

파압에 의한 해안구조물-해저지반의 침하거동에 대한 수치해석 Numerical Analysis on Settlement Behavior of Seabed Sand-Coastal Structure Subjected to Wave Loads

강기천* · 윤성규** · 김태형*** · 김도삼****

Gi-Chun Kang*, Seong-Kyu Yun**, Tae-Hyung Kim*** and Dosam Kim****

요 지 : 태풍에 의해 발생한 파랑하중에 의해 방파제, 안벽 등과 같은 해안구조물 하부의 해저지반 침하가 발생될 수 있다. 만약 해저지반이 모래인 경우, 잔류과잉간극수압발생과 반복적인 파랑하중에 의해 해저지반의 침하현상이 더 발생될 확률이 높아질 것이다. 그러나 대부분의 해안구조물은 설계에서 파랑하중을 정적상태의 등분포하중으로 구조물에만 작용하는 것으로 가정하고 있지만 실제로는 동적인 파랑하중이 구조물과 해저지반에 동시에 작용한다. 따라서 본 연구에서는 시간에 따른 실제파압을 고려하고, 구조물뿐만 아니라 해저지반에도 작용하는 것으로 고려하였다. 수치해석 결과 파랑하중이 구조물과 해저지반에 큰 영향을 미친 것으로 나타났다. 시간에 따른 해저지반의 변형거동이 해석되었으며 해저지반에서 유효응력의 변화와 유효응력경로의 변화를 분명하게 확인할 수 있었다.

핵심용어 : 파랑하중, 해안구조물, 해저지반 침하, 과잉간극수압, 유효응력경로

Abstract : Seabed settlement underneath a coastal structure may occur due to wave loading generated by storm surge. If the foundation seabed consists of sandy soil, the possibility of the seabed settlement may be more susceptible because of generation of residual excess pore-water pressure and cyclic mobility. However, most coastal structures, such as breakwater, quay wall, etc., are designed by considering wave load assumed to be static condition as an uniform load and the wave load only acts on the structure. In real conditions, however, the wave load is dynamically applied to seabed as well as the coastal structure. In this study, therefore, a real-time wave load is considered and which is assumed acting on both the structure and seabed. Based on a numerical analysis, it was found that there exists a significant effect of wave load on the structure and seabed. The deformation behavior of the seabed according to time was simulated, and other related factors such as the variation of effective stress and the change of effective stress path in the seabed were clearly observed.

Keywords : coastal structure, effective stress path, excess porewater pressure, seabed settlement, wave load

1. 서 론

일반적으로 모래지반에 구조물 시공 시 즉시침하가 지배적이나, 00외항의 해안 모래의 경우는 어패류에 의해 형성된 탄산염이 포함되어 구조물 시공 후 즉시침하 외에도 상당 시간 동안 침하가 계속적으로 발생하였다(Cho, 2007; Lee, 2011). 이는 하중재하 상태에서 탄산염 성분 모래의 파쇄와 이로 인한 모래 입자의 재배열 때문이다. 이러한 이유로 기존의 탄성침하를 이용한 그 침하량을 산정하는 것은 과소평가 될 수 있다. 실제 탄산염 성분이 포함된 모래지반에 축조된 케이슨

의 침하계측을 통하여 이와 같은 침하현상에 대한 연구가 Cho(2007), Lee(2011) 등에 의해 이루어졌다.

Fig. 1은 00항 서방파제에서 실제 계측된 시간-침하 데이터를 나타내며 즉시 침하와 탄산염모래에 의한 침하를 확인할 수 있다. 하지만 이 Fig. 1에서 이들 침하현상 외에 또 다른 급속한 침하(A, B, C구간) 경향이 발생되었음을 알 수 있다. 이러한 급속한 침하는 탄산염 성분 모래에 의해 발생되었다고 보기 어렵게 침하량이 상당히 크며 단시간에 발생된 특징을 보인다. 그림의 A구간은 태풍 “매미”가 발생한 시점으로 케이슨 거치 후 처음으로 큰 파랑이 작용한 시점이다.

*한국해양대학교 산업기술연구소(Research Institute of Industrial Technology(RIIT), Korea Maritime University, Busan 606-791, Korea)

**한국해양대학교 토목환경공학과(Departments of Civil and Environmental Engineering, Korea Maritime University, Busan 606-791, Korea)

***한국해양대학교 건설공학과(Department of Civil Engineering, Korea Maritime University, Busan 606-791, Korea)

****한국해양대학교 건설공학과(Corresponding author: Do-Sam Kim, Department of Civil Engineering, Korea Maritime University, Busan 606-791, Korea. Tel: 051-410-4463, Fax:051-403-0656, kimds@hhu.ac.kr)

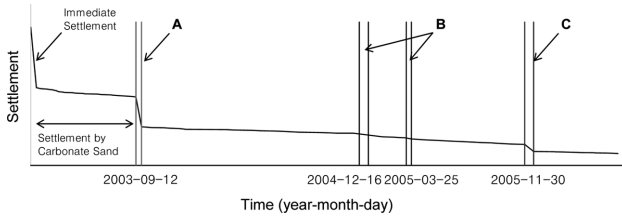


Fig. 1. A typical time-settlement curves of breakwater at 00 harbor.

