

Mander의 총상화 단면 해석방법을 이용한 철근콘크리트 전단벽체의 비선형해석

Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Using Mander's Fiber Section Analysis Method

김기욱*
Kim, Ki-Wook

박문호**
Park, Moon-Ho

Abstract

The objective of this study is to predict fracture movements accurately and reliably by nonlinear analysis of the response of RC shear wall or RC flange sections. Hognestad's and Vallenas's theories are used for concrete model and Ramberg-Osgood's theory is used for steel model. Non-linear analysis considering confined concrete and unconfined concrete is performed. Mander's Fiber Approach Section analysis, new strain profile considering the Gamma factor are used to this section analysis. The section analysis considering cases of precracked, uncracked, boundary warping and shear warping is performed.

요 지

철근콘크리트 전단벽 또는 플랜지 구조물의 해석시 비선형으로 인한 거동을 해석하여 파괴거동을 좀더 명확하고 신뢰성있게 예측하고자 하는데 본 연구의 목적이 있다. 콘크리트 응력-변형을 모델로는 Hognestad, Vallenas의 이론을 적용하고, 철근 응력-변형을 모델로는 Ramberg-Osgood 이론을 적용하였으며, 구속(confined) 및 비구속(unconfined)을 고려하여 비선형 해석을 수행하였다. 단면 해석 모델은 Mander가 제안한 총상화 단면해석을 적용하였고, 감마팩터를 고려한 새로운 변형율도를 이용하였다. 이러한 단면에 경계효과를 고려한 Boundary warping과 전단효과를 고려한 Shear warping 및 초기 균열을 고려한 경우(precracked)와 초기 균열이 발생하지 않은 경우(uncracked)로 구분하여 단면 해석을 시행하였다.

Keywords : Nonlinear, Concrete shear wall, Boundary warping, Shear warping

핵심 용어 : 비선형, 콘크리트 전단벽체, 경계 비틀림, 전단 비틀림

* Post-Doc., The Ohio State University, 공학박사

** 경북대학교 토목공학과 교수, 공학박사

E-mail : ce5@korea.com 1-614-688-9033

• 본 논문에 대한 토의를 2005년 9월 30일까지 학회로 보내 주시면 2006년 1월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

최근 철근콘크리트 구조물의 해석과 설계시 재료 및 기하학적인 비선형으로 인한 거동을 예측하고자 하는 연구가 활발히 수행되고 있다.

철근콘크리트 구조물 중에는 전단벽, 슬래브, 셸, 그리고 돛형 저장탱크 등과 같이 면내력이나 막응력으로 외력에 저항하도록 설계되는 구조물이 상당부분을 차지하고 있으나 이러한 구조물들은 신뢰성 있는 실험 및 해석의 결과들이 부족하여 주로 경험적으로 탄성설계가 이루어지고 있는 것이 현실이다.

따라서, 이들 구조물을 설계하기 위해서 보다 합리적인 접근방법이 요구된다. 그리고 철근콘크리트 구조에 적용할 해석모델은 철근콘크리트가 갖는 역학적 거동 즉, 콘크리트와 철근의 거동, 균열발생후 철근과 콘크리트의 부착거동, 골재맞물림거동, 그리고 철근항복후의 거동 등의 비선형성을 포함해야 한다. 이러한 거동을 정확히 평가할 수 있도록 하고, 이들을 조합하여 균열의 발생, 항복, 파괴 등의 파괴거동을 예측하고자 하는데 본 연구의 목적이 있다.

본 연구에서 사용한 단면 해석 모델로는 Mander⁽¹⁾가 제안한 층상화 단면해석⁽¹⁾⁽²⁾을 적용하였고, 콘크리트 응력-변형률 모델로는 Hognestad⁽⁵⁾, Valles⁽⁶⁾의 이론을 적용하였으며, 철근 응력-변형률 모델로는 Ramberg-Osgood의 이론을 적용하였다. 그리고 단면을 철근과 콘크리트의 위치에 따라 구속(confined) 및 비구속(unconfined) 그룹으로 나누어 비선형 해석을 수행하였고, 모델링한 철근콘크리트 단면에 변형계수(감마팩터)⁽⁵⁾⁽⁶⁾를 고려한 새로운 변형률도를 이용하였다. 이러한 단면에 경계효과를 고려한 Boundary warping과 전단효과를 고려한 Shear warping 및 초기 균열을 고려한 경우(pre-cracked)와 초기 균열이 발생하지 않은 경우(uncracked)로 구분하여 단면 해석을 수행하였다.

