

コンクリート
構造物

鉄筋コンクリート梁の破壊強度並びに 許容設計に関する研究

正 員 加 賀 美 一 二 三*

STUDY ON THE ULTIMATE STRENGTH AND WORKABLE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BEAM

(Trans. of JSCE, April 1954)

Hifumi Kagami, C.E. Member

Synopsis In this paper, author presents the formulas of the ultimate strength of reinforced concrete beams which have been deduced using the stress-strain relationships obtained by the compression test of concrete specimens. Formulas in the rectangular beams obtained are ascertained with the experimental data, and that in the rectangular and T-beams obtained are developed to the workable design.

要 旨 著者は鉄筋コンクリート梁の塑性破壊について、コンクリートの圧縮試験における応力-歪関係より、鉄筋コンクリート梁の応力分布を仮定引用し、塑性破壊の場合の式を求め、矩形梁については実験値により照査し、さらに矩形及びT形梁について求めた塑性破壊の場合の式に基づいて許容設計の場合の式を求めたものである。

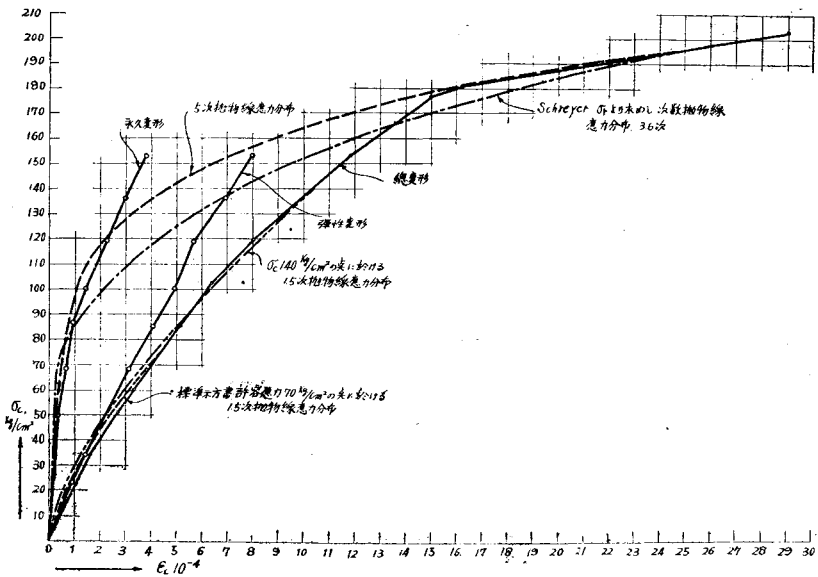
緒 言 鉄筋コンクリート梁に関する現在の弾性理論設計公式は、梁の破壊条件を考えると不十分な点があり、また経済的にも不利である。そこでここでは鉄筋コンクリート梁のコンクリート圧縮応力分布を高次放物線と仮定し、応力平衡の考えより破壊時の条件を考察し設計式を誘導した。そして単鉄筋コンクリート矩形梁について破壊剪断応力の立場より検討し破壊機構を吟味した。

I 塑性破壊に対する考察

1 鉄筋コンクリート梁の圧縮側におけるコンクリート応力分布の考察 円筒供試体の破壊応力度は鉄筋コンクリート梁の圧縮部の縁応力にはほぼ等しい^{1),2)}と考えられる。コンクリート圧縮試験における応力-歪曲線は破壊応力度前後において破壊試験速度がかなり遅くても Saliger などの提唱するような結果は認められなかつた。

著者は細粗骨材の粗粒率それぞれ 1.91 及び 7.24, 重量配合比 1:2.1:4.1, 水セメント比 0.60 をもつて

図一 水中養生供試体の応力-歪関係



* 山口大学教授, 工学部土木工学教室

標準供試体を作り、水中養生と室外養生（軒下自然乾燥）との場合について圧縮並びに弾性試験を行った。試験は供試体柱高の2/3の20cmを標点距離とし、その短縮量はマルテンスエキテンソメーターで測った。その応力-歪図は図-1, 2のごとくである。

弾性限界と考えられる圧縮応力度 $\sigma_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ においてその歪 $\epsilon_c = 10 \cdot 10^{-4}$ 、従つて $E_c = 14 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$ となり、一般に用いられている値と一致するので、本実験値を用いて鉄筋コンクリート梁圧縮部の応力分布次数を考へるに当り、C. Schreger の行つたように σ_c の破壊応力度 σ_{cu} （ただしこの場合 $\sigma_{cu} = 200 \text{ kg/cm}^2$ である）に対する比、すなわち相対応力値 $\sigma_r = \sigma_c / \sigma_{cu}$ を用いて実験値を示せば図-3の破線となり、また ϵ_c / σ_r と ϵ_c との関係は同図の実線となる。実線は σ_r が 0.35 及び 0.89 すなわち ϵ_c が $4 \cdot 10^{-4}$ 及び $16 \cdot 310^{-4}$ にて変位点となるが、後者の位置は図-1の $\sigma_c - \epsilon_c$ 曲線上の変位点と一致し、鋼材の降伏点と同意義のように解釈するといわゆる初期降伏点程度と考えられるから、この点より大きい ϵ_c の区域を塑性領域と仮定する。従つて図-4のごとくそれぞれの応力点位置において、荷重到達の時にその位置の次数の応力分布形状に達するものと仮定して、許容応力程度位置においてはほぼ1.5次、仮定塑性領域においてはほぼ5次放物線を採用できると仮定する。

図-2 室外養生供試体の応力-歪関係

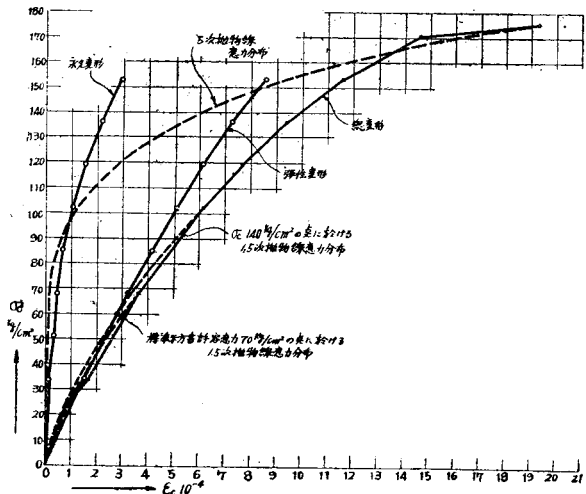


図-3 水中養生供試体 σ_{cs} の σ_r , ϵ_c / σ_r と ϵ_c との関係

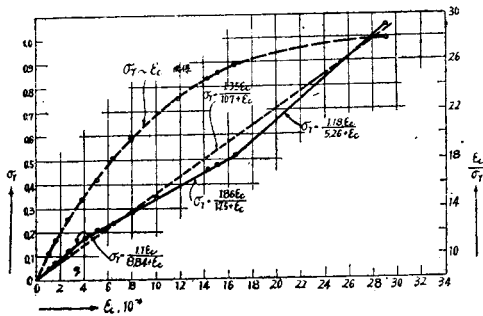
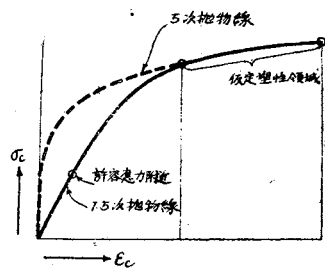


図-4 $\sigma_c - \epsilon_c$ 曲線における許容応力附近及び仮定塑性領域の応力分布模様



2. 放物線における諸関係 図-5を n 次放物線とし中立軸を x 軸の原点とすると

$$\sigma_c v^n = \xi v, \quad \xi: \text{常数}$$

$$\sigma_{cv} \text{ の面積 } F \text{ は, } F = \int_0^x (\xi v)^{1/n} dv = \mu x \sigma_c$$

