

大韓造船學會論文集
 第28卷 第1號 1991年 4月
 Transactions of the Society of
 Naval Architects of Korea
 Vol. 28, No. 1, April 1991

편면 보강판의 압축강도 해석을 위한 한 방법

장창두*, 서승일**

A Method for Calculation of Compressive Strength of a One-Sided Stiffened Plate

by

C. D. Jang* and S. I. Seo**

요 약

본 논문에서는 편면 보강판의 압축 강도 해석 시, 유한 요소법의 비경제성을 극복하기 위하여, 붕괴 양식을 가정하고, 각 붕괴 양식에 대해 압축 강도를 구하였다. 최종 강도는 탄성 대변형 해석 곡선과 소성 붕괴를 가정하여 얻은 소성 해석 곡선과의 교점으로 택하였다. 기존의 연구와는 달리 소성 붕괴선의 형상을 변경시켜 최소의 강도 값을 주는 교점을 최종 강도로 택하였다. 최소 강비는 가정한 붕괴 양식의 교점으로 부터 얻어질 수 있다.

탄성 해석에서는 좌굴 파형을 가정하고, 보강재의 비대칭으로 인한 편심 모우멘트를 고려하였으며, 평형 조건식은 Rayleigh-Ritz법을 이용하여 유도하였다. 소성 해석 시에는 소성 붕괴선을 가정하여 소성 붕괴 조건식을 유도하였다. 좌굴과 최종 강도 계산 결과를 유한 요소법에 의한 결과와 비교한 결과, 양호한 일치를 보였다.

Abstract

In this paper, a method to overcome inefficiency of the finite element method in the calculation of compressive strength of one-sided stiffened plates, is proposed. In this method the collapse modes of stiffened plates are assumed as follows.

- a) Overall buckling → Overall collapse
- b) Local buckling → Overall collapse
- c) Local buckling → Local collapse

In each collapse mode, shape of deflection is assumed, and then elastic large deformation analysis

접수일자 : 1990년 8월 30일, 재접수일자 : 1991년 4월 8일

*정회원, 서울대학교 조선공학과

**정회원, 코리아타코마 조선공업(주)(현 서울대학교 조선공학과)

based on the Rayleigh-Ritz method is carried out.

One-sided stiffening effect is considered by taking into account of the moment due to eccentricity. Plastic analysis by assuming hinge lines is also carried out.

The ultimate strength of a stiffened plate is obtained as the point of intersection of the elastic analysis curve and the plastic one. From this study, it is concluded that the angles between the plastic hinge lines in plastic collapse mode are determined as the ones which give the minimum collapse load, and these angles are different from the ones assumed in the previous studies. Minimum stiffness ratios can also be calculated. Calculated results according to this method show good agreements with the results by the finite element method.

1. 서 론

선체는 기본적으로 보강판으로 이루어져 있고, 이 보강판들은 파랑 중 선체 굽힘 모우멘트에 의해 압축 하중을 받게 된다. 이런 현상의 존재에 의해 보강판의 압축 강도 해석은 이미 오래 전부터 수행되어 왔다. 근래의 보강판의 압축 강도 해석 경향은 과거의 좌굴 강도 계산을 넘어서서 대변형과 소성의 영향을 고려한 최종 강도 계산으로 기울고 있다. 이는 전자계산기의 도움으로 수치 해석적 방법이 발달하였고, 구조의 경량화 설계에 대한 요구가 서로 일치하였기 때문이라 생각된다.

유한 요소법을 이용하여 보강판의 압축 강도를 해석한 대표적인 연구는 上田 등의 연구들 들 수 있다[1]. 上田 등은 기존의 좌굴에 대한 보강재의 최소 강비(minimum stiffness ratio) [9] 이외에 최종 강도에 대한 보강재의 최소 강비를 제안하여 그 실효성을 입증하였다. 그런데 유한 요소법에 의한 보강재의 압축 강도 해석은 유용성과 정확성을 지니고 있지만, 대변형에 따른 기하학적 비선형성과 재료 비선형성의 고려에 따라 대형 전자계산기를 이용하여도 엄청난 계산 시간을 요하고 있으므로 경제성 면에서 비효율적이다.

