

部分 프리스트레스트 콘크리트 슬래브의 휨龜裂 舉動에 관한 實驗的 研究

(An Experimental Study on the Flexural Cracking
Behavior of Partially Prestressed Concrete Slabs)

박 홍 용* 오 언 준 희** 최 익 창***
Park Hong Yong Yon Jun Hui Chi Ik Chang

ABSTRACT

This paper contains experimental studies on the flexural cracking behavior of PPC one-way slabs. Three post tensioned bonded PPC slabs with the same prestressing ratio and ultimate moment strength were tested. Based upon test results, this paper also presents the crack width prediction formula PPC slab.

According to the crack theory developed mainly in Europe, crack width formula is given as the product of crack spacing and mean steel strain after decompression. Average crack spacing formula is composed of many factors mainly such as concrete cover, concrete effective area in tension, sum of reinforcing bars perimeters and mixed reinforcements. In particular, it is very important to specify the bond characteristics of mixed reinforcements, since bond characteristics of PC bars are different from those of non-tensioned deformed bars. For this reason, a reduced bond coefficients for PS bars is employed in this study.

1. 序論

1.1 概要

部分 프리스트레스트 콘크리트 部材는 使用荷重 狀態에서 龜裂의 發生이 許容되는 部材이다. 鋼材로 補強된 콘크리트 部材에서 龜裂의 發生은 構造物의 耐久性, 使用性에 나쁜 影響을 끼칠뿐만 아니라 外觀상으로도 좋지않다.

一般적으로 철근 콘크리트(RC) 部材에서 引張鋼 콘크리트의 龜裂 形成은 當然한 것으로 여기고, 그에 따라 設計計算도 이루어진다. 또한 設計方法이 強度 設計法으로 많이 使用되므로 構造物의 使用性 檢討는 더욱 重要하게 되었다. 使用性 檢討에서 가장 큰 問題는 龜裂에 관한 것과 龜裂에 의해서 發生되는 問題 — 처짐계산, 피로검토, 鋼材 腐蝕에 따른 내구성 등 — 들이다.

最近에 와서 部分 PC가 經濟性과 使用性에서 完全 PC나 RC에 비해서 有利한점이 있는것으로 알려지자 使用頻도가 높아지고 있다. 아울러 部分 PC部材에서의 龜裂로 인한 問題 — 외관의 損傷, 피로파괴의 위험, 緊張鋼材의 腐蝕 危險 — 가 RC部材에서 보다 더욱 重要하게 되어 效果의인 龜裂 폭 制限이 必要하게 되었다.

그러나 現行 대부분의 龜裂 폭 制限 公式은 RC 部材에 관한 것이기 때문에 直接的으로 PC部材에 適用하는데는 무리가 있다. 部分 PC 部材에는 附着 特性이 相異한 緊張鋼材와 非緊張鋼材가 混合 配筋되어 있으므로 이러한 特性을 考慮한 龜裂公

式이 必要하게 되었다.

本 研究에서는 龜裂形成에 影響을 주는 主要因子를 實驗을 수행하여 調查하고, 主要 因子들의 影響值를 決定하여 이를 根據로 部分 PC 部材에 使用할 수 있는 龜裂公式을 提案하고자 하였다.

1.2 研究背景

鐵筋 콘크리트(이하 RC) -및 프리스트레스트(이하 PC) 構造에서는 材料의 效率의인 이용은 設計 상으로 極限荷重에 대한 충분한 安定性만으로는 保障되지 않는다. 거의 모든 示方書는 構造物을 設計할때, 지정된 極限荷重에 대한 안전도와 使用性的의 요구 수준을 반드시 檢討하도록 規定하고 있다. 極限強度의 보장과 使用성을 위해서도 龜裂分布 및 龜裂幅의 크기에 대한 인식은 대단히 重要하다. 龜裂幅 제한에 대한 檢討와 動的荷重이 지배적인 경우에서는 緊張鋼材와 非緊張鋼材의 應力變動 제한에 관한 것이다. 이런 경우 部分 PC에 대한 基本的인 독특한 特性을 考慮해야 한다 예를 들면;

- 1) 混合 配筋 (異形 非緊張鋼材(普通 異形鐵筋)와 췌이스 안의 緊張鋼材)
- 2) 普通的 鐵筋콘크리트의 경우보다 龜裂荷重과 使用荷重의 間隔이 좁다.

部分 PC 部材에 대한 設計解析 基準設定에 있어서도 非緊張鋼材에 비하여 緊張鋼材가 腐蝕에 敏感하다는 것과 龜裂荷重 이상에서의 龜裂에서 鋼材應力은 非線形으로 增加한다. 그러므로 部分 PC 部材에서의 龜裂은 許容基準의 設定과 실제의 使用狀態에서도 중요한 考慮 사항이 된다. 즉 使用荷重狀態인 設計에서 얼마만큼의 龜裂이 發生

* 정희원 명지대학교 토목공학과 부교수

** 명지대학교 토목공학과 석사과정

*** 명지대학교 토목공학과 석사과정

할 것인가라는 문제는 部材의 載荷能力, 設計部材의 처짐계산 등에 아주 중요한 사항이 되는 것이며 이것은 콘크리트 構造物의 設計의 基本要件이 되는 안전성과 使用性과도 직결되는 중요한 문제이다. 이와 같이 龜裂로 인해서 誘發되는 문제는 아주 심각하기 때문에 龜裂의 抑制과 制限이 必要하다.

