

탄성지점의 적용에 따른 교량의 내하력평가

양 승 현^{1)*}

¹⁾이사, 우영기술단

Load Carrying Capacity Assessment of Bridges with Elastic Supports Application

Yang, Seung Hyun^{1)*}

¹⁾ Director, Wooyoung Engineering & Construction, Gwangju, 502-832, Korea

ABSTRACT : This study applied elastic supports in order to evaluate load carrying capacity using measurement data obtained from load tests actively and utilizing various evaluation methods. In order to confirm the adequacy of structural analysis based on elastic supports and to improve the reliability of experiment results, we conducted a deflection test with flexural beams prepared as overhanging beams and, based on the results, performed precision safety diagnosis for real bridges under public service for improving the load carrying capacity evaluation method for bridges under public service. In the results of the bending test, compared to deflection calculated by the existing method, deflection obtained by applying elastic supports was closer to the actually measured deflection. In the results of evaluating load carrying capacity for a 3 span continuous steel box girder bridge just after its completion, load carrying capacity by elastic supports was smaller by up to 39% than that by the existing method. When the load carrying capacity of bridges is evaluated by the existing method the results vary among engineers due to lack of guidelines for evaluation such as the application of stress modification factor. This study was conducted as an effort to solve this problem through active research.

KEYWORDS : elastic support, load test, load carrying capacity, stress modification factor

1. 서 론

내하력을 측정할 때 교량의 거동특성을 파악하여 활하중에 대한 저항능력을 정확하게 평가하기 위하여 실시하는 재하시험은 재하하중의 크기, 교통통제, 측정계이지의 적용 등이 교량의 종류를 비롯한 현황과 조화를 이루지 못한다면 낮은 신뢰도로 인하여 데이터로서 가치를 잃게 됨과 동시에 비용 및 자원낭비라는 또 다른 문제점을 야기시키게 될 것이다. 재하

시험에 의한 데이터의 적극적인 활용을 위해서는 사전에 충분한 조사와 계획을 통하여 대상교량의 조건에 부합하는 재하시험 방법의 선정이 가장 중요할 것이다.

또한, 교량의 건전성을 정량적으로 평가하기 위하여 사용되는 내하력의 영향요소 중 응력보정계수는 기본내하력에 곱해지는 값으로 0.5 이하부터 2.0 이상까지 다양하게 나타나므로 공용내하력에 미치는 영향이 매우 크다. 응력보정계수의 구성요소인 응답비는 하중 재하위치와 응답비 선정위치와의 거리가 멀수록 떨림현상으로 인한 변동성이 크게 나타나는 경향이 있다⁽¹⁾.

지금까지 연구되어온 자료에 의하면 재하위치와 선정위치간의 거리가 먼 경우의 응답비는 선정하지 않는 방안을 제시하고 있다. 그러나 응답의 변화는 하중과의 근접도 뿐 아니라 단면 및 재료의 변화, 지지조건의 변화와 같은 여러 가지 원인으로 부터 비롯되며, 공학자의 판단에 따라 내하력의 평가는 다양

Note.-Discussion open until April 30, 2013. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on April 23, 2012; revised May 31, 2012; approved on September 25, 2012.
© KSSC 2012

* Corresponding author

Tel. +82-62-650-6400; Fax. +82-62-650-6405
E-mail: ttury@daum.net

하게 나타나게 된다. 재하시험에서 측정된 데이터를 활용하여 실제거동과 유사한 구조해석을 실시한다면 평가되는 내하력의 객관성을 높이고 내하력의 편차를 줄일 수 있을 것이다^{[2][3]}.

본 연구에서는 응력보정계수의 선정방법에 따른 내하력의 변화를 최소화 하고, 재하시험에 의하여 얻어지는 측정데이터의 활용도와 응력보정계수의 적용에 대한 합리성을 높이기 위하여 임의의 절점을 탄성지점으로 간주하여 스프링계수를 도입한 내하력을 평가하였다. 스프링력에 의한 구조해석의 적정성을 확인하고 실험결과의 신뢰도를 향상시키기 위하여 내민보로 제작한 탄성빔을 대상으로 처짐시험을 실시하였으며, 이를 토대로 교량의 내하력 평가 방법의 개선을 위하여 실제 공용중인 교량에 대한 내하력 평가를 실시하였다.

2. 탄성지점을 이용한 거동특성 분석

2.1 강성행렬과 지배방정식

강성도법에 의한 구조해석은 요소 및 변위함수를 설정하고 변형률-변위, 응력-변형률의 관계로부터 얻어진 강성행렬과 지배방정식으로부터 수행되어진다.

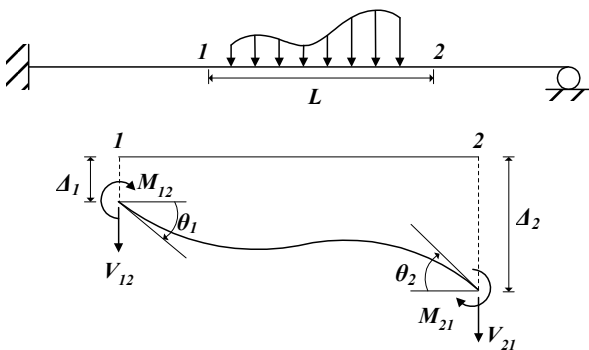


Fig. 1 Member Force and Joint Displacement of Beam Element

Fig. 1과 같은 보요소의 임의 구간 1~2에 대한 강성행렬과 지배방정식은 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} V_{12} \\ M_{12} \\ V_{21} \\ M_{21} \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_1 \\ \theta_1 \\ \Delta_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

Fig. 2와 같이 지점반력에 비례하여 처짐이 탄성적으로 발생하는 탄성지점을 포함하는 경우에는 탄성스프링으로 지지된 절점으로 보고 식 (2)와 같이 강성행렬과 지배방정식을 얻을 수 있다^{[4][5][6]}.

