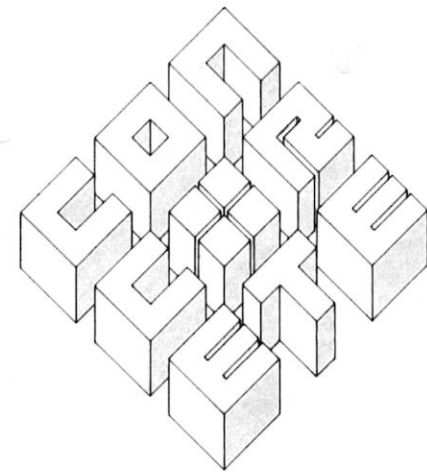


コンクリート便覧

【第二版】



社団法人日本コンクリート工学協会編

技報堂出版

主査 魚本 健人 (東京大学)

谷川 恭雄 (名古屋大学)

| 執筆者 | 担当章節 |
|--------|----------------------|
| 尼崎 省二 | 立命館大学 (2.2.6) |
| 和泉 意登志 | (株)竹中工務店 (3.3) |
| 大野 信明 | 東京工業大学 (2.2.1~2.2.4) |
| 大野 義照 | 大阪大学 (3.1~3.2) |
| 岡島 達雄 | 名古屋工業大学 (2.1.3) |
| 川瀬 清孝 | 新潟大学 (3.1~3.2) |
| 川村 満紀 | 金沢大学 (3.6) |
| 橘高 義典 | 東京都立大学 (2.2.7~2.2.9) |
| 國府 勝郎 | 東京都立大学 (1.2.4~1.2.6) |
| 佐伯 昇 | 北海道大学 (3.7~3.9) |
| 武若 耕司 | 鹿児島大学 (3.5) |
| 谷川 恭雄 | 名古屋大学 (2.1.1) |
| 地濃 茂雄 | 新潟工科大学 (1.2.1~1.2.3) |

| | |
|--------|----------------------|
| 辻 正哲 | 東京理科大学 (1.1.4~1.1.6) |
| 中塚 侑 | 大阪大学 (2.1.7) |
| 長谷川 寿夫 | 北海道大学 (3.4) |
| 畑中 重光 | 三重大学 (2.1.4~2.1.5) |
| 飛坂 基夫 | (財)建材試験センター (2.2.5) |
| 前川 宏一 | 東京大学 (2.1.6) |
| 丸山 久一 | 長岡技術科学大学 (2.1.3) |
| 三橋 博三 | 東北大学 (2.1.8) |
| 森 博嗣 | 名古屋大学 (1.1.1~1.1.3) |
| 米倉 亞州夫 | 広島大学 (2.1.9) |
| 六郷 恵哲 | 岐阜大学 (2.1.2) |

(五十音順)

| 目次 | |
|--|-----|
| 第1章 フレッシュコンクリートの性質 | 205 |
| 1.1 練上りコンクリートの性質 | 205 |
| 1.1.1 概説 | 205 |
| 1.1.2 ワークビリティおよびコンシステンシー | 205 |
| 1.1.3 フレッシュコンクリートのレオロジー | 208 |
| 1.1.4 空気量 | 212 |
| 1.1.5 材料分離 | 213 |
| 1.1.6 振動効果 | 214 |
| 1.2 凝結・硬化過程のコンクリートの性質 | 215 |
| 1.2.1 概説 | 215 |
| 1.2.2 凝結 | 215 |
| 1.2.3 プリーディング | 218 |
| 1.2.4 温度上昇 | 219 |
| 1.2.5 初期ひび割れ | 222 |
| 1.2.6 初期強度 | 224 |
| 第2章 硬化コンクリートの性質 | 226 |
| 2.1 力学的性質 | 226 |
| 2.1.1 概説 | 226 |
| 2.1.2 圧縮強度 | 231 |
| 2.1.3 その他の強度 | 231 |
| 2.1.4 応力-ひずみ曲線 | 236 |
| 2.1.5 弾性諸定数 | 240 |
| 2.1.6 構成則 | 243 |
| 2.1.7 コンファインドコンクリート | 248 |
| 2.1.8 破壊力学 | 252 |
| 2.1.9 クリープ | 256 |
| 2.2 物理・化学的性質 | 260 |
| 2.2.1 概説 | 260 |
| 2.2.2 単位体積質量 | 261 |
| 2.2.3 体積変化 | 261 |
| 2.2.4 水密性 | 264 |
| 2.2.5 耐熱・耐火性 | 265 |
| 2.2.6 音と振動に関する性質 | 268 |
| 2.2.7 色に関する性質 | 270 |
| 2.2.8 汚れとその防止方法 | 271 |
| 2.2.9 放射線に対する性質 | 273 |
| 第3章 コンクリートの耐久性 | 274 |
| 3.1 概要 | 274 |
| 3.2 ひび割れ | 274 |
| 3.2.1 概説 | 274 |
| 3.2.2 発生原因 | 274 |
| 3.2.3 鉄筋コンクリート構造物の劣化 | 276 |
| 3.2.4 ひび割れ対策の考え方 | 276 |
| 3.2.5 原因推定 | 278 |
| 3.2.6 許容幅 | 279 |
| 3.3 中性化 | 280 |
| 3.3.1 メカニズム | 280 |
| 3.3.2 中性化速度 | 281 |
| 3.3.3 鉄筋腐食との関係 | 284 |
| 3.4 凍害 | 285 |
| 3.4.1 メカニズムと形態 | 285 |
| 3.4.2 コンクリート構造物の凍害例 | 285 |
| 3.4.3 凍害に関連する要因 | 286 |
| 3.4.4 凍害発生の危険地域 | 286 |
| 3.4.5 防止対策 | 288 |
| 3.4.6 劣化診断と補修・交換 | 288 |
| 3.5 塩害 | 288 |
| 3.5.1 概説 | 288 |
| 3.5.2 Cl ⁻ によるコンクリート中の鋼材腐食メカニズム | 289 |
| 3.5.3 塩害劣化過程 | 289 |
| 3.5.4 コンクリート中へのCl ⁻ の供給 | 290 |
| 3.5.5 塩害の進行とその支配要因 | 293 |
| 3.5.6 塩害対策 | 293 |
| 3.6 アルカリ骨材反応 | 293 |
| 3.6.1 概説 | 293 |
| 3.6.2 メカニズム | 294 |
| 3.6.3 アルカリシリカ反応による膨張に影響を及ぼす要因 | 295 |
| 3.6.4 アルカリシリカ反応の抑制対策 | 296 |
| 3.6.5 アルカリシリカ反応のコンクリート構造に及ぼす影響 | 297 |
| 3.6.6 劣化の兆候と診断 | 297 |
| 3.7 耐化学薬品性 | 298 |
| 3.8 耐摩耗性 | 298 |
| 3.9 電食 | 300 |
| 参考文献 | 300 |

第2章 硬化コンクリートの性質

2.1 力学的性質

2.1.1 概 説

硬化コンクリートの力学的性質は、強度性質と変形性質に大別される。これらは、コンクリート系構造物の耐力や変形に直接関係する最も基本的で重要な性質である。

力学的性質のうち、強度性質については、そもそも鉄筋コンクリート構造がコンクリートの耐圧縮性と鉄筋の耐引張性を有効利用した構造であるため、コンクリートが開発されて以来、圧縮強度を中心として数多くの研究が実施されてきた。一方、変形性質については、従来、多くのコンクリート系構造物が許容応力度設計法（弾性設計法）に基づいて設計されてきたため、材料の応力-ひずみ関係を線形と仮定した場合の勾配、すなわちヤング係数を中心に研究が進められてきた。

その後、コンクリート系構造物の用途・規模の拡大や構造解析手法の変遷と精緻化に伴ってコンクリートに対する要求性能が多様化し、力学的性質に関する研究対象・手法も多様化しつつある。

本節では、コンクリート系構造物の変形・破壊現象の解明に有用な最近の研究成果を含めて、硬化コンクリートの力学的性質について説明する。

2.1.2 圧縮強度

(1) 一 般

a. 圧縮強度の意義 圧縮強度は、一軸圧縮応力下における破壊強度であり、供試体に作用させた一軸圧縮荷重の最大値を供試体の断面積で除した値（単位：N/mm²、MPa、kgf/cm²等）で表される。

圧縮力に対して強く、引張力に対して弱いコンクリートは、圧縮力を受け持つように使われることが多く、コンクリートの強度といえば、通常は圧縮強度を指す。圧縮強度は、コンクリートの力学的性質を表す指標の中で最も重要なものの一つであり、次のような目的で用いられている。