龜裂을 제한하기 위해서는 使用荷重狀態에서 龜裂이 얼마나 생길 것인가? 즉, 龜裂 幅의 크기를 豫測할 수 있어야 한다. 이러한 龜裂 幅의 豫測 公式은 龜裂을 制限하고 抑制하는데 아주 實用的인 요건이며, 이 예측자들은 許容 最大 龜裂 幅과 비교하여 部材를 적절하게 設計할 수 있도록 한다. 그런데 일반적으로 프리스트레스트 部材에 대하여도 본질적으로 RC部材에 대해서와 마찬가지로 일괄적이고 간단한 龜裂 幅 規定을 설정하고 있다. 이런 현상에 대한 根本理由로 완전 또는 제한 프리스트레스트 部材의 경우에는 지금까지의 이론은 전혀 龜裂 發生을 예상치 않기 때문이다.

완전 프리스트레스트 및 제한 프리스트레스트 콘크리트 部材간의 間隔을 매우기 위하여 개발된 部分 프리스트레싱의 적용 가능성이 확대되면서 RC部材에서 발생하는 龜裂에 해당하는 상태 II에서의 緊張鋼材 및 非緊張鋼材에 발생하는 변형도의 크기를 알아야 한다. 龜裂 형성이 終結된 상태를 근거로 하기 때문에 RC 部材에 적용되는 龜裂 理論은 部分 PC 部材에서도 적용할 수 있다.

2. 載荷 實驗

2.1 實驗 目的

部分 PC 部材의 특징은 附着 성질이 다른 緊張鋼材와 非緊張鋼材가 혼합배근 되어 있다는 것과 보통의 RC 部材의 경우보다 龜裂荷重과 使用 荷重의 間隔이 좁다는 것이다. 그러므로 혼합 배근이 되어 있는 部材에서 龜裂 變動을 알기 위한 실험을 행하는 것은 대단히 중요한 의미가 있다.

龜裂 公式의 구성에 중요한 인자인 鋼材의 응력 크기, 부차조건, 鋼材의 直徑, 緊張鋼材의 影響因子를 주요변수로 택하였다. 특히 스위스 안의 緊張鋼材의 影響을 고려하기 위해서는 중립축으로부터 모든 鋼材의 위치를 일정하게 하여 測定應力과 計算應力의 비교가 용이하도록 해야 한다. 또한 龜裂 分散에 대한 緊張鋼材의 기여를 고려하기 위해서 이웃한 非緊張鋼材(보통 이형철근)의 間隔을 달리 할 필요가 있다.

위의 조건을 만족시키는 적절한 部材의 형태는 포스트-텐션 일방향 슬래브이다. 따라서 緊張程度와 緊張鋼材의 단면적을 實驗 部材마다 동일하게 하고 非緊張鋼材의 斷面積을 비슷하게 하는 대신, 直徑을 달리 선택하여 間隔을 조정하였다. 즉, 단면에 대한 鋼材量의 比率을 常數로 택하였다.

2.2 各 定義에 따른 프리스트레싱 程度

프리스트레싱 程度를 변수로 한 實驗 結果는 기존의 결과에서 밝혀진 바 있으므로 본 實驗 研究에서는 슬래브 1에서 $\lambda=0.643$, 슬래브 2에서 $\lambda=0.600$ 슬래브 3에서 $\lambda=0.644$ 로 하였다. 여기서는 Thürlimann의 緊張 定義에 따른 緊張程度이다.

$$\lambda = A_p \cdot \epsilon_{p0.2} \cdot E_p / (A_s \cdot \epsilon_{s0.2} \cdot E_s + A_p \cdot \epsilon_{p0.2} \cdot E_p) \quad (1)$$

여기서 A_p : 緊張材의 단면적
 A_s : 인장철근 (非緊張鋼材)

$\epsilon_{p0.2} \cdot E_p$: 緊張鋼材의 0.2% Proof 變形度 應力
 $\epsilon_{s0.2} \cdot E_s$: 非緊張鋼材의 0.2% Proof 變形度 應力이다. Table 2에서 α 는 콘크리트의 許容 引張應力에 대한, 프리스트레싱에 의한 콘크리트 최대 壓縮應力の 比를 프리스트레싱 比로 나타낸 것이다

緊張 鋼材의 본포도 영향을 고려 D19, D16, D13 등을 각 實驗 部材마다 14cm, 15cm, 8~9cm 間隔, 횡 방향 피철근은 D10, D13을 15cm 또는 20cm 間隔으로 배근하였다.

Table 1 Prestress

SLAB	P_j (kN)	ΔP_{slip} (kN)	P_l (kN)	ΔP_{el} (kN)	P_e (kN)	σ_{pe} N/mm ²	$\sigma_{pe} / \sigma_{py}$
1	430.	40.	390.	7.	383.	851.	0.643
2	404.	39.	365.	7.	358.	795.	0.600
3	439.	46.	393.	7.	386.	857.	0.644

Table 2 Prestressing Ratio λ, α for Test Slab

Slab	λ	α
1	0.573	0.423
2	0.560	0.417
3	0.600	0.450

2.3 使用 材料

2.3.1 材料試驗 結果

1) 非緊張鋼材 (異形鐵筋)

非緊張鋼材	SD 40
항복강도	0.424 kN / mm ²
인장강도	0.686 "
탄성계수	200.560 "

2) 緊張鋼材

긴 장 강 재	$\phi 11$ mm 강봉
항복강도	1.465 kN / mm ²
인장강도	1.542 "
탄성계수	201.360 "

3) 콘크리트

壓縮 強度

공시체 종별	수중 양생	部材와 동일조건
10x20cm 원통형	24.99 N/mm ²	24.5 N/mm ²
10x10x10cm 입방	27.48 "	25.28 "
20x20x20cm 입방	29.26 "	25.97 "
10x20cm 코어		26.95 "

引張 強度

공시체 종별	수중 양생	部材와 동일조건
10x20cm 원통형	2.52 N/mm ²	2.26 N/mm ²
10x15x53cm Beam	2.82 "	2.48 "
10x10x53cm Beam	1.75 "	1.69 "

4) 定着 裝置

정착구는 Freyssinet Cone형식이다. 定着 裝置의 경우 緊張材를 정의할 때 定着 쇄기의 이(tooth)가 뭉그러지거나, 定着 쇄기의 케이싱이 파단에 이르는가를 검정하기 위하여, 緊張材를 定着 裝置에 넣어 引張 試驗한 결과, 定着 쇄기의 케이싱은 10ton 이상에 이르기까지 變形한 變形은 없었다.

