

연속합성보의 균열폭 제어와 휨거동 평가

Crack Width Control and Flexural Behavior of Continuous Composite Beams

심 창 수¹⁾ · 김 현 호²⁾ · 윤 광 중³⁾

Shim, Chang Su · Kim, Hyun Ho · Yun, Kwang Jung

요약 : 6m-6m의 2경간 연속합성보에 대한 실험적 연구를 수행하였다. 유로코드에서 제시하고 있는 균열폭 제어 규정의 근거를 살펴보고 인장강화 효과를 고려한 균열상태에 따른 균열폭 계산식 유도과정을 제시하였다. 부모멘트 인장을 받는 바닥판의 거동을 초기균열, 안정화 균열로 나누어서 연속합성보의 거동을 평가하였다. 실험결과로부터 연성 기준을 만족하는 최소철근비는 현재 도로교설계기준보다 낮춰도 될 것으로 판단된다. 균열을 일으킨 연속합성보의 휨강성 평가에서는 안정화균열 이전단계까지는 비균열단면으로 보는 것이 적절하다. 인장철근의 응력과 균열폭의 관계식을 실험결과를 이용하여 제시하였다.

ABSTRACT : Experimental research was performed on the 6m-6m two-span, continuous composite beams. Background research for the crack width control of continuous composite bridges in the Eurocode-4 is reviewed and equations for the calculation of crack width considering tension stiffening are presented. The behavior of the continuous composite beams was investigated using the initial and stabilized cracking process of the concrete slab in tension. Test results showed that the current requirement of minimum reinforcement for ductility in Korea Highway Bridge Design Codes could be reduced. The flexural stiffness of cracked continuous composite beams can be evaluated by the uncracked section analysis until the stabilized cracking stage. An empirical equation for the relationship between the stress of tensile reinforcements and crack width was obtained from the test results.

핵심용어 : 균열폭 제어, 인장강화, 연속 합성보, 휨강성, 최소철근비

KEYWORDS : crack width control, tension stiffening, continuous composite beam, flexural stiffness, minimum reinforcement

1. 서론

한계상태 설계법에서 사용성 한계에 대한 규정은 극한 한계 상태에 비해서 많은 연구를 계속 필요로 하는 부분이고 내구성 설계와 함께 활발하게 진행되고 있는 분야라고 할 수 있다. 합성형 교량은 강도, 강성 증가 등의 여러 장점과 더불어 연속교의 경우에 부모멘트 상부 콘크리트 바닥판의 균열을 피하기 어렵다는 단점을 동시에 지니고 있다. 초기에 이를 극복하기 위해서 프리스트레스를 도입하는 여러 방안들이 검토되고 실제 적용되기도 했지만 합성작용으로 인해 발생할 수 밖에 없는 높은 수준의 프리스트레스 손실로 인해 경제적이지 못한 것으로 판단되어 균열을 허용하되 균열폭을 내구성을 고려한 일정수준에서 억제하는 방향으로 설계가 이루어졌다.

연속합성보의 사용성 및 극한한계상태, 피로설계에 있어서 부모멘트 영역의 콘크리트 균열의 영향은 매우 중요하다. 사용성한계상태에서는 균열폭 제어와 처짐의 결정, 극한한계상태에서는 내력의 결정과 부모멘트 단면의 소성 저항강도의 발현, 피로한계상태에서는 콘크리트 바닥판의 인장강화(tension stiffening) 효과가 철근, 전단연결재 및 강형 상부 플랜지의 파괴에 영향을 미친다. 현재의 국내 설계기준이 엄밀한 해석을 통하는 경우에 부모멘트 콘크리트 바닥판 균열의 영향을 평가할 수 있다고 규정되어 있지만 대부분의 설계에서는 통상적으로 비균열단면, 균열 단면의 두 가지 개념을 사용하고 있고 균열단면법의 경우에는 인장을 받는 콘크리트를 무시하고 인장철근만을 고려하도록 되어 있다. 특히, 우리나라의 설계에서 연속교의 인장을 받는 바닥판에 대한 균열폭

1) 정회원, 중앙대학교 토목공학과 조교수, 공학박사
(Tel:031-670-4707, Fax:031-675-1387, E-mail:csshim@cau.ac.kr)
2) 정회원, 중앙대학교 토목공학과 박사과정(kimhh@ms.cau.ac.kr)
3) 학생회원, 중앙대학교 토목공학과 석사과정(yun77man@wm.cau.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2005년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

검토를 수행하지 않고 있고 2.0%이상의 배근과 주장률 규정만을 두고 있기 때문에 교량 바닥판의 경제성과 내구성을 적절히 고려하지 못하고 있다.

유로코드-4의 균열폭 규정은 주로 유로코드-2(1988)에서 제시된 규정을 근거로 합성정보에 적용되도록 유도된 것이고 독일에서 이루어진 연구들을(Koenig와 Tue 1991, Koenig 와 Tue 1992, Hanswille 1986, Roik 등 1989) 바탕으로 하기 때문에 우리가 쉽게 과정을 찾기 어려운 경우가 있다. 최근에 영국의 Johnson 교수(2002)에 의해서 균열폭 제어 규정에 대해 유로코드와 BS5400 규정사이의 차이에 대한 정리가 이루어졌고 이 논문에서는 균열폭 제어 규정을 만드는 과정에서 사용된 가정들과 기본적인 재료성질들을 정리하였다. 연속합성정보에 대한 실험적 연구는 많지 않고 균열폭을 계산하기 위한 실험결과는 더욱 찾기가 쉽지 않다. 균열폭 제어 규정을 유도한 후에 재료성질과 같은 불확실한 요인들에 대한 확률론적 분석을 위해서 이러한 실험결과들을(Johnson과 Allison 1981, Roik과 Ehlert 1979, Leonhardt 1985, Bode 등 1987, Roik 등 1989) 수집하여 제시된 규정과의 비교를 통해서 평균 균열폭을 특성값으로 변환하는 계수를 결정하였다(Roik 등 1989).

이 논문에서는 유로코드의 합성형교량의 균열폭 제어 규정이 만들어진 근거를 연구자들의 연구자료를 통해서 간략하게 유도하였다. 또한 연속합성정보의 실험적 연구로부터 국내의 균열폭 제어 규정과 유로코드의 규정을 검토하고 고강도 강재를 사용할 경우에 균열 발생시 인장철근의 발생 응력을 기준으로 제시되는 인장철근의 최소 철근비에 대한 검토를 실험 결과를 이용하여 수행하였다. 특히, 복부를 일반강재로 사용하고 상하부 플랜지를 고강도 강재로 사용하는 하이브리드 거더 시스템에 대해서는 강제만의 실험은 수행되었지만(Veljkovic과 Johansson, 2004) 합성정보에 대한 실험은 수행되지 않아서 이 논문에서 하이브리드 거더 합성정보에 대한 실험을 수행하여 균열거동과 함께 극한거동을 평가하였다.

2. 연속합성정보의 균열폭 제어 규정

균열폭 계산을 위한 철근콘크리트 모델은 철근에서의 전단 응력-슬립의 관계를 제외하고는 인장을 받는 철근 콘크리트 부재의 탄성 거동에 근거를 두고 만들어졌다. 그림 1과 같이 면적이 A_s , 직경이 d 인 철근 하나를 포함하고 콘크리트 단면적 A_c 를 가지는 모델을 가정한다. 콘크리트는 기본적으로 건조수축 변형률 ϵ_{cs} (인장변형률을 +로 정의)과 부재축을 따라 거의 일정하다고 가정되는 인장강도 f_{ct} , 탄성계수 E_c

를 가지는 것으로 가정한다. 철근비 ρ 와 탄성계수비 n 은 일반적인 정의를 따른다.