① コンクリートの品質の確認

- ② 材料（セメント、骨材、水、混和材料等）が使用に適するかどうかの確認
- ③ 他の諸性質（引張強度、弾性係数、耐摩耗性等）の推定
- ④ 新設構造物の型枠取外し時期やプレストレスの導入時期の決定
- ⑤ 既設構造物のコンクリートの品質判定

b. 圧縮試験と圧縮破壊 一般に、材料としてのコンクリートの圧縮強度は、標準寸法の供試体（JIS A 1132では、直径の2倍の高さをもつ円柱形で、直径の標準は10 cm, 12.5 cm, 15 cm）を標準養生（20±3°C水中養生）し、標準材齢（通常28日）で標準的な試験方法（JIS A 1108）によって求める。圧縮強度試験に、わが国やアメリカでは高さ/直径比が2の円柱供試体を用いているが、ヨーロッパ各国では、立方供試体を用いている。

一方、建築物や橋梁等の実際の構造体に打ち込まれたコンクリートの圧縮強度は、構造体から採取したコア供試体の圧縮試験を行って測定するか、実際の構造体と同様の環境条件で養生した供試体の圧縮試験結果から推定する。

上述の圧縮強度の利用目的のうち、①～③は主として材料としてのコンクリートの場合であり、③～⑤は主として構造体コンクリートの場合である。なお、圧縮強度試験方法については、第10編3.1節で述べる。

圧縮試験において、コンクリート供試体に作用する圧縮荷重が増加すると、粗骨材界面のボンドひび割れが成長し、一部はモルタルひび割れに進展した後に安定化し、さらに新しいひび割れの進展と安定化が続く。さらに荷重が増し、モルタルひび割れが連結して供試体が柱状に分かれると、ひび割れの幅が増し、いずれかの柱状部分に構造的な崩壊が生じて耐荷力が減少し、供試体全体の崩壊に至る（2.1.4（1）項参照）。コンクリートの圧縮試験は材料の試験ではあるが、同時に供試体という小さな構造体の試験を行っていることになる。

c. 圧縮強度に影響を及ぼす要因 材料としてのコンクリートならびに構造体に打ち込まれたコンクリートの圧縮強度には、次のような要因が影響を及ぼす⁵³⁾。

- ① 材料の品質：セメント、骨材、水、混和材料等
- ② 配(調)合：水セメント比、空気量等
- ③ 施工方法：練混ぜ、運搬、締固め、養生等
- ④ 試験条件：材齢、供試体の形状寸法、載荷方法等

施工方法は、主に構造体に打ち込まれたコンクリートの圧縮強度に影響を及ぼす。①～④の要因をできるだけ一定に保つても、コンクリートの圧縮強度のばらつきは避けられない。ばらつきの問題については、第5編第7章で品質管理に関連して述べる。

(2) 材料の品質と圧縮強度

a. セメント セメントの強度や骨材の表面水などの変動がコンクリートの圧縮強度などの品質に及ぼす影響の調査例⁵⁴⁾を、表-2.1に示す。セメント原料の変動などによりセメントの強度は若干変動するが、現在市販されているセメントの強度がコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響は小さい。セメントの種類によって、初期材齢における圧縮強度の発現の様子は異なるが、長期材齢においてはほぼ一定の強度となる傾向にある。

b. 骨 材 骨材の強度がセメントペーストの強度よりも大きい場合には、骨材の強度はコンクリートの圧縮強度に直接は影響しない。軽量骨材や風化した骨材などの弱い骨材を使用するとコンクリートの圧縮強度は低下する。骨材の種類と圧縮強度との関係の例⁵⁵⁾を図-2.1に示す。骨材の粒度などの品質の変化によって単位水量が変化する場合、水セメント比

表-2.1 セメントの強度や骨材の表面水等の変動がコンクリートの品質に及ぼす影響⁵⁴⁾

| 材料の品質 | 変動 (%) | コンクリートの品質への影響 | | |
|-----------------|--------|---------------|------------|----------|
| | | スランブ (cm) | 空気量 (%) | 圧縮強度 (%) |
| セメントの強度 | ±10 | — | — | ±(8~10) |
| 細骨材 {粗粒率 表面水 | ±0.2 | ±(0.2~1.5) | ±(0.1~0.4) | ±(6~8) |
| | ±1 | ±(3~4) | — | ±(2~4) |
| 粗骨材 表面水 | ±1 | ±(1~2) | — | ±(2~4) |

を一定として単位セメント量も変化させれば、骨材の品質の変化がコンクリートの圧縮強度へ及ぼす影響は小さい。

図-2.2に示すように、粗骨材寸法が大きくなると、水セメント比が一定であっても、コンクリートの強度は小さくなる傾向にある⁵⁶⁾。ただし、スランブを一定とすれば、粗骨材寸法を大きくすることによって、単位水量と水セメント比を小さくすることができるの

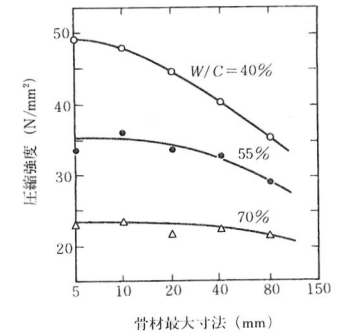


図-2.2 粗骨材の寸法と圧縮強度の関係⁵⁶⁾

で、必ずしも圧縮強度が低下するとは限らない。

c. 水 練混ぜ水中の不純物がコンクリートの圧縮強度などへ及ぼす影響⁵⁷⁾を表-2.2に示す。練混ぜ水中の塩化物の存在は、硬化を促進させ初期強度を高めるが、鉄筋を腐食させる可能性があるため好ましくない。第2編第3章で述べたように、練混ぜ水として回収水を利用する場合、スラッジ固形分の量が増大するにつれてコンクリートの圧縮強度は低下する傾向にある⁵⁸⁾。

(3) 配(調)合と圧縮強度

a. コンクリートの強度を低下させる要因 コンクリートの強度を低下させる要因として、次のものがあげられる。

- ① 水：施工時のコンクリートの流動性を確保するために、セメントの水和反応に必要な量以上の水が用いられている。

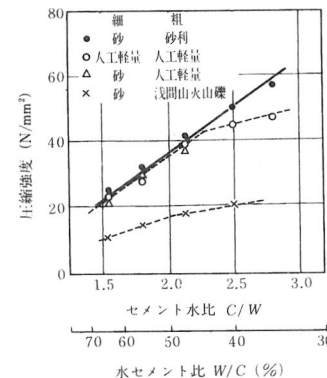


図-2.1 骨材の種類と圧縮強度の関係⁵⁵⁾

表-2.2 練混ぜ水中の不純物がコンクリートに及ぼす影響⁵⁹⁾

| 不純物の種類 | 許容濃度 (ppm) | コンクリートへの影響 | 不純物の種類 | 許容濃度 (ppm) | コンクリートへの影響 |
|--|--------------------------------|--|--|--------------------------|---|
| 炭酸塩, 重炭酸塩 Na ₂ CO ₃ NaHCO ₃ | 1 000 1 000 | 急結性を示す。条件により遅延性, 促進性を示す。1 000 ppm を超えるときは凝結時間および28日圧縮強度試験を要す。 | 海水 | | レストレストコンクリートには使用できない。 |
| ナトリウムの塩化物, 硫化物 NaCl Na ₂ SO ₄ | 20 000 10 000 | 鉄筋の発錆のおそれがある。 | 酸性の水 HCl, H ₂ SO ₄ その他の無機酸 | 10 000 | pH 値は, 必ずしも, コンクリートに対する影響を的確に判断する尺度とはならないが, pH 3 以下のものは使用しないほうがよい。 |
| その他の普通の塩 CaCO ₃ | | 溶解度が小さいので強度に害はない。 | 塩基性の水 NaOH | セメント量の0.5% セメント量の1.2% | 急結が生じなければ強度に害はない。セメントの種類によっては強度低下を示す。 |
| MgCO ₃ Ca(HCO ₃) ₂ Mg(HCO ₃) ₂ MgSO ₄ MgCl ₂ CaCl ₂ | 400 400 40 000 40 000 | “ | KOH | セメント量の1.2% | 急結が生じなければ強度に害はない。セメントの種類によっては強度低下を示す。 |
| 鉄塩 | 40 000 | 酸性の鉱業廃水には多量含まれることがある。 | 工業廃水 | 総固形分で4 000 | 廃水の種類により著しい有害物を含んでいることもあるので, 製革工場, 塗料工場, 化学工場, むっき工場廃水には注意を要する。 |
| その他の無機塩 (マンガン, 亜鉛, 銅, 鉛の塩 Na ₂ HPO ₄ Na ₂ As Na ₂ B Na ₂ S) | 500 100 | 強度を著しく害し, 凝結時間を変動させる。凝結および強度の発現を著しく遅らせる。セメントの10分の数%でも有害。溶解のおそれがあるときは必ず試験を要す。 | 下水, 汚水 | | 一般に有機物を含むが, 濃度が小さいので著しい害はない。 |
| 海水 | 35 000 | 無筋コンクリートには使用できる。初期強度は大であるが, 長期強度は落ちる。鋼材の発錆のおそれがあるため, 鉄筋コンクリートならびにプレ | 砂糖 | 500 | セメント量の0.03~0.15%では凝結および強度の発現が遅れる。セメント量の0.20%では凝結が促進される。0.25%では急結し, 強度も低下する。 |
| | | | シルトおよび懸濁物 | 2 000 | これ以上でも強度的な害はないが, コンクリートの他の性質に影響が現れる。濁った水は沈殿させてから使用する。 |
| | | | 油脂 | | 鉱物性油がセメント量の20%混入すると強度は20%以上低下する。植物油, 動物油の影響はさらに大である。 |
| | | | 海藻類 | | 連行空気量が著しく大になったり, ベースト, 骨材間の付着強度を弱体化させ強度低下を示す。 |

