

파향의 변동성을 고려한 방파제 피복 블록의 기대피해 계산 Calculation of Expected Damage to Breakwater Armor Blocks Considering Variability in Wave Direction

서경덕* · 권혁민** · 윤현덕***

Kyung-Duck Suh*, Hyuck-Min Kweon**, and Hyun Deok Yoon***

요 旨 : 본 연구에서는 1996년에 Hanzawa *et al.*이 수평혼성방파제 피복 블록의 기대피해를 계산하기 위해 개발한 신뢰성 설계법을 방향 불규칙 파의 방향 분산, 심해 설계 주파향이 해안선에 직각 방향으로부터 기울어진 각도, 심해 주파향의 설계치에 대한 편차 등과 같은 파향의 변동성을 고려할 수 있도록 확장하였다. 심해로부터 방파제 설치 위치까지의 파랑 변형을 계산하기 위하여 Hanzawa *et al.*은 평행한 등심선을 갖는 직선 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파를 가정하여 1975년에 Goda가 개발한 모형을 사용하였다. 본 연구에서는 방향 불규칙파의 변형을 계산하기 위하여 1997년에 Kweon *et al.*이 개발한 모형을 사용하였다. 계산 결과, 파향의 변동성이 피복 블록의 기대피해 계산에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있었다. 만일 본 연구에서 가정한 바와 같이, 방파제에 직각으로 입사하는 파랑에 대한 피복석의 안정공식이 비스듬히 입사하는 파랑에 대해서도 유효하다면, 파랑의 방향성을 무시한 종래의 설계법은 수심과 바닥경사에 따라 기대피해를 두 배 정도까지도 과대산정 혹은 과소산정 할 수 있을 것이다.

핵심용어 : 피복 블록, 방파제, 기대피해, 신뢰성 설계, 파향의 변동성

Abstract □ In this study, the reliability design method developed by Hanzawa *et al.* in 1996 for calculation of the expected damage to armor blocks of a horizontally composite breakwater is extended to take into account the variability in wave direction such as directional spreading of waves, obliquity of the design principal wave direction from the shore-normal direction, and its variation about the design value. To calculate the transformation of random directional waves, the model developed by Kweon *et al.* in 1997 is used instead of Goda's model, which was developed in 1975 for unidirectional random waves normally incident to a straight coast with parallel depth contours and has been used by Hanzawa *et al.* It was found that the variability in wave direction had great influence on the computed expected damage to armor blocks. The previous design, which disregarded wave directionality, could either overestimate or underestimate the expected damage by a factor of two depending on water depth and seabed slope, if the assumption of the present study that the stability formula for breakwater armor blocks proposed for normal incidence can be used for obliquely incident waves is valid.

Keywords : armor blocks, breakwaters, expected damage, reliability design, variability in wave direction

1. 서 론

그 동안 대표적인 항만시설 중 하나인 방파제의 설계에 결정론적 방법을 이용하였다. 이 방법은 설계 인자의

불확실성 및 계산 과정에서의 오차를 안전율을 이용하여 고려하였다. 이 방법에 의해 방파제의 안정성 여부는 알 수 있지만, 방파제의 파괴확률 등을 합리적으로 평가할 수는 없었다. 이러한 단점을 극복하고자, 방파제의 안정성

*서울대학교 지구환경시스템공학부 및 해양시스템공학연구소(School of Civil, Urban and Geosystem Engineering & Research Institute of Marine Systems Engineering, Seoul National University, San 56-1, Shinlim-Dong, Gwanak-Gu, Seoul 151-742, Korea. kdsuh@snu.ac.kr)

**경주대학교 토목공학과(Department of Civil Engineering, Kyongju University)

***(주)한아엔지니어링(Hanah Engineering Co., Ltd.)

및 성능을 확률론적으로 해석하려는 신뢰성 설계법이 도입되고 있다.

1980년대 중반부터 유럽과 일본을 중심으로 방과제 설계에 대한 신뢰성 설계법이 개발되어져 왔다. 유럽에서는 van der Meer(1988a)가 방과제 피복층 설계에 대한 확률론적 접근 방법을 제안하였으며, Burcharth(1991)는 사석 방과제의 신뢰성 설계에 부분안전계수를 도입하였다. 최근에 Burcharth와 Sorensen(1999)은 PIANC working group의 결과를 요약하여 사석 방과제와 직립 방과제에 대한 부분안전계수들을 확립하였다. 유럽의 신뢰성 설계법은 소위 Level 2 방법에 속한다. 한편 일본에서는 Level 3 신뢰성 설계법이 개발되어져 왔는데, 이 방법에서는 방과제의 수명 동안의 직립 방과제 케이슨의 기대활동량(Shimosako and Takahashi, 1999; Goda and Takagi, 2000) 또는 수평혼성방과제의 피복 블록의 기대피해(Hanzawa *et al.*, 1996)가 계산된다. 여러 가지 설계 인자들의 불확실성을 고려하기 위해서 Monte Carlo 방법을 사용한다. 부분안전계수를 도입한 Level 2 방법이 기술자들이 사용하기에는 좀 더 용이하지만, 일반적으로 Level 3 방법으로 좀 더 많은 유용한 설계 정보를 얻을 수 있다.

국내에서는 이(1999)가 경사제 피복재의 안정성에 대한 신뢰성 해석을 수행하였다. 특히, 신뢰함수에 대한 확률 밀도함수를 수학적으로 유도하고, 유도된 함수의 적용성을 검증하기 위하여 Monte Carlo 해석방법과 모멘트법인 FMA 방법, AFDA 방법 등을 사용하였다. 한편 이(2000b, c)는 확률변수들을 정규화, 독립화시키는 복잡한 과정을 거치고 않고 경사제 피복재의 안정성에 대한 해석을 직접 수행할 수 있는 직접 계산법을 개발하였다. 이와 안(2001)은 직접계산법을 이용하여 경사제 피복재의 파괴확률을 안전지수의 함수로 산정하였다. 한편 이(2000a)는 안정수와 위험지수 그리고 입자의 맞물림 특성을 이용하여 입사 파고분포와 피복재의 균일 정도에 따른 안정성의 거동특성을 확률론적으로 해석하였다. 즉, 파고분포, 파수 및 피복재의 물리적 성질 등에 따른 최대 피해를 예측할 수 있는 확률밀도함수를 유도하였다.

일본의 신뢰성 설계법에서는 심해로부터 방과제 설치 위치까지의 파랑 변형을 계산하기 위하여 평행한 등심선을 갖는 직선 해안에 일방향 불규칙파가 직각으로 입사한다고 가정한다. 불규칙 쇄파에 의한 파랑의 감소는 Goda(1975)의 모형으로 계산한다. 그러나 실제 경우에는 방향 불규칙 파랑이 다양한 주파향을 가지고 해안에 입사하게 되므로 천수, 쇄파뿐만 아니라 굴절도 발생한다.

파향의 변동성을 무시하게 되면, 방과제 설치 위치에서 파고를 과대산정하게 되며 결과적으로 방과제를 과대설계하게 된다. Takayama와 Ikeda(1993)는 이러한 과대산정을 보정하기 위하여 유의파고와 최대파고를 각각 6% 및 13% 감소시킬 필요가 있다고 보고한 바 있다. 그러나 파향의 변동성을 고려하여 좀 더 정밀하게 천해파고를 계산하기 위해서는 보다 현실적인 파랑 변형 모형을 사용해야만 할 것이다.

