

## 연약지반방파제의 설계를 위한 안전을 평가 Evaluation of Safety Factors for the Soft Ground Breakwater Design

권오순\* · 장인성\* · 박우선\* · 염기대\*

O-Soon Kwon\*, In-Sung Jang\*, Woo-Sun Park\* and Ki-Dai Yum\*

**요 旨** : 최근 특별한 연약지반 처리공법을 적용하지 않고 자중을 감소시키고 구조적인 특성을 이용하여 연약지반 위에 설치하는 방파제가 제안·개발되고 있다. 본 연구는 이러한 연약지반 방파제의 설계를 위하여 현재 사용하고 있는 중력식 방파제의 설계에서 사용하고 있는 활동, 전도 및 지지력에 대한 안전을 평가 방법을 수정 제안하기 위하여, 다양한 조건의 방파제 형상과 지반조건에 대하여 제안된 방법으로 계산된 안전율과 유한요소해석 결과 얻어진 최대 횡방향 변위를 이용하여 안전을 산정방법의 타당성을 검증하였다. 해석 및 검증 결과, 제안된 안전율 산정방법은 타당한 것으로 나타났다.

**핵심용어** : 연약지반, 방파제, 안전율, 유한요소해석

**Abstract** □ A new type of breakwater, which can be applicable to soft ground without special treatment because of its light self weight and structural characteristic of bottom wall, has recently been developed. The objective of this study is to propose an evaluation method of safety factor for the new type of breakwater considering 3 categories of sliding, overturning, and bearing capacity. Previous method for gravity type of breakwater was modified and the proposed method was verified by comparing the safety factors with maximum lateral displacements, which were obtained from finite element analysis for various types of breakwaters and ground conditions. The results showed the newly proposed evaluation method of safety factors could reasonably be utilized.

**Keywords** : soft ground, breakwater, safety factor, finite element analysis

### 1. 서 론

최근 국내에서 건설되거나 계획된 많은 항만들의 입지 조건이 대부분 연약지반에 위치하고 있으며, 이로 인해 연약지반 처리에 많은 시간과 비용을 투입하고 있는 것이 현실이다. 이러한 문제를 해결하고자 하는 한 방안으로 특별한 구조를 사용하여 연약지반 처리 없이 연약지반 위에 시공할 수 있는 방파제가 개발된 바 있다. 일본의 경우에는 자중을 가볍게 하고 파랑 하중을 역T형 구조와 말뚝을 이용하여 지지하는 구조를 시공한 사례도 있으며(門司剛至 등, 1989), 국내에서는 역T형 콘크리트 방파제의 자중만으로도 과도한 압밀침하가 발생되는 아주 연약한 지반에서 방파제의 자중을 줄이기 위해 부력통을 설치하고

설계 하중은 지중에 벽체를 설치하여 지지하는 구조를 제안하고 그 성능을 평가한 바 있다(권오순 등, 2001; 권오순 등, 2002). 본 연구에서는 국내에서 제안된 연약지반 방파제의 설계를 위하여 기존 방파제 설계에서 사용되고 있는 활동, 전도 및 지지력에 대한 안전을 검토 기법을 제안된 연약지반 방파제의 구조적인 특성에 맞도록 적절하게 수정 제안하고 다양한 형상의 방파제에 대한 유한요소해석 결과와 비교하여 그 적용성을 평가하였다.

### 2. 연약지반 방파제

#### 2.1 연약지반 방파제의 설계개념

본 연구에서 대상으로 한 연약지반 방파제의 개념도는

\*한국해양연구원 연안·항만공학연구본부(Corresponding author: O-Soon Kwon, Coastal and Harbor Engineering Research Lab., KORDI, Ansan P.O. Box 29, Seoul 425-600, Korea. oskwon@kordi.re.kr)

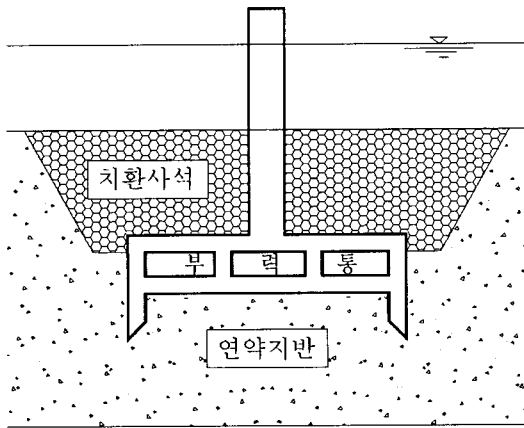


Fig. 1. Conceptual diagram of softground breakwater.

Fig. 1과 같다. 그림에서 알 수 있듯이, 방파제 자중으로 인한 과도한 압밀침하를 저감하기 위하여 최소의 부재만으로 이루어진 켈틸레버식 역T형 방파제를 기본 형태로 하여 추가적으로 자중을 경감하기 위한 부력통을 기초부에 설치하였다. 또한, 설계파랑에 대해 지지력과 활동 및 전도에 대한 안전성을 확보하도록 지중에 연속벽을 설치하여 수동토압으로 저항력을 발휘하도록 하였다.

2.2 중력식 방파제에서 안전을 산정 방법

국내에서 주로 많이 사용해 오던 중력식 방파제의 경우, Fig. 2와 같이 방파제 자중으로 인한 지반과의 마찰력을 이용하여 파랑 등으로 인한 설계 하중( $F$ )을 지지하던 구조형식이였다. 그러나 이러한 구조형식으로 인해 설계하중을 지지하기 위해 상당히 무거운 상부구조가 설계되고 이로 인해 하부지반의 파괴나 과도한 침하를 유발할 가능성이 증가된다. 하부 지반이 연약할 경우에는 이러한 상부구조의 하중을 단기간에 지지할 수 없어 전단

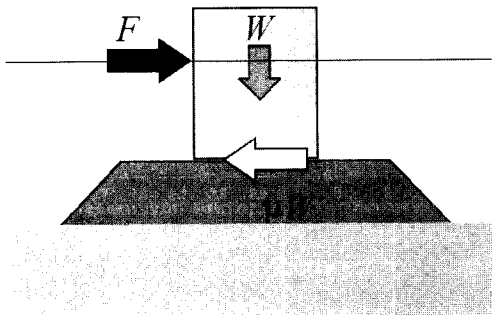


Fig. 2. Force diagram of conventional caisson type breakwater.

