



부식에 의한 부착저항감소를 고려한 콘크리트 교량의 균열폭 예측

조태준¹⁾ · 조효남²⁾ · 박미연^{2)*}

¹⁾청주대학교 토목공학과 ²⁾한양대학교 토목공학과

Crack Width Prediction in Concrete Bridges Considering Bond Resistances affected by Corrosion

Taejun Cho¹⁾, Hyo-Nam Cho²⁾, and Mi-Yun Park^{2)*}

¹⁾Dept. of Civil Engineering, Cheongju University, Cheongju 360-764, Korea

²⁾Dept. of Civil Engineering, Hanyang University, Ansan 426-791, Korea

ABSTRACT The current design for crack width control in concrete bridges is incomplete in analytical models. As one of the important serviceability limit states, the crack width be considered with the quantitative prediction of the initiation and propagation of corrosion and corrosion-induced cracking. A serviceability limit state of cracking can be affected by the combined effects of bond, slip, cracking, and corrosion of the reinforcing elements. Considering life span of concrete bridges, an improved prediction of crack width affected by time-dependent general corrosion has been proposed for the crack control design. The developed corrosion models and crack width prediction equation can be used for the design and the maintenance of prestressed and non-prestressed reinforcements by varying time, w/c, cover depth, and geometries of the sections. It can also be used as the rational criteria for the maintenance of existing concrete bridges and the prediction of remaining life of concrete structures.

Keywords crack width prediction, general corrosion model, concrete bridges, PSC bridges

1. 서 론

콘크리트구조물의 균열폭 산정에 관한 많은 연구가 이루어 졌다. 대표적인 실험적 연구결과¹⁻⁴⁾에서 철근의 변형률이 균열폭에 선형비례하고, 또한 이론적 연구⁵⁾를 통해서 보강재(철근, 긴장재 등)의 응력과 콘크리트와의 부착강도가 균열폭에 상관관계에 있음이 연구되었다.

균열폭의 예측은 미관적 측면뿐만 아니라, 균열로 인한 수분과 산소의 침투결과, 사용성과 극한강도의 저하로 열화현상이 가속화된다는 점에서 매우 중요하다. 그러나 국내외 시방서⁵⁾에는 정적하중과 피로하중에 대한 균열폭예측이 설계에 참조되고 있으나, 아직 부식과 균열폭에 관한 이론적 모델을 정립하지 못하고 있다.

그러므로 본 연구에서는 철근콘크리트 교량과 PSC 교량에서의 부식으로 인한 균열폭 증가를 고려하여, 최대 균열폭 예측식을 제안하고자 한다.

이를 위하여, 선택된 단순 지지 교량의 최대 모멘트 발생부를 휨저항과 균열성장의 대상 단면에 대해 비선형 단면 해석을 수행하고, 해석결과인 인장재의 변형률은 인

장력과 압축력의 평형조건으로부터 계산되어 균열발생과 독립적으로 산정되며, 균열폭 예측식에 대입된다. 인장재는 철근 또는 철근과 PS긴장재로 구성될 수 있으므로, 철근콘크리트 구조 및 PSC 콘크리트 교량 모두에 적용이 가능해진다.

또한 개발된 비선형 단면해석 프로그램에서 물-시멘트 비, 피복 두께, 시간의 변화 등에 대한 입력변수 설계가 가능하므로, PSC구조와 RC구조 모두에 대해서 균열폭예측에 관한 사용성 설계를 가능하도록 하였다.

일반부식(general corrosion)모델은 세 가지 부분으로 구성하였다. 부식의 개시(염화이온 확산분석을 위한유한요소 프로그램), 부식의 진전(철근 단면 감소는 탈착(de-bonding)과 균열로 모델화된다), 그리고 부식에 의한 최대 균열폭의 예측이다.

2. 부식-균열폭 예측모델의 정식화

2.1 일반부식의 개시

일반부식이란 금속과 물이 화학반응(Fig. 1)을 일으키며, 산화물을 생성시키는 것을 일컫는다. 균일부식(Uniform Corrosion)이라고도 불리며, 이는 금속의 전 표면에 일정

*Corresponding author E-mail : momo6238@hanmail.net

Received December 7, 2005, Accepted April 28, 2006

©2006 by Korea Concrete Institute

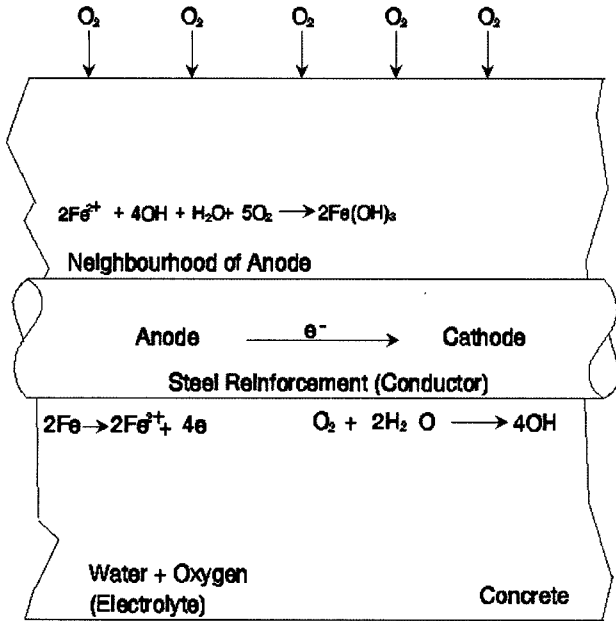


Fig. 1 Example sketch for the corrosion of steel in concrete⁶⁾

하게 발생하여 지속적으로 표면을 침식시키기 때문이다. 화학반응은 양극에서는 $Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$ (e^- = electron) 과 같이 산화반응이, 음극에서는: $2H^+ + 2e^- \rightarrow H_2$ 과 같은 환원반응이 일어나서, Fig. 1과 같이 물과 산화물($2Fe(OH)_2$; 녹)이 발생하게 된다.

일반부식의 모델에서의 가정사항은 다음과 같다.

(1) 물-시멘트비(w/c)는 콘크리트 내부공극구조와 밀접한 관련이 있다. 공극량이 크다는 것은, 수분의 가능 흡수량이 많다는 것을 의미한다. 이것은 콘크리트 단면에서의 염화 이온의 확산을 돕는다는 것을 의미한다. 고려된 콘크리트 교량의 균열과 균열 성장에 대한 예측을 개선시키기 위해서는 w/c비와 관련된 부식이 고려된다.

(2) 부식의 개시는 표면유입(flux), 염화이온의 집중, 균열, 중성화, 건조 및 습윤, 동결융해에 의한 열화정도에 따라 다르다. 콘크리트 교량의 부식평가를 위해 개발된 프로그램에서, 단면의 초기 상태는 어떤 원인에 의해서 부식이 시작된 상태로 가정하였다. 그러므로 조사 결과를 알거나 부식개시 계산을 위한 초기 값을 아는 경우, 감소된 콘크리트 교량의 극한저항강도를 이용하여 부식의 상태를 계산 비교할 수 있다.

(3) 중성화는 콘크리트속의 철근 부식을 촉발시키는 중요한 요소이긴 하지만 외부에 노출되어 있는 콘크리트 교량에서는 드문 편이기 때문에 이번 모델에서는 고려하지 않았다.

