

연속합성형 교량의 전단연결재 설계에 관한 연구

A Study on the Design of Shear Connector of Continuous Composite Bridge

장 승 필¹⁾ · 강 상 규²⁾ · 심 창 수³⁾
Chang, Sung Pil · Kang, Sang Gyu · Shim, Chang Su

요 약 : 중, 소규모의 교량 설계시, 그가 가지고 있는 여러 가지 장점 때문에 연속 합성형 교량 형식을 채택하는 것이 점차 보편화되고 있는 실정이다. 그러나 콘크리트 슬래브에 프리스트레스를 가하지 않는 경우에는 교량 중앙 지점부의 부모멘트로 인하여 발생하는 콘크리트 슬래브의 균열을 설계시에 고려해야 한다. 이 논문에서는 기존에 제시된 두 가지 전단연결재 설계 방법에 대하여 탄,소성 유한요소해석법으로 비교 검토하였다. 그리고 부분합성이론을 소개하고 이 이론에 의한 이론적 엄밀해를 유도하였다. 합성정도에 따른 단순합성보와 연속합성보의 거동을 해석결과와 실험결과의 비교 분석을 통하여 부분합성이론을 강합성형교의 설계와 시공에 적용할 경우의 장단점을 검토하였다.

ABSTRACT : In designing short to medium-span bridges, continuous composite bridges are becoming popular due to their advantages. However, if the concrete slab in continuous composite bridge is not prestressed, negative moment occurs in the mid-support and creates problems such as cracks in the concrete slab. Therefore, it must be considered in design. Two methods of arrangement of shear connectors were conducted using finite element elastic plastic analysis. Partial interaction theory was introduced and an analytical solution based on this theory was derived. The differences in the degree of interaction were investigated using analytical solutions and finite element analyses of simple composite beam and continuous composite beams. The results of the analyses were used to determine the advantage and disadvantages as well as any precaution when necessary using partial composite during actual design and construction.

1) 정회원, 서울대학교 토목공학과 교수, 포스코 석좌기금 연구교수

2) 정회원, 한국도로공사 도로연구소 연구원

3) 정회원, 서울대학교 토목공학과 박사과정

본 논문에 대한 토의를 1997년 12월 30일까지 학회로 보내주시면 토의회답을 게재하겠습니다.

핵심용어 : 연속합성형교량, 부모멘트, 전단연결재, 부분합성이론, 콘크리트상판의 균열, 탄성소성해석

KEYWORD : continuous composite bridge, negative moment, shear connector, partial interaction theory, cracks in concrete slab, elastic plastic analysis

1. 서론

1940년대에 독일에서 개발된 강-콘크리트 합성형 교량은 압축에 강한 콘크리트를 바닥판으로 사용하고 인장에 강한 강을 주형으로 사용하고 전단연결재를 이용하여 이 두 부재를 하나의 바닥틀로써 거동하게 함으로써 콘크리트와 강의 장점을 최대한으로 살린 구조형식이다. 우리 나라에서도 단경간, 중경간의 국도상, 고속도로상 교량의 대다수가 합성형으로 건설되고 있을 만큼 합성형 교량에 대한 인식이나 장점은 널리 알려져 있다. 단순합성형교, 연속합성형교, 합성형 사장교, 합성형 트러스, 합성형 아치교 등 여러 교량형식에서 널리 선택되고 있다.

차량의 주행성을 개선하고 모멘트의 재분배 효과로 더 큰 단면 저항성을 기대할 수 있고, 거더의 높이를 줄이고 사용 강재를 절감할 수 있는 장점으로 인해 연속 합성형을 많이 사용하지만, 일단 연속으로 설계되면 그 구조상 중간 지점 부위에 부모멘트의 발생이 불가피해지게 된다. 이 경우 부의 휨모멘트로 인한 콘크리트 바닥판의 인장균열이 발생한다. 이 균열의 폭을 제한하거나 없애고자 하는 연구가 외국에서는 이미 수십년전부터 연구되어 여러 가지 형식의 방안들이 제안되었지만^(1,2,4) 아직 국내에서는 이러한 분야에 대한 연구가 부족한 실정이다. 또한 국내의 합성형 교량의 설계에서 완전합성을 만족하도록 전단연결재를 배치하고 있는데⁽¹⁾ 상판의 열화가 교량 손상의 주된 문제가 되면서^(1,5) 합성정도를 줄이고 상판의 두께를 늘리는 방안이 일본에서 채택되고 있고 프리캐스트 상판을 적용할 경우 완전 합성을 도모

하기 힘든 경우가 있으므로⁽⁶⁾ 합성형 교량 설계시 콘크리트 슬래브의 균열을 반영할 수 있는 해석 방법이 필요하다.

본 논문에서는 전단연결재에 의한 합성정도를 고려할 수 있는 부분합성이론을^(7,8) 소개하고 이 이론에 의해 엄밀해를 구한다. 또한 전단연결재를 연속체로 모델링하는 유한 요소 해석 프로그램을^(9,10) 제시하고 단순 합성보와 연속 합성보의 해석예를 수행하여 합성보의 합성정도에 따른 거동의 비교와 전단연결재 배치방법의 차이에 따른 거동을 비교 검토한다. 이 해석을 통해 전단연결재 배치 방법에 따른 장단점을 기술하고 부분합성 설계시 연속합성보에서 상판의 균열하중, 소성힌지의 생성, 그리고 전단연결재의 피로 문제⁽¹¹⁾ 등 고려해야 할 사항에 대해 알아보려 한다.

