

합성형교의 외측강성 영향 평가

Evaluation on the Edge Stiffening Affect of Composite Girder Bridge

성기태* · 박영훈** · 이승용***

Sung, Ki Tae · Park, Young Hoon · Lee, Seung Yong

Abstract

To analyzing the validity for using the stiffness ratio in evaluating edge stiffness effect of the composite girder bridges, modification factors are analyzed with changing girder spacing. The relation between stiffness ratio, loading type, girder spacing and modification factors is analyzed. From the results of comparing modification factors analyzed from the field loading test and the established design method with the modification factor analyzed from this study, it was concluded that evaluating the edge stiffness effect using stiffness ratio is possible.

Keywords : composite girder bridge, edge stiffness, stiffness ratio

요 지

강성비를 이용한 합성형교 외측강성 영향 평가의 타당성을 평가하기 위하여 동일 강성비에서 거더 간격 변화에 따른 수정계수를 해석적으로 분석하였으며, 강성비, 하중 형태, 거더 간격이 수정계수에 미치는 영향을 평가하였다. 현장재하시험 및 기존 설계법의 수정계수와 본 연구에서 분석된 수정계수를 비교한 결과 강성비를 이용한 외측강성 영향 평가가 가능한 것으로 판단된다.

핵심용어 : 합성형교, 외측강성, 강성비

1. 서 론

합성형 도로교의 상부구조에서 차량 외측거리는 연석의 폭과 연석면에서 설계 활하중 바퀴 중심까지의 거리에 의해 결정되며, 이러한 차량 외측거리는 외측강성으로 작용하여 설계 활하중 모멘트를 감소시키는 역할을 한다(Bakht, 1985). OHBD 및 AASHTO의 D-type method에서는 상부구조 형태와 설계차선 등에 의해 결정되는 D값에 의한 활하중 모멘트에 외측강성 정도에 따른 영향을 고려하여 최종적인 설계 활하중 모멘트를 산출하고 있다.

Bakht 등(1983)의 연구에서는 비틀림 강성과 휨 강성 비율 및 형상비 등을 고려하여 외측강성 정도에 따른 수정계수를 분석하였으며, 동일 강성비율에서 외측강성이 증가할수록 수정계수가 감소되어 설계 활하중 모멘트가 감소하는 것으로 연구되었다. 또한 동일 조건에서 설계 차선수가 증가할수록 외측강성의 영향이 증가하여 설계 활하중 모멘트의 감소 정도가 증가하며, 교량의 폭이 증가하거나 교축방향 휨 강성이 증가할수록 상대적으로 수정계수가 증가하여 설계 활하중 모멘트가 커지는 것으로 나타났다(Bakht, 1983). 한편

박영훈 등(2001)에 의해서는 외측강성이 증가할수록 교량의 중횡비 변화 영향이 설계 활하중 모멘트에 미치는 영향이 증가하며, 연속 경간 슬래브가 단순 슬래브교 보다 상대적으로 높은 외측강성의 영향을 받는 것으로 연구되었다.

외측강성 영향에 대한 정확한 분석은 D-type method와 같은 교량의 간략 해석 및 설계에 있어서 매우 중요한 것으로서 여러 가지 조건에 따른 외측강성의 영향 평가가 이루어져야 한다. 한편 OHBD 및 AASHTO에서는 직교 이방성 판 이론 적용에 의해 도출된 매개변수 변화 및 설계 차선 등을 고려하여 외측강성의 영향을 고려하고 있으며, 매개변수는 교량의 교축방향 및 교축직각방향의 휨 강성, 비틀림 강성, 커플링 강성에 의해 결정되어 계산 과정이 매우 복잡하다.

따라서 본 연구에서는 외측강성의 영향을 고려하는 방법의 단순화 방안을 연구하기 위한 목적으로 합성형교의 교축방향과 교축직각방향 강성 비율(강성비)에 따른 외측강성의 영향을 분석하여 매개변수 대신 강성비에 의해서 외측강성의 영향을 합리적으로 반영할 수 있는지에 대한 타당성을 검토하였다.

*정희원 · 충주대학교 공과대학 토목공학부 교수 (E-mail : ktsung@cjnu.ac.kr)

