

論 説 報 告

第 25 卷 第 8 號 昭和 14 年 8 月

弾率比によらざる鉄筋コンクリート部材の強度

(昭和 13 年 7 月 16 日土木学会第 2 回年次学術講演會に於て)

會員 工学博士 棚 橋 諒*

1. 緒 言

弾率比式ではコンクリートの応力変形曲線を直線と假定し、鋼材の弾性係数との比を 15 と定めて居るが、これは實際とは一致しない。その矛盾は特に鉄筋コンクリート部材の終極強度を従來の式で計算せんとする場合に顯著に現はれて來る。従つて鉄筋コンクリート部材の終極強度を求める爲には、どうしても弾率比式とは根本的に異つた考へで出發した式を用ひねばならない。

2. パラボラ直線式の假定**

コンクリートの圧縮力と歪の曲線を 図-1 に示す様なパラボラと之に接続する直線と假定し、今圧縮力が最大値に達した時の変形 $\epsilon_b' = 1.5\%$ 、コンクリートの破壊時に於ける總変形 $\epsilon_b = 3.0\%$ と假定する。 ϵ_b' は大体實驗値と一致し、 ϵ_b は實驗的に明瞭に得られないのでその當否は不明である。

図-1.

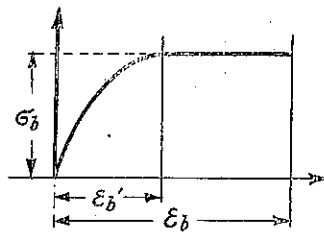
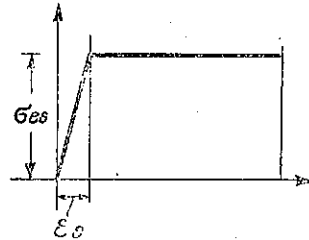


図-2.



鋼材の力変形曲線は 図-2 の如く降伏に至るまで一定の E の値を保持し、降伏に達すればその後は力を増大せず変形が進行すると考へる。

3. 終極強度と降伏強度

引張筋が降伏強度に達した場合を梁の降伏強度と唱へ、更に梁の圧縮側コンクリートの破壊が起る強度を終極強度とする。引張筋の降伏に先立つて圧縮側コンクリートの破壊する梁では降伏強度は存在しないが普通の配筋量では殆どすべて引張筋の降伏が先行し、荷重が降伏荷重に達した後は梁の中軸位置は急速に圧縮側縁邊に接近して行き、且つ梁の変形は著しく僅少な荷重の増大を以て終極荷重に達する。

* 京都帝國大学助教授

** E. Bittner: "Zur Klärung der n-Frage bei Eisenbetonbalken." Beton u. Eisen 1935 S. 226.

4. 降伏強度及終極強度の計算式

(記號)	b :	梁幅	F :	引張筋断面積
	h :	梁有効成	F' :	圧縮筋断面積
	dt :	引張筋の被覆厚	μ :	引張筋鉄筋比 (F/bh)
	dc :	圧縮筋の被覆厚	μ' :	圧縮筋 " (F'/bh)
	$d = h + dt$:	梁成	σ_b :	コンクリート圧縮強度
	$\eta = dc/h$:	圧縮筋被覆厚對梁有効成比	$\sigma_{cs}, \sigma_{cs}'$:	引張, 圧縮筋の降伏強度
	x :	圧縮側縁邊より梁中軸までの距離	E, E' :	引張, 圧縮筋の弾性係數
	$\xi = x/h$:	中軸比	ϵ_s :	引張筋の降伏時伸 ($\epsilon_s = E\sigma_{cs}, \epsilon_c = \frac{\sigma_{cs}}{E}$)