파괴가 발생하거나 장기적으로 과도한 침하를 발생시킬 수 있기 때문에, 중력식 방파제는 하부지반을 양질의 지반으로 치환하거나 개량한 이후에 적용할 수 있다.

한편 중력식 방파제의 구조적인 설계를 위하여 항만 및 어항 설계기준(1999)에서는 다음과 같이 활동, 전도에 대한 검토를 수행하도록 제안하고 있다. 이것은 설계 하중과 자중으로 인한 저항력 및 저항모멘트를 비교하여 허용 안전율 1.2를 만족하는지를 검토하는 방법으로 육상에서 옹벽 및 몰막이 구조의 안정성 평가 방법과 동일한 방법이다(US Army Corps of Engineers, 1989).

$$FS_{sliding} \leq \frac{\mu W}{F} > 1.2 \quad (1)$$

$$FS_{overturning} \leq \frac{M_w}{M_F} > 1.2 \quad (2)$$

여기에서  $W$ 는 자중,  $F$ 는 설계 하중,  $M_w$ 는 자중으로 인한 모멘트,  $M_F$ 는 설계 하중으로 인한 모멘트이다. 지지력에 대한 안정성 평가는 경사하중 또는 편심하중이 작용하는 기초의 지지력 평가 방법을 적용하여 평가를 수행할 수 있다(Meyerhof, 1953; Brinch Hansen, 1970).

2.3 연약지반 방파제에서 안전을 산정 방법

연약지반 방파제(해양수산부, 1999)는 Fig. 3과 같이 설계 하중( $F$ )을 지반의 수동토압과 지반과 방파제 사이의 점착력(또는 부착력)을 이용하여 지지하는 구조를 가지고 있다. 방파제 기초의 폭과 지중에 설치되는 벽체의 길이를 적절히 설계하면 설계 하중에 견딜 수 있으며(권오순, 2001), 또한 감소된 방파제 자중으로 인해 압밀 침하를 제어하는 구조이다(권오순, 2002).

연약지반 방파제의 경우에 있어서도 중력식 방파제와 유사한 방식으로 활동, 전도 및 지지력에 대한 안전을 개념을 도입하여 방파제 설계를 수행하고자 다음과 같이 계

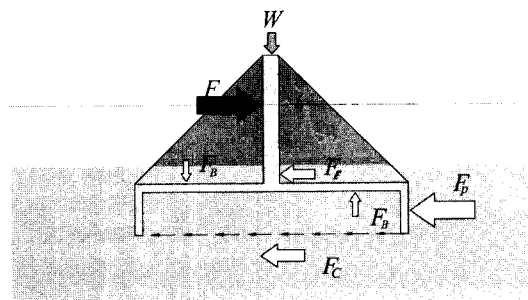


Fig. 3. Force diagram of proposed softground breakwater.

산 방법이 제안되었다(해양수산부, 2001). Fig. 3에 활동과 전도에 대한 작용 및 저항력과 모멘트를 도시하였다.

$$FS_{sliding} = \frac{F_R}{F} = \frac{F_p + F_c}{F} \quad (3)$$

$$FS_{overturning} = \frac{M_R}{M_0} \quad (4)$$

$$FS_{bearing\ capacity} = \frac{q_u}{q_{max}} \quad (5)$$

여기서,  $F$ 는 작용 수평하중으로서 파력을 나타내고,  $F_R$ 은 수평 저항하중으로 크게 보면 방파제 지중벽에 작용하는 수동토압( $F_p = 4 \times c \times D$ )과 저면의 부착력( $F_c = c \times B$ )의 합으로 나타난다.  $F_p$ 는 Broms(1964)가 제안한 값을 사용하였다. 여기서,  $c$ 는 지반의 점착력이고,  $D$ 와  $B$ 는 방파제 지중벽의 길이와 기초 폭을 나타낸다.  $M_R$ 과  $M_0$ 는 전도 중심점  $O$ 를 기준(Fig. 4(b)참조)으로 하여 구하고, 이를 각각 구분하여 나타내면 다음과 같다.

$$M_R = F_p \times \frac{D}{2} + [W + W_s] \times \frac{B}{2} \quad (6)$$

$$M_0 = F \times h \quad (7)$$

여기서,  $W$ 와  $W_s$ 는 각각 방파제의 자중과 저초 위 흙의 무게를 나타내고,  $h$ 는 모멘트 기준(점  $O$ )으로부터 파압의 작용점까지의 거리를 나타낸다.  $q_u$ 는 지반의 극한 지지력이며 Meyerhof(1953)나 다음에서 제시하는 Brinch Hansen(1970)의 편심하중이 작용하는 기초의 지지력 산정식을 사용하여 계산할 수 있다.

$$q_u = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma \quad (8)$$

$q_{max}$ 는 방파제 기초 아래 지반에 작용되는 연직응력의

최대 값이며, 다음 식으로 구할 수 있다.

$$q_{max,min} = \frac{\Sigma V}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (9)$$

여기서,  $\Sigma V = W + W_s$ 이다.  $e$ 는 연직하중의 작용 편심이며 다음의 식에서 얻어진다.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_0}{\Sigma V} \quad (10)$$

### 2.4 방파제 허용변위 기준

유한요소해석결과로부터 활동, 전도 및 지지력에 대한 안전율이 얻어지지 않기 때문에 계산된 결과와 직접적인 비교에는 어려움이 있어, 해석과정에서 과도한 변위로 인해 수렴이 되지 않는 경우를 파괴가 발생했다고 판단하였으며 해석을 수행된 경우에 있어서 편의상 해석결과에서 얻어진 방파제 천단의 횡방향 변위를 기준으로 안전율과 정성적인 분석을 실시하였다.

