

# 곡선형 steel box 교량의 구조안전성 평가 연구

## 체 원 규

신구대학 토목과

### 1. 서 론

곡선형 steel box교는 일반적인 강합성교와는 달리 비틀림 모멘트를 받게 되므로 이에 대한 구조안전성 검토는 비틀림 모멘트를 고려하여 합성전과 합성후에 대하여 각각 수행되어야 하며 복잡한 절차를 갖게 된다.

본 연구에서는 대상 곡선형 Steel Box교에 대해 비틀림 모멘트를 포함한 합성전 고정하중과 합성후 고정하중 및 활하중을 계산하고, 이들 하중들의 조합들에 대해 구조해석을 수행하였으며, 이들 결과를 토대로 설계하중의 각 하중경우에 대한 변위, 휨모멘트, 전단력 등의 최대값을 산정하고 강재 주형의 휨응력과 전단응력을 허용응력설계법으로 검토하였다. 한편 본 연구에서는 강재 주형과 슬래브 콘크리트에 발생하는 극한상태에서의 응력을 산출하여 항복강도와 비교함으로써 강도설계법에 의한 곡선형 steel box교량의 구조안전성 평가도 고찰하였다.

### 2. 대상구조물

본 연구의 대상구조물은 연장 160m, 교폭 5.5~6.5m인 3경간 연속 Steel Box교량으로서, 1등급 교량으로 설계되었다. 대상구조물의 단면도는 그림 1과 같다.

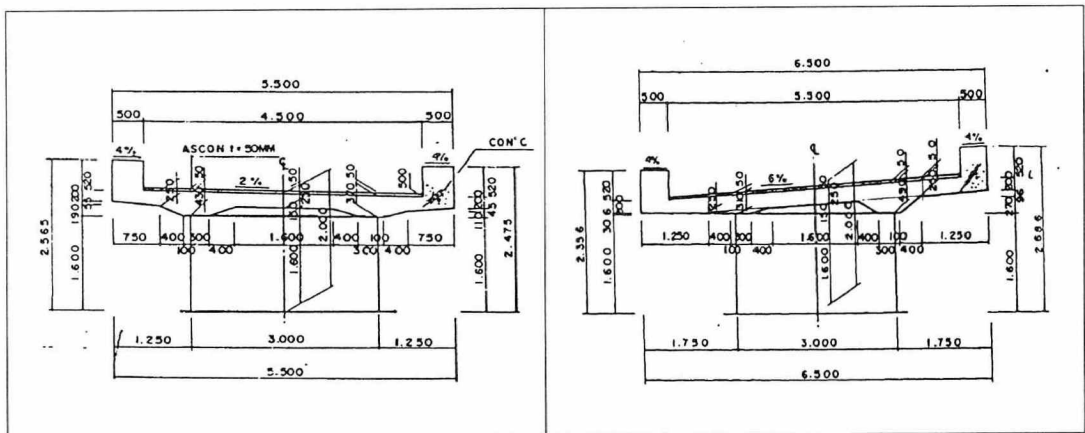


그림 1. 대상 곡선형 steel box 교량의 단면도.

### 3. 구조해석

#### 3.1. 단면 특성

본 연구에서는 구조해석 시 대상구조물의 단면을 합성전 6가지와 과 합성후 12가지, 모두 18가지로 분류 하였으며, 이들 단면의 특성들을 표 1에 나타내었다.

표 1. 단면 특성.

합성전 단면특성 번호	주형 두께 [mm]			rib 개수 [개]		합성후 단면특성번호		
	upper flange	web	lower flange	upper rib	lower rib	교폭 5.5m	교폭 6.0m	교폭 6.5m
B1	10.0	10.0	10.0	5	3	A1	A2	A3
B2	12.0	10.0	14.0	5	3	A4	A5	A6
B3	16.0	14.0	16.0	3	5	-	-	A7
B4	18.0	16.0	18.0	3	5	-	A8	A9
B5	20.0	14.0	20.0	3	5	-	-	A10
B6	26.0	16.0	26.0	3	5	-	A11	A12

#### 3.2 플랜지의 유효폭 산정

본 연구에서는 응력과 변형을 계산하기 위한 플랜지의 유효폭  $\lambda$ 를다음의 식들에 의하여 계산하였다.<sup>1)</sup>

1) Span 1 (+M) \* 단면특성 : B2

$$L = 0.8 \times L1 = 0.8 \times 40.0 = 32.0m$$

$$b1/L = 0.1/32.0 = 0.003125 < 0.05 \quad \therefore \lambda1 = b1 = 0.1m$$

$$b2/L = 1.5/32.0 = 0.046875 < 0.05 \quad \therefore \lambda2 = b2 = 1.5m$$

$$\therefore flange\ length = \lambda1 + 2 \times \lambda2 + \lambda1 = 3.2m \quad (\text{플랜지의 유효폭 : 100\%})$$

