

동해항 방파제를 대상으로 한 신뢰성 설계법의 비교 연구.

1. 피복 블록의 안정성

Comparative Study of Reliability Design Methods by Application to Donghae Harbor Breakwaters. 1. Stability of Armor Blocks

김승우* · 서경덕** · 오영민***

Seung-Woo Kim*, Kyung-Duck Suh** and Young Min Oh***

요 지 : 본 논문은 동해항 방파제를 대상으로 신뢰성 설계법을 비교하는 한 쌍의 논문의 첫 번째 부분이다. 제 1부인 본 논문의 내용은 피복 블록의 안정성에 국한되며, 제 2부에서는 케이슨의 활동을 다룬다. 1980년대 중반 이후 방파제에 대한 신뢰성 설계법이 본격적으로 제안되기 시작하였다. 신뢰성 설계법은 사용되는 확률적 개념의 정도에 따라 세 가지로 분류된다. Level 1 방법은 허용파괴확률에 따라 미리 계산된 부분안전계수를 이용하여 방파제를 설계하며, Level 2 방법은 하중과 저항 변수들의 정규분포를 가정하고 이들의 평균 및 표준편차로부터 신뢰도지수와 파괴확률을 계산한다. Level 3 방법은 하중과 저항 변수들에 대한 정규분포의 가정 없이 방파제 수명 동안의 누적 파괴량(예로서 피복 블록의 누적 피해)을 계산한다. 각 방법들은 서로 다른 설계 변수들을 계산하지만 이들을 모두 파괴확률로 나타내어 방법들 간의 차이를 비교할 수 있다. 본 연구에서는 기존의 결정론적 방법으로 설계, 시공된 후 1987년 피해를 입었던 동해항 방파제의 피복 블록 안정성에 대하여 피해 전과 보강 후의 단면에 대해서 각각 신뢰성 해석을 수행하였다. 그 결과 피해 전 단면의 파괴확률은 허용파괴확률을 크게 초과하는 반면 보강 후 단면의 파괴확률은 이보다 매우 작아서, 피해 전과 보강 후에 각각 과소 및 과대 설계되었음을 나타냈다. 한편, 서로 다른 세 가지 신뢰성 설계법의 결과가 대체로 잘 일치함을 보임으로써 각 방법에 큰 차이가 없음을 확인하였다.

핵심용어 : 방파제, 피복 블록, 신뢰성 설계법, 파괴확률, 신뢰도 지수

Abstract : This is the first part of a two-part paper which describes comparison of reliability design methods by application to Donghae Harbor Breakwaters. This paper, Part 1, is restricted to stability of armor blocks, while Part 2 deals with sliding of caissons. Reliability design methods have been developed for breakwater designs since the mid-1980s. The reliability design method is classified into three categories depending on the level of probabilistic concepts being employed. In the Level 1 method, partial safety factors are used, which are predetermined depending on the allowable probability of failure. In the Level 2 method, the probability of failure is evaluated with the reliability index, which is calculated using the means and standard deviations of the load and resistance. The load and resistance are assumed to distribute normally. In the Level 3 method, the cumulative quantity of failure (e.g. cumulative damage of armor blocks) during the lifetime of the breakwater is calculated without assumptions of normal distribution of load and resistance. Each method calculates different design parameters, but they can be expressed in terms of probability of failure so that the difference can be compared among the different methods. In this study, we applied the reliability design methods to the stability of armor blocks of the breakwaters of Donghae Harbor, which was constructed by traditional deterministic design

*서울대학교 지구환경시스템공학부(Corresponding author, School of Civil, Urban and Geosystem Engineering, Seoul National University, Seoul 151-742, Korea. seungwoo@kunhwaeng.co.kr)

**서울대학교 지구환경시스템공학부 및 공학연구소(School of Civil, Urban and Geosystem Engineering & Engineering Research Institute, Seoul National University)

***한국해양연구원 연안·항만공학연구본부(Coastal and Harbor Engineering Research Division, Korea Ocean Research & Development Institute)

methods to be damaged in 1987. Analyses are made for the breakwaters before the damage and after reinforcement. The probability of failure before the damage is much higher than the target probability of failure while that for the reinforced breakwater is much lower than the target value, indicating that the breakwaters before damage and after reinforcement were under- and over-designed, respectively. On the other hand, the results of the different reliability design methods were in fairly good agreement, confirming that there is not much difference among different methods.

Keywords : breakwaters, armor blocks, reliability design methods, probability of failure, reliability index

1. 서 론

토목공학에서의 전통적인 설계 방법은 하중의 재현주기를 설정하고 이 재현주기에 해당하는 설계하중을 계산한 후 일정한 안전율을 적용하여 구조물을 설계하는 것이다. 이것이 결정론적 설계방법이다. 구조물에 작용하는 하중의 크기와 구조물의 저항력에 대한 불확실성은 안전율이 대신할 수 있다고 가정한다. 안전율로 구조물의 안전성을 정의할 경우 안전성에 대한 정량적인 평가, 각 파괴모드에 대한 상대적인 평가가 어려우며 파대 및 파소 설계할 가능성을 잠재적으로 내포하고 있어 합리성이 결여되어 있다고 할 수 있다. 그리고 설계변수들의 결정론적 확정치를 사용함에 따라 설계변수들의 불확실성을 고려하기가 불가능하다.

이러한 결정론적 설계의 단점을 극복하기 위해 1970년대 이후 구조물 설계에 대한 확률적 방법이 개발되어져 왔으며, 이를 신뢰성 설계 기법이라 부른다. 다시 말하면 신뢰성 기법이란 소정의 신뢰도를 구조물에 부여할 수 있는 수단을 결정하는 방법으로 종래의 안전율이라는 추상적인 개념을 버리고 정량적인 척도인 목표파괴확률을 사용하여 구조물에 요구되는 안전성 및 기능을 확보하고 동시에 경제성을 추구하는 설계법이다. 방파제에 대한 신뢰성 설계 기법의 연구는 1980년대 중반부터 시작되었다. 사석 방파제에 대해서는 van der Meer(1987, 1988b)가 확률적인 접근 방법을 제안하였으며, Burcharth(1991)가 부분안전계수를 도입한 신뢰성 설계 기법을 제시하였다. Burcharth and Sorensen(2000)은 PIANC(Permanent International Association of Navigation Congress) working group의 결과를 요약하여 사석 방파제에 대한 부분안전계수 시스템을 확립하였다. Hanzawa et al.(1996)은 케이슨 전면 소파블록들을 설치하는 수평혼성방파제의 소파블록에 대한 안정공식을 제안하고 이에 대한 신뢰성 설계 기법을 개발하였다.

우리나라에서는 이철웅(1999)이 경사제 피복재의 안정

성에 대한 신뢰성 해석을 수행하였으며, 신뢰함수에 대한 확률밀도함수를 수학적으로 유도하고, 유도된 함수의 적용성을 검증하기 위하여 Monte-Carlo 해석방법, 모멘트법인 FMA(First order Mean value Approach), AFDA (Approximate Full Distribution Approach) 등을 사용하였다. 한편 이철웅(2000b, c)은 확률변수들을 정규화, 독립화시키는 복잡한 과정을 거치지 않고 경사제 피복재의 안정성에 대한 해석을 직접 수행 할 수 있는 직접 계산법을 개발하였다. 이철웅과 안성모(2001)는 직접계산법을 이용하여 경사제 피복재의 파괴확률을 신뢰도지수의 함수로 산정하였다. 또한 이철웅(2000a)은 안정수와 위험지수 그리고 입자의 맞춤형 특성을 이용하여 입사 파고분포와 피복재의 균일 정도에 따른 안정성의 거동특성을 확률적으로 해석하였다. 최근 서경덕 등(2003)은 Hanzawa et al.(1996)의 방법을 확장하여 파향의 변동성을 고려할 수 있는 신뢰성 설계 기법을 제안하였다.

신뢰성 설계 기법은 사용되는 확률적 개념의 정도에 따라 세가지로 분류된다. Level 1 방법은 부분안전계수들을 사용하는 한계상태설계법으로서 하중-저항계수설계법이라고도 불린다. 외부 하중의 값은 부분안전계수를 곱하여 증가시키고, 구조물의 저항강도는 부분안전계수로 나누어서 감소시킨다. 하중과 저항 강도에 대한 부분안전계수들은, 하중과 저항의 확률적 거동을 고려하여, 둘 다 1.0 이상의 값을 부여한다. Level 1 신뢰성 설계법을 성공적으로 적용하기 위해서는 적절한 부분안전계수들을 산정하는 것이 매우 중요하다. 일단 부분안전계수들이 결정되고 나면, 그 이후의 설계 계산은 결정론적 방법과 동일하게 수행된다.