방파제 천단의 횡방향 허용변위 기준이 파괴규준 측면에서 제시된 바 없기 때문에, 육상에서 사용하고 있는 각종 기준을 도입하여 적절한 기준을 설정하였다. 먼저, 구조물의 허용 침하량에 대하여 Skempton and MacDonald(1956)는 허용 부등침하 및 최대침하 기준과 각변위 기준을 제시한 바 있으며, 굴착 현장에서는 주로 Bjerrum(1963)의 허용 부등침하기준을 적용하고 있고, Boscardin and Coring(1989)은 사질토 지반과 점성토 지반으로 구분하여 허용 각변위 기준을 제시하였다. 이러한 기준들에서 중요 철근콘크리트 구조물 등에 대한 각변위 기준은 1/200~1/300으로 제시되어 있다. 또한, Fig. 5에서 제시된 바와 같이 Rankine의 토압과 변위 관계에서도 소성상태

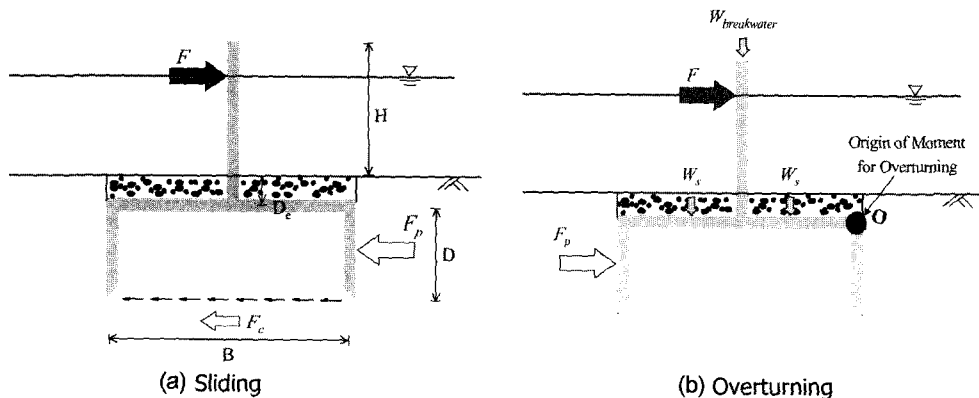


Fig. 4. Force and moment diagram of softground breakwater.

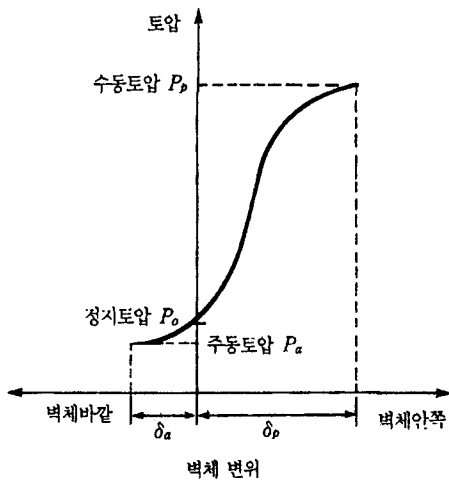


Fig. 5. Rankine's earth pressure and displacement relationship.

Table 1. Displacement criteria of earth structure

Soil type	$\delta_a/H$	$\delta_p/H$
Loose sand	0.001~0.002	0.01
Dense sand	0.005~0.001	0.005
Soft clay	0.02	0.04
Stiff clay	0.01	0.02

H: Height of earth structure

에 도달하는 각변위 기준을 Table 1과 같이 제시하였는데, 연약지반 방파제는 수동과피 상태로 판단할 수 있으며 따라서 본 연구에서 각변위 기준은 0.04를 적용하기로 하였다.

2.5 연약지반 방파제에 대한 기존 연구

권오순 등(2001)은 제안된 연약지반 방파제의 횡방향 지지거동을 규명하기 위하여 모형토조실험과 유한요소해

석을 수행한 바 있다. 권오순 등(2001)은 연구에서 연약지반 방파제의 저항 메카니즘에 의거하여 기초의 폭이 증가할수록 지지력은 증가하고 지반에 설치된 지중벽의 길이 증가하여도 횡방향 저항력이 증가함을 확인하였다. 다음 Fig. 6은 연약지반 방파제 기초 폭과 지중벽의 변화에 따라 얻어진 횡방향 저항력을 도시한 것으로, 유한요소해석결과와 토조에서 실시된 모형시험의 결과가 유사한 경향을 보이고 있는 것을 알 수 있다. 따라서 새로운 형식의 연약지반 방파제에 대한 거동 연구는 실내실험 및 해석적인 방법과 함께 현장 시험을 통해 최종적으로 그 거동특성을 규명하여야 하지만, 유한요소해석을 통해서도 어느 정도 경향을 비교하는 것은 가능하다는 것을 의미한다.

3. 해석조건

연약지반 방파제의 설계를 위한 안전율 산정 결과와의 비교를 위하여 지반 조건, 설계파 및 방파제 기초 폭과 지중벽의 길이 및 기초 근입깊이를 다양하게 변화시키면서 유한요소해석을 수행하였다. 해석에는 범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS(1999)를 사용하였으며, 평면변형률 조건에서 등방 경화모델인 Modified Cam-Clay model을 지반의 구성모델로 적용하였다. Fig. 7은 해석에 사용된 대표적인 해석 요소망이다. 방파제는 탄성의 콘크리트 보 요소로 모사하였고, 부력통에 해당하는 요소에서는 부력을 유발하기 위해 부(-)의 체적력을 적용하였다. 설계 하중의 재하 시점은 시공 직후를 더 위험한 상태로 보고 압밀이 발생하기 이전 조건으로 적용하였다.

