

직립식 방파제 성능기반 내진 설계 Platform 개발을 위한 기초연구 - 전단파 횡수 누적에 따른 지반 강도 감소를 중심으로 Preliminary Study on the Development of a Performance Based Design Platform of Vertical Breakwater against Seismic Activity - Centering on the Weakened Shear Modulus of Soil as Shear Waves Go On

최진규* · 조용준*
Jin Gyu Choi* and Yong Jun Cho*

요 지 : 지난 이십여 년 간 우리나라 연안에 집중적으로 거처된 직립식 방파제의 내진 성능을 검토하기 위한 예비 수치모의를 포함, 경주, Hachinohe1, Hachinohe2, Ofunato, 인공지진파를 대상으로 수행하였다. 예비 수치모의 결과 지진으로 인한 전단파가 지반을 통해 전파되는 과정에서 지진에너지가 장주기 대역으로 이동한 Hachinohe2의 경우 항 외파시설의 활동량이 상당하다는 것을 확인하였다. 지진으로 인한 전단파는 항만시설이 거처된 지표방향으로 증폭되며, 지진에너지의 상당부분은 장주기 대역으로 이동된다. 이 중 장주기 대역으로 이동되는 현상은 지반의 점성 혹은 내부 마찰에 기인하며, 전단파 증폭은 구속 응력의 감소로 인해 지표면 방향으로 감소하는 전단계수와 내습하는 전단파 횡수 누적에 따른 지반 강도 감소에 기인하는 것으로 판단된다(Das, 1993). 이러한 인식에서 본고에서는 먼저 전단파 횡수 누적에 따른 전단계수의 감소의 기술이 가능한 Hardin과 Drnevich(1972) 모형과 파동방정식에 기초하여 수치모형을 구성하고, 이어 전단파 횡수 누적에 따른 전단계수의 감소가 전단파 전파과정에 미치는 영향을 정량적으로 평가하기 위한 수치모의를 수행하였다. 이 과정에서 비선형 응력-변형률 관계를 설명하기 위해 Newmark- β 방법과 수정 Newton-Raphson 방법을 차용하였다(Chopra, 1995). 모의결과 전단파가 지표면으로 전파되면서 상당한 확률 질량이 상대적으로 큰 진폭과 장주기 쪽으로 이동하는 것을 확연하게 확인할 수 있었다.

핵심용어 : 전단계수 감소, 등가 PSD, 전단파의 장주기화, 직립 방파제, 내진 성능 평가

Abstract : In order to evaluate the seismic capacity of massive vertical type breakwaters which have intensively been deployed along the coast of South Korea over the last two decades, we carry out the preliminary numerical simulation against the PoHang, GyeongJu, Hachinohe 1, Hachinohe 2, Ofunato, and artificial seismic waves based on the measured time series of ground acceleration. Numerical result shows that significant sliding can be resulted in once non-negligible portion of seismic energy is shifted toward the longer period during its propagation process toward the ground surface in a form of shear wave. It is well known that during these propagation process, shear waves due to the seismic activity would be amplified, and non-negligible portion of seismic energy be shifted toward the longer period. Among these, the shift of seismic energy toward the longer period is induced by the viscosity and internal friction intrinsic in the soil. On the other hand, the amplification of shear waves can be attributed to the fact that the shear modulus is getting smaller toward the ground surface following the descending effective stress toward the ground surface. And the weakened intensity of soil as the number of attacking shear waves are accumulated can also contribute these phenomenon (Das, 1993). In this rationale, we constitute the numerical model using the model by Hardin and Drnevich (1972) for the weakened shear modulus as shear waves go on, and shear wave equation, in the numerical integration of which Newmark- β method and Modified Newton-Raphson method are evoked to take nonlinear stress-strain relationship into account. It is shown that the numerical model proposed in this study could duplicate the well known features of seismic shear waves such as that a great deal of probability mass is shifted toward the larger amplitude and longer period when shear waves propagate toward the ground surface.

Keywords : weakened shear modulus, equivalent PSD, lengthened shear waves, vertical type breakwater, seismic capacity evaluation

*서울시립대학교 토목공학과(Corresponding author: Yong Jun Cho, Department of Civil Engineering, University of Seoul 163 Seoulsiripdaero, Dongdaemun-gu, Seoul 02504 Korea, Tel: +82-2-6490-2427, Fax: +82-2-6490-2424, young@uos.ac.kr)

1. 서 론

중요한 항 외곽시설 중 하나인 방파제는 그 동안 내습하는 파랑에 대해 내구성과 항내 정온도 확보를 목적으로 설계되어 왔으며, 이 과정에서 지진은 사석경사제 등 지진피해 시 비교적 복구가 용이한 구조형식으로 피해 시에도 항만 이용 등에 현저한 차이를 주지 않는 경우는 내진설계를 수행하지 않을 수 있다는 예외 조항과 적용 내진등급이 II 등급이라는 사실에서 알 수 있듯 비중 있게 다루어진 것으로 보이지 않는다(Korean Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 1997). 이러한 관행은 유라시아판과 북미판, 태평양판, 필리핀판이 조우하는 경계에 위치하여 비교적 지진이 잦은 일본이나 대만과는 달리 유라시아판 경계에서 수백km 떨어져 있는 한반도는 지진으로부터 비교적 자유롭다는 인식에서 기인하나, 최근 북진하는 인도 대륙과 유라시아판의 동진, 태평양판의 서진, 필리핀판의 북진이 맞물리며 상당한 응력이 한반도 주변에 부하되고 있는 것으로 판단된다(Cho and Na, 2015).

우리나라의 경우 본격적인 지진관측이 시작된 1978년부터 2000년까지의 23년 간, 총 469회의 지진이 관측되어 연평균 발생빈도는 약 20회 내외로, 이 중 규모 3.0 이상의 지진은 연평균 약 9회, 실제 유감지진은 연평균 약 7회 발생하였다. 지역별 지진 발생분포를 보면 전체 469회 중 해역과 북한지역을 제외한 남한지역에서는 대구를 포함한 경북지역이 57회로 가장 많았고, 다음으로 대전을 포함한 충남지역이 33회이며, 강원도가 26회로 그 다음을 기록하였다. 이렇듯 한반도는 그 동안의 통설과는 달리 지진으로부터 자유로울 수 없다는 인식이 확산되면서 현재 내진 설계가 부분적으로 도입되어 시행되고 있으나, 지난 이십여 년 간 우리나라 연안에 집중적으로 거처된 직립식 방파제는 설계과정에서 내진 성능에 대한 검토가 결여되어 보완이 시급해 보인다(Korean Ministry of Public Safety and Security, 2015).

최근 우리나라에서 선호되던 대형 직립제의 경우 상당한 자중과 이로 인해 확보되는 수평저항력으로 1995년 Kobe 지진의 경우 활동량이 0.3m에 그쳤으나, 설계 파고가 상대적으로 작은 해역에 거처된 직립제의 경우 활동량이 상당할 수 있어 내진 성능에 대한 검토가 시급해 보인다. 이와 더불어 항만시설은 대부분의 경우 연약지반에 거처되기 마련으로, 기반암과 지표간의 이격거리는 상당하다. 이 경우 지진으로 인한 전단파는 항만시설이 거처된 지표방향으로 증폭되며, 지진에너지의 상당부분은 장주기 대역으로 이동된다. 전술한 전단파 증폭현상은 내습하는 전단파 횡수 누적에 따른 지반 강도 감소에 기인하는 것으로 추정된다(Das, 1993). 본 연구에서 수행된 예비수치모의 결과[2장 예비 수치모의에서 후술]에 따르면 지진에너지의 장주기 대역으로의 이동은 전단파 반주기 동안 항 외곽시설에 외력으로 작용하는 특정방향 지진력이 증가한다는 것을 의미하며 이 경우 상당한 항 외곽시설

활동량이 결과 될 수 있다.

따라서 우리나라 연안 지반특성에 따른 전단파 증폭 현상과 지진에너지가 장주기 대역으로 이동되는 현상을 정량적으로 파악하는 일은 상당한 공학적 의미를 지니나 현재 이에 대한 연구는 상당히 미흡하다. 이와 더불어 현재 내진설계는 등가정적해석에 상당히 경도되어 진행되어 왔으나, 이 경우 지진에 내재한 불확실성을 안전계수라는 상당히 모호하고, 주관적일 수밖에 없는 개념으로 다루게 되어 보다 우월한 개념인 신뢰성 설계로의 전환과정에 상당한 어려움이 야기될 수 있다. 또한 지진 내습 시 항 외곽시설의 활동량과 같은 구조계의 활동량이 한계치 이하로 제어되는 경우 제시된 항 외곽시설이 허용되도록 하여 보다 다양한 구조 양식과 설계, 시공 방법을 권장하는 성능기반 설계가 최근 그 외연을 확장하고 있다는 사실을 고려하면 전술한 등가정적해석은 지양할 필요가 있다. 따라서 항 외곽시설의 성능기반 내진 설계가 구현되기 위해서는 국지적 지반특성이 반영된 전단파 누적 횡수에 따른 지반 강도 감소와 이로 인한 전단파 증폭 현상을 기술할 수 있는 외곽시설의 시간이력 동적 해석이 선행되어야 할 것이다.