[引用者注] 海水がコンクリートへ及ぼす影響については, 表現を修正した。Na や K を含む不純物の場合, アルカリ骨材反応を生じるおそれがあり, 十分な注意が必要である。

- ② 気泡: 練混ぜ時に取り込まれる気泡のほかに, 耐凍害性を向上させるために AE 剤を用いて微細な気泡を取り込んでいる。
- ③ 骨材: 骨材とセメントペーストとの界面の付着強度は骨材やセメントペーストの強度よりも一般に弱い。
- b. 強度理論 D.A. Abrams (1919) は, 清浄で強硬な骨材を用いる場合, コンクリートの強度 f_c はセメントペーストの水セメント比 W/C (原典では容積比であるが, 現在は重量比) によって定まるといふ, 次式で与えられる水セメント比説を唱えた。
$$f_c = A/B^{W/C} \quad (2.1)$$

ここに, A, B : コンクリートの材料や試験条件などによって定まる定数。
水セメント比が小さくコンクリートがワーカブルでなくなると, 十分な締固めが困難となり, 図-2.3 に示すように, この関係は成立しなくなる。
I. Lyse (1925) は, 使用するセメントと骨材が同じであれば, コン

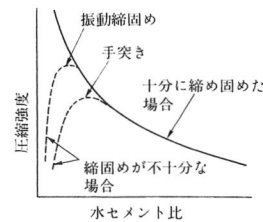


図-2.3 水セメント比と圧縮強度の関係

リートのコンシステンシーは使用水量によって決まり(水量一定説), 使用水量を一定にするとセメント量によって圧縮強度が支配される(セメント水比説)との理論を発表し, 圧縮強度 f_c とセメント水比 C/W (重量比) との間に次式の直線関係が成り立つとした。
$$f_c = A + B \cdot C/W \quad (2.2)$$

ここに, A, B : 実験によって定まる定数。

A.N. Talbot ら (1921) は, 水と空気との容積の和を空隙とみなし, 圧縮強度は空隙セメント比(容積比)で示されるという空隙説を提唱した。AE コンクリートでは, 同一配(調)合で空気量が1%増加すると圧縮強度が5%程度低下するが, こうした関係を説明するのに空隙説は都合がよい。なお, AE 剤を用いて AE コンクリートにすると, 所要のワーカビリティーを得るための単位水量が少なくなるので, 単位セメント量とスランプを一定にした場合, AE 剤を用いないコンクリートと圧縮強度はほぼ同等となる。

(4) 施工方法及び圧縮強度

a. 練混ぜ 練混ぜ時間はミキサの性能に応じて0.5~3分程度とすることが多いが, 一般に練混ぜ時間が長いほど, 材料がよく分散しセメントと水とがよく接触するので, 圧縮強度は大となる。

b. 運搬 輸送中のコンクリートの品質変化は, 主にワーカビリティーの変化として現れるが, 圧縮強度への影響は, 人為的な加水を行わない限りそれほど大きくない。コンクリートポンプによって運搬されるコンクリートの送付前後の圧縮強度の差はほとんどないが, ばらつきは大きくなる傾向にある。

c. 締固め 硬練りコンクリートの場合, 振動締固めを行うと, コンクリート中の空隙が少なくなり緻密になるので, 圧縮強度は増加する。軟練りコンクリートの場合, 振動を加え過ぎると材料が分離し, 強度が低下することがある。1 N/mm²程度の圧力を加えて振動締固めを行うと圧縮強度の増加に効果がある。再振動は, 適当な時期(打込み後0.5~2時間)に与えると強度増加に有効であるが, 鉄筋とコンクリートとの付着を阻害する場合もある。

d. 養生 養生の目的は, 適当な湿度と温度を確保するとともに有害な力が作用しないように保護し, コンクリートの硬化作用を十分に発揮させることにある。水セメント比が非常に小さい場合には, 水中養生は水和反応に必要な水を補給する役割も果たしている。

湿潤養生を比較的早い時期に打ち切ると, 水和反応が終了する前にコンクリートは空气中にさらされ, 圧

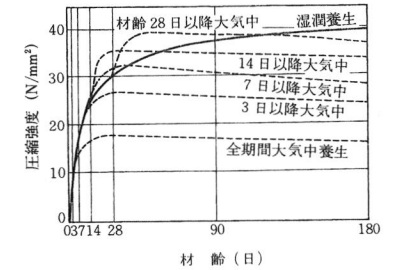


図-2.4 湿潤養生期間と圧縮強度の関係⁶⁰⁾

縮強度の増加は期待できなくなる。図-2.4 に示す例⁶⁰⁾からわかるように, 湿潤養生した供試体を乾燥させると, 一時的に圧縮強度は増加するが, その後乾燥に伴う微細ひび割れのため, 圧縮強度は低下する。初期の湿潤養生期間が短いほど, 長期材齢における圧縮強度は小さい。

一般に, 養生温度が高いほど初期における強度発現が早い, 長期強度は初期養生温度が低い方が大きい。図-2.5 は養生温度と強度発現の様子⁶⁰⁾を示したものであるが, 13~46°Cの養生温度では, 28日における圧縮強度にほとんど差が見られない。

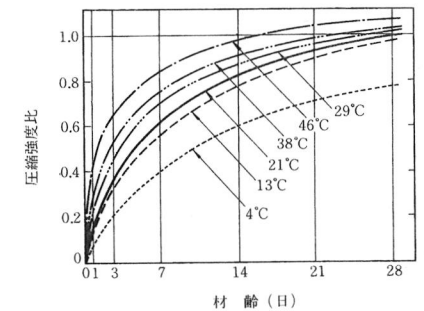


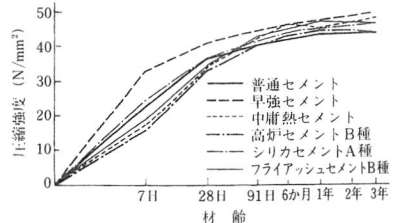
図-2.5 養生温度と圧縮強度の関係⁶⁰⁾

一般に -3°C 以下になるとコンクリートは凍結する。初期材齢で凍結すると, コンクリートは著しい凍害を受ける。ある程度硬化した後に凍結した場合には, 強度発現は遅れるが, その後十分に養生すれば強度は回復する。

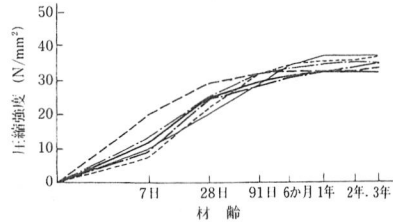
高温養生を行うと早期強度は著しく大きくなるが, 長期強度は標準養生の場合に比べ小さくなる。85°C以上の温度での高温養生は有害とされている。

(5) 材齢および試験条件と圧縮強度

a. 材 齢 各種のセメントを使用したコンクリートの強度の発現状況の例⁶⁰⁾を図-2.6 に示す。普



(a) スラumpf4cm, W/C=0.50, 20°C 水中養生



(b) スラumpf20cm, W/C=0.65, 20°C 水中養生

図-2.6 材齢と圧縮強度の関係⁶⁰⁾

通ポルトランドセメントを用いたコンクリートでは、材齢28日における圧縮強度は材齢1年の場合の約80%である。材齢1年以降の圧縮強度の増加は小さい。各種セメントを用いたコンクリートの圧縮強度の経年変化を20年にわたって追跡した結果、水中養生したコンクリート（供試体寸法： $\phi 15 \times 30$ cm）の圧縮強度は材齢3年以降はほぼ同一水準にあったのに対し、海水養生したコンクリート（練混ぜ水も海水）では海水の化学的作用のために材齢10年以降は圧縮強度が低下したとの報告⁶¹⁾がある。

次式で表される積算温度（養生期間と養生温度との積の総和であり、マチュリティともいう）を用いて圧縮強度を表すことがある。

$$M = \Sigma(\theta + 10) \Delta t \quad (2.3)$$

ここに、 M ：積算温度（ $^{\circ}\text{C} \cdot \text{日}$ または $^{\circ}\text{C} \cdot \text{時間}$ ）、 θ ： Δt 時間中のコンクリート温度（ $^{\circ}\text{C}$ ）、 Δt ：養生期間（日または時間）。

一般に、コンクリート温度が -10°C 以下になるとセメントの水和反応は停止するため、上式では θ に10を加え、 -10°C に原点をシフトさせている。

b. 供試体の形状寸法 供試体の形状が相似であれば、供試体の寸法が大きいほど一般に小さな強度が得られる。図-2.7は、高さが直径の2倍の円柱供試体から求めた圧縮強度と直径との関係⁶²⁾を、直径15cmの供試体の強度に対する比率として、両対数グラフに示したものである。直径のほぼ10乗根に反比例して