藤田 등은 유한 요소법의 비효율성을 극복하고자 탄성 대변형 해석과 소성 해석을 조합하여 간략히 평판 및 보강판의 최종 강도를 구하는 방법을 제안하였고 그 유용성을 입증하였다 [2]. 藤田 등의 연구에서는 양면 대칭 보강재

를 모델로 하였기 때문에 편면 보강인 선체 구조에서는 적용 범위가 제한되게 된다. 또한 국부 좌굴 후 전체 붕괴가 발생하는 과정에 대해서는 언급이 없었다.

본 논문에서는 기존의 평판에 대한 압축 강도 해석을 확장하여 편면 보강판을 대상으로 하였다. 붕괴 양식을 가정하고, 藤田 등이 제안한 방법을 이용해서 최종 강도를 구하였으나, 藤田 등이 고려하지 않았던, 소성 붕괴선의 변경에 따른 최종 강도의 변화를 검토하고, 국부 좌굴 후 전체 붕괴 양식에 대한 해석도 수행하였다.

2. 보강판의 붕괴 양식

보강판의 붕괴 양식은 上田 등의 연구를 토대로 다음과 같이 분류할 수 있다.

- i) 전체 좌굴→전체 붕괴
- ii) 국부 좌굴→전체 좌굴→전체 붕괴
- iii) 국부 좌굴→국부 붕괴

국부 좌굴과 전체 좌굴의 기준이 되는 보강재의 강비($\gamma = EI/Db$)는 r_{\min}^b 이라 정의되고, 최종 강도의 관점에서 국부붕괴와 전체 붕괴의 경계가 되는 보강재의 강비는 r_{\min}^u 이라 정의 된다. 전체 좌굴은 판과 보강재가 일체가 되어 불안정 현상을 일으키는 것을 말한다.

각 붕괴 양식에 따라 해석 과정을 달리하여 압축 강도를 구한다. 탄성 해석에서는 평판의 대변형 방정식을 이용하여 면내 응력 분포를 구하고, Rayleigh-Ritz법을 기초로 평형 방정

식을 유도한다. 소성 해석에서는 소성 붕괴선을 가정하여 소성 붕괴 조건식을 이용한다. 최종 강도는 藤田 등의 제안 방법에 따라 탄성 해석선과 소성 해석선의 교점으로 택한다[2].

3. 전체 좌굴(Overall buckling)→전체 붕괴(Overall collapse)양식

이 양식에서는 판과 보강재가 일체가 되어 거동을 하게 된다. 보강재의 강비가 r_{min}^b 보다 작을 때 발생하게 된다.

판의 탄성 거동은 Fig.1을 참고로 다음의 탄성 대변형 방정식의 지배를 받게 된다.

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = E \left\{ \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \right)^2 - \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right\} \quad (1)$$

여기에서, ω : z방향의 처짐
 F : Airy의 응력 함수
 E : Young's modulus

Fig.1의 평판은 면외(out of plane) 경계 조건이 단순 지지이고, 면내(in-plane) 경계 조건은 다음과 같다.

$$\left. \begin{matrix} x=0, & a \\ y=0, & b \end{matrix} \right\} \text{에서 } \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} = 0 \quad (2)$$

$$U_{x=a} - U_{x=0} = \bar{u} \quad (3)$$

$$V_{y=b} - V_{y=0} = \text{일정} \quad (4)$$

$$x=0, a \text{에서 } t \int_0^b \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} dy = -\sigma b t \quad (5)$$

$$y=0, b \text{에서 } t \int_0^a \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} dx = 0 \quad (6)$$

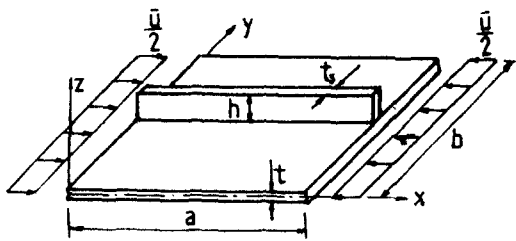


Fig.1 One-sided stiffened plate under compression

여기에서, U : x방향의 변위
 V : y방향의 변위
 σ : 평균 응력

보강판의 전체 좌굴 후의 거동을 기술하기 위해 처짐 형상을 가정한다. 처짐 형상은 간략화를 위해 전체 좌굴을 지배하는 하나의 모드만을 취한다.

