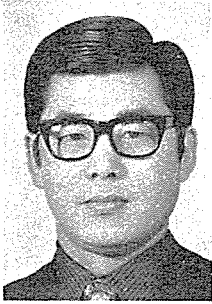


鐵筋 콘크리트 보의設計



曹 鐵 鎬

한국건축컴퓨터응용연구소 대표

한양대학교 공과대학 강사

I. 序 論

韓國 鐵筋 콘크리트 構造 計算 規準이 建設部의 지원과 建築界의 열망과 大韓建築學會 構造 分科 委員會의 執筆委員들의 勞苦에 依하여 1972年 6月 17日에 착수 12月 進呈부에서 發表하게 되었다.

韓國 計算 規準이 제정되기 前에는 日本 建築學會의 計算 規準이 제정되기 前에는 日本建築學會의 計算 規準이나 美國의 ACI 規準을 참고로 하여 構造 設計가 이루어져 온 셈이다.

韓國 計算 規準에 依한 鐵筋 콘크리트 보의 設計를 日本建築學會의 新·旧 計算 規準과 比較해 가면서 說明하고자 한다.

II. 本 論

1. 韓國, 美國, 日本 計算 規準

韓國: 1972年 進呈 各國(日本, 美國, 英國, 濠洲, 獨逸 等)의 鐵筋 콘크리트 構造 計算 規準 및 同解説을 參考로 하여 彈性理論에 따라 제정하게 되었다.

美國: ACI Code(American Concrete Institute)

ACI 318-56; 처음으로 부록 편에 극한 강도 설계법을 인정하였다.

ACI 318-63; 부록편에 있던 극한강도 설계법을 확대하여 상세히 규정하여 종래의 허용응력 설계법과 병행하여 규정하였으며 프리스트레스트 콘크리트 설계 규정을 처음으로 포함 시켰다.

ACI 318-71; 많은 새로운 설계 規準과 완전히 극한 강도 설계법을 위주로 한 規準으로 개정하였다.

日本: 日本建築學會의 鐵筋 콘크리트 構造 計算 規準을 1933년에 제정한 이래 수차례 걸쳐 개정하였다.

1959(3차); 실험적, 이론적 연구의 현저한 진보 발달에 의하여 광범위하게 개정 보완하였다.

1962(4차); 구조용 天然輕量 골재 콘크리트의 이용과 부록설계 자료를 增強하였다.

1971(5차); 1968年 十勝沖 지진피해를 계기로 전단 파괴를 막기 위한 규정을 강화하였다.

단면設計用 탄성계수비를 $n=15$ 로 하여 장기 단기 콘크리트 강도에 無關하게 하였다.

設計規準 강도를 올렸다. 묶는 철근(Bundle Bar)과 보 및 기둥의 휨 終局強度 와 그 略算法등이 새로이 첨부되었다.

2. 鐵筋과 콘크리트의 彈性係數比

(1) 鐵筋의 彈性係數(E_s)

韓國 規準과 日本 規準에서는 $2.1 \times 10^6 (kg/cm^2)$ 이고, 美國 ACI規準에서는 $2.039 \times 10^6 (kg/cm^2)$ ($29 \times 10^6 PSI$)로 鐵筋의 彈性係數는 모두 $2.1 \times 10^6 kg/cm^2$ 으로 各國의 規準이 일치된다.

이것은 보통철근의 비례한도는 $1800 kg/cm^2$ 内外로 이때의 탄성계수가 $2.1 \times 10^6 kg/cm^2$ 이기 때문이다.

(2) 콘크리트의 彈性係數(E_c)

콘크리트의 彈性係數 $E_c = \sigma_c / \epsilon$ 의 값을 定할 수 없다. 따라서 各國의 기준이 약간의 차이는 있어도 콘크리트의 應力變形圖曲線에서 表示되는 바와 같이 Secant Modulus를 탄성계수로 사용하고 있다.

