

## 외부부착 보강된 교량 바닥판 균열폭의 반경험적인 예측

심종성<sup>1)\*</sup> · 오홍섭<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>한양대학교 건설환경시스템공학과  
(2001년 10월 26일 원고접수, 2002년 1월 25일 심사완료)

### Semi-Empirical Prediction of Crack Width of the Strengthened Bridge Deck with External Bonding Plastic

Jong-Sung Sim<sup>1)\*</sup>, and Hong-Seob Oh<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University, Ansan, 425-791, Korea  
(Received October 26, 2001, Accepted January 25, 2002)

#### ABSTRACT

Dry shrinkage and temperature change cause to develop concrete bridge decks on main girders have initial unidirectional cracks in longitudinal or transverse direction. As they receive traffic loads, the crack gradually propagate in different directions depending on the concrete dimension and reinforcement ratio. Since existing equations that predict crack width are mostly based on the one directional bond-slip theory, it is difficult to determine the actual crack width of a bridge deck with varying the spacing of rebar or strengthening material and to estimate the improvement rate in serviceability of the strengthened bridge deck. In this study, crack propagation mechanism is identified based on the test results and a new crack prediction equation is proposed for evaluation of serviceability. Although more accurate results are derived using the proposed equation, the extent of error is increased as the strain of the rebar or the strengthening material increases after the yielding of rebar. Therefore, further research is required to better predict the crack width after the rebar yields under fatigue loading condition.

**Keywords :** bridge deck, crack propagation mechanism, crack width, strain

#### 1. 서 론

중차량의 불규칙한 반복하중에 의하여 구조물의 내하력과 내구성이 저하되는 교량 바닥판은 주형 또는 교각 등에 비하여 손상 발생위험이 상대적으로 높고, 부재의 여유력이 타부재에 비하여 상대적으로 작기 때문에 초기손상이 국부적인 파괴로까지 발전할 위험이 높다<sup>1,2)</sup>.

따라서 손상이 발생한 바닥판은 손상유형 및 손상정도에 따라 적절한 보수·보강이 즉각적으로 이루어져야 한다. 적용되는 바닥판의 성능향상공법은 외부하중에 대한 추가적인 손상과 내구수명 동안의 차량하중 증가를 고려한 내하력 향상뿐만 아니라 저하된 사용성과 구조물 내부에 존재할 수도 있는 잠재 균열의 성장을 억제할 수 있어야 한다<sup>2)</sup>.

특히 교량바닥판의 일반적인 파괴형태가 내하력 부족보다는 피로균열로 인한 국부적인 피로편칭파괴임을 고려할 때 성능향상시의 균열 억제대책의 고려는 필수적이다.

그러나 현장에서의 균열보수 및 억제 공법은 바닥판의 균열메카니즘에 대한 정확한 구명 없이 단순한 에폭시 주입과 바닥판 하면의 단면증대를 통한 성능향상을 목적으로 이루어지고 있다.

이와 같은 단순보수는 외부하중에 의하여 발생하는 균열 및 손상을 충분히 억제할 수도 없으며, 추가적인 사하중 증가로 인하여 성능향상효과가 저하될 수 있다. 따라서 손상된 바닥판에 탄소섬유 플라스틱 또는 유리섬유 플라스틱과 같은 외부부착 보강재를 사용함으로써 추가적인 사하중 증가 없이 바닥판 하면에 발생하는 응력을 분산시킴으로써 균열분산에 의한 사용성능 향상을 획득할 수 있다. 그러나 바닥판의 사용상태에서 발생하는 이방향균열을 정확히 예측할 수 있어야 보강구조물의 사용성 설계를 수행할 수 있고 물론 균열억제효과를 최대화시킬 수 있다<sup>2)</sup>. 바닥판의 구조적 균열은 바닥판의 경계조건과 차량의 불규칙하중에 기인한 이방향 균열이 주요 손상형태이기 때문에 기존의 일방향 휨균열이론에 의한 이론적인 균열폭과 실제 바닥판의 균열폭과는 많은 차이를 갖게 된다<sup>3-6)</sup>.

따라서 본 연구에서는 바닥판의 균열발생 메카니즘의 분석 및 시험결과들을 기초로 하여 보강된 바닥판의 경우에도 적용가능한 균열예측식을 제안하고자 한다.

\* Corresponding author  
Tel : 031-400-5143 Fax : 031-400-5140  
E-mail : jssim@hanyang.ac.kr

## 2. 균열발생 메카니즘

### 2.1 일방향 균열메카니즘

차량의 집중하중에 의하여 이방향 거동을 하는 교량 바닥판의 균열은 주철근 방향과 배력철근 방향의 응력분포에 따라 균열 폭과 방향이 결정됨으로써 철근의 부착응력과 콘크리트의 유효인장단면에 의하여 균열이 발생하는 보의 균열메카니즘과는 많은 차이를 갖게 된다.

일방향 휨부재의 균열 간격은 Fig. 1과 같이 콘크리트의 유효인장단면적( $A_e = 2(h-d)b$ )과 콘크리트의 휨과괴계수( $f_i'$ )의 곱과 균열간격( $S_{min}$ )내의 철근의 부착응력( $u_s$ )과 철근 주변장의 합( $\sum o$ )의 곱의 비의 형태로 표현할 수 있다. 이때 균열간격은  $1.0 S_{min}$  과  $2.0 S_{min}$  사이에 있게 되고, 이로부터 최대 휨균열폭은 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다<sup>6,7)</sup>.

$$w_{max} = \frac{d_s f_i' A_e}{2u E_s A_s} \quad (\text{cm}) \quad (1)$$

여기서,

$w_{max}$  : 최대균열폭(cm),  $d_s$  : 철근의 직경(cm),

$f_i'$  : 철근의 응력(kgf/cm<sup>2</sup>),  $f_i'$  : 콘크리트의 휨과괴계수(kgf/cm<sup>2</sup>),

