

파향의 변동성을 고려한 직립방파제 콘크리트 케이슨의
기대활동량 산정
Calculation of Expected Sliding Distance of Concrete Caisson of Vertical
Breakwater Considering Variability in Wave Direction

홍수영* · 서경덕* · 권혁민**

Su Young Hong*, Kyung-Duck Suh* and Hyuck-Min Kweon**

요 旨 : 본 연구에서는 Shimosako and Takahashi(1999)가 직립방파제 케이슨의 기대활동량을 계산하기 위해 개발한 신뢰성 설계법을 방향 불규칙파의 방향 분산, 심해 설계주파향이 해안선에 직각 방향과 이루는 각도, 심해 주파향의 설계치에 대한 변동 등과 같은 파향의 변동성을 고려할 수 있도록 확장하였다. 심해로부터 방파제 설계 위치까지의 파랑변형을 계산하기 위하여 Shimosako and Takahashi는 평행한 등심선을 갖는 직선 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파를 가정하여 Goda(1975)가 개발한 모형을 사용하였다. 본 연구에서는 방향 불규칙파의 변형을 계산하기 위하여 Kweon *et al.*(1997)이 개발한 모형을 사용하였다. 파랑의 방향분산 및 심해 주파향의 변동에 의한 영향은 별로 크지 않은 반면에, 심해 설계주파향이 해안선에 직각 방향과 이루는 각도의 영향은 상대적으로 커서, 이 각도가 증가함에 따라 기대활동량이 감소하는 경향을 보였다. 특히 우리 나라 동해안 일부 지역의 현장 자료를 이용한 경우 파향의 변동성을 고려했을 때의 기대활동량이 이를 고려하지 않았을 때에 비해 약 1/3 수준으로 감소하였다. 파랑변형 계산을 위하여 Goda 모형을 사용하는 경우 무시되는 굴절의 영향을 보정하기 위하여 계산된 유의파고를 일률적으로 6% 감소시키는 것은 심해 설계주파향이 약 20°인 경우에 적합한 값이며, 심해 설계주파향이 보다 작은 경우에는 6%보다 작은 값을, 보다 큰 경우에는 6%보다 큰 값을 사용해야 한다. 케이슨의 기대활동량을 30 cm로 설계할 경우 수심이 약 25 m 이하의 지역에서는 파향의 변동성을 고려하지 않더라도 기존의 결정론적 설계보다 최대 약 30% 정도까지 케이슨의 폭을 줄일 수 있다. 동해안 일부 지역의 현장 자료를 사용하여 파향의 변동성을 고려할 경우에는 이를 고려하지 않은 경우보다 최대 약 10% 정도까지 케이슨의 소요 폭이 감소하며, 고려한 전 수심 구간(10~30 m)에서 결정론적 설계보다 작은 케이슨 폭이 요구된다.

핵심용어 : 케이슨, 기대활동량, 신뢰성 설계, 파향의 변동성, 직립방파제, 파랑변형모델

Abstract □ In this study, the reliability design method developed by Shimosako and Takahashi in 1999 for calculation of the expected sliding distance of the caisson of a vertical breakwater is extended to take into account the variability in wave direction such as directional spreading of waves, obliquity of the deep-water 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 Shimosako and Takahashi. The effects of directional spreading and the variation of deep-water principal wave directions were minor compared with those of the obliquity of the deep-water design principal wave direction from the shore-normal direction, which tends to reduce the expected sliding distance as it increases. Especially when we used the field data in a part of east coast of Korea, considering the variability in wave directions reduced the expected sliding distance to about one third of that not considering the directional variability. Reducing the significant wave height calculated at the design

*서울대학교 지구환경시스템공학부(Corresponding author: Su Young Hong, School of Civil, Urban and Geosystem Engineering, Seoul National University, San 56-1, Shinlim-Dong, Gwanak-Gu, Seoul 151-742, Korea. syshee1008@hanmail.net)

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

site by 6% to correct the effect of wave refraction neglected in using Goda's model was found to be proper when the deep-water design principal wave direction is about 20 degrees. When it is smaller than 20 degrees, a value smaller than 6% should be used, or vice versa. When we designed the caisson with the expected sliding distance to be 30 cm, in the area of water depth of 25 m or smaller, we could reduce the caisson width by about 30% at the maximum compared with the deterministic design, even if we did not consider the variability in wave directions. When we used the field data in a part of east coast of Korea, considering the variability in wave directions reduced the necessary caisson width by about 10% at the maximum compared with that not considering the directional variability, and is needed a caisson width smaller than that of the deterministic design in the whole range of water depth considered (10~30 m).

Keywords : caisson, expected sliding distance, reliability design, variability in wave direction, vertical breakwater, wave transformation model

1. 서 론

지금까지의 방파제 설계는 안전율의 개념을 이용한 결정론적인 방법에 의존하여 왔다. 최근에 이런 안전율의 개념이 방파제가 파랑에 대해서 얼마만큼 안전한지 알 수가 없고 과대설계를 유발할 수 있다는 사실이 밝혀지면서 방파제의 구조적 안정과 설계에 확률적인 개념을 이용하는 신뢰성 설계법이 도입되기 시작했다.

기존의 결정론적 방법에 의한 직립방파제 케이슨 설계에서는 설계파에 대한 파력을 계산하고, 이에 대하여 케이슨이 안정되도록 케이슨의 재원을 결정한다. 케이슨의 안정성은 안전율에 의해서 판단되고, 소요 안전율을 만족하도록 설계한다. 기존의 설계법은 파력과 케이슨 중량에 대한 힘의 평형식에 대한 검토이고, 기본적으로 변형을 허용하지 않는 설계법이다. 즉, 케이슨이 조금이라도 움직이는 경우는 피해라고 생각하며 원칙적으로 활동은 허용되지 않는다. 그러나 활동이 발생한다 할지라도 그 양이 크지 않은 한 방파제의 기능 자체가 상실되는 것은 아니다. 따라서 다소의 활동을 허용할 경우 보다 경제적인 설계가 가능해질 것이다.

또한 현행 설계법에 있어서 보통은 방파제의 내용기간과 설계파의 재현기간이 같다고 가정한다. 그러나 이 경우 내용기간 중에 설계파를 상회하는 파가 발생할 확률은 이론상으로는 약 63%나 되고 설계파 이상의 파가 발생하지 않을 확률보다 높다. 또한 방파제가 쇄파대의 바깥쪽에 위치하는 경우, 설계파의 최대파고를 유의파고의 1.8배 정도로 계산하고 있지만 실제로는 그 이상의 파고가 발생하는 경우도 있다. 그 밖에 파랑변형 계산이나 파력의 산정에는 당연히 오차가 포함되어 있고 계산치가 위험측이 되는 경우도 있다. 이러한 영향들을 고려하여 현행 설계법에 있어서는 활동에 대한 안전율이 1.2가 되도록

단면을 설계하지만 그 근거는 명확하지 않고, 같은 안전율이어도 예를 들어 쇄파대의 바깥쪽과 안쪽의 설계조건이 다르다면 제체의 안정성도 같지 않을 것이다. 이러한 문제점을 해결하기 위해서는 확률론에 기초한 신뢰성 설계법이나 어느 정도의 변형을 허용하는 성능 설계법의 도입이 불가피하다.