이것은 應力變形圖曲線에서 그 始點과 $\frac{1}{3}f_c$, $\frac{1}{2}f_c$ 또는 $0.45f_c$ 등의 점을 연결하는 곡선(弦)의 구배이다.

韓國 規準에서는 $E_c = 1.4 \times 10^5 (kg/cm^2)$
 日本 規準 $E_c = 2.1 \times 10^5 \times (r/2.3)^{1.5} \times \sqrt{f_c/200}$
 (kg/cm^2)
 美国 ACI $E_c = 4.270 \times r^{1.5} \sqrt{f_c}$ (kg/cm^2)
 ($E_c = 33 \times r^{1.5} \sqrt{f_c}$ (PSI))

(3) 彈性係數比

ㄱ) 韓國 規準

斷面의 算定 및 応力度의 計算에 있어서 彈性係數比 n 은 콘크리트의 강도 및 設計応力의 長期나 短期에 關係없이 $n=15$ 를 使用한다.

ㄴ) 日本 規準(1962)

応力計算用 $n=10$
 断面設計用

콘크리트種類	長期	短期
c 135	$n=30$	20
c 180	$n=24$	16
c 225	$n=21$	14

從來에는 慣用值로써 $n=15$ 로 規定했으나 計算 規準 全面改訂에서는 콘크리트 強度의 크기, 作用 応力의 크기에 依해서 콘크리트의 係數(Secant Modulus)가 變化하는 것 및 콘크리트의 크리이프에 依해서 表見上 係數가 적게 된다는 것으로 콘크리트의 크리이프를 考慮해서 係數比를 增加시키며 또한 콘크리트의 壓縮強度別, 長期, 短期 応力別로 자세히 規定하기에 이르렀던 것이다.

ㄷ) 日本 規準(1971)

応力計算用 $n=10$
 断面設計用 $n=15$

순탄성계수의 성질의 기준으로 하여 정한 실험 값으로서 設計基準強度 $f_c' = 150 \sim 300 kg/cm^2$ 의 범위에서 탄성계수비는 $n=15 \sim 8.16$ 으로서 規定值 $n=15$ 보다는 적다. 그러므로 단면산정할 때의 유효탄성계수비로서 순탄성일때의 탄성계수비 n 과 크리이프를 고려한 외형상의 탄성변형(약탄성 변형의 2배)에 대한 탄성계수비 n' 의 중간값을 택하고 있다.

$$n = E_s/E_c$$

$$n' = 2 E_s/E_c = 2n$$

$$\therefore n'' = (n+n')/2 = 1.5n$$

즉 n 의 1.5배를 잡고 있는 셈이 되며 가장 많이 쓰이는 콘크리트 설계기준강도 $f_c' = 150 \sim 270 kg/cm^2$ 의 범위내에서는 $n=17.25 \sim 12.93$ 이 되고, 그 중간값으로 $n=15$ 를 강도와는 관계없이 채택하고 있다.

ㄹ) 독일 DIN 1045 (1959)

斷面算定用 $n = E_s/E_c = 15$ 는 많은 실험 결과를 기초로 하여 콘크리트의 초기 변형과 크리이프 효과의 일부를 총괄하여 가장 적합한 수치로 정한 콘크리트의 탄성계수 $E_c = 1.4 \times 10^5 kg/cm^2$ 를 기준으로 정한 것으로 韓國 規準과 一致한다.

ㅁ) 美国 ACI (318-63)

힘재의 부철근 단면에서는 압축 철근의 응력도를 算定할 때 有效係數比로 $2n$ 을 使用하는데 이는 크리이프에 인하여 實際의 응력이 탄성일 때의 약 2배가 된다는 것이다. 즉 압축철근의 응력도는 n 으로 계산되는 응력도의 2배만큼 유효하다고 가정하는 것이다.

그러나 이 응력을 허용인장응력을 초과할 수 없는 것으로 되어 있다.

