

終局状態における曲げ圧縮部コンクリートの応力分布と変形の推移について

京都大学工学部 ○森田 司 郎

岡本建築事務所 足立 直行

1. 研究目的

鉄筋コンクリート部材の曲げ終局耐力と変形を求める問題は多くの研究者によって取り扱われ、一応の解決がついたとされている。ところが、解決済みとされているのは最大耐力までの挙動であってそれ以後の耐力と変形の推移については余り追及されていないのが現状である。コンクリートの曲げ圧縮終局ひずみと云う量が定義され、それ以上のひずみに縁ひずみが達していれば破壊と決めている。実際には終局ひずみを越えても耐力がほとんど低下しない場合がある。この領域の挙動には圧縮鉄筋量が大きな影響を持っているが、最近広く応用されている人工軽量骨材を用いたコンクリートでは、普通コンクリートと比較してこの領域での性質に特色があるようである。この研究は縁ひずみが従来終局ひずみとされている値を大きく越えた領域まで曲げ圧縮部コンクリートの応力分布の推移を追及したものであり、普通コンクリートと軽量コンクリートの差異、圧縮強度の影響などを明確にしている。さらにコンクリートについて求めた結果を RC はりに適用し、はりとしてのこの領域での挙動を論じている。

2. 研究方法

曲げ圧縮部のコンクリート応力はその位置でのひずみだけの関数とすれば、問題はコンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線と最大荷重以後の領域まで求めることと同じになる。一般にコンクリートの σ - ϵ 曲線の全容は図-1の $OABCDE$ のような経過をとどることが知られている。通常の試験法でこのような曲線を得ることは困難で、試験機固有の剛性が、曲線の接線の勾配と一致する C 点でコンクリートは急激に形状を保てなくなり、破壊と解釈されている。最近の内外での研究では装置に特別の工夫をすることにより、より大きなひずみ領域まで追跡可能になり、いわゆる *complete σ - ϵ curve* について資料を呈供している。

しかし、応力減退域での性質は図-1に示すような曲線と不安定にする要因を考えている。図-1の D 点でひずみを減少させると DF の経過をとどる。いま、 D 点に應じるひずみを ϵ_0 まで供試体が均一に

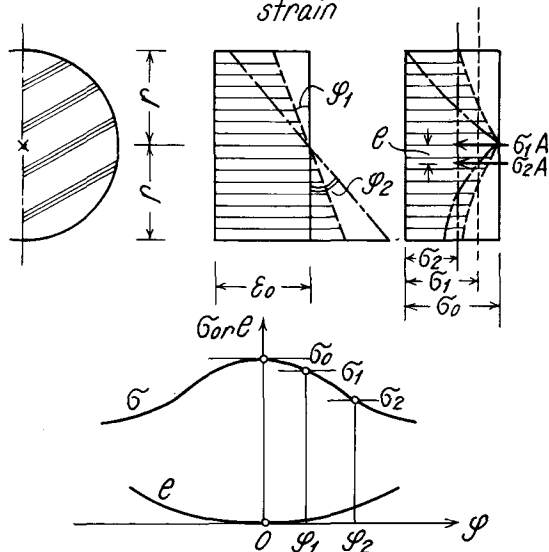
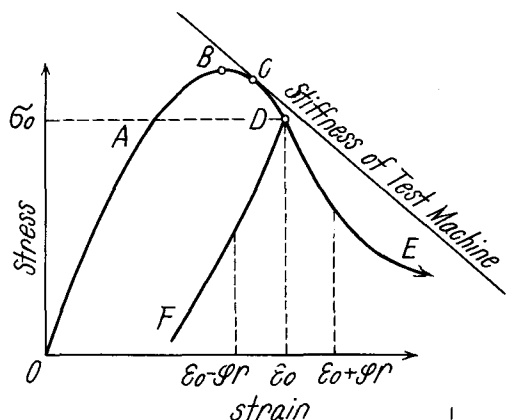


図-1 最大荷重以後の σ - ϵ 曲線の特性

変形した後、変形に回転が付加される場合を想定すると、断面内のひずみ分布と応力分布は図-1中段に示すように変化し、回転角 φ に応じて平均応力と合力の作用点は図-1下段のように変化する。すなわち、最大応力以前と異なって、回転にともなう偏心と余りがないで平均応力が減少する。したがって一様ひずみが生じる状態は不安定であると云える。したがって応力減退域まで $\delta-\delta$ 曲線と得たとしてもそれが真の曲線と表わしているとは限らない。

このような配慮から、本研究では曲げ圧縮による方法と採用する。すなわち、図-2に示すように一方の縁でひずみが零となるように荷重 P_1, P_2 をコントロールして、断面内に三角形のひずみ分布を与え、それに応じる内部応力の分布とその合力の大きさと、作用位置によって表現しようとするもので、Hognestad²⁾ Risch³⁾などによって採用されている。この方法によると変形が確定していることの他に、