ここに、

$$\mu = n / (n+1)$$

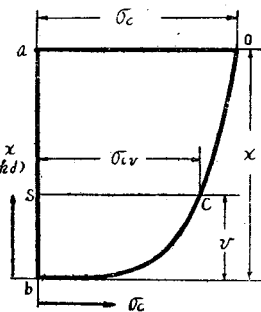
中立軸、圧縮縁より放物線頂の重心までの距離をそれぞれ \bar{x} , \bar{x}' とすれば

$$\bar{x} F = \int_0^x (\xi v)^{1/n} v dv = \{n / (2n+1)\} x^2 \sigma_c$$

$$\therefore \bar{x} = (n+1) x / (2n+1)$$

従つて $\bar{x}' = n x / (2n+1) = \nu x$, ここに $\nu = n / (2n+1)$

図-5 仮定放物線形状



II 単鉄筋コンクリート梁に対する考察

1. 単鉄筋コンクリート矩形梁の場合

(1) 単鉄筋コンクリート矩形梁における塑性性 梁が降伏または破壊の直前までの間で、図-6における C と T とが平行な場合には、内外力の釣合を考へると

$$M/bd^2\sigma_c = \mu k j \dots\dots\dots(1)$$

$$M/bd^2\sigma_s = p j \dots\dots\dots(2)$$

$$j = 1 - \nu k \dots\dots\dots(3)$$

ここに M は断面に加わる外力による曲げモーメント、 b は梁の巾、 σ_c は梁の圧縮側のコンクリートの縁応力度、 σ_s は鉄筋に生ずる引張応力度及び p は鉄筋比である。

$$(2), (3) \text{ 式より } p = \mu k / r \dots\dots\dots(4)$$

ただし $r = \sigma_s / \sigma_c$

故に (1) 式は

$$M/bd^2\sigma_c = pr \{1 - (\nu/\mu) pr\} \dots\dots\dots(5)$$

(5) 式は p 及び r がいかなる値をとるも、 $M/bd^2\sigma_c$ の値は 図-7 の同次曲線中に投影される。

いま塑性の場合コンクリートの縁応力がかりに σ_{cy} に達した場合に、引張鉄筋にはなほどの応力 σ_s が誘起されているかを考察する。 $\sigma_s = \eta \sigma_{sy} : \sigma_{cy}$ の働らく場合の引張鉄筋の応力、 $r' = \sigma_s / \sigma_{cy} = \eta r_y$ 、 M_v : 梁の破壊曲げモーメントとして (5) 式に代入してとくと

$$\eta = \{0.5 / (pr_y)\} (\mu/\nu)$$

$$[1 - \{1 - (4\nu/\mu) (M_v/bd^2\sigma_{cy})\}^2]^{1/2} \dots\dots\dots(6)$$

この η を引張鉄筋に誘起される実応力修正係数ということにする。さて梁のコンクリート応力分布を5次放物線として、 pr_y に対する (6) 式による計算値 η と著者の実験値による η とを図示すると 図-8 となる。(6) 式の η より r' を求めて (5) 式に代入すると

$$M/bd^2\sigma_{cy} = pr_y \{1 - (\nu/\mu) pr_y\} \dots\dots\dots(7)$$

この (7) 式が塑性式である。しかるに η は計算値において pr_y が 0.05~0.70 の範囲ではほぼ $\pm 1.5\%$ の分布であるから、近似的に次式と考えてよい。

$$M/bd^2\sigma_{cy} = pr_y \{1 - (\nu/\mu) pr_y\} \dots\dots\dots(8)$$

以後の計算を簡易にするために (8) 式を双曲線式にあらわすと、図-7 の下部図の実線のごとく pr_y の実用範囲では近似的に二つの直線で示される。すなわち

$$M/bd^2\sigma_{cy} = pr_y / (\alpha + \beta pr_y) \dots\dots\dots(9)$$

また鉄筋の応力関係より塑性式を求めると

$$M/bd^2\sigma_{sy} = p(1 - 0.545 pr_y) \dots\dots\dots(10)$$

この (10) 式は H.K. Dyson の式と一致する。(9), (10) 式いずれを用いてもほとんど差がない。

(2) 単鉄筋矩形梁における塑性式の許容限界 終極強度の異なるコンクリート供試体の実験値による応力-歪関係より、 $\sigma_r - \epsilon_c$ の関係をその仮定塑性領域について計算すると
水中養生の場合 ; $\sigma_r = 1.12 \epsilon_c / (3.45 + \epsilon_c)$

図-6 梁の内応力の関係

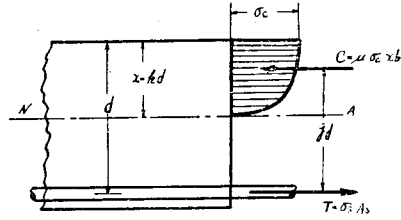


図-7 pr と M/bd^2\sigma_c 及び pr/(M/bd^2\sigma_c) との関係

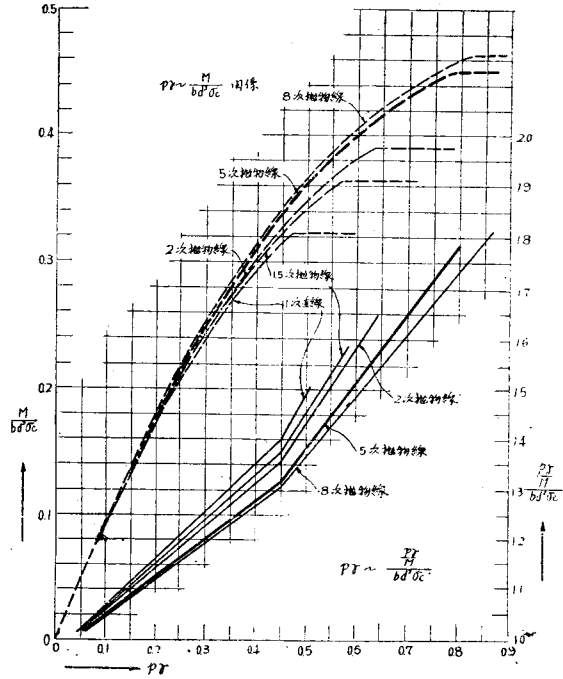
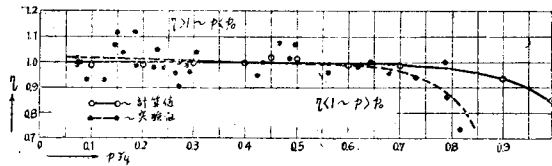


図-8 pr_y に対する eta 値の関係



(9) 式の alpha, beta の値

nu	1.5	5	pr_y の適用範囲
alpha	0.978	0.982	0~0.45
beta	0.860	0.725	
alpha	1.21	0.702	0.45以上
beta	0.700	1.32	

室外養生の場合 ; $\sigma_r = 1.12 \epsilon_c / (2.50 + \epsilon_c)$

この2式は相対応力値がほぼ1.1の場合梁の圧縮側の応力分布が矩形となり、柱状供試体と同様に考えられる。一般に梁の破壊時は応力分布が仮定塑性領域において既述のように5次放物線変化によるが、コンクリートの円筒供試体と柱状供試体との圧縮強度の比率は、その供試体の長さと最小幅との関係より、ほぼ1.03~1.1^{1),2)}の範囲が考えられるので $\sigma_r = \sigma_o / \sigma_{cy} = 1.1$ となる。ここにおいて σ_{cy} は円筒供試体の終極強度、 σ_o は梁の圧縮部の応力分布が矩形をなす場合の縁応力となる。故に $M/bd^2\sigma_{cy}$ の最大限界として次式の値が考えられる。

$$M/bd^2\sigma_{cy} \approx 1.1 \{ p r_y / (\alpha + \beta p r_y) \} \dots\dots\dots (11)$$

さてこの(11)式の関係を青木、神山¹⁰⁾ 両氏が過渡現象より考察している破壊曲げモーメント係数の分布範囲に適用すると、この限界はほとんど一致する。

(3) 平衡鉄筋比 (6)式に示す引張鉄筋の実応力修正係数 η について、 $\eta=1$ の場合にはコンクリートの終極強度 σ_{cy} と引張鉄筋の降伏点応力 σ_{sy} とがほぼ同時に働いていることになる。この範囲は図-8よりわかるごとく $p r_y$ が 0.35~0.55, 平均 0.45 であり、任意の $p r_y$ に対する(9)式による $M/bd^2\sigma_{cy}$ の値は 0.28~0.39, 平均 0.34 であるから、(6)式中 $\eta=1$ とした場合に p は p_o となり

$$p_o = 0.34/r_y \sim 0.56/r_y, \text{ 平均 } p_o = 0.45/r_y \dots\dots\dots (12)$$