B구간은 태풍매미 발생 후에 매미 파랑보다는 작지만 평시 파랑보다는 큰 파랑이 작용한 시기이다. 평시보다 큰 파랑이 작용하였지만 매미 때와는 다르게 침하량의 변화는 거의 없음을 알 수 있다. C구간은 태풍 매미에 버금가는 큰 파랑이 케이션에 작용한 시기이며 이 파랑하중에 의해 급격한 침하가 발생하였던 것을 알 수 있다. 이처럼 침하량 예측 결과를 통해 사설토 지반에 해안구조물이 건설될 경우 탄성침하, 탄산염 모래 등의 재료특성으로 인한 크리프 침하, 그리고 파랑에 의한 침하가 동시에 발생함을 알 수 있다.

장 등(1993)은 해안구조물을 설치할 때 지반 해석에 있어서 가장 중요한 문제점으로 파랑의 존재를 제기하였다. 해안구조물(해저지반포함)은 파랑에 의한 반복하중을 받는 특성을 가지므로 육상에서의 거동과는 상당히 다른 특징을 보이고, 파랑으로 인해 제체 지반에는 간극수압이 발생하며, 이로 인해 제체는 보다 쉽게 동적거동을 일으키며 현저한 지반 변형을 가져올 수 있다고 하였다. de Groot et al.(2006a, 2006b)도 파랑하중에 의해 모래지반에 건설된 직립식방파제나 중력식구조물의 기초파괴 가능성을 지적했다. 이는 해안구조물-해저지반의 상호작용 거동에 대한 해석에서 동적인 파랑하중을 반드시 고려해야 하는 것이 중요한 요소임을 의미한다.

동적하중을 받는 해저지반은 간극비, 응력조건, 지반종류, 소성지수, 변형률 크기와 같은 다양한 동적변형 요소에 따라 거동을 달라지기 때문에 Goda(2000) 또는 이 등(2004)이 제안한 정적인 지반 침하식을 사용하여 해안구조물의 지반침하를 평가하기에는 매우 미흡하다(Richart et al., 1970; Ishihara, 1996). 실제로 기존의 정적하중에 의한 방법은 해안구조물의 파괴나 손상 원인 또는 그 파괴메커니즘을 설명하지 못한다고 알려져 있다(Oumeraci et al., 1992; 박 등, 1995).

그래서 본 연구에서는 이와 같은 기존의 방법을 개선한 파랑에 의한 해저지반의 동적영향을 고려한 해석이 이루어졌다. 즉, 산정된 실시간 동적 파압이력을 구조물뿐만 아니라 해저지반에도 작용시켜 파랑-구조물-해저지반간의 상호작용을 고려한 지반해석을 실시하여 시간에 따른 구조물의 거동과 지반의 누적침하량, 과잉간극수압비, 유효응력경로 등이 검토되었다. 이를 위해 파압계산은 3D-NIT(Three-Dimensional Numerical Irregular wave Tank)를 사용하여 산정하였으며, 지반-구조물 동적해석은 흙의 탄소성 거동의 응력-변형률 관계를 잘 묘사하는 다중 전단메커니즘모델을 적용하여 수치해석을 수행하였다(Towata and Ishihara, 1985; Iai et al., 1992a).

대상구조물은 00항 적용된 혼성방파제를 선택하였다.

2. 파압 산정 및 침하량 해석 모델

2.1 파압 산정 모델

2.1.1 수치파동수로

3D-NIT(Three-Dimensional Numerical Irregular wave Tank)의 수치파동수조는 Fig. 2(그림에서 L_0' 는 목표파의 파장, L_a 는 부가감쇠영역의 길이, Δx , Δy , Δz 는 수평 및 연직방향의 격자간격)에 보인 바와 같이 수치파동수조내의 양 끝단에서 파의 재반사 등의 경계부 효과를 방지하기 위해 개경계(open boundary)처리기법으로 해석영역의 양쪽에 부가감쇠영역을 두고, 해석 영역내에 조파를 위한 조파소스를 적용하고 있다(이 등, 2012(a), (b)).

2.1.2 기초방정식

3D-NIT는 자유표면해석모델에 VOF법을, 난류해석에는 $k-\epsilon$ 모델을 각각 적용하였고, 기초방정식은 3차원비압축성의 점성유체를 대상으로 한 연속식 및 Navier-Stokes방정식을 PBM(Porous Body Model)에 근거하여 확장한 다음의 식 (1)~(4)로 주어진다.

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_y v}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = \gamma_v S_p \quad (1)$$

$$\lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uu}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y uv}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z wu}{\partial z} = -\frac{\gamma_v \partial p}{\rho \partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v e \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y v e \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v e \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - \gamma_v D_x u - R_x + \gamma_v S_u \quad (2)$$

$$\lambda_v \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uv}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y vv}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z wv}{\partial z} = -\frac{\gamma_v \partial p}{\rho \partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v e \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y v e \left(2 \frac{\partial v}{\partial y} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v e \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right\} - \gamma_v D_y v - R_y + \gamma_v S_v \quad (3)$$

$$\lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uw}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y vw}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z ww}{\partial z} = -\frac{\gamma_v \partial p}{\rho \partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v e \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y v e \left(\frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v e \left(2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - \gamma_v D_z w - R_z + \gamma_v S_z - \gamma_v g \quad (4)$$

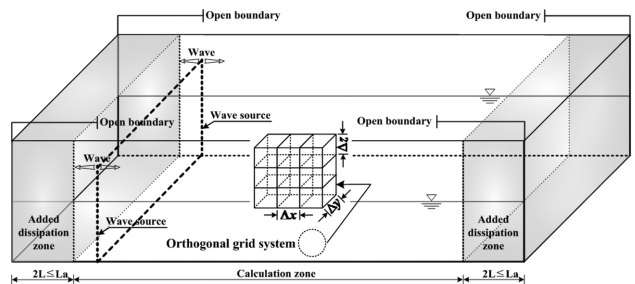


Fig. 2. Schematic diagram of the numerical wave tank used in 3D-NIT.

