제 5 장

휨재

5.1 서론

5.2 보의 거동

탄성 휨 거동

비탄성 거동

국부 좌굴

횡 좌굴

전단 응력

처짐

5.3 보의 설계

허용 휨 응력

2 축 휨 응력

허용 전단 응력

사용성 한계

5.4 보의 지압판

5.5 보의 소성설계

5.1

서 론

보는 구조물에서 쉽게 찾아볼 수 있는 가장 대표적인 부재 가운데 하나이다. 보는 단부 모멘트를 포함하여 부재축의 횡방향으로 작용하중을 받는 부재이다. 보는 압축과 인장 그리고 복부요소로 구성된다. 휨 모멘트(M)과 전단력(V)가 발생하는 경우의 보의 자유물체도를 생각해보자. 보에 연직으로 작용하는 집중하중과 분포하중은 보의 전 경간을 통해 정모멘트를 유발시키고 이에 따라 보의 상부는 압축에 의해 줄어들고, 하부는 인장에 의해 늘어난다. 이와 같이 보는 인장 부재와 압축부재의 합성개념의 부재로 설명할 수 있다.

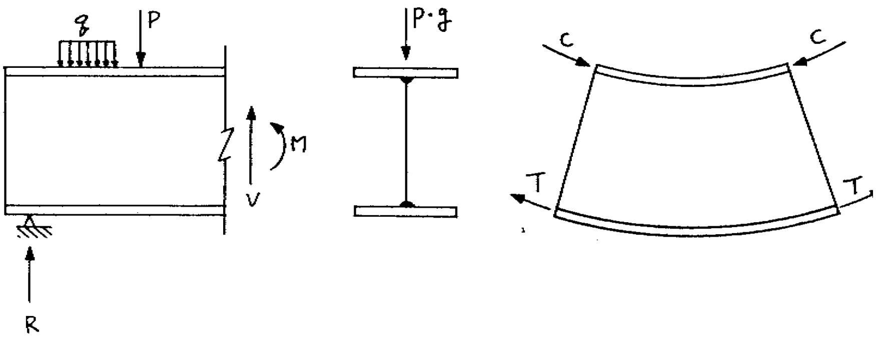


그림 5.1 보의 거동과 짝힘

보의 형태는 보의 기능에 따라서 다음과 같이 다양하게 구별된다.

- 거더(Girder, 그림 5.2 a): 교량 바닥판 구조나 건물의 지붕구조에서 가장 넓은 간격으로 놓인 보로서, 주로 그 위에 놓인 다른 보들의 반력을 하중으로 받는 비교적 춤이 깊은 보

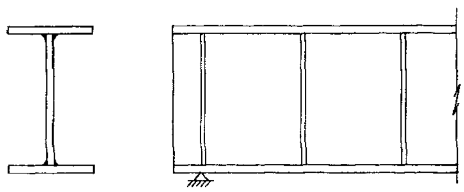


그림 5.2 a 거더 (Girder)

▪ 장선(Joist): 마루청을 받치는 촘촘히 놓인 보

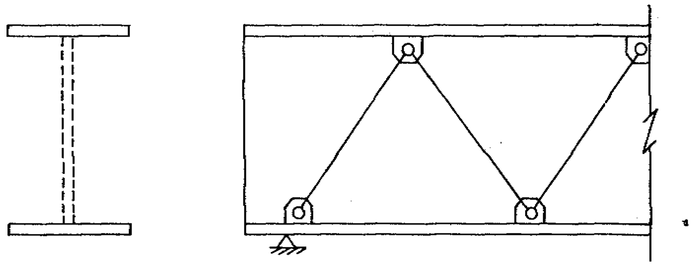


그림 5.2 b 장선(Joist)

▪ 도리(Purlin, 그림 5.2 c): 건물 구조에서 지붕의 스킨구조를 받치는 보

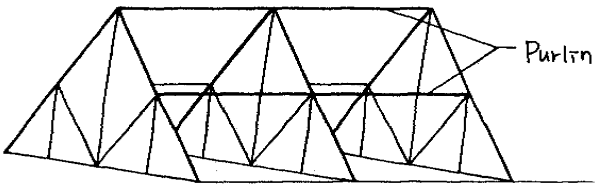


그림 5.2 c 도리 (Purlin)

▪ 버팀보 또는 세로보(Stringer): 건물의 마루 보나 또는 교량의 가로보 (Cross Beam) 사이의 종방향 보

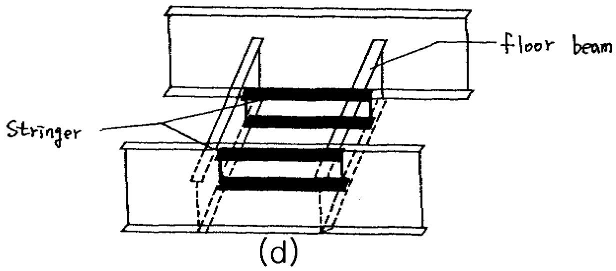


그림 5.2 d 세로보 또는 버팀보 (Stringer)

보에는 I-형강, H-형강 등과 같은 형강보나 래티스 보와 허니컴 보와 같은 조립보가 사용된다. 그러나 형강보로는 외력에 저항할 내력이 부족한 경우이거나 또는 처짐량이 커질 경우에는 플레이트 거더나 트러스 등이 사용된다.

보는 휨거동이 지배적이므로 휨응력과 전단응력에 대해 안전하도록 설계해야 되며, 이외에 단면을 형성하고 있는 판 요소의 국부좌굴, 부재의 횡-비틀림좌굴에 대한 가능성 및 처짐 등의 사용성에 대해서도 충분한 검토가 필요하다. 왜냐하면 판요소의 국부좌굴이나, 부재의 횡-비틀림 좌

굴과 같은 부재의 불안정성이 전단면이 항복에 도달하기 전에 발생하면 단면을 경제적으로 사용할 수 없기 때문이다. 허용응력설계법을 이용한 보 설계에서는 이러한 사항들을 고려해서 허용휨응력을 결정하게 된다.

5.2

보의 거동

5.2.1 단순 휨응력

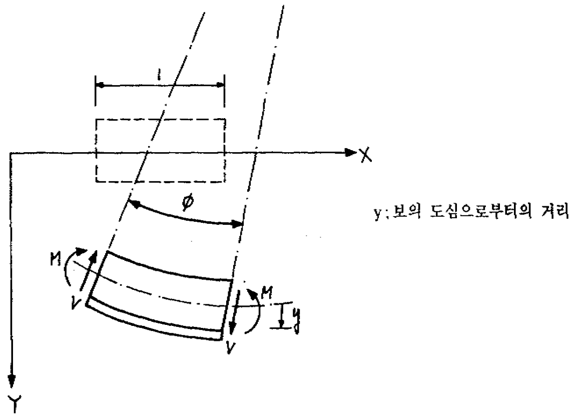
면내 하중을 받는 보가 비틀림을 동반하지 않고 면내 휨 거동만을 하는 경우를 단순 휨이라 한다. 단순 휨을 받는 부재의 휨 거동을 살펴보기 위해서 다음 사항들을 가정한다.

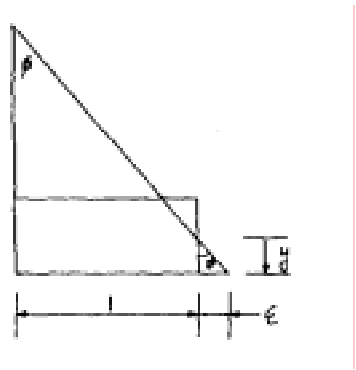
- 2 축 대칭 단면인 보에 대해서 하중은 주평면에 평행하고 도심에 작용한다.
- 1 축 대칭인 개방 단면을 갖는 보에서는 하중이 재하되는 평면은 하나의 주평면에 평행하고 전단 중심을 통과한다.
- 보의 압축 요소는 횡-방향으로 구속된다.

특히, 세번째의 가정이 필요한 이유는, 보의 단면이 대칭이고 하중이 대칭 단면에 작용하더라도 부재에 단순휨만이 작용하게 하려면, 압축력에 의한 횡-비틀림 좌굴 가능성을 완전히 피해야 하기 때문이다.

5.3 a 는 하중을 받는 보의 임의의 위치에서 가상적으로 잘라낸 단위 길이의 보 요소에 작용하는 휨모멘트(M)과 전단력(V)을 보여주고 있다. 탄성체 보 단면에 대해서 변형전의 평면을 변형후에도 그대로 유지한다는 가정을 이용하면, 그림 5.3 b 에서 보여주는 바와 같이 기하학적인 관계로부터 보의 축방향 변형률 ε를 다음 식과 같이 얻을 수 있다.

$$\varepsilon = y\phi \qquad \text{식 (5.1)}$$





a 휨재의 단면력 b 단위 길이 보 요소의 곡률과 변형률

그림 5.3 휨부재의 변형

여기서, ϕ 는 보의 곡률, y 는 단면의 중립축으로부터 떨어진 거리이다. Hooke 의 탄성변형률과 응력관계를 이용하면 휨응력의 분포는 그림 5.4 와 같으며, 식 (5.2)로 표현할 수 있다.

$$f_{by} = E\varepsilon = Ey\phi \qquad \text{식 (5.2)}$$

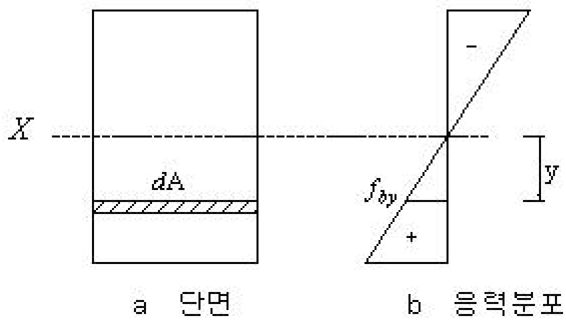


그림 5.4 단순 휨응력 분포

단면의 휨 모멘트는 휨 응력의 중립축에 대한 모멘트의 합으로 다음과 같이 정의된다.

$$M_b = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} f_{by}\, y dA \qquad \text{식 (5.3)}$$

식 (5.2)를 식 (5.3)에 대입하면 휨모멘트와 곡률과의 식 (5.4 a, b)를 얻을

수 있다.

$$M_b = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} Ey^2 \phi dA = E\phi \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} y^2 dA \qquad \text{식 (5.4a)}$$

$$M_b = EI\phi \qquad \text{식 (5.4b)}$$

여기서, $I = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} y^2 dA$ 는 중립축에 대한 단면 2 차 모멘트이다. 식 (5.2)와 식 (5.4)를 이용하여 휨 응력과 휨모멘트와의 관계를 구한다.

$$f_b = \frac{M_b c}{I} = \frac{M_b}{S} \qquad \text{식 (5.5)}$$

여기서, c 는 중립축에서 최연단까지의 거리이고, $S = I/c$ 는 단면계수로, 이는 휨부재 단면 설계시 대표적 변수로 사용되는 휨저항계수이다.

■ 2-축 대칭 (I-형강)인 경우(그림 5.5)에는 대칭성 때문에 중립축은 단면의 중앙에 위치하게 되고 압축부나 인장부의 크기는 같다. 즉 중립축은 최상단과 최하단에서 같은 거리에 있다. 때문에 최대 응력은 단면의 최상단이나 최하단에서 발생한다. 보 플랜지가 넓은 2 축대칭 단면의 경우에는 X-축에 대한 단면 2 차 모멘트가 Y-축에 대한 단면 2 차모멘트보다 크기 때문에 일반적으로 X-축에 대해서 휨이 발생하도록 배치한다.

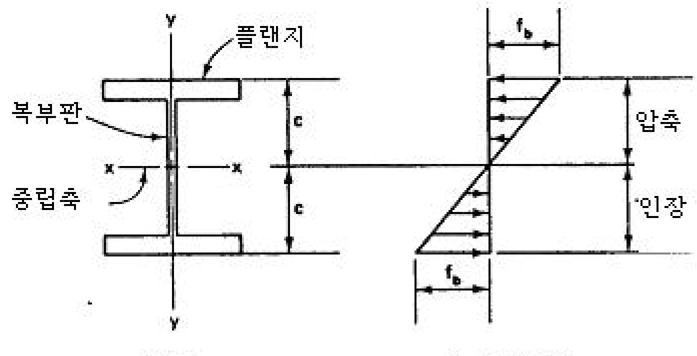


그림 5.5 2 축 대칭 단면의 휨 응력 분포

허용응력 설계법에 의한 보 설계 시 최대 휨응력이 재료의 허용휨응력 f_{bax} 보다 작아야 하므로, 식 (5.6)을 이용하여 필요한 보 단면계수를 구하

면 된다.

$$S_{req} = \frac{M_{max}}{f_{bax}} \qquad \text{식 (5.6)}$$

1 축 대칭인 경우 (그림 5.6)에는 주어진 그림에서와 같이 만약 보의 단면이 X-축에 대하여 대칭이 아니라면 외연응력 f_{bt} 와 f_{bc} 를

식 (5.7a)와 식 (5.7b)에 의하여 정한다.

$$f_{bt} = \frac{M_b}{I/e_t} = \frac{M_b}{S_t} \qquad \text{식 (5.7a)}$$

$$f_{bc} = \frac{M_b}{I/e_c} = \frac{M_b}{S_c} \qquad \text{식 (5.7b)}$$

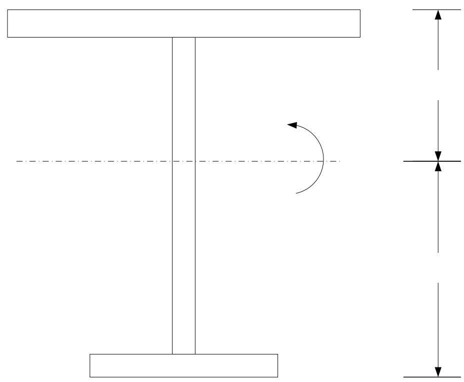


그림 5.6 1 축대칭단면

여기서 e_t 와 e_c 는 각각 인장역과 압축역에서 중립축으로부터 보의 외측 섬유들까지의 거리이고, S_t 와 S_c 는 각각 대응하는 단면계수이다.

5.2.2 보의 비탄성 거동

압축 플랜지에 대한 횡방향 구속이 충분한 보의 설계는 단면의 최대 휨 강도에 의해서 좌우된다. 그림 5.7 은 보에 작용하는 휨 모멘트가 점차적

으로 증가하는 I-형강 단면의 응력 분포를 보여주고 있다.

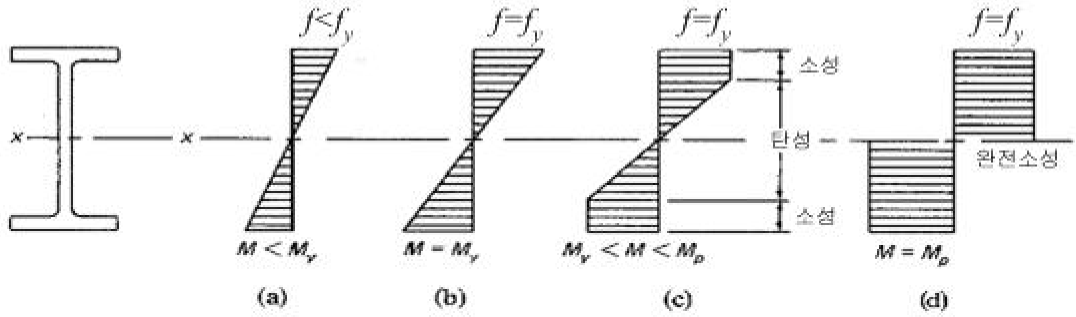


그림 5.7 하중의 변화에 따른 응력의 분포

재료가 항복응력에 도달할 때까지는 탄성한계 내에 있으며, 그 후 추가로 발생하는 변형률 증가로 인한 응력의 증가는 없다. 이러한 거동에 대한 응력-변형도 관계를 도식화해보면 그림 5.8 과 같다. 이러한 강재의 거동을 탄-소성 거동(elastic-plastic behavior)이라 한다.

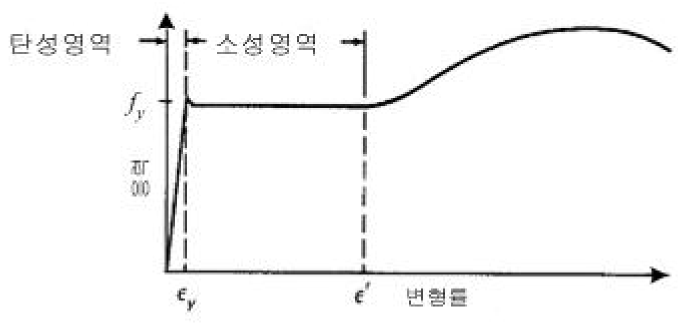


그림 5.8 일반적인 구조용 강재의 응력-변형률 곡선

최연단이 항복응력에 도달하는 순간의 모멘트를 항복모멘트(yield moment)라고 하며 식 (5.8)과 같이 구할 수 있다(그림 5.7 b 참조).

$$M_y = f_y S_x \qquad \text{식 (5.8)}$$

보 단면에 발생하는 응력이 그림 5.7 d 의 상태에 도달하면 단면내의 모든 부분의 변형도는 $\varepsilon_y = \dfrac{f_y}{E_s}$ 보다 크거나 같은 소성영역에 놓인다. 따라

서 이 때의 모멘트를 소성모멘트(plastic moment)라 하며, 다음과 같이 계산한다.

$$M_p = f_y \int_A y dA = f_y Z \qquad \text{식 (5.9)}$$

여기서, $Z = \int y dA$ 이며 소성계수라고 부른다. 단면형상의 특성을 나타내는 소성모멘트와 항복모멘트의 비를 형상계수 f (shape factor)라고 부르고 식 (5.10)와 같이 표현한다. 이 값은 재료의 역학적 성질과는 무관함을 알 수 있다.

$$f = \frac{M_p}{M_y} = \frac{f_y Z}{f_y S} = \frac{Z}{S} \qquad \text{식 (5.10)}$$

그림 5.9 는 형상계수가 서로 다른 원형, 직사각형과 I 형 단면에 대해서 $M-\phi$ 곡선을 이용하여 휨거동을 살펴본 것이다.

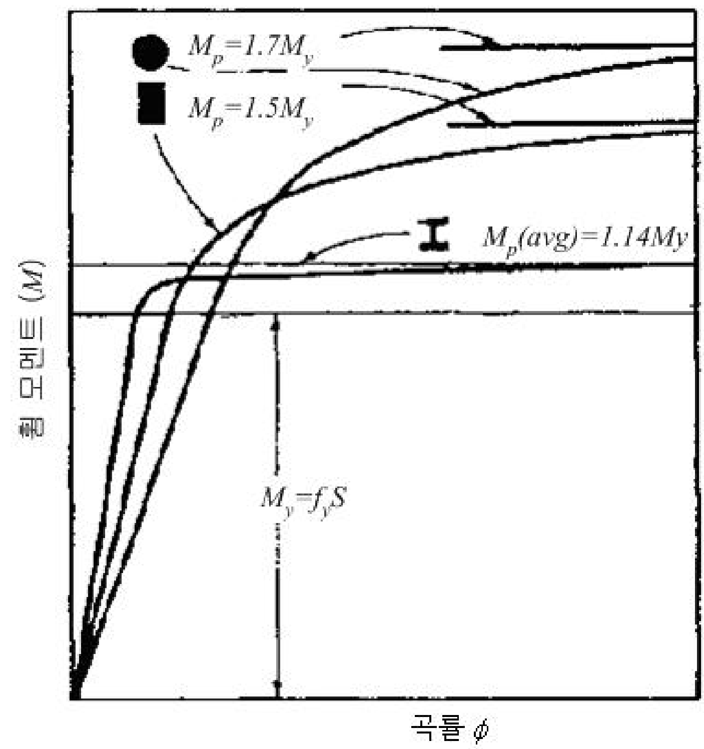
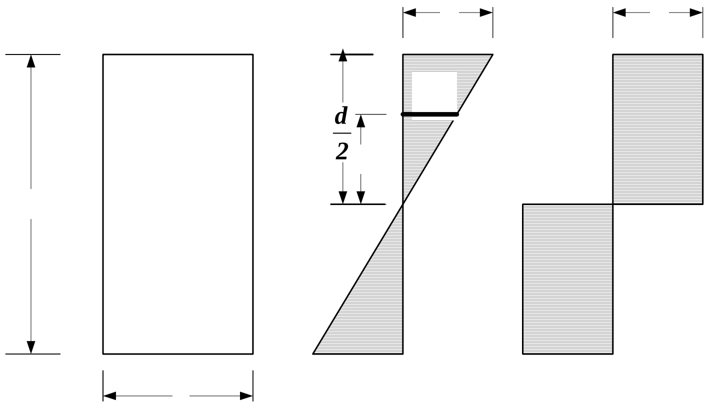


그림 5.9 단면 형태에 따른 비 탄성 $M-\phi$ 곡선

여기서 사용된 형상계수는 강축에 대한 단면계수의 비를 구한 것이며, I-형강(AISC 의 W-형강)의 경우 1.09 에서 1.18 사이가 보통이며, 평균치는 약 1.12 이다. 다시 말해서 I-형강의 극한모멘트(소성모멘트)는 항복모멘트보다 약 10% 큰 값이다. 이러한 사실에 근거하여 전단면이 항복에 이를 수 있는 경우에는 허용휨응력을 10%정도 더 큰 값으로 허용하고 있다. 탄성설계의 관점에서 볼 때 최소 중량 설계를 위해서는 I-형강의 경우가 가장 유리하고 원형 단면은 가장 비효율적일 수 있으나, 항복 모멘트에 도달하기까지에는 원형 단면이 다른 형강들에 비해 더 많은 에너지를 흡수할 수 있다.

예제 5-1

폭과 높이가 각각 b 와 d 인 직사각형 단면 보의 형상계수를 구하시오.