この平均の場合の p_o は $\eta > 1$ 鉄筋の降伏, $\eta < 1$ コンクリートの破壊のほぼ界にあたると思われる。

(4) 実験による計算

- (i) K.C. Cox の実験³⁾, 1941: 計算結果ははぶくが、(9)式の塑性式による計算結果が $\pm 5\%$ 程度となる。
- (ii) 小野竹之助氏の実験⁴⁾, 1947: 実験第1部のみ(9)式による計算結果を示すことにする。

No.	σ_{cy} , kg/cm ²	$p, \%$	$p_o, \%$	r_y	$p r_y$	実験値による計算			(9)式による計算			E/F
						M_E , kg.cm	$bd^2\sigma_{cy}$	$M_E / bd^2\sigma_{cy}, E$	$\beta p r_y$	$\alpha + \beta p r_y$	(9)式の 値, F	
1	105	0.678 < 1.59		28.3	0.192	227 000	1 311 000	0.173	0.134	1.116	0.172	0.996
2	285	0.678 < 4.32		10.4	0.0706	243 000	3 562 000	0.0679	0.0511	1.033	0.0682	0.996
3	422	0.678 < 6.40		7.04	0.0477	246 000	5 275 000	0.0447	0.0346	1.017	0.0470	1.00
4	107	1.206 < 1.59		28.3	0.341	370 000	1 339 000	0.276	0.247	1.229	0.277	1.00
5	290	1.206 < 4.32		10.4	0.126	416 000	3 620 000	0.115	0.0913	1.097	0.115	1.00
6	420	1.206 < 6.23		7.22	0.0870	432 000	5 250 000	0.0824	0.0630	1.045	0.0833	0.990
7	107	1.702 > 1.62		27.7	0.472	459 000	1 338 000	0.343	0.622	1.324	0.356	0.970
8	290	1.702 < 4.40		10.2	0.174	573 000	3 620 000	0.158	0.126	1.108	0.157	1.00
9	395	1.702 < 5.99		7.52	0.128	591 000	4 930 000	0.120	0.0927	1.075	0.119	1.00
10	98	2.28 > 1.49		30.3	0.691	521 000	1 224 000	0.426	0.911	1.613	0.428	0.997
11	275	2.28 < 4.17		10.8	0.246	741 000	3 440 000	0.215	0.178	1.160	0.212	1.01
12	420	2.28 < 6.36		7.08	0.161	773 000	5 250 000	0.147	0.117	1.099	0.147	1.00

(iii) S.D. Lash, J.W. Brison の実験⁶⁾, 1950: 低張応力筋の一般鋼の場合は(9)式による計算結果がほとんど $\pm 5\%$ 程度となる。

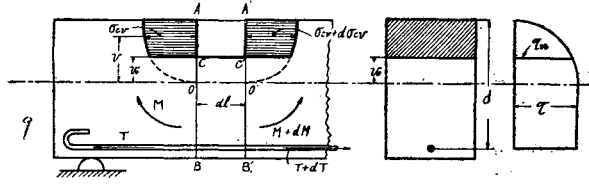
(iv) 著者の実験, 1951~1952:

No.	σ_{cy} , kg/cm ²	$p, \%$	$p_o, \%$	r_y	$bd^2\sigma_{cy}$	$\alpha + \beta p r_y$	$p r_y / (\alpha + \beta p r_y)$	(9)式による		M_E / M_F	摘 要
								曲げモーメント $M_F, \text{ kgcm}$	実験による 曲げモーメント $M_E, \text{ kg}\cdot\text{cm}$		
1	168	0.354 < 2.19		20.5	363 000	1.035	0.0702	25 500	25 700	1.00	鉄筋の降伏
2	168	0.706 < 2.19		20.5	363 000	1.087	0.134	48 500	51 400	1.07	"
3	168	1.11 < 2.19		20.5	332 000	1.147	0.198	65 700	68 600	1.04	"
4	189	1.47 < 2.47		18.2	374 000	1.177	0.228	85 200	85 000	1.00	"
5	189	2.32 < 2.47		18.2	343 000	1.288	0.327	112 000	106 800	0.95	コンクリートの破壊
6	189	3.09 > 2.47		18.2	343 000	1.447	0.389	133 000	131 800	0.99	"
7	189	3.85 > 2.47		18.2	343 000	1.630	0.432	148 000	147 500	1.00	"
8	148	0.349 < 1.99		22.6	330 000	1.039	0.0758	25 000	25 400	1.01	鉄筋の降伏
9	148	0.707 < 1.99		22.6	320 000	1.098	0.146	46 600	48 600	1.04	"
10	148	1.06 < 1.99		22.6	320 000	1.156	0.208	66 500	65 500	0.99	"
11	165	1.41 < 2.22		20.3	355 000	1.190	0.240	85 200	84 800	1.00	"
12	165	2.29 > 2.22		20.3	304 000	1.316	0.354	107 600	111 000	1.03	コンクリートの破壊
13	165	3.03 > 2.22		20.3	309 000	1.514	0.406	125 800	125 000	0.99	"
14	165	3.87 > 2.22		20.3	288 000	1.738	0.452	130 000	135 000	1.04	"

(v) 吉田彌七氏の実験⁹⁾, 1952: (9) 式による計算結果は+5%以下となり, ρ が 1.87% であるから鉄筋の降伏によるものといえる。

(5) 単鉄筋コンクリート梁における剪断応力度及び付着応力度の計算 梁の応力分布が n 次放物線状の場合

図-9 はりの任意断面における曲げ応力度並びに剪断応力度の分布関係



における剪断応力度並びに付着応力度の関係を求めることにする。図-9 を n 次放物線形をもつ応力分布図とし, cc' 面における剪断応力度を τ_{v0} とすると

$$\tau_{v0} = S \left(x \frac{n+1}{n} - v_0 \frac{n+1}{n} \right) / \left\{ b x \frac{n+1}{n} (d - vx) \right\} \dots\dots\dots (13)$$

中立軸以下の τ は

$$\tau = S / \{ b(d - vx) \} = S / bjd \dots\dots\dots (14)$$

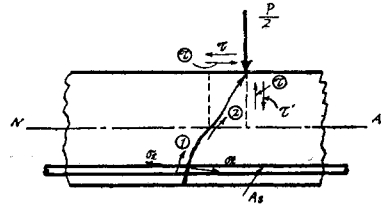
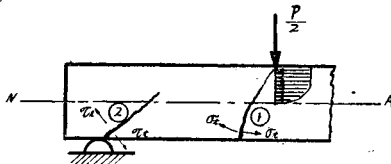
また τ_0 を鉄筋周囲の単位面積に働く付着応力度, u を鉄筋断面周長の総和とすると

$$\tau_0 = S / \{ u(d - vx) \} = S / ujd \dots\dots\dots (15)$$

(6) 単鉄筋コンクリート梁の破壊機構の考察 単鉄筋コンクリートの破壊様相は平衡鉄筋比を界として, 鉄筋の降伏かコンクリートの破壊かであるといえるが, 本項のごとく剪断破壊によつても説明できる。

図-10 (a) 梁断面の亀裂様相

図-10 (b) 荷重時の剪断応力度と滑り面との関係



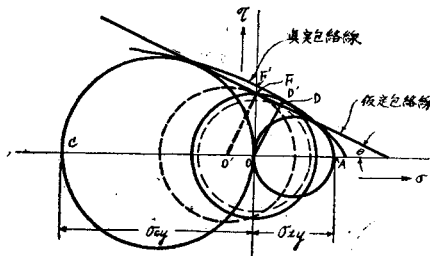
いま τ を三分荷重により梁の内に誘起される中立軸における剪断応力度, ①をある配合のコンクリートにおける単純剪断強度, σ_c を梁における主引張応力度とすると, コンクリートは剪断応力に割合弱い脆性材料であるから, ① < τ の応力状態に達すると圧縮応力による破壊は剪断破壊に起因すると説明できる。図-10(b)は中立軸の剪断応力度がコンクリートの剪断強度をこえる場合圧縮側にまで亀裂が及び, 中立軸上側の破壊を誘起する。この滑面の傾斜角度はモールの破壊円を包絡する破壊限度曲線¹¹⁾で求められる。使用材料に対するモールの破壊円と諸要素の関係¹¹⁾は 図-11 のごとくなる。