현재 지진 내습으로 인한 지표면 응답 해석 시 가용한 모형은 크게 시간이력과 주파수 영역으로 분류되며, 시간이력 동적해석방법은 U. of Berkely에서 개발한 지반증폭 해석 프로그램인 “SHAKE”(Schnabel et al., 1972)의 근간을 이루고 있으며, 주파수 영역에서는 Miura 등(2001)의 응답스펙트럼법, Xing 등(2012)의 수정 응답스펙트럼법 등이 가장 빈번하게 차용되고 있다. 전술한 SHAKE는 설계 지진 사상이 기반암에서의 가속도 시계열자료인 경우 효율적이거나, 설계 지진 사상이 가속도 응답 스펙트럼으로 정의되는 경우 먼저 감쇠율을 고려한 PSD[Power Spectral Density Function]로 변환하고, 이로부터 기반암 가속도 시계열자료의 Monte Carlo 시뮬레이션, 이어 모의된 가속도 시계열 자료를 대상으로 지반을 통한 전단파 전파과정을 수치 해석하고, 최종적으로 수치 모의된 지표면 가속도 시계열 자료로부터 지표면 응답 스펙트럼을 산출하는 과정을 거치게 된다. 또한 Monte Carlo 시뮬레이션에 내재한 통계적 편차를 최소화하기 위해 필요한 ensemble average를 수행하기 위해서는 전술한 과정은 수십 회 이상 반복되어야 한다.

지진으로 인한 전단파의 지반을 통해 전파되는 과정에서 흔히 관측되는 증폭과 장주기 대역으로의 지진에너지 이동을 결정하는 지반 물성치는 구속 응력의 감소로 인한 지표면 방향으로의 전단계수 감소로, 이러한 기반암과 지반 간의 Impedance 차이는 Romberg-Osgood 계열의 비선형 응력-변형률 관계식을 활용하여 설명된다. 그러나 가령 지진으로 인한 전단파가 수백 회 발생했다면 지반강도는 전단파가 누적될수록 약해지나[Fig. 1 참조], 이러한 지반강도 약화는 수백 회에 걸쳐 평균된 전단계수를 활용하여 간접적으로 설명하고 있어 개선이 요구된다.

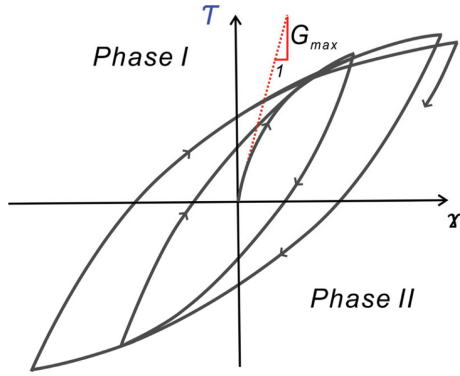


Fig. 1. Stress-strain characteristics of soil.

Miura 등(2001)과 Xing 등(2012)의 주파수 영역 모형에서는 전술한 시간이력 모형에 내재한 복잡한 과정을 피하기 위해 기반암 설계 가속도 응답 스펙트럼으로부터 지표면 응답 스펙트럼이 직접 산출되면 지반은 등가 탄성계수와 감쇠계수를 지니는 하나의 자유도를 지니는 구조체로 모의되며 전단과 파동 방정식의 해로부터 유도된 전환함수를 활용하여 기반암의 첫 번째, 두 번째 고유주기에서의 지반 응답 특성을 반복법을 활용하여 산출하게 된다. 전술한 Miura 등(2001)의 응답스펙트럼 법은 그 편이성으로 인해 일본 Building Standard Law에서는 사용을 권하고 있으나, 전단파와 누적에 따른 지반 강도 약화와 같은 천이현상은 설명할 수 없다는 한계를 지닌다.

현재 지반 전단계수의 내습한 전단파와 횡수 누적에 따른 지반 강도, 즉 전단계수의 감소를 기술할 수 있는 모형으로 가장 선호되는 것은 Hardin과 Drnevich(1972) 모형으로 보인다. Hardin과 Drnevich(1972)는 먼저 전단 변형률을 기준 전단 변형률[Reference shear strain]로 정규화하고, 횡수 누적에 따른 전단계수의 감소는 정규화된 전단 변형률을 누적 횡수에 종속하는 계수를 포함한 쌍곡형 전단 변형률[Hyperbolic shear strain]로 변환하는 경우 전단계수 감소량과 쌍곡형 전단 변형률은 간단한 함수관계를 구성한다는 사실을 정교하게 구성된 실험을 통해 입증 하였으며, 이 후 Hardin과 Drnevich(1972) 모형은 지반을 통한 전단파 전파과정 해석에 큰 흐름을 구성한다.

이러한 시각에서 본 연구에서는 전단파와 횡수 누적에 따른 전단계수의 감소에 대한 Hardin과 Drnevich(1972) 모형과 파동방정식으로 수치모형을 구성하고, 수치모의를 수행하였다. 전단파와 횡수 누적에 따른 비선형 응력-변형률 관계를 설명하기 위해 수치모의 과정에 Newmark- β 방법과 수정 Newton-Raphson 방법을 차용하였다.

2. 예비 수치모의

전단파 특성이 항 외곽시설 활동량이 미치는 영향을 파악하기 위해 포항, 경주, Hachinohe1, Hachinohe2, Ofunato, 인공지진파를 대상으로 수치모의를 수행하였다. 이 중

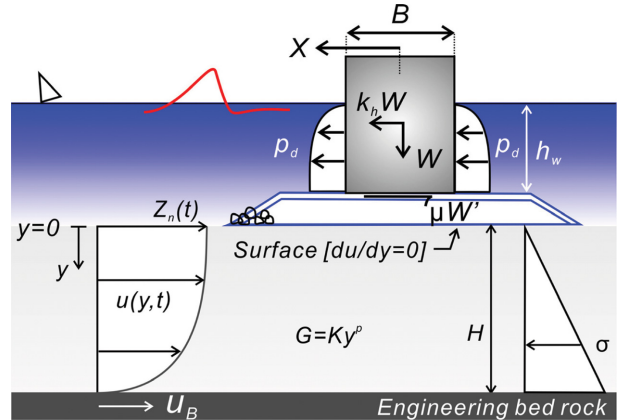


Fig. 2. Definition sketch of the coordinate system used in this study, a shape function of 1st mode $\psi(y)$, and ground motion $u(y, t)$ due to seismic activity.

Hachinohe1, 2와 Ofunato는 Tokachi-Oki[1968]와 Miyagi-Ken-Oki[1978] 지진 발생 시 관측된 가속도 시계열 자료로 향에서 관측되어 일본에서 항만구조물의 내진설계에 가장 빈번히 차용되고 있으며, 포항과 경주의 경우는 최근에 발생한 지진 중 강도가 가장 큰 것으로 우리나라의 지반 특성을 반영하고 있다고 판단되어 선정하였다. 포항[$M_L = 5.4$]의 경우 2017년 11월 15일에 진앙으로부터 25 km 이격된 청송관측소[36.18113E, 129.08811N]에서 관측된 것으로 기반암의 종류는 일반암(SB)이며, 경주[$M_L = 5.8$]의 경우 2016년 9월 12일에 진앙으로부터 8.23 km 이격된 울산관측소[35.7024E, 129.1231N]에서 관측된 것으로 기반암의 종류는 연암(SC)이다. 인공지진파는 우리나라처럼 지진 관측 자료가 일천한 경우 가용한 대안인 설계응답스펙트럼과의 비교를 위해 선정된 설계응답스펙트럼으로부터 Random Phase Method에 준거하여 모의하였다.

수치모의에 사용된 운동 방정식을 기술하면 다음과 같으며

$$\frac{W}{g}\ddot{x} = k_h W + 2p_d - \mu W' \quad (1)$$

여기서 W 는 케이슨 자중, W' 는 케이슨 수중 무게, g 는 중력 가속도, $kh = \ddot{u}_B/g$, $\mu = 0.6$ 는 마찰계수, p_d 는 수중력으로 다음과 같이 기술될 수 있다[Fig. 3 참조].

$$p_d = \frac{7}{12} k_h \gamma_w h_w^2 \quad (2)$$

식(2)에서 γ_w 는 해수 단위중량, h_w 는 수심을 각각 나타낸다 [Fig. 3 참조].