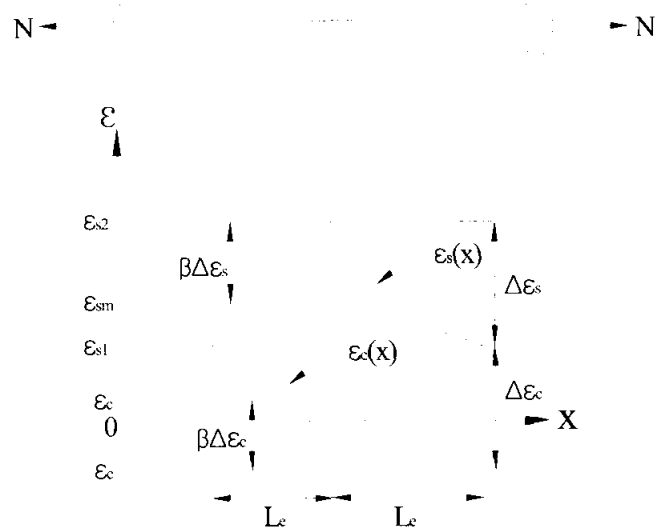


그림 1. 인장을 받는 철근콘크리트 부재의 초기균열

주어진 부재에 인장하중 N 이 콘크리트 인장강도에 도달하도록 증가되면 (N_{cr}) 균열폭 w 를 가지는 하나의 균열이 생기고 이는 작용하중은 유지하고 균열의 양쪽으로 L_e 의 전달길이내에서 콘크리트의 응력을 인장강도 f_{ct} 보다 작게 감소하게 된다. 이 전달길이 L_e 내에서 철근과 콘크리트 사이의 부착응력(τ)-슬립(s)의 관계가 존재하게 되는데 이 관계는 계산의 단순화를 위해서 단면에 걸쳐서 일정하다고 가정한다.

그림 1에서 보는 것처럼 각 재료의 응력 및 변형률은 의 함수가 되고 수식의 유도과정에서 아래첨자 1은 $x=0$ 에서 아래첨자 cr은 $x=L_e$ 위치에서의 값을 나타낸다. 균열위치에서 철근의 응력은 평형관계에서 식 (1)과 같이 얻을 수 있고 전달길이 L_e 에 걸쳐서 평형관계식은 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_{s,cr} = N_{cr}/A_s \tag{1}$$

$$\sigma_{s,cr} A_s - \sigma_{s1} A_s + f_{ct} A_c \tag{2}$$

Koenig 등(1992)의 연구에 의해 부착응력과 슬립의 관계는 식 (3)과 같이 표현될 수 있고 실험결과에 의한 철근에 대한 관계식은 식 (4)와 같이 제안되었다.

$$\tau(x) = c [s(x)]^\delta \tag{3}$$

$$c = 0.3f_{cm} = 0.3(f_{ck} + 8) \quad (4)$$

여기서, 단위는 N, mm이고 $\delta=0.3$ 을 사용하도록 한다. 균열폭 w 를 가지는 단일 균열의 경우 제안된 경험식에 의하면 슬립의 분포는 식 (5)와 같이 표현된다(Koenig와 Tue 1991, 1992).

$$s = (w/2) (x/L_c)^b \quad (5)$$

여기서, $b = 2/(1 - \delta) = 2.86$ 이다. 식 (3)과 식 (5)로부터 부착응력은 식 (6)과 같이 얻을 수 있고 이를 전달길이에 걸쳐서 적분하게 되면 평균 부착응력을 식 (7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau(x) = c (w/2)^\delta (x/L_c)^{\delta b} \quad (6)$$

$$\tau_m = [c/(1 + \delta b)] (w/2)^\delta \quad (7)$$

식 (6)과 (7)에서 $(w/2)^\delta$ 를 소거하고 0에서 x 까지의 철근의 평형관계를 고려하면 철근응력 함수를 구할 수 있다. 비균열단면의 응력에 균열로 인해 철근에 더해진 응력을 부착응력으로부터 구해서 더한 값이 철근의 응력이 되는 것이다.

$$\begin{aligned} \sigma_s(x) &= \sigma_{s1} + (4/d) \int_0^x \tau dx \\ &= \sigma_{s1} + (4\tau_m/d)(x/L_c)^{\delta b} x \end{aligned} \quad (8)$$

콘크리트 슬래브에 초기 균열이 발생하는 모멘트 M_{ic} 를 받는 합성보를 그림 2에 나타내었다. 균열은 슬래브의 강성을 감소시키고 곡률을 증가시킬 뿐 아니라 강재가 부담하는 모멘트를 증가시킨다. 콘크리트 슬래브의 균열 축하중 N_{cr} 을 유지하기 위해서 휨모멘트는 동시에 M_{cr} 까지 증가하게 된다. 추가적인 균열의 발생과 곡률의 증가는 더 이상의 균열이 발생하지 않을 때까지 계속된다. 이것이 안정화된 균열의 시작이고 이때의 휨모멘트를 M_{sc} 라고 한다. 이보다 더 큰 하중에 대해서는 슬래브에 인장을 발생시키고 이는 기존의 균열의 폭을 증가시키게 된다.

콘크리트의 건조수축 변형률(ϵ_{cs})이 클수록 초기 균열을 발생시키는 모멘트 M_{ic} 는 작아지게 된다. 그러나, 초기균열이 끝나는 시점에서는 건조수축의 영향은 사라지게 된다.

그림 3에 인장을 받는 바닥판을 갖는 합성보의 모멘트-곡률

를관계 그래프를 나타내었다.

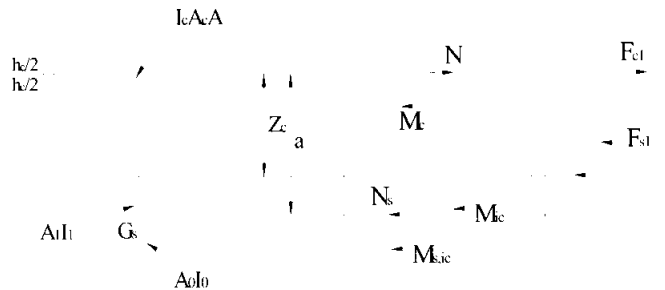


그림 2. 합성단면에서 초기균열과 건조수축의 영향

강주형과 철근의 탄성계수차이는 무시하기로 하고 탄성계수비는 $n = E_a/E_c$ 로 사용한다. 비균열 단면에 대해서 환산단면을 이용하여 강재로 환산하면 환산단면적 A_1 과 이차모멘트 I_1 을 계산할 수 있다. 슬립이 없는 탄성거동을 가정하고 건조수축은 무시하도록 한다. 아래첨자 2는 인장강화가 없는 완전 균열 단면에 대한 단면계수를 나타낸다.

