

매스콘크리트 구조물의 균열폭제어를 위한 철근량 산정

Estimation of Steel Reinforcement for the Control of Crack Width in Mass Concrete Structures



강원호*



이광명**

1. 머릿말

최근 매스콘크리트 구조물의 온도균열에 관한 연구가 많이 수행되었으나 대부분 온도해석 프로그램의 개발과 검증 혹은 단열온도상승곡선의 결정을 위한 실내실험에 편중되어 있으며, 실제적으로 매스콘크리트 구조물의 설계와 시공을 위한 연구는 미진한 실정이다. 매스콘크리트의 시공시 온도측정을 실시한 경우는 많으나, 이는 내외부온도차를 적정한 수준으로 유지하여 균열발생을 제어하기 위한 수단일 뿐 균열폭을 일정한대대로 제어할 수 있는 조치는 아니다. 매스콘크리트 구조물의 설계시 균열폭을 제한값 이하로 하기 위해서는 적절한 양의 철근을 배치하여야 하는데, 국내에서는 이에 대한 설계사례 및 연구가 드문 편이다. 이에 본 고에서는 매스콘크리트의 균열제어를 위하여 국내 외시방규정에서 제안하고

있는 철근량 산정방법을 소개함으로써 매스콘크리트 구조물의 설계시 도움을 주고자 한다. 아울러 콘크리트벽체와 슬래브의 예제를 통하여 제시한 방법에 대한 적용성을 검토하였다.

2. 수화열에 의한 구속응력의 계산

2.1 시간에 따른 온도의 변화

일반적으로 온도해석이 필요한 매스콘크리트 구조물의 범주를 콘크리트 표준시방서¹⁾에서는 하단이 구속된 벽체에서는 두께 50 cm 이상으로 규정하고 있다. 구속변형의 크기와 직접적인 연관이 있는 부재의 온도상승량을 구하기 위해서는 콘크리트의 단열온도상승곡선을 아는 것이 가장 중요하다. 콘크리트 표준시방서에서는 실험에 의하지 않은 경우에 사용할 수 있는 단열온도 상승곡선을 제시하고 있다. 그러나,

* 정회원, 동아대학교 토목공학과 부교수

** 정회원, 성균관대학교 토목공학과 조교수

시방서의 단열온도 상승곡선식은 국산 시멘트를 사용한 경우의 실험결과와는 다소간 차이가 있는 것으로 보고되고 있다.¹²⁾

단열온도는 콘크리트 내·외의 열의 출입이 없을 때를 가정한 것이며, 실제의 구조물은 거푸집으로 구속되며 그외 양생천 등으로 감싸게 되나 상당한 열이 발산되므로 구조물 내부의 온도는 단열온도보다 훨씬 작은 값이 된다. 콘크리트 표준시방서에서는 콘크리트의 일반적인 열특성값을 주어 온도해석으로부터 온도분포를 구할 수 있게 하였으나, 실무에서는 단순한 형태의 부재에 대해서는 복잡한 온도해석을 하지 않아도 간이 계산으로 근사적인 최대 온도, 최대 온도 도달시기 등을 구할 수 있다. 일반적으로 온도 곡선에 영향을 미치는 요소는 재료특성외에도 부재부피에 대한 노출된 표면적의 비, 거푸집과 같은 단열재의 성질, 치기온도, 외기 온도 등이 있다. 지금까지 잘 알려진 간이계산법으로는 RILEM의 간이계산법¹³⁾과 ACI 207의 간이계산법¹⁴⁾이 있다.

그림 1(a)와 같은 온도이력곡선에서 체적변화를 일으키는 T_E 는 다음과 같이 정해진다.

$$T_E = T_{pk} + T_r - T_{min} \quad (1)$$

여기서, T_{pk} 은 유효타설온도, T_r 은 온도상승량, T_{min} 은 온도상승 이후, 사용중 최소온도로 지반의 온도를 고려하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$T_{min} = T_A + 0.37(T_M - T_A) \sqrt{\frac{V/S}{2438}} \quad (2)$$

여기서, T_A : 노출기간중의 1주간 평균 최소온도 (외기온도),

T_M : 지반 또는 암반의 온도 (근사적으로 $5^{\circ}C \sim 15^{\circ}C$),

V/S : 부피/노출표면적의 비 (mm).

2.2 건조수축의 고려

건조수축에 의한 변형의 계산에서 콘크리트 표준시방서에서는 계산이 필요한 통상의 구조물에 대해서는 최종 건조수축계수를 적용하고 있다. 그러나, 벽체와 박스와 같은 구조물에서는 먼저 타설한 바닥 콘크리트와 나중 타설한 콘크리트의 건조수축의 차이가 균열을 일으키는 변형이 되므로 시간에 따른 건조수축의 차이를 계산하여야 한다.

실무에 있어서는 실용적이고 간편한 ACI 207.2R¹⁵⁾에서 제안한 방법이 추천된다. 이에 따르면 건조수축의 차이에 따른 변형을 온도차이에 따른 변형에 포함시키기 위하여, 건조수축을 등가의 온도상승으로 치환한다. 이때의 등가상승온도 T_{DS} 는 다음과 같이 정의된다.

$$T_{DS} = (30 - 7.87 \frac{V}{S}) (\frac{W_u - 74.13}{106.7}) - 17.78 \text{ (}^{\circ}C) \quad (3)$$

여기서, W_u : 타설시 콘크리트의 단위수량 (kg/m^3), 이 값은 $134kg/m^3$ 보다 커야 한다.