3. 콘크리트의 허용응력도

콘크리트의 허용응력도는 설계기준강도 f_c' 를 기준으로 하여 산정하도록 했다.

(1) 허용압축응력도

中心 軸方向 應력을 받을 때

$$f_c = 0.3 f_c' \dots \dots \dots (2.10)$$

(2) 허용휨압축응력도

힘재 또는 편심 축방향 압축력을 받는 부재의 압축응력도

$$f_c = 0.4 f_c' \dots \dots \dots (2.11)$$

허용 압축응력도와 허용 휨 압축응력도에 관한 各國의 規定을 比較하면 다음과 같다.

各國의 規準	허용압축응력도	허용휨압축응력도
韓國 (1972)	$0.3 f_c'$	$0.4 f_c'$
日本 (1971)	$\frac{1}{3} f_c'$	명확한 규정 없음
美国 ACI (318-63)	$0.25 f_c'$	$0.45 f_c'$
英國 BS. CP114	$0.3 f_c'$	$0.4 f_c'$
호주 CA2-1963 (SAA)	$0.3 f_c'$	$0.45 f_c'$
獨逸 DIN1045 (1959)	$\frac{1}{3} f_c'$	$f_c + 10$ (보의 압축 가선 응력도) $f_c + 20$ (기둥의 1軸 壓縮) $f_c + 30$ (기둥의 2軸 壓縮)

4. 장방형 보의 断面計算式

韓國 規準에 규정된 장방형 보의 断面 計算式은 다음과 같다.

인장철근비 P 는 (5,6) 식으로 산정한다.

$$P = \frac{A_s}{bd} \dots\dots\dots (5,6)$$

$$P' = \frac{A'_s}{bd}$$

장방향 보의 허용모멘트는 (5, 6) ~ (5. 9) 식으로 산정한다.

허용휨모멘트

$$M = R \cdot b \cdot d^2 \dots\dots\dots (5. 7)$$

다만, R은 (5. 8) 식의 R₁, R₂ 중 작은 값으로 한다.

$$R_1 = \frac{n \cdot p \cdot f_c}{3k} (1-k)(3-k) - r(k - \frac{d_c}{d})(3\frac{d_c}{d} - k)$$

$$R_2 = \frac{P \cdot f_s}{3(1-k)} (1-k)(3-k) - r(k - \frac{d_c}{d})(3\frac{d_c}{d} - k) \dots\dots\dots (5. 8)$$

중립축비

$$k = \frac{kd}{d} = n \cdot P \left\{ \sqrt{(1+r)^2 + \frac{2}{n \cdot p} (1+r\frac{d_c}{d})} - (1+r) \right\} \dots\dots\dots (5. 9)$$

응력중심거리비

$$j = (1 - \frac{d_c}{d}) - \frac{k^2}{2np(1-k)} (\frac{k}{3} - \frac{d_c}{d}) \dots\dots (5, 10)$$

평형철근비

$$P_b = \frac{1}{2} \frac{1}{(1 + \frac{f_s}{n f_c}) \left\{ \frac{f_s}{f_c} (1 + r \frac{d_c}{d}) - n \cdot r (1 + \frac{d_c}{d}) \right\}} \dots\dots\dots (5. 11)$$

5. 引張鉄筋과 圧縮鉄筋의 比

引張鉄筋 $A_s = Pbd$

圧縮鉄筋 $A'_s = P'bd$

引張鉄筋과 圧縮鉄筋의 比 $r = A'_s/A_s$

$r = 0$ 일때의 평형鉄筋比를 Pb_0 로 하면

圧縮鉄筋比 $P' = (P - Pb_0) \alpha \dots\dots (5. 12)$

$P' = Pr$ 이므로

$Pr = (P - Pb_0) \alpha$

$\therefore \alpha = Pr / (P - Pb_0) \dots\dots\dots (5. 13)$

한편 韓國 規準에서 보의 引張鉄筋比가 평형철

근비 이하일 때는 許容휨모멘트는

$M = A_s \cdot f_s \cdot jd \dots\dots\dots (5. 16)$

다만, $j = \frac{7}{8}$ 로 한다.