2. 부분합성이론을 이용한 엄밀해

2.1 부분합성이론(Partial Interaction Theory)

전단연결재에 의한 합성정도에 따른 거동 해석을 위해서 Newmark에 의해 제시된 부분합성이론(Partial Interaction Theory)을 소개하고 이 이론에 따른 합성보의 해석적 엄밀해를 구해보도록 한다. 부분합성이론에서 사용하는 가정들은^(7,8) 다음과 같다.

- 전단연결(shear connection)은 보의 길이를 따라 연속적이고 일정하다.
- 전단연결재의 하중-변형 관계는 선형이다.
- 슬래브와 강형에서 평면은 각각 유지된다.
- 경계면에서 분리는 일어나지 않는다.

- 콘크리트는 균질하고 등방성을 가진다.

위의 가정을 이용하여 합성보 요소에 대한 미분방정식을 유도하면 아래와 같다. 여기서 사용한 기호는 Plum과 Horne의 논문⁽⁷⁾을 따른다. 그림 1에 합성보 요소를 나타내었다.

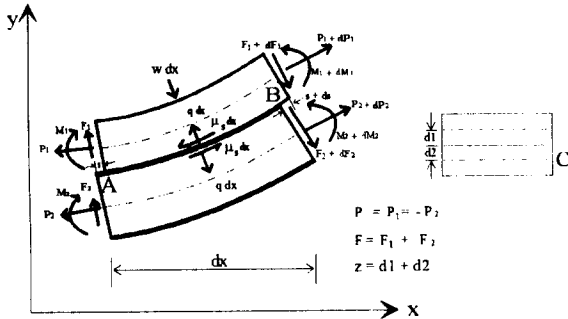


그림 1. 합성보 요소

먼저 A점과 B점의 거리를 생각하면

$$s - d_1 \left(\frac{du}{dx} \right) + (1 + \epsilon_1) dx + d_1 \left(\frac{du}{dx} + \frac{d^2u}{dx^2} dx \right) \\ = d_2 \left(\frac{du}{dx} \right) + (1 + \epsilon_2) dx - d_2 \left(\frac{du}{dx} + \frac{d^2u}{dx^2} dx \right) + s + ds$$

$$\text{정리하면 } \frac{ds}{dx} = (\epsilon_1 - \epsilon_2) + z \frac{d^2u}{dx^2} \quad (1)$$

여기서, $z = d_1 + d_2$.

$$\epsilon_1 = P_1 / E_1 A_1, \quad M_1 = E_1 I_1 (d^2u / dx^2)$$

$$\epsilon_1 - \epsilon_2 = \frac{P}{EA} \quad (2)$$

$$\text{여기서, } \frac{1}{EA} = \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2}$$

$$M_1 + M_2 = \Sigma EI \frac{d^2u}{dx^2} \quad (3)$$

여기서, $\Sigma EI = E_1 I_1 + E_2 I_2$ (첨자 1: 콘크리트, 2: 강주형)

위의 식 (2)와 (3)을 (1)식에 대입하면 다음과

같다.

$$\frac{ds}{dx} = \frac{P}{EA} + (M_1 + M_2) \frac{z}{\Sigma EI} \quad (4)$$

그림 1에서 평형조건을 세우면

$$\mu s dx = dP \quad (5)$$

$$M = M_1 + M_2 - Pz \quad (6)$$

식 (5)와 (6)을 식 (4)에 대입하면 다음과 같다.

$$\frac{1}{\mu} \frac{d^2P}{dx^2} - \left[\frac{1}{EA} + \frac{z^2}{\Sigma EI} \right] P - \frac{Mz}{\Sigma EI} = 0 \quad (7)$$

식 (3)과 (6)에서

$$P = \frac{\Sigma EI}{z} \frac{d^2u}{dx^2} - \frac{M}{z} \quad (8)$$

전단력 관계식은 점 C에 대한 모멘트를 취하면

$$F = \frac{dM}{dx} \quad (9)$$

수직방향 평형조건을 고려하면

$$q = - \frac{dF_2}{dx} = \frac{dF_1}{dx} + w \quad (10)$$

위의 세 식을 정리하면

$$w = - \frac{d^2M}{dx^2} \quad (11)$$

식 (11)을 x 방향으로 두 번 미분된 식(8)에 대입한 후 이를 다시 식 (7)에 대입하여 미분방정식을 세우면 다음과 같다.

$$\frac{d^4u}{dx^4} - K \frac{d^2u}{dx^2} = - \frac{w}{\Sigma EI} - \frac{\mu M}{EA \Sigma EI} \quad (12)$$

$$\text{여기서 } K = \frac{\mu(\Sigma EI + EA z^2)}{EA \Sigma EI}$$

위 식을 길이 L인 단순보의 경간 중앙에 하중 P가 작용하는 경우에 적용하여 미분방정식의 해는 식 (13)과 같다.

$$u(x) = C_1 + C_2 x + C_3 e^{-\sqrt{K}x} + C_4 e^{\sqrt{K}x} + \frac{P}{12(\Sigma EI + EAz^2)} x^3 \quad (13)$$

여기서 적분상수는 적절한 경계조건과 적합조건으로부터 구할 수 있다.

분포하중 w 가 작용하는 단순보의 경우 콘크리트와 강재, 그리고 합성작용의 역할에 의한 모멘트의 합은 $M_c + M_s + Pz = \frac{wL^2}{8}$ 과 같이 나타낼 수 있다. 여기서 부분합성에 의한 슬립은 합성작용의 역할인 Pz 항의 기여도를 감소시켜서 콘크리트와 강재의 모멘트가 각각 증가하고 곡률도 증가하게 된다⁽¹²⁾.