신뢰성 설계법은 유럽과 일본을 중심으로 1980년대 중반 이후부터 발전해왔다. 유럽에서는 van der Meer(1988)가 방파제 피복층의 설계에 대해 확률적인 접근을 제안하였고 Burcharth(1991)는 사석방파제의 신뢰성 설계에 부분안전계수를 도입하였다. 최근에 Burcharth and Sørensen(1999)은 PIANC (Permanent International Association of Navigation Congresses) Working Group의 결과를 요약하여 사석방파제와 직립방파제에 대한 부분안전계수들을 확립하였다. 유럽의 신뢰성 설계법은 주로 Level 1 또는 Level 2 방법에 의한 것이었다. 반면에 일본의 신뢰성 설계법은 Level 3 방법으로 주로 Monte-Carlo 방법을 이용한 신뢰성 설계 기법을 개발하여 왔다. Hanzawa *et al.*(1996)은 케이슨 전면에 소파 블록들을 설치하는 수평혼성방파제의 소파블록에 대한 안정공식을 제안하고 소파블록의 기대피해도를 계산하는 방법을 개발하였으며, Shimosako and Takahashi(1999)는 직립방파제 케이슨의 기대활동량을 계산하는 방법을 개발하였다. 이들 일본의 신뢰성 설계법에서는 방파제 위치에서의 파고를 계산하기 위하여 Goda(1975) 모형을 사용하여 왔다. 이 모형은 등심선이 해안선에 평행하고 직선이며 해저면 경사가 일정하다고 가정하고 일방향 불규칙 파랑이 해안선에 직각으로 입사하는 경우에 대하여 천수 및 쇄파 변형을 고려하여 천해파고를 계산한다. 그러나 실제 해역에서는 파향의 변동성과 이에 따른 굴절의 영향까지도 고려할 필요가 있을 것이다. 최근에 Suh *et al.*(2002)은 Hanzawa *et al.*(1996)

의 방법을 확장하여 파향의 변동성을 고려한 소파블록의 기대피해도를 계산하는 방법을 개발하였다.

본 연구에서는 Suh *et al.*(2002)이 사석방파제에 대하여 사용하였던 방법을 Shimosako and Takahashi(1999)의 모형에 도입하여, 파향의 변동성을 고려한 직립방파제 케이슨의 기대활동량을 계산하는 모형을 개발한다. 파랑 변형 모형으로는 Kweon *et al.*(1997)의 3차원 쇄파변형 모형을 사용한다. 이 모형은 Karlsson(1969)의 스펙트럼 굴절 모형에 Kweon and Goda(1996)의 쇄파 모형을 결합한 것으로서 임의의 지형에 다방향 불규칙파가 입사할 때 쇄파대를 포함한 천해에서의 파고 및 파향을 계산한다. 천해에서 계산되어진 파고와 파향은 방파제의 제체에 작용하는 파력을 구할 때 사용되어지며 기존의 Goda (1975) 모형과는 다른 결과를 줄 것이다.

2. 케이슨 활동의 수식화

2.1 케이슨의 운동방정식

케이슨에 작용하는 파력의 시간적 변화를 알면 케이슨의 활동량을 계산할 수 있다. Fig. 1은 전형적인 직립방파제의 단면과 활동이 발생할 때의 상황을 도식적으로 보여주는 것으로, 활동 발생시 케이슨의 운동방정식은 다음 식으로 나타낸다.

$$\left(\frac{W}{g} + M_a\right) \frac{d^2 x_G}{dt^2} = P - F_R - F_D \quad (1)$$

여기서, W = 케이슨의 공기 중 중량, g = 중력가속도, M_a = 부가질량(=1.0855 $\rho_0 h^2$), ρ_0 = 해수의 밀도, h' = 케이슨 저면으로부터 정수면까지의 거리, x_G = 케이슨의 수평변위, P = 수평파력, F_R = 마찰저항력, μ = 마찰계수, W' = 케이슨의 수중 중량, U = 양압력, 그리고 F_D = 조파저항력이다. 이 식을 2회 수치적분하면 케이슨의 수평변위를

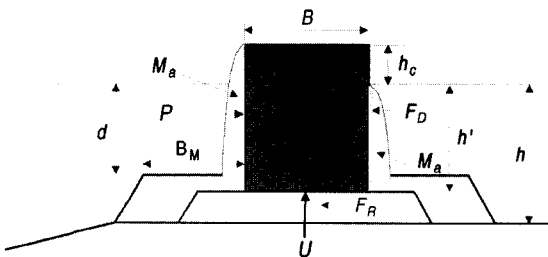


Fig. 1. Typical cross-section of vertical breakwater and forces acting on caisson during sliding.

계산할 수 있다. Fig. 1에서 h =방파제 위치에서의 수심, d =마운드 상의 수심, B_M =마운드의 어깨 폭, h_c =마루높이, B =케이슨의 폭이다.

엄밀한 의미에서 마찰계수 μ 는 활동이 시작될 때는 정지마찰계수 μ_s , 활동중에는 동마찰계수 μ_d 를 구분하여 사용할 필요가 있지만, 현재로서는 μ_s 와 μ_d 값을 정확히 파악하기가 곤란하다. 또한 실제의 활동현상에 있어서 활동량이 아주 큰 경우 이외에는 F_D 의 영향이 매우 작다. 따라서 본 계산에서는 정지마찰계수와 동마찰계수의 구분없이 마찰계수 μ 에 대하여 정지마찰계수를 사용하였으며, F_D 에 대해서는 고려하지 않는 것으로 하였다.

2.2 파력의 시계열 모델

Fig. 2는 활동량의 계산에 사용되는 수평파력의 시간적 변화를 나타내는 파형 모델이다. 충격파력 성분을 나타내는 삼각형 pulse와 중복파력 성분을 나타내는 정현파형을 조합함으로써 실제 파력의 파형에 가까운 형태로 되어 있다. 이 파형 모델은 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$P(t) = \max\{P_1(t), P_2(t)\} \quad (2)$$

여기서, $P_1(t)$ 및 $P_2(t)$ 는 각각 중복파력 성분, 충격파력 성분을 나타내고, 다음 식으로 정의된다.

$$P_1(t) = \gamma_P P_{1\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \quad (3)$$

$$P_2(t) = \begin{cases} \frac{2t}{\tau_0} P_{2\max}, & 0 \leq t \leq \frac{\tau_0}{2} \\ 2\left(1 - \frac{t}{\tau_0}\right) P_{2\max}, & \frac{\tau_0}{2} \leq t \leq \tau_0 \\ 0, & t \geq \tau_0 \end{cases} \quad (4)$$

$$\gamma_P = 1 - \frac{\pi}{P_{1\max} T} \int_{t_1}^{t_2} \left(P_2(t) - P_{1\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \right) dt: \quad (5)$$

$$P_2(t) - P_{1\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \geq 0$$

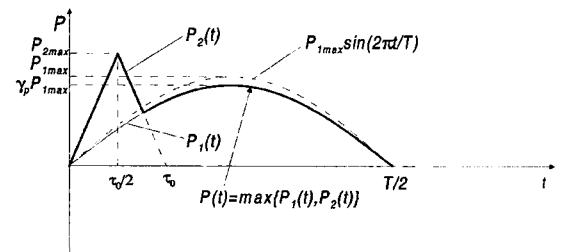


Fig. 2. Wave force profile for sliding calculation.