예제그림 5.1 휨을 받는 직사각형 단면의 응력

풀이

1. 연단이 항복하기 시작할 때의 항복모멘트 M_y

$$S_{req} = \frac{M_{\max}}{f_a}, \quad f = \frac{f_y \cdot y}{(\frac{d}{2})} = f_y \frac{2y}{d},$$

$$M_y = 2\int_0^{d/2} \frac{2f_y}{d} y^2 bdy = f_y \frac{bd^2}{6}$$

2. 전단면이 소성상태인 소성모멘트 M_p

$$M_p = \int_A f_y dA = 2\int_0^{d/2} f_y bydy = f_y \frac{bd^2}{4}$$

3. 형상비: f

$$f = \frac{M_p}{M_y} = 1.5$$

위 예제에서 알 수 있듯이 직사각형 단면의 휨에 의한 항복은 강축으로 휨이 발생하는 I-형 단면의 항복보다 상당히 큰 여유의 강도를 가지고 있다고 할 수 있다. 또한 약축으로 휨이 발생하는 I 형 단면의 경우는 두 개의 직사각형 단면이 복부의 폭만큼의 간격을 두고 있다고 생각하고 형상비를 계산할 수 있다. 보의 소성설계에 대해서는 맨 마지막 절에서 간단히 소개하기로 한다.

.

5.2.3 보의 전단응력

일반적으로 순수한 휨의 경우를 제외하면 전단력은 휨 모멘트와 같이 작용한다. 일반적으로 그림 5.10 과 같은 보의 전단응력은 복부판의 중앙에서 최대가 된다. 실제로, H-형강, I-형강과 같은 보의 최대전단응력은 전단력을 복부판의 단면적으로 나눈 평균전단응력에 비해 별로 크지 않으므로 실용적으로 다음 식들을 사용한다.

(a) 압연 보(Rolled Beam)인 경우

$$\tau_v = \frac{V}{th} \qquad \text{식 (5.11a)}$$

(b) 판형(Plate Girder)인 경우

$$\tau_v = \frac{V}{td} \qquad \text{식 (5.11b)}$$

(c) 일반적인 경우

$$\tau_v = \frac{VQ}{It} \qquad \text{식 (5.11c)}$$

여기서, V: 단면에 작용하는 전단력의 합력

Q: 중립축에 대한 단면 1 차 모멘트

I: 중립축에 대한 단면 2 차 모멘트

t: 복부판의 두께

d: 상, 하부 플랜지 두께를 제외한 복부판의 높이

h: 보의 전체 높이

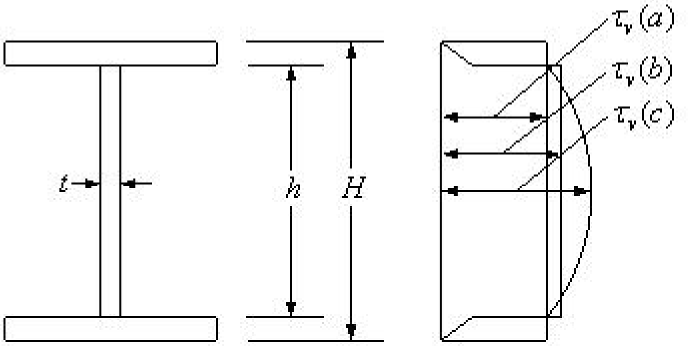


그림 5.10 보의 전단응력 분포도

5.3

보의 설계

5.3.1 보의 휨 설계 시 고려해야 할 사항

허용응력설계에서 보의 단면은 최대법선응력이나, 전단응력성분이 교량이나 건축물설계에 사용되는 설계기준 또는 설계규준의 허용응력값을 넘지 않도록 선택해야 한다. 앞에서 살펴본 바와 같이 보에 대한 허용휨응력은 다음 요인들에 대해서 크게 달라진다.

A. 사용강재의 항복점
B. 국부좌굴
C. 횡방향좌굴
D. 하중작용방향

휨을 받는 보의 압축측 플랜지부분에 횡방향지지가 부적절할 경우에 횡방향좌굴이 발생하게 되고, 이는 보의 허용휨압축응력의 저감으로 이어

지게 된다. 또한 횡방향좌굴에 대한 안전성을 충분히 확보하고 있다 하더라도 플랜지나 복부판에 국부좌굴이 발생하게 되면 보의 허용휨응력이 저하하게 된다.

5.3.2 국부좌굴

보의 단면을 구성하고 있는 판 요소가 좌굴현상을 일으켜 단면형상이 더 이상 하중을 저항할 수 없게 되는 경우를 국부좌굴이라 한다. 그림 5.11 은 I-형강의 압축측 플랜지와 복부판이 좌굴하는 모습을 보여주고 있다.

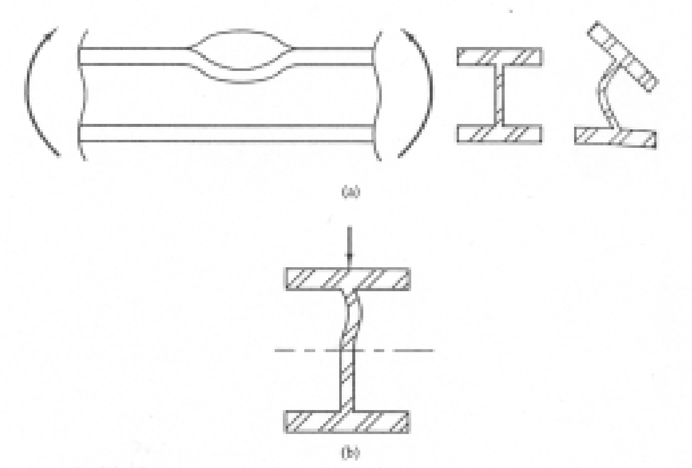


그림 5.11 I-형강의 국부좌굴거동

이러한 현상은 판요소의 폭/두께비가 세장할수록 발생하기 쉽다. 판요소의 세장비의 정의는 지지조건의 구속정도에 따라서 달라진다.
그림 5.12 는 판요소의 세장비를 정의하는데 사용되는 변수에 대해서 설명하고 있다. I -형강의 경우 플랜지요소와 복부판요소 각각에 대해서 국부 좌굴을 검토해야 된다. (도로교설계기준 제 3.4.2 의 "압축응력을 받는 판 및 보강판" 및 건축 강구조설계규준 제 4 장 "판요소 폭-두께비"참조)

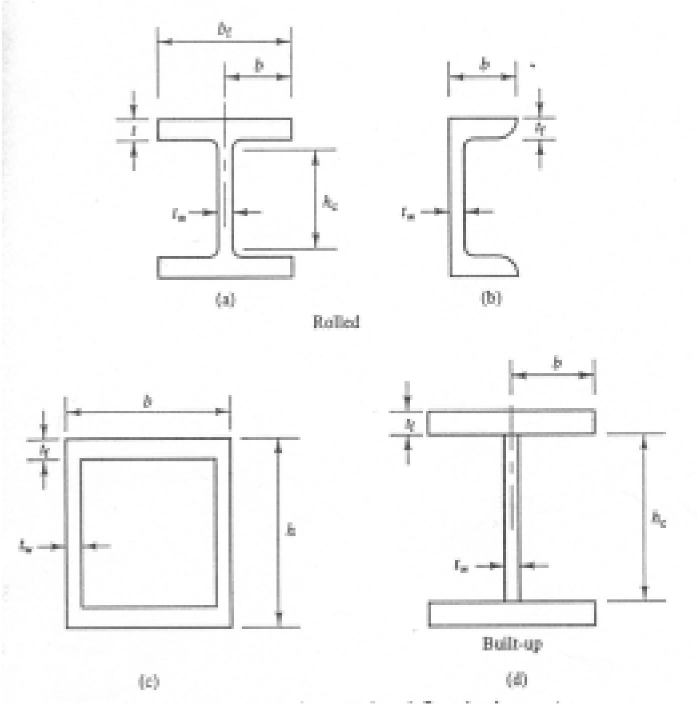


그림 5.12 판 요소의 세장비 정의에 사용되는 변수(건물부재)

5.3.2.1 도로교설계기준에서 정하는 최소 판요소의 폭 두께비

1) 압축응력을 받는 양연 지지판

축방향력 또는 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 양연지지판의 두께 및 국부좌굴에 대한 허용응력은 도로교 설계기준 제 3.4.2.1 의 표 3.4.2 “압축응력을 받는 양연지지판의 최소 두께” 와 표 3.4.3 의 “양연지지판의 국부좌굴에 대한 허용응력”에 따른다.

표 5.1 압축응력을 받는 양연지지판의 최소두께(cm)

강재 판두께(mm) \ 강종	SS400 SM400 SMA41	SM490	SM490Y SM520 SMA50	SM570 SMA58
40 이하	$\frac{b}{56i}$	$\frac{b}{48i}$	$\frac{b}{46i}$	$\frac{b}{40i}$
40 초과 75 이하	$\frac{b}{58i}$	$\frac{b}{50i}$		
75 초과 100 이하			$\frac{b}{48i}$	$\frac{b}{42i}$

$$\left.\begin{aligned} & t \geq \frac{b}{80i} \\ \text{다만, } & t \geq \frac{b}{220} \end{aligned}\right\} \qquad (3.4.1)$$

여기서,

t : 판두께(cm)

b : 판의 고정연 사이의 거리(cm)

i : 응력구배계수, $i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$

ϕ : 응력구배, $\phi = \frac{f_1 - f_2}{f_1}$

f_1, f_2 : 각각 판의 양연에서의 응력(kgf/cm²),

단, $f_1 \geq f_2$이며 압축응력을 정(+)으로 한다.(그림 3.4.2)

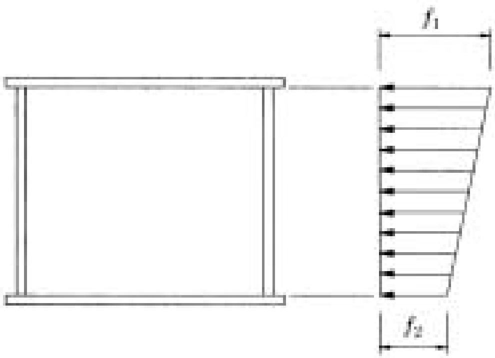


그림 5.13 압축과 휨에 의한 연응력

표 5.2 양연지지판의 국부좌굴에 대한 허용응력 (N/mm^2)

강 종	강재 판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력 (N/mm^2)
SS 400 SM 400 SMA 41	40 이하	140 : $\frac{b}{39.6i} \le t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{80i} \le t < \frac{b}{39.6i}$
	40 초과 100 이하	130 : $\frac{b}{41.1i} \le t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{80i} \le t < \frac{b}{41.1i}$
SM 490	40 이하	190 : $\frac{b}{34.0i} \le t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{80i} \le t < \frac{b}{34.0i}$
	40 초과 100 이하	175 : $\frac{b}{35.5i} \le t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{80i} \le t < \frac{b}{35.5i}$
SM 490Y SM 520 SMA 50	40 이하	210 : $\frac{b}{32.4i} \le t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{80i} \le t < \frac{b}{32.4i}$
	40 초과 75 이하	200 : $\frac{b}{32.2i} \le t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{80i} \le t < \frac{b}{32.2i}$
	75 초과 100 이하	195 : $\frac{b}{33.6i} \le t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{80i} \le t < \frac{b}{33.6i}$
SM 570 SMA 58	40 이하	260 : $\frac{b}{29.1i} \le t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{80i} \le t < \frac{b}{29.1i}$
	40 초과 75 이하	250 : $\frac{b}{29.7i} \le t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{80i} \le t < \frac{b}{29.7i}$
	75 초과 100 이하	245 : $\frac{b}{30.0i} \le t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{80i} \le t < \frac{b}{30.0i}$

2) 압축응력을 받는 자유돌출판
축방향압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 자유돌출판의 두께 및 국부좌굴에 대한 허용응력은 도로교 설계기준 제 3.4.2.2 압축응력을 받는 자유돌출판의 규정에 따른다.

(1) 축방향압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 자유 돌출부 t 는 자유돌출부 b 의 1/16 이상 이여야 한다.

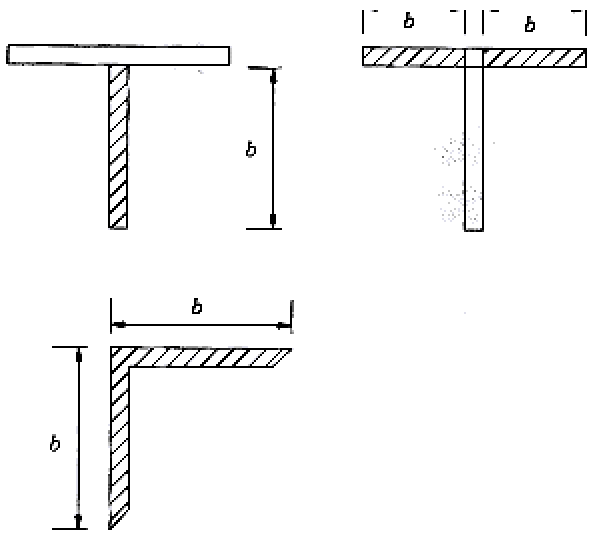


그림 5.14 자유돌출폭 ($t \geq \frac{b}{16}$)

(2) 축방향압축력 또는 축방향압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 부재에서 압축응력을 받는 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력은 표 5.3 에서와 같다.

표 5.3 자유돌출판의 국부좌굴에 대한 허용응력(N/mm²)

강 종	강재 판두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력 (N/mm^2)
SS 400 SM 400 SMA 41	40 이하	140 : $\frac{b}{13.1} \leq t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.1}$
	40 초과 100 이하	130 : $\frac{b}{13.6} \leq t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.6}$
SM 490	40 이하	190 : $\frac{b}{11.2} \leq t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
	40 초과 100 이하	175 : $\frac{b}{11.7} \leq t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.7}$
SM 490Y SM 520 SMA 50	40 이하	210 : $\frac{b}{10.7} \leq t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.7}$
	40 초과 75 이하	200 : $\frac{b}{11.0} \leq t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.0}$
	75 초과 100 이하	195 : $\frac{b}{11.1} \leq t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.1}$
SM 570 SMA 58]	40 이하	195 : $\frac{b}{9.6} \leq t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.6}$
	40 초과 75 이하	195 : $\frac{b}{9.8} \leq t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.8}$
	75 초과 100 이하	195 : $\frac{b}{9.9} \leq t$ $220{,}000(\frac{ti}{b})^2$: $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.9}$

5.3.2.2 건축 강구조설계규준에서 규정하는 판요소의 폭-두께비

뼈대를 구성하는 부재로서 압축력 또는 휨에 의하여 면내 압축력이 생긴 판요소의 폭-두께비는 아래의 규정에 따른다.

가) 1 변지지 타변자유의 판 내민 부분

a) 단일 L-형강, 낄판이 있는 상 L-형강

$$\frac{b}{t} \le \frac{20}{\sqrt{f_y[\mathrm{tonf/cm^2}]}} = \frac{63}{\sqrt{f_y[\mathrm{kN/cm^2}]}} \qquad \text{식 (5.12a)}$$

b) 기둥 및 압축재에서 일반적으로 내민 플랜지, 보의 압축플랜지 및 T-형단면의 다리.

$$\frac{b}{t} \le \frac{24}{\sqrt{f_y[\mathrm{tonf/cm^2}]}} = \frac{76}{\sqrt{f_y[\mathrm{kN/cm^2}]}} \qquad \text{식 (5.12b)}$$

여기서:
b: 판요소의 폭(cm)으로서 조립재에서는 자유변에서 가장 가까운 볼트 또는 용접역까지의 거리로 한다.
I-형강 및 T-형강의 플랜지에서는 공칭 전폭의 1/2 로 한다.
t : 판요소의 두께(cm)

나) 2 변이 지지된 판

a) 기둥 또는 일반 압축재의 복부판, 상자형 단면기둥의 플랜지 및 연단에 보강판으로 보강된 압축플랜지

$$\frac{b}{t} \le \frac{74}{\sqrt{f_y[\mathrm{tonf/cm^2}]}} = \frac{234}{\sqrt{f_y[\mathrm{kN/cm^2}]}} \qquad \text{식 (5.13a)}$$

보강연단이 있는 압축플랜지일 때는 보강스티프너 자신의 중심축(重心軸)에 대한 단면 2 차모멘트는 식 (5.13b) 의 $I_s(\mathrm{cm}^4)$ 값 이상으로 한다.

$$I_s \leq 1.9t^4 \sqrt{\left(\frac{d}{t}\right)^2 - 150} \qquad \text{식 (5.13b)}$$

b) 보의 복부판

$$\frac{d}{t} \leq \frac{110}{\sqrt{f_y[\mathrm{tonf/cm^2}]}} = \frac{348}{\sqrt{f_y[\mathrm{kN/cm^2}]}} \qquad \text{식 (5.13c)}$$

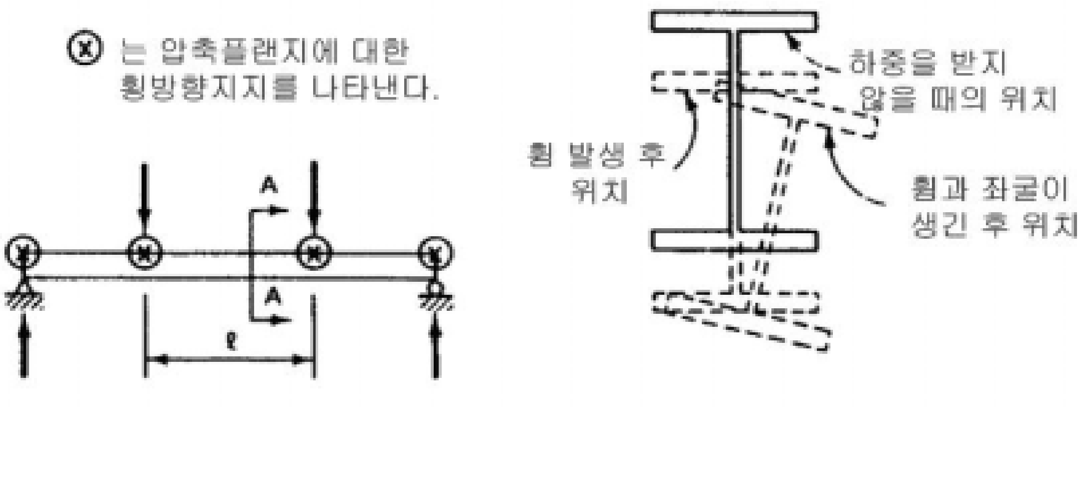
여기서:

d: 2 변이 지지된 판요소의 폭(cm)으로서, 압연형강일때는 복부판의 필렛용접목 끝단사이의 거리, 냉간성형 경량형강에서는 평판부분의 길이로 한다.

5.3.3 횡-비틀림 좌굴

보는 단면의 형상과 하중작용방향에 따라서 그 거동이 서로 다르게 된다. 그림 5.15 에서와 같이 강축 방향으로 하중을 받고 있는 보의 압축측 플랜지에 대해서 횡방향 구속이 부적절한 경우, 초기에는 면내 휨거동을 하다가 결국에는 약축 방향인 횡방향으로 좌굴하게 된다. 이를 횡-비틀림 좌굴(lateral-torsional buckling)이라 한다.

이러한 횡좌굴에 대해서는 횡방향 지지조건을 확보해 주거나, 만일 횡방향 지지조건의 확보가 어려운 경우에는 허용하중의 감소를 고려해서 설계해야 된다.



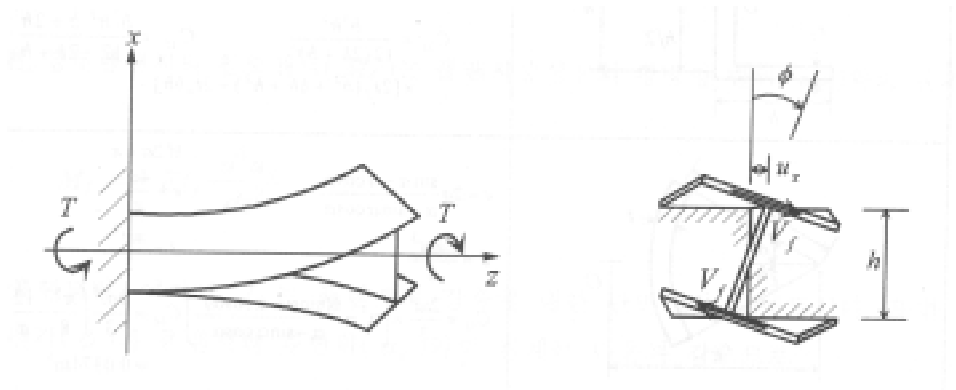
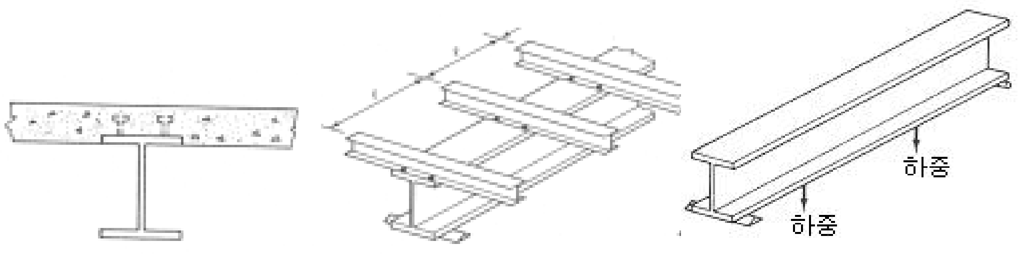


그림 5.15 횡-비틀림 좌굴 거동

한편, 하중이 약축 방향으로 작용하는 경우에는 횡-비틀림좌굴에 대한 문제점은 고려하지 않아도 된다. 반면에, 대칭성이 적은 단면일수록 이러한 횡-비틀림좌굴에 대한 문제점은 더욱 커지므로 설계시 횡방향구속에 대한 많은 배려가 요구된다. 보의 횡변위 구속은 다양한 방법으로 이루어질 수 있으며 그림 5.16 에 몇 가지 경우를 소개하고 있다. 콘크리트 슬래브가 보의 압축측 플랜지를 완전히 구속하고 있는 경우(그림 5.16 a), 보의 직각방향으로 얹혀진 가로보의 영향으로 횡변위가 부분적으로 구속되는 경우(그림 5.16 b)와 보의 횡변위에 대한 구속조건이 전혀 없는 경우(그림 5.16 c)가 있다.



a 완전 구속 b 부분 구속 c 구속 해제

그림 5.16 보의 횡방향 구속 예

또한, 횡좌굴에 대한 거동과 단면의 형상과도 밀접한 관계가 있다. 그림 5.17 b 의 ㄷ형상 단면을 가진 부재에 대해서 횡방향 지지가 마련되어 있지 않은 가운데 도심을 통과하는 하중을 받는다면 비틀림이 발생할 것이다. 따라서 이러한 부재에 대해서는 비틀림과 횡좌굴에 대한 대책이

마련되어야 한다. Z 단면은 그림 5.17 c 에서와 같이 횡방향 이동에 대한 지지점이 없어도, 전단중심과 무게 중심이 같은 점에 위치하기 때문이 비틀림은 발생하지 않지만 하중평면에 대해 어떤 각도로 기울어지는 횡방향 휨처짐이 발생하게 된다. 또한, 그림 5.17 d 의 L 형단면에 대해서도 비틀림과 횡방향 휨처짐에 대한 구속조건이 마련되어야 한다.