$E_s$  : 철근의 탄성계수(kgf/cm<sup>2</sup>),  $A_s$  : 철근의 단면적(cm<sup>2</sup>),

$A_e$  : 콘크리트의 유효인장단면적(cm<sup>2</sup>),  $u$  : 철근의 부착응력(kgf/cm<sup>2</sup>)

식 (1)과 같은 부착응력과 콘크리트의 인장단면적에 대한 균열메카니즘을 적용하여 Gergely와 Lutz는 보시험체에 대한 회귀분석식을 제안하였으며, 현재 ACI 318-95에서는 회귀분석 결과에 기초하여 식 (2)와 같은 균열평가식을 사용하고 있다<sup>8)</sup>.

$$w_{max} = 1.08\beta f_s \sqrt[3]{d_c A_e} \times 10^{-5} \quad (\text{mm}) \quad (2)$$

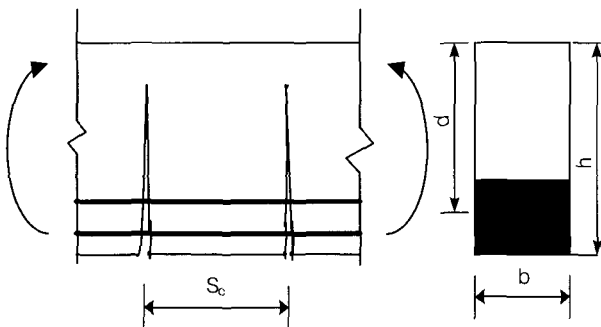


Fig. 1 Relationship of crack spacing and effective area of concrete in tension<sup>6)</sup>

여기서,

$\beta_c$  : 상수로서 보의 경우 1.2, 슬래브는 1.35,

$A_e$  : 유효인장단면적(cm<sup>2</sup>),  $d_c$  : 콘크리트의 덮개(cm)

그러나, 단순부착이론에 근거한 식(2)의 실험식은 실제 구조물의 균열폭과는 많은 차이가 있는 것으로 나타나고 있다. 따라서 CEB-FIP Code에서는 기존의 부착응력식에서 고려할 수 없었던 균열부의 이형철근의 리브에서의 부착응력-슬립의 관계로부터 이차 상미분 방정식에 의한 평형방정식을 정립하여 식 (3)과 같은 균열예측식을 제시하였다. 이방향 배근된 경우의 균열은 식 (4)의 균열간격으로부터 균열폭을 예측할 수 있도록 하였다<sup>7)</sup>.

$$w_{max} = 2 \left[ \frac{1.4 s_1^{0.4} d_s}{8 \left( 1 + \frac{E_c A_s}{E_s A_e} \right)} \frac{f_s}{u_{max} E_s} \right]^{0.714} \quad (\text{mm}) \quad (3)$$

여기서,

$s_1$  : 철근의 slip량(mm),  $d_s$  : 철근의 직경(mm),

$f_s$  : 철근의 응력(Mpa),  $E_c$  : 콘크리트의 탄성계수(Mpa),

$E_s$  : 철근의 탄성계수(Mpa),  $u_{max}$  : 부착강도(Mpa)

$$l_{s, max} = \left( \frac{\cos \theta}{l_{sr, max}} + \frac{\sin \theta}{l_{sy, max}} \right)^{-1} \quad (4)$$

여기서,

$\theta$  : x축과 주인장응력축과의 각,

$l_{sr, max}$ ,  $l_{sy, max}$  : x축과 y축의 균열간격(mm)

그러나 식 (2)와 (3)의 균열식의 차이는 균열면에서의 콘크리트와 철근의 부착과괴시 발생하는 슬립량을 어떻게 고려하는가에 대한 이론적 차이를 제외하고는 균열폭과 균열간격에 관한 부착과괴에 대한 반경험적 파괴메카니즘으로부터 유도된 것이다.

그러나 지금까지의 부착과괴에 관한 균열평가가 실제 균열폭과는 많은 편차를 갖는 것으로 보고되어 있다<sup>4-6,9)</sup>. 따라서 최근에는 사용하중단계에서의 휨균열은 부착과괴가 발생하지 않는 것으로 가정하고, 철근의 변형률에 근거하여 균열 폭을 예측하고자 하는 연구가 진행되고 있다. 그 중에서 Frosch는 Fig. 2에 나타난 것과 같이 철근 위치에서의 균열 폭을 식 (5)와 같이 균열간격과 철근의 변형률의 함수로 표현하였다<sup>4)</sup>.

$$w_c = \epsilon_s S_c \quad (\text{cm}) \quad (5)$$

여기서,  $\epsilon_s$  : 철근의 변형률,  $S_c$  : 균열간격(cm)

이 식을 기초로 하여 콘크리트 면에서의 균열폭은 Fig. 3에 나타난 것과 같이 콘크리트면과 철근에서의 중립축까지의 거리비와 철근 위치에서의 균열폭의 관계로부터 식 (6)과 같이 도출할 수 있을 것이다.

$$w = \frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} \epsilon_s S_c = \frac{h-c}{d-c} \epsilon_s S_c \quad (6)$$

여기서,

$h$ : 단면의 높이(cm),  $c$ : 중립축의 높이(cm),

$d$ : 유효높이(cm)

또한 기존의 연구에서와 같이 일방향 휨 균열의 간격은 철근 직경, 콘크리트 덮개 및 철근 간격의 영향을 받는다. 따라서 철근 간격이 상대적으로 큰 슬래브 구조의 균열폭은 Frosch<sup>9)</sup>의 연구에서 제안된 것과 같이 Fig. 4와 같은 철근 간격을 고려한 유효덮개에 따라 선형적으로 변화하게 되며, 식 (7)과 같은 균열식을 도출할 수 있다.

$$w_{max} = 2 \cdot \frac{f_s}{E_s} \frac{h-c}{d-c} \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (7)$$

여기서,

$w_{max}$ : 최대균열폭(cm),  $f_s$ : 철근의 응력(kgf/cm<sup>2</sup>),

$E_s$ : 철근의 탄성계수(kgf/cm<sup>2</sup>),  $d_c$ : 콘크리트 덮개(cm),

$s$ : 철근 간격(cm)