2) Span 2 (+M) \* 단면특성 : B1

$$L = 0.6L2 = 0.6 \times 40.0 = 24.0m$$

$$b1/L = 0.1/24.0 = 0.00417 < 0.05 \quad \therefore \lambda1 = b1 = 0.1m$$

$$b2/L = 1.5/24.0 = 0.0625 > 0.05 \quad \therefore \lambda2 = \{1.1 - 2 \times (0.0625)\} \times 1.5 = 1.4625m$$

$$(\because 0.05 < b2/L < 0.30 \text{ 이므로 } \lambda_L = \{1.1 - 2(b/L)\} \times b \text{ 로 계산})$$

$$\therefore flange\ length = \lambda1 + 2 \times \lambda2 + \lambda1 = 3.125m \quad (\text{플랜지의 유효폭 : 97.7\%})$$

3) 중간 지점부 Pier 1, Pier 2 (-M) \* 단면특성 : B3, B4, B5, B6

$$L = 0.2(L1 + L2) = 0.2 \times (40.0 + 40.0) = 16.0m$$

$$b1/L = 0.1/16.0 = 0.00625 < 0.02 \quad \therefore \lambda1 = b1 = 0.1m$$

$$b2/L = 1.5/16.0 = 0.09375 > 0.02$$

$$0.02 < b2/L < 0.30 \text{ 이므로 } \lambda_L = \{1.06 - 3.2(b/L) + 4.5(b/L)^2\} \times b \text{ 로 계산}$$

$$\therefore \lambda2 = \{1.06 - 3.2 \times 0.09375 + 4.5 \times 0.09375^2\} \times 1.5 = 1.199m$$

$$\therefore flange\ length = \lambda1 + 2 \times \lambda2 + \lambda1 = 2.598m \quad (\text{플랜지의 유효폭 : 81.2\%})$$

본 연구에서 산정한 플랜지의 유효폭을 정리하면 다음의 표 2와 같다.

표 2. 주형의 플랜지 유효폭.

	Span 1 (+M)	Span 2 (+M)	중간 지점부 (-M)
$l(m)$	32.0	24.0	16.0
$\lambda_1$	0.1	0.1	0.1
$\lambda_2$	1.5	1.4625	1.199
플랜지 길이 (m)	3.2	3.125	2.598
플랜지 유효폭 (%)	100.0	97.7	81.2

### 3.3 하중 계산

본 연구에서는 대상구조물에 대한 합성전 고정하중과 합성후 고정하중을 교폭의 변화에 따른 단면들에 대하여 산정하였다. 교폭에 따라 산정된 고정하중의 산출 결과를 표 3에 나타내었다.<sup>2)</sup>

표 3. 고정하중.

단면 I (교폭)		단면 I (5.5 m)	단면 II (6.0 m)	단면 III (6.5 m)
합성전 하중 [tonf/m]	합성전 고정하중	4.494	4.826	5.156
	비틀림 모멘트 좌측	-1.550	-1.762	-2.010
	비틀림 모멘트 우측	1.320	2.122	2.550
	비틀림 모멘트 합계	-0.210	0.360	0.540
합성후 하중 [tonf/m]	합성후 고정하중	1.788	1.695	1.803
	방음벽 구간	0.200	0.200	

본 연구에서는 대상교량에 작용하는 활하중은 DL-24 하중을 적용하여 계산하였으며, 종방향 재하하중도 함께 산출하였다. 단면 I 에 대한 활하중 계산 결과는 다음과 같다.<sup>3)</sup>

1) 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 40} = 0.188 < 0.3$$

2) DL-24 하중

$$wei = 1.27 \times (1 + 0.188) \times 1/3 = 0.503 \text{tonf/m}^2$$

$$Pmi = 10.8 \times (1 + 0.188) \times 1/3 = 4.277 \text{tonf/m}$$

$$Psi = 15.6 \times (1 + 0.188) \times 1/3 = 6.178 \text{tonf/m}$$

3) 종방향 재하하중

$$w = 3 \times 0.503 = 1.509 \text{tonf/m}$$

$$Pm = 3 \times 4.277 = 12.831 \text{tonf}, \quad Ps = 3 \times 6.178 = 18.534 \text{tonf}$$

$$Tw = 2.25 \times 0.503 = 1.132 \text{tonf} \cdot \text{m/m}$$

$$Tpm = 2.25 \times 4.277 = 9.623 \text{tonf} \cdot \text{m}, \quad Tps = 2.25 \times 6.178 = 13.9 \text{tonf} \cdot \text{m}$$

본 연구에서는 산정한 대상교량의 단면 I, 단면 II, 단면 III에 작용하는 DL-24 하중과 종방향 재하하중 결과는 표 4와 같다.