終極強度 終極強度 $M_{終}$ は次式によつて求められる。

$$M_{終} = (1 - \phi)h(D' + D'') \dots\dots\dots(1)$$

但し (1) 式に於て

$$\phi = \frac{\eta D'' + \psi' D'}{D' + D''}, \quad \psi' = \psi \xi, \quad \psi = \frac{3}{3-k} \left(\frac{1}{2} - \frac{k}{3} + \frac{k^2}{12} \right), \quad k = \frac{E_b'}{E_b}$$

$$D' = bh\xi\sigma_b \left(1 - \frac{k}{3} \right) \dots\dots\dots(2)$$

$$D'' = \frac{E_b'}{k} \left(1 - \frac{\eta}{\xi} \right) E' \mu' bh \dots\dots\dots(3)a$$

又は $\dots\dots\dots(3)b$

但し (3)a 式は $\frac{E_b'}{k} \left(1 - \frac{\eta}{\xi} \right) < \frac{\sigma_{cs}'}{E'}$ の場合 (圧縮筋の降伏せざる場合) $\dots\dots\dots(4)a$

(3)b 式は $\frac{E_b'}{k} \left(1 - \frac{\eta}{\xi} \right) > \frac{\sigma_{cs}'}{E'}$ の場合 (圧縮筋の降伏する場合) $\dots\dots\dots(4)b$

且つ終極強度を計算するために必要なる中軸比 ξ は次式によつて求められる。

(1) 引張筋が先に降伏する場合、即ち $\xi < \frac{E_b'}{k} \cdot \frac{E}{\sigma_{cs}'} \left(1 + \frac{E_b'}{k} \frac{E}{\sigma_{cs}'} \right)$ の場合

(a) (4)a 式の場合

$$\xi^2 \sigma_b \left(1 - \frac{1}{3} k \right) + \xi \left(E' \frac{E_b'}{k} \mu' - \mu \sigma_{cs} \right) - \frac{E_b'}{k} \eta \mu' E' = 0 \dots\dots\dots(5)a$$

(b) (4)b 式の場合

$$\xi = (\mu \sigma_{cs} - \mu' \sigma_{cs}') / \sigma_b \left(1 - \frac{k}{3} \right) \dots\dots\dots(5)b$$

(2) 引張筋が降伏せざる場合、即ち $\xi > \frac{E_b'}{k} \cdot \frac{E}{\sigma_{cs}'} \left(1 + \frac{E_b'}{k} \frac{E}{\sigma_{cs}'} \right)$ の場合

(a) (4)a 式の場合

$$\xi^2 \sigma_b \left(1 - \frac{k}{3} \right) + \xi \left(\frac{E_b'}{k} E' \mu' + \frac{E_b'}{k} \mu E \right) - \left(\frac{E_b'}{k} \mu E + \frac{E_b'}{k} \eta \mu' E' \right) = 0 \dots\dots\dots(6)a$$

(b) (4)b 式の場合

$$\xi^2 \sigma_b \left(1 - \frac{k}{3}\right) + \xi \left(\mu' \sigma_{es}' + \frac{e_b'}{k} \mu E \right) - \frac{e_b'}{k} \mu E = 0 \quad \dots\dots\dots (6)b$$

降伏強度 降伏張度 $M_{降}$ は次式によつて求められる。

$$M_{降} = (1 - \phi) h (D' + D'') \quad \dots\dots\dots (7)$$

但し (7) 式に於て

$$\phi = \eta \frac{D'' + \psi' D'}{D'' + D'}, \quad \psi' = \psi \xi$$

$$(A) \quad K = \frac{e_c}{e_b'} \frac{\xi}{(1 - \xi)} < 1 \text{ なる場合には} \quad \psi = \frac{3}{3 - K} \left(\frac{1}{3} - \frac{K}{12} \right) \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$D' = \sigma_b \xi b h \left(K - \frac{1}{3} K^2 \right) \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$D'' = \mu' E' e_b' K \left(1 - \frac{\eta}{\xi} \right) b h \quad \dots\dots\dots (10)a$$