여기서, t 는 시간, x, y 는 수평방향좌표, z 는 연직방향좌표, u, v, w 는 x, y, z 방향의 유속성분, ρ 는 유체밀도, P 는 압력, v_e 는 분자 동점성계수 ν 와 점성계수 ν_f 의 합, g 는 중력가속도, γ_x 는 체적공극율, $\gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$ 는 x, y, z 방향의 면적공극율, D_x, D_y, D_z 는 경계에서 반사파의 제어를 위해 설치한 스펙트럼에서의 에너지감쇠계수, S_p, S_u, S_v, S_w 는 해석영역내의 조파를 위한 소스항, $\gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$ 는 구조물로부터 받는 관성력효과를 나타낸 파라미터이다.

2.2 침하량 해석모델

흙에 대한 유효응력모델은 다중전단메커니즘모델을 이용하였다(Towata and Ishihara, 1985; Iai et al., 1992a). Fig. 3과 같이 이 모델의 원형고정경계는 전단변형영역과 무한개의 가상스프링 경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타내며 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 실제 단순 전단메커니즘이라고 할 수 있으며 이 모델은 흙의 탄소성 응력-변형률(그림의 x 축 y 축 참조) 관계를 잘 묘사 할 수 있으며 기존의 지반-구조물 동적인 상호작용 거동에서 많이 이용되고 있다(Sawada et al., 2000; Ozutsumi et al., 2002; Iai et al., 2005).

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

$$\{\sigma'\}^T = \{\sigma'_x \ \sigma'_y \ \tau_{xy}\} \quad (5)$$

$$\{\varepsilon'\}^T = \{\varepsilon'_x \ \varepsilon'_y \ \gamma_{xy}\} \quad (6)$$

구성방정식은 기본적으로 아래와 같이 주어진다.

$$\{d\sigma'\}^T = [D](\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon_p\}) \quad (7)$$

$$[D] = K\{n^{(0)}\}\{n^{(0)}\} + \sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)}\{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T \quad (8)$$

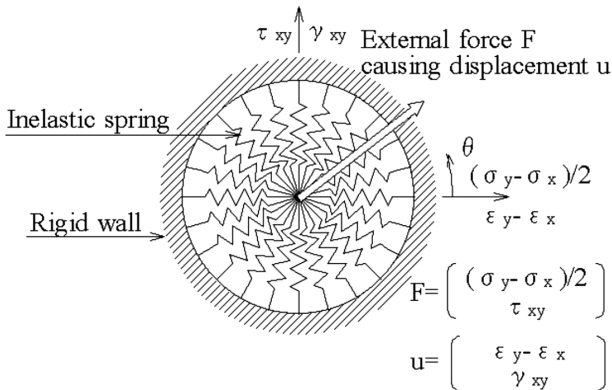


Fig. 3. Schematic diagram of multi-spring model (Towata and Ishihara, 1985).

여기서 $\{\sigma'\}$ 는 유효응력, $\{\varepsilon\}$ 은 변형률, $\{d\sigma'\}$ 는 유효응력증분, $\{d\varepsilon\}$ 는 변형률증분, $\{d\varepsilon_p\}$ 는 다일러턴시에 따른 체적변형률증분, K 는 반력계수, $R_{L/U}^{(i)}$ 은 점선전단계수를 나타낸다.

이 관계에서 식 (7)의 $\{d\varepsilon_p\}$ 는 다일러턴시를 설명할 수 있는 추가적인 변형률증분 나타내며 다일러턴시에 의한 체적변형률증분으로 주어진다.

$$\{d\varepsilon_p\} = \{d\varepsilon_p/2 \ d\varepsilon_p/2 \ 0\} \quad (9)$$

식 (8)의 첫 번째 항목은 체적메카니즘으로 지반 반력계수 K 와 방향벡터로 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$\{n^{(0)}\}^T = \{1 \ 1 \ 0\} \quad (10)$$

식 (8)의 두 번째 항목은 다중전단메커니즘을 나타낸다. 각 메카니즘은 $I=1, \dots, I$ 는 실제 단순 전단 메커니즘으로 나타내며, 각각의 단순 전단평면은 $\theta/2$ 각도 방향이다. x 축에 관련된 점선 전단 계수는 복원력 특성과 쌍곡선 응력 변형 관계를 나타낸다.

식 (8)에서 다중전단메커니즘의 방향벡터는 다음과 같다.

$$\{n^{(i)}\} = \{\cos \theta_i \ -\cos \theta_i \ \sin \theta_i\} \quad (\text{for } i=1, \dots, I) \quad (11)$$

여기서

$$\theta_i = (i-1)\Delta\theta \quad (\text{for } i=1, \dots, I) \quad (12)$$

$$\Delta\theta = \pi/I \quad (\text{for } i=1, \dots, I) \quad (13)$$

과잉간극수압은 반복적인 전단작용에 의해 발생하는 흙의 체적변형과 간극률 및 간극수의 체적 탄성계수와와의 관계로 계산되고 (+)정의 다일러턴시의 영향은 Fig. 4에서처럼 Iai et al. (1992b)에 의해 제안된 액상화 프론트(Liquefaction Front)를 이용하여 반복적인 전단에 의해 흙의 유효응력이 감소에 의해 발생하는 반복변동(cyclic mobility) 및 액상화 거동을 재현할 수 있으며 그 정식화는 다음과 같다.