破壊を起す剪断応力度は

$$\tau_y = OD = OF \cos \theta = (\sigma_{ty} - \sigma_{oy}) \cos^2 \theta / 4$$

しかるに, 図示のように脆性物質の包絡線に対する OD' は近似的に $OF = \text{①}$ に等しいとみられるから, 仮定包絡線に対する OF を τ_y として採用できるものとする。

図-11 モールの応力円と諸要素との関係



以上の τ と σ_c との関係は 1945 年の建設省土木研究所山田順治氏の実験例⁹⁾で照査した結果は、右表にみるごとく日本セメントの場合は No.5 と No.6 との界に、小野田セメントの場合は No.7 と No.8 との界に剪断応力による場合の変位点があり、このことは $\tau > \sigma_c$ あるいは $\tau < \sigma_c$ により、剪断破壊が中立軸以上圧縮応力側まで発展して生ずる場合と否との場合に区別でき、 σ_{cy} の破壊と σ_{sy} の降伏とに分界のあることを示すものであつて、山田氏が報告されている点と一致する。

No.	日本セメントの場合		小野田セメントの場合	
	τ	σ_c	τ	σ_c
1	4.92	<24.7	4.85	<31.4
2	9.77	<26.9	9.38	<31.6
3	12.3	<27.9	14.2	<30.6
4	17.7	<22.6	18.6	<30.4
5	21.9	<24.2	21.0	<30.6
6	25.6	>24.9	29.6	>27.7
7	32.5	>23.8	30.1	≈30.3
8	32.5	>22.0	33.6	>32.9
9	41.5	>25.6	39.6	>32.7

(7) 塑性破壊を考慮した許容設計 コンクリートの応力分布において許容応力附近では 1.5 次放物線状とみなされるので、コンクリートの応力分布を 1.5 次の場合と仮定し、さらに構造材料の特質並びに荷重関係などを考慮しての安全率を加えて整理した許容の場合の式を求めればよいことになる。

コンクリートの応力分布を 1.5 次に仮定したことは、鉄筋に降伏点応力を用いた場合よりも安全側であるので、近似式 (9) によると

$$d = \zeta_1 (M/b)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (16)$$

ここに

$$\zeta_1 = \{ (0.978 + 1.29 p r_y) / (0.5 p r_y \sigma_{cy}) \}^{\frac{1}{2}} ; p r_y = 0 \sim 0.45$$

$$\zeta_1 = \{ (1.21 + 1.05 p r_y) / (0.5 p r_y \sigma_{cy}) \}^{\frac{1}{2}} ; p r_y = 0.45 \text{ 以上}$$

ζ_1 式中の係数は r_y の σ_{sy} 及び σ_{cy} に安全率それぞれ 2, 3 を加味して求めた値である。

あるいは $d = \zeta_2 (M/b)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (16')$

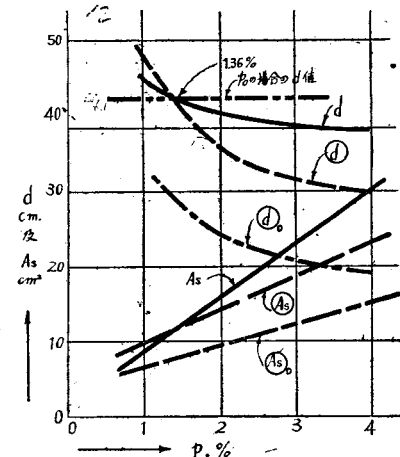
ここに $\zeta_2 = \{ (\alpha + \beta p r) / (p r \sigma_c) \}^{\frac{1}{2}} ; p r$ の限界及び α, β は (16) 式の場合と同じ

計算例：径間 1.5 m, 単純梁の巾 20 cm で、 p が 1, 2, 3 及び 4 % の場合、三等分荷重をそれぞれ 10 t が負荷されるときの梁高を求めよ。ただし $\sigma_{sy} = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{cy} = 210 \text{ kg/cm}^2$ とする。

(16) 式で求めた梁高を $\textcircled{1}$ とし、(9) 式で求めた梁高を $\textcircled{2}$ 、一般公式による場合の梁高を d とする。またこの場合の鉄筋量をそれぞれ $\textcircled{3}$, $\textcircled{4}$ 、及び A_s として求め図示すると 図-12 となる。

図-12 からわかるごとく設計梁高に関して、塑性の場合と誘導許容式による場合とはほぼ定比を保つに反し、一般公式との比は p の増加につれ漸増するので、設計上から不経済でありまた A_s に関しては一般公式はその増加の傾向が急増であり、梁高と同様に不経済であることを示す。

図-12 計算例による梁高及び鉄筋量



2. 単鉄筋コンクリート T 形梁の場合

(1) 単鉄筋コンクリート T 形梁の計算にあたり腹部コンクリート面積の吟味 単鉄筋コンクリート T 形梁の腹部コンクリート面積無視の場合の圧縮部面積と内応力との関係は 図-13 のごとくである。

いま 図-13 のごとく記号で中立軸上側のコンクリート圧縮応力 σ_{cv} の分布を n 次放物線形 $\sigma_{cv}^n = \xi v$ として、突縁中の応力図の面積 F を求めると

$$F = \int_0^x (\xi v)^{\frac{1}{n}} dv - \int_0^{x_1} (\xi v)^{\frac{1}{n}} dv = \mu (x \sigma_{cy} - x_1 \sigma_c)$$

ここに $\mu = n / (n+1)$

鉄筋コンクリート T 形梁の断面寸法である b, b_0, t 及び d の寸法は、梁の材料の弾性係数、構造関係によつて応力関係に影響するが、いま $b_0 = (1/4 \sim 1/5) b$, $t = (1/4 \sim 1/5) d$ の程度の梁を仮定する。さて T 形梁の応力計算にあたり中立軸の位置については矩形梁の (4) 式で吟味すればよく、すなわち $k = p r_y / \mu$ において使用材料が定まれば、 σ_{sy} 及び σ_{cy} により r_y は一定値をとり、中立軸上側の応力分布は σ_{cy} の性質上矩形梁の場合と同様ほぼ 5 次放物線と考えられ、 μ も一定値となり、従つて $x = k d$ と p とは材料の破壊応力度が一定のときは比例をな

すことになる。

T形梁の腹部コンクリート部分の面積を無視した場合には、**図-14(a)**の5次放物線 μ で囲まれた突縁中の面積を**図-14(b)**の放物線面積に換算することにする。

$$\mu(x\sigma_{cy} - x_1\sigma_c) = \mu' t \sigma_{cy}$$

よつて換算放物線係数 μ' 及びそれに対する放物線次数 n' を求めることができる。**図-14(a)**において図上における x の長さを σ_{cy} をベクトルであらわすときは $x = 0.8\sigma_{cy}$, $1.0\sigma_{cy}$ 及び $1.2\sigma_{cy}$ として t/x を計算し、さらに応力図の突縁部面積 $\mu(x\sigma_{cy} - x_1\sigma_c)b$ と $b_0 = b/4$ と仮定するとき、腹部コンクリートにおける無視した部分の面積 $\mu x_1\sigma_c b/4$ と $\mu(x\sigma_{cy} - x_1\sigma_c)b$ との比を面積不換率ということにすると、 x_1 に対して求めた換算放物線次数 n' 、面積不換率及び t/x との関係は**図-15**となる。

T形梁の応力分布面積の増減は抵抗応力の大小を示すものとなり、従つて抵抗曲げモーメントと実験による曲げモーメントとの差違は突縁部と腹部との面積不換率にほぼ比例するものと考えられる。いま計算並びに実験要素などの影響として、この場合面積不換率10%と仮定して**図-15**より腹部無視高 x_1 を求めると、 $x = 0.8\sigma_{cy}$, $1.0\sigma_{cy}$ 及び $1.2\sigma_{cy}$ の場合に $x_1 = 0.28x$, $0.37x$ 及び $0.43x$ となる。面積不換率10%に対する鉄筋比の関係は p と k との関係より求めることができ、これを図示すると**図-16**となる。

以上の r_y と p との関係はT形梁の腹部コンクリート面積無視の場合の計算にあたり参考となると考えられる。例えばコンクリートの圧縮応力の割合に弱いものは鉄筋比の大きいものを用いられないということになる。