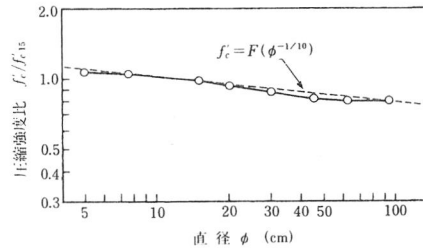


図-2.7 円柱供試体の直径と圧縮強度の関係⁶²⁾
(f_{c15} ：直径15cmの供試体の圧縮強度)

圧縮強度は低下し、直径が45~60cmと大きくなると圧縮強度はほぼ一定となっている。一般に、直径が10cmの供試体と15cmの供試体から求めた圧縮強度は同程度であるとみなされている。

円柱供試体の高さ/直径比と圧縮強度との関係⁶³⁾を図-2.8に示す。供試体の高さ/直径比が小さくなると圧縮強度は大きくなる。供試体端面と試験機の載荷板の間に減摩用のパッドを挟んで摩擦による端面の拘束を減らすと、高さ/直径比の影響は見られなくなる。構造体から採取したコア供試体の高さ/直径比が2よりも小さい場合の補正係数として、JIS A 1107（コンクリートからのコア及びはりの切り取り方法及び強度試験方法）では表-2.3の値を規定している。

供試体端面が平面でない且局部的に荷重が作用し、小さな圧縮強度が得られる。JIS A 1132では、端面の平面度が0.05 mm以内となるように規定している。

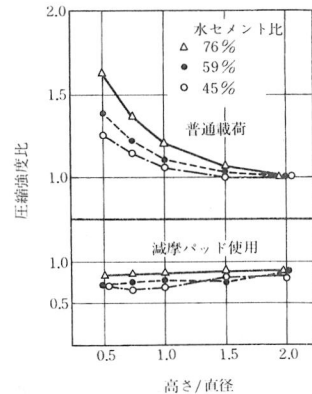


図-2.8 円柱供試体の高さ/直径比と圧縮強度の関係⁶³⁾

表-2.3 高さ直径比による圧縮強度の補正係数 (JIS A 1107)

| 高さ直径の比 | 2.00 | 1.75 | 1.50 | 1.25 | 1.00 |
|--------|------|------|------|------|------|
| 補正係数 | 1.00 | 0.98 | 0.96 | 0.93 | 0.89 |

c. 載荷速度 載荷速度が早いほど、時間依存性の変形や内部破壊の進行が遅れるために、一般に大きな強度が得られる。載荷速度と圧縮強度との関係^{64), 65)}をまとめたもの⁶⁶⁾を図-2.9に示す。JIS A 1108（コンクリートの圧縮強度試験方法）では、試験時の圧縮応力の増加が毎秒0.1~0.2 N/mm² (1~2 kgf/

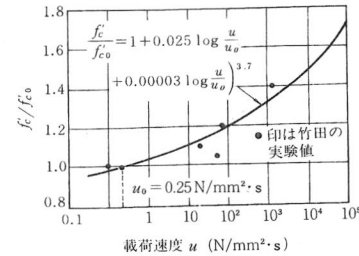


図-2.9 載荷速度と圧縮強度比の関係⁶⁶⁾
(標準載荷速度 u_0 で得られた強度 f_{c0} に対する比)

cm²)となるよう規定している。

d. 試験時の温度 一般に、試験時のコンクリート温度が高くなると圧縮強度は低下し、コンクリート温度が低くなると圧縮強度は増加する。

試験時のコンクリートの温度が5~40 $^{\circ}\text{C}$ 程度の常温付近であれば、圧縮強度へ及ぼす温度の影響は小さい。高温下では、セメント硬化体は脱水により収縮し骨材は熱膨張するため、圧縮強度の低下が生じる。圧縮強度は、80 $^{\circ}\text{C}$ 以上で低下が顕著となり、500 $^{\circ}\text{C}$ では常温の半分程度に低下する場合もある。なお、高温の履歴を受けたコンクリートの常温における圧縮強度については、2.2.5項で述べる。

低温下では、コンクリート中の間隙にある水が凍結し力を受け持つため、圧縮強度が大きくなる。低温時のコンクリートの圧縮強度の増加量と温度ならびに含水量との関係⁶⁷⁾を図-2.10に示す。温度が低下したこ

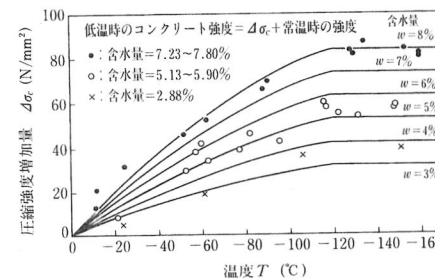


図-2.10 低温時のコンクリートの圧縮強度の増加量と温度ならびに含水量の関係⁶⁷⁾

とによる圧縮強度の増加量は、コンクリートの含水量にはほぼ比例している。

2.1.3 その他の強度

(1) 引張強度

(1) コンクリートの引張強度は、圧縮強度が40 N/mm²ぐらゐまでは、その1/10~1/13である。この比率は、図-2.11に示すように圧縮強度が高いほど小さくなる。友澤ら⁷²⁾の調査によると、圧縮強度が100~120 N/mm²の高強度コンクリートになると、その比率は1/20に近づくという。すなわち、コンクリート

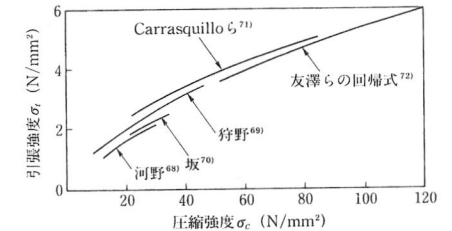


図-2.11 引張強度と圧縮強度の関係

の引張強度は、圧縮強度に比べて極めて小さい。

(2) 曲げを受ける鉄筋コンクリート部材などの構造計算においては、コンクリートの引張強度は、通常無視する。

(3) 斜め引張力を受ける梁、乾燥収縮や温度変化を受けるコンクリート部材などのひび割れ発生防止や抑制には、引張強度の高いコンクリートが望まれる。

(4) 引張強度試験法

JISに規定されている方法⁷³⁾は、図-2.12に示すものである。円柱供試体を横にして圧縮し、供試体の割裂破断時の最大荷重 P を求めて、次式により引張強度を算定する。

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi dl} \quad (2.4)$$

ここに、 d および l ：円柱供試体の直径および長さ。

この方法は、赤沢⁷⁴⁾およびCarneiroら⁷⁵⁾によって別々に提案されたもので、圧裂法、割裂法、引張割裂法、割裂引張法などと呼ばれている。本法が一般に用

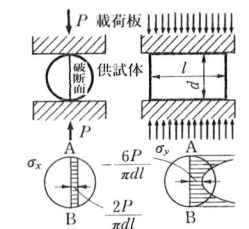


図-2.12 JISによるコンクリートの引張強度試験法と応力分布

いられる根拠は、図-2.12のように、圧縮するとABに沿って破断面が生じて破壊すること、弾性解析すると鉛直断面ABに一樣な引張応力が生じること、そして割裂引張強度が後述する直接引張強度にはほぼ一致することである。とはいえ、本法は理論的には奇妙である。図-2.12によると、ABに沿って σ_x は確かに一樣な引張応力を示しているが、同時にABには σ_y の圧縮応力が生じている。すなわち本法による破断面には、次項で対象とする組合せ応力が作用している。断面に引張応力だけを一樣に生じさせるための直接引張試験方法としては図

-2.13のようなものがある。ところが、それらは供試体や治具に特殊なものを使用するほか、実験にも高度な技術と相当の労力を要するた

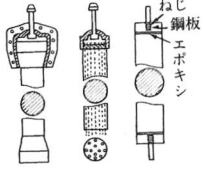


図-2.13 直接引張試験方法の例

め、基本的ではあるが現在行われることは少ない。ちなみに図-2.11の河野、狩野、坂らは直接引張試験の結果であり、Carrasquillo らのは割裂引張強度の結果であり、友澤らの求めた帰式も割裂引張強度のデータをベースとしている。

(2) 曲げ強度

通常のコンクリート構造物では、圧縮強度を設計基準強度とするが、道路や空港のコンクリート舗装では、コンクリートの曲げ強度を設計基準強度とする⁷⁰⁾。これは、舗装版を無筋コンクリートとして、版の曲げ耐力を直接的に判定しようとするものである。