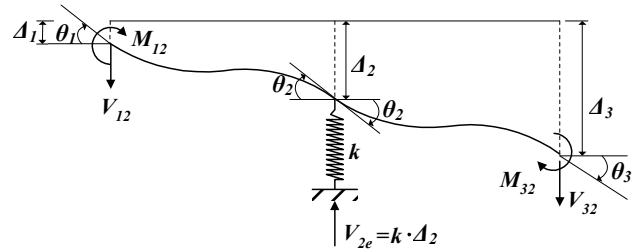


Fig. 2 Beam Element with Elastic Supports

$$\begin{Bmatrix} V_{12} \\ M_{12} \\ V_{21} + V_{23} + V_{2e} \\ M_{21} + M_{23} \\ V_{32} \\ M_{32} \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L & 0 & 0 \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 & 0 & 0 \\ -12 & -6L & 24 + k' & 0 & -12 & 6L \\ 6L & 2L^2 & 0 & 8L^2 - 6L & 2L^2 & 0 \\ 0 & 0 & -12 & -6L & 12 & -6L \\ 0 & 0 & 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_1 \\ \theta_1 \\ \Delta_2 \\ \theta_2 \\ \Delta_3 \\ \theta_3 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

여기서, $k' = kL^3/EI$ 이고, k 는 탄성스프링계수이다. 지배방정식에 경계조건 및 평형조건을 적용하여 탄성지점을 갖는 구조요소의 해석이 이루어지게 된다.

탄성지점의 처짐은 탄성 스프링력의 영향을 받아 임의 절점의 처짐과 다른 양상을 갖게 된다. 공용중인 구조요소에서 측정되는 처짐은 해석에 의한 처짐과 차이가 있는데 구조해석과정에서 측정된 처짐을 적용시키는 것은 실제 거동특성의 반영으로부터 내하력의 신뢰성을 증가시키는 절차라 할 수 있다. 본 연구에서는 측정처짐과 계산처짐과의 차이가 발생하는 절점을 탄성지점으로 설정하여 지배방정식을 적용시켜 실제 거동특성과 유사한 구조해석을 하고 내하력을 평가하였다.

2.2 휨실험

본 연구에서는 탄성지점을 이용하여 실제 거동특성과 유사한 구조해석을 실시하기 위하여 강재보를 대상으로 휨실험을 실시하였다. 실험에 사용된 강재는 H-400×200×8×13의 단면을 가진 전장 3.9m의 내민보로서 SM490인 강재를 사용하였다. 시험하중은 유압실린더를 이용하여 50kN/min의 속도로 400kN 및 450kN까지 점진적으로 증가시켜 각 위치에서의 처짐을 구하였다. 일반적인 탄성요소의 이론적인 거동특성과 상이한 결과를 나타내기 위하여 시험체의 단부를 강제 구속시켜 탄성체와 다른 거동특성이 일어나도록 하였다.

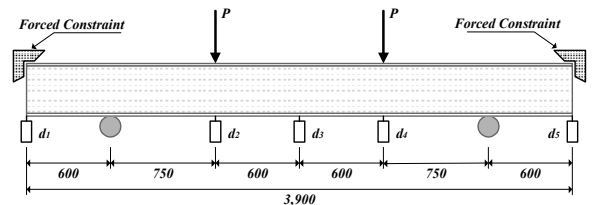
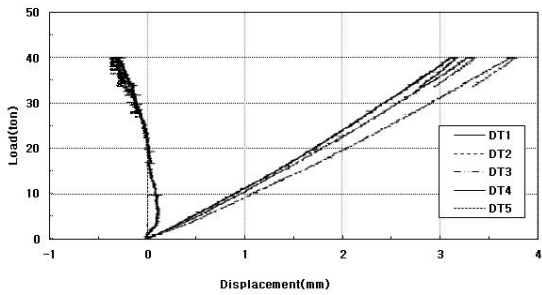
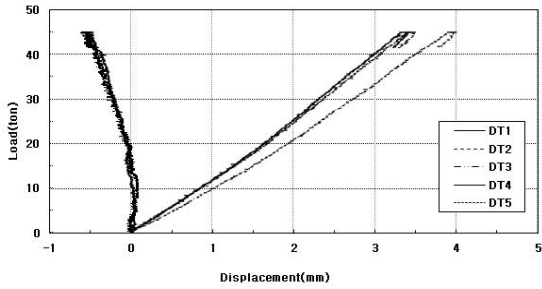


Fig. 3 Test Specimen



(a) Test Load 400kN



(b) Test Load 450kN

Fig. 4 Load - Displacement Relationship

내민구간의 강제구속을 고려하지 않고 모델링하여 구한 계산처짐과 휩실험을 통하여 측정된 처짐과의 비는 단순구간에서 1.02~1.18로 양호한 수준의 응답비를 갖는 반면, 내민 구간에서는 5.20~9.26으로서, 상당한 차이를 보이는 것으로 나타났다. 이는 공용중인 구조요소에서 복합적인 원인에 의하여 응답비가 크게 나타나는 것을 구현하기 위하여 내민 구간을 강제 구속하여 시험을 실시하고 이를 구조해석에 고려하지 않아 발생한 현상이다.