표 4. 활하중.

		단면 I	단면 II	단면 III
설계차선평폭 [m]		4.5 m	5.0 m	5.5 m
충격계수 (i)		0.188	0.188	0.188
DL-24 하중	$\Sigma M$ [W]	2.25W	3.00W	3.75W
	$w_{ei}$ [tonf/m <sup>2</sup> ]	0.503	0.503	0.503
	$P_{mi}$ [tonf/m]	4.277	4.277	4.277
	$\Psi_i$ [tonf/m]	6.178	6.178	6.178
종방향 재하하중	$w$ [tonf/m <sup>2</sup> ]	1.509	1.509	1.509
	$P_m$ [tonf]	12.831	12.831	12.831
	$P_s$ [tonf]	18.534	18.534	18.534
	$T_w$ [tonf · m/m]	1.132	1.509	1.886
	$T_{pm}$ [tonf · m]	9.623	12.831	16.039
	$T_{ps}$ [tonf · m]	13.900	18.534	23.168

여기서,  $w_{ei}$ ,  $P_{mi}$ ,  $\Psi_i$ 는 DL하중에 대한 등분포하중, 모멘트 최대시의 집중하중, 전단력 최대시의 집중하중을 말한다. 마찬가지로  $w$ ,  $P_m$ ,  $P_s$ 는 종방향에 대한 하중들을 나타내며,  $T_w$ ,  $T_{pm}$ ,  $T_{ps}$ 는 비틀림 하중을 의미한다.

### 3.4 하중 조합

본 연구에서 대상구조물이 구조 안전성 평가를 위해 수행한 구조해석 시 사용한 합성전 하중조합과 합성후 하중조합을 각각 다음의 표 5에 나타내었다.<sup>4)</sup>

표 5. 합성전 구조해석 및 합성후 구조해석의 하중조합.

단계	하중 구분	하중 경우	하중 내용
합성전	고정하중	Load Case 1	강재의 자중
		Load Case 2	콘크리트에 의한 고정하중
		Load Case 3	비틀림 모멘트
		Load Case 4	LC 1 + LC 2 + LC 3 + LC 4
합성후	고정하중	Load Case 1	(강재+콘크리트)의 자중
		Load Case 2	합성후 고정하중
		Load Case 3	LC 1 + LC 2 + 비틀림모멘트
	활하중	Load Case 4	외측 경간의 최대 정(+)모멘트
		Load Case 5	내측 경간의 최대 정(+)모멘트
		Load Case 6	외측 교각의 최대 부(-)모멘트
		Load Case 7	내측 교각의 최대 부(-)모멘트
		Load Case 8	연단부(절점 1)지점의 최대 반력
		Load Case 9	중앙부(절점 11)지점의 최대 반력
		Load Case 10	연단부(절점 32)지점의 최대 반력

### 3.5 구조해석 결과

본 연구에서는 구조해석 결과에 의해 합성전과 합성후의 각 하중경우에 대한 최대 처짐, 휨모멘트 및 전단력을 각각 산출하였으며, 그 결과를 표 6에 나타내었다.

표 6. 각 하중 경우에 따른 최대 단면력.

하중 종류		처짐 [mm]	휨모멘트 [tonf · m]		전단력 [tonf]
			+M	-M	
고정하중	합성전 고정하중	5.60	649.5	-1396.0	-227.30
	합성후 고정하중	8.94	231.3	-349.7	-66.96
활하중	제1경간의 정모멘트	13.90	329.3		-81.95
	제2경간의 정모멘트	10.40	178.6		-44.08
	Pier 1의 부모멘트	8.13		-400.4	75.31
	Pier 2의 부모멘트	9.75		-451.8	-87.51
	Abut 1의 전단력	10.33	-	-	-81.65
	Pier 1의 전단력	6.66	-	-	74.83
	Pier 2"의 전단력	10.32	-	-	-48.86

표 6의 구조해석 결과에서, 충격을 포함한 활하중에 의한 처짐은 제 1경간에서 13.90 mm로 나타났으며, 이는 도로교 설계기준에서 정한 처짐의 한계인 50mm ( $l/800$ )을 만족하고 있다. 또한 합성전 고정하중에 의한 휨모멘트는 1396 tonf · m로서 합성후 고정하중이나 활하중에 의한 최대 휨모멘트를 크게 상회하고 있어서 휨모멘트가 합성전 고정하중에 지배됨을 알 수 있다. 이러한 결과는 전단력의 경우에도 비슷한 경향을 나타내고 있다.