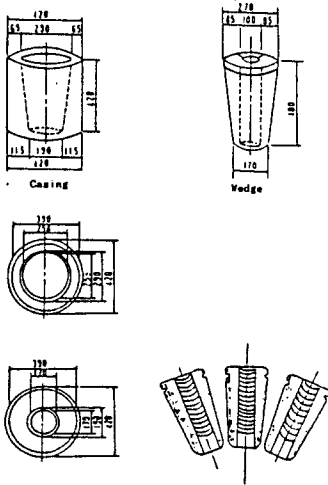


Fig. 1 Anchorage (Freyssinet Type)

2.4 荷重의 載荷와 測定

2.4.1 荷重의 載荷

2.4.2 測定事項

1) 鋼材의 變形度

緊張鋼材 및 非緊張鋼材의 變形도는 실험 部材의 제작시 미리 附着 설치해둔 스트레인 게이지로 測定하였다. 특히 중앙부의 순수 힘 인장부에서 각 鋼材마다 5-7개소 集中的으로 變形도를 測定하였다.

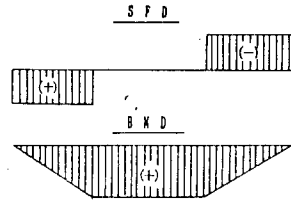
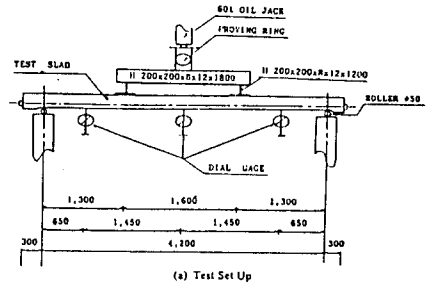


Fig. 2 Test Set Up

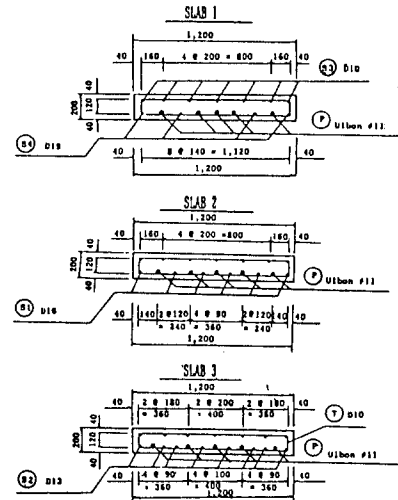


Fig. 2 Test of Slabs' Cross Section

2) 슬래브의 처짐

슬래브의 처짐은 지점으로부터 65cm 떨어진 곳 두곳과 지간 중앙 한곳에서 1/100mm 눈금의 다이알 게이지로 測定하였다.

3) 龜裂 幅의 測定

인장축 龜裂은 1/10mm 눈금의 아이 게이지로, 슬래브 측면은 1/100mm의 아이 게이지로 測定하였고, 보다 많은 資料를 얻기 위하여 1개의 龜裂에서 3개소를 택하여 測定하였다.

3. 龜裂 形成 및 龜裂 公式.

3.1 概要

지금까지의 많은 研究結果 콘크리트의 힘 龜裂

에 대한 影響을 주는 因子는 다음과 같다.

1차 影響 要素로서

- 鋼材 引張力의 크기 σ_a
- 鋼材比 μ 및 使用鐵筋의 直徑 ϕ_a
- 콘크리트의 層개 c
- 鋼材의 表面形狀 f_R
- 荷重의 持續時間 또는 反復荷重

2차 影響 要素로서

- 콘크리트 타설시의 鐵筋 位置
- 斷面내에서의 鋼材의 分포상태
- 시멘트의 성분
- 콘크리트 혼화제의 종류
- 콘크리트 強度
- 스트립의 有無

등이 있다.

이들 影響因子들은 部分的으로 대단히 복잡하게 聯關性, 規則性을 가지고 있으며, 실제의 構造物에서 뿐만 아니라, 實驗 研究에서도 그 影響值은 대단히 크게 分散되므로 예상되는 龜裂 幅을 精確하게 理論的으로 나타낸다는 것은 불가능하다. 따라서, 대부분의 示方書에 주어진 龜裂 幅 算定 公式는 중요한 影響因子를 고려한 實驗을 根據로 決定되었다. 이들 實驗으로 유도된 規定들은 반실험적 성격을 띠고 있다.

一般的으로 대부분의 龜裂公式들은 다음과 같이, 龜裂 幅 W 는 龜裂에서의 鋼材 變形度 $c_2 \cdot \epsilon$ 와 龜裂間隔 $c_1 \cdot a$ 의 곱으로 표시된다.

$$W = (c_1 \cdot a) \cdot (c_2 \cdot \epsilon) \quad (2)$$

여기서는 主要 影響因子를 脫壓縮後의 鋼材應力의 크기 $\Delta \sigma_a$, 鋼材 直徑 ϕ_a , 配筋 間隔, 混合配筋 상태로 정하고, 龜裂 形成 과정과 公式의 일반적인 構成에 관하여 기술하였다.

