

장기간의 항만 폐쇄와 일시적 운영 중단이 직립 방파제 케이슨의 최적 설계에 미치는 영향

Effects of Long-Term Harbor Shutdown and Temporal Operational Stoppage upon Optimal Design of Vertical Breakwater Caisson

서경덕* · 김덕래** · 김경숙***
Kyung-Duck Suh*, Deok-Lae Kim** and Kyung-Suk Kim***

요 지 : 본 연구에서는 직립 방파제 케이슨의 활동에 따른 복구비용, 과도한 케이슨 활동 발생시 항만 폐쇄에 따른 경제적 피해 비용 그리고 월파에 의한 일시적 작업 중단에 따른 경제적 피해 비용을 동시에 고려하는 기대 총 건설비 산정 모델을 수립하였다. 발생시점이 서로 다른 피해 비용을 일정한 기준으로 산정하기 위해 할인율을 적용하였다. 케이슨의 최적 단면은 방파제 수명 동안의 기대 활동량의 허용범위 내에서 기대 총 건설비용이 최소가 되는 단면으로 정의되며, 그 기대 활동량의 허용치는 0.3 m와 0.1 m 두 가지 경우에 대해 살펴보았다. 과도한 케이슨 활동에 의한 항만 폐쇄에 따른 경제적 피해 비용과 그 산정 기준이 케이슨 복구비용이나 월파에 의한 작업 중단에 따른 경제적 피해 비용보다 최적 단면 결정에 더 중요한 요인임을 확인하였고, 항만 폐쇄에 대한 케이슨 활동량의 임계 값이 커질수록 케이슨의 최적 단면은 기대 총 건설비의 최소점보다 기대 활동량의 허용치에 의해 결정되는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 케이슨의 활동, 월파, 할인율, 기대 총 건설비, 최적 단면

Abstract : In this study, a model to calculate the expected total construction cost is developed that simultaneously considers the rehabilitation cost related to the sliding of the caisson, the economic damage cost due to harbor shutdown in the event of excessive caisson sliding, and the economic damage cost due to temporal operational stoppage by excessive wave overtopping. A discount rate is used to convert the damage costs occurred at different times to the present value. The optimal cross-section of a caisson is defined as the cross-section that requires a minimum expected total construction cost within the allowable limit for the expected sliding distance of the caisson during the lifetime of the breakwater. Two values are used for the allowable limit: 0.3 and 0.1 m. It was found that the economic damage cost due to harbor shutdown by excessive caisson sliding is more critical than the rehabilitation cost of the caisson or the economic damage cost by excessive wave overtopping in the decision of the optimal cross-section. In addition, the optimal cross-section of the caisson was shown to be determined by the allowable limit for the expected sliding distance rather than the minimum expected total construction cost as a larger value is used for the threshold sliding distance of the caisson for harbor shutdown.

Keywords : sliding of caisson, wave overtopping, discount rate, expected total construction cost, optimal cross-section

*서울대학교 건설환경공학부 및 공학연구소(Corresponding author: Kyung-Duck Suh, Department of Civil and Environmental Engineering & Engineering Research Institute, Seoul National University, San 56-1, Shinlim-Dong, Gwanak-Gu, Seoul 151-744, Korea, kdsuh@snu.ac.kr)

**현대건설주식회사 기술연구소(Hyundai Institute of Construction Technology, Hyundai Engineering & Construction Co., Ltd.)

***관동대학교 첨단해양공간개발연구센터(Research Center for Marine Environment Development and Technology, Kwandong University)

1. 서 론

우리나라는 수출입 물량의 90%가 항만을 통해 수송되고 있어, 항만이 국가경제에 미치는 비중이 매우 크다. 항만의 기본적인 기능은 선박의 정박, 승객의 승하선, 그리고 하역 작업 등의 안정성과 편의 제공에 있다. 이러한 기능 유지와 효율적인 운용을 위해서는 항만의 정온도를 확보하는 것이 필수적이다. 항내 정온도가 확보되지 않는 경우 황천시 선박의 충돌에 의한 피해, 하역작업의 지연, 체선료 지불 등의 막대한 경제적 손실을 입게 된다.

항내 정온도 확보에 대한 측면에서, 항만구조물 가운데 방파제는 외해로부터 전파되는 파랑을 효과적으로 차단 또는 감쇠시켜 연안역에서 이루어지는 제반 산업 활동의 원만한 수행을 돕는 중요한 사회기반시설이다. 그 중 직립 방파제는 사석마운드 방파제와 더불어 일본 및 유럽을 비롯한 여러 나라에서 널리 적용되고 있는 방파제의 대표적인 형식이다. 현행의 직립 방파제의 설계에 있어서는 활동, 전도 그리고 마운드를 포함한 지반의 기초 파괴 등 기본적인 파괴 모드들에 대한 안정성 확보를 위해 안전율이 어느 일정 수준 이상을 만족하도록 하고 있는 결정론적 방법이 쓰이고 있다. 그러나 그러한 설계법으로는 설계파 이상의 파랑에 대한 방파제의 피해를 예측하기 불가능하고, 설계 시 포함되는 설계변수들의 불확실성을 고려할 수 없다. 이러한 문제를 극복하기 위해 확률론적 개념에 근거한 신뢰성 설계법이 활발하게 연구되고 있다. 본 연구는 레벨 3 신뢰성 설계법에 경제적 분석을 접목시켜서 최적의 직립 방파제 케이스의 단면을 얻는 데 그 목적이 있다. 즉, 초기 건설비와 장래에 예상되는 피해에 대한 손실비의 총합이 최소가 되는 단면을 찾는 것이다. 국외에서는 Voortman 등(1998), Hussarts 등(2000), Alfageme 등(2000) 여러 연구자들이 기대 총 건설비 최소화 기법을 연구한 바 있으며, 국내에서는 이철웅(2002), 김경숙과 서경덕(2005)이 있다.

항내 정온도 확보의 실패는 항만 운영의 마비와 그에 따른 경제적 피해액 발생으로 직결된다. 정온도 유지를 방해하는 대표적인 요인은 다음 세 가지가 있다. 첫째, 항외로부터 입사하는 파랑이 굴절, 회절, 천수 및 반사 등의 복합적 요인으로 인해 항 입구를 경유하여 많은 파 에너지가 유입됐을 시, 둘째, 월파에 의한 전달파로 인해 많은 파 에너지가 유입됐을 시, 셋째, 방파제의 직접적인 파괴로 인해 많은 파 에너지가 유입됐을 시다. 그러나 첫 번째 요인은 항만 구조물의 평면 배치에 의한 요인이지만 방파제 단면에 의한 요인은 아니기에 본 연구에서는 고려하지 않는다. 두 번째

요인은 구조물을 직접적으로 파괴하지는 않지만 항만 내의 기능성을 방해하므로 사용성 한계 상태(Serviceability Limit State, SLS)라 할 수 있다. 세 번째 요인은 구조물이나 지반이 파괴되어 그 기능을 수행할 수 없는 상태이므로 극한 한계 상태(Ultimate Limit State, ULS)를 말한다. 세 번째 요인 중에서도 직립 방파제의 파괴 모드를 정하는 것은 매우 중요하다. 이에 대해서는 기존에 이미 많은 연구자들이 의해서, 다른 파괴 모드들보다 파괴 사례가 월등하게 많은, 케이스의 활동이 방파제의 안정성과 직결된다고 알려진 바 있다. 따라서 본 연구에서는 케이스 활동을 가장 중요한 파괴 모드로 고려한다.

김경숙과 서경덕(2005)은, Goda and Takagi(2000)가 제안한 무차원 복구비용 계산모델에 홍수영 등(2004)이 직립 방파제 케이스 활동에 대해서 개발한 레벨 3 신뢰성 설계법을 결합하고 실질 할인율을 적용하여 초기 건설비용과 케이스 복구 비용을 합한 기대 총 건설비용을 계산하였다. 이에 추가하여 본 연구에서는 과도한 월파에 의한 일시적인 항만 운영 중단에 따른 경제적 피해 비용과 과도한 케이스 활동에 의한 항만 폐쇄에 따른 경제적 피해 비용도 고려하였다. 결국 김경숙과 서경덕(2005)이 정의한 것과 약간 달리 기대 총 건설비용을 초기 건설비용과 월파에 의한 피해 비용, 케이스 활동에 의한 복구 비용과 경제적 피해비용을 모두 합한 것이라 다시 정의하였다. 본 연구에서도 역시 실질 할인율을 적용하여 발생시점이 다른 피해비용들을 동일한 시점에서 산정하여 기대 총 건설비용을 계산하여 기대 활동량의 허용치 범위 내에서 그 값이 최소가 되는 케이스 단면을 최적 단면이라 정의하였다.

2. 기대 총 건설비용 산정

2.1 초기 건설 비용 산정

기대 총 건설비는 초기 건설비와 월파에 의한 피해액과 케이스 활동에 의한 피해액의 합으로 정의된다. 이를 산정하기 위해서는 우선 항만 또는 방파제의 규모와 항만 운영을 못할 때 발생하는 직·간접적 경제적 피해액에 대한 조사가 이루어져야 한다. 그러나 국내에서는 그러한 조사 자료가 전혀 축적되어 있지 못한 상황이다. 따라서 본 연구에서는 Voortman 등(1998)의 연구에 사용된 방파제의 규모와 경제적 피해액을 사용하였다. 즉, 방파제의 총 길이는 6000 m로 설정하였으며, 케이스의 상치콘크리트 두께는 3 m, 케이스의 90%는 모래로 속채워되었다고 가정하였다. 경제적 피해액에 대해서는 Table 1에 나타내었다. 초기 건설비는 현

Table 1. Overview of damage costs

Cause of failure	Failure type	Damage description	Damage amount (US \$)
Wave transmission	SLS	Economic damage per day	750,000
Sliding of caisson	RLS	Structural damage per event	Case 3 model of Goda and Takagi (2000)
	ULS	Economic damage per event	

장의 여러 상황에 따라 많이 달라질 수는 있겠지만 이 역시 Voortman 등(1998)이 제시한 재료별 단가 즉, 단위 부피당 콘크리트의 경우 \$250, 모래의 경우 \$5를 사용하여 케이슨 비용만 계산하였다.