본 연구에서는 Hanzawa *et al.*(1996)이 개발한 Level 3 신뢰성 설계법을 파향의 변동성을 고려할 수 있도록 확장한다. 파향의 변동성에는 방향 불규칙파의 방향 분산, 심해 설계 주파향이 해안선에 직각 방향으로부터 기울어진 각도, 그리고 심해 주파향의 설계치에 대한 편차 등이 포함된다. 쇄파대를 포함한 임의의 해저지형 위에서의 방향 불규칙파의 변형을 계산하기 위해서 Kweon과 Goda(1996)의 쇄파변형 모형과 Karlsson(1969)의 불규칙파 굴절 모형을 결합하여 개발된 Kweon *et al.*(1997)의 모형을 사용한다. 이 모형은 일경경사 해안에서의 일방향 불규칙파에 대해서는 Goda(1975)의 결과와, 그리고 천퇴 상에서의 방향 불규칙파의 변형에 대해서는 Vincent와 Briggs(1989)의 실험 결과와 비교하여 검증된 바 있다.

2. 계산 절차

신뢰성 설계법의 기본은 하중과 저항의 확률적 거동을 고려하는 것이다. 서론에서 언급하였듯이, 본 연구에서는 Level 3 설계법을 사용하며, 따라서 설계 인자들의 확률 분포함수를 도입한다. 이하에서는 Fig. 1에 주어진 계산 흐름도와 연계하여 설계 인자들의 무작위 변동의 사용에 대하여 설명한다.

2.1 심해파

일반적으로 방과제 피복 블록의 피해는 설계파에 상응하는 큰 파랑에 의해 발생된다. 따라서 년최대 심해파고를 계산에 사용해도 충분한 것으로 간주한다. 보통 심해파고는 장기간의 관측 또는 후측(hindcast)에 의한 극치파랑자료를 이용하여 얻어지는 극치파고분포에 따라 결정된다. 본 연구에서는 년최대 파고를 다음과 같은 Weibull 분포함수로부터 구한다.

$$F(x) = 1 - \exp\left\{-\left[\frac{x-B}{A}\right]^k\right\} \quad (1)$$

여기서, x 는 년최대 유의파고를 의미하며, A 는 축척 매개변수, B 는 위치 매개변수, k 는 형상 매개변수이다. 이 분포함수로부터 년최대 유의파고를 무작위로 추출하며 이를 H_{0c} 라 놓는다. 이 파고에 다시 평균이 H_0 , 표준편차가 σ_{H0} 인 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 이러한 변동은 극치 파랑자료의 모수의 유한성 또는 파랑 후측의 부정확성에 의한 극치분포 함수 추정의 불확실성을 나타낸다. 평균파고와 표준편차는 H_{0c} 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다(Takayama and Ikeda, 1994):

$$H_0 = (1 + \alpha_{H_0})H_{0c}, \quad \sigma_{H_0} = \gamma_{H_0}H_{0c} \quad (2)$$

여기서, α_{H_0} 와 γ_{H_0} 는 각각 편의와 편차계수를 나타낸다. 이제 계산에 사용될 샘플 심해파고 H_{0c} 를 식 (2)에 기초한 정규난수에 의해 결정한다. 이에 상응하는 유의파 주기는 심해에서 일정한 파랑경사(본 연구에서는 0.03)를 갖도록 다음과 같이 결정된다.

$$T_{1/3} = \left(\frac{2\pi H_{0c}}{0.03g} \right)^{1/2} \quad (3)$$

여기서, g 는 중력가속도이다.

심해에서의 방향분산계수가 s_{\max} 인 방향 불규칙파가 해안에 직각 방향에 대하여 심해 주파향 $\bar{\theta}_0$ 를 가지고 입사하는 것으로 가정한다. 심해 주파향은 평균이 심해설계주파향 $\bar{\theta}_0$ 이고 표준편차가 $\sigma_{\bar{\theta}_0}$ 인 정규분포의 확률적 변동을 갖는 것으로 가정한다. 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파는 $s_{\max} = \infty$, $\sigma_{\bar{\theta}_0} = 0$, $\bar{\theta}_0 = 0$ 가 된다.

심해 방향 스펙트럼은 다음과 같이 표시된다.

$$S_0(f, \theta) = S_0(f)G(\theta|f) \quad (4)$$

여기서, f 와 θ 는 각각 파의 주파수 및 각도를 나타내며, $S_0(f)$ 는 Bretschneider-Mitsuyasu 주파수 스펙트럼,

$$S_0(f) = 0.205H_{0c}^2 T_s^4 f^{-5} \exp[-0.75(T_s f)^{-4}] \quad (5)$$

$G(\theta|f)$ 는 방향분산함수,

$$G(\theta|f) = G_0 \cos^{2s} \left(\frac{\theta}{2} \right) \quad (6)$$

이다. 위 식에서 G_0 는

$$G_0 = \frac{1}{\pi} 2^{2s-1} \frac{\Gamma^2(s+1)}{\Gamma(2s+1)} \quad (7)$$

로 주어지는 상수이며, 여기서 Γ 는 Gamma 함수를 나타낸다. 분산계수 s 는 최대치 s_{\max} 와

$$s = \begin{cases} (f/f_p)^5 s_{\max}, & f \leq f_p \\ (f/f_p)^{-2.5} s_{\max}, & f \geq f_p \end{cases} \quad (8)$$

의 관계를 가지며, 여기서 f_p 는 스펙트럼의 침두 주파수이고, Bretschneider-Mitsuyasu 주파수 스펙트럼의 경우 유의파 주기와 $f_p = 1/(1.05T_{1/3})$ 의 관계를 갖는다.

2.2 파랑 변형

조석에 의한 해수면 변화는 설계해면(예로서 LWL)과 조차만큼 증가한 해면(예로서 HWL) 사이에서 정현파형의 변화를 갖는 것으로 가정한다. 이러한 가정 하에 0과 2π 사이에 균등분포되는 난수를 정현곡선의 위상으로 이용하여 평균해면에 대한 조위의 샘플 η 를 결정한다.

심해파가 설계위치를 향하여 전파되어 오는 동안, 여러 가지 천해파 변형 현상이 나타난다. 본 연구에서는 방향 불규칙파의 변형을 계산하기 위하여 Kweon *et al.*(1997)의 모형을 사용한다. 심해 방향 스펙트럼과 해수면이 주어지면, 모형 영역 내의 각 격자점에서 방향 스펙트럼이 계산되며, 이로부터 유의파고와 평균파향이 계산된다. 이 모형은 파랑의 반사와 회절을 제외한 대부분의 천해파 변형 현상을 포함하고 있다.

Kweon *et al.*(1997)의 모형으로 계산된 설계위치에서의 파고, $H_{1/3e}$ 도 역시 계산상의 불확실성을 내포하고 있는 것으로 가정하며, 따라서 심해파고와 마찬가지로 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 평균 $H_{1/3}$ 과 표준편차 $\sigma_{H_{1/3}}$ 은 $H_{1/3e}$ 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다:

$$H_{1/3} = (1 + \alpha_{H_{1/3}})H_{1/3e}, \quad \sigma_{H_{1/3}} = \gamma_{H_{1/3}}H_{1/3e} \quad (9)$$

여기서, $\alpha_{H_{1/3}}$ 과 $\gamma_{H_{1/3}}$ 은 각각 편의와 편차계수를 나타낸다. 설계위치에서의 샘플 파고 $H_{1/3e}$ 는 식 (9)에 기초한 정규난수에 의해 결정된다.