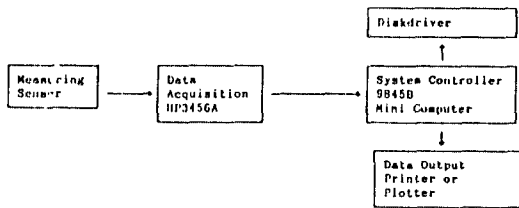


Fig. 4 Automatic Control System of Strain Measurement

3.2 鋼材의 附着 特性

3.2.1 概要

PC 部材에서 緊張材의 附着特性은 보통의 異形 鐵筋인 非緊張鋼材의 附着特性과는 상당히 다른 것으로 알려져 왔다. 非緊張鋼材의 기여도가 큰 部分 PC 部材에서 鋼材의 附着 問題는 斷面내에서 외력의 전달과 龜裂制限에 대해서 대단히 중요하다.

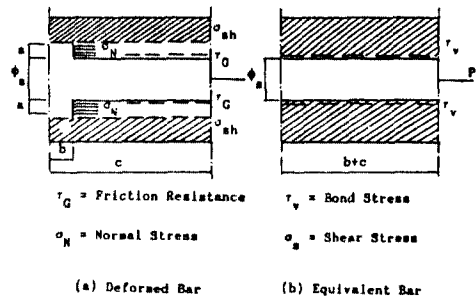


Fig. 5 Stresses and Their Relation Around a Bar With One Rib

3.2.2 附着 舉動에 관한 影響因子

鋼材의 附着에 影響을 주는 因子들중 가장 큰 影響을 주는 것은 鋼材의 表面形狀과 鋼材 주변 콘크리트 또는 그라우트 몰탈의 強度이다.

3.2.3 鋼材의 表面形狀과 附着

鋼材의 表面形狀과 附着의 관계는 Rehm이 그의 研究에서 相對 리브 面積 f_R 을 제안하여 鋼材의 附着 舉動을 나타내는 척도로 삼았다.

$$\sigma_N \cdot \pi (\phi_a + a) \cdot a + \tau_G \cdot \pi \cdot \phi_a (c + b) = \sigma_{sh} \cdot \pi (\phi_s + 2a) \cdot c \quad (3)$$

여기서 ϕ_s : 鋼材의 直徑

a : 鋼材의 軸과 直각으로 있는 壼 리브의 높이

b : 鋼材의 軸과 直각으로 있는 壼 리브의 폭

c : 壼 리브와 壼 리브의 중심間 거리

σ_N : 鋼材의 引張力 P 를 받고 있을 때 壼 리브와 壼 리브 사이의 몰탈에 의해 壼 리브에 수직으로 작용하는 應力

τ_G : 鋼材의 端에서 콘크리트와 鋼材간의 摩擦 應力

σ_{sh} : 壼 리브와 壼 리브 사이의 몰탈과 壼 리브 외측에 있는 콘크리트간의 剪斷 應力

τ_v : 鋼材와 콘크리트간의 附着 應力

(3) 식에서 摩擦 抵抗 τ_G 에 의한 몫은 리브가 負擔하는 몫에 비해 비교적 작으므로 무시하면, 다음과 같이 간단하게 된다.

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_N} = f_R = \frac{a \cdot (\phi_a + a) \pi}{c \cdot (\phi_s + 2a) \pi} \quad (4)$$

(4) 식의 우변은 리브의 突出 面積과 리브사이의 鋼材의 表面積의 比率로서 “相對 리브 面積 f_R (Specified Rib Area)”을 나타낸다.

$\tau_v = \sigma_{sh}$ 로 표시할 수 있으므로

$$f_R = \frac{\tau_v}{\sigma_{sh}} \quad (5)$$

鋼材와 콘크리트의 相對的 變位 Δ_x (Slip)는 리브 사이의 몰탈의 變形과 수직 應力 σ_N 의 크기로 결정되므로, $\Delta_x = f(\sigma_N)$ 또는 $\sigma_N = f(\Delta_x)$

Δx)로 주어지면 f_R 은 다음과 같이 쓸 수 있다

$$\frac{\tau_v}{f(\Delta x)} = f_R \quad \text{---(6)}$$

Trost는 그의 實驗을 통해서 $\Delta x = 0.1\text{mm}$ 일때의 附着 應力 $\tau_{0.1\text{mm}}$ 와 각주 콘크리트 強度 β_w 의 比率와 相對 리브 面積 f_R 과의 關係를 다음과 같이 線型 關係로 표시 하였다.

$$\frac{\tau_{0.1\text{mm}}}{\beta_w} = 0.045 + 1.5 f_R \quad \text{---(7)}$$

3.2.4 緊張材의 附着 減少 係數 ξ

龜裂 幅 제한에 關해서 非緊張鋼材量 A_n 와 緊張鋼材量 A_p 를 동시에 고려할 때 Trost는 직접 附着된 鋼材의 附着 應力에 比較해서 緊張후에 附着된 緊張材의 附着 應力을 나타내는 減少係數 ξ 를 도입할 것을 제안 하였다.

$$\xi = \frac{\tau_{c,p}}{\tau_{c,n}} \quad \text{---(8)}$$

여기서 $\tau_{c,p}$ 는 緊張鋼材에 發生하는 附着 應力이고 $\tau_{c,n}$ 는 非緊張鋼材에 發生하는 附着 應力이다.

