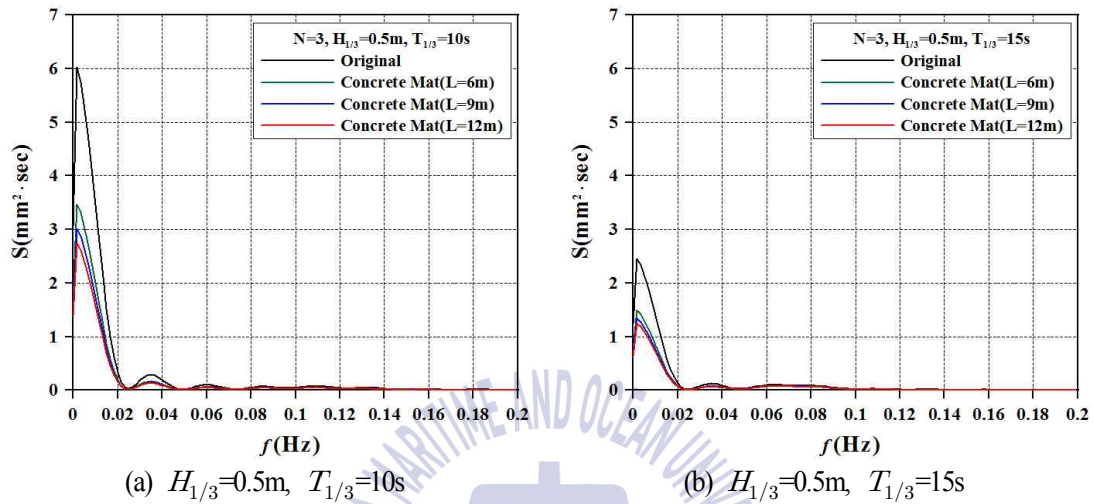


Fig. 9.6. Horizontal displacement spectrum at point E1 according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

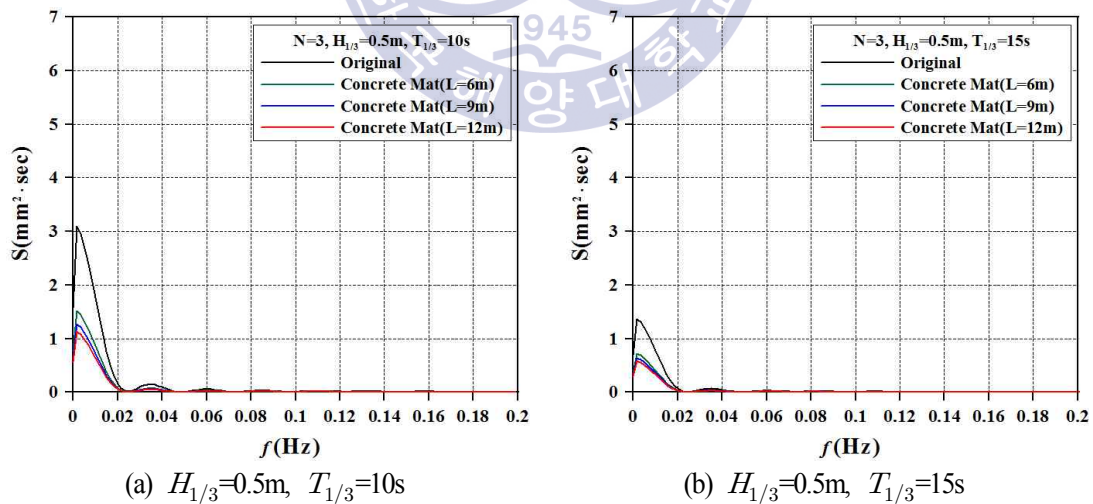


Fig. 9.7. Vertical displacement spectrum at point E1 according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

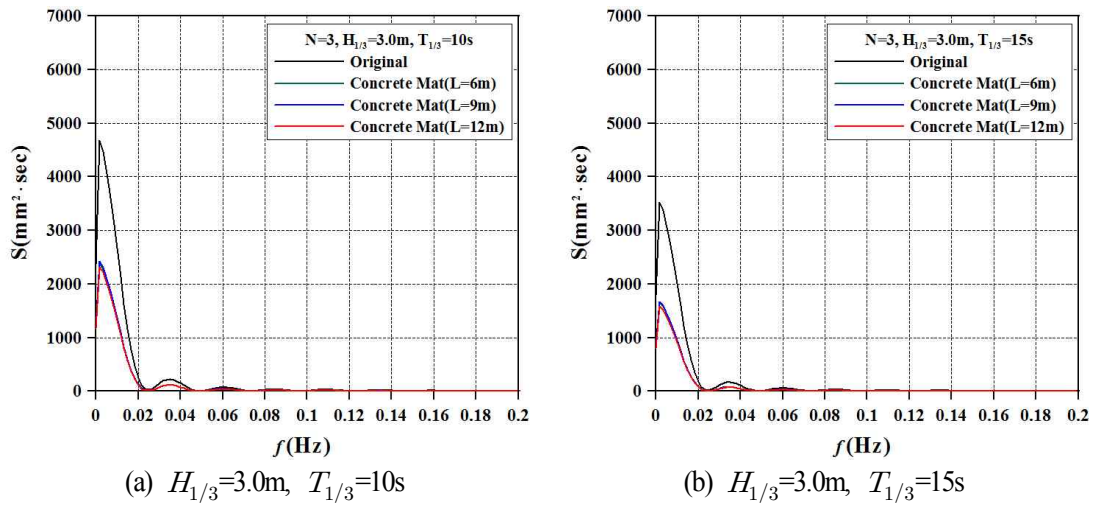


Fig. 9.8. Horizontal displacement spectrum at point E1 according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

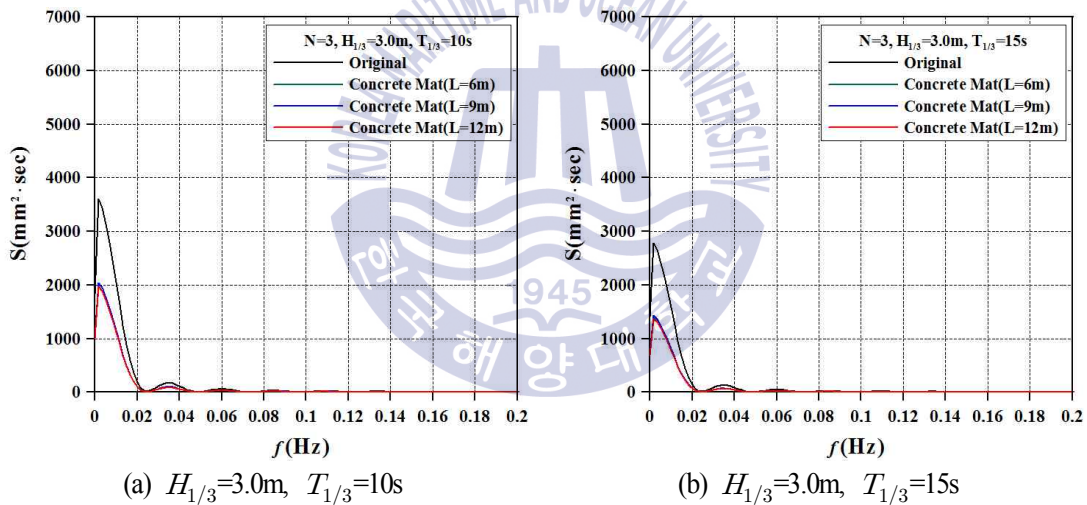


Fig. 9.9. Vertical displacement spectrum at point E1 according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

9.3.2 해저지반내 간극수압

(1) 해저지반내 간극수압의 시간변동

해저지반내 간극수압은 지반내에서 전단응력의 변화에 따른 간극체적의 감소로부터 발생하는 주기 평균의 잔류간극수압과 동압의 변동에 대응하는 진동간극수압의 합으로 나타난다. 잠제 전면부에 해당 하는 P16에서 $z=0.75\text{m}$, 2.25m (여기서, z 축은 해저면상을 기점으로 하향)의 두 경우에 지반정수 N , 유의파고 $H_{1/3}$, 유의주기 $T_{1/3}$ 및 콘크리트매트 길이 L 의 변화에 따른 간극수압의 시간변동을 다음의 Figs. 9.11~9.14에 제시한다.

먼저, $z=0.75\text{m}$, $N=3$ 의 Fig. 9.10으로부터 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 진동간극수압의 크기는 비슷하지만, 잔류간극수압의 크기는 모두 감소되며, Figs. 9.10(c)와 9.10(d)의 경우 콘크리트매트의 포설에 따라 잔류간극수압은 감소하지만, 매트길이에 따른 감소효과가 초기시간에서는 명확히 나타나지 않는다. 그리고, 동일한 N 값에 대해 깊이가 다른 Figs. 9.11과 9.10을 비교하면 깊이가 깊을수록 전체적으로 잔류간극수압이 증가하는 것을 알 수 있고, Figs. 9.11(a)와 9.11(b)에서는 Figs. 9.10(a)와 9.10(b)의 경우와 상이하게 콘크리트매트가 포설된 초기시간에 간극수압이 원지반보다 상승하는 현상을 볼 수 있다. 이러한 결과는 상대적으로 얇은 $z=0.75\text{m}$ 에서는 진동간극수압의 영향을 크게 받고, 반면에 보다 깊은 $z=2.25\text{m}$ 에서는 깊이가 깊을수록 급격히 증가하는 잔류간극수압의 영향이 커지기 때문이다.

