

철근콘크리트 부재의 부착특성을 고려한 휨모멘트-곡률 관계에 관한 연구

Study on the Relationship of Flexural Moment-Curvature
Based on Bond Property of Reinforced Concrete Member

장 일 영*
Jang, Il Young

요 약

본 연구의 목적은 휨거동을 하는 철근콘크리트 부재의 변위를 해석적으로 정확하게 구하기 위해 평균 휨균열 간격 및 휨모멘트-등가곡률 관계($M-\Phi_{eq}$)의 해석법을 제안한 것이다. 제안식은 비균열 구간에서의 철근과 콘크리트 간의 부착특성 및 재료의 소성영역을 고려하여 정확한 곡률분포를 계산함으로써 구할 수 있다. 제안된 해석법의 타당성을 검증하기 위해 34개의 철근콘크리트 보 부재를 제작, 휨재하 실험을 실시하였으며 해석치와 비교 검토하였다. 그 결과 실험치와 해석치는 매우 잘 일치하여 본 해석법의 실용성 및 정확성이 입증되었다.

Abstract

The object of this study is to propose the Flexural moment-curvature relationship based on the bond property between concrete and steel for noncracking zone, to evaluate the flexural displacement of reinforced concrete member. The bond-slip relationship and the strain hardening effect of steel were taken into consideration in order to evaluate the spacing of the cracks and the curvature distribution. Calculated curvature distribution along the longitudinal axis was transformed into equivalent curvature distribution. The flexural displacement was calculated by means of double integrals of the equivalent curvature.

Furthermore, 34 beams were tested in order to verify the proposed procedure. Calculated values agreed well with the experimental data, and so it is pointed out that the proposed method is widely acceptable for the practical evaluation of flexural displacement of reinforced concrete member.

1. 서론

철근콘크리트 구조물의 해석 및 설계에 있어서는 내력의 평가만이 아니고 하중-변위 관계로써 표현되는 변형

특성을 정확하게 파악하는 것도 중요한 과제중의 하나이다. 그러나 철근콘크리트 구조물은 철근과 콘크리트의 복합구조로서 두 재료특성이 같은 탄성영역에 있는 경우 전체 변형거동은 종래의 탄성이론에 의해서 간단하게 구해지지만 부착파괴, 콘크리트 균열 및 철근의 항복 등에

* 정희원, 삼성종합건설 기술연구소 선임연구원 공학박사

의해 재료특성이 비탄성영역에 들어가면 전체 변형기동을 정확하게 파악하는 것은 쉽지 않다.

일반적으로 휨모멘트를 받는 철근콘크리트 부재의 하중-변위 관계는 단면의 Euler-Bernoulli 가정, 힘의 평형조건 및 철근과 콘크리트의 응력-변형을 관계를 이용해서 휨모멘트-곡률 관계($M-\Phi$)를 구하고 이 관계를 부재전장에 이르는 단면에 적용함으로써 계산할 수 있다.

이 해석법에 의해 구해진 휨모멘트-곡률 관계는 휨균열이 발생하는 단면에 대한 것으로 부재단면 전체를 휨균열 단면으로서 취급하는 것이 된다(Fig.1의 종래 곡률분포 참조). 그러나 실제 철근콘크리트 부재의 휨균열은 어느 정도 간격을 두고 발생하며, 그 사이의 인장력을 받는 구간에서는 철근과 콘크리트와의 부착작용에 의해 콘크리트도 인장응력을 부담하게 된다. 따라서 균열 발생 단면만큼의 강성저하는 생기지 않는다. 즉 휨균열간 사이의 구간 단면 곡률은 휨균열 발생단면의 곡률보다 작으며 그 결과 휨내력은 증가될 것이 예상된다.

실제로 원형철근을 축방향 주철근으로 배근한 부재의 하중-변위 관계 실험치는 진술한 종래방법에 의한 계산치와 거의 같은 값을 나타낸다. 그러나 원형철근보다 부착능이 양호한 이형철근을 배근한 부재의 경우 균열 발생후 처짐은 종래방법에 의한 계산치가 실험치보다 크게 계산된 항복내력은 실제값보다 작은값을 나타내는 것으로 알려져 있다.¹⁾

이러한 문제점을 해결하기 위해서 종래연구에서는 다음과 같은 방법들이 거론되어 왔다.

- ① 유효단면 2차모멘트 또는 휨강성을 이용해 휨모멘트-곡률 관계를 모델화하는 방법¹⁾²⁾
- ② 부재 중의 철근 또는 콘크리트(인장측)의 변형률분포(또는 응력분포)를 전체적으로 평균화하여 철근 또는 콘크리트의 응력-변형을 관계를 수정 모델화하는 방법¹⁾³⁾
- ③ 철근과 콘크리트와의 Bond stress-Slip 관계를 모델화하여 적층화 유한요소 해석(Fiber 요소)에 적용하는 방법⁴⁾

① 및 ②의 방법은 철근과 콘크리트 간의 부착특성에 의한 콘크리트의 인장응력 분담효과를 실험결과등의 경험을 근거로 평균적으로 평가하는 방법이다. ①의 방법은 계산법이 간단하고 실용적이므로 우리나라를 비롯한 각국의 시방서에 채택되고 있다. 그러나 이론적인 근거가 애매하며 축력이 작용하는 경우에는 별도의 계산 방법이

필요한 문제점 등이 있다.

②의 방법으로는 부착특성에 의한 콘크리트의 응력 분담효과를 직절히 평가하는 모델들이 많이 제안되고 있다. 그러나 재료 고유성질인 응력-변형을 관계를 한정된 실험결과 및 조건을 근거로 수정하여 모델화하는 방법은 일반성을 만족시키지 못하는 경우가 많다. 즉 모델화의 대상이 된 실험결과에는 적합성이 좋아도 단면크기 및 재료특성등이 틀리는 실험결과에는 맞지않는 경우가 있다.

③의 방법은 철근과 콘크리트의 부착특성을 직접적으로 고려하는 방법이지만 실용성 및 정확성 면에서 문제점이 있다.