그러나 부차응력과 철근의 변형률에 근거한 휨 균열이론을 바닥판과 같이 집중하중을 받는 이방향 슬래브 구조에 적용하기에는 많은 무리가 있다<sup>6)</sup>. 이방향 슬래브의 균열은 철근의 배근형태에 따라 직교성의 균열이 발생하거

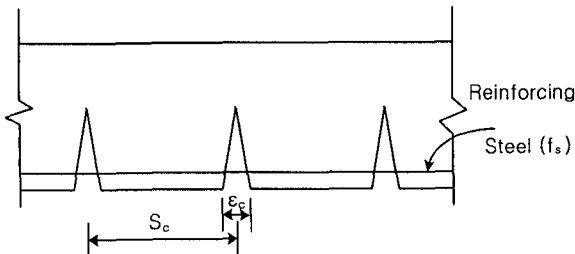


Fig. 2 Relationship of crack spacing and strain of rebar<sup>9)</sup>

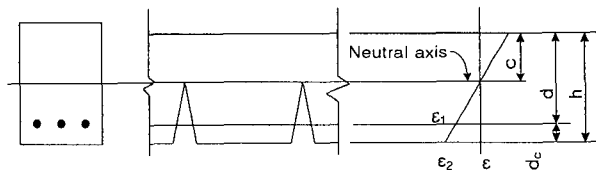


Fig. 3 Relationship of crack width and strain of rebar<sup>9)</sup>

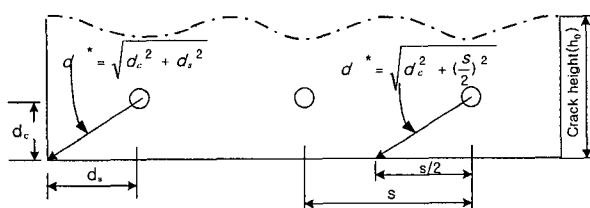


Fig. 4 Relationship of rebar spacing and crack height due to the effective cover<sup>6,9)</sup>

나 사선형태의 균열이 발생하기 때문에 정확한 균열간격의 예측과 부차응력에 대한 평가가 용이하지 않기 때문에 기존의 균열식을 적용할 경우, 많은 오차를 갖게 된다.

## 2.2 이방향 균열메카니즘

슬래브 구조는 하중의 위치, 크기 및 배근상태 등에 따라 주응력축이 변화하게 되고, 균열의 방향은 주응력축을 따라 진전된다. 따라서 본 연구에서는 보강구조물의 사용성 설계를 위한 균열 예측식을 제안하기 위하여 응력 및 배근상태 등에 따른 균열메카니즘을 기존의 연구결과 및 시험결과를 토대로 해석하였다<sup>1,2,5,6)</sup>. 또한 무보강 슬래브의 균열메카니즘과 보강구조물의 균열메카니즘의 유사성과 차이를 시험적으로 분석하였다.

교량 바닥판과 같은 슬래브 구조물은 보구조물과는 달리 주철근과 배력철근에 의한 이방향 거동을 하게 된다. 따라서 Fig. 5와 같이 주철근과 배력철근의 간격과 슬래브의 경계조건에 따라 철근의 응력에 의하여 주응력축이 변화하게 되고, 사인장 균열이 발생하게 된다<sup>4,5)</sup>.

이방향 슬래브의 균열은 일방향 보구조물의 경우와 달리 콘크리트 덮개보다는 철근 간격에 크게 지배를 받는다. 즉 철근의 간격이 좁을수록 단위면적당 에너지 흡수율이 증가하게 되며, 균열의 폭이 감소하는 것이다<sup>4)</sup>.

따라서 이방향 슬래브의 균열 폭을 감소시키기 위해서는 종방향(또는 횡방향) 철근 간격을 좁게 배근하고, 횡방향(또는 종방향) 철근의 직경을 작게 할수록 균열을 효율적으로 제어할 수 있다. 이와 같은 가설은 항복선 이론의 소성파괴 기구와 동일하며, 기존의 여러 실험결과와도 잘 일치하는 것으로 조사되고 있다<sup>4)</sup>. 보강된 슬래브의 균열메카니즘 역시 Fig. 6에 나타난 실제 슬래브의 보강 전, 후의 균열형태에서 나타나는 것과 같이 콘크리트 덮개보다는 배근간격에 따라 지배되는 것으로 연구되고 있다<sup>10)</sup>. Fig. 6(a)의 균열형태는 주철근과 배력철근을 각각 15 cm와 20 cm 간격으로 배근한 교량 바닥판 시험체 중앙부에 집중하중을 재하한 경우의 균열양상을 나타낸 것으로서 시험체 중앙부에는 직교형태의 균열이 발생한 것으로 나타났다, 단부로 발전되면서 항복선 형태의 사선 균열로 변화되는 것으로 관찰되었다. 이에 반하여 Fig. 6(b)의 균

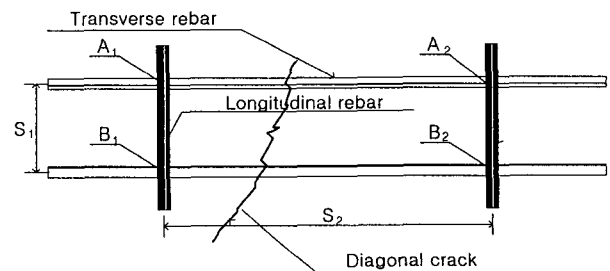


Fig. 5 Diagonal crack propagation of two-way slab<sup>4)</sup>

열형태는 격자형 탄소섬유 보강재를 시험체 하면에 보강한 후 보수용 모르타르로 단면을 확대한 시험체의 균열을 나타낸 것이다. 보강재 격자의 간격은 종방향과 횡방향 모두 2.5 cm이며, 모르타르 두께는 2 cm로 시공하였다<sup>10)</sup>. 무보강된 시험체와 비교하여 시험체의 균열형태가 전체적으로 직교성을 나타내고 있으며, 무보강 시험체에 비하여 균열 폭이 상대적으로 감소된 것으로 나타났다. 이는 보강된 보시험체의 경우, 균열폭이 무보강 철근콘크리트 보에 비하여 상대적으로 큰 것과 비교하면, 보의 일방향 휨균열과 슬래브의 이방향 균열 메카니즘이 근본적인 차이가 있기 때문인 것으로 판단된다. 특히 Nawy<sup>4)</sup> 및 Beeby<sup>3)</sup>에 의한 슬래브구조의 휨균열 메카니즘에 대한 가설은 보강 시험체의 경우에도 적용 가능함을 나타내는 것이라고 판단된다.