V : 총부피 (m^3),

S : 외기에 노출된 표면적 (m^2)

이에 따라서 수화열에 의한 온도변화와 건조수축에 의한 온도변화를 같이 고려할 때의 유효온도 T_E 는 식 (1)에 식 (3)을 더한 값이 된다.

2.3 구속응력의 발생

수화열에 의한 온도 변화로 온도가 상승하면 부재가 팽창하며, 온도가 저하하면 수축한다. 그러므로 변형이 구속되면 온도 상승시에는 부재내에 압축응력이 발생하며, 온도 저하시에는 부재내에 인장응력이 발생한다.(그림 1(b) 참조)

콘크리트는 타설후 약 30분부터 경화가 시작되어 약 6시간 지난후 강성(stiffness)과 강도(strength)가 발현되기 시작한다. 콘크리트의 인장강도와 압축강도는 탄성계수에 비하여 발현속도가 느리므로 초기 콘크리트는 인장응력은 크고 인장강도는 낮아서 균열발생 위험이 크다. 초기 콘크리트의 균열 거동을

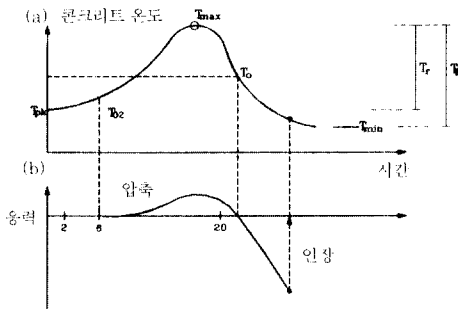


그림 1 수화열에 의한 온도증가와 응력의 변화
(a) 시간에 따른 콘크리트 온도곡선
(b) 시간에 따른 콘크리트 응력곡선

나타내는 지표인 인장극한변형(ϵ_u)는 타설후 6시간 부터 감소하여 8~24시간에 가장 작은 값을 가진다.(그림 2 참조)

수화열에 의해 온도가 상승할 때 변형이 구속되어 발생하는 부재내의 압축응력은 탄성계가 낮아서 크지 않으며, 그 대부분이 릴랙세이션에 의해 소멸한다. 그러나, 압축응력이 상쇄된 후 응력이 0이 되는 시점 이후에는 온도저하에 의해 발생하는 인장응력으로 인하여 균열이 발생할 가능성이 높아진다.

설계에서는 응력이 0이 되는 온도를 구하기가 쉽지 않으므로 최대온도에서 초기의 외기 온도까지의 온도저하를 초기온도 저하로 하고 이에 따른 인장변형이 초기극한인장변형(100×10^{-6} 정도)을 초과하면 초기 균열이 발생하는 것으로 간주한다. 이는 계산상 안전측이 된다. 또 최대온도와 사용상의 최저온도의 차이를 사용온도저하 T_E 로 하여, 이에 따른 인장변형이 사용상 극한인장변형(150×10^{-6} 정도)을 초과하면 사용시 균열이 발생하는 것으로 간주한다.

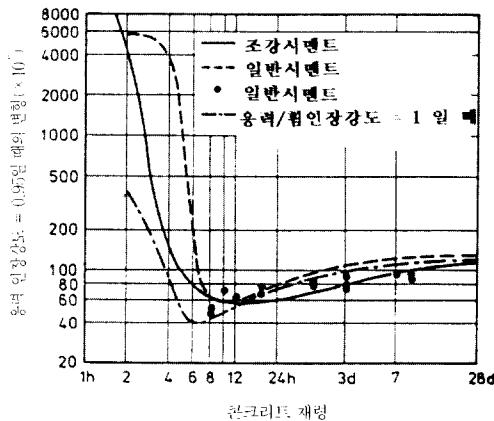


그림 2 초기 콘크리트의 인장극한변형

2.4 ACI207 위원회의 제안에 따른 구속응력의 계산

콘크리트 부재의 변형의 구속은 벽체 또는 바닥 슬래브에서와 같이 부재의 전체 변형을 다른 부재 또는 지반이 구속하는 외부구속의 경우와, 대형기초 또는 댐에서와 같이 내외부의 변형차이로 인한 내부구속의 경우로 나눌 수 있다. 구속응력은 구속계수 K_R 을 이용하여 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$f_t = K_R \cdot \Delta_c \cdot E_c \quad (4)$$

여기서, K_R 은 구속정도를 나타내며, 완전구속시 1로 한다.

Δ_c 는 구속이 없는 자유로운 변형

E_c 는 콘크리트 탄성계수(변형 발생시).

구속계수의 계산은 실험 또는 유한요소법 등의 방법으로 구할 수 있는데, 구속조건에 따라 아래의 값을 사용할 것을 ACI207위원회에서 제안하고 있다.

