

コンクリートの臨界応力度について

鮎 田 耕 一
角 田 与 史 雄
横 道 英 雄

(昭和 45 年 5 月 7 日受理)

On the Critical Stresses of Concrete

by Koichi AYUTA, Yoshio KAKUTA
and Hideo YOKOMICHI

Abstract

It is well known that under long-time sustained or repeated loads the strength of concrete is about 10 to 35 per cent less than that obtained by a common short-time test. Recently several investigations have pointed out that the long-time strength of concrete can be considered to be closely related to the critical stresses of concrete in deformation and micro-cracking behavior in a short-time test. Such an approach is very simple and practical in comparison with direct creep failure or fatigue tests.

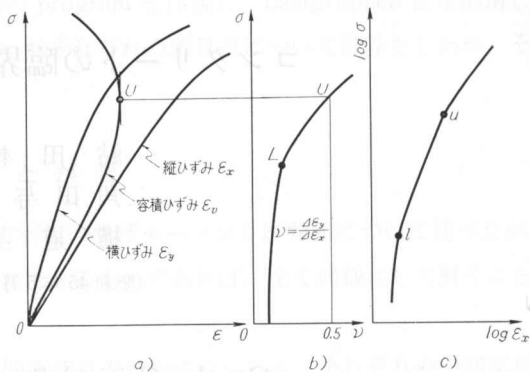
In this paper the critical points in deformation (in volumetric strain-, Poisson's ratio-, log stress-log strain diagrams and length of micro-crack) obtained by a common short-time test on concrete and those in creep strain and micro-cracking behavior of concrete observed by a short-time creep test are discussed in connection with the long-time strength of concrete.

1. ま え が き

コンクリートの圧縮強度は標準の試験方法で定めるのが普通である。しかし持続荷重下でいわゆるクリープ破壊するときの強度が、普通の短時間試験で定めた強度の 70~90% に減少することは早くから報告されている¹⁾。また繰り返し荷重をうけた場合の強度、たとえば 200 万回疲労強度は 65% ぐらいである²⁾。このような真の強度を求めるのに実際にクリープ試験および疲労試験を行なうのは長時間を要するので実用的ではない。これに対し普通の短時間試験でえられるコンクリートの変形性状から臨界応力度を求め、これと真の強度との関連を求めるという研究が行なわれている^{1), 3)~5)}。

圧縮試験においてえられる応力-ひずみ曲線は、1 図 a) に図解的に示すように、縦ひずみ ϵ_x および横ひずみ ϵ_y はいずれも最初は直線に近い線で上昇するが、圧縮応力 σ の増加とともにまず、 ϵ_y がしだいにその増加率を早め、ついには急激な変化を見せ、これに対して ϵ_x の増加

率の早まるのは、 ϵ_y よりおくれる。このことは、容積ひずみ ϵ_v の変化状況を見ればよくわかる。すなわち $\sigma-\epsilon_v$ 線は、初めは直線的に上昇するが、まもなく ϵ_v の増加率は減少を見せはじめ、 $\Delta\epsilon_y$ が $\Delta\epsilon_x$ の 1/2 に達するとき、 $\Delta\epsilon_v$ は 0 となる。この点 U は、1つの臨界点であって、これを越すと ϵ_v 線は逆方向となり、圧縮による容積縮少より横方向の膨脹する割合が大きくなる。この U 点は明らかにコンクリートの内部組織の



1 図 コンクリート変形における種々の臨界点

ゆるみを示すものであると Brandtzaeg³⁾ は指摘しており、また Rüschi⁴⁾ はこの点の応力がクリープ破壊応力にほぼ等しいことを指摘している、1つの臨界応力とみなすことができる。Béres⁵⁾ は、さらに段階的に荷重をかけ各荷重段階ごとの横ひずみの増分 $\Delta\epsilon_y$ と縦ひずみの増分 $\Delta\epsilon_x$ の比 $\Delta\epsilon_y/\Delta\epsilon_x$ (以下これを便宜上ポアソン比と呼び ν で表わす) の変化状況に注目し 1 図 b) のように、 $\sigma-\nu$ 線の急変点が前述の U 点より下方に存在することから、これはコンクリートの組織のゆるみの始まる点で下臨界点というべきであるとした。また Desayi ら¹⁾ は 1 図 c) のように両対数目盛による $\sigma-\epsilon_x$ 線が 3 本の直線からなり、その上方の折点 u に対応する強度がクリープ破壊強度に近似し、下方の折点 l は従来の研究における内部ひびわれの現われる初めの点に近いことから、この 2 つを上および下の臨界点として用いるのが実用的であると提案している。