(4) 침투누적된 염화물이 임계염화농도(C_{th})에 도달하여 철근표면의 보호막을 파괴하게 되면 철근 부식이 시작될 수 있는 것으로 보수적으로 가정하였다. C_{th} 는 물-시멘트비, 시멘트 종류, 기온, 물과 산소의 포함정도, pH, 플라이애쉬와 실리카퓌의 양 등의 영향을 받으므로 주요 임계염화농도는 비슷한 구조물에서 조차도 다를 수 있다. 본 연구에서의 임계염화농도는 연구⁷⁾에서 사용된 12개 실험계측치 및 시방서들의 평균값을 사용하였다(Table 1).

Table 1 The threshold value of chloride ion for corrosion initiation

	For concrete weight (%)	Concentration of chloride (kg/m ³)
Mean	0.36	0.782
C.O.V.	0.12	0.296

2.2. 유한요소모델

대부분의 경우, 확산 방정식은 확정해를 구할 수가 없다. 그러므로 유한차분법과 같은 수치 해석적인 방법들이 사용될 수 있다. 또한 대류, 흡착(sorption), 인장력 등의 다른 효과들을 고려하기위해서도 유한 요소 모델이 널리 쓰인다. 염소 확산의 지배 방정식은:

$$\frac{\partial C_t}{\partial C_f} \frac{\partial C_f}{\partial t} - \nabla \cdot (D \nabla C_f) = 0 \quad (1)$$

총 염화물 이온량은 촉진실험결과와⁷⁾Arya와 Newmann⁸⁾, Dhir⁹⁾으로부터, 총 염화물 이온량이 0.5%에서 3.6%까지, 총염화물 대비 자유염화물 이온이 55%에서 84%까지 변화하며 다음과 같이 구성된다.

$$\begin{aligned} C_t &= C_b + C_f, \\ C_t &= 0.0441C_f^3 - 0.3687C_f^2 + 1.8359C_f \\ CI &\leq 3.6\% \end{aligned} \quad (2)$$

여기서 C_t = 총 염화물 이온
 C_b = 결합 염화물 이온
 C_f = 자유염화이온
 D = 확산계수
 D_0 = 초기 확산 계수
 T = 시간(일)
 CI^- = 염화 이온

시간과 배합비에 따른 확산계수는 다음의 실험식을 사용하였다¹⁰⁾.

$$\log_{10} D(t) = (-10.22 + 8.58 \frac{W}{C} - 4.99\alpha - 3.04V_{agg} + 5.09\alpha - 0.91V_{agg} + 1.6\alpha V_{agg} - 6.58(\frac{W}{C})^2 - 0.92\alpha^2 + 0.53V_{agg}^2) \quad (3)$$

여기서 w/c = 물 시멘트 비
 V_{agg} = 골재 부피
 α = 수화도

개선된 선형결합 등온선(Modified linear binding isotherm)은 식 (2)로부터 다음과 같이 유도된다.

$$\frac{\partial C_t}{\partial C_f} = D^* = 0.1323C_f^2 - 0.7374C_f + 1.8359 \quad (4)$$

가중 함수로서 형상 함수를 사용하면 (i.e., $W_i = C_i$, i 는 결점 번호):

$$\int_V C_i \left\{ D^* \frac{\partial C_f}{\partial t} - (C_i \cdot D \cdot \nabla \cdot C_f) \right\} dV = 0 \quad (5)$$

$$[M]C_f + [K]C_f - F = 0 \quad (6)$$

여기서 $[M] = \int_v [N]^T D^* [N] dV$, $[N]$ = 형상 함수 행렬

$$[K] = \int_v [B]^T D^* [B] dV, [B] = \text{형상 함수의 도함수}$$

$$[F] = [K]\{g_b\}, [K] = \text{강성행렬}$$

$\{g_b\}$: 경계조건, 염화물의 외부 농도

지배방정식은 유한차분 근사값을 사용해서 시간에 따라 적분된다. 시간 $t + \Delta t$ 에 있어서의 변수 $\{C_f\}^{t+\Delta t}$ 는 시간에서의해 (C_f) 의 형태로 다음의 식에 따라 계산되어진다¹¹⁾.

$$([M] + \theta \Delta t [K]) \{C_f\}^{t+\Delta t} = ([M] - (1-\theta)\Delta t [K]) \{C_f\}^t + \Delta t (1-\theta) (F)^t + \theta (F)^{t+\Delta t} = 0 \quad (7)$$

여기서 Δt = 시간의 증가량

$\theta = 0$ 에서 1까지의 계수

(여기서는 Crank Nicholson의 방법을 사용하며, $\theta = 0.5$)

2.3. 부식의 진전

확산 침투된 염화물의 누적량이 철근 표면위치에서 임계농도에 도달하게 되면, 물과 산소의 작용으로 철근의 부식이 촉진된다. 콘크리트에는 용해된 산소량과 비교해서 물이 상대적으로 많기 때문에 산소의 공급이 철근 부식률을 결정하는 중요 요소이다. 그러므로 콘크리트 피복을 통하여 확산하는 산소에 의해 콘크리트와 철근의 부착면에서 2단계의 부식과정이 발생한다. 산소의 유입량이 철근의 부식률 $w(t)$ 를 결정한다⁶⁾.

$$w(t) = \frac{\alpha [Fe]}{n [O_2]} Q(t) \quad (8)$$

여기서 $\alpha [Fe]$ = 철의 원자가

$n [O_2]$ = 산소의 분자가

$Q(t)$ = 산소의 확산량

n = 각 철원자의 산화에 사용된 산소 분자의 개수

α = 철근의 표면에 대한 콘크리트에서의 산소 유입 면적비

식(8)의 전기화학적 반응이 부식과정에서 n 값이 0.5, α 값이 1.0이 되었다 가정하면, 산소의 확산 유입량은 $100 \text{ gm/cm}^2/\text{year}$ 인데, 이는 17.5 mpy 에 해당한다.

다른 방법으로는 부식에 의해서 감소되는 철근의 지름 $(D(t))$ 을 고려하는 것이다. 부식률은 전류밀도 i_{corr} 를 다음과 같이 일정한 연간 부식률로 가정함으로써 현재계측을 통해서 정확하게 측정된다.

$$\Delta D(t) = 0.0232(T - T_i) i_{corr}; t > T_i \quad (9)$$

여기서 T_i : 부식 개시 시간(year)

전류밀도와 부식률은 강제 표면의 물과 산소여부가 좌우한다. 물-시멘트비 함수로서의 전류밀도는 실험식으로 얻을 수 있다¹²⁾.