2.4.1 연속 외부구속의 경우

그림 3과 같이 콘크리트 부재가 접촉하는 전면에 걸쳐 구속되는 경우, 구속계수는 지간/높이비(L/H)와 부재높이(h/H)에 따라 차이를 보이며 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$K_R = [(L/H - 2)/(L/H + 1)]^{h/H}; L/H \geq 2.5 \text{ 일 때} \quad (5a)$$

$$K_R = [(L/H - 1)/(L/H + 10)]^{h/H}; L/H < 2.5 \text{ 일 때} \quad (5b)$$

이에 따라서 하부응력이 인장강도에 도달했을 때 부재에 작용하는 인장력과 휨모멘트는 그림 4와 같이 된다.

위의 값은 구속체가 강체일 때로 구속체의 강성에 따라 다음의 수정계수를 곱하여 보정한다.

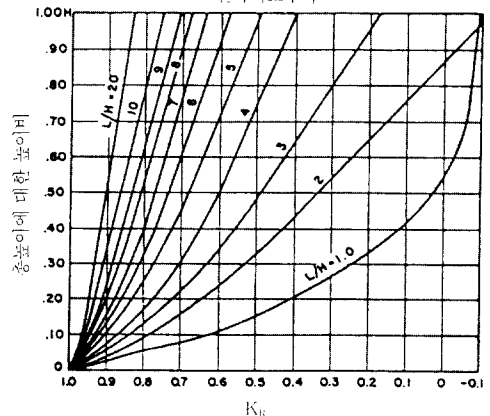
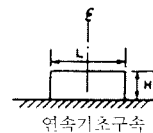


그림 3 중앙단면에서의 인장구속계수¹⁴⁾

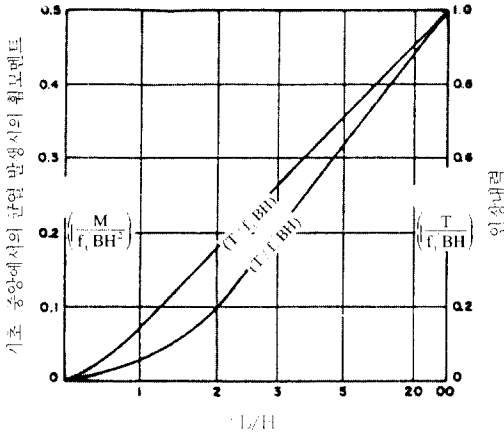


그림 4 하부응력이 인장강도에 도달했을 때의 내력⁴⁾

$$C_F = \frac{1}{1 + \frac{A_g E_c}{A_f E_f}} \quad (6)$$

여기서, C_F : 구속도 K_R 의 수정계수.

A_g : 부재단면적.

A_f : 구속체의 단면적, 압박일 때는 최대 2.5 A_g 로 취할 수 있다.

E_f : 구속체의 탄성계수.

2.4.2 불연속 외부구속 또는 단부구속의 경우

콘크리트 부재의 접촉면과 지점이 불연속하여 변형이 몇 점에서 구속될 때로, 지점사이의 부재, 강도 (인장강도 또는 전단강도)가 작은 물체 위의 위치하는 부재가 이에 해당된다.

• 경우 1 : 지점사이의 부재(예를 들어서 라멘 부재)

$$K_R = \frac{1}{1 + \frac{A_B h^3}{4LI_c}} \quad (7)$$

여기서, L 과 A_B 는 각각 변형이 발생한 부재의 길이와 단면적이고, I_c 와 h 는 각각 지지부재의 단면 2차모멘트와 높이이다.

지지 부재의 강성이 매우 클 때는 철근의 휨응력 Δf_s 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\Delta f_s = 2K_R \alpha_T T_f E_s \quad (8)$$

여기서, α_T 는 열팽창계수이고, E_s 는 철근의 탄성

계수이다.

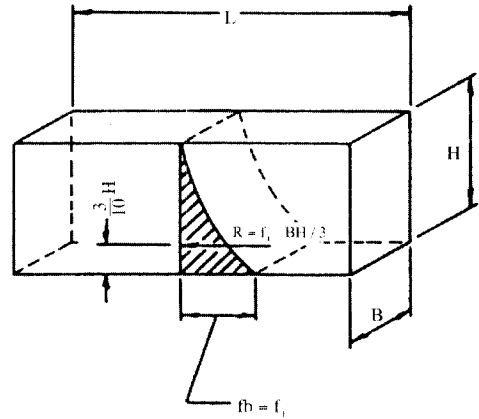
• 경우 2 : 강도가 낮은 지반위의 슬래브

강도가 낮은 지반(예를 들어서 흙)위에 놓인 슬래브는 수축하면 슬래브 단부가 말려 올라간다. 이때 중앙부의 인장응력은 하부에서 가장 크며 그 분포를 포물선이라 한다면 균열 모멘트는 $f_t B H^2$ 으로 가정할 수 있다.(그림 5(a) 참조)

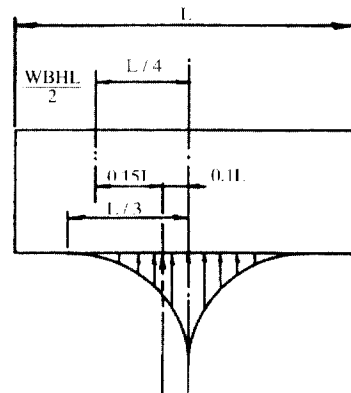
이 슬래브의 반력의 분포가 슬래브의 중간 2/3에 포물선 형태로 분포한다면 구속모멘트가 $0.075W_c BHL^2$ 이 되므로 L 은 다음과 같은 식으로 표시할 수 있다.(그림 5(b) 참조)

$$L = L' = \sqrt{\frac{f_t H}{0.75W_c}} \quad (9)$$

여기서 f_t 는 콘크리트의 인장강도이고, W_c 는 콘크리트 단위중량이다.