이상과 같이 종래의 연구에서는 이론적 근거, 일반성 또는 실용성의 면에서 문제점이 있으므로 이 분야의 연구에는 아직 개선의 여지가 많다고 생각된다.

여기서 본 연구는 휨거동을 하는 철근콘크리트 부재의 단기변위량 계산을 실용적이며 동시에 철근과 콘크리트간의 부착특성을 직접적으로 고려할 수 있는 해석방법을 제안하는 것을 목적으로 한다.

본 연구의 특징은 휨거동을 하는 철근콘크리트 부재의 비균열 구간에서 철근과 콘크리트 간의 부착특성 및 재료의 소성영역을 고려하여 평균 휨균열간격 및 휨모멘트-등가곡률 관계($M-\Phi_{eq}$)의 해석법을 제안한 것이다. 또한 본 연구에서 제안한 해석법의 타당성을 조사하기 위해 보 부재 34개의 휨재하 실험을 하여 해석치와 비교 검토하였다.

이하 구체적인 실험방법 및 결과 그리고 해석방법 및 해석결과에 관해서 설명한다.

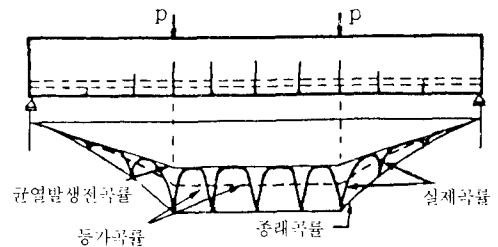


Fig. 1 Curvature Distribution of Flexural Member

2. 휨모멘트-등가곡률 관계

Fig.1에 나타낸바와 같이 보 부재축에 따라 생기는 곡률

분포는 균열 발생단면에 의해 파상분포가 되며 이 곡률분포를 정확하게 구할 수 있다면 실제 변위량은 곡률의 2중적분으로 구할 수 있다.

본 연구에서는 다음과 같은 순서에 의해 휨모멘트-등가곡률 관계를 제안한다.

① 휨모멘트-곡률 관계($M-\Phi$)가 휨균열 발생시에 불연속이 되는 것에 주목하여 균열 정상상태(하중이 증가해도 새로운 휨균열이 더이상 발생하지 않는 상태)에 있어서의 평균 균열간격을 해석적으로 구한다. 또한 이것을 곡률분포형의 1구간 길이로 가정한다.

② ①에서 구한 균열간 구간에 철근의 Bond stress-Slip-Strain 관계를 적용하여 축방향 철근의 변형률분포를 구한다. 그리고 철근 변형률과 콘크리트 압축연단 변형률로부터 새로운 곡률을 정의하며 이 구간의 곡률분포를 구한다.

③ 곡률분포가 구해지면 그것을 평균화하여 변위계산용의 등가곡률(Φ_{eg})로 변환시킨다(Fig.1의 점선이 등가곡률로서 파상의 실선으로 나타낸 실제 곡률분포로부터 계산한 면적과 등가곡률로부터 계산한 면적은 동일하다). 이것과 이 때에 발생하는 휨모멘트에 의해서 휨모멘트-등가곡률 관계($M-\Phi_{eg}$)를 구한다.

콘크리트도 인장력을 분담하고 있으나 균열이 발생한 후에는 휨모멘트 저하현상이 보이며 균열이 끝난 상태에서는 철근만이 인장력을 분담하게 된다. 이 같은 균열발생 직후의 불연속적인 휨모멘트-곡률 관계는 힘의 평형조건을 만족시키지 못한다. 그러나 균열발생 휨모멘트 M_c 가 작용할때 균열은 발생과 동시에 거의 순간적으로 어느 정도의 깊이까지 발전하며 곡률도 Φ_0 부터 Φ_1 까지 거의 순간적으로 증가하여 힘의 평형조건을 만족하게 된다.

본 연구에서는 부재중에 존재하는 콘크리트 강도분포가 일정하다고 가정하고 부재 축방향의 철근 변형률분포를 이용하여 평균 균열간격을 해석적으로 구했다.

즉 부재중의 콘크리트 강도분포가 일정하므로 휨부재의 순수 휨구간에 발생하는 휨모멘트 M_c 가 똑같이 작용하게 되며 이 때의 균열 정상상태가 되기위한 철근 변형률분포(ϵ_{s0} 부터 ϵ_{s1} 까지)를 이용하면 평균 균열간격을 구할 수 있다. 왜냐하면 이러한 철근 변형률분포의 차이는 철근과 콘크리트와의 부착응력 작용이 존재하기 때문이며 평균 균열간격은 철근의 Bond stress-Slip-Strain 관계로부터 구할 수 있다고 생각되기 때문이다. 여기에서 Bond stress-Slip-Strain 관계는 철근항복후에도 적용 가능한 Shima³⁾의 관계식을 이용했다. 이 식은 다음과 같다.

$$\tau/f'_c = 0.73\{\ln(1+5s)\}^3 / (1 + \epsilon_s \times 10^6) \quad (1)$$

여기서,

$s = 1000 S/D$, τ : 부착응력, f'_c : 콘크리트 압축강도

S : slip양, D : 철근직경, ϵ_s : 철근 변형률

그런데 식(1)로부터 부착응력을 구하기 위해서는 비균열 구간의 철근 변형률분포를 알아야 한다. 본 연구에서는 철근 변형률분포를 간단한 식(2)의 함수식으로 가정하여 철근상의 임의점에 대한 변형률과 Slip양을 구할 수 있도록 하였다. 일반적으로 균열 정상상태일 때의 철근 변형률분포는 항복변형률에 비해 매우 작으며(극단적으로 철근비가 작은 경우는 제외), 이 때의 철근 변형률분포는 식(2)와 같은 2차식으로 나타낼 수 있다.⁶⁾

$$\epsilon_s = (\epsilon_{s1} - \epsilon_{s0})(X/a)^2 + \epsilon_{s0} \quad (2)$$

$$S = \int_0^a \epsilon_s dx = (\epsilon_{s1} - \epsilon_{s0}) (X^3/a^2)/3 + \epsilon_{s0} \cdot X \quad (3)$$

