

수직보강재가 원형강기둥의 이력거동에 미치는 영향에 대한 해석적 연구

An Analytical Study on Influence of Longitudinal Stiffeners on Seismic Performance of Circular Steel Columns

장 갑 철*
Jang, Gab-Chul

장 경 호**
Chang, Kyong-Ho

요 약

최근 복잡해진 도심지의 토지 이용률을 높이기 위하여 원형 강교각이 건설이 요구되고 있다. 원형강교각의 경우 줄어든 단면으로 좌굴 내하력이 감소하며 이에 대한 방안으로 수직 보강재의 적용을 고려할 수 있다. 그러나 수직보강재를 적용한 원형 강교각의 좌굴 내하력의 증가의 효과에 대해서는 아직 명히 파악되지 않았다.

본 연구에서는 먼저 탄소성 유한요소해석 통하여 보강재를 적용하지 않은 무보강 원형 강교각과 수직보강재가 보강된 원형 강교각에 대해서 좌굴내하력을 검토하였다. 그리고, 형상비(R/t)에 따른 좌굴내하력의 변화를 기존의 실험식과 비교하여 그 효과를 검토하였다. 그리고 원형강교각의 수직 보강재를 적용하여 폭과 두께에 따른 좌굴 내하력을 비교·검토하였다. 그리고 수직 보강재를 적용한 원형 강교각에 대한 내진성능을 검토하였다.

Abstract

To improve the land use of urban, Construction of the circular steel column is required recently. The circular steel columns have a advantage for improving a load carrying capacity as well as reducing a effective section area. However, the circular steel columns under service load, such as earthquake, shows a tendency to cause local buckling and large deformation. To prevent these phenomena, use of longitudinal stiffeners is considered. The application of longitudinal stiffeners at the circular steel columns is expected to increase a load carrying capacity, buckling strength and seismic performance of circular steel column. However, increasing the loading carrying capacity of buckling which constructed the longitudinal stiffeners, was not investigated yet. Therefore it needs study on effect of longitudinal stiffener in pipe-section steel pier.

In this study, the load carrying capacity of buckling of steel pier was investigated by using elastic-plastic finite element analysis considered geometrical and material non-linearity. Also, this study investigated the effect of longitudinal stiffeners on loading carrying capacity of buckling and the relationship between width and thickness of longitudinal stiffeners. And also, a Influence of longitudinal stiffeners on seismic performance of circular steel columns was investigated by numerical analysis

키워드 : 단층 돔, 격자 래티스, 좌굴 특성, 강도, 변위

Keywords : Circular Steel Column, Buckling Strength, Elastic-Plastic Finite Element Analysis, Longitudinal Stiffener, Seismic Performance

1. 서 론

근래 도심지의 토지 이용률을 높이기 위하여 상대적으로 단면이 작은 강교각이 건설되고 있다. 여기서 줄어든 단면으로 인하여 강교각의 좌굴 내하력이

감소하며 이에 대한 방안으로 수직 보강재의 적용을 고려할 수 있다. 그러나, 수직보강재를 적용함으로써 얻어질 수 있는 좌굴 내하력의 증가의 효과에 대해서는 아직 명확하지가 않다. 따라서, 경제적이며 안정적인 원형 강교각의 제작을 위해서는 수직 보강재의 형상과 교각의 좌굴 내하력의 관계와 강교각의 내진에 대한 효과를 명확히 할 필요가 있다.

본 연구에서는 유한요소법을 이용한 탄소성 해석

* 정회원, 중앙대학교 기술과학연구소, 공학박사

** 정회원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과, 교수
Tel : 02-820-5357 E-mail : gabchul.jang@gmail.com

을 수행하였다. 먼저 보강재를 적용하지 않은 무보강 원형 강교각과 수직보강재가 보강된 원형 강교각에 대해서 좌굴내하력을 검토하였다. 그리고, R/t비에 따른 좌굴내하력의 변화를 기존의 실험식과 비교하여 그 효과를 검토하였다. 그리고, 원형강교각의 수직 보강재를 적용하여 폭과 두께에 따른 좌굴 내하력을 비교·검토하였다. 그리고, 수직 보강재를 적용한 원형 강교각에 대한 내진성능을 검토하였다.