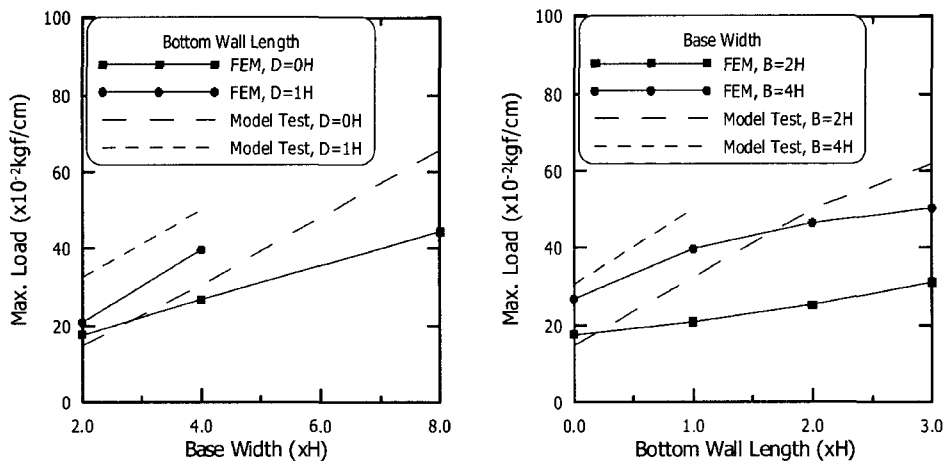


Fig. 6. Lateral resistance of laterally loaded softground breakwater (experimental and numerical model test) (Kwon, 2001).

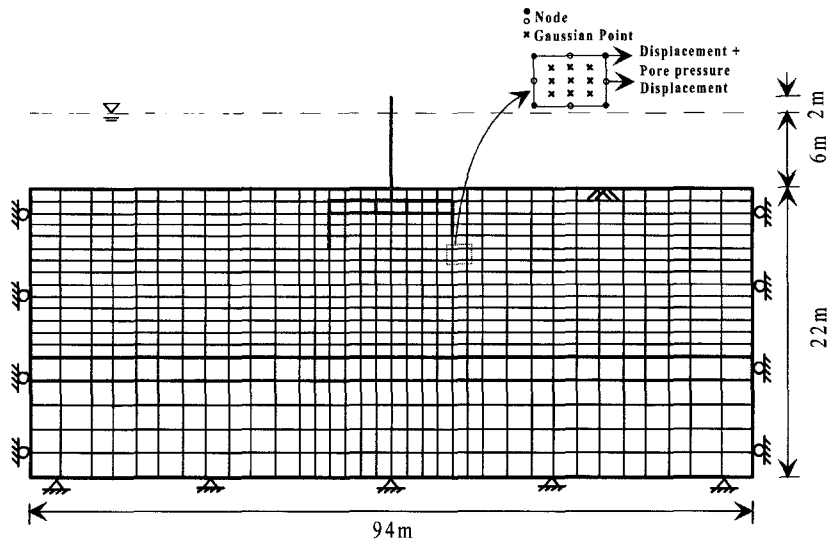


Fig. 7. Finite element mesh for analysis.

Table 2. Input variables of ground condition

Types	unit weight ( $t/m^3$ )	void ratio	$\lambda$	$\kappa$	$\phi$	$M$	$\nu$	$K_0$	$s_u$ ( $t/m^2$ )
Case I	1.5	1.0	0.52	0.058	25.4	1.0	0.3	0.5	0.5
Case II	1.5	1.0	0.37	0.040	25.4	1.0	0.3	0.5	0.7
Case III	1.5	1.0	0.13	0.002	25.4	1.0	0.3	0.5	1.0

해석에서 기본 조건은 수심 6 m, 주기( $T$ ) 3.5초, 설계 파고( $H_{max}$ ) 2.0 m, 지표에서부터 방파제의 천단까지의 거리( $H$ )는 8 m이며 연약지반의 두께는 12 m, 자중 저감을 위한 부력통의 두께는 0.5 m로 적용하였다. 지반 조건의 경우, 세가지 Case에 대하여 Table 2에 나타내었는데, 본 수치해석에서 입력값으로 사용한 다양한 변수( $\lambda$ :  $e$ - $\ln p'$  평면에서 재하 곡선의 기울기,  $\kappa$ :  $e$ - $\ln p'$  평면에서 재하-재해하 곡선의 기울기,  $M$ : 한계상태선의 기울기,  $K_0$ : 정지 토압계수)들 중 지반의 변형특성과 밀접한 관계가 있는  $\lambda$ ,  $\kappa$ 의 영향만을 고려하기 위해서 세가지 Case에서 다른 변수들은 동일하게 가정하였다. 즉, 세가지 Case를 매우 연약한 지반(case I)과 약간 연약한 지반(case II) 및 보통 굳기의 연약지반(case III)으로 구분하였다. 여기서  $\lambda$ ,  $\kappa$

값은 현재 항만이 건설되고 있거나 계획 중인 현장의 지질조사보고서를 참고로 하였다.

연약지반의 두께가 어떤 영향을 미치는지에 대해 고찰하기 위해 case II 지반 조건에서 연약층의 두께를 바꾸어 해석을 수행하였다. 또한, 방파제 자중으로 인해 지반의 연직응력이 증가되는 경향을 살펴보기 위해 부력통의 크기에 따른 해석도 수행하였다. 그리고 방파제 기초의 근입깊이( $D_e$ )가 방파제의 거동에 미치는 영향을 살펴보기 위해 근입깊이를 바꾸어가며 해석을 실시하였으며, 연약지반 방파제의 기초 폭과 지중벽이 얼마나 저항력을 발휘하는지 고찰하기 위해 3개 지반 조건에서 기초 폭( $B$ )과 지중벽의 길이( $D$ )를 바꾸어가며 해석을 실시하였다. Table 3은 해석 조건을 정리한 것이다.

Table 3. Types of breakwater and ground

Thickness of soft ground	Thickness of buoyant box	Embedded depth ( $D_e$ )	Base width ( $B$ )	Bottom wall length ( $D$ )
1.0 $H$	0.00 m	0.0 m	1.50 $H$	0.00 $H$
1.5 $H$	0.25 m	1.0 m	2.00 $H$	0.25 $H$
2.0 $H$	0.50 m	2.0 m	2.50 $H$	0.50 $H$
2.5 $H$	0.75 m	3.0 m	3.00 $H$	1.00 $H$
3.0 $H$	1.00 m		3.75 $H$	

### 4. 방파제의 안전을 산정 및 해석결과와 비교

#### 4.1 개요

앞 절에서 제안한 안전을 산정방법을 검증하기 위하여 Table 1과 Table 2에서 제시한 조건에 대하여 활동, 전도 및 지지력에 대한 안전율을 계산하였다. 계산된 안전율을 근입깊이, 부력통의 크기 및 기초 폭과 지중벽의 길이에 따라 비교하였으며, 안전율과 유한요소해석을 통해 얻어진 방파제 천단의 최대 횡방향 변위를 비교하여 그 타당성을 검증하였다.