**정희원 · 교신저자 · 부천대학교 토목공학과 부교수 (E-mail : pyh@bc.ac.kr)

***정희원 · 충주대학교 공과대학 토목공학부 조교수 (E-mail : sylee@cjnu.ac.kr)

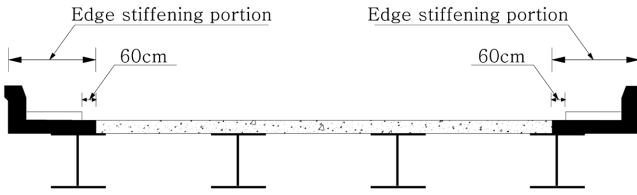


그림 1. 외측강성의 정의

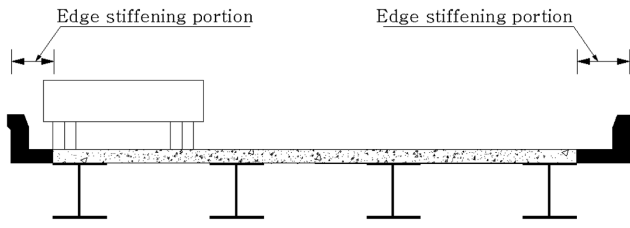


그림 2. 개념적 보 요소로 대체된 외측부

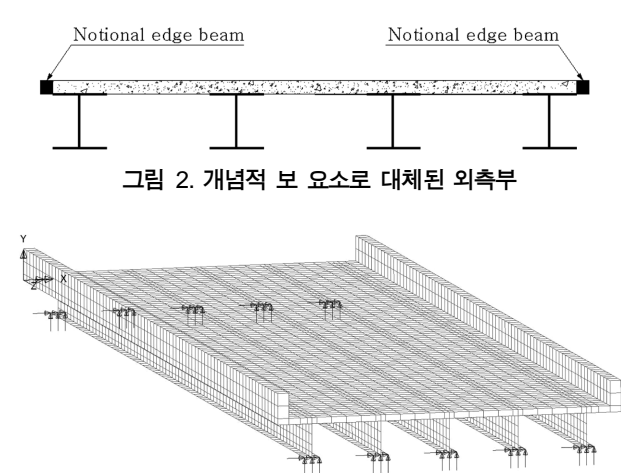


그림 3. 구조해석 모델

2. 구조해석 모델

합성형교의 외측강성은 일반적으로 그림 1과 같이 정의되며, 기존의 연구(Bakht, 1985)에서는 그림 2와 같이 중립축의 변화를 고려하지 않는 형태로 연석부 등에 의해 형성되는 외측부의 휨 특성과 비틀림 특성을 고려한 개념적인 보로 간주하여 외측강성을 평가하여도 정확성에는 특별한 문제가 발생하지 않는 것으로 분석되었다(Bakht, 1983).

한편 본 연구에서는 합성형교 외측강성 평가를 위하여 상용 구조해석 프로그램인 LUSAS를 사용하여 구조해석을 실시하였으며, 유한요소해석에 있어서 그림 3에서와 같이 슬래브 및 거더에 각각 솔리드 요소와 쉘 요소를 적용하였다.

그림 3에 나타난 3차원 유한요소해석 모델은 기존의 연구 결과에서 합성형교의 실 거동을 합리적으로 반영하는 것으로 나타났으며(박영훈, 2004), 기존 연구에서 고려하지 않은 외측강성에 따른 중립축 이동까지 고려할 수 있다.

3. 외측강성 영향 평가 방법

본 연구에서는 합성형교의 외측강성 영향의 평가에 Bakht(1985)가 제안한 다음의 식 (1)을 이용하였다.

$$\lambda(\%) = \left(\frac{EI}{LD_x} \left(\frac{D_x}{D_y} \right)^{0.25} \right) \times 100 \quad (1)$$

여기서, E 는 탄성계수, I 는 외측부의 단면 2차모멘트, L 은 교량 지간장, D_x 는 교축방향 휨 강성, D_y 는 교축직각방향 휨 강성이다. 한편 합성형교의 교축방향 강성은 거더와 바닥판의 합성된 휨 강성과 바닥판만의 비틀림 강성으로 이루어지며, 단위폭 당 교축방향 비틀림 강성은 식 (2)와 같고 거더 하나의 교축방향 휨 강성은 식 (3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{교축 방향 비틀림 강성} = G_c \frac{t^3}{6} \quad (2)$$

$$\text{교축 방향 휨 강성} = \frac{E_g I_g}{P_y} \quad (3)$$

여기서, E_g 는 거더의 탄성계수, P_y 는 거더 간격, G_c 는 콘크리트 전단탄성계수, t 는 슬래브 두께, I_g 는 합성 단면 2차모멘트이다.

일반적으로 거더의 간격이 넓을수록 각각의 거더에 상응하는 바닥판의 폭이 넓어져 전단뒤짐 현상에 의하여 실제의 휨 강성이 감소하게 된다. 그러나 이러한 전단뒤짐에 의한 휨 강성의 변화는 매우 미소하여 도로교의 활하중 횡분배 거동에 거의 영향을 미치지 않는 것으로 알려져 있다(Bakht 1985). 따라서 본 연구에서는 이러한 전단뒤짐 현상을 고려하지 않고 교축방향 강성을 고려하였다.

합성형교의 단위폭당 교축직각방향 강성은 거더와 바닥판의 교축직각방향 비틀림 강성, 바닥판의 교축직각방향의 휨 강성으로 이루어져 식 (4) 및 식 (5)와 같이 나타내어진다.

$$\text{교축직각방향 휨강성} = \frac{E_c t^3}{12(1-\nu_c^2)} = \frac{E_c t^2}{12} \quad (4)$$

$$\text{교축직각방향 비틀림 강성} = \frac{G_g J}{P_y} + G_c \frac{t^3}{6} \quad (5)$$

여기서, E_c 는 콘크리트 탄성계수, ν_c 는 콘크리트 포아송비, G_g 는 거더의 전단탄성계수, J 는 거더의 비틀림 계수이다.

교축직각방향 비틀림 강성에서 거더의 비틀림 강성은 T빔교와 같이 콘크리트 거더교에서는 그 단면이 커 무시할 수 없다. 그러나 T빔교를 제외한 합성형교의 경우에는 단면이 매우 미소하여 교축직각방향의 비틀림 강성은 거더의 비틀림 강성을 무시하고 바닥판의 비틀림 강성만을 고려할 수 있다.