2.2 월파에 의한 전달 파고와 피해 비용 산정

월파에 의한 전달파가 항 내에 영향을 줄 때 그 피해 비용을 산정하기 위해서는 하역작업을 하지 못하게 되는 하역한계파고를 결정하는 것이 중요하다. 현행 국내의 항만 및 어항 설계기준(해양수산부, 2005)을 보면 정온도 관련 기준은 주로 단주기성 파의 입사에 대한 하역한계파고를 규정하고 있다. 그 내용은 Table 2에 있으며 피해 비용 산정에 필요한 적당한 한계파고의 기준은 0.5 m라 판단하였다. Voortman 등(1998) 역시 0.5 m를 기준으로 사용한 바가 있다.

본 연구에서는 항 외의 평상파가 월파로 인해 항 내로 전달될 때 그에 대한 전달 계수 산정식으로 Goda-Heijn(Heijn, 1997)모형을 사용하였다.

$$C_i = \begin{cases} \sqrt{0.25 \left(1 - \sin \frac{\pi}{2(\alpha_1 + \alpha_x)} \left[\frac{h_c}{H_i} + (\beta + \beta_x) \right] \right)^2 + 0.01 \left(1 - \left[\frac{d+d_c}{h} + \gamma_x \right] \right)^2} & \text{for } \beta + \beta_x - (\alpha_1 + \alpha_x) < \frac{h}{H_i} < \alpha_1 + \alpha_x - (\beta + \beta_x) \\ 0.01 \left(1 - \left[\frac{d+d_c}{h} + \gamma_x \right] \right) & \text{for } \frac{h}{H_i} \geq \alpha_1 + \alpha_x - (\beta + \beta_x) \end{cases} \quad (1)$$

Table 2. Threshold wave height for cargo handling

Ship size	Threshold wave height ($H_{1/3}$)
Small	0.3 m
Medium/Large	0.5 m
Very large	0.7~1.5 m

Table 3. Summary of dimensionless parameters for several types of caissons

Type of caisson	α_x	β_x	γ_x	Range of validity, h_c/H_s
Conventional caisson	-0.9	-0.34	0	0.30~1.66
Parapeted caisson	0.2	0.13	0	0.61~1.19
Perforated caisson	-0.3	-0.22	0	0.95~1.55
Sloping top caisson	3.1	1.05	0	0.66~1.80
Caisson covered with wave-dissipating blocks	-0.4	-0.03	-0.3	0.00~0.82

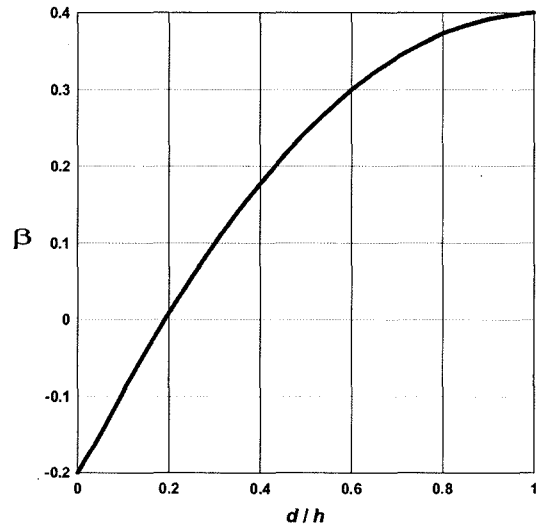


Fig. 1. Parameter β as a function of d/h (Goda, 1969).

위 식은 전달계수 산정에 대한 식으로서 Goda(1969) 모델에 Heijn(1997)이 $\alpha_x, \beta_x, \gamma_x$ 의 세 가지 새로운 변수를 추가하여 여러 가지 케이슨 형태에 따라 사용할 수 있도록 제안한 식이다. 세 변수에 대한 내용은 Table 3과 같다. α_1 및 β 는 기존의 Goda(1969) 식과 똑같이 $\alpha_1 = 2.2$ 이고 β 는 Fig. 1에 나타내었다. h_c 는 마루높이, h 는 수심, d 는 마운드 위의 수심, d_c 는 케이슨 전면 berm 상단부터 케이슨 바닥 까지의 연직 거리 그리고 H_i 는 항 외의 평상파고이며 본 연구에서는 일 최대 유의파고를 사용하였다. 즉, 식 (7)의 일 최대 유의파고 분포에 따라 파를 재현시키고 그 파를 정규 난수를 통해 확률적 변동을 부여하여 계산된 H_i 를 식 (1)에 대입하게 된다. 이 때 조위는 LWL(=0.0 m)과 HWL(=0.5 m) 사이에서 삼각분포를 따른다고 가정하여 조위와 조우함에

Table 4. Costs of one day suspension of harbour operations (Vrijling et al., 2000)

Item	Description	US \$
Cost of shipping operation	US \$10,000 per vessel per day; average 1 vessel per day; waiting 3 days extra	30,000
Loss of income PI, direct	Throughput 19 mln t/yr; Port dues US \$ 5.4/t	280,000
Loss of income PI, indirect	Bad reputation per day	140,000
Claims	Industry, shipping lines, other parties	50,000
SUBTOTAL		500,000
Multiplier for indirect economic damage		(×1.5)
TOTAL		750,000

다른 수심 변화도 함께 고려한다. 이런 방법으로 식 (1)에서 계산된 전달 계수 $C_r (=H_r/H_s)$ 에 일 최대 유의파고 H_r 를 다시 곱한 값이 항 내의 전달파고 H_s 가 되며 그 값이 0.5 m를 넘을 경우 하루 동안 항만 운영을 못한다고 가정하고, 1년 중 항내파고가 0.5 m를 넘는 일수에 Table 1에 나와있는 피해액을 곱하여 년 당 피해액을 산정하게 된다. 항만 운영을 못할 경우 하루당 경제적 피해 비용을 계산하기 위해선 Table 4에 제시된 바와 같이 배 한 척이 부두의 공간을 이용할 수 있기 전에 3일 동안 대기하고 있는 것으로 가정하고 또한 제 3자에 의한 손해 배상 청구와 간접적인 경제적 피해를 고려한다.

2.3 케이슨 활동에 의한 피해 비용 산정

방파제 파괴에 따른 구조물의 직접적인 손실비와 그에 따른 간접적인 손실비를 세분화하여 계산할 수 있는 뚜렷한 지침은 현재 없는 상태이다. Goda and Takagi(2000)는 Fig. 2와 같이 활동거리에 따라 복구비용을 계산할 수 있는 3가지 모델을 제안하였다. 세로축은 복구비용을 초기건설비용으로 무차원화 시킨 값이고 가로축은 누적활동량, S 를 나타낸다. 기하학적으로 케이슨이 마운드로부터 이탈하는 기준이 되는 S_{MAX} 는

$$S_{MAX} = b + \frac{B}{2} \quad (2)$$

로 정의된다. 여기서 b 는 마운드의 항내측 어깨 폭이고 B 는 케이슨의 폭이다.

일단 복구를 시작하면 처음에는 활동량의 크기에 별 상관없이 많은 초기 비용이 들게 되고 이후 활동량의 증가에 따라 비용이 서서히 증가하게 될 것이므로 이 3가지 모델 중 CASE 3가 가장 합리적인 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 CASE 3 모델을 약간 수정하여 사용하였다. 본래의 CASE 3 모델은 활동이 아주 조금만 일어나도 복구 비용을 계산해야 하는 모델이다. 그러나 케이슨의 활동이

발생하더라도 그 양이 작다면 케이슨의 기능을 발휘할 수 있다고 생각하여 어느 정도까지는 복구를 하지 않는 것으로 하였다. 그 복구 한계활동량을 CASE 1 모델처럼 0.3 m로 정하여 그 양을 초과할 경우에만 복구비용을 산정하였다. 누적 활동량이 0.3 m를 초과할 경우에는 케이슨의 원래 위치로 재설치하고 만약 누적 활동량이 S_{MAX} 를 넘을 경우에는 무차원화 한 복구비용 C_r 는 1이 된다고 가정한다. 이를 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$C_r = \begin{cases} 0, & S \leq 0.3 \\ \tanh\left(3 \times \frac{S}{S_{MAX}}\right), & 0.3 < S \leq S_{MAX} \\ 1, & S > S_{MAX} \end{cases} \quad (3)$$

이같이 계산한 무차원화 된 복구비용 C_r 에 초기 건설비용을 곱하면 실제 복구비용을 산정할 수 있다. 실제로 본래의 CASE 3 모델과 수정한 CASE 3 모델을 비교해보면 Fig. 3과 같이 뚜렷한 차이는 보이지 않는다.

이와 같이 산정된 케이슨 복구비용에 추가하여, 본 연구에서는 Table 1에 있는 경제적 피해액도 더하여 케이슨 활동에 대한 총 피해액을 산정하게 된다. Table 5에 금액의 산출 근거가 제시되어 있듯이 경제적 피해 비용은 케이슨이 그 기능을 완전히 상실하여 항만 운영도 하지 못할 때 고려할 수 있는 금액이다.

본 연구에서는 케이슨의 활동량이 0.3 m를 넘으면 복구를 해야 하지만 항만 운영이 정지되는 것은 아니며 이보다 더 큰 활동량에 의해서 항만 운영이 정지된다고 가정하였다. 따라서 전자의 기준에 대해서는 케이슨을 복구만 하면 되므로 **Repairable Limit State**라 정의하였고 항만 운영이 정지되는 후자의 기준에 대해서는 **Ultimate Limit State**라 정의하였다. 단, 후자의 기준을 넘을 시에도 케이슨의 복구 비용은 똑같이 고려한다.