2경간 연속보의 각 경간의 중앙에 그림 2에서 보이는 바와 같이 집중하중 P 가 작용하는 경우에 식 (12)의 미분방정식을 풀면 아래와 같은 해를 구할 수 있다.

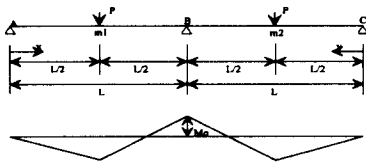


그림 2. 해석예제 : 2경간 연속보

$$M_0 = \frac{PL}{8K_0} + \frac{P}{K_0} \frac{\sqrt{K}}{L^2 K^2} \frac{EAz^2}{\Sigma EI} \left[1 - \operatorname{sech} \frac{L\sqrt{K}}{2} \right] \quad (14)$$

여기서, $K_0 = \frac{3}{2} + \frac{2}{KL^2} \frac{EAz^2}{\Sigma EI} \left[1 - \frac{1}{L\sqrt{K}} \right]$

$$u_{Am_1} = C_1 \sinh \sqrt{K}x + C_2 x + \left[\frac{P}{2} - \frac{M_0}{L} \right] \frac{x^3}{6EI} \quad (15)$$

$$P_{Am_1} = \frac{C_1 K \Sigma EI}{z} \sinh \sqrt{K}x - \left[\frac{P}{2} - \frac{M_0}{L} \right] \frac{EAz}{EI} x \quad (16)$$

$$s_{Am_1} = \frac{C_1 K \sqrt{K} \Sigma EI}{\mu z} \cosh \sqrt{K}x - \left[\frac{P}{2} - \frac{M_0}{L} \right] \frac{EAz}{EI\mu} \quad (17)$$

$$e_{Am_1} = \frac{C_1 K^2 \Sigma EI}{\mu z} \sinh \sqrt{K}x \quad (18)$$

여기서, C_1 와 C_2 는 적분상수이다. $m_1 B$ 구간에 대해서도 같은 방법으로 해를 구할 수 있다. 그리고 적합조건과 평형조건을 적용시켜서 적분상수를 구하여 각 변수에 대한 해석결과를 도출할 수 있다⁽⁷⁾.

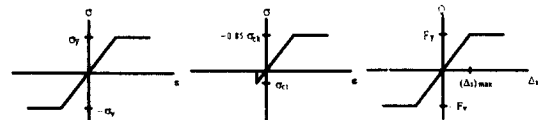
위에서 구한 단순보와 연속보에 대한 이론해는 각각의 합성보의 단면과 합성정도에 따라 미분방정식을 풀어서 해를 구해야 하기 때문에 일반적으로 적용하기는 힘들다. 따라서 이 이론을 이용한 유한 요소 정식화를 통해서 쉽게 적용할 수 있도록 한다.

3. 유한요소 정식화

3.1 기본가정과 지배방정식

부분합성이론에 바탕을 두고 전단연결재를 연속체로 가정하여 합성정도를 반영하는 유한요소해석을 Arizumi, Hamada 등이 수행하였는데^(9,10) 이들이 사용한 모델링 방법을 채택하여 해석을 수행하고 실험결과와 비교 검토를 하도록 한다.

보의 휨과 축방향 변형에 있어서 형상함수는 3차 다항식을 사용한다. 재료비선형 문제들을 해석하기 위해서 콘크리트와 강재의 응력-변형도 곡선, 그리고 전단연결재의 하중-슬립 곡선은 그림 3에서 보이는 것처럼 두 개의 일차함수로서 단순하게 가정된다.



(a) Steel (b) Concrete (c) Shear connector

그림 3. 합성 재료 성질

해석은 다음과 같은 기본적인 가정들을 갖는다:

- (1) 변형도의 분포는 강형과 콘크리트 슬래브 양쪽 모두 두께방향을 따라서 선형이다.
- (2) 전단연결재들은 합성형보 요소의 길이방향을 따라서 연속체로 작용한다.
- (3) 임의의 단면에서 강형과 콘크리트 슬래브의 처짐은 동일하다.

이런 가정들에 의해서 합성형보 요소는 그림 4에 보인 것처럼 12개의 자유도를 갖고 합성형보 요소의 변위 행렬 $\{u\}$ 은 다음과 같이 표현된다.

$$\{u\} = [w_{s1}, w_{s1}', v_1, v_1', w_{c1}, w_{c1}', w_{s2}, w_{s2}', v_2, v_2', w_{c2}, w_{c2}']^T$$

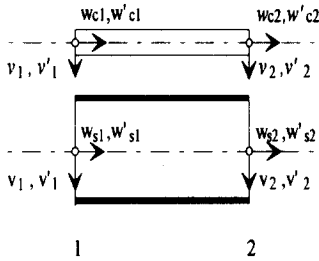


그림 4. 합성보 요소의 절점 변위

지배방정식은 가상일의 원리에 근거하여 다음과 같이 주어진다.

$$\int_V \sigma_{ij} \delta \epsilon_{ij} dV + \int_l F_s \delta \Delta_s dz = \int_s X_i \delta u_i ds$$

여기서, σ_{ij} = 응력 텐서, ϵ_{ij} = 변형도 텐서, F_s = 전단연결재에 작용하는 전단력, $\Delta_s = F_s$ 에 의해서 발생하는 슬립, u_i = 위치 i 에 작용하는 외부하중 X_i 에 의해 발생하는 변위이다.

3.2 탄성-소성해석을 위한 유한요소의 정식화

보요소의 내적 가상일은 다음과 같이 표현된다.