여기서, 시간 구간 $[t_1, t_2]$ 는 $P_2(t) - P_{1\max}\sin(2\pi t/T) \geq 0$ 이 되는 구간을 의미하며, $P_{1\max}$ 는 Goda(1974) 공식에서 파압계수 α_1 만을 고려하였을 때의 수평파력, $P_{2\max}$ 는 Goda 공식에서 Takahashi *et al.*(1994)의 파압계수 $\alpha^*(=\max\{\alpha_2, \alpha_1\})$ 를 고려하였을 때의 수평파력을 의미한다. T 는 파의 주기, τ_0 는 충격파력 성분의 작용시간이다. γ_p 는 삼각형 파력에 의해서 증가하는 파력을 정현파형의 파력으로부터 빼주는 것을 의미한다. α_1 과 α_2 는 주기의 영향과 사석마운드의 높이에 따른 영향 등을 고려하기 위하여 도입된 계수들이며, α_2 는 마운드가 비교적 높고 마운드의 어깨 폭이 상대적으로 넓은 경우나 해저면 경사가 급한 경우 등 충격 쇄파력이 작용하는 경우에 Shimosako and Takahashi(1998)가 도입한 계수이다(Goda(2000)).

비슷한 방법으로 $U(t)$ 도 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$U(t) = \max\{U_1(t), U_2(t)\} \quad (6)$$

$$U_1(t) = \gamma_U U_{\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \quad (7)$$

$$U_2(t) = \begin{cases} \frac{2t}{\tau_0} U_{\max}, & 0 \leq t \leq \frac{\tau_0}{2} \\ 2\left(1 - \frac{t}{\tau_0}\right) U_{\max}, & \frac{\tau_0}{2} \leq t \leq \tau_0 \\ 0, & t \geq \tau_0 \end{cases} \quad (8)$$

$$\gamma_U = 1 - \frac{\pi}{U_{\max} T} \int_{t_1}^{t_2} \left(U_2(t) - U_{\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \right) dt:$$

$$U_2(t) - U_{\max} \sin \frac{2\pi t}{T} \geq 0 \quad (9)$$

τ_0 의 값은 파의 주기나 파력의 크기에 따라 달라진다. 일반적으로 파고가 어느 정도 커지면 파형의 비대칭성이 현저하게 되어 양의 파력의 작용시간은 주기의 1/2보다 작아진다. 또한 파력이 충격적으로 뒀에 따라 작용시간은 더욱 줄어든다. 단, 충격파력의 경우 전단력은 실제로는 케이슨의 고유주기에 따라 달라진다. 여기서는 비대칭성을 나타내기 위하여 유한진폭 중복파 이론에서 수위가 양이 되는 시간 τ_{0F} 를 계산한 후 이것에 충격적인 영향을 고려하는 계수 k 를 곱해 보정한다. 즉, τ_0 를 다음 식과 같이 정의한다.

$$\tau_0 = k \tau_{0F} \quad (10)$$

단, τ_{0F} 의 값은 실용적으로는 다음과 같은 근사식으로 나타낸다.

$$\tau_{0F} = \begin{cases} \left(0.5 - \frac{H}{8h}\right), & 0 \leq \frac{H}{h} \leq 0.8 \\ 0.4T, & \frac{H}{h} > 0.8 \end{cases} \quad (11)$$

k 는 다음 식으로 계산한다.

$$k = \left(\frac{1}{(\alpha^*)^{0.3} + 1} \right)^2 \quad (12)$$

여기서 α^* 는 전술한 바와 같이 파력의 충격적 성분을 나타내는 파라미터이다.

3. 기대활동량 계산 절차

Fig. 3은 기대활동량을 구하는 계산 절차를 보여준 것이다. 일반적으로 케이슨 방파제의 피해는 설계파에 상응할 만한 큰 파랑들에 의해 발생하는 것으로 생각할 수 있다. 따라서 년최대파고만을 계산에 포함시켜도 충분한 것으로 간주한다. 우선 1년에 1회의 빈도로 고파랑이 발생하는 것으로 가정하여 Weibull 분포에 따라서 고파랑을 발생시켜 심해파고 H_{0e} 를 구하며 고파랑의 지속시간은 2시간으로 한다. 이 파고에 다시 평균이 μ_{H_0} , 표준편차가 σ_{H_0} 인 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 평균과 표준편차는 H_{0e} 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다:

$$\mu_{H_0} = (1 + \alpha_{H_0})H_{0e}, \sigma_{H_0} = \gamma_{H_0}H_{0e} \quad (13)$$

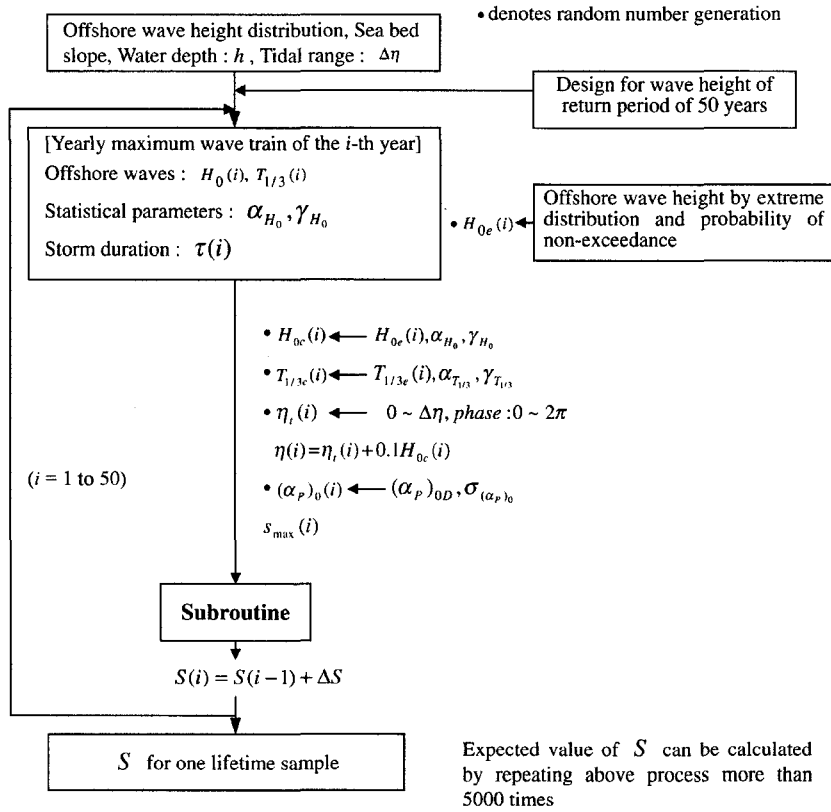
여기서 α_{H_0} 와 γ_{H_0} 는 각각 편외와 편차계수를 나타낸다. 이제 계산에 사용될 샘플 심해파고 H_{0c} 를 식 (13)에 기초한 정규난수에 의해 결정한다. 이에 상응하는 유의파 주기 $T_{1/3e}$ 는 심해에서의 파랑경사가 일정하다고 가정하고 주어진 심해파고로부터 식 (14)를 이용하여 구한다. 본 연구에서는 심해파랑경사가 0.03으로 일정하다고 가정한다.

$$T_{1/3e} = \sqrt{\frac{2\pi H_{0c}}{(H_{0c}/L_0)g}} \quad (14)$$

이와 같이 계산된 주기도 역시 불확실성을 내포하고 있을 것이며, 따라서 평균이 $\mu_{T_{1/3}}$, 표준편차가 $\sigma_{T_{1/3}}$ 인 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 평균과 표준편차는 $T_{1/3e}$ 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다:

$$\mu_{T_{1/3}} = (1 + \alpha_{T_{1/3}})T_{1/3e}, \sigma_{T_{1/3}} = \gamma_{T_{1/3}}T_{1/3e} \quad (15)$$

여기서 $\alpha_{T_{1/3}}$ 과 $\gamma_{T_{1/3}}$ 은 각각 편외와 편차계수를 나타낸다.