Level 2 설계법은 각 확률변수의 평균과 분산 그리고 분포형태만을 이용하여 파괴확률의 간접 지표인 신뢰도 지수를 근사적으로 산정하는 방법으로 모멘트법이라고 한다. 변수들의 확률밀도함수를 직접적으로 사용하지 않고도 각 변수들의 불확실성을 고려할 수 있는 방법이다. 먼저 신뢰함수의 비선형성 고려에 따라 FORM(First-Order Reliability

Method)와 SORM(Second-Order Reliability Method)으로 구분된다. 다시 FORM에는 신뢰함수를 전개할 때 확률변수의 평균치를 고려하는 FMA(First-order Mean value Approach)와 파괴면상의 설계점을 고려하는 FDA(First-order Design value Approach)가 있다. 그리고 비정규분포 설계 변수에 대한 해석이 가능한 AFDA (Approximation Full Distribution Approach) 방법이 있다.

Level 3 설계법에서는 모든 하중과 저항 인자들이 각각의 서로 다른 확률밀도함수를 갖는다고 가정하여, 파괴 확률의 계산에 정규분포의 가정이 들어가지 않는다. 무작위로 변동하는 하중과 저항 인자들의 불확실성을 모의하기 위하여 일반적으로 Monte-Carlo 방법을 사용한다. 이 방법에서는 사석 방파제 피복 블록의 피해의 발생 확률이 계산되며, 기대 피해의 개념이 사용되기도 한다. 파괴에 대한 기준이 설정되면 파괴확률을 계산할 수도 있다.

사석 방파제의 신뢰성 설계에서 Burcharth and Sorensen (2000)의 방법은 Level 1, van der Meer(1987, 1988b) 및 이철웅(1999, 2000b, c)의 방법은 Level 2에 속하며, Hanzawa et al.(1996), 서경덕 등(2003)의 방법은 Level 3에 속한다. 일반적으로 Level이 높아질수록 더 많은 설계 정보를 제공하게 된다. 전문한 바와 같이, 각 방법들은 서로 다른 설계 변수들을 계산하지만 이들을 모두 파괴확률로 나타내어 방법들 간의 차이를 비교할 수 있다.

본 논문에서는 기존의 결정론적 방법으로 설계, 시공된 후 1987년 2월 동절기 이상 파랑으로 인해 큰 피해를 입었던 동해항 방파제의 피복 블록 안정성에 대하여 신뢰성 해석을 수행한다. 우선 피해 전의 단면과 피해 복구 후의 단면에 대하여 각각 해석을 수행하여 각 단면의 안정성을 검토한다. 다음으로 각 단면에 대하여 적용된 서로 다른 신뢰성 설계법의 결과를 파괴확률에 대한 설계 중량의 값으로 상호 비교하여 각 방법들 간의 차이를 검토한다. 본 논문에서는 피복 블록의 안정성에 대해서만 검토하며, 케이슨의 활동에 대해서는 별도의 논문에서 다루기로 한다.

2. 동해항 방파제의 개요 및 설계파

2.1 방파제의 개요

동해항은 심해설계파고 8 m, 주기 14 s, 주파향 E, ENE의 설계 제원으로 1975년 착공하여 1979년 2월 8일 개항하였으며, 1983년 12월 제 1 단계 개발 이후 항만공사 준공을 받았다. 동해항의 평면 배치도가 Fig. 1에 주

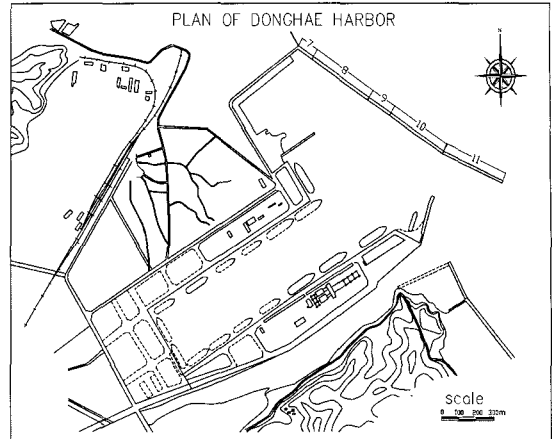


Fig. 1. Layout of Donghae Harbor.

어져 있다. 북방파제 중 제 8, 9, 10, 11 구간은 직립방파제로 건설되었으며, 제 7 구간은 북쪽 호안과의 연결성을 고려해 케이슨 전면에 25 ton 테트라포드를 설치한 수평혼성방파제로 건설되었다. 그 후 1987년 2월 동절기 이상 파랑으로 인해 북방파제 케이슨 1500 m 중 900 m (Fig. 1의 9, 10, 11 구간)가 10~15 cm의 활동 및 침하 피해를 입었다. 피해 시 최대풍속 및 풍향은 NW 12.5 m/s, 최대파고는 8.85 m로 관측되었다. 이에 대한 복구 내용은 제 9, 10, 11 구간의 상치 콘크리트 2 m 증고 및 테트라포드 5 ton을 이용한 마운드 전면 보강 등이다. 보강 공사비는 총 1,673백만원이 소요되었다. 그 후 1991년 제 11 구간 케이슨의 활동 안정성에 대한 의문이 다시 제기되어 재설계를 수행한 결과 활동에 대한 안전율이 1.06으로 해석되어 제 8, 9, 10, 11 구간의 케이슨 전면에 사석 0.015~0.03 m³/EA 및 테트라포드 40 ton 2층 피복으로 보강하였다. 그리고 제 7 구간도 25 ton 위에 40 ton 테트라포드를 2층으로 피복하여 보강하였다. 제 7 구간과 제 11 구간의 보강 후 단면이 Figs. 2 및 3에 각각 주어져 있다. 그리고 1999년 12월에 제 2 단계 공사로 항만시설이 확충되었고 항만공사의 준공을 받았다. 본 연구에서는 제 7 구간과 제 11 구간을 대상으로 신뢰성 해석을 수행한다. 참고로 재설계시 제 7 구간의 설계조건은 조위(HWL) 0.392 m, 심해파고 7.4 m, 주기 13 s, 심해파향 ENE, 풍향 SSW, 풍속 23.3 m/s, 조류 0.1~0.2 m/s, 토질조건은 모래이다. 제 11 구간의 설계조건은 심해파고 8.0 m, 주기 14 s, 심해파향 ENE이며, 다른 조건은 제 7 구간과 같다.

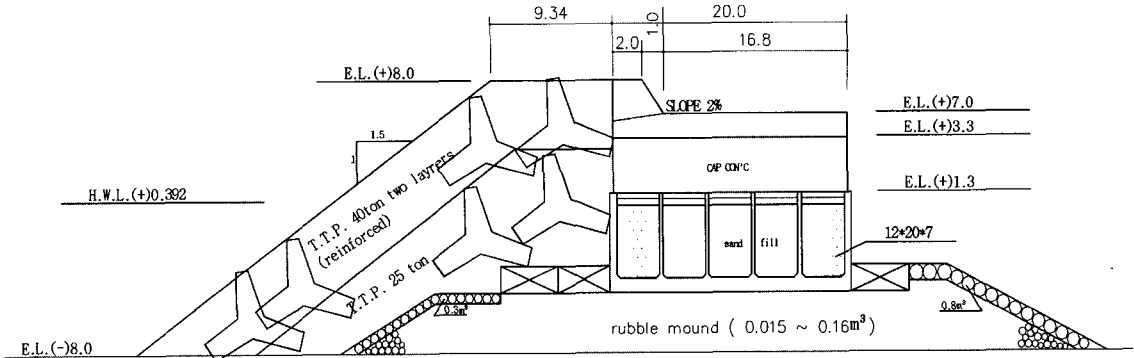


Fig. 2. Cross-section of Section 7 after reinforcement. (unit: m)