따라서 식 (4) 및 식 (5)의 합성형교 교축직각방향 강성은 식 (6) 및 식 (7)과 같이 나타낼 수 있다. 그 결과 교축직각방향의 비틀림 강성과 교축방향의 비틀림 강성이 같아져 교축직각방향 강성에 대한 교축방향 강성의 비인 강성비는 식 (8)과 같이 나타내어진다.

$$\text{교축직각방향 휨 강성} = \frac{E_c t^3}{12(1-\nu_c^2)} = \frac{E_c t^3}{12} \quad (6)$$

$$\text{교축직각방향 비틀림 강성} = G_c \frac{t^3}{6} \quad (7)$$

$$\text{강성비} = \frac{\frac{E_g I_g}{P_y}}{\frac{E_c t^3}{12}} = \frac{12 E_g I_g}{P_y E_c t^3} \quad (8)$$

한편 일반적으로 교량의 교축방향 강성은 교량의 경간장에 따라 크게 변하여 장대교량일수록 높은 교축방향 강성이 요구되어진다.

Bakht 등(1988)은 북아메리카에 위치하고 있는 30여개의 합성형교를 대상으로 경간장에 따른 교축방향 강성을 조사하였으며, 교축방향 강성의 상한치와 하한치를 경간장에 대하여 각각 식 (9) 및 식 (10)과 같이 나타내고 있다.

$$\text{교축방향 최대 휨강성(kN} \cdot \text{m)} = 59,575L + 2,257L^2 \text{ (L(m))} \text{ (9)}$$

$$\text{교축방향 최소 휨강성(kN} \cdot \text{m)} = 9,250L + 1,790L^2 \text{ (L(m))} \text{ (10)}$$

경간장(L)의 변화에 따라 식 (9) 및 식 (10)과 같이 변동폭이 큰 교축방향 강성피는 달리 합성형교의 교축직각방향 강성의 대부분을 차지하는 바닥판은 그 두께가 강성의 주요 변수로 작용하게 되나, 경간장의 변화에 따른 교축방향 강성 변화 정도에 비해서는 상대적으로 매우 미소한 변화를 가지게 된다.

따라서 경간장 40 m의 교량의 바닥판 두께를 약 0.25 m로 볼 경우 교축직각방향 강성에 대한 교축방향 강성은 약 100~200배 정도 높은 것으로 볼 수 있다. 한편 본 연구에서는 국내에 공용중인 5개의 합성형교에 있어서 식 (8)의

강성비를 분석하였으며, 그 결과를 표 1에 정하였다.

표 1에서 지간장 및 거더 간격의 증감에 따른 규칙적인 강성비 변화 양상은 분석되지 않고 있으며, 식 (9) 및 식 (10)에 따른 강성비 변동폭 보다 높은 변동폭을 보여 주고 있다. 이에 본 연구에서는 표 1의 분석 결과를 바탕으로 강성비 범위를 100~500으로 설정하였으며, 거더 간격의 영향을 분석하기 위해서 현재 실무에서 설계되는 교량의 거더간 최대 간격이 3.5 m를 초과하지 않는 점을 고려하여 그림 4와 같이 거더 간격 2.0 m, 2.33 m, 2.8 m, 3.5 m를 고려하였다.

그림 4(a)~(d)의 거더 간격에 있어서 주형 강성에 변화를 주어 강성비를 조정하였으며, 그림 5와 같이 도로교설계기준(2005)의 DB-24 및 DL-24 하중을 적용하여 차량외측거리(b_s)의 증가에 따른 외측강성을 변화시켰다.

4. 외측강성 영향 분석 결과

그림 3의 구조해석 모델을 이용한 외측강성 영향 평가 결

표 1. 국내 공용중인 합성형교 강성비 분석

Bridge ID.	Span Length (m)	Girder Spacing (m)	Stiffness Ratio (Eq.(8))
A	25.0	3.50	125.2
B	35.0	2.30	126.5
C	40.0	2.50	421.6
D	40.0	2.85	473.0
E	45.0	2.30	117.0

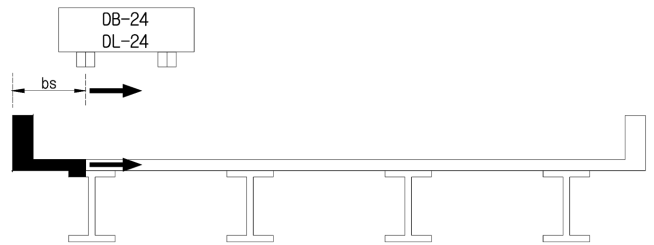


그림 5. 차량 외측거리(bs)에 따른 외측강성

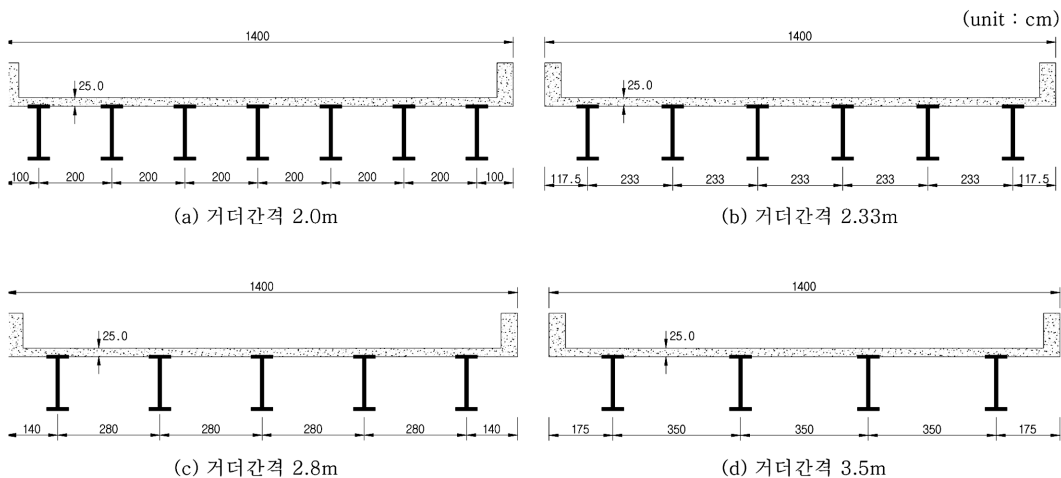


그림 4. 고려된 거더 간격

표 2. 외측강성에 따른 수정계수 (강성비=100)