Hsu ら⁶⁾ はコンクリート供試体を載荷方向に直角に切断して内部ひびわれを観察し、そのひびわれの発生状況から臨界応力を推定しており、また Shank⁷⁾ は持続荷重が、ある値以上になると急にクリープ常数が増加するので、これから長時間クリープ破壊強度を推定しようと発表した。

本研究は静的圧縮試験における上述の 4 つの臨界点について比較研究を行ない、さらに短時間クリープ試験およびコンクリートの内部ひびわれの発生状況を調べて、これらの臨界点の意義を考察し、さらに A/C、W/C、材齢などの変化が臨界応力度におよぼす影響を調べるのを目的としたものである。

2. 材料、供試体および実験方法

コンクリートの配合は 1 表のようである。材料は配合 A～C については日本セメント K.K. の早強ポルトランドセメント比重 3.15、比表面積 4,120 cm²/g、および骨材は錦岡海岸産砂比重 2.71、粗粒率 2.71、吸水率 0.79% と静内川産砂利 5～25 mm、比重 2.77、粗粒率 6.91、吸水率 0.98% を使用、配合 D については日本セメント K.K. の早強ポルトランドセメント比重 3.17、

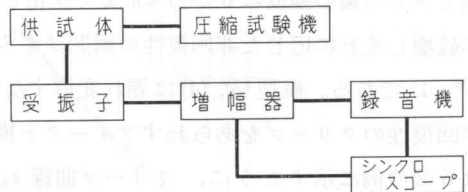
1表 コンクリート配合 (重量)

種 別	セメント	水	砂	砂利	A/C	単位セメント量 (kg/m ³)
A	1	0.5	3	3.6	6.6	310
B ₁	1	0.5	0	0	0	1224
B ₂			3	0	3	520
B ₃			3	1	4	438
B ₄			3	1.5	4.5	406
B ₅			3	2	5	378
B ₆			3	3	6	332
C ₁	1	0.4	3	3.6	3.6	320
C ₂		0.5				310
C ₃		0.6				301
C ₄		0.65				296
C ₅		0.7				292
D	1	0.5	2.8	3.3	6.1	320

またコンクリート内部組織の変化を推定するために、内部ひびわれの発生時の弾性波を信号音として鋭敏なマイクロホンでとらえ、これをソニーテープレコーダー 777 型に録音し、かつ松下電器製シンクロスコープ VH プログライン型 502 A により観察した。そのブロックダイアグラムは、2 図のとおりである。さらにコンクリートの内部ひびわれを直接観察するために、試験前日に丸東製コンクリートカッターによって載荷方向に平行に中心から約 3 cm の位置で切断し、その切断面を平滑に仕上げてペースト、モルタルおよび骨材の位置関係を露出させておいた供試体を破壊にいたるまで一定応力ごとに拡大鏡 (×20) によって観察し、ひびわれ長を測定した。

比表面積 3,950 cm²/g, および骨材は、常呂川産砂比重 2.65, 粗粒率 2.73, 吸水率 1.70% と常呂川産砂利 5~25 mm, 比重 2.57, 粗粒率 6.88, 吸水率 2.52% を使用した。供試体は、φ10×20 cm のシリンダーで製作 1 日後に脱型し、20±0.5°C の水中養生をし試験日に水そうから取りだした。試験時の材齢は 7 日を標準としたが、材齢の影響を調べるものについては、3, 7, 28 および 91 日の 4 種類とした。

コンクリートのひずみは供試体の表面に、縦、横のワイヤーストレインゲージを対称位置に計 4 枚はって測定した。圧縮試験には島津製万能試験機容量 50 t を使用した。



2図 ひびわれ弾性波測定ブロックダイアグラム

3. 実験結果と考察

まず実験 1 として配合 A のコンクリート供試体 6 個について行なった圧縮試験の結果、容積ひずみおよびポアソン比における臨界点 U および L は 3 図 b) および c) にその代表例を示すように、 σ , ε_x , ε_y , ε_z , ν の関係図から求めた。同図 a) は試験中にとらえた内部ひびわれ信号音数を各応力段階ごとにプロットしたものである。試験初期にひびわれ本数の多いのはキャッピングの局部破壊によるものと推定されるが、比応力度が約 0.6 となるころから増加を見せ、0.85 ぐらいから急激に増加している。これはいずれも臨界点 L および U にほぼ一致してい