슬래브의 균열평가를 위한 기존의 연구를 살펴보면 Nawy<sup>4)</sup>와 Beeby<sup>3)</sup>에 의하여 식(8)과 식(9)와 같은 균열 평가식이 제시되었으나, 이 식들은 기존의 시험결과에 대하여 시험변수 및 영향인자에 대한 회귀분석을 통하여 제안된 것으로서 지점조건, 하중위치 및 철근의 배근형태에 따라 서로 다른 계산결과를 나타내게 된다.

$$w_{\max} = K(Rf_s\sqrt{I}) \quad (8)$$

여기서,

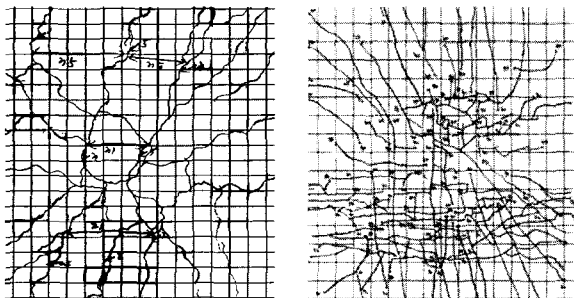
$K$  : 하중 및 경계조건에 따른 파괴 상수,

$R$  : 중립축에서 인장축 콘크리트면까지의 거리와 중립축에서 철근 중심까지의 거리비,  $p_{eff}$ 은 1방향에서의 유효철근비

$I = \text{배근지수} = \frac{d_{s1}s_2}{p_{eff}}$ ,  $d_{s1}$  : 1방향에서의 철근의 직경(mm),

$s_2$  : 1방향에 수직인 방향의 철근 간격(mm),

Nawy<sup>4)</sup>의 제안식인 식(8)의 경우, 경계조건 및 하중조건에 따른 상수  $K$ 를 제시함으로써 보다 정확한 계산이 가능하도록 제시하였으나, 철근이 일방향으로만 배근된 경우나 배근 간격이 상대적으로 높은 경우에는 철근과 철근사이의 응력을 충분히 반영하지 못함으로써 오차범위가 증가하는 문제가 있다.



(a) Non-strengthened (b) Strengthened

Fig. 6 Crack pattern of two-way slab<sup>10)</sup>

이에 반하여 Beeby<sup>3)</sup>는 St. Venant's의 정리를 적용하여 균열로부터 중립축에서 콘크리트 인장단까지의 거리  $h_o$ 보다 큰 위치에서는 기균열에 의한 인장응력의 영향이 없는 것을 증명하였으며, 최소균열간격은  $h_o$ 로 정의하였다. 이와 함께 슬래브에서의 균열폭이 Fig 2.4와 같이 철근위치에서는 덮개에 의하여 지배되고 철근 사이에서는 중립축까지의 거리인  $h_o$ 에 의하여 지배되는 것으로 가정하여 식(9)와 같은 제안식을 도출하였다.

그러나 이 식을 실제 구조물에 적용하기에는 너무 복잡한 단점이 있으며, 이방향으로 배근된 슬래브의 경우에는 균열과 평행한 방향의 철근에 의한 균열 억제효과가 충분히 반영될 수 없다.

$$w = \frac{C W_{lim} W_o}{C_o W_{lim} + (C - C_o) W_o} \quad (9)$$

$$\frac{W_{lim}}{e} = K_1 h_o$$

$$\frac{W_o}{e} = K_1 C_o + K_2 \frac{d_s}{p_e} \exp(-K_3 C_o / h_o)$$

여기서,

$w$  : 균열폭(mm),  $e$  : 인장축 콘크리트 변형률,

$W_o$  : 철근 위치에서의 균열폭(mm),  $C_o$  : 덮개(mm),

$W_{lim}$  :  $C \rightarrow \infty$ 일때의 균열 폭(mm),  $h_o$  : 초기균열 높이(mm),

$d_s$  : 철근 직경(mm),  $p_e$  : 유효철근비,

$C$  : 가장 가까운 철근까지의 거리(mm),

$K_1, K_2, K_3$  : 시험상수로서 각각 1.33, 0.59, 3.5

Nawy<sup>4)</sup>와 Beeby<sup>3)</sup>에 의하여 제안된 균열 예측식이 다른 균열식과 비교하여 슬래브의 균열메카니즘을 비교적 정확하게 반영하고 있으나, 시험결과에 근거하고 있기 때문에 단면 또는 지점등과 같은 경계조건이 변화되는 경우에는 예측된 균열폭의 정밀성이 저하되는 단점이 있다. 또한 강판 또는 섬유보강재에 의하여 외부부착 보강된 경우에는 보강재에 의한 균열억제 효과를 충분히 반영할 수 없음은 물론 시험상수의 재산정 등이 필요하다.

### 3. 메카니즘에 근거한 균열식의 제안

#### 3.1 이방향 균열식의 제안

따라서 본 연구에서는 보강구조물에 발생하는 균열을 보다 정확하게 예측할 수 있고 슬래브의 균열메카니즘을 보다 정확하게 반영할 수 있도록 철근변형률에 근거한 역학적인 균열이론을 제시하였다.