Table 1. Response Ratio(400kN)

Node	δ_{cal}	δ_{mea}	Response Ratio
1	-2.50	-0.27	9.26
10	3.40	3.33	1.02
14	4.17	3.73	1.12
18	3.40	3.15	1.08
27	-2.50	-0.30	8.33

Table 2. Response Ratio(450kN)

Node	δ_{cal}	δ_{mea}	Response Ratio
1	-2.81	-0.52	5.40
10	3.83	3.47	1.01
14	4.69	3.96	1.18
18	3.83	3.39	1.13
27	-2.81	-0.54	5.20

2.3 탄성지점을 이용한 구조해석

휩실험에서 처짐을 측정된 위치를 탄성지점으로 간주하여 실험하중으로부터 구한 반력과 처짐을 이용하여 탄성 스프링 계수를 구하였다. 유한요소해석에 의한 처짐과 탄성지점의 반력에 의한 탄성 스프링계수는 유한요소 해석모델상에 존재하므로 탄성 스프링계수는 해석에 의한 탄성 스프링계수에서 실험값에 의한 탄성 스프링계수를 감하여 식 (3)과 같이 구할 수 있다.

$$k_i = \frac{R_i}{\delta_{cal}} - \frac{R_i}{\delta_{mea}} \quad (3)$$

여기서, k_i 는 절점 i 의 탄성 스프링계수이고, R_i 는 절점 i 의 탄성지점 반력, δ_{cal} , δ_{mea} 는 절점 i 의 계산 및 측정처짐이다. 탄성지점은 3가지 패턴으로 적용하였는데 패턴 I은 14, 패턴II은 10과 18, 패턴III은 1, 14 및 27 절점을 탄성지점으로 간주하여 휩실험과 동일한 하중을 작용시켜 Table 3과 같이 지점반력을 구하고 식 3과 Table 3으로부터 구한 스프링계수는 Table 4와 같다.

Table 3. Reaction Force of Elastic Supports(kN)

Node (400kN)	I	II		III		
	R_1	R_{2-1}	R_{2-2}	R_{3-1}	R_{3-2}	R_{3-3}
1	-	-	-	-28	-	-
10	-	200	-	-	-	-
14	281	-	-	-	252	-
18	-	-	200	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-28

Node (400kN)	I	II		III		
	R_1	R_{2-1}	R_{2-2}	R_{3-1}	R_{3-2}	R_{3-3}
1	-	-	-	-31	-	-
10	-	225	-	-	-	-
14	316	-	-	-	301	-
18	-	-	225	-	-	-
27	-	-	-	-	-	-31

Table 4. Spring Stiffness of Elastic Supports(N/mm) (계속)

Node (400kN)	I	II		III		
	K_1	K_{2-1}	K_{2-2}	K_{3-1}	K_{3-2}	K_{3-3}
1	-	-	-	92,504	-	-
10	-	1,237	-	-	-	-
14	7,949	-	-	-	7,129	-
18	-	-	4,669	-	-	-
27	-	-	-	-	-	82,133

Table 4. Spring Stiffness of Elastic Supports(N/mm)

Node (400kN)	I		II		III	
	K_1	K_{2-1}	K_{2-2}	K_{3-1}	K_{3-2}	K_{3-3}
1	-	-	-	48,583	-	-
10	-	6,095	-	-	-	-
14	12,421	-	-	-	11,831	-
18	-	-	7,625	-	-	-
27	-	-	-	-	-	46,375

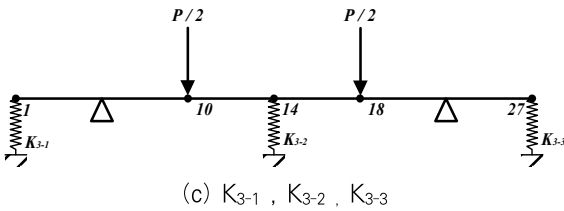
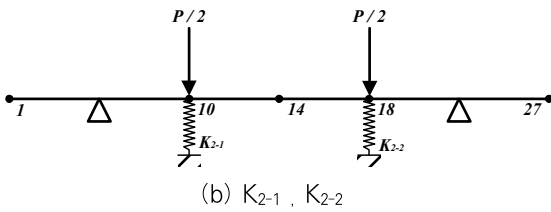
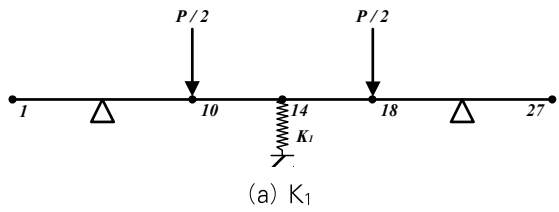


Fig. 5 Elastic Supports

Fig. 5와 같이 각 패턴별로 스프링계수를 적용한 구조해석을 실시하여 Fig. 6의 (b)~(d)와 같은 처짐형상을 얻었으며 이는 (a)의 기존 처짐형상과 차이가 있고 휨실험을 실시한 시험체의 실제 거동특성과 유사하게 나타났다. 특히, 자유단의 강제구속에 따른 특이한 처짐형상이 (d)에서는 비교적 유사하게 나타내는 것을 확인할 수 있었다. 본 시험체는 5개소에 대한 처짐값을 이용하였으나 더 많은 위치에서 측정을 한다면 실제 거동특성을 표현하는데 더욱 효과적일 것으로 판단된다.