식(1)에 기술된 운동방정식은 Newmark- β 방법을 사용하여 수치해석 하였으며, 수치모의 과정에 우리나라에서 기 운영 중인 직립식 방파제의 해양환경을 고려하여 h_w , G_{max} 는 각각 12 m, 200 Mpa로 취하였다. 모의된 수치결과는 Fig. 3에 도시하였으며, Hachinohe2와 경주를 제외하면 직립 방파제의 활

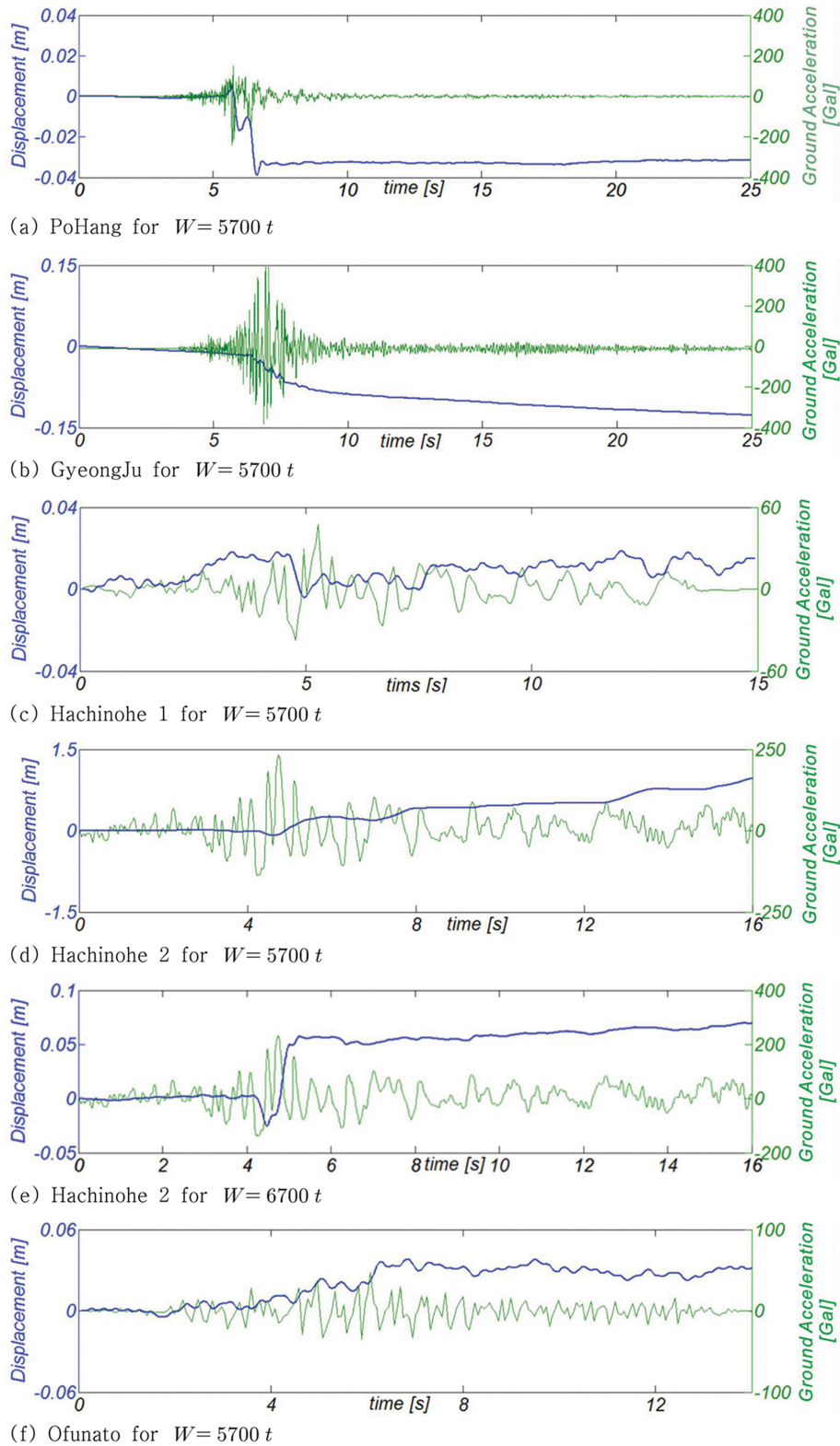


Fig. 3. Time series of numerically simulated sliding of vertical type breakwaters after being exposed to shear waves due to seismic activity.

동량은 0.02~0.04 m 정도로 미미하나 Hachinohe2의 경우 활동량은 최대 1.2 m까지 모의되어 지진으로 인한 전단파 특성이 지니는 영향이 상당함을 알 수 있다. 이러한 결과는 부산 신항 서방파제(Busan Port Construction Office, 2007)를 대상으로 Jeong et al.(2014) 등이 제시한 활동량 0.5 m를 상회

하나 부산 신항 서방파제가 사석경사식이라는 사실을 고려하면 수용할 수 있는 범위로 판단된다. Fig. 4에는 방파제 활동량이 가장 크게 모의된 Hachinohe2를 대상으로 케이슨 자중이 미치는 영향을 파악하기 위해 케이슨 자중 5700 t, 6700 t, 7700 t, 8700 t에 대해 모의된 결과를 함께 도시하였으며, 케

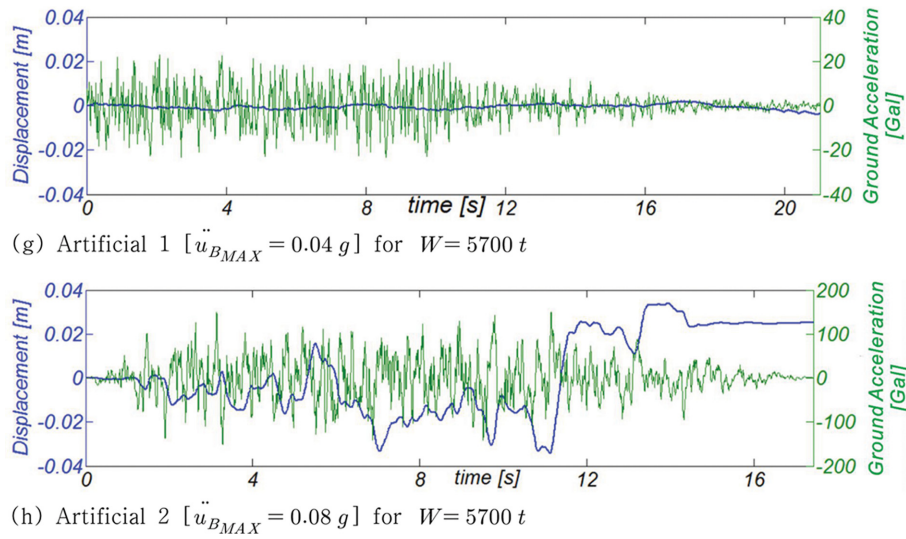


Fig. 3. Continued.

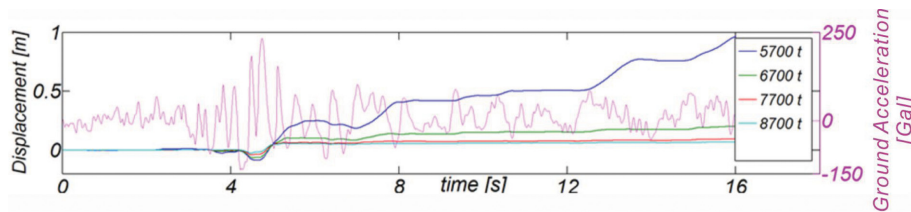


Fig. 4. Comparison of numerically simulated sliding of vertical type breakwaters of 5700 t, 6700 t, 7700 t, and 8700 t.

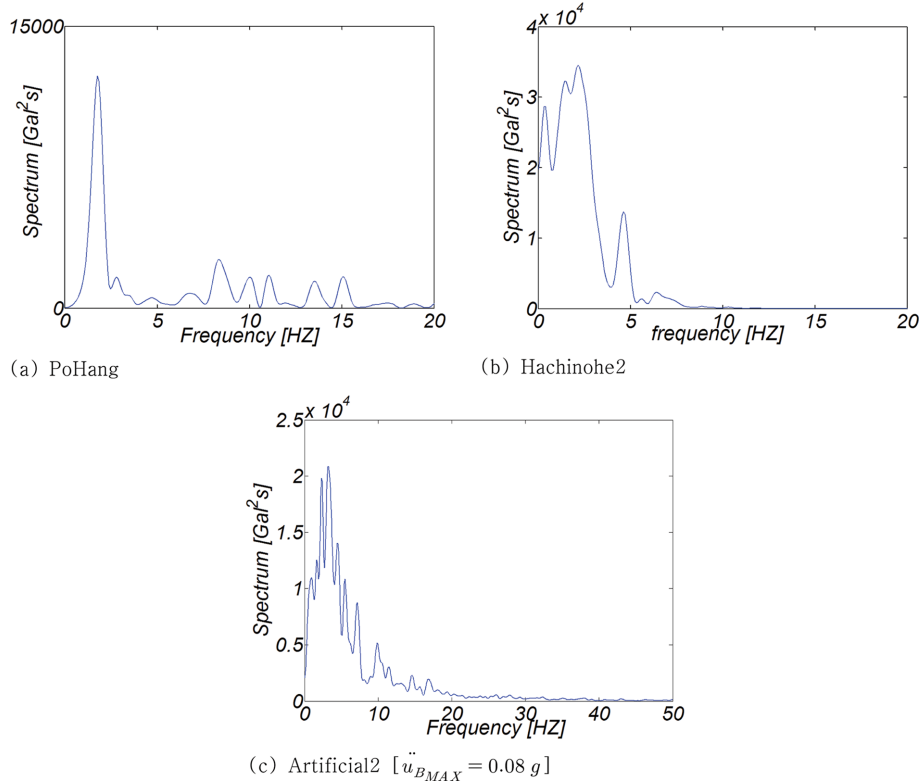


Fig. 5. Comparison of spectrum of ground acceleration for the case of PoHang, Hachinohe 2, Artificial2.