(a) Computational flow

Fig. 3. Flow chart for computation of total sliding distance within one lifetime.

심해에서의 방향분산계수가 s_{\max} 인 방향 불규칙파가 해안에 직각 방향에 대하여 심해 주파향 $(\alpha_p)_0$ 를 가지고 입사하는 것으로 가정한다. 심해 주파향은 평균이 심해설계 주파향 $(\alpha_p)_{0D}$ 이고 표준편차가 $\sigma_{(\alpha_p)_0}$ 인 정규분포의 확률적 변동을 갖는 것으로 가정한다. 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파는 $s_{\max} = \infty, \sigma_{(\alpha_p)_0} = 0, (\alpha_p)_{0D}$ 가 된다. 심해 방향 스펙트럼은 Bretschneider-Mitsuyasu 주파수 스펙트럼과 Mitsuyasu 형태의 방향분산함수의 곱으로 표시하였다(Goda, 2000).

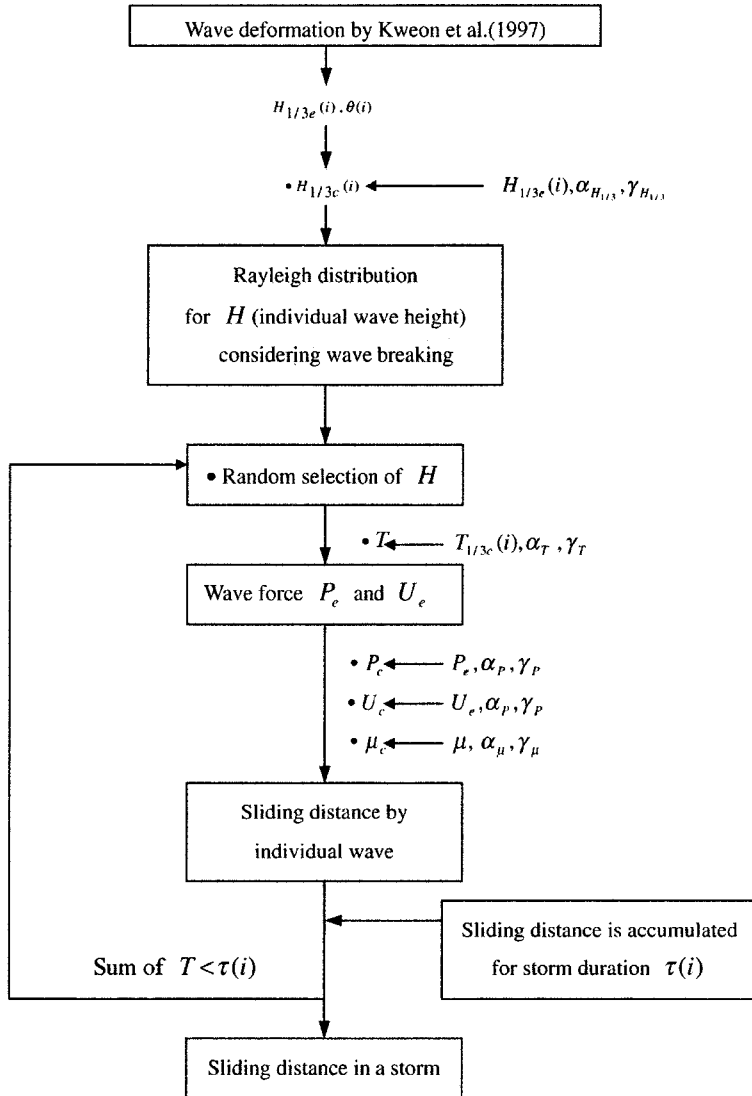
조차를 $\Delta\eta$ 라 할 때 조위, η_i 는 LWL($\eta_i=0$)과 HWL($\eta_i=\Delta\eta$) 사이에서 정현함수 형태로 변한다고 가정하였다. 또한 폭풍해일의 영향을 고려하기 위하여 심해파고의 10% 만큼을 조위에 더해주었다.

심해파고, 주기 그리고 조위가 결정되면 방파제 설치 위치에서의 유의파고를 구해야 한다. 쇄파대를 포함한 천해에서의 불규칙파의 파고를 구하기 위하여 지금까지는 주로 Goda(1975) 방법을 사용하여 왔다. 이 방법은 등심선

이 해안선에 평행하며 직선인 것으로 가정하고 일방향 불규칙 파랑이 해안선에 직각으로 입사하는 경우에 대하여 천해 파고를 계산한다. 하지만 이 경우에는 파향을 고려할 수 없다. 본 연구에서는 Kweon *et al.*(1997)의 3차원 쇄파 변형 모형을 사용한다. Kweon *et al.*(1997)의 모형으로 계산된 천해파고, $H_{1/3e}$ 도 계산상의 불확실성을 내포하고 있는 것으로 가정하며, 심해파고와 마찬가지로 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 평균 $\mu_{H_{1/3}}$ 과 표준편차 $\sigma_{H_{1/3}}$ 은 $H_{1/3e}$ 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다:

$$\mu_{H_{1/3}} = (1 + \alpha_{H_{1/3}})H_{1/3e}, \sigma_{H_{1/3}} = \gamma_{H_{1/3}}H_{1/3e} \quad (16)$$

여기서 $\alpha_{H_{1/3}}$ 과 $\gamma_{H_{1/3}}$ 은 각각 편의와 편차계수를 나타낸다. 방파제 설계위치에서의 샘플 파고 $H_{1/3c}$ 는 식 (16)에 기초한 정규난수에 의해 결정된다. Kweon *et al.*(1997)의 모형은 방파제 위치에서의 유의파고뿐만 아니라 평균파향도 계산한다. 계산된 파향은 Goda(1974) 공



(b) Subroutine

Fig. 3. Continued.

식을 이용한 파력 계산에 입력 변수로 사용된다.

이와 같이 방파제 위치에서 유의파고가 구해지면 Rayleigh 분포에 따라서 1파마다의 파고를 재현한다. 이 때, 쇄파에 의한 파고의 변화도 고려하며 (Goda(2000), p. 81 참조) 주기는 유의파 주기를 사용한다. 1파마다의 주기도 유의파 주기와 마찬가지로 정규분포의 확률적 변동을 부여하며 평균 μ_T 와 표준편차 σ_T 는 $T_{1/3}$ 과 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다:

$$\mu_T = (1 + \alpha_T)T_{1/3}, \quad \sigma_T = \gamma_T T_{1/3} \quad (17)$$

여기서 α_T 와 γ_T 는 각각 편의와 편차계수를 나타낸다.

내용기간 중의 총 활동량을 구하기 위해서는 내용기간 중에 발생하는 모든 고파랑에 대하여 활동량을 계산해야만 한다. 여기서는 1년에 1회의 빈도로 고파랑이 발생하는 것으로 가정하여 1회의 고파랑에 의한 활동량의 계산을 내용연수(보통 50년)만큼 반복하여 내용기간 중의 총 활동량을 구한다.