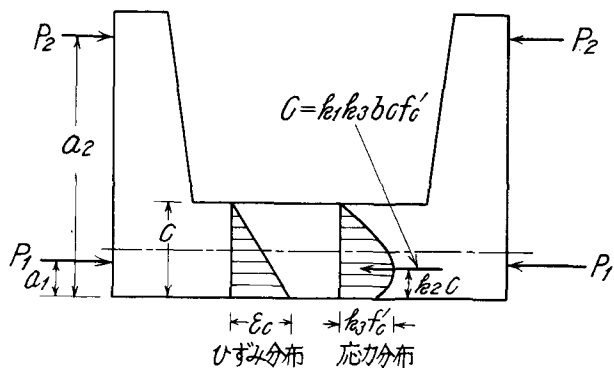


図-2 曲げ圧縮試験

縁ひずみ ε_c の増加に伴う合力の増加(または減少) $d(P_1P_2)/d\varepsilon_c$ 、およびモーメントの増減 $d(P_1a_1+P_2a_2)/d\varepsilon_c$ が小さくなり、圧縮試験において試験機の剛性が大きくなったのと同じ効果を持つと云う利点がある。図-2中の諸係数はHognestad氏が用いたものと同義で、次のように定義される。

$$k_1k_2 = \frac{G}{bcb'c'} = \frac{P_1+P_2}{bcb'c'} \quad \text{----- (1)}$$

$$k_2 = \frac{P_1a_1+P_2a_2}{(P_1+P_2)C} \quad \text{----- (2)}$$

3. 実験計画

a) 実験装置 実験に用いた装置を図-3に示す。 P_1 に相当する荷重は200 ton アムスラー型長柱試験機で、 P_2 は10 ton 手動ジャッキで載荷した。縁ひずみの測定は $G.L=120mm$ のワイヤーゲージと検長300mmとしたダイヤルゲージによった。ダイヤルゲージによるものはワイヤーゲージが測定不能となる $\varepsilon_c \geq 2\%$ の領域に備えたもので、小さい ε_c の値のときも両者の値は比較的よく一致している。厳密には曲げ撓みによって a_1, a_2 の値も変化するため、その変化を測定しているが、実際上無視しても実験結果にほとんど影響を与えない。

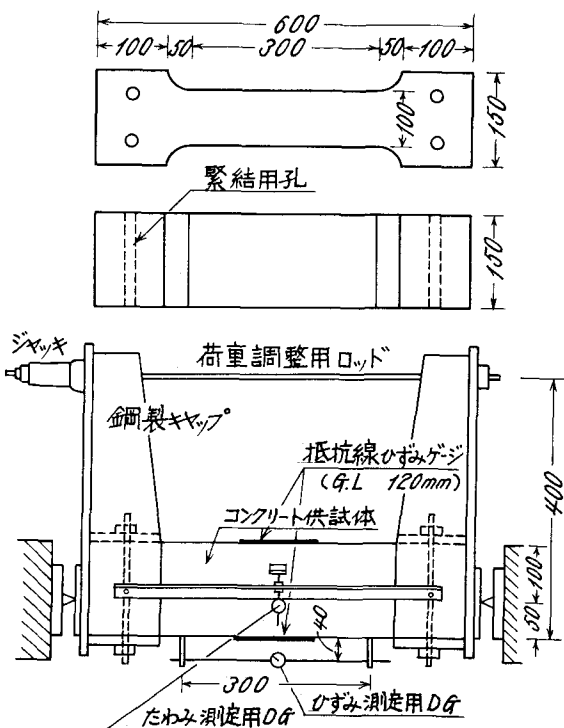


図-3 曲げ圧縮試験装置および供試体

b) 骨材 骨材として川砂、川砂利、造粒型人

エ軽量細粗骨材、非造粒型人工軽量細粗骨材を用いた。その品質を表-1に示す。

c) セメント 普通ポルト

表-1 各種骨材の品質

ランドセメントで圧縮強度は3日、7日、28日でそれぞれ145, 245, 411 kg/cm²であった。

d) コンクリートの配合および品質 コンクリートの配合および試験日次令において

記号	NS	NG I	NG II	LS	LG	MS	MG
骨材	川砂 (野洲川産)	川砂利 (安曇川産)	川砂利 (安曇川産)	造粒型人工軽骨 (ライクナイト)	非造粒型人工軽骨 (メサライト)		
最大粒径 mm	5	15	15	5	15	5	10
F.M.	2.52	6.25	6.71	2.80	6.32	2.67	5.57
比重	2.60	2.64	2.63	2.02	1.41		
吸水率 % wt	1.50	1.00	1.00	4.17	3.00		