이른 자중 증가 시 상당한 수평저항력으로 활동량이 급속하게 감소하는 것을 알 수 있다[Fig. 3(d), (e) 참조].

전단파 특성이 직립 방파제의 활동량에 미치는 영향을 보다 확연하게 드러내기 위해 FFT[Fast Fourier Transform] 기

법에 준거하여 지진으로 인한 전단파 가속도 스펙트럼을 산출하였으며 그 결과는 Fig. 5에 도시하였다. Hachinohe 2의 경우 진앙 심도가 상대적으로 깊어 전파과정에서 단파 성분은 감쇠되어 장주기파가 우세하며, 이 경우 직립 방파제 변위량은 상대적으로 크게 나타나 지반 응답 스펙트럼의 주파수 대역폭은 직립 방파제 응답 특성에 상당한 영향을 미치는 것으로 나타났다.

3. 직립식 방파제 성능기반 내진 설계를 위한 제언

예비수치모의 결과 장주기 대역 전단파가 항 외곽시설 활동량에 미치는 영향은 작지 않다는 것을 확인할 수 있었다. 또한 기반암과 지표간의 이격거리가 상당한 항만시설의 특성상, 지진으로 인한 전단파는 전파과정에서 지표면 방향으로 증폭, 장주기 대역으로 이동된다. 따라서 항 외곽시설의 성능기반 내진 설계가 구현되기 위해서는 국지적 지반특성이 반영된 전단파 누적 횡수에 따른 지반 강도 감소와 이로 인한 전단파 증폭 현상을 기술할 수 있는 항 외곽시설 시간이력 동적 해석이 필요해 보인다. 이와 더불어 내진 관측의 역사가 일천한 우리나라의 경우 항 외곽시설의 성능기반 내진설계는 전단파 파속이 400 m/s 이상인 기반암을 대상으로 정의된 설계 응답스펙트럼으로 진행되어야 할 것으로 판단된다(Otani et al., 2000).

전술한 검토결과에 기초하여 도출한 항 외곽시설의 성능기반 내진설계 과정을 정리하면 다음과 같다.

- 설계 응답스펙트럼 선정
- 수치해석에 필요한 지반 가속도 시계열 자료를 얻기 위한 감쇠율이 반영된 설계 응답 스펙트럼에 해당되는 등가 스펙트럼 밀도함수 PSD[Power Spectral Density Function] 산출
- Monte Carlo 시뮬레이션
- 지반을 통한 전단파 전파과정 수치해석
- 직립식 방파제 성능 기반 내진 설계

4. 기반암을 대상으로 한 설계 가속도 응답스펙트럼

지진관측의 역사가 일천한 우리나라의 경우 항 외곽시설의 성능기반 내진설계는 전단파 파속이 400 m/s 이상인 기반암을 대상으로 정의된 설계 응답스펙트럼으로 진행되어야 할 것으로 판단되며(Otani et al., 2000), Fig. 6에는 이해를 돕기 위해 설계 응답스펙트럼을 도시하였다. 첫 번째, 두 번째 고유주기는 각각 다음과 같이 정의된다.

$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a} \quad (3)$$

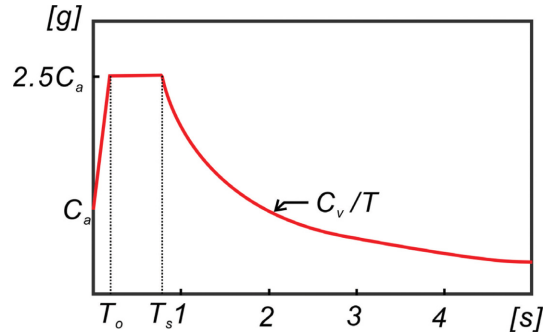


Fig. 6. Schematic sketch of design response spectrum at the EB [Engineering Bed Rock] (Korean Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 1997).

Table 1. List of Seismic coefficient C_a (Korean Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 1997)

Classification of soil [C_a]	Seismic zone	
	I	II
SA	0.09	0.05
SB	0.11	0.07
SC	0.13	0.08
SD	0.16	0.11
SE	0.22	0.17

Table 2. List of Seismic coefficient C_v (Korean Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 1997)

Classification of soil [C_v]	Seismic zone	
	I	II
SA	0.09	0.05
SB	0.11	0.07
SC	0.18	0.11
SD	0.23	0.16
SE	0.37	0.23

$$T_o = \frac{T_s}{5} \quad (4)$$

여기서 C_a 와 C_v 는 기반암의 종류[강성암(SA), 일반암(SB), 연암(SC) 등]과 과거 지진활동 빈도에 따라 분류된 영역별 지진계수로 Table 1에 정리하여 수록하였다.

5. 기반암 설계 가속도 응답스펙트럼을 활용한 기반암 가속도 시계열자료의 Monte Carlo 시뮬레이션

5.1 감쇠율이 반영된 등가 PSD[Power Spectral Density Function]

항 외곽시설의 성능기반 내진설계가 기반암을 대상으로 정의된 설계 응답스펙트럼으로 진행되는 경우, 수치모형의 입력자료인 기반암 가속도 시계열 자료를 얻기 위해서는 먼저 선정된 기반암 설계응답스펙트럼 $SA(\omega, \zeta)$ 은 감쇠율 ζ 이 반영된 등가 PSD p_j [$j = 1, 2, \dots, m$]로 변환되어야 하며 그

변환과정을 정리하면 다음과 같다(Park, 1995).

$$S_A^2(\omega, \zeta) = \sum_{j=1}^m p_j R_{k,j}^2(\omega_k, \omega_j, \zeta), k = 1, 2, \dots, n \quad (5)$$

상기 식에서 $p_j, R_{k,j}, v_j, \chi$ 는 각각 다음과 같이 정의되며

$$p_j = G(\omega_j) \Delta \omega_j \quad (6)$$

$$R_{k,j}^2(\omega_k, \omega_j, \zeta) = \left[\sqrt{2 \ln(v_j T_e)} + \frac{5.772}{(v_j T_e)} \right] \sqrt{\frac{1 + 4 \zeta^2 \chi^2}{(1 - \chi^2)^2 + 4 \zeta^2 \chi^2}} \quad (7)$$

$$v_j = \omega_j / 2\pi \quad (8)$$

$$\chi = \omega_j / \omega_k \quad (9)$$

여기서 $R_{k,j}$ 는 고유주파수가 ω_k , 감쇠율이 ζ 이며 단일한 자유도를 지니는 구조계가 PSD가 $\alpha(\omega)$ 인 외력에 노출되는 경우

구조계의 침투 가속도 응답, $\Delta \omega_j$ 는 주파수 증분, $G(\omega_j)$ 는 PSD, ζ 는 감쇠율, T_e 는 지진의 유효지속시간을 각각 나타낸다. 진폭 변조함수 $I(t)$ 가 주어진 경우 유효지속시간 T_e 는 다음과 같이 정의된다.

$$T_e = \frac{\int_0^t I(t) dt}{\max[I(t)]} \quad (10)$$

수치모형의 입력자료를 얻기 위한 기반암 가속도 시계열 자료모의 시 감쇠율을 $\zeta = 0.05$ 로 취하며, 등가 PSD p_j 는 다음과 같이 정의되는 least squares problem으로 수치해석 될 수 있다.

$$\begin{aligned} \text{minimize} \quad & \sum_{k=1}^n \left[S_A^2(\omega_k, h) - \sum_{j=1}^m p_j R_{k,j}^2(\omega_k, \omega_j, h) \right] \\ \text{subject to} \quad & p_j \geq 0 \end{aligned} \quad (11)$$

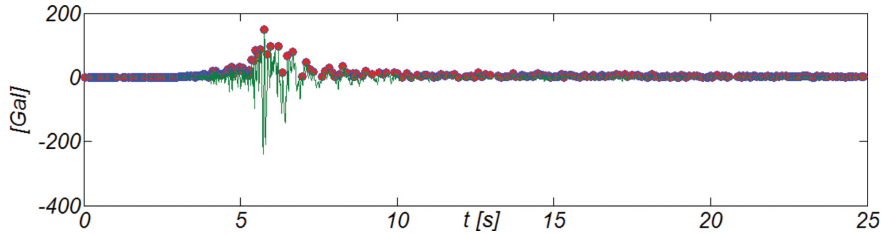
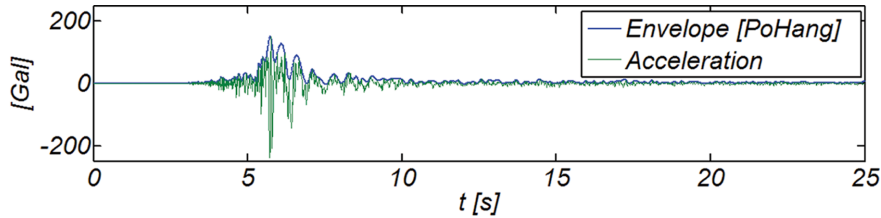
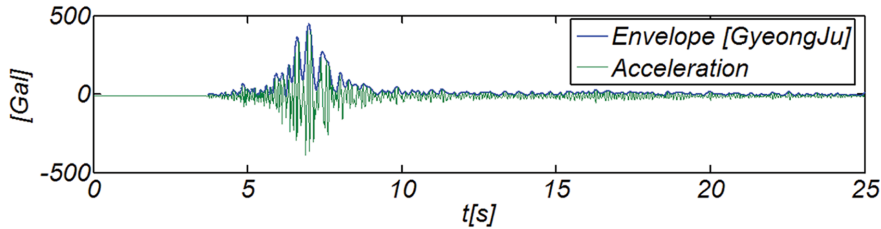


