

## 고강도 원형 지중강판 구조물의 좌굴성능에 대한 수치적 평가

# Numerical Evaluation of Buckling Strength for High-Strength Corrugated Steel Structures

최동호<sup>†</sup> · 조선규<sup>\*</sup> · 박상일<sup>\*\*</sup> · 문은경<sup>\*\*\*</sup>

Choi, Dongho<sup>†</sup> · Cho, Sunkyu<sup>\*</sup> · Park, Sangil<sup>\*\*</sup> · Moon, Eunkyung<sup>\*\*\*</sup>

### Abstract

This paper evaluates the feasibility of use of high-strength steel for soil-metal corrugated steel structures. Two specifications, the AASHTO(2004) and the CHBDC(2000), were compared and the scientific background of equations for the buckling stability in those specifications were investigated to figure out the governing factors for buckling strength of structures. Numerous finite element analyses for round-pipe type of soil-metal corrugated steel structures were carried out with considering the elastic-plastic relationship of a material and the geometrical non-linearity, as well as the various design variables, such as span length, depths of soil cover, section properties, tensile strength and backfill conditions. Buckling strength equation of the CHBDC(2000) is still valid and conservative for both normal and high-strength steel soil-metal corrugated steel structures, and the buckling strength increases with the use of high-strengths steel.

**Keywords** : Round-pipe of soil-steel, High-strength steel, CHBDC, Buckling strength equation

### 요 지

본 논문은 지중강판 구조물에 고강도강의 사용 가능성을 평가하였다. AASHTO(2004)와 CHBDC(2000)의 좌굴강도식의 차이점과 제정적인 배경, 주요 설계인자에 대한 매개변수를 연구하였다. 원형 지중강판구조물의 좌굴강도식은 지간, 토피고, 단면조건, 인장강도, 뒷채움 흙의 다양한 설계변수를 고려한 탄소성해석, 기하학적 비선형해석의 수치해석 결과를 토대로 제안하였다. 해석결과 CHBDC의 설계기준이 좌굴강도를 산정하는데 있어 적합하였으며, 고강도강 사용시 좌굴안정성도 확보되고 좌굴강도의 개선효과에 뛰어났다.

**주요어** : 원형파형강판, 고강도강, CHBDC, 좌굴강도식

## 1. 서 론

현재 국내외에서 건설되고 있는 장지간 파형강판 구조물에서는 대부분 아치형 구조형식이 채택되고 있다. 아치형 구조물은 기하학적인 특성상 지점부의 수평반력에 의해 휨모멘트를 저감시킬 수 있으나, 부재의 압축력이 크게 발생되므로 특히 공용중에 있어서 전체

및 국부적인 좌굴파괴에 취약하다고 할 수 있다. 장지간 파형강판 구조물에 있어서 이러한 좌굴파괴에 대한 안정성을 확보하기 위해 축강성 및 휨강성을 증대시키는 것이 필요하며, 이에 따라 강판보강, EC-Rib 보강 등의 방법이 적용되고 있으나, 강판 보강의 경우 휨강성의 증대에 비해 축강성의 증대효과가 충분하지 못하고 EC-Rib 보강의 경우 휨 및 축강성을 증대시킬 수

<sup>†</sup> 정회원, 한양대학교 토목공학과 부교수, 공학박사(E-mail : samga@hanyang.ac.kr)

<sup>\*</sup> 비회원, 서울산업대학교 토목공학과 교수, 공학박사

<sup>\*\*</sup> 비회원, 한국도로공사 부처장, 한양대학교 토목공학과 박사과정

<sup>\*\*\*</sup> 비회원, 한양대학교 토목공학과 석사과정

있으나 시공이 어렵고 공기 및 공사비가 증가되는 문제점이 있다. 이러한 보강방법에 관한 문제점을 극복하기 위해 유력한 대안으로 고려될 수 있는 방법이 최근 교량분야에서 활발히 적용되고 있는 고강도강의 도입이다. 표준형 과형강관 구조물에서 소재강관을 현행 SS400에서 SS490으로 대체하면 약 1.22배, 대골형 과형강관 구조물에서 소재강관을 현행 SS490에서 SS540으로 대체하면 1.33배 증가된 항복강도를 가지기 때문에 구조물을 합리화, 경량화 할 수 있고, 일반 과형강관을 적용한 구조물에 비해 보강재를 감소시킬 수 있기 때문에 구조물의 단순화 및 시공의 용이함을 도모할 수 있다. 장기간 과형강관 구조물의 좌굴안정성 확보 측면에서도, 이러한 고강도 강을 적용함으로써 부재의 항복강도 증가에 따른 좌굴강도의 증대효과를 발휘할 수 있으므로, 구조적인 성능향상을 기대할 수 있으나, 현재까지 과형강관 구조물에 대한 고강도 강의 적용 사례 및 이에 대한 연구가 전무한 실정이며, 더욱이 국내의 경우 과형강관 구조물의 좌굴강도 평가에 관한 설계기준 및 이에 대한 연구가 미비한 실정이다. 따라서, 장기간 과형강관 구조물의 안정적 및 적극적인 건설을 위해서는 현행 북미의 설계기준인 AASHTO(2004), CHBDC(2000)의 좌굴강도 평가기준을 분석하고, 고강도강을 적용한 과형강관 구조물의 좌굴안정성 평가에 대한 현행 설계기준의 적용성을 체계적으로 검토하는 연구가 절실히 요구된다.

본 연구에서는 수치해석을 통하여 표준형강관은 SS400 ( $F_y = 245MPa$ )에서 SS490( $F_y = 285MPa$ )으로, 대골형 강관은 SS490( $F_y = 285MPa$ )에서 SS540( $F_y = 400MPa$ )으로 소재강관을 변경하였을 때, 소재강관의 강도 증가가 구조물의 거동특성 및 좌굴성능에 미치는 영향과, 고강도 과형강관 구조물에 있어서 현행 국외의 설계기준 AASHTO(2004), CHBDC(2000)의 좌굴강도 규정에 대한 적용성을 평가하고자 한다.

## 2. 현행 설계기준의 좌굴강도 제정배경 및 규정

과형강관 구조물을 도입하기 시작한 초기 연구자들은 관벽에서 구조물 주변에 양질의 뒷채움에 대한 규정만 충족시키면 침단부의 변형과 환응력(ring stress) 제어를 통해서 구조물의 안정성을 확보할 수 있다고

생각을 하였으므로, 좌굴에 대하여 고려를 하지 않았다. 하지만 구조물의 크기와 하중이 증가하면서 변위제어에 의한 안정성 검토방법의 수정이 요구되었고 이에 따라 구조물의 좌굴거동에 대한 연구가 진행되었다. 대표적인 좌굴해석 방법으로 Forrestal과 Hermann(1965), Moore(1985) 등이 제안한 탄성매질연속체(continuum of elastic medium) 해석방법과, Booy(1957), Meyerhof와 Baikie(1963) 등에 의해 연구된 Winkler approach에 의한 해석방법을 들 수 있으며, 이 후 Kloeppel과 Glock(1970), Abdel-Sayed(1978), 그리고 Abdel-Sayed와 Girges(1992)는 구조물의 소성인칭 발생을 고려하여 좌굴강도 계산식을 보정한 연구결과에 의해서 AASHTO(2004), CHBDC(2000)의 좌굴강도 계산식이 제정되었다.

표 1에 AASHTO, CHBDC의 좌굴강도 계산식에 대한 설계개념과 좌굴강도 계산식, 그리고 계산식을 구성하고 있는 주요 변수를 비교하여 나타내었다.

표 1과 같이 AASHTO(2004)에서 적용한 좌굴강도식을 CHBDC(2000)와 비교해 볼 때, AASHTO에서 고려하지 못하고 있는 사항이 CHBDC에서는 많이 포함되어 있는 것을 알 수 있다. AASHTO의 좌굴강도식은 순수하게 축응력에 의한 기동좌굴식을 기초로 하여 제안되어 있기 때문에 장기간 과형강관 구조물에서 중요성이 증가하고 있는 모멘트에 대한 고려를 하지 못하고 있어 단기간에 대해서는 유효하나, 장기간 구조물에서는 좌굴응력을 과소평가하는 경향이 있다. 또한, Abdel-Sayed(1978)의 연구에서 제안한 바와 같은 상대강성계수( $K$ )를 단순하게 일정다짐도 상태에서의 흙의 강성계수(soil stiffness factor)인  $k$  ( $=0.22$ )를 도입하여 단순화함으로써 구조물 주변의 뒷채움 흙과 구조물간의 상호작용을 고려하지 못하고 있어 AASHTO 규정에 따른 한계점을 보여주고 있다.