케이슨 활동에 의해 항만 운영이 중지되어 나타나는 경제적 피해 비용의 영향을 알아보기 위해서는 항만 운영이

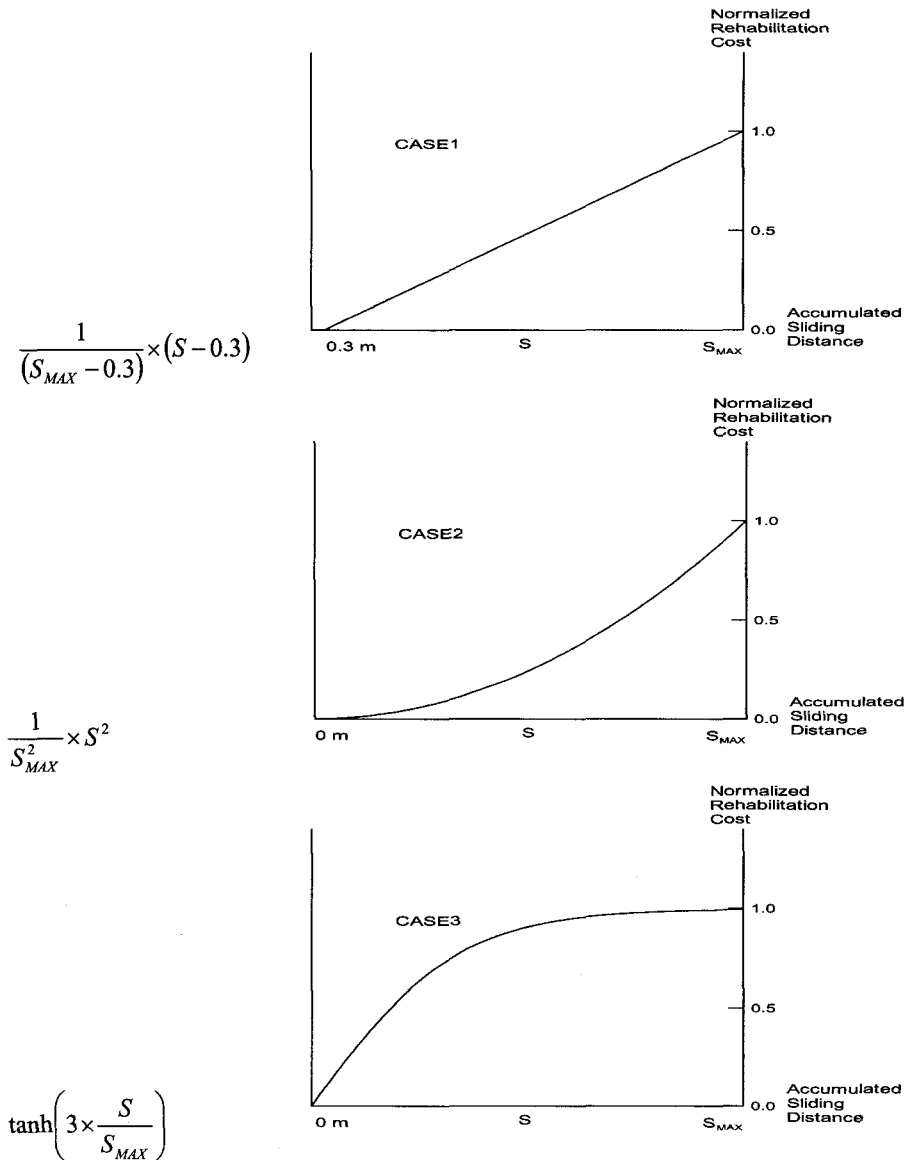


Fig. 2. Three models for estimation of rehabilitation cost as a function of total sliding distance (after Goda and Takagi, 2000).

중지될 만한 활동량을 결정해야 한다. Takahashi 등(2001)에서는 1 m를 Collapse Limit State라 하여 케이슨이 마운드에서 이탈할 수 있을 만큼 상당히 큰 활동거리라고 언급하고 있다. 그러나 케이슨 폭의 크기에 상관 없이 무조건 1 m를 사용하는 것은 좀 불합리해 보인다. 따라서 본 연구에서는 식 (2)로 계산되는 S_{MAX} 의 0.1 배 만큼 활동이 발생할 때 항만 운영이 중지되고 그에 따른 경제적 피해 비용이 발생한다고 가정하였다.

본 연구의 결과에 따르면 수심 20 m정도, 설계파고 7~8

m에서 S_{MAX} 는 15 m 정도로 계산되며, 따라서 항만 폐쇄의 기준이 되는 $0.1S_{MAX}$ 는 1.5 m 정도이다. 이 값은 Takahashi 등(2001)이 제시한 Collapse Limit State의 값 1 m와 큰 차이를 보이지는 않으며, 수심과 설계파고가 작아지면 S_{MAX} 값도 작아질 것이므로 Takahashi 등(2001)이 제시한 값과 더 가까워질 것이다.

Goda and Takagi(2000)가 케이슨이 마운드로부터 이탈하는 기준으로 제시한 식 (2)는 케이슨 활동 시 마운드의 변형이 전혀 일어나지 않고 케이슨 전·후면의 압력이 동일하

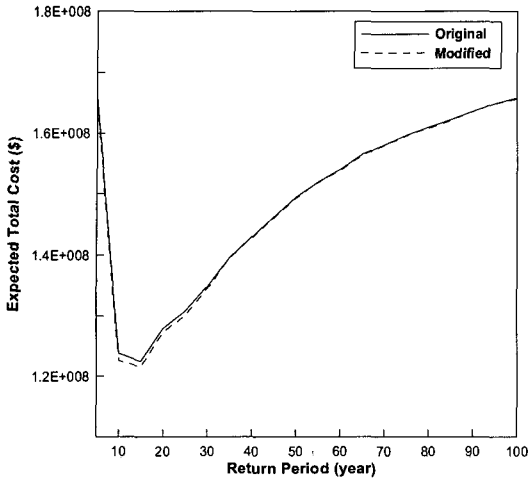


Fig. 3. Comparison of expected total cost of Goda and Takagi(2000) between original and modified Case 3 models.

다는 가정 하에 오직 기하학적 관점에서 유도된 식이다. 그러나 실제 상황에서 케이슨이 마운드를 이탈하게 되는 활동 거리는 이보다 훨씬 작을 것이다. 본 연구에서 케이슨의 마운드 이탈 기준으로 사용한 식 (2)는 식 (3)에서와 같이 단지 케이슨의 복구 비용 계산을 위한 것임을 유의해야 한다.

2.4 현재 가치화

앞서 언급한 월파나 케이슨 활동에 의해서 나타나는 피해 비용은 미래에 발생하는 비용들이다. 따라서 현재 또는 일정 시점에서의 불변가격을 기준으로 산정된 비용을 사용해야 한다. 이렇게 미래에 발생할 일정 금액을 현재시점에서 평가한 가치를 현재가치라 한다. 현재가치는 항상 미래 가치보다 작아지기 때문에 현재가치를 구하는 것을 할인(discount)이라 하며, 할인할 때 사용하는 이자율을 특히 할인율(discount rate)이라고 한다. 불변가격을 기준으로 산정한다고 함은 물가 변동을 고려하지 않는다는 것이다. 이 경

우 적용되는 할인율은 명목할인율에서 물가상승률을 차감한 실질할인율이 되어야 할 것이다. 방파제의 내용년수 동안 나타나는 피해비용은 매년마다 동일한 금액이 소모되는 반복비용이 아니라 부정기적으로 발생하는 비반복비용이다. 따라서 현재 가치화 시키기 위해서는 미래에 발생하는 비용에 현가이자요소(PVIF: present value interest factor)를 곱하여 산정하며 수식으로 나타내면 다음과 같다.

$$PV = \sum_{n=1}^L \frac{C_n}{(1+r)^n} \tag{4}$$

여기서 PV = 미래에 발생하는 비용의 현재가치, $C_n = n$ 년 후에 발생하는 피해비용, $[1/(1+r)^n]$ = 현가이자요소, r = 할인율, L = 내용년수 이다.

식 (4)에서 사용하는 할인율은 본 연구에서는 실질 할인율을 나타내며, 명목 할인율과 물가 상승률을 고려하여 실질 할인율을 산출하는 방법은 다음과 같다.

$$r = \frac{1+i}{1+j} - 1 \approx i - j \tag{5}$$

여기서 r = 실질 할인율, i = 명목 할인율, j = 물가 상승률이다.

일반적으로 할인율은 구조물의 중요도나 내용년수에 따라 다르게 적용하는데, 내용년수가 짧은 구조물은 높은 할인율을, 긴 경우에는 낮은 할인율은 적용한다. 우리나라의 경우 항만편람(1997)에 8%의 할인율 적용을 제시하고 있다. 흔히 LCC분석에서 사용하는 할인율 적용의 경우 김창학 등(2002)이 통계청 실질 할인율 4.5%를 사용하여 항만 구조물의 LCC 사례 적용을 연구한 바 있으며, 김경숙과 서경덕(2005)은 권혁미(2004)가 사용한 1999년부터 2003년까지 5년 기간 동안의 평균 실질 할인율 4.6%를 적용한 바 있다. 본 연구에서는 1999년부터 2005년까지 7년 기간 동안 통계청에서 제공하는 물가 상승률과 한국은행에서 제공

Table 5. Costs in case of major damage to the breakwater (Vrijling et al., 2000)

Item	Description	US \$ million
Alternative transportation of inputs to industry	Throughput 19 mln t/yr; extra cost US \$ 6/t	114
Costs of shipping operation	US \$ 10,000 per vessel per day; Average 1 vessel per day	3.65
Loss of income PT, direct	Throughput 19 mln t/yr; Lost port dues US \$ 5.4/t	103
Loss of income PT, indirect	Bad reputation	50
Lives cost	<10, economic damage negligible	-
Claims	Industry, shipping lines, other parties	100
	SUBTOTAL	370
	Multiplier for indirect economic damage	(×1.5)
	TOTAL	555

하는 이자율(채권금리)를 평균하여 식 (5)에 넣어서 계산한 실질 할인율 3.7%를 사용하기로 한다.