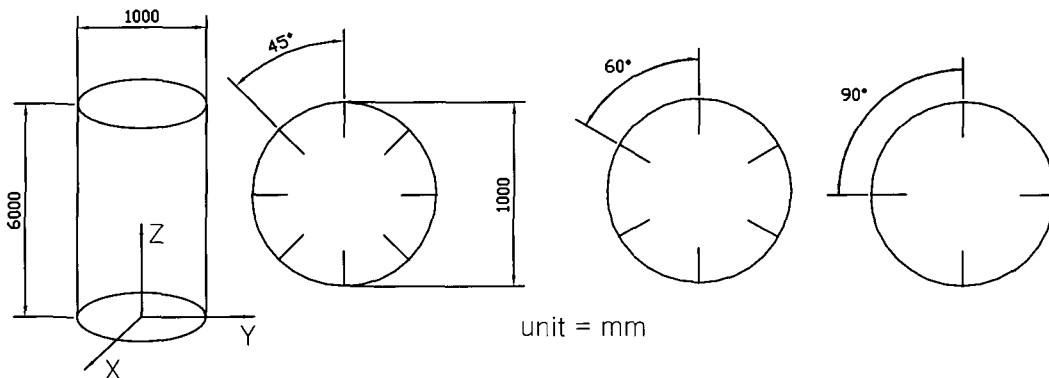
2. 유한요소 모델링

본 연구에서는 기하학적, 재료학적 비선형을 고려한 4절점 탄소성 유한요소해석 프로그램을 이용하여 수직 보강재가 보강된 원형강기둥의 수치해석을 수행하였다.

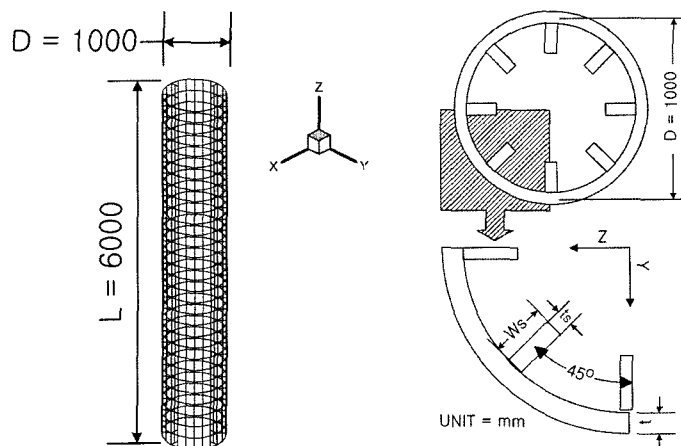
2.1 해석모델

해석 모델 형상 및 치수는 <그림 1>에 보이는 것과 같이 길이 6m 지름 1m인 단주범위의 원형강교각을 해석모델로 선정하였다. 또한, <표 1>에 보인 바와 같이 수직보강재의 개수와 반지름-두께비(R/t)에 따른 영향을 검토하기 위하여 두께(t)와 수직보강재 수의 변화에 따른 좌굴 내하력을 계산하였다. 여기서, 원형강교각의 최소두께는 반지름에 관해 $t/R=1/110$ (SS400) 이상이어야 하며 또한 8mm이상 한다는 규정을 참조하여 해석모델 두께의 해석 범위는 8mm에서 25mm로 하였다. 이때 R/t비의 범위는 20 ~ 60이며 이때, 반지름(R)은 500mm로 일정하게 하였다.

수직보강재의 효과를 검증하기 위하여 <표 2>에 보인바와 같이 보강재의 폭과 두께 변화에 따른 강교각의 좌굴내하력을 해석하였다. 보강재의 개수는 8개를 적용하였으며 무보강재의 경우 가장 좌굴내하력이 작은 R/t비가 60인 모델에 수직보강재를 적용하



<그림 1> 해석모델(Type I)의 형상 및 치수



<그림 2> 해석모델(Type II, III)의 형상 및 치수

〈표 1〉 해석모델 (Type I, 두께-반지름비와 보강재수가 변화된 원형강기둥)

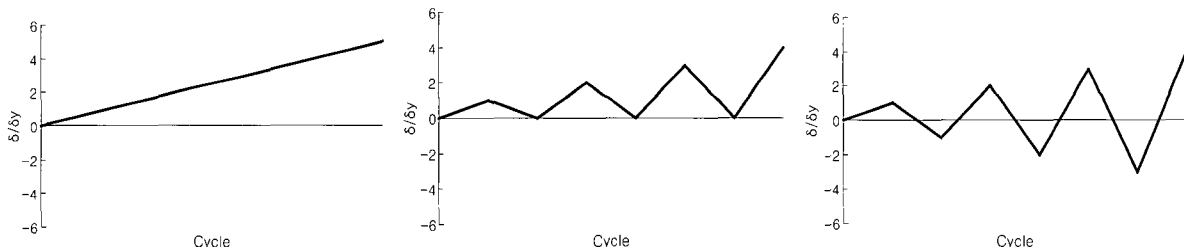
Type(no.stiff) R/t(t:mm)	Type I (0)	Type I (4)	Type I (6)	Type I (8)
20 (25.0)	Rt20-S0	Rt20-S4	Rt20-S6	Rt20-S8
30 (16.7)	Rt30-S0	Rt30-S4	Rt30-S6	Rt30-S8
40 (12.5)	Rt40-S0	Rt40-S4	Rt40-S6	Rt40-S8
50 (10.0)	Rt50-S0	Rt50-S4	Rt50-S6	Rt50-S8
60 (8.0)	Rt60-S0	Rt60-S4	Rt60-S6	Rt60-S8