Table 1. Estimation errors of design parameters

Design variable	Bias	Deviation coefficient	Remarks
Offshore wave height	0.0	0.1	
Storm surge	0.0	0.1	Standard is 10% of offshore wave height
Wave transformation	-0.06 or 0.0	0.1	
Significant wave period	0.0	0.1	
Periods of individual waves	0.0	0.1	
Wave forces	0.0	0.1	Goda formulas considered α^*
Friction coefficient of caisson	0.0	0.1	Standard is $\mu = 0.6$

기대활동량의 계산에 있어서는, 파랑변형이나 파력 등의 확률분포를 고려하기 위해서 여러 번 반복계산을 수행할 필요가 있다. 그래서 여기까지의 과정을 1회의 시행이라 하고, 난수를 바꿔가면서 여러 번 시행을 반복하여 각 시행에서 구해진 총 활동량의 평균치를 구하여 이것을 기대활동량으로 정의한다.

또한 기대활동량의 계산에 있어서는, 컴퓨터로 난수를 발생시켜 현상을 반복시행하는 Monte-Carlo 방법을 사용하였다. Monte-Carlo 방법은 복잡하고 많은 단계에 걸친 현상을 취급하는 데 알맞은 방법이고, 개인용 컴퓨터 정도의 계산 능력으로도 충분한 실용성이 있는 방법이다.

Table 1은 본 연구에서 사용한 평균치의 편의 및 편차 계수의 값을 정리한 것이다. 단, 이러한 값은 하나의 예이고 설계조건 등에 따라 변할 것이므로 실제 설계에 적용하는 경우에는 그 타당성에 관해 충분히 검토할 필요가 있다.

4. 계산 예제

파향의 변동성을 고려한 본 연구의 결과와 이전의 연구결과를 비교하기 위해 이전 연구자들과 마찬가지로 일정경사 해안을 대상으로 모의를 하였다. 심해파고의 극치 분포로서 $k=2.0, A=2.23, B=4.78$ 인 Weibull 분포를 사용하였으며, 이에 해당하는 재현기간 50년의 심해설계파고는 9.2 m이다. 심해파랑경사는 0.03으로 고정하였으며 이에 상응하는 심해파 주기는 14.0 s이다. 사용된 변수의 편의와 편차계수 값들은 Table 1에 기술하였으며 조차는 2.0 m, 해저 바닥경사는 1/50과 1/20을 적용하였다. 수심은 LWL 기준 10 m에서 30 m까지 2 m 간격으로 계산하였다. 각 수심에서의 설계파고는 조위를 LWL부터 HWL까지 변화시키면서 $H_0=9.2$ m에 해당하는 파고를 계산하여 가장 큰 값을 취하였다. 기대활동량 계산을 위한 전체 모의회수는 Shimosako and Takahashi(1999)와 같이 5000을

사용하였다.

Fig. 4 과 Fig. 5는 바닥 경사 1/20 및 1/50에 대하여 수심이 10 m에서 30 m까지 2 m 간격으로 변할 때 각 수심에서의 설계유의파고, 설계최대파고 그리고 케이슨의 설계 폭을 나타낸 것이다. 마운드의 어깨 폭, B_M 은 수심에 관계없이 8.0 m를 사용하였고, 마루높이, h_c 는 방파제 위치에서의 설계유의파고의 0.6배로 하였으며, $d = 0.65 h, h' = d + 2.0$ m를 사용하였다. 설계 유의파고와 최대파고는 50년 빈도 심해파고 $H_0=9.2$ m에 대하여 파랑변형 모형을 이용하여 각 지점에서 계산한 값이다. 이 과정에서 조위는 LWL부터 HWL까지 변화시키면서 파고를 계산하여 그 중 가장 큰 파고를 선택하였다. 케이슨의 설계 폭은 Goda (1974) 공식을 사용하여 안전율이 1.2가 되도록 계산하였다. 이하에서는 각 수심에서 Figs. 4 및 5에 제시된 폭을 가지는 케이슨에 대하여 기대활동량을 계산한다.

Shimosako and Takahashi(1999)은 일정경사 해안에

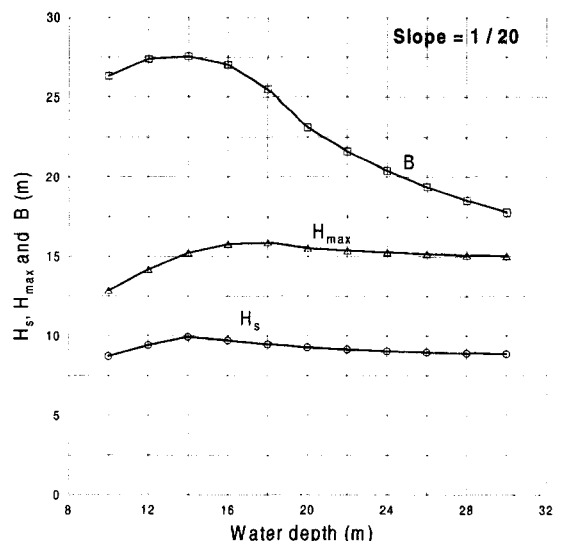


Fig. 4. Design wave heights and widths of caisson in different water depths on sea bed slope 1/20.

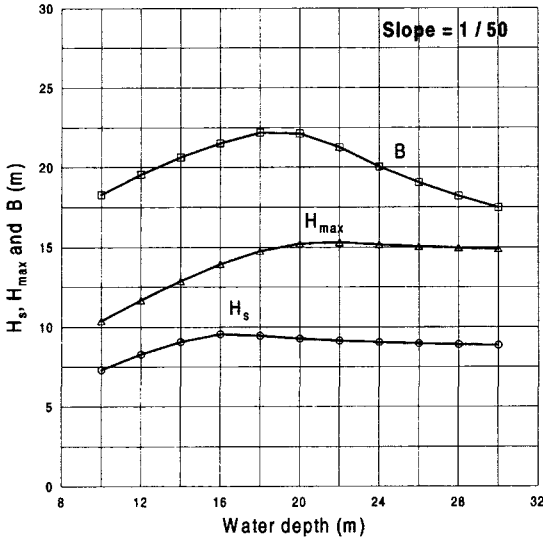


Fig. 5. Design wave heights and widths of caisson in different water depths on sea bed slope 1/50.

직각으로 입사하는 일방향 불규칙파를 맞는 직립방파제 케이슨의 기대활동량을 Goda(1975) 모형을 이용하여 계산하였다. 한편, Kweon *et al.*(1997)은 자신들의 모형에서 s_{max} 를 1000으로 두고 일정경사 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파를 계산하여, 그 결과가 Goda의 결과와 잘 일치함을 보였다. 여기서 우리는 파랑변형을 계산하기 위하여 Kweon *et al.*의 모형을 사용하며, 계산된 케이슨의 기대활동량을 Shimosako and Takahashi의 결과와 비교한다. 두 파랑변형 모형들이 비슷한 결과를 주기 때문에 기대활동량에 대한 결과도 큰 차이를 보이지 않을 것으로 기대된다. 파랑변형 계산에서의 불확실성을 나타내는 파라미터들은 Shimosako and Takahashi(1999)에서와 같이 $\alpha_{H_{1/3}} = 0.0$ 및 $\gamma_{H_{1/3}} = 0.1$ 을 사용하였다. Fig. 6는 각 수심에서 본 모형과 Shimosako and Takahashi(1999) 모형 사이의 기대활동량의 비교를 나타낸다. 두 파랑변형 모형의 차이에 의해서 20 m 이상의 수심부터는 약간의 차이가 있으나, 참고로 Fig. 6 이하의 모든 기대활동량 계산에서 안전율 1.0을 적용하였음을 밝혀둔다.

본 연구의 일차적인 목적은 케이슨의 기대활동량 계산에서 Goda(1975) 모형에는 포함되어 있지 않은 파향의 영향을 검토하는 것이다. 이러한 목적으로 Table 2에 제시된 여덟 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.