(2) 単鉄筋コンクリートT形梁の塑性式

(i) 腹部コンクリート面積無視の場合：**図-14(b)**のような応力分布面積の換算等値 n' 次放物線応力分布を、この場合に適用すると**図-17**となる。**図-17**において換算等値 n' 次放物線は矩形に近い放物線と仮定されるので

$$jd = d - t/2$$

$$j = 1 - t/2d = 1 - \phi/2, \phi = t/d \dots\dots(17)$$

いま単鉄筋矩形梁の場合と同様に考えると

$$M/bd^2\sigma_c = \mu' \phi j \dots\dots(18)$$

$$M/bd^2\sigma_s = p j \dots\dots(19)$$

ここに M は梁断面に加わる外力による曲げモーメント、 σ_c は梁の圧縮側コンクリートの縁応力度、 σ_s は鉄筋に生ずる引張応力度である。

$$(18), (19) \text{ 式より } pr = \mu' \phi \dots\dots(20)$$

$$\text{ただし } r = \sigma_s/\sigma_c$$

単鉄筋コンクリート矩形梁で求めたごとく引張鉄筋に誘起される実応力の修正係数 η を吟味する。すなわち、(18)式に(20)式及び $\sigma_s = \eta\sigma_{sy}$, $r' = \sigma_s/\sigma_{cy} = \eta r_y$, $M = M_0 =$ 梁の破壊曲げモーメントの関係を代入すると

$$\eta = (\mu'/pr_y) [1 \pm \{1 - (2/\mu') \times (M_0/bd^2\sigma_{cy})\}^{1/2}] \dots\dots(21)$$

なお換算した n' 次放物線においては μ' はほぼ1に近くな

図-13 圧縮部面積と内応力との関係

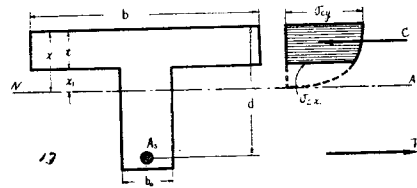


図-14 5次放物線面積と換算放物線面積との関係

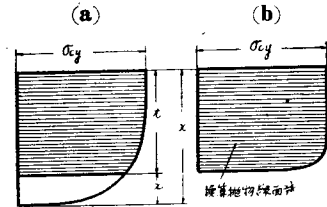


図-15 面積無視程度による x_1 に対する n' 、面積不換率及び t/x の関係

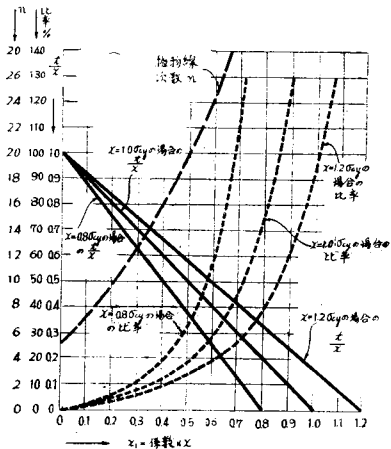


図-16 面積不換率10%に対する r_y と p との関係

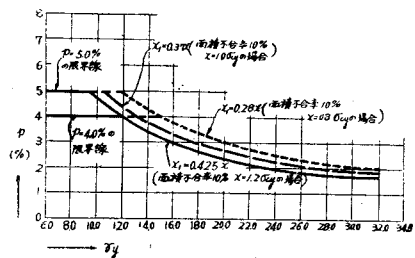
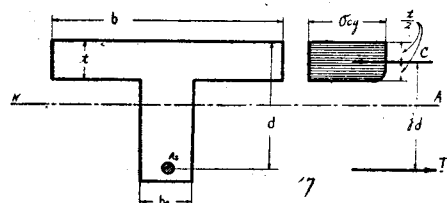


図-17 T形梁における換算 n' 次放物線としての応力関係



り、これを1に近似すると (18), (20) 式より $M/bd^2\sigma_{cy} = \mu' \phi j = t/d(1-t/2d)$ の関係がえられ、この値を用いて (5) 式により η を計算すると $\pm 0\%$ となる。故に塑性破壊の場合として近似的に次式がえられる。

$$M/bd^2\sigma_{cy} = p_r j \dots\dots\dots (22)$$

(ii) 腹部コンクリート面積を無視しない場合：この場合は b_0 と $b-b_0$ との二部分において応力平衡の成立を考慮することにするのであるが、前者の部分は単鉄筋コンクリート矩形梁の場合となるから引張鉄筋の実応力修正係数 η は 図-8 のごとく $\pm 1.5\%$ の分布、後者の部分は (21) 式のごとくほぼ $\pm 0\%$ とみなされるので、T 形梁全体としての抵抗モーメントは近似的に

$$M = [\{p_r j / (\alpha + \beta p_r j)\} b_0 + p_r j (b - b_0)] d^2 \sigma_{cy} \dots\dots\dots (23)$$

ここに、 $\tau_y = \sigma_{sy} / \sigma_{cy}$, $\alpha = 0.982$, $\beta = 0.725 \sim p_r j = 0 \sim 0.45$, $\alpha = 0.702$, $\beta = 1.32 \sim p_r j = 0.45$ 以上

(3) 塑性破壊を考慮した許容設計式 材料の許容応力度を使用する場合として求める。

(i) T形梁の腹部コンクリート面積無視の場合：(22) 式を変化して

$$d = \zeta_1 (M/b)^{1/2} \dots\dots\dots (24)$$

ここに、 $\zeta_1 = [1/\{p_r(1-\phi/2)\sigma_c\}]^{1/2}$, σ_c = コンクリートの許容曲げ圧縮応力度、 p, r, ϕ は前項と同じ

(ii) 腹部コンクリート面積を無視しない場合：(23) 式を変化して

$$d = \zeta_2 M^{1/3} \dots\dots\dots (25)$$

ここに、 $\zeta_2 = \{1/[\{p_r/(\alpha + \beta p_r j)\} b_0 + p_r(1-\phi/2)(b-b_0)\sigma_c]\}^{1/3}$, $\alpha = 0.978$, $\beta = 0.860 \sim p_r = 0 \sim 0.45$, $\alpha = 1.21$, $\beta = 0.700 \sim p_r = 0.45$ 以上、 $p, r, \phi, b, b_0, \sigma_c$ は (i) の場合と同じ。

III 複鉄筋コンクリート梁に対する考察

1. 梁の圧縮部コンクリート中の鉄筋の性状 梁に荷重をかけると曲げによる撓みを生じはじめ、圧縮側は合成応力度をうけたと合じようについて挫屈に達するものであると考えられる。すなわちコンクリートはある任意断面においても塑性部分をもつ応力分布より破壊への過程をたどり、圧縮鉄筋は降伏しない場合でも大きい屈曲のため安定を失うにいたるが、梁の撓みは荷重と正比例しない。そして梁は降伏あるいは破壊に達しなくても、一般荷重時に中立軸附近の弾性部と塑性部となり、ことに梁の径間中央部においては塑性領域が中立軸近くまで達すると考えられるから、コンクリート圧縮部塑性領域中の鉄筋はスターラップの間隔によつてある程度の挫屈応力時同様の作用を受けていると仮定して、塑性破壊の場合を吟味することにする。