$$S = S_0 \quad (\text{if } r < r_3) \quad (14)$$

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

여기서

$$r_2 = m_2 S_0 \quad (15)$$

$$r_3 = m_3 S_0 \quad (16)$$

$$S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m \quad (17)$$

S_0 는 전단작용에 의한 하나의 기능으로 정의되며; m_1 은 파괴선의 기울기, 전단저항각 ϕ'_f as $m_1 = \sin \phi'_f$;에 의해 정의된다; m_2 는 상태변형(phase transformation) 각도 ϕ'_p as $m_2 = \sin \phi'_p$; and $m_3 = 0.67$ 로 정의되는 상태변형선의 기울기이다. 보조 파라메타 m_3 는 하나의 영역에서 다른 영역으로 자연스럽게 변형

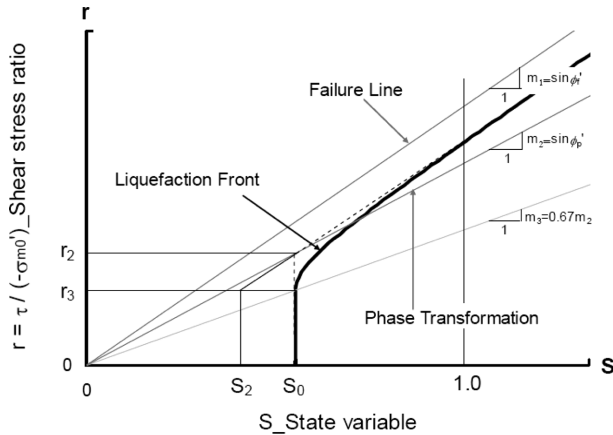


Fig. 4. Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai et al., 1992a).

되기 위한 것이며 실제 응력경로 형태와의 조화에 의해 결정된다. Fig. 4에서 S 는 비배수상태에 대한 일정 구속압에서의 유효응력의 변화를 의미하고 r 은 전단응력비이다. 초기 평균유효응력과 축차응력은 $\sigma'_{m0} = (\sigma'_{x0} + \sigma'_{y0})/2$ 와 $\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ 로 나타낸다. 본 연구에서 사용된 모델은 비배수 반복하중시 반복 변형량의 증가를 모사할 수 있다. 본 유효응력해석은 반복하중에 의해 발생하는 구조물의 손상에 대한 수많은 수치해석을 통해 증명되었다(Sawada et al., 2000; Ozutsumi et al., 2002; Iai et al., 2005).

3. 대상 현장 조건

3.1 지반

00항 서방파제 축조 시 시추조사 결과에 의하면 해저면고는 해상표고(-)12.78~(-)22.62 m이며, 이 지역의 기초지반의 성층 상태는 지표로부터 해성퇴적토층, 기반암의 풍화암층 및 연암층으로 구성된다. 본 연구의 주 대상지반인 해성퇴적토층은 해수에 의해 운반 퇴적되어 형성된 지층으로서 약 10 m 내외의 두께로 분포하고 있으며, 토성은 세립 내지 중립의 모래(SP), 실트질 모래(SM)로 구성되어 있으며 부분적으로 다량의 조개껍질 및 실트를 함유하고 있다. 표준관입시험에 의한 N 치는 9~35의 범위로서 위치 및 심도에 따라 다소 변화하나 전반적으로는 보통 조밀함 내지 조밀한 상태의 상대밀도를 나타낸다.

3.2 파랑

2002년부터 방파제 공사 중 수압식파고계(self-recording wave gauge)를 설치하여 파고와 파향을 관측하였다. 본 현장의 파고 계측지점의 위치는 방파제 전면 500 m에 위치하여 제체에 의한 반사등의 영향을 최소화시켰다. Fig. 5와 Fig. 6은 관측기간 동안의 파랑 변화를 나타낸 것이고 계측기간 동안 태풍으로 인한 두 번의 큰 파랑 변화가 발생한 것을 알 수 있다. 2003년 9월 12일 18:00경에 태풍 매미와 2007년 9월

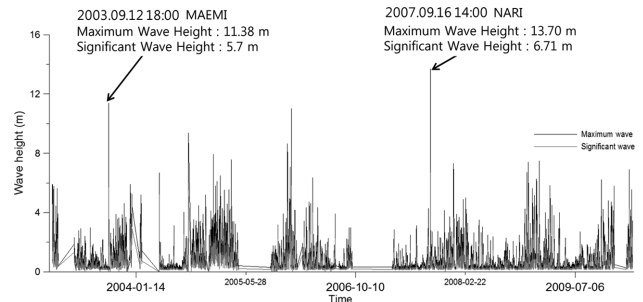


Fig. 5. Time series of wave: Maemi and Nari.

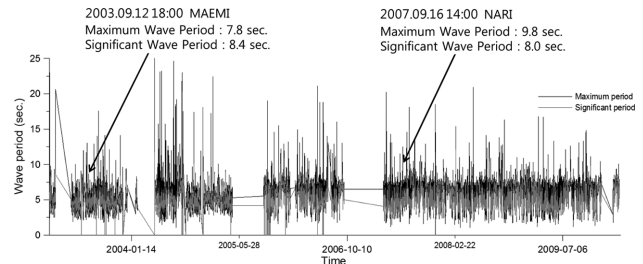


Fig. 6. Time series of period: Maemi and Nari.

월 16일 14:00경에 태풍 나리이다.