일반적으로 슬래브의 휨강성에 비해서 강재의 휨강성 $E_a I_a$ 가 훨씬 크기 때문에 균열 바로 직전에 강재단면이 휨모멘트 $M_{a,ic}$ 를 부담하고 콘크리트 슬래브의 모멘트 M_c 는 무시하도록 한다. 초기 균열의 발생은 콘크리트에서의 인장응력이 슬래브 상면에서 인장강도에 도달할 때 일어난다고 가정한다.

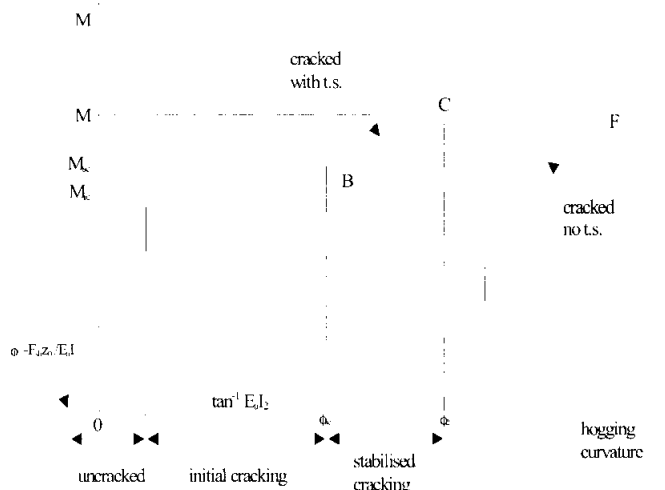


그림 3. 인장을 받는 슬래브를 갖는 합성보의 모멘트-곡률관계

슬래브가 강주형과 합성되는 것으로 보게 되면 외부하중에 대한 평형조건을 고려해서 합성단면의 중심에 $-F_{sb}$ 와 $F_{sb}z_0$ 의 정모멘트가 작용하게 된다(그림 2). 이 휨모멘트는

콘크리트 슬래브의 중앙에 압축응력 $F_{sh}z_0^2/nI_1$ 을 일으키게 된다. 따라서, 슬래브 중앙에서의 건조수축에 의한 응력의 합은 식 (9)와 같다.

$$\sigma_{c,sh} = F_{sh}[1/A_c - z_0^2/nI_1 - 1/nA_1] \quad (9)$$

식 (9)로부터 건조수축에 의한 슬래브의 인장하중은

$$N_{sh} = F_{sh}[1 - z_0^2 A_c(1 + \rho n)/nI_1 - A_c(1 + \rho n)/nA_1] \quad (10)$$

따라서, 균열직전의 슬래브에서의 전체 인장력은 식 (11)과 같다.

$$N_{cr} = M_{cr}z_0 A_c(1 + \rho n)/nI_1 + N_{sh} \quad (11)$$

유로코드는 이를 단순화하여 식 (12)를 제안하고 있다.

$$N_{c,app} = A_c(1 + \rho n)k_c f_{ct} \quad (12)$$

이 값을 일반적인 경우에 대해서 산정해보면 유로코드의 수식이 균열 직전에 콘크리트 슬래브에 발생하는 인장력을 약간 과대평가하는데, 이는 최소철근 규정으로 보면 안전측의 값을 제공하게 한다.

초기균열을 일으키는 외부 모멘트의 크기는 식 (13)과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_{ic} = (nI_1 k_{c0}/z_0)(f_{ct} - \sigma_{c,sh}), \quad k_{c0} = 1 \quad (13)$$

슬래브 상면에서 인장강도에 도달하는 한계를 주기 위해서 $k_{c0} = 1/[1 + (h_c/2z_0)]$ 를 제시할 수 있다.

초기 균열 발생 전후의 슬래브에서의 인장력은 식 (14)와 같이 나타낼 수 있다.

$$N_{cr} = M_{ic}z_0 A_c(1 + \rho n)/nI_1 + N_{sh} \quad (14)$$

따라서, 균열 위치에서 철근의 응력은 식 (15)와 같으며,

$$\sigma_{s,cr} = N_{cr}/A_s \quad (15)$$

$2L_e$ 의 길이내에서 평균 응력은 식 (16)과 같다.

$$\sigma_{sm} = \sigma_{s,cr} - \beta \Delta \sigma_s = \sigma_{s,cr} - \beta f_{ct}/\rho \quad (16)$$

만일 강주형에 의해 부담되는 휨모멘트를 $M_{a,cr}$ 이라고 하면 슬래브의 중앙에서의 평균 변형률은 식 (17)과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_{a,cr}a/E_a I_a - N_{cr}/E_a A_a = \sigma_{sm}/E_s \quad (17)$$

균열된 슬래브에 의해 부담되는 휨모멘트를 무시하면 균열 모멘트는 식(18)과 같다.

$$M_{cr} = M_{a,cr} + N_{cr}a \quad (18)$$

식 (15)에서 (18)로부터 다음 관계식을 얻을 수 있다.

$$\frac{N_{cr}}{E_s A_s} - \beta \frac{f_{ct}}{E_s \rho} = -\frac{N_{cr}}{E_a A_a} + \frac{(M_{cr} - N_{cr}a)}{E_a I_a} a \quad (19)$$

이 식 (19)을 다시 정리하면 식 (20)과 같다.

$$N_{cr} = M_{cr} A_s z_2 / I_2 + \beta f_{ct} A_s / \rho \alpha_{st} \quad (20)$$

$$\text{여기서, } \alpha_{st} = A_2 I_2 / A_a I_a \quad (21)$$

이 수식은 건조수축을 무시하고 완전 균열 단면의 단면특성으로부터 얻을 수 있는 σ_{s2} 와 $\sigma_{s,cr}$ 의 관계로 결정되며, 이는 식 (20)과 같다.

$$\sigma_{s,cr} = \sigma_{s2} + \beta f_{ct} / \rho \alpha_{st} \quad (22)$$

균열폭 산정식은 일반적인 철근콘크리트 보의 균열폭 산정식이 전달길이 L_e 에 걸친 적합조건식으로부터 $w/2 = L_e(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = L_e(\sigma_{sm}/E_s - \sigma_{cm}/E_c - \epsilon_{cs})$ 와 같이 구해지는데 이로부터 균열폭 산정은 식 (23)과 같이 얻을 수 있다.

$$w = 2(L_e/E_s)[\sigma_{s,cr} - \beta \Delta \sigma_s - n\rho\beta\Delta\sigma_s - E_s\epsilon_{cs}] \quad (23)$$

전달길이 L_e 내에서 철근응력의 변화 $\Delta\sigma_s = \sigma_{s,cr} - \sigma_{st} = 4\tau_m L_e/d$ 로부터 균열폭 산정식은 식 (24)와 같이 구할 수 있다.

$$w = 2[d\Delta\sigma_s/(2\tau_m E_s)] [\sigma_{s,cr} - \beta(1+n\rho)\Delta\sigma_s - E_s \epsilon_{cs}] \quad (24)$$

실제로 균열폭을 계산하기 위해서는 위에서 제시된 수식들을 이용해서 순차적으로 계산해야 한다.

유로코드-4의 최소철근규정은 초기 균열의 제한값을 설계 값인 0.3 mm로 제한하기 위해서 단순화된 방법에 의해 계산된 것이다.