#### 4.2 방파제 조건에 따른 안전율

##### 4.2.1 부력통의 크기에 따른 안전율 변화

제안된 연약지반 방파제의 가장 큰 특징 중 하나인 부력통의 크기를 변화시키며 해석을 수행하였다. 부력통의 크기는 방파제 자중과 거의 선형적인 관계가 있으므로 부력통의 크기가 커질수록 방파제의 자중이 줄어들어 것으로 보면, Fig. 8에서 제시한 바와 같이 자중이 줄어들면 지지력에 대한 안전율은 증가하고 전도에 대한 안전율은 감소하지만, 활동에 대한 안전율은 변화가 없는 것으로 나타났다. 활동과 전도 및 지지력에 대한 안전율 가운데 가장 작은 값을 최소 안전율로 정의하고 그 값을 동시에 도시한 결과, 현재의 방파제 설계조건에서는 지지력에 대한 안전율이 가장 작으며, 따라서 지지력이 설계에 있어 가장 중요한 요소임을 알 수 있다.

##### 4.2.2 근입깊이에 따른 거동 특성

Fig. 9는 근입깊이 증가에 따른 방파제의 안전율 변화를 도시한 것이다. 방파제 단면의 변화가 없고 근입깊이

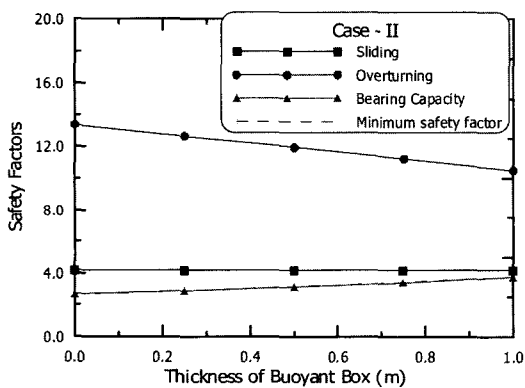


Fig. 8. Relationship with safety factors and thickness of buoyant box.

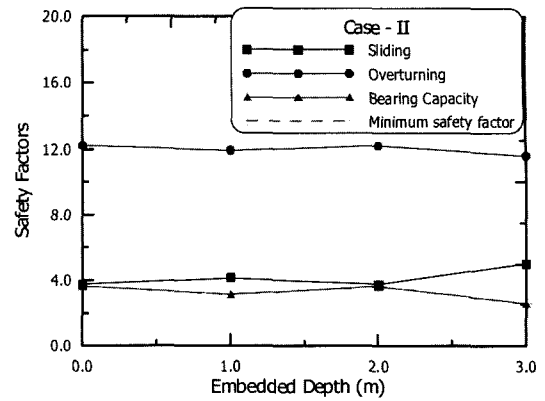


Fig. 9. Relationship with safety factors and embedded depth.

가 증가됨에 따라 사석의 중량이 다소 증가하기 때문에 활동 및 전도에 대한 안전율은 거의 변화가 없으며, 방파제가 근입된 깊이가 증가할수록 지반의 극한지지력은 다소 증가하지만 사석 중량의 증가로 인해 지지력에 대한 안전율도 거의 변화가 없다. 즉, 안전율 관점에서는 방파제 기초의 근입깊이 증가는 방파제의 안정성에 크게 영향을 주지 않는 것으로 나타났다.

##### 4.2.4 방파제 기초 폭에 따른 거동 특성

Fig. 10은 지반조건별로 방파제 기초 폭의 변화에 따른 안전율의 변화를 도시한 그림이다. 방파제 기초 폭이 증가하면 방파제 자중이 증가하지만, 전도와 활동 및 지지력에 저항하는 힘이 증가하기 때문에 모든 안전율은 증가하는 경향을 보인다.

##### 4.2.5 지중벽의 길이에 따른 거동 특성

Fig. 11은 지반조건별로 방파제 기초에 설치된 지중벽의 길이에 따른 안전율의 변화를 도시한 그림이다. 방파제 기초 폭의 증가와 마찬가지로 지중벽 길이의 증가는 자중의 증가는 초래하지만 저항력의 증가로 안전율의 증가가 관찰되었다. 지중벽이 설치되지 않은 방파제 조건 ( $D=0$ )에서는 활동에 대한 안전율이 감소하여 지지력에 대한 안전율과 거의 같아지거나 약간 작아지는데, 지중벽이 설치되지 않은 경우에는 활동에 대한 파괴가 지배적이라고 판단할 수 있다.