2表 各種臨界応力度の試験結果

番 号	圧縮強度 σ_B (kg/cm ²)	臨 界 応 力 度 (kg/cm ²)			
		σ_U (σ_U/σ_B)	σ_L (σ_L/σ_B)	σ_u (σ_u/σ_B)	σ_l (σ_l/σ_B)
A ₁	301.9	238.9 (0.79)	162.5 (0.54)	230.0 (0.76)	115.0 (0.38)
A ₂	322.3	273.9 (0.82)	212.5 (0.66)	245.0 (0.76)	80.0 (0.25)
A ₃	317.2	283.5 (0.89)	200.0 (0.63)	245.0 (0.77)	105.0 (0.33)
A ₄	295.6	245.2 (0.83)	185.0 (0.63)	220.0 (0.74)	100.0 (0.34)
A ₅	308.3	267.5 (0.87)	200.0 (0.65)	235.0 (0.76)	100.0 (0.32)
A ₆	305.1	254.8 (0.84)	175.0 (0.57)	205.0 (0.67)	105.0 (0.34)
平 均	308.4	260.6 (0.85)	189.0 (0.61)	230.0 (0.75)	101.0 (0.33)

る。これに対し、両対数グラフにおける同じ供試体の縦ひずみ ε_x の臨界点 u および l は4図のようで、それぞれ U および L より下位にある。

2表は試験結果をまとめたもので、これによれば、容積ひずみおよびポアソン比から求めた臨界応力度の平均値は $\sigma_U=0.85 \sigma_B$ 、および $\sigma_L=0.61 \sigma_B$ 、両対数目盛による縦ひずみから求めた臨界応力度の平均値は、 $\sigma_u=0.75 \sigma_B$ 、および $\sigma_l=0.33 \sigma_B$ であって、 $\sigma_U>\sigma_u>\sigma_L>\sigma_l$ の関係にあることがわかる。

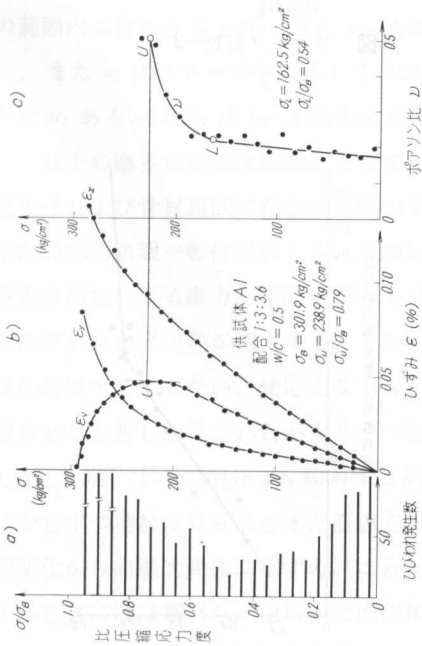
つぎに実験2として同じ配合のコンクリート供試体について行なった短時間クリープ試験では、5図に示すようなレオロジー模型を用いて解析した。模型(1)、(2)は瞬間変形に対するもので、まず模型(1)はいわゆるフック模型で $\varepsilon_t=\sigma/E_t$ が成立する。弾性係数 E_t は瞬間変形のバネ常数で動弾性係数 E_D に等しいものと考えられる。模型(2)は筆者ら⁸⁾が考案したクシ型模型でクシの歯の強度は0から σ_B まで変化しており、第1回の载荷によりその応力 σ までの歯が破壊しそれに応じた非回復性の瞬間ひずみ ε_{ip} が生ずる。そのレオロジー方程式は、 $\varepsilon_{ip}=\alpha(e^{\beta\sigma}-1)$ である。模型(3)、(4)は遅れ変形すなわちクリープ成分に対するものであり各々回復性、非回復性のクリープをあらわすフォークト模型である。これらのクリープ常数 E_e, η_e, E_p, η_p は6図の例に示すように、クリープ曲線 $\varepsilon_K(t)$ およびクリープ戻り曲線 $\varepsilon_{K,re}(t')$ からつぎの式により求められる。

$$\varepsilon_K(t)=\varepsilon_{K,e}+\varepsilon_{K,p}=\frac{\sigma_{SVS}}{E_e}(1-e^{-(E_e/\eta_e)t})+\frac{\sigma_{SVS}}{E_p}(1-e^{-(E_p/\eta_p)t}) \tag{1}$$