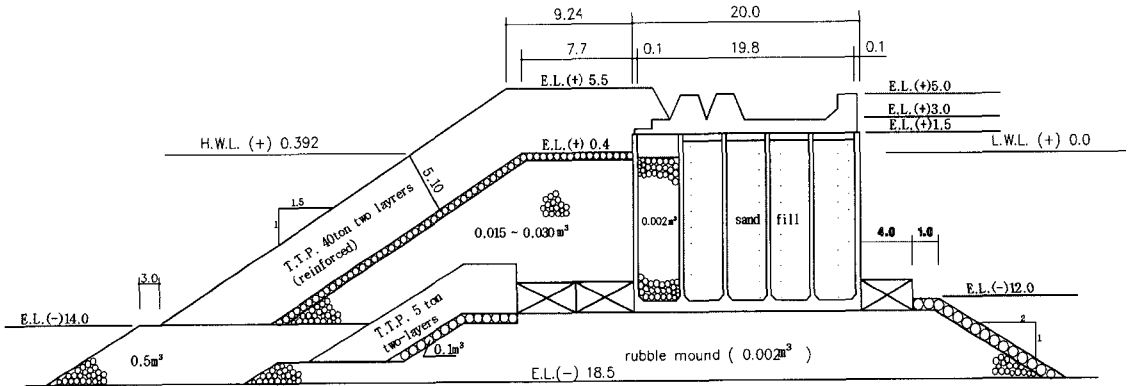


Fig. 3. Cross-section of Section 11 after reinforcement. (unit: m)

2.2 심해 설계파

1973년 건설부에서 동해항(건설 당시 북평항) 개발 계획 시 1950년부터 1973년까지 24년간의 바람 관측 자료와 기상도를 이용하여 Wilson법 및 SMB법으로 파랑을 추정하여 50년 재현주기 심해파를 파고 8.4 m, 주기 14 s, 파향 NE 및 E로 추정하여 방파제 및 안벽 등 항만시설물 계획에 사용하였다. 한편, 1991년 실시된 재설계 시에는 수산청(1988) 자료를 참고로 하여 심해 파향 ENE, 50년 재현주기 심해파고 7.6 m, 주기 12 s를 사용하였다. 그러나 실제로 수산청 보고서에는 심해 파향 ENE에 대한 자료는 수록되어 있지 않다. 본 연구에서는 신뢰성 해석을 위하여 상세한 심해파 정보가 필요하기 때문에 수산청의 자료 중 심해 파향 NE의 자료를 이용하며, 재현주기 50

년의 심해파고는 8.2 m, 주기는 13 s이다. 이 값들은 1959년부터 1987년까지 29년 간 동해상에 비교적 센 강풍을 일으킨 44회의 동해선풍을 선정하여 HYPVA 모델을 이용하여 추정한 것이다. 다른 재현주기에 대한 파고와 주기는 Table 1에 수록되어 있다. 이 값들로부터 선형회귀분석을 통하여 구한 심해파고, H_0 와 유의주기, T_s 의 관계는

$$T_s = 1.454H_0 + 0.824 \quad (1)$$

로 주어지며, 심해파고의 극치분포함수는 다음과 같은 Weibull 분포로 주어진다.

Table 1. Deepwater wave heights and periods for different return periods

Return period (yr)	10	20	30	50	70	100
Wave height (m)	6.3	7.1	7.6	8.2	8.6	9.0
Wave period (s)	10.0	11.0	12.0	13.0	13.0	14.0

$$F(x) = 1 - \exp\left\{-\left(\frac{x-3.037}{1.493}\right)^{1.1}\right\} \quad (2)$$

여기서, x 는 년최대 심해파고를 의미한다.

2.3 방파제 위치에서의 설계파

1991년 재설계 시에는 심해 파향 ENE의 파랑에 KORDI 88 모델을 적용하여 계산한 결과 제 11 구간에서의 설계 파가 유의파고 7.3 m, 주기 12 s로 계산되었다. 본 연구에서는 권혁민(1998)의 파랑변형 모델을 사용하여 전술한 심해 파향 NE의 파랑에 대해서 방파제 위치에서의 설계파를 계산하였다. Fig. 4는 수치모델에 사용된 영역의 수심

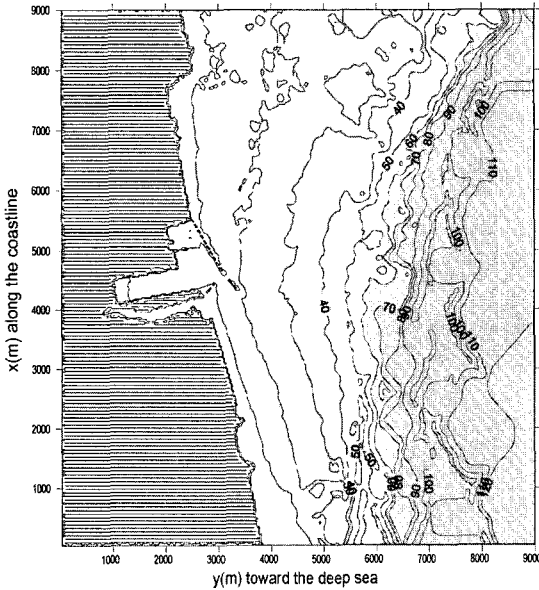


Fig. 4. Bathymetry of numerical wave transformation model domain.

도이다. 제 11 구간에서의 재현주기 50년 유의파고는 7.64 m, 주기는 13 s이며, 제 7 구간에서의 재현주기 50년 유의파고는 5.73 m, 주기는 13 s이다. 1991년의 재설계 시와 본 연구에서의 심해 설계파 조건 및 사용된 파랑 변형 모델이 서로 다르지만, 제 11 구간에서 계산된 설계파는 큰 차이를 보이지 않는다. 각 구간별 재현주기별 파고와 주기가 Table 2에 제시되어 있다. 이 값들로부터 선형회귀분석을 통하여 구한 재현주기와 유의파고의 관계, 파고와 주기의 관계는 각각 다음과 같다.

$$H_s = 0.471 \ln(T_R) + 3.872, \quad T_s = 3.631 H_s - 8.015 \quad (\text{Section 7}) \quad (3)$$

$$H_s = 1.168 \ln(T_R) + 3.067, \quad T_s = 1.467 H_s + 1.537 \quad (\text{Section 11}) \quad (4)$$

여기서 T_R 은 년으로 표시한 재현주기이고, H_s 는 방파제 위치에서의 유의파고이다. 또한 방파제 위치에서의 극치파고분포도 식(2)의 Weibull 분포를 따른다고 가정하고 재현주기와 파고의 값들로부터 구한 Weibull 분포의 매개변수들이 Table 2에 주어져 있다. 여기서 A 는 축척 매개변수, B 는 위치 매개변수, k 는 형상 매개변수이다.

3. 신뢰성 해석

3.1 Level 1

Level 1 신뢰성 해석을 위해서 Burcharth and Sorensen (2000)의 부분안전계수 시스템을 사용한다. 제 7 구간은 수평혼성방파제이므로 설계방정식으로 Hanzawa et al. (1996)의 공식을 사용하는 것이 바람직하지만, 이 공식에 대해서는 부분안전계수 계산에 필요한 계수들이 제시된 바

Table 2. Significant wave heights and periods for various return periods at different sections

Section 7, Water depth = 8.0 m						
Return period (yr)	10	20	30	50	70	100
Wave height (m)	4.93	5.30	5.50	5.73	5.87	6.02
Wave period (s)	10.0	11.0	12.0	13.0	13.0	14.0
Parameters of Weibull distribution: $A = 1.743, B = 2.280, k = 2.0$						
Section 11, Water depth = 18.5 m						
Return period (yr)	10	20	30	50	70	100
Wave height (m)	5.75	6.58	7.05	7.64	8.03	8.44
Wave period (s)	10.0	11.0	12.0	13.0	13.0	14.0
Parameters of Weibull distribution: $A = 1.437, B = 2.678, k = 1.10$						

없기 때문에 Hudson(1959) 공식을 사용한다. 제 7 구간은 방파제의 제간부이고, 쇄파가 일어나는 지점이며, 전면 경사가 1:1.5이므로 Shore Protection Manual(1984)에 의해 안정계수 K_D 값 7.0을 사용한다. Hudson의 공식에 대한 안정수(stability number)와 설계방정식은 각각 다음 식(5)와 (6)과 같이 주어진다.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (5)$$

$$D_{n50} \geq \frac{\gamma_z \gamma_{H_s} H}{(K_D \cot \alpha)^{1/3} \Delta} \quad (6)$$

여기서, N_s 는 안정수, $\Delta = S_r - 1$, S_r 은 블록의 비중, D_{n50} 은 블록의 공칭 직경($=V^{1/3}$, V =블록의 부피), α 는 방파제 전면 경사의 각도, γ_z 와 γ_{H_s} 는 각각 저항 및 외력에 대한 부분안전계수이다. 본 연구에서 블록의 비중은 2.3을 사용하였다.