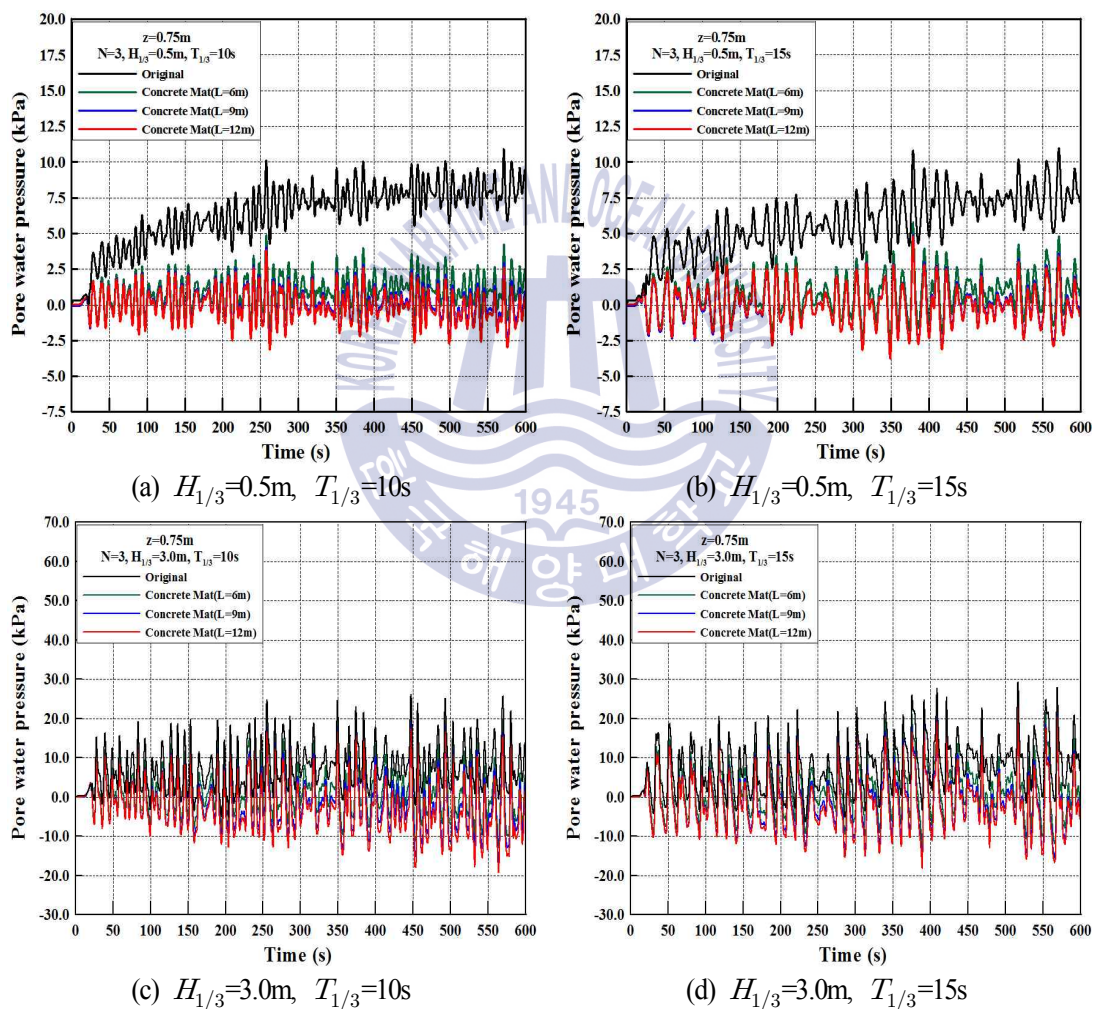


Fig. 9.10. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=3$.

또한, 동일한 $z=0.75\text{m}$ 에서 $N=5$ 의 Fig. 9.12와 $N=3$ 의 Fig. 9.10의 결과를 비교하면 콘크리트매트의 유무에 따라 진동간극수압은 비슷한 크기를 나타내지만, 잔류간극수압은 $N=5$ 의 경우가 감소하는 경향

을 나타내고, $z=2.25\text{m}$ 에서 $N=5$ 인 Fig. 9.13의 경우에도 $N=3$ 인 Fig. 9.11의 경우에 비해 잔류간극수압이 감소되는 경향이 나타난다.

이상에서 기술한 간극수압의 시간변동에서는 지반의 연직깊이가 깊을수록, 유의파고가 클수록, 유의 주기가 짧을수록, N 값이 클수록 정상상태에 빨리 도달하는 경향을 볼 수 있다.

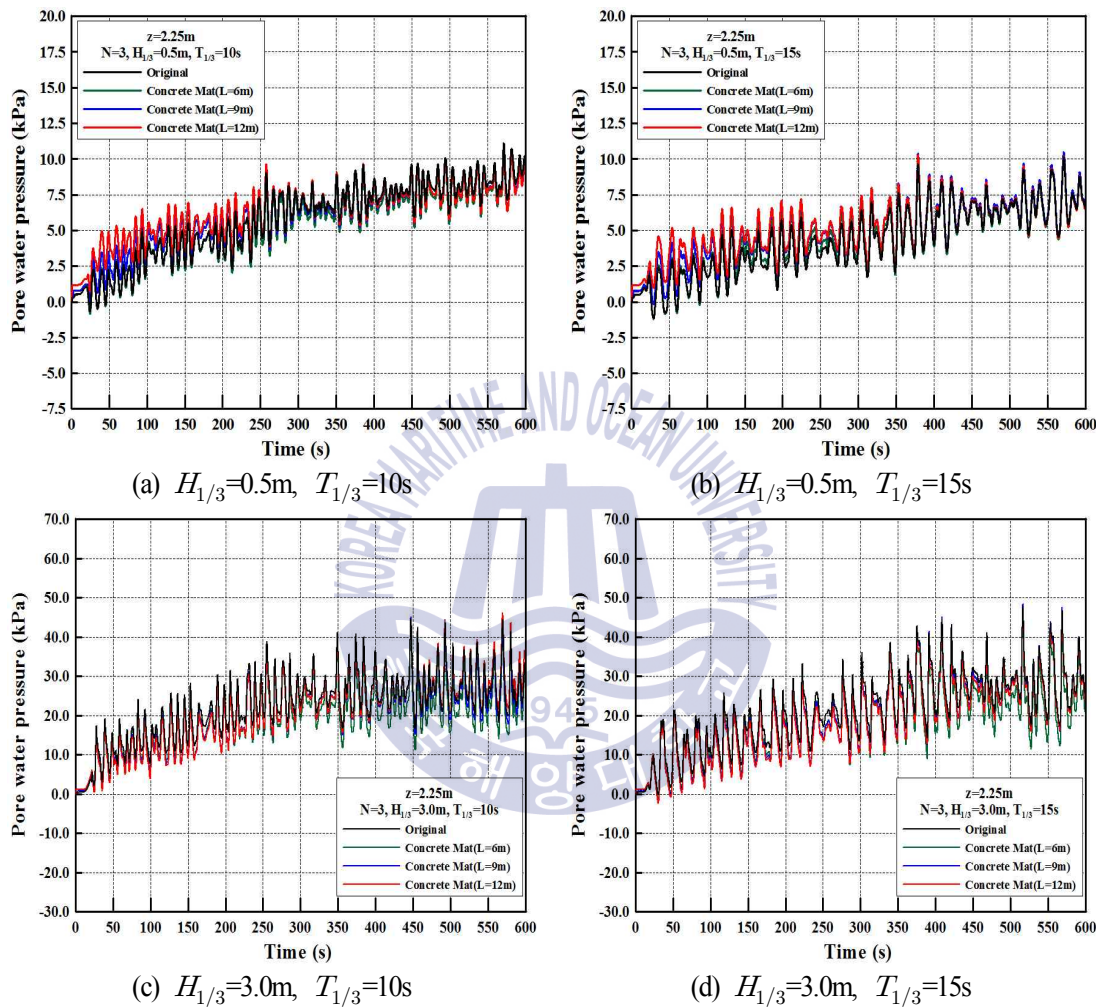


Fig. 9.11. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=3$.

(2) 해저지반내 간극수압에 대한 주파수스펙트럼

전술한 Figs. 9.10과 9.11의 각 (a), (b)에서 제시한 간극수압의 시간변동으로부터 스펙트럼을 분석한 결과가 다음의 Figs. 9.14~9.15에 주어져 있다. 그림에서는 P16지점에서 $N=3$, $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$, 15s 의 경우에만 간극수압스펙트럼을 나타낸다. 그림으로부터 $z=0.75\text{m}$ 에서 콘크리트매트가 포설된 경우를 제외한 모든 경우에 $f<0.02\text{Hz}$ 근방의 잔류간극수압이 $f=0.072\text{Hz}$ 와 0.105Hz 근방의 진동간극수압보다 큰 값을 나타내며, 지반이 깊을수록 잔류성분이 증가하고, 또한 콘크리트매트가 포설되고 매트길이

가 깊어질수록 잔류간극수압이 감소하는 경향이 나타났다. 상대적으로 얇은 $z=0.75\text{m}$ 의 경우 콘크리트 매트가 포설되면 잔류간극수압은 대폭적으로 감소되고, $L=12\text{m}$ 인 경우는 잔류간극수압이 거의 나타나지 않는다. 반면, 진동간극수압의 경우는 콘크리트매트가 포설되면 오히려 증가하는 것으로 나타난다. 이는 콘크리트매트를 포설함에 따라 $z>0.75\text{m}$ 의 지반두께가 줄어들어 간극수압의 감쇠가 크게 발생되지 않고 $z=0.75\text{m}$ 에 전달되고, 동시에 콘크리트매트의 진동성분도 지반에 큰 감쇠없이 전달되기 때문인 것으로 판단된다. 한편, 깊이가 상대적으로 깊은 $z=2.25\text{m}$ 의 경우 콘크리트매트의 포설 유무 및 길이의 차이에 따른 진동성분의 변화가 거의 나타나지 않은 것을 알 수 있다.

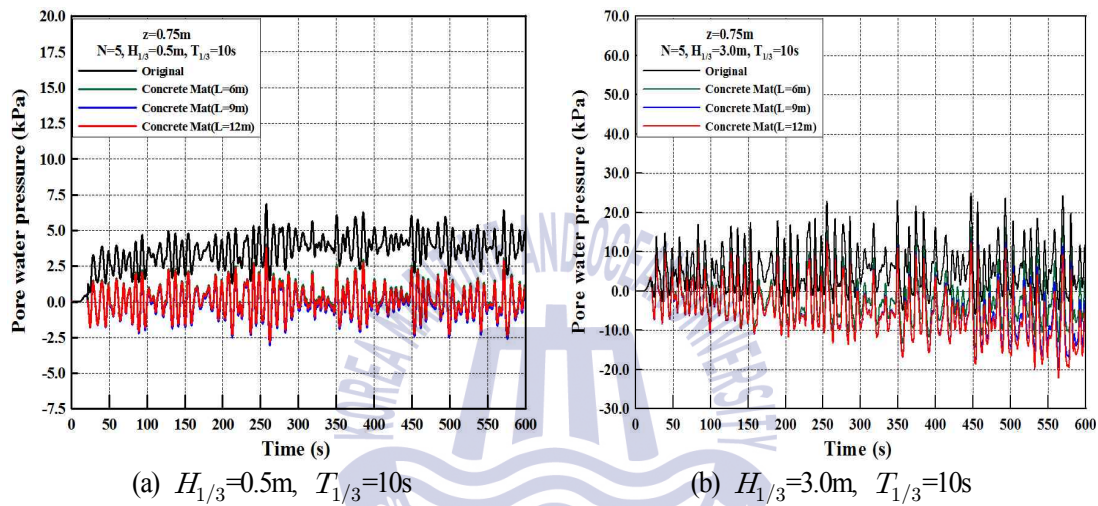


Fig. 9.12. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=5$.