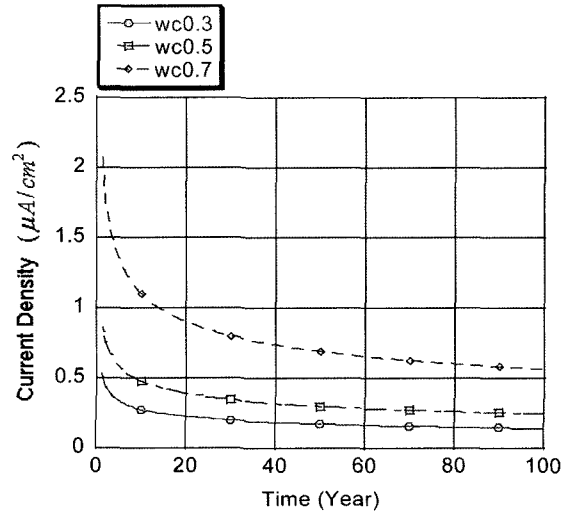


Fig. 2 Time dependent current density function with the variations of water to cement ratio

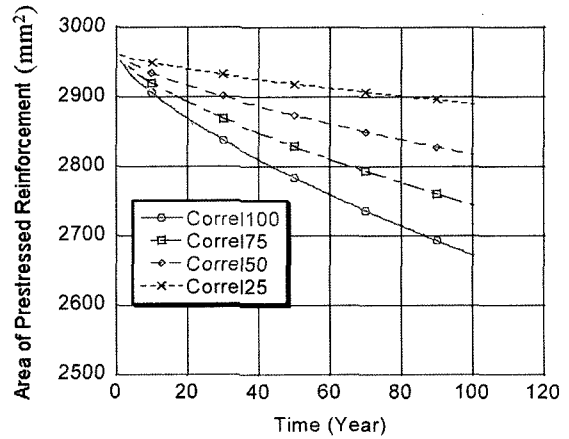


Fig. 3 Reduction of reinforcement area with the variations of correlations between tendons in a prestressed concrete girder

$$i_{corr}(1) = \frac{37.8 \left(1 - \frac{w}{c}\right)^{-1.64}}{cover} \quad (10)$$

단위: $(\mu A/cm^2, cover(mm))$

$$i_{corr}(t_p) = i_{corr}(1) \cdot 0.85 t_p^{-0.29}, t_p(\text{years}) \quad (11)$$

여기서 t_p : 부식 개시 후 경과된 시간

일반적 부식 개시시간은 식(7)을 사용하여 얻을 수 있으며 이때 확산된 염화 이온은 개발된 유한요소 모델에 기초한 프로그램에 의해서 Fig. 12와 같이 계산된다. Fig. 2는 물-시멘트비 증가, 전류밀도 및 부식률의 증가와 관련하여 식 (10)과(11)에 의해 계산된 물-시멘트비와 시간에 따른 밀도 함수이다. 시간이 경과함에 따라 부식률과 부식률은 감소한다. 그러므로 Fig. 2에서 전류밀도의 상수가정은 상당히 보수적임을 알 수 있다. 일반적인 부식으로 인한 철근 단면적의 감소효과가 Fig. 3에 나타나 있으며 식 (9)를 사용하여 얻은 것이다. 식(10)과 식 (11)은 Matlab 프로그램을 통해 개발된 유한요소해석프로그램으로 계산되었다¹³⁾.

2.4. 부착 강도, 슬립, 그리고 균열폭

부착 강도와 단부 슬립 관계는 균열을 분석하는데 중요한 역할을 담당한다. 지배 미분방정식의 유형은 선형 이든 비선형이든 부착강도와 슬립 관계에 의존한다. CEB-FIP시방서는 Ciampi, Enigenhausen, Bertero, Popov가 제안한 다음과 같은 비선형모델⁵⁾을 사용하였다.

$$\tau_b = \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (12)$$

여기서, τ_b = 부착강도, τ_{\max} = 최대부착강도, (구속된 콘크리트에서는 $2.5\sqrt{f_{ck}}$, 비구속된 경우는 $2.0\sqrt{f_{ck} N/mm^2}$)
 s = 슬립, s_1 = 부착강도에 따른 특성 슬립 (철근에 구속된 경우는 1.0, 비구속된 경우는 0.6을 적용), 실험상수 α 는 0에서 1사이의 값을 가지며 보통콘크리트의 경우 0.4를 사용한다.

평형조건과 변형률 적합조건을 사용해서, 끝단의 슬립과 균열폭은 다음과 같이 계산한다.

$$s_x = \left[\frac{2(1 - \alpha^2(1 + \alpha_e \rho_{s,ef})\tau_{\max})}{(1 + \alpha)E_s} \frac{x^2}{s_1^\alpha \Phi} \right]^{1-\alpha} \quad (13)$$

여기서, $s_x = x$ 에 대한 슬립함수, x 는 단면의 바닥면상의 균열의 끝점에서 시작, $\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}}$: 유효철근비, A_s = 철근면적, $A_{c,ef}$ = 인장구역의 면적, Φ = 철근의 공칭지름이나 철근다발의 등가 지름(mm), E_s = 철근의 탄성계수, $\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$, E_c = 재령 28일후의 콘크리트의 탄성계수, 실험상수 $\alpha = 0.4$ (일반콘크리트에서), 0.3. (고강도 콘크리트에서) 초기 균열형성표면에서의 균열폭은 균열시 강제응력 함수

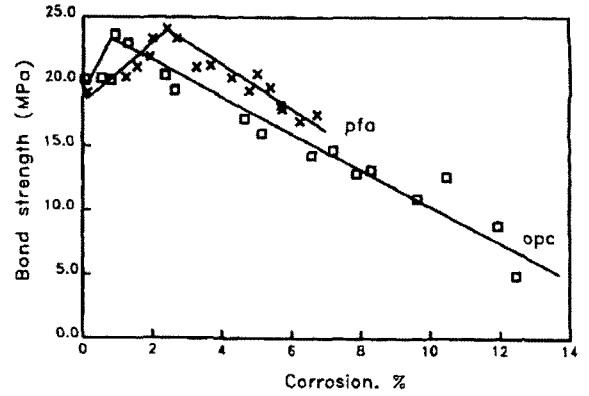


Fig. 4 Effect of corrosion on bond strength

(σ_{s2})와 τ_{\max} 를 대입해서 다음과 같이 얻어진다.

$$w_{\max} = 2 \left[\frac{(1 + a)s_1^\alpha \Phi}{8(1 + \alpha_e \rho_{s,ef})} \frac{\sigma_{s2}^2}{\tau_{\max} E_s} \right]^{1+\alpha} \quad (\text{mm}) \quad (14)$$

여기서 σ_{s2} (균열에서의 강재 응력) = $\frac{\Delta F_{s+p}}{A_s + \sqrt{\xi_1} A_p}$, ΔF_{s+p} =

합성보의 전체 인장력, A_s = 일반 철근량, A_p = 프리스트레스 긴장재량, $\xi_1 = \frac{\tau_{bp,k} \Phi}{\tau_{bs,k} \Phi_p}$, Φ = 철근의 지름, Φ_p = 긴장재의 지름, $\tau_{bp,k}$ = 프리스트레스 긴장재의 부착강도, $\tau_{bs,k}$ = 철근의 부착강도, $\frac{\tau_{bp,k}}{\tau_{bs,k}} = 0.2 \sim 0.6$ (프레스트레싱 소선 = 0.2, 이형소선과 스트랜드의 경우 = 0.4, 프리스트레싱 바의 경우 = 0.6)

유도된 부착강도는 균열단면에서는 0이고, 균열근처에서 최대값을 나타낸다. 제안된 식은 실험 결과와 비교해

Table 2 Experimental maximum crack width prediction equations for reinforced concrete and prestressed concrete structures

Proposed by	Maximum crack width	비고
Nawy and potyondy ⁽¹⁶⁾	$W_{\max 1} = 1.44 \cdot 10^{-4} \cdot 25.4 \cdot 10^{-5} \cdot A_{cs} \cdot (\Delta E_{ps} \cdot E)^{1.31} \quad (\text{mm})$ $A_{cs} = 1.54 \cdot \frac{A_t}{\sum O}$: mean crack spacing A_t = area of concrete tensile zone $\sum O$ = sum of perimeters of bonded reinforcements ΔE_{ps} = increased strain by external loading E = elasticity of reinforcements	*Compared equation 1
Nawy and huang ⁽¹⁷⁾	$W_{\max 2} = 25.4 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot 10^{-5} \cdot \frac{A_t \cdot \Delta f_{ps}}{\sum O} \quad (\text{mm})$ f_{ps} = net stress change in prestressing steel after decompression $\alpha = 5.85$ if pre-tensioning $\alpha = 6.51$ if post-tensioning	*Compared equation 2
Meier and gergely ⁽¹⁸⁾	$W_{\max 3} = C1 \cdot \varepsilon_{ct} \cdot d_c \quad (\text{mm})$ $W_{\max 4} = C2 \cdot \varepsilon_{ct} \cdot d_c \cdot A_b^{1/3} \quad (\text{mm})$ $C1, C2$ = bond coefficients For Re-bars; $C1 = 12, C2 = 8.4$ For Strands; $C1 = 16, C2 = 12$ ε_{ct} = nominal concrete tensile strain at tensile face	*Compared equation 3, 4

*Compared equation : compared with proposed equation(Eq.¹⁷⁾

서 ±20%정도의 변동 계수를 보여준다.