항만 구조물의 내용년수는 항만구조물이 갖는 고유한 특성으로 인하여 정확한 내용년수를 산정하는 것이 매우 어렵다. 다만, 일반적으로 중요하다고 판단되는 항만 구조물의 경우 내용년수를 50년으로 적용하고 그 외의 구조물에서는 30년을 적용하고 있다. 국내의 경우 항만 구조물의 내용년수와 관련된 자료로 항만편람(1997)에 방파제의 내용년수를 50년으로 제시하고 있어 본 연구에도 이 기준을 그대로 식 (4)에 적용하였다.

3. 직립 방파제 케이스의 최적 단면 설계

한국 연안의 심해파고 극치분포는 정신택 등(2004)이 Weibull, Gumbel, Log-Pearson Type-III, 그리고 Log-normal 분포 등 4 종류를 비교해 Gumbel 분포가 심해파 추산자료의 극치분포로 가장 적합한 것으로 제안하였다. 그러나 한국해양연구원(2005)은, 분석에 이용한 파랑 산출 자료가 태풍 시에는 크게 저평가되어 극치 통계에 활용할 수 없는 자료라 하여 일반적으로 파랑 극치 통계에 흔히 이용되는 Weibull 분포를 사용하였다. 따라서 본 연구 역시 김승우 등(2006)이 동해항 방파제를 대상으로 사용하였던 다음의 Weibull 분포를 예비 설계 파고 및 년 최대 심해파고 재현에 사용하였다.

$$F(X) = 1 - \exp\left\{-\left(\frac{X-3.037}{1.493}\right)^{1.1}\right\} \quad (6)$$

여기서, X 는 년 최대 심해파고를 의미한다. 이 분포에 따른 재현주기별 심해설계파고와 그에 따른 주기를 $T_s \approx 3.3 H_s^{0.63}$ 로 구하여(Goda, 2001) Table 6에 나타내었다.

일 최대 유의파고에 대해서는 어느 분포가 적합하다고 연구된 바는 없다. 본 연구에서는 해양수산부(2001)의 해상파랑관측 보고서에 수록되어 있는 2000년에 강릉 파랑관측소에서 관측한 자료를 사용하였다. 모수는 모멘트법으로 추정하여 다음과 같은 Gumbel 분포를 사용하였으며 관측치와의 비교는 Fig. 4에 나타내었다.

$$F(x) = \exp\left\{-\exp\left[-\left(\frac{x-0.7}{0.56}\right)\right]\right\} \quad (7)$$

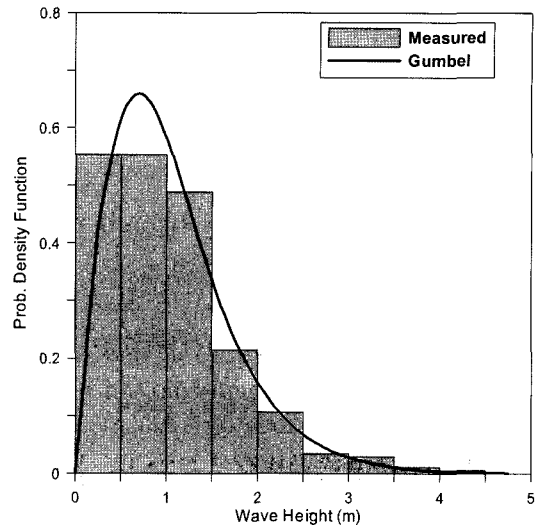


Fig. 4. Comparison between Gumbel distribution and histogram of observed daily maximum significant wave heights.

여기서, x 는 일 최대 유의파고를 의미한다. 이 분포는 방파제 전면에서 발생하는 분포라 가정하였기에 파랑 변형 과정은 거치지 않는다.

기존의 연구자들은 어느 정해진 분포에 따라 임의의 설계 변수의 값을 재현시킴에 있어 비초과확률 0에서 1까지 무작위로 추출하는 방식을 사용하여 왔다. 이러한 방식은 투입요소에 대한 분포를 정확하게 반영하는 데 약간의 무리가 따를 뿐만 아니라 방대한 계산량 때문에 시간이 많이 소요된다. 이러한 단점을 보완하기 위해 본 연구에서는 Latin Hypercube 표본 추출방법을 사용하도록 한다.

이 방법에서는 주어지는 분포의 0과 1 사이 영역을 무작위 변수를 위해 모의 횟수만큼 등확률 간격으로 겹쳐지지 않도록 나눈다. 그리고 같은 발생확률을 가진 간격 당 하나씩의 값을 무작위로 추출한다. 다시 말하면, 모의 횟수만큼의 난수를 발생시켜 무작위로(그러나 같은 구간이 두 번 이상 선택되지 않도록) 구간을 선택하고, 그 구간에서 다시 한 번 난수를 발생시켜 구간 내의 값을 선택하는 것이다. 이 Latin Hypercube 표본 추출방법은 적은 수의 시행횟수로도 투입요소의 분포를 거의 비슷하게 재현할 수 있는 장점이 있다.

Latin Hypercube 표본 추출방법은 어느 설계 변수가 다

Table 6. Deepwater design waves for different return periods

Return period (year)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Wave height (m)	6.2	7.1	7.6	7.9	8.2	8.4	8.6	8.8	8.9	9.0
Wave period (s)	10.4	11.3	11.8	12.2	12.4	12.6	12.8	12.9	13.1	13.2

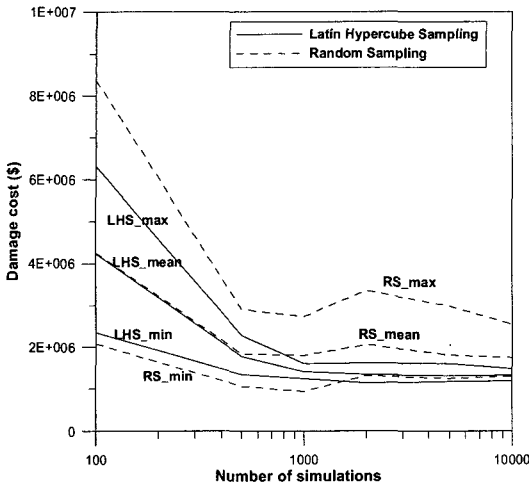
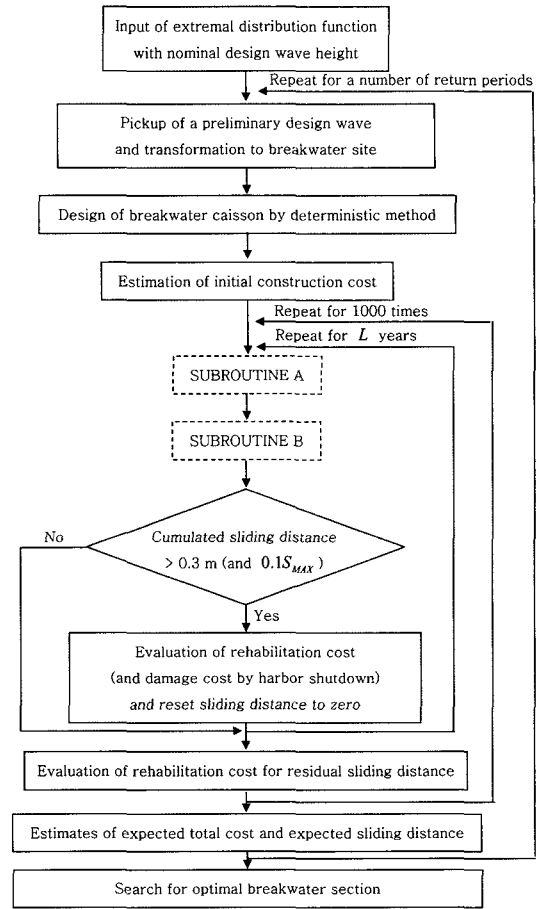


Fig. 5. Damage cost versus number of simulations.

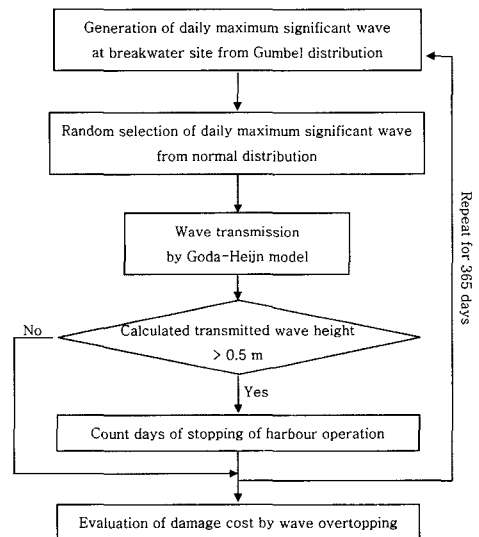
른 변수들의 영향을 전혀 받지 않는 독립인 상태일 때만 사용이 가능하다. 따라서 본 연구에서는 극치분포에 따른 년 최대파고와 일 최대 유의파고의 재현, 정규분포에 따른 마찰계수의 재현 그리고 삼각분포에 따른 조위의 재현의 경우에만 Latin Hypercube 표본 추출방법을 적용하였다.