Kweon *et al.*(1997)의 모형은 설계위치에서의 파고뿐만 아니라 평균파향도 계산한다. 따라서 이론적으로는 방파제 피복 블록의 안정에 대한 사각 입사의 영향을 포함시킬 수 있을 것이다. 방파제 피복 블록에 대한 파향의 영향에 대한 몇몇 연구가 있었지만(Losada and Giménez-Curto, 1982; Christensen *et al.*, 1984; Matsumi *et al.*, 1994; Ryu, 2001), 방파제 피복 블록에 대하여 지금까지 제안된 안정공식들은 모두 직각 입사를 가정하고 있다. 따라서 피복 블록의 피해 계산 시에 파랑이 방파제에 직각으로 입사한다고 가정한다. 그러나 본 모형에서는 파랑 변형 계

산에 파랑의 방향성이 이미 포함되었기 때문에 계산된 피해는 Goda(1975) 모형을 이용해 계산한 결과와는 다를 것이다.

2.3 피복 블록의 피해 계산

방파제 피복 블록의 신뢰성 설계에서는 방파제 수명 동안의 총 피해의 기대치가 설계 허용피해보다 작아지도록 해야 한다. 수평혼성방파제 피복 블록의 상대피해를 산정하기 위하여, Hanzawa *et al.*(1996)이 Tetrapod에 대하여 제안한 다음과 같은 안정공식을 사용한다.

$$N_S = \frac{H_{1/3}}{\Delta D_n} = 2.32 \left(\frac{N_0}{N^{0.5}} \right)^{0.2} + 1.33 \quad (10)$$

여기서, N_S 는 안정수, Δ 는 블록의 물속에서의 상대질량 ($=\rho_s/\rho-1$; ρ_s =블록의 질량, ρ =물의 질량), D_n 는 블록의 공칭직경($=V^{1/3}$, V =블록의 부피), N_0 는 van der Meer(1988b)에 의해 방파제에 나란한 방향으로 1 공칭직경 D_n 의 폭에서 이탈되는 블록의 개수로 정의되는 상대피해, 그리고 N 은 폭풍 시 파의 개수이다. 이 식은 상대피해에 대한 식으로 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$N_0 = \left(\frac{\frac{H_{1/3}}{\Delta D_n} - 1.33}{2.32} \right)^5 N^{0.5} \quad (11)$$

피복 블록의 피해는 설계파 수준의 파고(H_{cn}) 이상의 폭풍 시에 방파제의 수명 동안에 누가적으로 발생하는 것으로 가정하였다. H_{cn} 은 식 (10)에서 $N_0=0$ 에 해당하는 파고, 즉 $H_{cn}=1.33\Delta D_n$ 로 정의된다. 이와 같은 피해의 누적은 다음과 같은 방법으로 계산된다. 방파제 위치에서의 i 번째 해의 파고를 $H_{1/3c}(i)$, ($i-1$)번째 해까지의 총 피해를 $N_0(i-1)$ 라고 가정하면, ($i-1$)번째 해까지 방파제에 내습한 파의 개수, N' 은 식 (10)으로부터 유도되는 다음 식에 $H_{1/3}$ 과 N_0 대신에 $H_{1/3c}(i)$ 와 $N_0(i-1)$ 를 각각 대입하여 계산된다.

$$N' = \left(\frac{\frac{H_{1/3c}(i)}{\Delta D_n} - 1.33}{2.32} \right)^{-10} N_0^2 \quad (12)$$

i 번째 해까지의 총 피해 $N_0(i)$ 는 식 (11)에 $N=N'+N(i)$ 와 $H_{1/3c}(i)$ 를 대입하여 계산한다. i 번째 해의 피해에 대한 초기 산정치는 $\Delta N_0=N_0(i)-N_0(i-1)$ 로 계산된다. 피해의 불확실성을 고려하기 위하여, 이 피해에 평균 ΔN_0 , 표준편차 $\sigma_{\Delta N_0}$ 의 정규분포를 따르는 확률적 변동성을 부여한다.

Hanzawa *et al.*(1996)은, Tanimoto *et al.*(1985)의 실험 자료를 분석하여, ΔN_0 과 $\sigma_{\Delta N_0}$ 사이에 다음과 같은 관계식을 제안하였다.

$$\sigma_{\Delta N_0} = 0.36(\Delta N_0)^{0.5} \quad (13)$$

샘플 자료 ΔN_0 는 위의 식으로 정의되는 표준편차를 갖는 정규 무작위수에 의해 결정된다. 마지막으로 i 번째 해까지의 피해는 $N_0(i)=N_0(i-1)+\Delta N_0$ 로 계산된다.

이상의 설명은 어떤 특정한 해까지의 피해를 계산하기 위한 절차이며, 방파제 수명 동안의 총 누적피해는 이 과정을 방파제 수명 동안 반복함으로써 계산된다. 한 수명 사이클에 대한 절차를 Fig. 1에 보였다. 이러한 과정을 2000번 반복하여 총 누적피해를 모두 더해서 2000으로 나누면 기대피해를 얻게 된다. 2000이라는 숫자는 Hanzawa *et al.*(1996)의 결과에 따라 선택하였는데, 그들은 이렇게 함으로써 통계적으로 안정한 결과를 얻을 수 있음을 보인다.

3. 주파향의 변동성 해석

현장에서의 주파향의 변동성이 어느 정도인지 알아보기 위하여, 한국해양연구원 홈페이지(<http://www.kordi.re.kr>)에서 제공되는 파랑 후측 자료를 분석하였다. HYPA(HYbrid PArametrical) 모델과 ECMWF(European Center for Medium-range Weather Forecasts) 바람 자료를 이용하여 20년간(1979년부터 1998년까지) 매 3시간 간격으로 심해파에 대한 후측이 수행되었다. 격자 간격은 약 27 km였다. 이 사이트에서는 Fig. 2에 표시된 남한 주변의 67개 지점에 대한 유의파고 및 주기, 평균파향, 방향 스펙트럼 등의 통계자료를 제공하고 있다. 본 연구에서는 이 중에서 동해안에 위치한 지역, 즉 53부터 67까지(57과 60은 제외)의 자료를 사용하였는데, 이 지역은 해안이 비교적 단조롭고, 조차가 수십 cm로 매우 작으며, 북동 방향으로부터의 파가 우세하다.

각 지점에서 유의파고가 3 m 이상 되는 파랑의 출현 수를 16방위로 Table 1에 제시하였다. 북쪽으로부터 시계방향으로 켄 주파향의 평균치, 해안선에 직각 방향으로부터 시계 반대방향으로 켄 주파향의 평균치, 그리고 표준편차가 각 지점에 대하여 주어졌다. 지점 53부터 58까지는 해안선이 남북 방향이며, 59부터 67까지는 약 30° 기울어져 있다(Fig. 2참조). 지점 61까지는 주파향의 평균이 약 42°로 거의 일정하고, 그 이후로는 북쪽으로 갈수록 동