Edge stiffness ratio / Loading type	$\lambda(\%)$						Girder spacing
	0	10	30	50	70	90	
DB	1	0.958	0.690	0.421	0.215	0.043	2.0 m
DL	1	0.958	0.716	0.478	0.256	0.055	
DB	1	0.960	0.730	0.447	0.236	0.096	2.33 m
DL	1	0.960	0.742	0.501	0.281	0.115	
DB	1	0.976	0.772	0.483	0.258	0.077	2.80 m
DL	1	0.964	0.761	0.524	0.298	0.090	
DB	1	0.976	0.793	0.495	0.257	0.080	3.50 m
DL	1	0.966	0.757	0.519	0.294	0.095	

표 3. 외측강성에 따른 수정계수 (강성비=200)

Edge stiffness ratio Loading type	λ (%)						Girder spacing
	0	10	30	50	70	90	
DB	1	0.932	0.60	0.339	0.165	0.041	2.0 m
DL	1	0.936	0.639	0.396	0.198	0.049	
DB	1	0.942	0.641	0.376	0.191	0.066	2.33 m
DL	1	0.940	0.660	0.428	0.237	0.082	
DB	1	0.955	0.691	0.408	0.208	0.068	2.80 m
DL	1	0.948	0.687	0.448	0.243	0.081	
DB	1	0.964	0.710	0.423	0.30	0.060	3.5 m
DL	1	0.953	0.684	0.451	0.246	0.077	

표 4. 외측강성에 따른 수정계수 (강성비=300)

Edge stiffness ratio Loading type	λ (%)						Girder spacing
	0	10	30	50	70	90	
DB	1	0.921	0.574	0.311	0.145	0.040	2.0 m
DL	1	0.924	0.609	0.363	0.174	0.046	
DB	1	0.934	0.625	0.363	0.191	0.083	2.33 m
DL	1	0.932	0.643	0.414	0.228	0.106	
DB	1	0.947	0.671	0.387	0.190	0.066	2.80 m
DL	1	0.940	0.665	0.422	0.221	0.078	
DB	1	0.959	0.733	0.453	0.235	0.097	3.50 m
DL	1	0.948	0.710	0.472	0.273	0.110	

표 5. 외측강성에 따른 수정계수 (강성비=400)

Edge stiffness ratio Loading type	λ (%)						Girder spacing
	0	10	30	50	70	90	
DB	1	0.913	0.563	0.30	0.135	0.038	2.0 m
DL	1	0.916	0.595	0.347	0.161	0.041	
DB	1	0.929	0.623	0.362	0.197	0.100	2.33 m
DL	1	0.927	0.639	0.412	0.240	0.122	
DB	1	0.943	0.661	0.353	0.181	0.063	2.80 m
DL	1	0.935	0.654	0.384	0.210	0.072	
DB	1	0.957	0.735	0.462	0.243	0.113	3.50 m
DL	1	0.934	0.694	0.470	0.280	0.133	

표 6. 외측강성에 따른 수정계수 (강성비=500)

Edge stiffness ratio Loading type	λ (%)						Girder spacing
	0	10	30	50	70	90	
DB	1	0.912	0.547	0.284	0.124	0.030	2.0 m
DL	1	0.914	0.577	0.328	0.146	0.032	
DB	1	0.928	0.626	0.365	0.20	0.113	2.33 m
DL	1	0.925	0.641	0.414	0.246	0.139	
DB	1	0.939	0.659	0.350	0.176	0.060	2.80 m
DL	1	0.931	0.650	0.377	0.202	0.069	
DB	1	0.955	0.740	0.470	0.251	0.127	3.50 m
DL	1	0.942	0.710	0.480	0.295	0.151	