$$\omega = A \sin \frac{\pi}{a} x \sin \frac{\pi}{b} y \quad (7)$$

(7)식을 (1)식에 대입하여 일반 해를 구하면 다음과 같다.

$$F = -\frac{\sigma}{2} y^2 + \frac{E}{32} A^2 \left(\beta^2 \cos \frac{2\pi}{a} x + \frac{1}{\beta^2} \cos \frac{2\pi}{b} y \right) \quad (8)$$

여기에서, $\beta = \frac{a}{b}$

편면 보강재의 영향을 고려한 평형 방정식을 도출하기 위해 Rayleigh-Ritz법을 이용한다. Fig.2를 참고하여 보강재와 판재의 응력이 결합부에서 같다는 조건을 이용하면, 보강재에서 응력이 다음과 같이 표현된다.

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - E \cdot z \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right)_{y=b/2} \\ &= \left[\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - E(s+c) \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right]_{y=b/2} \quad (9) \end{aligned}$$

판재의 면내 변형 에너지는 다음 식으로 주어진다.

$$U_1 = \frac{t}{2E} \int_0^a \int_0^b \left[\left(\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \right)^2 - 2\nu \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} + 2(1+\nu) \left(\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dy dx \quad (10)$$

판재의 굽힘 변형 에너지는 다음 식으로 주

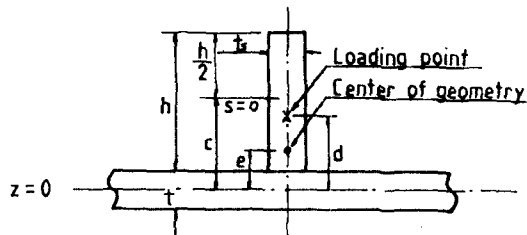


Fig.2 Connection between stiffener and plate

어진다.

$$U_B = \frac{D}{2} \int_0^a \int_0^b [(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2})^2 + (\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2})^2 + 2\nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + 2(1-\nu)(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y})^2] dy dx \quad (11)$$

여기서, ν : Poisson비

$$D : \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} : \text{굽힘 강성도}$$

보강재의 변형 에너지는

$$U_s = \frac{t_s}{2E} \int_0^a \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} \sigma_s^2 ds dx \quad (12)$$

외력이 한 일은

$$W_e = -\sigma(bt + ht_s)u - 2\sigma d(bt + ht_s) \frac{1}{b} \cdot$$

$$\int_0^b (\frac{\partial \omega}{\partial x})_{x=0} dy \quad (13)$$

$$\text{여기서, } u = \frac{1}{b} \int_0^a \int_0^b [\frac{1}{E} (\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \nu \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - \frac{1}{2} (\frac{\partial \omega}{\partial x})^2] dy dx \quad (14)$$

(13)식의 우변 두번째 항은 편심으로 인해 발생한 모우멘트가 한 일을 나타낸다. 전체 포텐셜 에너지는

$$U_T = U_1 + U_B + U_s - W_e \quad (15)$$

로 되고, 평형 방정식은, 평형 조건

$$\frac{\partial U_T}{\partial A} = 0 \quad (16)$$

으로 부터 다음과 같이 얻어진다.

$$\begin{aligned} & \frac{A_1^3}{16} \{ \beta^2 + \frac{1}{\beta^2} (1+2\delta) \} + \frac{A_1}{12(1-\nu^2)} (\beta + \frac{1}{\beta})^2 \\ & + 3A_1^2 \frac{c_1 \delta}{\pi \beta^2} + \frac{A_1}{\beta^2} (\frac{\delta}{6} h_1^2 + 2c_1^2 \delta) \\ & = \frac{\sigma}{\sigma_y} \frac{1}{\pi^2} (\frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}})^2 [A_1(1+2\delta) - \frac{16}{\pi^2} d_1(1+\delta) \\ & + \frac{8}{\pi} c_1 \delta] \quad (17) \end{aligned}$$

$$\text{여기서, } \delta = \frac{ht_s}{bt}, d_1 = \frac{d}{t}, c_1 = \frac{c}{t}, h_1 = \frac{h}{t},$$

$$A_1 = \frac{A}{t}, \sigma_y : \text{항복 응력}$$

전체 좌굴 후 소성 진행에 따라 판과 보강재가 일체가 되어 붕괴가 발생하게 된다. 이 때

보강판의 소성 붕괴선을 Fig.3과 같이 가정할 수 있다. 보강재는 유효한 판재와 일체가 되어 보(beam)로써 소성 붕괴에 이른다고 가정한다.