### 4.3 계산된 안전율과 유한요소해석 결과의 비교

다음 Fig. 12는 유한요소해석 결과에서 얻어진 방파제 천단의 최대 횡방향 변위를 지반조건에 따라 방파제의 기

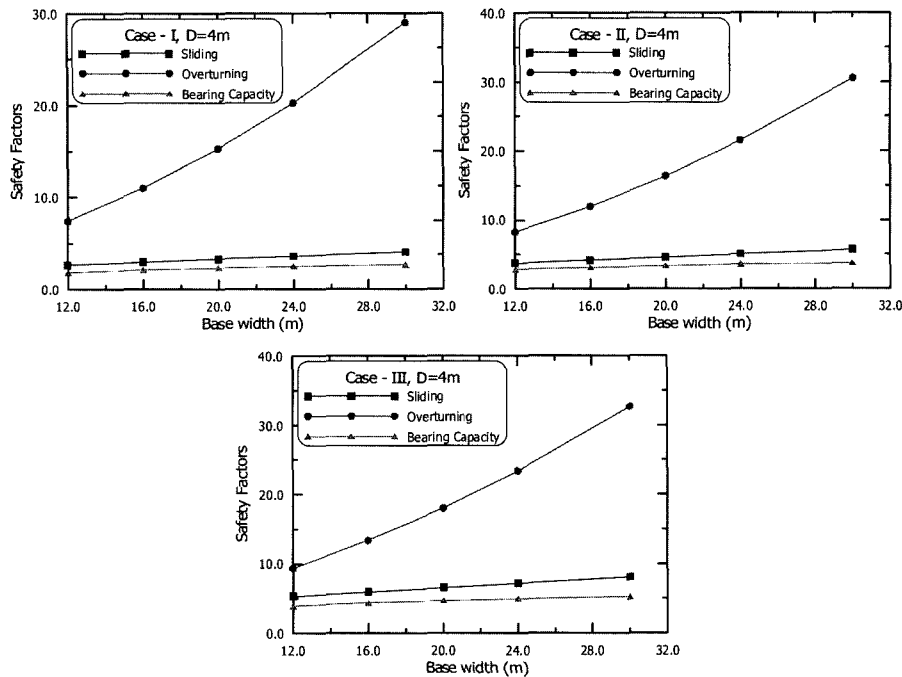


Fig. 10. Relationship between safety factors and base width.

초 폭과 지중벽의 길이에 따라 도시한 것이다. 그림에서 지반이 단단할수록 변위가 작으며, 방파제 기초와 지중벽의 길이가 증가하면 변위도 감소함을 알 수 있다. 대체적으로 최대 변위는 지중벽의 길이에 대한 영향이 기초 폭보다는 좀 더 큰 것을 알 수 있다.

다음 Fig. 13은 각 조건별로 활동과 전도 및 지지력에 대한 안전율을 산정한 결과와 유한요소해석 결과에서 얻어진 최대 횡방향 변위를 도시한 것으로, 변위가 증가하면 활동과 전도 및 지지력에 대한 안전율이 감소하는 경향을 보이고 있다. Table 1과 Table 2에서 제시한 모든 지반조건과 방파제 조건에서 해석이 수행되었지만, 지반의 과도한 소성변형으로 해석이 수행되지 못한 경우에 대해서는 최대 변위가 해석이 수행된 경우에 발생한 최대 발생변위 39 mm 이상 발생한 것으로 판단하였다.

해석에서 얻어진 최대 변위를 각변위 기준을 적용하기 위하여 방파제 벽체의 높이를 기준으로 하여 각각의 경우에 대한 각변위를 산정하였다. Fig. 14는 지반조건별로 계산된 안전율과 각변위의 관계를 도시한 것이다. 세 가지 지반조건에서 모두 각변위가 증가할수록 안전율이 감소하는 경향을 보이고 있다.

활동과 전도 및 지지력에 대한 안전율 가운데 가장 작은 값을 최소 안전율로 보고 이 값을 해석 결과와 비교

하였다. 최소 안전율은 대부분의 경우 지지력에 대한 안전율이지만, 지중벽이 설치되지 않은 경우( $D=0$ )에는 활동에 대한 안전율이 더 작은 경우도 있다. Fig. 15는 최소 안전율과 해석결과에서 얻어진 각변위를 도시한 것으로 각변위가 증가함에 따라 안전율이 감소하는 경향을 보이며, 지반조건에 따라 그 관계 곡선이 점선과 같이 차이가 있음을 알 수 있다. 이러한 지반조건에 따른 차이는 Table 1에서 제시된 지반의 압밀특성 값인  $\lambda(=C_c/2.3, C_c$ 는 압축지수)와 직접적인 관계가 있으며, 유한요소해석에서 작용하중으로 인한 발생 변위는 탄성상태에서는 탄성계수( $E$ ), 소성상태인 경우에는  $\lambda$  값 관계가 있다. 표에서  $\lambda$ 가 Case I과 Case II 및 Case II에서 각각 0.52, 0.37, 0.13으로 감소하는 것에 대하여 최소 안전율 관계는 지수관계식에서의 계수가 표와 같이 2.08, 2.92, 4.14로 증가하는 경향을 보이고 있다. 이 3가지 값은 거의 선형의 반비례 관계(계수 =  $-5.26\lambda + 4.84$ )를 보이고 있다. 이러한 관계를 이용하여 다음과 같은 압축지수와 최소 안전율과의 상관관계를 도출할 수 있다.

$$FS_{\min} = (-5.26 \times \lambda + 4.84) \times \theta^{-0.33} \\ = (-2.29 \times C_c + 4.84) \times \theta^{-0.33}$$