과를 식 (8)의 강성비별로 표 2~표 6에 정리하였다.
그림 5의 차량외측거리(bs)가 존재하지 않을 경우($\lambda=0$)의

외측주형 하부 플랜지의 발생 변형을 기준으로 외측강성 증
가에 따른 변형 감소 정도를 표 2~표 6에 강성비별로 나타

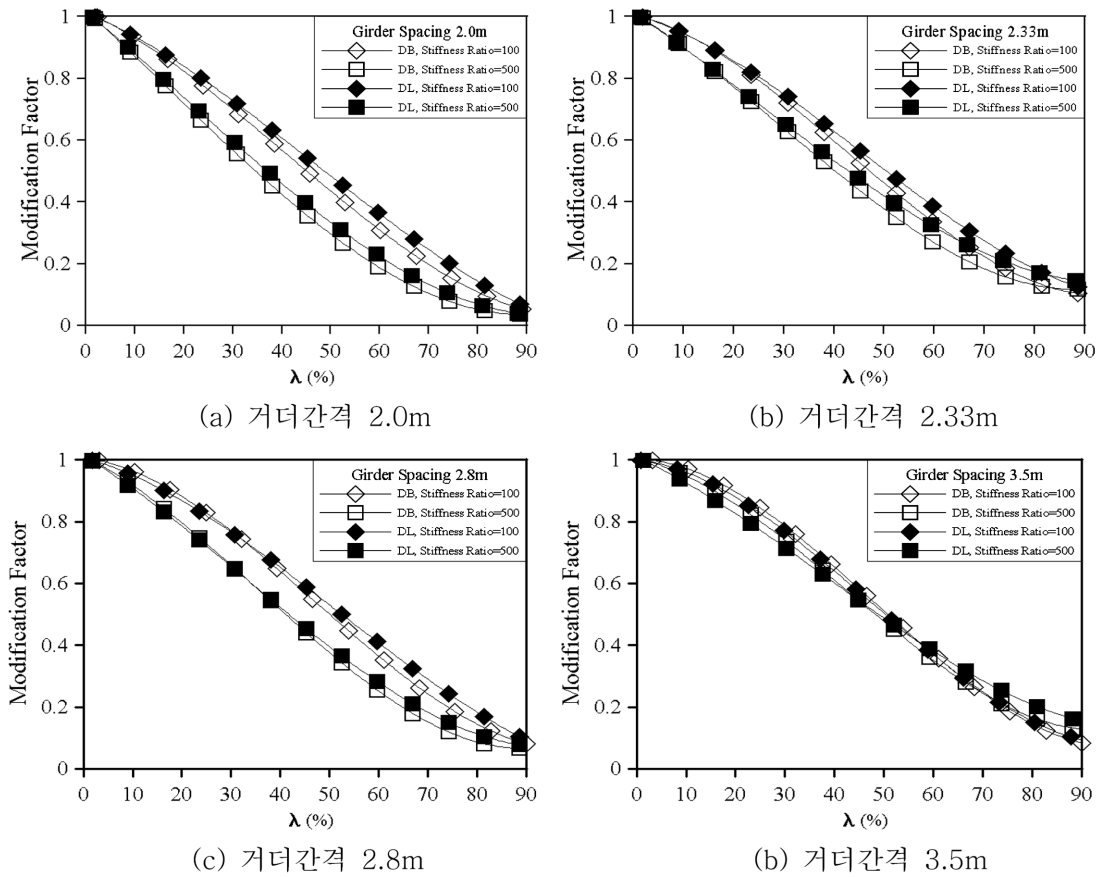


그림 6. 강성비에 따른 외측강성 영향

내었으며, 표 2~표 6의 해석 결과로부터 강성비의 영향을 그림 6에 정리하였다.

그림 6에서 동일 거더 간격 및 외측강성에 있어서 강성비가 증가할수록 외측강성의 영향이 증가하여 수정계수가 감소하는 것으로 나타났고, 거더 간격 2.0~2.33 m에서는 DL 하중 적용에 따른 수정계수가 DB 하중 적용에 따른 수정계수 보다 다소 높은 것으로 나타났으며, 거더 간격 2.8~3.5 m에서는 그 반대의 양상이 분석되었다.

동일 강성비에서 거더 간격의 영향을 분석하기 위하여 각각의 강성비에 있어서 거더 간격 변화에 따른 수정계수 변화 양상을 그림 7에 정리하였다.

그림 7에서 거더 간격이 증가할수록 외측강성 영향이 감소하여 수정계수가 증가하는 것으로 나타났으며, 강성비가 높을수록 거더 간격 증가에 따른 수정계수의 증가 정도가 높아지는 것으로 분석되었다.

한편 합성형교를 직교이방성판으로 고려할 경우, 식 (11) 및 식 (12)와 같은 휨 매개변수와 비틀림 매개변수에 의하여 교량의 강성 특징이 정의되어 진다(Bakht, 1983).

$$\alpha = \frac{D_{xy} + D_{yx} + D_1 + D_2}{2[D_x D_y]^{0.5}} \quad (11)$$

$$\theta = \frac{b \left[\frac{D_x}{D_y} \right]^{0.25}}{L} \quad (12)$$

여기서, b 는 교량의 폭, L 은 경간장, D_x 는 교축방향 휨 강성, D_y 는 교축직각방향 휨 강성, D_{xy} 는 교축방향 비틀림 강성, D_{yx} 는 교축직각방향 비틀림 강성, D_1 는 교축방향 우력에

대한 강성, 그리고 D_2 는 교축직각방향 우력에 대한 강성을 나타낸다.

그림 6에서 일정 거더 간격에서 강성비가 증가하기 위해서는 식 (8)에서 합성 거더의 이차모멘트(I_g)가 증가되고, 이에 따라 식 (11) 및 식 (12)의 교축방향 휨 강성(D_x)이 증가하여 휨 매개변수가 감소하게 되고 비틀림 매개변수는 증가하게 된다.

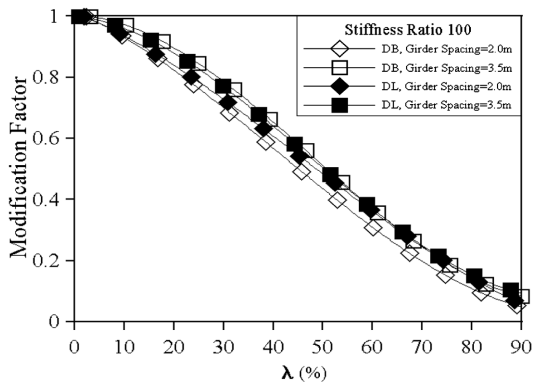
기존의 연구 결과에 의하면 휨 매개변수 감소에 의해서는 외측강성의 영향이 증가하여 수정계수가 감소하게 되고, 비틀림 매개변수 증가에 의해서는 외측강성 영향이 감소하여 수정계수가 증가하게 된다(Bakht, 1983).