※ Type(no.stiff) = 보강재수, R/t = 반지름과 두께비(두께, 단위:mm)

〈표 2〉 해석모델 (Type II, 보강재의 폭과 두께가 변화된 원형강교각)

보강재폭(=Ws) 두께(ts)	Type II (50)	Type II (100)	Type II (150)	Type II (200)	Type II (250)
6.90	t6.9-W50	t6.9-W100	t6.9-W150	t6.9-W200	t6.9-W250
8.00	t8.0-W50	t8.0-W100	t8.0-W150	t8.0-W200	t8.0-W250
12.5	t12.5-W50	t12.5-W100	t12.5-W150	t12.5-W200	t12.5-W250
20.0	t20.0-W50	t20.0-W100	t20.0-W150	t20.0-W200	t20.0-W250

※ R/t=60, Type(ws)=보강재의 폭, ts=수직보강재의 두께(단위:mm)



(a) 단조재하(ML) (b) 반복하중 1(CL1) (c) 반복하중 2 (CL2)

〈그림 3〉 단조재하 및 반복하중 Type

여 해석을 수행하였다. 보강재의 수는 가장 효율적인 8개를 적용하였다. 2차 부재에 속하는 수직보강재의 최소두께는 6.9mm이며 부재간의 허용할 수 있는 최대 두께의 차이는 12mm를 적용하였고 최대 두께는 20mm로 선정하였다. 수직보강재의 폭은 50mm에서 250mm까지 선형적으로 증가시켜 해석을 수행하였다.

수직 보강재가 적용된 원형 강교각의 내진성능을 검토하기 위하여 <표 3>에 보인바와 같이 무보강 강교각과 수직보강재가 적용된 강교각을 <그림 3>에 보이는 하중조건에 따라 해석하였다.

해석 시 사용되는 모델의 제원은 SS400으로 이에 대한 물성치는 도로교 시방서의 제원을 기준으로

로 하여 해석을 수행하였다.¹⁾

2.2 해석조건

수치해석은 교각의 반지름-두께비(R/t)와 보강재의 개수, 그리고 보강재의 폭과 두께를 기본 변수하여 표 1, 2와 같이 해석모델을 선정하였다.^{2,3)} 그리고 해석모델의 경계조건은 교각의 하부의 경우 지반에 완전히 고정된 상태를 가정하여 모든 자유도를 완전 고정하였다. 상부의 경우는 교량상부구조인 상판과 연결되어있으므로 하중을 받는 축방향(z)만을 자유이며 나머지 자유도는 고정하였다. 이때, 교각의 초기치점은 교각의 좌굴을 일으키는 주된 변수로 아래와 같은 식 (1)의 함수로 초기변형을 계산하였다.

〈표 3〉 해석모델 (Type III, 수평하중이 재하된 원형강교각)

보강재의 여부 \ 하중재하 Type	Type III (ML)	Type II (CL1)	Type III (CL2)
Non-stiffener	t8.0	t3.0	t8.0
Stiffener	t8.0-ts20.0-Ws50	t8.0-ts20.0-Ws50	t8.0-ts20.0-Ws50

※ ML=수평하중단조재하, CL1=반복하중 1, CL2=반복하중 2, t=강관의 두께

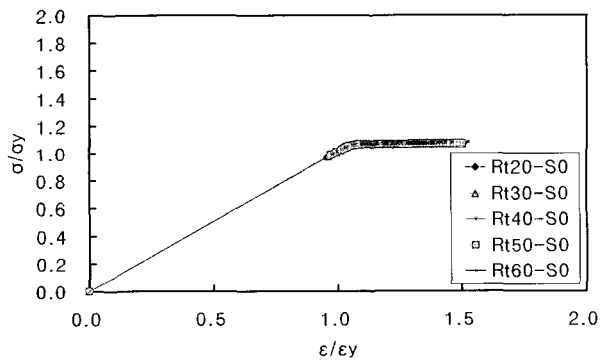
$$\omega = \omega_{\max} \sin\left(\frac{-m\pi z}{h}\right) \sin\left(\frac{n\pi x}{R}\right) \quad (1)$$