이에 비하여 CHBDC규정에서는 이러한 문제를 해결하기 위해 낮은 토피고, 연속지간, 구조물과 뒷채움 흙 사이의 상호작용, 구조물 형상 등에 대한 다양한 수정계수를 도입하고 있고, 특히 좌굴강도에 큰 영향을 주는 힘을 고려하고 있으므로 본 연구에 적합한 규정이라 할 수 있다.

따라서 본 연구에서는 CHBDC의 좌굴 강도식에 대해 과형강관의 고강도강 적용에 대하여 검토하고자 한다.

표 1. CHBDC(2000)과 AASHTO(2004)의 좌굴강도 계산식 대비표

	캐나다 CHBDC(2000)	미국 AASHTO(2004)
설계 개념	$f_c (= T_f/A) \leq f_b$ 여기서, $f_c$ : 작용압축응력 $T_f$ : 작용 압축력	$T_L (= P_L(S/2)) < R_r$ 여기서, $R_r$ : 설계단면의 압축력 $R_r = \phi F_y A$ $f_{cr} \geq F_y$ 인 경우 $R_r = \phi f_{cr} A$ $f_{cr} < F_y$ 인 경우 $T_L$ : 구조물에 작용하는 축력
좌굴 강도	$f_b = \frac{3\phi_t \rho F_m E}{(KR/r)^2}$ , $R > \frac{r}{K} \left[ \frac{6E\rho}{F_y} \right]^{0.5}$ $f_b = \phi_t F_m \left[ F_y - \frac{F_y^2}{12E\rho} \left( \frac{KR}{r} \right)^2 \right]$ , $R \leq \frac{r}{K} \left[ \frac{6E\rho}{F_y} \right]^{0.5}$	$f_{cr} = \frac{12E_m}{(KS/r)^2}$ , $S > \frac{r}{k} \sqrt{\frac{24E_m}{F_u}}$ $f_{cr} = F_u - \frac{F_u^2}{48E_m} \left( \frac{kS}{r} \right)^2$ , $S < \frac{r}{k} \sqrt{\frac{24E_m}{F_u}}$
적용 계수	$\phi_t$ : 강도감소계수 (=0.8)	-
	$\rho$ : 토피고를 고려한 감소계수 $\rho = (H/R)^{0.5} \leq 1.0$ $H/R < 1.0$ $\rho = 1.0$ $H/R \geq 1.0$	-
	$F_m$ : 연속지간을 고려한 감소계수 $F_m = (0.85 + 0.3S/D_n) < 1.0$ 연속구조물 $F_m = 1.0$ 단일구조물	-
	$E$ : 파형강판의 탄성계수	$E_m$ : 파형강판의 탄성계수
	$K$ : 구조물과 뒷채움 흙의 상대강성계수 $K = \lambda \left\{ \frac{EI}{E_m R^3} \right\}^{0.25}$ 여기서, $E_m = E_s \left\{ 1 - \left( \frac{R_c}{R_c + H} \right)^2 \right\}$ $\lambda = 1.22 \left\{ 1.0 + 1.6 \left( \frac{EI}{E_m R_c^3} \right)^{0.25} \right\}$ 상부아치 $\lambda = 1.22$ 하부아치	$k$ : 뒷채움 흙의 강성계수 (=0.22)
	$R$ : 구조물의 반경 $F_y$ : 소재강판의 항복응력	$S$ : 판의 판경 또는 지간 ( $S=2R$ ) $F_u$ : 구조물의 공칭 극한강도
차이점	- 다양한 조건을 고려한 계수 사용 - 항복강도( $F_y$ )를 사용	- 고정된 흙의 강성계수(=0.22) 사용 - $F_u = F_y$ , $S_u = 2R$ 도입시 CHBDC와 동일

### 3. 수치해석 모델

CHBDC(2000)는 지중파형강판 구조물은 주로 구조물 벽체에서 발생하는 압축력이 지배적이고, 최소 토피고 규정만 준수하면 벽체에서 발생하는 모멘트에 대해서는 고려하지 않는다고 규정하고 있다. 모멘트를 고려하지 않아도 된다는 규정은 구조물 벽체와 벽체의 변형에 따른 뒷채움 흙의 부피 변화에 따른 상호작용에 의한 압력(interface pressure)에 의한 모멘트는 무시해도 된다는 의미이다. 따라서 구조물의 내하력은 주로 압축파괴에 지배적이라고 할 수 있으나, 구조물이 대형화됨에 따라서 좌굴파괴에 휨모멘트가 미치는 영향이 증가하게 된다. 이러한 영향으로 실제구조물에서는 snap through 좌굴과, 하중 증가에 따라서 구조물

변형이 지속적으로 증가하는 두 가지 파괴형상(failure mode)중에 하나의 파괴형상을 띠게 될 것이다. Ghobrial 과 Abdel-Sayed(1985)는 다양한 구조물 형상과 토 피고에 대한 비선형 구조해석을 통해 파형강판 구조물의 좌굴강도에 대한 연구를 수행하였으며, 이 연구결과에 따르면 장지간이고 토피고가 낮거나, 두가지 조건을 모두 만족시킬 때에 소성힌지 발생 이후 비탄성 영역에서 급격한 구조물의 좌굴파괴가 발생하는 snap through 좌굴이 발생한다 하였다. 이에 반해 구조물이 단지간이고 토피고가 높을 경우에는 급격한 좌굴파괴가 발생하지는 않지만, 소성힌지 발생 이후 하중의 증가에 따라서 변형이 증가하고 이때에는 하중이 증가할 수록 변형율이 높은 비율로 증가하여, 하중이 매우 큰 경우에는 구조물의 성능을 발휘하지 못하고 사용성

(serviceability)을 상실하게 된다는 연구결과를 도출하였다.

고강도강을 적용한 파형강판 구조물 역시 비슷한 파괴형상(failure mode)이 예상되며, 소성힌지의 발생 여부를 판단할 수 있는 탄소성해석과, 좌굴강도 해석을 위한 기하학적 비선형(geometric nonlinearity) 해석을 수행하여야 한다. 또한, 파형강판 구조물은 뒷채움 흙과 구조물간의 상호작용이 발생하는 지중구조물이므로, 뒷채움 흙을 모사하는 것이 무엇보다 중요하다. Okeagu(1982)는 변형이 작은 범위에 있을 때 흙의 반력계수는 변위의 크기와는 무관하다고 하였으므로, 본 연구에서도 이를 적용하기로 한다. 이것은 흙의 매질간에는 전단이나 소성파괴가 발생하지 않는다는 가정을 하고 있다. 따라서 본 연구에서는 좌굴 안정성에 대한 검토를 안정된 토질조건에서 검토할 것이며, AASHTO(2004)와 CHBDC(2000)의 설계규정의 근간이된 Winkler approach에 기초하여 뒷채움 흙을 탄성지점으로 모사한 그림 1과 같은 해석모델을 도입하여 사용하기로 한다.

본 연구에서는 탄소성 해석과 기하학적 비선형 해석이 모두 가능한 LUSAS 13.5-7을 사용하여 그림 1과 같은 해석모델에서 파형강판 구조물은 비선형 범요소(BTS3)를, 뒷채움 흙에 의한 거동을 모사하기 위한 접선방향과 직각한 방향의 탄성스프링은 비인장 스프링 요소(JSH4)를 사용하여 해석을 수행하였다.

Terzaghi(1955)가 탄성기초에 지지되는 기둥에 대한 지반반력에 대해 실험적 연구를 시행한 이래로 지반반력을 구하기 위한 연구가 활발히 진행되어 Barnard(1957)는 강관구조물 주변의 흙의 반력을 모사하기

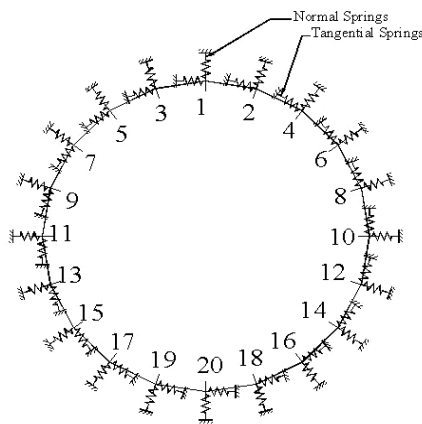


그림 1. 파형강판 구조물의 해석모델 개요

위해 equivalent earth column 개념을 도입 하였고, Meyerhof와 Baikie(1963)는 흙의 강성계수를 제안하기도 하였다. 이후 Vesic(1966)과 Luscher(1966)등이 다른 식을 제안하기도 하였으며, Kloppel과 Glock(1970)은 구조물의 횡방향 변위를 고려하여 Meyerhof와 Baikie(1963)의 식을 보정하였다. 그러나 이들 식은 구조물의 연직방향에 대한 강성만 고려하였으며, 구조물을 둘러싸고 있는 뒷채움 흙에 대하여 모두 균일한 탄성계수를 적용하고 있다.