4. 수치해석

4.1 해석과 결정

설계와 산정을 위해 심해설계와 제원을 광역모형 설계와 제원으로 PARANS-II 모형을 이용하여 산정하였다. 광역모형으로 산정한 값의 TIWAM모형 상세역 해석에 적용한 결과 00외항 서방파제는 NW계열과 NNW계열의 파랑이 지배적인 것으로 나타났다. 이 둘 두 수치모형인 PARANS-II 모형과 TIWAM모형을 통해 3D-NIT에 적용할 설계파를 산정하였다.

4.2 해석단면설정

00항의 방파제에 대한 해석 대표 단면을 Fig. 7과 설정하였다. 대표 단면에서 사석마운드 높이 6 m, 폭 72 m, 경사

Table 1. Design wave properties applied 3D-NIT

Wave height(m)	Wave period (m/s)	Wave direction
7	11.0	N

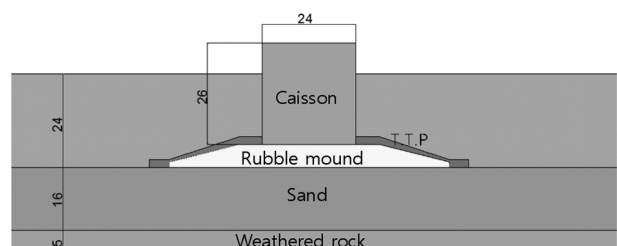


Fig. 7. Cross-section view of a breakwater for numerical analysis (unit: m).

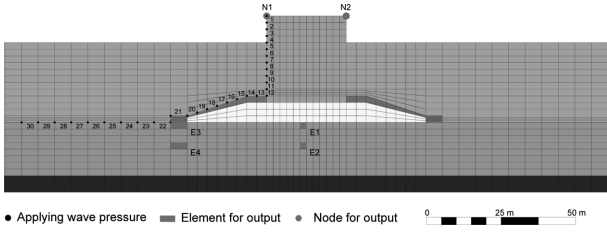


Fig. 8. Measurement points of wave pressure(1~30), settlement(N1, N2), excess porewater pressure ratio(E1, E2, E3, E4).

1:1.5(1:2), 케이슨 높이 26 m, 폭 24 m, 소파블럭 두께 1~2m, 사석마운드 아래 모래 지반이 16m 분포되고 그 아래 5 m의 풍화암이 분포되는 것으로 하였다.

Fig. 8은 해석결과 산정 위치를 나타낸 것으로, 요소 1~30은 파압 산정위치, N1과 N2는 케이슨 침하량 산정 위치, E1, E2, E3, E4 모래지반 요소의 과잉간극수압비의 변동 요소이다.

4.3 파압의 산정

수치해석에 사용된 조파수로의 규모는 길이 1750 m, 높이 60 m이며, 조파수로의 전면과 후면 끝에는 약 500 m 폭의 감쇠대(sponge layer)를 설정하였다. 감쇠대는 반사에 의한 중복파를 없애기 위해 도입하였다. 수평방향 격자간격 Δx 는 방파제가 위치하는 구간에서는 0.5 m로 그 외의 구간은 1.0 m로 하였으며, 수직방향 Δz 는 0.5 m로 구성하였다. 수치계산에 사용된 계산시간은 수렴과 해석시간을 고려하여 자동으로 $\Delta t = 0.01 \sim 0.20$ sec로 하였다. 총계산시간은 구조물까지의 도달시간과 태풍의 영향을 충분히 고려할 수 있도록 600 s로 설정하였다.

정하였다. 또한 주어진 이 시간은 최대파고 발생이 가능한 충분한 시간이며, 최대파고 이후 지반의 거동도 살펴볼 수 있는 충분한 시간이다.

현재 기존 연구에서는 동적해석에서 방파제 체체의 임의 절점 몇 군데의 파압을 산정하여 등가파압으로 보정한 값을 사용하고 있다. 본 연구에서는 3D-NIT를 이용하여 산정한 실시간 파압을 절점에 대하여 파압 시계열자료를 출력하여 지반해석프로그램의 입력 자료로 사용하였다. 파압 결과는 각 요소 1~30에 대해 구할 수 있다.

Fig. 9는 대표적인 시간이력 파압으로 (a) 케이슨측면 정수면 위 요소 3, (b) 케이슨측면 정수면 아래 요소 10, (c) 소파블럭상부 영역 요소 16, (d) 해저지반 영역 요소 25에서의 결과이다. 이들 그림에서 볼 수 있는 바와 같이 일부 정수면 위를 제외하고 파압이 시간에 따라 재하와 제하가 반복적으로 구조물에 동하중으로 작용하고 있다. 그리고 케이슨과 사석마운드 뿐만 아니라 방파제 전면 해저지반에도 상당량의 동하중이 작용하고 있음을 알 수 있다.

4.4 해저지반 해석

본 해석은 다중 전단메카니즘모델(Towata and Ishihara, 1985; Iai et al., 1992a)이 적용된 유한요소 해석법을 이용하여 실시되었다. 토질물성치는 “00항 방파제 축조실시설계 용역보고서”를 근거하여 선정되었으며 Table 2와 같다. 최종 모델링된 격자는 Fig. 8과 같다.