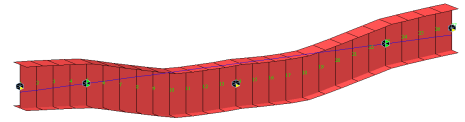
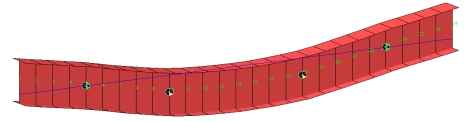
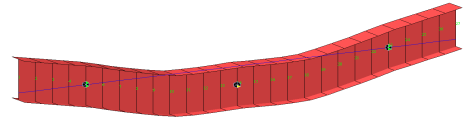
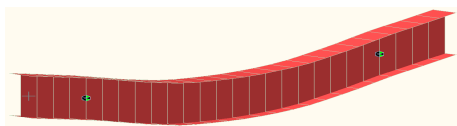


Fig. 6 Deflection Pattern based on Elastic Spring Supports

탄성지점을 적용한 처짐응답비는 Table 5와 같이 단순구간에서 0.67~1.06, 내민 구간의 경우에는 2.50~8.85로 변동폭이 컸으나 탄성지점을 설치한 단면에서의 응답비는 다른 패턴보다 1.0에 가까운 것으로 나타났다. 또한 Fig. 7에 나타낸 바와 같이 기존의 경우와 비교하여 응답비가 1.0에 근접하게 변하는 양상을 가졌다.

Table 5. Response Ratio with Elastic Supports

Node	400kN			450kN		
	I	II	III	I	II	III
1	8.41	8.85	3.22	4.67	4.85	2.56
10	0.93	0.98	0.67	0.95	0.99	0.76
14	1.00	1.06	0.72	1.00	1.06	0.80
18	0.98	1.02	0.71	0.98	1.01	0.78
27	7.57	7.90	3.07	4.50	4.67	2.50

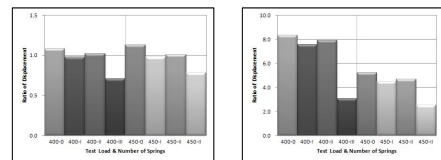
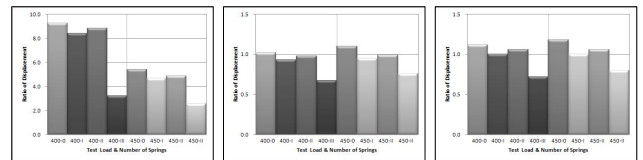


Fig. 7 Deflection Respondent-Ratio according to Analysis Method

2.4 내하력평가

단순구간의 처짐 산정위치 3개소를 대상으로 허용응력설계법에 의하여 내하력을 평가한 결과 Table 6과 같이 최대하중이 400kN일 때 1.18~1.30Pr, 450kN일 때 1.13~1.21Pr 인 것으로 평가되었다.

Table 6. Load Carrying Capacity using Conventional Method

	400kN			450kN		
	10	14	18	10	14	18
M_d (kN·m)	0.364	0.483	0.364	0.364	0.483	0.364
M_l (kN·m)	150	150	150	169	169	169
f_d (MPa)	0.31	0.41	0.31	0.31	0.41	0.31
f_l (MPa)	126.05	126.05	126.05	142.02	142.02	142.02
f_a (MPa)	190	190	190	190	190	190
RF	1.16	1.16	1.16	1.03	1.03	1.03
K_s	1.02	1.12	1.08	1.10	1.18	1.13
P	1.18 Pr	1.30 Pr	1.25 Pr	1.13 Pr	1.21 Pr	1.16 Pr

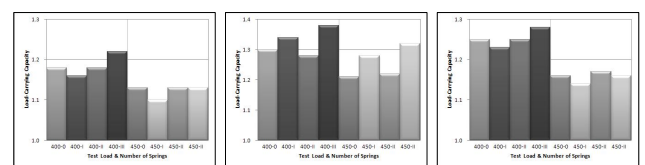
각 단면별로 탄성지점을 적용하여 계산된 내하력은 탄성지점의 설치 수와 같게 되는데 본 연구에서는 실제 거동과 유사한 구조해석을 통한 내하력을 계산하기 위하여 처짐응답비 K_s 가 '1'에 가까운 내하력을 각 단면의 내하력으로 평가하였다. Fig. 8에 나타난 바와 같이 탄성지점을 적용한 내하력은 기존의 내하력과 비교하여 같거나 최대 5% 크게 평가되었다. 탄성지점을 이용하여 구한 내하력간의 편차는 최소값 대비 2.6~8.2%로 나타났다.

Table 7. Load Carrying Capacity using Elastic Supports

Node 10	400kN			450kN		
	I	II	III	I	II	III
M_d (kN·m)	0.364	0.364	0.364	0.364	0.364	0.364
M_l (kN·m)	138.87	144.68	95.29	150.27	151.98	116.35
f_d (MPa)	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31
f_l (MPa)	116.70	121.58	80.08	126.28	127.71	97.77
f_a (MPa)	190	190	190	190	190	190
RF	1.25	1.20	1.82	1.16	1.14	1.49
K_s	0.93	0.98	0.67	0.95	0.99	0.76
P	1.16Pr	1.18Pr	1.22Pr	1.10Pr	1.13Pr	1.13Pr