Fig. 5는 Latin Hypercube 표본 추출방법과 무작위 표본 추출방법에 대해서 시뮬레이션 횟수와 월파와 활동에 의한 피해 비용과의 관계를 보여준다. 수심 19m에 대해 재현주기 50년을 갖는 예비설계파고로 설계된 단면에 대해서 초기 건설비용을 제외한 월파와 활동에 의한 피해 비용만을 계산하였으며 10번의 계산 결과의 최대값, 최소값 그리고 평균을 각각의 반복횟수에 대해서 나타내었다. 평균에 대한 표준편차의 상대적 크기를 나타내는 변동계수(Coefficient of variation) 값이 10% 이하가 되어야 한다고 가정할 경우 Latin Hypercube 표본 추출방법은 1000회의 시뮬레이션 횟수로 가능하지만 무작위 표본 추출방법은 10000회 이상의 시뮬레이션 횟수에서도 20%가 넘는 변동계수 값을 보인다. 따라서 본 연구에서는 시뮬레이션 횟수를 1000회로 설정하여 사용하였다.

기대 총 건설비 계산을 통한 케이슨의 최적 단면 결정은 Fig. 6에 나타낸 계산 흐름도에 따라 수행된다. 우선 50년 재현기간의 설계파고인 명목상(nominal) 설계파고와 식 (6)의 Weibull 분포를 이용하여 재현기간의 변화에 따른 예비 설계 파고를 선택한다. 보통 예비 설계 파고는 방파제 내용년수의 0.5배 내지 2배 범위의 재현주기에 해당하는 범위에서 변화하는 것으로 선택하며 만약 최적 단면이 그 범위 내에서 결정되지 않을 경우에는 결정될 때까지 예비 설

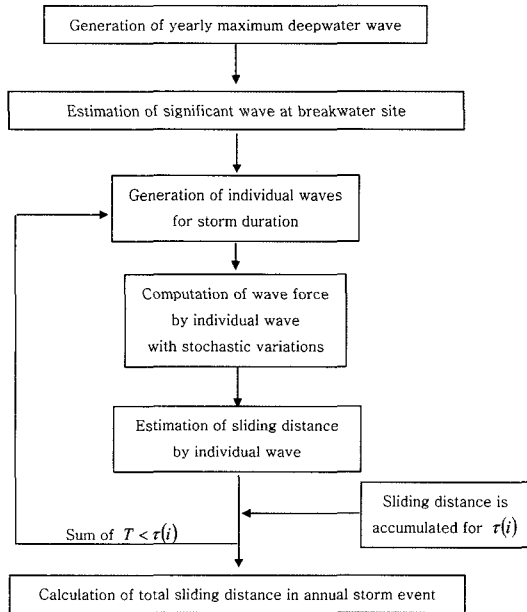


(a) Computational flow



(b) SUBROUTINE A (Computation of damage cost by wave overtopping)

Fig. 6. Computational procedure for optimal breakwater design.



(c) SUBROUTINE B (Computation of total sliding distance)

Fig. 6. Continued.

계파고의 범위를 확장하여 계산하였다. 각각의 예비설계파고에 대한 방파제 케이스의 단면은 종래의 결정론적 설계법에 의해 안전계수 1.2를 갖는 단면으로 설계하고, 초기 건설비를 계산한다. 직립 방파제 케이스 활동량 계산은 홍수영 등(2004)의 방법에 따라 수행하였으며 파랑의 변동성은 고려하지 않았다. 고파랑은 1년 1회의 빈도로 발생하는 것으로 가정하였다. 조위는 LWL(=0.0 m)과 HWL(=0.5 m) 사이에서 삼각분포를 따른다고 가정하였고, 파의 주기(T_s)는 Goda(2001)과 같이 파고(H_s)와 $T_s \approx 3.3H_s^{0.63}$ 의 관계로 계산하였다. 케이스와 마운드 사이에서 발생하는 마찰계수로 활동 중일 때는 동마찰 계수를 사용하여야 하나 정확히 파악하기 어려우므로 정지 마찰 계수를 사용하였다. 방파

제 위치에서 유의파고가 구해지면 각각의 파는 Rayleigh 분포를 따른다고 보고 1파마다의 파고를 재현한다. 이 때 쇄파에 의한 파고 변화를 고려한다. 각각의 파의 주기는 유의 파고의 주기와 동일하다고 보고 유의파 주기와 마찬가지로 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 이와 같이 결정된 각각의 파에 대한 파고와 주기를 이용하여 Fig. 6에서 τ 로 표시된 파랑지속시간(본 연구에서는 2시간) 동안의 활동량을 계산한다. Table 7은 월파와 활동에 관련된 피해를 계산하기 위해 사용된 변수들의 편의와 변동계수를 나타내며 이는 Goda and Takagi(2000)와 홍수영 등(2004)에서 사용한 편의와 변동계수를 참고로 한 것이다.

Goda and Takagi(2000)는 충격쇄파압 만을 고려하여 케이스의 활동량을 산정하였으나 본 연구에서 사용하고 있는 홍수영 등(2004)의 방법은 중복파압과 충격쇄파압을 모두 고려하는 Shimosako and Takahashi(2000)의 방법을 사용하였다. 본 연구에서 도입한 활인율의 영향을 알기 위해서는 활동량 계산 방법이 같아야 하므로 결과에서 언급되는 Goda and Takagi의 결과는 홍수영 등(2004)의 방법으로 활동량을 계산하고 활인율은 적용하지 않은 것이다.

전달파고와 케이스 활동량을 계산하기 위해 사용된 파랑, 조위, 파압 등은 모두 확률적 변동이 부여되기 때문에, 이러한 불확실성을 고려하기 위해서는 여러 번 시행을 반복할 필요가 있다. 본 연구에서는 난수를 바꿔가면서 1000회 반복하여 각 시행에서 구해진 월파와 활동에 의한 피해비용의 평균치를 구하여 초기 건설비용에 더해줌으로써 기대 총 건설비용을 구하며 그것을 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$I(z) = I_0(x) + \sum_{m=1}^M \left(\frac{\sum_{n=1}^L \left(\frac{C_{SLS} FN_{SLS}(z) + C_{RLS} FN_{RLS}(z) + C_{ULS} FN_{ULS}(z)}{(1+r)^n} \right) \right) / M \quad (8)$$

Table 7. Characteristics of variations of design factors

Design factor	Bias	Coefficient of variation	Distribution function	Remarks
Daily maximum wave height	0.0	0.15	Normal	Mean by Gumbel dist.
Offshore wave height	0.0	0.1	Normal	Mean by Weibull dist.
Water level	-tide amplit.	*	Triangular	-
Wave deform.	-0.06	0.1	Normal	-
Friction coef.	0.06	0.1	Normal	$\mu = 0.6$ as the base
Individual wave height	*	*	Rayleigh	2 hours duration
Wave forces	-0.09	0.1	Normal	-
Storm surge	0.0	0.1	-	Standard is 10% Offshore wave height
Significant wave period	0.0	0.1	Normal	-
Period for an individual wave	0.0	0.1	Normal	-

여기서, z = 재현주기에 따른 예비설계파고에 따라 결정되는 설계 변수(마루높이, 케이슨 폭), $I(z)$ = 설계 변수에 따른 기대 총 건설비용, $I_0(z)$ = 설계 변수에 따른 초기 건설 비용, C_{SLS} = 사용성 한계 상태 파괴(월파)에 따른 하루당 피해비용, C_{RLS} = 케이슨 활동에 대한 CASE 3 모델에 따른 직접 복구비용, C_{ULS} = 극한 한계 상태 파괴(활동)에 따른 경제적 피해비용, $FN_{SLS}(z)$ = 년 간 사용성 한계 상태 파괴의 횟수(일수), $FN_{RLS}(z)$ = 년 간 케이슨 복구의 횟수(0 또는 1), $FN_{ULS}(z)$ = 년 간 케이슨 활동에 의한 항만 운영 정지의 횟수(0 또는 1), r = 실질 이자율, $[1/(1+r)^n]$ = 현가 이자 요소, L = 내용년수(본 연구에서는 50년), M = 반복횟수(본 연구에서는 100회)이다.

4. 계산 예제

Goda and Takagi(2000)는 Shimosako and Takahashi(1998, 1999)의 방법에 할인율을 고려하지 않은 케이슨 복구비용을 추가하여 허용기대활동량 범위 내에서 기대 총 건설비용이 최소가 되는 단면을 최적 단면이라 정의하였다. 허용기대활동량 범위 내에 기대 총 건설비용이 최소가 되는 점이 없을 경우에는 허용기대활동량 한계가 되는 재현주기의 단면을 최적 단면으로 정한다. 이는 만약 기대 총 건설비용의 최소가 되는 단면 설계만 고려할 경우 기대 활동량이 너무 클 수 있을 뿐만 아니라 본 연구에서 고려하고 있는 케이슨의 활동 이외에 다른 파괴 형태들이 일어날 가능성이 있기 때문이다. 허용기대활동량의 기준에 있어 Shimosako and Takahashi(1998)는 방파제 내용년수 동안의 누적활동량 0.3 m 이내로 제안하였다. 한편 Goda and Takagi(2000)는 이 값이 너무 크다고 판단하여 0.1 m를 사용하였다. 본 연구에서는 이 두 가지 기준을 다 살펴보도록 한다.

계산 조건은 Fig. 7과 같이 수심에 관계없이 사석 마운드 두께는 2.5 m, 보호공의 두께는 1.5 m, 마루높이 $h_c = 0.6H_{1/3}$, 마운드 어깨폭은 전면부 10 m, 후면부 7 m이며 바닥경사는 1/100이다.