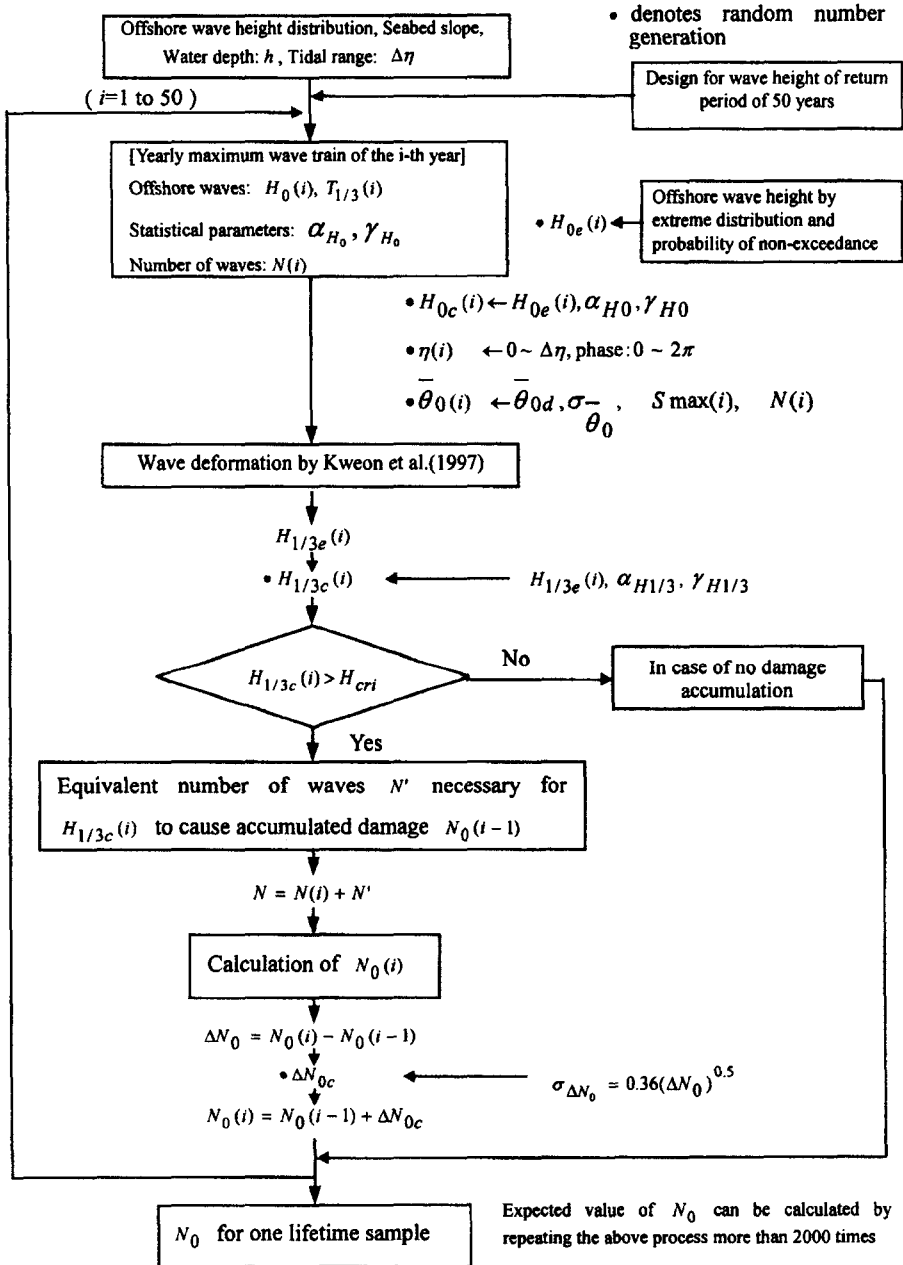


Fig. 1. Flow chart for computation of total damage within one lifetime (modified from Hanzawa et al. (1996)).

쪽으로 변한다. 표준편차는 남쪽으로 갈수록 약간씩 커지는데, 이는 아마도 태풍의 영향일 것이다. 해안선에 직각 방향에 대한 주파향의 평균치는 지점 53부터 58까지와 62부터 64까지에서 각각 비교적 일정한 값을 보인다. 특히, 53부터 58까지의 지점에서는 주파향이 해안선에 직각 방향으로부터 크게 벗어나 있고 표준편차도 비교적 크므로, 천

해파고 산정에서 파향의 영향이 중요할 것이다.

4. 계산 예제

본 절에서는 우리의 결과를 이전의 연구자들의 결과와 비교하고 파향의 중요성을 설명하기 위하여 몇 가지 계

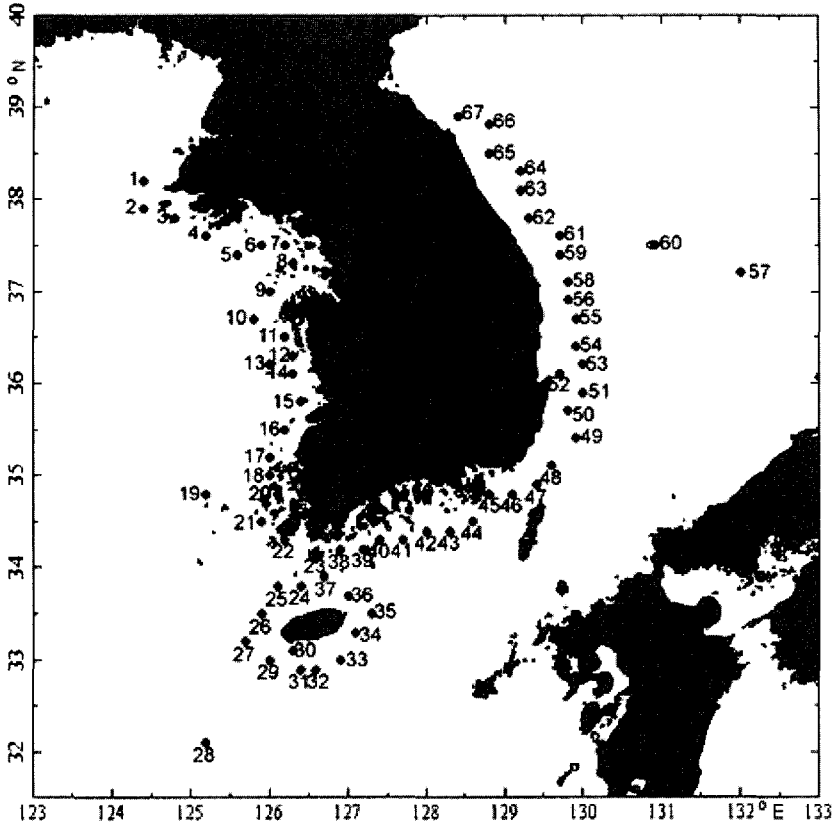


Fig. 2. Location of wave hindcasting (from <http://www.kordi.re.kr>).

Table 1. Averages and standard deviations of principal wave directions (unit: degrees)

Location No.	Number of occurrence ($H_0 > 3$ m)							Average $\bar{\theta}_0$ (cw from N)	Average $\bar{\theta}_0$ (ccw from shore-normal direction)	$\sigma_{\bar{\theta}_0}$
	NNW	N	NNE	NE	ENE	E	ESE			
53		3	102	104	46	5		40.5	49.5	18.2
54		7	80	126	48	5		42.0	48.0	18.1
55		6	87	121	41	6		41.0	49.0	18.1
56		8	59	133	37	3		42.0	48.0	16.9
58		4	66	154	33	2	1	42.1	47.9	15.8
59		8	43	148	29	1		42.3	17.7	15.2
61	3	7	51	143	32	1		41.0	19.0	17.0
62		3	16	134	50	1		48.3	11.7	13.9
63		2	10	137	48	2	1	49.6	10.4	13.7
64		3	8	113	36	2	1	49.0	11.0	14.5
65			3	58	51	2	1	55.8	4.2	14.0
66			2	37	39	6	1	58.8	1.2	15.9
67			2	2	32	3	1	66.9	-6.9	14.7

산 예를 제시한다. 비록 Kweon *et al.*(1997)의 모형이 임의 지형에서의 방향 불규칙파의 변형을 계산할 수는 있지만, 이후로는 일정 경사 해안만을 고려하는데, 이것만

으로도 간편하면서도 파향의 영향을 충분히 설명할 수 있다. 공통적으로 사용되는 계산 조건은 다음과 같다.