さて両回転端のオイラー挫屈荷重の理論式は衆知のとおりで、コンクリート中の鉄筋について考えると

$$P_{or} = (\pi^2 EI) / l^2 = (\pi d_1^2 / 4) \sigma_{sy}$$

ここに、 P_{or} は挫屈荷重、 I は断面2次モーメント、 E は 21.10^6 kg/cm^2 のヤング係数、 d_1 は鉄筋径、 l はスターラップの間隔とすると

$$l = 1140 d_1 / \sigma_{sy}^{1/2} \dots\dots\dots (26)$$

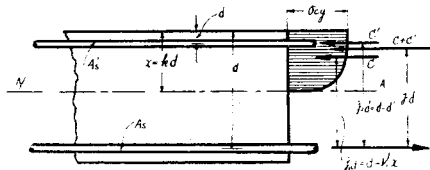
既述の仮定により計算の便宜上許容応力の場合も成立するものと考え、安全率5を採用すれば

$$l = 512 d_1 / \sigma_s^{1/2} \dots\dots\dots (27)$$

(26), (27) 式中の σ_{sy}, σ_s は圧縮鉄筋の挫屈応力度及び許容圧縮応力度である。以上のごとくオイラーの理論式によつてスターラップの間隔が求められるが、(26), (27) 式の l/d_1 の値を柱部材の直線公式における長柱係数式 $1.3 - 0.03 h/d$, ここに h は部材長、 d は部材断面の最小寸法、の h/d に代入して係数値を求めると、挫屈荷重の場合の係数 κ_u は 0.65 となり、許容応力の場合を仮定して κ_a とすると 0.85 となる。いま挫屈までの応力関係も成立すると仮定して、この場合の長柱係数を κ とすると $\sigma_s' = \kappa \sigma_s$, ここに σ_s' は複鉄筋コンクリート梁の圧縮部コンクリート中の長柱部材としての圧縮鉄筋の実応力度、 σ_s は一般短柱部材の圧縮鉄筋の実応力度、ただしこの σ_s は鉄筋の引張応力度と等値と仮定する。以上の仮定を塑性式その他に用いることにする。

2. 複鉄筋コンクリート矩形梁の応力関係並びに断面算定 図-18 複鉄筋コンクリート矩形梁の応力度関係

(1) 複鉄筋矩形梁の応力度関係 図-18 について、 A_s, A_s' を引張及び圧縮鉄筋断面積、 σ_s, σ_s' をそれぞれその応力度、 p, p' を引張及び圧縮鉄筋比、 p_1 を圧縮鉄筋を有しないときの引張鉄筋比、 M_1 を p_1 の場合の抵抗モーメント、 p_2 を圧縮鉄筋を有するときの引張鉄筋比の増加量、 M_2 を p_2 の場合の抵抗モーメントとすると、



$$\begin{aligned}
 j_1 d &= C \text{ と } A_s \text{ との間隔} = d - \nu x = (1 - \nu k) d, \quad x = kd \\
 j_2 d &= C' \text{ と } A_s \text{ との間隔} = d - d' = (1 - d'/d) d \\
 jd &= (C j_1 + C' j_2) d / (C + C') \\
 T_1 &= \sigma_s p_1 b d = C, \quad C = \mu \sigma_c k d b \\
 T_2 &= \sigma_s p_2 b d = C', \quad C' = A_s' \sigma_s'
 \end{aligned}$$

$T_1 + T_2 = T = C + C'$, ここに $\mu = n/(n+1)$, $\nu = n/(2n+1)$, $n =$ 放物線次数とすれば

$$\begin{aligned}
 M_{1c} &= C j_1 d = \mu \sigma_c k d b (1 - \nu k) d = \mu \sigma_c k (1 - \nu k) b d^2 \\
 M_{1s} &= T_1 j_1 d = A_{s1} \sigma_s (1 - \nu k) d = \sigma_s p_1 (1 - \nu k) b d^2 \\
 M_{2c} &= C' j_2 d = A_s' \sigma_s' (1 - d'/d) d = \sigma_s' p' (1 - d'/d) b d^2 \\
 M_{2s} &= T_2 j_2 d = A_{s2} \sigma_s (1 - d'/d) d = \sigma_s p_2 (1 - d'/d) b d^2 \\
 M_c &= \mu \sigma_c k (1 - \nu k) b d^2 + \sigma_s' p' (1 - d'/d) b d^2
 \end{aligned}$$

式中に $\sigma_s' = \kappa \sigma_s$ の関係を用いると

$$M_c = \mu \sigma_c k (1 - \nu k) b d^2 + \kappa \sigma_s p' (1 - d'/d) b d^2 \dots\dots\dots (28)$$

また

$$M_s = \sigma_s p_1 (1 - \nu k) b d^2 + \sigma_s p_2 (1 - d'/d) b d^2$$

しかるに

$$\begin{aligned}
 p_1 + p_2 &= p, \quad T_2 = C' \text{ にて, } \sigma_s p_2 b d = \sigma_s' p' b d, \quad p_2 = (\sigma_s' / \sigma_s) p' = \kappa p' \text{ となるから} \\
 M_s &= \{ p (1 - \nu k) - \kappa p' (1 - \nu k) + \kappa p' (1 - d'/d) \} \sigma_s b d^2 \dots\dots\dots (29)
 \end{aligned}$$

さて一般に (28), (29) 式より $M_c/bd^2 = M_s/bd^2$ が成立すべきにより, この関係より次式がえられる。

$$k = \tau (p - \eta p') / \mu, \quad \tau = \sigma_s / \sigma_c \dots\dots\dots (30)$$

いま (28) 式中に (30) 式の k 及び $\sigma_s = \eta' \sigma_{sy}$, ただし σ_{sy} は鉄筋の圧縮降伏点応力度, η' は実応力修正係数, $\tau' = \sigma_s / \sigma_{sy} = \eta' \tau_y' = \eta' r_y$ の関係を代入して η' を求めると

$$\eta' = \{ B \pm (B^2 - 4AC) \} / 2A \dots\dots\dots (31)$$

ここに, $A = (\nu_u / \mu_u) \tau_y (p - \eta_u p')^2$, $B = (p - \kappa_u p' d'/d)$, $C = M/bd^2 \sigma_{sy}$

また (29) 式について, $\sigma_s = \eta \sigma_{sy}$, ただし σ_{sy} は引張鉄筋降伏点応力度, η はその実応力修正係数として, η を求めると (31) 式の右辺値と同一となる。

著者の実験の場合について η' 及び η の計算をすると 図-19 のごとくなる。

図-19の値は単鉄筋コンクリート梁の場合と異なり無視しえない程度の範囲に分布する。

(2) 塑性時の抵抗モーメント, 断面算定及び実験例
塑性破壊の場合には (28), (29) 式中にそれぞれ η' 及び η を加味した式をたてればよい。すなわち(28)式は

$$\begin{aligned}
 M &= \{ \mu_u \sigma_{cy} k_u (1 - \nu_u k_u) \\
 &+ \kappa_u \eta' \sigma_{sy} p' (1 - d'/d) \} b d^2 \dots\dots\dots (32)
 \end{aligned}$$

$$d_u = (1/K_{cy})^{1/2} (M/b)^{1/2} \dots\dots\dots (32')$$

ここに, $K_{cy} = \mu_u \sigma_{cy} k_u (1 - \nu_u k_u) + \kappa_u \eta' \sigma_{sy} p' (1 - d'/d)$

また (29) 式は

$$M = \{ p (1 - \nu_u k_u) - \kappa_u p' (1 - \nu_u k_u) + \kappa_u p' (1 - d'/d) \} \eta \sigma_{sy} b d^2 \dots\dots\dots (33)$$

$$d_u = (1/K_{sy})^{1/2} (M/b)^{1/2} \dots\dots\dots (33')$$

ここに, $K_{sy} = \{ p (1 - \nu_u k_u) - \kappa_u p' (1 - \nu_u k_u) + \kappa_u p' (1 - d'/d) \} \eta \sigma_{sy}$

式中, 一般に $\eta' = \eta$ であるから, $k_u = \eta \tau_y (p - \kappa_u p') / \mu_u$, $\tau_y = \sigma_{sy} / \sigma_{cy}$, $\kappa_u = 0.65$, $\mu_u = 0.834$, $\nu_u = 0.454$ である。

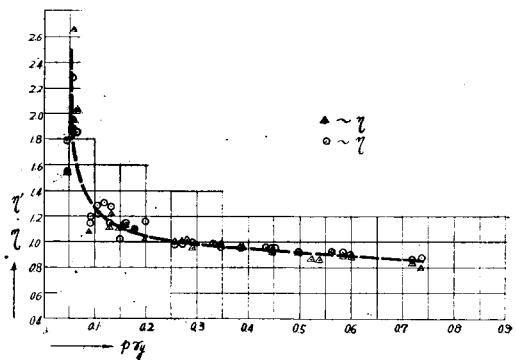
以上の (32), (33) 式は複鉄筋コンクリート矩形梁の塑性式となる。

著者の実験例, 1952~1953: M を (32) 式による曲げモーメント, M_E を著者の実験値による曲げモーメント及び $M_F = \{ n p (1 - k) j b d^2 \sigma_{cy} \} / k$ の一般公式による曲げモーメントについて求め比較してみることにする。