曲げ強度を求める試験方法としては、図-2.14に示すように、角柱供試体を用いて、3等分載荷で行うも

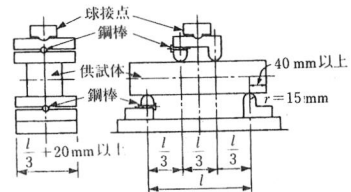


図-2.14 曲げ試験

のが、JIS A 1106 (コンクリートの曲げ強度試験方法)に定められている。供試体の寸法は、15×15×53 cmまたは10×10×40 cmで、曲げ強度(f_b)は、破壊曲げモーメント(M)を断面係数(Z)で除して求める。

$$f_b = M/Z \quad (2.5)$$

ところで、この式で求めた曲げ強度は、引張強度と同じにはならない。実際には、断面内で応力に勾配があり、載荷荷重の増加とともに応力の再分配が生じて、塑性化現象を示すからである。このことは、曲げ強度が供試体の寸法に依存することを示唆しており、

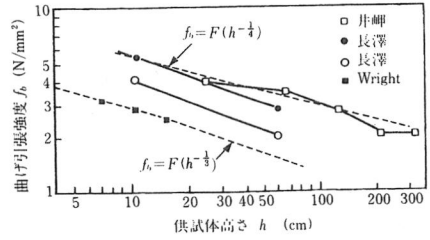


図-2.15 曲げ強度の寸法効果

図-2.15に示すような寸法効果が実験で得られている⁷¹⁾。

曲げ強度も圧縮強度と関連があり、圧縮強度(f_c')が50 N/mm² (MPa) (およそ500 kgf/cm²)以下であれば、次式で示される⁷²⁾。

$$f_b = 0.46(f_c')^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.6)$$

$$[f_b = 1.0(f_c')^{2/3} \quad (\text{kgf/cm}^2)]$$

(3) せん断強度

鉄筋コンクリート部材の破壊形式で、せん断破壊と呼ばれるものには、梁や柱における通常のせん断破壊のほかに、壁やシェル構造のせん断破壊、版構造における押抜きせん断破壊、コンクリートの打継目におけるせん断破壊などがある。いずれも、コンクリートのせん断強度に関係してはいるものの、応力伝達のメカニズムは単純ではなく、静的解析で求まるせん断応力のみで破壊が推定できるわけではない。

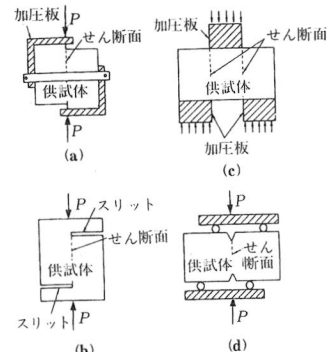


図-2.16 直接せん断試験⁷³⁾

許容応力度設計法においては、作用せん断力をその作用断面積で除した値(公称せん断応力度)を用いて、せん断力に対する設計を行うこととし、コンクリートのせん断強度を定める必要がある。そのため、図-2.16に示すような種々の試験方法が考案されてきた⁷⁴⁾。いずれの試験方法によっても、純粋せん断強度が得られるわけではない。

一方、図-2.17に示すような、中空円筒体のねじり試験や、板状の供試体を用いて、単純せん断応力状態を生じさせる試験方法も考案されているが、この場合

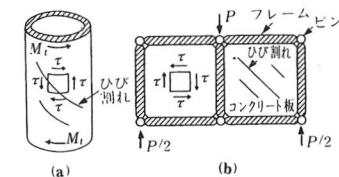


図-2.17 単純せん断応力試験⁷⁵⁾

には、破壊は主引張応力による引張破壊となっている。

いずれにしても、実際の部材におけるせん断破壊は、単純せん断応力解析で予測できないので、より実際のせん断耐力を算定するために、部材レベルでの実験結果に基づいた算定式が用いられている(第11編, 第2, 3章参照)。

(4) 支圧強度

図-2.18のように、コンクリート面に対して部分的に圧縮力加わる場合には、全面に圧縮力加わる場合比べて大きな耐力を示す。ここで、破壊荷重を載荷板の断面積で除した値を支圧強度と呼ぶ。

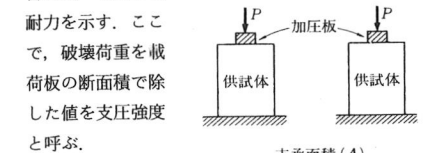


図-2.18 局所圧縮⁸¹⁾

このような圧縮力加わるケースとしては、橋脚や橋台の支承部、プレストレストコンクリート構造で、ポストテンション方式における緊張材の定着部などがあげられる。

支圧強度(f_a')は、コンクリート全面の面積(A)と局部載荷面積(支圧面積: A')との比に關係があり、一般に次式で示される。

$$f_a' = \alpha(A/A')^{1/n} f_c' \quad (2.7)$$

実際の構造物では、図-2.18のように、コンクリート全面に対して対称に載荷されるとは限らないので、土木学会では、図-2.19のように全面の面積(A_a)を算定することとしている⁸²⁾。ちなみに、土木学会では、コンクリートの圧縮強度が40 N/mm² (およそ400 kgf/cm²)程度以下について、 $\alpha=1$, $n=2$ とし、支圧強度の最大値は圧縮強度の2倍($f_a' \leq 2 f_c'$)としている。

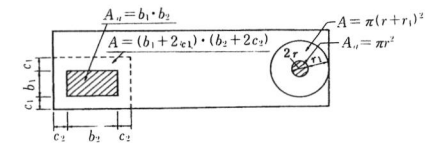


図-2.19 支圧面積のとり方⁸²⁾

なお、プレストレストコンクリート構造で、定着部にシース穴がある場合には、穴の大きさの影響を考慮しなければならない(図-2.20参照)。

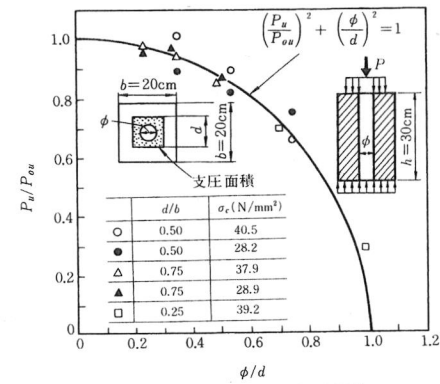


図-2.20 支圧強度に及ぼす穴の影響⁸¹⁾

(5) 組合せ応力下の強度

(1) 構造物に使用されているコンクリートは、単純に一軸圧縮や一軸引張応力状態にある場合もあるが、一般的には組合せ応力状態、言い換えれば多軸応力状態にある。このうち、ある応力が卓越して大きく、他の応力が無視できるくらい小さい場合には、一軸強度をもとにして設計できるが、二方向スラブ、アーチダム、シェル、压力容器などの設計には、多軸応力状態の強度についての知識^{83)~88)}が必要になる。

(2) 多軸応力状態のコンクリートの強度を調べるには、立方状の供試体に独立に3方向から応力を加え、破壊した時点あるいは最大耐力に達した時点の各

応力を主応力空間にプロットすればよい。これを破壊曲面という。ところが、載荷板と供試体の間の摩擦の影響、引張応力載荷技術の問題などにより、供試体全断面に一律な応力やひずみの状態を現出するのは、容易ではないので、厳密な破壊曲面を求めるのは困難である^{89)~95)}。

(3) コンクリートが等方、等質の材料とすると、その破壊曲面は、一般に図-2.21 (a) のようになる。静水圧軸とは、3主応力が等しく、3主応力軸から等角度にある軸のことである。この軸に沿って加圧することを静水圧載荷という。静水圧載荷ではコンクリートは破壊しない。この静水圧を一定にして、3主応力の大きさの組合せを変えるとコンクリートが破壊する。静水圧一定面は、静水圧軸と直交する面であり、この面を偏差平面という。同図 (b) には、偏差平面上のコンクリートの破壊曲線の一例を示す。この形状は、“おむすび”の形状をしているが、静水圧の値が大きくなるとおむすびは大きくなり、その角も丸くなることが知られている。主応力軸の一つと静水圧軸を含む面をRendulic面という。同図 (c) は、Rendulic面と破壊曲面の交線を記したものである。また同図 (d) は、 $\sigma_3 = 0$ で σ_1 と σ_2 の2軸(平面) 応力下の破壊曲線の形状を示したものである。一軸圧縮強度 σ_0 や一軸引張強

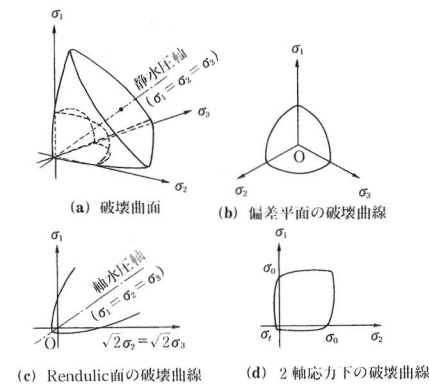


図-2.21 コンクリートの破壊曲面

度 σ_t もこの図上に現れている。図-2.21 (b), (c), (d) のような図が実験から描かれることにより、破壊曲面の形状寸法もだんだん明らかになってくる。