(a) 지반이 약할 때 슬래브의 내부응력 분포



(b) 슬래브가 말려올라갈 때의 반력분포

그림 5 슬래브의 응력분포와 반력분포¹⁴⁾

만약 L 이 위의 L^* 를 초과하면 슬래브 중앙의 응력분포는 $(L - L^*)/H$ 의 비로 연속구속된 경우와 근사하게 된다. 이에 따라 필요한 철근은 그림 4의 인장력을 받을 수 있게 배근해야 한다.

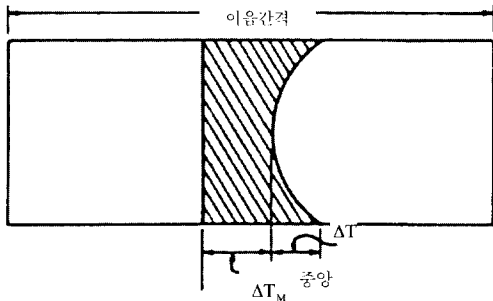
2.4.3 내부구속의 경우

내부구속의 경우에 응력 분포는 그림 6과 같이 되어서 양면이 연속 외부구속된 경우와 흡사하다. 외부구속이 없는 경우에는 내부구속에 의한 인장응력과 압축응력의 합은 0이 된다. 응력이 0이 되는 선은 온도응력해석 또는 시산법으로 구할 수 있다. 자유 표면의 구속계수는 다음과 같이 구할 수 있다.

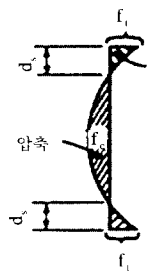
$$K_R = \frac{1}{1 + 2d_s W - 2d_s} \quad (10)$$

여기서, $2d_s$ 는 인장응력의 깊이, W 는 슬래브 총 폭 또는 벽체 높이이다.

내부구속에 의한 응력은 그 값이 외부구속에 의한 응력보다 크지 않을 때 합산하여 구할 수 있다. 외부구속이 큰 경우에는 내부구속효과를 무시할 수 있다.



(a) 내부온도변화



(b) 내부구속응력

그림 6 내부구속시의 응력 분포¹⁴⁾

덤과 같이 내부구속응력이 큰 경우는 재료의 조성 및 치기방법을 달리하여 수화열을 낮추는 것이 중요하다. 이러한 경우에 대해서는 ACI207.1R⁵⁾ 또는 DIN1164¹⁶⁾ 등의 규정을 참고하는 것이 좋다.

2.5 콘크리트 표준시방서에 의한 구속응력의 계산

국내 콘크리트 표준시방서에서는 연속 외부 구속인 경우에 대하여 구속응력을 구하는 방법을 제시하고 있다. 즉 온도변화에 따른 자유로운 변형이 그림 7의 곡선과 같을 때 외부구속에 의한 응력선은 굽은 실선으로 표시한 바와 같이 된다. 따라서, 외부구속에 의한 변형은 축방향 변형 ϵ_{cen} 과 곡률변형 ϕ 의 합이며, 내부구속변형은 $(\alpha_T \Delta T - \epsilon_{comp})$ 의 자체평형변형(self-equilibrated strain)이 된다.

외부구속변형은 구속계수에 따라서 달라지는데, 시방서에서는 축구속계수 R_N 과 휨구속계수 R_M 을 부재의 구속체와 단상계수비 및 지간/높이 비의 함수로 각각 구한다. 따라서 구속응력은 외부구속(축방향 구속+휨구속)과 내부구속의 합으로 아래와 같이 쓸 수 있다.

$$\sigma = R_N E_C \epsilon_{cen} + R_M E_C \phi + E_C (\alpha_T \Delta T - \epsilon_{comp}) \quad (11)$$

여기서, R_N 은 축구속계수, R_M 은 휨구속계수, ϵ_{cen} 은 단면도심위치의 자유 신축 변형율, ϕ 는 자유휨곡률, ϵ_{comp} 는 compensation line에 의해 정해지는 변형율이다.

위의 방법은 일본 콘크리트시방서¹⁷⁾의 방법과 같은 것으로 CP법으로 불리운다. 이 방법은 각 단계의 온도추이를 단계별로 고려하는 것으로 수계산은 불가능하지만, 유한요소해석 등의 방법에 비해서는 계산이 간편하고 빠르다는 장점이 있다.