φ10×20cm シリンダーで求めた力学的性質を表-2に示す。

表-2 コンクリートの配合および品質

コンクリート種別	グループ	供試体 個数	細骨材	粗骨材	w/c %	配合 kg/m ³				スランプ	日次令	圧縮強度 f _c ' kg/cm ²	引張強度 kg/cm ²	弾性係数* ×10 ³ kg/cm ²	最大応力時の ひずみ ε _B %
						W	C	S	G						
普通コンクリート (Nコンクリート)	I	5	NS	NG I	70	212	303	885	928	16.8	42	259	29.3	3.00	1.55
	II	4		NG II	50	201	402	789	970	15.6	63	398	39.8	3.25	1.77
	III	5		NG II	35	178	508	725	1008	3.3	63	529	38.2	—	—
軽量コンクリート (造粒型骨材) (Lコンクリート)	IV	6	LS	LG	60	193	321	646	422	19.3	42	216	22.0	—	—
	V	5			50	176	353	578	478	—	39	294	26.5	1.85	2.05
	VI	4			50	176	353	578	478	14.9	42	296	—	1.61	2.50
	VII	5			40	160	400	581	529	3.3	40	392	28.2	2.02	2.15
	VIII	5			37	153	416	435	600	0	42	455	26.3	2.38	2.12
軽量コンクリート (非造粒型骨材) (Mコンクリート)	IX	6	MS	MG	57	197	346	556	421	24.5	28	323	22.9	1.47	2.88
	X	5			50	176	353	574	476	19.6	28	346	29.6	1.54	2.74
	XI	6			40	168	420	437	578	17.6	28	396	—	1.60	2.74

* initial tangent Modulus を示す。

4. 実験結果と考察

4.1 実験結果 各グループについて4~6個の供試体で実験を行いその結果を図-4のようにε_cの関数として表示する。同じグループについての平均曲線を求める。この結果とグループIについて示したのが図-4であり、 k_1/k_0 のばらつきが示してある。また、φ10×20cm シリンダーで求めた圧縮試験時のσ-ε曲線も示されている。図-4によって圧縮試験より遙かに大きいひずみ領域までの実験結果が得られること、