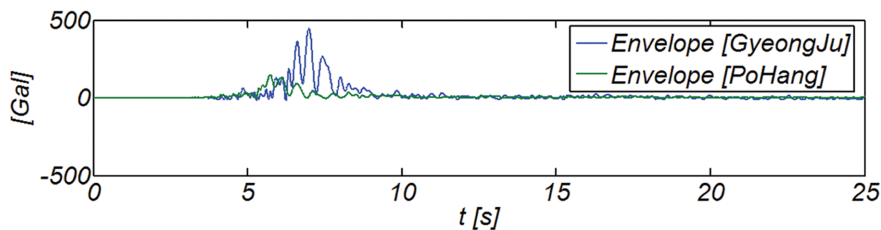
Fig. 7. Sequential peaks in the measured data of acceleration during the seismic activity near PoHang detected by Wave by wave analysis.



(a) PoHang



(b) GyeongJu



(c) GyeongJu and PoHang

Fig. 8. Envelope process of engineering bed rock acceleration at PoHang and GyeongJu estimated by Cubic spline method using 316 peaks in the measured acceleration data.

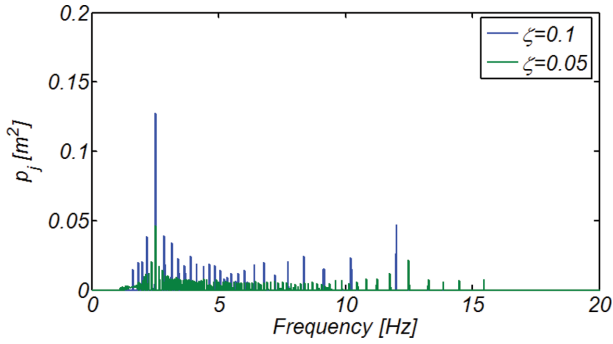


Fig. 9. Comparison of equivalent PSD [Power Spectral Density Function] of different damping ratio ζ .

5.2 진폭 변조함수

본고에서 사용될 가속도 진폭 변조함수 결정하기 위해 먼저 포항, 경주 가속도 관측 자료를 Wave by wave analysis를 통해 첨두 가속도 관측치를 분리하였으며, 그 결과는 Fig. 7에 도시하였다. 이어 이렇게 찾아낸 첨두 가속도 관측값들을 Cubic spline 함수로 보간하여 가속도 진폭 포락함수를 산출하였으며 Fig. 8에는 최종 산출된 가속도 진폭 포락함수를 도시하였다. 이를 통해 가속도 진폭 포락함수 $I(t)$ 의 leading front는 이차함수 형태로 증가, 첨두부는 일정하게 유지, tail part는 지수함수의 형태로 감소하는 것으로 가정하였으며 이를 기술하면 다음과 같으며

$$I(t) = \begin{cases} \left(\frac{t}{3}\right)^2 & t < 3s \\ 1.0 & 3 < t < 16s \\ e^{-\frac{3}{13}(t-16)} & 16 < t < 20 \end{cases} \quad (12)$$

이 경우 $T_e = 16.8s$ 로 산출된다.

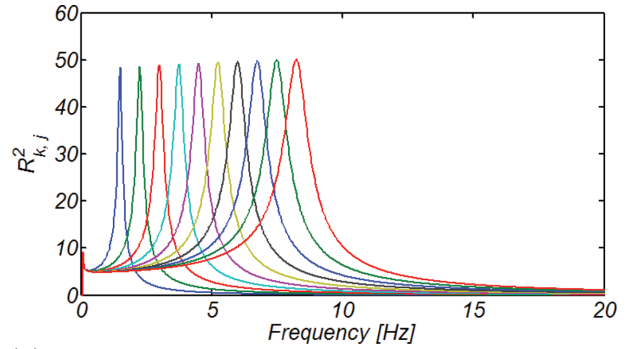
5.3 감쇠율 ζ 이 반영된 등가 PSD p_j

Fig. 9에는 Zone I에서 기반암이 SB인 경우에 해당하는 설계 응답 스펙트럼 $SA(\omega, h)$ 으로부터 $\zeta = 0.05$ 인 경우에 대하여 산출한 등가 PSD p_j 를 도시하였으며, 비교를 위해 $\zeta = 0.1$ 경우에 대해 산출한 p_j 도 함께 수록하였다. 감쇠율이 증가할수록 증폭되는 현상과 장주기 대역으로의 지진에너지 이동을 적절히 반영되고 있는 것을 확인할 수 있으며, Fig. 10에는 PSD p_j 의 산출과정에 사용된 $R_{k,j}$ 를 도시하였다.

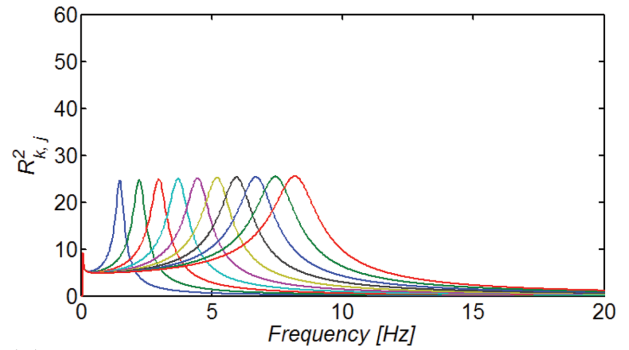
5.4 기반암 가속도 시계열자료의 Monte Carlo 시뮬레이션

Random phase method에 준거한 기반암 가속도 시계열자료의 Monte Carlo 시뮬레이션 과정을 정리하면 다음과 같다.

A Nyquist 주파수 f_N 보다 작은 주파수를 지니는 성분파에 대해 총 N 개의 복소수 Fourier 계수 $C(f) = A(f) + iB(f)$ 를 산출하며 이 때 $A(f)$ 와 $B(f)$ 는 각각 다음과 같이 정의된다.



(a) $\zeta = 0.05$



(b) $\zeta = 0.1$

Fig. 10. Peak acceleration response of the dynamic system of damping ratio ζ and natural frequency ω_k against the highly concentrated exciting force.

$$A(f_i) = \sqrt{\frac{p(f_i)}{2}} \cos(\psi[f_i]) \quad (13)$$

$$B(f_i) = \sqrt{\frac{p(f_i)}{2}} \sin(\psi[f_i]) \quad (14)$$

여기서 $\psi[f_i]$ 는 0과 2π 사이에 균일하게 분포하는 무작위 변량으로 i 번째 성분파의 위상을 나타낸다.

B Nyquist 주파수 f_N 보다 우월한 주파수 성분파에 대해서는 전 단계에서 산출한 Fourier 계수의 mirror image를 투영한다.

$$C_{N+1} = C_{N-i+1}^*, i = 1, 2, \dots, N \quad (15)$$

여기서 윗첨자 *는 complex conjugate을 나타낸다.

C $C(f)$ 에 대한 Inverse Fourier transform을 수행하는 경우 damping이 반영된 기반암 가속도 시계열자료 $X(t)$ 는 다음과 같이 산출될 수 있다.

$$X(t) = \int C(f) e^{-i2\pi ft} df \quad (16)$$

6. 지반을 통한 전단파 전파과정 해석을 위한 전단파 파동 방정식

6.1 파동 방정식

전단파 파속 V_s 가 400 m/s 이상인 경우 기반암으로 정의되

며(Otani et al., 2000), 현재 항 외곽시설은 연약지반에 거치 되기 마련으로 액상화에 대비하기 위한 지반개량이 수행된 경우가 대부분이다. 이 경우 지반은 모래로 치환되며 이처럼 지반이 균질한 경우 지반을 통한 전단파의 전이과정은 파동방정식에 의해 기술될 수 있으며, 파동방정식의 유도과정을 정리하면 다음과 같다.