Fig. 8은 할인율 적용의 영향을 알아보기 위하여 수심 19 m에서 안전율 1.2에 대해 케이슨 단면을 설계하고 Goda and Takagi(2000)처럼 할인율을 고려하지 않고 복구비용을 계산한 것과 할인율을 고려하여 복구비용을 현재가치화시킨 것을 비교한 것이다. 가로축은 재현주기이며, 왼쪽 세로축은 해당 재현주기의 단면의 기대 총 건설비용, 그리고 오른쪽 세로축은 각 재현주기에 해당하는 예비 설계파고로 계

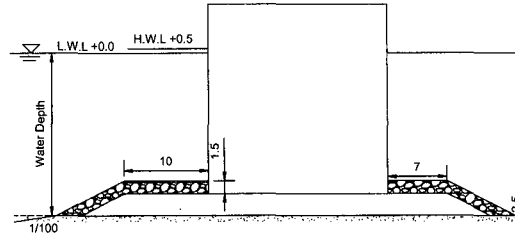


Fig. 7. Cross-section of vertical breakwater for computation (unit : m).

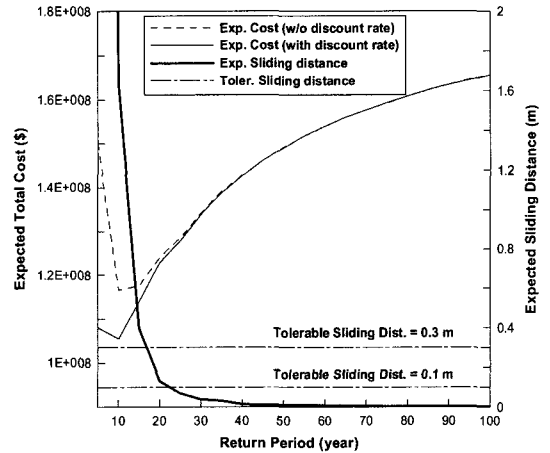


Fig. 8. Curves of expected sliding distance and expected total costs computed with and without discount rate.

산된 단면의 기대활동량이다. 비교적 피해가 많이 일어나는 짧은 재현주기로 설계된 단면으로 갈수록 그 차이가 많이 나는 것을 볼 수 있다. 결과적으로 할인율을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우 비용이 최소가 되는 점은 모두 약 10년의 재현주기를 갖는 예비 설계 파고로 설계된 단면으로 결정론적 설계법에 의한 단면보다 약 38% 감소하였다. 여기서 단면이란 케이슨의 폭과 높이를 곱한 것의 의미이다. 그러나 할인율을 고려한 경우와 그렇지 않은 경우 모두 비용 모델의 비용 최소화점은, 0.3 m 와 0.1 m로 된 활동량의 허용 범위 내에는 들지 않는다. 따라서 최적 단면은 활동량의 허용치가 되는 재현주기의 설계 파고로 설계된 단면이며, 허용치 0.3 m와 0.1 m를 만족하는 단면은 결정론적으로 설계된 단면보다 각각 약 24%와 17% 감소하였으며 그 결과는 Table 8과 같다.

Fig. 9은 월파의 영향을 알아보기 위하여 CASE 3 모델을 사용하되 누적활동량이 0.3 m를 초과할 때 복구비용을 산정하고 월파에 의한 피해 비용을 추가한 결과이다. 미래에 발생할 월파에 의한 피해 비용도 현재 가치로 변환시키

Table 8. Comparison of design parameters of conventional and Goda and Takagi(2000) methods in water depth of 19 m (safety factor 1.2)

Item	Conventional	$S_E=0.3$ m	$S_E=0.1$ m
Safety factor	1.2	1.2	1.2
Return period (year)	50	17	22
Offshore wave height $(H_{1/3})_0$ (m)	8.20	6.88	7.20
Local wave height $H_{1/3}$ (m)	8.13	6.66	7.00
Crest height h_c (m)	4.88	3.99	4.20
Caisson width B (m)	19.01	15.05	16.29
Initial construction cost (US \$)	1.47×10^8	1.14×10^8	1.24×10^8

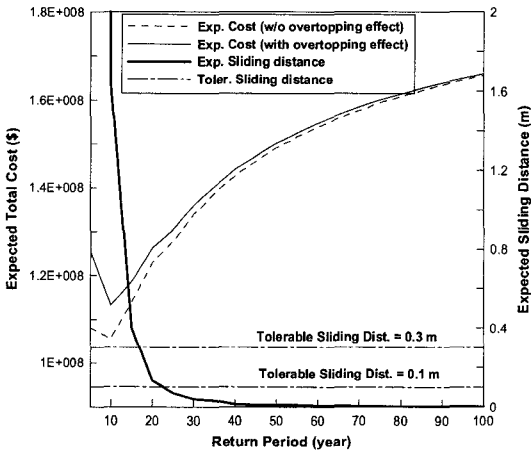


Fig. 9. Curves of expected sliding distance and expected total costs computed with and without economic damage due to wave overtopping.

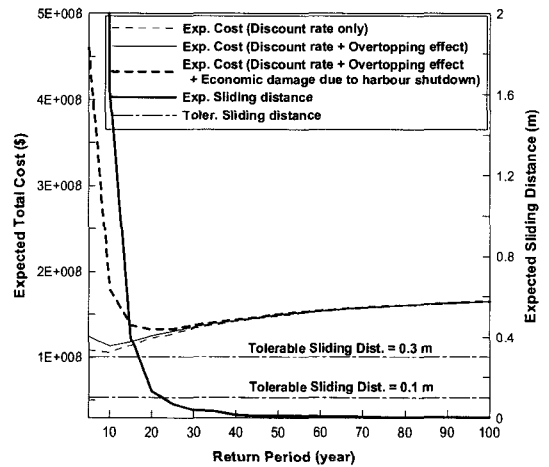


Fig. 10. Comparison of expected total costs computed with and without economic damage due to harbor shutdown.

기 때문에 할인율을 고려한 케이슨 활동 복구비용에 추가하게 된다. 월파의 영향을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우 모두 비용 최소 점의 재현주기는 약 10년으로 이 재현주기를 갖는 설계 파고로 설계된 단면의 기대활동량은 허용 기대활동량을 초과한다. 따라서 최적 재현주기는 활동량의 허용치가 되는 재현주기로 결정한다. 방파제의 마루 높이는 방파제 설치 위치에서의 설계 유의 파고의 0.6배로 산정하기 때문에 짧은 재현 주기를 가진 예비 설계파고로 설계할 경우 마루높이 또한 낮아지게 되어 그 피해비용은 역으로 크게 산정된다. Fig. 9에서 보듯이 비교적 짧은 재현 주기 구간에서는 월파에 의한 피해 비용의 영향이 있으나 재현주기가 커져서 마루높이가 높아지면 그 영향이 미미해진다.

Fig. 10은 항만 폐쇄에 의한 경제적 피해 비용의 영향을 알아보기 위하여 Fig. 9의 결과에 항만 폐쇄에 의한 경제적 피해 비용을 추가로 고려한 결과를 비교한 것이다. Fig. 10에서 보듯이 항만 폐쇄에 의한 경제적 피해 비용이 결과에 큰 영향을 미치는 것을 볼 수 있다. 월파에 의한 경제

적 피해 비용과 케이슨 활동의 복구비용과 항만 폐쇄에 따른 경제적 피해 비용의 합으로 정의되는 기대 총 건설비용이 최소가 되는 점은 약 20년 재현주기를 갖는 설계파고로 설계된 단면으로 결론론적으로 설계된 단면보다 약 20% 감소하며, 이 단면의 누적 기대활동량은 0.3 m의 허용치 범위 내에 있으나 0.1 m의 허용치에 대해서는 범위 밖에 있다. 그 결과는 Table 9와 같다.

마찬가지 방법으로 수심 14 m와 24 m에 대해 계산한 것이 각각 Fig. 11와 Fig. 12이다. 수심이 얇을 때는 그에 따른 쇄파의 영향으로 케이슨 활동이 비교적 활발하게 일어나지 않는다. 따라서 작은 재현주기를 가진 파고로 설계된, 비교적 작은 단면을 가진 케이슨들만 영향을 받게 된다. Fig. 11에서 보듯이 비용의 최소점은 약 10년의 재현주기를 갖는 설계파고로 설계된 단면으로 전술한 경향을 확인할 수 있으며 기대 총 건설비의 최소점이 기대 활동량의 두 허용치 범위 안에 있음을 볼 수 있다. 따라서 허용치 범위와 관계 없이 결론론적으로 설계된 단면보다 약 25% 감소되는 단면을 얻으며 그 결과는 Table 10과 같다. 반면 활동이 보

Table 9. Comparison of design parameters of conventional and new methods in water depth of 19 m

Item	Conventional	$S_E = 0.3$ m	$S_E = 0.1$ m
Safety factor	1.2	1.2	1.2
Return period (year)	50	20	22
Offshore wave height $(H_{1/3})_0$ (m)	8.20	7.09	7.20
Local wave height $H_{1/3}$ (m)	8.13	6.87	7.00
Crest height h_c (m)	4.88	4.12	4.20
Caisson width B (m)	19.01	15.83	16.29
Initial construction cost (US \$)	1.47×10^8	1.21×10^8	1.24×10^8

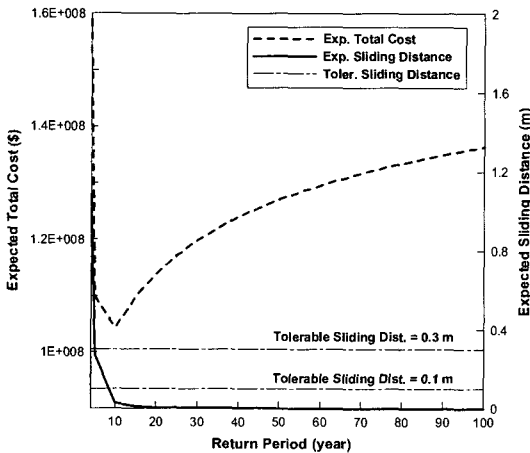


Fig. 11. Curves of expected total cost and expected sliding distance for breakwater design in water depth of 14 m..