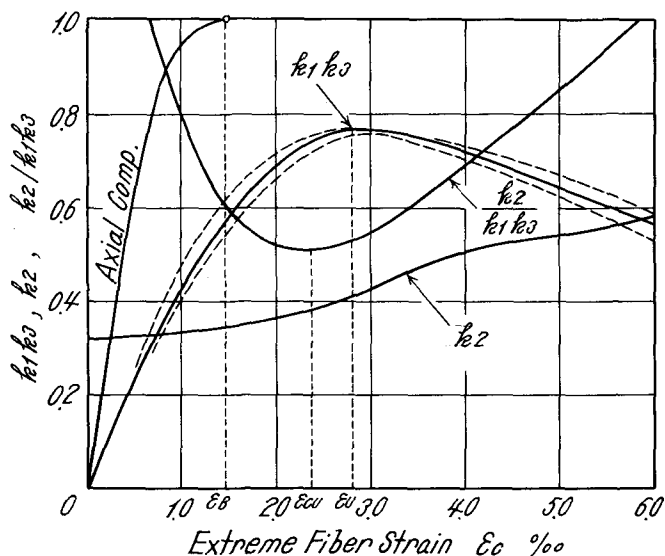


図-4 グループIの実験結果

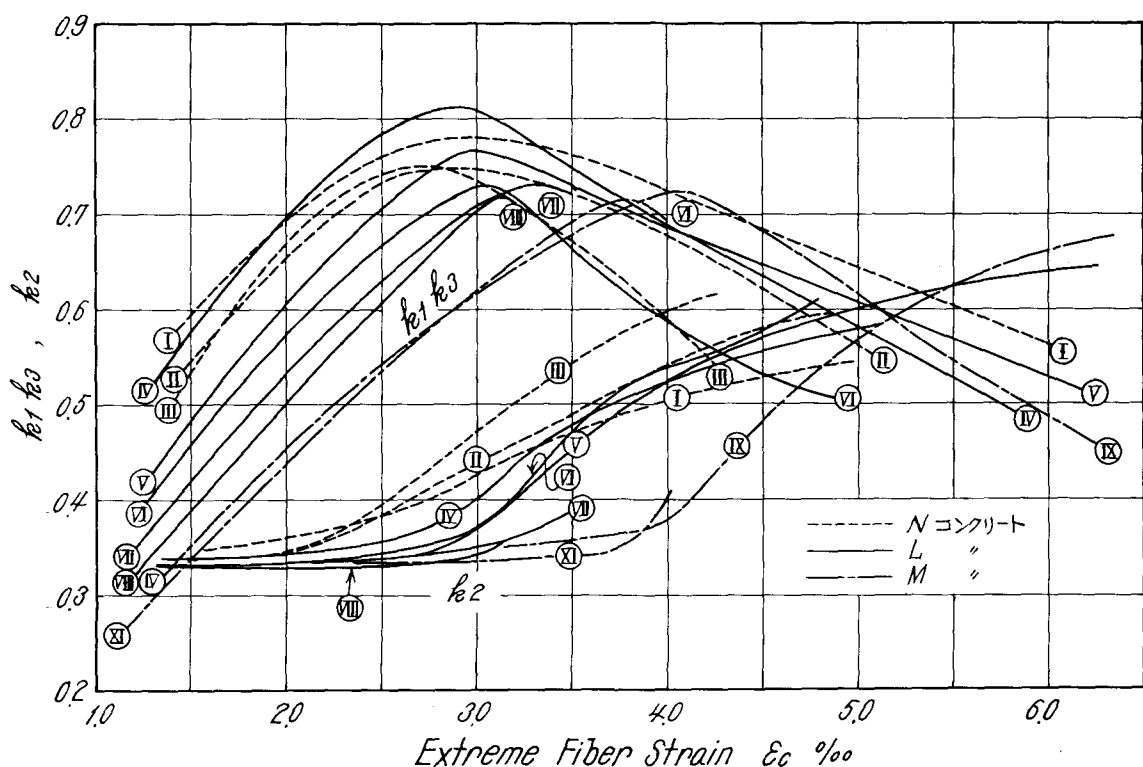


図-5 各グループの $k_1/k_2 - \epsilon_c$, $k_2 = \epsilon_c$ 曲線

k_1/k_2 の最大値を与えるひずみ ϵ_{cu} は圧縮試験時の最大応力時のひずみ ϵ_B の約2倍まで増大すること、 k_2/k_1k_3 の最小値の時のひずみ ϵ_{cu} は ϵ_B と一致しないで ϵ_B よりやや小さくなることがわかる。図-5は各グループについて k_1/k_2 および k_2 の平均曲線を示したものである。強度が大きい程、また普通コンクリートより軽量コンクリートの方が、測定し得る領域が狭くなることが判る。

4.2 関数法との比較

梅村博士の関数法は最大荷重以後について $\delta - \delta$ 曲線を量的に与えている唯一のものである。⁴⁾ この $\delta - \delta$ 曲線は f'_c と ϵ_B を与えれば決まり、形状は強度に無関係であるのが特色である。I, II の f'_c ϵ_B を与えて k_1/k_2 , k_2 を求め、実験結果と比較したのが図-5*である。高強度のコンクリートでは実験結果と可成り相異なるものの、 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ 以下の場合には良い近似を示し、RC部材の変形と耐力関係と求めると云う目的のためには支障のない優れた方法と云える。

4.3 最大耐力時の k_1/k_2 , k_2 および ϵ_{cu}
個々の供試体についての実験結果と f'_c の関係を示したのが図-7である。図中には Hogestad が普通コンクリートにつ

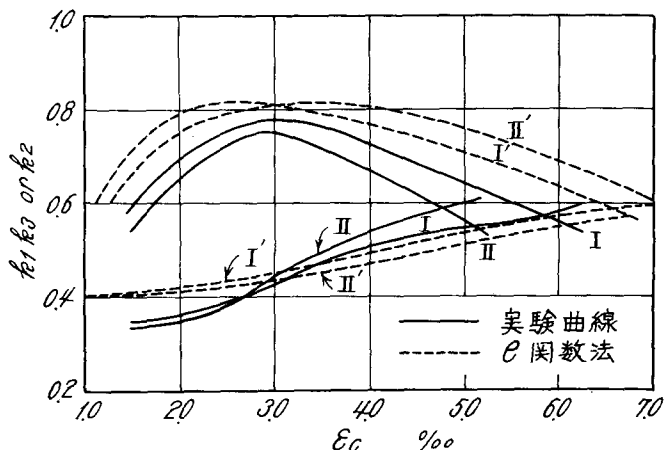


図-5* 関数法と実験結果の比較

いて求めた関係²⁾、 ϵ 関数法の手える値と示してある。 k_1k_3 の f'_c 依存性がHognestad曲線が示すほど顕著でないことを除いては、普通コンクリートについての実験結果はHognestadの結果と良く一致している。軽量コンクリートと普通コンクリートを比較すると、 k_1k_3 は軽量の方がやや少ないが大差はなく、 k_2 は軽量の方が著るしく小さい値を示す。 ϵ_u は軽量のうちMコンクリートの場合が著るしく増大するのが特徴的である。図-6の結果から実用的には 300 kg/cm^2 と境に表-3の値を採用することを提案したい。