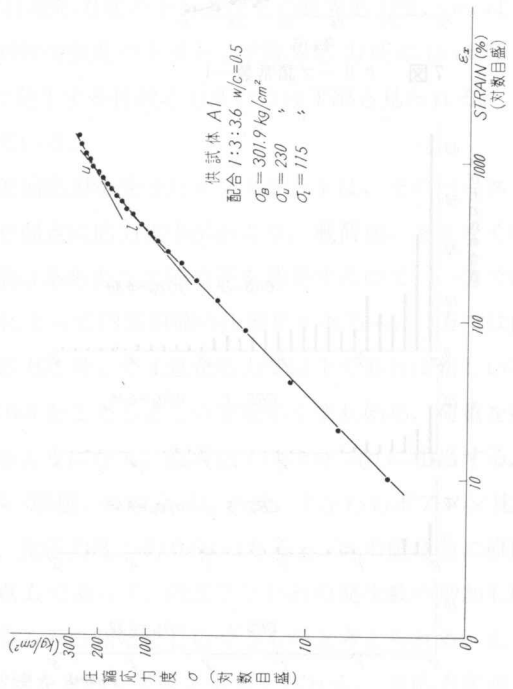
$$\varepsilon_{K,re}(t')=\varepsilon_{K,e}(t_0)e^{-(E_e/\eta_e)t'}+\varepsilon_{K,p}(t_0) \tag{2}$$

ただし、 σ_{SVS} は持続応力度、 t_0 は除荷時の時間、 t' は除荷後の時間である。

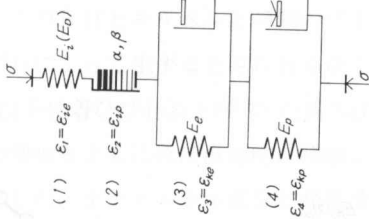
配合Aの4バッチのコンクリートにつき各バッチごとに比持続応力度 σ_{SVS}/σ_B を異にする9~14種類、計46個の供試体について試験した結果は7図のようで、クリープ諸定数 E_e, η_e, E_p, η_p はいずれも σ_{SVS}/σ_B の値の増加とともにほぼ直線的に減少している。さらに E_e/η_e および E_p/η_p の値について調べてみると8図のようで、後者すなわち非回復性クリープの E_p/η_p は明らかに $\sigma_{SVS}/\sigma_B=0.7\sim0.8$ で直線変化から曲線変化へ転じていて、このときの応力は臨界応力