심해파고의 극치분포로서 $k=2.0$, $A=2.23$, 그리고 $B=4.78$ 인

Weibull 분포함수를 사용하였으며, 이에 해당하는 50년 재현기간의 심해 설계파고는 9.2 m이다. 심해 파랑경사는 0.03으로 일정하다고 가정하였으며 따라서 이에 상응하는 설계 유의주기는 14.0 s이다. 심해파고의 불확실성을 나타내는 파라미터들은 $\alpha_{H0}=0.0$ 및 $\gamma_{H0}=0.1$ 이다. 모든 계산에서 파의 수는 1000으로 고정하였다. 조차는 1.0 m로 고정하였다. 해저면 경사는 1/50과 1/10을 사용하였다. 수심은 LWL 기준 7, 9, 11, 13, 15, 17, 19, 그리고 21 m에 대하여 계산하였다. 각 수심에서의 설계파고는 조위를 LWL부터 HWL까지 변화시키면서 $H_0=9.2$ m에 해당하는 파고를 계산하여 가장 큰 값을 취하였다. Tetrapod의 중량은 각 수심에서의 설계파고에 대해서 식 (10)에서 $N_0=0.3$ 및 $N=1000$ 을 사용하여 계산하였다.

4.1 일정경사 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파

Hanzawa *et al.*(1996)은 일정경사 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파를 맞는 수평혼성방파제의 Tetrapod의 기대피해를 Goda(1975) 모형을 이용하여 계산하였다. 한편, Kweon *et al.*(1997)은 그들의 3차원 불규칙 쇄파 모형에서 방향분산 파라미터 s_{max} 를 1000으로 두고 일정경사 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파를 계산하여, 그들의 결과가 Goda의 결과와 잘 일치함을 보였다. 여기서 우리는 파랑 변형을 계산하기 위하여 Kweon *et al.*의 모형을 사용하며, 계산된 Tetrapod의 기대피해를 Hanzawa *et al.*의 결과와 비교한다. 두 파랑 모형들이 비슷한 결과를 주기 때문에 기대피해에 대한 결과도 큰 차이를 보이지는 않을 것으로 기대된다. 파랑 변형 계산에서의 불확실성을 나타내는 파라미터들은 Hanzawa *et al.*(1996)에서와 같이 $\alpha_{H1/3}=-0.13$ 및 $\gamma_{H1/3}=0.09$ 를 사용하였다.

각 수심에서의 설계파고와 Tetrapod 중량을 Table 2에 제시하였다. 사용된 파랑 변형 모형의 차이 때문에, 전반적으로 두 값 모두 Hanzawa *et al.*(1996)의 논문에 주어

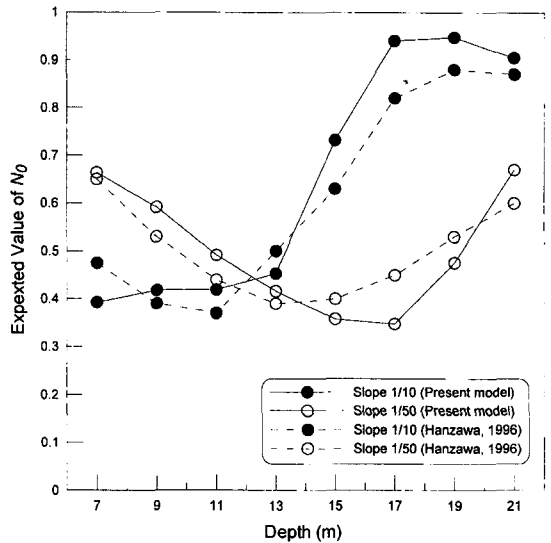


Fig. 3. Comparison of expected damage between present model and Hanzawa *et al.*'s(1996) model.

진 값보다 해저면 경사 1/10의 경우에는 약간 크고, 1/50 경사에서는 약간 작다. Fig. 3은 각 수심에서 본 모형과 Hanzawa *et al.*(1996)의 모형 사이에 기대피해의 비교를 보여준다. 기대했던 바와 같이 두 모형 사이에 약간의 차이는 있지만 전체적인 경향은 비슷하다.

Hanzawa *et al.*(1996)은 파랑변형에 대한 편의 $\alpha_{H1/3}=-0.13$ 를 사용하였다. 그러나 Takayama와 Ikeda(1993)에 따르면 Goda(1975) 모형을 사용할 때 유의파고에 대해서는 -0.06, 최대파고에 대해서는 -0.13의 편의를 사용해야 한다. 사석방파제의 설계에서는 유의파고를 사용하므로 $\alpha_{H1/3}=-0.06$ 를 사용하는 것이 보다 합리적인 것이다. Fig. 4는 $\alpha_{H1/3}=-0.13$ 와 $\alpha_{H1/3}=-0.06$ 을 사용한 결과들의 비교를 보여주고 있다. 각각의 해저면 경사에 대하여 수심에 따른 경향은 같지만, $\alpha_{H1/3}=-0.06$ 일 때의 상대피해는 $\alpha_{H1/3}=-0.13$ 일 때

Table 2. Design wave heights and masses of Tetrapods

Seabed slope	1/10							
Water depth (m)	7	9	11	13	15	17	19	21
Design wave height (m)	8.97	9.82	10.48	10.79	10.33	9.88	9.58	9.36
Mass of Tetrapods (tf)	78.4	103.0	124.8	136.6	119.8	104.8	95.5	89.3
Seabed slope	1/50							
Water depth (m)	7	9	11	13	15	17	19	21
Design wave height (m)	5.03	6.22	7.32	8.29	9.08	9.59	9.58	9.37
Mass of Tetrapods (tf)	13.9	26.2	42.7	62.1	81.4	95.9	95.5	89.3

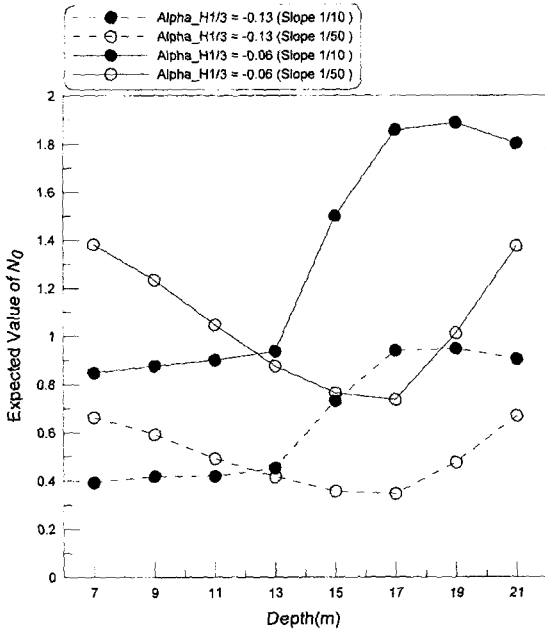


Fig. 4. Comparison of expected damage between $\alpha_{H1/3}=-0.13$ and $\alpha_{H1/3}=-0.06$.

의 상대피해의 약 두 배의 값을 보인다.