여기서 사용한 기호는 그림 5에 나타나있다.

$$\begin{aligned} \delta U_b &= \int_V \sigma_z \delta \epsilon_z dV = E \int_V \epsilon_z^T \delta \epsilon_z^T dV - E \int_{V_c} \epsilon_z^p \delta \epsilon_z^T dV_c \\ &= \left\{ EA \int_0^L w' \delta w' dz + EI \int_0^L v'' \delta v'' dz \right\} \\ &\quad - \left\{ Eb \int_{-t}^t \int_0^L \epsilon_p^t(y, z) (\delta w' - y \delta v'') dz dy \right. \\ &\quad \left. + Eb \int_{-t}^{-t+a} \int_0^L \epsilon_p^u(y, z) (\delta w' - y \delta v'') dz dy \right\} \\ &= \{\delta u\}^T [K_b] \{u\} - \{\delta u\}^T [K_b^*] \{\epsilon_p\} \end{aligned}$$

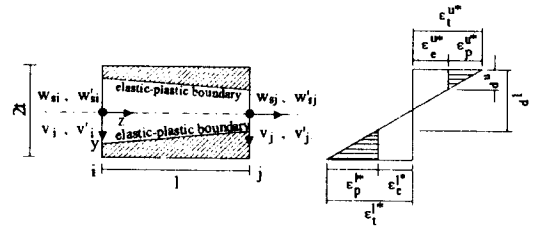


그림 5. 탄-소성 보 요소

균열이 발생한 콘크리트 슬래브의 δU_c 는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \delta U_c &= \int_0^L \int_0^b \int_{h(z)-t}^t \sigma_z \delta \epsilon_z dy dx dz \\ &= \int_0^L \int_0^b \int_{-t}^t \sigma_z \delta \epsilon_z dy dx dz \\ &\quad - \int_0^L \int_0^b \int_{-t}^{h(z)-t} \sigma_z \delta \epsilon_z dy dx dz \\ &= \delta \bar{U}_c - \delta \bar{U}_c^* \end{aligned}$$

여기서, $\delta \bar{U}_c$ 는 균열이 발생하지 않은 콘크리트 슬래브요소의 내적 가상일이고 $\delta \bar{U}_c^*$ 는 균열에 의해서 감소된 콘크리트 슬래브요소의 내적 가상일이고 $h(z)$ 는 균열깊이를 나타낸다.

그리고 각각 다음과 같이 표현된다.

$$\delta \bar{U}_c = E_c A_c \int_0^L w_c' \delta w_c' dz + E_c I_c \int_0^L v'' \delta v'' dz$$

$$\begin{aligned} \delta \overline{U}_c^* &= E_c \left\{ \int_0^L A(z) w_c' \delta w_c' dz \right. \\ &\quad - \int_0^L G(z) (w_c' \delta v'' + v'' \delta w_c') dz \\ &\quad \left. + \int_0^L I(z) v'' \delta v'' dz \right\} \\ &= \{\delta u\}^T [K_{crack}] \{u\} \end{aligned}$$

여기서, A(z), G(z), I(z)는 다음과 같이 표현된다.

$$\begin{aligned} A(z) &= \int_0^b \int_{-t}^{h(z)-t} dy dx = bh(z) \\ G(z) &= \int_0^b \int_{-t}^{h(z)-t} y dy dx = b((h(z)-t)^2 - t^2)/2 \\ I(z) &= \int_0^b \int_{-t}^{h(z)-t} y^2 dy dx = b((h(z)-t)^3 + t^3)/3 \end{aligned}$$

전단연결재 요소의 내적 가상일은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \delta U_s &= \int_0^L F_s \delta \Delta_s dz \\ &= \int_0^L q_s \Delta_s \delta \Delta_s dz - \int_0^L q_s \Delta_s^p \delta \Delta_s dz \\ &= \{\delta u\}^T [K_s] \{u\} - \{\delta u\}^T [K_s^*] \{\Delta_s^p\} \end{aligned}$$

여기서, q_s 는 단위길이에 대한 전단연결재의 하중-슬립 계수이고 이 값은 전단연결재의 Push-out 실험을 통해 구할 수 있다⁽¹¹⁾.

3.3 수치해석 과정

앞서 기술한 유한요소 정식화에 의한 비선형 해석 과정을 살펴보면 아래와 같이 정리할 수 있다.

$$(i) [K] \{u\}^1 = \{P_0\}$$

$$(ii) [K] \{u\}^i = \{P_0\} + \{P\}^{i-1}$$

$$\begin{aligned} \{P\}^{i-1} &= [K_b^*]^{i-1} \{\epsilon_b\}^{i-1} + [K_{crack}]^{i-1} \{u\}^{i-1} \\ &\quad + [K_s^*]^{i-1} \{\Delta_s^p\}^{i-1} \end{aligned}$$

$$(iii) e = \frac{\|v^i - v^{i-1}\|}{\|v^i\|} \text{의 값을 계산한다.}$$

(iv) e 값이 일정한 범위내로 수렴할 때까지 (ii)에서부터 (iii)까지의 단계를 반복한다.

4. 해석예제

4.1 단순 합성보

앞서 기술한 엄밀해와 유한요소 정식화의 검증을 위해 단순 합성보의 탄성해석을 수행하여 실험 결과와⁽⁵⁾ 비교 검토한다. 단순 합성보의 해석 예제의 단면은 그림6과 같고 전단연결재는 직경8mm, 높이 50mm의 크기를 가지고 두 줄로 35개를 등간격으로 배치하였다. 재료 성질은 다음 표 1과 같다.