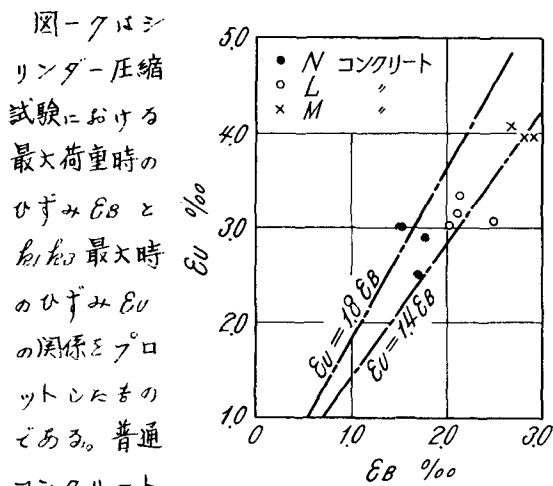


図-7 ϵ_B と ϵ_u の関係
軽量コンクリートの場合の方が ϵ_u/ϵ_B が小さくなり、同一種別のコンクリートでは圧縮強度が大きくなるほど ϵ_u/ϵ_B が小さくなる。RCで常用する範囲の品質では、次の値の程度と考えるとよいだろう。

普通コンクリート $\epsilon_u/\epsilon_B = 1.8$

軽量コンクリート $\epsilon_u/\epsilon_B = 1.4$

々々 k_2/k_1k_3 および ϵ_{cu} について

単筋く形はりばTension failureする場合の曲げ耐力 M_u は次式で与えられる。

$$\frac{M_u}{bd^2 f'_c} = \rho \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} \rho \right) \quad \text{--- (3)}$$

したがって曲げ耐力の最大値は k_2/k_1k_3 が最小になるときに到達する。 k_2/k_1k_3 の値は多くの

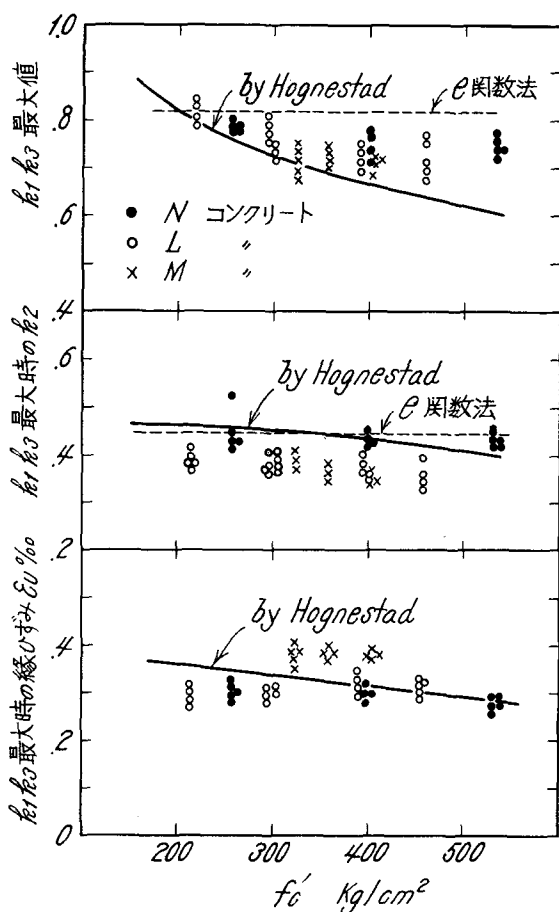


図-6 最大荷重時の k_1k_3 、 k_2 および ϵ_u

表-3 曲げ耐力計算用 k_1k_3 、 k_2 、 ϵ_u の実用値

コンクリート種別	係数	RC用 ($f'_c < 300 \text{ kg/cm}^2$)	PC用 ($f'_c > 300 \text{ kg/cm}^2$)
普通コンクリート	k_1k_3	0.80	0.75
	k_2	0.43	0.43
	ϵ_u	3.0 ‰	3.0 ‰
軽量コンクリート (造粒型骨材)	k_1k_3	0.80	0.72
	k_2	0.39	0.37
	ϵ_u	3.0 ‰	3.0 ‰
軽量コンクリート (非造粒型骨材)	k_1k_3	0.80	0.72
	k_2	0.39	0.37
	ϵ_u	3.9 ‰	3.9 ‰

研究者によって提案されている。その主なものは次の通りである。

$$\begin{aligned} \text{Whitney} &: k_2/k_1k_3 = 0.5/0.85 = 0.59 \\ \text{Hognestad} &: &= 0.55 \\ \text{梅村} &: &= 0.444/0.815 = 0.527 \\ \text{坂} &: &= 0.50/1.0 = 0.50 \end{aligned}$$