Okeagu와 Abdel-Sayed(1984)는 흙과 구조물간의 전단을 고려할 수 있고, 토피고에 따라 흙의 강성계수가 변화하는 식을 제안하였다. 이 식은 지중구조물 주변의 흙을 모사하는데 있어서 가장 적합하다고 평가되고 있으며, 본 연구에서 참고로 한 Ghobrial 과 Abdel-Sayed(1985)의 구조해석 모델에서도 Okeagu와 Abdel-Sayed(1984)가 제안한 흙의 강성계수식을 사용하여 합리적인 결과를 도출하였으므로, 본 연구에서도 구조물 벽에 대한 뒷채움 흙의 연직반력계수( $k_n$ )를 식 (1), 식 (2)와 같이 적용하였다. 식 (2)는 식 (1)에서  $H$ 를 단순화하기 위하여 정점부에서의 토피고  $H_c$ 를 사용할 수 있도록 변환한 공식이다.

$$k_n = \gamma \cdot \beta \cdot C_d \cdot C_\theta (H/D)^{1/2} \quad (1)$$

$$= \gamma \cdot \beta \cdot C_d \cdot C_\theta \sqrt{\alpha + \frac{1}{2}(1 - \cos\theta)} \quad (2)$$

여기서,

$$C_d = 4.25 - (0.75D/100)$$

$$C_\theta = 0.25(1 + 5.4(\theta/\pi))$$

$$\beta = 1.0 \quad \text{다짐이 양호한 사질토}$$

$$= 0.45 + (D/200)[(\theta/\pi) - 0.5]^2$$

$$\text{다짐이 보통인 사질토}$$

$$H : k_n \text{이 구해지는 위치에서의 토피고(in)}$$

$$H_c : \text{정점부에서의 토피고(in)}$$

$$D : \text{구조물의 지간(in)}$$

$$\gamma : \text{흙의 단위중량}(lb/ft^3)$$

$$\theta : \text{구조물 첨단부에서의 각도(rad)}$$

$$\beta, C_d, C_\theta : \text{흙의 반력에 대한 계수}$$

$$\alpha = \frac{H_c}{D}$$

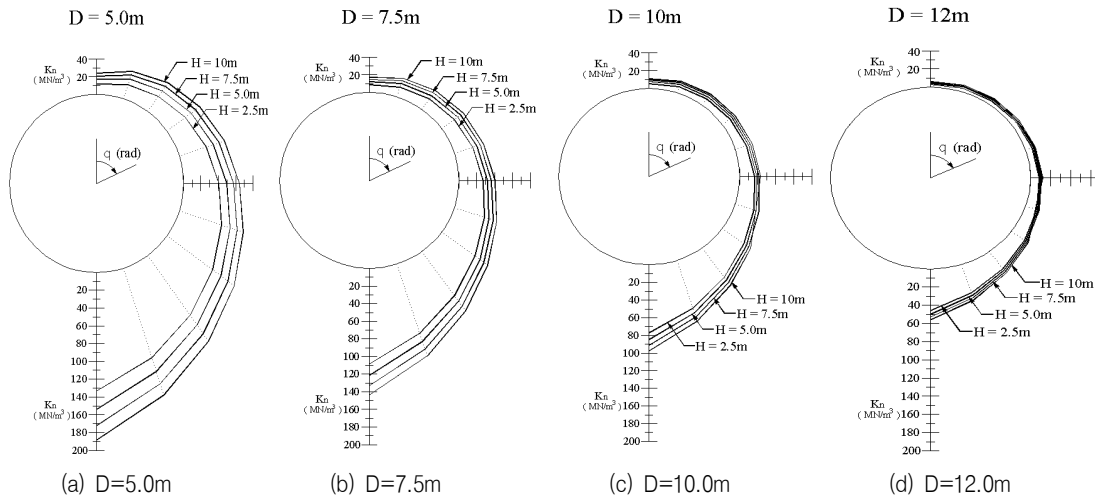


그림 2. 동일한 구조물 지름에 대하여 토피고 변화에 따른  $k_n$  분포도

또한, 흙의 접선방향의 반력계수( $k_s$ )는 연직반력계수의 20%로 제한하고 있다. 즉,  $k_s = 0.2k_n$ 이다. 식(1) 또는 식(2)로 계산된 뒷채움 흙의 연직반력계수  $k_n$ 의 각 구조물 지름에 대한 토피고별 분포도를 그리면 그림 2와 같다. 그림 2에서 같은 지름의 구조물에서 토피고가 증가함에 따라 연직반력계수  $k_n$ 의 값은 증가함을 알 수 있으며, 같은 토피고에서는 구조물의 지름이 증가함에 따라  $k_n$  값이 감소하는 경향을 보여주고 있다.

식 (1) 또는 식 (2)로 구한 스프링 계수에 각 부재의 길이를 곱하면 단위 변위당 구조물에 작용하는 반력을 구할 수 있다. 이 스프링 계수가 전체좌표계에서 나타내는 강성행렬은 그림 3에서 구할 수 있으며, 그림 3과 같이 수직축과 수직스프링이  $\theta$ 의 각을 이루고 있을 경우, 절점변위와 힘의 관계는 다음과 같다.

$$P_1 = (u_1 \cos \theta - u_2 \sin \theta) k_s \cos \theta + (u_1 \sin \theta + u_2 \cos \theta) k_n \sin \theta \quad (3)$$

$$P_2 = (u_1 \sin \theta + u_2 \cos \theta) k_n \cos \theta - (u_1 \cos \theta - u_2 \sin \theta) k_s \sin \theta \quad (4)$$

식 (3)과 식 (4)를 다음과 같은 행렬 형태로 변환하여 프레임 구조물의 전체 강성행렬에 더하면 구조물과 지반의 전체 시스템을 나타내는 강성행렬을 구성할 수 있으며, 본 연구에서도 동일한 방법으로 전체좌표계에 대한 스프링 요소를 구성하여 해석 모델링에 반영하였다.

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_n \sin^2 \theta + k_s \cos^2 \theta & (k_n - k_s) \cos \theta \sin \theta \\ (k_n - k_s) \cos \theta \sin \theta & k_n \cos^2 \theta + k_s \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (5)$$

과형강관 구조물에 작용하는 하중은 뒷채움 흙에 의한 사하중과 설계트럭하중에 의한 활하중으로 구분할 수 있다. 본 연구에서 적용한 그림 1과 같은 해석모델에서는 뒷채움 흙에 의한 사하중을 직접 재하 할 수 없다. 따라서, 뒷채움 흙에 의한 압축력( $T_D$ )을 구조물에 초기 부재력으로 재하 하여 고려하였다. 구조물에 작용하는 활하중은 그림 4와 같이 토피고 상단에 작용하는 DB24 트럭의 후륜 1축 하중에 대하여 하중작용점에서 토피고에 따라 1:1의 비율로 활하중이 확산된다

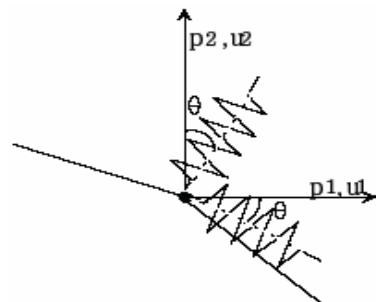


그림 3. 전체좌표계에서의 프레임과 스프링 요소

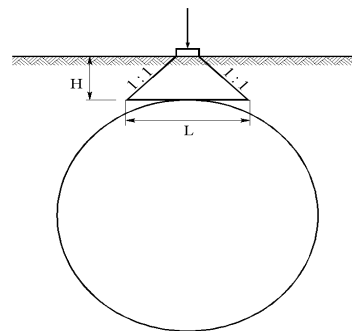


그림 4. DB24트럭 후륜 1축하중 재하방법

고 가정하여 활하중 분포폭(L)에 식 (6)과 같은 등가 활하중강도( $\sigma_{L1}$ )을 재하 하였다.

$$\sigma_{L1} = \frac{2P_{DB24}}{l_{t1} \times l_1} = \frac{188.2}{(0.20+2H)(2.3+H)} (KN/m^2) \quad (6)$$

여기서,

- $\sigma_{L1}$  : 구조물의 정점부에서의 등가 활하중 강도( $kN/m^2$ )
- $l_{t1}$  : 토피고에 따른 횡방향 활하중 분포폭
- $l_1$  : 토피고에 따른 종방향 활하중 분포폭
- $H$  : 구조물 정점부 상단에서의 토피고(m)

수치해석시에는 식 (6)의 DB24트럭 후륜1축 하중을 점진적으로 증가시키면서 구조물에 상대하중을 재하하였으며, 각 하중단계에서 정점부 변위, 구조물의 변형형상 및 소성힌지의 발생여부 등에 대하여 검토하였다.