$$\text{又は} \quad = \mu' \sigma_{es}' \quad \dots\dots\dots (10)b$$

但し (10)a, (10)b 式は各 (4)a, (4)b 式の場合に對して成立す。

且つ、降伏強度を算出するために必要なる降伏時中軸比 ξ は次式によつて求められる。

(4)a 式の場合

$$\begin{aligned} & -\xi^3 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{e_c}{e_b'} \right) \frac{e_c}{e_b'} \sigma_b + \xi^2 \left(\sigma_b \frac{e_c}{e_b'} - \frac{E'}{E} \sigma_{es} \mu' - \sigma_{es} \mu \right) + \xi \left(2 \sigma_{es} \mu + (1 + \eta) \frac{E'}{E} \sigma_{es} \mu' \right) \\ & - \left(\eta \frac{E'}{E} \sigma_{es}' + \sigma_{es} \mu \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (11)a \end{aligned}$$

(4)b 式の場合

$$-\xi^3 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{e_c}{e_b'} \right) \frac{e_c}{e_b'} \sigma_b + \xi^2 \left(\sigma_b \frac{e_c}{e_b'} + \sigma_{es}' \mu' - \sigma_{es} \mu \right) + 2\xi \left(\sigma_{es} \mu - \sigma_{es}' \mu' \right) - \left(\sigma_{es} \mu - \sigma_{es}' \mu' \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (11)b$$

$$(B) \quad K = \frac{e_c}{e_b'} \frac{\xi}{(1 - \xi)} > 1 \text{ なる場合即ち } \lambda = \frac{1}{K} < 1 \text{ なる場合には}$$

$$\psi = \left(\frac{1}{2} - \frac{\lambda}{3} + \frac{\lambda^2}{12} \right) / \left(1 - \frac{\lambda}{3} \right) \quad \dots\dots\dots (8)'$$

$$D' = \sigma_b \xi \left(1 - \frac{\lambda}{3} \right) b h \quad \dots\dots\dots (9)'$$

$$D'' = \frac{e_b'}{\lambda} \left(1 - \frac{\eta}{\xi} \right) E' \mu' b h \quad (4)a \text{ 式の場合に對して} \quad \dots\dots\dots (10)'a$$

$$\text{又は} \quad = \mu' \sigma_{es}' \quad (4)b \text{ 式の場合に對して} \quad \dots\dots\dots (10)'b$$

且つ中軸比 ξ は次式によつて求められる。

(4)a 式の場合に對して

$$\begin{aligned} & -\xi^2 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{e_b'}{e_c} \right) \sigma_b + \xi \left\{ \sigma_b \left(1 + \frac{1}{3} \frac{e_b'}{e_c} \right) + \frac{E'}{E} \sigma_{es} \mu' + \sigma_{es} \mu \right\} \\ & - \left(\frac{1}{3} \sigma_b \frac{e_b'}{e_c} + \sigma_{es} \mu + \eta \frac{E'}{E} \sigma_{es} \mu' \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (11)a' \end{aligned}$$

(4) 式の場合に對しては

$$\xi \sigma_s \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\epsilon_b'}{\epsilon_c} \right) = \left(\frac{1}{3} \sigma_b \frac{\epsilon_b'}{\epsilon_c} + \mu' \sigma_{cs}' + \mu \sigma_s \right) \dots \dots \dots (11)'$$

5. 實 験

試験片 幅 14cm, 成 2 cm, 全長 270cm, A, B, C, D, E, F の 6 類, 各類共 3 種, 1 種につき 2 本づゝ合計 36 本の梁について試験を行つた。試験の結果は 表-1 に示す如く新しい計算式は 10% 内外の誤差をもつて實驗と一致すること, 舊來の弾率比式では 50% にも及ぶ誤差を生ずること等を明に示した。

表-1.