여기서, ω_{\max} 는 최대처짐 x, y 는 길이방향 및 원주 방향 좌표, m, n 은 Sin과 형상처짐의 계수이다. 교각의 최대처짐은 교각두께와 상관하여 $\omega_{\max} = t/10$ 로 하였으며 m, n 은 정현파를 가정하여 각각 1로 하였다. 장주의 경우 축압축력과 휨이 동시에 작용하여 좌굴이 발생하나 단주의 경우는 휨에 의한 국부좌굴 및 내하력의 변화가 미소하므로, 축압축력만을 재하하여 해석을 수행하였다. 그리고, <표 3>과 같은 모델을 선정하여 실제 지진하중에서 나타날 수 있는 형태를

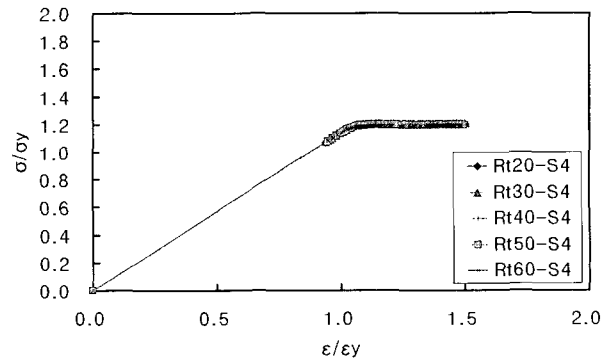
이상화하여 변위로 제어하였다. 이것을 <그림 3>과 같이 단조재하(ML; Monotonic load)와 반복하중을 CL1(Cyclic load 1), CL2(Cyclic load 2)로 나타내었고, 이 하중들을 재하하여 강교각의 내진성능을 검토하였다. 이때, 수평하중과 수평변위의 비로 그 결과를 산출하는데 항복 수평하중(H_y)과 수평변위(δ_y)에 대한 산출방법은 식(2), (3)와 같다.^{4,5)}

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (2)$$

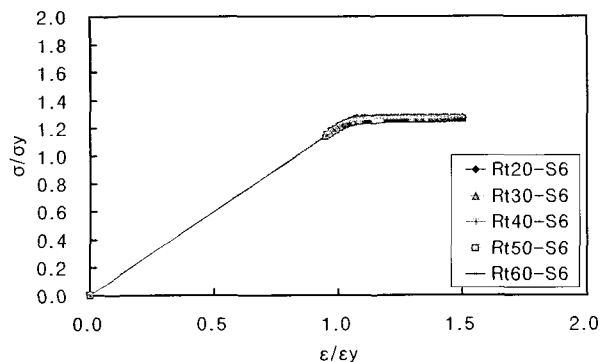
$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (3)$$