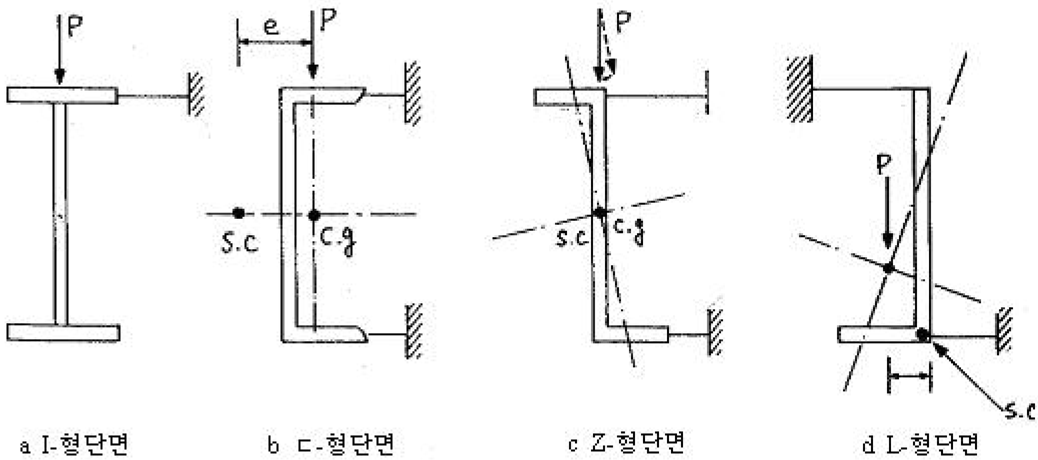


그림 5.17 단면형상에 따른 횡방향 구속 종류

S.C: 전단중심,

C.G: 무게중심

e: 전단중심과 무게 중심과의 간격

횡-비틀림 좌굴은 비틀림 구속조건뿐만 아니라, 길이방향으로 발생하는 모멘트 변화에 대해서도 영향을 받는다. 그림 5.18 에는 최대 휨모멘트 크기와 하중 재하 상태가 다르기 때문에, 모멘트 곡선의 변화 또한 다른 2 가지 경우를 보여주고 있다. 최대 휨모멘트의 크기가 모두 같은 경우에는 최연단에서의 휨 응력의 크기도 같다. 그러나 최대 휨모멘트와 최대 휨응력이 같을지라도, 모멘트의 변화가 서로 다르므로 면내 처짐과 변형모양이 다르기 때문에 비틀림 가능성에 대한 경향도 서로 다르다. 그림 5.18 a 에 비해서 그림 5.18 b 와 같은 하중조건을 가진 보의 경우가 하중저항측면에서 훨씬 바람직한 거동을 할 수 있으리라 기대할 수 있다.

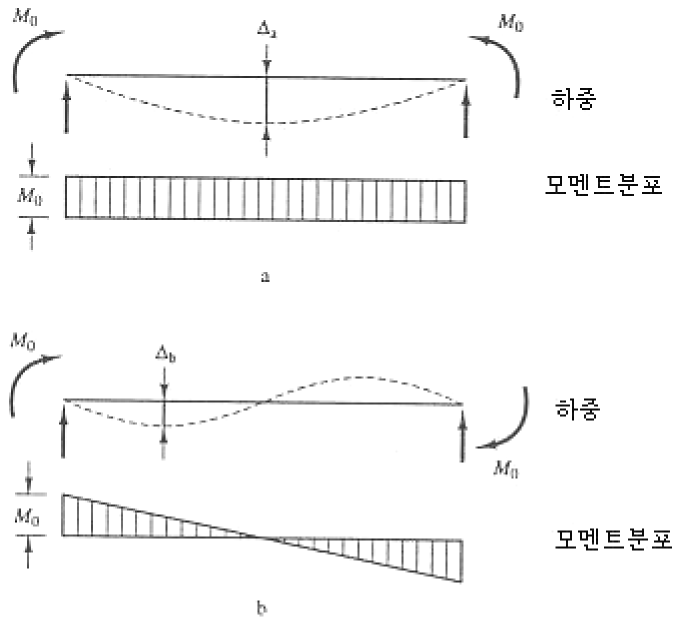


그림 5.18 하중 조건에 따른 변형 거동

이와 같이 보 부재의 양단과 보의 중앙에 발생하는 휨모멘트의 크기와 부호가 서로 다를 경우, 횡-비틀림의 발생 가능성이 달라지기 때문에 부재 설계에 어려움이 있다.
이러한 설계상의 복잡함을 피하기 위하여, 대한민국 도로교설계기준에서는, 부재 양단의 휨모멘트값이 다르고 양단사이에 휨모멘트가 직선으로 변하는 경우에는 도로교설계기준 제 3.3.2 에서 주어지는 값(교재 표 5.5)에 (M/M_q)을 곱하여 허용응력을 증가시킬 수 있도록 하였다.
다만, 이렇게 증가된 허용응력이라도 도로교 설계기준 제 3.3.2 에서 정한 횡-비틀림을 고려한 허용휨응력의 상한값(교재 표 5.5)이나 또는 도로교 설계기준 제 3.4.2 “부재 단면 요소의 국부좌굴에 대한 허용 응력”을 초과 할 수는 없다. 때문에 부재 단면 선택시 국부좌굴이 일어나지 않도록 상세 설계를 하는 것은 매우 중요한 작업이다.

여기서 등가환산휨모멘트는 식 (5.14 a)와 식 (5.14 b)중에서 작은 값을 취한다.

M = 응력을 조사할 단면의 휨 모멘트

$$M_{eq} = 0.6\, M_1 + 0.4\, M_2 \qquad \text{식 (5.14 a)}$$

$$M_{eq} = 0.4\, M_1 \qquad \text{식 (5.14 b)}$$

다만, 부재 중간에 최대휨 모멘트가 발생할 경우에는 그 값을 M 으로 한다

우리 나라에서 사용되는 건축강구조설계규준 제 2.1.4 에서는, 좌굴구간 내에서 휨응력이 변할 때는 미국 AISC 에서와 같이 보정계수 C_m 를 사용한다..
미국 강구조학회 AISC 설계규준에서는 보의 허용휨응력의 크기를 횡좌굴 지지조건의 적절성에 따라서 아래에서 설명하는 바와 같이 달리 규정하고 있다.

■ 횡좌굴 지지가 적절한 경우

부재의 압축 플랜지에 대한 횡방향 지지 조건이 식 (5.15 a)와 식 (5.15 b)을 만족하는 경우에는 횡좌굴 발생가능성이 억제될 수 있으므로 재료적인 항복강도를 안전율로 나눈 허용휨압축 또는 인장강도를 사용할 수 있다고 규정하고 있다.

$$l_b \le \frac{637}{\sqrt{f_y[\mathrm{kgf/cm^2}]}} \times b_f = \frac{63.7}{\sqrt{f_y[\mathrm{kN/cm^2}]}} \times b_f \qquad \text{식 (5.15 a)}$$

$$l_b \le \frac{1.4 \times 10^6}{\left(\dfrac{d}{A_f}\right) f_y[\mathrm{kgf/cm^2}]} = \frac{1.4 \times 10^4}{\left(\dfrac{d}{A_f}\right) f_y[\mathrm{kN/cm^2}]} \qquad \text{식 (5.15 b)}$$

여기서, l_b(cm)는 횡보강 길이이고 b_f(cm)는 플랜지 폭이다.
앞에서 설명한 바와 같이 보의 횡보강 지지 조건이 위에서 주어진 조건을 만족하고, 또한 판요소의 국부좌굴조건도 만족하는 조밀단면이라면 이는 소성모멘트에 도달할 수 있는 가능성이 높기 때문에 허용휨응력을 강축휨과 약축휨에 대해 각각 10%와 25%의 증가시켜서 사용하도록 하고 있다. 왜냐 하면, 보통 M_p 는 M_y 에 비해서 최소한 이 정도의 백분율만큼 초과하기 때문이다

한편, 보 단면의 압축 영역에서 횡방향지지가 부족하면 허용휨압축응력은 감소하게 된다.

■ 횡좌굴 지지가 적절하지 못한 경우

횡좌굴에 대한 지지조건이 부적절한 I-형강 설계시 세장비 범위에 따라서 허용압축응력을 0.6 f_y 를 넘지 않는 범위에서 감소시켜서 사용한다.

❑ $\frac{l}{r_t} \le \sqrt{\frac{7.2\times10^5 C_m}{f_y[\mathrm{kN/cm^2}]}}$ 일 경우

$$f_a[\mathrm{kN/cm^2}] = 0.6 f_y\,[\mathrm{kN/cm^2}] \qquad \text{식 (5.16)}$$

❑ $\sqrt{\frac{7.2\times10^5 C_m}{f_y}} \le \frac{l}{r_t} \le \sqrt{\frac{35.8\times10^5 C_m}{f_y}}$ 일 경우

$$f_a[\mathrm{kN/cm^2}] = \left[\frac{2}{3} - \frac{f_y (l/r_t)^2}{107\times10^5 C_m}\right] f_y[\mathrm{kN/cm^2}] \qquad \text{식 (5.17 a)}$$

또는

$$f_a[\mathrm{kN/cm^2}] = \frac{84370C_m}{lH/A_f}[\mathrm{kN/cm^2}] \qquad \text{식 (5.17 b)}$$

위 두 식에서 구한 값 중에서 큰 값으로 하되, 0.6 f_y 를 넘지 않도록 한다.

❑ $\frac{l}{r_t} \ge \sqrt{\frac{35.8\times10^5 C_m}{f_y[\mathrm{kN/cm^2}]}}$ 일 경우

$$f_a[\mathrm{kN/cm^2}] = \frac{12\times10^5 C_m}{(l/r_t)^2} \qquad \text{식 (5.18 a)}$$

또는

$$f_a[\mathrm{kN/cm^2}] = \frac{84370C_m}{lH/A_f} \qquad \text{식 (5.18 b)}$$

위 두식에서 구한 값 중에서 큰 값으로 하되, 0.6 f_y를 넘지 않도록 한다. 여기서, l_b 는 압축플랜지의 횡보강 거리(cm), C_m 는 모멘트 크기 변화에

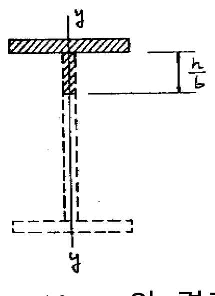
따라서 달라지는 계수, r_t 는 횡-비틀림 가능성이 존재하는 단면에서의 감소된 단면 2 차반경(cm)이고 A_f 는 압축측 플랜지의 면적(cm^2)이다.

모멘트 크기 변화에 따라서 달라지는 C_m 값은 1.0 에서 2.3 범위에서 다음 식을 이용하여 구한다.

$$C_m = 1.75 - 1.05(M_1 / M_2) + 0.30(M_1 / M_2)^2 \le 2.30 \qquad \text{식 (5.19)}$$

여기서, M_1 은 두 모멘트 값 중에서 작은 값이고 M_2 는 큰 값이다. M_1/M_2 비는, M_1, M_2 가 같은 부호일 때 양수가 되고, 다른 부호일 때 음수가 된다. 즉, 단일 곡률인 경우보다 이중 곡률 모양으로 변형하는 경우가 보다 큰 값을 가진다. 부재 중간의 휨모멘트가 양측의 모멘트 보다 절대값이 큰 경우는 C_m 를 1 로 사용한다.

그림 5.19 는 r_t 결정에 대한 단면의 모양을 보여주고 있다. r_t 는 압축플랜지와 압축 복부판 면적의 1/3 (즉, 전 복부판 면적의 1/6)로 이루어진 단면의 회전반경이다. 단면과 모멘트가 복대칭일 경우에만 복부판 평면상의 축에 대하여 잡을 수 있으며, r_t 에 대한 계산식은 다음과 같다.



$$r_t = \sqrt{\frac{I_f + \dfrac{d t_w^{\,3}}{72}}{A_f + \dfrac{1}{6} A_w}} \qquad \text{식 (5.20)}$$

그림 5.19 r_t 의 결정

앞에서 설명한대로 I-형강은 복부판 평면내에 하중이 재하되고, 압축측에 대한 횡방향 지지가 적절하게 마련되었을 때에는 매우 효율적인 단면설계가 가능하다. 그러나, 만일 압축 플랜지의 횡적 구속이 부적절할 때는 다음과 같은 사항들을 고려하여 설계하도록 한다.

- 횡 방향 구속조건이 개선되도록 부재를 재배열한다.

- 허용응력을이 기본 허용응력 $0.6f_y$ 이하의 값으로 사용한다.

재료의 단위 중량 당 가격이 더 비쌀 때에는 허용응력의 감소가 상대적으로 적은 상자형 단면을 이용한다.

5.3.4 허용휨응력

5.3.4.1 도로교 휨부재 설계를 위한 휨압축 허용 응력

교량구조에 사용 되는 거더의 단면은 일반적으로 비조밀단면이거나 또는 세장단면일 가능성이 크므로 조밀단면에 대한 고려는 없이, 다만 횡-비틀림 좌굴의 가능성 여부에 따라서 허용 휨 압축응력을 구별하여 적용 한다. 아래의 표 5.4 은 횡-비틀림 좌굴 현상이 나타나기 어려운 경우의 압축 휨 허용 응력을 나타내고, 표 5.5 는 횡-비틀림 좌굴의 가능성이 높은 경우의 허용 휨 압축 응력을 나타낸 것이다.

표 5.4 허용휨압축응력 ($kgf/cm^2 = 0.1N/mm^2$)
(압축플랜지가 콘크리트상판 등에 직접 고정 되어 있는 경우 및 상자형 단면, Π-형 단면과 같이 횡-비틀림 좌굴이 일어나기 어려운 경우)

강종 / 판 두께 (mm)	SS400 SM400 SMA41	SM490	SM490Y SM520 SMA50	SM570 SMA58
40 이하	140	190	210	260
40 초과 75 이하	130	175	200	250
75 초과 100 이하			195	245

표 5.5 허용 휨 압축 응력 (N/mm^2)

(표 5.4 에 규정한 이외의 경우)

판 두께 (mm) \ 강종		SS400,SM400 SMA41	SM490	SM490Y,SM520 SMA50	SM570 SMA58
$\frac{A_w}{A_c} \le 2$	40 이하	$140 : \frac{l}{b} \le 4.5$ $140 - 2.4(\frac{l}{b} - 4.5) :$ $: 4.5 < \frac{l}{b} \le 30$	$190 : \frac{l}{b} \le 4.5$ $1940 - 3.8(\frac{l}{b} - 4.0) :$ $: 4.0 < \frac{l}{b} \le 30$	$210 : \frac{l}{b} \le 3.5$ $210 - 4.4(\frac{l}{b} - 3.5) :$ $: 3.5 < \frac{l}{b} \le 27$	$260 : \frac{l}{b} \le 5.0$ $260 - 6.6(\frac{l}{b} - 5.0) :$ $: 5.0 < \frac{l}{b} \le 25$
	40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{b} \le 5.0$ $130 - 2.2(\frac{l}{b} - 5.0) :$ $: 5.0 < \frac{l}{b} \le 30$	$175 : \frac{l}{b} \le 4.0$ $175 - 3.5(\frac{l}{b} - 4.0) :$ $: 4.0 < \frac{l}{b} \le 30$	$200 : \frac{l}{b} \le 4.0$ $200 - 4.2(\frac{l}{b} - 4.0) :$ $: 4.0 < \frac{l}{b} \le 27$	$250 : \frac{l}{b} \le 5.0$ $250 - 6.2(\frac{l}{b} - 5.0) :$ $: 5.0 < \frac{l}{b} \le 25$
	75 초과 100 이하			$195 : \frac{l}{b} \le 4.0$ $195 - 4.0(\frac{l}{b} - 4.0) :$ $: 4.0 < \frac{l}{b} \le 27$	$245 : \frac{l}{b} \le 5.0$ $245 - 6.0(\frac{l}{b} - 5.0) :$ $: 5.0 < \frac{l}{b} \le 25$
$\frac{A_w}{A_c} \ge 2$	40 이하	$140 : \frac{l}{b} \le \frac{9}{K}$ $140 - 1.2(K\frac{l}{b} - 9) :$ $: \frac{9}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$190 : \frac{l}{b} \le \frac{8}{K}$ $190 - 1.9(K\frac{l}{b} - 8) :$ $: \frac{8}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$210 : \frac{l}{b} \le \frac{7}{K}$ $210 - 2.2(K\frac{l}{b} - 7) :$ $: \frac{7}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$260 : \frac{l}{b} \le \frac{10}{K}$ $260 - 3.3(K\frac{l}{b} - 10) :$ $: \frac{10}{K} < \frac{l}{b} \le 25$
	40 초과 75 이하	$130 : \frac{l}{b} \le \frac{10}{K}$ $130 - 1.1(K\frac{l}{b} - 10) :$ $: \frac{10}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$175 : \frac{l}{b} \le \frac{8}{K}$ $175 - 1.75(K\frac{l}{b} - 8) :$ $: \frac{8}{K} < \frac{l}{b} \le 30$	$200 : \frac{l}{b} \le \frac{8}{K}$ $200 - 2.1(K\frac{l}{b} - 8) :$ $: \frac{8}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$250 : \frac{l}{b} \le \frac{10}{K}$ $250 - 3.1(K\frac{l}{b} - 10) :$ $: \frac{10}{K} < \frac{l}{b} \le 25$
	75 초과 100 이하			$195 : \frac{l}{b} \le \frac{8}{K}$ $195 - 2.0(K\frac{l}{b} - 8) :$ $: \frac{8}{K} < \frac{l}{b} \le 27$	$245 : \frac{l}{b} \le \frac{10}{K}$ $245 - 3.0(K\frac{l}{b} - 10) :$ $: \frac{10}{K} < \frac{l}{b} \le 25$
비고		A_w : 복부판의 총 단면적 (cm^2) A_c : 압축플랜지 총 단면적 (cm^2)			

	l : 압축플랜지의 고정점간 거리 (cm) b : 압축플랜지 폭 (cm) $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$

5.3.4.2 건축 구조 설계를 위한 허용 휨 응력

건물 구조 설계 시에는 교량 구조 설계 때와는 달리, 세장단면을 부재의 단면으로 선택하기보다는 오히려 공장에서 직접 제품으로 현장에 반입되는 조밀 단면 (Compact Section) 부재가 사용 되는 경우가 많다.

그러나 우리 나라의 건축 "강구조설계규준 제 2.1.4 허용휨응력도"에 의하면 단면의 조밀성을 따지지 않고, 부재의 국부좌굴과 횡-비틀림 좌굴을 고려하여 다음과 같이 허용휨응력을 정의하고 있다.

하중면내에 대칭축이 있는 압연형강, 플레이트 거더, 기타의 조립부재로서 판 요소의 폭 두께비 b/t 또는 d/t 가 "강구조 설계 규준 제 4 장"의 조건을 만족 시키는 부재가 강축에 대하여 휨을 받을 때 (상자형은 제외) 부재의 허용휨응력은 다음 두 식 (5.21 a)과 (5.21 b) 으로 계산하여 구한 값 중에서 큰 값으로 한다.
이때, 압축측응력이나 인장측응력 모두 허용인장응력을 초과할 수 없다.

$$f_{bax}[\mathrm{kN/cm^2}] = \left\{ 1 - .0.4 \frac{\left(\frac{l_b}{i_b}\right)^2}{C_m \lambda_p{}^2} \right\} \frac{f_y[\mathrm{kN/cm^2}]}{1.5} \qquad \text{식 (5.21 a)}$$

$$f_{bax}[\mathrm{kN/cm^2}] = \frac{9000}{\frac{l_b h}{A_f}} \le \frac{f_y[\mathrm{kN/cm^2}]}{1.5} \qquad \text{식 (5.21 b)}$$

다만,

$$C_m = 1.75\text{-}1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2) \leq 2.3 \qquad \text{식 (5.22)}$$

$$M_1 \leq M_2$$

(M_1/M_2)가 단곡률일 때는 정(+) 부호, 복곡률일 때는 부(-) 부호로 한다. 구간중간의 휨모멤트가 M_2 보다 클 때에는 C_m= 1 로 한다.

여기서: f_{bax}: 강축에 대한 허용휨 응력 (tonf/cm^2)

l_b : 압축플랜지의 지점간 거리 (cm)

i_b: 압축플랜지와 보춤의 1/6 으로 된 t 형 단면의 복부축에 대한 단면 2 차 반경(cm), 식 (5.20)참조

h: 보춤(보 높이)

A_f : 압축플랜지의 단면적 (cm^2)

$\lambda_p = \pi\sqrt{\dfrac{E}{0.6 f_y}}$: 한계 세장비

M_1, M_2: 각각 좌굴구간 끝부분의 작은 쪽과 큰 쪽의 강축에 대한 모멘트

미국의 AISC 에 따르면 약축을 따라 하중이 재하된 단면의 압축 플랜지가 횡방향으로 변위가 구속되어 있으며, 판요소 세장비가 표 5.6 에서 주어진 λ_p 의 조건을 만족하는 단면을 조밀 단면이라 하며, 이러한 단면은 건축설계에 많이 사용 되고 있다.