파랑하중 동적해석을 위해 3D-NIT를 이용하여 산정한 파압을 지반-구조물 동적 거동에 대한 해석에 시간이력하중으로 적용시켰다. 지반경계조건은 하부경계조건과 좌우경계조

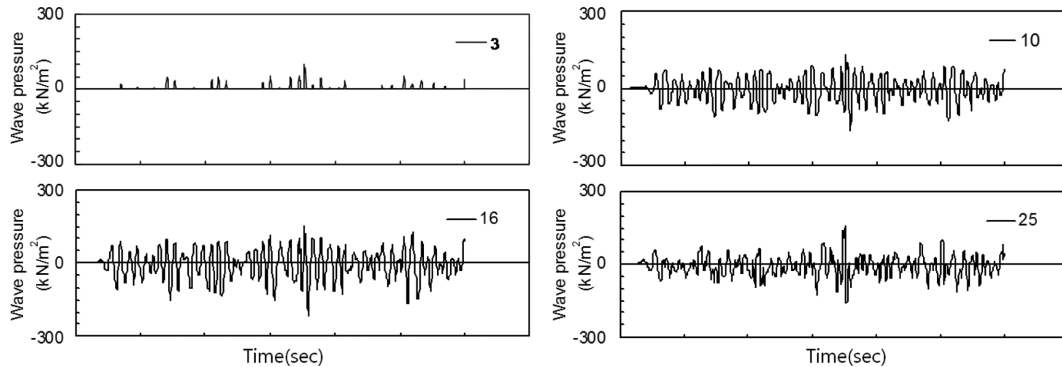


Fig. 9. Time history of wave pressure on the breakwater system: 3, 10, 16, and 25 elements.

Table 2. Soil properties for analysis

Items	Unit weight $\gamma(kN/m^3)$	Poisson's ratio ν	Elastic modulus E (kN/m^2)	Cohesion c (kN/m^2)	Internal friction angle $\Phi(^{\circ})$
Sand	19.0	0.35	10000	-	31
Rock	25.0	0.22	3900000	-	40
Rubble	18.0	0.25	90000	-	40
TTP	23.0	0.25	25000000	-	-
Concrete	23.0	0.25	25000000	-	-

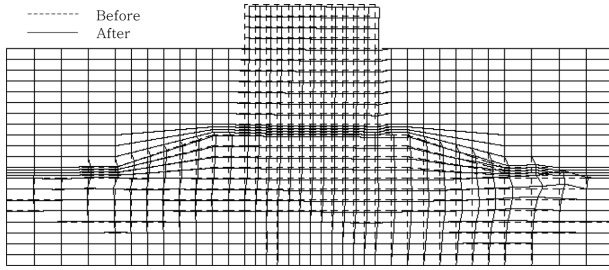


Fig. 10. Deformation of whole breakwater system($\times 2$ magnitude).

건으로 나눈다. 하부경계조건으로는 수직·수평변위를 구속시켰으며 좌우경계조건으로는 수직변위만 허용시키고 수평변위는 구속시켜 모델링 하였다. Fig. 10은 600 s 과압작용 후 구조물을 포함한 해저지반의 변형 상태를 2배 확대시켜 나타낸 그림이다.

4.4.1 침하량

Fig. 11은 N1, N2에서의 과압작용조건에서 시간에 따른 침하량을 그래프로 나타낸 것이다. 이 침하는 주로 모래지반의 과잉간극수압 증가에 따른 유효응력의 감소로 인해 지반의 강성이 저하되어 발생된 것으로 판단된다. 두 곳의 측정지점인 N1, N2에서의 시간에 따른 침하량 곡선의 형태는 거의 유사하게 나타났다. 다만 항외 측 지점인 N1에서의 침하량 보다 항내측 지점인 N2에서의 침하량이 조금 더 크게 나타난 것을 알 수 있다.

시간에 따른 침하량 곡선에서 과압에 의해 지반의 침하 분명히 발생함을 알 수 있어 과의 영향을 존재함을 확인할 수 있다. Fig. 9의 과압분포와 연관해서 Fig. 11의 침하결과를 살펴보면, 평상시 과 조건에서 지반의 침하는 일어나지 않다가 시간이 경과에 따라 과압이 증가하면 지반내에 과잉간극수압이 증가하여 유효응력을 감소시켜 침하가 발생함을 알 수 있다. 그리고 최대 과압이 걸리는 340 s 시점에서 최대 침하가 발생함을 알 수 있다. 그 후 과압이 약해짐에 따라 지반의 침하 경향은 매우 미미하게 발생된다. 이것은 큰 과압에

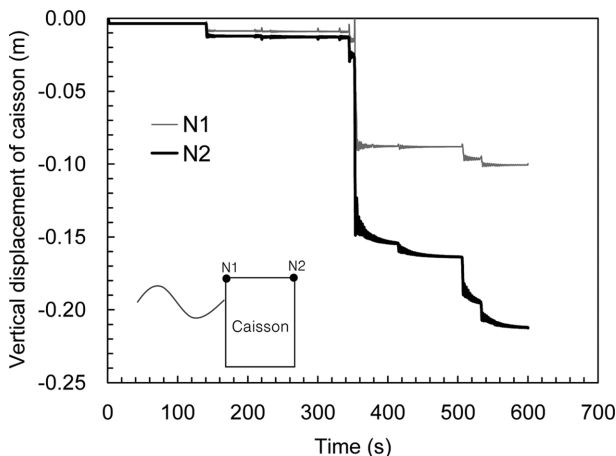


Fig. 11. Time history of settlement at N1 and N2.

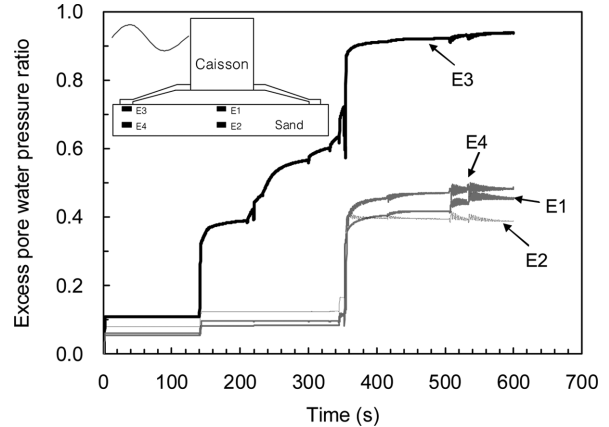


Fig. 12. Time history of excess porewater pressure ratio in elements.