引張鉄筋 $A_s = M / f_s \cdot jd \dots\dots\dots (5. 17)$

圧縮鉄筋 $A'_s = (M - Mb) \alpha / f_s \cdot jd \dots (5. 18)$

6. 韓國規準에 依한 평형철근비

韓國規準에 依하면 $n = 15$

$f_s = 1600 \text{kg/cm}^2$ 인 鉄筋을 使用할 경우, $f'_c = 180 \text{kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{kg/cm}^2$, $f'_c = 225 \text{kg/cm}^2$ 인 콘크리트의 평형철근비를 引張鉄筋과 圧縮鉄筋의 比 $r = 0, 0.1 \sim 1.0$ 일 때 (5. 11) 식에 依해 求해 보면 다음과 같게 된다.

허용휨 압축응력도는 (2. 11) 식에 依하여

$fc = 0.4f'_c$ 이므로

$fc = 72 \text{kg/cm}^2$, $fc = 84 \text{kg/cm}^2$, $fc = 90 \text{kg/cm}^2$ 가 된다.

r	f'c=180	f'c=210	f'c=225
0	0.908	1.158	1.285
0.1	0.956	1.226	1.375
0.2	1.010	1.317	1.480
0.3	1.068	1.415	1.605
0.4	1.138	1.525	1.750
0.5	1.218	1.660	1.920
0.6	1.297	1.820	2.127
0.7	1.400	2.018	2.390
0.8	1.525	2.250	2.710
0.9	1.670	2.553	3.160
1.0	1.842	2.950	3.760

(5. 13) 식에 $r = 0$ 의 Pb_0 과 $r_1 = 1.0$ 의 P_b 을 代入하여 α 를 求해 보면

$f'_c = 180 \text{kg/cm}^2 : \alpha = P_b r_1 / (P_b - Pb_0)$
 $= 1.840 \times 1.0 / (1.840 - 0.908)$
 $= 1.975$

$f'_c = 210 \text{kg/cm}^2 : \alpha = 2.950 \times 1.0 / (2.950 - 1.158)$
 $= 1.645$

$f'_c = 225 \text{kg/cm}^2 : \alpha = 3.760 \times 1.0 / (3.760 - 1.285)$
 $= 1.520$

α 가 $r = 0.1 \sim 1.0$ 인 모든 경우에 대하여 성립되는지를 검토해 보면 $f'_c = 180 \text{kg/cm}^2$ 일 때

$r = 0.1 \quad P' = (Pb_1 - Pb_0) \cdot \alpha$
 $= (0.956 - 0.908) \cdot 1.975 = 0.095$

$r = P' / Pb_1 = 0.095 / 0.956 = 0.1$

$r = 0.2 \quad P' = (Pb_2 - Pb_0) \cdot \alpha$
 $= (1.010 - 0.908) \cdot 1.975 = 0.202$

$r = P' / Pb_2 = 0.202 / 1.010 = 0.2$

$r = 0.3 \quad P' = (Pb_3 - Pb_0) \alpha$
 $= (1.068 - 0.908) \cdot 1.975 = 0.316$