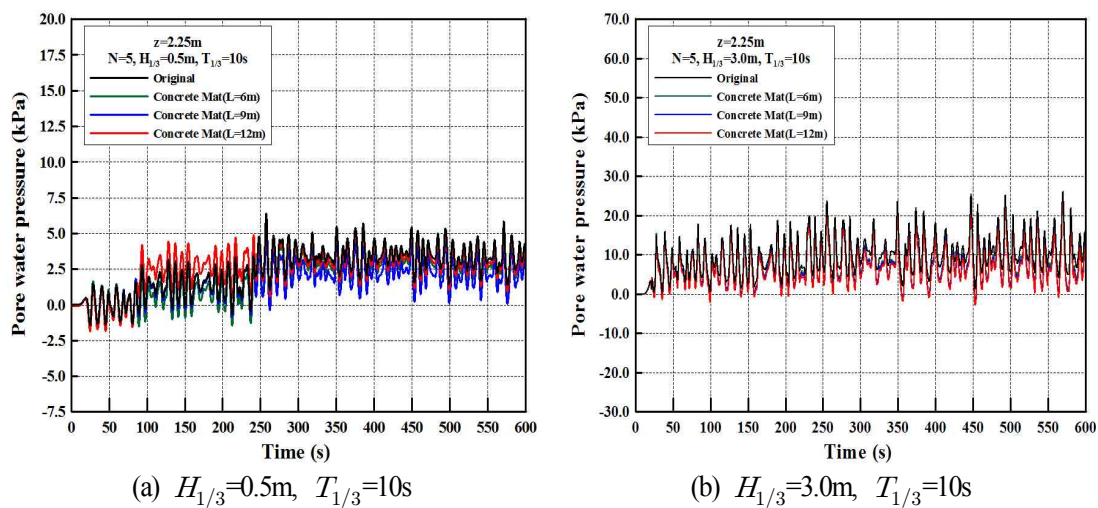


Fig. 9.13. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=5$.

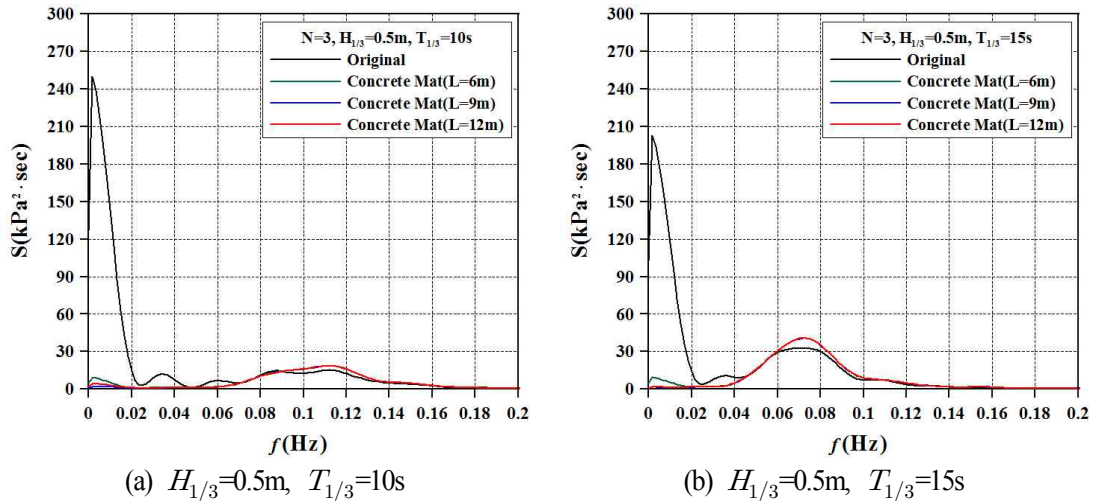


Fig. 9.14. Pore water pressure spectrum according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=3$.

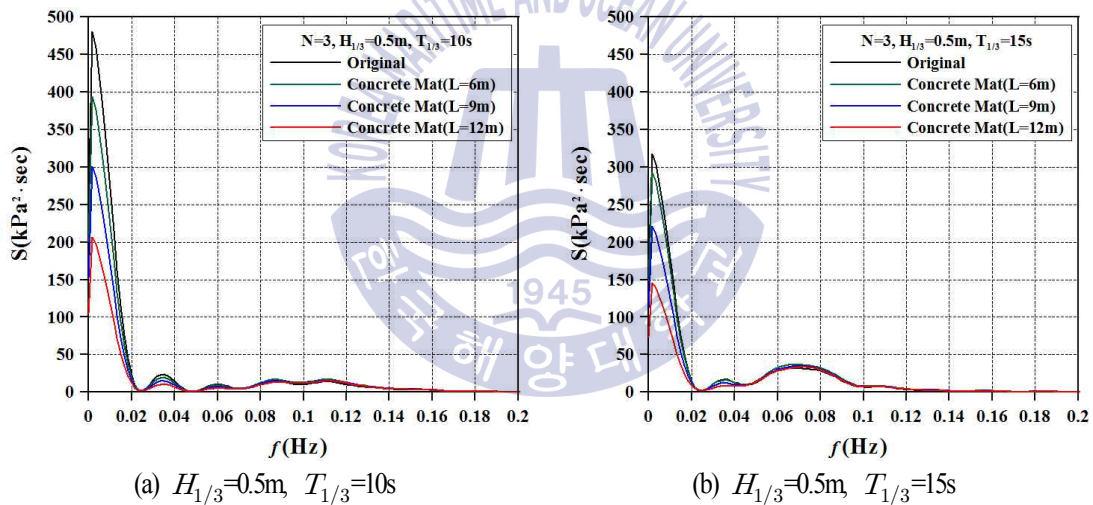


Fig. 9.15. Pore water pressure spectrum according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=3$.

9.3.3 해저지반내 간극수압비

Figs. 9.16~9.20은 P1~P27에 대해 깊이 $z=0.75\text{m}$ 와 2.25m 에서 N 값이 각각 3과 5일 때 유의파고, 유의주기 및 콘크리트매트 길이의 변화에 따른 간극수압비의 공간변화를 제시한 것이다. 여기서, 간극수압비는 전술한 제6장~제8장에서와 동일하게 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst}$ 로 정의되고, 또한 지반액상화의 판정기준도 동일하다(Yasuda, 1988). 각 그림에서 검은 십자기호는 원지반의 경우, 녹색 삼각기호는 길이 6m의 콘크리트매트, 파란색 원형기호는 길이 9m의 콘크리트매트, 적색 마름모기호는 길이 12m의 콘크리트매트가 각각 포설된 경우에 대한 결과이다.

먼저, $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ 의 Fig. 9.16을 살펴보면 콘크리트매트를 포설하지 않는 원지반의 경우 간극수압비는 최대 0.38로 나타나며, 콘크리트매트가 포설되어 그의 길이가 길어지면 간극수압비가 줄어들어 최대 0.26까지 저감된다. 또한, 원지반의 $x=30\text{m}$ 에서 나타난 피크간극수압비가 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 잠제 전면부의 비탈면에서부터 해측으로 이동되는 것을 확인할 수 있다. 이것은 콘크리트매트의 중량에 의해 해저지반의 상대밀도가 증가되고, 매트 길이가 해측으로 길어질수록 상대밀도가 증가되는 수평범위가 해측으로 넓어지기 때문이다. 따라서, 콘크리트매트를 적절한 길이로 포설하는 경우 잠제의 전면부하 해저지반내에서 액상화 가능성이 상대적으로 줄어들어 잠제에서 안정성 증대가 기대된다. 또한, 잠제의 중앙부하 및 배면하의 해저지반에서는 콘크리트매트의 포설에 따른 효과가 거의 나타나지 않는 것을 알 수 있다. 이는 잠제의 자중에 의해 초기에 이미 지반의 상대밀도가 증가된 상태에서 잠제로부터 이격되어 포설되는 콘크리트매트의 추가적인 중량에 의한 상대밀도의 변화가 미치는 영향이 크지 않기 때문이며, 동일한 의미로 잠제 배면하의 해저지반에서도 콘크리트매트가 상대적으로 더욱 많이 이격되어 포설되기 때문에 간극수압비에 미치는 영향 또한 매우 미미할 것으로 판단된다.

Fig. 9.17은 $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ 의 경우로, 원지반에서 전술한 Fig. 9.16보다 잠제 전면하 해저지반에서 간극수압비가 0.90 이상이므로 나타나며, 액상화 가능성이 매우 높은 경우이다. 따라서, 유의파고의 증가는 액상화 가능성을 높이는 중요한 요소인 것으로 판단된다. 이에 콘크리트매트를 포설한 경우에는 전체적으로 간극수압비가 0.4까지 줄어드는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 매트길이를 길게 할수록 간극수압비가 감소되는 수평영역이 넓어지지만, 콘크리트매트를 포설한 경우 잠제 비탈면 바로 앞에서는 원지반보다는 작지만, 간극수압비가 재상승하는 현상이 나타난다. 따라서, 이를 방지하기 위해서는 잠제 전면의 제각부 근방에서는 콘크리트매트의 중량을 더 무겁게 하거나 2층으로 포설하는 것도 하나의 방법인 것으로 판단된다. 여기서, 콘크리트매트하의 해저지반내에서는 액상화 가능성이 매우 줄어들고, 그 외의 해측에서는 액상화 가능성이 그대로 유지되지만, 액상화 가능영역은 제체로부터 많이 이격되어 나타나기 때문에 제체의 안정성에 미치는 직접적인 영향은 거의 없을 것으로 판단된다.