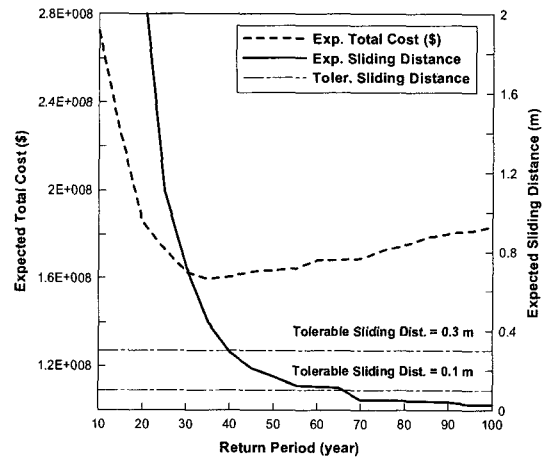


Fig. 12. Curves of expected total cost and expected sliding distance for breakwater design in water depth of 24 m.

Table 10. Comparison of design parameters of conventional and new methods in water depth of 14 m

Item	Conventional	$S_E = 0.3$ m	$S_E = 0.1$ m
Safety factor	1.2	1.2	1.2
Return period (year)	50	10	10
Offshore wave height $(H_{1/3})_0$ (m)	8.20	6.22	6.22
Local wave height $H_{1/3}$ (m)	7.68	6.14	6.14
Crest height h_c (m)	4.61	3.69	3.69
Caisson width B (m)	18.12	14.32	14.32
Initial construction cost (US \$)	1.24×10^8	9.53×10^7	9.53×10^7

다 많이 일어나게 되는 수심 24 m에 대해 계산하면 비용의 최소점은 약 35년의 재현주기를 갖는 설계파고로 설계된 단면으로 0.3 m 허용치와 0.1 m 허용치 범위 안에는 들지 않는다. 따라서 결정론적으로 설계된 단면보다 0.3 m 허용치에 대해서는 약 6% 감소하고, 0.1 m 허용치에 대해서는 약 8% 증가하는 단면을 얻으며 그 결과는 Table 11과 같다.

Fig. 13은 할인율에 따른 영향을 나타낸 것이다. 할인율은 파괴에 따른 피해비용을 시간의 영향을 고려하여 올바르게 평가하기 위하여 필요한 변수이다. 예상할 수 있는 대로, 할인율이 커짐에 따라 기대 총 건설비용은 작게 산정

되고 있으며 그에 따른 최적 재현주기는 감소하는 경향이 나타난다.

이상에서 살펴 본 결과들은 모두 항만 폐쇄 시 경제적 피해 비용 산정에 있어서 항만 폐쇄의 기준이 되는 케이슨 활동 거리를 $0.1S_{MAX}$ 로 하여 계산한 것이다. 그러나 항만 운영을 못하게 되는 기준은 항만 내의 여러 조건이나 관리자의 주관적인 판단에 따라 달라질 것이다. Figs. 14~16은 수심 19, 14, 24 m에 대하여 항만 폐쇄의 기준 활동량의 변화에 따른 결과를 나타낸다. 만약 항만 폐쇄에 따른 경제적 피해 비용 산정 기준을 식 (2)의 S_{MAX} 의 0.5배라고 할

Table 11. Comparison of design parameters of conventional and new methods in water depth of 24 m

Item	Conventional	$S_E = 0.3$ m	$S_E = 0.1$ m
Safety factor	1.2	1.2	1.2
Return period (year)	50	40	66
Offshore wave height $(H_{1/3})_0$ (m)	8.20	7.93	8.53
Local wave height $H_{1/3}$ (m)	7.92	7.63	8.27
Crest height h_c (m)	4.75	4.58	4.96
Caisson width B (m)	17.50	16.53	18.74
Initial construction cost (US \$)	1.51×10^8	1.42×10^8	1.62×10^8

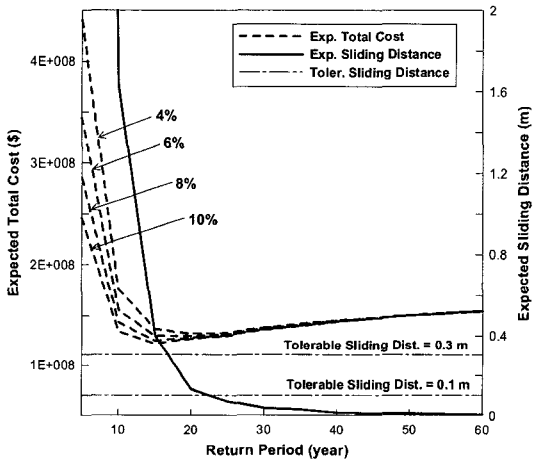


Fig. 13. Variation of expected total cost for several real discount rates in water depth of 19 m.

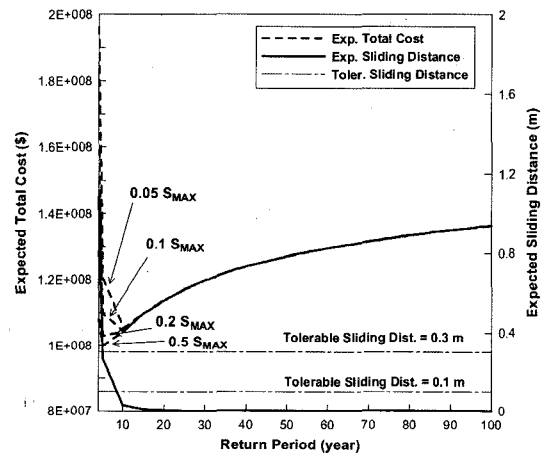


Fig. 15. Variation of expected total cost for several criteria for ULS economic damage in water depth of 14 m.

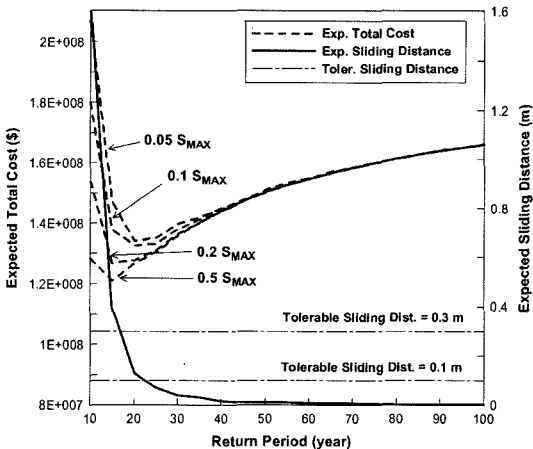


Fig. 14. Variation of expected total cost for several criteria for ULS economic damage in water depth of 19 m.

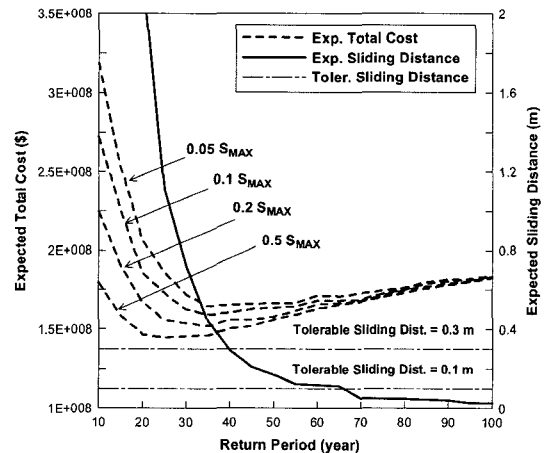


Fig. 16. Variation of expected total cost for several criteria for ULS economic damage in water depth of 24 m.

때 누적활동량이 0.3 m를 초과하고 $0.5S_{MAX}$ 가 되기까지는 직접 복구비용만 산정하고 $0.5S_{MAX}$ 를 초과할 때는 직접 복구비용과 함께 경제적 피해비용을 포함하여 산정하는 계산

방식이다. 이 그림들에서 알 수 있듯이 항만 폐쇄의 기준 활동량이 커질수록 기대 총 건설비가 감소하며, 재현주기가 작아질수록 더 크게 감소한다. 또한 이 기준 활동량이

커질수록 기대 총 건설비가 최소가 되는 재현기간이 작아진다. 즉 케이슨의 최적 단면이 허용 기대 활동량에 의해서가 아니라 기대 총 건설비의 최소점에 의해 결정되기 위해서는 항만 폐쇄의 기준 활동량이 작아져야 하며, 비교적 파고가 큰 깊은 수심일수록 더 그렇다. 허용 기대 활동량 0.3 m를 초과하지 않는 범위 내에서 기대 총 건설비의 최소점이 나타나려면 수심 14 m와 19 m에서는 기준 활동량이 $0.1S_{MAX}$ 이하가 되어야 하고 수심 24 m에서는 $0.05S_{MAX}$ 보다 더 작은 기준을 사용해야 함을 알 수 있다. 한편 허용 기대 활동량 0.1 m를 초과하지 않는 범위 내에서 기대 총 건설비의 최소점이 나타나려면 가장 작은 수심인 14 m에서는 이 기준 활동량이 $0.1S_{MAX}$ 이하이면 되지만 수심 19 m와 24 m에서는 $0.05S_{MAX}$ 보다 더 작은 기준을 사용해야 한다.