#### 4. 주요 설계인자에 따른 매개변수 및 해석조건 결정

본 연구의 대상인 CHBDC(2000)의 좌굴강도 계산식에 대한 주요 설계인자를 구성하고 있는 요소를 파악하여 수치해석시에 적용하기 위한 매개변수를 결정하였으며, 표 2에 주요 설계인자와 각각에 대한 구성요소를 정리하여 나타내었다. 또한, 표 2에서 정리된 결과를 통해 수치해석을 위한 매개변수를 결정할 수 있었다.

먼저, 구조물의 지간과, 단면의 변화, 항복강도에 대한 영향을 고려할 수 있도록 표 3과 같이 각 단면조건

표 2. 좌굴강도계산식에 영향을 주는 주요 설계인자와 구성요소

주요 설계인자	구성요소
토피고에 의한 감소계수( $\rho$ )	토피고(H), 구조물 반경(R)
연속지간 고려 감소계수( $F_m$ )	구조물간 최소거리(S), 구조물 지간( $D_s$ )
상대강성계수(K)	구조물 탄성계수(E), 단면이차모멘트(I), 구조물 반경(R), 토피고(H), 뒷채움 흙의 할선탄성계수( $E_s$ )
소재강관 항복 응력( $F_y$ )	소재강관 항복응력( $F_y$ )
단면의 회전 반경(r)	단면적(A), 단면이차모멘트(I)

에 따라서 지간을 결정하였다. 표 3과 같이 항복강도의 증가에 따른 좌굴강도 변화의 검토를 위해 두 가지의 소재강관을 적용하였으며, 표준형 강관 구조물에 대해서 두가지, 대골형 강관 구조물에 대해서 세가지의 지간을 설정하였고, 해석대상 구조물은 모두 무보강 구조물이다.

이와 같이 결정된 구조물에 대하여 표 4와 같은 강관두께와 토피고를 적용하여 수치해석을 수행하였으며, 여기서 결정된 강관두께와 토피고는 지간에 따라서 일반적으로 시공이 가능하다고 판단되는 범위에서 선택하였으며 구조물 단면에 대한 단면상수를 표 5에 나타내었다.

또한, 파형강관 구조물은 뒷채움 흙과 구조물간의 상대강성에 의하여 좌굴강도가 영향을 받게 되므로 표

표 3. 해석대상 구조물 제원

지간 (m)	표준형강관(Standard) (150mm×50mm)		대골형강관(Super-Cor) (380mm×140mm)	
	SS400	SS490	SS490	SS540
5.0	○	○	-	-
7.5	○	○	○	○
10.0	-	-	○	○
12.0	-	-	○	○

표 4. 해석대상구조물에 적용되는 강관두께와 토피고

구분	지름(m)	강관두께(mm)	토피고(m)
표준형	5.0	3.2, 4.0, 5.0	1.0, 2.5, 5.0, 7.5, 10.0
	7.5	4.0, 5.0, 6.0	1.3, 2.5, 5.0, 7.5, 10.0
대골형	7.5	4.8, 5.5, 6.3	2.5, 5.0, 7.5, 10.0
	10.0	5.5, 6.3, 7.1	
	12.0		

표 5. 표준형과 대골형 파형강관의 단면상수

구분	강관 두께(t) (mm)	단면적 (A) ( $mm^2/mm$ )	단면계수 (S) ( $mm^3/mm$ )	소성단면 계수(Z) ( $mm^3/mm$ )	단면2차 모멘트(I) ( $mm^4/mm$ )
표준형 강관	3.20	3.97	43.57	60.99	1159.00
	4.00	4.97	50.42	76.50	1458.70
	5.00	6.21	67.21	96.05	1848.40
	6.00	7.46	79.64	115.78	2230.10
대골형 강관	4.80	6.54	207.54	291.03	16038.98
	5.50	7.63	241.38	339.93	18743.25
	6.30	8.72	274.87	388.77	21445.89
	7.10	9.81	308.24	437.85	24164.64

표 6. 뒷채움 흙에 대한 활선탄성계수( $E_s$ )

뒷채움 흙	Medium 85%	Medium 90%	Coarse 90%	Coarse 95%
$E_s$ (MPa)	3	6	12	24

표 7. 최종 해석Case 수량 집계표

지간 (m)	표준형강판 (Standard)		대골형강판 (Super-Cor.)		계
	SS400	SS490	SS490	SS540	
5.0	42	45	-	-	87
7.5	23	25	32	38	118
10.0	-	-	39	42	81
12.0	-	-	10	17	27
계	65	70	81	97	313

6과 같은 4가지 종류의 뒷채움 흙을 선정하여 수치해석시의 매개변수로 결정하였다.

표 3, 표 4, 그리고 표 6과 같이 결정된 매개변수에 대하여 각각의 경우를 조합하여 수치해석 모델을 결정하였으며, 해석에 앞서 각 해석조건에 대하여 DB24트럭의 후륜 1축 하중에 대한 좌굴안정성을 검토하여 안정성이 확보된 구조물을 대상으로 해석을 수행하였으며, 이상과 같은 절차를 통해 최종적으로 수행한 해석 Case의 수를 표 7에 나타내었다.

## 5. 수치해석 결과 및 고찰

본 연구에서는 앞에서 논의한 바와 같은 구조해석 모델에 대하여 재료적 탄소성과 기하학적 비선형을 모두 고려하여 해석을 수행하였다. 해석 수행 후 각 모델에 대하여 정점부에서의 하중-변위 곡선을 도시해 본 결과 예상했던 바와 같이 구조물의 하중 증가에 따른 비선형적인 거동을 얻을 수 있었다.

대표적으로 그림 5와 그림 6에 표준형 파형강판 구조물에 대해 4가지 토피고에 따른 SS400과 SS490소재강판의 정점부에 대한 하중-변위곡선을 도시하였다. 해석조건으로 5.0m와 7.5m의 두가지 지간에 대하여 공통적인 뒷채움 흙(Medium 90%)과 강판두께(5mm)를 적용하였다. 그림에서 수직축은 DB24하중에 대한 하중계수(Load Factor)를 나타내며, 수평축은 구조물 내측으로의 변위를 나타내고 있다. 모든 그림에서 하중이 증가함에 따라 일정수준 이후에 정점부

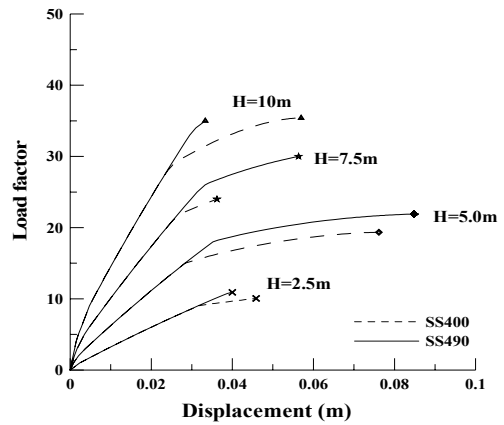


그림 5. 표준형 SS400소재강판과 SS490소재강판의 토피고에 따른 거동 비교( $E_s=6\text{MPa}$ ,  $D=5.0\text{m}$ ,  $t=5\text{mm}$ )

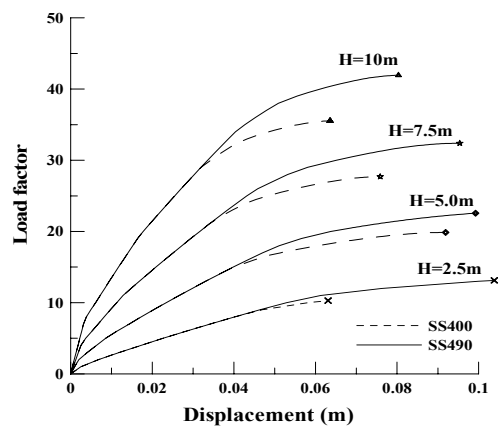


그림 6. 표준형 SS400소재강판과 SS490소재강판의 토피고에 따른 거동 비교( $E_s=6\text{MPa}$ ,  $D=7.5\text{m}$ ,  $t=5\text{mm}$ )

는 비선형적인 거동을 보이다 좌굴파괴가 발생함을 알 수 있으며, 토피고가 높을수록 활하중에 의한 영향이 적기 때문에 더 큰 하중계수에서 파괴가 발생하게 된다. 또한, 모든 경우에 있어서 SS490강재가 SS400강재보다 더 큰 좌굴강도를 가지고 있음을 알 수 있다. 그림 5와 그림 6을 비교해 보면 같은 토피고에서 구조물의 지간이 증가할 경우, 구조물 자체의 연성도가 증가하기 때문에 좌굴발생 이전에 더 많은 변위를 허용함을 알 수 있다.