$$T_0 = (\epsilon_{s1} - \epsilon_{s0})E_s \cdot \pi \cdot D^2/4 \quad (4)$$

여기서, X : 균열단면부터 철근 축방향의 임의단면까지 거리

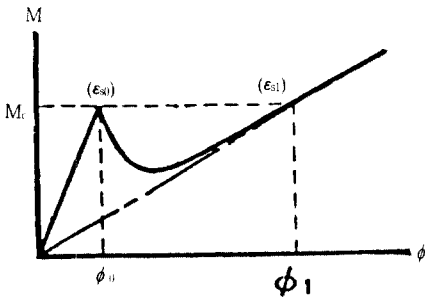


Fig. 2 Flexural Moment-Curvature Curve of Cracked Section

2.1 평균 휨균열 간격의 계산

순수 휨구간의 균열단면에 대한 휨모멘트-곡률 관계($M-\Phi$)는 Fig.2의 실선과 같으며(여기에서 균열발생 휨모멘트를 M_c , 균열발생 직전의 곡률을 Φ_0 , 이 때의 인장철근 변형률을 ϵ_{s0} , 균열발생 직후의 곡률을 Φ_1 , 이 때의 인장철근 변형률을 ϵ_{s1} 으로 정의한다), 일점좌선은 콘크리트의 인장저항을 무시한 휨모멘트-곡률 관계를 나타낸다. 하중 초기단계에서는 철근과 콘크리트 간 부착에 의해서

a: 균열간 거리(비균열 구간 길이)

T_0 : 비균열 구간의 철근에 작용하는 인장력

E_s : 철근의 탄성계수

종래방법의 휨모멘트-곡률 관계 해석에서 ϵ_{s0} 와 ϵ_{s1} 가 구해지면 철근 축방향의 힘의 평형조건식(식(4))으로부터 필요로 하는 인장 합력이 구해지며 그 인장력을 발생시키는 부착장(평균 균열간격 a)을 점근계산으로 구할 수 있다.

수렴조건은 부착응력의 합력 T_L (식(2)와 식(3))으로부터 철근 변형율과 Slip양을 구해 식(1)에 대입하여 적분함으로써 구한다. 이 T_0 에 충분히 가까워질 때를 한다. Fig. 3에 평균 휨균열간격을 구하기 위한 계산 흐름도를 나타내었다.

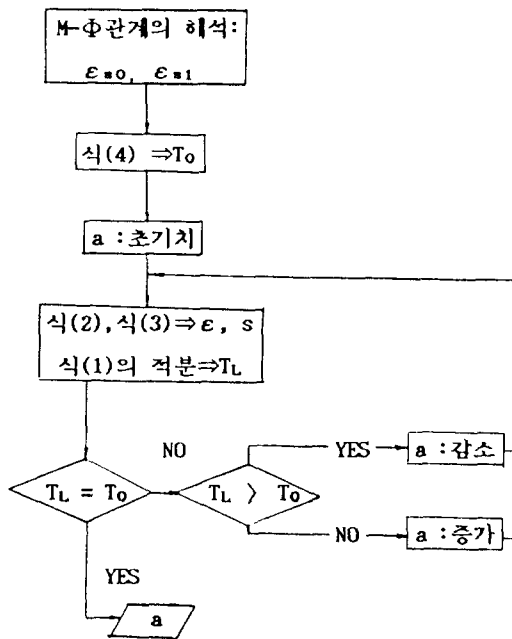


Fig. 3 Calculation Diagram of Average Crack-Spacing

2.2 곡률분포의 계산

곡률을 단면의 변형율분포가 Euler-Bernoulli 보 이론에 의해 직선으로 나타낼 때의 기울기로 가정한다(식(5)).

$$\Phi = (\epsilon_s - \epsilon_c) / d \quad (5)$$

여기서,

Φ : 임의점의 곡률, ϵ_s : 인장철근 변형율

ϵ_c : 콘크리트 압축연단 변형율, d: 단면 유효높이

2.2.1 인장철근의 변형율분포

인장철근의 변형율분포는 전술한 평균 휨균열간격의 계산방법과 같은 생각으로 구할 수 있다. 비균열 구간의 변형율분포는 대칭이므로 철근 부착장 l_0 는 휨균열간격 a의 1/2로써 주어진다. Slip양이 0인 구간 중앙에 철근 변형율 ϵ_{s0} 를 설정하고 $\epsilon_{s0} \neq \epsilon_{s1}$ 조건을 이용하여 ϵ_{s1} 을 변화 시킴으로써 철근 항복구간 및 균열단면의 철근변형율 ϵ_{s1} 을 구한다. 계산방법은 2.1절과 같이 부착응력의 합력과 철근에 작용하는 인장력이 평형할 때를 수렴조건으로 하며 최종적으로는 휨모멘트-곡률 관계 해석으로부터 ϵ_{s1} 에 대응하는 휨모멘트를 구한다. 이 경우에 있어서도 철근 변형율분포를 정확하게 표현해야 되며 본 연구에서는 철근항복까지의 변형율분포 ϵ_s 를 식(6)으로 표현하였다.

$$\epsilon_s = (S_1 - S_2)(X/l_0)^4 + 2S_1(S_1 - S_2)(X/l_0)^2 + \epsilon_{s0} \quad (6)$$

$$S = (S_1 - S_2)(X^3/l_0^3)/5 + 2S_1(S_1 - S_2)(X^3/l_0^2)/3 + \epsilon_{s0} \cdot X \quad (7)$$

여기서,

$$S_1 = \sqrt{(\epsilon_{sy}' - \epsilon_{s0})}, S_2 = \sqrt{(\epsilon_{sy}' - \epsilon_{s1})}$$

$$\epsilon_{sy}' = (256\epsilon_{sy} - 49\epsilon_{s0})/207, \epsilon_{sy}: \text{철근 항복점변형율}$$

식(6)으로부터 철근 항복직전까지의 인장철근 변형율 분포를 비교적 정확하게 추정할 수 있으며 또한 식(6)을 미분하면 3차곡선이 되어 부착 응력분포가 철근항복전에 완만하게 변하는 경향을 잘 표현할 수 있다.⁶⁾ 비균열 구간내의 철근변형율은 탄성영역에서는 식(6)을 적용하고 항복변형율부터 휨균열 발생단면의 철근변형율까지를 직선으로 가정하였다. Fig.4에 인장철근 변형율분포를 구하기 위한 계산 흐름도를 나타내었다.