2. 비선형 해석모델의 결정

2.1 층상화 단면 해석

본 연구에서는 1984년 Mander⁽¹⁾에 의해 제안된

층상화 단면 해석방법을 이용하여 단면 해석을 수행하였다. 층상화 단면 해석이란 단면을 재료에 따라 Fig. 1과 같이 동일면적의 미소 단면(fiber)으로 나누어서 각각의 미소 단면의 응력과 변형률을 계산한 후에 이를 합하여 전체단면의 구성관계를 구하는 방법이다. 즉 보의 깊이에 따른 소성화를 예측하기 위하여 부재의 단면을 Fig. 2와 같이 여러 개의 층(fiber)으로 나누어, 각 층의 응력-변형률 상태를 계산한 후에 이를 합하여 전체 단면의 축력에 의한 변형과 모멘트에 의해 발생하는 곡률을 규명하는 방법이다.

층상화 단면해석^{(1),(2)}을 위해 가정한 변형률도와 응력도는 Fig. 2와 같다.

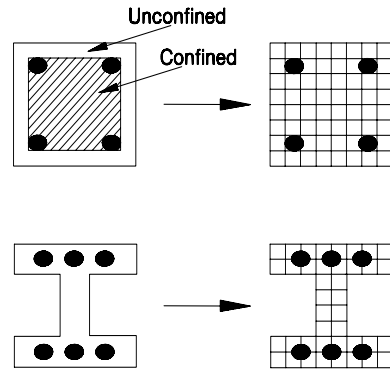


Fig. 1 단면의 층상화

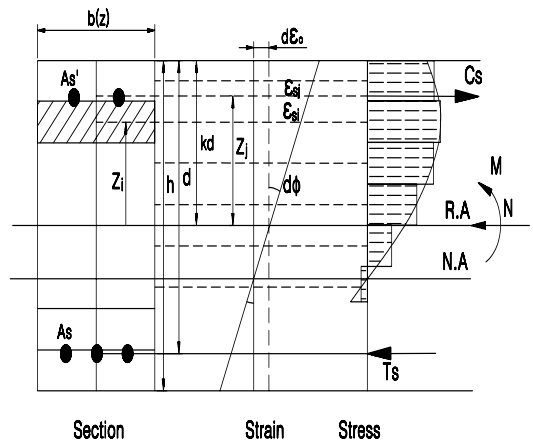


Fig. 2 층상화 단면 해석

단면의 축하중과 모멘트는 평형 방정식을 이용하여 식 (1)과 식 (2)로 나타낼 수 있으며, E 는 철근과 콘크리트 재료의 구성방정식으로부터 구할 수 있다.

$$N = \int E \, d\epsilon \, dA \quad (1)$$

$$M = \int E \, d\epsilon \, z \, dA \quad (2)$$

단면의 임의의 위치에서 변형은 적합방정식을 이용하면 식 (3)과 같다.

$$d\epsilon(z) = d\epsilon_0 + z d\phi \quad (3)$$

여기서, $d\epsilon_0$ 는 주어진 축력(AN)에 의해서 미소단면에 생기는 변위이며, $d\phi$ 는 모멘트에 의해 발생하는 미소단면의 곡률이다.

식 (3)을 식 (1)에 대입하면 식 (4)를 유도할 수 있다.

$$\begin{aligned} \Delta N = & \left[\sum_{i=1}^{NCC} E_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{NSS} E_{sj} A_{sj} \right] d\epsilon \\ & + \left[\sum_{i=1}^{NCC} E_{ci} A_{ci} Z_i + \sum_{j=1}^{NSS} E_{sj} A_{sj} Z_j \right] d\phi \end{aligned} \quad (4)$$

여기서,

NCC = 콘크리트 층의 개수

NSS = 철근 층의 개수

A_{ci} = i 번째 콘크리트 층의 면적

A_{sj} = j 번째 철근 층의 면적

Z_i = 중심축으로부터 콘크리트 층의 거리

Z_j = 중심축으로부터 철근 층의 거리

E_{si} = j 번째 철근 층의 접선 기울기

곡률을 조금씩 증분시켜서 축력과 증분 모멘트를 구한다. 식 (4)의 증분축력 ΔN 이 기준치보다 작으면 수렴하여 다음 단계의 곡률을 적용시키며, 만약 수렴이 되지 않는다면 식 (5)에 보이는 바와 같이 ΔN 에 의하여 변형률이 $\Delta\epsilon_0$ 만큼 증가하게 된다.