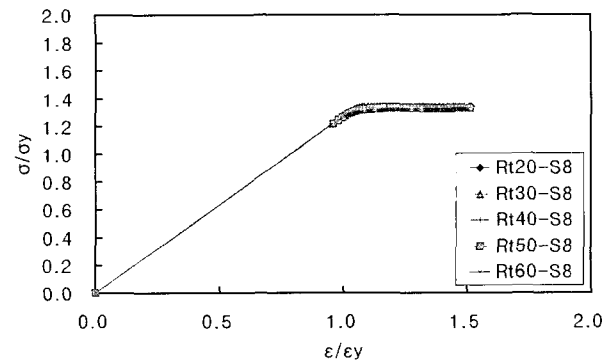
(a) 무보강재의 경우



(b) 보강재가 4개인 경우

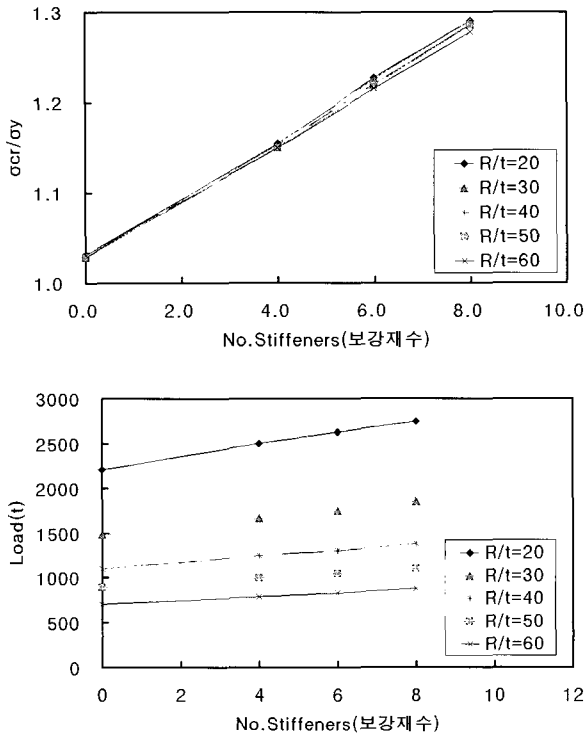


(c) 보강재가 6개인 경우



(d) 보강재가 8개인 경우

〈그림 4〉 반지름-두께비(R/t)에 따른 보강재의 효과



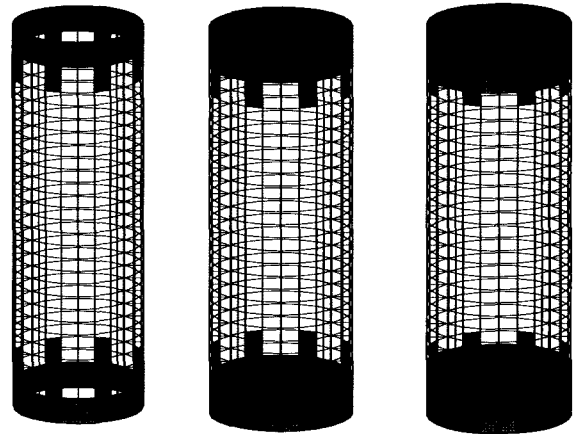
〈그림 5〉 보강재에 따른 강도의 변화

여기서, M_y 는 항복모멘트, P 는 수직하중, P_y 는 항복수직하중, h 는 강교각의 높이이다.

3. 해석결과 및 고찰

3.1 반지름 두께비의 효과

보강재의 수에 따른 원통형 강교각의 반지름-두께비(R/t)의 영향을 검토하기 위해 해석을 수행한 결과는 <그림 5>에 보인다. 무보강인 강교각의 경우 항복영역에 하중재하 부분과 중앙부분에 분포하여 있지만 보강이 된 강교각의 경우 하중재하부분만이 항복이 됨을 알 수 있다. 여기서 보강재가 없는 경우 <그림 4>에서 나타낸 것과 같이 두께의 변화에 따른 응력비의 변화는 거의 없는 것을 확인할 수 있다. 이는 원통형 강재기둥의 강성을 지배하는 요소가 세장비와 관련이 있으며 세장비의 구성요소가 아닌 교각의 두께의 변화는 강도에 영향을 미치지 않음을 알 수 있다. 하지만 보강재가 있는 경우 교각의 두께에 대한 강도의 변화가 보강재 수가 증가함에 따라 조금씩 나타남을 확인할 수 있다. 즉, 보강재로 인하여 교각의 강도가 증가하며 보강재가

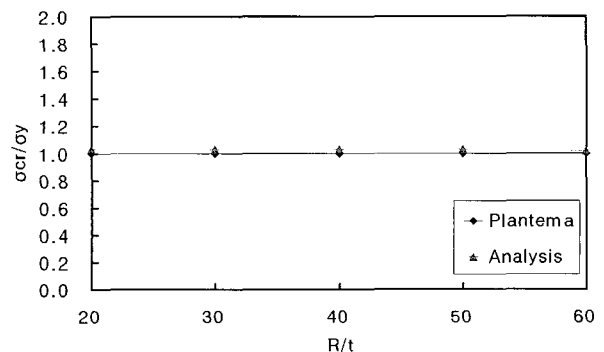


〈그림 6〉 모델 t20.0-W50의 소성화 과정/소성영역(■)

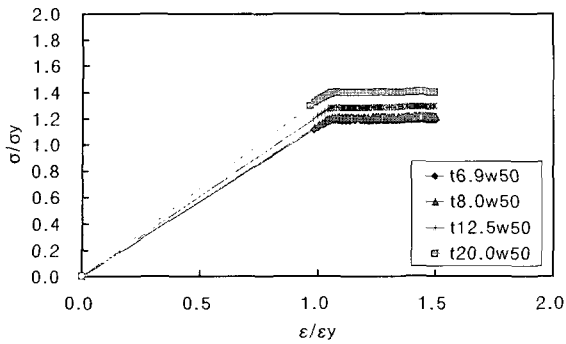
많을수록 강도가 커짐을 알 수 있다.

3.2 보강재의 효과

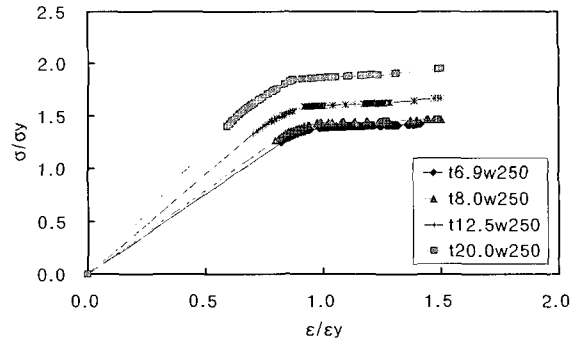
<그림 4>에서 보면 보강재가 많을수록 두께의 변화에 따른 강도의 변화가 조금씩 커짐을 알 수 있었다. 여기서 일정한 두께에 따른 보강재의 효과를 나타내기 위하여 $\varepsilon/\varepsilon_y=1.0$ 인 경우 교각의 강도와 하중을 비교한 그 결과를 <그림 6>에 보인다. 결과에서 무보강 강교각에서는 반지름-두께비(R/t)에 따른 영향이 없는 것을 알 수 있고, 보강재의 수가 증가할수록 반지름-두께비(R/t)에 따른 영향이 나타남을 알 수 있다. 그리고 보강재의 수가 많아질수록 강도는 커지는 것을 알 수 있다. 즉, 두께가 증가함과 동시에 보강재의 수가 증가할수록 강도가 커짐을 알 수 있다. 이는 교각의 두께가 작을 경우 보강재를 설치하더라도 그 효과가 적으며