먼저 해석의 편의를 위해 단일 자유도 문제로 전환하기 위해 지반변위 $u(y, t)$ 를 변수분리법에 준거하여 다음과 같이 기술하면

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n(y) Z_n(t) \quad (17)$$

여기서 $\psi_n(y)$ 는 형상함수, $Z_n(t)$ 는 지표면에서의 수평변위를 각각 나타내며, $Z_n(t)$ 는 다음과 같이 정의되는 운동방정식에 의해 기술될 수 있다.

$$\ddot{Z}_n + 2\zeta\omega_n\dot{Z}_n + \omega_n^2 Z_n = -\frac{1}{\Gamma(0.6)\left(\frac{\beta_n}{2}\right)^{1.4} J_{0.6}(\beta_n)} \ddot{u}_g \quad (18)$$

식(17)에서 형상함수 $\psi_n(y)$ 는 다음과 같이 기술될 수 있으며 [Fig. 11 참조],

$$\psi_n(y) = \Gamma[0.6] \left(\frac{\beta_n}{2}\right)^{0.4} \left(\frac{y}{H}\right)^{1/3} J_{-0.4}\left[\beta_n\left(\frac{y}{H}\right)^{5/6}\right] \quad (19)$$

여기서 $\Gamma[\]$ 는 Gamma 함수, $J_{-b}(\)$ 는 b 차 제 일종 Bessel 함수, β_n 은 $J_{-0.4}(\beta_n) = 0$ 의 해로 정의되며 [$\beta_1 = 1.751$, $\beta_2 = 4.8785$, $\beta_3 = 8.0166$, $\beta_4 = 11.157$], H 는 지반 심도, ω_n 는 고유주파수[radian/s], ζ 는 감쇠율을 나타내며 각각 다음과 같이 정의된다.

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (20)$$

$$= \frac{\beta_n \sqrt{\frac{K}{\rho_s}}}{1.2H^{5/6}}$$

$$2\zeta\omega_n = \frac{c}{m} \quad (21)$$

$$G = Ky^p \quad (22)$$

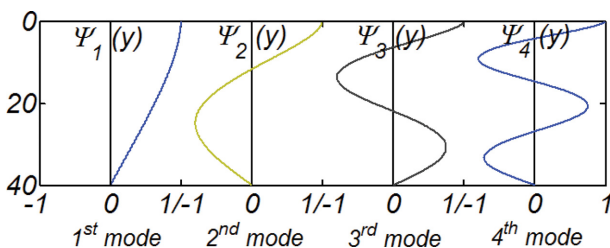


Fig. 11. Shape function ψ_n of 1st, 2nd, 3rd and 4th mode.

여기서 G 는 shear modulus, T_n 은 고유주기, y 는 지표면으로부터의 이격거리를 각각 나타낸다[Fig. 3 참조].

Fig. 11에는 이해를 돕기 위해 본고에서 사용된 1st, 2nd, 3rd, 4th mode의 형상함수 $\psi_n(y)$ 를 도시하였다.

6.2 전단파 횡수 누적에 따른 지반 강도 감소

현재 지반 전단계수의 내습한 전단파 횡수 누적에 따른 지반 강도, 즉 전단계수의 감소를 기술할 수 있는 모형으로 가장 선호되는 것은 Hardin과 Drnevich(1972) 모형으로 보인다. Hardin과 Drnevich(1972)는 먼저 전단 변형률을 기준 전단 변형률[Reference shear strain]로 정규화하고, 누적 횡수에 따른 전단계수의 감소는 정규화된 전단 변형률을 누적 횡수에 종속하는 계수를 포함한 쌍곡형 전단 변형률[Hyperbolic shear strain]로 변환하는 경우 전단계수 감소량과 쌍곡형 전단 변형률은 간단한 함수관계를 구성한다는 사실을 정교하게 구성된 실험을 통해 입증 하였으며, 이 후 Hardin과 Drnevich (1972) 모형은 지반을 통한 전단파 전파과정 해석에 큰 흐름을 구성한다. Hardin과 Drnevich(1972) 모형 유도과정을 정리하면 다음과 같다.

Hardin과 Drnevich(1972)는 범용 해석모형 구축하기 위해서는 정규화 과정이 필요하다는 것을 인식하고, 정규화를 위해 기준 변형률 γ_r 을 도입하였으며 이를 기술하면 다음과 같다.

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}} \quad (23)$$

여기서

$$G_{\max} = 1230 \frac{(2.972 - e)^2}{1 + e} OCR^K \bar{\sigma}_o^{1/2} \quad (24)$$

식(24)에서 e 는 공극률, OCR 은 과압밀비, $\bar{\sigma}_o$ 는 평균 주유효응력을 나타낸다. 식(24)에서 $\bar{\sigma}_o$ 와 G_{\max} 의 단위는 pound/in²이며, 지수 K 는 토양의 소성지수 PI 에 의해 결정되며 소성지수 PI 에 따른 지수 K 는 변화는 Table 3에 수록하였다. 식(23)에서 τ_{\max} 는 지반 초기 응력 상태와 전단력이 부하되는 방법에 종속하며, 다음과 같이 기술될 수 있다.

$$\tau_{\max} = \left[\left(\frac{1 + K_o}{2} \bar{\sigma}_y \sin \bar{\phi} + c \cos \bar{\phi} \right)^2 - \left(\frac{1 - K_o}{2} \bar{\sigma}_y \right)^2 \right]^{1/2} \quad (25)$$

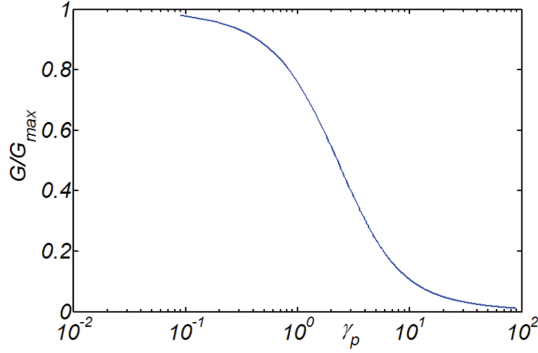
여기서 \bar{c} 와 $\bar{\phi}$ 는 초기 응력 상태에 따라 결정되는 계수, K_o

Table 3. Value of K

PI	K
0	0.0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
≥ 100	0.50

Table 4. Values of a and b

Soil type	G & ζ	Value of a	Value of b
Clean dry sands	G	$a = -0.5$	$b = 0.16$
	ζ	$a = 0.6/N^{1.6} - 1$	$a = 0.6/N^{1.6} - 1$
Clean saturated sands	G	$a = -0.2 \log N$	$b = 0.16$
	ζ	$a = 0.54/N^{1.6} - 0.9$	$b = 0.65 - 0.65/N^{1/12}$


Fig. 12. The variation of Shear modulus with hyperbolic strain.

는 측방 응력 계수, σ_y 는 유효 연직 응력을 각각 나타낸다. 최종적으로 전단계수 G 와 감쇠계수 ζ 는 다음과 같이 기술될 수 있으며

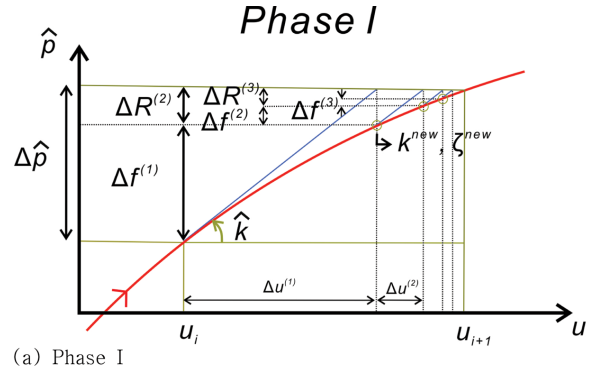
$$\frac{\zeta}{\zeta_{\max}} = \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h} \quad (26)$$

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (27)$$

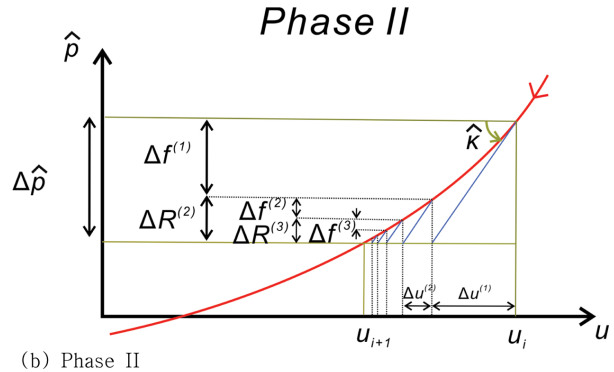
여기서 γ_h 는 내습한 전단파 횡수 누적에 따른 지반 강도, 즉 전단계수의 감소를 기술하기 위해 Hardin에 의해 도입된 쌍곡형 변형률로 다음과 같이 정의된다.

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} [1 + ae^{-b\gamma/\gamma_r}] \quad (28)$$

여기서 γ_r 는 식(23)에 정의된 기준 변형률, 전단파 횡수 누적에 종속하는 계수 a , b 의 값은 Table 4에 수록하였으며 Fig. 12에는 전단파 누적 횡수가 400에 달했을 때 쌍곡형 변형률 γ_h 에 따른 전단계수 G/G_{\max} 의 변화를 도시하였다.