표 1. 재료 성질

Concrete			Steel	
Young's modulus Ec	Ultimate compressive strength	Tensile strength	Young's modulus Ec	Yield stress
24500 N/mm ²	35.28 N/mm ²	3.43 N/mm ²	205800 N/mm ²	235.2 N/mm ²

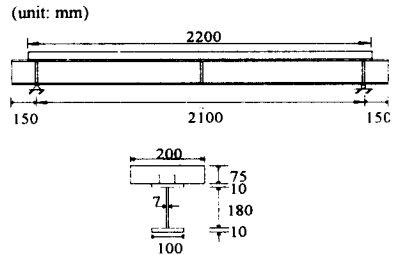


그림 6. 단순합성보 해석 예제

해석한 결과에서 처짐과 슬립을 실험 결과와 비교하면 아래의 그림 7과 같고 처짐은 25%내의 오차를 보이고 슬립량은 매우 작은 오차를 보인다. 그래프에서 가로축은 등간격으로 나눈 노드번호이다.

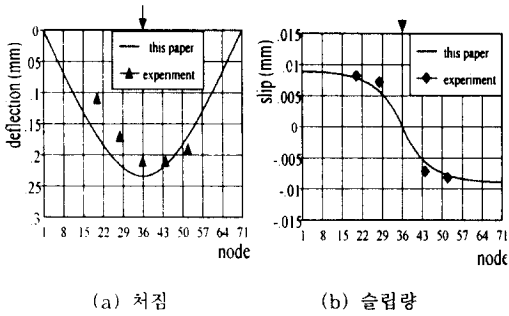


그림 7. 실험결과와 비교

앞서 해석한 단순 합성보의 단면을 사용하고 전단연결재의 양을 완전합성을 보장하도록 설계된 실험부재의 전단연결재의 양에 대한 비로 조정하여 합성정도에 따른 합성보의 처짐과 슬립을 살펴보면 그림 8과 같다.

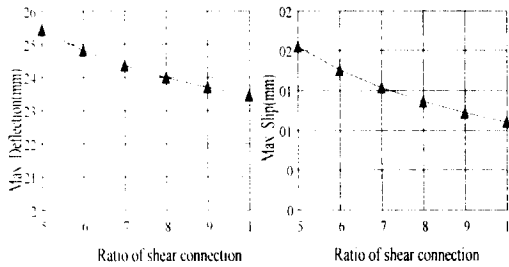


그림 8. 합성정도에 따른 처짐 변화

4.2 연속 합성보

그림 9와 표 2는 연속합성보 모델 CB1의 단면과 재료성질들을 보여준다. 위의 그림들은 수치 해석 결과들과 Yam과 Chapman의 실험 데이터⁽¹³⁾ 사이의 좋은 일치율을 보여준다. 물론 여기서 처짐에서 좌우 비대칭 문제는 실험상의 오류라고 판단된다. 그리고 단위를 ton-in로 사용한 것은 실험 데이터를 이용하기 위해서이다. 이 모델에서 전단연결재는 교축방향을 따라서 등간격으로 분포 되도록 설계되었다. 그림 10은 여기서 사용된 모델인 2경간 연속합성보에 12.2 ton을 재하했을 경우 수치해석과 실험에 의해서 구해진 처짐과 변

형도 그리고 슬립분포를 보여준다. 이 연속합성보의 극한하중은 14.0 ton이다. 수치해석 결과와 실험 결과는 잘 일치함을 보여준다. 특히, 슬립곡선의 비교는 여기서 사용된 부분합성의 유용성을 보여준다. 수치해석 결과와 실험 데이터 사이의 약간의 차이에도 불구하고 그 차이는 작고 허용범위 내에 있다. 12.2 ton 재하시 실험에 의해 얻어진 정모멘트에 대한 부모멘트의 비는 0.92이다. 균일강성으로 해석시의 모멘트 비는 1.20이다 (13)

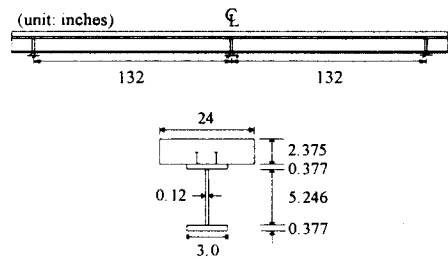


그림 9. 연속합성보 해석예제 단면(CB1)

표 2 CB1의 단면과 재료 성질

Span	Concrete		Steel	Shear connector	
	Width	Thick.		Number	Dim.
2 × 132"	24"	2.375"	3.0 × 0.377 5.246 × 0.12 3.0 × 0.377 (in.)	2 × 46	(3/8) × 2 (in.)