소성 붕괴 조건식은 다음과 같다.

$$\sigma(bt + ht_s) \dot{u} = \sum_m \int_m [M^{(m)} + W N^{(m)}] \dot{\Theta}^{(m)} dlm - \sum_m \int_m N^{(m)} \dot{U} dlm \quad (18)$$

여기서,

$M^{(m)}$: 소성 붕괴선에 대한 합 모우멘트

$N^{(m)}$: 소성 붕괴선에 수직한 합응력

$\dot{\Theta}^{(m)}$: 소성 붕괴선의 회전각

U : 소성 붕괴선의 면내 변위

$\dot{\cdot}$: 변화율을 나타낸다.

보강재 부근의 붕괴선은 보의 소성 붕괴 양식으로 가정하고 판재에서는 소성 힌지(hinge)가 발생한다고 가정하여 (18)식에 대입하면 다음 식과 같이 된다.

$$\begin{aligned} \frac{W}{t} [(\frac{4}{\beta} - 2\tan\phi) + \frac{\delta}{\beta}] &= \xi_* \cdot \frac{1}{\alpha \sin\phi \cos\phi} \\ &+ \zeta_* \cdot \frac{4}{\alpha} \quad (19) \end{aligned}$$

여기서, W : 보강재 중앙에서의 처짐

$$\zeta_* = \frac{1}{2} [(\frac{1}{\beta} - \tan\phi) + \frac{\delta}{\beta}] \frac{1}{t} (s_1 + s_2) \quad (20)$$

여기서, s_1, s_2 : 판재를 포함한 보강재의 소성 중립축으로부터 각 단면까지의 거리

$$\xi_* = \frac{M}{M_p} = \frac{2(1-\alpha^2)}{\sqrt{4-3\alpha^2(\cos^4\phi - \sin^2 2\phi)}} \quad (21)$$

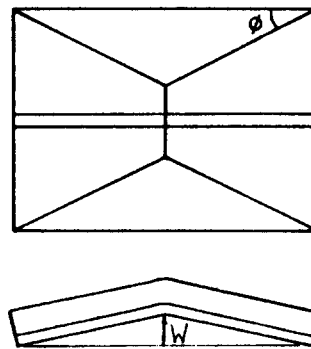


Fig.3 Overall collapse mode

여기서, $M_p = \frac{1}{4} \sigma_{yt} t^2$, $\alpha = \frac{\sigma}{\sigma_y}$,

M : 붕괴선의 모우멘트

최종 강도는 Fig.4와 같이 탄성 해석 곡선과 소성 해석 곡선의 교점으로 부터 얻어진다[2].

여기에서 언급하는 전체 붕괴는 보강판에 면의 방향의 처짐이 생겨서 단면내에서 소성 굽힘 모우멘트가 유발되는 현상을 말한다.

4. 국부 좌굴(Local buckling)→국부 붕괴(Local collapse) 양식

보강재의 강비 γ 가 γ_{lim}^b 보다 크게 되면 보강재를 경계로 하여 판재의 좌굴이 발생하고 판재의 붕괴에 의해 최종 강도에 이르게 된다. 보강재의 강성이 크기 때문에 보강재에서 면외 방향의 처짐은 발생하지 않게 된다. 계속해서 하중이 가해진다면 보강재에서 균일한 응력이 발생하여 균일한 소성 응력에 달하여 붕괴가 일어날 수 있으나 이 현상은 논외로 한다. 판재의 처짐은 간략화를 위해 좌굴을 지배하는 하나의 파형만을 취한다[4].

$$\omega = A \sin \frac{m\pi}{a} x \times \sin \frac{\pi}{b'} y \quad (22)$$

여기서, b' : 보강재가 분할하는 판재의 폭
(22)식을 (1)식에 대입하여 응력 함수를 구하면 다음과 같다.