$\Delta\epsilon_0$ 를 식 (6)에 대입하여 새로운 $d\epsilon_0$ 를 구하고

다시 식 (3)에 적용하여 $D \, d\epsilon(Z)$ 를 새로 구한 다음 식 (1)과 식 (2)에 적용하여 새로운 축력과 모멘트를 구한다. 이와 같은 과정을 수렴할 때까지 반복한다. 이러한 증상화 단면 해석의 순서도를 보면 Fig. 3과 같다.

$$\Delta\epsilon_0 = (\Delta N - E_x \Delta\phi) / E_a \quad (5)$$

$$d\epsilon_0 = d\epsilon_0 + \Delta\epsilon_0 \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \text{여기서, } E_a &= \left[\sum_{i=1}^{NCC} E_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{NSS} E_{sj} A_{sj} \right] \\ E_x &= \left[\sum_{i=1}^{NCC} E_{ci} A_{ci} Z_i + \sum_{j=1}^{NSS} E_{sj} A_{sj} Z_j \right] \end{aligned}$$

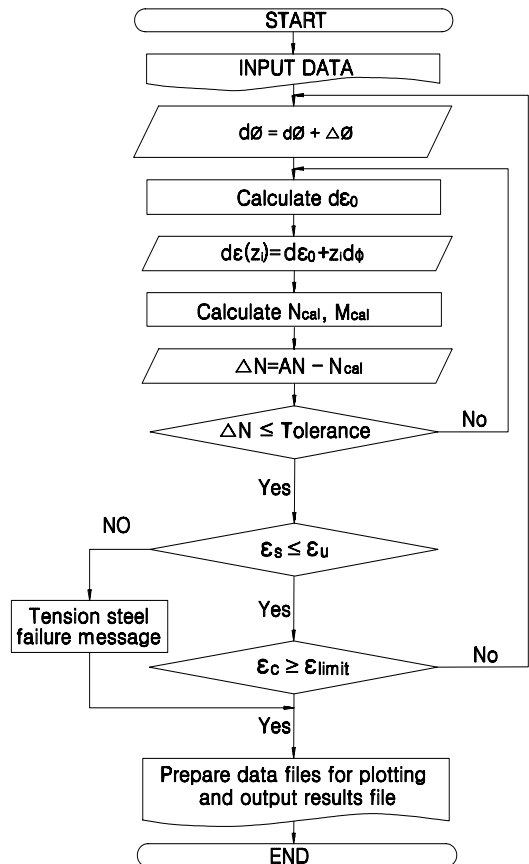
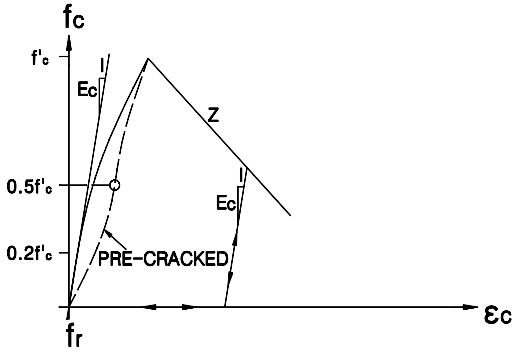


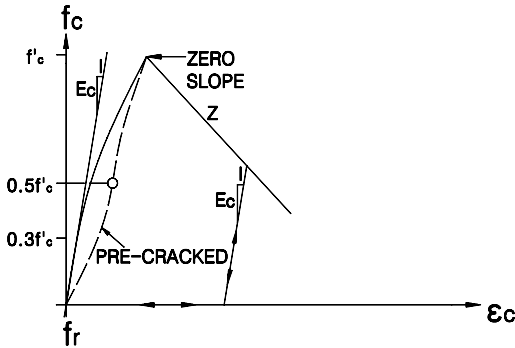
Fig. 3 증상화 단면 해석의 순서도

2.2 콘크리트 모델의 결정

Fig. 4와 같이 Hognestad⁽⁵⁾, Vallenias⁽⁶⁾의 이론에 의한 콘크리트모델을 적용하였으며, 초기 균열 (precracked)이 발생하였을 때의 곡선은 "S"자 모양으로 나타난다.



(a) Hognestad



(b) Vallenias

Fig. 4 콘크리트 모델

Hognestad와 Vallenias모델의 응력-변형률 함수의 상승부분은 비구속 콘크리트의 경우에 식 (7)로 정식화 되고, 구속된 콘크리트의 경우는 식 (8)로 정식화 된다.

$$f_c = f'_c [\varepsilon / \varepsilon_c] [2 - [\varepsilon / \varepsilon_c]] \quad (7)$$

$$f_c = \frac{[E_c \varepsilon - f''_c [\varepsilon / \varepsilon_c]^2]}{1 + [[E_c \varepsilon_c / f''_c] - 2][\varepsilon / \varepsilon_c]} \quad (8)$$

여기서, f_c = 콘크리트 응력

f'_c = 비구속 콘크리트의 최대응력

f''_c = 구속 콘크리트의 최대응력

ε_c = 최대응력에서의 콘크리트 변형

E_c = 콘크리트의 탄성계수

또한 응력-변형률 함수의 하강부분은 비구속 콘크리트의 경우에 식 (9)로 정식화 되고, 구속된 콘크리트의 경우에 식 (10)으로 정식화 된다.