4.2 파향의 변동성의 영향에 대한 검토

본 연구의 일차적인 목적은 피복 블록의 기대피해의 계산에서 Goda(1975) 모형에는 포함되어 있지 않은 파향의 영향을 검토하는 것이다. 이러한 목적으로 Table 3에 제시된 여섯 가지 경우에 대하여 계산을 수행하였다.

Case 1은 Goda(1975) 모형에서와 같이 해안에 직각으로 입사하는 일방향 파의 경우이다. Case 2는 일방향 파인 Case 1에 비해 방향분산만을 포함하는 경우이다. 분산 파라미터 s_{max} 는 20을 사용하였으며, 이는 심해 파랑 경사 0.03에 해당하는 값이다(Goda, 2000, p. 35). Case 3는 해안선에 직각인 방향에서 20° 기울어진 일방향 파에 대한 경우이며, Case 1에 비해서 굴절만을 포함한다. Case 4

Table 3. Test conditions

Case No.	s_{max}	$\bar{\theta}_{0d}$ (deg.)	σ_{θ_0} (deg.)	$\alpha_{H1/3}$
1	1000	0	0	-0.06
2	20	0	0	-0.06
3	1000	20	0	-0.06
4	1000	0	15	-0.06
5	20	20	15	0.0
6	20	48	17	0.0

는 주파향의 변동의 영향을 검토하기 위한 것이다. $\bar{\theta}_{0d}=0^\circ$ 와 $\sigma_{\theta_0}=15^\circ$ 를 사용하였다. 이상의 경우들에 대해서 $\alpha_{H1/3}=-0.06$ 및 $\gamma_{H1/3}=0.09$ 를 사용하였다. 그러나 Case 2부터 4까지는 Goda(1975) 모형에서 무시되었던 굴절과 방향분산의 영향의 일부가 포함되어 있다. 따라서 편의의 절대치는 -0.06보다 작아야 할 것이다(예를 들어 -0.04). 그러나 이 값이 얼마나 작아야 하는지 불확실하기 때문에 -0.06 값을 그대로 사용하였다. Case 5는 Case 2부터 4까지에서 부분적으로 고려한 방향의 변동성을 모두 고려한 경우이다. Case 6는 Fig. 2(Table 1도 참조)의 53부터 58까지의 지점에서의 조건을 나타낸다. Case 5와 6에서는 방향의 변동성에 관한 모든 것을 포함하고 있기 때문에 파랑 변형 계산에서 편의가 없는 것으로 가정하여 $\alpha_{H1/3}=0.0$ 를 사용하였다. 그러나 계산 오차는 그대로 존재할 것이므로 $\gamma_{H1/3}=0.09$ 는 그대로 사용하였다.

Fig. 5는 s_{max} 값 1000과 20에 대하여 수심에 따른 파고의 변화를 보여준다. 예상되는 바와 같이 방향 분산을 포함하는 파랑의 파고가 일방향 파의 파고보다 작다. 그러나 1/50 경사 해안의 얕은 부분에서는 그 차이가 거의 없는데, 이는 아마도 완경사 해안에서 파랑이 해안 쪽으로 전파해 오면서 방향 분산의 영향이 사라지기 때문일 것이다.

Fig. 6은 Case 1과 2 사이에 수심에 따른 기대피해를 비교한 것이다. Fig. 5에서와 같이 방향 파랑의 파고가 일

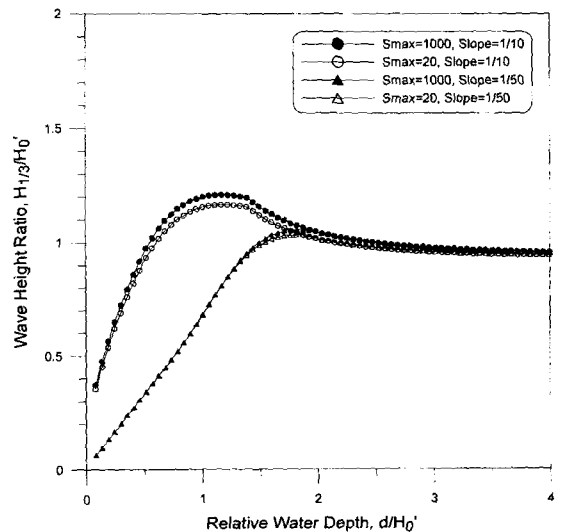


Fig. 5. Comparison of wave height variation with water depth between unidirectional waves ($s_{max}=1000$) and directional waves ($s_{max}=20$).

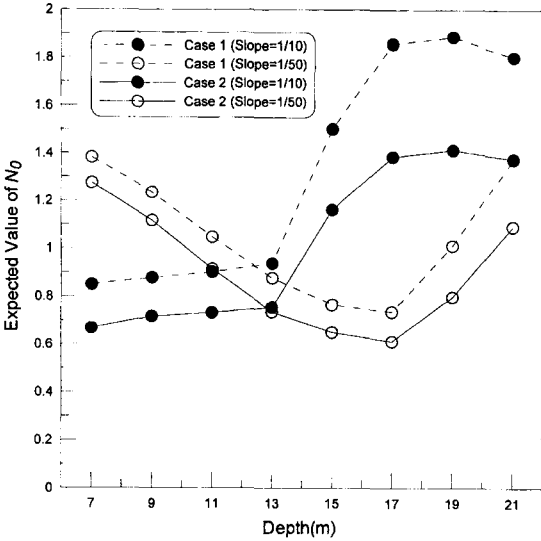


Fig. 6. Comparison of expected damage between Case 1 and 2.

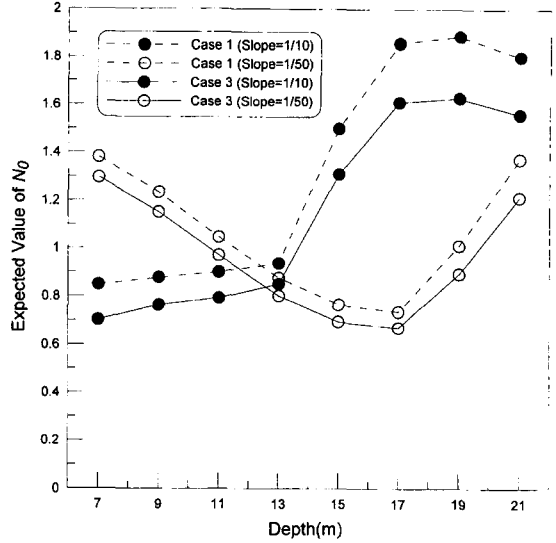


Fig. 7. Comparison of expected damage between Case 1 and 3.

방향 파의 파고보다 작기 때문에, Case 2의 기대피해가 Case 1의 값보다 작다. 두 경우의 기대피해의 차이는, Fig. 5에 보인 파고의 차이와 마찬가지로, 수심이 감소함에 따라 작아진다. 해저면 경사 1/50의 경우, Fig. 5에서 보는 바와 같이 수심이 작은($d/H_0' \leq 1.3$) 지역에서 s_{max} 에 따른 파고의 변화는 거의 없는데 기대피해는 상당한 차이를 보이는 것에 대하여 의아해 할 것이다. Fig. 5는 일정한 심해파고 9.2 m와 변화하는 수심에 대하여 계산되었다. 수심 7.0 m에서 d/H_0' 은 0.76이며, 따라서 1/50 경사에서 파고 변화와 피복 블록 피해에 대한 s_{max} 의 영향은 무시할 정도로 작다. 그러나 피복 블록의 피해 계산에서는 심해파고 자체가 50년 재현주기 9.2 m의 값을 가지고 변한다. 이 값은 약 4.0 m까지 작아질 수 있으며 따라서 수심 7.0 m에서 d/H_0' 가 1.75가 될 수도 있다. 이러한 d/H_0' 값에 대해서는 s_{max} 에 따른 파고의 변화 및 이에 따른 피해의 차이가 상당히 커질 수 있을 것이다.