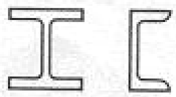
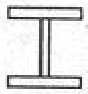
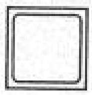
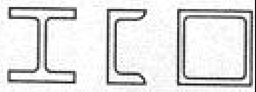
표 5.6 판 요소의 한계 세장비: λ_p와 λ_r (길이: cm, 응력: kN/cm^2)

λ : 플랜지 국부좌굴의 경우, 플랜지의 판두께비 $\lambda = b/t_f$
복부판의 국부좌굴의 경우, 복부판의 판폭두께비 $\lambda = d/t_w$

2b: I-형강 플랜지의 폭, d: 폭부판의 순 높이

t_f : 플랜지의 두께, t_w: 복부판의 두께

λ_p: 소성한계 판두께비, λ_r: 탄성한계 판두께비

요소	λ	λ_p	λ_r
 압면	$\frac{b}{t_f}$	$\frac{54.5}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{117.4}{\sqrt{f_y - 70.3}}$
 용접,합성	$\frac{b}{t_f}$	$\frac{54.5}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{89.0}{\sqrt{f_y - 116.0}}$
 박스	$\frac{b}{t_f}$	$\frac{15.9}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{19.96}{\sqrt{f_y}}$
 복부	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{537}{\sqrt{f_{yw}}}$	$\frac{813}{\sqrt{f_{yw}}}$

이 요구 조건을 만족 시키는 단면의 최외연에서 허용휨응력은 다음과 같다.

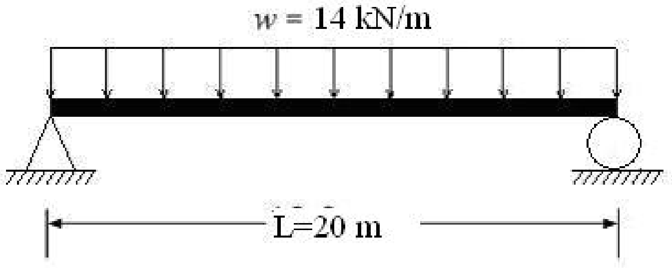
$$f_a = 0.66 f_y \qquad \text{식 (5.23)}$$

조밀단면의 경우에는 전단면이 소성한계까지 거동할 수 있으므로, 기본적인 허용 인장 또는 압축 응력인 $0.6f_y$ 보다 대략 10% 증가시킨 $0.66f_y$ 를 허용휨응력으로 사용하도록 하고 있다. 이는 소성모멘트강도 M_p 가 항복

모멘트 강도 M_y 보다 평균적으로 10% 이상 크다는 사실에 근거를 두고 정한 값이다.

예제 5-2

건물의 바닥판을 지지하는, 지간 14 m 인 단순보에 등분포하중
w = 20 kN/m (2 tonf/m)가 작용하고 있다. 이 하중을 지지할 수 있는 가장 가벼운 I-형강을 선택하시오. 단, 강재는 SM490 을 사용하시오. 이때 횡-비틀림 좌굴에 대한 문제가 발생하지 않도록 횡방향으로 지지되어 있다고 가정한다.



예제 그림 5-2 단순보

풀이:

1. 단면력의 계산:

$$M_{b,\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{20 \times 14^2}{8} = 490\ [\mathrm{kN \cdot m}] = 49\ [\mathrm{tonf \cdot m}]$$

$$V_{\max} = \frac{wL}{8} = \frac{20 \times 14}{2} = 140\ [\mathrm{kN}] = 49\ [\mathrm{tonf}]$$

2. 허용응력의 가정:

(압축플랜지가 횡방향으로 충분히 지지되고, 사용단면은 조밀단면으로 가정)

$$f_{bax} = \frac{f_y}{1.5} = \frac{320}{1.5} = 213.3\ [\mathrm{N/mm^2}] = 21.33[\mathrm{kN/cm^2}] = 2133\ [\mathrm{kgf/mm^2}]$$

3. 소요단면계수: $S_{x.req}$

$$S_{x,req} = \frac{M_{b,\max}}{f_{bax}} = \frac{490 \times 10^2\ [\mathbf{kN \cdot cm}]}{2133\ [\mathbf{kN/cm^2}]} = 2297\ [\mathbf{cm^3}]$$

4. 단면의 선택:

I- $600 \times 190 \times 13 \times 25$

$I_x = 93200 \text{ cm}^4, S_x = 3250 \text{ cm}^3$

$I_y = 2540 \text{ cm}^4, S_y = 267 \text{ cm}^3$

$i_b = 4.99 \text{ cm}, t_1 = 13 \text{ mm}, t_2 = 15 \text{ mm}, r_1 = 135 \text{ mm}$

$g = 133[\text{kgf/m}] = 1.33[\text{kN/m}]$

5. 국부좌굴의 검토:

5.1 복부판의 폭/두께비의 검토:

교재 식 (5.13 c) 참조

$$\frac{d}{t} \le \frac{110}{\sqrt{f_y\ [\text{tonf/cm}^2]}} = \frac{348}{\sqrt{f_y\ [\text{kN/cm}^2]}}$$

$d = 600 - 2 \times 25 = 550\ [\text{mm}]$

$t_w = 13\ [\text{mm}]$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{550}{13} = 42.3 < \frac{110}{\sqrt{3.2}} = \frac{348}{\sqrt{21.33}} = 61.5$$

O.K

5.2 플랜지 폭/두께비의 검토:

교재 식 (5.12 b) 참조

$$\frac{b}{t} \le \frac{24}{\sqrt{f_y\ [\text{tonf/cm}^2]}} = \frac{76}{\sqrt{f_y\ [\text{kN/cm}^2]}}$$

$$b = \frac{190}{2} = 95[\text{mm}]$$

$t_f = 25\ [\text{mm}]$

$$\frac{b}{t_f} = 3.8 < \frac{24}{\sqrt{3.2}} = \frac{76}{\sqrt{32}} = 13.4$$

O.K

6. 횡-비틀림좌굴의 검토:

교재 식 (5.21 a) 와 교재 식 (5.21 b)중에서 큰 값을 허용휨응력으로 취한다.

$$f_{bax}\ [\mathrm{kN/cm^2}] = \left\{ 1 - 0.4 \frac{\left(\frac{l_b}{i_b} \right)^2}{C_m \lambda_p{}^2} \right\} \frac{f_y}{1.5}$$ 식 (5.21 a)

$$f_{bax}\ [\mathrm{kN/cm^2}] = \frac{9000}{\frac{l_b a}{A_f}}$$ 식 (5.21 b)

그러나 이 예제에서는 횡방향좌굴이 처음부터 발생하지 않게 부재설계가 되어 있으므로 횡-비틀림에 대한 허용휨응력은

$f_{bax} = \frac{f_y}{1.5} = \frac{320}{1.5} = 21.33\ [\mathrm{kN/cm^2}]$ 로 정한다.

7. 응력검토:

7.1 실단면력계산:

보 자중에 의한 추가모멘트: $\Delta M = \frac{1.33 \times 14^2}{8} 32.585\ [\mathrm{kN \cdot m}]$

설계모멘트: $M_{b,\max} = 490 + 32.585 \cong 523\ [\mathrm{kN \cdot m}]$

설계전단력: $V_{\max} = 140 + \frac{1.33 \times 14}{2} = 149.3\ \ [\mathrm{kN}]$

7.2 휨응력의 검토:

$$f_{bx} = \frac{M_{b,\max}}{S_x} = \frac{523 \times 10^2\ \ [\mathrm{kN \cdot cm}]}{3270\ [\mathrm{cm^3}]} \cong 16\ [\mathrm{kN/cm^2}] < 21.33 = f_{bax}$$

O.K

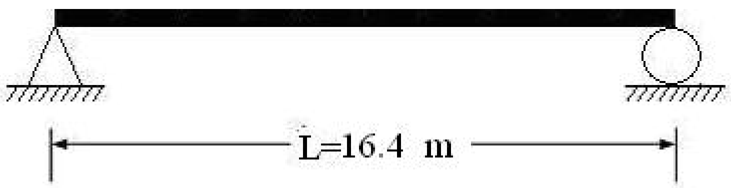
7.3 전단응력의 검토:

$$\tau_0 = \frac{V_{\max}}{t_w a} = \frac{149.3}{1.3 \times 60} = 1.914\ [\mathrm{kN/cm^2}] < \tau_a$$

$$\tau_a = \frac{f_y \sqrt{3}}{1.5} = 12.315\ [\mathrm{kN/cm^2}]$$

예제 5-3

다음 그림과 같이 지간 L=16.4 m 이고 단순 지지된 인 교량의 주형단면에 최대 휨모멘트가 M_{max} = 2,008.65 $\mathrm{kN \cdot m}$ (200.865 $\mathrm{tonf \cdot m}$)가 작용한다. 이 때 외부작용력에 저항할 수 있는 가장 적합한 H 단면을 도로교 설계기준의 허용응력 설계법에 의해 구하시오. 단 압축플랜지는 충분히 횡방향으로 지지되어 있으며, 또한, 사용한 압연강재의 항복응력은 46kN/cm^2 = 4600 kgf/cm^2 (SM570)인 경우에 대해서 단면을 선택하시오.



예제그림 5.3 단순보

풀이:

1. 단면력의 계산:

$$M_{b,\max} = 2{,}008.65\ [\mathrm{kN \cdot m}]$$

2. 허용응력의 가정: f_{bax} [kN/cm^2]

SM520 강재가 쓸 수 있는 최 대 허용응력으로 가정

$$f_{bax} = 26\ [\mathrm{kN/cm^2}] = 2600\ [\mathrm{kgf/cm^2}]$$

3. 소요단면계수의 산정:

$$S_{x,req} = \frac{M_{b,\max}}{f_{bax}} = \frac{2{,}008.65 \times 10^2\ [\mathrm{kN \cdot cm}]}{26\ [\mathrm{kN/cm^2}]} = 7726\ [\mathrm{cm^3}]$$

4. 단면의 선택:(동국제강주식회사 내부자료 참조)

H- 900×300×16×28

$$S_x = 9140\ [\mathrm{cm^3}] > S_{x,reg} = 7726\ [\mathrm{cm^3}]$$

$$g = 243[\mathrm{kgf/m}] = 2.43[\mathrm{kN/m}]$$

5. 국부좌굴검토:

5.1 복부판의 검토:

5.1.1 복부판의 최소두께검토: (교재 표 5.3 참조)

$$t \geq \frac{d}{40\lambda}$$

$$d = a - t_f = 900 - 2\times 28 = 844\ [\mathrm{mm}]$$

$$i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$$

$$\phi = \frac{f_1 - f_2}{f_1},\ f_2 = -f_1$$

$$i = 3.86$$

$$t = t_w = 16[\mathrm{mm}] > \frac{844}{40\times 3.86} = 5.5[\mathrm{mm}]$$

O.K

5.1.2 복부판이 국부좌굴에 대한 허용응력: (교재 표 5.4 참조)

$$t_w = 16 \ge \frac{d}{29.1i} = \frac{844}{29.1\times 3.86} = 7.51$$ 인 경우

허용휨응력 $f_{bax} = 26\ [\mathrm{kN/cm^2}] = 2600\ [\mathrm{kgf/cm^2}]$

5.2 플랜지의 검토

5.2.1 플랜지의 최소두께: (교재 그림 5.14 참조)

$$t_f = 28[\mathrm{mm}] > \frac{b}{16} = \frac{142[\mathrm{mm}]}{16} = 8.9[\mathrm{mm}]$$ O.K

여기서 $b = \dfrac{300-16}{2} = 142\ [\mathrm{mm}]$

5.2.2 플랜지의 국부좌굴에 대한 허용응력: (교재 표 5.5 참조)

$$t_f = 28[\mathrm{mm}] > \frac{b}{9.6} = \frac{142[\mathrm{mm}]}{9.6} \cong 15[\mathrm{mm}]$$ 인 경우

허용휨압축응력 $f_{bax} = 26\ [\mathrm{kN/cm^2}] = 2600\ [\mathrm{kgf/cm^2}]$

6. 횡-비틀림 좌굴을 고려한 허용응력검토: (교재 5.3.4 참조)

이 예제에 사용된 보는 압축플랜지가 횡방향으로 충분히 지지되어 있어 교재 표 5.4 에 의해 허용휨압축응력 $f_{bax} = 26\ [\mathrm{kN/cm^2}]$ 으로 한다.

7. 응력검토:

7.1 실단면력계산:

보자중에 의한 추가모멘트: $\Delta M = \dfrac{2.43\times 16.4^2}{8} = 81.700\ [\mathrm{kN\cdot m}]$

설계모멘트: $M_{b,\max} = 2008.65 + 81.700 \cong 2090.35\ [\mathrm{kN\cdot m}]$

7.2 휨응력의 검토:

$$f_{bx} = \frac{M_{b,\max}}{S_x} = \frac{2090.35 \times 10^2 \ [\mathrm{kN \cdot cm}]}{9140 \ [\mathrm{cm}^3]} \cong 22.87 \ [\mathrm{kN/cm}^2] < f_{bax} = 26.00[\mathrm{kN/cm}^2]$$

O.K

5.3.5 보의 허용전단응력

일반적으로 극단적으로 짧은 경우를 제외하고 보의 단면은 일반적으로 휨 모멘트에 의해서 선택되며, 이때 발생가능한 최대전단응력에 대하여 검토하여야 한다. 허용응력설계법을 따를 경우 전단응력 τ_v 는 허용전단응력 τ_a 보다 작아지도록 단면을 결정해야 한다.

■ 도로교설계를 위한 허용 전단 응력

도로교설계기준 제 3 장 강교에 의하면 구조용강재의 허용전단응력을 표 5.7 와 같이 규정하고 있다.

표 5.7 허용전단응력 (N/mm^2)

강종 / 응력	SS 400 SM 400 SMA 41A	SM 490	SM 490Y SM 520 SMA 50	SM 570 SMA 58
전단응력	80	110	120	150

■ **건축구조설계를 위한 전단 허용응력**

대한 민국 강구조설계규준 제 2 장 2.1.2 “허용전단응력”에 의하면 허용전단응력 τ_a 는 극한전단강도 f_s 를 안전계수 1.5 로 나눈 값으로 정하였다.

이때 극한전단강도 는 사용강재 인장강도의 $\frac{1}{\sqrt{3}}$값으로 정했다.

$$\tau_a = f_s/1.5 = \frac{f_y/\sqrt{3}}{1.5} \quad \text{식 (5.24)}$$

미국 강구조학회 AISC 에서는 허용 전단응력을 다음과 같이 규정하고 있다.

$$\tau_a = 0.4 f_y \quad \text{식 (5.25)}$$

다만, 위 식을 사용할 수 있는 판 요소의 폭/두께비 h/t 의 제한은 아래와 같다.

$$h/t \le \frac{301.9}{\sqrt{f_y}} \quad \text{식 (5.26)}$$

여기서 판요소의 세장비 산정시 사용되는 h (cm)는 플랜지 사이의 순깊이를 뜻한다. (f_y : kN/cm^2)

식 (5.26)에서의 허용전단응력은 휨법선응력과 전단응력을 동시에 받는 단면요소의 파괴이론에 근거하여 구한 것이다. 일반적으로 사용되는 Huber-von Mises-Hencky 의 변형에너지(energy of distorsion)이론에 의하면, 전단항복응력은 압축-인장항복응력을 $\sqrt{3}$ 으로 나누어준 값과 같다.

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{식 (5.27)}$$

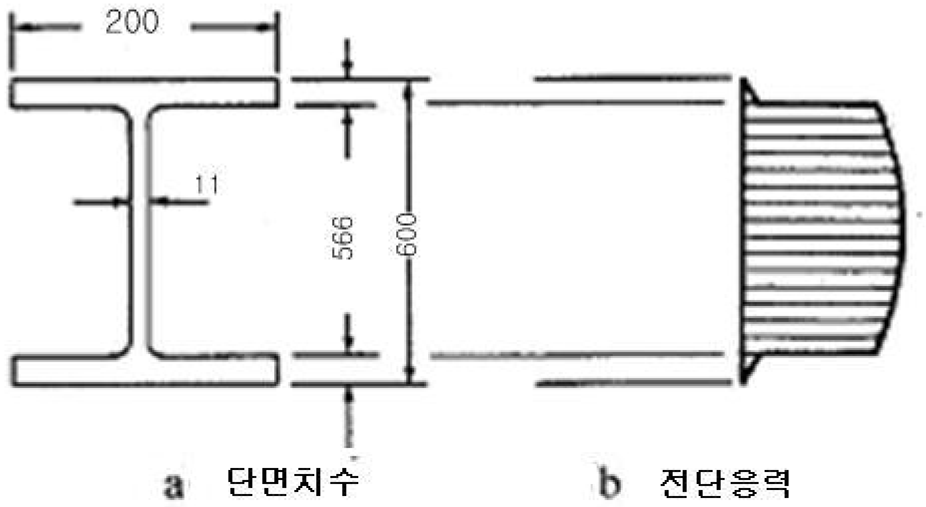
식 (5.27)에 공칭 안전율 1.67 을 적용하면 허용전단응력은 약 $0.35f_y$ 와 같다. 그런데, 허용전단응력을 식 (5.25)와 같이 0.35 f_y 를 초과하여 사용하는 데에는 다음과 같은 두 가지 이유가 있다.

첫째는 전단응력 산정 시 제한되는 h/t 가 작아서 보에 발생하는 응력이 변형경화구간에 이르게 되고,

둘째는 약 60 여년 이상 시간동안 설계시방서에서, 휨에 대한 허용치의 약 2/3 를 전단응력으로 사용하여왔다. 이와 같이 낮은 안전율에 대한 수년간의 경험으로 허용전단응력을 $0.4f_y$ 로 사용하고 있다.

예제 5-4

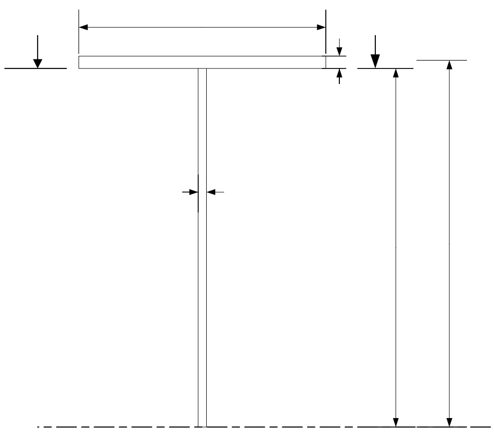
전단력 80,000 kgf = 800kN 이 작용하고 있는 I-600×200×11×17 단면의 전단응력의 분포를 그리시오. 또한, 플랜지와 복부에서의 전단력의 크기를 계산하시오. 복부의 평균전단응력을 계산하고 위에서 구한 복부의 최대 전단응력과 그 크기를 비교하시오. 단, I-600×200×11×17 단면의 치수는 다음 그림과 같다.



예제그림 5.4 압연 형강 단면에 작용하는 전단응력

풀이:

I-600×200×11×17



$$I_x = 77{,}600 \text{ cm}^3$$

(a) $\tau = \dfrac{Q \cdot V}{I \cdot b}$

$$Q_{flange} = A_f \cdot (30 - \frac{1.7}{2}) = 34 \times 29.15 = 991.1 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$Q_{n-n} = Q_f + \frac{28.3^2 \times 1.1}{2} = 1432 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\tau_{1-1,fl} = \frac{991.1 \text{ [cm}^3\text{]} \times 800 \text{[kN]}}{77600 \text{[cm}^4\text{]} \times 20 \text{ [cm]}} = 0.51 \text{ [kN/cm}^2\text{]} = 51 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\tau_{1-1,web} = \frac{991.1 \text{ [cm}^3\text{]} \times 800 \text{ [kN]}}{77600 \text{ [cm}^4\text{]} \times 1.1 \text{ [cm]}} = 9.29 \text{ [kN/cm}^2\text{]} = 929 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\tau_{\max} = \frac{1431 \text{ [cm}^3\text{]} \times 800 \text{ [kN]}}{77600 \text{[cm}^4\text{]} \times 1.1 \text{ [cm]}} = 13.41 \text{ [kN/cm}^2\text{]} = 1341 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

(b) $$\tau_{average,web} = \frac{V}{t_w \cdot h} = \frac{800}{1.1 \times 60} \text{ [kN/cm}^2\text{]} = 12.12 \text{ [kN/cm}^2\text{]} = 1212 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

위와 같이 전단응력의 차가 비교적 크지 않기 때문에, 설계시방서에서는 평균응력을 사용하는 것을 허용하고 이에 상응하는 허용응력을 조정하고 있다. 압연강재의 전단응력 계산에는 부재 단면의 전체 높이를 사용하고 있으나 거더에서는 복부판의 높이만을 사용하고 있다. 플랜지판 사이의 복부높이만을 사용하는 것이 합리적이라고 생각되나 그 차는 그리 크지 않다.