$$f_c = f'_c [1 - Z[\varepsilon - \varepsilon_c]] \quad (9)$$

$$f_c = f''_c [1 - Z[\varepsilon - \varepsilon_c]] \quad (10)$$

여기서, Z 는 콘크리트 응력-변형률의 하강부분 기울기로, 식 (11)^{(6),(7)}과 같이 정식화 된다.

$$Z = \frac{0.50}{\frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000} + 0.75 \rho_c \sqrt{h''/s} - \varepsilon_c} \quad (11)$$

2.3 철근 모델의 결정

Fig. 5와 같이 bilinear, cubic, Ramberg-Osgood 이론에 의한 철근모델을 적용하였다. Ramberg-Osgood 모델에서의 축하중과 모멘트는 식 (12)와 식 (13)으로 정식화 된다.

$$P = \sum_{k=1}^{NSS} \sigma_{sk} A_{sk} + \sum_{k=1}^{NCC} \sigma_{ck} A_{ck} \quad (12)$$

$$M = \sum_{k=1}^{NSS} \sigma_{sk} A_{sk} [y_{sk} - y_p] + \sum_{k=1}^{NCC} \sigma_{ck} A_{ck} [y_{ck} - y_p] \quad (13)$$

여기서, σ_{sk} = 철근의 평균응력

σ_{ck} = 콘크리트의 평균응력

k = 철근과 콘크리트 각각의 층

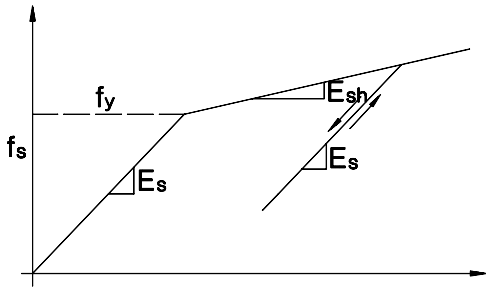
A_{sk} = 철근의 면적

A_{ck} = 콘크리트의 면적

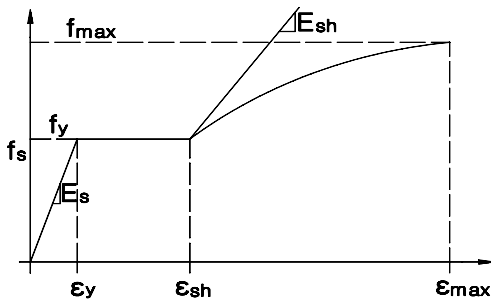
y_p = 소성도심에서 단면 바닥까지의 거리

y_{sk} = 콘크리트 k층 도심에서 하연단까지 거리

y_{ck} = 철근 k층 도심에서 하연단까지 거리



(a) Bilinear Model



(b) Cubic and Ramberg-Osgood

Fig. 5 철근 모델

2.4 변형률선도

해석 모델의 적합 조건으로서 선형 이외의 변형률도에 대해서는 Fig. 6, Fig. 7과 같이 정의하여 사용하였다.

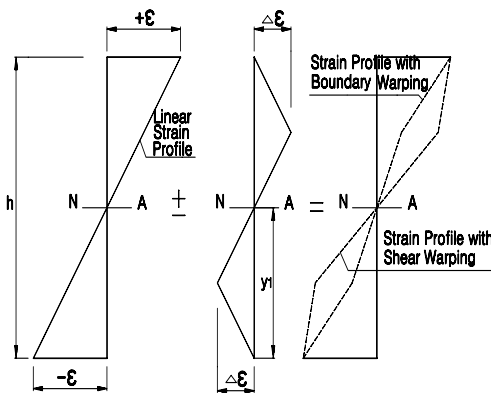
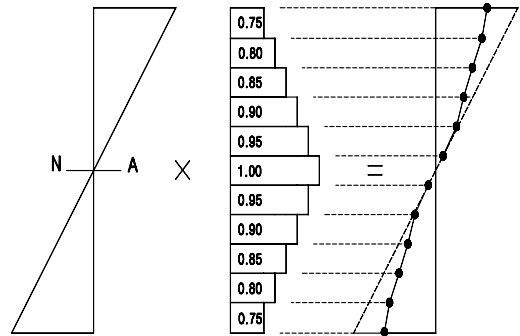


Fig. 6 비틀림 변형률 이력



(a) 선형 변형률도 (b) 감마팩터 (c) 새로운 변형률도

Fig. 7 변형률 이력

Fig. 6과 같이 비틀림 변형 조건인 $\Delta\epsilon$ 에 따라서 전단효과에 의한 Shear warping과 경계효과에 의한 Boundary warping으로 구성된다. 전단 비틀림을 고려하기 위해 Fig. 7에서 보여지는 것과 같이 선형변형률도에 감마팩터^{(5),(6)}를 곱하여 만들어진 새로운 변형률도를 이용하였다. Aktan⁽⁴⁾은 Shear warping을 고려하기 위하여 Fig. 7의 감마팩터를 고려해 주어야 한다고 제안하였다. 적용방법은 Fig. 9와 같이 층별로 이루어진 콘크리트의 각 층 단면에 Aktan⁽⁴⁾이 제안한 감마팩터(0.75부터 1까지의 값)를 할당하였다.