부착강도와 부식단계 사이의 관계는 실험결과와 회귀식(Fig. 4)을 이용하면 다음과 같다¹⁴⁾.

$$\tau_b(C) = 23.478 - 1.313C \quad (15)$$

여기서 $\tau_b(0)$ = 일반적인 포틀랜드시멘트의 부착강도(MPa),
C = 부식비율 (감소된 긴장재의 직경, %)

부식 때문에 부착강도가 감소되어 생긴 균열폭은 식 (14)로 계산될 수 있다. 시험결과에서 얻은 회귀식(15)는 일반적인 값보다 더 강한 부착강도를 볼 수 있다. 그러므로 초기 부착 강도는 일반적인 콘크리트에 있어서 $\tau_b(0) = 2.5\sqrt{f_{ck}}$ 혹은 $2.0\sqrt{f_{ck}}$ N/mm²라고 가정한다. 이번 연구에서 개발한 프로그램 NONCOMP (3.1절 참조)에서 사용된 제안식의 부착응력은 다음과 같다.

$$\tau_b(C) : 2\sqrt{f_{ck}} - 1.313C(\%) \geq 0(MPa) \quad (16a)$$

비구속 콘크리트

$$\tau_b(C) : 2.5\sqrt{f_{ck}} - 1.313C(\%) \geq 0(MPa) \quad (16b)$$

구속된 콘크리트

$$\tau_b(C) \geq 0.1\tau_b(0) \quad (16c)$$

여기서 식 (16c)의 부착강도의 부식에 의한 최소값(최소값의 10%)는 실험결과¹⁵⁾를 이용하였다. 식(14)에 부식으로 감소된 부착응력 식 16c를 대입하면:

$$w_{max}(mm) \quad (17)$$

$$0.8 \cdot \left[\frac{(1 + \alpha) \cdot (\sigma_{s2})^2}{[(1 + \alpha A_s/A_{c,ef}) \cdot (2\sqrt{f_{ck}} - 1.313C(\%))E_{es}]} \right]^{\frac{1}{1+\alpha}}$$

여기서, $\rho = \frac{A_s}{A_{c,ef}}$: 유효철근비

$A_{c,ef} = 2.5 \frac{d_c + \Phi/2}{t_w}$: 유효철근단면적, Φ : 철근의 직경

균열예측 제안식 (17)을 다른 실험결과 회귀식들(Table 2, 비교실험식 1~4)과 비교하여, PSC교량에서의 예측해석을 통해서 검증하였다 (Figs. 16~17).

3. 교량에서의 균열폭 예측

3.1 재료비선형 단면해석프로그램(NONCOMP: Nonlinear Composite Section Analysis Program)

콘크리트, 강재, 긴장재의 재료비선형을 고려한 단면의 평형조건해석을 통해서 균열발생여부와 관계없이, 외력이 작용하는 합성형 교량에서의 부식이 발생하는 강재의 응력과 변형률을 정확히 알 수 있다.

단순지지형식의 합성형 PSC교량 단면의 최대 모멘트 발생위치에서, 미리 적분된 압축측 콘크리트의 구성방정식의 도심과 크기, 그리고 인장측 강재의 저항력과 힘의 평형을 고려하여 단면의 변형률은 (Fig. 9) 다음과 같

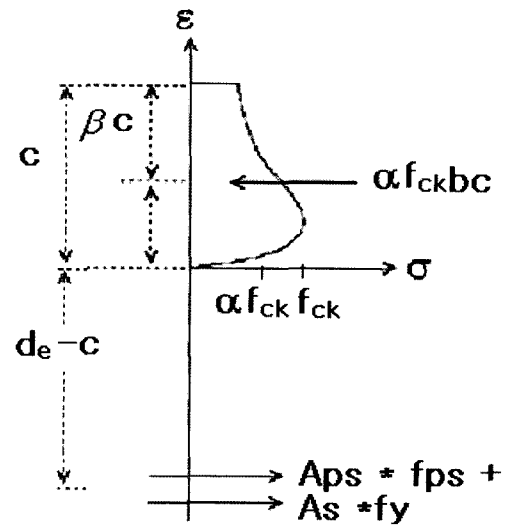


Fig. 5 The locations of centroid of stress-strain diagram and equivalent rectangular area

이 계산한다.

step 1) $i=0, \epsilon^i = \epsilon^i + \Delta\epsilon$: 콘크리트 변형률을 0부터 증가시킴

step 2) 중립축 c의 가정

step 3) 가정된 중립축에 대한 주어진 변형률에 대한

적분계수 α 와 β 산정, $\alpha = \frac{\sigma_{av}}{f_{ck}}$: 콘크리트 구성방정식

(Fig. 6) 적분값의 등가사각형의 높이(σ_{av} : 등가응력사각형의 높이, f_{ck} : 콘크리트의 28일 압축강도), β_c : 콘크리트 구성방정식 압축측 상단으로부터 적분값의 도심까지의 거리 (Fig. 8)

step 4) $\alpha f_{ck} b c = A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A_s' f_s'$: 인장력과 압축력의 평형방정식: 불평형시 2)로 이동해서 비선형해법(Newton-Raphson 해법 등)을 적용

step 5) : $\epsilon_s = \epsilon_s \left(\frac{d_s - c}{c} \right)$: 변형률 적합방정식

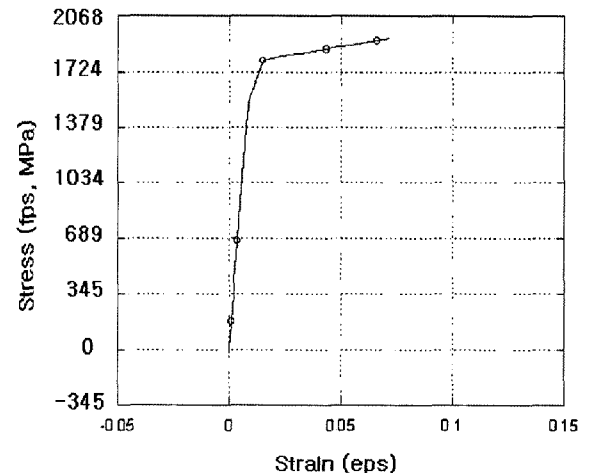


Fig. 6 Nonlinear constitutive relationship of prestressed reinforcement (Menegotto and Pinto Model²⁰⁾)