여기서  $\theta$ 는 각변위(%)이며,  $C_c$ 는 압축지수이다. 이 상

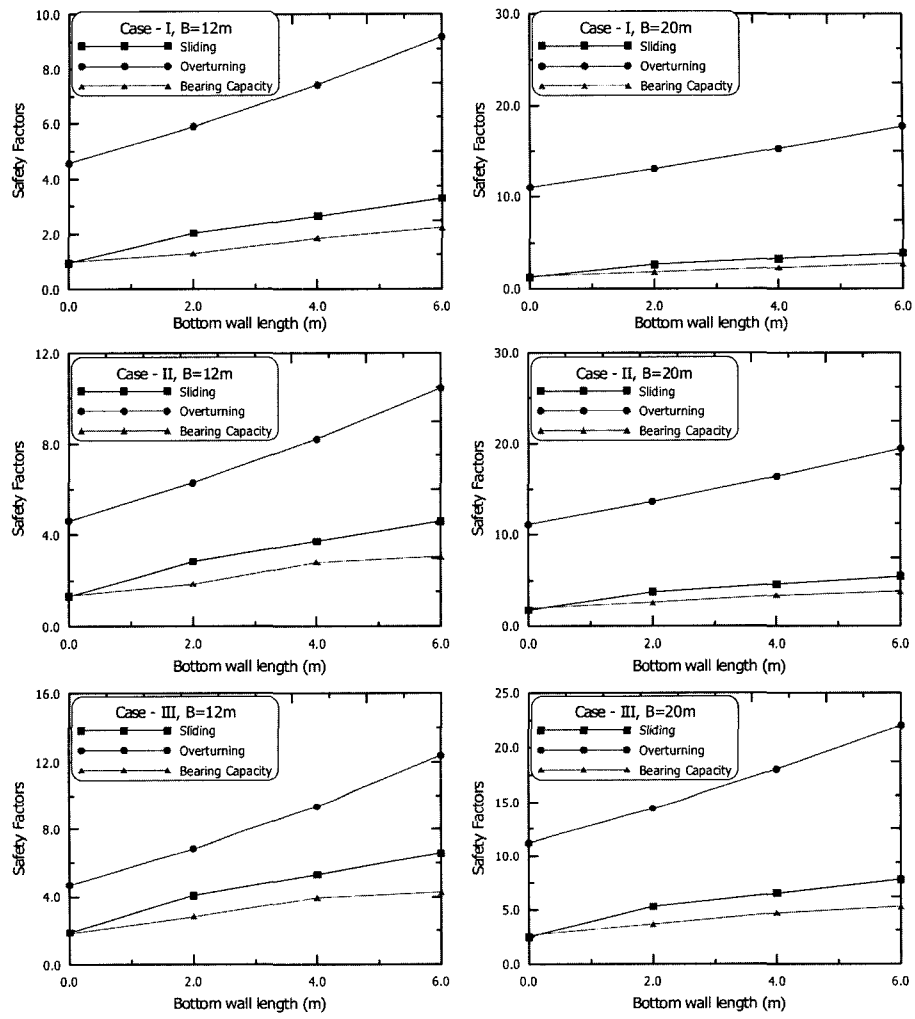


Fig. 11. Relationship between safety factors and bottom wall length.

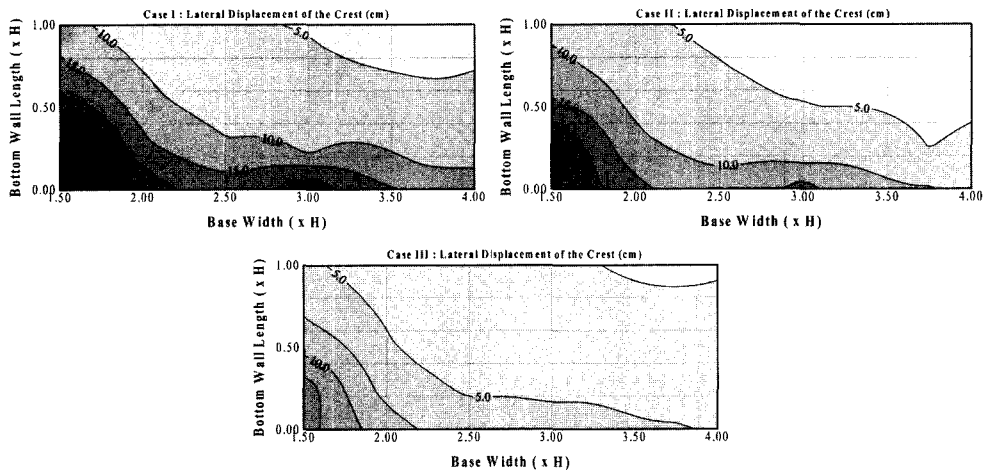


Fig. 12. Maximum lateral displacements of breakwater (FEM results).



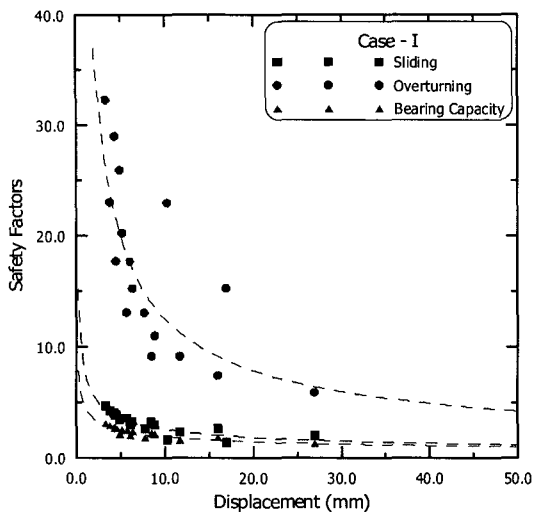


Fig. 13. Relationship between safety factors and displacement of breakwater crest.

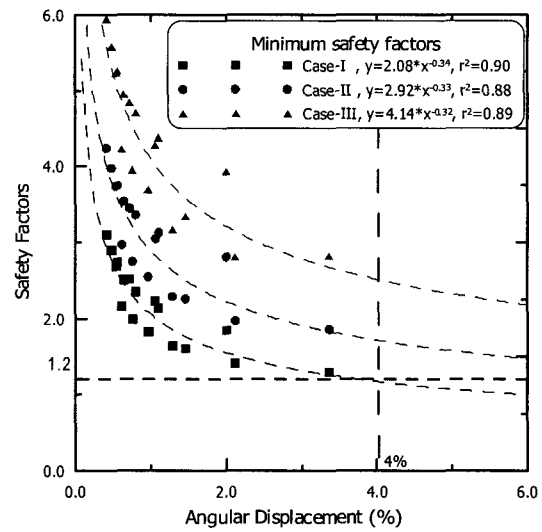


Fig. 15. Relationship between minimum safety factors and angular displacement.

관관계식은 유한요소해석에서 얻어진 벽체의 각변위를 사용하여 안전율을 도출하는 것이기 때문에 실제 설계에서 사용할 수 있는 방법은 아니며, 다만 해석결과와 안전율 평가방법이 어느 정도 상관성을 가지고 있다는 것을 수치적으로 보이는 것과 함께 제안한 안전율 산정 방법이 타당성 있는 결과를 보여주고 있는 것이라는 것을 유한요소 해석 결과에 비추어 검증한 것이라 할 수 있다.

한편 앞 절에서 제안한 설계 기준으로 제시한 각변위 기준인 4%를 넘어서면서 유한요소해석이 정상적으로 수행된 결과가 없다는 것과 최소 안전율 기준이 1.2에 해당하는 안전율 보다 작은 경우에 대해서도 안정적으로 해석이 수행된 사례가 없다는 점에서 각변위 4% 기준과 안전율 1.2 기준이 연약지반 방파제 설계에서도 유용하게 적

용할 수 있는 기준이라는 것을 의미한다. Fig. 15에서 각 변위 4%와 안전율 1.2 미만의 영역에 모든 경우가 위치하는 것을 확인할 수 있다.