균열이 발생하기 전에 M_{ic} 에 의해 슬래브에 발생하는 인장력은 식 (25)와 같다.

$$N_{cr} = A_c(1+\rho n)k_{c0}(f_{ct} - \sigma_{c,sh}) + N_{sh} \quad (25)$$

건조수축의 영향은 식 (25)에서 $\sigma_{c,sh}$ 와 N_{sh} 를 소거하고 k_{c0} 를 k_c 로 식 (26)을 이용해서 대체함으로써 얻을 수 있다.

$$k_c = k_{c0} + 0.3, \quad \leq 1.0 \quad (26)$$

식 (25)로부터 균열위치에서의 철근에서의 응력을 식 (27)을 이용해 얻을 수 있다.

$$\sigma_{s,cr} = N_{cr}/A_s = A_{ct}f_{ct}k_c(1+\rho n)/A_s \quad (27)$$

이 식에서 A_{ct} 는 균열 발생이전의 인장하에 있는 콘크리트의 면적을 나타낸다. 또한, 식 (27)의 우측항에 비균일 건조수축 응력의 영향을 고려하기 위한 계수 ($k=0.8$)와 균열과 인접한 전단연결부의 슬립에 의해 발생할 수 있는 N_{cr} 의 감소를 고려하기 위한 계수 ($k_s=0.9$)를 고려하고 일반적인 값이 1.1 정도인 $1+\rho n$ 을 1.0으로 보면 균열 후의 철근에서 허용되는 최대 응력 σ_s 를 구하는 유로코드의 수식을 얻을 수 있다.

$$\sigma_s = \frac{0.72A_{ct}f_{ct}k_c}{A_s} \quad (28)$$

유로코드-4 (2002)에 주어진 설계 균열폭과 최대 철근 직경, 응력과의 관계 표로부터 균열폭을 구조물의 조건에 맞게 선택하면 철근 직경을 설계자가 선택하고 이에 따라 주어진 표 1로부터 응력 σ_s 를 구할 수 있고 식 (27)으로부터 철근 면적을 계산하게 된다.

표 1. 철근의 최대직경 (EN1994-1-1)

철근 응력 $\sigma_s (N/mm^2)$	설계균열폭 w_k 를 위한 최대 철근 직경 ϕ_s^* (mm)		
	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm	$w_k=0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

평균 균열폭을 구하는 식 (29)를 얻을 수 있는데 여기서 평균값 w_m 과 특성값 w_k 는 다르다는 것을 알아야 하고 이는 연구결과로부터(Hanswille, 1986) 1.5배의 차이를 가진다. 즉, 특성값 0.3 mm는 평균값 0.2 mm라고 할 수 있다.

$$w_m = (\sigma_s - E_s \epsilon_{cs})^2 d(1-\beta) / [2(1+n\rho)\tau_m E_s] \quad (29)$$

식 (7)과 식 (29)로부터 균열폭의 값을 구할 수 있는데 표 1의 값들은 다음의 값들을 이용하여 계산한 결과이다:

$$\begin{aligned} (1+n\rho) &= 1.1, \quad E_s = 2.07E5 \text{ N/mm}^2, \\ \epsilon_{cs} &= -150 \times 10^{-6}, \quad f_{cm} = 40 \text{ N/mm}^2, \\ \delta &= 0.2 \text{ (good bond)}. \end{aligned}$$

초기 균열이 끝나고 안정화된 균열이 시작되는 시점은 균열 간격이 $2L_e$ 보다 큰 것이 없을 때라고 할 수 있는데 이때는 콘크리트내의 인장응력이 인장강도보다 낮은 상태이다. 합성보에서는 0.65의 값을 가지던 β 의 값을 $\beta_m = 0.4$ 로 교체하면 식 (30)을 얻을 수 있고 이 수식은 Eurocode 4, Part 1.1에 나타나있다.

$$\sigma_{s,sc} = \sigma_{s2} + 0.4f_{ct}/\rho a_{st} \quad (30)$$

여기서, 아래첨자 sc는 안정화된 균열을 나타낸다.

안정화된 균열이 시작되는 시기의 휨모멘트와 균열폭을 구해보면 우선 식 (28)과 식 (30)으로부터 휨모멘트 M_{sc} 를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\sigma_{s2} = 0.72A_{ct}f_{ct}k_c/A_s - 0.4f_{ct}/\rho a_{st} \quad (31)$$

$$M_{sc} = \sigma_{s2}I_2/z_2 = (f_{ct}I_2/\rho a_{st}z_2)(0.72k_c - 0.4) \quad (32)$$

초기 균열폭 계산식 (24)으로부터 안정화된 균열이 시작되는 시점의 균열폭을 계산하기 위한 식 (33)을 구할 수 있다.

$$w = [d \Delta \sigma_s / (2 \tau_m E_s)] [\sigma_{s, cr} - 0.4(1 + n \rho) \Delta \sigma_s] \quad (33)$$

이후의 하중증가에 따른 균열폭 계산은 그림 3의 선 BC와 선 OF가 수평하다는 가정으로부터 쉽게 구할 수 있게 된다. 주어진 외부 휨모멘트에 대해서 $\sigma_{s, 2} = M z_2 / I_2$ 를 구하고 식 (30)으로부터 $\sigma_{s, sc}$ 를 구하게 된다. 이 값을 식 (33)에 대입하여 균열폭을 계산할 수 있게 되고 이 값은 단순화된 “균열단면법”에 의한 값보다 큰 값을 주게 된다. 이는 계산된 콘크리트에 걸리는 인장력이 균열단면으로 가정한 값보다는 크기 때문이다.

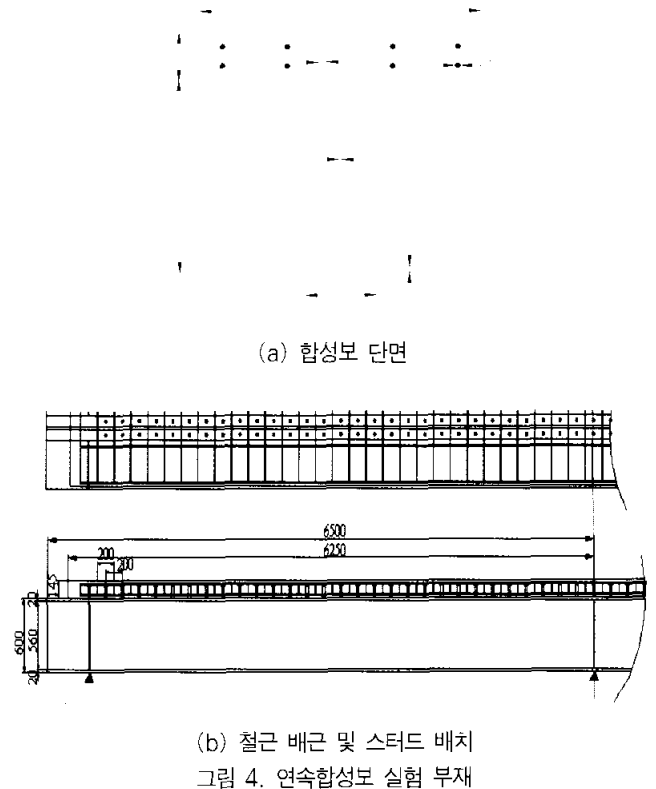
외부하중에 의해 발생하는 균열의 제어를 위한 유로코드-4의 규정을 살펴보기로 하자. 외부하중에 의한 모멘트 M 과 설계 균열폭 w_k 를 기지의 값으로 하면 철근면적을 가정하고 단면계수 I_2 , z_2 의 값을 계산할 수 있다. 이로부터 응력 $\sigma_{s, 2}$ 를 구하게 되고 식 (30)에서 응력값 $\sigma_{s, sc}$ 을 구할 수 있다. 이 값을 이용해서 표 1로부터 철근의 최대 직경을 구하면 철근 간격을 계산할 수 있게 되는데 만일 직경이나 간격을 증가시킬 필요가 생기면 다시 철근면적을 가정하고 반복하면 구할 수 있게 된다.