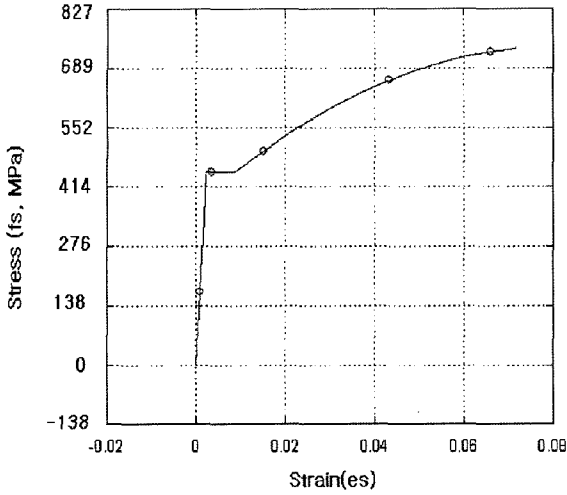


Fig. 7 Nonlinear constitutive relationship of prestressed reinforcement (Sargin Model²¹⁾)

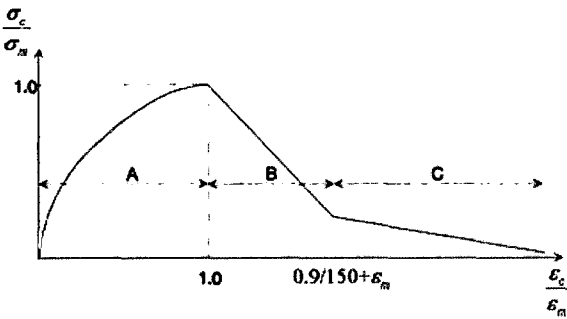


Fig. 8 Nonlinear constitutive relationship for concrete²²

step 6) : $\epsilon_{ps} = \epsilon_{pe} + \epsilon_{ce} + \epsilon_c \left(\frac{d_p - c}{c} \right)$: 변형률적합방정식

step 7) : $\epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{ps}}$: 손실발생후의 긴장변형률

step 8) : $\epsilon_{ce} = \left(\frac{A_{ps} f_{pe}}{A E_c} \right) \left(1 - \frac{e_0^2}{r^2} \right)$ 콘크리트 상단의 손실발생후의 변형률

step 9) 변형률에 해당하는 응력값 산정(Figs. 6~8)

step 10) 주어진 변형률에 대한 단면의 극한저항모멘트

$$M_n^i = A_{ps} f_{ps} (d_{ps} - \beta c) + A_s f_s (d_s - \beta c) - A'_s f_{ps} (\beta c - d')$$

step 11) $i = i + 1$, step 1)으로 이동후 변형률 증가

여기서 step 4)와 5)에서 중립축에 직각인 선형 변형률의 적합방정식을 사용하므로 균열발생 여부에 독립적으로 철근 및 긴장재의 변형률의 계산이 가능해진다¹⁹⁾.

여기서 유효깊이 $d_e = (A_{ps} f_{ps} d_{ps} + A_s f_s d_s) / (A_{ps} f_{ps} d_{ps} + A_s f_s)$

여기서,

$$\text{A구간 응력} : \sigma = \sigma_m \left[2 \frac{\epsilon}{\epsilon_m} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m} \right)^2 \right]$$

$$\text{B구간 응력} : \sigma = \sigma_m (1 - Z(\epsilon - \epsilon_m)), z = 150$$

$$\text{C구간 응력} : \sigma \leq 0.1 \sigma_m$$

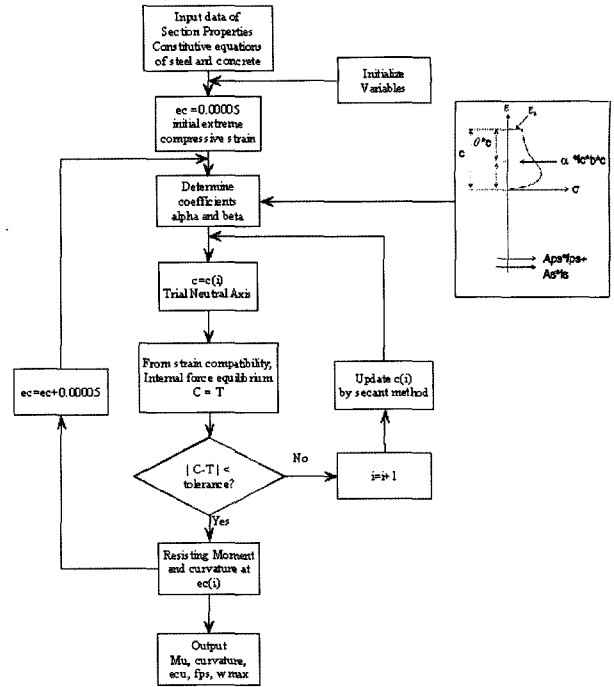


Fig. 9 Flowchart for nonlinear analysis for un-cracked or cracked section¹³⁾

$$Z = \frac{\sigma_m \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_m} \right)}{\epsilon_m \left[1 - 2 \frac{\epsilon}{\epsilon_m} + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m} \right)^2 \right]}$$

$$\sigma_m = f_{ck}, \epsilon_m = 0.00014 \sqrt{f_{ck}}$$

여기서, 곡률 $\Psi = \frac{\epsilon_c}{c}$, ϵ_c : 콘크리트 상단면의 변형률, c: 단면상단에서 중립축까지의 거리, 압축력: $c = \sigma_m bc = \alpha f_{ck} bc$, T = 인장력

3.2 교량에서의 균열 예측식과 실험식의 비교검증

CE-FIP 모델에서 식 (14)는 부분적으로 프리스트레스된 경우, 철근 응력(σ_{s2})의 근사값을 사용하고 있다.

$$\text{즉, 균열발생시 강재응력} : \sigma_{s2} = \frac{\Delta F_{s+p}}{A_s + \sqrt{\zeta_1} A_p} \quad (18)$$

여기서 $\zeta_1 = \frac{\tau_{bp,k} \Phi}{\tau_{bs,k} \Phi_p}$, $\frac{\tau_{bp,k}}{\tau_{bs,k}} = 0.2$: 프리스트레스와 일반 철근의 부착 응력 사이의 상수비, $\tau_{bp,k}$ = 철근의 평균부착응력보다 더 낮은 연성(MPa), $\tau_{bs,k}$ = 프리스트레스 강선의 평균부착응력보다 더 낮은 연성(MPa), Φ = 프리스트레스 강선의 공칭지름 (mm)

균열이 생성된 곳에서의 식 (18)과 같이 변형 적합방정식을 이용하여 철근의 변형률을 구한 후 식 (19)와 Fig. 7과 같이 철근의 비선형구성방정식에서 응력을 구한다.

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_s - c}{c} \quad (18)$$

$$\sigma_{s2} = E_{es} \cdot \epsilon_s, \epsilon_s \leq \epsilon_y \quad (19a)$$

$$\sigma_{s2} = f_y, \quad \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \quad (19b)$$

$$\sigma_{s2} = f_y + E_{sh}(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) \left[1 - \frac{E_{sh}(\epsilon_s - \epsilon_{sh})}{4(f_{su} - f_y)} \right] \quad (19c)$$

여기서 c : 단면의 상층 연단으로 부터 중립축의 거리, E_{ps} : 프리스트레스 강재나 혹은 일반 철근의 탄성계수, d_s : 철근과 긴장재의 도심까지의 단면의 깊이, ϵ_s : 철근의 변형률, ϵ_y : 철근의 항복 변형률, ϵ_{sh} : 철근의 변형률 경화변형률, f_y : 철근의 항복강도, f_{su} : 철근의 인장강도

개발된 NONCOMP 프로그램을 사용하여 다음과 같이 제안된 식과 실험결과 회귀식들과 비교 검증하였다. 대상예제 교량은 다음과 같다.