$$F = -\frac{\sigma}{2} y^2 + \frac{E}{32} A^2 \left[\frac{\beta_1^2}{m^2} \cos \frac{2m\pi}{a} x + \frac{m^2}{\beta_1^2} \cos \frac{2\pi}{b'} y \right] \quad (23)$$

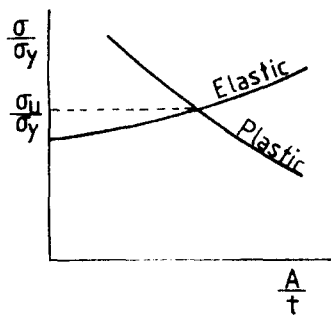


Fig.4 Ultimate strength point

여기서, $\beta_1 = a/b'$

전체 포텐셜 에너지는

$$U_T = U_1 + U_2 - W_e \quad (24)$$

이 되고, 외력이 한 일 W_e 는 다음과 같이 표현된다.

$$W_e = -\sigma t u \quad (25)$$

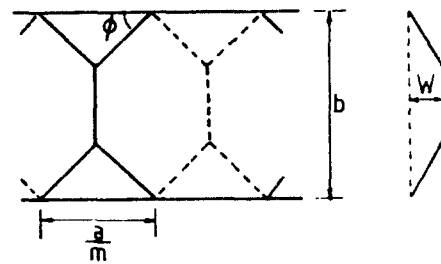
여기서, u 는 (14)식과 동일하다.

Rayleigh-Ritz방법에 따라 평형 방정식을 구하면 다음과 같이 된다.

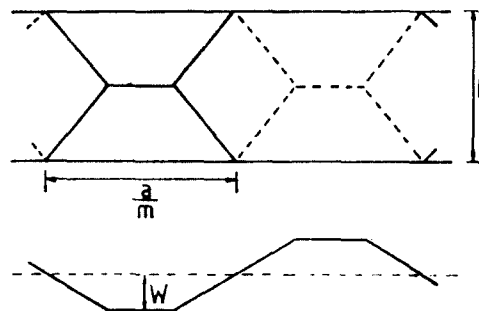
$$\frac{A^3}{16} \left(\frac{m^4}{\beta_1^2} + \beta_1^2 \right) + \frac{A_1}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{m^2}{\beta_1} + \beta_1 \right)^2 = m^2 \frac{\sigma}{\sigma_y} \cdot \frac{1}{\pi^2} \left(\frac{b'}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \right)^2 A_1 \quad (26)$$

판재의 소성 붕괴 양식은 $\frac{m}{\beta_1}$ 에 따라 달라진다.

다. $\frac{m}{\beta_1} = \frac{mb'}{a} \geq 1$ 일 때는 붕괴 양식이 Fig.5(a)와 같이 된다. Fig.5(a)의 붕괴 양식에 대해 (18)식의 소성 붕괴식은 다음과 같이 된다.



(a) $\frac{mb'}{a} \leq 1$



(b) $\frac{mb'}{a} > 1$

Fig.5 Local collapse mode

$$\frac{W}{t} = \frac{1}{\alpha \left(\frac{4m}{\beta_1} - 2 \tan \phi \right)} \left[\frac{\xi_s}{\cos \phi \sin \phi} + \xi_n \left(\frac{m}{\beta_1} - \tan \phi \right) \right] \quad (27)$$

여기서, ξ_n 는 $\phi = 90^\circ$ 일 때 (21)식으로 부터 얻어진다.

$\frac{m}{\beta_1} = \frac{mb'}{a} < 1$ 일 때 붕괴 양식은 Fig.5(b)와 같이 되고, 소성 붕괴식은 다음과 같이 된다.

$$\frac{W}{t} = \frac{1}{2\alpha} \left[\frac{\xi_s}{\sin^2 \phi} + \xi_n \left(\frac{\beta_1}{m} - \cot \phi \right) \cot \phi \right] \quad (28)$$

여기서, ξ_n 는 $\phi = 0^\circ$ 일 때 (21)식으로 부터 얻어진다.

최종 강도는 (26)식과 (27)식이나 (28)식과의 교점으로 부터 얻어진다.