### 5. 결 론

본 연구에서는 연약지반 방파제의 설계를 위해 도입된 활동, 전도 및 지지력에 대한 안전율 산정 방법을 기존 중립식 방파제의 경우와 대비하여 제시하였으며, 다양한 조건의 방파제 형상과 지반조건에 따라 계산된 안전율과 유한요소해석 결과 얻어진 최대 횡방향 변위를 이용하여 안전율 산정방법의 타당성을 검증하였다. 해석결과와 비교하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

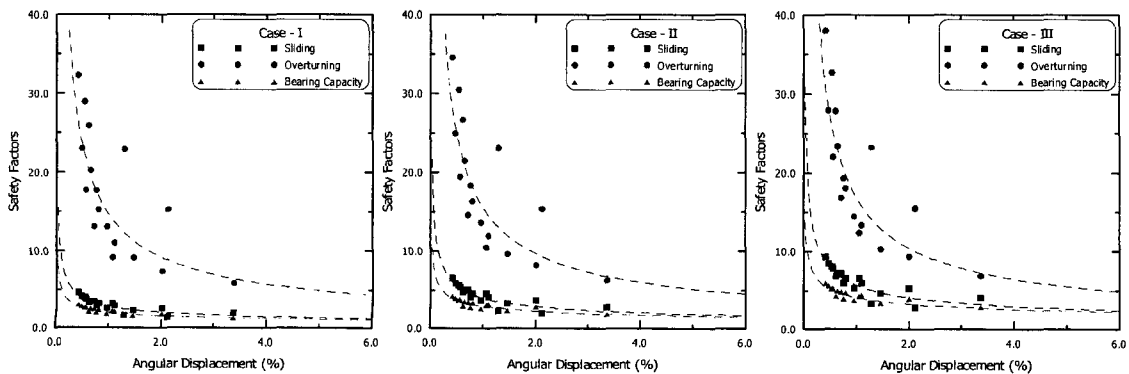


Fig. 14. Relationships between safety factors and angular displacement of breakwater.

① 활동, 전도 및 지지력에 대한 안전율은 방파제 기초 폭이 증가하거나 지중벽의 길이가 증가함에 따라 증가하는 것을 확인하였으며, 부력통의 크기가 증가함에 따라 방파제 자중이 감소하므로 지지력에 대한 안전율은 증가하지만 전도와 활동에 대한 안전율은 감소하는 경향을 보였다.

② 유한요소해석결과에서 얻어진 방파제 천단의 최대 횡방향 변위와 계산된 안전율을 비교해 본 결과 지반조건에 따라 그 크기는 차이가 있지만 안전율과 벽체 변위 또는 벽체의 각변위는 서로 상관관계가 있음을 확인하였다.

③ 기존의 구조물 침하기준과 토압에 따른 항복에 해당하는 각변위 기준을 검토한 결과 연약지반 방파제의 적절한 각변위 기준은 4%가 적절한 것으로 판단하였으며, 해석결과와 안전율 산정결과에서 그 기준이 적절함을 검증하였다.

④ 기존 중력식 방파제의 최소 안전율 기준이 1.2로 제시되어 있는데, 해석결과와 안전율 산정결과 연약지반 방파제에서도 1.2를 사용하는 것이 타당한 것으로 판단된다.

⑤ 해석결과와 최소안전율을 계산 결과에서 안전율 1.2와 방파제 각변위 4% 기준을 동시에 적용해 본 결과, 모든 경우가 두 가지 기준에 드는 범위에 해당하고 따라서 제안한 안전율 계산 방법이 적절한 것으로 판단된다.

### 감사의 글

이 연구는 해양수산부의 '대수심방파제 및 연약지반 관련기술(V)' 연구용역의 일환으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

### 참고문헌

권오순, 장인성, 박우선, 염기대, 2001. 횡하중을 받는 연약 지반용 방파제의 거동, 대한토목학회 논문집, **21(3-B)**, pp. 237-247.  
 권오순, 장인성, 박우선, 염기대, 2002. 연약지반 방파제의 압밀 침하 거동, 대한토목학회 논문집, **22(1-B)**, pp. 57-66.

해양수산부, 1996. 울산 신항만 개발 기본계획용역 보고서, 337p.  
 해양수산부, 1999. 대수심 방파제 및 연약지반 관련기술(II), pp. 248-285.  
 해양수산부, 1999. 항만 및 어항 설계기준, pp. 707-710.  
 해양수산부, 2000. 전장포항 매몰방지 및 항내 온 확보대책 활용 보고서, 266p.  
 ABAQUS manual - Version 5.8, 1998. Hibbit, Kalsson and Sorensen Inc.  
 Bjerrum, L., 1963. Allowable Settlements of Structures, *Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (II), pp. 135-137.  
 Boscardin, M. D. and Cording, E. J., 1989. Building Response to Excavation-induced Settlements, *Journal of the Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers*, **115(1)**, pp. 1-21.  
 Brinch Hansen, 1970. *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.  
 Broms, B. B., 1964. Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **90(SM2)**, pp. 27-63.  
 Das, B. M., 1990. *Principles of Geotechnical Engineering*, PWS-KENT, Boston.  
 Meyerhof, G. G., 1953. The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, *Proceedings of 3rd International Conference, Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **1**, p. 440.  
 Skempton, A. W. and MacDonald, D. H., 1956. The Allowable Settlements of Buildings, *Proceedings of Institution of Civil Engineerings*, Part III, The Institution of Civil Engineers, London, pp. 727-768.  
 US Army Corps of Engineers, 1989. *Retaining and Flood Wall*, Engineer Manual 1110-2-2502, pp. 4-44-6.  
 門司剛至, 村山伊知郎, 元野一生, 高田直和, 1989. 軟弱地盤 着底式防波堤開發, 海洋開發論文集, 第5卷, pp. 103-107.

Received June 9, 2003

Accepted September 18, 2003