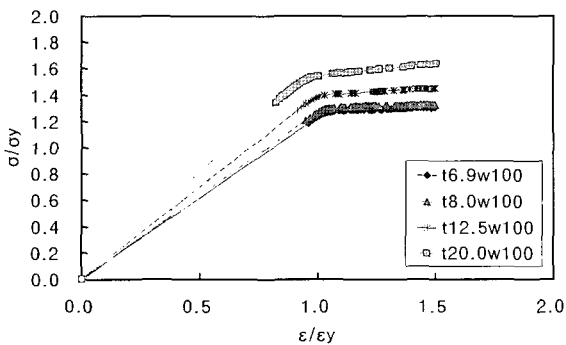
〈그림 7〉 R/t비에 좌굴응력(=σcr)의 비교 (무보강 강교각)



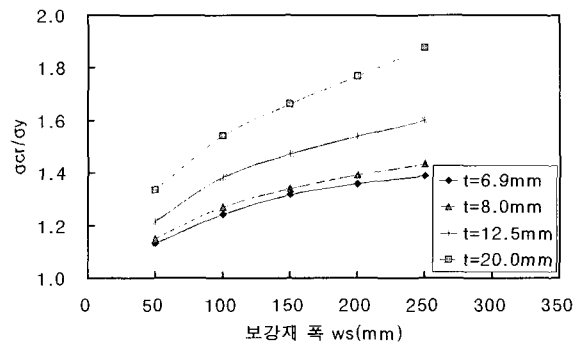
(a) ws=50mm



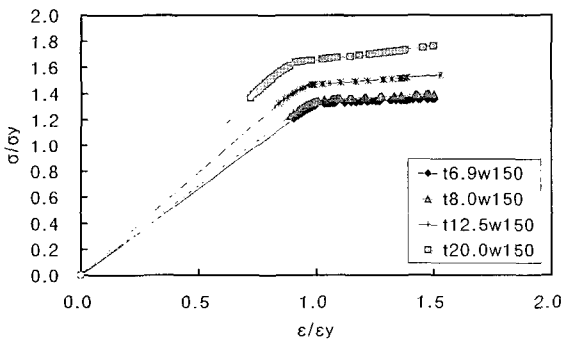
(e) ws=250mm



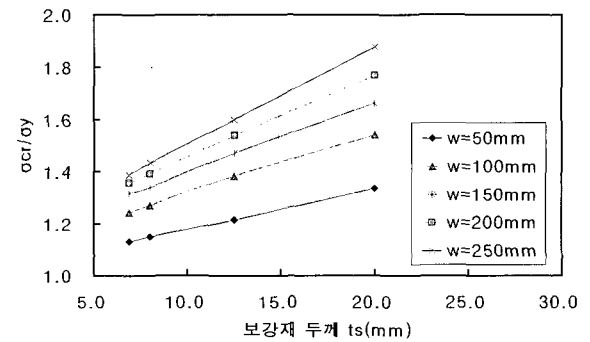
(b) ws=100mm



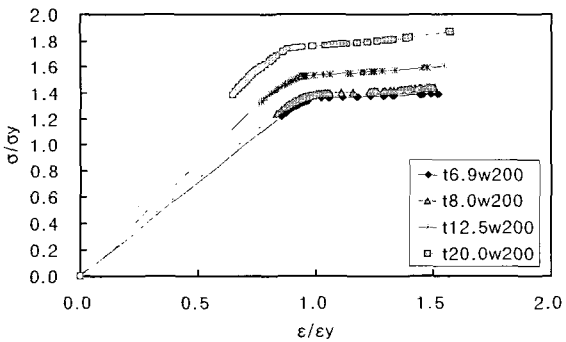
(f) 보강재 두께에 따른 좌굴응력



(c) ws=150mm



(g) 보강재 폭에 따른 좌굴응력



(d) ws=200mm

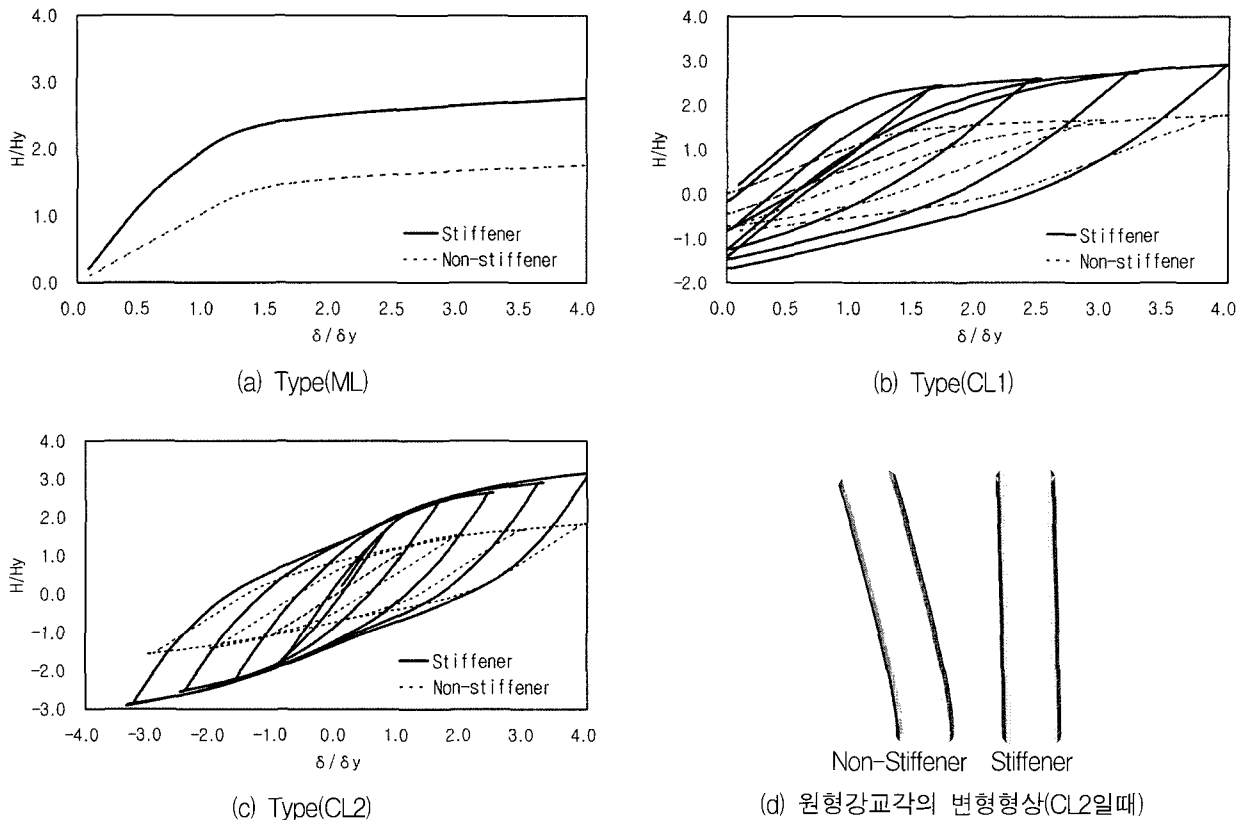
<그림 8> 폭과 두께에 따른 좌굴내하력

두께의 확대와 함께 보강재를 같이 설치함으로써 효과가 더욱더 증가됨을 알 수 있다.

3.3 수직보강재의 폭과 두께에 따른 좌굴강도

보강재의 폭에 따른 원형 강교각의 내하력을 평가하기 위한 해석결과는 <그림 8>에 보인바와 같다. <그림 8> (a)~(e)는 각 보강재의 폭과 두께의 변화에 따른 내하력 변화를 나타낸다.

보강재가 동일한 폭일 경우 두께가 증가할수록



<그림 9> 반복하중에 의한 내하력 비교

강도가 증가함을 알 수 있다. 또한 각 모델이 국부 좌굴이 발생할 때 폭(W_s)과 두께(t_s)의 관계를 <그림 8(f),(g)>에 보인다.

해석 결과 <그림 7>에서 동일한 R/t 비($=60$)의 경우 무보강재의 좌굴내하력(σ_{cr}/σ_y)은 거의 1이었으며 수직보강재를 적용한 모델의 좌굴내하력은 <그림 8(f),(g)>와 같이 그 이상 증가했음을 알 수 있다. 그리고, <그림 8(f)>에 보인바와 같이 동일한 폭에 따른 좌굴내하력의 변화는 두께가 증가할수록 내하력도 증가했다. <그림 8(g)>는 보강재의 폭에 따른 내하력의 변화이다. 보강재의 폭이 증가할수록 좌굴내하력은 증가함을 알 수 있다.