4. 적용 예: PSC 교량

4.1 교량의 제원

프리캐스트 프리텐션방식의 지간 25 m의 단순지지 교량을 대상으로 해석하였다. 적용 예로 사용된 5개의 합성형

Table 3 The properties of PSC Girder Bridge

Thickness of slab	$d_s = 200$ mm
Compressive strength of concrete	$f_c = 40$ MPa (Girder) $f_c = 27.6$ MPa (Slab)
Tensile strength of tendon	$f_{pu} = 1,863$ MPa
Yield strength of tendon	$f_{py} = 0.9 f_{pu} = 1,676.7$ MPa
Elasticity of tendon	$E_p = 16,490.8$ MPa
Elasticity of rebar	$E_s = 196,508$ MPa
Elasticity of concrete	$E_c = 33,701$ MPa
Area of tendon	$A_{ps} = 2,964$ mm ²
Area of rebar	$A_s = 230$ mm ²
Depth of rebar	$d_s = 1,321$ mm
Depth of tendon	$d_p = 1,321$ mm

$$\text{Partially prestressed ratio(P.P.R.)}^{(16)} = \frac{A_{ps}f_{ps}}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} = 0.98$$

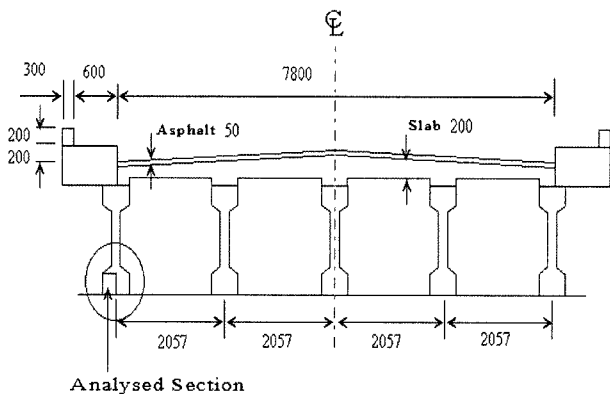


Fig. 10 Cross section of an example prestressed concrete bridge (mm)

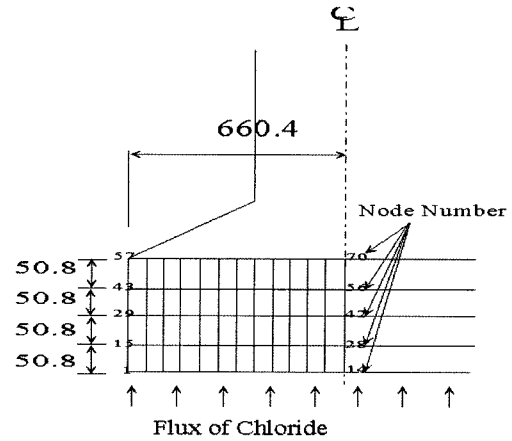


Fig. 11 Dimensions, node, elements, and symmetric boundary conditions (mm)

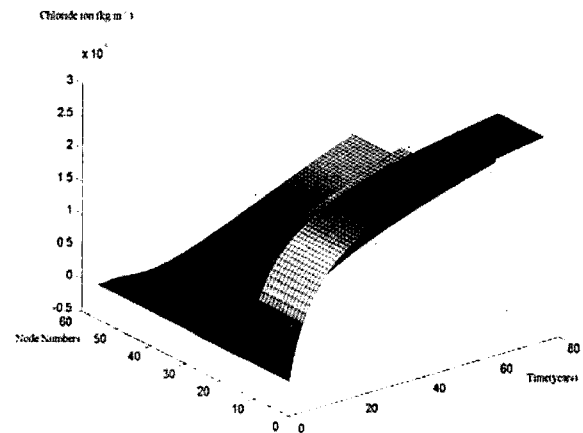


Fig. 12 Diffusion of chloride ion to prestressed concrete girders (kg/m³)

거더로 구성된 PSC 콘크리트 교량의 제원은 Table 3과 같다.

4.2 염화이온 확산해석

자유염화이온의 확산해석은 단면의 대칭조건을 이용하여 1/2단면만을 모델링하였다. Fig 12는 30가닥의 긴장재의 위치에 절점을 부여하고, 총 70절점과 48개의 Quadrilateral 요소를 보여준다.

염화이온의 표면유입(flux)을 무시하고, 표면농도를 3.5 kg/m³으로 가정하여 계산한 결과가 Fig. 12에 나타나 있다. 3 단으로 배치된 PS긴장재의 위치에, 확산 침투된 염화이온의 농도가 0.782 (Table 1)에 도달하는 부식개시 시간이 12, 26, 31년으로 계산되었다 (Fig. 13).

4.3 부식의 진행과 극한저항강도

설계수명 100년간 단면의 극한 저항 모멘트는 7,696 kN-m에서 부식으로 인해서 6,965 kN-m로 9.5%감소하였으며 (Fig. 14), 이 감소비율은 볼시멘트비가 커질수록 증가하

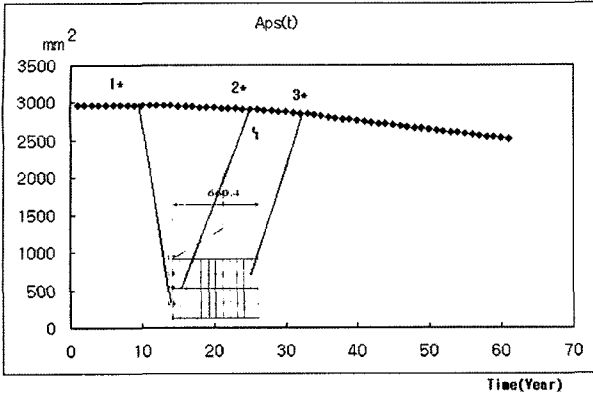


Fig. 13 Time dependent reduction of cross section of tendon

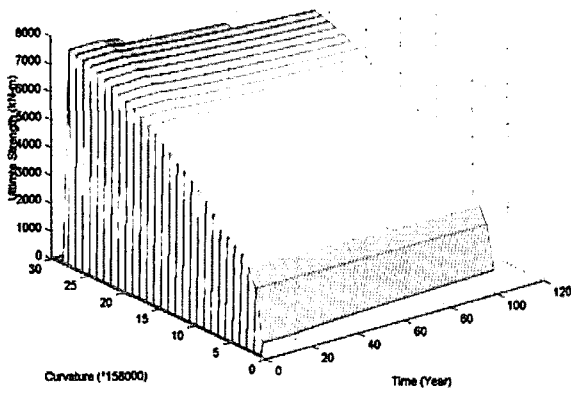


Fig. 14 Degraded ultimate strength of the section (w/c = 0.5)

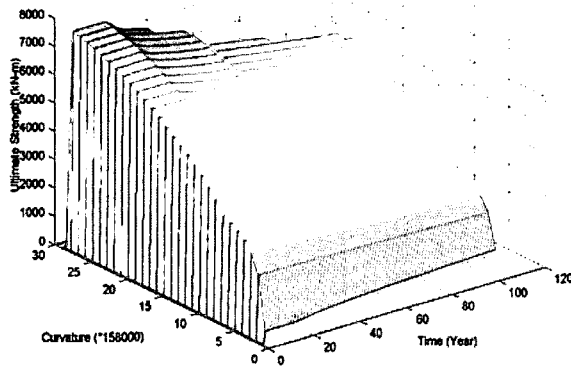


Fig. 15 Degraded ultimate strength of the section (w/c = 0.7)

여 물시멘트비 0.7의 경우 5,933 kN-m으로 23%의 감소 비율을 보여준다 (Fig. 15).