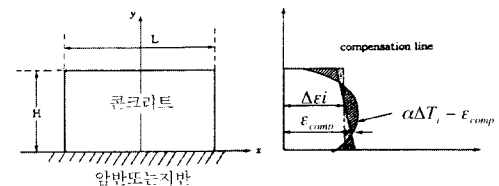


그림 7 Compensation line (CL)의 적용¹¹⁾

2.6 그 외의 구속응력 계산을 위한 설계자료

유럽의 설계 관행에서는 벽체에 대한 Schlee⁸⁾의 해석결과가 자주 쓰인다. Schlee는 연속구속된 부재의 응력분포를 구하고 이를 표로 정리하였다. Schlee의 해석결과에서 특기할 점은 부재 단부 근처에서 주응력은 부재축과 경사지게 되어서 경사균열이 발전된다는 점을 보인 것이다. 그림 8은 Schlee의 해석결과, ACI207의 K_R 계수의 근거자

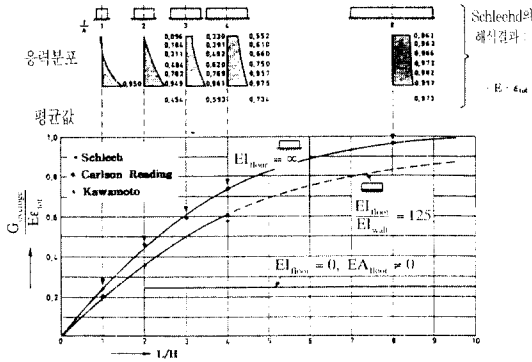


그림 8 L/H에 따른 벽체 중앙에서의 응력 분포¹⁸⁾

료인 Carlson-Reading의 실험결과⁹⁾를 비교하여 나타낸 것이다. 대체로 L/H가 4이하에서는 축방향 구속 뿐만 아니라 휨구속을 무시할 수 없음을 알 수 있다. 그 외 기초와 벽체, 상부슬래브가 분리 타설된 Box단면의 구속응력의 계산은 Stoffers¹⁾가 계산식을 유도한 바 있다.

3. 균열폭 제어를 위한 철근량의 계산

3.1 균열발생 메커니즘

축방향력이 작용할 때 최초의 균열이 발생하면 균열위치에서는 철근이 모든 인장력을 부담하나, 균열이 발생하지 않은 위치에서는 콘크리트가 인장력의 일부를 부담한다. 이어서 계속하여 인장력이 증가하면 새로운 균열이 이웃하여 발생하고 이러한 균열이 계속 증가하여 균열의 불안정기(unstable crack state)를 거치게 되고 더 이상 균열이 발생하지 않게 된다. 이때 평균 철근 변형률은 균열위치의 철근 변형률보다 작은 값이므로 마치 콘크리트가 인장력을 부담하는 것처럼 보인다. 이를 인장경화(tension-

stiffening)효과라 한다. 그러나 일단 균열이 최종균열간격 $s_{cr,m}$ 에 도달하여 촘촘히 발생한 후에는 더 이상 새로운 균열이 발생하지 않고 균열폭이 증가하게 된다. 이 때를 균열의 안정기(stable crack state)라 하며 그 이후 축력이 계속해서 증가하면 평균철근 변형률과 균열위치에서의 철근변형률이 비슷하게 된다. 즉, 인장경화효과는 거의 상실된다.

3.2 유럽공동시방서(EC2)에 의한 균열폭과 균열간격의 계산¹¹⁾

변형이 구속되지 않을 때 평균 균열폭 w_m 은 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$w_m = \beta s_{cr,m} \times \epsilon_{s,cr,m} \quad (12)$$

여기서, $s_{cr,m}$: 평균 균열간격

$\epsilon_{s,cr,m}$: 평균 철근변형률

β : 평균 균열폭에 관한 계수로 부재의 최소 단면 치수가 800 mm이상일 때 하중과 구속에 의한 균열에 대하여 1.7의 값을 쓴다. 최소높이, 폭 또는 두께중 작은 값이 300 mm이하인 구속에 의한 균열에 대해서는 1.3을 쓴다.

평균 균열간격 $s_{cr,m}$ 은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$s_{cr,m} = 50 + 0.25k_1 k_2 \phi / \rho_r \quad (13)$$

여기서, ϕ : 철근 직경 (mm),

k_1 : 철근의 부착특성을 고려한 계수로 이형 철근은 0.8, 원형철근은 1.6의 값을 쓴다.

k_2 : 변형의 분포를 고려한 계수로 순수휨일 때 0.5, 축방향 인장일 때 1.0의 값을 쓴다.

ρ_r : 유효인장 철근비로 A_s / A_{ceff} 의 비로 유효인장 단면적 A_{ceff} 내의 철근비를 나타낸다.

축방향 인장력을 받는 부재에서는 균열형성이 완료된 뒤에 N개의 균열이 L의 길이내에 균열폭 w_m 으로 발생했을 때 변위 ΔL 은 변형의 적합조건을 고려하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$N w_m + \frac{f_c}{E_c} (L - N s_{cr,m}) = \Delta L \quad (14)$$

3.3 ACI에 의한 축방향 구속에 대한 균열폭과 균열간격의 계산⁴⁾

콘크리트 표준시방서에서는 전단면에 인장력이 작용하는 인장부재의 최대균열폭 w (mm)을 다음과 같이 규정하고 있다.

$$w = 1.102f_s \sqrt{d_c} \cdot A_{\text{eff}} \times 10^{-5} \quad (15)$$

여기서, d_c : 표면에서 철근중심까지 거리 (mm)

A_{eff} : 철근주위의 유효인장단면적 ($2d_c \times$ 철근간격)(mm²)

f_s : 계산한 철근응력 (MPa).

윗식은 하중이 작용하는 경우에 대한 것으로 변형이 작용하는 경우에는 다소 작은 값이 되므로 안전측이 된다.