(4) 正確にいうとコンクリートの破壊曲面は、一意的に決まるものではない。一軸圧縮強度に影響を及ぼす要因も数々あるが、載荷経路の影響など多軸応力

下の破壊曲面に及ぼす要因はそれ以上に多い。

(5) 載荷板と供試体の間の摩擦を極力減じて得られた多軸応力下の強度データ例を前記の形式で図-2.22^{96),97)}、図-2.23^{96),97)} および図-2.24⁸⁹⁾ に示す。いずれの図の座標軸も、その応力は一軸圧縮強度で無次元化して表示した。また図-2.22 および図-2.23 では、

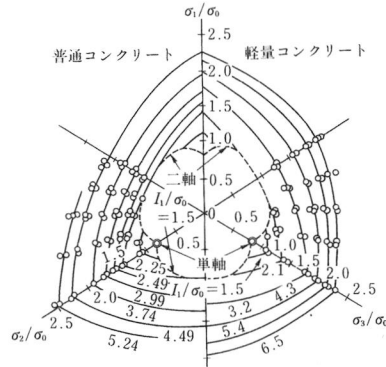


図-2.22 偏差平面の破壊曲線例^{96),97)}

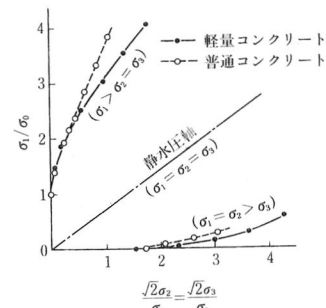


図-2.23 Rendulic面の破壊曲線例^{96),97)}

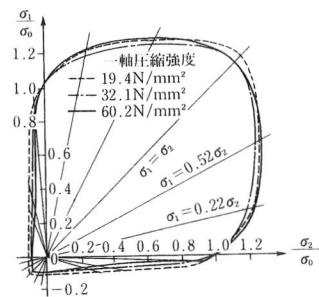


図-2.24 2軸応力下の破壊曲線例⁸⁹⁾

普通コンクリートと軽量コンクリートの比較も行っている。

(6) 破壊曲面を定式化したものが破壊条件あるいは破壊条件式である。破壊条件式は数多く提案⁸⁸⁾されている。研究者あるいは設計者がその目的に応じて適宜選択して用いられよう。

(6) 付着強度

付着強度は、コンクリートの強度というより、鉄筋とコンクリートとの相互作用における強度といえる。丸鋼のように、鉄筋の表面が滑らかであると、鉄筋とコンクリートとの付着は、界面の摩擦抵抗が主体となる。一方、表面に凹凸を付けた異形鉄筋では、コンクリートとのかみ合いによる機械的な抵抗が主体となる

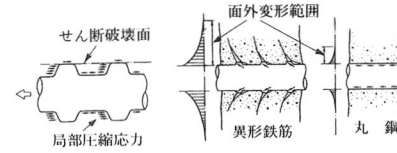


図-2.25 付着耐荷機構⁸⁸⁾

(図-2.25 参照)。いずれにしても、鉄筋コンクリートが成り立つためには、鉄筋とコンクリートとの付着力が十分にあることが必要である。

付着強度を求めるための試験方法は、第10編にまとめられているように、引抜き試験、押抜き試験、両引き試験および梁試験がある。いずれの試験も、実際の部材における付着強度を示すわけではないが、付着強度に及ぼす要因の傾向を把握することは可能である。

| | 平均付着応力 (N/mm ²) | | | | |
|-----|-----------------------------|------|------|------|------|
| | 0 | 2 | 4 | 6 | |
| 上端筋 | 0.29 | | | | 丸鋼 |
| 下端筋 | 0.74 | | | | |
| 水平筋 | 0.98 | | | | |
| 垂直筋 | | | 3.43 | | 異形鉄筋 |
| 上端筋 | | 1.96 | | | |
| 下端筋 | | | 3.92 | | |
| 水平筋 | | | 4.70 | | |
| 垂直筋 | | | | 8.62 | |

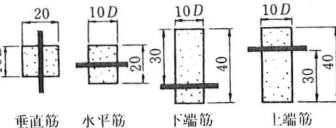


図-2.26 鉄筋の配置と付着強度⁷⁹⁾

それによると、付着強度は、コンクリートの強度、特に、引張強度に比例する^{78),80),82),86)}。比例の仕方は、丸鋼より異形鉄筋のほうが大きい。また、鉄筋の配置位置や配置状態にも影響を受け、コンクリートの上部よりは下部に配置されているほうが、また、水平より鉛直に配置されているほうが付着強度は大きい(図-2.26 参照)。

(7) ねじり強度

ねじり強度は、材料としての強度ではなく、部材としての強度である。例えば、図-2.27の丸棒に純ねじりを作用させると、その表面には純せん断応力が生じる。これはまた、引張応力と圧縮応力の組合せでもあって、コンクリートのように、圧縮強度に比べて引張強度が極端に小さい場合には、ねじりによって発生

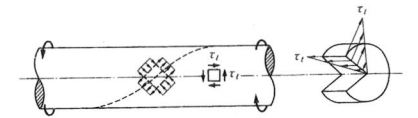


図-2.27 ねじりによるせん断応力⁸¹⁾

する引張応力によりひび割れが生じる。鉄筋で補強されていなければ、ひび割れの発生と同時に部材は破壊に至る。

部材の表面に発生する引張応力は、部材の寸法により異なること、また、破壊はコンクリートの引張強度によることから、ねじり強度は材料としてのコンクリートの強度とはいえない。なお、部材としてのねじり耐力は、第11編 2.5節「ねじりを受ける部材」を参照のこと。

(8) 衝撃強度

コンクリートの各種強度は、荷重の作用する速度の影響を受ける。2.1.2項 図-2.9 に示したように、載荷速度が速くなると強度も大きくなる。逆に、載荷速度が著しく遅い場合には、クリープ破壊を生じることとなり、通常の強度より小さい強度となる。

設計においては、作用する荷重が衝撃的な荷重だけでは限らないので、衝撃強度を考慮する場合は、特殊なケースに限定される。

(9) 疲労強度

静的強度以下の応力レベルしか生じない荷重でも、それが繰返し作用すると破壊に至ることがある。この現象を疲労破壊という。破壊に至るまでの荷重の繰返し回数 (N) には、最大応力と最小応力の差である応力振幅と静的強度の比 (S_r) および最小応力と静的強度の比 (S_m) が影響を及ぼすことが認められており、コ

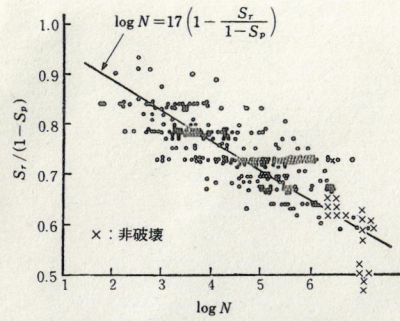


図-2.28 コンクリートの圧縮疲労⁷⁰⁾

コンクリートの圧縮疲労においては、図-2.28のようになる。縦軸を応力比(S)と呼ぶと、荷重の繰返し回数200万回に対応する応力比は0.6以下となる。

疲労強度に影響を及ぼす他の要因として、コンクリートの種類、コンクリートが置かれている状態(気中、水中)および荷重速度があげられる。コンクリートの種類では、軽量コンクリートは普通コンクリートより疲労強度が低い。すなわち、同一繰返し回数となるための応力レベルが低い。また、水中では、気中に比べて、疲労強度が著しく低下する。

荷重速度の影響については、繰返し速度が70~2000回/分程度では、ほとんど影響がない。さらに、休止期間をおくと、疲労強度が増加することも認められている。

このような疲労現象は、鉄道や道路の橋梁構造物の設計において、特に考慮する必要がある。

2.1.4 応力-ひずみ曲線

(1) 一般

構造解析のためには、荷重の初期から終局に至るまでの、全領域にわたる応力(σ)-ひずみ(ϵ)関係に関する詳細な情報が必要になる場合も多い。また、コンクリートは、主に圧縮材として使用されるため、圧縮荷重時の σ - ϵ 曲線(以下、単に σ - ϵ 曲線と呼ぶ)が重要となる。なお、引張荷重時の σ - ϵ 曲線については、2.1.8「破壊力学」の項に詳しい。ここでは、主に、一軸圧縮荷重時の σ - ϵ 曲線について述べる。

コンクリートの σ - ϵ 曲線の概要を引張り時も含めて図-2.29に示す。コンクリートの σ - ϵ 曲線は厳密には荷重初期から非線形となる。これは、コンクリート内部の微小破壊が応力の増大に伴い徐々に進行するからである。さらに、コンクリートは最大耐力到達後、内部ひび割れの急激な進展によって、ひずみ軟化挙動