(a) 단면

Concrete			Steel	
Young's modulus E_c	Ultimate compressive strength σ_{cu}	Tensile strength σ_{ti}	Young's modulus E_s	Yield stress σ_y
1610 (ton/in. ²)	3.105 (ton/in. ²)	0.3105 (ton/in. ²)	12060 (ton/in. ²)	17.55 (ton/in. ²)

(b) 재료

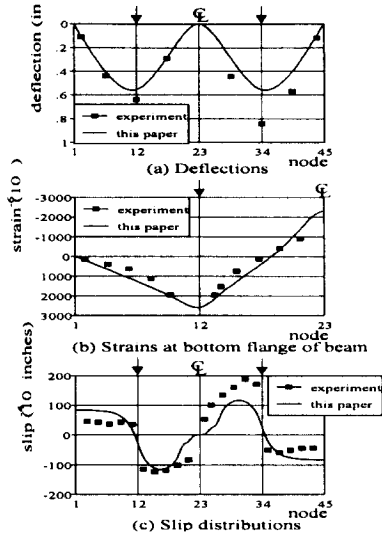


그림 10. 해석과 실험결과와의 비교

5. 연속합성형 교량의 부모멘트 부분 전단연결재 배치 해석

연속합성형교는 일반적으로 교량전체에 걸쳐 전단연결재를 설치한다. 부모멘트지역에서는 종방향 철근이 합성단면으로 고려되었을 때에는 전단연결재가 있어야 한다. 그렇지 않을 경우 부모멘트 부분에서는 전단연결재가 없어도 된다. 그러나 사하중 변곡점 양쪽에 유효 슬래브폭의 1/3의 거리 안에는 다음과 같이 추가적인 연결재가 있어야 한다⁽²⁾.

$$n_{AC} = \frac{A_r \sigma_{sr}}{Z_r}$$

여기서, A_r 은 플랜지폭 유효폭내의 철근 전단면적(mm²), σ_{sr} 은 종방향 철근의 응력범위(MPa)이고 Z_r 은 전단연결재의 피로전단강도(N)이다.

이와 같이 부모멘트 부분에 전단연결재를 배치하는 경우(CB2C)와 배치하지 않고 비합성으로 하는 경우(CB2D)에 대해서 해석을 수행하여 거동의 차이를 알아보려고 한다. 표 3에 단면특성과 재료성질을 나타내었고 그림 11과 그림 12에 각

각의 단면과 전단 연결재 배치를 표시하였다.

표 3. CB2C와 CB2D의 단면특성과 재료성질

	Span	Concrete		Steel	Shear connector	
		Width	Thick.		Number	Dimension
CB2C	2 × 32 m	250 cm	20 cm	40 × 2.5	2 × 378	1.9 × 10 (cm)
CB2D				160 × 0.9 40 × 2.5 (cm)		

(a) Section properties

Concrete			Steel	
Young's modulus E_c	Ultimate compressive strength σ_{cu}	Tensile strength σ_{ct}	Young's modulus E_s	Yield stress σ_s
20580 (N/mm ²)	29.4 (N/mm ²)	2.94 (N/mm ²)	205800 (N/mm ²)	235.2 (N/mm ²)

(b) Material properties

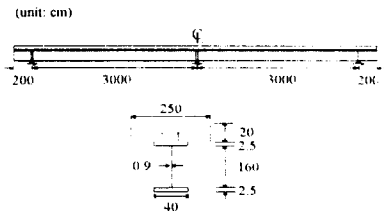


그림 11. CB2C와 CB2D의 단면

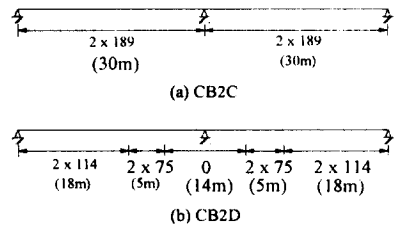


그림 12. CB2C와 CB2D의 전단연결재 배치

이 두가지 모델에 대해서 하중 980kN을 가했을 때의 처짐과 하부 플랜지의 변형도를 비교하면

그림 13과 같이 거의 차이를 보이지 않음을 알 수 있다.

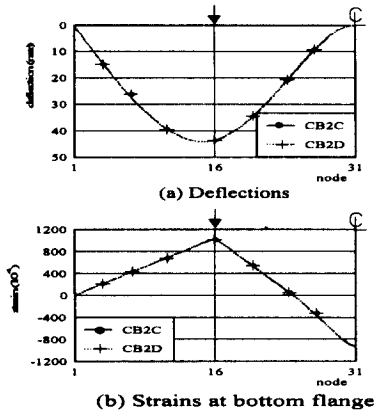


그림 13. CB2C와 CB2D의 처짐과 변형도

축력과 슬립의 분포는 그림 14와 같은데 그림 14(a)와 같이 CB2D의 경우 부모멘트부에서 콘크리트 슬래브의 축력은 CB2C에 비해 40%정도 적고 부모멘트 영역에서 일정함을 보인다. 그런데 앞서 보인바와 같이 두 경우에 처짐과 변형도가 차이가 없는데 콘크리트 슬래브의 축력이 감소하기 때문에 CB2D가 유리함을 알 수 있다. 부모멘

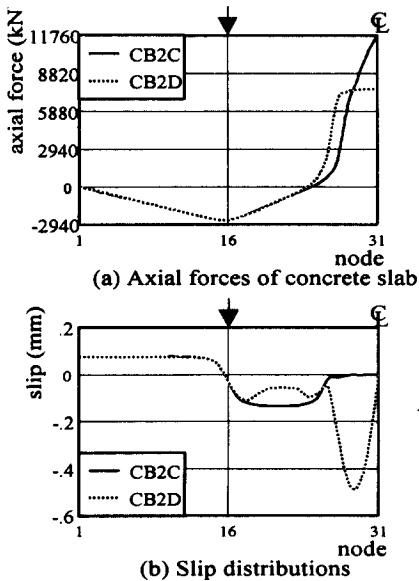


그림 14. 콘크리트 슬래브의 축력과 슬립의 분포

트 부분에서 슬립량은 CB2D가 현저히 많지만 이 부분에 전단연결재가 없으므로 문제되지 않는다.

2경간 연속보에서 각각의 경간 중앙에 대칭으로 하중이 작용할 경우의 휨 모멘트도를 그림 15에 나타내었다.