2.2.2 콘크리트 압축연단의 변형율분포

비균열 구간내의 중앙단면과 균열 발생단면의 두 곳에 대해서 휨모멘트-곡률 관계(M-Phi)해석을 이용하여 콘크리트 압축연단의 변형율을 구한 다음 두 곳을 직선 보간하여 비균열 구간의 압축연단에서의 콘크리트 변형율분포를 구한다.

2.3 등가곡률 변환

Fig.5에 나타내는 것과 같이 등가곡률을 Φ_{eq} , 평균 휨균

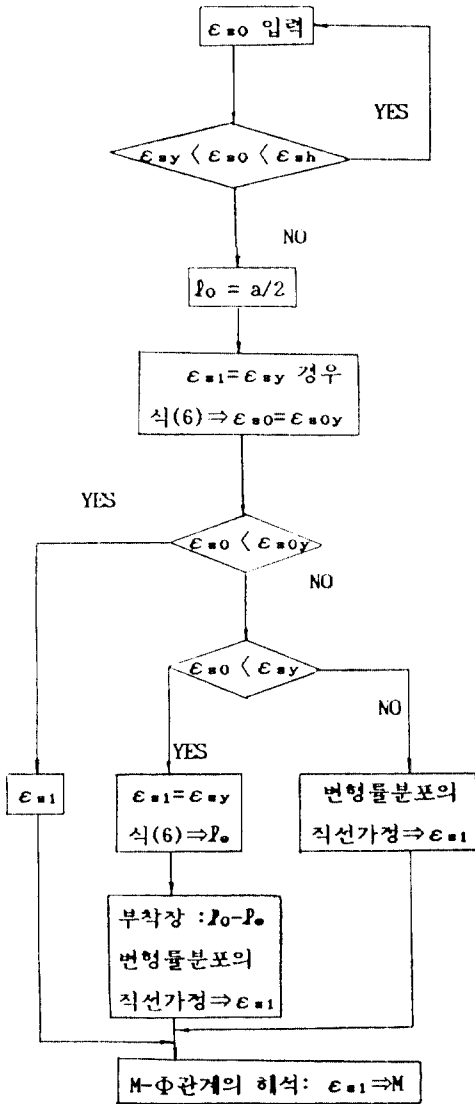


Fig. 4 Calculation Diagram of Strain in Tension Bar

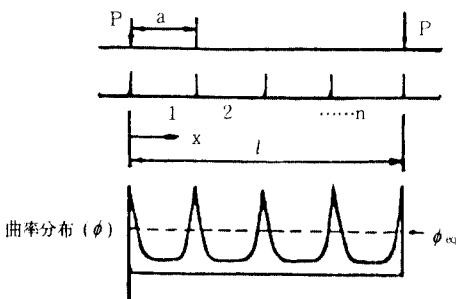


Fig. 5 Curvature Distribution of Pure-Moment Area

일 간격을 a , 곡률분포를 Φ , 순수 휨구간 길이를 ℓ , 구간 ℓ 에 존재하는 비균열구간 수를 n 으로 설정한다. 그리고 $a = \ell/n$, $S_0 = \int_0^a \Phi dx$, $D_0 = \int_0^a \int_0^a \Phi dx dx$ 로 설정 하면

$$\int_0^a \int_0^a \Phi dx dx = \Phi_{eq} \ell^2 / 2 \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \int_0^a \int_0^a \Phi dx dx &= \int_{(n-1)a}^a \int_0^a \Phi dx dx + \\ &\int_{(n-2)a}^{(n-1)a} \int_0^a \Phi dx dx + \dots + \int_0^a \int_0^a \Phi dx dx \\ &= \int_{(n-1)a}^a (\int_{(n-1)a}^a \Phi dx + (n-1)S_0) dx \\ &+ \int_{(n-2)a}^{(n-1)a} (\int_{(n-2)a}^{(n-1)a} \Phi dx + (n-2)S_0) dx + \dots + \int_0^a \int_0^a \Phi dx dx \\ &= D_0 + (n-1)aS_0 + D_0 + (n-2)aS_0 + \dots + D_0 \\ &= nD_0 + n(n-1)aS_0/2 \\ &= nD_0 + (n-1)\ell S_0/2 \end{aligned} \quad (9)$$

여기서 S_0 와 D_0 의 관계는

$$\begin{aligned} D_0 &= \int_0^a \int_0^a \Phi dx dx = \int_{0^+}^a \int_0^a \Phi dx dx + \int_0^{a^-} \int_0^a \Phi dx dx \\ &= \int_{0^+}^a \int_{0^+}^a \Phi dx dx + \int_0^{a^-} \int_0^a \Phi dx dx + aS_0/4 \\ \Phi &\text{는 } \Phi(x) = \Phi(a-x) \text{의 관계이므로 상식 우변 제1항을} \\ &\text{치환하면} \\ D_0 &= \int_0^a \int_{0^+}^a \Phi dx dx + \int_0^{a^-} \int_0^a \Phi dx dx + aS_0/4 = aS_0/2 \end{aligned} \quad (10)$$

식(10)을 식(9)에 대입하고 식(8)과 식(9)를 같은 값으로 하면 다음과 같이 된다.

$$\Phi_{eq} = nS_0/\ell = S_0/a \quad (\because \ell/n = a) \quad (11)$$

따라서 등가곡률 Φ_{eq} 는 휨균열에 의해 나뉘지는 구간 수에 의존하지 않으므로 평균 균열간격 1구간의 곡률분포 면적 평균으로 구할 수 있다(Fig.1 참조). 결국 변위량 D_0 는 등가곡률을 부재 전장에 대해 2중적분함으로써 구할 수 있다.