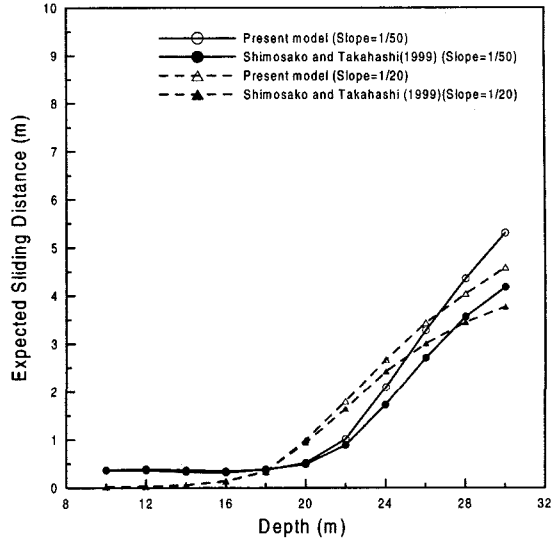


Fig. 6. Comparison of expected sliding distance between present model and Shimosako and Takahashi's (1999) model.

Table 2. Test conditions

Case No.	s_{max}	$(\alpha_p)_{0D}$ (deg.)	$\sigma(\alpha_p)_0$ (deg.)	$\alpha_{H_{1/3}}$
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	10	15	0
6	20	20	15	0
7	20	30	15	0
8	20	48	17	0

$s_{max} = 20$ 을 사용하였으며, 이는 심해파랑경사 0.03에 해당하는 값이다(Goda, 2000). Case 3은 해안선에 직각인 방향에서 20° 기울어진 일방향 파에 대한 경우이며, Case 1에 비해서 굴절만을 포함한다. Case 4는 주파향의 변동의 영향을 검토하기 위한 것이다. $(\alpha_p)_{0D} = 0^\circ$, $\sigma(\alpha_p)_0 = 15^\circ$ 를 사용하였다. Case 5부터 8까지는 전술한, 파향의 변동성을 나타내는, 세 가지 파라미터를 모두 고려하는 경우이다. Case 5부터 7까지는 주파향의 영향을 검토하기 위한 것으로 심해 설계주파향을 10°씩 증가시키면서 기대활동량을 계산하였다. Case 8은 우리나라 동해안의 울진과 포항 사이에서의 전형적인 값을 나타내며 Suh *et al.*(2002)의 자료를 참조하였다. Case 1부터 4까지는 파향의 변동성을 전혀 고려하지 않거나 일부만 고려하기 때문에 $\alpha_{H_{1/3}}$ 은 -0.06을 사용하였으며(Takayama and Ikeda, 1993), Case 5부터 8까지는 파향의 변동성을 모두 고려하였으므로 $\alpha_{H_{1/3}}$ 의 값은 0.0으로 하였다.

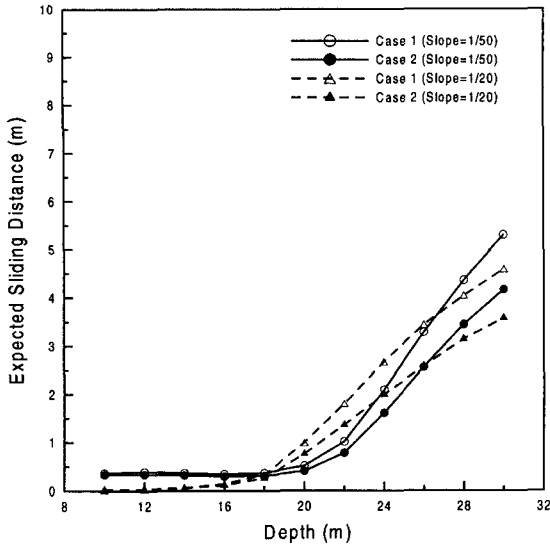


Fig. 7. Change of expected sliding distance due to effect of directional spreading.

Fig. 7는 기대활동량 계산에서 방향 분산의 영향을 보기 위해 Case 1과 Case 2를 비교한 것이다. 방향 분산을 고려한 경우가 일방향 파보다 방파제 설계지점에서 파고의 크기가 작아지므로 기대활동량이 작게 계산되는 것을 알 수 있다. 그리고 수심이 작을수록 기대활동량의 차이가 작아지는데 이는 파랑이 해안쪽으로 진행할수록 방향 분산의 영향이 작아지기 때문이다.

Fig. 8은 파랑의 굴절의 영향을 보기 위해 Case 1과

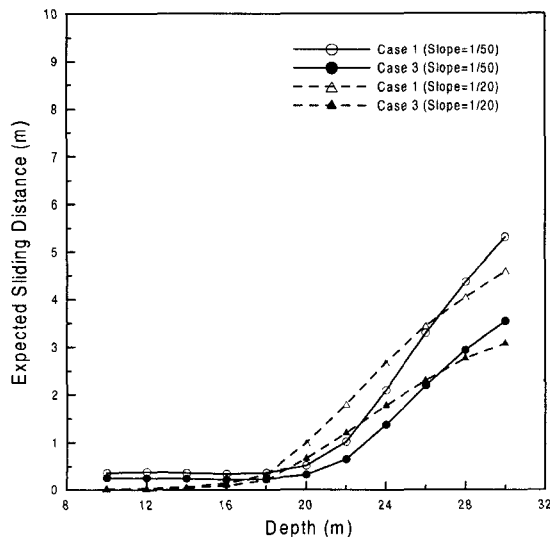


Fig. 8. Change of expected sliding distance due to effect of wave refraction.

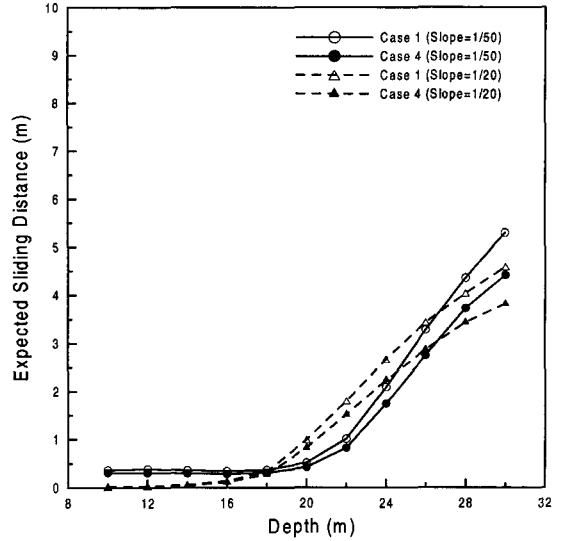


Fig. 9. Change of expected sliding distance due to effect of variation of principal wave direction.

Case 3을 비교한 것이다. Case 3의 경우 심해파랑이 해안선에 비스듬히 입사하므로 굴절의 영향에 의해 방파제 설계지점에서의 유의파고가 작게 계산되며, 따라서 기대 피해도가 작게 산정된다. 그리고 해안선 부근에서는 파향이 거의 직각 방향으로 바뀌므로 수심이 작을수록 기대활동량의 차이는 작아진다. Fig. 9은 심해 주파향의 변동성의 영향을 보기 위해 Case 1과 Case 4를 비교한 것이다. 여기서도 굴절의 영향으로 Case 4의 기대활동량이 Case 1보다 작다.