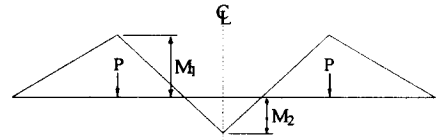


그림 15. 2경간 연속보의 휨모멘트도

그림 16은 그림 15에서와 같이 하중이 재하되었을 때 하중의 증가에 따른 휨모멘트의 증가를 보인 것이다. 이 그림에서 보이듯이 부모멘트가 정모멘트에 비해서 이론적인 극한 모멘트에 먼저 도달하므로 부모멘트 부분에서 힌지가 먼저 생성되어서 단순한 소성해석 방법에 의해 극한 강도가 계산될 수 있음을 알 수 있다. CB2D의 콘크리트 슬래브가 내부 지점부에서 CB2C보다 30% 정도 큰 하중에서 균열이 발생함을 보여주는데 이것은 CB2D의 경우가 부모멘트에서 콘크리트 슬래브에 유리하다는 것을 나타낸다.

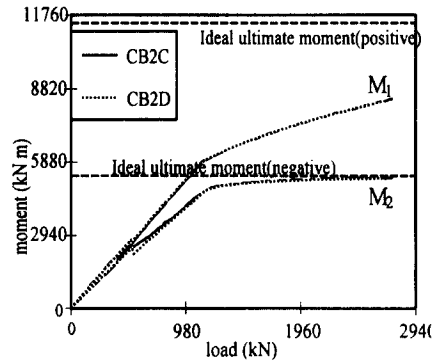


그림 16. 하중-모멘트 관계

위 그림에서 실선과 점선 부분이 거의 동일한 값을 가지기 때문에 겹쳐서 나타나고 다만 균열의 발생 시점의 차이만을 나타내고 있다.

CB2C와 CB2D의 경우에 대해 합성정도를 일괄적으로 줄여서 90%, 80%, 70%, 60%로 각각 감소시켜서 처짐과 변형도, 콘크리트의 인장응력을 구해 정리하면 표 4와 같다.

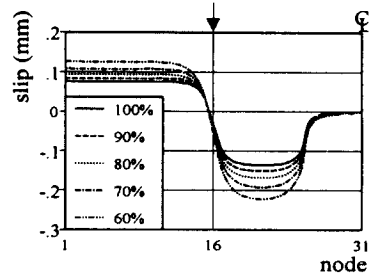
표 4. 합성정도에 따른 거동비교

	CB2C				
	2×378 (100%)	2×340 (90%)	2×302 (80%)	2×265 (70%)	2×227 (60%)
Shear connectors	2×378 (100%)	2×340 (90%)	2×302 (80%)	2×265 (70%)	2×227 (60%)
Max. deflections	0.4416 E+01 (cm)	0.16% (↑)	0.36% (↑)	0.61% (↑)	0.93% (↑)
Max. strains of bottom flange at midspan	0.9934 E-03	0.16% (↑)	0.34% (↑)	0.54% (↑)	0.77% (↑)
Max. strains of bottom flange at internal support	-0.9327 E-03	0.31% (↑)	0.61% (↑)	0.91% (↑)	1.21% (↑)
Max. tensile forces of concrete slab	0.1193 E+07 (kg)	0.50% (↓)	0.92% (↓)	1.42% (↓)	1.93% (↓)

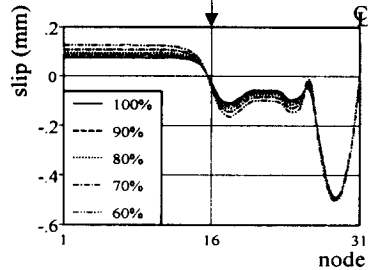
	CB2D				
	2×378 (100%)	2×340 (90%)	2×302 (80%)	2×265 (70%)	2×227 (60%)
Shear connectors	2×378 (100%)	2×340 (90%)	2×302 (80%)	2×265 (70%)	2×227 (60%)
Max. deflections	0.4414 E+01 (cm)	0.14% (↑)	0.27% (↑)	0.45% (↑)	0.68% (↑)
Max. strains of bottom flange at midspan	0.9978 E-03	0.12% (↑)	0.22% (↑)	0.42% (↑)	0.52% (↑)
Max. strains of bottom flange at internal support	-0.9490 E-03	0.06% (↑)	0.14% (↑)	0.22% (↑)	0.34% (↑)
Max. tensile forces of concrete slab	0.7758 E+06 (kg)	0.04% (↓)	0.21% (↓)	0.41% (↓)	0.67% (↓)

이 표에서 볼 수 있듯이 합성정도에 따라 해석 결과가 최대 2%정도의 차이만을 보이기 때문에 합성정도를 줄임으로써 연속 합성보의 휨거동에

크게 손실을 가져오지 않음을 알 수 있다. 또한 이런 경우에 대해서 슬립량의 분포를 보이면 그림 17과 같은데 역시 최대 슬립량이 허용슬립량($S_c = 7.25\text{mm}$ for $d = 19\text{mm}$)⁽¹⁴⁾을 초과하지는 않는다.