Hognestad에 의하면 최대균열폭과 평균균열폭의 비는 1.5정도이므로 길이 L (mm)의 균열폭의 합은 $N \cdot w/1.5$ 과 같다. 길이 L 의 부재의 온도 T_p 에 의한 변형에서 콘크리트의 인장변형을 빼면 이는 길이 L 의 균열폭의 합과 같아진다.

$$\frac{N \cdot w}{1.5} = L(K_R \cdot \alpha_T \cdot T_E - \epsilon_t) \quad (16)$$

여기서, $\epsilon_t = f_t / E_c$ 은 콘크리트의 인장변형률로, 초기 균열에 대해서는 100×10^{-6} , 사용균열에 대해서는 150×10^{-6} 을 취한다. 길이 L 에 걸쳐서 N 개의 균열이 발생한다면 평균균열간격 L' 는 L/N 이 된다.

L/H 가 2.5보다 클 때 인장응력이 균열강도를 초과하면 전단면에 균열이 발생할 수 있다. 무근벽체 혹은 슬래브에서 이러한 전면 균열은 최종적으로 부재높이의 1~2배 간격으로 발생하게 된다.

그림 9에서와 같이 최초로 발생한 균열은 중앙부의 비균열단면에서 벽체의 인장력과 기초부의 구속력이 싸힘으로 작용하여 모멘트를 발생시키는데, 균열높이가 단면높이의 0.2~0.3배일 때 내력모멘트가 최대가 된다. 이 높이 이상에서 균열은 전체 높이에 걸쳐서 발달한다. L/H 가 2.5일 때 최대구속모멘트는 약 $0.2f_t BH^2$ 이 되므로 무근콘크리트에서 전면 균열이 발생하는 최소간격은 약 $1.25H$ 가 된다.

철근이 배근된 부재에서는 전면균열을 방지하기 위해 필요한 철근의 구속모멘트 M_{RII} 는 현재의 균열

간격이 L 이면 $2L$ 간격에서의 구속모멘트 $0.2f_t BH^2$ 에서 $L/H = 2L/H$ 에 대한 구속모멘트를 뺀 값이 된다. 구속 모멘트 M_{RII} 는 근사적으로 다음과 같다.

$$M_{RII} = 0.2f_t BH^2 \left(1 - \frac{L}{2H}\right) \quad (17)$$

h 높이에서 균열간격 L 가 되는 높이 h 와 바닥사이의 철근에 의한 구속모멘트는 식 (17)의 H 를 h 로 치환하여 구할 수 있다. 따라서, 부재 중앙에 전면 균열이 발생했다면 균열과 이음사이에 발생하는 균열에서 철근이 부담하는 구속모멘트는 다음과 같다.

$$A_s \cdot f_s \cdot \frac{h}{2} = 0.2f_t Bh^2 \left(1 - \frac{L}{2h}\right) \quad (18)$$

여기서 A_s 은 높이 h 에서의 철근단면적, h 는 해당 위치에서의 벽체높이이다.

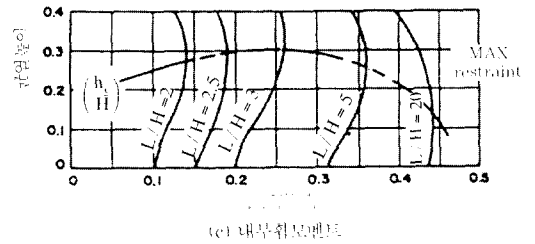
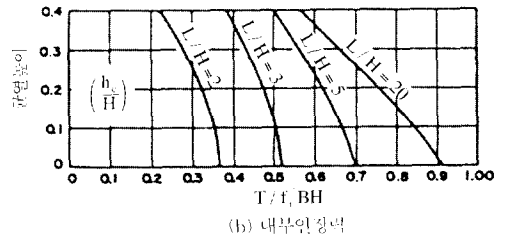
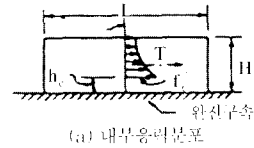


그림 9 내력에 의한 균열의 진전

3.4 ACI207에서 제한한 균열제한을 위해 필요한 철근량⁴⁾

균열폭을 w_{lim} 이하로 하기 위해서는 해당 균열폭에 대한 평균균열간격과 철근 응력이 제한되어야 한다. h 구간내에서 N_{II} 개 철근이 배근되었다면 A_s 을 단

위철근 단면적 A_b 에 대해 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$A_s = A_b \cdot N_{II} / h \quad (19)$$

식 (19)를 단위철근량 A_b 에 대해서 정리하고, 식 (13), (14), (18)을 각각 f_c , L/N , A_s 에 대한 식으로 정리하여 대입하면, h_c 구간의 제한 균열폭 w_{lim} 에 대한 필요단위철근 단면적 A_b 를 다음과 같이 구할 수 있다. (양쪽면이 연속구속된 경우)

$$A_b = \frac{0.4f_c B h}{N_{II}} \left\{ 1 - \frac{1}{2h} \frac{1.5(K_R \alpha_T T_r - \epsilon_r)}{1.5(K_R \alpha_T T_r - \epsilon_r)} \frac{w_{lim}}{1.102 \sqrt{d_c A_{eff}} \times 10^{-5}} \right\} \quad (20)$$

여기서 N_{II} 와 A_{eff} 는 철근의 배치를 가정하여 정하며, 식에서 사용하는 단위는 N, mm이다. 위의 식은 ACI 207.2R에서 제안한 것인데, 허용균열폭에 대하여 필요한 철근양을 구하기 위해 사용할 수 있다.