5. 국부 좌굴(Local buckling) → 전체 붕괴(Overall collapse) 양식

국부 좌굴이 발생하면 판재는 모든 부분이 동일하게 외력에 저항하지 않고, 보강재 부근의 판재만이 유효하게 저항하게 된다. 유효한 판재는 유효폭(effective width)으로 정의할 수 있고, 다음 식으로 표현된다.

$$b_e = \frac{1}{\sigma_{\max}} \int_0^b \sigma_x \cdot dy \quad (29)$$

붕괴에 도달했을 때 보강재와 판의 결합부에서 최대 응력은 항복 응력에 도달하게 되므로 $\sigma_{\max} = \sigma_y$ 로 놓으면 (29)식은 다음과 같이 표현된다.

$$b_e = \frac{\sigma}{\sigma_y} b \quad (30)$$

여기서, σ 는 평균 압축 응력을 말한다.

국부 좌굴 후에는 유효폭을 갖는 보강재가 보와 같이 거동하게 되고, 판재가 강성을 잃게 되므로 중립축의 이동이 발생하여 편심 모우멘트가 유발하게 된다. 편심 하중을 받는 보의 거동은 간단히 씨컨트 공식으로 기술될 수 있다.

$$\frac{W}{t} = \frac{e_s}{t} \left(\sec \frac{Ra}{2} - 1 \right) \quad (31)$$

여기서, $R^2 = \frac{P}{EI}$

$P = \sigma(ht_s + bt)$: 보강판에 작용되는 전체 하중

I : 유효폭을 지닌 보강재의 단면 2차 모우멘트

e_s : 판재가 강성을 잃기때문에 발생하는, 하중점과, 유효폭을 포함한 보강재 중립축 사이의 거리

소성 붕괴 조건식에 의한 붕괴식은 다음과 같다.

$$\frac{W}{t} = \frac{M_{sp}}{Pt} - \frac{e_s}{t} \quad (32)$$

여기서, $M_{sp} = \frac{1}{2} \sigma_y A_s (s_1 + s_2)$

: 유효 보강재의 소성 붕괴 모우멘트

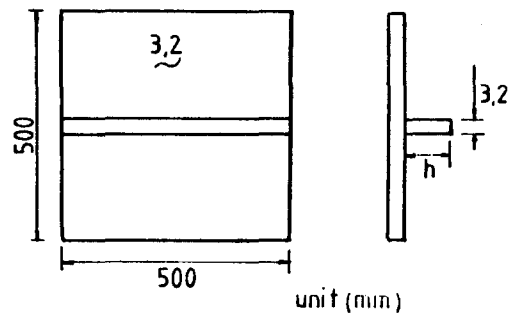
A_s : 유효 보강재의 단면적

s_1, s_2 : 유효 보강재의 소성 중립축에서 각 단면까지의 거리

최종 강도는 (31)식과 (32)식의 교점으로 부터 얻어진다.

6. 계산 결과 및 고찰

Fig.6과 같이 $a/b=1$ 이고 중앙에 보강재가 편면으로 부착된 보강판에 대해서 최종 강도를 구해 본다.



$E = 21000 \text{ kg/mm}^2$

$\sigma_y = 27 \text{ kg/mm}^2$

Fig.6 Model for calculation

6.1 전체 좌굴 - 전체 붕괴(0-0)시의 최종 강도

h/t 가 적을 경우에는 보강판의 전체 좌굴이 먼저 발생한다. 전체 좌굴 강도는 (17)식 중에서 A_1 에 관한 1차식의 계수가 0이라는 조건에 의해 얻어진다[3]. 구해진 전체 좌굴 강도는 Fig. 7과 같고 上田 등의 계산 결과[1]과도 양호한 일치율을 보이고 있다. 국부 좌굴 강도도 (26)식에서 A_1 에 관한 1차식이 0이 되는 조건으로부터 얻어진다. Fig.7의 전체 좌굴과 국부 좌굴의 경계가 되는 보강재의 강비가 r_{min}^B 이 된다. 보강재의 강비가 r_{min}^B 보다 적게 되면 전체 좌굴이 발생하게 되고 전체 붕괴로 이어진다. r_{min}^B 은 Fig.7의 전체 좌굴 곡선과 국부 좌굴 곡선의 교점으로 부터 구해질 수 있다. 전체 붕괴 강도는 (17)식과 (19)식과의 교점으로 부터 구해진다. 계산 과정은 반구간법(half-interval method)등의 수치 방법을 이용할 수 있다. 붕괴 강도는 붕괴선의 각도 ϕ 에 따라 변화하게 되는데, 붕괴 강도가 최소가 되는 ϕ 를 취하고 이 때의 붕괴 강도를 최종 강도로 취한다. Fig. 8은 붕괴선의 각도 ϕ 에 따른 붕괴 강도의 변화를 보여주고 있다. h/t 변화에 따른 최종 강도는 Fig.9에서 일점 쇄선으로 표시된다.