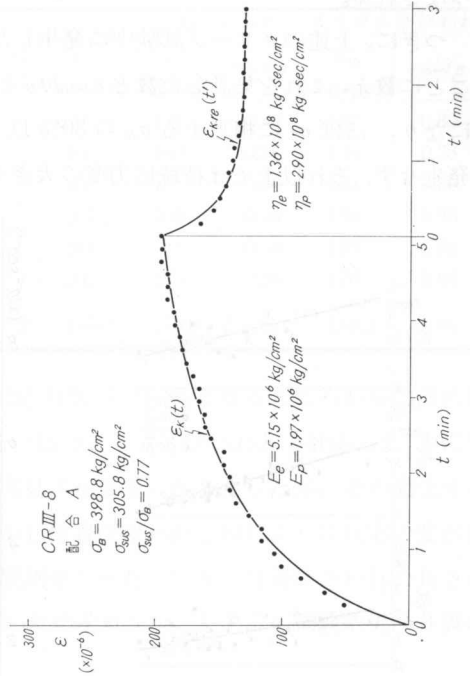
3 容散ひずみおよびポアソン比における臨界点



4 同対数グラフにおける臨界点



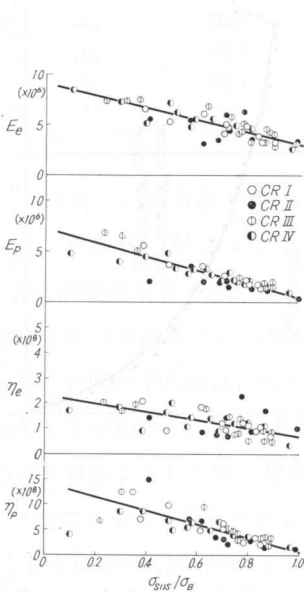
5 コンクリートのレオロジー模型



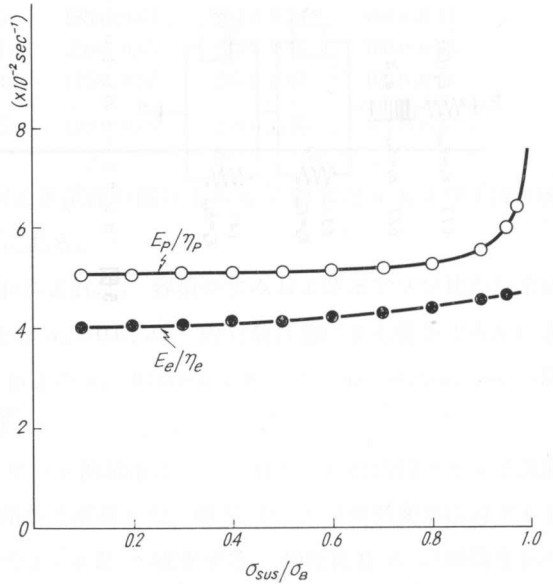
6 クリープおよびクリープ戻り曲線の例

とみなされる。

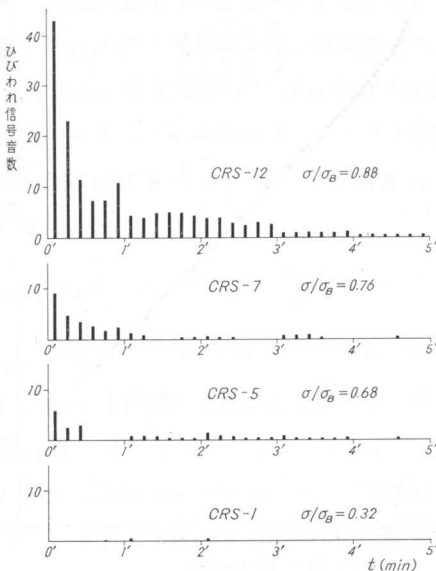
つぎに、上述のクリープ試験中に発生した内部ひびわれ信号音の発生数を9図のように10秒ごとに数え、これを集計した数と σ_{sus}/σ_B との関係を半対数目盛でプロットすると10図のようになり、ほぼ σ_l に相当する σ_B の30%以下の持続応力度ではクリープ中に新しいひびわれは発生せず、それ以上では持続応力度の大きくなるにしたがって発生数が多くなり、 σ_U に相当



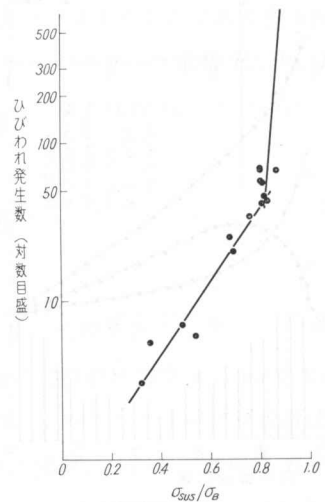
7図 クリープ諸常数—1



8図 クリープ常数—2



9図 異なる持続応力度の短時間クリープ中のひびわれ信号音数



10図 短時間クリープ試験における内部ひびわれ発生数と σ_{sus}/σ_B の関係

する約 85% をこえると急激に増加した。

つぎに実験 3 として配合 D のコンクリート供試体 6 個について内部ひびわれの光学的観察を行なった。11 図にその結果の代表例を示すように載荷以前にすでに骨材のまわりにひびわれが発見された。この骨材とモルタルとの間の付着のくずれによって生ずるとみられるひびわれ (以下付着ひびわれと呼ぶ) の長さは

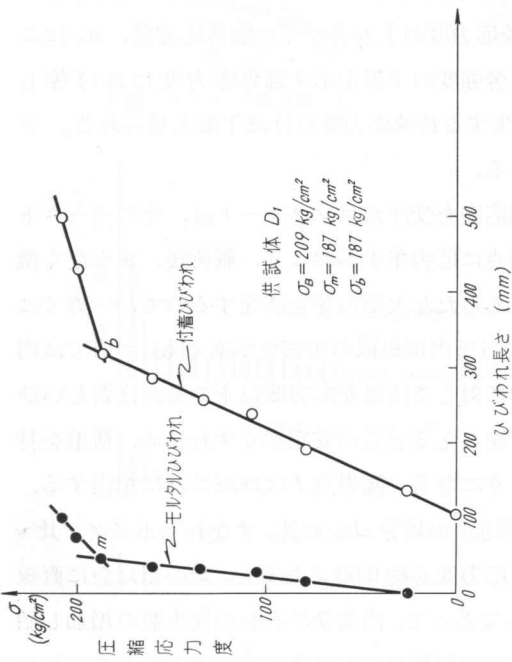
応力の増加とともにほぼ直線的に増加していき、比応力度が約 0.85 となるとところから急激に増加しだした。またモルタル部分に発生するひびわれ (以下モルタルひびわれと呼ぶ) は、先に発生している付着ひびわれを橋渡しするような形で発見されるものが多かったが、その発生するときの応力は供試体によりかなり差があった。しかし付着ひびわれと同じように比応力度が約 0.85 をこえると急激にその長さ、幅を増すことが観測せられた。いま、付着ひびわれの長さが急激に増加しだすときの応力を σ_b 、モルタルひびわれのそれを σ_m とすると試験結果は 3 表のようになる。