제 11 구간의 보강 후 단면은 비록 배후가 케이슨으로 되어 있지만 전면은 전형적인 경사제의 형태를 가지므로 van der Meer(1988c)의 공식을 사용한다. 테트라포드에 대한 안정수와 설계방정식은 각각 다음 식(7) 및 (8)과 같다.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(3.75 \frac{N_0^{0.5}}{N^{0.25}} + 0.85 \right) S_z^{-0.2} \quad (7)$$

$$D_{n50} \geq \frac{\gamma_z \gamma_{H_s} H_s}{\left(3.75 \frac{N_0^{0.5}}{N^{0.25}} + 0.85 \right) S_z^{-0.2}} \quad (8)$$

여기서, $S_z (= 2\pi H_s / (gT_z^2))$ 는 파형경사, T_z 는 평균주기($=T/1.5$), g 는 중력가속도, N 은 폭풍 시 파의 개수이며, N_0 는 방파제에 나란한 방향으로 1 공칭 직경의 폭에서 이탈되는 블록의 개수로 정의되는 상대피해이다. van der Meer(1988c)는 전면 경사 1:1.5의 테트라포드 피복층에 대하여 심각한 피해의 기준으로 $N_0 \geq 1.5$ 를 제시하였다. 본 연구에서는 van der Meer 공식에 대하여 $N_0 = 1.5$ 를 사용하였다. 파의 개수 N 은 1000을 사용하였으며, 이는 폭풍 지속시간 약 3.6 시간에 해당한다. 주어진 유의파고에 대한 유의주기는 식 (3)과 (4)로부터 계산된다.

식 (6)과 (8)의 부분안전계수 γ_{H_s} 와 γ_z 은 각각 다음 식 (9)와 (10)으로 계산된다.

$$\gamma_{H_s} = \frac{T_{P_f}}{H_s} + \sigma_{F_{H_s}} \left(1 + \left(\frac{H_s^{3T_R}}{H_s^{3T_R}} - 1 \right) k_{\beta} P_f \right) + \frac{k_s}{\sqrt{P_f N_e}} \quad (9)$$

$$\gamma_z = 1 - k_{\alpha} \ln P_f \quad (10)$$

여기서, T_R 은 설계내용연수, P_f 는 내용기간 중의 목표 파괴확률, $H_s^{T_R}$ 는 재현주기 T_R 년의 유의파고, $H_s^{3T_R}$ 은 재현주기 $3T_R$ 년의 유의파고, T_{P_f} 는 조우확률공식 $T_{P_f} = (1 - (1 - P_f)^{1/T_R})^{-1}$ 으로 계산되는 등가재현주기, $H_s^{T_{P_f}}$ 는 등가재현주기에 해당하는 유의파고이다. $\sigma_{F_{H_s}}$ 는 함수 F_{H_s} 의 정규화 분산계수이며, F_{H_s} 는 H_s 의 관측오차와 단기 변동을 의미하고 평균값은 1.0이다. N_e 는 극치분포함수의 모수 추정에 사용된 자료의 개수로서 본 연구에서는 44이다. 계수 k_{α} , k_{β} , k_s 등은 부분안전계수의 최적화 과정에서 결정되는 계수로서, Hudson 공식에 대해서는 $k_{\alpha} = 0.036$, $k_{\beta} = 151$, van der Meer 공식에 대해서는 $k_{\alpha} = 0.026$, $k_{\beta} = 38$ 를 사용하였으며, k_s 는 0.05로 일정하다. Hudson 공식에 대한 계수들은 원래 암석에 대해서 제시된 값들이지만 본 연구에서는 테트라포드에도 그대로 적용한다. 방파제의 내용연수는 설계파 재현주기와 같은 50년으로 하였다. 심해파는 후측(hindcast)으로 결정되었고 방파제 위치에서의 파랑은 수치모형으로 계산되었으므로 $\sigma_{F_{H_s}}$ 는 0.15를 사용하였다. $H_s^{T_R}$, $H_s^{3T_R}$, $H_s^{T_{P_f}}$ 등은 주어진 재현주기에 대해서 식 (3)과 (4)를 이용해 계산된다.

Fig. 5는 제 7 구간 및 제 11 구간의 보강 후 단면에

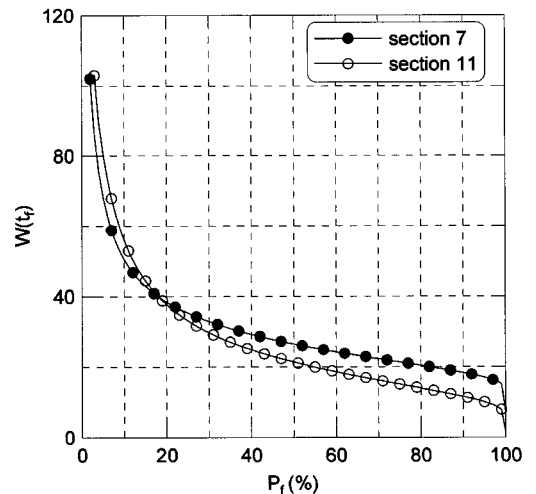


Fig. 5. Weight of Tetrapod versus probability of failure calculated by Level 1 method.

대해서 재현주기 50년의 경우 파괴확률과 테트라포드 중량의 관계를 보여주고 있다. 제 7 구간의 보강 전 중량 25 ton에 대한 파괴확률은 약 60%이며, 보강 후의 중량 40 ton에 대해서는 약 18%이다. 한편 제 11 구간의 보강 후 단면에서의 테트라포드 중량 40 ton에 대해서도 약 18%의 파괴확률을 보인다. 또한 동일한 중량의 테트라포드를 사용할 경우 중량이 작을 때는 수심이 비교적 작은 지역의 파괴확률이 더 높고 중량이 클 때는 그 반대가 됨을 알 수 있다.

3.2 Level 2

Level 2 방법에서도 제 7 구간에서는 Hudson 공식을 사용하고, 제 11 구간에서는 van der Meer 공식을 사용하였다. Level 2 방법에서 가장 중요한 것은 각각의 설계 확률변수들의 통계적 특성을 나타내는 평균과 표준편차를 결정하는 것이다. 평균은 결정론적 방법에서 사용하는 것과 동일한 값을 사용하며, 표준편차는 van der Meer (1988b)와 PIANC(1992) 보고서에 제시된 변동계수로부터 구할 수 있다. 본 연구에서 사용한 통계적 특성치들을 Table 3과 4에 제시하였다. 이 표들에서 X_i 는 확률변수 μ_{X_i} , σ_{X_i} , COV_{X_i} 는 각각 확률변수 X_i 의 평균, 표준편차, 변동계수를 나타낸다.

테트라포드에 대한 Hudson 공식과 van der Meer 공식의 신뢰함수는 각각 다음 식 (11)과 (12)로 주어진다.

$$f = a_1 \Delta D_{n50} (K_D \cot \alpha)^{1/3} - (H_s + F_{H_s}) \tag{11}$$

$$f = a_2 \left(3.75 \frac{N_0}{N^{0.25}} + 0.85 \right) \Delta D_{n50} - (H_s + F_{H_s}) S_Z^{0.2} \tag{12}$$

여기서, a_1 및 a_2 는 각 공식 자체가 가지는 불확실성을 고려해 주기 위한 확률변수이다. Level 2 방법에서는 확률변수 간의 상관성이 신뢰도 지수에 영향을 줄 수 있다 (이철웅 2000b). 그러나 이러한 상관성에 대한 자료가 없기 때문에 본 연구에서는 각각의 확률변수가 서로 독립이라는 가정 하에 계산을 수행하였다. Level 2 신뢰성 해석을 위해서는 신뢰함수를 선형화하고 파고분포와 같은 비정규분포를 고려할 수 있는 AFDA(Approximate Full Distribution Approach) 방법을 사용하여 신뢰도 지수와 파괴확률을 계산하였다. 이 방법에 대한 자세한 내용은 김승우(2005)의 논문에 수록되어 있다.