Node 14	400kN			450kN		
	I	II	III	I	II	III
M_d (kN·m)	0.483	0.483	0.483	0.483	0.483	0.483
M_l (kN·m)	129.97	142.85	90.22	135.49	151.12	105.42
f_d (MPa)	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
f_l (MPa)	109.22	120.04	75.82	113.86	127.00	88.59
f_a (MPa)	190	190	190	190	190	190
RF	1.34	1.21	1.92	1.28	1.15	1.65
K_s	1.00	1.06	0.72	1.00	1.06	0.80
P	1.34Pr	1.28Pr	1.38Pr	1.28Pr	1.22Pr	1.32Pr

Node 18	400kN			450kN		
	I	II	III	I	II	III
M_d (kN·m)	0.364	0.364	0.364	0.364	0.483	0.483
M_l (kN·m)	138.87	141.01	96.58	135.49	151.12	105.42
f_d (MPa)	0.31	0.31	0.31	0.41	0.41	0.41
f_l (MPa)	116.70	118.50	81.16	113.86	127.00	88.59
f_a (MPa)	190	190	190	190	190	190
RF	1.25	1.23	1.80	1.28	1.15	1.65
K_s	0.98	1.02	0.71	1.00	1.06	0.80
P	1.23Pr	1.25Pr	1.28Pr	1.28Pr	1.22Pr	1.32Pr



(a) Node 10 (b) Node 14 (c) Node 18

Fig. 8 Load Carrying Capacity according to Analysis Method

3. 현장실험 및 적용

3.1 현장실험 개요

탄성지점을 이용하여 내하력을 평가하고 적정성을 파악하기 위하여 Fig. 9에 나타난 바와 같이 강박스 교량을 선정하여 현장실험을 실시하였다. 설계하중이 DB24이고 3경간 연속 교이며, 측경간의 경간장은 55m, 내부 경간장은 70m로서 총 연장이 180m이다.

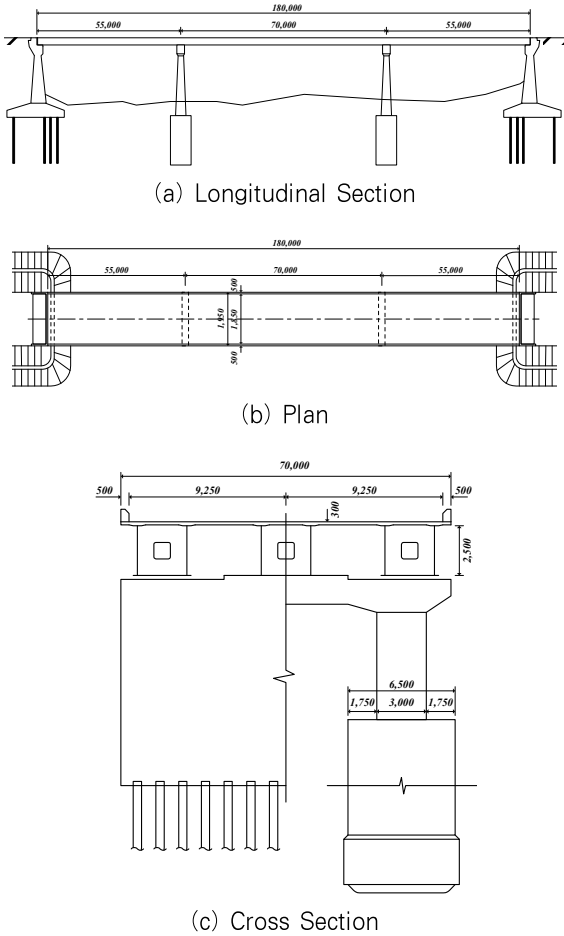


Fig. 9 Test Bridge State

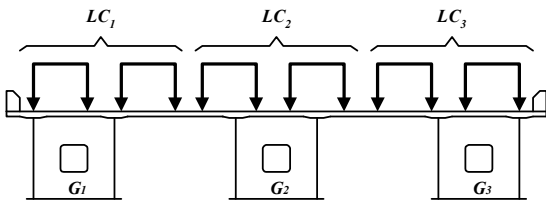


Fig. 10 Load Case

재하시험에서는 적재중량 15t의 덤프트럭 2대에 하중변화가 적은 토사를 적재하여 총중량 28t을 재하하중으로 사용하였으며, 제1경간을 시험구간으로 선정하여 시점으로부터 22m 떨어진 위치에 덤프트럭의 중륵을 위치시켜 정적 처짐을 측정하여 Table 8과 같이 최대 처짐을 얻었다.^[7]

Table 8. Static Loading Test Results(mm)

Load Case	G ₁	G ₂	G ₃
LC ₁	7.12	5.39	3.58
LC ₂	5.12	5.73	5.13
LC ₃	3.48	5.41	7.03

3.2 구조해석 및 내하력 평가

유한요소해석은 MIDAS CIVIL ver. 6.3을 이용하여 프레임 요소를 사용하였다. 3경간 연속지지로서 111개의 절점, 182개의 요소로 분할하였다. 강재의 탄성계수는 200,000MPa, 포아송 비는 0.3, 허용응력은 190MPa이며, 콘크리트의 설계기준강도는 27MPa, E_c는 27,800MPa를 적용하였다.^[8]

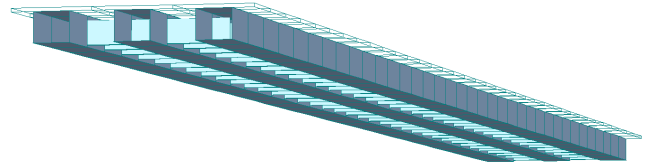


Fig. 11 Analysis Model

Table 9. Deflection Response Ratio

Load Case	G ₁	G ₂	G ₃
LC ₁	1.266	1.212	1.211
LC ₂	1.222	1.285	1.220
LC ₃	1.245	1.208	1.282