以上の実験をまとめると、2 表により 4 つの臨界応力度は σ_U , σ_u , σ_L , σ_t の順で小さく、このうち σ_U および σ_L はクリープ破壊をおこす持続応力度の上および下の臨界応力度、 σ_u はこの範囲内に含まれるもの、また σ_L は 200 万回疲労強度の下限を示す臨界応力度にほぼ等しい。また σ_t はクリープ中に新しくひびわれの発生する持続応力度のほぼ下限と見られる。さらに σ_b あるいは σ_m は σ_U とほとんど一致している。

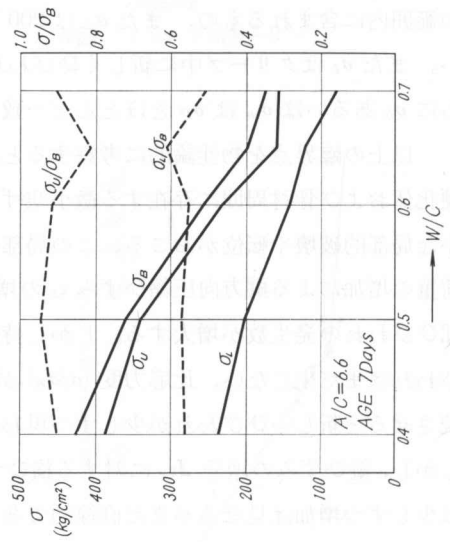
以上の臨界点を物性論的に考察すると、圧縮応力を受けたコンクリートは、そのペースト硬化体および骨材周囲に存在する微小空げきや弱点に応力集中がおり、載荷後、まもなく微小な局部的破壊や転位がおこる。この局部破壊はあらたな欠陥の芽を誘発するので、一方では荷重の増加による縦方向圧縮ひずみ ϵ_x の増加によって内部組織の圧密化があるも、一方では内部ひびわれの発生数が増大する。しかし持続応力に対しては処女応力度以下であれば新しいひびわれはまだ生じない。比応力度 (σ/σ_B) が約 0.3 をこえるとこの安定がくずれ始め、荷重を持続させると新しいひびわれが少しずつ現われるようになる。臨界点 I はほぼこれに相当する。しかし、縦ひずみの増分 $\Delta\epsilon_x$ に対する横ひずみ (膨脹) の増分 $\Delta\epsilon_y$ の比、すなわちポアソン比 ν は少しずつ増加は見せるがまだ直線的である。比応力度が約 0.60 になると、 ν の値は急に直線的变化から曲線的变化に転ずる。これが臨界点 L であって、内部ひびわれの発生数の増加し始めるときにはほぼ相当し、明らかに内部組織のゆるみの開始をしらせるものと考えられる。したがってこれに相当する臨界応力度 σ_L は疲労破壊をまねく下限とも考えられる。比応力度がさらに増して $\Delta\epsilon_y$ が $\Delta\epsilon_x$ の 1/2 に達すると容積ひずみ (絶対値) の最大値すなわち臨界点 U となる。