3. 실험적 연구

3.1 실험 부재 및 재료 성질

연속합성보의 부재설계는 강도설계에 의해 완전합성보로 제작되었다. 연속보이기 때문에 부모멘트 합성단면이 먼저 항복에 도달하여 하중재분배를 일으키고, 이로 인해 정모멘트

단면이 극한상태에 도달하도록 하였다. 이는 전단연결재의 극한변형능력이 충분하고 부모멘트 합성단면이 충분한 회전능력을 갖도록 설계하였기 때문이다. 시험체는 SM400강재를 적용한 일반 거더교량과 부모멘트부 플랜지와 하부플랜지에 SM570을 적용하고 복부에 SM400강재를 적용한 하이브리드 합성보의 2가지로 구성된다. 사용단면을 동일하게 제작하여 내하력 증가 정도를 평가하였다. 총경간은 12m로 각 경간 6m의 2경간을 갖는 연속보이고, 바닥판의 폭은 800mm이고, 두께는 150mm이다. 전단연결재는 지름 25mm 전단연결재를 사용하였고 2열로 200mm 간격으로 등간격 배치하였다. 설계단면의 형상과 상세는 그림 4와 같고 표 2에 합성보 부재의 특징을 기술하였다.



(a) 합성보 단면

(b) 철근 배근 및 스테드 배치
그림 4. 연속합성보 실험 부재

표 2. 합성보 부재 특성

부재	단면구성	단면특성 (복부 두께)	극한휨설계강도	
			정모멘트	부모멘트
NCCB	전단면-SM400	t=14 mm	1570 kN·m	1082 kN·m
HCCB1	복부-SM400 하부플랜지-SM570 상부플랜지 중간지점 좌우 1.5m - SM570	t=14 mm	2012 kN·m	1524 kN·m
HCCB2	복부-SM400 하부플랜지-SM570 상부플랜지 중간지점 좌우 1.5m - SM570	t=9mm	1788 kN·m	1411 kN·m

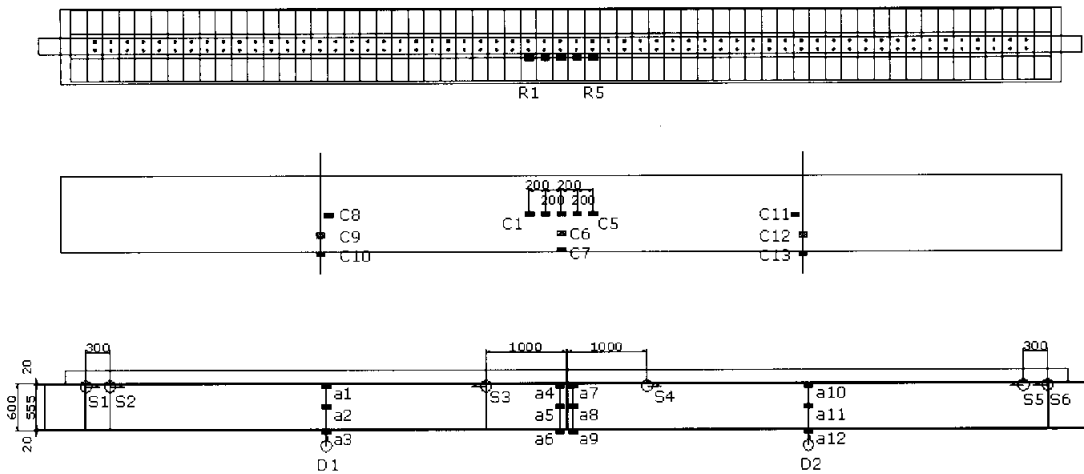


그림 5. 측정 내용

3.2 재료성질

재료실험을 통해 콘크리트 바닥판과 강주형의 재료성질을 얻었다. 콘크리트 바닥판의 설계강도는 29.4MPa, 콘크리트를 타설할 때에 실린더 공시체를 제작하여 28일 압축강도를 측정된 결과는 33.7MPa 이었다. 또한 SM570강재의 인장 시험 결과 항복응력은 468MPa, 극한응력은 541MPa 이었고 SM400강재의 항복응력은 277MPa, 극한응력은 413MPa이었다. 실험의 대상이 되는 스티드단면연결재의 소재는 SS400을 사용하였고 그 인장시험을 스티드 제작전에 수행하였다. 세 개의 시편에 대한 실험결과로부터 평균항복응력은 328MPa이고 인장강도는 426MPa이었다.

3.3 하중재하 및 측정

하중은 10000kN 만능시험기를 이용하여 각 경간의 중앙에 2점 재하하였다. 하중재하는 부모멘트부 바닥판에서 균열이 발생하는 하중(약 200kN: 한 경간에 재하되는 하중), 탄성한계가 되는 하중(약 500kN), 파괴하중의 세 단계로 나누어지는데, 변위제어를 통해 파괴까지의 거동을 평가하였다. 하중의 재하 접지면은 150×300mm 이다. 지점조건은 교축방향의 변위와 회전을 허용하는 이동단을 사용하였다.

실험에서 데이터의 측정 위치는 그림 5와 같다. 처짐은 1/100mm 변위계를 사용하여 양쪽의 경간 중앙부와 각 지점부에서 측정하였다. 바닥판과 주형의 상대변위인 슬립은 1/1000mm 변위계를 사용하여 여섯 점, 양 끝의 지점부와 경간의 1/6 지점에서 측정하였다. 콘크리트 바닥판의 인장응력에 의한 균열발생 시기와 응력분포를 측정하기 위해 내부지점부를 중심으로 200mm간격으로 각각 5개의 콘크리트 변형

률게이지와 철근게이지를 통해 교축방향 변형률을 측정하였다. 균열이 발생한 후에는 처음 균열이 발생한 바닥판 중앙과 교축방향 양쪽으로 200mm 떨어진 두 점에서 균열 게이지를 사용하여 균열폭을 측정하였다. 또한 합성단면의 변형률 분포를 보기 위해 경간 중앙단면과 내부 지점부에서 콘크리트 바닥판 상, 중, 하부와 강주형의 상, 중, 하부에 각각 변형률게이지를 부착하였다.

4. 실험결과

4.1 연속합성보의 휨거동 평가

세 개의 합성보의 휨 거동을 실험결과로부터 평가하였는데 간략하게 전체적인 휨 거동을 살펴보고 이 논문의 주안점인 균열 관련 거동을 평가하였다.

우선 그림 6에 세 개의 연속합성보의 최종 하중재하시의 하중-처짐 곡선을 나타내었다. 이 논문의 주제가 아니기 때문에 간략하게 극한거동에 대해서 평가하면 동일 형고를 가진 연속합성 거더에서 일반강재를 이용한 NCCB 부재에 비해서 복부는 일반강재, 상하부는 고강도 강재를 사용한 HCCB1과 HCCB2부재가 휨강도에 있어서 각각 30%, 10%의 증가를 보여주고 있다.