Fig. 11과 같이 구조해석 모델링을 통한 구조해석을 실시하여 처짐응답비는 1.208~1.285로 계산되었으며 허용응력설계법에 의하여 내하력을 평가한 결과 Table 10과 같이 공용 내하율이 2.48~2.88로 평가되었다.^{[9],[10]}

Table 10. Load Carrying Capacity using Conventional Method

구 분	G ₁	G ₂	G ₃
f_a (MPa)	190	190	190
M_d (kN·m)	19,310	19,271	19,310
f_a (MPa)	96.6	96.4	96.6
M_d (kN·m)	7,625	7,643	6,632
f_l (MPa)	38.1	38.2	33.2
RF	2.117	2.116	2.429
$\delta_{cal} / \delta_{mea}$	1.266	1.285	1.282
$(1+i_{cal}) / (1+i_{mea})$	0.925	0.925	0.925
$K_s = (\frac{\delta_{cal}}{\delta_{mea}}) (\frac{1+i_{cal}}{1+i_{mea}})$	1.171	1.189	1.186
Rating Factor	2.48	2.52	2.88

3.3 탄성지점을 적용한 내하력 평가

대상교량의 재하시험에서 처짐을 측정할 위치를 탄성지점으로 하여 재하시험 하중 LC1~LC3에 대한 구조해석을 실시하여 Table 11과 같이 탄성지점의 반력을 구하였다.

Table 11. Reaction Force of Elastic Supports

Load Case	G ₁	G ₂	G ₃
LC ₁	422.54	147.84	4.15
LC ₂	16.83	540.87	16.83
LC ₃	4.15	147.84	422.54

탄성지점 반력, 실측 처짐, 기존 구조해석에 의한 계산처짐을 식 (3)에 의하여 구해진 탄성 스프링계수는 하중 재하방법과 주형의 위치에 따라 Table 12와 같이 9개의 스프링계수를 갖게 된다.

Table 12. Spring Stiffness of Elastic Supports(N/m)

Load Case	G ₁	G ₂	G ₃
LC ₁	K ₁₁ = 12,464	K ₂₁ = 4,805	K ₃₁ = 202
LC ₂	K ₁₂ = 598	K ₂₂ = 20,944	K ₃₂ = 592
LC ₃	K ₁₃ = 235	K ₂₃ = 4,704	K ₃₃ = 13,224

재하하중별로 각 주형에 대한 탄성 스프링계수가 계산되면 이를 당초의 구조해석모델의 소정의 위치에 탄성 스프링계수를 갖는 탄성지점으로 구조해석을 재실시하여 각 주형별로 9개의 응답비를 갖게 되었다. 내하력을 평가할 때 하중 재하위치와 먼 곳의 응답비는 떨림현상으로 인하여 선정하지 않는 것이 일반적이지만⁽⁷⁾ 응답비는 하중과의 거리이외에도 단면 및 재료의 변화, 지지조건의 변화와 같은 다양한 원인에 기인하는 것을 근거로 볼 때 모든 재하하중에 대하여 Table 13과 같이 계산된 탄성 스프링계수를 적용하여 응답비를 구하였다.

Table 13. Response Ratio of Elastic Supports

Load Case		G ₁	G ₂	G ₃
K ₁₁	LC ₁	0.974	0.930	0.919
	LC ₂	0.908	1.060	1.028
	LC ₃	0.897	1.011	1.154
K ₁₂	LC ₁	1.054	0.905	0.824
	LC ₂	0.913	0.968	0.912
	LC ₃	0.847	0.902	1.068
K ₁₃	LC ₁	1.138	1.011	0.864
	LC ₂	1.028	1.056	0.898
	LC ₃	0.940	0.920	0.977

기본 내하율을 구하기 위하여 사용되는 설계하중에 의한 단면력은 Table 13과 같은 탄성 스프링계수 K₁₁~K₁₃을 해석모델의 탄성지점에 적용하여 Table 14와 같이 계산되었다.

재하시험에 의하여 얻어진 측정데이터는 재하위치와의 거리와 별도로 구조물의 거동특성의 일부분이므로 이를 최대한 고려하여야 할 것이다. 그러므로 내하력 평가를 위하여 사용될 처짐 응답비는 설계하중에 의한 최대 휨모멘트가 발생하는 경우의 응답비를 사용하였다. G₁의 최대 휨모멘트는 Table 14의 G₁-K₁₃-DB₃에서 발생하였으므로 처짐 응답비는 Table 13의 G₁-K₁₃의 응답비 1.138, 1.028, 0.940으로부터 1.035를 사용하였으며, G₂는 0.996, G₃는 1.034를 처짐응답비로 사용하였다.

Table 14. Bending Moment(kN·m)

Load Case		G ₁	G ₂	G ₃
K ₁₁	DB ₁	4,387	3,551	2,204
	DB ₂	5,306	5,243	3,860
	DB ₃	5,897	6,452	5,942
K ₁₂	DB ₁	4,800	3,276	1,970
	DB ₂	5,740	4,766	3,445
	DB ₃	6,315	5,805	5,359
K ₁₃	DB ₁	5,174	3,396	2,045
	DB ₂	6,238	5,379	3,368
	DB ₃	6,880	6,480	5,025
DL		19,310	19,271	19,310

탄성지점을 이용한 공용내하력은 활하중응력 f_l 이 감소하여 기본내하율이 증가한 반면 처짐 응답비가 감소하여 응력보정계수가 감소함에 따라 내하율이 2.24~2.60으로 기존 방법에 따른 내하율 2.48~2.88보다 작게 평가되었으며, 주형별로 8.7~9.7% 감소하였다.