이에 그림 6에서 강성비 증가에 의해 수정계수가 감소하고 있어 비틀림 매개변수 증가 영향 보다 휨 매개변수 감소 영향이 상대적으로 높은 것으로 분석된다. 한편 그림 7에서와 같이 동일 강성비에서 거더 간격이 증가하게 되면 휨 매개변수의 변화는 없으나, 교축방향 비틀림 강성(D_{xy}) 증가에 의해 비틀림 매개변수는 증가하게 되어 외측강성 영향 감소로 최종적으로 수정계수가 증가하고 있다.

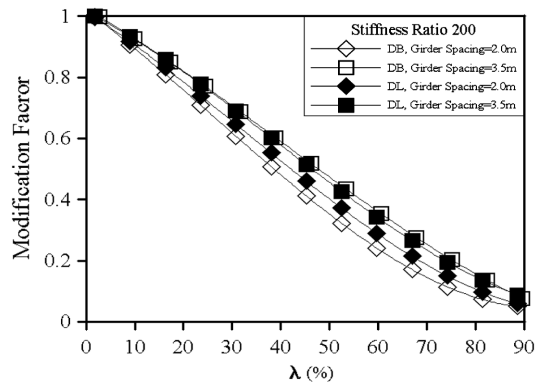
5. 분석 결과 비교

5.1 현장재하시험 결과와의 비교

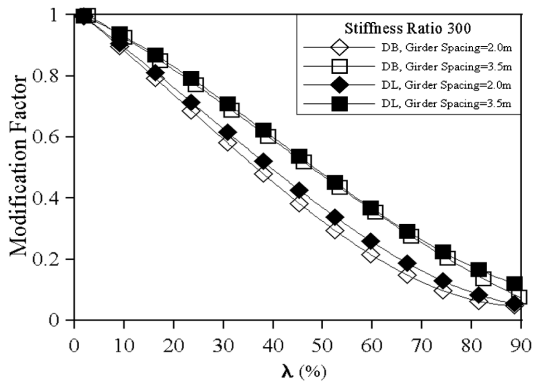
외측강성 변화에 따른 해석적 거동 분석 결과와 실제 교량 거동을 비교하기 위하여 지간 40 m의 그림 8과 같은 횡단면을 가지는 실제 공용 중인 교량에 대한 재하시험 결과와 해석결과를 비교하였다.



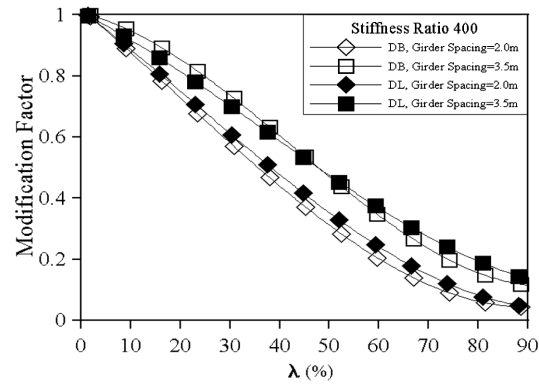
(a) 강성비 100



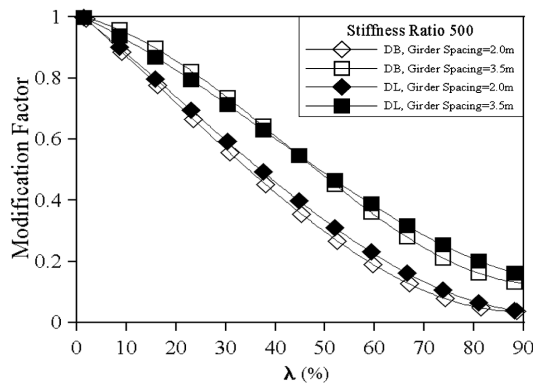
(b) 강성비 200



(c) 강성비 300



(d) 강성비 400



(e) 강성비 500

그림 7. 거더 간격에 따른 외측강성 영향

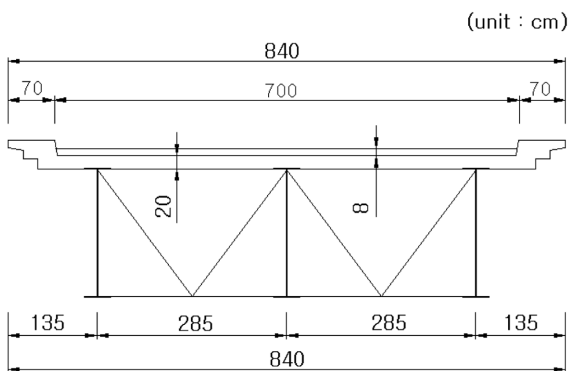


그림 8. 대상 교량의 횡단면도

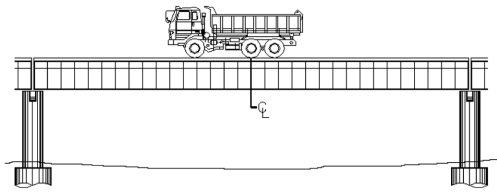
그림 9와 같은 재하경우에 있어서 식 (1)에 의해서 외측강성이 28.6%로 분석되며, 표 2~표 6에서 거더 간격 2.80 m, DB 하중 재하시의 외측강성 영향을 강성비별로 그림 10에 나타내었다.

그림 10에서 분석된 외측강성 28.6%의 강성비별 수정계수에서 그림 8의 대상교량 강성비 450의 수정계수를 그림 11에 나타내었다.