(a) Phase I

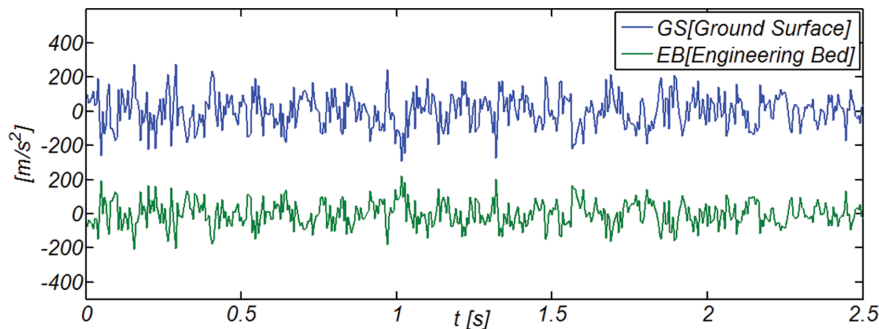


(b) Phase II

Fig. 13. Schematic sketch of Modified Newton-Raphson method in order to take nonlinear stress-strain relationship into account during the ascending phase (a) and descending phase (b).

7. 수치해석 및 수치결과

식(18)에 기술된 파동 방정식은 강 비선형 쌍곡형 형태로 초기 가정치를 토대로 해석이 시작되며, 반복 과정을 통해 남은 잔차력 $\Delta R^{i+1} = \Delta \hat{p} - \Delta f^i$ 과 이로 인한 추가 변형량 Δu^i 을 보정하는 Newmark- β 방법과 수정 Newton-Raphson 방


Fig. 14. Comparison of numerically simulated acceleration at the EB [Engineering Bed] of damping ratio $\zeta = 0.05$ using Monte Carlo simulation technique with the numerically simulated acceleration at the GS [Ground Surface] based on Eq. (14).

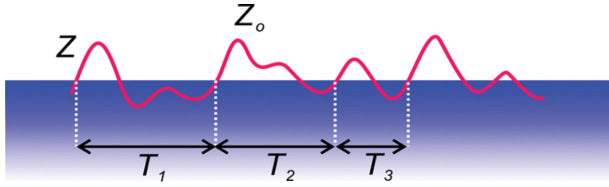
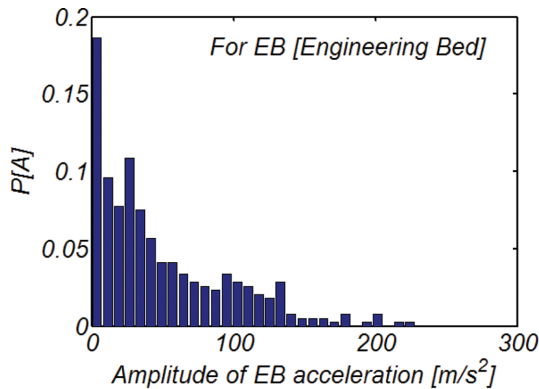
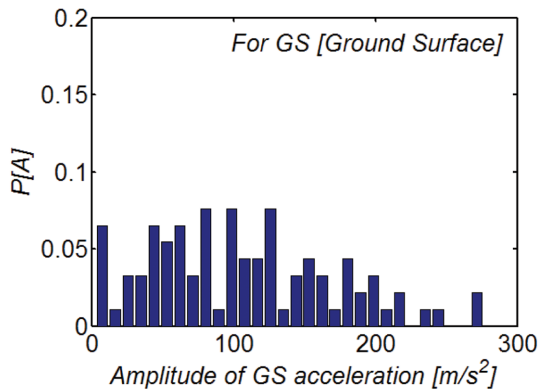


Fig. 15. Schematic sketch of wave by wave analysis using zero-crossing method.



(a) EB [Engineering Bed]



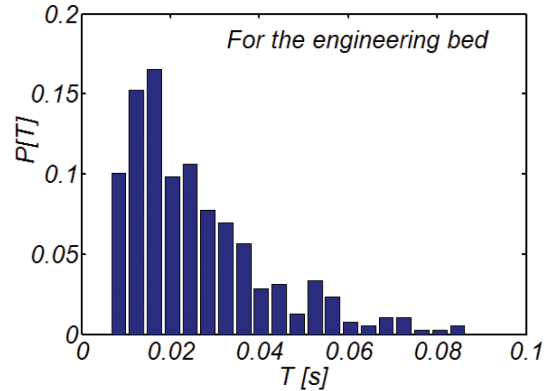
(b) GS [Ground Surface]

Fig. 16. Comparison of probability distribution of acceleration amplitude at EB [Engineering Bed] with the one at GS [Ground Surface].

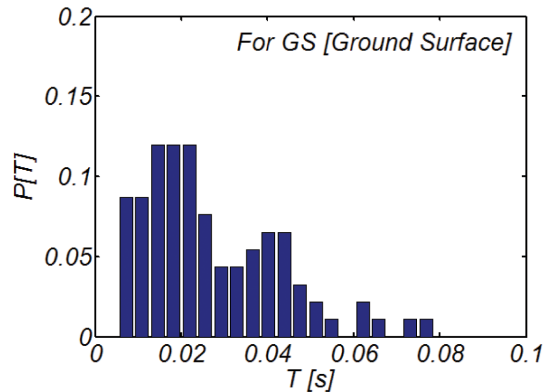
법을 사용하여 수치해석하였다. Fig. 12에는 이해를 돕기 위해 수정 Newton-Raphson method의 개념도를 도식하였다.

Fig. 14에는 비교를 위해 Monte Carlo 시뮬레이션 기법을 통해 모의된 기반암($\zeta = 0.05$)에서의 가속도 시계열 자료와 식 (18)을 수치 적분하여 얻은 지표면에서의 가속도 시계열 자료를 함께 도식하였다. 육안으로는 우리가 예상 할 수 있는 전단파 증폭 현상은 미세하게 관측되나 지표면 방향으로 상당한 지진에너지가 장주기 영역으로 표류하는 현상은 확연하게 드러나지 않는다.

이러한 육안관측의 한계를 보완하기 위해 수치모의된 지표면에서의 가속도 시계열 자료를 대상으로 기준치 상향 통과법[zero-crossing method]에 기반한 파랑 전수해석[Wave by wave analysis]을 수행하였으며[Fig. 15 참조], 이렇게 찾아낸



(a) EB [Engineering Bed]



(b) GS [Ground Surface]

Fig. 17. Comparison of probability distribution of period between peaks in acceleration at EB [Engineering Bed] with the one at GS [Ground Surface].

가속도 첨두치와 첨두치 사이의 주기를 빈도 해석하고, 그 결과는 가속도 첨두치의 경우 Fig. 16에 가속도 첨두치 사이의 주기의 경우 Fig. 17에 각각 제시하였다. 전단파가 지표면으로 전파되는 과정에서 상당한 확률 질량이 상대적으로 큰 진폭과 장주기 쪽으로 이동하는 것을 보다 확연하게 확인할 수 있다.

Fig. 18에는 수치모의 과정에서 관측된 전단계수 G 와 감쇠계수 ζ 의 변화를 도시하였으며, 비교를 위해 누적 지표면 변위도 함께 도시하였다. 우리의 예상대로 전단계수 G 는 급속히 감소하였으며, 이에 반해 감쇠계수 ζ 는 급격하게 최대치 $\zeta_{\max} = 0.25$ 로 수렴하는 것을 확인할 수 있다. 또한 지표면은 $t < 2.0s$ 에서는 탄성운동을 유지하나 이후 상당히 감소된 전단계수 G 로 인해 지표면 변위가 누적되는 것을 알 수 있다.

8. 결 론

지난 이십여 년 간 우리나라 연안에 집중적으로 거치된 직립식 방파제의 내진 성능을 검토하기 위한 예비 수치모의를 포항, 경주, Hachinohe1, Hachinohe2, Ofunato, 인공지진파를 대상으로 수행하였다. 예비 수치모의 결과 지진으로 인한 전단파가 지반을 통해 전파되는 과정에서 지진에너지가 장주

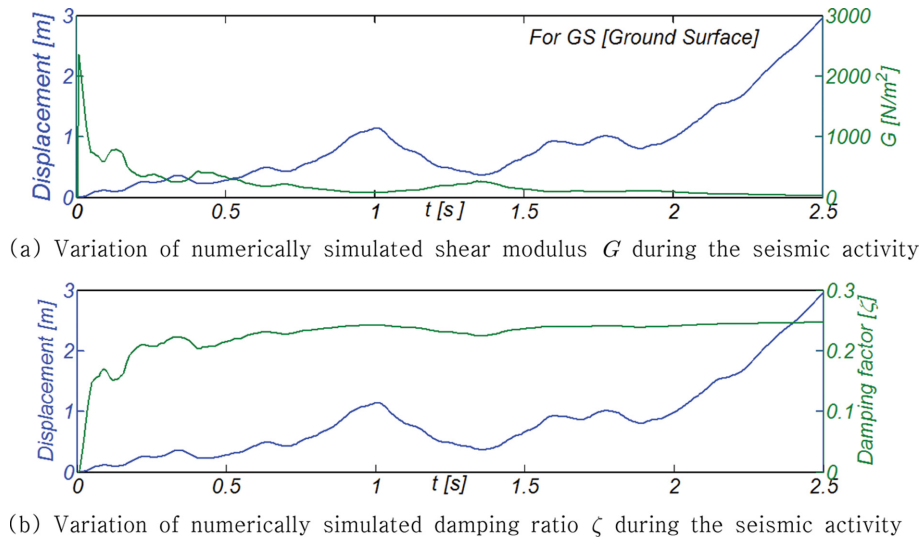


Fig. 18. Variation of numerically simulated shear modulus G and damping ratio ζ during the seismic activity.