그외 연속구속된 슬래브 또는 한쪽면이 연속 구속된 벽체는 다음 식을 적용할 수 있다.

$$A_b = 0.20 \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \frac{L}{2H} \right) \frac{B \cdot H}{N_{II} \left(\frac{H-d_c}{H} \right)} \quad (21)$$

여기서 N_{II} 는 슬래브 또는 벽체의 자유면의 총 철근 개수이다.

전술한 바의 불연속 외부구속, 단부구속, 내부구속 등에 대해서는 2.4절 또는 2.6절에 따라 철근응력 f_c 와 ϵ_{cm} 를 구하여 식 (12) 또는 식 (15)로부터 균열폭을 계산할 수 있다.

내부 구속의 경우에 평균균열간격을 인장응력 높이의 2배 이하로 제한하려면 인장 구간에 배근한 철근량은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$A_b = \frac{1}{3} \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{B \cdot d_c}{N_{II}} \quad (22)$$

여기서 N_{II} 는 깊이 d_c 에 걸쳐 배근한 철근의 총 개수이다.

3.5 일본 콘크리트 공학협회의 콘크리트 온도응력위원회의 제안¹²⁾

위의 위원회에서는 벽체와 Box압기 등에 대하여

일본시방서에서 제시된 CP법을 발전시켜서, 균열폭 산정방법을 제안하였다. 이 제안에서는 벽체에 균열이 관통할 때 응력해방영역의 길이 ℓ 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\beta L / H < 3.75 \text{ 일 때 } \ell / \ell_0 = 2.98 + 2.13\beta L / H \quad (23)$$

$$\beta L / H \geq 3.75 \text{ 일 때 } \ell / \ell_0 = 11$$

여기서, β 는 벽체구조불일 때 1, Box압기일 때 0.5를 취한다.

ℓ_0 는 응력해방영역의 길이

ℓ 는 균열주위의 부착상철구간의 길이이다.

철근의 형상과 직경, 강도 등과 관계되는 계수로 실무에서는 20 cm로 쓸 것을 제안한다.

균열 간격은 ℓ 와 ℓ_0 사이의 값인데, 통상 $2\ell_0$ 로 둘 수 있다 이음이 있을 때는 이음간격과 비교해야 한다. 균열폭은 2.5절의 계산에 따른 철근응력 ϵ_s 로부터 다음식으로 구할 수 있다. (이 식은 식 (12)와 같다.)

$$w = 2\ell \cdot \epsilon_s \quad (24)$$

3.6 최소 철근량

ACI318¹³⁾의 최소 철근량 규정은 약 1.2 m이하의 두께의 벽체, 슬래브, 기초 등에 적용되는 것으로 $A_{s,min} = 0.0015A_g$ 를 만족해야 한다. 여기서 A_g 는 부재 단면적이다. 총 철근량의 1/2이하, 2/3이상 한쪽 면에서만 배근되어서는 안되며, 균열제한을 위한 최대철근 간격은 30 cm이하라야 한다.

두께 1.2 m이상의 부재에서도 온도와 건조수축을 위한 제한철근은 다음값 이상이여야 한다.

$$A_s = \frac{f_c \cdot A_g}{f_y} < \frac{A_g}{100} \quad (25)$$

이때 철근은 직경 19 mm이상, 중심간 간격은 30 cm이하라야 한다.

4. 적용에 ACI 207.2R에 따른 계산¹⁴⁾

4.1 적용에 1(벽체의 경우)

높이가 10 m이고, 길이가 60 m인 캔틸레버 옹벽을 시공하려고 한다. 하부 슬래브는 암반위에 타설된 것으로 하고, 옹벽의 환면은 뒷채움한다. 타설시 기

온은 25℃(사용재료온도 30℃), 사용중 최저기온은 10℃로 한다. 또, 기초 압반의 온도는 15℃로 한다. 옹벽 바닥두께는 100 cm, 상부두께는 45 cm로 일정한 경사를 가진다. 허용균열폭은 0.3 mm로 하여 아래 조건을 적용하여 온도철근을 배근하라.

28일 압축강도 24 MPa, 사용중 콘크리트 강도 28 MPa로 한다. 콘크리트의 단위시멘트량은 280 kg/m³, 분말도 2000cm²/gm인 보통 포틀랜드 시멘트를 사용한다. 타설은 같은 높이로 3번에 나누어 실시한다. 거푸집은 2.5 cm두께 합판으로 한다.

계산)

- 온도계산(온도계산과정은 ACI207.2R을 참조하기 바란다.): 유효타설 온도 28℃, 온도상승량: 33℃, 최소온도: 11℃
따라서 $T_E = T_{pk} + T_r - T_{min} = 50^\circ C$
- 구속도: $L/H=6$ 이므로 높이에 따라 구속계수 $K_R=0.57\sim 1$ 이 된다.
- 콘크리트 특성: 사용중 콘크리트 압축강도는 28 MPa, 인장강도는 1.75 MPa, 극한 인장변형 150×10^{-6}
- 제한 균열폭 0.3mm에 대한 철근 필요 단면적은 식 (20)에 의해 아래 표 1과 같이 2 m 간격으로 구할 수 있다.