Fig. 10부터 12까지는 파향의 변동성을 고려하기 위해 사용한 세가지 파라미터를 모두 포함시켰을 때 기대활동량에 미치는 영향을 보기 위해 Case 5, 6 및 7 각각을 Case 1과 비교한 것이다. Fig. 10에서 보듯이 $(\alpha_p)_{0D} = 0^\circ$ 의 경우에는 파향의 변동성을 고려했을 때의 기대활동량이 이를 고려하지 않았을 때보다 크게 계산된다. 반면에 $(\alpha_p)_{0D} = 30^\circ$ 의 경우에는 그 반대 현상이 나타난다(Fig. 12참조). 한편 $(\alpha_p)_{0D} = 20^\circ$ 인 경우에는 두 값들이 거의 일치한다(Fig. 11참조). Fig. 10부터 12까지의 결과로부터 파랑의 굴절의 영향을 보정하기 위하여 사용하는 편의, $\alpha_{H_{1.3}} = -0.06$ 은 심해 설계주파향, $(\alpha_p)_{0D}$ 가 약 20° 인 경우에 적합한 값이며, $(\alpha_p)_{0D}$ 가 20° 보다 작은 경우에는 -0.06 보다 절대값이 더 작은 값(예로서 -0.04)을 사용해야 하고 $(\alpha_p)_{0D}$ 가 20° 보다 큰 경우에는 -0.06 보다 절대값이 더 큰 값(예로서 -0.09)을 사용해야 함을 알 수 있다.

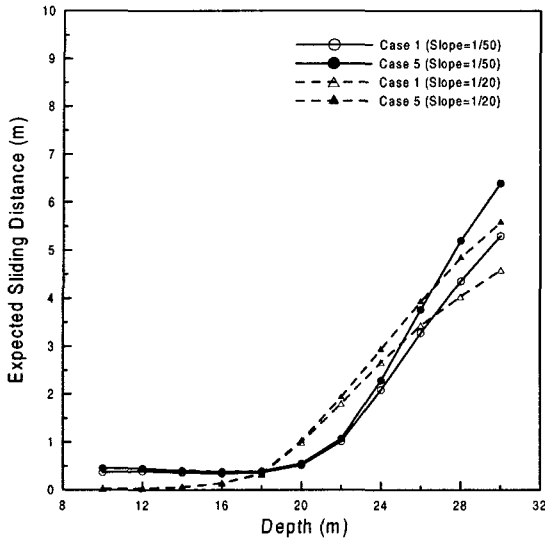


Fig. 10. Change of expected sliding distance due to all effects of directional spreading, wave refraction, and variation of principal wave direction: $(\alpha_p)_{0D} = 10^\circ$.

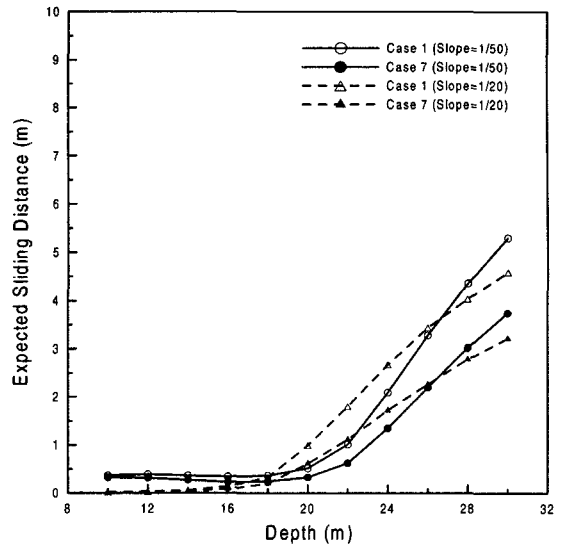


Fig. 12. Same as Fig. 10 but for $(\alpha_p)_{0D} = 30^\circ$.

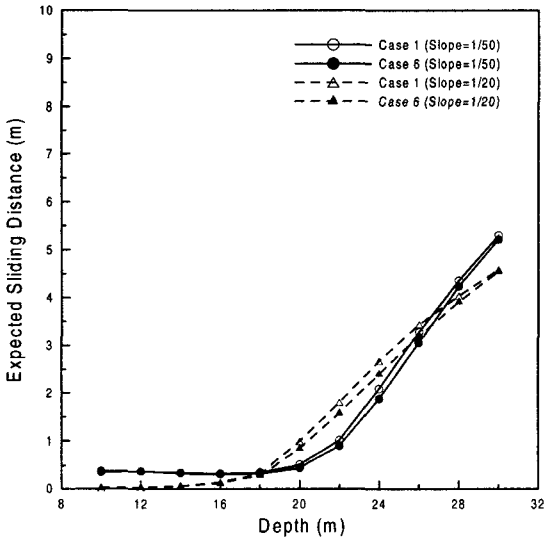


Fig. 11. Same as Fig. 8 but for $(\alpha_p)_{0D} = 20^\circ$.

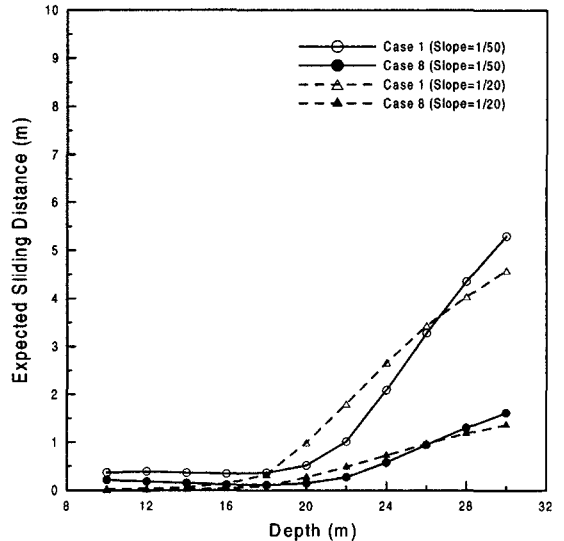


Fig. 13. Same as Fig. 8 but for use of field data between Uljin and Pohang along east coast of Korea.

Fig. 13은 Case 1과 Case 8을 비교한 결과이다. Case 8의 경우 심해 주파향이 48° 로 매우 크기 때문에 심한 굴절의 영향으로 방파제 설계지점에서의 유의파고가 매우 작게 계산되며, 따라서 기대파해도 역시 매우 작게 산정된다.

Fig. 14는 Case 1과 Case 8에서 기대활동량이 30 cm 가 되도록 설계한 케이슨의 폭 B_{30} 과 결정론적인 방법으로 설계한 케이슨의 폭 B_d 와의 비를 수심의 함수로 나타낸 것이다. 바닥경사는 1/20과 1/50을 사용했으며, 설계심

해파고, H_{0D} 는 9.2 m이다. 이 그림에서 B_{30}/B_d 가 1.0보다 큰 것은 본 설계법이 결정론적인 방법보다 경제적이지 못하다는 의미이며, 1.0보다 작으면 보다 경제적인 설계인 것을 의미한다. 파향의 변동성을 고려하지 않은 Case 1의 경우에도 $h \geq 25$ m(즉 $H_{0D}/h \geq 0.37$)를 경계로 이보다 깊은 수심에서는 결정론적 방법보다 비경제적이지만 이보다 작은 수심에서는 더 경제적임을 알 수 있다. 파향의 변동성을 고려한 Case 8의 경우에는 검토한 수심의 모든 범

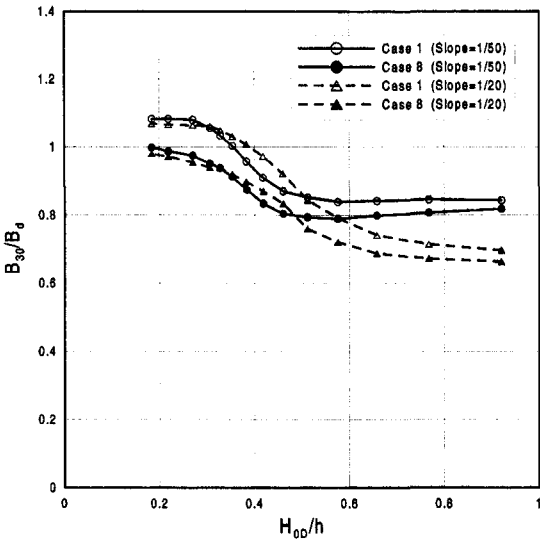


Fig. 14. Comparison of relative caisson width by new design method and conventional method between Case 1 and Case 8.