## 4. 구조 안전성 평가

### 4.1 허용응력설계법에 의한 구조안전성 평가

본 연구에서는 구조해석 결과에 의해 산출된 각 하중경우에 대한 휨모멘트와 전단력에 의해 단면에 발생하는 휨응력과 전단응력을 각각 산출하여 이를 각각의 허용응력과 비교함으로써 대상교량의 구조안전성을 평가하였다. 본 연구에서 고찰한 허용응력설계법에 의한 구조안전성 평가 결과는 표 7과 같다.

표 7. 허용응력설계법에 의한 구조안전성 평가 결과 [단위 : kgf/cm<sup>2</sup>].

단면특성		검토 모멘트	바닥 슬래브 휨응력		강재의 휨응력		전단응력
합성후	합성전		upper	lower	upper	lower	
A4	B2	+M	16	7	958	-1296	192
A3	B1	+M	6	0	619	-852	262
A11	B6	-M	-561	-478	-1291	1416	454
A10	B3	-M	-622	-526	-1393	1581	0

표 7의 허용응력설계법에 의한 구조안전성 평가 결과에서, 바닥 슬래브의 콘크리트의 휨응력(+M의 경우)과 철근의 휨응력(-M의 경우)은 각각 허용응력인  $81 \text{ kgf/cm}^2$  과  $1600 \text{ kgf/cm}^2$  이내에 들고 있다. 강재의 휨응력의 경우, 최대  $1581 \text{ kgf/cm}^2$ 의 압축응력이 발생되어 이 또한 강재의 허용응력인  $1900 \text{ kgf/cm}^2$  이하이었으며, 전단응력도 허용 전단응력  $1100 \text{ kgf/cm}^2$  미만으로 발생되고 있어, 허용응력설계법에 의한 구조안전성 결과 안전함을 알 수 있다.

#### 4.2. 강도설계법에 의한 구조안전성 평가

본 연구에서는 구조해석 결과를 이용하여 강도설계법에 의한 안전성 평가를 수행하여 구조안전성 평가를 고찰하였으며, 그 결과를 표 8에 나타내었다.

표 8. 강도설계법에 의한 구조안전성 평가 결과 [단위 :  $\text{kgf/cm}^2$ ].

단면특성		검토 모멘트	바닥 슬래브 휨응력		강재의 휨응력		안전성 검토 결과
합성후	합성전		upper	lower	upper	lower	
A4	B2	+M	35	18	1384	-1871	O, K
A3	B1	+M	16	5	863	-1228	O, K
A11	B6	-M	-935	-797	-1818	2035	O, K
A10	B3	-M	-1072	-907	-1985	2324	O, K

## 5. 결 론

본 연구에서는 곡선형 steel box교의 구조 안전성 평가를 위하여 일련의 구조해석 절차를 수행하였다. 합성전과 합성후 단면에 대한 단면 특성을 분류, 산정하였고, 응력과 변형을 계산하기 위한 플랜지의 유효폭을 산정하였으며, 또한 합성전과 합성후의 고정 하중을 단면들에 대하여 각각 산정하였고, 활하중과 중방향 재하하중을 산출하여 각 하중 경우에 대한 구조해석을 수행하였다.

구조해석 결과에서, 충격을 포함한 활하중에 의한 처짐을 도로교 설계기준과 비교하였으며, 각 하중경우에 대한 휨모멘트와 전단력에 의해 단면에 발생하는 휨응력과 전단응력을 각각 산출하였으며, 이를 각각의 허용응력과 비교함으로써 허용응력설계법에 의한 구조안전성을 평가하였다. 또한 본 연구에서는 구조해석 결과에 대해 강도설계법으로도 안전성 평가를 수행하여 구조물의 안전성 평가를 고찰하였다.

## 참고문헌

1. “도로교 표준시방서,” 사단법인 대한토목학회, 1996년 5월, pp. 220~222.
2. “도로교 표준시방서,” 사단법인 대한토목학회, 1996년 5월, pp. 37~38.
3. “도로교 표준시방서,” 사단법인 대한토목학회, 1996년 5월, pp. 42.
4. “도로교 표준시방서,” 사단법인 대한토목학회, 1996년 5월, pp. 78~80.