4.4 최대 균열폭

본 예제 교량의 경우에 부식이 시작되기전 단면의 파괴직전에 최대균열폭은 다음과 같이 계산된다.

$$\text{탄성계수비} : \alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = 6.1728,$$

$$A_{c,ef} = 2.5(h-d)b = 2.550.8203 = 25,781 \text{ mm}^2$$

$$\frac{(1 + \alpha)3.56}{8(1 + \alpha_e A_s/A_{c,ef})} = \frac{(1 + 0.4)3.56}{8(1 + 6.1728230/25781)} = 0.591$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_s - c}{c} = 5.0 \times 10^{-4},$$

$$\sigma_{s2} = f(E_{ps}, \epsilon_s) = 425.56 \text{ (MPa)}$$

$$w_{\max} =$$

$$0.89 \cdot \left[\frac{(1 + \alpha) \cdot (\sigma_{s2})^2}{[(1 + \alpha_e A_s/A_{c,ef}) \cdot (2\sqrt{f_{ck}} - 1.313C(\%))E_{es}]} \right]^{\frac{1}{1 + \alpha}}$$

$$= 0.2306 \text{ mm}$$

제안된 식의 계산된 결과 (Fig. 16)는 다른 실험결과회귀식들 ($w_{\max1}$, $w_{\max2}$, $w_{\max3}$, $w_{\max4}$)과 비교하여, 단면이 작은 변형을 하는 경우 철근의 응력의 제약을 고려하므로 약간 큰 값을 보여주고 있다. 극한 변형을 하는 큰 변형을 구간에서는 다른 식들과 매우 근접한 값을 보여주고 있으며, 이 구간은 철근이 항복강도를 유지하거나 약간의 변형을 경화를 보여주는 상태였다. 철근의 배근이 많이 되거나 긴장재가 적어져서 부분 긴장정도 (partially prestressing ratio: P.P.R.)가 줄어드는 경우에 대해서는 다음과 같다.

$$\text{부분긴장정도(P.P.R.)} = \frac{A_{ps}f_{ps}}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} = 0.7$$

$$A_{c,ef} = 2.5(h - d)b = 2.550.8203 = 25,781 \text{ mm}^2$$

$$\frac{(1 + \alpha)3.56}{8(1 + \alpha_e A_s/A_{c,ef})}$$

$$\frac{(1 + 0.4)3.56}{8(1 + 6.1728 \cdot 3226/25781)} = 0.3558$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \frac{d_s - c}{c} = 1.4E-03,$$

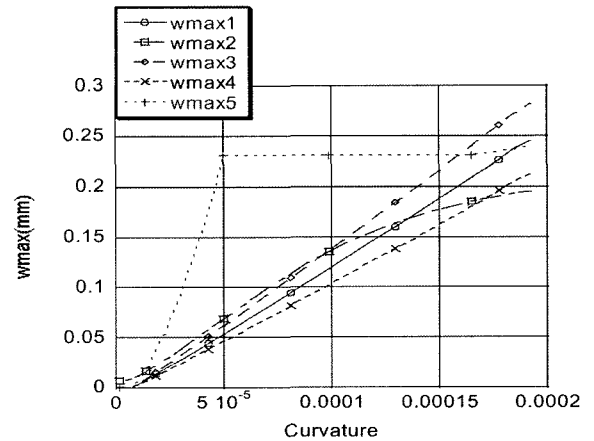


Fig. 16 Predicted crack widths by four experimental equations and suggested equation (P.P.R.=0.9)

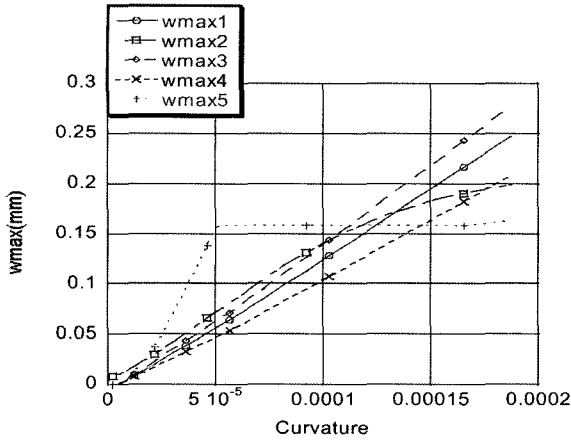


Fig. 17 Predicted crack widths by four experimental equations and suggested equation (P.P.R.=0.7)

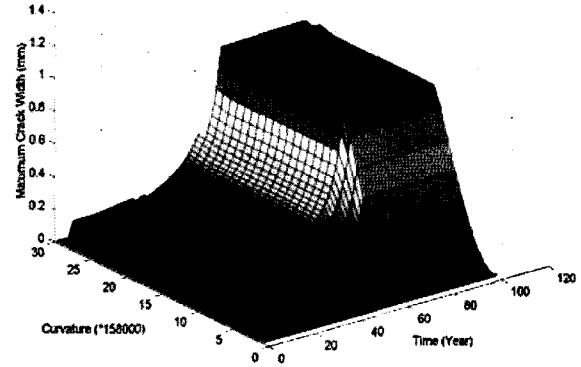


Fig. 19 Predicted crack width by the suggested crack width prediction model (Eq.17) during life cycle

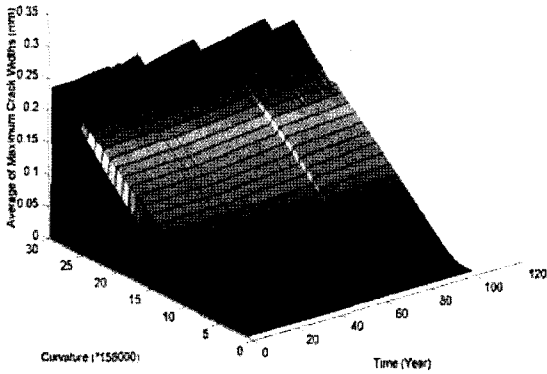


Fig. 18 Predicted crack width by the average of four experimental equations during life cycle

$$\sigma_{s2} = f(E_{ps}, \epsilon_s) = 457.5(MPa)$$

$$w_{max} =$$

$$0.89 \cdot \left[\frac{(1 + \alpha) \cdot (\sigma_{s2})^2}{[(1 + \alpha A_s/A_{c,ef}) \cdot (2\sqrt{f_{ck}} - 1.313C(\%))E_{es}]} \right]^{\frac{1}{1+\alpha}}$$

$$= 0.163 \text{ mm}$$

이 경우 제안식을 적용한 균열폭의 값은, 증가된 철근 면적에 의해서 감소된 철근응력의 영향으로, 다른 4개의 실험식에 보다 근접한 값을 보임을 알 수 있다(Fig. 17). 제안식은 철근과 콘크리트의 부착강도와 슬립에 대한 평형조건과 적합조건으로부터 유도되었으므로 프리스트레스트 긴장이 많이 될수록(P.P.R.이 커질수록) 철근응력의 제곱항의 영향이 나타나서 안전측의 값이 나타나는 것으로 보여진다.