5.3.6 2-축 휨을 받는 보의 허용 응력

그림 5.20 에서와 같이, 하중의 가력면이 단면의 주축과 일치하지 않은 경우에는 휨모멘트를 2 개의 주축방향으로 분해하여 각기 인장 및 압축 연단의 휨응력도를 구하고 이를 조합하여 다음과 같은 최대 인장 및 압축응력를 구한다.

$$\sigma_t = \frac{M_x}{S_{xt}} \pm \frac{M_y}{S_{yt}} \qquad \text{식 (5.28 a)}$$

$$\sigma_c = \frac{M_x}{S_{xc}} \pm \frac{M_y}{S_{yc}} \qquad \text{식 (5.28 b)}$$

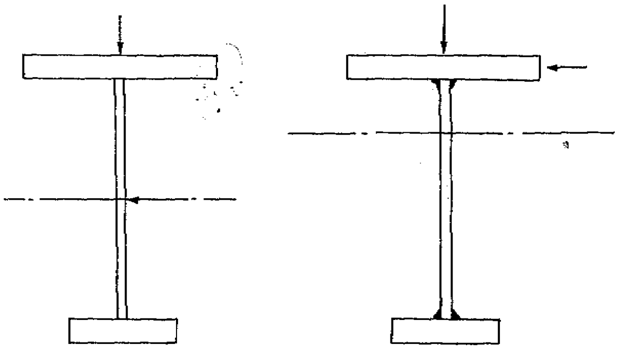


그림 5.20 2 축 하중을 받는 보

만약 강축과 약축에 대한 하중의 크기가 비슷하다면, 단면 성능이 비슷한 상자형 단면을 사용하는 것이 좋은 대안이다. 이 경우에는 허용응력이 비슷하므로, 편의상 두 축에 대한 각각의 휨 모멘트에 의해 발생하는 응력을 중첩시켜서 구한 최대응력이 허용응력이하가 되도록 설계할 수 있다.

$$f_b = \pm\frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y} \qquad \text{식 (5.29)}$$

그러나, 만약 약축에 대한 하중이 상대적으로 작다면 I-형강이 적당하다. 이 때는 두 축에 대한 허용 휨응력의 차이때문에 다음과 같은 상관관계식에 근거해서 설계해야 된다 (그림 5.21).

$$\frac{f_{bx}}{f_{bax}} + \frac{f_{by}}{f_{bay}} \le 1 \qquad \text{식 (5.30)}$$

여기서,

$$f_{bax} = \frac{M_x}{S_x} \qquad \text{식 (5.31)}$$

$$f_{bay} = \frac{M_y}{S_y} \qquad \text{식 (5.32)}$$

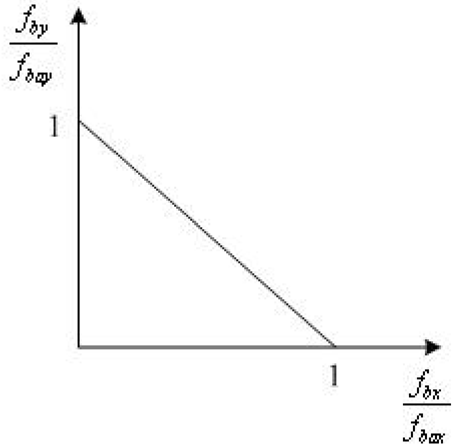


그림 5.21　2 축 휨에 대한 상관관계식

f_{bax} 와 f_{bay} 는 I-형강의 단면 선택에 따라서 달라지기 때문에, 필요한 초기단면 크기를 쉽게 추정할 수 없다. 그러나, $\frac{S_x}{S_y}$ 는 대부분 일정한 범위의 수이므로 $\frac{S_x}{S_y}$ 를 가정하여 만족하는 S_x 를 가진 단면을 선택하는 근사적인 방법을 이용할 수 있다. 식을 전개하면 아래와 같다.

$$f = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_x}\frac{S_x}{S_y} \le f_{allow} \qquad \text{식 (5.33)}$$

$$\frac{M_x}{f_{allow}} + \frac{M_y}{f_{allow}}\frac{S_x}{S_y} \le S_x \qquad \text{식 (5.34)}$$

여기서 X-축방향의 허용응력은 횡 좌굴을 고려한 허용휨압축응력 (표 5.4 또는 표 5.5)을 사용하여야 하며, 약축인 Y-축에 대한 허용응력은 횡 좌굴을 고려할 필요가 없다.

만약 횡하중이 상부 플랜지나 혹은 그 근처에 작용하는 경우, 그림 5.20 에서와 같이 세 개의 강판이 용접 조립된 비대칭 단면의 사용이 가장 경제적이다.

상부 플랜지만이 모든 횡하중을 받는다는 가정하에서, 횡하중에 의한 상부 플랜지에서의 응력을 계산함으로써 비틀림에 대한 복잡한 고려를 피할 수 있다.

이와 같이 해석문제를 공학적인 판단에서 단순화시킴으로써 안전한 설계가 가능하다.

5.3.7 보의 처짐

■ **도로교 설계를 위한 허용 처짐**

정적하중이 설계를 비교적 지배하는 사무용고층건물과는 달리 교량구조 설계에 있어서는 정량적으로 확실하게 파악될 수 없는 이동하중이 교량의 부재단면설계를 지배하게 된다.

이 이동하중은 교량단면에 매우 큰 응력을 유발시킬뿐만 아니라 또한 교량주형에 과도한 진동을 발생시켜 건축부재의 처짐과는 또 다른 사용성의 문제를 야기시킬 수 있다.

때문에 도로교설계기준 제 3.2.3 에서는 교량의 진동에 의한 사용성을 확보하기 위하여 표 5.8 와 같은 처짐의 한계를 규정하고 있다.

여기서 교량구조의 경우에는, 사하중에 의한 처짐은 부재의 제작과정에서 솟음(Camber)을 줌으로써 처짐의 구조 계산에서는 처음부터 고려하지 않기 때문에 표 5.8 의 허용 처짐값은 활하중에 의한 처짐의 제한치를 뜻한다.

표 5.8 교량 설계를 위한 허용처짐값

교량형식			최대처짐	
	종류	지간	단순지지거더 및 연속거더	게르버거더의 캔틸레버부
플레이트거더 형식	철근콘크리트 슬래브가 있는 플레이트거더	$L \le 10m$	$L/2,000$	$L/1,200$
		$10 < L \le 40m$	$\frac{L}{20,000/L}$	$\frac{L}{12,000/L}$
		$L > 40m$	$L/500$	$L/300$
	기타의 슬래브가 있는 플레이트거더		$L/500$	$L/300$
현수교형식			$L/350$	
사장교형식			$L/400$	
기타형식			$L/600$	$L/400$

■ **건축구조 설계를 위한 보의 허용 처짐**

보의 과도한 처짐은 바닥콘크리트의 균열 및 파손 등 재료손상을 초래

하며, 또한 보의 진동은 사람들에게 불쾌감이나 불안감을 주게 된다. 따라서, 보의 휨강도가 충분하여도 강성이 부족하면 처짐량이 커지게 되므로 이에 대한 검토가 이루어져야 된다. 보의 처짐 제한은 보춤/지간비 제한에 의해 간접적으로 제어된다.

예를 들어서, 등분포하중이 재하된 단순보의 경우를 생각해 보면 처짐은 다음 식과 같다.

$$\Delta = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5}{48}\cdot\frac{ql^2}{8}\cdot\frac{l^2}{EI} = \frac{5M_{\max}}{48}\cdot\frac{l^2}{EI} \qquad \text{식 (5.35)}$$

한편, 최대휨응력은

$$f_{bax,\max} = \frac{M_{\max}H}{2I}, \quad M_{\max} = 2f_{bax,\max}\frac{I}{H} \qquad \text{식 (5.36)}$$

위 두식을 이용해서, 보춤/지간비에 대한 식으로 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{H}{l} = \frac{5}{24}\frac{l}{\Delta}\frac{f_{b,\max}}{E} \qquad \text{식 (5.37)}$$

우리 나라에서는 보의 과도한 처짐에 의한 악영향을 막기 위해서 건축구조물 설계를 위한 강구조설계규준 제 7.4 에는 아래와 같이 규정을 두었다.

- 일반적인 경우: 스팬의 1/300 이하
- 켄틸레보 보: 스팬의 1/250 이하
- 크레인 주행보에서 수동크레인의 경우: 스팬의 1/500 이하
- 진동크레인의 경우: 스팬의 1/800~1/11,200 이하

여기서, 건물부재설계를 위한 위의 규정은, 교량설계의 경우와는 달리, 부재에 작용하는 모든 하중(사하중 + 활하중)에 의한 처짐의 제한치를 제시한 것이다.

석고로 된 천장이 들보에 붙어있는 경우, AISC(1.13.1)규정에 의하면, 최대 활하중 처짐은 지간의 1/360 보다 작아야 한다. 이것은 과거 경험에 바탕을 둔 것으로, 석고표면에 눈에 거슬리는 균열이 발생하는 것을 방지하거나 제한하기 위한 것으로, 건물 뼈대에서 보의 초기 단면선택시 지표로 이용될 수 있다.

5.3.8 보의 설계순서

제 1 단계 설계하중을 가정한다.
제 2 단계 사용할 강재 및 단면형상을 선택한다.

가정한 허용압축응력에 근거해서 소요단면적(A_{req})을 산출한다.

제 3 단계 허용 휨응력(f_{bax})을 가정한다.

제 4 단계 가정한 허용압축응력에 근거해서 필요한 단면계수($S_{x,req}$)을 산출한다
제 5 단계 제 4 단계에서 구한 필요한 단면계수 값보다 같거나 큰 값중에서 가장 가벼운 단면을 선택한다.
제 6 단계 선택한 단면에 대해서 휨응력, 사용성 및 전단응력에 대해서도 검토한다.

제 7 단계 단면 검토시 만족스럽지 못한 경우가 발생하면, 제 2 단계에서 제 6 단계까지의 과정을 반복 수행한다.

예제 5-5

두께 10 cm 의 콘크리트 슬래브와, 1.1 kN/m^2 의 사하중과 3.0 kN/m^2 의 활하중을 지지하는 강재 보가 있다. 보는 단순지지되어 있고, 10 m 떨어진 두개의 콘크리트 벽위에 3.0 m 간격으로 놓여있다. 건축 강구조설계규준에 준해서 설계하고, 강재는 SM490 을 사용하여 가장 경제적인 I-형강을 선택하라. 이때 압축플랜지는 횡방향으로 매 2.5m 마다 지지되었다고 가정한다.
풀이:

강재의 선택 SM490, $f_y = 320\ [\text{N/mm}^2] = 3200\ [\text{kgf/cm}^2]$

1. 하중:

슬래브:	$2.5\ [\text{tonf/m}^3] \times 0.1[\text{m}] \times 3.0[\text{m}] = 0.75[\text{tonf/m}]$
흙채움, 목제바닥:	$0.11\ [\text{tonf/m}^2] \times 3.0[\text{m}] = 0.33[\text{tof/m}]$
보자중(추정):	$= 0.08\ [\text{tonf/m}]$
활하중:	$0.3[\text{tonf/m}^2] \times 3[\text{m}] = 0.9[\text{tonf/m}]$

$$\sum \qquad = 2.06[\text{tonf/m}]$$

하중: $w \cong 2.1\,[\text{tonf/m}] = 21[\text{kN/m}]$ 로 가정

2. 단면력계산:

$$M_{b,\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{21\times 10^2}{8} = 262.5\ [\text{kN}\cdot\text{m}]$$

$$V_{\max} = \frac{wl}{2} = \frac{21\times 10}{2} = 105.0\ [\text{kN}]$$

3. 허용응력의 가정:

$$f_{bax} = \frac{f_y}{1.5} = \frac{320}{1.5} = 213.3\ [\text{N/mm}^2] = 2133\ [\text{kgf/cm}^2] = 21.33\ [\text{kN/cm}^2]$$

4. 소요단면계수: $S_{x.req}$

$$S_{x,req} = \frac{M_{b,\max}}{f_{bax}} = \frac{262.5\times 10^2\ [\text{kN}\cdot\text{cm}]}{21.33\ [\text{kN/cm}^2]} \cong 1231\,[\text{cm}^3]$$

5. 단면의 선택:

I -400×150×12.5×25

$$I_x = 31700\ \text{cm}^4,\ S_x = 1580\ \text{cm}^3$$

$$i_x(a) = 4.05\ \text{cm},\ \frac{i_x \cdot a}{A_f} = 4.33$$

$$t_1 = 12.5\ \text{cm}\ ,\ t_2 = 25\ \text{cm}\ ,\ r_1 = 27\ \text{cm}\ , i_x = 16.1\ \text{cm}$$

6. 응력검토

6.1 국부좌굴의 검토(단면최소두께의 검토)

플랜지 최소두께의 검토: 식 (5.12)

$$\frac{b}{t} \le \frac{24}{\sqrt{f_y}} = \frac{24}{\sqrt{3.2}} = 13.4$$

$$\frac{b}{t} = \frac{150}{25} = 6.0 < 13.4 \qquad \text{O.K}$$

선택된 단면에 국부좌굴은 발생하지 않음

6.2 횡-비틀림좌굴에 대한 검토

$$f_{bax} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{\left(\frac{l_b}{i_b}\right)^2}{C_m \lambda_p{}^2} \right\} \frac{f_y}{1.5} \qquad \text{식 (5.21 a)}$$

$$f_{bax} = \frac{9000}{\frac{l_b \cdot a}{A_f}} \qquad \text{식 (5.21 b)}$$

중에서 큰 값을 취한다.

식 (5.21 a)에 의한 허용휨응력:

$$f_{bax} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{\left(\frac{l_b}{i_b}\right)^2}{C_m \lambda_p{}^2} \right\} \frac{f_y}{1.5}$$

$$l_b = 250 \text{ cm}$$

$$I_f = \frac{1}{12} \times 2.5 \times 15^3 = 703 \ [\text{cm}^4]$$

$$A_f = 2.5 \times 15 = 37.5 \ [\text{cm}^2]$$

$$\frac{1}{6} A_w = \frac{1}{6}(40 - 2 \times 2.5) \times 1.25 = 7.29 \ [\text{cm}^2]$$

$$A_f + \frac{1}{6} A_w = 44.79 \ [\text{cm}^2]$$

$$i_b = \sqrt{\frac{I_f}{A_f + \frac{1}{6} A_w}} = 3.96 > \lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{0.6 f_y}}$$

$$= \pi \sqrt{\frac{2100 \ [\text{tonf/cm}^2]}{0.6 \times 3.2 \ [\text{tonf/cm}^2]}} = \pi \sqrt{\frac{21000 \ [\text{kN/cm}^2]}{0.6 \times 32 \ [\text{kN/cm}^2]}} = 103.38$$

$$C_m = 1.0$$

식 (5.21 a)에 의한 허용응력:

$$f_{bax} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{\left(\frac{250}{3.96}\right)^2}{1.0 \times 103.38^2} \right\} \frac{32}{1.5} \cong 18.15 \ [\mathrm{kN/cm^2}]$$

식 (5.21 b)에 의한 허용응력:

$$f_{bax} = \frac{9000}{\frac{l_b \cdot a}{A_f}} = \frac{9000}{\frac{250 \times 40}{32.5}} = \mathbf{33.80\ [kN/cm^2]} > \frac{f_y}{1.5} = 21.33[\mathbf{kN/cm^2}]$$

강구조설계규준 제 2.1.4 에 의하면 식 (5.21 a)와 식 (5.21 b)에 의하여 구한 허용응력중 큰 값으로 택하여 부재의 응력검토를 하도록 되어 있다. 그러나 어떠한 경우에도 $\frac{f_y}{1.5}$의 값을 초과할 수 없다. 따라서 이 예제풀이에 적용되는 허용휨압축응력

$f_{bax} = \frac{f_y}{1.5} = 21.33\ [\mathrm{kN/cm^2}]$로 한다.

6.2 응력검토

6.2.1 휨응력검토

하중:

보의 자중: $g = 95.8\ \ [\mathrm{kg/m}] \cong 0.1\ \ [\mathrm{tonf/m}]$

설계하중: $w = 0.75 + 0.33 + 0.1 + 0.9 = 2.08\ \ [\mathrm{tonf/m}] \cong 21\ [\mathrm{kN/cm}]$

(최초가정설계하중)

$$f_{bax} = \frac{M_{b,\max}}{S_x} = \frac{262.5 \times 10^2\ \ [\mathrm{kN \cdot cm}]}{1580[\ \mathrm{cm^2}]} = 16.61\ \ [\mathrm{kN/cm^2}] < 21.33$$

O.K

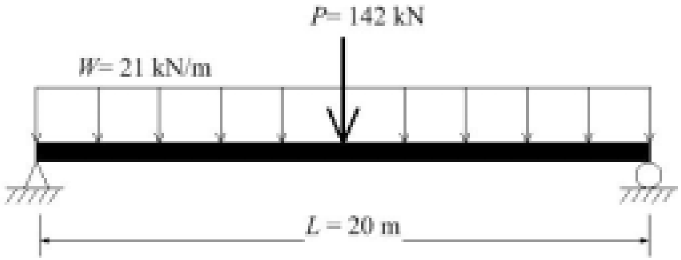
6.2.2 전단응력검토

$$\tau_v = \frac{V}{t \cdot a} = \frac{105\ [kN]}{1.25\ [cm] \times 40\ [cm]} = 2.1\ [kN/cm^2] < 12.31\ [kN/cm^2]\ \ \text{O.K}$$

$$\tau_a = \frac{\tau_y}{1.5} = \frac{f_{y/}\sqrt{3}}{1.5} = \frac{21.33}{\sqrt{3}} = 12.31\ [kN/cm^2]$$

예제 5-6

지간 20 m 인 단순 지지된 교량의 한 주형에 등분포하중 21 kN/m 과 주형의 중앙부에 집중하중 *P*= 142 kN 작용하고 있다. 플랜지가 교량 바닥판에 의해 횡적으로 지지 되어 있을 때, SM490Y 강재를 사용한 경제적인 단면을 선택하라.



예제그림 5.6

SWS41($\sigma_y = 24[\text{kN/cm}^2]$)

풀이:

1. 단면력의 산정:

주형의 자중 $g = 3.0[\text{kN/m}]$로 가정

등분포하중:

$$w = 21.0 + 3.0 = 24.0\ [\text{kN/m}]$$

집중하중

$$P = 142.0[\text{kN/m}]$$

$$M_{b,\max} = \frac{142 \times 20}{4} + \frac{24 \times 20^2}{8} = 720\ [\text{kN}\cdot\text{m}] + 1200\ [\text{kN}\cdot\text{m}] = 1910\ [\text{kN}\cdot\text{m}]$$

$$V_{\max} = \frac{142}{2} + \frac{24 \times 20}{2} = 71 + 240 = 311\ [\text{kN}]$$

2. 허용휨응력의 가정:

$f_{bax} = 2600\ [\text{kgf/cm}^2] = 260\ [\text{N/mm}^2] = 26.0\ [\text{kN/cm}^2]$으로 가정

3. 소요단면계수:

$$S_{x,req} = \frac{M_{b,\max}}{f_{bax}} = \frac{191000\ [\text{kN}\cdot\text{cm}]}{2100\ [\text{kN/cm}^2]} = 9095\ [\text{cm}^3]$$

4. 단면의 선정:

동국제강 Products Guide 에 의하여

H- $900 \times 300 \times 18 \times 34$ 선정

$I_x = 498{,}000\ \text{cm}^4, S_x = 10{,}900\ \text{cm}^3$

$g = 286\,\text{kgf/m}$

$r = 28\ \text{mm}$

5. 국부좌굴에 대한 검토:

5.1 복부판의 검토 (도로교설계기준 제 3.4.2.1)

$t_{\min} = \dfrac{b}{46i}$ (교재 표 5.1)

$b = 900 - 2 \times 34 = 832\ [\text{mm}], i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0 = 3.86$,

$\phi = \dfrac{f_1 - f_2}{f_1} = 2$

$t_{\min} = \dfrac{832}{46 \times 3.86} \cong 5[\text{mm}] < t_w = 18[\text{mm}]$

양연지지판의 국부좌굴에 대한 허용응력 (교재 표 5.2)

강재 SM490Y, $t < 40$ mm 인 경우에

$t = 8\ [\text{mm}] > \dfrac{b}{32.2i} = \dfrac{832}{32.2 \times 3.86} \cong 7\ [\text{mm}]$이면 국부좌굴에 대한 허용 응력

$f_{bax} = 2100\ [\text{kgf/cm}^2] = 21\ [\text{kN/cm}^2]$이다.

5.2 플랜지의 검토(도로교설계기준 3.4.2.2)

최소플랜지두께 $t \geq \dfrac{b}{16}$

$t = 3.4\ [cm] > \dfrac{15 - \dfrac{1.8}{2}}{16} = 0.9$ O.K

6. 횡-비틀림좌굴에 대한 검토(도로교설계기준 제 3.3.2.1)

교량주형의 압축플랜지가 교량의 바닥판에 의하여 횡방향으로 지지되어 있기 때문에 횡-비틀림좌굴현상은 일어나지 않는다.

따라서 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력은

$f_{cag} = 2100\ [\text{kgf/cm}^2] = 21\ [\text{kN/cm}^2]$ (교재 표 5.4)이다.

7. 응력검토

허용응력의 결정: 제 5 장과 제 6 장에서 국부좌굴과 횡-비틀림좌

굴에 대한 허용응력을 검토한 결과 두 경우 모두 허용응력이

$f_{bax} = 21\ [\mathrm{kN/cm^2}]$ 이므로 단면에 발생하는 실휨응력에 대한 검토

는 이 값을 기준으로 검토한다.

실제작용하중:

활하중	등분포하중:	$w = 21.0\ [\mathrm{kN/m}]$
사하중	집중하중:	$P = 142.0\ [\mathrm{kN}]$
	자중:	$g = 286\ [\mathrm{kgf/m}] \cong 3\ [\mathrm{kN/m}]$

$$M_{b,\max} = \frac{142\times 20}{4} + \frac{24\times 20^2}{8} = 1910\ [\mathrm{kN\cdot m}]$$

$$V_{\max} = \frac{142}{2} + \frac{24\times 20}{2} = 311\ [\mathrm{kN}]$$

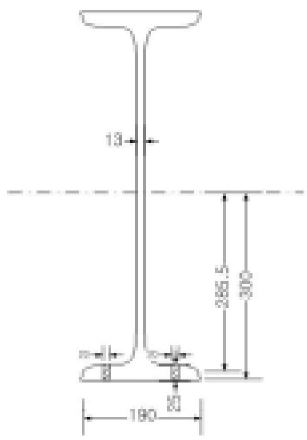
$$f_{bax} = \frac{M_{b,\max}}{S_x} = \frac{191{,}000\ [\mathrm{kN\cdot cm}]}{10{,}900\ [\mathrm{cm^3}]} = 17.523\ [\mathrm{kN/cm^2}] < 21[\mathrm{kN/cm^2}]$$

O.K

$$\tau_{\max} \cong \frac{V_{\max}}{t\cdot l} = \frac{311}{1.8\times 90} = 1.92\ [\mathrm{kN/cm^2}] < 12.12[\mathrm{kN/cm^2}] \quad \mathrm{O.K}$$

예제 5-7

예제 5-5 에서 인장측 플랜지에 볼트를 위한 직경 20mm 의 구멍이 2 개 있을 때 선택한 단면이 적당한지 검토하라.



예제그림 5.7 I-형강 단면

풀이:

1. 중립축에 대한 구멍의 단면 2 차 모멘트:

$$I \cong A \cdot y^2 = 2 \times (2 \times 2.5 \times 18.75^2) = 3515.6[\text{cm}^4]$$

2. 구멍의 단면계수:

$$S = \frac{3515.6}{20} = 175.8[\text{cm}^3]$$

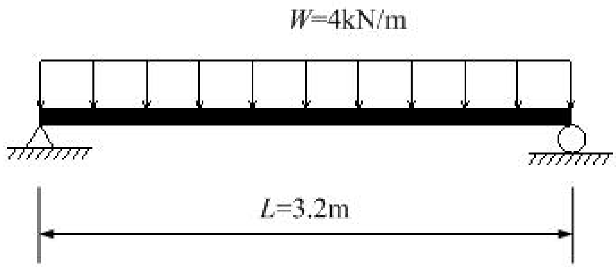
3. 전체단면의 실단면계수:

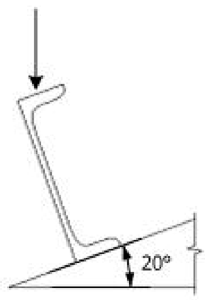
$$S_x = 1580 - 175.8 = 1404.2\ [\text{cm}^3] > S_{x,req} = 1231\ [\text{cm}^3]$$

O.K

예제 5-8

물매 $\tan\theta$=0.364 인 지붕을 설계하려 한다.
지간 L=3.2 m 인, 단순지지된 중도리에는 지붕하중과 적설하중을 포함한 등분포 설계하중 $w = 4$ kN/m 가 작용한다.
우리 나라 시중에서 판매되는 가장 저렴한 ㄷ-형강으로 부재를 설계하라.
이때 강재는 SS400 을 사용한다.