Table 5와 6은 제 7 구간에서의 신뢰도 지수에 대한 반복계산 결과이다. 이 표에서 X_i 은 확률변수 X_i 의 정규화된 변수이며 β 는 신뢰도 지수이다. 그리고 $\alpha_{X_i}^*$ 는 각 확률변수의 민감도 계수로서 이들 각각의 제곱의 합은 항상 1.0이 된다. 한편 Weibull 분포로 나타내지는 유외파고 H_s 의 평균과 표준편차는 유사정규분포에 대한 값이다. Table 5는 Hudson 공식의 불확실성을 고려해 주기 위한 변수 a_1 의 변동계수를 van der Meer(1988a)가 제시한 0.18로 하여 계산한 결과이다. 반복계산 시 신뢰도 지수 차이의 허용 한도를 0.001 이하로 했을 때 전체 반복회수는 3회이

Table 3. Statistical characteristics of random variables for Hudson(1959) formula

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	COV_{X_i}	Distribution
$D_{n50}(m)$	various	various	0.067	Normal
Δ	1.233	0.047	0.038	Normal
$\cot \alpha$	1.5	0.075	0.05	Normal
$H_s(m)$		A, B, k parameter		Weibull
$F_{H_s}(m)$	-	0.25	-	Normal
a_1	1.0	0.10	0.10	Normal

Table 4. Statistical characteristics of random variables for van der Meer(1988c) formula

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	COV_{X_i}	Distribution
$D_{n50}(m)$	various	various	0.067	Normal
Δ	1.233	0.047	0.038	Normal
N_0	1.5	0.375	0.25	Normal
$H_s(m)$		A, B, k parameter		Weibull
$F_{H_s}(m)$	-	0.25	-	Normal
S_Z	various	various	0.059	Normal
a_2	1.0	0.10	0.10	Normal

Table 5. Iterative calculation of reliability index for Section 7 ($COV_{a_1}=0.18, W=40t_p$)

Iteration No.	X_i	Assumed failure point	μ_{X_i}	σ_{X_i}	$(\partial f/\partial X_i)$	α_{X_i}
1	a_1	1.000	1.000	0.180	1.259	0.738
	D_{n50}	2.590	2.590	0.174	0.469	0.275
	Δ	1.233	1.233	0.047	0.266	0.156
	$\cot\alpha$	1.500	1.500	0.075	0.045	0.026
	H_s	5.000	3.624	1.016	-1.016	-0.596
$\beta=2.026$						
2	a_1	0.731	1.000	0.180	1.197	0.744
	D_{n50}	2.494	2.591	0.174	0.338	0.210
	Δ	1.218	1.233	0.047	0.187	0.116
	$\cot\alpha$	1.496	1.500	0.075	0.033	0.020
	H_s	4.849	3.642	1.002	-1.002	-0.623
$\beta=2.019$						
3	a_1	0.730	1.000	0.180	1.212	0.746
	D_{n50}	2.517	2.591	0.174	0.339	0.209
	Δ	1.222	1.233	0.047	0.188	0.116
	$\cot\alpha$	1.497	1.500	0.075	0.033	0.020
	H_s	4.903	3.634	1.009	-1.009	-0.621
$\beta=2.018$						

Table 6. Iterative calculation of reliability index for Section 7 ($COV_{a_1}=0.1, W=40t_p$)

Iteration No.	X_i	Assumed failure point	μ_{X_i}	σ_{X_i}	$(\partial f/\partial X_i)$	α_{X_i}
1	a_1	1.000	1.000	0.100	0.700	0.519
	D_{n50}	2.590	2.590	0.174	0.469	0.348
	Δ	1.233	1.233	0.047	0.266	0.197
	$\cot\alpha$	1.500	1.500	0.075	0.045	0.033
	H_s	5.000	3.624	1.016	-1.016	-0.754
$\beta=2.553$						
2	a_1	0.867	1.000	0.100	0.644	0.488
	D_{n50}	2.437	2.591	0.174	0.398	0.302
	Δ	1.209	1.233	0.047	0.217	0.164
	$\cot\alpha$	1.494	1.500	0.075	0.038	0.029
	H_s	5.580	3.552	1.059	-1.059	-0.802
$\beta=2.536$						
3	a_1	0.876	1.000	0.100	0.652	0.489
	D_{n50}	2.458	2.591	0.174	0.404	0.302
	Δ	1.214	1.233	0.047	0.221	0.165
	$\cot\alpha$	1.495	1.500	0.075	0.039	0.029
	H_s	5.707	3.534	1.069	-1.069	-0.801
$\beta=2.535$						

다. 이 표의 마지막 열의 민감도 계수는 그 변수의 불확실성이 전체 설계에 미치는 영향을 나타내는 값인데, 표에서 볼 수 있듯이 Hudson 공식의 불확실성을 나타내는 변수 a_1 의 민감도가 다른 변수들에 비해 월등히 높게 산정된다. 이는 설계방정식의 불확실성이 다른 설계변수에

비해 설계에 절대적인 영향을 미친다는 뜻이다. 본 연구에서는 설계방정식의 불확실성이 너무 크게 고려된 것으로 판단하고, 변수 a_1 이 설계에 최대의 영향을 미치는 변수가 되지 않도록 변동계수를 조정하여 해석을 수행하였다. Table 6은 변수 a_1 의 변동계수를 0.1로 하여 계산한

결과이다. 이 때 민감도 계수를 살펴보면 유의파고 H_s 의 불확실성이 설계에 가장 큰 영향을 미치며, 변수 a_1 은 두 번째, D_{n50} 은 세번째 순으로 영향을 미친다. Table 3에 제시되어 있는 값들은 변수 a_1 의 변동계수를 0.1로 두고 산정한 것이다.

Fig. 6는 제 7 구간 및 제 11 구간의 보강 후 단면에 대한 Level 2 해석의 결과이다. 제 7 구간의 보강 전 중량 25 ton에 대한 파괴확률은 Level 1과 마찬가지로 약 60%이며, 보강 후의 중량 40 ton에 대해서는 Level 1의 결과보다 약간 큰 23% 정도이다. 한편 제 11 구간의 보강 후 단면에서의 테트라포드 중량 40 ton에 대해서도 약 25%의 파괴확률을 보인다. 또한 Level 1 해석과 마찬가지로 동일한 중량의 테트라포드를 사용할 경우 중량이 작을 때는 수심이 비교적 작은 지역의 파괴확률이 더 높고 중량이 클 때는 그 반대가 된다.

3.3 Level 3

Level 3 방법에서는 제 7 구간에 대해서는 Hanzawa et al.(1996)이 수평혼성방파제에 대하여 제시한 안정공식을 사용하고, 제 11 구간에 대해서는 van der Meer(1988c)의 식을 사용한다. Hanzawa et al.의 식은 다음과 같이 주어진다.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 2.32 \left(\frac{N_0}{N^{0.5}} \right)^{0.2} + 1.33 \tag{13}$$

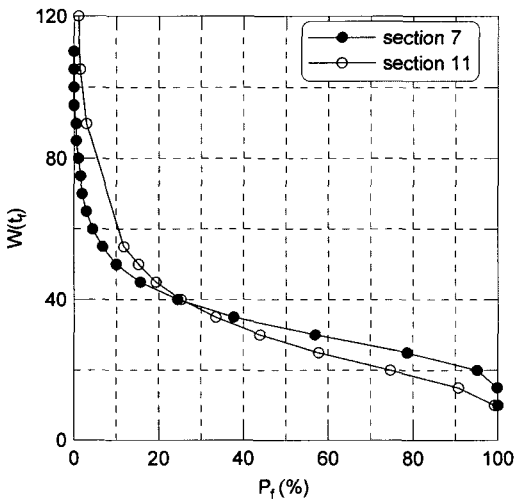


Fig. 6. Weight of Tetrapod versus probability of failure calculated by Level 2 method.

Level 1 및 2에서는 제 7 구간에 대해서 Hudson 공식을 사용하였으므로 이에 상응하는 상대파해 N_0 를 산정하여야 한다. 이를 위해 여러 가지 N_0 값에 대하여 위의 공식으로 계산된 유의파고와 테트라포드 중량의 관계를 Hudson 공식의 결과와 함께 Fig. 7에 도시하였다. 그 결과 $N_0=0.2$ 가 Hudson 공식과 가장 근접한 결과를 주므로 이 값을 채택하였다. 한편 van der Meer 공식에 대해서는 그가 제안한 $N_0=1.5$ 를 그대로 사용하였다. Hanzawa et al.(1996)은 $K_D=8.3$, $\cot\alpha=4/3$ 인 경우 허용상대파해 $N_0=0.3$ 을 제안한 바 있다. 이러한 허용상대파해 N_0 값의 차이에 대해서는 향후 추가적인 연구가 필요할 것이다.