그러나 다른 실험회귀식과 달리, 제안식에서는 초기부착강도와 부식으로 인해서 감소되는 부착강도를 고려하였으므로 교량 설계수명동안의 열화현상으로서의 최대균열폭의 변화를 예측할 수 있다. Fig. 18에서 기존 실험회귀식들의 평균값이 철근의 변형률의 증가분만을 고려하기 때문에 0.233 mm로부터 100년 후 0.252 mm의 증가만

을 보여주는 것과 달리, 제안식에서는 Fig. 19와 같이 부착강도가 1 MPa에 도달하는 공용수명 61년까지 1.46 mm로 증가되는 최대균열폭의 예측이 단면의 변형정도(곡률)에 따라서 시간단계별로 계산되었다. 제안식의 경우도 철근의 면적 감소에 따른 응력증가로 부착강도가 1 MPa를 유지하더라도 최대균열폭은 1.47 mm까지 설계수명동안 증가하는 것을 보여준다.

5. 결 론

콘크리트 합성형 거더 교량시스템에서, 부식과 균열 모델은 염화물이온의 확산을 위한 유효요소 프로그램과 부식에 의한 철근감소, 그리고 재료 비선형을 고려한 단면 해석 방법에 의해서 계산되었다. 연구 결과에서 다음의 결론을 도출하였다.

- 1) 최대 균열폭을 합성형 거더 교량시스템의 비선형 단면해석 프로그램을 개발하여 네 가지 실험결과회귀식들과 비교하였다. 비선형 단면 해석에 근거한 철근응력을 이용한 예상 균열폭은 실험회귀식들과 유사한 값을 보여준다.
- 2) 개발된 단면의 재료비선형해석 프로그램은 부착강도, 미끄러짐(슬립), 부식정도, 철근의 응력과 변형률을 계산하고, 최대균열폭 예측과 교량시스템의 강도를 선택된 단면에서 정량적으로 계산된다. 제안식에서는 철근과 콘크리트의 부착강도와 슬립에 대한 평형조건과 적합조건으로부터 유도되었으므로 프리스트레스트 긴장이 많이 될수록(P.P.R.이 커질수록) 철근응력의 제곱항의 영향이 나타나므로 안전측의 값이 계산되는 것으로 판단된다.
- 3) 다른 실험회귀식과 달리, 제안식에서는 초기부착강도와 부식으로 인해서 감소되는 부착강도를 고려하였으므로 교량 설계수명동안 증가되는 최대균열폭의 예측값을 보여준다.
- 4) 제안된 균열폭 예측식은 철근과 긴장재의 혼합비에

대한 추가적인 실험연구와의 비교 및 개선을 통해서, 단면의 변형에 대한 엄밀한 이론적 해석, 부식-열화를 고려한 설계, 시간단계별 사용성 한계상태의 평가의 기준, 그리고 콘크리트 구조물의 잔존 수명예측과 유지관리분야에 기여할 것으로 기대한다.

참고문헌

- Gergely, Peter and Lutz, L. A., *Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members*, Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete, Special Publication SP-20, American Concrete Institute, 1968, pp.87~117.
- Hognestad, E., *Design of Concrete for Service Life*, Concrete International, June 1986, pp.63~67.
- Gergely, Peter., *Role of Cover and Bar Spacing in Reinforced Concrete*, ACI Special Publication SP-72, pp.133~147.
- Rice, P. F., "Structural Design of Concrete Sanitary Structures", *Concrete International*, October 1984, pp.14~16.
- CEB/FIP 90, *Structural Concrete*, Vol.2, 1990, 84pp.
- Ting, S. C., "The effects of corrosion on the reliability of concrete bridge girders", Doctoral Dissertation of the University of Michigan, 1989, pp.56~67.
- 김성욱, 김도겸, 이종석, "해안 콘크리트 구조물의 성능 저하 평가에 관한 연구", 한국건설기술연구원, 2003. 12, 54pp.
- Arya, C. and Newman, J. B., "Assessment of Four Methods of Determining the Free Chloride Content of Concrete", *Materials and Structures*, Vol.23, 1990, pp.319~330.
- Dhir, R. K., Jones, M. R., and Ahmed, H. E. H., "Determination of Total and Soluble Chlorides in Concretes", *Cement and Concrete Research*, Vol. 20, 1990, pp.579~590.
- Bentz, D. P., Garboczi, E. J., and Lagergren, E. S., "Multi-Scale Microstructural Modeling of Concrete Diffusivity: Identification of Significant Variables", *Cement, Concrete, and Aggregates*, Vol.20, No.1, 1998, pp.129~139.
- Segerlind L. J., *Applied Finite Element Analysis*, Wiley Text Books; 2nd edition, 1984, 185pp.
- Kim Anh T. Vu. and Mark G Stewart, "Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models", *Structural Safety* Vol.22, 2000, pp.313~333.
- Cho, Taejun, *Reliability Models for Corrosion of Concrete Bridges*, Doctoral Dissertation of the University of Michigan., 2003, pp.1~310.
- Cabrera, J. G., "Deterioration of Concrete Due to Reinforcement Steel Corrosion", *Cement & Concrete Composites* Vol.18, 1998, pp.1010~1019.
- Almusallam, A., Al-Gahtani, A. S., Aziz, A. R., Dakhil, F. H., and Rasheeduzzafar, "Effect of reinforcement corrosion on bond strength", *Construction and Building Materials* Vol.10, No.2, 1996, pp.123~129.
- Nawy, E. G. and Potyondy, J. G., *Moment rotation, cracking and deflection of spirally bound, pretensioned prestressed concrete beams*, New Brunswick : Rutgers Univ., Vol.81, No.5, 1970, pp.104~116.
- Nawy, E. G. and Huang, P. T., "Crack and Deflection Control of Pretensioned Prestressed Beams", *PCI Journal*, Vol. 22, No.3, May-June, 1977, pp.30~47.
- Meier, S. W. and Gergely, P., "Flexural Crack Width in Prestressed Concrete Beams", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.107, No.ST2, 1981, pp.429~433.
- Naaman, A. E., *Partially Prestressed Concrete: Review and Recommendations*, PCI Code JR-319, 1985, 43pp.
- Menegotto, M. and Pinto, P. E., "Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements under Combined Normal Forces and Bending." *IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon. 1973, pp.15~22.
- Sargin, M., *Stress-Strain Relationship for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections*, Study No. 4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, 1971, 167pp.
- Hognestad, E., "Fundamental Concepts in Ultimate Load of Reinforced Concrete Members", *J. ACI*, 1952, pp.48~53.

요약 사용성 한계상태로서의 균열폭 예측에 관한 현재의 교량설계 시방기준은, 부식의 시작과 진행에 의한 균열폭을 고려할 때 이론적으로 불충분하다. 균열폭은 하중, 부착, 미끄러짐, 그리고 철근이나 긴장재의 부식에 영향을 받는다. 콘크리트 교량의 생애주기 동안의 시간 의존적 일반부식을 고려하여, 균열폭 예측식을 제안하였다. 개발된 부식 모델과 균열예측식은 프리스트레스트 콘크리트교량과 일반콘크리트교량의 설계시 시간단계별로 물-시멘트 비, 피복두께, 단면형상의 변화에 따른 극한한계상태와 사용성한계상태의 평가에 사용될 수 있다. 또한 기존교량의 시간단계별 극한한계상태 및 사용성한계 상태의 평가를 통해서 정량적인 유지관리 및 잔존수명예측에 기여할 것으로 기대한다.

핵심용어 균열폭예측, 일반부식모델, 콘크리트 교량, PSC 교량