3.3 有効 引張 面積 A_{ct}

龜裂 幅과 龜裂 間隔을 산정할 때 重要한 影響 因子 중의 하나는 콘크리트의 有効 引張 面積이다. A_{ct} 는 引張을 받고 있는 鋼材가 주변의 콘크리트의 引張 應力에 影響을 주는 面積으로 정의 된다.

$$d_{eff} = c + (n-1) \cdot s + 8 \cdot \phi_n \leq 1/2 (d-x) \quad \text{---(9)}$$

여기서 c : 콘크리트 덮개
 n : 철근층의 수
 s : 철근층의 間隔

3.4 平均 龜裂 間隔 a_m

平均 龜裂 間隔 a_m 은 附着導入깊이를 나타내는 식으로부터 얻어진다.

$$a_m (\sum U_n \cdot \tau_{c,n} + \sum U_p \cdot \tau_{c,p}) = A_{ct} \cdot \sigma_{ct}' \quad \text{---(10)}$$

$$a_m = \frac{A_{ct} \cdot \sigma_{ct}'}{(\sum U_n \cdot \tau_{c,n} + \sum U_p \cdot \tau_{c,p})} \quad \text{---(11)}$$

이 때 附着性質이 같고 直徑 ϕ_n 가 동일한 鋼材를 n 개 사용하고, 引張 面積 A_{ct} 에 작용하는 引張 應力 分布의 形상에 따라 결정되는 係數 k_3 를 정의하고 RC 部材에서의 龜裂 幅 산정시와 같이 龜裂公式를 쓰면 다음과 같이 된다.

$$a_m = \frac{1}{4} \cdot \frac{\sigma_{ct}'}{\tau_{c,n}} \cdot k_3 \cdot \frac{A_{ct}}{A_R} \cdot \phi_n \quad \text{---(12)}$$

$\mu_{off,r}$ 은 콘크리트 有効 引張 面積 A_{ct} 에 의한 전체 鋼材量 A_R 의 比 이다. 또한 $\sigma_{ct}'/\tau_{c,n} = k_2$ 로 하면

$$a_m = \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi_n}{\mu_{off,r}} \quad \text{---(13)}$$

이 된다.

그러나, St.Venant의 원칙에 따라 最小한 龜裂 間隔이 존재해야 하는데, 콘크리트 덮개 c 에 따라 결정된다. CEB 개념의 龜裂 間隔 $k_{1,c}$ 라는 항이 추가되어 平均 龜裂 間隔 a_m 으로 표시하면 최종적으로 다음과 같이 된다.

$$a_m = k_{1,c} + \frac{\sigma_{ct}'}{\tau_{c,n}} \cdot k_3 \cdot \frac{A_{ct}}{\sum U_n + \xi \sum U_p} \quad \text{---(14)}$$

$$a_m = k_{1,c} + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{A_{ct}}{\sum U_n + \xi \sum U_p} \quad \text{---(15)}$$

여기서, c 는 콘크리트 덮개이고, 係數 k_2 는 本質적으로 사용된 鋼材의 나타내고, 平均 附着 應力 $\tau_{c,n}$ 과 關係가 있다. Rehm/Martin은 그들의 研究에서 附着 應力은 鋼材의 表面形狀과 關係가 있음을 보였다. 이들은 鋼材의 形狀係數 f_R 로부터 k_2 의 값을 誘導 하였다. 이들은 힘을 받는 雙보와 슬래브의 龜裂 形成의 결과로부터 다음과 같은 關係를 얻어냈다.

$$\frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 = \frac{0.0135}{0.2 + f_R^{2/3}} \quad \text{---(16)}$$

여기서 $f_R = \frac{a(\phi_n + a)}{c(\phi_n + 2a)} \cdot \frac{\pi}{\pi}$ 로 표시한다.

a : 리브의 높이
 ϕ_n : 鋼材의 直徑
 c : 리브의 중심間隔이다.

일반적으로 圓형 鋼材인 경우 $f_R = 0$ 이고 異形鋼材인 경우 $f_R > 0.04$ 이다.

3.5 콘크리트의 引張 協同 舉動

平均 龜裂 間隔식으로부터 平均 龜裂 幅은 다음 식으로 된다.

$$w_m = a_m (\Delta \epsilon_n^{II} - \Delta \epsilon_c) \quad \text{---(17)}$$

Falkner와 Schießl이 지적한 바와 같이, 전체 龜裂 幅에 關한 콘크리트 變形의 몫은 작다. 혹은 發生 할 불확실성을 고려한다면, 이 몫은 별로 중요하지 않으므로 일반적으로 (17)식은 다음과 같이 간단히 된다.

$$w_m = a_m \cdot \Delta \epsilon_m \quad \text{---(18)}$$

높이가 薄에 비해서 작은 部材 PC 슬래브의 龜裂 特性은 다음과 같다.