Fig. 9.18은 전술한 Fig. 9.17과 동일한 조건하에 유의주기를 $T_{1/3}=10\text{s}$ 에서 $T_{1/3}=15\text{s}$ 로 길게 한 경우의 결과이다. 콘크리트매트의 포설에 따라 간극수압비가 0.4까지 감소하는 것은 Fig. 9.17의 경우와 유사하지만, 매트하의 최대치가 보다 감소하며, 간극수압비가 재상승하는 현상에서 그의 값도 감소하는 경향을 나타낸다. 이러한 결과는 유의주기의 변화에 따른 반사율(Losada, et al., 1996)의 차이에 기인하는 것으로 판단된다.

Figs. 9.19-9.20은 P1~P27에 대해 깊이 $z=0.75\text{m}$ 에서 $N=3$ 의 경우에 콘크리트매트 유무에 따른 규칙파와 불규칙파의 간극수압비를 대비하고 있다. Fig. 9.19에서 규칙파는 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 이고, 불규칙파는 $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ 이며, Fig. 9.20에서 규칙파는 $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 이고, 불규칙파는 $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ 이다. 각 그림에서 파란색 원형기호는 콘크리트매트가 포설되지 않은 경우를, 적색 마름모기호는

12m의 콘크리트매트가 포설된 경우를 의미한다. 그림으로부터 규칙파의 경우가 불규칙파보다 큰 간극수압비를 나타내고, 파랑조건에 상관없이 콘크리트매트 포설에 따라 간극수압비의 저감효과가 나타났다. 또한, 불규칙파보다 규칙파에서 더욱 높은 간극수압비가 나타났고, 콘크리트매트가 포설된 경우도 동일하게 나타났다. 여기서, 한정된 결과이지만, 잠재하의 해저지반내에서 액상화 평가시 불규칙파의 유의파고에 해당하는 파고를 가지는 규칙파로 해석하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다.

Figs 9.21~9.22는 $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ 에 대해 콘크리트매트의 유무에 따른 간극수압비의 공간 분포이고, Fig. 9.23은 규칙파 $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 의 경우에 $L=12\text{m}$ 의 콘크리트매트가 포설된 경우의 간극수압비의 공간분포를 나타낸 것이다. 그림에서 빨간색에 가까울수록 액상화 가능성이 높고, 파란색에 가까울수록 액상화 가능성이 낮다는 것을 의미한다.

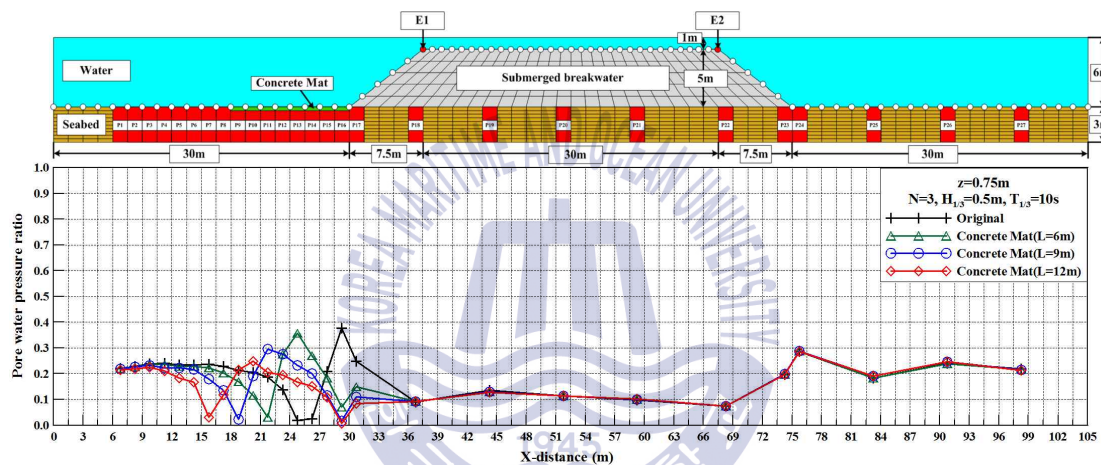


Fig. 9.16. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$.

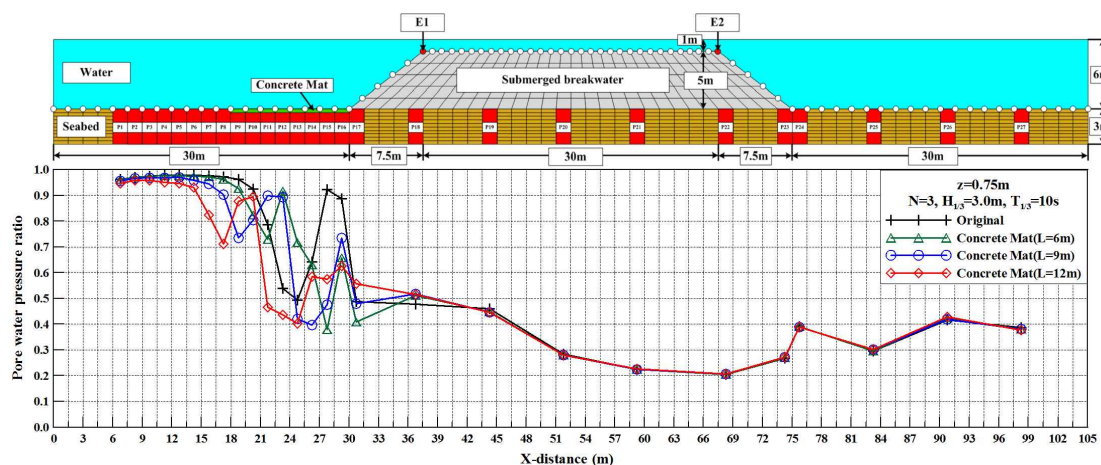


Fig. 9.17. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$.

Figs. 9.21~9.22는 동일한 파랑조건이기 때문에 잠제의 배면해역보다는 전면해역에서 액상화에 가까운 영역의 범위가 넓게 발생되지만, 콘크리트매트가 포설됨에 따라 파란색 계열로 바뀌어 액상화 가능성이 현저히 줄어드는 것을 시각적으로 확인할 수 있다. 또한, Figs. 9.22~9.23은 $L=12\text{m}$ 의 콘크리트매트가 포설된 경우에 규칙파와 불규칙파를 대비한 것으로, 규칙파의 경우 동일한 시간에 잠제 전면에서 액상화에 가까운 영역의 범위가 더욱 깊게 나타나는 것을 시각적으로 볼 수 있다.

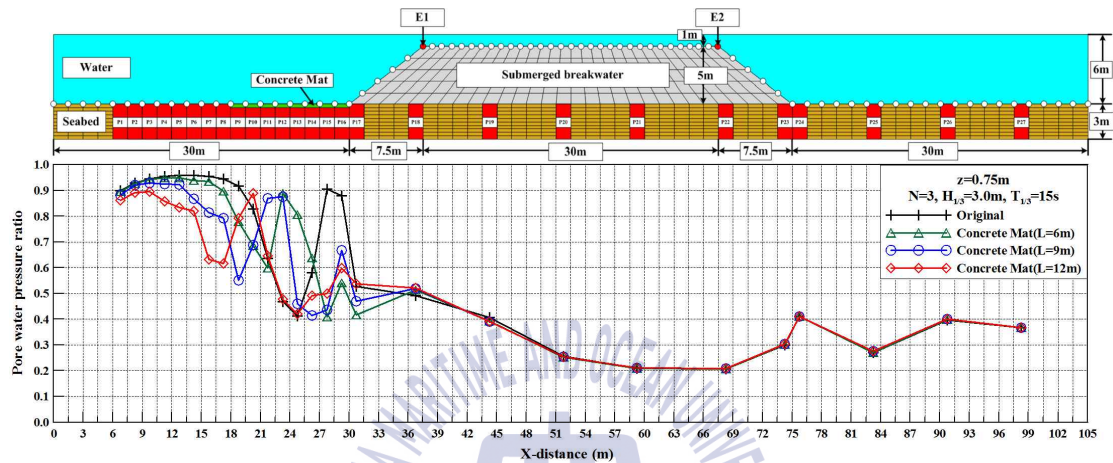


Fig. 9.18. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$.

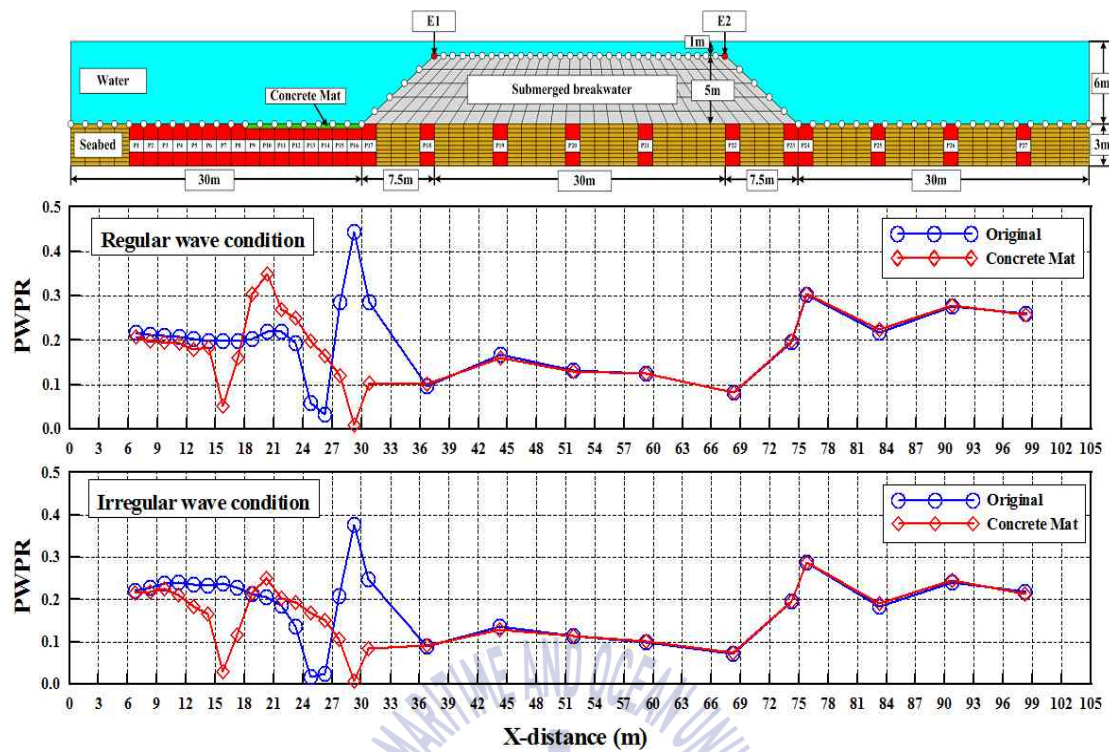


Fig. 9.19. Comparison of Spatial distribution of pore water pressure ratio between regular and irregular waves according to concrete mat($L=12\text{m}$) in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$.