철근간격이 상대적으로 작은 경우 슬래브의 균열은 Fig. 6(b)와 같이 상대적으로 유효덮개가 작은 철근 위치에서 철근과 평행한 방향으로 발전하게 되며, 철근 간격

( $S_1$  또는  $S_2$ )이 큰 경우에는 Fig. 7과 같이 철근과 철근사이로 사선형태의 균열이 발생하게 된다. 이때 수직 균열은 Beeby<sup>3)</sup>에 의하여 제안된 것과 같이 배근간격에 따라 최대  $2S_1$  또는  $2S_2$ 간격으로 발생하게 되며, 사선 균열의 경우에는 종방향 철근과 횡방향 철근의 교점으로 부터 대각선 최대길이인  $2.0\sqrt{(\frac{S_1}{2})^2+(\frac{S_2}{2})^2}$ 에서 발생하게 된다. 따라서 일반적인 슬래브의 균열간격은 Fig. 3.1에 나타낸 것과 같이 콘크리트 덮개를 고려하여  $2.0\sqrt{(d_c)^2+(\frac{S_1}{2})^2+(\frac{S_2}{2})^2}$ 의 거리를 갖고 발생하게 되고, 최대 균열 높이 역시 철근과 철근 사이의 중앙부에서 최대 균열간격의 1/2의 높이인  $\sqrt{(d_c)^2+(\frac{S_1}{2})^2+(\frac{S_2}{2})^2}$ 로 발생하게 된다. 이와 같은 가정은 Fig. 6에 나타낸 시험결과와도 충분히 일치하는 것으로 나타났다.

철근위치의 콘크리트에서 발생하는 균열부의 변형은 최대 주변형률로 표현이 가능하며, 균열발생 이후의 콘크리트의 인장응력을 무시할 때 철근에 의한 응력의 형태로 표현할 수 있다. 이때 철근의 전단변형( $\gamma_{xy}$ )은 미소한 것으로 가정하여 균열부의 최대 주변형률( $\epsilon_{1,2}$ )은 식 (10)과 같이 표시된다.

$$\epsilon_{1,2} = \frac{(f_{s1} + f_{s2})}{2E_s} + \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{f_{s1}}{E_s}\right)^2 + \left(\frac{f_{s2}}{E_s}\right)^2} \quad (10)$$

여기서,

$f_{s1}, f_{s2}$ : 각각 1축과 2축의 철근 응력(kgf/cm<sup>2</sup>),  
 $E_s$ : 철근의 탄성계수(kgf/cm<sup>2</sup>)

따라서 종방향철근(2방향) 및 횡방향철근(1방향) 방향에서의 균열폭은 식 (10)의 기본가정에 최대균열간격  $2.0\sqrt{(d_c)^2+(\frac{S_1}{2})^2+(\frac{S_2}{2})^2}$ 과 식 (7)을 대입하여 식 (11)과 (12)와 같이 정리할 수 있다. 이때 상수  $\alpha$ 는 슬래브의 경계조건 및 하중조건에 의한 상수로서 기존의 연구결과를 기

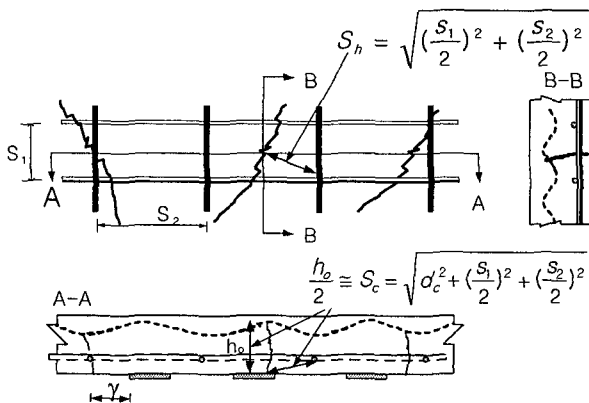


Fig. 7 Crack spacing of two-way slab

초로 하여 분석하였으며, Table 1에 각 변수에 따른 상수를 나타내었다.

$$w_{max, rebar1} = 2.0\alpha \frac{h-c_1}{d_1-c_1} \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{S_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{S_2}{2}\right)^2} \cdot \left[ \frac{(f_{s1} + f_{s2})}{2E_s} + \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{f_{s1}}{E_s}\right)^2 + \left(\frac{f_{s2}}{E_s}\right)^2} \right] \quad (11)$$

$$w_{max, rebar2} = 2.0\alpha \frac{h-c_2}{d_2-c_2} \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{S_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{S_2}{2}\right)^2} \cdot \left[ \frac{(f_{s1} + f_{s2})}{2E_s} + \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{f_{s1}}{E_s}\right)^2 + \left(\frac{f_{s2}}{E_s}\right)^2} \right] \quad (12)$$

여기서,

$w_{max, rebar1}, w_{max, rebar2}$ : 각각 1축과 2축의 철근에 의한 최대 균열폭(cm),  
 $c_1$ : 1축에서의 중립축의 높이(cm),  
 $d_c$ : 콘크리트 덮개(cm),  $E_s$ : 철근의 탄성계수(kgf/cm<sup>2</sup>),  
 $S_1, S_2$ : 각각 1축과 2축의 철근 간격(cm),  
 $f_{s1}, f_{s2}$ : 각각 철근의 응력(kgf/cm<sup>2</sup>),  $\alpha$ 는 경계조건에 따른 상수

제안된 균열평가식은 보강된 슬래브의 경우에도 보강재에 의한 영향을 고려할 수 있으며, 보강재의 변형에 의한 균열 폭은 식 (13)과 같이 고려할 수 있다.

$$w_{max, pl} = 2.0\alpha \sqrt{\left(\frac{S_{pl1}}{2}\right)^2 + \left(\frac{S_{pl2}}{2}\right)^2} \cdot \left[ \frac{(f_{pl1} + f_{pl2})}{2E_p} + \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{f_{pl1}}{E_p}\right)^2 + \left(\frac{f_{pl2}}{E_p}\right)^2} \right] \quad (13)$$

여기서,

$w_{max, pl}$ : 1축 방향에서 보강재(plate)에 의한 최대 균열폭(cm),  
 $E_p$ : 보강재의 탄성계수(kgf/cm<sup>2</sup>),  $\alpha$ : 경계조건에 따른 상수  
 $S_{pl1}, S_{pl2}$ : 각각 1축과 2축의 보강재의 순간격(cm),  
 $f_{pl1}, f_{pl2}$ : 각각 보강재의 응력(kgf/cm<sup>2</sup>),