計算結果のごとく一般公式値と実験値とはかなりのひらきを生ずるが, (32) 式によれば約 10% 以内である。

(3) 塑性の場合を考慮した許容設計の場合 許容設計は梁構成材料の各応力の誘起と部材の経済設計上より,

図-19 複鉄筋矩形梁の実応力修正係数 η' 及び η の分布



No	bd^2	$p\tau_y$	η'	σ_{cy} kg/cm ²	k_u	第1項	d'/d	第2項	M kg·cm	M_E kg·cm	M_F kg·cm	M_E/M	M_E/M_F
1	1 815	0.055	1.80	246	-0.103	-22.1	0.227	36.9	26 800	24 860	62 800	0.928	0.396
2	1 815	0.103	1.31	246	0.00449	0.917	0.273	25.3	47 600	49 700	81 000	1.05	0.613
3	1 980	0.159	1.10	246	0.0735	14.6	0.304	19.5	73 200	67 800	98 500	0.927	0.688
4	2 130	0.289	1.00	224	0.204	34.5	0.261	18.1	112 000	121 500	119 000	1.08	1.02
5	1 620	0.448	0.92	224	0.368	57.2	0.336	17.4	121 000	130 000	97 500	1.07	1.33
6	1 530	0.597	0.89	224	0.500	72.1	0.277	18.5	139 000	139 000	108 000	1.00	1.28
7	1 840	0.0455	2.10	295	-0.0523	-28.2	0.180	45.1	31 100	27 200	83 200	0.873	0.327
8	1 770	0.0929	1.42	295	0.00271	0.942	0.217	29.6	54 000	57 100	103 500	1.05	0.552
9	2 160	0.126	1.20	295	0.0529	15.2	0.267	21.4	79 000	72 900	131 000	0.923	0.557
10	1 785	0.333	0.98	206	0.245	36.7	0.275	19.0	99 400	107 400	93 900	1.08	1.14
11	1 574	0.496	0.91	206	0.428	55.1	0.274	18.6	117 000	119 000	96 100	1.01	1.24
12	1 232	0.716	0.86	206	0.659	72.3	0.308	19.6	113 000	126 000	77 900	1.11	1.61

(32), (33) 式中の η を 1 とおき, 塑性破壊の場合を考慮するに当つては単鉄筋コンクリート梁の場合のように 1.5 次放物線と仮定し, 安全率を加えて整理した式を求めればよいことになる。

$$\text{いま (32') 式関係より } d_u = (1/K_c)^{\frac{1}{2}} (M/b)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (34)$$

ここに, $K_c = \mu_a \sigma_c k_a (1 - \nu_a k_a) + \kappa_a \sigma_s p' (1 - d'/d)$

$$\text{また (33') 式関係より } d_u = (1/K_s)^{\frac{1}{2}} (M/b)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (35)$$

ここに, $K_s = \sigma_s \{ p(1 - \nu_a k_a) - \kappa_a p'(1 - \nu_a k_a) + \kappa_a p'(1 - d'/d) \}$, 式中, $k_a = \tau(p - \kappa_a p') / \mu_a$, $\tau = \sigma_s / \sigma_c$, $\eta_a = 0.85$, $\mu_a = 0.600$, $\nu_a = 0.375$ である。

計算例; $M = 600 \text{ t}\cdot\text{m}$ をうけるときの複鉄筋コンクリート床版の d を求む。ただし $b = 100 \text{ cm}$, $d'/d = 0.11$, $\sigma_{sy} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ($\sigma_s = 1200$), $\sigma_{cy} = 140 \text{ kg/cm}^2$ ($\sigma_c = 45$), $\tau_y = 17.15$ ($\tau = 26.7$), $p = 1.06\%$, $p' = 0.352\%$ とする。

(イ) 塑性の場合: $k_u = 0.183$, $K_{cy} = 24.5$, $d_u = 15.7 \text{ cm}$

(ロ) 許容設計の場合: $k_a = 0.339$, $K_c = 11.2$, $d_u = 22.7 \text{ cm}$, また K_{sy} 及び K_s による場合も同じ結果がえられる。

3. 複鉄筋コンクリート T 形梁の応力関係並びに断面算定

(1) 腹部コンクリート面積を無視する場合

(i) 塑性破壊の場合: この場合は図-20 について複鉄筋コンクリート矩形梁の場合のように関係式を求めると

$$M_c = \{ \mu' \sigma_c \phi (1 - \phi/2) + \sigma_s' p' (1 - d'/d) \} b d^2 \dots\dots\dots (36)$$

$$M_s = \{ \sigma_s p_1 (1 - \phi/2) + \sigma_s p_2 (1 - d'/d) \} b d^2 \dots\dots\dots (37)$$

ここに, σ_c はコンクリートの圧縮縁応力, σ_s , σ_s' はそれぞれ鉄筋の引張及び圧縮応力度, p , p' は引張及び圧縮鉄筋比, $\phi = t/d$ である。

この場合は (37) 式の M_s について, 複鉄筋矩形梁の場合にならぬ実応力修正係数 η を求めることにする。すなわち

$$M_s = \eta \sigma_{sy} \{ p(1 - \phi/2) - \kappa_u p'(1 - \phi/2) + \kappa_u p'(1 - d'/d) \} b d^2 \dots\dots\dots (37')$$

これより η は

$$\eta = (M/bd^2\sigma_{sy}) / \{ p(1 - \phi/2) - \kappa_u p'(1 - \phi/2) + \kappa_u p'(1 - d'/d) \} \dots\dots\dots (38)$$

いま (38) 式について, $\phi = 0.20, 0.25$, $d'/d = 0.1$ として計算すると図-21 のごとくなる。

この (38) 式の η を (36), (37') 式に加味すると, この場合の塑性式がえられる。すなわち

$$M_c = \{ \mu' \sigma_{cy} \phi (1 - \phi/2) + \kappa_u \tau \sigma_{sy} p' (1 - d'/d) \} b d^2 \dots\dots\dots (39)$$

$$d_u = (1/K_{cy})^{\frac{1}{2}} (M/b)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (40)$$

ここに, $K_{cy} = \mu' \sigma_{cy} \phi (1 - \phi/2) + \kappa_u \tau \sigma_{sy} p' (1 - d'/d)$

$$\text{また (37') 式より } d_u = (1/K_{sy})^{\frac{1}{2}} (M/b)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (41)$$

図-20 無視の場合の複鉄筋T形梁の応力関係

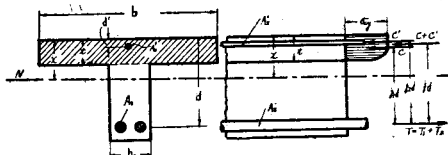
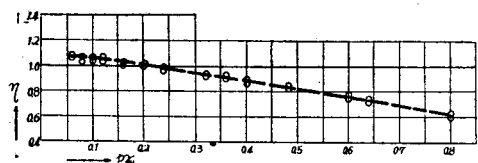


図-21 腹部面積無視の場合における実応力修正係数



ここに、
$$K_{sy} = \tau \sigma_{sy} \{ p(1-\phi/2) - \kappa_u p'(1-\phi/2) + \kappa_u p'(1-d'/d) \}$$

ただし以上の計算にあたっては、複鉄筋コンクリート矩形梁の場合の k_u の式より係数を求め、 $\cong t$ を照査する必要がある。 μ' は (38) 式より η を計算し、 $k_u = \{ \eta \tau_y (p - \kappa_u p') \} / \mu_u$ 、 $\tau_y = \sigma_{sy} / \sigma_{cy}$ 、 $\kappa_u = 0.65$ 、 $\mu_u = 0.834$ 、 $x_1 = k_u d_u - t$ 、 x_1 に応ずる η' 値 (図-15 による) を求め $\mu' = \eta' / (\eta' + 1)$ で計算すればよい。

(ii) 許容設計の場合：許容設計は前述の複鉄筋矩形梁の場合と同様の意味において τ を 1 とおき、塑性破壊の場合は応力分布を 1.5 次放物線と仮定し、安全率を加えて整理した式を求めればよい。