表-3によると本研究ではRC用普通コンクリートに対して $k_2/k_1k_3 = 0.48/0.80 = 0.54$ となる。これらの値は k_1k_3 の最大値のときの値であるが、図-4でわかるように k_2/k_1k_3 と ϵ_c の関係をプロットすると k_1k_3 の最大値を与えるひずみ ϵ_u より小さいひずみ ϵ_{cu} で k_2/k_1k_3 は最小値を与えている。すなわち ϵ_u と ϵ_{cu} は一致しない従来から慣用されて来た意味での終局ひずみとしては ϵ_u より ϵ_{cu} ととる方が合理的である。この点に関して Hognestad は誤った理解をしているようである。図-8は ϵ_{cu} と f'_c の関係を示したもので、普通コンクリートの場合には ϵ_{cu} は ϵ_u より小さくなり、その傾向は f'_c が大きいほど著しい。軽量コンクリートの場合は ϵ_{cu} と ϵ_u は大差がなく、 f'_c が大きいほど ϵ_{cu} は ϵ_u に近い値を示す。いずれにせよ、 ϵ_{cu} から ϵ_u にかけての範囲での k_2/k_1k_3 の値の変化はわずかであって、例えばRCはりの試験から終局ひずみを求めようとしても、ばらつきが大きくなり、明確な結果は得られないことが容易に想像される。

4.5 k_1k_3 減退域の性質

本研究の特色の一つは k_1k_3 の最大値以後の推移についての実験結果を得たことにある。この領域での性質はコンクリートの破壊の脆さと密接な関係がある。すなわち、 $k_1k_3 - \epsilon_c$ 曲線について考えると、コンクリート強度が大きくなるほど、また軽量コンクリートの方が普通コンクリートより勾配が急になる傾向があり、これが破壊時の脆さの感覚的な評価と一致する。そこでこれを量的に評価するため図-9のような尺度を考える。一つは k_1k_3 最大値の0.8倍まで低下するときのひずみ ϵ' であり、一つはその間の勾配 m である。