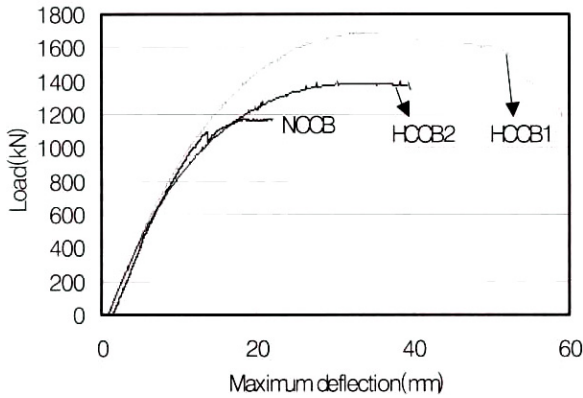


그림 6. 연속합성보의 하중-처짐 곡선

표 3. 실험결과

부재	계산값(kN)		실험값(kN)	파괴모드
	정모멘트	부모멘트		
NCCB	1047	962	1171	항복/균열
HCCB1	1195	1254	1692	항복/균열
HCCB2	1192	1058	1389	항복/균열/복부좌굴

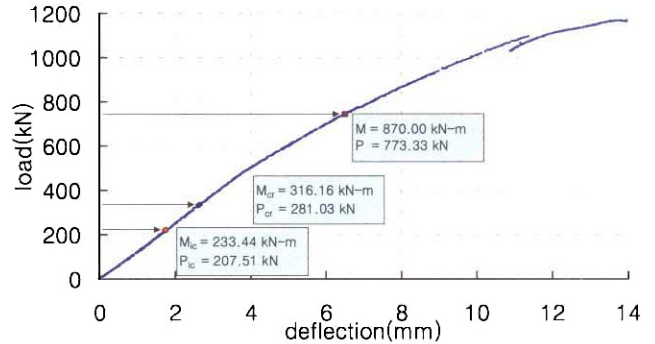
AASHTO LRFD(2004)에 따르면 조밀단면과 비조밀 단면에 대해서 연성 요구조건으로 식 (34)를 제시하고 있다. 이 조건은 콘크리트 단면이 먼저 압축 파괴를 일으키는 것을 방지하기 위한 것이다.

$$D_p \leq 0.42D_t \quad (34)$$

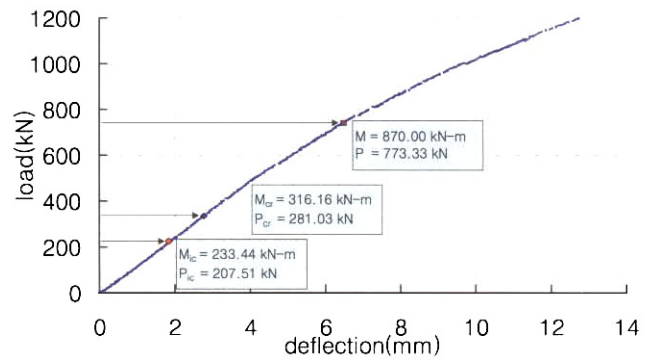
여기서, D_p 는 콘크리트 바닥판의 상면에서 소성 모멘트의 합성단면의 중립축까지의 거리를 말하고 D_t 는 합성단면의 총 높이를 말한다. 이 식을 이용해서 세 개의 연속합성보 단면을 평가하면 NCCB, HCCB1, HCCB2에 대해서 D_p 는 각각 159, 165, 159이고 이 값은 $0.42D_t = 315mm$ 보다 상당히 작은 값이고 실제 실험에서도 콘크리트 바닥판의 조기 압축 파괴는 발생하지 않았다.

하이브리드 합성거더에 대한 정적실험의 결과에서 균열거동과 관련한 부분에 국한해서 분석하면 앞서 기술한 하중에 따른 부모멘트 콘크리트 바닥판의 균열단계를 초기균열, 안정화 균열 시작점, 안정화 균열이 끝나는 시점으로 구분하였다. 계산 결과를 근거로 하중-처짐 곡선을 각각 도시하면 그림 7과 같다. 측정된 그래프로부터 판단할 때 초기 균열 발생시점에서 안정화 균열 시작 시점으로 평가된 하중까지는 휨강성의 변화가 거의 없기 때문에 균열 발생의 수준이 미미한 연속합

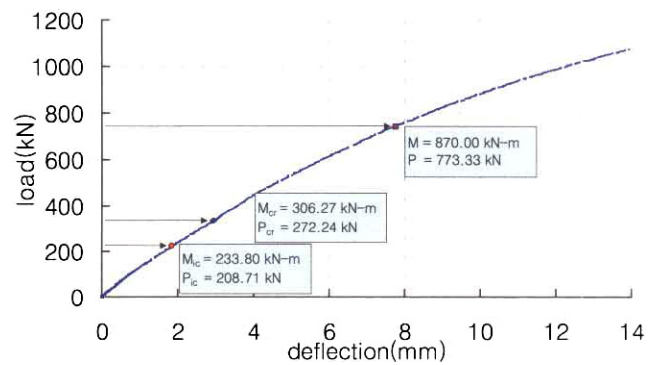
성보의 평가에서는 비균열 단면을 사용하는 평가가 좀 더 근접한 실제 거동을 얻을 수 있을 것으로 판단된다.



(a) NCCB



(b) HCCB1



(c) HCCB2

그림 7. 연속합성보의 하중단계 구분

4.2 균열거동

앞서 기술한 균열폭의 산정방법에 따라 각 부재의 초기 균열하중을 산정하면 207kN 정도로 유사한데 실험에서 관찰된 균열하중은 200kN으로 상당히 유사한 경향을 나타내었다. 0.2mm 균열발생 하중은 최종하중재하에서 측정된 값을 기준으로 하면 NCCB부재의 경우에는 190kN, HCCB1부재의

경우에는 260kN, HCCB2 부재의 경우에는 296kN으로 나타났다. 그림 8에 각 부재의 균열폭 양상을 나타내었고 그림 9에 하중-균열폭 곡선을 계산하였다.

실험에서 설계된 부모멘트 영역의 교축방향 철근비는 1.3%로 Hanswille 교수가 제안한 방법으로 최소철근비는 식 (35)와 같다.

$$\rho_{s, \min} = \delta \frac{f_{yk}}{240} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_{i,0}}}} \quad (35)$$

식 (35)에 의하면, NCCB 부재의 경우에 0.8%, HCCB1과 HCCB2부재의 경우에 1.34%정도로 유사한 값을 가져서 연성거동은 확보되지만(Hanswille, 1986, 1997) 현재 설계기준에서 제시하고 있는 인장력을 받는 바닥판의 철근비 2.0%보다는 낮은 수준에 있다. 이러한 값들로부터 판단하면 고강도강재를 사용할수록 인장을 받는 바닥판의 철근비를 높여야 함을 알 수 있다.