Fig. 7은 Case 1과 3 사이의 비교이다. 비스듬하게 입사하는 파의 파고는 굴절의 영향으로 직각으로 입사하는 파의 파고보다 작다. 따라서 Case 3의 피해가 Case 1의 피해보다 작다. Fig. 8은 Case 1과 4 사이의 비교이다. 여기서도 굴절의 영향으로 Case 4의 피해가 Case 1보다 작다.

Fig. 9는 Case 1과 5 사이의 비교이다. Case 2부터 4까지와는 반대로, 기대피해의 차이가 아주 작은 해저면 경사 1/10의 비교적 깊은 수심을 제외하고는 Case 5의 기대피해가 전반적으로 Case 1보다 크다. 또한 1/50 경사

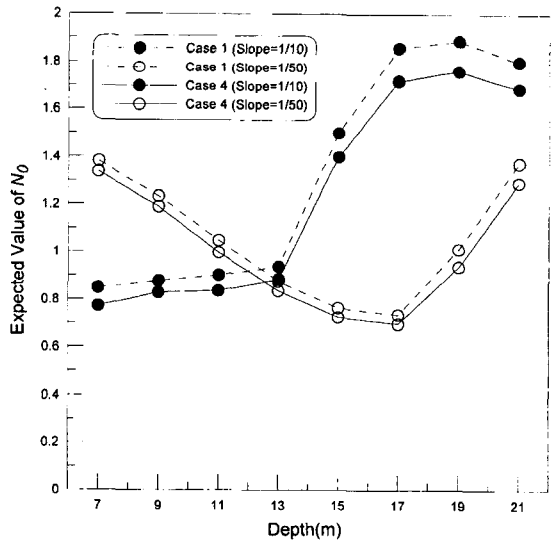


Fig. 8. Comparison of expected damage between Case 1 and 4.

에 대해서 수심이 감소함에 따라 기대피해의 차이가 증가하는데, 이는 수심이 감소함에 따라 차이가 감소하거나 일정하게 유지되는 Case 2부터 4까지와는 다른 결과이다. Case 1과 5에서 $\alpha_{H_{1/3}}$ 값이 각각 -0.06 및 0.0인 점을 생각할 때, 이 경우 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.06$ 을 사용하면 모든 파향의 변동성을 고려한 계산 결과에 비해 파고를 너무 많이 줄여주는 것으로 생각된다.

Fig. 10은 Case 1과 6 사이의 비교이다. 해저면 경사 1/50에서의 얇은 수심을 제외하고는 Case 6의 기대피해가 Case 1보다 작다. Case 5와 비교해 볼 때, Case 6에

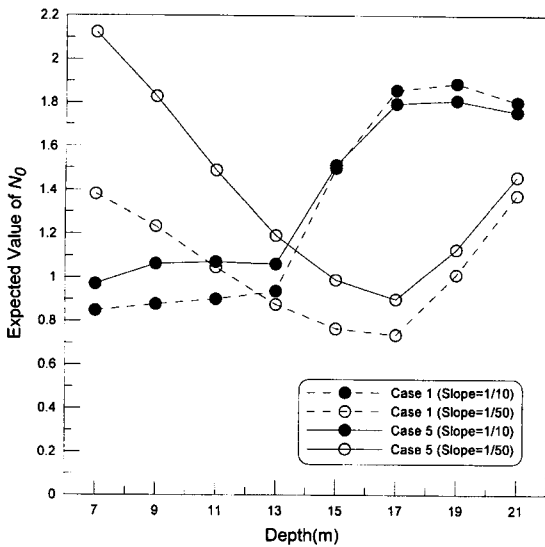


Fig. 9. Comparison of expected damage between Case 1 and 5.

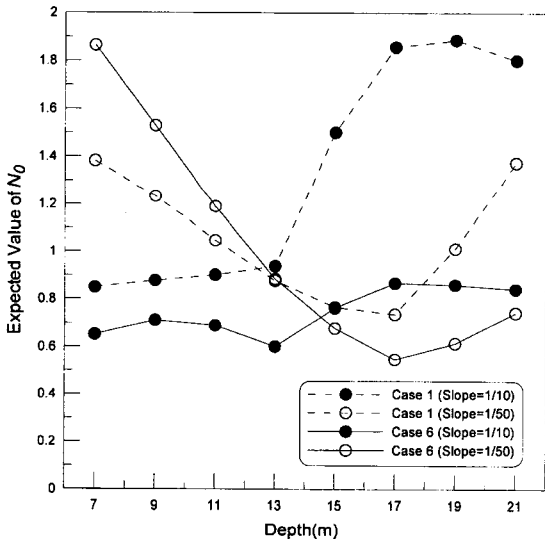


Fig. 10. Comparison of expected damage between Case 1 and 6.

서 설계 주파향이 훨씬 크고 표준편차도 조금 크기 때문에 굴절의 영향이 커질 것으로 예상된다. Case 5와 6의 결과를 비교해 보면 이러한 영향을 알 수 있다. 깊은 수심에서와 해저면 경사가 큰 지역에서는 굴절이 아직 중요하기 때문에 Case 5와 6 사이의 차이가 크다. 그러나 해저면 경사가 작은 천해 지역에서는 쇄파의 영향이 굴절보다 훨씬 크기 때문에 그 차이가 작아진다.

결론적으로, 방파제의 신뢰성 설계에서 천해 파고를 보다 정밀하게 계산하기 위해서는 편의 $\alpha_{H/1/3}$ 를 일률적으로 적용하여 파고를 보정하는 것보다는 파향의 변동성을 고

려한 파랑변형을 계산하는 것이 필요하다. Case 1의 계산에서와 같이 파향의 변동성을 고려하지 않는 종래의 설계법은 수심과 해저면 경사에 따라 기대피해를 심하게 과대산정하거나 또는 과소산정하는 것으로 나타났다.

5. 결론 및 향후 연구에 대한 제언

5.1 결론

본 연구에서는, 수평혼성방파제의 피복 블록의 기대피해를 계산하기 위하여 Hanzawa *et al.*(1996)이 개발한 Level 3 신뢰성 설계법을 파향의 변동성을 고려할 수 있도록 확장하였다. 파향의 변동성을 포함시키게 되면 피복 블록의 기대피해 계산 결과에 큰 영향을 미치는 것으로 확인되었다. 파향의 변동성을 고려하지 않는 종래의 설계법은 수심과 해저면 경사에 따라 2배정도까지 기대피해를 과대산정하거나 또는 과소산정하였다.

또한 본 연구에서 수평혼성방파제에 대하여 개발된 방법은 피복 블록에 대한 적절한 안정공식이 주어진다면 일반 사석방파제에 대해서도 적용이 가능할 것이다. 실제로 윤(2002)은 개발된 모형을 우리나라에서 많이 시공되고 있는 사석방파제의 전면 피복 블록의 피해를 산정에 적용한 바 있다. Tetrapod에 대하여 van der Meer(1988b)가 제안한 안정공식을 사용하였다. 계산 결과는 수평혼성방파제에 대한 결과와 비슷한 경향을 보였으며, 다만 수심에 따른 변화가 수평혼성방파제에 비해 그다지 크지 않은 결과를 보였다.