파복 블록의 안정성에 대한 Level 3 해석은 서경덕 등 (2003)의 방법에 따라 수행하였다. 계산 절차를 아래에 간략히 설명한다. 우선 심해파의 극치분포함수 식 (2)로부터 년 최대 유의파고를 무작위로 추출하여 이를 H_{0e} 라 놓는다. 극치분포함수의 불확실성을 고려하기 위해 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.

$$\mu_{H_0} = (1 + \alpha_{H_0})H_{0e}, \quad \sigma_{H_0} = \gamma_{H_0}H_{0e} \tag{14}$$

여기서 α_{H_0} 와 γ_{H_0} 는 각각 편의와 편차계수를 나타낸다. 이제 계산에 사용될 샘플 심해파고 H_{0e} 를 식 (14)에 기초한 정규난수에 의해 결정한다. 이에 상응하는 유의파

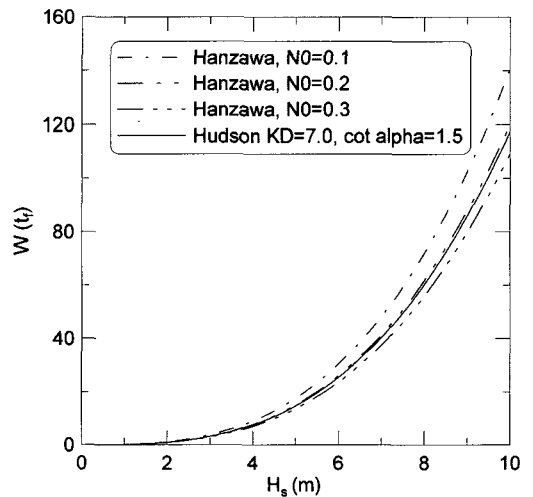


Fig. 7. Relationship between significant wave height and weight of Tetrapod calculated by Hudson(1959) and Hanzawa et al.(1996) formulas.

주기 T_{se} 는 식 (1)에 의해 계산된다. 주기도 평균이 μ_{T_s} , 표준편차가 σ_{T_s} 인 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 평균과 표준편차는 T_{se} 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다.

$$\mu_{T_s} = (1 + \alpha_{T_s})T_{se}, \quad \sigma_{T_s} = \gamma_{T_s}T_{se} \quad (15)$$

여기서 α_{T_s} 와 γ_{T_s} 는 각각 편의와 편차계수를 나타낸다. 이제 계산에 사용될 샘플 유의주기 T_{se} 를 식 (15)에 기초한 정규난수에 의해 결정한다.

조위는 설계해면(LWL)과 조차 0.392 m 만큼 증가한 해면(HWL) 사이에서 조홍연 등(2004)이 제시한 조위분포를 사용하여 계산하였으며, 동해항에서 가장 가까운 속초의 자료를 사용하였다. 조홍연 등(2004)이 제안한 쌍봉형 정규분포함수의 확률밀도함수는 다음과 같다.

$$p_T(x) = \frac{A}{2} \left\{ \frac{1}{\sigma_1 \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_1}{\sigma_1}\right)^2\right] + \frac{1}{\sigma_2 \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_2}{\sigma_2}\right)^2\right] \right\} \quad (16)$$

여기서, x 는 조위, A 는 위 식을 전 구간에 대하여 적분하면 1.0이 된다는 제약조건으로부터 계산되는 축척 매개 변수, μ_1, μ_2 는 평균, σ_1, σ_2 는 표준편차이다. 속초의 평균과 표준편차는 $\mu_1 = -7.21$ cm, $\mu_2 = 7.02$ cm, $\sigma_1 = 10.67$ cm, $\sigma_2 = 11.33$ cm이다. 식 (16)과 같은 확률밀도함수의 누적확률함수는 적분형태로 주어지기 때문에 역변환법을 사용할 수 없다. 우선 식 (16)과 같이 두 개의 확률밀도함수를 더한 쌍봉형 확률밀도함수를 구성하고 이 함수로부터 누적확률함수를 수치적분하여 계산한 후 0과 1사이의 균등분포에서 임의 추출된 값에 해당하는 조위를 확률밀도함수를 통해 구한다.

심해에서의 방향분산계수가 s_{max} 인 방향 불규칙파가 동쪽 방향에 대하여 심해 주파향(α_{p0})을 가지고 입사하는 것으로 가정한다. 심해 주파향은 평균이 심해설계주파향(α_{p0D})이고 표준편차가 $\sigma_{(\alpha_p)0}$ 인 정규분포의 확률적 변동을 갖는 것으로 가정한다. 본 연구에서는 $s_{max} = 20$ 을 사용하였으며, 심해 주파향은 NE이므로 $(\alpha_{p0D}) = 22.5^\circ$, 주파향의 표준편차는 서경덕 등(2003)의 자료에 따라 $\sigma_{(\alpha_p)0} = 15.8^\circ$ 를 사용하였다.

이상과 같이 심해파의 파고, 주기 및 주파향과 조위를 결정하여 전술한 권혁민(1998)의 모형을 이용하여 방파제

위치에서의 파랑을 계산한다. 이와 같이 계산된 파고, H_{se} 도 계산상의 불확실성을 내포하고 있는 것으로 가정하며, 심해파고와 마찬가지로 정규분포의 확률적 변동을 부여한다. 평균 μ_{H_s} 와 표준편차 σ_{H_s} 는 H_{se} 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다:

$$\mu_{H_s} = (1 + \alpha_{H_s})H_{se}, \quad \sigma_{H_s} = \gamma_{H_s}H_{se} \quad (17)$$

여기서, α_{H_s} 와 γ_{H_s} 는 각각 편의와 편차계수를 나타낸다. 다시 방파제 위치에서의 샘플 파고 H_{se} 는 식 (17)에 기초한 정규난수에 의해 결정된다.

방파제 위치에서의 파랑이 계산되면 그에 따른 피복 블록의 피해를 계산한다. 이상의 설명은 어느 한 해의 피해를 계산하기 위한 절차이며, 이를 방파제 내용연수 동안 반복하여 총 누적 피해를 계산한다. 누적 피해를 계산하는 방법은 Hanzawa et al.(1996)과 서경덕 등(2003)에 제시된 방법을 따른다.

이상의 설명은 방파제 내용기간 동안의 총 누적피해를 계산하는 1회의 과정을 나타낸다. 이러한 과정을 2000번 반복하여 누적피해의 확률적 분포를 구했으며, 누적피해가 허용치 이상이 되는 확률을 파괴확률로 계산하였다. 2000이라는 숫자는 Hanzawa et al.(1996)의 결과에 따라 선택하였는데, 그들은 이렇게 함으로써 통계적으로 안정한 결과를 얻을 수 있음을 보인 바 있다. 앞에서 설명한 심해 파고와 주기의 편의와 편차계수는 Hanzawa et al.이 제시한 0.0과 0.1을 사용하였다. 방파제 위치에서의 유의파고의 편의는 0.0을 사용하였는데 이는 본 연구에 사용된 권혁민(1998)의 모형이 파랑의 굴절 및 파향의 분포를 모두 고려하기 때문이다. 유의파고의 편차계수는 심해 파고 및 주기와 같은 0.1을 사용하였다.

Fig. 8은 제 7 구간 및 제 11 구간의 보강 후 단면에 대한 Level 3 해석의 결과이다. 제 7 구간의 보강 전 중량 25 ton에 대한 파괴확률은 40%, 보강 후 중량 40 ton에 대한 파괴확률은 3% 미만으로서 두 값 모두 Level 1 및 2로 계산한 파괴확률보다 매우 작다. 제 11 구간의 보강 후 단면에서의 테트라포드 중량 40 ton에 대해서는 약 20%의 파괴확률을 보이며 이는 Level 1 결과보다는 약간 크고 Level 2 결과보다는 약간 작은 값이다. 또한 동일한 중량의 테트라포드를 사용할 경우 중량이 작을 때는 수심이 비교적 작은 지역의 파괴확률이 더 높고 중량이 클 때는 그 반대가 되는 경향이 Level 1 또는 2의 해석 결과보다 더욱 뚜렷하게 나타난다.

Fig. 9는 제 7 구간 및 제 11 구간의 보강 후 단면에 대

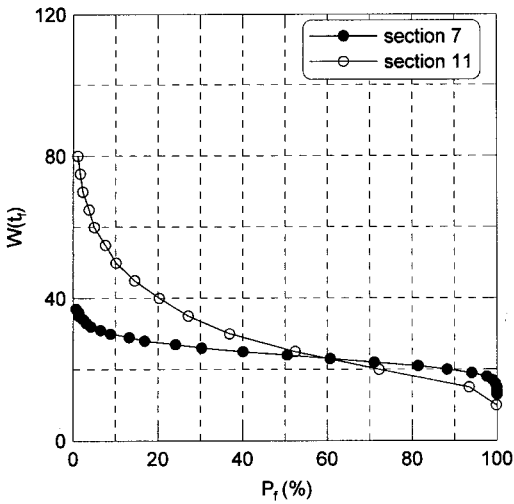


Fig. 8. Weight of Tetrapod versus probability of failure calculated by Level 3 method.