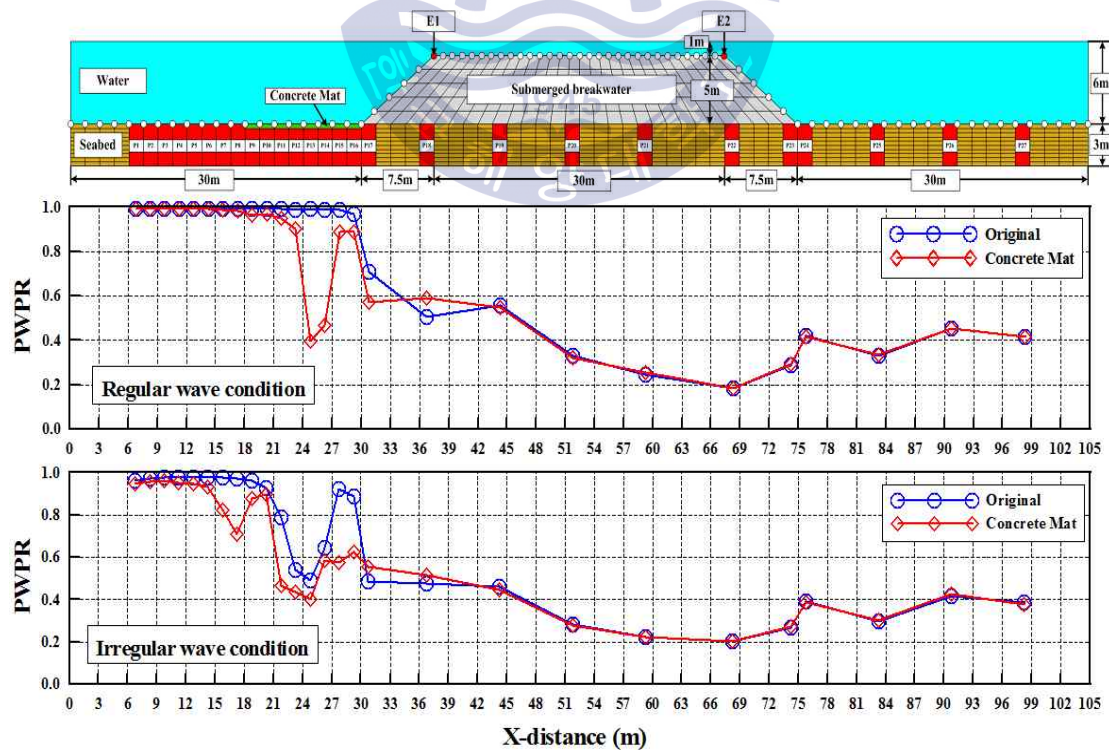


Fig. 9.20. Comparison of Spatial distribution of pore water pressure ratio between regular and irregular waves according to concrete mat($L=12\text{m}$) in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$.

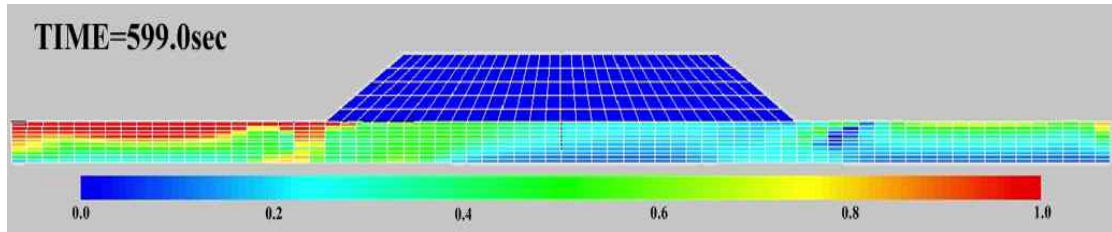


Fig. 9.21. Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0m$, $T_{1/3}=10s$ when the concrete mat is not.

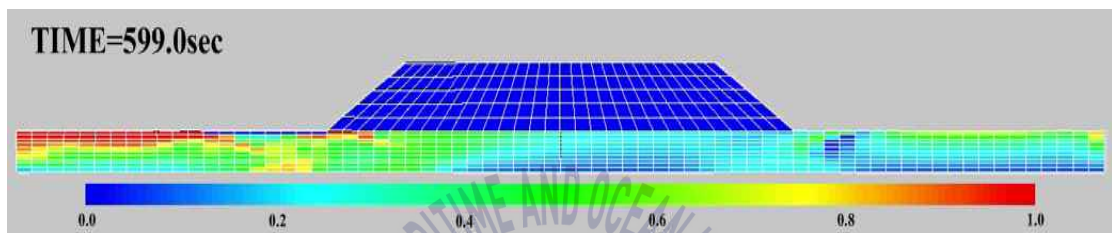


Fig. 9.22. Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0m$, $T_{1/3}=10s$ when the length of concrete mat is 12m.

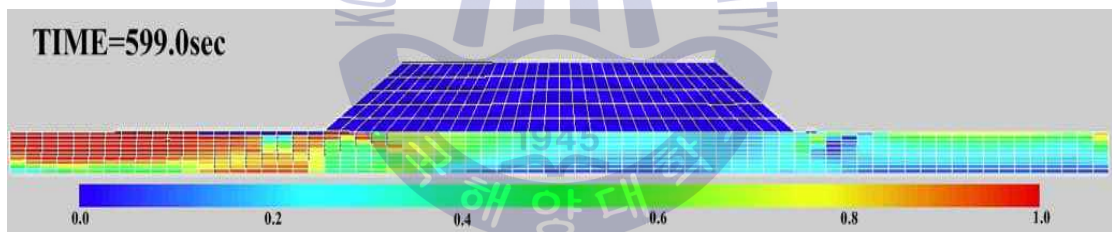


Fig. 9.23. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$ when the length of concrete mat is 12m.

9.4 결론

본 장에서는 잠제 전면부하 액상화 대책공법으로 하천에서 세굴방지용으로 사용되는 콘크리트매트를 포설하여 해저지반내에서 액상화 가능성을 규칙파 시뮬레이션으로부터 규명한 제8장의 연구결과에 기초하여, 실험역을 모사한 불규칙파동장에서 동일한 해석수법(2D-NIT모델 & FLIP모델)으로부터 콘크리트매트의 유무 및 매트길이의 변화에 따른 잠제의 동적변위, 해저지반내 간극수압과 액상화에 대한 척도로 사용되는 간극수압비와 같은 동적응답을 수치해석하였고, 규칙파와 불규칙파의 동적변위 및 간극수압비를 비교·검토하였다. 이로부터 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약 기술한다.

- (1) 콘크리트매트를 포설한 경우가 수평변위 및 연직변위가 작게 나타나고, 또한 매트길이가 길어질

수록 두 변위가 감소하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 콘크리트매트의 포설에 따른 해저지반의 상대밀도가 증가되는 것과 관련이 있다. 제8장에서 지반의 비선형적인 거동으로 예외적인 거동이 발생하는 경우도 있었지만, 불규칙파에서는 나타나지 않았다. 이는 불규칙파의 경우가 규칙파의 경우보다 반사율이 일반적으로 크고, 또한 중복파의 마디와 배의 위치가 고정되지 않기 때문인 것으로 판단된다.

(2) 콘크리트매트를 포설한 경우 진동간극수압 성분은 크게 변화되지 않지만, 잔류간극수압이 감소되고, 따라서 전체적으로 간극수압이 감소되는 결과를 나타낸다.

(3) 콘크리트매트를 포설하는 경우 매트의 추가적인 중량으로 지반의 상대밀도가 증가되며, 매트길이를 증가시킨 경우 지반의 상대밀도가 증가되는 영역의 범위가 넓어지므로 지반액상화의 가능성을 보다 줄일 수 있다. 한편, 매트길이에 따라 규칙파의 경우보다 작지만, 잠제 전면 제각부하에서 간극수압비가 재상승하는 경우가 있으며, 이의 경우는 콘크리트매트의 중량을 높이거나 2층으로 포설할 필요가 있다.

(4) 콘크리트매트가 포설된 지반내 간극수압 및 간극수압비의 변동에서 유의파고는 큰 영향을 미치는 중요한 요소이고, 한정된 본 결과이지만, 액상화 평가시 불규칙파의 유의파에 해당하는 파랑조건을 규칙파로 적용하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다.

(5) 지반정수 N 과 파랑조건에 상관없이 액상화 대책공법으로 콘크리트매트의 유용성을 충분히 확인할 수 있었다.

References

- Biot, M.A.(1941), General theory of three-dimensional consolidation, J. of Applied Physics, Vol.12, pp.155-165.
- CDIT(2001), Research and development of numerical wave channel(CADMAS-SURF), CDIT library, Vol.12.
- Goda, Y.(2010), Random seas and design of maritime structures, World Scientific.
- Godbold, J., Sackmann, N. & Cheng, L.(2014), Stability design for concrete mattresses, Proceedings of 24th International Ocean and Polar Engineering Conference, ISOPE, pp.302-308.
- Hirt, C.W. & Nichols, B.D.(1981), Volume of fluid(VOF) method for the dynamics of free boundaries, J. of Computational Physics, Vol.39, pp.201-225.
- Hsu, T.J., Sakakiyama, T., & Liu, P.L.F.(2002), A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater, Coastal Engineering, Vol.46, No.1, pp.25-50.

- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.(1992a), Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.(1992b), Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.16-20.
- Jeng, D.S., Ye, J.H., Zhang, J.S. & Liu, P.F.(2013), An integrated model for the wave-induced seabed response around marine structures : Model verifications and applications, Coastal Engineering, Vol.72, pp.1-19.
- Losada, I.J., Silva, R. & Losada, M.A.(1996), 3-D non-breaking regular wave interaction with submerged breakwaters, Coastal Engineering, Vol.28, pp.229-248.
- Mitsuyasu, H.(1970), On the growth of spectrum of wind-generated waves (2)-spectral shape of wind waves at finite fetch, Proc. Japanese Conf. Coastal Eng., pp.1-7.
- Mizutani, N., Mostafa, A.M. & Iwata, K.(1998), Nonlinear regular wave, submerged breakwater and seabed dynamic interaction, Coastal Engineering, Vol.33, pp.177-202.
- Morita, T., Iai, S., Hanlong, L., Ichii, Y. & Satou, T.(1997), Simplified set-up method of various parameters necessary to predict liquefaction damage of structures by FLIP program, Technical Note of the Port and Harbour Research Institute Ministry of Transport, Japan, Vol.869, pp.1-36.
- Sakakiyama, T. & Kajima, R.(1992), Numerical simulation of nonlinear wave interaction with permeable breakwater, Proceedings of the 22nd ICCE, ASCE, pp.1517-1530.
- Sekiguchi, H., Sassa, S., Miyamoto, J. and Sugioka, K. I.(2000), Wave-induced liquefaction, flow deformation and particle transport in sand beds, ISRM International Symposium, International Society for Rock Mechanics.
- Sumer, B. M., Diken, F. H. & Fredsøe, J.(2010), Cover stones on liquefiable soil bed under waves, Coastal Engineering, Vol.57, No9, pp.864-873.
- Yasuda, S.(1988), From investigation to countermeasure for liquefaction, Kajima Press, 256p.

제10장 결론

본 연구에서는 파-지반의 상호작용, 파-흐름-지반의 상호작용, 파-지반-구조물 및 파-지반-구조물-액상화 대책공법의 상호작용이라는 대별되는 주제하 해저지반내 간극수압과 같은 동적응답과 그로 인한 액상화 및 액상화 방지를 위한 대책공법의 적용이라는 관점에서 연구를 진행하였다. 파-지반의 상호작용은 제2장에서 기술되었고, 파-흐름-지반의 상호작용은 제3장, 제4장 및 제5장에서 다루어졌다. 파-지반-구조물의 상호작용은 제6장과 제7장에서, 파-지반-구조물-액상화 대책공법의 상호작용은 제8장 및 제9장에서 각각 다루어졌으며, 구조물로는 잠제를 대상으로 하였다.

제2장에서는 임의반사율을 갖는 부분중복과동장과 해저지반과의 상호작용으로, Biot의 3차원압밀이론에 기초하여 임의반사율을 갖는 부분중복과동장하 얇은 두께, 유한 두께 및 무한 두께의 각 해저지반내에서 동적변위, 간극수압, 유효응력 및 전단응력을 산정할 수 있는 해석해를 새롭게 유도하였다. 이로부터 임의반사율을 0으로 하면 진행파와 지반과의 상호작용으로 귀결되고, 임의반사율을 1로 하면 완전중복파와 지반과의 상호작용으로 귀결된다.

제3장에서는 흐름-임의반사율을 갖는 부분중복과동장-해저지반과의 상호작용으로, 제2장에서와 같이 Biot의 3차원압밀이론에 기초하여 흐름과 임의반사율을 갖는 부분중복파의 공존장하 얇은 두께, 유한 두께 및 무한 두께의 각 해저지반내에서 동적변위, 간극수압, 유효응력 및 전단응력을 산정할 수 있는 해석해를 새롭게 유도하였다. 이로부터 임의반사율을 0으로 하면 흐름-진행파-지반과의 상호작용으로 귀결되고, 임의반사율을 1로 하면 흐름-완전중복파-지반과의 상호작용으로 귀결된다. 여기서, 제2장과의 큰 차이는 흐름과 파와의 상호작용으로 파장과 주기의 변화이며, 이로부터 지반내에서 동적응답이 제2장의 경우와는 다르게 나타나게 된다.

제4장에서는 흐름-파-지반의 상호작용해석으로, 여기서는 간극수압에서 주어지는 진동성분과 잔류성분중에 잔류성분을 해석적으로 새롭게 유도한다. 해석에서는 Fourier급수전개법과 변수분리법을 적용하며, 파는 임의반사율을 갖는 부분중복파로 가정되었다. 이로부터 임의반사율을 0으로 하면 흐름-진행파-지반의 상호작용에서 잔류간극수압을, 임의반사율을 1로 하면 흐름-완전중복파-지반과의 상호작용에서 잔류간극수압을 해석할 수 있으며, 각각에서 유한 두께, 무한 두께 및 얇은 두께에 해당하는 잔류간극수압의 해석해를 제시한다.

제5장에서는 제2장, 제3장 및 제4장에서 제시되는 진동간극수압과 잔류간극수압의 합을 적용하여 지반내에서 액상화를 평가한다.

제6장과 제7장은 파-지반-구조물의 상호작용에 유한차분법에 기초한 2D-NIT모델과 유한요소법에 기초한 FLIP모델을 적용하여 해저지반내 간극수압, 간극수압비 및 액상화 등을 검토하였다. 여기서, 제6장에서는 규칙파와 잠제를 대상으로 하였고, 제7장에서는 불규칙파와 잠제를 대상으로 하였다.

제8장과 제9장은 과-지반-구조물-액상화대책공법의 상호작용에 대한 부분으로, 제6장 및 제7장에서의 수치해석법과 동일한 해법을 적용하여 잠재 전면에 발생가능성이 높은 액상화를 방지하기 위한 대책공법으로 콘크리트매트를 피복한 경우를 대상으로 수치해석을 실시하였다. 제8장은 콘크리트매트와 규칙파 및 잠제를 대상으로 하였고, 그리고 제9장은 콘크리트매트와 불규칙파 및 잠제를 대상으로 하였다. 이상의 각 장에서 얻어진 중요한 사항을 본 논문의 결론으로 하여 다음에 기술한다.

10.1 제2장 : 임의반사율의 부분중복파-해저지반과의 상호작용

임의반사율과 유한 두께의 지반을 대상으로 해저지반내 동적응답에 관한 해석해를 유도하였고, 산정된 결과에 대해 기존 무한 두께의 진행파와 완전중복파의 해석결과와 비교하여 본 해석해의 타당성을 입증하였다. 그리고, 유한 두께의 진행파동장, 완전중복파동장 및 임의반사율을 갖는 부분중복파동장에 각각 적용하여 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력에서 지반두께 및 입사파주기의 변화에 따른 그들의 변화특성을 명확히 규명하였다. 이로부터 유한 두께의 해저지반에서는 무한 두께의 경우와는 매우 상이한 지반응답을 나타내는 것을 확인할 수 있었고, 완전중복파동에서는 진행파동장에서의 값에 2배가, 부분중복파동장에서는 완전중복파동장에서의 값보다 작고, 동시에 진행파동장에서의 값보다 큰 값을 갖는 지반응답특성을 또한 확인할 수 있었다.

이러한 변화특성을 나타내는 본 해석해는 완전반사에 가까운 직립안벽이나 방파제에서부터 저반사의 투수성 구조물에 이르기까지 넓은 범위의 해저지반에 적용될 수 있을 것으로 판단되고, 동시에 지반두께가 상대적으로 얇은 해역에 구조물이 설치될 수 있다는 점을 고려하면 깊은 해저지반과 더불어 얇은 해저지반에도 그 적용성이 확대될 수 있을 것으로 판단된다.

10.2 제3장 : 흐름-임의반사율의 부분중복파-해저지반과의 상호작용

진행파, 임의반사율을 갖는 부분중복파 및 완전중복파와 흐름과의 공존장하에서 해저지반내 동적응답을 나타내는 해석해를 도출하여, 기존의 진행파에 대한 해석해와 실험결과 및 흐름장하의 실험결과와 각각 비교하여 본 장에서 제시하는 해석해의 타당성을 검증하였다. 이로부터 얇은 두께, 유한 두께 및 무한 두께를 갖는 해저지반에 적용하여 흐름속도, 지반두께 및 주기의 변화에 따른 지반변위, 간극수압, 수평 및 연직유효응력, 그리고 전단응력의 변동특성을 논의하였다. 이로부터 도출된 중요한 사항을 이하에 요약 기술한다.

(1) 진행파동장에서 흐름이 존재하는 경우 지반의 수평변위와 간극수압은 상대적으로 흐름속도의 영향을 크게 받는다.

(2) 부분중복과동장에서 반사율이 줄어들면 간극수압, 수평 및 연직유효응력은 감소하고, 반면에 전단응력은 증가한다.

(3) 부분중복과동장에서 반사율이 작을수록 흐름속도의 증가는 간극수압을 증가시키는 방향으로, 그리고 연직유효응력을 감소시키는 방향으로 각각 작용한다. 수평유효응력은 반사율이 클수록 흐름속도의 증가에 의해 감소되며, 전단응력은 반사율이 클수록 흐름속도의 증가에 의해 크게 된다.

(4) 부분중복과동장의 무한 두께의 해저지반에서 간극수압, 전단응력과 수평 및 연직유효응력의 최대치는 완전중복과의 경우보다는 작고, 흐름속도가 증가할수록 감소하는 경향을 보이며, 전단응력과 수평 및 연직유효응력의 동적응답은 동일하다.

(5) 부분중복과의 얇은 두께의 해저지반에서 간극수압, 전단응력, 수평 및 연직유효응력은 완전중복과의 경우보다 작은 값을 가진다. 수평 및 연직유효응력과 전단응력은 흐름속도의 변화에 차이를 거의 나타내지 않고, 연직깊이에 따라 거의 직선적인 변화를 나타낸다. 해저지반에서 가장 큰 동적응답을 나타내는 것은 간극수압이며, 연직깊이 방향으로 거의 일정분포가 얻어지고, 흐름속도가 증가할수록 감소한다.

(6) 부분중복과에서 흐름속도의 증가는 수평변위의 증가, 연직변위의 감소, 간극수압, 수평 및 연직유효응력의 감소, 그리고 최대전단응력의 감소를 나타낸다.