표 1 적용에 1의 필요한 철근량계산

h (m)	평균두께 : B (cm)	K_R	A_b (cm ²)	A_b (cm ²)	철근의 선택
			철근 간격 30cm	철근 간격 20cm	
2.00	94.5	0.89	3.91	2.28	D19@20 ^{mm}
4.00	83.5	0.80	3.75	1.94	D19@20 ^{mm}
6.00	72.5	0.71	3.32	1.93	D19@25 ^{mm}
8.00	61.5	0.64	2.84	1.65	D19@30 ^{mm}
10.00	50.5	0.57	2.33	1.36	D19@30 ^{mm}

4.2 적용에 2(슬래브의 경우)

두께 2 m의 기초 슬래브를 설계하려고 한다. 시공 이음은 있으나 신축이음은 없으며 양쪽 방향으로 충분히 넓은 것으로 가정한다. 타설시 외기 온도는 25℃, 사용재료의 온도는 30℃로 한다. 사용재료는 적용에 1과 같다. 슬래브는 하중에 의해 (-)모멘트를 받는 상태로 D35의 철근이 30 cm 간격으로 배근되

어 있으며, 사용하중에 의한 철근응력은 168 MPa이다. 제한 균열폭 0.5 mm에 대하여 필요한 철근을 배치하라.

계산)

- 온도계산: 유효타설 온도 28℃, 온도상승 39℃, 최소온도 12℃
따라서 설계 온도차이는 $T_E = 28 + 39 - 12 = 55^\circ C$
- 구속도: $L/H > 20$, $K_R = 0.9$ 로 가정
- 콘크리트 특성 $E' f'_c = 1.75 MPa$
- 제한 균열폭 0.5 mm
- 덧개 5 cm, 철근 중심간격 30 cm일 때 제한 균열폭 0.5 mm에 대한 철근 응력은 333 MPa이다.(식 (15) 참조) 또 평균균열폭 L' 은 966 mm이다.(식(16)참조)
- 철근 간격을 30 cm로 했을 때 단위철근 단면적은 식 (21)에 의해 구할 수 있다.

$$A_b = 4.78 cm^2$$

지반을 강제로 하면 휨 응력은 식 (8)에 의해 다음과 같이 구한다.

$$\Delta f_s = 198 MPa$$

따라서 최대철근응력 $\Sigma f_s = 168 + 198 = 366 MPa$ 로 제한된다. 이 값은 균열폭 0.5 mm에 대한 제한 철근응력 333 MPa을 초과하므로 철근량을 늘려야 한다.

철근간격을 20 cm로 가정하면 제한 철근응력은 381 MPa이므로

$$A_b = 9.56 \times \left(\frac{168}{381 - 198} \right) = 8.78 cm^2$$

따라서 D35@20^{mm}를 배치한다.

5. 맺음말

매스콘크리트의 온도균열제어와 관련하여 여러 국내·외시방규정에서 제안하고 있는 온도계산방법과, 응력계산법, 철근량 산정방법 등을 간략히 소개하여 매스콘크리트 구조물의 설계시 도움을 주고자 하였다. 지면관계상 상세한 예제를 실지는 못하였으나, 본 고에서 기술한 방법을 적용한다면 매스콘크리트 구조물의 균열폭제어를 위해 필요한 철근량을 손쉽게 산정할 수 있을 것이다.

참고 문헌

1. 건설교통부, "매스콘크리트," 콘크리트 표준시방서 시공편, 1996, pp. 228-250.
2. 정철현 등, "매스콘크리트의 온도분포에 영향을 주는 주요 변수에 관한 연구," 콘크리트 학회지, 제 6권 5호, 1994, pp. 203-212.
3. RILEM, "Richtlinien für das Betonieren im Winter," beton, 10/64, 1964, pp. 411-427.
4. ACI Committe 207, "Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete," ACI Manual of Concrete Prctice, 1990, 207.2R.
5. ACI Committe 207, "Mass Concrete," ACI Manual of Concrete Prctice, 1987, 207.1R.
6. Deutsche Norm, DIN1164, Teil3, Portland-, Eisenportland-, Hochofen-und Traßzement: Bestimmung der Hydrationswärme mit dem Lösemittelkalorimeter, 1978.
7. 日本土木學會, 콘크리트 標準示方書 施工編, 1986.
8. Schlee, W., "Die Zwangsspannungen in einseitig festgeschatterm Wandscheiben," Beton und Stahlbeton, 1962, S.64.
9. Carlson, R.W, et al., "Causes and Control of Cracking in Unreinforced Mass Concrete," ACI Journal, V. 76, No. 7, 1979, pp. 821-837.
10. Stoffers, H., "Cracking due to Shrinkage and Temperature Variation in Walls," Heron, No. 3, 1978.
11. EC2 Editorial Group, Eurocode No.2 - Design of Concrete Structure, 1990.
12. 日本 콘크리트工學協會, 콘크리트의 온도應力研究委員會 報告書, 1985.
13. ACI Committe 318, Building Code and Commentary, 1995, 318-95. 