그림 7~9에 동일한 방법으로 지간이 7.5m, 10.0m, 12.0m인 경우의 대골형 파형강판에 대한 하중-변위 곡선을 도시하였다. 대골형 강판도 마찬가지로 SS540을 사용할 경우에 SS490을 사용한 경우보다 더 큰 좌굴강도를 보여주고 있으며, 토피고나 지간에 대한 경향은 표준형과 동일하였다.

본 연구에서는 고강도 파형강판 구조물에 있어서 좌굴강도 계산식의 적용성에 연구의 주안점을 두고 있으

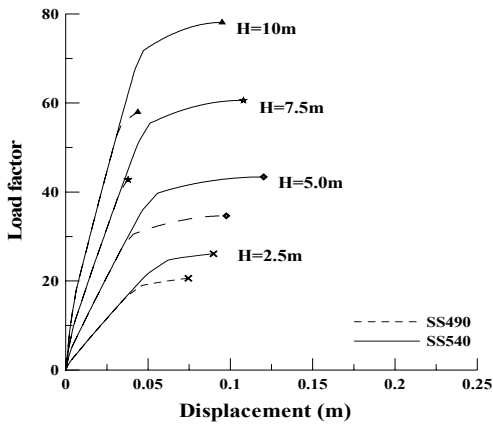


그림 7. 대골형 SS490소재강판과 SS540소재강판의 토피고에 따른 거동 비교( $E_s=6\text{MPa}$ ,  $D=7.5\text{m}$ ,  $t=5.5\text{mm}$ )

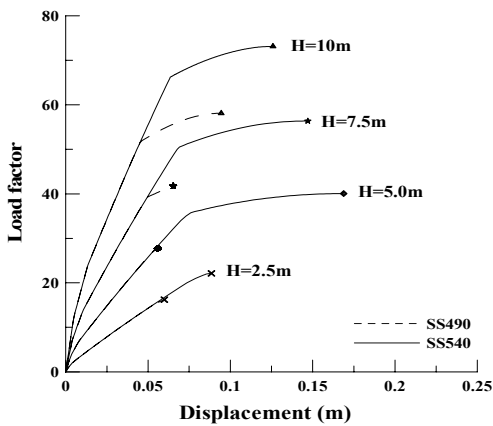


그림 8. 대골형 SS490소재강판과 SS540소재강판의 토피고에 따른 거동 비교( $E_s=6\text{MPa}$ ,  $D=10.0\text{m}$ ,  $t=5.5\text{mm}$ )

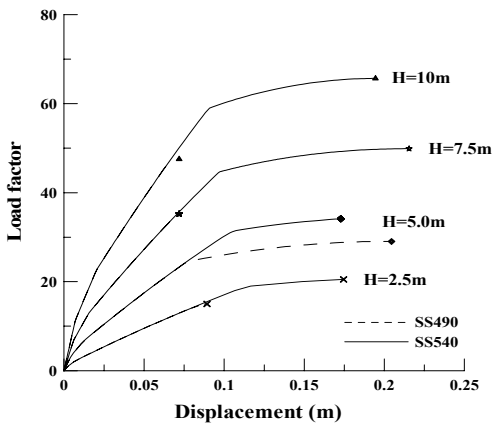


그림 9. 대골형 SS490소재강판과 SS540소재강판의 토피고에 따른 거동 비교( $E_s=6\text{MPa}$ ,  $D=12.0\text{m}$ ,  $t=5.5\text{mm}$ )

므로 앞서 나타낸 거동분석을 근거로 구조물의 거동을 크게 두가지로 나누어 좌굴강도를 산정하였다. 먼저 구조물의 정점부가 선형거동을 하는 구간, 즉 하중-변위 곡선의 기울기가 변화하는 위치를 초기항복점(initial yield)으로, 구조물이 파괴되어 급격히 변위가 발생하면서 해석 프로그램 내에서 더 이상 해석이 진전되지

않는 위치를 극한거동점(ultimate failure)으로 구분하여 두 지점에서의 정점부 응력을 검토하였다.

본 연구에서 수행한 수치해석은 재료적 탄소성뿐만 아니라 구조물의 보-기둥효과를 고려할 수 있는 기하학적 비선형해석을 수행하였으므로, 축력뿐 아니라 모멘트가 큰 영향을 주고 있다고 판단되어진다. 따라서, 정점부 응력산정시에는 구조물을 구성하고 있는 비선형 범요소를 보-기둥 부재로 고려하였으며 구조물의 정점부에 발생하는 축력과 모멘트를 산정하여 축력에 의한 응력과 모멘트에 의한 응력을 식 (7)과 같이 계산하였다.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S} \quad (7)$$

여기서,

- $f$  : 구조물 정점부에서의 응력(MPa)
- $P$  : 구조물 정점부에서의 축력(MN)
- $A$  : 구조물의 단면적( $\text{m}^2$ )
- $M$  : 구조물 정점부에서의 모멘트(MN-m)
- $S$  : 구조물단면의 단면계수( $\text{m}^3$ )

앞서 언급한 초기항복점(initial yield)과 극한거동점(ultimate failure)에서 식 (7)에 의해 계산된 부재 응력을 구조물의 유연도 계수(ring flexibility factor)에 대하여 설계좌굴강도와 함께 도시하여 비교한 그래프를 그림 10~13까지에 나타내었다. 그래프에서 x축은 구조물의 세장비( $KR/r$ )를 나타내고 있으며, y축은 구조물의 좌굴응력을 나타내고 있다. 실선은 탄성 좌굴응력을, 점선은 비탄성좌굴응력을 나타내며, 좌굴강도 값(● 또는 ○)은 각 구조물에 대해 표 1에서 정의된 설계 좌굴강도를 이용하여 구한 것이다. 실선이나 점선보다 아래에 있는 좌굴강도는 토피고의 영향에 따른 감소계수( $\rho$ )에 의해서 강도가 감소된 경우이다. 수치해석 결과, 모든 해석조건에서 극한거동점에서의 응력이 초기항복점에서의 응력을 상회하고 있으며, 설계좌굴강도보다 상회하고 있음을 알 수 있다. 또한 그림 10, 11을 비교해보면 소재강판의 인장강도가 증가하면 좌굴강도 역시 증가함을 알 수 있다. 특히, 그림 12, 13의 대골형 강판에서 SS490에서 SS540으로 소재강판을 변경하였을 때 좌굴강도의 증가가 초기항복점과 극한 거동점에서 모두 현저하게 나타나고 있다.



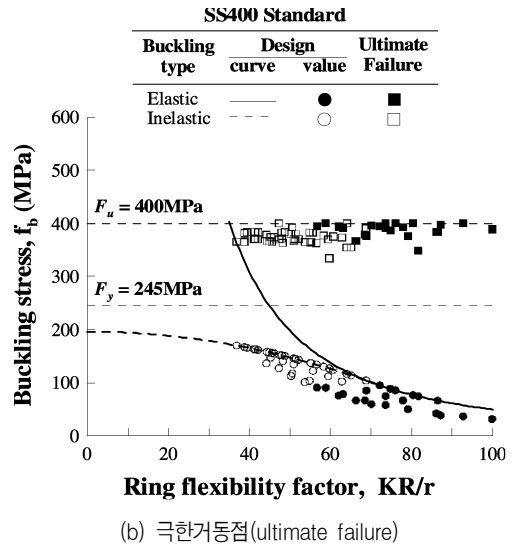
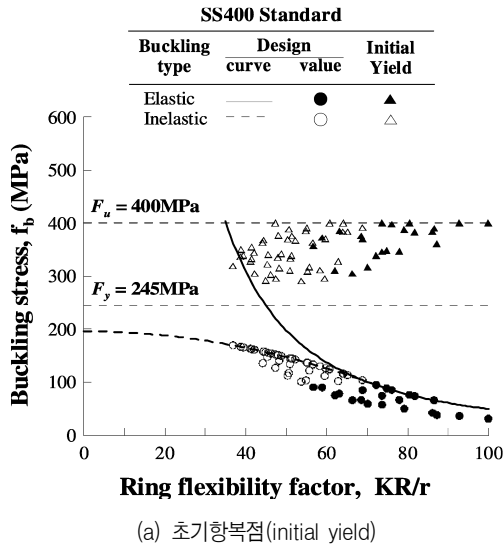