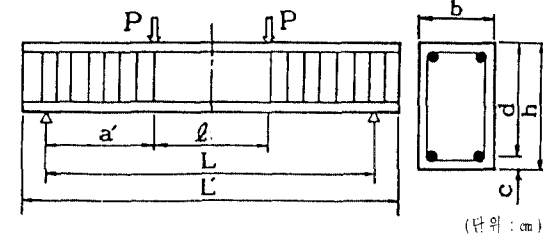
Table 1 Specimen Data

시 리 즈	축방향 인장주철근		축방향압축주철근		전단보강근		횡구간 보강근		평 형 철 근 비 $\rho_t(\%)$	$\frac{\rho_t}{\rho_c}$ (%)	콘크리트 압축강도 f'_c (kgf/cm ²)
	철근직경 (명칭)	철근비 $\rho_t(\%)$	철근직경 (명칭)	철근비 $\rho_c(\%)$	철근직경과 간격 (cm)	철근비 $\rho_w(\%)$	철근직경과 간격 (cm)	철근비 $\rho_w(\%)$			
1	1D16	0.69	—	—	∅9-10.0	0.80	—	—	2.51	27.4	191
2	"	"	—	—	"	"	—	—	3.81	18.1	290
3	2D16	1.38	—	—	"	"	—	—	3.28	42.1	249
4	"	"	—	—	"	"	—	—	4.24	32.5	322
5	2D19	1.99	—	—	"	"	—	—	2.90	68.7	220
6	2D22	2.69	—	—	∅9-6.3	1.26	—	—	4.30	62.5	327
7	2D25	3.52	—	—	∅9-5.0	1.59	—	—	2.51	140.0	191
8	2D29	4.46	—	—	∅9-4.2	1.89	—	—	3.50	127.4	266
9	1D16	0.69	—	—	∅9-10.0	0.80	∅9-8.3	0.96	2.51	27.4	191
10	"	"	—	—	"	"	D13-12.5	1.27	3.82	18.1	290
11	2D16	1.38	—	—	"	"	∅9-12.5	0.64	3.28	42.1	249
12	"	"	—	—	"	"	∅-9-8.3	0.96	4.24	32.5	322
13	2D19	1.99	—	—	"	"	∅9-5.6	1.42	2.90	68.7	220
14	2D22	2.69	—	—	∅9-6.3	1.26	∅9-10.0	0.80	4.30	62.5	327
15	2D25	3.52	—	—	∅9-5.0	1.59	∅-9-6.3	1.26	2.51	140.0	191
16	2D29	4.46	—	—	∅9-4.2	1.89	∅9-8-3	0.96	3.50	127.4	266
17	2D16	1.38	2D16	1.38	∅9-10.0	0.80	—	—	2.71	50.9	206
18	"	"	"	"	"	"	—	—	3.91	35.3	297
19	2D19	1.99	"	"	∅9-8.3	0.96	—	—	2.46	80.8	187
20	2D22	2.69	"	"	∅9-6.3	1.26	—	—	3.76	71.4	286
21	2D25	3.52	"	"	D10-7.1	1.12	—	—	2.33	151.0	177
22	2D29	4.46	2D19	1.99	D10-5.6	1.42	—	—	3.51	127.0	267
23	2D16	1.38	2D16	1.38	∅9-10.0	0.80	∅9-10.0	0.80	2.71	50.9	206
24	"	"	"	"	"	"	"	"	3.91	35.3	297
25	2D19	1.99	"	"	∅9-8.3	0.96	∅9-16.6	0.48	2.46	80.8	187
26	2D22	2.69	"	"	∅9-6.3	1.26	∅9-12.5	0.64	3.76	71.4	286
27	2D25	3.52	"	"	D10-7.1	1.12	"	"	2.33	151.0	177
28	2D29	4.46	2D19	1.38	D10-5.6	1.42	∅9-16.6	0.48	3.51	127.0	267
29	3D22	1.61	2D16	0.55	D6-4.9	0.65	D6-18.0	0.18	4.51	35.7	343
30	"	"	2D22	1.08	"	"	"	"	4.05	39.8	308
31	"	"	2D16	0.55	"	"	"	"	4.47	36.1	340
32	"	"	2D22	1.08	"	"	"	"	3.91	41.3	297
33	"	"	2D16	0.55	"	"	"	"	4.29	37.6	326
34	"	"	2D22	1.08	"	"	"	"	3.90	41.4	296

철근비정의: $\rho_t = A_{st}/bd$, $\rho_c = A_{sc}/bd$, $\rho_w = A_w/bs$, A_{st} : 인장철근 전단면적, A_{sc} : 압축철근 전단면적, A_w : 전단보강근 전단면적, b: 단면폭, s: 전단보강근 간격, h: 단면높이, d: 단면 유효높이

Table 2 Mix Design

시 리 즈	조골재 최대 치수 (mm)	슬럼프 범위 (cm)	공기량 범위 (%)	물시멘트 비 (%)	세골재 율 (%)	단위량 (kgf/m ³)				
						물	시멘트	세골재	조골재	혼화제 (포조리스)
A	20	8±1	1.5	49	40	188	384	687	1157	1.2
B	25	12±2.5	4.1±1	58	43.8	170	327	778	1040	1.2



시리즈	a'	l	L	L'	b	d	c	h
A	50	50	150	160	16	18	4	22
B	126	180	432	450	20	36	4	40

Fig. 6 Specimen shape and size

3. 실험 개요

2장에서 제안한 평균 휨균열간격 및 휨모멘트-등가 곡률 관계($M-\Phi_{eq}$)의 검증을 위해 철근콘크리트 보 부재의 2점 휨재하 실험을 하였다. 이하 실험개요 및 결과에 대해서 설명한다.

3.1 시험체 재원

보 시험체의 형상 및 크기를 Fig.6에 시험체 변동인자 및 특성은 Table 1에 나타내었다.

A 시리즈는 크기가 비교적 작은 시험체로서 단면높이 22cm, 폭 16cm, 전 스패 150cm(전단 스패 50cm, 휨 스패 50cm, 전단 스패비 2.78)이며 시험체 수는 28개이다. B시리즈는 크기가 비교적 큰 시험체로서 단면높이 40cm, 폭 20cm, 전 스패 432cm(전단 스패 126cm, 휨 스패 180cm, 전단 스패비 3.5)이며 시험체 수는 6개이다.