2.5 콘크리트 응력-변형 특성의 수정

힘-전단 작용을 해석하기 위하여 휨강성 $(EI)_C$ 과 전단강성 GA_v 을 결정하며, 전단비율(M/V)에 대한 모멘트는 모든 모멘트에 대하여 일정하다고 가정한다.

콘크리트 2축 등가응력은 Fig. 8에 의해 식 (14)와 같이 정식화 된다.

$$f_c [equi] = f_c [1 / [0.8 + [\epsilon_a / \epsilon_c]]] \quad (14)$$

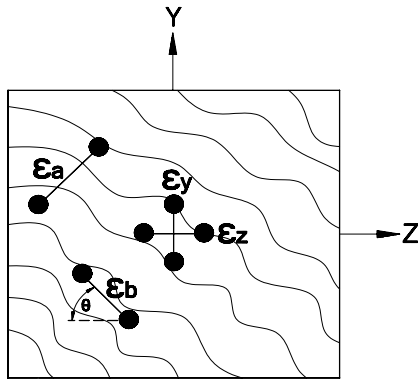
$$\epsilon_a = \epsilon_z + [[\epsilon_z - \epsilon_b] / \tan^2 \theta] \quad (15)$$

$$\epsilon_b = \epsilon_z - [\tan \theta] \gamma_{zy} / 2 \quad (16)$$

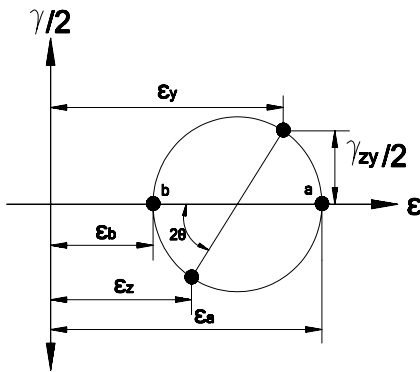
$$\gamma_{zy} = V / [GA_v] [(EI)_C / (EI)_p] \quad (17)$$

$$(EI)_p = M_p / \phi_p \quad (18)$$

$$V = M_p / [M / V] \quad (19)$$



(a) 균열 요소에서 등가변형률 좌표계



(b) 변형률에 관한 Mohr Circle

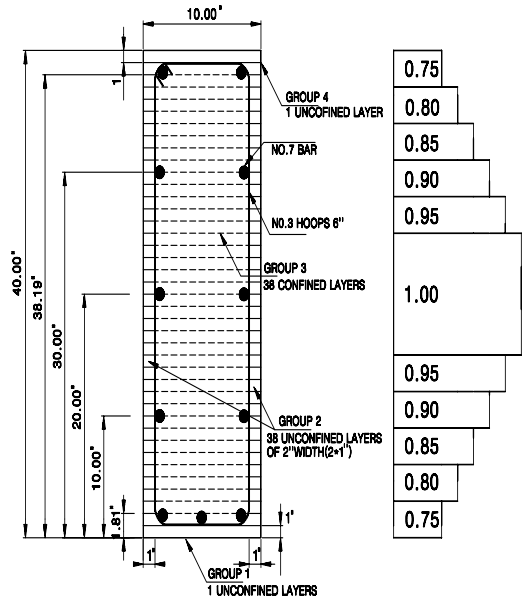
Fig. 8 콘크리트 요소의 휨-변형률 관계

여기서, ϵ_a , ϵ_b 는 주인장(압축)방향에서의 등가변형률이고, ϵ_z 는 Z방향에서 콘크리트 변형률이며, γ_{zy} 는 y-z축에서의 평균 전단응력이다. GA_b 는 균열이 발생하지 않은 상태에서의 전단강성이고, $(EI)_b$ 와 M_b 는 secant 강성과 모멘트이다.

3. 대상 구조물에 대한 해석 및 고찰

3.1 적용예제 및 사용제한

본 논문에서 적용한 구조물은 Fig. 9와 같이 Park⁽³⁾, Aktan⁽⁴⁾ 그리고 Pecknold⁽⁷⁾에 의해 제안된 비틀림과 전단을 검토하도록 모델링된 직사각형 단면의 전단벽체이다.