예제그림 5.8 $\theta = 20^o$ 경사진 지붕의 중도리

풀이:

1. 단면력의 산정:

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{4 \times 3.2^2}{8} = 5.12\ [\text{kN} \cdot \text{m}]$$

$$V_{\max} = \frac{wl}{2} = \frac{4\times3.2}{2} = 6.4 \text{ [kN]}$$

$$M_x = M_{\max}\cdot\cos\theta = 5.12\times0.9336 = 4.78 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

$$M_y = M_{\max}\cdot\sin\theta = 5.12\times0.342 = 1.2511 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

$$\theta = 20^\circ$$

$$V_x = V_{\max}\sin\theta = 6.4\times0.342 = 2.189 \text{ [kN]}$$

$$V_y = V_{\max}\cos\theta = 6.4\times0.9336 = 6.001 \text{ [kN]}$$

2. 소요단면계수의 추정:

$$f_y = 24 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \quad \text{(SS400)}$$

$$S_{x,req} \cong \frac{M_x}{0.6f_y} + \frac{M_y}{0.6f_y}\frac{S_x}{S_y} \cong \frac{4.78\times10^2}{0.6\times24} + \frac{5\times1.25\times10^2}{0.6\times24} \quad \text{식 (5.34) 참조}$$

$$= 33.2 + 60.764 \cong 94 \text{ [cm}^3\text{]}$$

여기서 $\frac{S_x}{S_y} = 5.0$ 로 추정(I-형강의 두배)

3. ㄷ-형강 단면의 선정

ㄷ-$125\times150\times75\times6.5\times10$

$A = 23.71\text{cm}^2$, $g = 18.6\text{kg/cm}$

$I_x = 864\text{cm}^4$, $S_x = 115\text{cm}^3 > 57.5$

$I_y = 122\text{cm}^4$, $S_y = 23.6\text{cm}^3, C_y = 2.31\text{cm}$

4. 응력검토:

4.1 단면력의 검토:

$$M_{\max} = \frac{(4+0.186)\times3.2^2}{8} = 5.358 \text{[kN}\cdot\text{m]}$$

$$V_{\max} = \frac{4.186\times3.2}{2} = 6.700 \text{[kN]}$$

$$M_{\max} = 5.358\times0.9336 = 5.0023 \text{[kN}\cdot\text{m]}$$

$$M_y = 5.358\times0.342 = 1.833 \text{[kN}\cdot\text{m]}$$

$$V_y = 6.700\times0.9336 = 6.255 \text{[kN]}$$

4.2 국부좌굴의 검토

4.2.1 복부판의 폭/두께비의 검토

식 5.13 c 참조

$$\frac{d}{t} \le \frac{110}{\sqrt{f_y[\text{t/cm}^2]}} = \frac{348}{\sqrt{f_y[\text{kN/cm}^2]}} = \frac{348}{\sqrt{24}} = \frac{348}{4.899} = 71$$

$$d = 150 - 10 = 140[\text{mm}], t = 6.5[\text{mm}]$$

$$\frac{d}{t} = \frac{140}{6.5} = 22 < \frac{348}{\sqrt{f_y}} = 71 \text{, O.K}$$

4.2.2 플랜지의 폭/두께비의 검토

식 5.12 b 참조

$$\frac{b}{t} \le \frac{76}{\sqrt{f_y[\text{kN/cm}^2]}} = \frac{76}{\sqrt{24}} = 16$$

$$\frac{b}{t} = \frac{75}{10} \cong 8 < \frac{76}{\sqrt{f_y}} = 16 \text{, O.K}$$

4.3 횡-비틀림좌굴에 대한 검토

건물의 단순지지된 중도리는 지붕에 의하여 탄성적으로 지지되어 있기 때문에 횡-비틀림현상이 일어나기 어렵다. 그러나 이 예제에서는 이러한 지붕의 횡지지능력을 무시하고 응력검토를 하였다.

$$f_b = \frac{9{,}000}{\frac{l_b \cdot l}{A_f}} = \frac{9{,}000}{\frac{320 \times 15.0}{7.5}} = 14.06[\text{kN/cm}^2]$$

4.4 휨응력검토

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{5.002}{115} = 4.35[\text{kN/cm}^2]$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{33 \times 10^2}{23.6} = 4.35[\text{kN/cm}^2]$$

$$\frac{f_{bx}}{f_{bax}} + \frac{f_{by}}{f_{bay}} = \frac{4.35}{11.7} + \frac{7.767}{16.0} = 0.372 + 0.486 = 0.86 < 1.0$$

4.5 전단응력검토

$$\tau_a = \frac{f_y / \sqrt{3}}{1.5} = \frac{24\sqrt{3}}{1.5} = 9.24[\text{kN/cm}^2]$$

$$\tau_0 = \frac{V_x}{t \cdot h} = \frac{6.255}{0.65 \times 15} = 0.642[\mathrm{kN/cm^2}] < \tau_a = 9.24[\mathrm{kN/cm^2}]$$

5.4

보의 지압판

보에 집중하중이 작용하는 곳, 보의 지점, 그리고 기둥과 보가 연결되는 부분에서는 과도한 집중하중으로 인해서 복부에 국부적인 항복(web yielding)이나 우그러짐(crippling) 현상이 발생한다(그림 5.22). 이와 같은 현상은 복부판에 비해 상대적으로 넓은 플랜지를 가지는 단면에서, 플랜지와 복부판의 접점에서 높은 응력이 집중하는 결과로 복부판 붕괴가 발생하는 것이며, 복부판 필렛단부가 파괴에 가장 위험한 곳이다. 이러한 현상을 방지하기 위하여 지압판을 이용해서 집중하중을 허용지압응력을 넘지 않도록 분산시켜야만 한다. 또한, 지압판 두께는 그 아래에서 반력으로 작용하는 압력에 대해서도 충분한 휨저항을 할 수 있어야 한다.

그러나 대한민국 도로교설계기준이나 또는 건축 강구조설계규준에는 이에 대한 명확한 내용이 규정되어 있지 않기 때문에 아래에는 일반적으로 건물구조에 적용되는 AISC 가 규정하는 내용을 기술하였다.

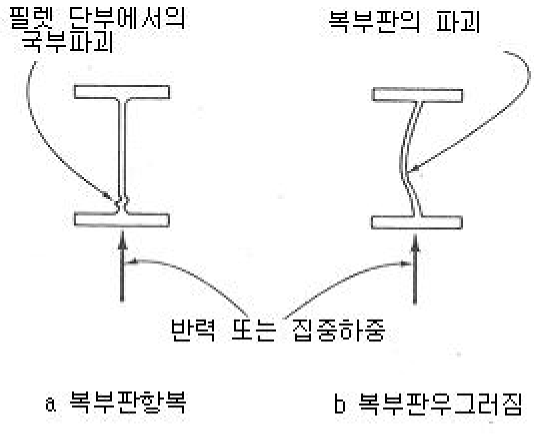
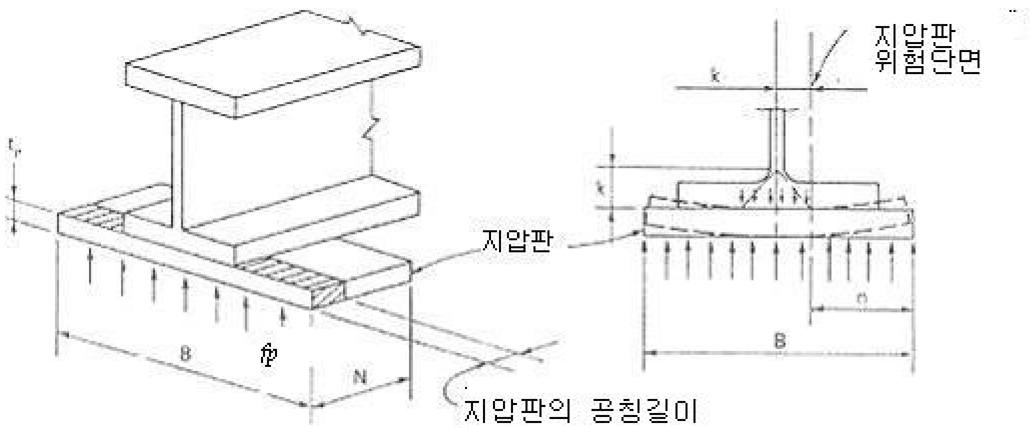


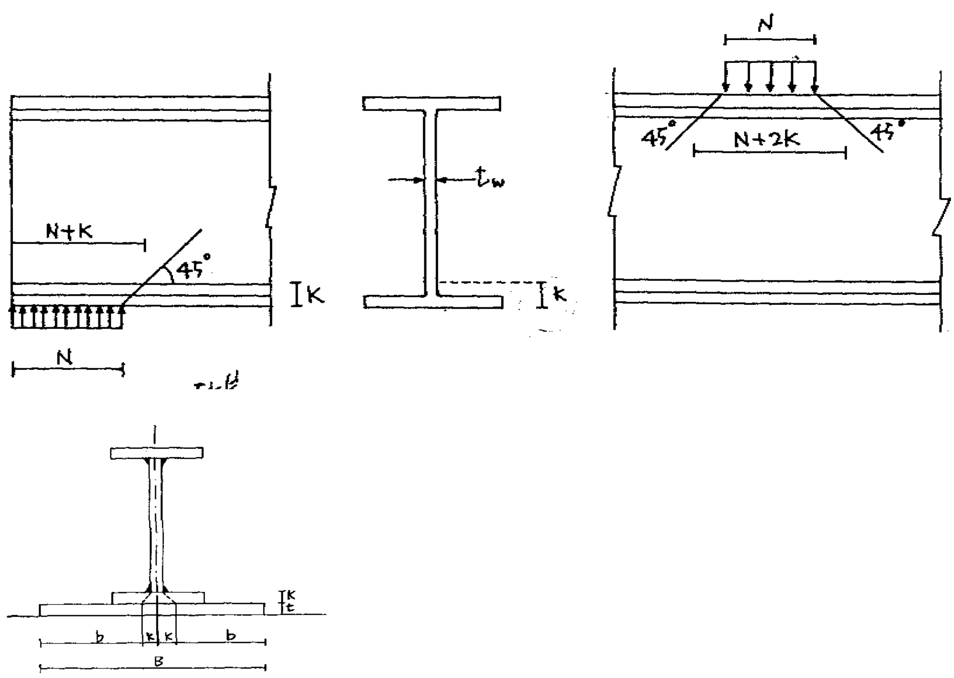
그림 5.22 복부판 항복(yielding)과 복부판의 우그러짐(crippling)

■ 지압판 길이 N

위험단면에 작용하는 집중하중은 플랜지에서 복부판으로 45° 각을 가지고 전달되는 것으로 가정한다. 그림 5.22 에서와 같이, 보 단부의 지점반력에 대해서는 $(N+k)$에 걸쳐서 하중이 퍼지는 것으로 가정하고, 지점 반력으로 인한 필렛단부(toe of fillet)의 압축응력은 $0.75f_y$ 를 넘지 않도록 제한하고 있다. 이때 단 보강재의 역할은 무시한다.



지압판의 휨거동



지압판의 위험단면결정

그림 5.23 지압판의 휨거동 및 설계를 위한 위험단면 결정

따라서 지압판의 길이는 필렛 용접부의 복부판의 우그러짐(crippling)을 막기 위하여 다음과 같은 허용압축응력 제한조건으로 구한다.

- 지점반력에 대해

$$f_l = \frac{R}{t_w(N+k)} \le 0.75 f_y \qquad \text{식 (5.38)}$$

여기서 R: 반력

t_w: 복부판의 두께

N: 지지판의 길이

k: 플랜지 바닥면에서 필렛용접끝까지의 거리

■ 지압판 폭 B

지압판의 폭 B 은 지압판에 작용하는 응력이 콘크리트 허용지압응력이내가 되도록 충분히 퍼지도록 설계되어야 한다. 따라서, 지압판의 폭은 다음식을 이용해서 구할 수 있다.

$$B = \frac{R}{Nf_p}, \quad f_p\text{: 콘크리트의 지압응력} \qquad \text{식 (5.39)}$$

■ 지압판 두께: t

그림 5.22 에서 보여주는 바와 같이 지압판에는 콘크리트의 압축력 f_p 로 인한 등분포 상향력이 작용한다. 이에 지지판의 두께는 길이 b 인 외팔보가 휨거동에 대해서 저항할 수 있도록 설계되어야 한다

$$f_b = 0.75 f_y$$

집중하중에 의한 국부좌굴을 방지하기 위한 지지판의 두께는 외팔보의 단위폭에 대해서 발생한 휨모멘트에 대한 최대휨응력을 $0.75 f_y$ 로 가정하여 구한다. 식으로 정리하면 아래와 같다.

$$M_{\max} = 2 \cdot f_p (\frac{b}{2})^2 = \frac{1}{2} f_p b^2$$

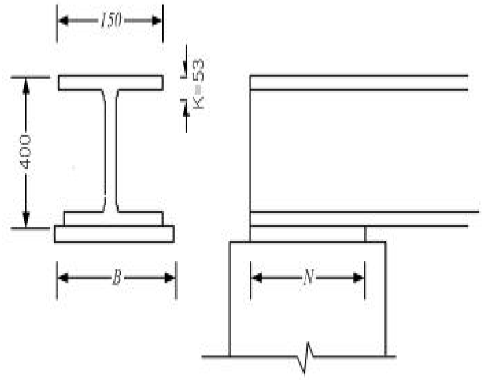
$$S = \frac{t^2}{6} \quad , b=B/2-k, \qquad k = t_f + r$$

$$f_{b,\max} = \frac{M_{\max}}{S} = 0.75 f_y = \frac{3 f_p b^2}{t^2}$$

위 식들을 지지판의 두께를 구하기 위한 식으로 정리하면 다음과 같다.

$$t_{req} = b\sqrt{\frac{4f_p}{f_y}} \qquad \text{식 (5.40)}$$

예제 5-9 주어진 지지판의 지점 반력에 대한 압축응력을 계산하고 허용응력에 대하여 검토하라. 그리고 주어진 지점 반력에 대한 지지판의 두께를 결정하라. 보와 지지판 모두 SS400 (f_y = 2400kgf/cm^2 = 24kN/cm^2)을 사용하였다.
이때, 지지판의 폭과 길이는 각각 $B = 200\text{mm}$ 와 $N = 150\text{mm}$ 로 설계하라.



예제그림 5.9

풀이:

1. 지점반력에 의한 복부판의 압축응력:

$$f_l = \frac{R}{f_w(N+k)} = \frac{200[\text{kN}]}{1.0[\text{cm}]\times(15[\text{cm}]+3.5[\text{cm}])} = 10.811[\text{kN/cm}^2]$$

여기서 $k = t_f + r = 18 + 17 = 35[\text{mm}]$

2. 복부판의 국부좌굴검토

$$f_l \le 0.75 f_y \qquad \text{식 (5.38)}$$

$$10.811[kN/cm^2] \le 0.75 \times 24 = 18[\text{kN/cm}^2], \text{O.K}$$

3. 지지판두께의 선정

3.1 지지판에 작용하는 콘크리트지압능력: f_p

$$f_p = \frac{R}{NB} = \frac{200[\text{kN}]}{15[\text{cm}] \times 20[\text{cm}]} = 0.667[\text{kN/cm}^2]$$

3.2 소요지지판의 두께: t_{req}

(식 5.40)을 이용하여

$$t_{req} = b\sqrt{\frac{4f_p}{f_y}} = 6.5\sqrt{\frac{4 \times 0.667}{24}} = 21.7[\text{mm}]$$

여기서 $b = \frac{B}{2} - k = \frac{200[\text{mm}]}{2} - 3.5[\text{cm}] = 6.5[\text{cm}]$

$t = 22[\text{mm}]$ 를 선택한다

5.5 보의 소성설계

소성설계는 각각의 보의 소성 모멘트 능력과 연속 뼈대 구조의 극한 강도에 근거를 두고 있다. 소성모멘트강도는 부재단면내의 모든 부분이 항복응력의 상태에서 구한 모멘트강도이다.

부재 전단면이 소성모멘트에 도달한 경우에 소성힌지가 형성되었다고 하며, 이 부분에서는 추가적인 모멘트를 저항할 수 없다. 소성영역의 범위는 부재 길이방향으로 어느 정도 확장될 수 있으나, 해석 및 설계의 편의상 한 면에 집중되는 것으로 가정한다. 형성된 소성힌지들로 인하여 구조물 또는 부재가 하중을 더 이상 이겨내지 못하는 한계상태를 붕괴기구라 한다. 소성해석에서는 이러한 붕괴기구를 이용해서 단면력을 계산한다.

모든 구조재들이 안전계수를 고려해서 설계하듯이 소성설계법에서도 다음 식과 같은 식이 성립할 수 있다.

$$R_n \geq 1.7\sum Q_i \qquad \text{식 (5.41)}$$

여기서, R_n 은 저항소성모멘트를, $1.7\sum Q_i$ 는 허용응력 설계시 사용되는 하중(즉, 사하중과 활하중등)을 1.7 배 증가한 소성 하중을 의미한다.

단순보의 경우에 있어서 소성설계의 이점은 매우 적어서, 소성설계법으로 선택한 단면과 허용응력설계법으로 구한 단면은 거의 다르지 않아야 한다. 그러나 연속보나 뼈대 구조물에서는 소성설계의 실제적인 이점을 발견할 수 있다.

5.5.1 소성설계법으로 보를 설계하기 위해서는 다음 과정들을 수행한다.

제1 단계 구조물의 붕괴기구를 가정한다.
제2 단계 하중계수를 적용한 하중 w_u하에서 붕괴기구의 최대 모멘트M_u를 구한다.

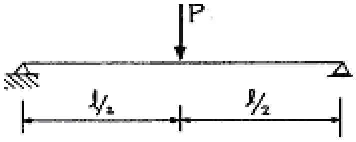
제3 단계. 최대 모멘트M_u에 필요한 소성계수 Z_{req}를 결정한다

$$Z_{req} = \frac{M_u}{f_y} \qquad \text{식 (5.42)}$$

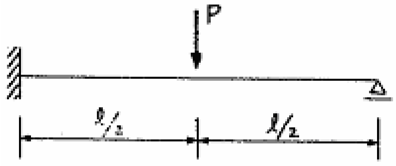
제4 단계 제 3 단계에서 구한 필요한 단면계수 값보다 같거나 큰 값중에서 가장 가벼운 단면을 선택한다.
제 5 단계 선택한 단면에 대해서 조밀단면 여부와 전단 강도에 대해서 검토한다.
제6 단계 단면 검토시 만족스럽지 못한 경우가 발생하면, 제 2 단계에서 제 5 단계까지의 과정을 반복 수행한다.

예제 5-10

예제 그림 5.10 에서 보여주는 2 가지 경계조건을 가진 보의 형상계수를 구해보시오.



a 단순보



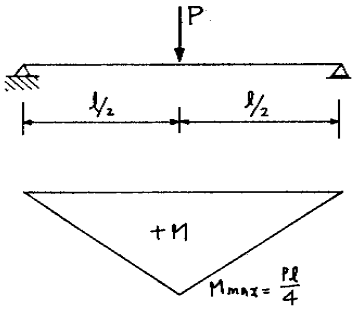
b 지지된 외팔보

예제그림 5.10

풀이:

a) 단순보일 경우

1. 최대 모멘트는 보의 지간 중앙에서 발생하고 크기는 $Pl/4$ 와 같다.



2. 항복하중

$$P_y = 4\frac{M_y}{l}$$

3. 극한하중

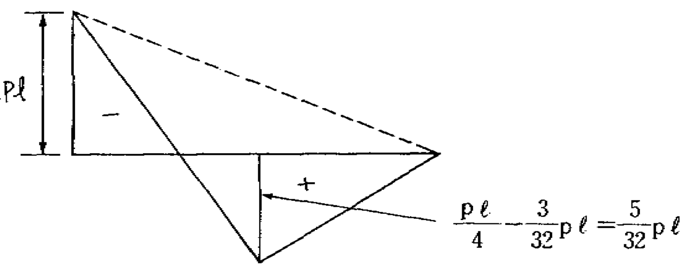
$$P_u = 4\frac{M_{Pl}}{l}$$

4. 정적 정정 구조물에 있어서 극한하중과 항복하중의 비(형상계수비)

$$f = \frac{M_P}{M_y}$$

b) 지지된 외팔보의 경우

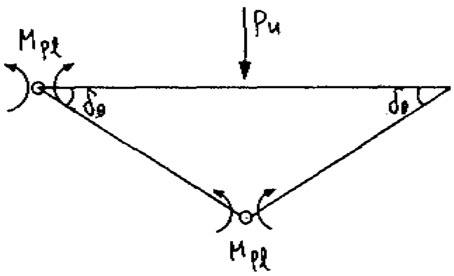
1. 가상일법을 이용하여 휨모멘트도를 구한다.



2. 항복하중

$$M_y = -\frac{3}{16}Pl, \quad P_y = \frac{16}{3}\frac{M_y}{l}$$

3. 극한하중



$$P_u \cdot \frac{l}{2}\delta_\theta + 3M_{Pl}\cdot\delta_\theta = 0$$

$$P_u = 6\frac{M_{Pl}}{l}$$

4. 정적 정정 구조물에 있어서 극한하중과 항복하중의 비(형상계수 비)

$$f = \frac{P_u}{P_y} = \frac{6M_{Pl}}{16/3\cdot M_y} = \frac{9}{8}\frac{M_{Pl}}{M_y}$$

문제풀이:

5.1 문제그림 5.1 에 보이는 강재 SS400 의 I-350×150 단면이 저항할 수 있는 최대 저항 휨모멘트를
가) 도로교 설계기준과,
나) 건축강구조설계규준에 준하여 구하시오!
이때 횡-비틀림 좌굴은 일어나지 않는다고 가정 하시오.