그림 8. 균열폭 양상

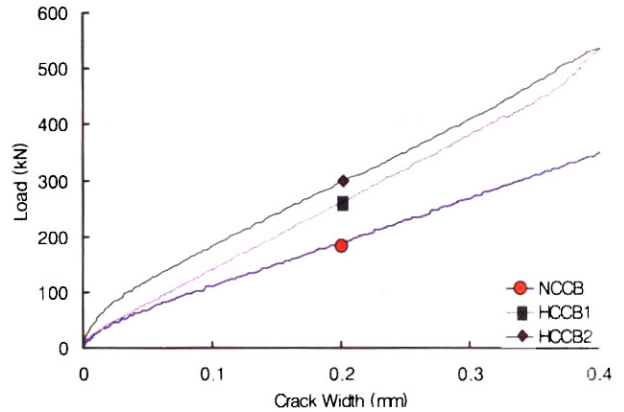
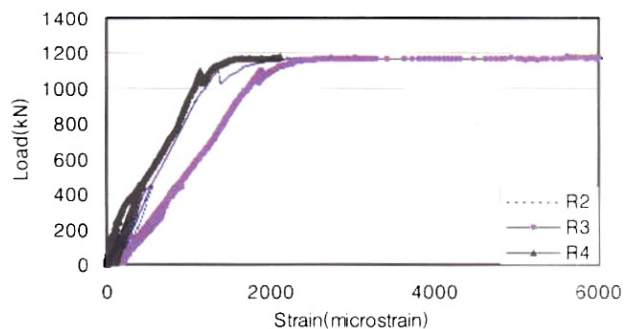
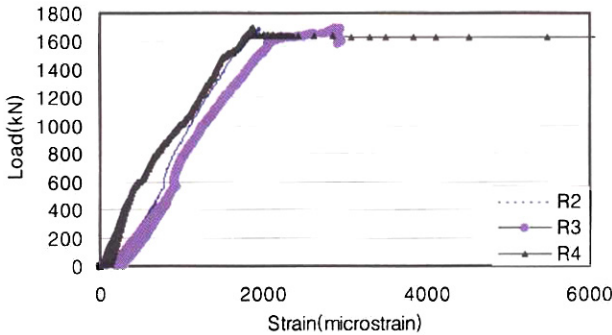


그림 9. 하중-균열폭 관계

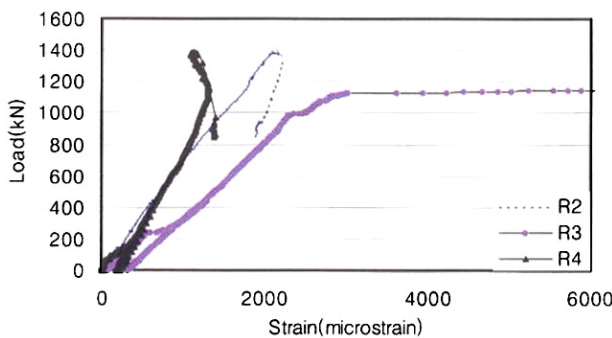
실험에서 구한 인장철근의 하중-변형률 관계곡선을 그림 10에 나타내었다. 초기 균열 발생시점의 인장철근의 응력수준이 모두 항복응력보다 낮은 상태에 있고 안정화 균열이 끝나는 것으로 평가된 시점까지도 항복에 도달하지 않는 모습을 보여주어서 현재 설계기준에서 제시하고 있는 최소 철근비보다 낮은 배근으로도 균열폭 제어가 가능함을 보여주고 있다. 다만, 인장철근의 항복시점이 강거더의 항복거동과 밀접한 관계를 가지고 있음을 보여주는데 일반강재를 사용한 NCCB 부재는 강재의 항복 시점이 빠르기 때문에 인장철근의 항복시점도 낮고 HCCB1 부재는 상대적으로 높은 하중에서 인장철근이 항복에 도달한다. 다만, HCCB2 부재의 경우에는 복부 단면의 좌굴로 인한 조기 휨 강도의 도달로 인장철근이 급격하게 하중을 받게 되어 철근의 응력재분배 현상을 제대로 발현하지 못하고 있음을 알 수 있다.



(a) NCCB



(b) HCCB1



(c) HCCB2

그림 10. 인장철근의 하중-변형률 곡선

실험에서 구한 인장철근의 응력과 그 위치에서의 균열폭 측정값과의 결과를 그림 11에 도시하였다. 선형회귀분석을 통하여 간략하게 식 (36)과 같이 인장철근응력-균열폭 관계식을 제시하였고 이를 유로코드와 비교하였다. 제안식과 실험 결과의 상관계수가 상당히 큰 것으로 보아 일관성을 보여주고 있다고 판단된다. 제안식은 현재의 유로코드와 유사한 경향을 보여주고 있지만 균열폭 평가식을 재평가하기 위한 자료로 활용되기 위해 좀 더 많은 데이터를 필요로 한다. 이 논문에서 다른 하이브리드 거더와 같이 고성능재료, FRP철근 사용, FRC 사용 바닥판, 고성능 콘크리트 사용 등의 다양한 경우에 따른 사용성 검토를 위한 제안식 수정이 요구된다.

$$w = 0.000005\sigma_s^2 + 0.0012\sigma_s \quad (36)$$

여기서, w : 균열폭 (mm), σ_s : 상부인장철근응력 (MPa)이다.

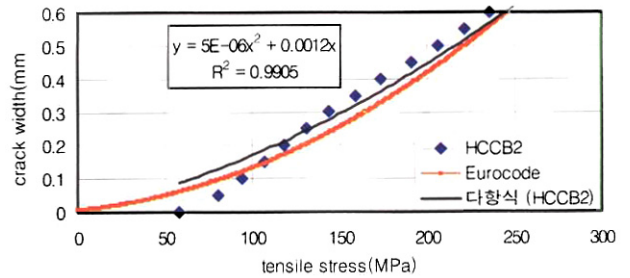


그림 11. 균열폭-인장응력 곡선

연속합성보의 균열폭 제어 규정의 유도 과정에서 제시한 세 가지 단계의 균열폭, 인장철근 응력, 전달길이를 각각 세 개의 연속 합성보 부재에 대해서 계산한 값과 실험에서 측정 한 값을 표 4에 비교하였다. 이 표에서 실험에서 측정 한 초기 균열값은 실질적인 초기값이 아니기 때문에 계산값을 상회하고 있는데 이는 균열폭 측정을 위한 균열계이지의 설치시점이 균열발생을 육안으로 확인한 후 그 위치에 설치하기 때문이다. 따라서, 실제 초기 균열폭 값은 이보다 훨씬 작은 값일 것으로 판단된다. 계산에서 제시된 안정화 균열 시점에서의 균열폭은 실험값이 계산값에 비해서 모두 작은 값을 보여주었고 인장철근에 발생하는 응력의 수준도 낮은 값을 보여주었다. 초기 균열 시점에서 인장철근의 응력값도 계산과 실험의 값을 직접적으로 비교하기 힘든 면이 있는데 이는 실험값에서는 건조수축의 영향이 고려되지 않았고 계산에서는 이 값을 산정하였기 때문이고 철근 변형률의 측정위치가 정확하게 균열의 위치와 일치하지 않기 때문이다. 그러나, 일단 균열이 발생한 후에는 건조수축 변형률이 모두 소실되었다고 가정하고 계산하였기 때문에 안정화 균열 단계에서의 응력값은 상호 비교하는 것이 의미가 있는데 실험에서 측정된 값이 상당히 낮은 수준으로 보여주었다. 균열간격의 경우에는 일반적으로 계산된 전달길이의 2배 정도라고 하는데 실험에서 보인 값은 이보다 상당히 작은 간격으로 나타났고 이는 철근의 부착길이 산정에 있어서 국내의 실험결과를 활용한 연구가 필요함을 의미한다. 상당한 수준의 변동성이 있는 값이기 때문에 좀 더 많은 실험결과로 이를 검토할 필요가 있다.