그림 10. 표준형 SS400소재강판의 좌굴강도 비교

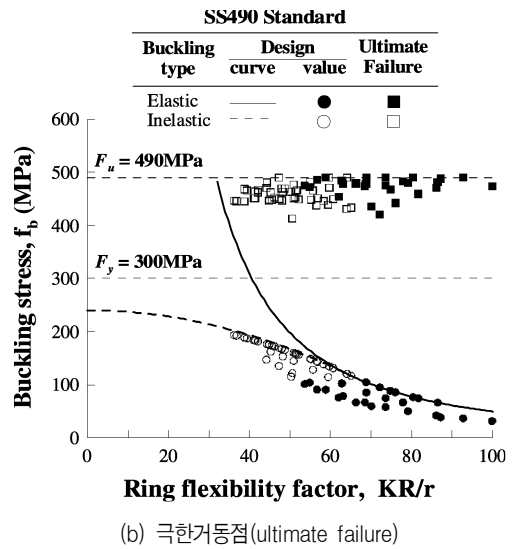
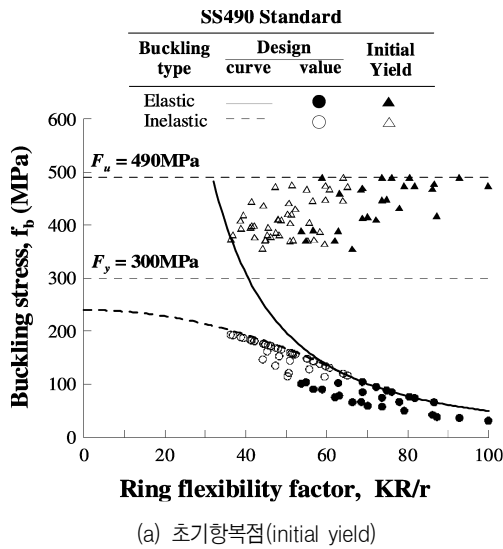


그림 11. 표준형 SS490소재강판의 좌굴강도 비교

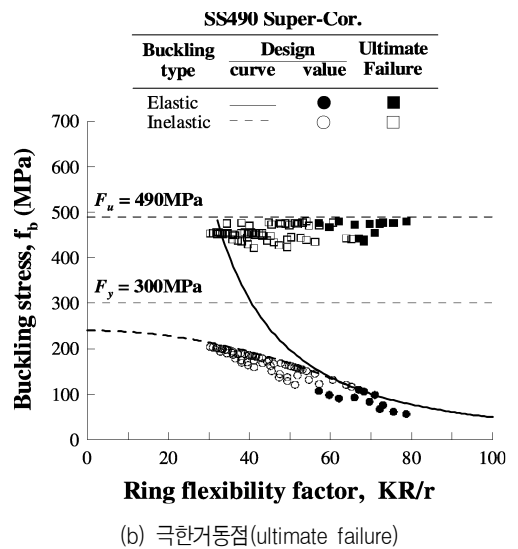
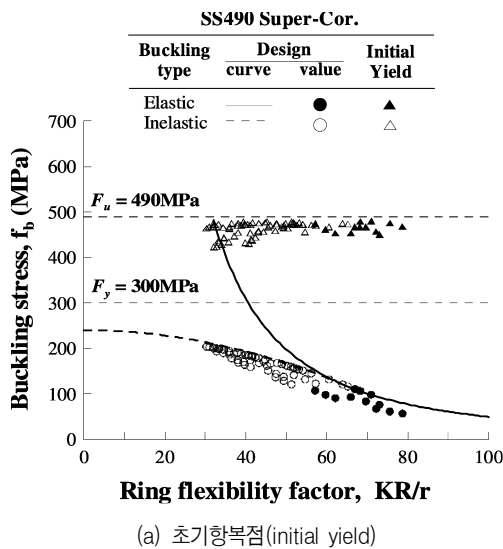
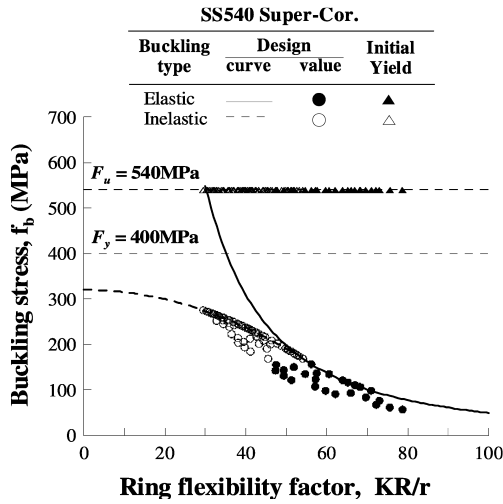
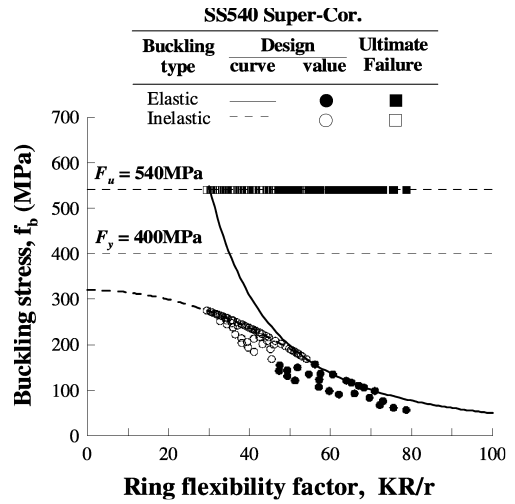


그림 12. 대굴형 SS490소재강판의 좌굴강도 비교

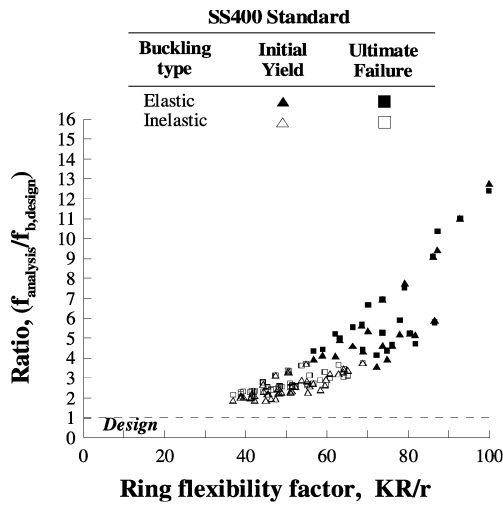


(a) 초기항복점(initial yield)

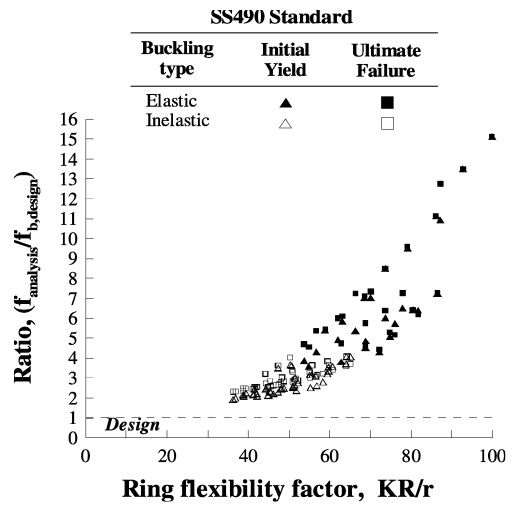


(b) 극한거동점(ultimate failure)