휨 스패 중앙단면에는 보가 좌우대칭으로 변형할 수 있도록 노치를 설치하였으며 전단 스패에는 전단파괴가 생기지 않도록 스티럽을 충분히 배치하였다(Table 1 참조).

3.2 사용 재료

사용한 콘크리트의 시방배합을 Table 2에 나타내었다. 시멘트는 보통 포틀랜드시멘트, 굵은골재는 쇠석, 잔골재는 강모래를 사용하였다. 콘크리트 압축강도 시험 결과를 Table 1에 나타내었으며 또한 사용철근의 인장 시험결과를 Table 3에 나타내었다.

Table 3 Tensile Test of Reinforcing Bar

시 리 즈	명 칭	규 격	항복점 응 력 (kgf/cm ²)	항 복 변 형 율 (%)	인 장 강 도 (kgf/cm ²)	경화계시 변형율 (%)	종변 형율 (%)
A	D16	SD35	3776	2380	5916	13500	15.3
	D19	SD35	3733	2320	5742	20000	13.4
	D22	SD35	3861	2384	5815	18000	16.1
	D25	SD35	3651	2089	5486	15000	16.3
	D29	SD35	3988	2317	5993	10200	15.4
B	D6	SD30	4400	2370	4950	-	-
	D16	SD35	3800	2120	5990	16000	13.0
	D22	SD35	3900	2210	6180	17500	16.4

3.3 재하 방법

하중 재하는 100톤 용량의 유압 잭을 이용한 단조 재하방법이며 재하속도는 인장철근 항복까지는 스패 중앙의 변위량이 1mm/분이 되도록, 항복후에는 2mm/분이 되도록 연속적으로 실시하였다. 하중은 로드셀로 측정하였으며 변위분포는 스패 중앙으로 부터 양쪽 재하점까지 11개의 변위계를 이용해서 측정했다. 철근의 스트레인 게이지는 좌우 리브(Rib)상에 1개씩 10개소(스패 중앙부와 그 곳으로 부터 양측에 10cm 및 20cm의 간격을 둔 곳)에 매립 설치하였다. 곡률분포는 변위분포로 부터 차분법을 이용하여 구했다.

3.4 시험 결과

하중-변위 관계의 결과를 보면 연성적 거동(인장철근 항복후에 부재 압축부의 압축파괴 또는 압축철근의 좌굴에 의해 종국 파괴상태가 된다)을 나타낸 시험체가 많이 보였으나 평형철근비에 대한 인장철근비의 비(ρ_t/ρ_b)가 큰 시험체에 있어서는 취성적 거동을 보이는 시험체도 있다. 즉 No.8, No.16, No.22 및 No.28 시험체는 하중 초기단계에서 압축파괴 되었으며 No.7 및 No.15 시험체는 인장철근 항복직전에 압축파괴되었다. 또한 No.5, No.6, No.14, No.20 및 No.27 시험체는 철근 항복과 동시 또는 약간 항복영역을 진행한 후에 압축파괴되어 취성적 파괴거동을 보였다.

4. 해석결과 및 고찰

4.1 재료특성의 모델화

콘크리트 압축축의 응력-변형을 관계 모델은 본 실험에서 실시한 원통형 공시체의 응력-변형을 관계를 정확하게 표현할 수 있는 e함수식(식(12))⁷⁾에 의해 모델화했으며 인장축의 응력-변형을 관계는 실험탄성으로 콘크리트 인장강도 변형율은 100 μ 로 하였다.⁶⁾

$$\sigma/f'_c = K\{\exp(-\alpha(\epsilon/\epsilon_{c0})) - \exp(-\beta(\epsilon/\epsilon_{c0}))\} \quad (12)$$

여기서, σ : 콘크리트 압축응력도

f'_c : 콘크리트 압축강도

ϵ : 콘크리트 변형율

ϵ_{c0} : 콘크리트 압축강도에 대응하는 변형율

K, α 및 β 는 재료상수로써 본 실험의 압축강도

범위에서는 K=6.75, α =0.812, β =1.218이다.⁷⁾

철근의 응력-변형을 관계 모델은 변형을 경화현상을 고려하기 위해 변형을 항복점, 변형을 경화개시점 및 최대 인장강도점을 직선으로 연결하는 Tri-linear모델을 이용했다. 각 경계점의 구체적인 값은 Table 3에 나타나 있다.

4.2 해석 결과

본 절에서는 2장의 해석방법에 의한 해석치와 3장의 실험결과 및 종래의 실험결과를 비교 검토하여 본 해석법의 유효성과 일반성을 확인하였다.

Fig.7(a)는 본 실험의 순수 휨구간에 대한 평균 균열간격 실험치와 해석치를 비교한 것이다. 해석치는 실험치를 약10%의 정확도로 추정 가능하며 해석치에 대한 실험치 비의 평균(m)은 0.96, 변동계수(cov.)는 17.8%로서 본 해석방법은 실용상 충분히 유효하다고 판단된다. Fig. 7(b)는 본 실험의 순수 휨구간에 대한 최대 균열간격 실험치 (횡측)와 평균 균열간격 해석치(종측)를 비교한 것이다. 종래 연구결과에 의하면 철근콘크리트 부재의 인장시험에 있어서 최대 균열간격은 평균 균열간격의 대략 1.5배 정도인 것이 알려져 있으며⁸⁾ 여기서는 원점을 지나는 회귀직선 경사를 1/1.5로써 비교 검토 하였다. 그 결과 해석치에 대한 실험치 비의 평균은 0.94, 변동계