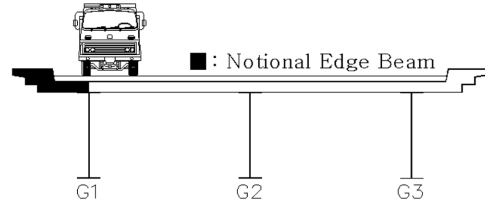
그림 11에서 외측강성 28.6%, 강성비 450의 경우 수정계수가 0.675로 나타났다. 한편 그림 8의 대상 교량 거더 간격은 2.85 m이나 그림 10의 대상 교량 수정계수 분석에서는 거더 간격 2.8 m의 분석 결과를 적용하였다. 이에 거더 간격 1.8% 차이에 의해 수정계수가 약 0.7% 낮게 평가되는 것으로 분석되어 최종 수정계수는 0.679로 분석되었다.

그림 9의 재하경우에 대한 해석적 분석을 실시하기 위하여 그림 3과 동일하게 그림 12에 나타낸 바와 같은 3차원 해석모델을 이용하여 유한요소해석을 수행하였다.

유한요소해석 결과 그림 9와 같이 활하중이 재하되는 거더 1의 하부 플랜지의 측정 및 해석 변형률이 각각 124.5×10^{-6} , 127.7×10^{-6} 으로 나타나, 해석치와 측정치가 거의 일치하는 것으로 나타났다. 한편 그림 12의 유한요소해석에서



(a) 재하 측면도



(b) 재하경우

그림 9. 차량 재하위치

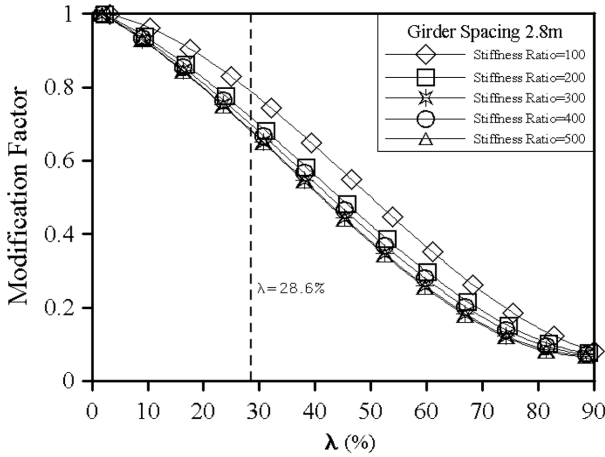


그림 10. 강성비에 따른 외측강성 영향

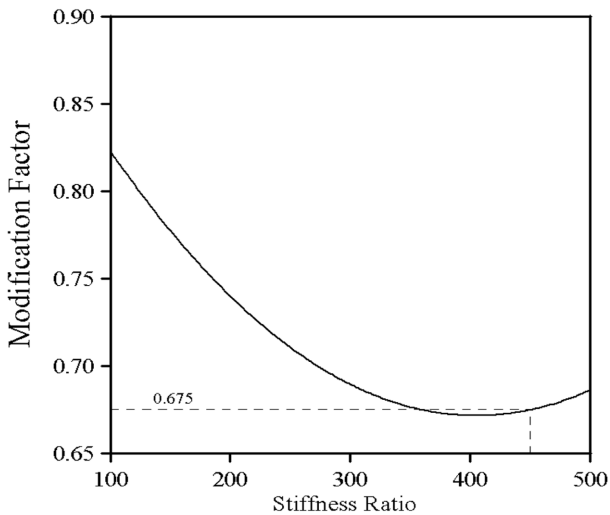


그림 11. 외측강성 28.6% 및 강성비 450의 수정계수

연석부에 재하 되는 외측강성 0인 경우에 대한 해석 변형률을 분석한 결과 거더 1의 하부 플랜지 해석 변형률이 170.2×10^{-6} 으로 나타나 외측강성 28.6%가 고려되는 재하경우에 의한 해석 변형률이 외측강성 0일 경우의 75% 수준으로 감소하는 것으로 나타났다.

한편 거더 1의 하부 플랜지에서 측정 및 해석 변형률이 거의 일치하는 것을 고려해 볼 경우 실제 거동에서도 외측강성 28.6%에 의해 변형률이 외측강성 0일 경우의 75% 수준으로 감소될 것으로 판단되며, 해석적으로 분석된 표 2~표 6에 의해 그림 9에서 분석된 외측강성 28.6%에 따른 감소계수 0.679(67.9%)와는 9.4% 정도의 차이가 발생하는 것을 알 수 있다. 한편 외측강성 28.6% 작용시 OHBD의 극한한계상태 및 사용한계상태 설계법에서는 수정계수가 0.70로 정

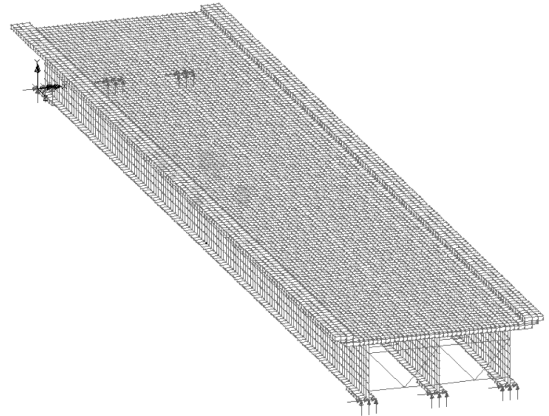


그림 12. 유한요소해석 모델

의되고 있어 본 연구의 분석 결과와 3.7% 정도 차이가 발생하는 것으로 나타났다.