(7) 완전중복과동장에서 동일한 흐름속도에 대해 입사파주기가 감소하면 간극수압, 수평유효응력의 각 최대치는 감소한다. 수평 및 연직유효응력에서 최대치가 발생하는 연직위치는 수평의 경우 깊어지고, 연직의 경우 얕아져 최종적으로는 동일한 하나의 위치로 수렴된다. 입사파에서 주기의 감소와 지반두께의 증가가 지반응답에 미치는 영향은 거의 동일하게 나타난다.

(8) 완전중복과동장에서 흐름이 존재함으로써 지반내 동적응답의 최대치는 작아지고, 최대치 사이의 간격이 좁아지고, 전 연직깊이에서 동시에 0 값을 나타내는 수평위치 x/L_0 가 존재하지 않으며, 더불어 $x/L_0=0$ 축을 중심으로 좌우가 완전한 대칭을 이루지 않는다.

(9) 완전중복과동장에서 무한 두께의 지반에서 흐름속도의 증가는 수평변위의 증가, 최대수평 및 연직유효응력, 그리고 최대전단응력의 감소를 나타내며, 수평 및 연직유효응력과 전단응력의 값과 변화는 동일하다. 유한 두께의 지반에서보다 무한 두께의 경우가 흐름의 영향이 작다. 입사파의 주기가

감소하면 최대수평 및 연직유효응력은 감소하며, 또한 흐름이 존재하는 경우 유한 두께와 같이 완전중복파의 배에서도 전단응력이 발생된다.

(10) 완전중복과동장에서 얇은 두께의 지반에서 흐름속도의 변화가 지반응답에 미치는 영향은 매우 작지만, 간극수압의 경우 흐름속도가 증가하면 감소하며, 연직깊이에 따라 간극수압은 균등분포를, 이외의 다른 응답요소는 거의 직선분포를 나타낸다.

(11) 흐름이 존재하는 경우 부분중복과동장과 완전중복과동장에서 지반내 동작응답의 차이는 근본적으로 파동의 차이로 발생된다. 즉, 완전중복과동장에서는 수면변동이 진행파의 두 배인 배와 수면변동이 없는 마디가 발생하고, 부분중복과동장에서는 진행파의 두 배보다 작은 배와 수면변동이 있는 마디가 발생하는 차이로 인하여 두 결과에서 서로 다른 동적응답이 발생된다.

10.3 제4장 : 흐름-임의반사율의 부분중복파-해저지반에서 잔류간극수압

Fourier 급수전개법과 변수리분리법을 적용하여 Jeng et al.(2006)에 의해 지적된 McDougal et al.(1989)에서의 오류를 수정한 얇은, 유한 및 무한(깊은) 두께의 해저지반에서 진행파만이 존재하는 경우와 흐름과 파가 공존하는 공존장에서 잔류간극수압을 나타내는 해석해를 재산정하였다. 특히, 무한(깊은) 두께의 경우는 Laplace 변환법에 의한 Jeng & Seymour(2007)의 해석해와의 비교·검토 및 유한 두께의 경우는 기존의 해석해, 수치해석 및 실험결과와의 비교·검토로부터 본 해석해의 정당성을 확인할 수 있었다. 여기서, 무한(깊은) 두께의 본 해석해는 Jeng & Seymour(2007)의 해석해보다는 수치적분 등이 수행될 필요가 없는 보다 간단한 식으로 판단된다.

또한, 본 장의 연구 및 기존의 연구에서 유한 두께의 해석해에 지반두께를 극한적으로 작게 한 경우 얇은 두께로 점근적인 접근은 가능하지만, 지반두께를 극한적으로 크게 한 경우 무한 두께로의 접근은 불가능하며, 따라서 유한 두께와 무한 두께의 사이에는 불연속적인 영역이 존재한다는 것을 알 수 있었다. 이에 대한 하나의 대책으로 식(4.34)에 나타난 전단응력에 e^{-kz} 와 $e^{-k\delta z}$ 의 항을 부가한 새로운 전단응력의 추정식으로부터 잔류간극수압을 재추정할 필요가 있을 것으로 판단된다.

다음으로, 흐름과 파가 공존하는 공존장에서 잔류간극수압의 특성을 면밀히 검토하여 다음과 같은 중요한 사항을 얻을 수 있었다.

· 유한 두께의 해저지반에 대해서

(1) 흐름속도가 증가할수록 파와 흐름의 순방향에서 잔류간극수두는 커지고, 역방향에서 작아진다.

(2) 지반두께가 증가할수록 파와 흐름의 순방향이나 역방향 모두 잔류간극수압은 감소한다.

(3) 입사파주기가 감소할수록 파와 흐름의 순방향이나 역방향 모두 잔류간극수압은 연직방향으로 일정치에 가까워진다.

· 무한 두께의 해저지반에 대해서

(1) 흐름속도가 증가할수록 파와 흐름의 순방향에서 잔류간극수두는 약간 커지고, 역방향에서 작아진다.

(2) 파와 흐름의 순방향이나 역방향 모두 특정 입사파주기에서 잔류간극수압은 최대치를 나타내며, 상대적으로 역방향에서 최대치가 더 작고, 특정 입사파주기는 더 길다.

· 얇은 두께의 해저지반에 대해서

(1) 흐름속도가 증가할수록 파와 흐름의 순방향에서 잔류간극수두는 작아지고, 역방향에서 커진다.

(2) 파와 흐름의 순방향이나 역방향 모두 특정 입사파주기에서 잔류간극수압은 최대치를 나타내며, 상대적으로 역방향에서 최대치가 더 작고, 특정 입사파주기는 더 길다.

10.4 제5장 : 흐름-파에 의한 해저지반내에서 간극수압의 발생과 액상화

본 장에서는 제3장과 제4장에서 제시된 흐름이 공존하는 경우에 임의의 파동(진행파, 부분중복파 및 완전중복파)에 대한 진동간극수압의 해석해 및 흐름이 공존하는 경우에 잔류간극수압의 해석해를 적용하여 진동 및 잔류간극수압과 전 간극수압, 그리고 액상화깊이를 평가하였으며, 주기, 파고, 지반두께 및 흐름속도의 변화에 따른 각 간극수압과 액상화깊이의 변동특성을 검토하였다. 이상과 같은 본 장의 계산범위내에서 얻어진 중요한 사항을 본 논문으로 결론으로 이하에 기술한다.

(1) 주기의 변화에 따른 무차원의 진동, 잔류 및 전 간극수압의 크기 및 액상화깊이는 통일된 변동특성을 나타내지 않고, 지반두께와 파장과의 관계로부터 얻어지는 무한 두께, 유한 두께 및 얇은 두께의 지반에서의 특성을 나타낸다.

(2) 파고의 변화에 따른 특성으로 파고가 커질수록 무차원진동간극수압은 동일하고, 무차원잔류성분은 증가되며, 동시에 전 무차원간극수압도 증가되므로 무차원액상화깊이도 증가된다.

(3) 지반두께가 두꺼울수록 무차원잔류간극수압은 증가하는 반면에 액상화가 발생하는 무차원연직깊이는 작아진다. 그러나, 실제 연직깊이로는 큰 값을 나타낸다.

(4) 순방향의 흐름에서 흐름속도가 증가할수록 무차원진동간극수압은 증가하고, 무차원잔류간극수압은 감소하여 전 무차원간극수압은 작아지며, 따라서 무차원액상화깊이도 감소한다. 반면에, 역방향의 흐름에서는 흐름속도가 감소할수록 무차원진동성분은 감소하고, 무차원잔류성분은 증가하여 전 무차원간극수압은 커지며, 이로 인하여 무차원액상화깊이도 증가한다.

10.5 제6장 : 규칙파-잠제-지반의 상호작용

본 장에서는 2D-NIT모델로부터 일정수심의 규칙파랑작용하에 해저면상에서 동파압을 산정하고, 이를 탄·소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델에 입력치로 적용하여 입사파(파고와 주기)와 지반(N 값)의 특성을 변화시키면서 해저지반상에 설치된 잠제의 동적거동(변위)과 해저지반내 간극수압과 간극수압비(액상화)와 같은 동적응답을 수치모델링하였다. 수치과정에서 얻어진 해와 기존의 실험결과와의 비교 및 검토로부터 수치해석결과와 타당성을 검증하였으며, 본문에서 언급된 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약 및 기술한다.

(1) 잠제 천단의 변위는 기본적으로 지반변형에 의해 발생되며, 잠제 천단 좌측 가장자리에서는 우측의 경우보다 시간의 경과 더불어 변위가 지속적으로 증가한다. 수평변위(활동)의 경우 잠제 천단 좌측 가장자리는 입사파의 반대방향으로, 우측은 파의 진행방향으로 나타나며, 연직변위(침하)의 경우 입사파 및 반사파의 영향을 직접적으로 받는 잠제 천단 좌측 가장자리에서는 큰 침하가 발생되고, 쇄파 및 마찰 등에 의한 에너지손실이 동반되고, 또한 전달파의 영향을 받는 우측에서는 상대적으로 작은 침하가 발생된다.

(2) 잔류간극수압은 해저지반내 연직깊이가 깊을수록 입사파의 파고가 높을수록 증가되지만, 주기의 변화에는 상대적으로 민감도가 떨어진다. 간극수압비가 해저 표면에서 큰 값을 나타내므로 해저 표면에서 액상화가 발생할 가능성이 높고, 반면에 연직깊이가 깊어질수록 초기유효응력이 증가되기 때문에 액상화 가능성은 낮아진다. 또한, 해저지반의 N 값이 작은 연약지반일수록 동시에 파고가 높을수록 액상화 가능성이 높아진다.

(3) 잠제 천단 좌우측 가장자리에서 상대적으로 큰 변형이 발생되며, 잠제 전면 선단부의 해저면 주변에서 액상화 가능성이 높다.

10.6 제7장 : 불규칙파-잠제-지반의 상호작용

본 장에서는 2D-NIT모델로부터 일정수심의 불규칙파랑작용하에 해저면상에서 동파압을 산정하고, 이를 탄·소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는

FLIP모델에 입력치로 적용하여 입사파(유의파고와 유의주기)와 해저지반의 특성(N 값)을 변화시키면서 해저지반상에 설치된 잠제의 동적거동(변위)과 해저지반내 간극수압 및 간극수압비(액상화)와 같은 동적응답을 수치모델링하였다. 본문에서 언급된 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약 기술한다.