(a) 대상 구조물 (b) 감마 팩터

Fig. 9 철근 콘크리트 대상 구조물

콘크리트를 4개의 그룹으로 나누고 각 그룹을 section으로 구분하여 각 section 78층에 해당하는 감마 팩터와 구속과, 비구속의 두 가지 타입을 고려하여 콘크리트에 대한 해석을 수행하였다. 또한 초기 균열을 고려한 경우와 초기 균열이 발생하지 않은 경우로 구분하여 각각 비선형 해석을 수행하였다. 사용한 철근의 제원은 Table 1과 같고, 비선형 해석에 사용된 콘크리트의 탄성계수와 응력 및 기타 물성치는 Table 2와 같으며, Fig. 10은 Table 2에서 사용한 콘크리트의 기호에 관한 설명이다. 여기서, Z 는 콘크리트 최대응력 발생후의 감소구간 기울기이고, f_v 은 콘크리트 인장강도, f_c 는 콘크리트 압축강도이다. 그리고 E_c 는 콘크리트 탄성계수로 $E_c = 2 * f_c / E_0$ 이다.

Table 1 철근의 제원

	단위중량	공칭지름	공칭단면적	공칭둘레
단 위	lb/ft	in	in ²	in
NO.3	0.376	0.374	0.11	1.178
NO.7	2.044	0.875	0.60	2.749

Table 2 콘크리트 물성치(와 E단위 : kip)

un- confined (비구속)	Z	ϵ_{20c}	f_r	ϵ_r	ϵ_c	f_c
	-2000	0.004	0.5	0.0001	0.002	5
	ϵ_1	$0.85f'_c$	E_c	ϵ_{cr}	$0.2f_{cr}$	
	0.002	4.250	5000	0.004	1.0	
confined (구속)	Z	ϵ_{20c}	f_r	ϵ_r	ϵ_c	f_c
	-89.369	0.058	0.5	0.0001	0.0025	5.2
	ϵ_1	$0.85f'_c$	E_c	ϵ_{cr}	$0.2f_{cr}$	
	0.0025	5.270	4960	0.058	1.24	

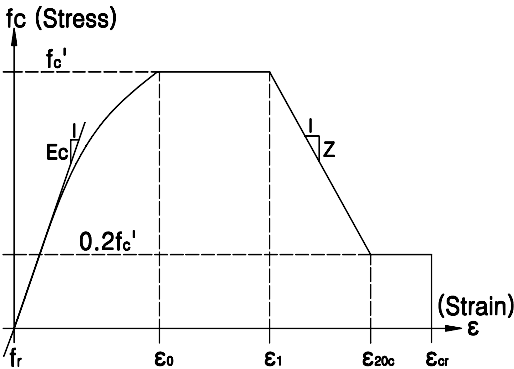


Fig. 10 콘크리트의 응력-변형률

3.2 적용방법 및 결과고찰

분석방법은 단면에서 중립축의 위치변화(0~40in)를 주어 그에 따르는 최대 축하중, 최대모멘트를 산출하여 모멘트-곡률 상관도, 축력-모멘트 상관도 등의 분석 결과를 도출하였으며, 또한 축하중 변화(0~20×10²kip)에 따른 중립축의 위치변화, 최대모멘트, 모멘트-곡률 상관도, 축력-모멘트 상관도 등의 해석 결과를 도출하여 부재의 비선형 거동을 예측할 수 있도록 하였다. 해석 방법으로는 경계효과를 고려한 Boundary warping과 전단효과를 고려한 Shear warping으로 나누었고, 각 해석 방법마다 초기 균열이 발생한 경우와 초기 균열이 발생하지 않은 경우로 나누어 해석을 수행하였다.

3.2.1 축력과 중립축의 상관관계 분석

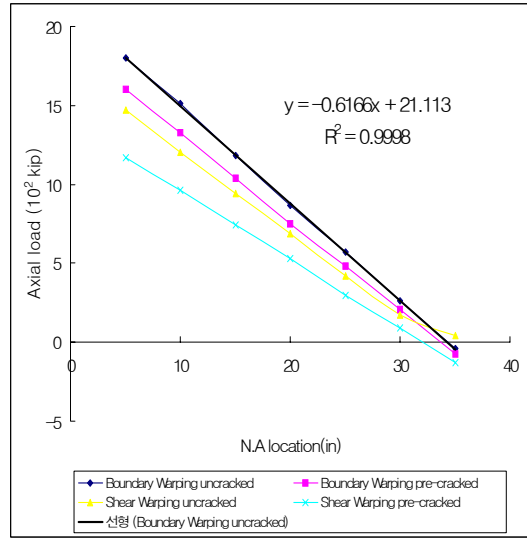


Fig. 11 축력과 중립축의 상관관계

Fig. 11은 중립축 변화에 따라 전단벽체에서 받을 수 있는 최대 축하중을 그래프로 나타낸 것으로, 추세선 분석 결과 R^2 (결정계수)가 0.999이상인 일차식 형태로 도출되었다.