$r = 0.316 / 1.068 = 0.296 \rightarrow 0.3$

$$r=0.4 \quad P' = (Pb_4 - Pb_o) \alpha$$

$$= (1.138 - 0.908) \cdot 1.975 = 0.455$$

$$r = 0.455 / 1.138 = 0.4$$

$$r=0.5 \quad P' = (Pb_5 - Pb_o) \alpha$$

$$= (1.218 - 0.908) \cdot 1.975 = 0.607$$

$$r = 0.607 / 1.218 = 0.5$$

$$r=0.6 \quad P' = (Pb_6 - Pb_o) \alpha$$

$$= (1.297 - 0.908) \cdot 1.975 = 0.770$$

$$r = 0.770 / 1.297 = 0.6$$

$$r=0.7 \quad P' = (Pb_7 - Pb_o) \alpha$$

$$= (1.400 - 0.908) \cdot 1.975 = 0.980$$

$$r = 0.980 / 1.400 = 0.7$$

$$r=0.8 \quad P' = (Pb_8 - Pb_o) \alpha$$

$$= (1.525 - 0.908) \cdot 1.975 = 1.220$$

$$r = 1.220 / 1.525 = 0.8$$

$$r=0.9 \quad P' = (Pb_9 - Pb_o) \alpha$$

$$= (1.670 - 0.908) \cdot 1.975 = 1.505$$

$$r = 1.505 / 1.670 = 0.9$$

모든 경우에 대하여 성립된다.

예 (6. 1) 휨모멘트 $M = 17.0 t \cdot m$ 를 받는, 단면이 350×600 인 鉄筋콘크리트보를 設計하라. 단, $fs = 1600 kg/cm^2$

해) (6. 1) ㄱ) $fc = 180 kg/cm^2$ 인 경우 $\alpha = 1.975$ 이므로

$$\text{引張鉄筋 } A_s = M / fs \cdot jd = 17.0 / 1.4 \cdot 0.525 = 23.2 cm^2$$

$$\therefore 6.0 - D22$$

$r = 0$ 인 평형철근비의 許容휨모멘트는

$$Mb = Asb \cdot fs \cdot jd = Pb_o \cdot bd \cdot fs \cdot jd$$

$$= (0.00908 \times 35 \times 52.5) \cdot 1.600 \times 0.875 \times 0.525$$

$$= 16.6 \times 1.4 \times 0.525 = 12.30 t \cdot m$$

圧縮鉄筋 $A's = (M - Mb) \alpha / fs \cdot jd$

$$= (18.00 - 12.30) \cdot 1.975 / 1.4 \cdot 0.525$$

$$= 11.25 / 0.735 = 15.35 cm^2$$

$$\therefore 4.0 - D22$$

$$r = A's / As = 15.35 / 23.2 = 0.662$$

ㄴ) $fc = 210 kg/cm^2$ 인 경우 $\alpha = 1.645$ 이므로 引張鉄筋은 마찬가지로

$$As = M / fs \cdot jd = 17.0 / 1.4 \cdot 0.525 = 23.2 cm^2$$

$$\therefore 6 - D22$$

$r = 0$ 인 평형철근비의 許容휨모멘트는

$$Mb = Asb \cdot fs \cdot jd = (0.01158 \times 35 \times 52.5) \times 1.600 \times 0.875 \times 0.525$$

$$= 21.2 \times 1.4 \times 0.525 = 15.60 t \cdot m$$

圧縮鉄筋 $A's = (M - Mb) \alpha / fs \cdot jd$

$$= (18.00 - 15.60) \cdot 1.645 / 0.735$$

$$= 3.95 / 0.735 = 5.42 cm^2$$

$$\therefore 1.4 - D22$$

$$r = A's / As = 5.42 / 23.2 = 0.224$$

ㄷ) $fc = 225 kg/cm^2$ 인 경우 $\alpha = 1.520$ 이므로 引張鉄筋은 마찬가지로

$$As = 23.2 cm^2 \quad \therefore 6 - D22$$

$r = 0$ 인 평형철근비의 許容휨모멘트는 $Mb = Asb \cdot fs \cdot jd = (0.01285 \times 35 \times 52.5) \times 1.600 \times 0.875 \times 0.525$

$$= 23.7 \times 1.4 \times 0.525 = 17.40 t \cdot m$$

$$M = 17.00 t \cdot m < Mb = 17.40 t \cdot m \text{ 이므로}$$

圧縮鉄筋은 計算上 없어도 된다. 다만 스티럽을 감기 위해 최소한 2 개의 鉄筋만 圧縮側に 배근하면 된다. (다음 호에 계속)