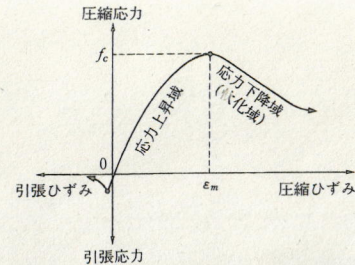


図-2.29 コンクリートの応力-ひずみ曲線の概形

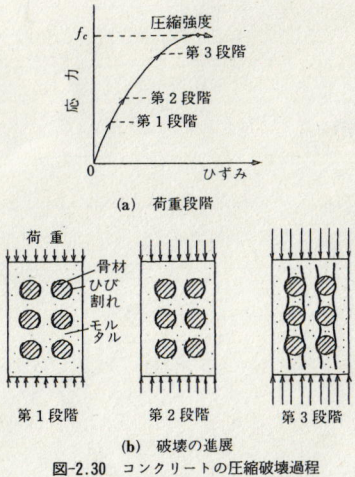


図-2.30 コンクリートの圧縮破壊過程

を示すため、 σ - ϵ 曲線の勾配は負となる。

一般に、荷重荷重の増大に伴うコンクリートの破壊過程は、およそ以下のようなになる(図-2.30参照)。

(1) 最大応力(圧縮強度)のおよそ30%の応力になると、粗骨材とモルタルの境界層にボンドクラック(粗骨材-モルタル間の付着が損なわれて生じる微細ひび割れ)が局部的に生じ、剛性(ヤング係数)がわずかに低下する。

(2) 最大応力のおよそ50%の応力になると、粗骨材の周辺で生じた局部的なひび割れがモルタル中に進展する。

(3) 最大応力のおよそ80~90%の応力になると、ひび割れが互いに連結して、大きなひび割れが形成され始める(この応力レベルを臨界応力度と呼ぶ⁹⁹⁾)。臨界応力度は、コンクリートの体積ひずみが増加に転じる時点の応力と定義されるが、この値はコンクリートの配(調)合比によって異なることが指摘されている¹⁰⁰⁾。また、臨界応力度は、クリープ限界応力や端面

摩擦(後述)を減じた圧縮試験で得られる最大応力にほぼ相当することが知られている。

コンクリートの σ - ϵ 曲線は、圧縮強度の場合と同様に、コンクリートの品種・品質および試験方法によって異なる。以下、 σ - ϵ 曲線の形状とその力学的意味を考えながら各種要因の影響について述べる。

(2) 水セメント比の影響

図-2.31は、 σ - ϵ 曲線に及ぼす水セメント比、すなわちコンクリートの強度レベルの影響を示したもので

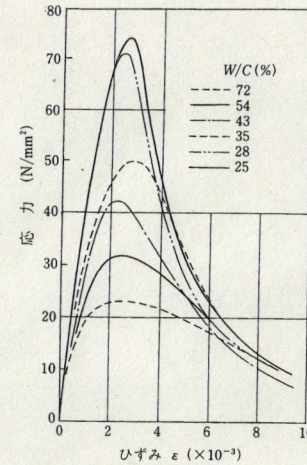


図-2.31 応力-ひずみ曲線に及ぼす水セメント比(W/C)の影響⁹¹⁾

ある¹⁰¹⁾。圧縮強度が大きいコンクリートほど応力上昇域の剛性および最大応力時のひずみは大きくなり、応力下降域の下り勾配が急になる。すなわち、コンクリート強度が大きいものほど、破壊が脆性的である。なお、応力下降域の σ - ϵ 曲線は、ひずみが約(4~6) $\times 10^{-3}$ を超えるような高ひずみの領域(収束領域と呼ぶ)では、コンクリート強度にかかわらず、ほぼ類似の形状を示す。これは、この領域では供試体内部のひび割れの進展が著しく、荷重は主としてひび割れ面における摩擦や、粗骨材のかみ合せ作用によって負担されるようになり、粗骨材やモルタル自身の強度はコンクリートの耐荷力にあまり関与しなくなるためである¹⁰²⁾。

(3) 粗骨材の影響

図-2.32は、 σ - ϵ 曲線に及ぼす粗骨材の品質の影響を示したものである¹⁰³⁾。水セメント比が等しい場合は、川砂利を使用した普通コンクリートの方が人工軽量骨材コンクリートに比べて、応力上昇域の剛性が大きい。また、応力下降域の勾配も緩やかで、破壊が若

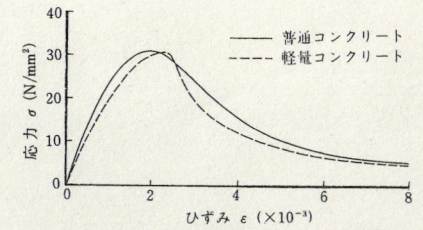


図-2.32 応力-ひずみ曲線に及ぼす粗骨材種類の影響¹⁰³⁾

干延性的である。

図-2.33は、 σ - ϵ 曲線に及ぼす骨材の混入の影響を示したものである。初期勾配、すなわちヤング係数に関しては、骨材とセメントペーストとの複合則(後述)

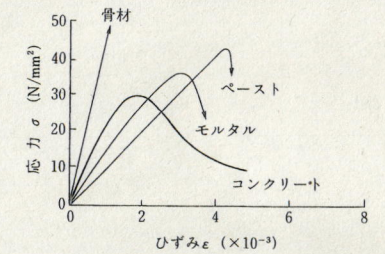


図-2.33 骨材、セメントペースト、モルタル、およびコンクリートの応力-ひずみ曲線

がほぼ成立する。

一方、圧縮強度に関しては複合則は成立せず、材料が非均質になるほど強度が低下する。また、材料が均質なほど破壊は脆性的である。

(4) 養生方法の影響

図-2.34は、 σ - ϵ 曲線に及ぼす養生方法の影響を示したものである¹⁰⁴⁾。空中養生を行ったコンクリートは、水中養生を行ったコンクリートに比べて応力上昇域の剛性および圧縮強度は小さいが、応力下降域の挙動が延性的となる。これは、空中養生を行ったコンクリートでは、水和過程において水分の補給が十分に行

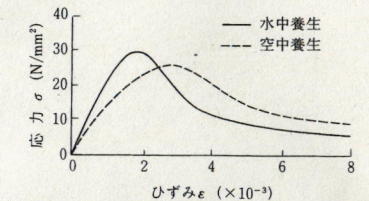


図-2.34 応力-ひずみ曲線に及ぼす養生方法の影響¹⁰⁴⁾

われず、内部の組織が緻密化していないためである。

(5) 供試体形状の影響

図-2.35は、供試体-載荷板間に摩擦(端面摩擦)がある場合、図-2.36は、端面摩擦を減じた場合について、 σ - ϵ 曲線に及ぼす供試体の高さ-直径比 (H/D) の影響を示したものである¹⁰⁵⁾。図-2.35によれば、圧縮強度の場合と同様に、 σ - ϵ 曲線も端面摩擦による横拘束の影響を受け、 H/D が2よりも小さい範囲では、 σ - ϵ 曲線は H/D の減少に伴って著しく延性的になる。一方、図-2.36によれば、端面摩擦を減じれば、圧縮強度に及ぼす H/D の影響は非常に小さくなるもの、 σ - ϵ 曲線の応力下降域の形状は、依然として H/D が小さ

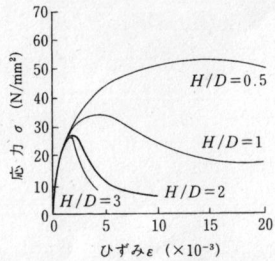


図-2.35 応力-ひずみ曲線に及ぼす供試体形状 (H/D) の影響 (端面摩擦がある場合)¹⁰⁵⁾

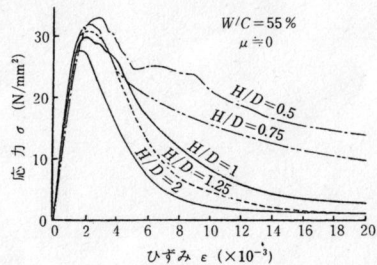


図-2.36 応力-ひずみ曲線に及ぼす供試体形状 (H/D) の影響 (端面摩擦係数 μ を減じた場合)¹⁰⁵⁾

いほど延性的である。

これは、破壊が供試体内部のある領域に集中する傾向が、特に応力下降域(ひずみ軟化域)において著しくなるためであると考えられている¹⁰⁶⁾。また、最大応力以後の供試体全体の变形量は、供試体の H/D にかかわらずほぼ等しいことが指摘されている^{106)~108)}。

以上のように、供試体形状が σ - ϵ 曲線に及ぼす影響については、端面摩擦、ひずみ測定長・測定位置といった要因の影響をも同時に考慮して論じる必要がある。

Bazantは、部材の一軸載荷実験で得られるデータから、ひずみ軟化域(応力下降域)の応力-ひずみ関係を特定するため、ひずみの局所化を考慮した次式のような Series-coupling モデルを提案している^{106),109),110)}。

$$\bar{\epsilon} = f \cdot \epsilon + (1-f) \cdot \epsilon_w \quad (2.8)$$

ここに、 $\bar{\epsilon}$: 平均ひずみ、 ϵ : ひずみ軟化領域の(真の)ひずみ、 ϵ_w : 除荷領域のひずみ、 f : ひずみ軟化域(一樣)の部材全体に対する容積比(断面が一定の場合、仮想破壊域 l_p /部材長 H)。