한 Level 3 해석에 따른 테트라포드의 설계 중량과 상대 피해의 관계를 나타낸다. 허용 상대피해 0.2의 Hanzawa et al.(1996)의 공식을 사용한 제 7 구간에서는 상대피해 0.2에 해당하는 설계 중량은 약 25 ton이다. 한편 허용 상대피해 1.5의 van der Meer(1988c) 공식을 사용한 제 11 구간에서는 상대피해 1.5에 해당하는 설계중량이 약 30 ton으로서 제 7 구간에서의 설계 중량과 큰 차이를 보이지 않는다. Fig. 9를 열핏 보면 두 구간에서 매우 큰 차이를 보이는 것 같지만 사용한 두 공식의 서로 다른 허용 상대피해에 대하여 계산된 설계 중량은 큰 차이를 보

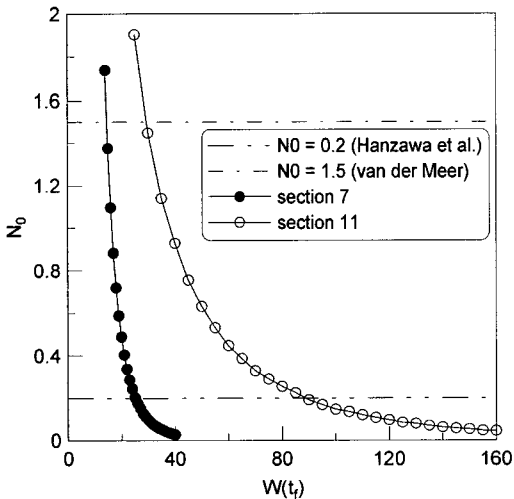


Fig. 9. Relative damage versus weight of Tetrapod calculated by Level 3 method.

이지 않음을 알 수 있다. Fig. 10은 제 7 구간 및 제 11 구간의 보강후 단면에 대한 상대피해와 파괴확률의 관계를 보여준다. Fig. 9과 마찬가지로 두 구간의 차이가 매우 큰 것처럼 보이지만, 허용 상대피해에 대한 파괴확률을 보면 두 구간 모두 약 40%의 파괴확률을 나타냄을 알 수 있다.

3.4 피복 블록의 안정성에 대한 평가

이상의 신뢰성 해석 결과를 종합하여 동해항 북방파제의 보강 전후의 단면에 대하여 피복 블록의 안정성을 평가한다. 이를 위해서는 우선 허용파괴확률을 결정할 필요가 있다. Nagao et al.(1995, 1998)은 직립제 케이슨 활동에 대한 재현주기 50년의 허용파괴확률을 최고 50.3%, 평균 37.6%로 제시한 바 있고 Shimosako and Takahashi (1998)은 최고 30%와 최소 14%로 허용파괴확률을 제시하였다. 하지만 피복블록에 대한 허용파괴확률에 대해서는 지금까지 국내 또는 국제적으로 제시된 값이 없다. 본 연구의 결과로 내용기간 50년의 허용파괴확률 기준을 40%로 할 수 있을 것으로 판단한다. 각 단면에 대하여 여러 가지 신뢰성 설계법으로 계산된 파괴확률을 Table 7에 정리하였다. 제 7 구간의 보강 전 단면에 대해서는 파괴확률이 모두 허용치인 40% 이상으로 계산되어 피복 블록이 불안정한 것으로 평가된다. 반면에 보강 후의 단면에 대해서는 두 구간 모두에서 파괴확률이 40%보다 작게 계산되어 안정한 것으로 평가된다.

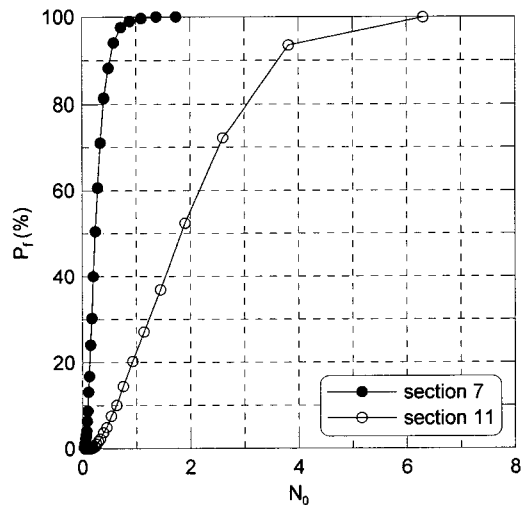


Fig. 10. Probability of failure versus relative damage calculated by Level 3 method.

Table 7. Probabilities of failure calculated by various reliability design methods for different sections

	Probability of failure(%)		
	Section 7 (Before reinforcement)	Section 7 (After reinforcement)	Section 11 (After reinforcement)
Level 1	60	18	18
Level 2	60	23	25
Level 3	40	3	20

3.5 신뢰성 설계법의 상호 비교

본 절에서는 각 구간에 대하여 적용된 서로 다른 신뢰성 설계법의 결과를 상호 비교하여 각 방법들 간의 차이를 검토한다. Fig. 11은 제 7 구간에 대하여 각 방법으로 계산된 파괴확률과 설계 중량의 관계를 보여준다. Level 1과 Level 2 방법은 비교적 일치하는 결과를 보이지만, Level 3 방법은 파괴확률이 작을 때 다른 방법보다 설계 중량을 작게 계산한다. 전술한 바와 같이 허용 파괴확률을 40%로 했을 때 각 방법에 의해 약 35, 30 및 25 ton의 설계 중량이 계산된다. Level 3 방법이 다른 방법들과 비교적 큰 차이를 나타내는 이유 중의 하나는 아마도 다른 안정공식을 사용했기 때문일 것이다. 전술한 바와 같이 제 7 구간의 수평혼성방파제에 대해서 Level 1 및 2 방법에서는 Hudson 공식을 사용한 반면 Level 3 방법에서는 Hanzawa et al.(1996)의 공식을 사용하였다. 비록 두 공식이 동일한 유의파고에 대하여 비슷한 설계 중량을 갖도록 상대피해를 결정하여 후자의 공식을 사용하였지만(Fig. 7참조), 공식 자체의 본질적인 차이는 극복할 수 없을 것이다.

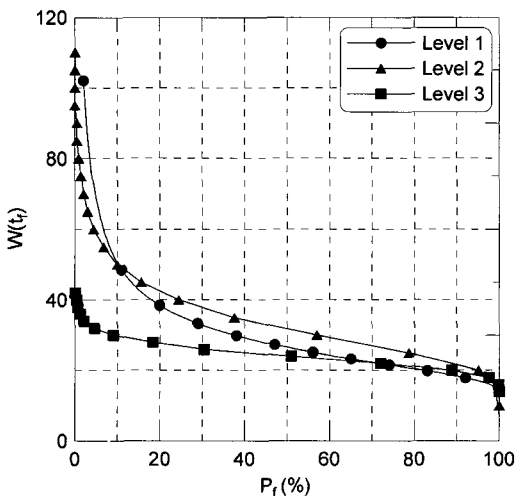


Fig. 11. Weight of Tetrapod versus probability of failure calculated by various reliability design methods for Section 7.

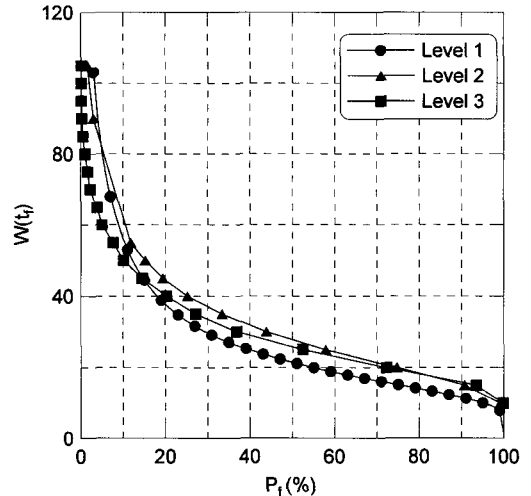


Fig. 12. Weight of Tetrapod versus probability of failure calculated by various reliability design methods for Section 11.