3 表 内部ひびわれの長さによる臨界応力度

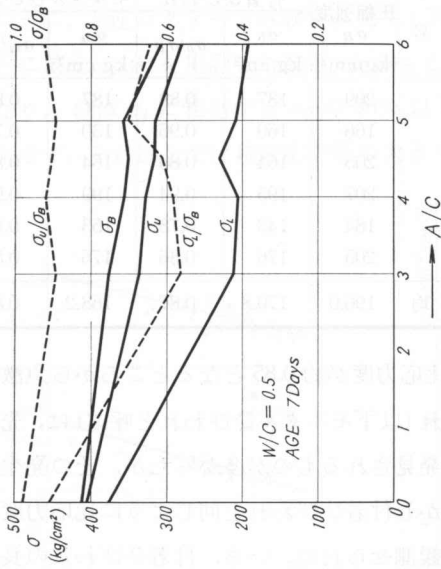
番 号	圧縮強度 σ_B (kg/cm ²)	付着ひびわれ		モルタルひびわれ	
		σ_b (kg/cm ²)	σ_b/σ_B	σ_m (kg/cm ²)	σ_m/σ_B
D ₁	209	187	0.89	187	0.89
D ₂	166	160	0.96	130	0.78
D ₃	205	164	0.80	164	0.80
D ₄	207	195	0.94	199	0.96
D ₅	184	143	0.78	153	0.83
D ₆	205	176	0.86	176	0.86
平 均	196.0	170.8	0.87	168.2	0.86



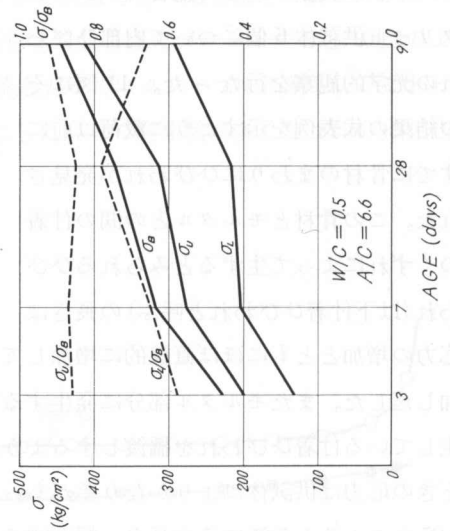
11 図 σ_B と内部ひわれ長さとの関係



13 図 W/C の影響



12 図 A/C の影響

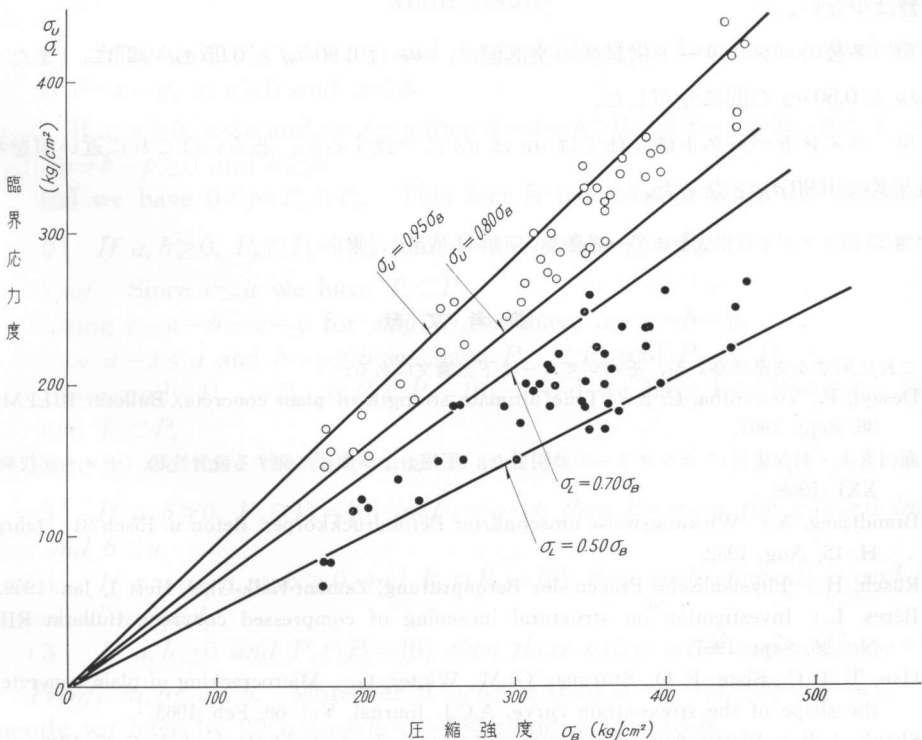


14 図 材 齢 の 影 響

この点は内部ひびわれがその長さ、幅を急激に増し容積が縮小より膨脹へ転ずることを示し、内部組織にはいちじるしいゆるみが生じるので、臨界応力度 σ_U 以上の値の持続荷重をうけると、コンクリートは有限時間内にクリープ破壊を生ずる。 σ_U はこのような危険範囲の下限に近い値を与えるものと見られる。