6.2 국부 좌굴 → 전체 붕괴(L-0) 시의 최종 강도

보강재의 강비가 r_{min}^B 보다 크면 국부 좌굴이 먼저 발생하게 되어 판재는 보강재의 유효폭으로만 기여하게 된다. 국부 좌굴 파형은 (22)식에서 $m=2$ 로 취한다. 최종 강도는 (31)식과 (32)식의 교점에서 얻어진다. h/t 에 따른 최종 강도의 변화는 Fig.9의 이점 쇄선으로 나타난다.

6.3 국부 좌굴 → 국부 붕괴(L-L) 시의 최종 강도

보강재의 강비가 r_{min}^B 보다 크게 되면 국부 좌굴이 발생한 후 국부 붕괴하게 된다. 이 때의 최종 강도는 (26)식과 (27)식이나 (28)식과의 연립에 의해 얻어진다. 국부 판재의 aspect비가 $b'/a = 1/2$ 이므로 $m=2$ 를 취하는데, $\frac{mb'}{a} = 1$ 이 되어 (27)식을 이용한다. 소성 붕괴선의 각도 ϕ 에 따라 붕괴 강도가 변화한다는 개념은 문헌[5]에서 이미 언급되었는데, 본 논문의 계산 결과는 Fig.10과 같다. 기존의 논문[2,4]에서 가정한 $\phi = 45^\circ$ 에서 최소 강도를 주고 있지 않다. 최종 강도는 Fig.10에서 최소의 값을 주는, $\phi = 32^\circ$ 에서의 붕괴 강도로 정한다. $\phi = 32^\circ$ 에서 $\sigma/\sigma_y = 0.64$ 이고 $\phi = 45^\circ$ 에서 $\sigma/\sigma_y = 0.67$ 이므로

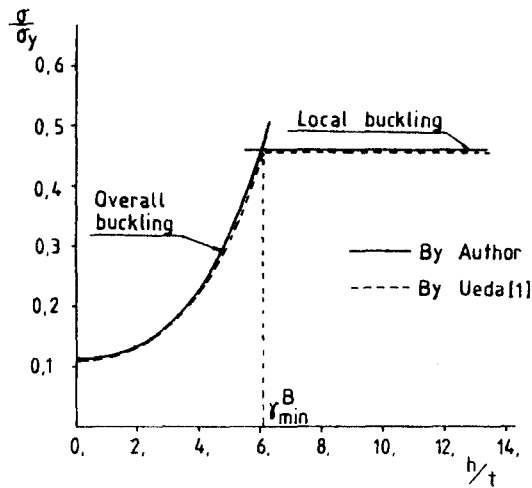


Fig.7 Buckling strength of one-sided stiffened plate

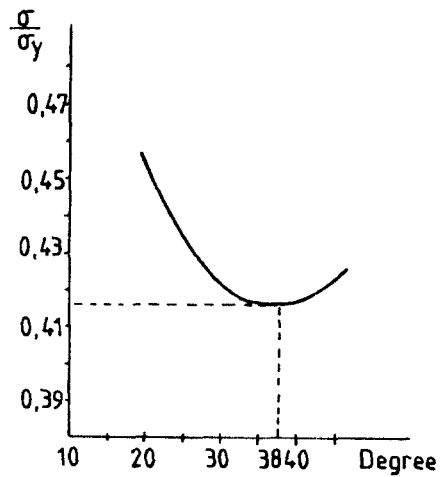


Fig.8 Minimum ultimate strength and angle between hinge lines in overall collapse mode