(1) 잠제 천단 좌우측부의 수평 및 연직변위방향으로부터 잠제는 양측 수평방향으로 퍼지면서 침하되는 변위특성을 나타낸다. 수평변위의 경우 유의파고가 크고, N 값이 작은 경우에 커진다. 또한, 잠제 천단 좌측부에서는 유의주기가 짧고, 우측부에서는 유의주기가 긴 경우에 더 커진다. 연직변위의 경우 잠제 천단 좌측부가 우측부보다 큰 침하량을 나타내며, 유의파고가 큰 경우에 크고, N 값이 큰 경우에 작아진다. 그리고, 잠제 천단 좌측부에서는 규칙파의 경우가, 우측부에서는 불규칙파의 경우가 큰 수평 변위를 나타낸다.

(2) 유의파고가 큰 경우가 진동 및 잔류간극수압이 증가하고, 유의주기가 짧은 경우가 잔류간극수압이 증가하는 반면에 진동성분은 감소하는 것이 일반적이지만, 잠제의 좌측부에서는 반대의 경향을 나타낸다. 유의주기의 변화에 대한 민감도는 유의파고의 경우보다 떨어진다. 잠제 중앙부하의 해저지반내에서 잔류성분이 가장 크게 나타나며, 이는 지반의 연직깊이가 깊을수록 감소한다. 반면에, 잠제 좌우측부 하 지반내에서는 지반의 연직깊이가 깊어지면 진동 및 잔류간극수압이 증가된다. 이러한 현상은 N 값이 커지면 값의 크기가 전반적으로 작아진다.

(3) 지반의 연직깊이가 깊어지고, 동시에 N 값이 커지면 간극수압비는 감소되어 액상화 가능성이 줄어든다. 또한, 규칙파의 경우가 보다 큰 간극수압비를 나타내고, 잔류간극수압이 정상상태에 도달하는 시간도 상대적으로 빠르며, 잔류간극수압이 계단상으로 증가되는 경향을 나타낸다.

(4) 한정된 본 계산결과이지만, 잠제하의 해저지반내에서 액상화 평가시 불규칙파의 유의파에 해당 하는 파고와 주기를 갖는 규칙파로 해석하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다.

10.7 제8장 : 콘크리트매트-규칙파-잠제-지반의 상호작용에서 액상화대책

본 장에서는 잠제 전면부하 해저지반내에서 액상화 가능성을 규칙파와 불규칙파의 수치시뮬레이션 으로부터 규명한 제6장과 제7장의 연구결과에 기초하여, 액상화 대책공법으로 하천에서 세굴방지용으로 사용되는 콘크리트매트를 잠제 전면부에 포설하는 방안을 제시하였다. 이에 제6장과 제7장에서와 동일한 해석수법(2D-NIT모델과 FLIP모델)을 적용하여 콘크리트매트의 유무 및 매트길이의 변화에 따른 잠제의 동적변위, 해저지반내 간극수압과 액상화에 대한 척도로 사용되는 간극수압비와 같은 동적응답 을 수치해석으로부터 검토하였다. 이로부터 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약 기술한다.

(1) 콘크리트매트를 포설한 경우가 수평변위 및 연직변위가 작게 나타나고, 또한 포설길이가 길어질수록 두 변위가 감소하는 것이 일반적인 경향이지만, 지반의 비선형거동으로 예외가 발생하는 경우도 있다. 또한, 동일한 조건하에 지반정수 N 치가 증가하면 두 변위는 줄어든다. 이러한 결과는 콘크리트매트의 포설에 따른 지반의 상대밀도가 증가되는 것과 밀접한 관계를 가진다.

(2) 콘크리트매트를 포설한 경우 진동간극수압은 크게 변화되지 않지만, 잔류간극수압이 감소되고, 따라서 전체적으로는 간극수압이 감소되는 결과를 나타낸다. 하지만, 매트길이에 따라 간극수압의 변동이 수평방향으로 이동되는 경향을 나타내므로 간극수압의 공간적인 변동특성을 고려하여 판단할 필요가 있다.

(3) 콘크리트매트를 포설하는 경우 잠제의 전면부에서는 원지반보다 간극수압비를 매우 낮출 수 있으므로 지반액상화의 가능성을 충분히 줄일 수 있다. 이러한 이유는 매트의 추가적인 중량으로 지반의 상대밀도가 증가되었기 때문이다. 여기서, 매트길이를 길게 하면 콘크리트매트에 의해 상대밀도가 증가되는 영역의 범위가 넓어지므로 상대적으로 지반액상화 가능성을 보다 줄일 수 있고, 동시에 세굴도 억제되어 잠제의 안정성을 향상시킬 수 있다. 한편, 매트길이에 따라 잠제 전면 제각부하에서 간극수압비가 재상승하는 경우가 있으며, 이의 경우는 콘크리트매트의 중량을 높이거나 2층으로 포설할 필요가 있다.

(4) 지반정수 N 에 관계없이 액상화 대책공법으로 콘크리트매트의 유용성을 확인할 수 있었다.

(5) 콘크리트매트가 포설된 지반내 간극수압 및 간극수압비의 변동에 입사파고와 주기는 큰 영향을 미치는 중요한 요소이다.

10.8 제9장 : 콘크리트매트-불규칙파-잠제-지반의 상호작용에서 액상화대책

본 장에서는 잠제 전면부하 액상화 대책공법으로 하천에서 세굴방지용으로 사용되는 콘크리트매트를 포설하여 해저지반내에서 액상화 가능성을 규칙파 시뮬레이션으로부터 규명한 제8장의 연구결과에 기초하여, 실험역을 모사한 불규칙파동장에서 동일한 해석수법(2D-NIT모델 & FLIP모델)으로부터 콘크리트매트의 유무 및 매트길이의 변화에 따른 잠제의 동적변위, 해저지반내 간극수압과 액상화에 대한 척도로 사용되는 간극수압비와 같은 동적응답을 수치해석하였고, 규칙파와 불규칙파의 동적변위 및 간극수압비를 비교·검토하였다. 이로부터 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약 기술한다.

(1) 콘크리트매트를 포설한 경우가 수평변위 및 연직변위가 작게 나타나고, 또한 매트길이가 길어질수록 두 변위가 감소하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 콘크리트매트의 포설에 따른 해저지반의

상대밀도가 증가되는 것과 관련이 있다. 제8장에서 지반의 비선형적인 거동으로 예외적인 거동이 발생하는 경우도 있었지만, 불규칙파에서는 나타나지 않았다. 이는 불규칙파의 경우가 규칙파의 경우보다 반사율이 일반적으로 크고, 또한 중복파의 마디와 배의 위치가 고정되지 않기 때문인 것으로 판단된다.

(2) 콘크리트매트를 포설한 경우 진동간극수압 성분은 크게 변화되지 않지만, 잔류간극수압이 감소되고, 따라서 전체적으로 간극수압이 감소되는 결과를 나타낸다.

(3) 콘크리트매트를 포설하는 경우 매트 추가적인 중량으로 지반의 상대밀도가 증가되며, 매트길이를 증가시킨 경우 지반의 상대밀도가 증가되는 영역의 범위가 넓어지므로 지반액상화의 가능성을 보다 줄일 수 있다. 한편, 매트길이에 따라 규칙파의 경우보다 작지만, 잠제 전면 제각부하에서 간극수압비가 재상승하는 경우가 있으며, 이의 경우는 콘크리트매트의 중량을 높이거나 2층으로 포설할 필요가 있다.

(4) 콘크리트매트가 포설된 지반내 간극수압 및 간극수압비의 변동에서 유의파고는 큰 영향을 미치는 중요한 요소이고, 한정된 본 결과이지만, 액상화 평가시 불규칙파의 유의파에 해당하는 파랑조건을 규칙파로 적용하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다.

(5) 지반정수 N 과 파랑조건에 상관없이 액상화 대책공법으로 콘크리트매트의 유용성을 충분히 확인할 수 있었다.

감사의 글

올해는 저에게 지천명(知天命)에 해당하는 50의 나이였습니다.
아무것도 이루지 못한 나이에 지천명을 논하기엔 거리가 멀게만 느껴집니다.

바다라고는 고등학교 수학여행 길에 처음으로 접해본 제가 아치섬에 위치한 한국해양대학교에 1987년에 입학한 지 꼭 30년이 지나 해안·항만관련 박사학위 논문심사를 치르고, 이 글을 작성할 때, 제 주변에서 물심양면으로 도와주신 여러분의 은혜에 대한 감사를 드리오며, 간단한 소회를 적어봅니다.

학부를 졸업하고 학업을 놓았던 저에게 대학원 진학부터 박사학위를 취득하기까지 전 과정을 전심으로 지도해주신 김도삼 교수님의 은혜에 얹드려 감사드리오며,
먼길을 마다않고 달려오셔서 세심하게 논문을 지도해주신 배기성 교수님, 신문섭 교수님, 김태형 교수님, 이광호 교수님, 그리고 항상 모교에서 후학 양성과 동문 발전을 위해 헌신하시는 박한일 총장님, 이중우 교수님, 경갑수 교수님, 이재하 교수님께 감사드립니다.

그리고, 본 논문은 해안공학과 지반공학이 접목된 주제를 다루고 있는 바, 지반공학 수치해석에 많은 도움을 주신 경상대학교 강기천 교수님과 지반공학 연구실에 감사를 드리며, 항상 멀리 있는 저에게 귀와 발이 되어준 해안공학 연구실 류홍원, 배주현, 이준형, 최군호, 일본에서 박사학위 유학 중인 전중혁 군에게도 감사를 전합니다.

또한, 눈 내린 들판을 걷는 저에게 항시 이정표가 되어주신 항도엔지니어링 안익성 사장님과 폭풍우를 뚫고자 항시 마음고생이 많으신 황기정 대표님과 최진식 회장님, 김광태 부사장님, 김재룡 전무님을 위시하여 회사식구 모두에게 감사드립니다.

마지막으로, 무뚝뚝한 남편으로, 바쁘기만한 아빠로 비추어져 있을까봐 항시 미안하기만 한 제 아내와 벌써 대학교 3학년이 된 딸 다인이, 늦둥이 현수에게 이 논문을 통해 사랑하고 감사한 마음을 전합니다.

지천명을 보내며 남은 인생의 선문답 화두를 정리해 봅니다.

목계(木鷄), 경청, 공론, 공유, 상생...

역사는 항상 혁신을 갈망한다. / History desire innovation, always.

2017년 12월 31일

여러분의 同役者 김 동 욱 올림