- 1) 部分 PC 슬래브에서 龜裂의 진전은 다른 斷面 형태의 部材보다 더디다.
 - 2) 鋼材의 지경에 따라 CEB등의 시방서 龜裂 公式에 의하여 계산되는 유효 引張 面積은 상태 I에서 계산된 引張 面積 보다 크다.
 - 3) 龜裂과 龜裂사이에서 유발되는 引張 協同 舉動에 의하여 실험시 계속되는 鋼材의 應力이 計算 鋼材應力 보다 작게되기 때문이다.
- 그러므로, (18)식에서 유도된 龜裂 幅 公式에서 平均 變形度 크기 $\Delta \epsilon_{sm}$ 은 다음과 같이 수정되어야 할 것이다.

$$\Delta \epsilon_{sm} = \text{계산 } \Delta \epsilon_{sII} \cdot \alpha_n \quad (19)$$

그러면 최종적으로 平均 龜裂 幅 W_m 은 다음과 같이 된다.

$$W_m = a_m \cdot \frac{\Delta \sigma_{sII}}{E_s} \cdot \alpha_n \quad (20)$$

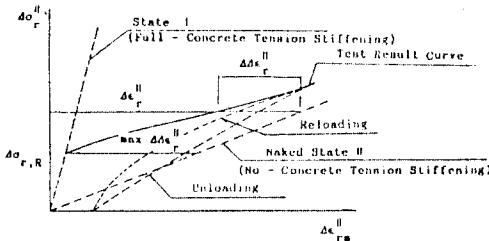


Fig. 6 α_n Due to Concrete Tension Stiffening

3.6 限界 龜裂 幅 W_k

平均 龜裂 幅의 계산식은 平均 龜裂 間隔을 고려해서 표시된다. 이 값은 다만 통계상의 平均값을 나타내며, 실제로 발생하는 龜裂 幅과 龜裂 間隔은 큰 범위로 변할 수 있다. 이론적인 계산은 다만 平均 龜裂 幅을 뜻하지만 構造物의 腐蝕에 의한 위험성에 대해서는 최대 龜裂 幅이 그 척도가 된다. 그러므로 龜裂 幅 제한의 요구 조건은 한계값을 결정짓는 것이 중요 사항이다. 대부분의 경우 $k_4 = \max a / a_m$ 또는 $\max W / W_m$ 으로 주어지고 있으나 대단히 심하게 분산된다.

계수 k_4 의 크기는 설계시 鋼材量을 결정하는 중요한 의미가 있다. 龜裂 幅 제한에 요구되는 최소 鋼材량이 k_4 에 직접적으로 비례하는 關係가 있기 때문이다. Leonhardt는 신뢰도 90%가 충분한 것으로 생각하고 있으나, IBS보고서에 의하면 實驗 資料를 분석한 결과, 최대 龜裂 幅이 대개 신뢰도 95%의 값인 $W_k = \max W$ 인 것으로 나타났다. 그래서 $\lambda = 1.64$ 로 하고 平均 分散 係數 $v = 0.4$ 로 하면 다음과 같이 된다.

$$W_k = W_m(1 + \lambda \cdot v) = W_m(1 + 1.64 \times 0.4) = 1.7 W_m = k_4 \cdot W_m \quad (21)$$

4. 實驗成果에 의한 龜裂 公式의 構成

鋼材로 보강된 콘크리트 構造物에서 龜裂 幅을 산정할 때 계산치의 정확도는 우선 다음과 같은 몇가지 중요한 사실과 관계가 있다.

— 龜裂 幅의 分散은 대단히 크므로(分散 係數 $v = 30\% - 50\%$, 平均 40%), 目標로 하고 있는 確率의 範圍(90% 또는 95%)내에 들도록 龜裂 幅을 예측해야 할 것이다

— 龜裂 幅은 部材의 表面으로부터 鋼材 쪽으로 갈수록 상당히 작아진다. 이것은 非緊張 異形 鋼材인 경우 뿐만 아니라 쉬이스 안에 있는 원형 緊張 鋼材의 경우도 마찬가지이다.

— 龜裂 幅은 龜裂 間隔에 의해서 결정되며, 龜裂 間隔의 分散은 實驗 部材내에서 引張 強度의 심한 分散과 溫度, 乾燥 收縮으로 인한 拘束 應力의 변화에 그 원인이 있다.

— 龜裂 形成이 종결될 때 附着 應力은 외부 조건에 관계없이 다만 근사적으로 평가된다. 즉, 附着 應力의 방향, 載荷 條件, 斷面內의 鋼材의 位置 등을 특별히 고려하지 않았다

— 鋼材의 應力은 龜裂 間隔과 함께 龜裂 幅에 가장 큰 영향을 준다. 실제 構造物에서 발생하는 鋼材 應力을 계산하기란 쉽지 않다.

위에 언급한 바에서 알 수 있듯이, 龜裂 幅 산정에서 고도의 正確性은 기하기가 쉽지 않다. 또한, 어느 한가지 影響에 치우쳐서 龜裂 幅 산정이 이루어져서도 안될 것이다.

4.1 龜裂 間隔

本 研究에서는 實驗 성과로서 측정된 平均 龜裂 間隔을 근거로 影響 係數 k_1, k_2 를 결정하여 平均 龜裂 間隔 公式를 구성 하였다.

1) k_2 의 결정

슬래브 1, 2, 3의 $\sigma_{ru} / \tau_{c,m}$ 의 값은 각각 0.715, 0.675, 0.650 이 되고, 이 값들의 平均은 0.680이다. 이 결과로부터 $k_2 = 0.7$ 로 한다. 한편 전단길이가 le 가 최소 龜裂 間隔이 될 수 있음을 고려하면 측정된 최소 龜裂 間隔 $\min a$ 로부터 k_2 를 검토할 수 있다.

$$\min a = le = k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{A_{ct}}{(\sum U_s + \xi \sum U_p)} \quad (22)$$

$$k_2 = \frac{\min a (\sum U_s + \xi \sum U_p)}{k_3 \cdot A_{ct}}$$

부차 감소 계수 ξ 는 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$\xi = 0.2 + 6.7 \times f_R = 0.2 + 6.7 \times 0.034 = 0.4 \quad \text{---(23)}$$

k₂의 계산값

Slab	min a (cm)	ΣU (cm)	A _{ct} (cm ²)	k ₃	k ₂
1	8.32	30.79	768	0.5	0.667
2	7.76	37.07	804	0.5	0.716
3	7.20	39.58	768	0.5	0.742
mean					0.708