類別	梁 番 號	梁 性 狀				實 験 と 理 論 の 比 較					コンクリート 圧縮強度 (kg/cm ²)
		梁 幅 (cm)	有効高 (cm)	引張筋 (cm ²)	圧縮筋 (cm ²)	破壊荷重 實驗値 (ton)	新計算式による		弾率比式による		
							計算値	誤差 (%)	計算値	誤差 (%)	
A	Nr. 5	14.0	17.5	7.60	7.60	301	293	- 2.7	223	-26.3	118.0
	6	14.0	18.2	7.60	7.60	324	303	- 7.5	281	-14.5	129.0
	7	13.95	16.9	7.60	4.62	292	284	- 2.7	184	-37.0	121.7
	8	13.9	17.4	4.02	7.60	189	169	-10.3	208	-12.2	129.2
	9	14.1	16.9	7.60	1.27	292	290	- 0.6	175	-40.0	148.0
	10	13.9	17.1	7.60	1.27	306	290	- 5.1	146	-52.4	123.4
B	Nr. 1	14.0	18.6	5.67	4.02	256	257	+ 0.3	203	-20.9	128.5
	2	14.1	18.2	5.67	4.02	236	227	- 3.9	213	- 9.8	133.4
	3	13.8	17.4	5.67	4.02	243	248	+ 2.3	238	- 2.2	170.2
	4	13.85	17.6	5.67	4.02	245	235	- 8.2	215	-12.6	190.8
	5	13.95	17.7	5.67	4.02	243	244	+ 0.4	231	- 5.1	234.2
	6	14.05	17.6	5.67	4.02	245	246	+ 0.2	232	- 5.2	235.0
C	Nr. 7	14.1	18.6	5.67	5.67	247	250	+ 1.2	243	- 1.7	148.3
	8	14.1	18.0	5.67	5.67	225	238	+ 5.7	231	+ 2.5	148.3
	9	13.9	18.7	5.67	5.67	226	239	+ 6.0	230	+ 1.7	190.8
	10	14.2	18.3	5.67	5.67	214	233	+ 9.0	225	+ 5.1	190.8
	11	14.1	18.7	5.67	5.67	233	314	+11.3	303	+ 7.5	238.3
	12	14.0	18.2	5.67	5.67	233	239	+ 3.0	228	- 1.9	233.3
D (單筋)	Nr. 1	14.2	17.1	11.39	0	328	232	-14.0	173	-47.2	160.3
	2	14.0	17.7	11.39	0	315	297	- 5.6	133	-41.9	160.3
	3	13.9	17.6	11.39	0	337	370	+ 9.8	236	-30.2	209.6
	4	14.0	17.1	11.39	0	337	325	+ 4.3	234	-33.6	209.6
	5	14.0	17.7	11.39	0	332	427	+11.9	326	-10.6	236.8
	6	14.0	17.3	11.39	0	378	417	+10.4	315	-12.6	236.8
E (鉄骨)	Nr. 1	14.0	17.1	5.50	2.82	259	245	- 5.4	171	-34.0	135.9
	2	14.0	18.0	5.50	2.82	253	242	- 4.5	175	-31.0	135.9
	3	14.1	16.7	5.50	2.82	252	237	- 6.0	214	-15.1	175.6
	4	13.9	17.2	5.50	2.82	271	244	-10.0	218	-19.7	175.6
	5	14.0	17.7	5.50	2.82	279	258	- 7.5	243	-12.6	263.3
	6	13.9	16.7	5.50	2.82	255	247	- 6.8	234	- 8.1	263.3
F (鉄骨) (鉄筋)	Nr. 7	14.1	17.0	3.34	5.50	365	349	- 4.4	176	-51.7	106.2
	8	13.9	16.9	3.34	5.50	360	354	- 1.7	175	-51.4	106.2
	9	14.0	16.8	3.34	5.50	360	356	- 1.0	245	-32.0	155.1
	10	13.9	16.9	3.34	5.50	351	352	+ 0.2	251	-28.5	155.1
	11	13.9	17.0	3.34	5.50	374	353	- 5.4	340	- 8.8	231.4
	12	14.0	17.4	3.34	5.50	375	379	+ 1.0	365	- 2.6	231.4