実験4では、以上の考察から上および下の臨界応力度を σ_U および σ_L とし、これにおよぼす骨材・セメント重量比 A/C 、水セメント比 W/C 、および材齢の影響をしらべた。まず1表の A/C を異にした配合 $B_1 \sim B_6$ のおのおの3~4個の供試体でえた試験結果の平均値は12図のようである。これによれば、セメントペースト硬化体 ($A/C=0$) では上臨界応力度 σ_U はほとんど σ_B に等しく、下臨界点の比応力度 σ_L/σ_B がコンクリートの場合の σ_U/σ_B に近い値となっている。コンクリートでは σ_L/σ_B に多少のばらつきが見られるが、全体として見れば σ_U 、 σ_L の両者とも σ_B との比にはあまり大きな変化はないとみてよい。

つぎに1表の W/C を異にする配合 $C_1 \sim C_5$ を用い、各3個の供試体についての試験結果の平均値を示せば、13図のようで、この場合も比応力度をとれば、 σ_U 、 σ_L いずれに対しても W/C の変化の影響はいちじるしくないことがわかる。14図は1表の配合Aを用い材齢を種々に変えた場合の供試体3個ずつの試験結果の平均値を示すもので、これによれば材齢の臨界応力度におよぼす影響は、 σ_U/σ_B にはほとんどなく、わずかに σ_L/σ_B が材齢とともに少し大きくなる



15図 臨界応力度と圧縮強度との関係

程度である。15図は、以上に行なったセメントペースト硬化体を除くすべての供試体の実験値をプロットして σ_U 、および σ_L と σ_B との関係求めたものである。これによれば、上臨界応力度 σ_U は $0.80 \sigma_B$ および $0.95 \sigma_B$ の2本の線の間に分布し、下臨界応力度 σ_L は $0.70 \sigma_B$ および $0.50 \sigma_B$ の2本の線の間に分布していることがわかる。

4. む す び

以上の研究結果の主なものはつぎのようである。

1) コンクリートの圧縮変形における臨界点としては、容積ひずみの急変点 U 、ポアソン比の急変点 L 、両対数目盛による縦ひずみ線の2つの折点 u および l の4つがあり、それらの点の応力度すなわち臨界応力度は、 $\sigma_U > \sigma_u > \sigma_L > \sigma_l$ の関係にある。

2) 圧縮をうけたコンクリートの内部ひびわれは、その発生数は σ_L 付近で増大しはじめ σ_U で急激に増加する。またその長さは、付着ひびわれ、モルタルひびわれともに σ_U 付近で急激に伸びる。

3) 持続応力度の値が σ_l になるとクリープ中に新しい内部ひびわれがあらわれ、 σ_U で急増する。またクリープ常数のうち E_p/η_p は持続応力度が σ_U に達したとき急増する。

4) 骨材セメント比、水セメント比および材齢の変化が臨界応力度 σ_U および σ_L におよぼす影響は少ない。

5) 多数のコンクリート供試体の実測値は、 σ_U は $0.80 \sigma_B$ と $0.95 \sigma_B$ の間に、また σ_L は $0.70 \sigma_B$ と $0.50 \sigma_B$ の間に分布した。

6) セメントペースト硬化体では σ_U は σ_B に一致するか、あるいはこれに近い値を示し、 σ_L は平均で $0.90 \sigma_B$ となった。

(第23回セメント技術大会にて一部発表、昭和44年5月、東京)

参 考 文 献

- これに関する文献は多いが、そのレビューは下記論文にある。
Desayi, P., Viswantha, C. S.: True ultimate strength of plain concrete, Bulletin RILEM No. 36, Sept. 1967.
- 藤田嘉夫・海保康男: コンクリートの引張り、圧縮および曲げに関する疲労性状、セメント技術年報 XXI (1968).
- Brandtzaeg, A.: Wirkungsweise umschnürter Betondruckkörper, Beton u. Eisen 31. Jahrgang H. 15, Aug. 1932.
- Rüsch, H.: Physikalische Fragen der Betonprüfung, Zement-Kalk-Gips, Heft I, Jan. 1959.
- Béres, L.: Investigation on structural loosening of compressed concrete, Bulletin RILEM No. 36, Sept. 1967.
- Hsu, T. T. C., Slate, F. O., Sturman, G. M., Winter, G.: Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve, A.C.I. Journal, Vol. 60, Feb. 1963.
- Shank, J. R.: Plastic flow of concrete at high overload, A.C.I. Journal, Vol. 45, 1949.
- 横道英雄・角田与史雄: コンクリートの瞬間変形について、セメント技術年報 XXI, 1967.