이때 보강재의 위치가 Fig. 8의 같은 단면에서 철근 바로 밑면에 부착되어 있는 경우에는 보강재에 의한 균열 폭( $w_{max, pl}$ )만으로 응력에 따른 슬래브의 균열폭을 예측할 수 있다. 그러나 보강재와 철근사이의 간격( $\gamma$ )이 존

Table 1 Experimental coefficient( $\alpha$ ) of proposed equation

Support	Dimension	Load type	$\alpha$
4 edge Hinge	Square	Concentrated	0.75
4 edge Fixed	Square	Concentrated	1.75
4 edge Fixed	Square	Distributed	1.75
2 edge Fixed	Square	Distributed	2.75
4 edge Fixed	Rectangular	Distributed	1.25
2 edge Fixed	Rectangular	Distributed	1.35

재할 경우에는 보강재 중심이 철근과 철근 사이의  $\frac{s_1}{2}$  위치에 존재할 때 균열폭이 가장 커지게 된다. 따라서 보강재로 보강된 철근 콘크리트 슬래브의 최대균열폭은 식 (14)와 같이 계산될 수 있으며, 이는 시험시 관찰된 균열 간격 및 균열폭과 거의 유사한 것으로 관찰되었다.

모체콘크리트 외부에 부착하는 보강재의 변형률( $\epsilon_p$ )은 일반 철근 콘크리트 구조물의 철근 변형률과 동일한 방법으로 계산할 수 있다. 보강재의 의한 균열 간격은 보강재와 모체 콘크리트의 부착력을 평균부착력으로 고려할 경우 보강재의 순간격에 의하여 지배되는 것으로 가정할 수 있다. 이 경우 보강재가 콘크리트 인장면 하단에 부착되기 때문에 콘크리트의 변형률과 보강재의 변형률은 동일하다고 가정할 수 있다.

$$w_{max} = \left(\frac{2\gamma}{s_1}\right)w_{max,r1} + \left(1 - \frac{2\gamma}{s_1}\right)w_{max,r2} \quad (14)$$

$$= a \left[ \left(\frac{2\gamma}{s_1}\right) \frac{h-c_1}{d_1-c_1} \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{s_2}{2}\right)^2} \cdot \left(\frac{f_{s1}+f_{s2}}{E_s} + \sqrt{\left(\frac{f_{s1}}{E_s}\right)^2 + \left(\frac{f_{s2}}{E_s}\right)^2}\right) \right. \\ \left. + \left(1 - \frac{2\gamma}{s_1}\right) \sqrt{\left(\frac{s_{p1}}{2}\right)^2 + \left(\frac{s_{p2}}{2}\right)^2} \cdot \left(\frac{f_{p1}+f_{p2}}{E_p} + \sqrt{\left(\frac{f_{p1}}{E_p}\right)^2 + \left(\frac{f_{p2}}{E_p}\right)^2}\right) \right] \\ \approx 3.41 \cdot a \left[ \left(\frac{2\gamma}{s_1}\right) \frac{h-c}{d-c} \cdot \frac{f_s}{E_s} \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{s_2}{2}\right)^2} \right. \\ \left. + \left(1 - \frac{2\gamma}{s_1}\right) \frac{f_b}{E_p} \cdot \sqrt{\left(\frac{s_{p1}}{2}\right)^2 + \left(\frac{s_{p2}}{2}\right)^2} \right] \quad (cm)$$

여기서,  
 $\gamma$ : 보강재와 철근사이의 간격(cm)

### 3.2 제안된 균열식의 검증

슬래브 구조에서 발생하는 균열은 연구자에 따라 영향 인자가 다소 차이가 있으며, 시험체의 형상 및 하중조건 등에 따라 큰 차이를 나타내게 된다. 따라서 본 연구에서는 제안된 균열평가식의 타당성을 검증하기 위하여 기존 연구자의 시험결과와 비교, 검증을 수행하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

Nawy<sup>5)</sup>는 슬래브의 형상, 철근배근, 하중조건 및 지점 조건 등을 변수로 하여 총 89개 시험체에 대하여 응력수준에 따른 시험체의 균열을 약 320개 측정하여 각 변수에 따른 영향을 평가하였다. 본 연구에서는 제안된 균열평가식을 사용하여 시험시 측정된 균열폭과 비교하였으며, Fig. 8와 Fig. 9에 그 결과를 나타내었다.

Fig. 8와 같이 제안식은 사용하중상태인 초기응력수준에서는 제안식과 시험결과가 거의 유사한 결과를 나타내는 것으로 관찰되었으나, 하중이 증가함에 따라 철근항복 이후 균열의 비선형성이 증가하는 경우 해석치와 시험치의 오차가 다소 증가하는 것으로 나타났다. 이와 같은 결과는 철근의 변형증가에 따라 철근의 부착파괴가 발생하고, 균열이 비선형적으로 증가하는 경향을 충분히 반영하고 있지 못하기 때문인 것으로 판단된다. 계산치와 실측치에 대한 분석결과는 Fig. 9과 같이 전체적으로 10% 오차 범위의 식 (15)와 같은 Weibull 분포를 따르는 것으로 나타났으며, 정확한 사용성 설계를 위해서는 추가적인 확률론적 위험도 분석을 통한 안전을 도입이 필요한 것으로 판단된다.

$$f(x) = \begin{cases} \gamma \frac{\beta}{a} \left(\frac{x-\nu}{a}\right)^{\beta-1} \exp\left[-\left(\frac{x-\nu}{a}\right)^\beta\right] & \text{if } x \geq \nu \\ 0 & \text{if } x < \nu \end{cases} \quad (15)$$