2) k₁의 결정

실험으로부터 측정된 각 슬래브의 평균龜裂間隔으로부터 k_{1.c}를 계산한다.龜裂間隔식 a_m을 측정된 평균龜裂間隔 a_{m,test}로 놓고 k₁에 대해서 표시하면

$$k_{1.c} = (a_{m,test} - k_2 \cdot k_3 \frac{A_{ct}}{\Sigma U_a + \xi \Sigma U_p})$$

$$= (a_{m,test} - 0.7 \times 0.5 \frac{A_{ct}}{\Sigma U_a + \xi \Sigma U_p}) \quad \text{---(24)}$$

k₁의 계산값 a_m : cm A_{ct} : cm²

Slab	1) a _m	2) k ₂ , k ₃	3) A _{ct}	4) ΣU	1)-2).3)4)
1	16.98	0.35	768	30.79	8.24
2	15.59	0.35	804	37.07	8.00
3	14.59	0.35	768	39.58	8.16
mean					8.13

4.2 提案한 平均 龜裂 間隔 공식

결정된 k₁, k₂ 값을 a_m식에 대입하면 ξ = 0.4로 하여 平均 龜裂 間隔 공식은 다음과 같이 提案한다.

$$a_m = k_{1.c} + k_2 \cdot k_3 \frac{A_{ct}}{(\Sigma U_a + \xi \Sigma U_p)} \quad \text{---(25)}$$

$$a_m = 2.0 \times c + 0.7 \times 0.5 \frac{A_{ct}}{(\Sigma U_a + \xi \Sigma U_p)}$$

4.3 提案한 龜裂 幅 공식

提案한 平均 龜裂 間隔의 공식으로부터 平均 龜裂 幅 공식은 다음과 같이 구성된다

$$W_m = a_m \cdot \Delta \epsilon_{sm} \quad \text{---(26)}$$

$$= (k_{1.c} + k_2 \cdot k_3 \frac{A_{ct}}{\Sigma U_a + \xi \Sigma U_p}) \cdot \frac{\Delta \sigma_{sm}^{11}}{E_s} \cdot \alpha_s \quad \text{---(27)}$$

여기서 k_{1.c} = 8.0 cm

k₂ = 0.7

k₃ = 0.5

ξ = 0.4

α_s = 0.85로 하면

$$W_m = (8.0 + 0.35 \frac{A_{ct}}{\Sigma U_a + \xi \Sigma U_p}) \cdot \frac{\Delta \sigma_{sm}^{11}}{E_s} \cdot 0.85 \quad \text{---(28)}$$

한계 龜裂 幅은 W_k = k₄ · W_m에서 k₄ = 1.7로 한다.

한편 바닥에서의 龜裂 폭은 증립층에서 鋼材의

圖心과 底面까지의 거리 比率 β를 고려하여 결정한다.

실험을 통해서 얻어진 k₄의 平均은 1.656이 있으므로 k₄ = 1.7로 정하였다. 이 값은 CEB 示範 示方書(1978)에 대한 1.7과 같으며 Martin / Schießl / Schwarzkopf의 IBS 보고서에서 검토한 값도 1.7이다.

5. 結論

本 研究에서 수행한 實驗 및 理論의 研究로부터 얻어진 중요한 結果는 다음과 같다.

- (1) 荷重으로 인하여 龜裂이 發生된 이후의 龜裂 狀態 이상에서 龜裂은 느린 속도로 中立軸으로 進전한다. 즉 引張側 콘크리트의 급작스런 파단은 일어나지 않았고, 따라서 鋼材의 應力跳躍은 확인되지 않았다.
- (2) 初期載荷時 測定된 鋼材의 變形度는 狀態 II로 계산된 變形度보다 작다. 測定된 鋼材 變形度로부터 計算된 引張力 크기와 理論式에 의해서 구해지는 引張力 크기의 차이는 龜裂 선단과 증립층 사이에 있는 콘크리트가 부담한다. 이러한 콘크리트 引張協同 作用은 荷重이 증가하고 반복 재하면 감소한다.
- (3) 龜裂과 龜裂사이에서 測定된 鋼材 變形度와 龜裂에서 測定된 鋼材의 變形度 간의 차이는 10%를 넘지 않았다.
- (4) 반복 재하시 殘留 變形度는 100 × 10⁻⁶ 정도이다. 荷重을 使用荷重수준 이상으로 반복 재하 시키면, 지진의 반복재하 - 하중상태에서와 비슷한 變形度의 크기를 보였다.
- (5) 實驗으로부터 測定된 龜裂幅을 비교한 결과, 같은 荷重수준에서 周邊長의 합이 클수록 龜裂幅의 크기가 작아짐을 알 수 있다.
- (6) 本 研究에서 제시한 龜裂 公式을 결정하기 위하여 필요한 鋼材應力 減少係數 α_s는 實驗으로부터 얻어진 測定된 平均 鋼材應力 크기와 理論式으로부터 계산된 鋼材應力 크기와 比率의 平均을 기준으로하여 결정되었다. 實驗 슬래브마다 그 比率의 平均 값이 變動하는 것을 고려하여 90% 이상의 確率 範圍 내에 α_s가 들어갈 수 있도록 그 크기는 0.85로 정하였다. α_s를 0.85로 하여 計算된 平均 龜裂幅은 예상되는 平均 龜裂幅의 상한 값으로 된 것 이므로 示方書에서 요구되는 使用性을 충분히 확보할 수 있으리라 판단된다.