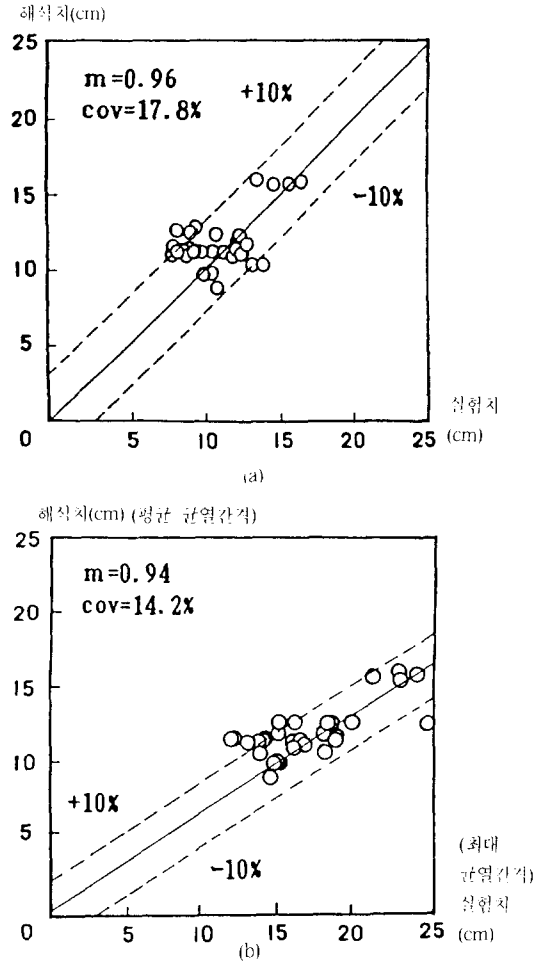


Fig. 7 Comparison of Analytical Result with Experimental one for Average Crack Spacing

수는 14.2%로서 좋은 정확도를 나타냈다. 따라서 본 실험의 순수 휨구간 경우에도 최대 균열간격은 평균 균열간격의 약 1.5배로 생각할 수 있다.

Fig.8(a)와 (b)는 철근 항복전 및 철근항복후의 휨모멘트-곡률 관계 해석결과를 나타낸 일례이다. 'o'표시는 Shima⁹⁾가 실시한 휨 모 부재(단면높이 60cm, 유효높이 56cm, 폭 25cm, 길 스패น 240cm, 진단 스패너 비 1.6, 인장철근 비 1.5%, 콘크리트 압축강도 210kgf/cm²)의 휨재하 실험결과(곡률은 스패 중앙과 재하점 직하 등 3개소의 범위 분포로 부터 구해진 휨구간의 평균곡률이다)이며, 실선은 본 연구에서 제안한 휨모멘트-등가곡률 관계에 의한 해석치, 점선은 부재단면 전체를 휨균열단면으로서 취급하는 종래방법의 휨모멘트-곡률 관계에 의한 해석치이

다. 종래방법에 의한 해석치와 실험치는 상당한 차이를 보이고 있으나 본 해석법은 실험치와 거의 일치하고 있으며 휨관열 발생전후의 거동 및 철근항복후의 내력증가 현상을 잘 표현하고 있다.

Fig.9는 본 실험결과를 비교 검토한 일례로서 (a)그림은 No.32 시험체의 휨모멘트-곡률 관계(곡률은 휨구간의 변위분포로부터 차분법을 이용해서 구하며 평균곡률에 상당한다)를 (b)그림은 No.34 시험체의 하중-변위 관계를 나타내었다.

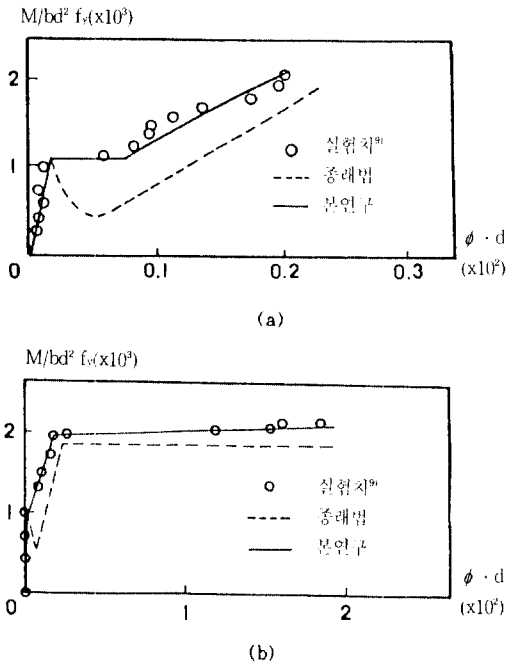


Fig. 8 Flexural Moment-Curvature Curve of Flexural Member

이러한 결과로부터 본 연구에서 제안한 휨모멘트-등가곡률 관계는 보 부재의 휨구간에 있어서 실제의 평균적인 휨모멘트-곡률 관계에 상당하는 것을 알 수 있다. 또한 종래방법인 휨모멘트-곡률 관계에 따른 하중-변위 관계 해석결과보다 본 해석법에 의한 해석결과가 실험치와의 적합성이 좋으며 종래방법에서는 표현할 수 없었던 항복점부근의 내력 증가효과도 비교적 정확하게 해석하고 있다.

본 실험결과와 전체적인 결과에 대한 해석치와의 비교 검토결과를 Fig.10 및 Fig.11에 나타내었다. Fig.10은 부재 항복시에 내력 해석치(P_{ycal})에 대한 실험치(P_{yexp})