5. 결론 및 토의

Goda and Takagi(2000)가 제안한 케이슨 활동 거리에 따른 복구비용 계산 모델에 홍수영 등(2004)의 케이슨 활동에 대한 신뢰성 해석기법을 사용하고 월파와 항만 폐쇄에 의한 경제적 피해 비용을 고려해 최적 단면을 계산해 보았다. 최적 단면은 케이슨의 허용 기대활동량 내에서 기대 총 건설비용이 최소가 되는 최적 재현주기에 해당하는 설계파고로 계산된 단면을 의미한다. 여기서 기대 총 건설비용이란 초기 건설비용, 월파에 의한 경제적 피해 비용 그리고 케이슨 활동에 의한 직접 복구비용과 항만 폐쇄에 따른 경제적 피해 비용의 합을 말한다. 미래에 발생할 피해 비용에 대해서는 실질 이자율을 이용해 현재가치로 환산하여 사용하였다. 또한 좀 더 정확한 계산과 계산 시간 절약을 위하여 부분적으로 Latin Hypercube 표본추출법을 사용하였다.

재현주기가 점점 커짐에 그에 따른 설계 파고가 커져서 결국 케이슨 단면 즉, 마루높이와 케이슨 폭이 커진다는 것을 의미한다. 케이슨 단면이 커짐에 따라 초기 건설비용은 증가하고 월파나 활동에 의한 피해 비용은 감소한다. 이 개념에 기초하여 Goda and Takagi(2000)가 제시한 초기 건설비용과 활동에 따른 직접 복구비만 고려한 모델은 본 연구 결과에서 보듯이 경제적 단면을 찾는 데 효율적인 방법이 아닌 것으로 판단되며 여기에 현재 가치화 개념까지 더해지면 그 경향은 더욱 뚜렷해진다(Fig. 8참조). Fig. 17은 초기 건설비와 케이슨 활동 복구비, 월파와 항만 폐쇄에 따른 경제적 피해 비용 등을 재현주기에 따라 비교한 그림이다. 기대했던 대로 재현주기가 작아짐에 따라 초기 건설비는 감소하고 피해비용은 증가하는 경향을 보인다. 월파에

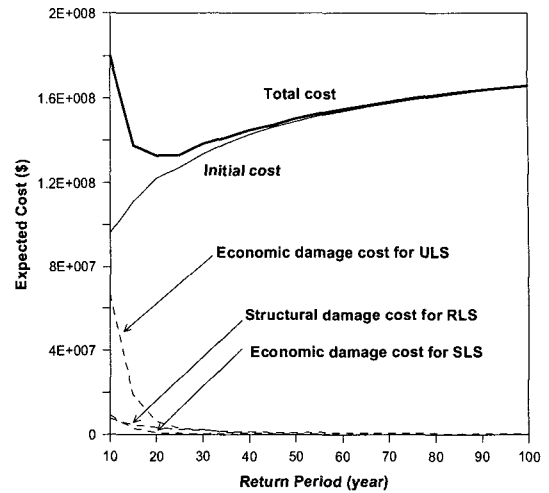


Fig. 17. Comparison of expected initial cost, damage costs and total cost for breakwater design in water depth of 19 m.

의한 경제적 피해 비용이 가장 작으며, 케이슨 활동 복구비용도 그다지 크지 않다. 결국 초기 건설비 이외에 최적 단면을 찾는 데 있어 가장 중요한 요인은 항만 폐쇄에 따른 경제적 피해 비용이다. 이 피해 비용 산정 기준에 따른 영향 역시 분석되었으며 그 기준이 식 (2)의 S_{MAX} 에 가까워질수록 기대 총 건설비의 최소점보다 누적 기대활동량의 허용치에 의해 최적단면이 결정됨을 확인할 수 있었다. 또한 현재가치화 함에 있어 전체적인 피해액의 크기를 결정짓는 할인율을 얼마로 결정하는가도 최적 단면 결정에 있어 중요 사항을 알 수 있었다.

본 연구에서 사용한 방파제의 길이(6000 m)는 국내 실정을 미루어 보았을 때 상당히 큰 값이다. 방파제 길이를 줄이면 항만의 규모도 작아진다고 봐야 하기 때문에 경제적 피해 비용도 그에 따라 줄어들 것이다. 그러나 항만 규모에 따른 경제적 피해 비용에 대한 데이터는 거의 없는 실정이다. 좀 더 효과적인 연구를 위해서는 장기적으로 이런 데이터들의 지속적인 구축이 필요하다고 판단된다. 또한 본 연구에서는 초기 건설비 산정 중 설계변수와 관계없이 소요되는 비용이나 구조물의 유지비용 그리고 구조물의 수명이 다 했을 때 발생하는 폐기 처리 비용 등은 고려하지 않았다. 구조재 등의 내구성이 향상됨에 따라 구조물의 수명이 더욱 길어지고 있는 추세에 미루어 볼 때 운용단계에서의 비용은 그 중요성이 커질 수밖에 없다. 따라서 초기 건설비와 예상되는 피해 비용 그리고 본 연구에서 고려하지 않은 운용단계의 비용에 대한 경제성 평가가 올바르게 수행된다면 좀 더 효율적인 기대 총 건설비 최소화 기법의 적

용성이 확인될 수 있을 것이라 판단된다.

본 연구에서 개발된 방법을 실제 현장에 적용하기 위해서는 여러 확률 변수들에 대한 정확한 통계적 특성과 분포를 알아야 한다. 예를 들어, 본 연구에서는 조위의 변동을 삼각 분포로 가정하였는데, 조홍연 등(2004)이 각 지역에 대하여 제시한 것과 같은 분포를 사용할 수 있을 것이다. 마지막으로 본 연구에서는 케이슨의 활동 파괴에 대해서만 고려하였는데, 재현주기가 짧은 경우에는 케이슨 폭이 감소하여 전도 파괴가 중요할 수도 있다. 이러한 경우 현장에서는 케이슨 폭을 줄이기보다는 속채움 모래를 줄이는 방향으로 설계할 가능성이 크다. 그렇게 되면 케이슨의 초기 건설 비용이 달라지고, 따라서 최적 단면 또한 달라질 것이다. 본 연구의 내용을 현장에 적용하기 위해서는 이러한 사항을 고려해야 할 것이다.

감사의 글

이 논문은 해양수산부의 해양수산연구개발과제인 '항만 구조물 신뢰성 설계법 개발' 과제와 두뇌한국 21 사업의 지원을 받았음.

참고문헌

권혁미 (2004). 대도시 아스팔트 포장공법에 대한 LCC분석 모델 개발 및 VE평가에 관한 연구, 석사학위논문, 한양대학교.

김경숙, 서경덕 (2005). 기대 총 건설비 및 허용 활동량을 고려한 방파제 케이슨의 최적설계, 한국해양해양공학회지, 17(4), 280-293.

김승우, 서경덕, 오영민 (2006). 동해항 방파제를 대상으로 한 신뢰성 설계법의 비교 연구. 2. 케이슨의 활동, 한국해양해양공학회지, 18(2), 137-146.

김창학, 이철규, 최형래, 강인석 (2002). 항만구조물의 VE/LCC 사례 적용 연구. 대한토목학회 2002년도 학술발표회 논문집, pp. 51-54

이철웅 (2002). 기대 총 건설비 최소화 기법에 의한 혼성제 직립 케이슨의 설계, 대한토목학회논문집, 22(6-B), 819-831.

정신태, 김정대, 조홍연 (2004). 한국 연안 심해 설계과외의 극치분포 특성, 한국해양해양공학회지, 16(3), 130-141.

조홍연, 정신태, 오영민 (2004). 조위자료의 확률밀도함수 추정, 한국해양해양공학회지, 16(3), 152-161.

한국항만협회 (1997). 항만편람.

한국해양연구원 (2005). 전해역 심해설계과 추정 보고서.

해양수산부 (2001). 해상파랑관측 및 조사.

해양수산부 (2005). 항만 및 어항 설계 기준.

홍수영, 서경덕, 권혁민 (2004). 파향의 변동성을 고려한 직립방파제 콘크리트 케이슨의 기대활동량 산정, 한국해양해양공학회지, 16(1), 27-38.

Alfageme, S.A., Headland, J.R. and Kotulak, P. (2000). Dike design optimization and reliability analysis, Proc. of Coast. Struc. '99, ASCE, 295-299.

Goda, Y. (1969). Re-analysis of laboratory data on wave transmission over breakwaters, Report of the port and harbour research institute, Vol. 8 No. 3.

Goda, Y. (2001). Performance-based design of caisson breakwaters with new approach to extreme wave statistics, Coast. Engrg. J. 43(4), 289-316.

Goda, Y. and Takagi, H. (2000). A reliability design method of caisson breakwaters with optimal wave heights, Coast. Engrg. J. 42(4), 357-387.

Heijn, K.M. (1997). Wave Transmission at vertical breakwaters, Afstudeerverslag, Technische Universiteit Delft, Faculteit Civiele Techniek.

Hussarts, M., Vrijling, J.K., Van Gelder, P., de Loeff, H. and Blonk, C. (2000). The probabilistic optimization of revetment on the dikes along Frisian coast, Proc. of Coast. Struc. '99, ASCE, 325-329.

Shimosako, K. and Takahashi, S. (1998). Reliability design of composite breakwater using expected sliding distance, Rep. of the Port and Harb. Res. Inst., 37(3), 3-30(in Japanese).

Shimosako, K. and Takahashi, S. (1999). Application of deformation-based reliability design for coastal structures, Proc. of Coast. Struc. '99, ASCE, 363-371.

Takahashi, S., Shimosako, K. and Hanzawa, M. (2001). Performance design for maritime structures and its application to vertical breakwaters^{OTM}caisson sliding and deformation-based reliability design, Advanced Design of Maritime Structure in the 21th Century, Port and Harbour Research Institute, 63-73.

Voortman, H.G., Kuijper, H.K.T. and Vrijling, J.K. (1998). Economic optimal design of vertical breakwaters, Proc. 26th Int. Conf. Coast. Engrg., ASCE, 2124-2137.

Vrijling, J.K., Voortman, H.G., Burcharth, H.F. and Sorensen, J.D. (2000). Design philosophy for a vertical breakwater, Proc. of Coast. Struc. '99, ASCE, 631-635.

Received December 5, 2006

Accepted March 21, 2007