즉 Fig. 11은 축력과 중립축의 상관도로서 중립축의 변화에 따른 최대 축하중 변화의 값을 추세선 분석으로 예측할 수 있었으며, 초기 균열이 발생하지 않은 전단벽체의 Boundary warping 경우의 값과 초기 균열이 발생한 경우의 Shear warping 값은 최대 축력에서 35%정도의 차이를 보였다.

또한 모든 그래프에서 중립축이 35in 이상에서는 축방향 인장(-)의 값을 나타내었고, 초기 균열이 발생하지 않는 경우의 Shear warping 값은 축방향 인장의 영역으로 진행되지 않았다.

3.2.2 모멘트와 중립축의 상관관계 분석

Fig. 12는 중립축 변화에 따라 전단벽체가 받을 수 있는 최대 모멘트를 그래프로 나타낸 것이다. 즉 모멘트와 중립축의 상관관계로 추세선 분석 결과 R^2 (결정계수)가 0.997이상인 이차식 형태로 도출되었으며, Boundary warping값이 Shear warping의 값보다 다소 큰 값을 나타냄을 알 수 있다.

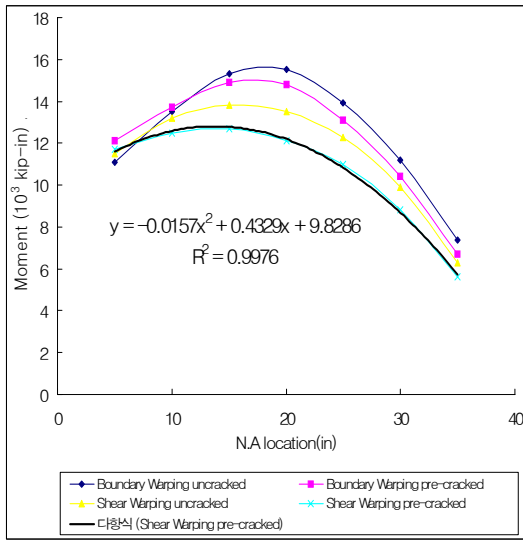


Fig. 12 모멘트와 중립축의 상관관계

또한 Boundary warping의 경우 중립축이 부재중간인 20in에 있을 때 모멘트 값이 최대가 되지만, Shear warping의 경우는 중립축 위치가 1/4위치인 10in정도에서 최대 모멘트를 보이고 있다. 그리고 Shear warping의 경우 중립축의 위치가 5in와 20in사이에 있을때 모멘트의 값은 큰 차이를 보이지 않았다.

초기 균열이 발생하지 않은 전단벽체의 Boundary warping 값과 초기 균열이 발생한 Shear warping 값은 약 30%정도의 최대 모멘트 값의 차이를 보이고 있다. 두 조건에서 최대 모멘트 변화의 폭은 Boundary warping의 경우 8000kip-in정도이고 Shear warping의 경우 6000kip-in정도로 나타났다.

3.2.3 축력과 모멘트의 상관관계

Fig. 13은 축력과 모멘트의 상관관계로 모멘트의 지배를 받는 인장파괴구간은 거의 비슷한 기울기를 따라 움직이다가 변곡점(평형파괴점)을 지나 축력의 지배를 받는 압축파괴구간에서는 모멘트 값의 차이가 최대 16%로 큰 차이를 보였다.

특히 초기 균열이 발생하지 않은 경우의 Boundary warping에 대한 축하중 값과 초기 균열이 발생한 경우의 Shear warping에 대한 축하중 값은 최대 37%

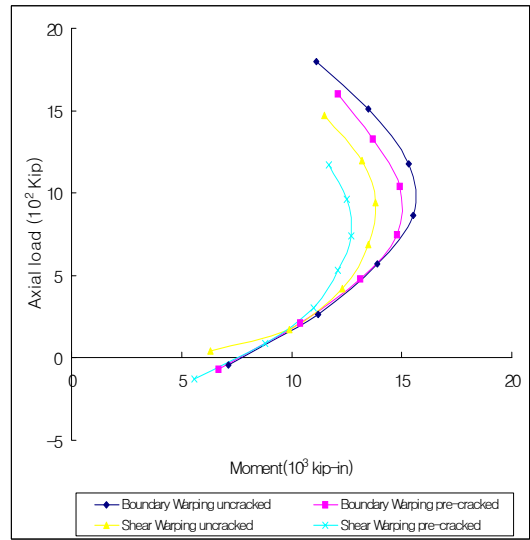


Fig. 13 축력과 모멘트의 상관관계

정도 차이가 발생하였다.