Fig. 12는 제 11 구간에 대하여 각 방법으로 계산된 파괴확률과 설계 중량의 관계를 보여준다. 이 구간에서는 모든 방법에 대하여 van der Meer(1988c)의 공식을 사용하였다. 파괴확률이 비교적 작은 구간에서는 Level 3 방법에 따른 설계 중량이 약간 작고 파괴확률이 클 때는 Level 1 방법에 의한 중량이 약간 작게 계산되지만, 전체적으로는 각 방법이 비슷한 결과를 나타내고 있다.

4. 결론 및 향후 연구에 대한 제언

4.1 결론

피복블록의 허용파괴확률에 대하여 제시된 국내의 연구결과가 없었으나 본 연구를 통하여 테트라포드의 허용 파괴확률이 40% 정도라고 해석되었다. 이는 Level 3 방법을 이용하여 허용 상대피해와 파괴확률의 관계에서 확인할 수 있었다. Hanzawa et al.(1996) 공식에서의 허용 상대피해 0.2에 해당하는 파괴확률은 40%였으며, van der Meer(1988c) 공식에서도 허용 상대피해 1.5에 상응하는 파괴확률이 약 40%였다. 즉, 공식에 따라 서로 다른 허

용피해를 사용함에도 불구하고 허용과피확률이 40%로 같은 값을 확인했다.

앞에서 제시한 허용과피확률을 사용하여 제 7 구간을 신뢰성 설계법으로 해석한 결과 Level 1, 2, 3 방법 모두 피해 전 과피확률이 허용과피확률 40%보다 크게 산정되었으며 보강 후에는 허용치보다 다소 작게 산정되었다. 이는 피해 전과 보강 후에 각각 과소 및 과대 설계되었음을 나타낸다.

한편, 신뢰성 설계법 간의 비교연구를 수행하였다. Level 1, 2 방법은 주로 유럽에서 개발되었으며 과피확률과 신뢰도지수를 계산하고 Level 3 방법은 주로 일본에서 개발되었으며 기대피해를 계산한다. 각 방법들은 서로 다른 설계 변수를 계산하지만 이들을 모두 과피확률로 나타내어 방법들 간의 차이를 비교하였다. 결과적으로 Level 1, 2 및 Level 3 방법이 서로 비슷한 결과를 보이는 것으로 해석되어 어느 방법을 사용하더라도 문제가 없을 것으로 판단된다. 그러나 실무에 종사하는 설계자들은 계산이 복잡한 Level 2 또는 3 방법보다 계산이 간단하고 기존의 결정론적 방법과 비슷한 Level 1 방법을 선호하게 될 것으로 예상된다. 하지만 각각의 방법의 특성을 충분히 고려하여 상호보완적으로 사용해야 할 것이다.

4.2 향후 연구과제

신뢰성 설계는 설계변수로 고정된 값을 사용하는 것이 아니라 확률분포를 사용한다. 이런 설계변수들의 확률분포 추정이 설계 정확도에 많은 영향을 주므로 설계변수의 분포추정에 대한 연구가 수행되어야 한다. 현재 과고분포는 정신택 등(2004)이 심해파고에 대해 연구하였고, 조위분포는 조홍연 등(2004)에 의해 쌍봉형 정규분포로 제시된 바 있다. 둘째, 설계변수의 통계적인 특성에 대한 연구이다. 특히 Level 2 방법에서는 설계변수의 평균과 표준편차 값을 사용하여 근사적인 방법으로 과피확률을 계산하기 때문에 변수의 통계적인 특성이 설계에 절대적인 영향을 준다. 셋째, 피복블록 안정을 해석할 때 경험식 자체가 가지는 불확실성을 고려하는 변수에 대한 연구이다. Hudson 공식의 불확실성을 고려하기 위한 변수의 변동계수를 van der Meer(1988a)는 0.18로 제시하였다. 그러나 변동계수 0.18로 피복블록의 안정성을 해석하면 경험식에 대한 불확실성 변수가 파고나 구조물에 관련된 변수에 비해 민감도에서 절대적인 우위를 가지게 된다. 민감도에 우위를 가진다는 의미는 설계에 가장 많은 영향을 준다는 의미이다. 다른 설계변수에 비하여 공식의 불확실성 변수

의 민감도가 크다는 것은 설계의 합리성을 떨어뜨리는 것을 의미한다고 해석할 수 있다. 따라서 이런 경험식의 불확실성을 고려하기 위한 변수들의 통계적 특성에 대한 연구가 필요하다. 넷째, Level 3 방법의 결과로 얻게 되는 상대피해의 허용 기준에 대한 연구이다. 마지막으로 본 연구에서는 피복블록 이탈 등의 단일 과피모드에 대해 연구하였으나 실제적인 과피모드는 단일모드보다 다중과피모드에 더 가깝다. 따라서 과피모드에 대한 시스템적인 접근이 요구된다.

감사의 글

이 논문은 해양수산부의 ‘차세대 항만설계기술개발’ 과제, 대우건설주식회사의 ‘방파제의 신뢰성 설계 기술 개발’ 과제, 그리고 두뇌한국21사업의 지원을 받았다.

참고문헌

- 권혁민 (1998). 방항 스펙트럼 파랑에 대한 3차원 쇄파변형 모델. 대한토목학회논문집, 18(II-6), 591-599.
- 김승우 (2005). 동해항 방파제를 대상으로 한 신뢰성 설계법 비교 연구. 석사학위 논문, 서울대학교.
- 서경덕, 권혁민, 윤현덕 (2003). 파향의 변동성을 고려한 방파제 피복 블록의 기대피해 계산. 한국해양해양공학회지, 15(1), 21-32.
- 수산청 (1988). 해역별(동해남해) 심해파 추정 보고서.
- 이철웅 (1999). 경사제 피복제의 안정성에 대한 신뢰성 해석. 한국해양해양공학회지, 11(3), 165-172.
- 이철웅 (2000a). 경사제 피복제의 안정성과 피해율에 대한 확률론적 해석. 대한토목학회논문집, 20(1-B), 73-84.
- 이철웅 (2000b). 경사제 피복제의 신뢰성 해석을 위한 직접 계산법의 개발. 대한토목학회논문집, 20(3-B), 387-397.
- 이철웅 (2000c). 직접 계산법에 의한 경사제 피복제의 신뢰성 해석. 대한토목학회논문집, 20(3-B), 399-409.
- 이철웅, 안성모 (2001). 안전계수에 따른 경사제 피복제의 과피확률. 한국해양해양공학회지, 13(1), 9-17.
- 정신택, 김정대, 조홍연 (2004). 한국 연안 심해 설계파고의 극치분포 특성. 한국해양해양공학회지, 16(3), 130-141.
- 조홍연, 정신택, 오영민 (2004). 조위자료의 확률밀도함수 추정. 한국해양해양공학회지, 16(3), 152-161.
- Burcharth, H.F. (1991). Introduction of partial coefficient in the design of rubble mound breakwaters. Proc. Coastal Structures Breakwaters, Institution of Civil Engineers, London, 543-565.

- Burcharth, H.F. and Sorenson, J.D. (2000). The PIANC safety factor system for breakwaters. Proc. Coastal Structures '99, Spain, 1125-1144.
- 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 Coastal Engineering Conference, ASCE, Orlando, 1665-1678.
- Hudson, R.Y. (1959). Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. Journal of Waterways and Harbors Division, ASCE, 85(WW3), 93-121.
- Nagao, T., Kadowaki, Y. and Terauchi, K. (1995). Evaluation of safety of breakwaters by the reliability based design method(1st report: Study on the safety against sliding). Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 34(5), 40-70 (in Japanese).
- Nagao, T., Okubo, N., Kawasaki, S. and Hayashi, Y. (1998). Evaluation of safety of breakwaters by the reliability based design method(3rd report: Concluding the applicability of reliability based design method). Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 37(2), 132-176 (in Japanese).
- Permanent International Association of Navigation Congresses (1992). Analysis of rubble mound breakwaters. Report of Working Group No. 12 of the Permanent Technical Committee II, 46.
- Shimosako, K. and Takahashi, S. (1998). Reliability design method of composite breakwater using expected sliding distance. Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 37(3), 4-30 (in Japanese).
- Shore Protection Manual (1984). Waterways Experiment Station. Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center.
- van der Meer, J.W. (1987). Stability of breakwater armor layers design formular. Coastal Engrg., 11, 219-239.
- van der Meer, J.W. (1988a). Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Ph.D. thesis, Delft University of Technology, The Netherlands.
- van der Meer, J.W. (1988b). Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engrg., ASCE, 114(1), 66-80.
- van der Meer, J.W. (1988c). Stability of Cubes, Tetrapods and Accropode. Proc. Conf. Breakwaters '88, 59-68.

Received February 22, 2005

Accepted August 25, 2005