Table 15. Load Carrying Capacity using Elastic Supports

구 분	G ₁	G ₂	G ₃
f_a (MPa)	190	190	190
M_q (kN·m)	19,310	19,271	19,310
f_d (MPa)	96.6	96.4	96.6
M_l (kN·m)	6,880	6,480	5,942
f_l (MPa)	34.4	32.4	29.7
RF	2.345	2.495	2.716
$\delta_{cal} / \delta_{mea}$	1.035	0.996	1.034
$(1+i_{cal}) / (1+i_{mea})$	0.925	0.925	0.925
$K_s = (\frac{\delta_{cal}}{\delta_{mea}}) (\frac{1+i_{cal}}{1+i_{mea}})$	0.957	0.921	0.956
Rating Factor	2.24	2.30	2.60

4. 결론

교량의 공용내하력은 기본내하력에 처짐 응답비와 충격계수비를 조합한 응력보정계수를 곱하여 구하는데 응력보정계수는 설계하중과 재하하중과의 차이를 보정하는 목적 이외에 실제 거동과 상이한 거동특성을 나타내는 구조해석 결과를 보정하기 위하여 사용되는 계수이다. 그런데 이러한 응력보정계수의 획득 및 선정과정에서 기술자의 판단에 따라 내하력에 지대한 영향을 미치는 경우가 종종 발생한다. 이에 본 논문에서는 실제 거동특성과 유사한 구조해석을 실시하여 계산되는 처짐 응답비가 내하력 평가에 미치는 영향을 감소하고, 실제 거동특성을 최대한 모사하여야 한다는 구조해석의 본래 취지에도 부합한다는 판단아래 지점반력에 비례하여 처짐이 탄성적으로 발생하는 탄성지점의 구조적 특성을 적용하였다.

단일 강부재를 대상으로 처짐 측정위치를 탄성스프링으로 지지된 절점으로 보고 구조해석을 실시한 결과 시험체의 실제 거동특성과 유사하게 나타났다. 특히, 자유단의 강제구속에 따른 특이한 처짐형상과 비교적 유사한 형상을 나타내는 것을 확인할 수 있었다. 또한 내하력은 기존의 방법과 비교하여 같거나 최대 5% 크게 평가되었고 탄성스프링계수의 패턴에 따른 내하력간의 편차는 최소값 대비 2.6~8.2%로 전반적으로 균등하게 나타났다.

공용중인 강박스 교량의 경우 기존방법에 의한 처짐응답비는 1.208~1.285로 계산되었으며 허용응력설계법에 의하여 내하력을 평가한 결과 공용내하율이 2.48~2.88로 평가되었다. 탄성지점을 이용한 내하력 평가를 위하여 사용된 처짐응답비는 0.919~1.154로 기존 방법보다 1.0에 가까운 값을 얻었으며 공용내하력은 활하중응력이 감소하여 기본내하율이 증가한 반면 처짐 응답비가 감소하여 응력보정계수가 감소함에 따라 내하율이 2.24~2.60으로 기존 방법에 따른 내하율 2.48~2.88보다 작게 평가되었으며, 주형별로 8.7~9.7% 감소하였다.

탄성지점을 이용한 구조해석이 실제 거동특성을 완벽하게 모사하였다고 볼 수는 없으나 기존 방법에 의한 구조해석과 실제거동과의 편차를 줄일 수 있는 것으로 나타났다. 측정데이터의 수가 증가시킨다면 실제와 더욱 유사한 구조해석 결과를 얻을 수 있고, 아울러 내하력 평가시 지나치게 큰 영향을 미치는 처짐 응답비로 인하여 우려되는 내하력의 과다 또는 과소평가를 감소할 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구는 '시설물의 안전관리에 관한 특별법'에 따라 교량의 내하력을 평가할 경우 응력보정계수의 적용과 같이 지침에 명확하게 제시되지 않은 부분으로 인하여 공학자에 따라 내하력이 상이하게 평가⁽⁸⁾되는 경우가 빈번하므로 이에 대한 연구가 더욱 활발해져야 한다는 취지에서 수행하였다. 향후

교량의 내하력 평가기법을 더욱 연구하여 다양성과 신뢰성을 갖춘 데이터를 확충하고 국가재정으로 수행되는 교량의 안전 진단이 좀 더 정확하고 효율적인 교량유지관리의 일환이 되어야 할 것이다.