M_o による場合は
$$d_a = (1/K_o)^{1/2} (M/b)^{1/2} \dots \dots \dots (42)$$

ここに、 $K_o = \mu' \sigma_c \phi (1-\phi/2) + \kappa_a \sigma_s p' (1-d'/d)$

M_s による場合は
$$d_a = (1/K_s)^{1/2} (M/b)^{1/2} \dots \dots \dots (43)$$

ここに、
$$K_s = \sigma_s \{ p(1-\phi/2) - \kappa_a p'(1-\phi/2) \} + \kappa_a p' (1-d'/d)$$

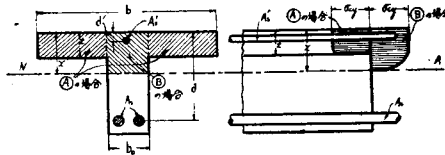
以上の式中、 $k_a = \tau (p - \kappa_a p') / \mu_a$ 、 $\tau = \sigma_s / \sigma_c$ 、 $\kappa_a = 0.85$ 、 $\mu_a = 0.600$ 、 μ' は塑性の場合と同様に $x = k_a d_a$ 、 $x_1 = k_a d_a - t$ 、 x_1 に応ずる η' 、 $\mu' = \eta' / (\eta' + 1)$ による。

(2) 腹部コンクリート面積を無視しない場合

(i) 塑性破壊の場合：この場合は図-22 について考察する。

梁断面の応力状態を図-22 のように、㊸及び㊹の部分について考え塑性式を求めると

図-22 無視しない場合の複鉄筋 T 形梁の応力関係



$$M_o = [(b-b_0) \{ \mu' \phi (1-\phi/2) \sigma_c + \kappa_s \textcircled{2} (1-d'/d) \} + b_0 \{ \mu k \sigma_c (1-\nu k) + \kappa_s \textcircled{2} (1-d'/d) \}] d^2 \dots (44)$$

また、

$$M_s = [(b-b_0) \sigma_s \{ \mu' \phi \gamma (1-\phi/2) + \kappa \textcircled{2} (1-d'/d) \} + b_0 \{ \mu k \sigma_c (1-\nu k) + \kappa_s \textcircled{2} (1-d'/d) \}] d^2 \dots (45)$$

いま M_o 式について前述のごとく鉄筋の実応力修正係数を求めることにする。すなわち

$$\eta' = \{ B \pm (B^2 - 4AC)^{1/2} \} / 2A \dots \dots \dots (46)$$

ここに、

$$A = (b_0 \nu_u / \mu_u) \{ \sigma_{sy} (p - \kappa_u p') \}^2$$

$$B = \{ (b-b_0) \kappa_u \textcircled{2} (1-d'/d) + b_0 (p - \kappa_u p') + b_0 \kappa_u \textcircled{2} (1-d'/d) \} \sigma_{sy}$$

$$C = \{ M_o / d^2 - (b-b_0) \mu' \phi (1-\phi/2) \sigma_{cy} \}$$

(44)、(45) 式に (46) の η' を加味して極限応力度の場合とすると、この場合の塑性式となる。

すなわち、

$$d_u = (1/K_{cy})^{1/2} M^{1/2} \dots \dots \dots (47)$$

ここに、

$$K_{cy} = \{ \mu' \phi (1-\phi/2) \sigma_{cy} + \kappa_u \eta' \sigma_{sy} \textcircled{2} (1-d'/d) \} (b-b_0) + \{ \mu_u \sigma_{cy} k_u (1-\nu_u k_u) + \kappa_u \eta' \sigma_{sy} \textcircled{2} (1-d'/d) \} b_0$$

また M_s 式についても同様にして求められる。以上の式中、 $\textcircled{2} = (b-b_0)$ 部分の圧縮鉄筋比、 $\textcircled{2} = b_0$ 部分の圧縮鉄筋比、 $\mu_u = 0.834$ 、 $\nu_u = 0.454$ 、 $\eta_u = 0.65$ 、一般に $\eta' = \eta$ となるから $k_u = \tau \tau_y (p - \kappa_u p') / \mu_u$ 、 $\tau_y = \sigma_{sy} / \sigma_{cy}$ 、 μ' は (46)' の η' を用いて前述の場合と同様にして求めればよい。

(ii) 許容設計の場合：許容設計の場合は前述と同意味で整理した式を求めると、 M_o による場合は

$$d_a = (1/K_o)^{1/2} M^{1/2} \dots \dots \dots (48)$$

ここに、

$$K_o = \{ \mu' \phi (1-\phi/2) \sigma_c + \kappa_a \sigma_s \textcircled{2} (1-d'/d) \} (b-b_0) + \{ \mu_a \sigma_c k_a (1-\nu_a k_a) + \kappa_a \sigma_s \textcircled{2} (1-d'/d) \} b_0$$

また M_s による場合も同様にして容易に求められる。以上の式中、 $k_a = \tau (p - \kappa_a p') / \mu_a$ 、 $\tau = \sigma_s / \sigma_c$ 、 $\mu_a = 0.600$ 、 $\nu_a = 0.375$ 、 $\kappa_a = 0.85$ 、 $\textcircled{2}$ 、 $\textcircled{2}$ は前述と同じ、 μ' は (42)、(43) 式の場合と同様にして求めればよい。

結 言 鉄筋コンクリート梁についての考察を要約すれば次のごとくになる。

1. 鉄筋コンクリート梁の圧縮側コンクリートの応力分布は、仮定塑性領域においては圧縮側全域をほぼ 5 次放物線形状とすれば実験結果とよく一致する。許容応力位置付近においてはほぼ 1.5 次放物線応力分布と考えら

れる。

2. 単鉄筋コンクリート梁の場合

(1) 矩形梁の場合 塑性破壊における計算には近似式として (9) 及び (10) 式を用いられる。平衡鉄筋比はほぼ基準として (12) 式を用いてよいと考えられる。単鉄筋コンクリート矩形梁の破壊機構がモールの応力円を引用して、剪断応力度により説明できる。この場合の許容設計は (16), (16') 式で計算できる。

(2) T 形梁の場合 単鉄筋コンクリート T 形梁の腹部コンクリート面積無視の関係を吟味し、塑性破壊は無視か否かにより (22), (23) 式により、これに対する許容設計は (24), (25) 式によればよい。

3 複鉄筋コンクリートの場合

(1) 矩形梁の場合 塑性破壊の計算は (32), (33) 式、それに対する許容設計は (34), (35) 式によればよい。

(2) T 形梁の場合 塑性破壊の計算は腹部コンクリート面積無視か否かにより、(37'), (39) 式あるいは (47) 式により、それに対する許容設計計算は (42), (43) 式あるいは (48) 式によればよい。

以上塑性破壊を実験要素に対する技術的許容範囲の%内で計算できるとともに、許容設計にあたっては一般公式よりも安全率ほぼ一定で、力学的安定と経済的設計ができるものと考えられる。

終りに御高聞を賜わり、特に II, 1, (6) に対し御教導を頂いた京都大学村山朔郎先生に厚く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 吉田宏彦：高等建築学，1938
- 2) 吉田徳次郎：鉄筋コンクリート設計法，1950
- 3) V.P. Jensen：“Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beams as Related to the Plasticity Ratio of Concrete”，Eng. Ex. Station Bull. Univ. of Illinois, 1943
- 4) 小野竹之助：“鉄筋コンクリート部材の設計に関する標準公式の合理的な使用法について”，セメント技術年報，1949
- 5) 山田順治：“塑性理論を応用したる鉄筋コンクリート部材の破壊理論”，土木学会論文集 第4号，1949
- 6) S.D. Lash：“The Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beams”，A.C.I. 1950
- 7) 山田順治：“鉄筋コンクリートはりの破壊試験”，セメント技術年報，1951
- 8) 吉田彌七：“鉄筋コンクリートはり設計法の根本概念について”，セメント技術年報，1952
- 9) 神山 一：“鉄筋コンクリートはりの曲げ降伏特性”，土木学会誌 第36巻12号，1951
- 10) 青木・神山：“単鉄筋矩形はりの降伏について”，セメント技術年報，1951
- 11) ティモシェンコ（北畠訳）：材料力学下巻，1952
- 12) 梅村 魁：“コンクリート強度低下と鋼筋コンクリート”，セメント技術年報，1949
- 13) S.D. Lash：“Ultimate Strength and Cracking Resistance of Lightly Reinforced Beams” A.C.I., 1953
- 14) E. Hognestad：“Yield-Line Theory for Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs”，1953
(昭.28.5.21)