$$m = 0.2(k_1k_3)_{\max} / \epsilon' - \epsilon_u \quad \text{----- (4)}$$

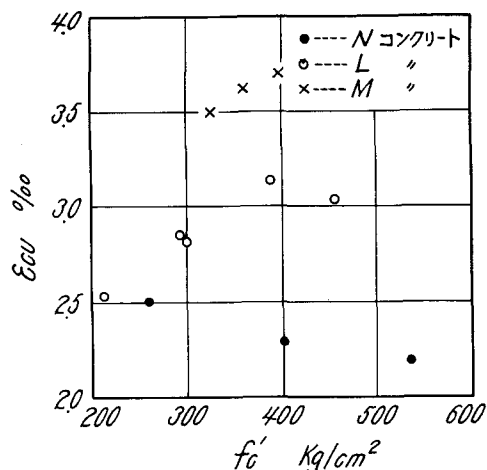


図-8 k_2/k_1k_3 最小時のひずみ ϵ_{cu} と f'_c の関係

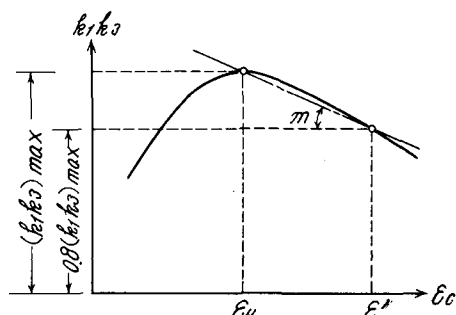


図-9 k_1k_3 減退域の特性の評価法

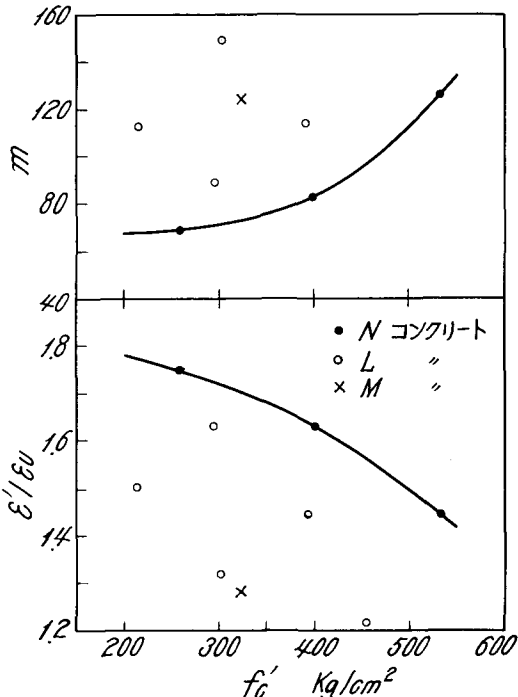


図-10 k_1k_3 減少域の特性

このようにして求めた $\varepsilon'/\varepsilon_u$ と m と f'_c に対してプロットしたのが図-10である。普通コンクリートでは f'_c の増大にともなって m は増大し、 $\varepsilon'/\varepsilon_u$ は減少して行くことが明確に示される。それに対して軽量コンクリートの場合は $\varepsilon'/\varepsilon_u$ または m と f'_c の関係は明確でないが、普通コンクリートに比して m は大きく、 $\varepsilon'/\varepsilon_u$ は小さくなる。軽量コンクリート、中でも M コンクリートの場合は高強度になると k_1, k_3 減退域の実験結果が得られずに k_1, k_3 最大値直後に急激に破壊する。これは m がこの装置では追いつく出来ない程度に大きいためと考えられ、もし測定出来ていれば図-10の範囲を越える大きな m の値を示すものと推定される。

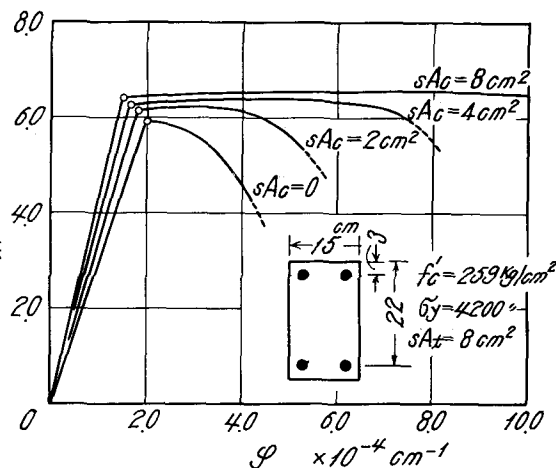


図-11 RCはりの $M-\phi$ 関係の計算例

このように m または $\varepsilon'/\varepsilon_u$ は脆さの尺度としての意味を持つことがわかる。

5. RCはりの終局時の変形

5.1 曲げ圧縮試験結果のはりへの応用

コンクリートの曲げ圧縮試験の結果を応用してRCはり断面の $M-\phi$ 曲線、特に終局状態における関係を求める。いま図-11中に示したような断面を想定する。普通コンクリート（グループIの結果と応用）と軽量コンクリート（グループVの結果と応用、ただし $f'_c = 259 \text{ kg/cm}^2$ とIに合わせる）について圧縮鉄筋量とその位置を変化させて、最大耐力前後の変形を計算する。結果の一例を図-11に示す。はりの最大耐力時の縁ひずみ、すなわち終局ひずみ ε_{cu} と普通コンクリートの場合について求めると表-4の結果を得る。表-4が示す

表-4 複筋はりの終局ひずみ ε_{cu} ‰

$sAc \text{ cm}^2$	0	2	4	8
$d_c = 3 \text{ cm}$	2.50	2.50	2.65	2.55
$d_c = 5 \text{ cm}$	2.50	2.45	2.50	2.60

ように圧縮筋の影響は殆んど見られず単筋はりと同じ縁ひずみで最大モーメントを与える。このような最大耐力点と実際のはりにおいて正確にとらえることは難しく、また重要なでない。むしろ曲げ耐力をどの程度の変形までほとんど低下せずに維持するかが重要であり、この観点から終局ひずみを定義する。すなわち最大耐力の95%と保持する最終のひずみ

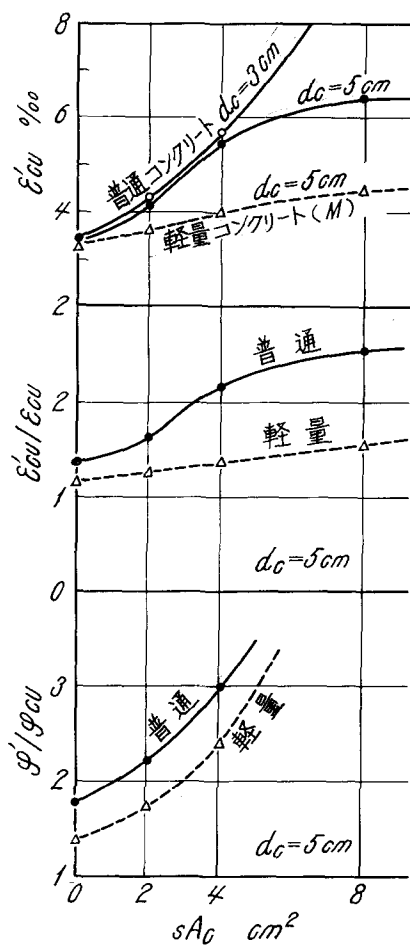


図-12 実効終局ひずみ ε'_{cu}

と実効終局ひずみ ϵ_{cu}' とする。圧縮鉄筋量 A_{sc} が ϵ_{cu}' に与える影響は顕著であり、圧縮鉄筋量が増加するほど耐力の減退が緩慢になり、Toughness を増すことが図-12 から判る。また、軽量コンクリートの場合は同じ条件の普通コンクリートにくらべて耐力減退が著るしくなり、脆い性質を示すのが大きな特色である。この性質に対処して、軽量コンクリートはりでは圧縮筋を増加させるような規定が望ましい。図-12 下段は95% 耐力時の曲率 ϕ と最大耐力時の曲率 ϕ_{cu} との比を示したものである。