그림 13. 대골형 SS540소재강판의 좌굴강도 비교

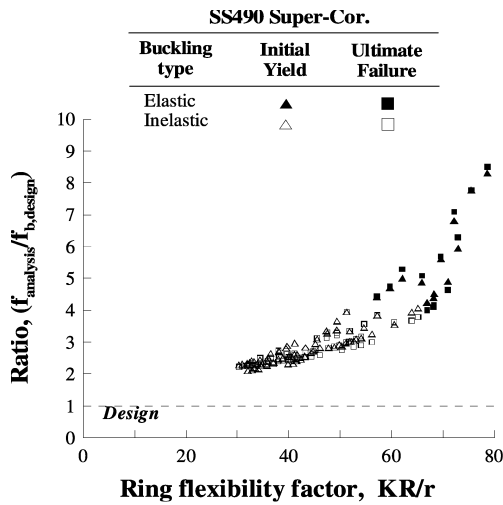


(a) SS400소재강판

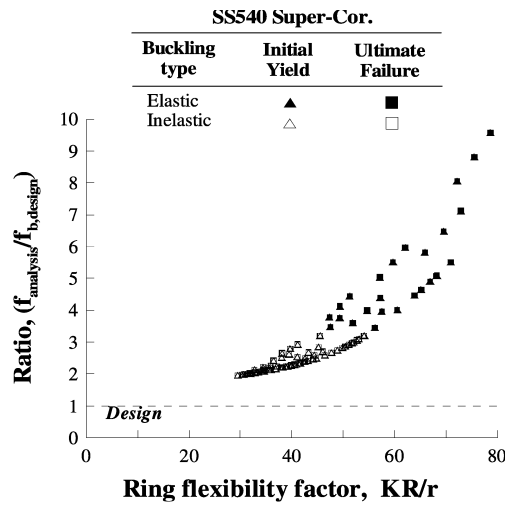


(b) SS490소재강판

그림 14. 표준형 파형강판 구조물에서의 설계에 대한 해석좌굴강도비



(a) SS490소재강판



(b) SS540소재강판

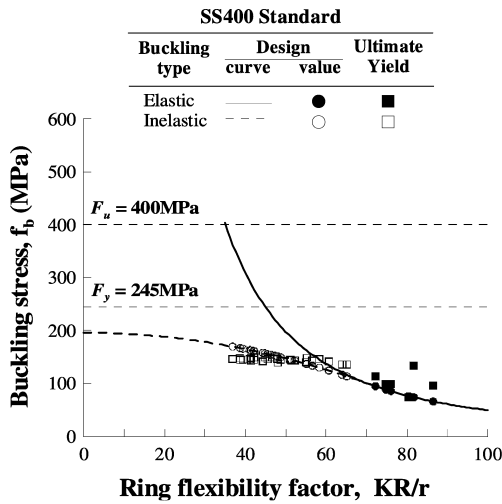
그림 15. 대골형 파형강판 구조물에서의 설계에 대한 해석좌굴강도비

그림 14, 15에는 표준형과 대골형 구조물에서 설계 좌굴강도에 대한 해석좌굴강도(초기항복점과 극한거동점)의 비를 나타내었다. 그림을 통해 모든 범위에서 2.0이상의 안전율을 확보하고 있음을 알 수 있으며, 특히, 소재강판이 고강도화 될수록 기존의 소재강판에 비해 표준형에서 평균 1.16배, 최대 1.33배, 대골형에서는 평균 1.15배, 최대 1.47배 좌굴강도가 더 크게 산정되고 있다.

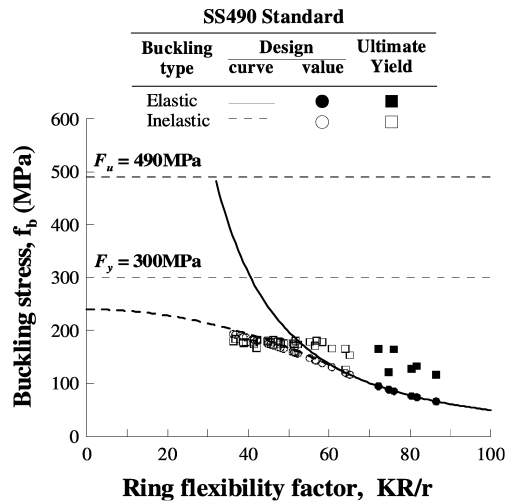
그림 10~13까지의 그래프에서 해석 좌굴강도가 상당히 크게 산정되고 있는데 이는 앞에서 언급한 바와 같이 좌굴강도의 계산시에 모멘트를 고려하고 있기 때문이다.

본 연구에서의 해석 좌굴강도를 축력에 의한 영향만

고려할 경우에는 그림 16, 그림 17과 같이 도시할 수 있다. 그림 16과 그림 17에서는 좌굴과피가 발생하는 극한거동점에 대해서만 도시를 하였으며, 토피고의 영향으로 인해 설계좌굴강도가 설계곡선보다 낮아지는 경우는 설계값과 해석값의 구분을 용이하게 하기 위하여 그래프에서 제외하였다. 그림 16과 그림 17에서 압축력만 고려하였을 경우 낮은  $KR/r$ 에서 설계좌굴강도보다 낮아지는 값을 가지는 경우가 발생하게 된다. 또한 표준형보다 대골형에서 이러한 경향이 더 심해지는데, 이는 대골형의 경우 단면이차모멘트의 증가로 뒷채움 흡에 대한 구조물의 상대 휨강성이 증가하여 모멘트가 차지하는 부분이 더 커지기 때문으로 추정된다. 실제로 본 연구에서 수행한 예제의 수치해석결과