위에서 B_{30}/B_d 가 1.0보다 작은 값을 보여 기존의 결정론적 설계보다 경제적임을 나타내고 있다.

5. 결 론

본 연구에서는 직립방파제 케이슨의 기대활동량을 계산하기 위하여 Shimosako and Takahashi(1999)가 개발한 Level 3 신뢰성 설계법을 파향의 변동성을 고려할 수 있도록 확장하였다. 전반적으로 파랑의 방향분산 및 심해 주파향의 변동에 의한 영향은 별로 크지 않은 반면에 (Figs. 7 및 9참조), 심해 주파향이 해안선에 직각 방향과 이루는 각도의 영향은 상대적으로 커서(Figs. 10~13참조), 이 각도가 증가함에 따라 기대활동량이 감소하는 경향을 보인다. 특히 우리 나라 동해안 일부 지역의 현장 자료를 이용한 Case 8의 경우 파향의 변동성을 고려했을 때의 기대활동량이 이를 고려하지 않았을 때에 비해 약 1/3 수준으로 감소하였다(Fig. 13참조).

Shimosako and Takahashi(1999) 모형에서와 같이 평행한 등심선을 갖는 직선 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파를 가정하여 Goda(1975) 모형을 사용하는 경우 무시되는 굴절의 영향을 보정하기 위하여 일반적으로 사용하는 편의, $\alpha_{H_{1/3}} = -0.06$ 은 심해 설계주파향이 약 20°인 경우에 적합한 값이며, 심해 설계주파향이 20° 보다 작은 경우에는 -0.06 보다 절대값이 더 작은 값을, 20°

보다 큰 경우에는 -0.06보다 절대값이 더 큰 값을 사용해야 할 것이다. 차후에 더 많은 계산을 통하여 심해 설계 주파향과 편의, $\alpha_{H_{1/3}}$ 의 관계를 도출함으로써, Goda(1975) 모형을 사용하는 경우 굴절의 영향을 보정하기 위한 편의 값을 심해 설계주파향의 함수로 제안할 수 있을 것이다.

신뢰성 설계법을 이용하여 케이슨의 기대활동량이 30 cm 가 되도록 설계할 경우 수심이 약 25 m 이하의 지역에서는 파향의 변동성을 고려하지 않더라도 기존의 결정론적 설계보다 최대 약 30% 정도까지 케이슨의 폭을 줄일 수 있다. 동해안의 울진과 포항 사이의 심해파 현장 자료를 사용하여 파향의 변동성을 고려할 경우에는 이를 고려하지 않은 경우보다 최대 약 10% 정도까지 케이슨의 소요 폭이 감소하며, 전 수심 구간(10~30 m)에서 결정론적 설계보다 작은 케이슨 폭이 요구된다. 그러나 케이슨의 활동량 계산에 정지마찰계수를 사용하였으므로 실제 활동량은 계산된 값보다 클 가능성이 높다. 따라서 실제로는 신뢰성 설계법에 의해 계산된 것보다 다소 큰 케이슨 폭이 필요할 것이며, 향후 운동마찰계수에 대한 심층적인 연구가 요구된다. 마지막으로 파향의 변동성을 고려하게 되면 이를 고려하지 않고 설계된 기존 단면에 대하여 보다 정확한 안전성 분석으로 안전율을 증가시키는 효과가 있을 것으로 기대된다.

감사의 글

이 논문은 2002년도 두뇌한국21사업에 의하여 지원되었음.

참고문헌

Burcharth, H.F., 1991. Introduction of partial coefficient in the design of rubble mound breakwaters, *Proc. Conf. on Coastal Structures and Breakwaters*, Inst. of Civil Engrs., London, pp. 543-565.

Burcharth, H.F. and Sørensen, J.D., 1999. The PIANC safety factor system for breakwaters, *Proc. Int. Conf. Coastal Structures 99*, A. A. Balkema, Spain, pp. 1125-1144.

Goda, Y., 1974. A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater, *Proc. 14th Int. Conf. on Coastal Engrg.*, American Soc. of Civil Engrs., Copenhagen, pp. 1702-1720.

Goda, Y., 1975. Irregular wave deformation in the surf zone, *Coastal Engrg. in Japan*, 18, pp. 13-26.

Goda, Y., 2000. *Random Seas and Design of Maritime Struc-*

- tures, 2nd edn., World Scientific, Singapore.
- 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, *Proc. 25th Int. Conf. on Coastal Engrg.*, American Soc. of Civil Engrs., Orlando, pp. 1665-1678.
- Karlsson, T., 1969. Refraction of continuous ocean wave spectra, *J. Waterways and Harbors Div., Proc. American Soc. of Civil Engrs.*, **95**, pp. 437-448.
- Kweon, H.-M. and Goda, Y., 1996. A parametric model for random wave deformation by breaking on arbitrary beach profiles, *Proc. 25th Int. Conf. on Coastal Engrg.*, American Soc. of Civil Engrs., Orlando, pp. 261-274.
- Kweon, H.-M., Sato, K. and Goda, Y., 1997. A 3-D random breaking model for directional spectral waves, *Proc. 3rd Int. Symp. on Ocean Wave Measurement and Analysis*, American Soc. of Civil Engrs., Norfolk, pp. 416-430.
- Shimosako, K. and Takahashi, S., 1998. Reliability design method of composite breakwater using expected sliding distance, *Rep. of Port and Harbour Res. Inst.*, **47**(1), pp. 4-30 (in Japanese).
- Shimosako, K. and Takahashi, S., 1999. Application of deformation-based reliability design for coastal structures, *Proc. Int. Conf. Coastal Structures 99*, A. A. Balkema, Spain, pp. 363-371.
- Suh, K.D., Kweon, H.-M. and Yoon, H.D., 2002. Reliability design of breakwater armor blocks considering wave direction in computation of wave transformation, *Coastal Engrg. J.*, **44**(4), pp. 321-341.
- Takahashi, S., Tanimoto, K. and Shimosako, K., 1994. A proposal of impulsive pressure coefficient for the design of composite breakwaters, *Proc. Int. Conf. Hydro-Technical Engrg. for Port and Harbour Constuction*, Yokosuka, Japan, pp. 489-504.
- Takayama, T. and Ikeda, N., 1993. Estimation of sliding failure probability of present breakwaters for probabilistic design, *Rep. Port and Harbour Res. Inst.*, **31**(5), pp. 3-32.
- van der Meer, J.W., 1988. Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers, *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engrg.*, American Soc. of Civil Engrs., **114**, pp. 66-80.

Received January 17, 2003

Accepted February 4, 2004