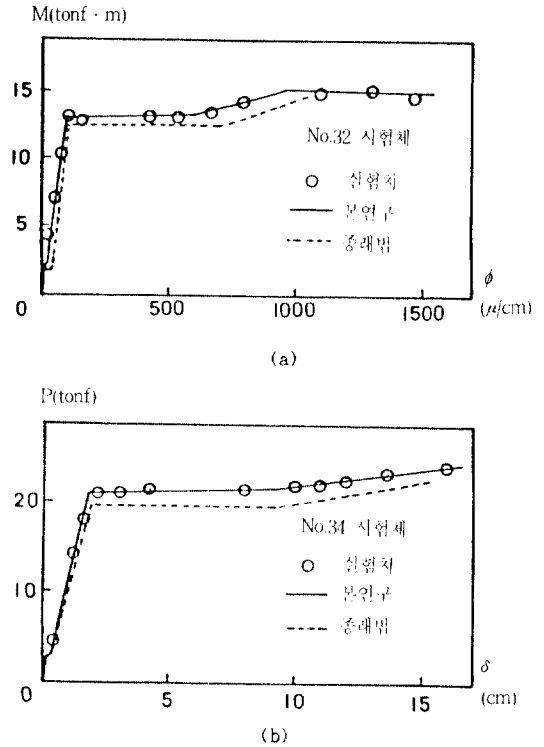


Fig. 9 Flexural Moment-Curvature and Load-Deflection Curves

의 비(P_{yexp}/P_{ycal})와, 평균철근비에 대한 인장철근비의 비(ρ_l/ρ_b)와의 관계를 나타낸다. Fig.11은 부재항복시의 변위 해석치 (δ_{ycal})에 대한 실험치(δ_{yexp})의 비($\delta_{yexp}/\delta_{ycal}$)와, ρ_l/ρ_b 와의 관계를 나타낸다. 여기서 부재 항복 이전에 취성적 파괴를 보인 시험체는 제외하였다. 부재 항복시의 내력 해석치에 대한 내력 실험치 비의 평균은 1.00이며 변동계수는 3.75%로서 ρ_l/ρ_b 에 관계없이 정확하게 해석할 수 있다. 또한 부재 항복시의 변위 해석치에 대한 변위 실험치 비의 평균은 1.06이며 변동계수는 13.13%로서 ρ_l/ρ_b 가 70%정도까지는 비교적 정확하게 해석할 수 있다. 즉 ρ_l/ρ_b 가 70%정도까지의 범위내에서는 부재 항복시의 내력 및 변위 해석치에 대한 실험치의 비와 ρ_l/ρ_b 과의 사이에 특별한 관계가 성립하지 않는 것을 알 수 있다.

따라서 본 해석방법의 적용범위(보 부재의 인장철근 비)는 충분히 크며 일반성이 있다고 사료된다.

5. 결론

하중-변위 관계 해석의 종래방법은 非균열 구간의

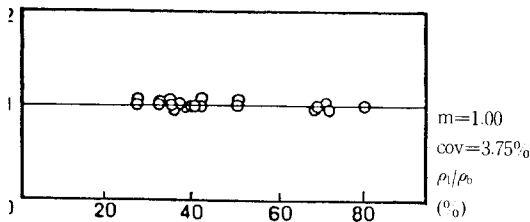


Fig. 10 Relationship of P_{ypc}/P_{yca} between ρ_1/ρ_b

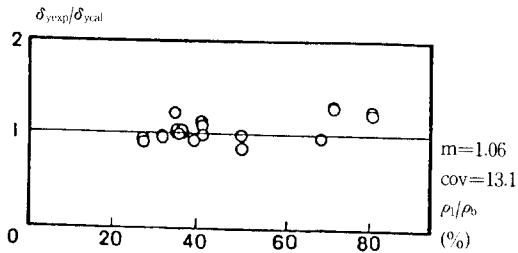


Fig. 11 Relationship of $\delta_{ypc}/\delta_{yca}$ between ρ_1/ρ_b

역학적특성이 고려되지 않아 철근과 콘크리트간의 부착특성에 의한 콘크리트 인장응력 분담효과 및 항복내력의 증가효과를 표현하지 못하는 문제점이 있었다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 본 연구에서는 휨모멘트-등가곡률 관계에 의한 변위 해석방법을 제안하였으며 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 휨모멘트를 받는 보 부재의 평균 균열간격을 비교적 정확히 해석적으로 구할 수 있다.

(2) 휨모멘트-등가곡률 관계는 비균열 구간의 부착특성 및 철근 변형률 경화영향을 고려할 수 있다.

(3) 휨모멘트-등가곡률 관계는 순수 휨구간의 평균적 휨모멘트-곡률 관계를 나타내고 있으며 또한 이 방법에 의한 하중-변위 관계의 해석결과는 휨균열 발생전후 및 부재 항복내력의 거동을 비교적 정확히 표현할 수 있다.

(4) 본 해석방법의 앞으로의 과제는 다음과 같다.

① 부재 중극상태시의 해석정도를 높이기 위해서는 휨구간내 스템립의 구속효과 및 압축철근의 좌굴현상 등을 모델화 할 필요가 있다.

② 본 해석방법은 축력을 받는 기둥부재의 경우에도 적용 가능하다고 생각되나 앞으로 실험결과와의 검증이 필요하다.

감사의 글

본 연구를 위해 지도 편달하여 주신 일본 東北대학 尾坂芳夫 교수님과 연세대학교 변근주 교수님께 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

- 1) Kakuta, Y.: On cracking and deformation of flexural concrete members, Proc. of JSCE, Vol.384, pp.21-32, Aug. 1987(Japanese)
- 2) Building Code Requirements for reinforced Concrete, ACI 318-83, 1983.
- 3) C.E.B: Manual on cracking and deformation, Bulletin D'Information, No.158, 1985.
- 4) Ueda, M. and Dobashi, Y.: Analysis of deformations in bending of reinforced concrete beams including bond-slip of reinforcement, Proc. of JSCE, Vol.37 2, pp.55-64, Aug. 1986(Japanese)
- 5) Shima, H. and Chou, L. L. et. al.: Bond-Slip-Strain relationship of deformed bars embedded in massive concrete, Vol.378, pp.165-174, Feb. 1987(Japanese)
- 6) 張一泳: RC部材の荷重-變位關係に関する解析的研究, 東北大學博士論文, 1991年3月
- 7) 梅村 魅, 武田壽一ほか: 鐵筋コンクリート構造の耐震設計, オーム社, 1984年
- 8) 六車 熙, 森田司郎ほか: 異形鐵筋によるひびわれ分散について, 콘크리트ライブラリ, 第14號, 第2回, 異形鐵筋シンポジウム, 土木學會, pp.115-120, 1965年12月
- 9) 島 弘, 玉井眞一: RC要素の引張剛性モデルに基づくはりの曲げモーメント-曲率關係の計算, 土木學會第42回年次學述講演會講演概要集, V-85, pp.208-209, 1987年

(접수일자: 1991. 10. 7)