5.2 RCはりの実験による検討

曲げ圧縮試験結果のはり成への適用性を確認するため、曲げ圧縮試験用コンクリート供試体と複筋く形はり

と同じコンクリートで同時に打設して、同時に載荷試験を行った。はり供試体と図-13に示す。コンクリートは普通コンクリートと軽量(M)コンクリートで、圧縮強度はそれぞれ 38.2 kg/cm^2 と 39.6 kg/cm^2 で、Mコンクリートの曲げ圧縮試験結果は次章でグループXIとして示したものである。

曲げ圧縮試験結果を用い

てはりの $M-\phi$ 曲線を求め、実験結果と比較すると、いずれの場合も、全く正確に一致した。特に実験で求めた圧縮鉄筋応力と変形の関係についても計算値と一致したことは注目される。結果の一例を示したのが図-14である。図-15でわかるようにXIコンクリートは $\epsilon_c = 4\%$ で急激に破壊しているため、はりへの応用に際しても、 $\epsilon_c = 4\%$ に達した瞬間に圧縮鉄筋より上の部分のコンクリートが耐力を失うとして計算してある。この仮定がはりの実験結果と極めて良く一致することを図-14が示している。

6. 結論(省略)

(参考文献) 1) 例えば G. Brook (Engineering, 1962 May) 中野西雄(日本建築学会学術講演梗概集 昭和44年 p. 329, p. 1233)

2) E. Hognestad, "Concrete Stress Distribution in U.S.D." J. of A.C.I. 1955 Dec.

3) H. Rüschi, "Versuch zur Festigkeit der Biegedruckzone" Deutscher Ausschuss für St. H. 120

4) 梅村 魁 "鋼筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度" 日本建築学会論文報告集 第42号 昭和26年2月

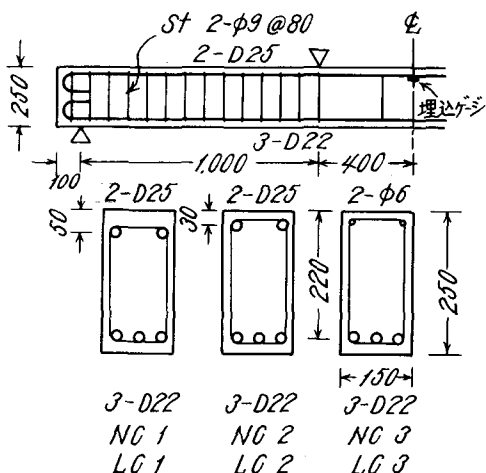


図-13 RCはり供試体

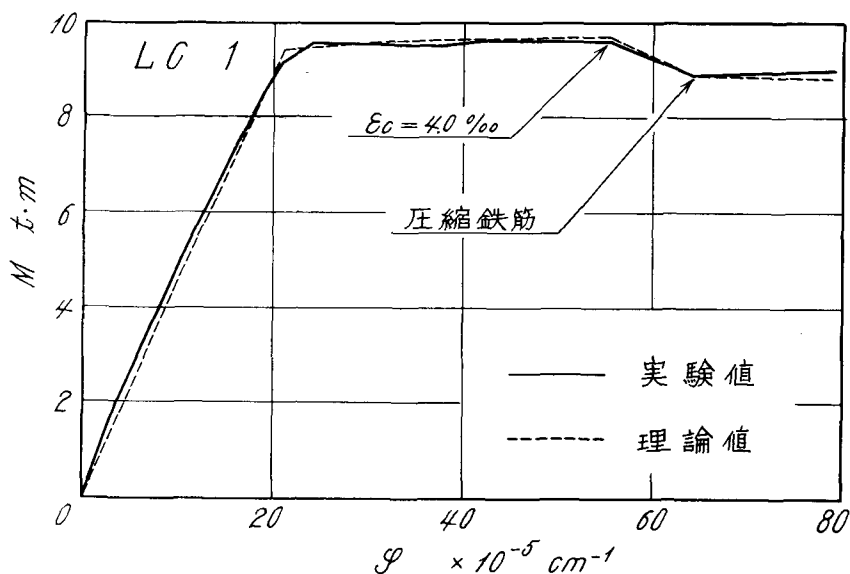


図-14 複筋はりの実験結果と計算値の比較(Mコンクリートはり: LG 1)