參考 文獻

1. Leonhardt, F. : Prestressed Concrete, 2nd Ed., W. Ernst & Sohn, Berlin 1963, p.629
2. Freyssinet, E. : "The Brith of Prestressing", Cement and Concrete Association, London, Library Translation No.59, 1959, (Re-cited from Ref.1, p.631)
3. Thürlimann, B. : "A Case for Partial Prestressing", Structural Concrete Symposium

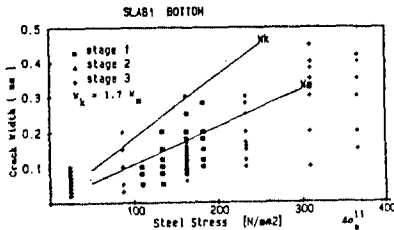


Fig. 7 Crack Width - Steel Stress (Slab1-Bottom)

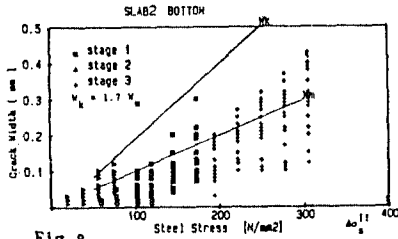


Fig. 8 Crack Width - Steel Stress (Slab2-Bottom)

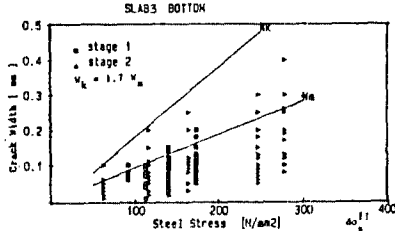


Fig. 9 Crack Width - Steel Stress (Slab3-Bottom)

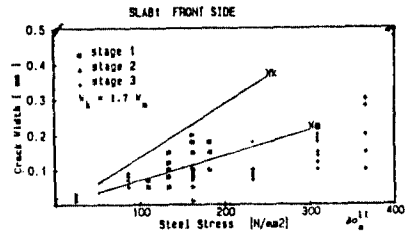


Fig. 10 Crack Width - Steel Stress (Slab1-FS)

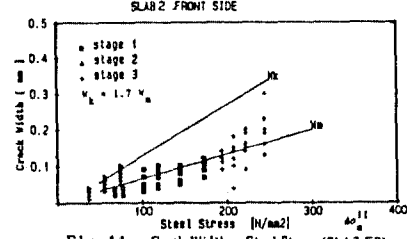


Fig. 11 Crack Width - Steel Stress (Slab2-FS)

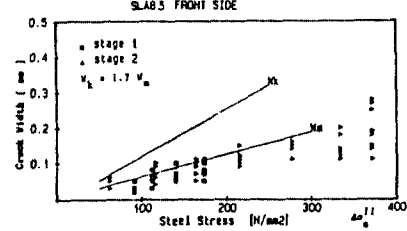


Fig. 12 Crack Width - Steel Stress (Slab3-FS)

- Proceedings, University of Toronto, May, 1971
4. Trost, H.: "Teilweise Vorspannung, General Bericht und Allgemeine Probleme", Deutscher Betonverein e.V. Vorträge Betontag 1979, Wiesbaden
 5. Nison, A.H.: "Flexural Stresses After Cracking in Partially Prestressed Beams" J.PCI, V. 21, No. 4, July-August 1976, pp. 72-81
 6. Dieter Jungwirth: "Begrenzung Der Rissbreite im Stahlbeton- und Spannbetonbau aus der Sicht der Praxis", Beton- und Stahlbetonbau 7/1985, pp. 173-181
 7. ACI Standard 318 - 83: Building Code Requirements for Reinforced Concrete, American Concrete Institute
 8. CEB-FIP, Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, 1978
 9. Code of Practice for the Structural Use of Concrete CP 110-1972, British Standards Institution, London, 1972
 10. DIN 1045. Beton und Stahlbeton. Ausgabe 1972
 11. DIN 4227. Spannbeton, Entwurf, März 1979
 12. 콘크리트 포손 시방서, 대한 민국 건설부, 1982
 13. Beeby, A.W.: "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete", The Structural Engineer 57 A No. 1
 14. Bennett, E.W., and Chandrasekhar C.S.: "Calculation of the Width of Cracks in Class 3 Prestressed Beams", Proceedings, Institution of Civil Engineers 49 (1971) July
 15. Falker, H.: "Zur Frage der Rissbildung durch Eigen- und Zwangspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen", Berlin, W. Ernst, Sohn 1969. Schriftenreihe des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton, H. 208
 16. Ferry-Borges, J.: "Cracking and Deformability of Reinforced Concrete Beams", Publications 26 (1966) pp. 75-95. Zürich: International Association for Bridge and Structural Engineering
 17. Gergely, P., and Lutz, L.A.: "Maximum Crack Width in Reinforced Flexural Members", Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete SP-20, pp. 87-117. Detroit: American Concrete Institute
 18. Leonhardt, F.: "Vorlesungen über Massivbau. Vierter Teil", Nachweis der Gebrauchsfähigkeit. 2. Auflage, Berlin, Springer, 1978
 19. Trost, H., Cordes, H., Thormahlen, U.: "Teilweise Vorspannung", DAFStb, Heft 310, W. Ernst & Sohn, Berlin 1980
 20. Naaman, A. E., and Sirlaksorn, A.: "Serviceability-Based Design of Partially Prestressed Beams", Part 1: Analytic Formulation", J.PCI, V. 24, No. 2, March-April 1979, pp. 64-89
 21. Rehm, G.: "Über die Grundlagen des Verbunds zwischen Stahl und Beton", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1961