(a) CB2C



(b) CB2D

그림 17. 합성정도에 따른 슬립량의 분포

CB2C의 균열하중인 421.4kN에서 부모멘트의 재분배 비율은 13%이고 이때 CB2D는 균열이 발생하지 않은 상태이다. 그러나 980kN에 대해서는 두 경우 모두 부모멘트의 재분배 비율이 23%이다. 앞서와 마찬가지로 합성정도에 따라 재분배 비율을 구해보면 아래 표 5와 같은데 뚜렷한 차이를 나타내지는 않는다. 여기서 재분배 비율은 부모멘트 부분의 균열 발생이전의 모멘트

표 5. 합성정도에 따른 부모멘트 재분배 비율(P=980kN)

	CB2C				
	2×378 (100%)	2×340 (90%)	2×302 (80%)	2×265 (70%)	2×227 (60%)
Shear connectors	2×378 (100%)	2×340 (90%)	2×302 (80%)	2×265 (70%)	2×227 (60%)
Redistributions	22.85%	22.89%	22.95%	22.98%	23.02%

	CB2D				
	2×378 (100%)	2×340 (90%)	2×302 (80%)	2×265 (70%)	2×227 (60%)
Shear connectors					
Redistributions	23.55%	23.49%	23.44%	23.38%	23.29%

저항능력에 대한 균열 발생으로 인한 저항능력 감소량에 대한 비율을 의미한다.

6. 결 론

경제적인 합성형 교량을 설계하기 위하여는 전단연결재의 설치비용과 사용된 강재의 총중량사이의 상관관계가 연구되어야 한다. 특히 연속 합성형 교량의 경우 부모멘트부에서의 전단연결재의 배치방법은 합성형 공사비 최소화에 직접적인 영향이 있다.

본 연구는 이와같은 연속합성형 교량의 중간지점상에 적합한 전단연결재 배치방법을 알아내기 위하여 기존의 부분합성이론을 정리하고 이를 기초로 한 유한요소 비선형 해석을 수행하여 그 결과를 기존의 실험결과와 만족할 만큼 잘 일치하고 있음을 알아내었다. 이때 해석에 필요한 재료 상수들은 실험에 의해 구한 값을 사용하였다.

최적의 전단연결재 배치를 찾아내기 위하여 합성정도에 따른 처짐과 슬림량 및 콘크리트 슬래브에 발생하는 인장응력에 대한 파라미터 연구를 수행한 결과 연속합성형 교량의 경우 중간지점부에서 전단연결재 배치에 따른 처짐이나 강형의 하부플랜지에 발생하는 변형도의 크기에는 차이가 없었으나 콘크리트 슬래브에 발생하는 인장응력의 크기는 이 부모멘트 부위에서 비합성으로 전단연결재를 배치하는 경우에 합성으로 설계하는 경우보다 훨씬 적음을 알 수 있었다. 따라서 부모멘트 부분의 전단연결재 배치는 비합성으로 처리하는 것이 균열 발생 방지에 유리하다는 것을 알 수 있다. 합성형 교량의 전단연결재는 부분합성으로 설계할 경우 우선 부분합성정도에 따른 최대 슬림량

을 제한하여야 하는데 본 연구에 의하면 부분합성정도가 60%될 때까지 이 부분합성이 연속합성보의 휨거동에 미치는 손실은 매우 적고 발생 슬림량도 허용한도내에 있고 또한 이때 모멘트 재분배도 초기치의 약 23%정도가 됨을 알 수 있다.

따라서 합성정도가 60%정도로 줄여 전단연결재를 부분합성으로 설계할 때 경제적인 연속합성형 교량 설계가 가능할 것으로 판단된다. 다만 이때 전단연결재는 피로에 대한 내구성이 보장되어야 하고 또한 건조수축, 크리프 및 온도의 영향이 적절하게 고려되어야 한다.

참 고 문 헌

- (1) 건설교통부, 1996, 도로교 표준 시방서
- (2) AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION, 1994
- (3) Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1.1 General rules and rules for buildings, BSI, 1994
- (4) 윤석구, 장승필, 배두병, 정찬목, 1994, 반복하중을 받는 합성형 교량 R/C상판의 피로거동에 관한 실험적 연구, 한국강구조학회 학술발표회 논문집
- (5) 장승필, 심창수, 윤석구, 1996.7, 피로하중을 받는 합성보의 휨강성저하에 관한 실험적 연구, 대한토목학회 논문집, 제 16권 제 1-4호
- (6) 장승필, 김영진, 김종희, 심창수, 1996, 프리캐스트 콘크리트 바닥판의 구조 특성에 관한 사례 연구, 토목학회 학술발표회 논문집
- (7) Plum, D.R. and Horne, M.R., 1975, The analysis of continuous composite beams with partial interaction, Proc. Instn Civ. Engrs., Part2, Dec. pp.625-643
- (8) Teraszkiewicz, J.S., 1968, Forces due to Traffic Loads on the Shear Connectors of Simply Supported Composite Bridges, Road Research Report No. 175
- (9) 浜田純夫, 有住康則, 1977.9, 불완전연속합성형의 유한요소해석, 일본토목학회논문보고집, 제 265호

- (10) Arizumi, Y. and Hamada, S. and Kaiita, T., 1981, Elastic-Plastic Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction by Finite Element Method, Computers & Structures, Vol.14, No.5-6, pp.453-462
- (11) 김종희, 1995.2, 피로하중을 받는 합성형 교량의 전단연결재의 강도저하에 관한 실험적 연구, 서울대학교
- (12) Johnson, R.P. and Buckby, R.J., Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 2: Bridges, Collins
- (13) Yam, L.C.P. and Chapman, J.C., The inelastic behaviour of continuous composite beams of steel and concrete, Proc. Instn. Civ. Engrs. 7551
- (14) R.P. Johnson and N. Molenstra, 1991, Partial shear connection in composite beams for buildings, Proc. Instn. of civil Engrs, Part2, 91(Dec.) pp.679-704

(접수일자 : 1997. 8. 16)