여기서,  
 $\gamma, a, \beta$ 와  $\nu$ : 각각 시험상수로서 30, 0.47, 2.05와 0.57

Table 2에는 현재 사용되고 있는 일방향 균열식과 이

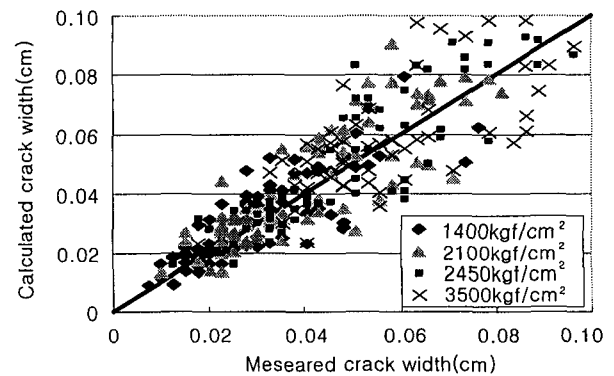


Fig. 8 Comparison with measured crack widths by Nawy<sup>4)</sup> and calculated crack widths by proposed equation (11)

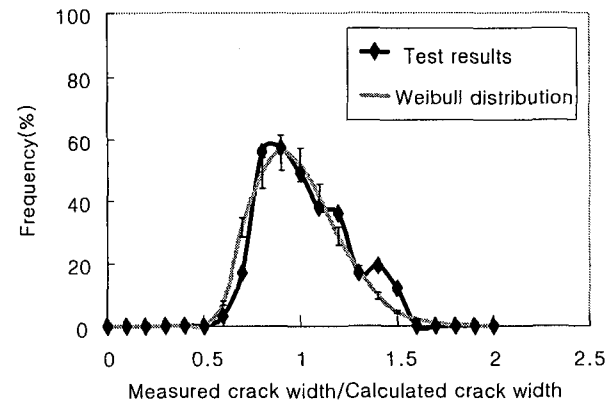


Fig. 9 Histogram of the crack widths

Table 2 Results of statistical comparisons between experimental<sup>4)</sup> and measured crack widths

	Average ( $\frac{Measured}{Calculated}$ )	Standard deviation	Variation
Proposed equation(11)	0.970	0.215	0.046
Nawy's equation(8)	0.96	0.237	0.056
Beeby's equation(9)	1.458	1.647	2.714
ACI 318-95 equation(2)	3.418	1.554	2.417
CEB-FIP equation(3)	2.107	1.134	1.129
Forsch's equation(7)	2.029	0.789	0.623

방향 균열식에 대한 시험결과와의 확률적 분석결과를 나타내었으며, 제안식의 경우가 가장 정밀한 것으로 나타났다. 일방향 균열식에 의한 해석결과 모든 예측식이 실제 균열폭보다 저평가되는 것으로 나타났으며, 전체적으로 분산정도가 큰 것으로 나타났다.

외부부착 보강공법에 의한 슬래브의 사용성 설계를 위하여 제안된 균열폭 예측식 식(14)를 심중성<sup>10)</sup>에 의하여 수행된 바닥판 시험체에 대한 시험결과와 비교, 검증하였다. 보강된 슬래브의 제원은 200×240 cm이고, 두께가 18 cm인 시험체에 대하여 중앙부 최대 균열폭을 측정하였다. 직경 16 mm의 철근을 주철근과 배력철근방향에 대하여 각각 10 cm와 15 cm로 배근하였다. 보강재는 10 cm 폭의 유리섬유를 주철근과 배력철근방향으로 순간격 10 cm로 외부부착 보강하였다. 세 개의 시험체에 대하여 각각 3곳에서 균열을 측정하였으며, Fig. 10에 예측결과와 비교, 도시하였으며, 보강시험체의 평균, 분산 등에 대한 분석은 Table 3과 같다.

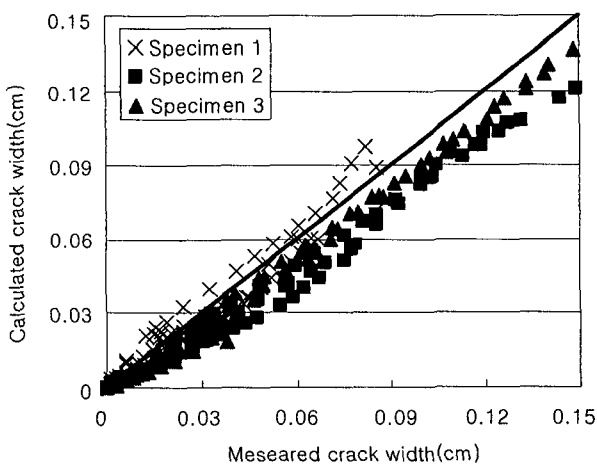


Fig. 10 Comparison with measured crack widths by Sim<sup>10)</sup> and calculated crack widths

Table 3 Results of statistical comparisons between experimental results<sup>10)</sup> and measured crack widths

	Average ( $\frac{Measured}{Calculated}$ )	Standard deviation	Variation
Proposed equation(14)	1.25	0.289	0.083

전체적으로 예측결과와 거의 유사한 것으로 나타났으며, 분산정도 또한 무보강시험체와 같이 작은 것으로 나타났다. 그러나 전체적으로 하중이 증가함에 따라 오차가 상대적으로 커지는 것으로 나타나 부착길이 상실 또는 수평균열에 의한 균열의 비선형성의 영향을 충분히 고려하지 못한 것으로 판단된다. 또한 무보강 시험체의 경우와는 달리 보강된 시험체의 경우에는 계산균열값이 관측치에 비하여 약간 크게 나타났으나, 이는 관측결과가 부족하기 때문인 것으로 판단되며, 추가적인 예측결과에 대한 분석이 필요한 것으로 판단된다.