위와 같은 결과로부터 동일한 조건일 경우 좌굴내하력을 증가시키기 위해서는 보강재의 폭과 두께를 증가시킬수록 더욱 더 효과적임을 알 수 있다. 특히, 보강재의 폭이 50mm에서 100mm로 증가할 때 강도의 증가하는 정도가 큰 것을 알 수 있다.

<그림 6>의 결과는 보강재의 폭 50mm 두께 20mm인 경우 변형이 진행됨에 따른 소성과정을 보

여주고 있다. 축압축력에 의해 발생하는 소성영역이 지지부분과 하중제하부분에서 먼저 발생한 후 점차 그 영역이 확대됨을 알 수 있다.

3.4 수직보강재가 적용된 원형기둥 내진성능

<그림 9>는 <표 3>의 모델인 무보강 강교각과 수직보강재를 적용한 강교각을 <그림 3>의 하중조건으로 해석한 결과이다. <그림 9(a)>는 그림 3.(a)와 같이 단조재하한 결과이다. <그림 9(b)>와 <그림 9(c)>는 <그림 3(b),(c)>와 같이 반복하중을 주었을 때의 결과이다. 그리고, <그림 9(d)>는 수직보강재를 적용한 강교각의 하중조건에 따른 변형형상을 나타낸 것이다. 변위가 항복변위의 4배일때를 기준으로 무보강 강교각에 비해서 수직보강재를 적용한 강교각의 내진성능을 보면 Type(ML)인 경우는 57%, Type(CL1)인 경우는 71%, Type(CL2)인 경우는 80%의 효과를 나타내는 것을 볼 수 있다. 따라서 무보강 강교각에 비해서 수직보강재를 적용한 강교각의 내진성능이 훨씬 뛰어나고, 수직 보강재를 적용한

강교각은 단조재하를 했을 때 보다 반복하중을 주었을 때 훨씬 뛰어난 효과가 있는 것을 알 수 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 4절점 적층판 셸요소 유한요소해석을 수행하여 원형 강교각에 수직보강재 적용효과에 대해 검토하였으며 이상의 결과를 통해 원형 강교각의 경우 강도의 증가의 방안으로 보강재의 적절한 배치와 더불어 강재의 두께와 폭을 함께 고려할때 효과가 증대됨을 알 수 있었다. 주요결과는 다음과 같다.

1. 보강되지 않은 강교각의 경우 하중 재하부분을 포함한 전체적인 부분에서 항복영역이 발생하였으나, 보강된 강교각의 경우 대부분 하중 재하부분에서 먼저 항복영역이 나타났으며 보강재의 수가 많을수록 항복강도가 높다는 것을 알 수 있다.
2. 보강되지 않은 강교각의 경우 두께에 따른 강도의 변화가 없음을 알 수 있다.
3. 보강된 경우 교각의 두께에 대한 강도의 변화가 있음을 확인할 수 있다. 즉, 보강재로 인하여 교각의 강도가 증가하며 보강재가 많을수록 강도의 차이가 나타남을 알 수 있다.
4. 동일한 수의 보강재에서 반지름과 두께비(R/t)가 작을수록 즉, 두께가 증가할수록 강도가 커짐을 알 수 있다. 이는 교각의 두께가 확대될수록 보강재의 효과가 증가됨을 알 수 있다.
5. 동일한 조건일 경우 좌굴내하력을 증가시키기

위해서는 보강재의 폭과 두께를 증가시킬수록 더욱 더 효과적임을 알 수 있다. 특히, 보강재의 폭이 50mm에서 100mm로 증가할 때 강도의 증가하는 정도가 큰 것을 알 수 있다.

6. 수직보강재를 적용한 강교각은 무보강 강교각에 비해서 단조재하인 경우 내하력이 57%증가하였으나, 반복하중에 대해서는 71 ~ 80%정도 증가하였다. 즉, 수직 보강재를 적용한 강교각은 내진에 대해서 뛰어난 효과가 있는 것을 알 수 있다.

참고문헌

1. 대한토목학회,(1996.)“도로교표준시방서”
2. Ge, H. B., and Usami, T. (1998), Ductility of Steel Short Cylinders in Compression and Bending, J. Engrg. Mech., ASCE, Vol.124(2), pp.176-183
3. Chang, C, H., & Katz, . (1980), Buckling of axially compressed conical shells, J. Engrg. Mech., ASCE, Vol.106(3), pp 501-506.
4. Yuhshi, Fukumoto, "座屈設計ガイドライン", JSCE, 1987, pp. 315-323.
5. Usami, T., Y. Zheng, and Ge, H. B. (2000) Recent research developments in stability and ductility of steel bridge structures General Report, Journal of Constructional Steel Research 55, pp.183-209