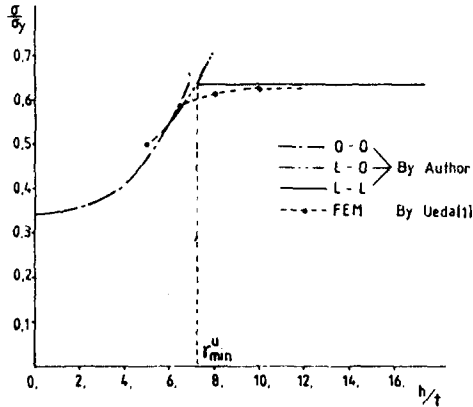


Fig.9 Ultimate strength of one-sided stiffened plate

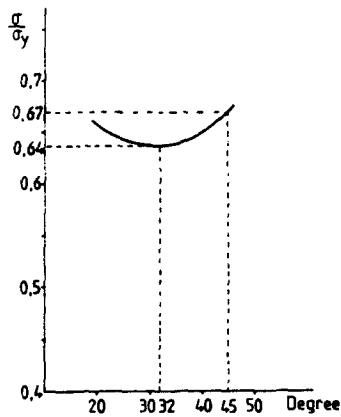


Fig.10 Minimum ultimate strength and angle between hinge lines in local collapse mode

약 5%의 차이가 발생했다.

Aspect비가 달라져서 $mb'/a > 1$ 인 경우에는 붕괴선의 각도 ϕ 에 따라 최소의 붕괴 강도가 명확히 나타나지 않게 된다. 이 때에는 $\phi = 45^\circ$ 로 가정하면 적절한 최종 강도가 얻어질 수 있다[6].

$b'/a = 1/2$ 인 모델에 대해 계산된 최종 강도는 Fig.9의 실선으로 나타난다. r_{min}^u 이상이 되는 보강재는 그 효과가 나타나지 않음을 Fig.9를 통해 알 수 있다.

7. 결 론

편면 보강판은 편심으로 인한 부가 모우멘트를 고려해야 하므로 양면 보강판의 해석과는

차이가 있다. 편면 보강판의 압축 붕괴 양식을 분리하여 각 붕괴 양식에 대해 편심 효과를 고려하는 본 논문의 방법은, 유한 요소법 등의 수치 해법 결과와도 양호한 일치를 보이면서 간략성 및 경제성에서 위력을 발휘할 수 있다.

기존의 논문에서 가정한 붕괴선의 각도가 최소의 붕괴 강도를 산출하지 않음을 규명하고 새로운 붕괴 각도를 제시하였다.

본 방법의 효율성은 보강판의 최적 설계 과정에 이용할 때 그 효과를 더욱 발휘할 수 있으리라 생각된다.

參 考 文 獻

1. 上田幸雄, 外, “補強材の最小剛比について (第3報)”, 日本造船學會論文集, 第145號, pp. 176-185, 1979.
2. 藤田讓, 野本敏治, 仁保治, “防撓板の壓縮強度について”, 日本造船學會論文集, 第141號, pp.190-197, 1977.
3. 大坪英臣, 山本善之, 李雅榮, “防撓板の壓壞強度の研究(その1)”, 日本造船學會論文集, 第143號, pp.316-325, 1978.
4. 백점기, 김건, “복잡한 형상의 초기 처짐을 갖는 실선 panel의 압괴 강도 간이 추정법”, 대한조선학회지, 제25권 제1호, pp.33-46, 1988.
5. 박진수, 좌굴 및 최종 강도를 고려한 보강판의 최소 중량 설계, 서울대학교 석사 학위 논문, 1984.
6. 서승일, 압축과 수압이 작용하는 용접된 보강판의 최종 강도 해석, 서울대학교 석사 학위 논문, 1986.
7. 加藤勉, 福知保長, “板要素の變形能力について”, 日本建築學會論文集, 第147號, 1963.
8. 上田幸雄, Sherif M.H.Rashed, 白点基, “組合也荷重を受ける短形版および防撓版の座屈および最終強度の相關關係(第1報)”, 日本造船學會論文集, 第156號, pp.355-365, 1984.
9. S.P.Timoshenko, J.M.Gere, Theory of Elastic Stability, McGraw Hill, New York, 1961.