3.2.4 모멘트와 곡률의 상관관계

Fig. 14는 축하중 변화(0~20×10²kip)에 따라 받을 수 있는 최대 모멘트에서의 곡률을 그래프로 나타낸 것이다.

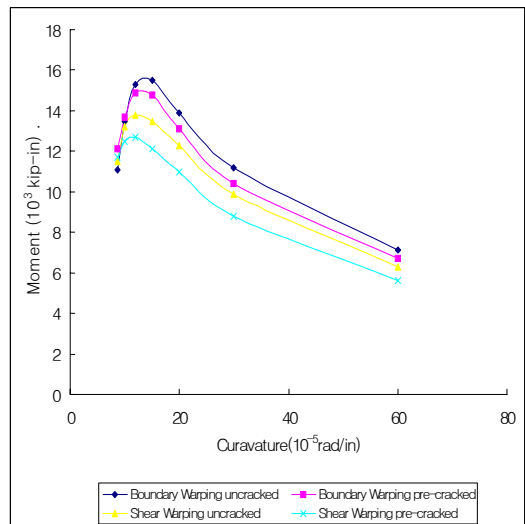


Fig. 14 모멘트와 곡률의 상관관계

즉 모멘트와 곡률의 상관관계로 곡선의 초기 부분은 대략 선형으로 진행하다가 최대 모멘트 지점을 지나면서 곡률의 값이 급격히 증가함을 볼 수 있다. 초기 균열이 발생하지 않는 상태에서의 Boundary warping을 고려한 경우와 초기 균열이 발생한 Shear warping을 고려한 경우의 최대 모멘트를 비교하면 약 19% 정도 차이를 보였다. 또한 여기서 구하여진 모멘트-곡률 관계는 부재의 이력 모델 및 비선형 구조 해석의 구성법칙에 이용될 수 있다고 판단된다.

4. 결 론

본 연구에서는 철근콘크리트 전단벽체를 비선형 해석하는 프로그램을 개발하고 이를 이용하여 비선형 해석을 수행하였다.

사용한 기법은 Mander⁽¹⁾의 응상화 단면 해석방법을 적용하였고, 콘크리트 이력 모델로는 Hognestad⁽⁵⁾, Vallenas⁽⁶⁾의 이론을 적용하였으며, 철근 이력 모델로는 Ramberg-Osgood 이론을 적용하였다. 또한 감마팩터와 콘크리트 구속, 비구속을 고려하여 수행한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- 1) 철근콘크리트 전단벽체에 Mander⁽¹⁾의 응상화 단면 해석을 적용하여 모델링한 단면에 감마팩터와 구속, 비구속을 고려한 비선형 해석을 수행하여 정확한 모멘트-곡률 관계와 축력-모멘트 관계를 찾아 낼 수 있었다.
- 2) 경계효과를 고려한 Boundary warping과 전단효과를 고려한 Shear warping 및 초기 균열을 고려한 경우와 초기 균열이 발생하지 않은 경우의 4가지 조건을 들어 비선형 단면해석을 시행하였다. 또한 단면에서 중립축의 위치변화(0~40in)를 주어 그에 따르는 최대 축하중, 최대 모멘트를 산출하여, 모멘트-곡률 상관도, 축력-모멘트 상관도 등의 분석 결과를 도출하였다. 그리고 축하중 변화(0~20×10²kip)에 따른 중립축의 위치변화, 최대모멘트,

모멘트-곡률 상관도, 축력-모멘트 상관도 등의 결과를 도출하여 각 조건에 따른 부재의 비선형 거동을 정확히 예측할 수 있었다.

참고문헌

1. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. "Seismic Design of Bridge Piers", Research Report 84-2, 1984, Department of Civil Engineering University of Canterbury, Christchurch.
2. Taucer, F., Spacone, E. and Filippou, F.C. "A Fiber Beam-Column Element for Seismic Analysis of Reinforced Concrete Structures", Rep. No. UCB/EERC-91/17, College of Engineering, 1991, University of California at Berkeley, California.
3. Park and Paulay, "Reinforced Concrete structures", 1975. John Wiley and Sons, 769pages.
4. Aktan, A.E., Bertero, V.V. and Sakino, K., "Lateral Stiffness Characteristics of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures", Publication SP-86-10, Deflections of Concrete Structures, ACI, 1985, pp.231~262.
5. Hognestad, E., "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members", The Reinforced Concrete Research Council of the Engineers Roundation, Bullrtin No. 1.
6. Vallenas, J., Bertero, V.V. and Popov, E.P., "Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Load", Report No. UCB/EERC-77/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, August 1977.
7. Aktan, A.E. and Pecknold, D.A., "Response of a Reinforced Concrete Section to Two-Dimensional Curvature History", ACI Journal, May 1974, pp.246~250.

(접수일자 : 2004년 2월 2일)