기 대역으로 이동한 Hachinohe2의 경우 항 외곽시설의 활동량이 상당하다는 것을 확인하였다. 지진으로 인한 전단파는 항만시설이 거치된 지표방향으로 증폭되며, 지진에너지의 상당부분은 장주기 대역으로 이동된다. 이 중 지진에너지의 일부분이 장주기 대역으로 이동되는 현상은 지반의 점성 혹은 내부 마찰에 기인하며, 전단파 증폭은 구속 응력의 감소로 인해 지표면 방향으로 감소하는 전단계수와 내습하는 전단파 횡수 누적에 따른 지반 강도 감소에 기인하는 것으로 여겨진다 (Das, 1993).

현재 전단파 횡수 누적에 따른 지반 강도 감소는 지진과 지반 상호작용 해석 시 가장 선호되어온 “SHAKE”(Schnabel et al., 1972)에서 간과 되어 왔으나, 지반 강도 감소는 전단계수 축소, 감쇠율 증가를 야기할 수 있어 전술한 기작이 외곽시설 활동량에 미치는 영향에 대한 정량적 평가는 상당한 공학적 의미를 지닌다. 또한 지반 상호작용 해석의 다른 큰 흐름을 이루는 Miura 등(2001)의 응답스펙트럼 법, Xing 등(2012)의 수정 응답스펙트럼 법과 같은 주파수 영역 모형 같은 경우 전술한 전단파 횡수 누적에 따른 지반 강도 감소 같은 현상은 설명할 수 없다는 한계를 지닌다.

이러한 인식에서 본고에서는 먼저 전단파 횡수 누적에 따른 전단계수의 감소의 기술이 가능한 Hardin과 Drnevich (1972) 모형과 파동방정식에 기초하여 수치모형을 구성하고, 이어 전단파 횡수 누적에 따른 전단계수의 감소가 전단파 전파과정에 미치는 영향을 정량적으로 평가하기 위한 수치모의를 수행하였다. 이 과정에서 비선형 응력-변형률 관계를 설명하기 위해 Newmark- β 방법과 수정 Newton-Raphson 방법을 차용하였다(Chopra, 1995).

지진관측의 역사가 일천한 우리나라의 경우 항 외곽시설의 성능기반 내진설계는 전단파 파속이 400 m/s 이상인 기반암을 대상으로 정의된 설계 응답스펙트럼으로 진행되어야 할 것으로 판단된다(Otani et al., 2000). 또한 연약지반에 거치되

어 기반암과 지표간의 이격거리가 상당한 항만시설의 특성상 국지적 지반특성이 지진 전단파 전파 과정에 미치는 영향을 기술할 수 있는 시간이력 해석이 필요해 보인다. 이 경우 수치해석에 필요한 지반 가속도 시계열 자료를 얻기 위해서는 감쇠율($\zeta = 0.05$)이 반영된 설계 응답스펙트럼에 해당되는 PSD[Power Spectral Density Function] 산출이 선행되어야 한다. 본고에서는 상당히 효율적인 것으로 알려진 Park(1995)의 전환법에 준거하여 등가 PSD를 산출하였다. 이 과정에서 등가 PSD 산출과정에 필요한 변조하는 가속도 진폭 포락함수는 포항, 경주 관측 자료를 토대로 leading front는 이차함수 형태로 증가, 첨두부는 일정하게 유지, tail part는 지수함수의 형태로 감소하는 것으로 가정하였다. 산출된 등가 PSD는 지표면 방향으로의 구속력 감소와 감쇠계수 증가에 따른 전단파 증폭과 지진에너지의 상당한 부분이 장주기 방향으로의 이동이 정확히 모의되는 것을 확인하였으며, 이어 이렇게 산출된 등가 PSD로부터 기반암 가속도 시계열 자료를 Random phase method를 활용하여 모의하였다.

이어 국지적 지반특성이 지진 전단파 전파 과정에 미치는 영향을 살펴보기 위해 비선형 쌍곡형 형태의 파동 방정식을 Newmark- β 방법과 수정 Newton-Raphson 방법으로 수치적 분하여 지표면 가속도 시계열자료를 모의하였다. 지표면 방향으로의 전단파 증폭과 지진에너지의 장주기로의 이동을 보다 확연히 드러내기 위해 최종 모의된 지표면 가속도 시계열자료를 대상으로 기준치 상향 통과법에 기반한 파랑별 해석을 적용하였다. 이렇게 찾아낸 가속도 첨두치와 첨두치 사이의 주기를 빈도 해석하였으며, 빈도 해석 결과 전단파가 지표면으로 전파되면서 상당한 확률 질량이 상대적으로 큰 진폭과 장주기 쪽으로 이동하는 것을 확연하게 확인할 수 있었다.

또한 수치모의 과정에서 관측된 전단계수 G 와 감쇠계수 ζ 는 우리의 예상대로 지진으로 인한 전단파에 대한 노출시간이 길어질수록 전단계수 G 의 경우 급속히 감소하였으며, 이

에 반해 감쇠계수 ζ 는 급격하게 최대치 $\zeta_{\max} = 0.25$ 로 수렴하는 것을 확인하였다. 또한 지표면은 $t < 2.0s$ 에서는 탄성운동을 유지하나 이후 상당히 감소된 전단계수 G 로 인해 지표면 변위가 누적되는 것을 확인할 수 있었다.

References

- Afra, H. and Pecker, A. (2002). Calculation of free response spectrum of a non-homogeneous soil deposit from bed rock response spectrum. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 157-165.
- Bommer, J.J. and Alarcon, J.E. (2006). The prediction and use of peak ground motion. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(1), 1-31.
- Busan Port Construction Office (2007). A Basis Reinforcement Construction Investigation Services Soil Survey Report for Breakwater in Busan new port. Busan Regional Maritime Affairs and Port Administration.
- Cho, Y.J. and Na, D.K. (2015). Numerical Analysis of the Depression Effect of Hybrid Breaker on the Run Up Height due to Tsunami based on the Modified Leading Depression N (LDN) Wave Generation Technique. *Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 27(1), 38-49.
- Chopra, A.K. (1995). *Dynamics of structures*. Prentice Hall, A Simon & Schuster Company, Englewood Cliffs, New Jersey 07632.
- Das, B.M. (1993). *Principles of soil dynamics*. PWS-KENT Publishing Company, Boston.
- Davenport, A.G. (1964). Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading. *Proc. ICE, London, England*, 28, June, 187-196.
- Graizer, V., Shakel, A. and Hipley, P. (2000). Recent data recorded from down-hole geotechnical arrays. *Proceedings of CSMIP2000 Seminar on Utilization of Strong-motion Data*, Sacramento, California, 23-38.
- Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1970). Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves Article in *Geotechnical Special Publication*, January 1972, University of Kentucky.
- Idriss, I.M. and Seed, H.B. (1968). Seismic response of horizontal soil layers. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 94(SM4), 1003-1031.
- Jeong, J.H., Lee, K.Y. and Lim, C.K. (2014). A Study on the Breakwater Characteristics considering Seismic Magnitude. *J. Korean Geosynthetic Society*, 13(1), 71-83.
- Jiang, T. and Xing, H. (2007). An equivalent linear method considering frequency-dependent soil properties for seismic response analysis. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 29(2), 218-224 (in Chinese).
- Korean Ministry of Land, Infrastructure and Transport (1997). *Study on the Design Guideline of Seismic Capacity II*.
- Korean Ministry of Public Safety and Security (2015). Korean Ministry of Public Safety and Security will actively reinforce seismic capacity of major infra-structure, 2015.12.28.
- Miura, K., Koyamada, K. and Iiba, M. (2001). Response spectrum method for evaluating nonlinear amplification of surface strata. *Journal of Structural Engineering*, AIJ, 539, 57-62.
- Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
- Otani, S., Hiraishi, H., Midorikawa, M. and Teshigawara, M. (2000). *New Seismic Design Provisions in Japan*, ACI Annual Convention in Toronto, Toronto, Canada.
- Park, Y.J. (1995). New conversion method from response spectrum to PSD functions. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 121(12), 1391-1392.
- Paskalov, A. and Reese, S. (2003). Deterministic and probabilistic floor response spectra. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23, 605-618.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972). SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley.
- Yoshida, N., Kobayashi, S. and Suetomi, I. (2002). Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 205-222.
- Xing, H.L., Jiang, T., Xue, S.T. and Geng, C.Z. (2012). Calculation of Response Spectrum Directly from Bedrock to Free Field using Equivalent Linear Method, *Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa.

Received 8 December, 2018

1st Revised 21 December, 2018

2nd Revised 26 December, 2018

Accepted 27 December, 2018