강재 SS400,

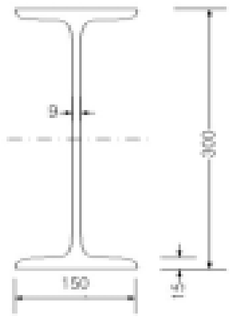
$f_y = 240$ N/mm^2 (2400 kgf/cm^2)

$t_1 = 9$ mm, $t_2 = 5$ mm, $r = 13$ mm

$g = 58.5$ kgf/m, $A = 74.58$ cm^2

$I_x = 15200$ cm^4, $S_x = 871$ cm^3, $i_x = 14.3$ cm

$I_y = 715$ cm^4, $S_y = 95.4$ cm^3, $i_y = 3.10$ cm



문제그림 5.1 I-350×150×9×15 단면

풀이:

가) 강교량설계기준에 의한 검토

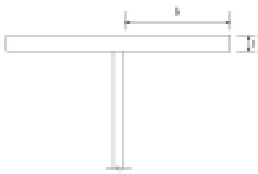
1. 허용응력 검토

1.1 횡-비틀림 좌굴 검토

횡비틀림좌굴이 일어나지 않음

1.2 국부좌굴 검토

1.2.1 플랜지의 검토 (도로교 설계기준 3.4.2.1)



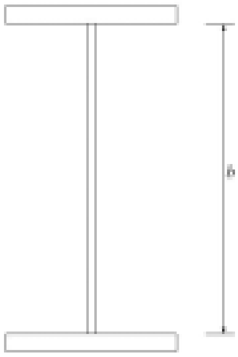
$$t = t_2 = 15 \quad \text{mm}$$

$$b = \frac{150}{2} - \frac{9}{2} = \frac{141}{2} = 70.5 \quad \text{mm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{70.5}{15} = 4.7 < 13.1 \qquad (\text{표 } 5.3)$$

$$f_{bax} = 1400 \quad kg/cm^2 = 140 \quad \text{N/mm}^2$$

1.2.2 복부판의 검토 (도로교설계기준 3.4.2.1)



$t = t_1 = 9$ mm

$b = 350 - 2 \times 15 = 320$ mm

$\frac{b}{t} = \frac{320}{9} = 35.6 < 56i = 216$ 교재 표 5.1 참조

$f_1 = f_2$, $\phi = \frac{f_1 - f_2}{f_2} = 2$

$i = 0.65 \times 2^2 + 0.13 \times 2 + 1.0 = 3.86$

$t = 9 \geq \frac{b}{20i} = \frac{320}{80 \times 3.86} 1.04$

$t = 9 \geq \frac{b}{220} = \frac{320}{220} = 1.45$

$\frac{b}{t} = 35.6 < 39.6i = 153$ 교재 표 5.2 참조

$f_{bax} = 1400 \quad \text{kg/cm}^2 = 140 \quad \text{N/mm}^2$

2. 최대 저항 휨모멘트 산정

$$
\begin{aligned}
M_{b,\max} &= f_{bax} S_x \\
&= 14\ [\text{kN/cm}^2] \times 871 \quad [\text{cm}^3] \\
&= 121.94 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}]
\end{aligned}
$$

나) 건축강구조설계규준에 의한 검토

1. 허용응력의 검토

1.1 횡-비틀림좌굴검토

횡-비틀림좌굴이 발생하지 않음

1.2 국부좌굴의 검토

1.2.1 플랜지의 검토(건축 강구조설계규준 4.1.1)

$t = t_2 = 15$ mm

$$b = \frac{150}{2} = 75 \quad \text{mm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{75}{15} = 5.0 \le \frac{24}{\sqrt{f_y \quad [\text{tonf/cm}^2]}} = \frac{24}{\sqrt{2.4}} = 15.5$$

1.2.2 복부판이 검토(건축 강구조설계규준 4.1.2

$$t = t_1 = 9 \ mm$$

$$d = 350 - 2\times15 - 2\times13 = 294 \quad \text{mm}$$

$$\frac{d}{t} = \frac{294}{9} = 33 \le \frac{110}{\sqrt{f_y[\text{tonf/cm}^2]}} = \frac{110}{\sqrt{2.4}} = 71$$

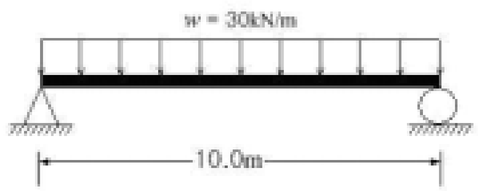
1.3 허용휨응력

$$f_{bax} = \frac{f_y}{1.5} = \frac{24 \quad [\text{kN/cm}^2]}{1.5} = 160 \quad [\text{N/mm}^2]$$

2. 최대 저항 휨모멘트의 산정

$$\begin{aligned} M_{b,\max} &= f_{bax} \cdot S_x \\ &= 16 \quad [\text{kN/cm}^2] \times 871 \quad [\text{cm}^3] \\ &= 139.36 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}] \end{aligned}$$

5.2 문제그림 5.2 에서 보는바와 같이 건물의 바닥판을 지지하는, 지간 10 m 의 단순보에 등분포하중 w = 30 kN/m 가 작용한다. 강재 SS400, f_y=240 N/mm^2 (2400 kgf/cm^2)를 사용하여 최적의 I-형 단면으로 이 단순보를 설계 하시오. 다만, 이때 보는 바닥판에 의하여 횡 방향으로 지지 된다고 가정 하시오.



문제그림 5.2 단순보

풀이:

1. 단면력의 산정

1.1 최대 휨모멘트 $M_{b,\max}$

$$M_{b,\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{30 \times 10^2}{8} = 375.0 \quad [\mathrm{kN \cdot m}]$$

1.2 최대 전단력 $V_{\max}$

$$V_{\max} = \frac{wL}{2} = \frac{30 \times 10}{2} = 150 \quad [\mathrm{kN}]$$

2. 허용응력의 가정

2.1 SS400의 허용휨응력 f_{bax} 의 가정

$$f_{bax} = \frac{f_y}{1.5} = \frac{240 \quad [\mathrm{N/mm^2}]}{1.5} = 160 \quad [\mathrm{N/mm^2}] = 1600 \quad [\mathrm{kgf/cm^2}]$$

2.2 허용전단응력 τ_a 의 가정

$$\tau_a = \frac{f_y / \sqrt{3}}{1.5} = \frac{240 \quad [\mathrm{N/mm^2}] / \sqrt{3}}{1.5} = 62 \quad [\mathrm{N/mm^2}] = 620 \quad [\mathrm{kgf/cm^2}]$$

3. 요구되는 최소단면계수 $S_{x,req}$

$$S_{x,req} = \frac{M_{b,\max}}{f_{bax}} = \frac{375 \times 10^2 \quad [\mathrm{kN \cdot cm}]}{160 \times 10^{-1} \quad [\mathrm{kN/cm^2}]} = 2344 \quad [\mathrm{cm^3}]$$

4. 최적 I-형강의 선정: (대한건축학회 1983년 발간한 강구조 설계 기준 및 해설, 부록 2 참조)

I-600×190×13×25 를 선택

$$S_x = 3270 \quad \mathrm{cm^3} > S_{x,req} = 2344 \quad \mathrm{cm^3}$$

$$I_x = 93200 \quad \mathrm{cm^4}, \; I_y = 2540 \quad \mathrm{cm^4},$$

$$t_1 = 13 \quad \mathrm{mm}, \; t_2 = 25 \quad \mathrm{mm}, \; r = 25 \quad \mathrm{mm}$$

$$i_x = 24.1 \quad \mathrm{cm}, \; i_y = 3.87 \quad \mathrm{cm}$$

5. 허용응력의 검토

5.1 허용휨응력의 검토

5.1.1 횡-비틀림좌굴 검토

횡-비틀림좌굴은 바닥판에 의하여 제어된다.

5.1.2 국부좌굴의 검토

5.1.2.1 플랜지의 검토: 식 (5.12 b)

$$\frac{b}{t_2} = \frac{190/2}{25} = 3.8 < \frac{24}{\sqrt{f_y \quad [\text{tonf/cm}^2]}} = \frac{24}{\sqrt{2.4}} = 15.5 \quad \text{O.K}$$

5.1.2.2 복부판의 검토: 식 (5.13 c)

$$d = 600 - 2\times 25 - 2\times 25 = 500 \quad \text{mm}$$

$$\frac{d}{t_1} = \frac{500}{13} = 38.5 < \frac{110}{\sqrt{f_y \quad [\text{tonf/cm}^2]}} = \frac{110}{\sqrt{2.4}} = 71 \quad \text{O.K}$$

5.1.3 허용휨응력: f_{bax}

$$f_{bax} = \frac{f_y}{1.5} = 160 \quad [\text{N/mm}^2]$$

5.2 허용전단응력의 검토

$$\tau_a = \frac{f_y/\sqrt{3}}{1.5} = 92.4 \quad [\text{N/mm}^2]$$

6. 응력검토

6.1 휨응력검토

$$f_{bx} = \frac{M_{b,\max}}{S_x} = \frac{375 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}]}{3270 \quad [\text{cm}^3]}$$

$$= 11.4679 \quad [\text{kN/cm}^2] \approx 114.7 \quad [\text{N/mm}^2] < f_{bax} = 160 \quad [\text{N/mm}^2]$$

O.K

6.2 전단응력의 검토

압연보의 경우 (식 5.11 a)

$$\tau_v = \frac{V}{t_1 h} = \frac{150\times 10^3 \quad [\text{N}]}{13 \quad [\text{mm}]\times 60 \quad [\text{mm}]} = 19.23 \quad [\text{N/mm}^2] < \tau_a = 92.4 \quad [\text{N/mm}^2]$$

5.3 문제 5.2 에서 강재 SM490Y, f_y=360 N/mm^2 (3600kg/cm^2) 사용하여 사용 보의 최적단면을 구하시오! 이때 이 단순보의 압축플랜지는

다만 보 중앙점, 한 곳에서만 횡 방향으로 지지 되었다고 가정 하시오.

풀이:

1. 단면력의 산정

최대 휨모멘트 $M_{b,\max} = 375.0 \quad [\mathrm{kN \cdot m}] = 37.5 \quad [\mathrm{tonf \cdot cm}]$

최대전단력 $V_{\max} = 150.0 \quad [\mathrm{kN}] = 15.0 \quad [\mathrm{tonf}]$

2. 허용응력의 가정

2.1 SM490Y의 허용휨응력의 가정

$$f_{bax} = \frac{0.6 f_y}{1.5} = \frac{0.6 \times 360}{1.5} = 144 \quad [\mathrm{N/mm^2}] = 1.44 \quad [\mathrm{tonf/cm^2}]$$

2.2 허용전단응력의 가정

$$\tau_a = \frac{f_y / \sqrt{3}}{1.5} = 139 \quad [\mathrm{N/mm^2}] = 1.39 \quad [\mathrm{tonf/cm^2}]$$

3. 요구되는 최소 단면계수: $S_{x,req}$

$$S_{x,req} = \frac{M_{b,\max}}{f_{bax}} = \frac{375 \times 10^2 \quad [\mathrm{kN \cdot cm}]}{1.44 \times 10 \quad [\mathrm{kN/cm^2}]} = 2604 \quad [\mathrm{cm^3}]$$

4. 최적 I-형강 단면의 선정

I-600×190×16×35

$t_1 = 16 \quad \mathrm{mm}$, $t_2 = 35 \quad \mathrm{mm}$, $r_1 = 35 \quad \mathrm{mm}$, $A = 224.5 \quad \mathrm{cm^2}$,

$I_y = 130000 \quad \mathrm{cm^4}$, $S_x = 4330 \quad \mathrm{cm^3}$, $i = 5.10 \quad \mathrm{cm}$

5. 허용응력의 검토

5.1 허용휨응력의 검토

5.1.1 횡-비틀림좌굴 검토: 식 (5.20)

$$A_f = 190 \times 35 = 6650 \quad \mathrm{mm^2} = 66.5 \quad \mathrm{cm^2}$$

$$A_w = (600 - 2 \times 25) \times 16 = 8800 \quad \mathrm{mm^2} = 88.0 \quad \mathrm{cm^2}$$

$$I_f = \frac{35 \times 190^3}{12} = 20005416 \quad \mathrm{mm^4} = 2000.54 \quad \mathrm{cm^4}$$

$$\lambda_p = \pi\sqrt{\frac{E}{0.6f_y}} = \pi\sqrt{\frac{2.1\times10^5 \quad [\text{N/mm}^2]}{0.6\times360 \quad [\text{N/mm}^2]}} = 97.92$$

a) 식 (5.21 a)에 의하면

$$f_{bax} = \left\{1 - 0.4\times\frac{\left(\frac{500}{5.10}\right)^2}{1\times97.92^2}\right\}\times\frac{360}{1.5} = 143.8 \quad [\text{N/mm}^2]$$

b) 식 (5.21 b)에 의하면

$$f_{bax} = \frac{9000}{\frac{500\times60}{66.5}} = 19.95 \quad [\text{kN/cm}^2] < \frac{f_y}{1.5} = \frac{36}{1.5} = 24 \quad [\text{kN/cm}^2]$$ 두 식

으로 구한 값중 식 (5.21 a)에 희한 허용응력이 작으므로 주어

진 설계에서는 $f_{bax} = 143.8 \quad [\text{N/mm}^2]$을 사용한다.

5.2 허용 전단응력의 검토

$$\tau_a = \frac{f_y/\sqrt{3}}{1.5} = 92.4 \quad [\text{N/mm}^2] = 0.924 \quad [\text{tonf/cm}^2]$$

6. 응력검토

6.1 휨응력의 검토

$$f_{bx} = \frac{M_{b,\max}}{S_x} = \frac{375\times10^2 \quad [\text{kN}\cdot\text{cm}]}{4330 \quad [\text{cm}^3]} = 8.66 \quad [\text{kN/cm}^2]$$

$$= 86.6 \quad [\text{N/mm}^2] < f_{bax} = 143.8 \quad [\text{N/mm}^2]$$

O.K

6.2 전단응력의 검토

$$\tau_v = \frac{V}{t_1 h} = \frac{150\times10^3 \quad [\text{N}]}{16 \quad [\text{mm}]\times600 \quad [\text{mm}]} = 15.624 \quad [\text{N/mm}^2] < \tau_a = 92.4 \quad [\text{N/mm}^2]$$

O.K

5.4 문제 5.3 에서 선택한 보의 최대 처짐을 검토 하시오.

풀이:

1. 발생하는 최대처짐 (교재 5.3.6 참조)

$$\begin{aligned}\Delta_{\max} &= \frac{5}{48} M_{b,\max} \frac{L^2}{EI_x} \\ &= \frac{5}{48} \times 375.0 \quad [\mathrm{kN \cdot m}] \times \frac{(10.0 \times 10^2 \quad [\mathrm{cm}])^2}{2.1 \times 10^4 \quad [\mathrm{kN/cm^2}] \times 1.3 \times 10^5 \quad [\mathrm{cm^4}]} \\ &= 1.43 \quad [\mathrm{cm}]\end{aligned}$$

2. 처짐의 검토

$$\frac{\Delta_{\max}}{L} = \frac{1.43}{1000} = \frac{1}{699} < \frac{1}{300} \qquad \text{O.K}$$

5.5 어떤 단순보의 한 지점에 최대 반력이 360kN(=36t)이 작용한다. 이 반력에 저항할 수 있는, 문제 5.2 에서 선택한 단면에 적합한 보 지점의 지지판을 설계 하시오! 다만, 단순들보가 지지 되고 있는 지지판의 길이는 N = 20cm 되게 하고, 콘크리트 벽의 허용 지압응력은 f_{ba}=60 kg/cm^2 = 6 N/mm^2 으로 한다.

풀이:

1. 작용하는 최대반력: $R_{\max}$

$$R_{\max} = 360 \quad [\mathrm{kN}]$$

2. 콘크리트의 허용지압응력

$$f_a = 2.5 f_{ck} \sqrt{\frac{A_c}{A_b}} \le 0.5 f_{ck}$$

A_{ck}: 지지하는 콘크리트의 전면적

A_b: 지압을 받는 재하면적

$$f_{ck} = 240 \quad \mathrm{kgf/cm^2} = 24 \quad \mathrm{N/mm^2}$$

여기서 $A_c = A_b$ 로 가정한다.

$$f_{ba} = 0.25 f_{ck} = 60 \quad \text{kgf/cm}^2 = 6 \quad \text{N/mm}^2 = 0.6 \quad \text{kN/cm}^2$$

3. 필요한 지압판의 면적: A_{req}

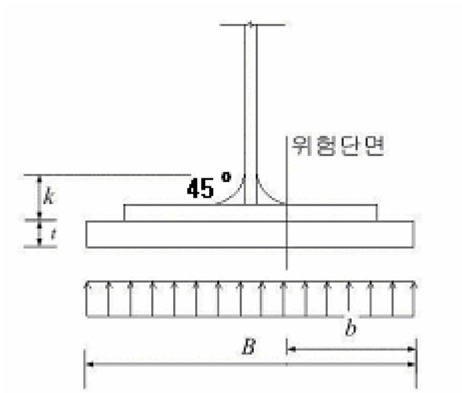
$$A_{req} = \frac{R_{\max}}{f_{ba}} = \frac{360 \quad [\text{kN}]}{0.6 \quad [\text{kN/cm}^2]} = 600 \quad [\text{cm}^2]$$

4. 필요한 지압판의 폭: B

건물벽의 두께 $N = 20$ cm 로 가정하면 지압판의 필요한 B 는 아래와 같이 구해진다.

$$B = \frac{A_{req}}{N} = \frac{600}{20} = 30 \quad [\text{cm}]$$

5. 지압판의 응력검토



$r = 25$ mm, $k = t_2 + r = 25 + 25 = 50$ mm, $B = 300$ mm

$b = \frac{B}{2} - k = 150 - 50 = 100$ mm ,

$f_p = 0.6 \quad [\text{kN/cm}^2] = 60 \quad [\text{kgf/cm}^2]$

위험단면에 작용하는 휨모멘트: M_{cr}

$$M_{\max} = \frac{1}{2} f_p b^2$$

$$S = \frac{t^2}{6}$$

$$f_{\max} = \frac{M_{\max}}{S} = \frac{3 f_p b^2}{t^2} = 0.75 f_y$$

$$t_{req} = b\sqrt{\frac{4f_p}{f_y}} = 100 \times \sqrt{\frac{4 \times 60}{2400}} = 31.6 \quad \text{mm}$$

$$f_p = 60 \quad \text{kgf/cm}^2 = 6 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_y = 2400 \quad \text{kgf/cm}^2 = 240 \quad \text{N/mm}^2$$

6. 지압판의 두께 $t = 32 \quad \text{mm}$를 선택한다.
   $N = 200 \quad \text{mm}$, $B = 300 \quad \text{mm}$, $t = 32 \quad \text{mm}$
7. 복부판의 국부좌굴검토: 식 (5.38)

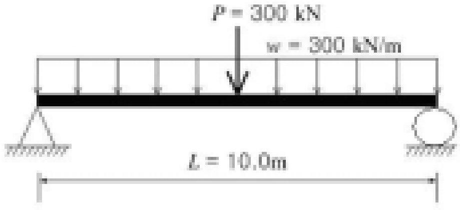
   SS400 $\quad f_y = 240 \quad \text{N/mm}^2$

$$f_l = \frac{R}{t_w(N+k)} = \frac{360 \quad [\text{kN}]}{13 \quad [\text{mm}] \times (200 \quad [\text{mm}] + 50 \quad [\text{mm}]}$$
$$= 110.8 \quad [\text{N/mm}^2] < 0.75 f_y = 0.75 \times 240 = 180 \quad [\text{N/mm}^2]$$

O.K

5.6 지간 10m 인 교량의 주형이 문제그림 5.3 에서 보이는 바와 같이 단순지지 되어 있다. 보의 중앙점에 충격하중을 포함한 집중 차량 하중

$P = 300$ kN (3 tonf) 이, 그리고 보 전체에는 등분포 자중 $w = 40$ kN/m (4 tonf/m) 이 설계하중으로 작용한다. 강재 SS 400 , $f_y = 240$ N/mm^2 (2400 kgf/cm^2) 을 사용하여 최적의 단면을 시중에 판매되는 H-형강 중에서 선택하시오! 이때, 횡방향의 좌굴은 교량 콘크리트 상판에 의하여 억제 된다고 가정 한다.