5.2 향후 연구에 대한 제언

본 연구에서는 이전의 연구자들과의 결과와 비교하기 위하여 일정경사 해안만을 검토하였다. 그러나 Kweon *et al.*(1997)의 모형이 쇄파대를 포함하는 임의 지형에서의 방향 불규칙파의 변형을 계산할 수 있기 때문에 본 연구에서 개발된 방법을 실제 해안에서도 적용할 수 있을 것이다.

본 연구에서 개발된 방법은 직립방파제 케이슨의 기대활동량 계산에도 응용할 수 있을 것이다. 특히 케이슨 기대활동량의 계산은 Goda(1974)의 파압공식이 방파제 위치에서의 파향의 영향을 포함하고 있고 Kweon *et al.*(1997)의 모형으로 이 파향을 계산할 수 있기 때문에 매우 흥미로운 적용이 될 것이다.

유럽에서 개발되고 있는 Level 2 방법과 일본의 Level 3 방법은 서로 다른 설계 파라미터들을 계산한다. 예를 들어 Level 2 방법은 블록의 파괴확률을, Level 3 방법은

블록의 기대피해를 계산한다. 그러나 이러한 파라미터들은 서로 독립적인 것이 아닐 것이며, 어떤 관계를 가지고 있을 것이다. 또한 두 방법이 큰 차이를 보여서도 안 된다. 향후에 이러한 Level 2와 3 방법의 비교에 대해서도 연구를 수행할 필요가 있을 것이다. 이러한 두 방법의 비교 연구는 지금까지 유럽과 일본에서 독립적으로 수행되어 온 연구를 국제적으로 조정 또는 통합할 수 있다는 의미에서 매우 중요할 것이다.

마지막으로 신뢰성 설계의 결과는 사용되는 자료의 질에 크게 좌우되므로 이를 실제로 현업에 적용하기 위해서는 설계에 필요한, 신빙성 있는, 각종 자료를 생산하는 연구가 선행되어야 한다. 구조물의 응답에 관련된 자료를 위해서는 많은 실험과 과거에 건설된 방파제의 피해 사례에 대한 연구가 수행되어야 한다. 또한 방파제에 외력으로 작용하는 파랑의 통계적인 특성을 얻기 위해서는 한국해양연구원 등의 관측 및 후측 자료들을 정밀 분석할 필요가 있을 것이다.

감사의 글

이 논문은 2001년도 두뇌한국21사업에 의하여 지원되었음.

참고문헌

- 윤현덕, 2002. **파향의 변동성을 고려한 사석방파제의 신뢰성 설계**, 석사학위논문, 서울대학교.
- 이철웅, 1999. 경사제 피복재의 안정성에 대한 신뢰성 해석, 한국해양·해양공학회지, **11(3)**: 165-172.
- 이철웅, 2000a. 경사제 피복재의 안정성과 피해율에 대한 확률론적 해석, 대한토목학회논문집, **20(1-B)**: 73-84.
- 이철웅, 2000b. 경사제 피복재의 신뢰성 해석을 위한 직접 계산법의 개발, 대한토목학회논문집, **20(3-B)**: 387-397.
- 이철웅, 2000c. 직접 계산법에 의한 경사제 피복재의 신뢰성 해석, 대한토목학회논문집, **20(3-B)**: 399-409.
- 이철웅, 안성모, 2001. 안전계수에 따른 경사제 피복재의 파괴확률, 한국해양·해양공학회지, **13(1)**: 9-17.
- Burcharth, H.F., 1991. Introduction of partial coefficient in the design of rubble mound breakwaters, *Proceedings of Conference on Coastal Structures and Breakwaters*, Institution of Civil Engineers, London, pp. 543-565.
- Burcharth, H.F. and Sørensen, J.D., 1999. The PIANC safety factor system for breakwaters, *Proceedings of International Conference on Coastal Structures '99*, A. A. Balkema, Spain, pp. 1125-1144.
- Christensen, F.T., Broberg, P.C., Sand, S.E., and Tryde, P., 1984. Behaviour of rubble-mound breakwater in directional and uni-directional waves, *Coastal Engineering*, **8**, pp. 265-278.
- Goda, Y., 1974. A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater, *Proceedings of 14th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Copenhagen, pp. 1702-1720.
- Goda, Y., 1975. Irregular wave deformation in the surf zone, *Coastal Engineering in Japan*, **18**, pp. 13-26.
- Goda, Y., 2000. *Random Seas and Design of Maritime Structures*, 2nd ed., World Scientific, Singapore.
- Goda, Y. and Takagi, H., 2000. A reliability design method of caisson breakwaters with optimal wave heights, *Coastal Engineering Journal*, **42**, pp. 357-387.
- Hanzawa, M., Sato, H., Takahashi, S., Shimosako, K., Takayama, T., and Tanimoto, K., 1996. New stability formula for wave-dissipating concrete blocks covering horizontally composite breakwaters, *Proceedings of 25th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Orlando, pp. 1665-1678.
- Karlsson, T., 1969. Refraction of continuous ocean wave spectra, *Journal of Waterways and Harbors Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers*, **95**, pp. 437-448.
- Kweon, H.-M. and Goda, Y., 1996. A parametric model for random wave deformation by breaking on arbitrary beach profiles, *Proceedings of 25th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Orlando, pp. 261-274.
- Kweon, H.-M., Sato, K., and Goda, Y., 1997. A 3-D random breaking model for directional spectral waves, *Proceedings of 3rd International Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis*, ASCE, Norfolk, pp. 416-430.
- Losada, M.A. and Giménez-Curto, L.A., 1982. Mound breakwaters under oblique wave attack; A working hypothesis, *Coastal Engineering*, **6**, pp. 83-92.
- Matsumi, Y., Mansard, E.P.D., and Rutledge, J., 1994. Influence of wave directionality on stability of breakwater heads, *Proceedings of 24th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Kobe, pp. 1397-1411.
- Ryu, C.-R., 2001. The state of the art on breakwater design in Korea and directional effects on the stability of rubble mound structures, *Proceedings of International Workshop on Advanced Design of Maritime Structures in 21st Century*, Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, pp. 142-151.
- Shimosako, K. and Takahashi, S., 1999. Application of deformation-based reliability design for coastal structures, *Proceedings of International Conference on Coastal Structures*

- '99, A. A. Balkema, Spain, pp. 363-371.
- Takayama, T. and Ikeda, N., 1993. *Estimation of sliding failure probability of present breakwaters for probabilistic design*, Port and Harbour Research Institute, Japan.
- Takayama, T. and Ikeda, N., 1994. Estimation of encounter probability of sliding for probabilistic design of breakwater, *Proceedings of Wave Barriers in Deepwaters*, Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, pp. 438-457.
- Tanimoto, K., Haranaka, S., and Yamazaki, K., 1985. *Experimental study of wave dissipating concrete blocks against irregular waves*, Port and Harbour Research Institute, Japan.
- van der Meer, J. W., 1988a. Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, **114**, pp. 66-80.
- van der Meer, J. W., 1988b. Stability of Cubes, Tetrapods and Accropods, *Proceedings of International Conference on Breakwaters '88*, ASCE, pp. 59-68.
- Vincent, C.L. and Briggs, M.J., 1989. Refraction-diffraction of irregular waves over a mound, *Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, **115**, pp. 269-284.

Received November 5, 2003

Accepted January 7, 2003