참고 문헌

- [1] 구봉근, 신재인, 이상순(2001) 응력보정계수 산정방법 개선, 한국구조물진단유지관리공학회논문집, 한국구조물진단유지관리공학회, 제5권, 제1호, pp.169-175.
Koo, B.K., Shin, J.I., and Lee, S.S.(2001) An Improvement for Determining Response Modification Factor in Bridge Load Rating, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance Inspection*, Vol. 5, No. 1, pp.169-175 (in Korean).
- [2] 오병환, 김기수, 신호상, 이우종(1997), 교량구조물의 개선된 내하력 평가기법, 한국구조물진단유지관리공학회논문집, 한국구조물진단유지관리공학회, 제1권, 제1호, pp.53-64.
Oh, B.W., Kim, K.S., Shin, H.S., and Lee, W.J. (1997) An Improved Method for the Evaluation of Load Carrying Capacity of Existing Bridges, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance Inspection*, Vol. 1, No. 1, pp.53-64 (in Korean).
- [3] 김선웅, 안계현(2009) 국내 안전 및 유지관리의 문제점 및 개선방안에 관한 연구, 한국구조물진단유지관리공학회 논문집, 한국구조물진단유지관리공학회, 제13권, 제4호, pp.101-106.
Kim, S.W. and Ahn, K.H. (2009) A Study on the Problem and Improvement of Safety and Maintenance Management, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance Inspection*, Vol. 13, No. 4, pp.101-106 (in Korean).
- [4] 김세현, 박성수(2005) 지반-구조물 상호작용을 고려한 고층구조물의 거동에 관한 연구, 한국구조물진단유지관리공학회, 제9권, 제4호, pp.243-251.
Kim, S.H. and Park, S.S. (2005) A Study on the Behavior of High-rise Buildings Considering Soil-Structure Interaction, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance Inspection*, Vol. 9, No. 4, pp.243-251 (in Korean).
- [5] 김정일, 양신추, 김연태(2011) 열차 주행안전을 고려한 궤도 패드의 최소 수직스프링계수 결정에 관한 연구, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제26권, 제2D호, pp.299-309.
Kim, J.I., Yang, S.C., and Kim, Y.T. (2006) A Study on Determination of the Minimum Vertical Spring Stiffness of Track Pads Considering

- Running Safety, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 26, No. 2D, pp. 299-309 (in Korean).
- [6] 김승준, 최준호, 원덕희, 한택희, 강영중(2011) 케이블 단선 후 강사장교의 구조 및 극한 거동 변화, *한국강구조학회 논문집*, 한국강구조학회, 제23권, 제6호, pp.747-761.
Kim, S.J., Choi, J.H., Won, D.H., Han, T.H., and Kang, Y.J.(2011) Change of Statical Behavior and Ultimate Capacity of Steel Cable-stayed Bridges after Cable Failure, *Journal of the Korean Society of Steel Construction*, Vol. 23, No. 6, pp. 747-761 (in Korean).
- [7] 지효선(2012) GFRP 슬래브 교량의 장기성능 평가, *한국강구조학회논문집*, 한국강구조학회, 제24권, 제3호, pp.349-360.
Ji, H.S. (2012) Long-Term Performance Evaluation of a GFRP Slab Bridge, *Journal of the Korean Society of Steel Construction*, Vol. 24, No. 3, pp. 349-360 (in Korean).
- [8] 김용희, 박종섭, 이영호, 오민수(2010) 집중하중을 받는 비합성·합성 생태아치구조물의 성능평가를 위한 수치해석 및 모형실험 연구, *한국강구조학회논문집*, 한국강구조학회, 제22권, 제2호, pp.173-183.
Kim, Y.H., Park, J.S., Lee, Y.H., and Oh, M.S. (2010) A Numerical and Experimental Study on Structural Performance of Noncomposite and Composite Eco-Arch Structures subjected to Concentrated Loads, *Journal of the Korean Society of Steel Construction*, Vol. 22, No. 2, pp.173-183 (in Korean).
- [9] 이종호, 한성호, 신재철(2009) 고속도로 교량의 개선된 안전성 평가방안을 위한 실측자료에 기초한 공용 내하력 검토, *대한토목학회논문집*, 대한토목학회, 제29권, 제6A호, pp.597-605.
Lee, J.H., Han, S.H., and Shin, J.C. (2009) The Examination of Load Carrying Capacity Based on Existing Data for Improved Safety Assessment Method of Expressway Bridges, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 29, No. 6A, pp. 597-605 (in Korean).
- [10] 조움둘이, 박용명, 진승훈, 황민오, 정홍진(2009) 신뢰도 기반 플레이트 거더교의 여유도 평가기법, *한국강구조학회 논문집*, 한국강구조학회, 제21권, 제5호, pp.493-503.
Kim, S.J., Choi, J.H., Won, D.H., Han, T.H., and Kang, Y.J.(2009) Reliability-based Redundancy Evaluation Method for Steel Plate Girder Bridges, *Journal of the Korean Society of Steel Construction*, Vol. 21, No. 5, pp. 493-503 (in Korean).

요 약 : 본 연구에서는 재하시험에 의하여 얻어지는 측정데이터를 적극적으로 활용하고 다양한 방법을 통하여 내하력을 평가하기 위하여 탄성지점을 적용하였다. 스프링력에 의한 구조해석의 적정성을 확인하고 실험결과와 신뢰도를 향상시키기 위하여 내민보로 제작한 단성빔을 대상으로 처짐시험을 실시하였으며 이를 토대로 공용중인 교량의 내하력 평가 방법의 개선을 위하여 실제 공용중인 교량에 대한 정밀안전진단을 통한 검증을 실시하였다. 휨시험 결과 기존방법에 의하여 계산된 처짐보다 탄성지점을 적용하여 구한 처짐이 실측한 처짐과 근접한 것으로 나타났다. 준공 직후 초기점검 대상인 3경간 연속 강박스형교에 대한 내하력을 평가한 결과 탄성지점에 의한 내하력이 기존의 방법에 의한 내하력보다 최대 9.7% 작게 평가되었다. 본 연구는 기존 방법에 따라 교량의 내하력을 평가할 경우 응력보정계수의 적용과 같이 지침에 명확하게 제시되지 않은 부분으로 인하여 공학자에 따라 내하력이 상이하게 평가되는 경우가 빈번하므로 이에 대한 연구가 더욱 활발해 져야 한다는 취지에서 수행하였다.

핵심용어 : 탄성지점, 재하시험, 내하력, 응력보정계수