5.2 기존 설계법과의 비교

본 절에서는 그림 4의 교량에 대해서 OHBD의 극한한계상태 설계법 및 사용한계상태 설계법에서 고려하고 있는 외측강성 영향 정도와 본 연구에서 분석된 결과를 비교하여 표 7 및 표 8에 정리하였다.

그림 4의 교량의 동일 강성비에서 식 (12)의 휨 매개변수의 변화는 없으며, 거더 간격이 증가 할수록 교축방향 비틀림 강성(D_{xy})이 증가하여 식 (11)의 비틀림 매개변수는 증가하게 된다. 기존 설계법에서는 비틀림 매개변수 변화에 따른 외측강성 영향 변화를 고려하지 않고 있으나, 비틀림 매개변수가 증가하게 되면 외측강성의 영향이 감소하여 수정계수가 미소하게 증가하게 된다(Bakht, 1983).

표 7 및 표 8의 동일 강성비 및 외측강성에 있어서는 거더 간격 변화에 무관하게 동일한 수정계수가 기존 설계법에서 적용되게 되나, 본 연구의 해석 결과에서는 동일 강성비

표 7. 수정계수 비교 (강성비 100)

Girder spacing (m)	λ (%)					
	25			50		
	①	②	①/② (%)	①	②	①/② (%)
2.0	0.784	0.750	104.5	0.532	0.60	88.7
2.3	0.860	0.750	114.6	0.588	0.60	96.7
2.8	0.880	0.750	117.3	0.627	0.60	104.5
3.5	0.90	0.750	120.0	0.644	0.60	107.3

① Analyzed results, ② Ultimate limit state design method · Serviceability limit state design method

표 8. 수정계수 비교 (강성비 500)

Girder spacing (m)	λ (%)					
	25			50		
	①	②	①/② (%)	①	②	①/② (%)
2.0	0.825	0.80	103.1	0.530	0.65	81.5
2.3	0.875	0.80	109.3	0.550	0.65	84.5
2.8	0.877	0.80	109.6	0.570	0.65	87.7
3.5	0.880	0.80	110.0	0.610	0.65	93.8

① Analyzed results, ② Ultimate limit state design method · Serviceability limit state design method

및 외측강성에 있어서 거더 간격 75% 증가에 따라 비틀림 매개변수가 평균 11.8% 정도 증가하여 수정계수가 평균 10.5% 정도 증가하는 것으로 나타났다. 본 연구의 해석 결과와 극한한계상태 설계법 및 사용한계상태 설계법 적용 결과는 최대 ±20% 정도 차이가 발생하는 것으로 분석되었으며, 평균 2% 정도 차이가 발생하는 것으로 나타났다.

6. 결 론

본 연구에서는 직교 이방성판 이론 적용에 의해 도출된 매개변수에 의해 합성형교의 외측강성 영향을 평가하는 기존 방법과 달리 교축방향 강성과 교축직각방향 강성 비율(강성비)에 따른 합성형교 외측강성 영향 평가 방안에 대한 연구를 실시하였으며, 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 본 연구에서 분석한 수정계수와 현장재하시험 및 유한요소해석에 의해 도출된 수정계수가 상호 약 9.4% 정도 차이가 발생하는 것으로 나타났으며, 외측강성 0~50% 범위에서 본 연구 결과와 기존 설계법 적용 결과가 최대 ±20%, 평균 2% 정도 차이가 발생하는 것으로 분석되어

강성비 중심의 외측강성 영향 평가가 가능한 것으로 판단된다.

2. 동일 거더 간격 및 외측강성에 있어서 강성비가 증가할수록 외측강성의 영향이 증가하여 수정계수가 감소하는 것으로 나타났으며, 동일 강성비에 있어서 거더 간격 증가에 의해서는 외측강성의 영향이 감소하여 수정계수가 증가하는 것으로 분석되었다.
3. DB 및 DL 하중 형태에 따른 수정계수의 차이가 미소하게 발생하는 것으로 나타났으며, 동일 강성비에서 거더 간격 2.0~2.33 m에서는 DL 하중 적용에 따른 수정계수가 DB 하중 적용에 따른 수정계수 보다 다소 높은 것으로 나타났으나, 거더 간격 2.8~3.5 m에서는 그 반대의 양상이 분석되었다.

참고문헌

건설교통부 (2005) 도로교설계기준.
 박영훈, 박용걸 (2004) 공용중인 판형교의 강성을 고려한 외부 후 긴장 보강 설계에 관한 연구. 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제24권, 제3호, pp. 445-453.
 박영훈, 이승용 (2001) 슬래브교의 외측강성이 종방향 모멘트에 미치는 영향에 관한 해석적 연구. 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제21권, 제3호, pp. 331-340.
 Bakht, B. and Jaeger L.G. (1983) Effect of vehicle eccentricity on longitudinal moments in bridges. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 10, No. 4, pp. 582-599.
 Bakht, B. and Jaeger, L.G. (1985) *Bridge Analysis Simplified*. McGraw-Hill Book.
 Bakht, B. and Moses, F. (1988) Lateral distribution factors for highway bridges. *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 114, No. 8, pp. 1785-1803.
 Cook, R.D. (1994) *Finite Element Modelling for Stress Analysis*. John Willy & Sons, Inc., pp. 1-40, pp. 105-144.

(접수일: 2007.3.5/심사일: 2007.4.9/심사완료일: 2007.11.15)