5. 결 론

기존의 합성보의 강도 특성을 상당수준 향상시킬 수 있는 안으로 제시된 하이브리드 거더에 대한 실험적 연구를 수행하였다. 유로코드에서 제시하고 있는 균열폭 제어 규정의 근거를 살펴보고 인장강화 효과를 고려한 균열상태에 따른 균열폭

표 4. 실험결과와 계산값의 비교

실험부재		계산값			실험값		
		균열폭 (mm)	인장철근 응력 (MPa)	전달길이 (mm)	균열폭 (mm)	인장철근 응력 (MPa)	균열간격 (mm)
NCCB	초기균열	0.189	169.67	473.97	0.226	60.82	170mm
	안정화균열시점	0.266	273.44	436.10	0.321	84.42	
	안정화균열종점	0.711	343.71	313.79	0.937	242.87	
HCCB1	초기균열	0.189	169.67	473.97	0.158	17.80	180mm
	안정화균열시점	0.266	273.44	436.10	0.218	25.41	
	안정화균열종점	0.711	343.71	313.79	0.418	60.82	
HCCB2	초기균열	0.186	169.67	473.97	0.123	87.02	200mm
	안정화균열시점	0.266	288.70	436.10	0.184	116.03	
	안정화균열종점	0.750	356.74	313.79	0.626	323.29	

계산식 유도과정을 제시하였다. 균열은 연속 강합성교량의 사용성 설계에서 가장 중요한 부분으로 중앙 처짐의 평가에도 고려되어야 한다. 초기균열과 안정화된 균열로 구분하여 합성보의 휨 거동 및 균열거동을 실험결과와 계산결과와의 비교를 통해서 살펴보았다. 연구를 통해 도출된 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) 동일 단면을 사용하더라도 하이브리드 시스템을 연속 합성보에 채용할 경우에 휨강도를 30% 상승시킬 수 있기 때문에 강도가 설계 기준이 되는 도로교에 활용할 경우 장점을 지닐 수 있다.
- (2) 안정화 균열 시작시점 이전의 하중단계에서 연속합성보를 평가할 때에는 비균열단면으로 휨강성을 평가하는 것이 실제 거동을 좀 더 정확하게 모사할 수 있다.
- (3) 연성확보를 위한 부모멘트의 인장을 받는 바닥판의 최소 철근비는 현재의 도로교설계기준에서 제시한 값보다 낮은 1.3%정도라도 충분한 균열폭 제어와 연성거동을 확보할 수 있음을 보여주었다. 다만, 고강도 강재를 사용할수록 최소철근비의 수준은 높여야 한다.
- (4) 인장철근의 항복시점이 강거더의 항복거동과 밀접한 관계를 가지고 있음을 보여주었고 일반강재를 사용한 부재는 강재의 항복 시점이 빠르기 때문에 인장철근의 항복시점도 낮고 하이브리드 거더 부재는 상대적으로 높은 하중에서 인장철근이 항복에 도달한다. 다만, 복부 단면의 좌굴로 인한 조기 휨 강도의 도달로 인장철근이 급격하게 하중을 받게 되는 경우에는 철

근의 응력재분배 현상을 제대로 발현하지 못하고 있음을 알 수 있다.

- (5) 인장철근의 응력과 균열폭 관계식을 실험결과로부터 제시하였다.

연속합성보의 균열거동을 평가하기 위한 실험 부재가 3개 이고 이로부터 불확실성이 높은 균열폭 제어 규정을 충분히 검토하기에는 어려움이 있지만 현재의 부모멘트 인장철근비는 현재 수준보다 낮출 수 있는 가능성을 발견하였고 국내의 상세와 재료특성에 적합한 부착특성 평가식이 필요함을 알 수 있었다. 향후 하이브리드 거더를 연속합성형 교량에 적용할 경우에 대해서 모멘트 재분배와 비선형 거동의 평가방안에 대한 연구가 필요하다. 연속 강합성교량 설계시 바닥판의 횡방향 설계시의 균열폭 검토 이외에도 종방향 설계시에도 사용성 검토항목에서 인장을 받는 바닥판의 균열폭 검토를 수행하여야 한다.

감사의 글

이 논문은 2004년도 중앙대학교 학술연구비 지원에 의한 것으로 이에 감사 드립니다.

참고 문헌

도로교통협회, 2000, 도로교설계기준
AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Third Edition, 2004.
 Bode, H., Fichter, W., Uth, H.-J. and Schanzenbach, J. (1987) Traglast von Verbund-Durchlaufträgern

- für den Hoch-und Industriebau unter besonderer Berücksichtigung einer nachgiebigen Verdrübelung, *Bericht zum Forschungsauftrag Projekt 124 der Studiengesellschaft zur Anwendung von Eisen und Stahl e. V.*, Universität Kaiserslautern, Juni.
- Eurocode 4 (2002) *Design of composite steel and concrete structures*, Part 2: Composite bridges (ENV 1994-2), CEN.
- Hanswille, G. (1986) Zur Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern. *Techn.-Wiss. Mitteilung, 86-1, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau*, Ruhr-Universität Bochum.
- Hanswille, G. (1997) Cracking of concrete- mechanical models of the design rules in Eurocode 4, *Composite Construction in Steel and Concrete III*, 420-433, ASCE.
- Johnson R.P. (2002) The model of Eurocode 4 for the control of crack width, *Research Report CE 66, School of Engineering*, University of Warwick.
- Johnson R.P. and Allison R.W. (1981) Shrinkage and tension stiffening in negative moment regions of composite beams, *Structural Engineer*, 59B, No. 1, 10-16, March.
- Konig, G. and Tue, N. (1991) Calculating the mean bond and steel stress in reinforced and prestressed concrete members, *Darmstadt Concrete*, 6.
- Konig, G. and Tue, N. (1992) Crack width control for concrete constructions, *Darmstadt Concrete*, 7.
- Leonhardt, F. (1985) Zur Dauerfestigkeit von Stahlverbundträgern für Eisenbahnbrücken, *unveröffentlichter Vorabbericht über Dauerfestigkeitsversuche an der MPA Stuttgart*, August.
- Roik, K. and Ehlert, W. (1979) Traglastversuche an schlanken zweifeldrigen Verbundträgern, *Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben Ro 324/12 der Deutschen Forschungsgemeinschaft*, April.
- Roik K., Hanswille G. and Cunze-O. Lanna A. (1989a) Report on Eurocode 4 - Clause 5.3: cracking of concrete. *Report ECA/4/88*, pp 128, Ruhr-Universität Bochum, March.
- Roik, K., Hanswille, G., and Uhrendahl, J. (1989b) Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern - Theorie und Versuche -, *Nichtlineare Berechnungen im Konstruktiven Ingenieurbau, Berichte zum DFG-Schlusßkolloquim*, Springer-Verlag, s. 540-561, March.
- Veljkovic, M., Johansson, B. (2004) Design of hybrid steel girders, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, pp.535-547.

(접수일자 : 2004. 12. 14 / 심사일 2004. 12. 23 /
심사완료일 2005. 3. 15)