#### 4. 결 론

일방향 균열의 발생메카니즘과 형상 등에서 많은 차이를 갖는 이방향 균열을 기존의 일방향 부착이론에 의하여 평가하는 것은 많은 문제가 있다. 특히 보강된 슬래브의 경우에는 보강재 폭과 순간격에 따라 주응력축의 변화로 인하여 균열폭과 간격에 많은 차이를 갖게 된다. 따라서 이방향 슬래브의 보강 전, 후의 사용성 평가를 위해서는 슬래브의 거동 특성을 충분히 반영할 수 있는 균열메카니즘의 규명과 함께 균열평가식의 제안이 필요하며, 본 연구에서는 기존의 시험결과 등을 분석하여 이방향 슬래브의 균열폭을 정량적으로 평가할 수 있는 해석식을 반경험적으로 제시하였으며, 그 결과를 다음과 같이 정리하였다.

- 1) 이방향 슬래브의 균열은 철근의 부착응력과 콘크리트의 유효인장단면의 지배를 받는 보의 경우와 달리 주철근과 배력철근 간격에 지배를 받는 것으로 고찰되었으며, 콘크리트 덮개의 영향은 극히 미소한 것으로 나타났다.
- 2) 기존의 연구 및 시험결과에 대한 고찰결과 사용하중 하에서는 철근의 부착파괴가 발생하지 않는 것으로 나타났기 때문에 슬래브의 경계조건과 철근의 변형률을 고려한 이방향 균열식을 시험결과를 기초로 하여 제시하였다.
- 3) 슬래브 구조의 응력분포는 외부하중의 형태와 기하조건 및 지점조건에 의하여 변화하게 되며, 이와 같은 경계조건의 조합에 의하여 주응력축의 각과 균열형상이 결정되게 된다. 그러나 경계조건에 의한 영향을 역학적으로 분석하여 균열평가에 적용하는 것은 콘크리트 구조물의 균열 형상 및 크기를 고려할 때 비효율적이다. 따라서 본

연구에서는 타 연구자의 시험결과를 기초로 하여 반경험적으로 산정하였으며, 시험결과와도 거의 일치하는 것으로 나타났다.

4) 보강 전, 후의 슬래브 균열폭에 대한 검증결과 기존의 균열제한식에 비하여 정확성 및 정밀도가 월등히 우수한 것으로 나타났으며, 철근간격 및 보강재 간격 변화에 따른 균열 폭의 변화정도를 충분히 반영하고 있는 것으로 판단된다.

5) 그러나 응력수준이 증가함에 따라 예측값과 실측값의 오차가 증가하는 것으로 나타났으며, 이는 철근의 응력증가에 의하여 철근의 부착과괴가 발생하고, 수평균열 등이 발생하여 철근 변형과 균열폭의 선형관계가 상실되었기 때문인 것으로 판단된다.

6) 또한 바닥판과 같은 슬래브의 경우에는 고정하중에 의한 균열보다는 피로하중에 의한 피로균열이 구조물 손상에 주요원인이나, 제안식의 경우에는 피로변형에 의한 균열폭의 변화를 반영하고 있지 못하고 있다. 따라서 실 구조물의 균열을 예측하고 사용성을 효과적으로 향상시키기 위해서는 피로균열폭에 대한 예측기법의 제안이 필요한 것으로 판단된다.

### 감사의 글

이 연구는 1998년도 건설교통부 연구개발사업의 연구비 지원으로 수행되었으며, 저자들은 이에 감사드립니다.

### 참고문헌

1. 심종성, 오홍섭, 유승무, "성능향상된 교량 상판의 균열

폭 예측에 관한 연구," 구조물진단학회 봄학술발표회는 문집, Vol. 5, No. 1, 2001, 5, pp.93~98.  
 2. 오홍섭, "노후화된 교량 상판의 조기파괴 방지 및 수명 연장을 위한 보강설계기법," 한양대학교 박사학위논문, 2001. 6.  
 3. Beeby, A., W., "The Prediction and Control of Flexural Cracking in Reinforced Concrete Members," ACI SP30, American Concrete Institute, 1971, pp.43~54.  
 4. Nawy, E. G. and Blair, K., "Further Studies on Flexural Cracking Control in Structural Slab Systems," ACI SP30, American Concrete Institute, 1971, pp.1~42.  
 5. Park, R. and Gamble, W. L., "Reinforced Concrete Slabs," John Wiely & Sons Inc., 2000.  
 6. Park, R. and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures," John Wiely & Sons, Inc., 1975.  
 7. CEB-FIP, "Structural Concrete-Textbook on Behavior, Design and Performance Updated Knowledge of CEB/FIP Model Code 1990 Vol. 2," FIP, July, 1999, pp.75~102.  
 8. ACI, "Building Code Requirement for Structural Concrete(ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)," American Concrete Institute, 1995.  
 9. Frosch, J. R., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 3, American Concrete Institute, 1999, pp.437~445.  
 10. 심종성, 콘크리트 교량 바닥판에 대한 보수·보강 공법의 효과분석 연구, 한국도로공사, 2000.

### 요 약

콘크리트 교량 바닥판은 건조수축 및 온도변화 등에 의하여 초기 1차균열이 발생하고, 사용기간 동안 반복되는 차량하중의 크기와 철근 간격 등에 의하여 초기 균열이 이방향 균열로 점차 발전하게 된다. 그러나 현재 사용되고 있는 대부분의 균열 예측식이 일방향 부착-슬립이론에 기초하고 있기 때문에 철근과 보강재의 간격에 따라 변화되는 교량 바닥판의 균열폭을 예측하고 보강된 바닥판의 사용성을 평가하기에는 많은 어려움이 있다. 따라서 본 연구에서는 시험결과에 기초하여 성능향상된 바닥판의 균열메카니즘을 구명하였으며, 이로부터 사용성을 평가할 수 있는 새로운 균열예측식을 제안하였다. 제안된 균열예측식은 기존 균열식에 비하여 예측결과가 우수한 것으로 나타났으나, 철근 항복 이후 철근과 보강재의 변형률이 급격히 증가할 때 오차범위가 커지는 것으로 나타나 추가적인 연구가 필요한 것으로 판단된다. 따라서 보다 나은 균열예측을 위해서는 피로하중하에서의 철근 항복이후에 대한 추가적인 연구가 필요한 것으로 판단된다.

**핵심용어 :** 교량 바닥판, 균열메카니즘, 균열폭, 변형률