서는 지반이 큰 소성변형이 발생되었고 그 이후 발생된 작은 과압에 대해서는 지반이 저항을 하고 있으며 이는 지반의 경화현상에 기인한다고 볼 수 있다.

4.4.2 과잉간극수압비

Fig. 12는 E1, E2, E3, E4요소에서의 시간변화에 따른 과잉간극수압비의 변화를 나타낸 그림이다. 과잉간극수압비는 초기유효응력(σ'_0)과 과잉간극수압(Δu)의 비($\Delta u/\sigma'_0$)로써 나타낼 수 있다. 과잉간극수압비가 1인 경우가 지반의 액상화를 의미한다. 4개의 요소에 대한 각각의 그래프 형태는 거의 유사한 경향을 보인다. 다만 4개의 요소 중에 E3 요소만 시간에 따른 과잉간극수압비의 값이 다른 3개 요소보다 상대적으로 큰 값을 보인다. 이것은 E3 요소가 사석마운드 선단부가 끝단 지반의 바로 아래 부분으로 과압의 영향을 가장 직접적으로 받기 때문이며 E3에서의 과잉간극수압비가 거의 0.9로 액상화에 근접한 것을 알 수 있다. 나머지 부분에서는 과잉간극수압비가 0.5 정도로 액상화 발생 경향은 크지 않지만 지반의 강도에 영향을 미칠 수 있는 정도의 과잉간극수압이 증가되어 침하발생에 기인된 것으로 판단된다. Fig. 13은 600 s 후 전체 해저지반 요소에서 과잉간극수압비의 분포를 나타낸 것으로 사석마운드 선단과 지반의 경계부분의 지반에서는 과랑하중과 그 하중에 의한 구조체의 진동에 의한 복합작용으로 과잉간극수압비가 크게 발생되는 것으로 판단된다.

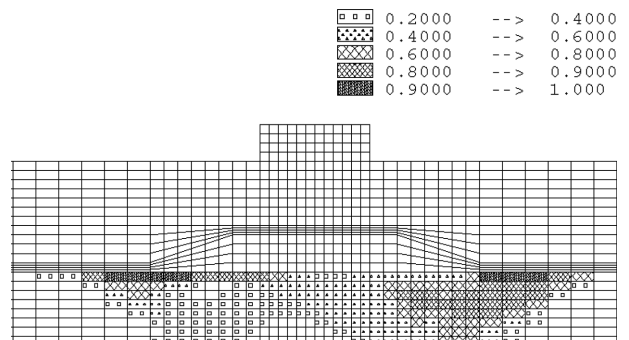


Fig. 13. Final distribution of excess porewater pressure ratio.

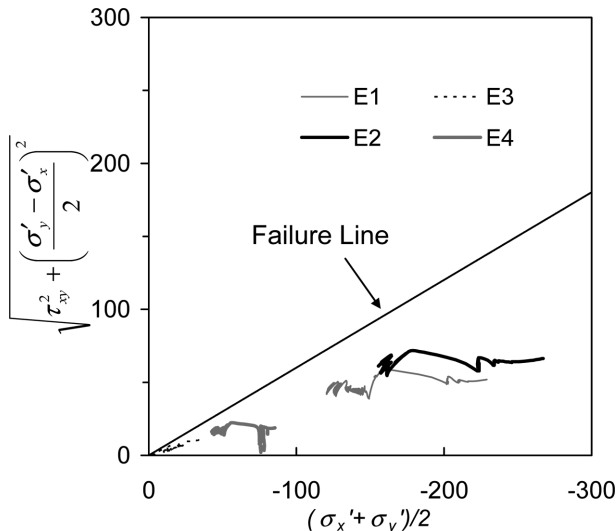


Fig. 14. Effective stress path in elements.

4.4.3 응력경로

Fig. 14는 E1, E2, E3, E4 요소에 대해 중간주응력의 효과를 무시한 평면변형률 조건에서 많이 사용하는 p', q' 좌표를 이용하여 유효응력경로를 도시한 결과이다. 응력경로는 지반의 응력변화를 검토하는데 매우 편리한 방법이다. Fig. 14에서 알 수 있는 것과 같이 과잉간극수압이 증가함에 따라 모든 요소에서 유효응력이 감소하여 Mohr-Coulomb 파괴선에 근접하고 있으며 이에 따라 지반의 강도가 약화된 것을 확실하게 알 수 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 태풍 통과 후 발생한 급속 침하를 규명하기 위해 수치해석 프로그램을 이용하여 파압산정과 이 결과를 이용한 지반해석이 이루어졌다. 그 결과 다음과 같은 결론을 유추할 수 있었다.

(1) 본 수치해석에서 산정된 시간이력파압(Fig. 9)에서 볼 수 있는 바와 같이 일부 정수면 위를 제외하고 파압이 시간에 따라 재하와 제하가 반복적으로 구조물에 작용하는 것을 나타냈다. 그리고 케이슨과 사석마운드 뿐만 아니라 방파제 전면 해저지반에도 상당량의 동하중이 작용하는 것으로 나타났다.