문제그림 5.3 단순지지 교량 주형

풀이:

1. 단면력의 산정

1.1 최대휨모멘트: $M_{b,\max}$

$$M_{b,\max} = \frac{wL^2}{8} + \frac{PL}{4} = \frac{40\times10^2}{8} + \frac{300\times10}{4} = 1250 \quad [\mathrm{kN\cdot m}]$$

1.2 최대전단력: $V_{\max}$

$$V_{\max} = \frac{wL}{2} + \frac{P}{2} = \frac{40\times10}{2} + \frac{300}{2} = 450 \quad [\mathrm{kN}]$$

2. 허용응력의 가정: 교재 5.3.4 참조

2.1 허용휨응력: f_{bax}

$$f_{bax} = 140 \quad [\mathrm{N/mm^2}] = 1400 \quad [\mathrm{kgf/cm^2}]$$

2.2 허용전단응력: τ_a

$$\tau_a = 80 \quad [\mathrm{N/mm^2}] = 800 \quad [\mathrm{kgf/cm^2}]$$

3. 필요한 단면계수: $S_{x,req}$

$$S_{x,req} = \frac{M_{b,\max}}{f_{bax}} = \frac{1250\times10^2 \quad [\mathrm{kN\cdot cm}]}{140\times10^{-1} \quad [\mathrm{kN/cm^2}]} = 8929 \quad [\mathrm{cm^3}]$$

4. 최적 단면의 선택

H-900×300×16×28 를 선택

$$S_x = 9140 \quad \mathrm{cm^3} > S_{x,req} = 8929 \quad \mathrm{cm^3}$$

$$A = 309.8 \quad \mathrm{cm^2}, \quad g = 243 \quad \mathrm{kg/cm}$$

$$I_x = 93200 \quad \mathrm{cm^4}, \ I_y = 2540 \quad \mathrm{cm^4},$$

$$t_1 = 16 \quad \mathrm{mm}, \ t_2 = 28 \quad \mathrm{mm}, \ r = 28 \quad \mathrm{mm}$$

5. 응력의 검토

부재자중에 의한 추가 모멘트: ΔM

$$\Delta M = \frac{gL^2}{8} = \frac{243 \times 10^2}{8} = 3037.5 \quad [\mathrm{kgf \cdot m}] = 30.375 \quad [\mathrm{kN \cdot m}]$$

설계휨모멘트: $M_{b,\max}$

$$M_{b,\max} = 1250 + 30.375 = 1280.4 \quad [\mathrm{kN \cdot m}]$$

설계전단력: $V_{\max}$

$$V_{\max} = 350 \quad + 2.43 \times \frac{10}{2} = 362.15 \quad [\mathrm{kN}]$$

5.1 휨응력의 검토:

$$f_{bx} = \frac{M_{b,\max}}{S_x} = \frac{1280.4 \times 10^2 \quad [\mathrm{kN \cdot cm}]}{9140 \quad [\mathrm{cm^3}]}$$
$$= 14.01 \quad [\mathrm{kN/cm^2}] \cong f_{bax} = 14 \quad [\mathrm{kN/cm^2}]$$

5.2 전단응력의 검토:

$$\tau_v = \frac{V_{\max}}{t_w h} = \frac{362.15 \quad [\mathrm{kN}]}{13 \quad [\mathrm{mm}] \times 900 \quad [\mathrm{mm}]} = 25.15 \quad [\mathrm{N/mm^2}] < \tau_a = 80 \quad [\mathrm{N/mm^2}]$$

O.K

6. 국부좌굴의 검토: 교재 5.3.3 참조

6.1 플랜지의 검토: 교재 5.3.3.1 참조

$$\frac{b}{t} = \frac{300 - \frac{t_1}{2}}{t_2} = \frac{300 - \frac{16}{2}}{28} = 10.4 < 16 \quad \text{O.K}$$

교재 표 5.3 에 준하여 강재 SS400 의 국부좌굴에 대한 허용응 력

$\frac{b}{t} = 10.4 < 13.1$일 때 $f_{bax} = 140 \quad \mathrm{N/mm^2}$ 이다.

6.2 복부판의 검토: 교재 5.3.3.1 참조

- 복부판의 최소두께 조건: $t > \frac{b}{56i}$

여기서, $b = 900 - 2 \times 28 = 844 \quad \mathrm{mm}$, $i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0$

$\phi = \frac{f_1 - f_2}{f_1}$, 그중 $f_1 = -f_2$ 이므로 $\phi = 2$ 이다.

● 국부좌굴에 대한 허용응력

$\frac{b}{t} = \frac{8.44}{1.6} = 52.75 < 39.6i = 152.86$ 의 조건이 만족하면 양연 지지판의 국부좌굴에 대한 허용응력은

$f_{bax} = 140 \quad \text{N/mm}^2 = 1400 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{O.K}$

5.7 문제 5.4 에서 강재를 SMY 490 을 사용하여 최적의 H-형강 단면을 선택 하시오! 다만, 교량의 주형은 중앙점에서만 횡방향으로 지지 되었다고 가정 하시오 ($L_b = 5.0$ m).

풀이:

1. 설계 단면력

1.1 설계 휨모멘트: M_d

$$M_d \cong 1300 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}]$$

1.2 설계 전단력: $V_d \cong 360 \quad [\text{kN}]$

2. 허용응력의 가정

허용휨응력: f_{bax}

$$\frac{l_b}{b} = \frac{5 \quad [\text{m}]}{0.3 \quad [\text{m}]} = 16.7 , \quad 4.5 < \frac{l_b}{b} < 30$$

교재 표 5.5 에 의하여 $3.7 < \frac{l_b}{b} < 27$ 인경우 강재 SMY 490 을 위한 허용응력은

$$\begin{aligned} f_{bax} &= 21 - 0.44 \times (\frac{l_b}{b} - 3.5) \\ &= 21 - 0.44 \times (16.7 - 3.5) \\ &= 15.192 \quad [\text{kN/cm}^2] = 151.92 \quad [\text{N/mm}^2] \end{aligned}$$

허용전단응력: τ_a 교재 표 5.7 참조

$$\tau_a = 120 \quad \text{N/mm}^2$$

3. 필요한 단면계수: S_x

$$S_{x,req} = \frac{M_d}{f_{bax}} = \frac{1300\times 10^2 \quad [\mathrm{kN\cdot cm}]}{15.192 \quad [\mathrm{kN/cm^2}]} = 8557.1 \quad [\mathrm{cm^3}]$$

4. 부재단면의 선정:

동국제강에서 주문, 생산되는

H-900×300×16×28

$t_1 = 16 \quad \mathrm{mm}$, $t_2 = 28 \quad \mathrm{mm}$, $r = 28 \quad \mathrm{mm}$, $A = 309.8 \quad \mathrm{cm^2}$,

$I_y = 411000 \quad \mathrm{cm^4}$, $S_x = 9140 \quad \mathrm{cm^3}$, $g = 243 \quad \mathrm{kg/m}$

5. 설계단면력

5.1 설계휨모멘트: M_d

$M_{b,\max} = 1250 \quad [\mathrm{kN\cdot m}]$ 문제 5.6 참조

$$\Delta M = \frac{gL^2}{8} = \frac{243\times 10^2}{8} = 3037.5 \quad [\mathrm{kgf\cdot m}] = 30.375 \quad [\mathrm{kN\cdot m}]$$

설계모멘트:

$$M_d = M_{b,\max} + \Delta M = 1250 + 30.375 = 1280.375 \quad [\mathrm{kN\cdot m}]$$

5.1 설계 전단력

$$V_d = 350 + 2.430\times\frac{10}{2} = 362.15 \quad [\mathrm{kN}]$$

6. 응력검토

6.1 휨응력검토

실제단면에 발생하는 휨응력: f_{bx}

$$f_{bx} = \frac{M_d}{S_x} = \frac{1280.4\times 10^2}{9140}$$
$$= 14.01\ [\mathrm{kN/mm^2}] < f_{bax} = 15.192\ [\mathrm{kN/mm^2}]$$

6.2 전단응력검토

$$\tau_v = \frac{V_d}{t_w a} = \frac{362.15\times 10^2}{16\times 900} = 25.15\ [\mathrm{N/mm^2}]$$

7. 국부좌굴응력검토

7.1 플랜지의 검토

교재 5.3.3.1 에 의거 압축력과휨모멘트를 동시에 받는 자유돌출판의 두께 t는 $\dfrac{b}{16}$여야 한다.

$$t > t_{\min} = \frac{b}{16} = \frac{142}{16} = 9 \text{ [mm]}$$

$$t_f = 28 \text{ mm} > t_{\min} = 9 \text{mm}$$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{142}{25} = 5.7 \quad \text{O.K}$$

7.2 복부판의 검토: 교재 5.3.3.1

강재 SMY490 의 압축응력을 받는 양연지지판의 최소두께 t_w는 $\dfrac{b}{46i}$보다 커야 한다.

$$b = 900 - 2 \times 28 = 844 \text{ mm}$$

$$i = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0 = 3.86 \text{ [cm]}$$

그중 $\phi = \dfrac{f_1 - f_2}{f_1}$, $f_1 = -f$, $\phi = 2$

$$t_w = 1.6 \text{ [cm]} > \frac{b}{46i} = \frac{84.4}{46 \times 3.86} = 0.48 \text{ [cm]}$$

복부판의 최소두께가 만족되었을 경우의 허용응력은

(강재 SMY490 의 경우)

$\dfrac{b}{t_w} = \dfrac{84.4}{1.6} \cong 53$, 그리고 $32.4i = 32.4 \times 3.86 = 125$

$$\frac{b}{t_w} = 53 \le 32.4i = 125$$

인 경우 교재 표 5.2 에 의거하여

$f_a = 2100 \text{ kgf/cm}^2 = 210 \text{ N/mm}^2$ 을 사용할 수 있다.

8. 허용응력

이 문제를 해결하기 위한 허용응력의 산정에서 선정된 부재가 국부좌굴현상을 일으키지 않기 때문에 단면 결정을 위하여 횡-비틀림 좌굴만을 고려한 허용휨압축응력 $f_{bax} = 151.92 \text{ N/mm}^2$ 을 적용한 것은 타당하다.

5.8 문제 5.6 에서 선택된 주형에 발생하는 최대 처짐도 검토 하시오.

풀이:

최대처짐 $\Delta_{\max}$

$$\Delta_{\max,w} = \frac{5}{48} M_{\max} \frac{L^2}{EI}, \text{ 그중 } M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$$

$$\Delta_{\max,p} = \frac{1}{12} M_{\max} \frac{L^2}{EI}$$

$$EI\Delta = \frac{1}{3} \cdot \frac{PL}{4} \cdot \frac{L}{4} \cdot L$$

$$= \frac{1}{48} PL^3 = \frac{1}{12} M_{\max} L^2$$

1. 등분포하중에 의한 처짐

   등분포활하중+자중

$$\Delta_{,w} = \frac{5}{48} \times 530.375 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \times \frac{\left(10\times10^2 \text{ [cm]}\right)^2}{21{,}000 \text{ [kN/cm}^2] \times 4.11\times10^5 \text{ [cm}^4]}$$

$$= 0.64 \text{ [cm]}$$

2. 집중하중에 의한 처짐

$$\Delta_{,p} = \frac{1}{12} \times 750 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \times \frac{\left(10\times10^2 \text{ [cm]}\right)^2}{21{,}000 \text{ [kN/cm}^2] \times 4.11\times10^5 \text{ [cm}^4]}$$

$$= 0.724 \text{ [cm]}$$

3. 최대처짐

$$\Delta_{\max} = \Delta_{,w} + \Delta_{,p} = 0.641 + 0.724 = 1.364 \text{ [cm]}$$

교재 표 5.8 에 의거하여

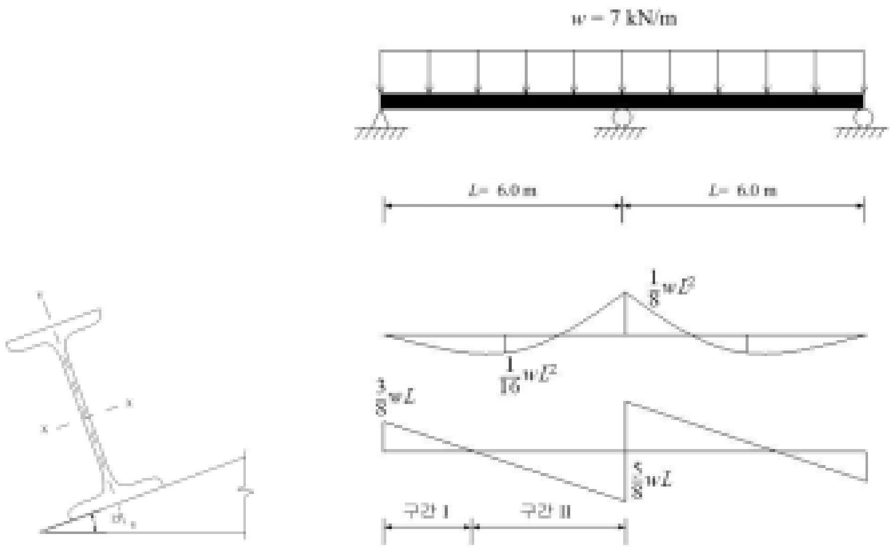
$$\frac{\Delta_{\max}}{L} = \frac{1.364}{1000} = \frac{1}{733} < \frac{L}{2000} = \frac{10}{2000} = \frac{1}{200} \quad \text{O.K}$$

5.9 문제그림 5.4 에서 보이는 그림은 건물 트러스 지붕에 사용한 2 경간 연속 도리의 단면을 나타낸 것이다.

지붕의 경사는 15° 로 이루어져 있다. 도리에 작용하는 하중을 자

중을 포함하여 $w = 7$ kN/m 로 가정하여 강재 SS400 을 사용한, 시판되고 있는 최적의 I-형강을 선택 하시오!

이때, 횡방향으로의 지지 길이는 $L_b = 3.0$ m 로 가정 하시오.



문제그림 5.4 건물 트러스 지붕의 2 경간 연속 도리

풀이:

1. 설계단면력

$$w_x = w\cos 15° = 7 \times 0.9659 = 6.7613 \text{ [kN/cm]}$$

$$w_y = w\cos 15° = 7 \times 0.2588 = 1.8116 \text{ [kN/cm]}$$

$$M_x = \frac{1}{8} w_x L = \frac{1}{8} \times 6.7613 \times 6^2 = 30.426 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

$$M_y = \frac{1}{8} w_y L = \frac{1}{8} \times 1.8116 \times 6^2 = 8.152 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

2. 필요한 요구단면계수: $S_{x,req}$

강재 SS400, $f_y = 240 \text{ N/mm}^2 = 24 \text{ kN/cm}^2$, $C_u \cong 2.5$ 로 가정한다.

$$S_{x,req} = \frac{M_x}{0.6 f_y} + \frac{C_u M_y}{0.75 f_y} = \frac{30.426}{0.6 \times 240} + \frac{2.5 \times 8.152}{0.75 \times 240} = 324.51 \text{ [cm}^3\text{]}$$

3. 단면의 선정

I-200×125×9×16

$t_1 = 9$ mm, $t_2 = 16$ mm, $r_1 = 15$ mm

$A = 64.16$ cm^2, $g = 243$ kg/cm

$I_x = 4490$ cm^4, $I_y = 771$ cm^4,

$S_x = 449$ cm^3, $S_y = 103$ cm^3

$i_x = 8.37$ mm, $i_x = 3.47$ mm

$i^* = 4.19$ cm, $\dfrac{i_y \cdot h}{A_f} = 3.49$

플랜지의 폭-두께비: 교재 식 (5.12)를 참조

$$\frac{b}{t_f} = \frac{125/2}{16} = 3.9 < \frac{24}{\sqrt{f_y}} = \frac{24}{\sqrt{2.4}} 15.5 \quad \text{O.K}$$

복부판의 폭-두께비:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{200 - 2 \times 16}{9} = 18.7 < \frac{110}{\sqrt{f_y}} = \frac{110}{\sqrt{2.4}} = 71 \quad \text{O.K}$$

4. 허용응력

4.1 휨 허용응력

$$l_b = 3.00\ m,\ I_f = \frac{1}{12} t_f B^3 = \frac{1}{12} \times 1.6 \times 12.5^3 = 260.42 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$A_f = t_f B = 1.6 \times 12.5 = 20.00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_w = \left(H - 2t_f\right) t_w = \left(20.0 - 2 \times 1.6\right) \times 0.9 = 15.12 \text{ [cm}^2\text{]}$$

`

$$i_b = \sqrt{\frac{I_f}{A_f + \frac{1}{6} A_w}} = \sqrt{\frac{260.42}{20.00 + \frac{1}{6} \times 15.12}} = 3.4 \text{ [cm]}$$

$$\lambda_p = \pi\sqrt{\frac{E}{0.6 f_y}} = \pi\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{0.6\times2.400}} = 119.97$$

식 (5.21 a)에 의하여

$$f_{bax} = \left\{1 - 0.4\times\frac{\left(\frac{300}{3.4}\right)^2}{C_m\times119.97^2}\right\}\times\frac{24}{1.5} = \left\{1-\frac{0.2}{C_m}\right\}\times16 \quad [\mathrm{kN/cm^2}]$$

식 (5.21 b)에 의하면

$$f_{bax} = \frac{9000}{\frac{l_b h}{A_f}} = \frac{9000}{\frac{300\times20}{20}} = 30\ [\mathrm{kN/cm^2}]$$

구간 I

$$M_1 = 0\,,\ \ M_2 = \frac{1}{16}w_x L^2 = 15.213\ [\mathrm{kN\cdot m}]$$

$$\begin{aligned} C_m &= 1.75 - 1.05(M_1/M_2) + 0.30(M_1/M_2)^2 \\ &= 1.75 \le 2.30 \end{aligned}$$

$$f_{bax} = \left\{1-\frac{0.2}{C_m}\right\}\times16 = 14.17 \quad [\mathrm{kN/cm^2}]$$

구간 II

$$M_1 = 15.213\ [\mathrm{kN\cdot m}],\ \ M_2 = -30.426\ [\mathrm{kN\cdot m}]$$

$$\begin{aligned} C_m &= 1.75 - 1.05(M_1/M_2) + 0.30(M_1/M_2)^2 \\ &= 1.75 - 1.05\times\left(\frac{15.213}{-30.426}\right) + 0.30\times\left(\frac{15.213}{-30.426}\right)^2 \\ &= 2.125 \le 2.30 \end{aligned}$$

$$f_{bax\mathrm{II\text{-}II}} = \left(1-\frac{0.2}{2.125}\right)\times\frac{24}{1.5} = 14.49\ [\mathrm{kN/cm^2}]$$

5. 응력검토

구간 I-I

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{15.213\times10^2\ [\mathrm{kN\cdot cm}]}{449\ [\mathrm{cm^3}]} = 3.39\ [\mathrm{kN/cm^2}]$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{4.076\times10^2\ [\mathrm{kN\cdot cm}]}{103\ [\mathrm{cm^3}]} = 3.96\ [\mathrm{kN/cm^2}]$$

$$f_b = \frac{f_{bx}}{f_{bax}} + \frac{f_{by}}{f_{bay}} = \frac{3.39}{14.17} + \frac{3.96}{18.00}$$
$$= 0.46 < 1.0$$

O.K

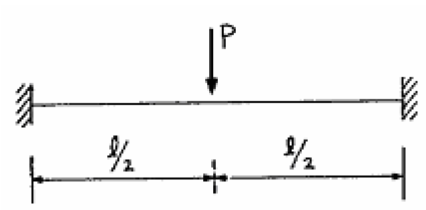
구간 II-II

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{30.246 \times 10^2 \ [\mathrm{kN?\ \ m}]}{449 \ [\mathrm{cm}^3]} = 6.78 \ [\mathrm{kN/cm}^2]$$

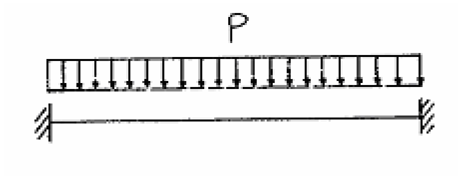
$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{8.152 \times 10^2 \ [\mathrm{kN \cdot cm}]}{103 \ [\mathrm{cm}^3]} = 7.92 \ [\mathrm{kN/cm}^2]$$

$$f_b = \frac{f_{bx}}{f_{bax}} + \frac{f_{by}}{f_{bay}} = \frac{6.28}{14.17} + \frac{7.92}{18.00} \qquad \text{O.K}$$
$$= 0.92 < 1.0$$

5.10 문제 그림 5.5 에서 보여주는 2 가지 하중조건을 가진 양단고정 보의 형상계수를 구하시오.



a. 집중하중을 받는 양단고정보



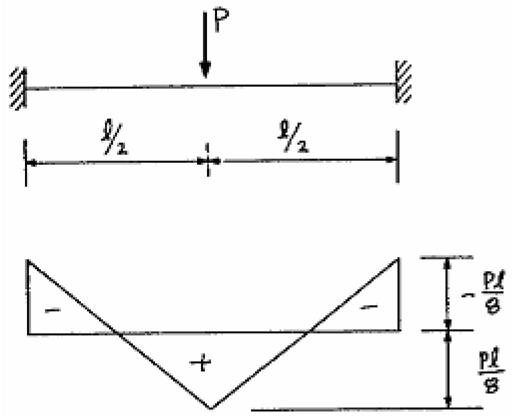
b. 등분포하중을 받는 양단고정보

문제그림 5.5

풀이:

a) 집중하중을 받는 경우

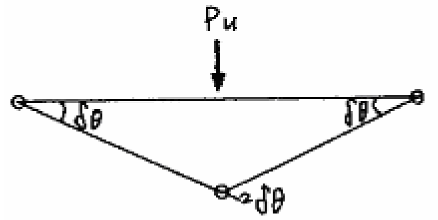
1. 휨모멘트도



2. 항복하중

$$M_y = \frac{P_y l^2}{8}, \quad P_y = \frac{8M_y}{l}$$

3. 극한하중



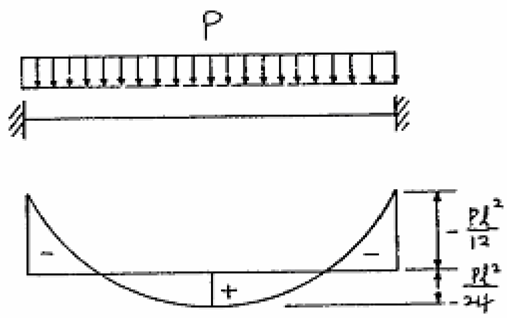
$$4M_{Pl} \cdot \delta_\theta + P_u \cdot \frac{l}{2}\delta_\theta = 0, \quad P_u = 8\frac{M_{Pl}}{l}$$

4. 정적 정정 구조물에 있어서 극한하중과 항복하중의 비(형상계수비)

$$f = \frac{P_u}{P_y} = \frac{M_{Pl}}{M_y}$$

b) 등분포하중을 받는 경우

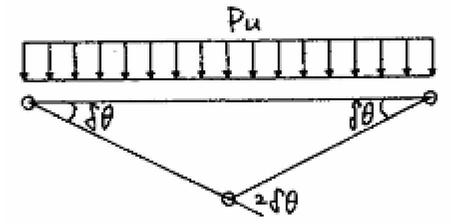
1. 휨모멘트도



2. 항복하중

$$M_y = \frac{P_y \cdot l^2}{12} \quad P_y = \frac{12M_y}{l^2}$$

3. 극한 하중



$$4M_{Pl}\delta_\theta + \frac{1}{2}P_u \cdot \frac{l}{2}\delta_\theta l = 0$$

$$P_u = 16\frac{M_{Pl}}{l^2}$$

4. 단면에 대한 형상계수

$$f = \frac{P_u}{P_y} = \frac{16}{12}\frac{M_{Pl}}{M_y}$$

정적 부정정보에 있어서 형상계수는 보의 형태와 하중의 종류에 따라 변한다.