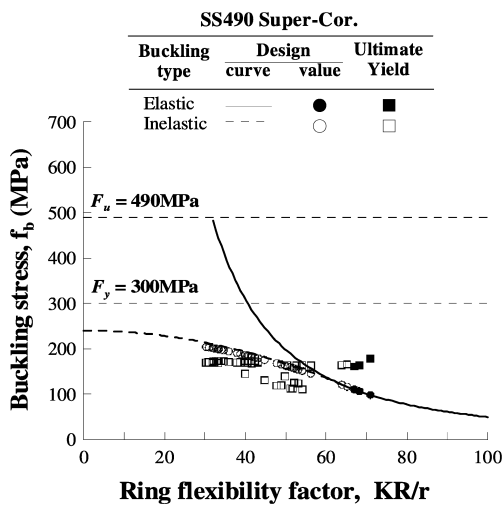


(a) SS400소재강판

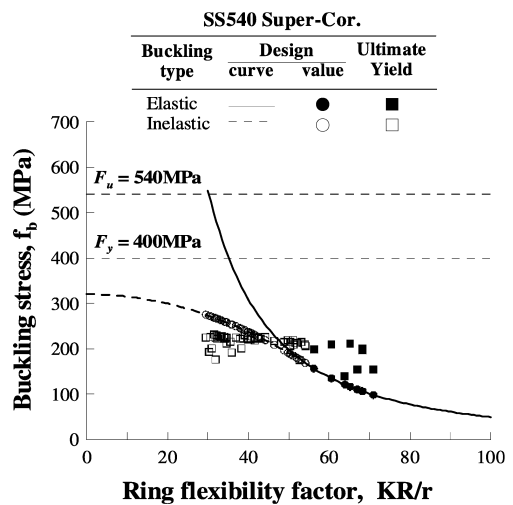


(b) SS490소재강판

그림 16. 압축력만 고려하였을 경우 표준형 파형강판 구조물에서의 좌굴강도 비교

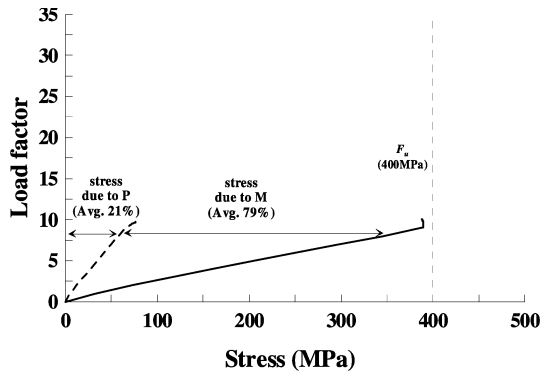


(a) SS490소재강판

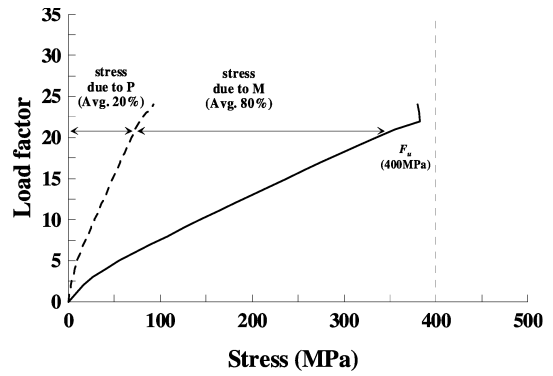


(b) SS540소재강판

그림 17. 압축력만 고려하였을 경우 대골형 파형강판 구조물에서의 좌굴강도 비교

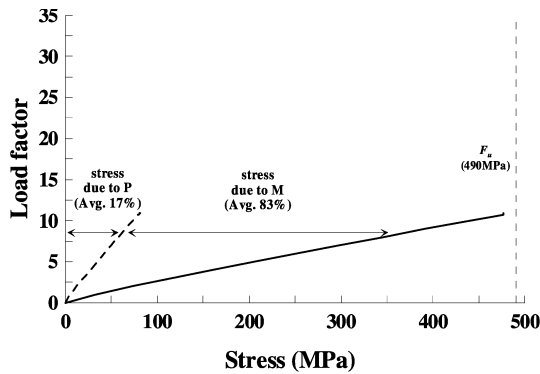


(a) 토피고 H=2.5m

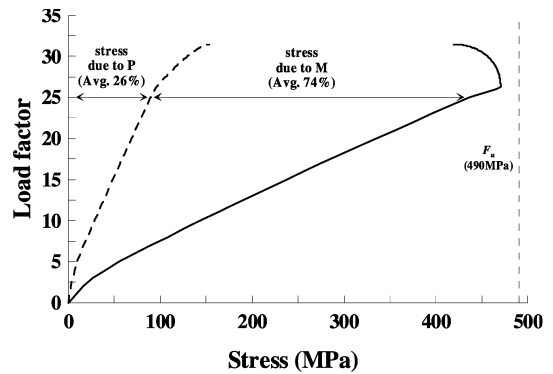


(b) 토피고 H=7.5m

그림 18. 서로 다른 토피고에서 전체부재응력에 대한 모멘트와 축력의 기여도(표준형, SS400소재강판, Es=6MPa, D=5.0m, t=5.0mm)



(a) 토피고 H=2.5m



(b) 토피고 H=7.5m

그림 19. 서로 다른 토피고에서 전체부재응력에 대한 모멘트와 축력의 기여도(표준형, SS490소재강판, Es=6MPa, D=5.0m, t=5.0mm)

인 그림 18, 19와 같이, 전체 부재응력에서 모멘트에 의해 발생하는 응력이 압축력에 의해 발생하는 응력의 약 3배가 됨을 알 수 있다.

구조물의 부재응력 중에서 모멘트에 의한 응력은 구조물의 장지간화, 단면 보강으로 인한 구조물 휨강성의 증가 등의 이유로 증가될 것이다. 좌굴강도 산정시에 재료적, 기하학적 비선형 해석을 수행할 경우에는 휨강성에 의한 영향을 고려해야 할 것이고, 휨강성에 의한 영향을 고려하면 그림 10~13까지와 같이 충분히 안정성을 확보할 수 있게 된다. 그러나 설계기준에서 제시하고 있는 좌굴강도 계산식은 설계를 위한 것이고, 이는 보다 보수적인 결과를 제시하여야 안전율을 확보할 수 있으므로, 현재의 좌굴강도 설계식은 적절하다고 판단할 수 있다.

## 6. 결론

본 연구에서는 현재 적용되는 외국의 설계기준인 AASHTO(2004)와 CHBDC(2000)에서 제시하고 있

는 파형강판 구조물의 좌굴강도 계산식에 대한 제정배경과 주요설계 인자를 파악하였고, 소재강판을 고강도화 하였을 때 좌굴강도에 미치는 영향을 정량적으로 분석하기 위한 수치해석을 수행하였으며, 다음과 같은 결론을 도출하였다.

(1) 현재의 설계기준인 AASHTO(2004)와 CHBDC(2000)는 구조물을 탄성과 비탄성좌굴로 구분하여 좌굴강도 계산식을 제시하고 있으며, 이 계산식은 적용하는 계수의 차이, 보정계수의 유무를 제외하고는 동일한 설계개념에서 산정되었다. 두 가지 설계기준을 비교해볼 때 CHBDC(2000)의 설계기준이 보다 다양한 보정계수를 도입하고 있어, 보다 합리적인 좌굴강도를 산정하는데 있어 적합한 설계기준이라 할 수 있다.

(2) 구조물의 좌굴강도를 결정하는 데에는 구조물의 지간, 단면의 종류, 뒷채움 흙의 종류와 토피고, 그리고 소재강판의 항복응력이 중요한 매개변수

로 판단되며, 파형강관 구조물의 설계나 수치해석을 위해서는 이런 다양한 매개변수에 대하여 검토할 필요가 있다.

- (3) 다양한 매개변수에 대하여 재료적 탄소성과 기하학적 비선형을 고려하여 수치해석을 수행한 결과, 표준형과 대골형 파형강관 구조물 모두, 현재 적용되고 있는 소재강판과 고강도의 소재강판 모두, CHBDC (2000)에서 제시한 좌굴강도에 대하여 2.0이상의 안전율을 확보하였다.
- (4) 고강도강을 사용하였을 경우에는 기존의 소재강판에 비해 해석좌굴강도가 설계좌굴강도의 비가 표준형에서 평균 1.16배, 최대 1.33배, 대골형에서는 평균 1.15배, 최대 1.47배 더 큰 안전율을 확보함으로써, 좌굴강도의 개선 효과가 뛰어난을

알 수 있었다.

- (5) 현재의 좌굴강도 계산식은 보수적인 결과를 얻을 수 있는 안정적인 설계기준이며, 고강도강을 적용한 파형강관 구조물에서도 좌굴강도의 하한계선으로 충분히 적용할 수 있을 것으로 판단된다.
- (6) 본 연구결과는 향후 고강도강의 적용을 통한 파형강관 구조물의 좌굴강도 설계와, 재료적 탄소성 및 기하학적 비선형에 의한 파형강관 구조물의 좌굴해석 방법에 대한 기초 자료로 활용 가능할 것이며, 기시공 구조물의 좌굴안정성 평가 또는 신규 고강도 파형강관 구조물의 설계에 대하여 현행 설계기준의 보완자료로 활용이 가능할 것으로 판단된다.

(접수일 : 2006. 6. 29 심사일 : 2006. 7. 5 심사완료일 : 2006. 9. 18)

## 참 고 문 헌

1. 최동호, 이승재, 김남기(2006), 장기간 지중강관 박스컬버트의 휨모멘트 식, *한국지반환경공학회 논문집*, 제 7권, 제3호, pp. 55~68.
2. AASHTO(2004), LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, Third Edition, Sect.12 (Buried Structures and Tunnel Liners).
3. Abdel-Sayed, G.(1978), Stability of Flexible Conduits Embedded in Soil, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 5(33), pp. 324~334.
4. Abdel-Sayed, G. and Girges, Y.(1992), Stability of Soil-Steel Bridges, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 19, No. 3, pp. 463~468.
5. Barnard, R. E.(1957), Design and Deflection Control of Buried Steel Pipe Supporting Earth Loads and Live Loads, *Proc. of ASTM*, Vol. 57, pp. 1233~1258.
6. Booy, C.(1957), Flexible Conduit Studies, Prairie Farm Rehabilitation Administration, *Canada Department of Agriculture*, Saskatoon, Saskatchewan.
7. Canadian Standards Association(2000), CAN/CSA-S6-00: *Canadian Highway Bridge Design Code*, Rexdale, Ontario.
8. Forrestal, M. J. and Herrmann, G.(1965), Buckling of a long cylindrical shell surrounded by an elastic medium, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 1, pp. 297~310.
9. Ghobrial, M. and Abdel-Sayed, G.(1985), Inelastic Buckling of Soil-Steel Structures, Transportation Research Record 1008, Transportation Research Board, *National Research Council*, Washington, DC, pp. 7~14.
10. Kloeppe, K. and Glock, D.(1970), Theoretische und Experimentelle Untersuchungen zu den Traglastproblemen biegeeweiger, in die Erde eigenbetteten Rohre, publ. No. 10, Institut fur Statik und Stahlbau, T. H. Darmstadt, Germany.
11. Luscher, U.(1966), Buckling of Soil-Surrounded Tubes, *Journal of Soil Mech. Found. Div, Proc. ASCE*,

Vol.92, No. SM6.

12. Meyerhof, G. G. and Baikie, L. D.(1963), Strength of Steel Culvert Sheets Bearing Against Compacted Sand Backfill, *Highway Research Record No. 30*, Highway Research Board, National Academy of Science, Washington, D.C.
13. Moore, I. D. (1985), *The Stability of Buried Tubes*, Ph D. thesis, School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Australia.
14. Okeagu, B. N.(1982), *Analysis and Stability of Large-Span Flexible Conduits*, Ph.D. dissertation, Michigan State Univ.
15. Okeagu, B. N. and Abdel-Sayed, G.(1984), Coefficients of Soil Reaction for Buried Flexible Conduits, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE.
16. Terzaghi, K.(1955), Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, *Geotechnique*, 5, pp. 297~326.
17. Vesic, A. S.(1966), Beams on Elastic Subgrade and the Winkler Hypothesis, *5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 845~850.