(2) 지반해석을 수행한 결과 시간에 따른 침하량 곡선에서 파압에 의해 지반의 침하경향이 분명히 발생함을 알 수 있어 파의 영향이 존재함을 확인할 수 있다. 파압분포와 연관해서 침하결하를 살펴보면, 평상시 파 조건에서 지반의 침하는 일어나지 않다가 시간이 경과에 따라 파압이 증가하면 침하가 발생함을 알 수 있다. 그리고 구조물 및 해저지반에 최대 파압이 걸리는 시점에서 최대 침하가 발생하였음을 알 수 있다. 최대 파압에 의해 최대 침하가 발생 후 그 보다 작은 파압에 대해서는 지반의 침하는 매우 미비하게 발생하였다. 이것은

큰 파압에서는 지반이 소성변형이 발생되었지만 그 이후 발생한 작은 파압에 대해서는 지반이 저항을 하고 있으며 이는 지반의 경화현상에 기인한다고 볼 수 있다.

(3) 시간변화에 따른 모래지반의 과잉간극수압비 변화(Figs. 12, 13참조)에서 지반내의 위치에 따라 다소 차이가 있으나 과잉간극수압비가 0.4에서 0.9까지 증가되어 지반내의 유효응력이 감소하고 이로 인한 지반의 강성이 저하되어 침하발생에 기여를 하는 것으로 나타났다.

(4) 유효응력 경로를 보면 과잉간극수압의 증가함에 따라 지반의 유효응력이 감소되어 Mohr-Coulomb 파괴선에 근접함에 따라 지반의 강도가 약화된 것을 알 수 있다.

(5) 본 연구에서는 사질토 지반에 해상구조물이 건설될 경우 파랑에 의해 발생될 수 있는 침하량을 수치해석을 통해 산정한 것이다. 향후 이와 유사한 조건에 건설되는 해상구조물의 설계에서 파랑의 동적하중에 의해 발생하는 구조물의 수평 및 수직(침하) 변위량도 설계 허용 값의 평가에 반영되어야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2012년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업임(No. 2012R1A1A2006169).

참고문헌

- 박우선, 안희도 (1995). 충격파력을 받는 케이슨 방파제의 동적 해석 모델. 한국해양해양공학회지, 7(1), pp.108-115.
- 이광호, 범성심, 김도삼, 박종배, 안성욱 (2012a). 공진장치에 의한 단주기파랑의 제어에 관한 연구. 한국해양·해양공학회논문집, 24(1), pp.36-47.
- 이광호, 박정현, 김도삼 (2012b). 3차원불규칙파동장하의 진동수 주형 파력발전구조물에서 불규칙공기흐름의 수치시뮬레이션. 한국해양·해양공학회논문집, 24(3), pp.189-202.
- 이달수, 김창일, 염기대 (2004). 경사제에 작용하는 총파력: I. 수평파력. 대한토목학회 정기학술대회집, pp.1029-1035.
- 장병욱, 도덕현, 송갑섭 (1993). 파랑하중에 의한 해저지반의 액상화 평가. 한국지반공학회지, 9(4), pp.17-26.
- Cho, S.-H. (2007). A study on the Characteristics of Cheju Island's Beach Sands, Cheju National University, Master Thesis.
- de Groot, M. B., Bolton, M. D., Foray, P., Meijers, P., Palmer, A. C., Sandven, R., Sawicki, A. and Teh, T. C. (2006a). Physics of liquefaction phenomena around marine structures. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 132(4), pp.227-243.
- de Groot, M. B., Kudella, M., Meijers, P. and Oumeraci, H. (2006b). Liquefaction phenomena underneath marine gravity structures subjected to wave loads. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 132(4), pp.325-335.
- Goda, Y. (2000). Random seas and design of maritime structures.

- Advanced Series on Ocean Engineering. 15 (2 ed.). Singapore: World Scientific. ISBN-981-02-3256-6.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 32(2), pp.1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation. *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 32(2), pp.16-20.
- Ishihara, K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics*, Oxford University Press Inc., New York, pp.152-179.
- Lee, W.-M. (2011). *Subsidence Analysis of West Breakwater Construction of Jeju Harbor*. Cheju National University, Master Thesis.
- Oumeraci, H., Partenscky, H.W., Kohlhasse, S. and Klammer, P. (1992). Impact loading and dynamic response of caisson breakwaters-Results of large-scale model tests. *Coastal Engineering*, 1, pp.475-1,488.
- Ozutsumi, O., Sawada, S., Iai, S., Takeshima, Y., Sugiyama, W. and Shimasu, T. (2002). Effective stress analyses of liquefaction-induced deformation in river dikes. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, pp.1075-1082.
- Richart, F.E., Hall, J.R. and Wood, R.D. (1970). *Vibrations of soils and foundations*, Prentice Hall, Englewood Cliffs.
- Sawada, S., Ozutsumi, O. and Iai, S. (2000). Analysis of liquefaction induced residual deformation for two types of quay walls: analysis by "FLIP", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering (Auckland)*, No.2486.
- Towata, I. and Ishihara, K. (1985). Modeling soil behaviour under principal stress axes rotation, *Proceeding of the Fifth International Conference on Numerical Method in Geomechanics*, 1, pp.523-530.
- Zienkiewicz, O.C. and Bettess, P. (1982). *Soils and other saturated media under transient, dynamic conditions*, *Soil mechanics-Transient and Cyclic Loads* (Pande and Zienkiewicz eds.), John Wiley and Sons, pp.1-16.

원고접수일: 2013년 1월 29일

수정본채택: 2013년 2월 16일

게재확정일: 2013년 2월 18일