ひずみ軟化域のひずみ ϵ (true post-peak strain in the loading) は、上式を变形して実験データ $\bar{\epsilon}$ を代入すれば、容易に計算できる。図-2.37は、Mierの実験データ¹⁰⁸⁾に対し、本提案モデルを適用した例である。部材長 $H = 10, 20, 40$ cm の場合に対し、仮想破壊域 $l_p = 5$ cm と仮定している。また、実験データは存在しないが、 $H = 40$ cm の場合には、ひずみの戻り現象、すなわち snapback の現象が得られている。

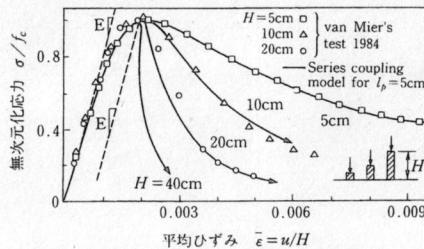


図-2.37 供試体形状の異なるコンクリートの応力-ひずみ曲線の推定例¹⁰⁹⁾

(6) 供試体寸法の影響

コンクリートは、一般に供試体寸法の増大に伴い、圧縮強度が減少し、軟化域の挙動がより脆性的になる^{106),111),112)}。また、圧縮強度の寸法効果は、高強度コンクリートになるほど顕著に現れること、供試体寸法の増大により圧縮強度時の横ひずみの値は減少し、その傾向は高強度コンクリートほど著しいことなどが指摘されている¹¹³⁾。

(7) 載荷速度の影響

図-2.38および図-2.39は、 σ - ϵ 曲線に及ぼす載荷速度の影響を示したものである。図-2.38によれば、載荷速度が極めて遅い場合には、クリープ変形が加わって σ - ϵ 曲線の勾配が緩やかになり、最大応力も低下する¹¹⁴⁾。また、図-2.39によれば、載荷速度(ここでは、ひずみ速度としている)が極めて速い場合には圧縮強度は増大し、軟化域の σ - ϵ 曲線の勾配は若干急

になる。これは、載荷速度が速いほど、供試体内部のマイクロクラックの発生量が減少することなどが原因と考えられている^{100),101)}。

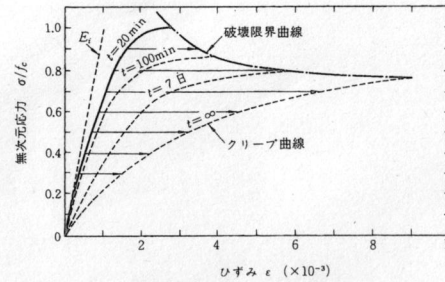


図-2.38 応力-ひずみ曲線に及ぼす載荷速度の影響(載荷速度が遅い場合)¹¹⁴⁾

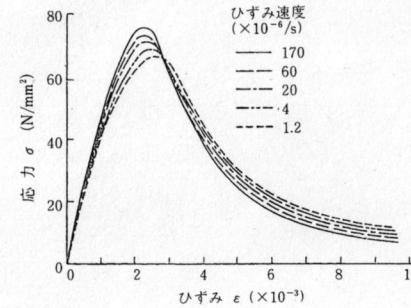


図-2.39 応力-ひずみ曲線に及ぼす載荷速度の影響(載荷速度が遅い場合)¹⁰¹⁾

(8) 繰返し応力の影響

図-2.40は、繰返し載荷を受けるコンクリートの σ - ϵ 曲線を示したもので、図中には静的載荷時の σ - ϵ 曲線(破線)を併示してある。繰返し載荷時の σ - ϵ 曲線の包絡線は、静的載荷時の σ - ϵ 曲線とほぼ一致する

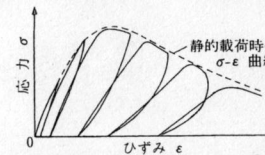


図-2.40 繰返し載荷を受けるコンクリートの応力-ひずみ曲線の概形

ことから、後者も耐震構造解析上、有用な情報であるといえる。また、図-2.41は、あるひずみレベルまで載荷した後、除荷、そして再載荷した場合の σ - ϵ 曲線を示したものである。コンクリートには、低ひずみの段階から非回復性の塑性ひずみ (ϵ_p) が存在し、図-2.41

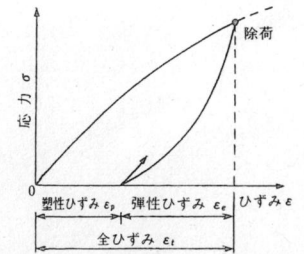


図-2.41 ひずみの成分分解

からもわかるように、この塑性ひずみは、全体のひずみ (ϵ_t) の増加に伴い増大する。

(9) 最大応力時のひずみ

最大応力時のひずみ (ϵ_m) は、コンクリートの圧縮強度 (f_c) の増加に伴って、ほぼ直線的に増加するといえるが、粗骨材、養生方法などの要因の影響も無視できない。これまでに提案されている主な表示式の形は次の2種類である。

$$\epsilon_m = a \times 10^{-6} \times f_c + b \quad (2.9)$$

$$\epsilon_m = c \times 10^{-4} \times (f_c)^{0.25} \quad (2.10)$$

ここに、 a, b, c は実験定数であり、それぞれ a はおよそ 1.3~1.5 の値、 b はおよそ 0.0013~0.002 の値、 c はおよそ 4~8 の値になる。

普通強度レベルのコンクリートに対して得られた表示式による計算値を図-2.42に¹⁰⁴⁾、高強度レベルをも含むコンクリートから得られた実測値と表示式による

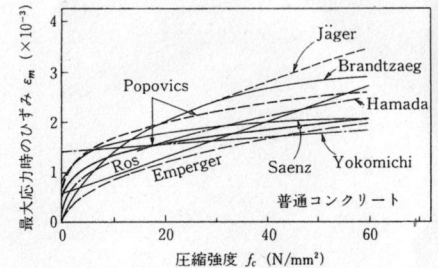


図-2.42 最大応力時のひずみ (ϵ_m) の表示式の比較¹⁰⁴⁾

計算値の比較例を図-2.43に示す¹¹⁵⁾。

(10) 応力-ひずみ曲線の表示式

RC部材の耐力や変形を計算する場合には、 σ - ϵ 曲線の数式表示が必要になる。実用表示法としては直線表示、折線表示、曲線表示などの方法があり、目的に応じて適宜使い分けている。土木学会では、コンクリートの σ - ϵ 曲線は検討の目的に応じて適切な形を

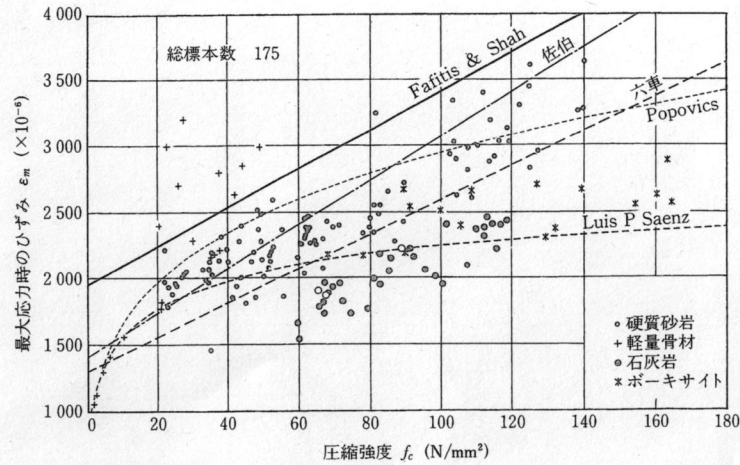


図-2.43 最大応力時のひずみの実測値と表示式による計算値¹¹⁵⁾

仮定するものとしているが、部材断面の曲げ破壊に対する検討の際に図-2.44に示す表示法を用いてよいとしている。

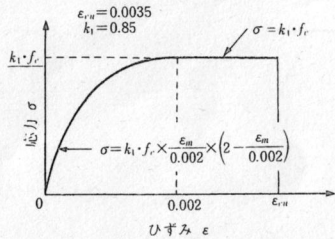


図-2.44 応力-ひずみ曲線のモデル化の一例 (RC示方書)

実用的にはなるべく簡明な表示法がよく、直線表示は主として部材の弾性解析の際に用いられ、折線表示は部材のひび割れ耐力の解析を含む弾塑性解析などに用いられている。しかし最近のように手軽に大型コン

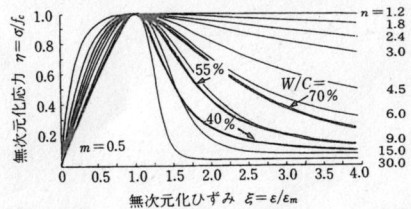


図-2.45 無次元化応力-無次元化ひずみ曲線の計算値の一例 (ひずみ軟化域の太線は実測値)

ピュータあるいはパソコンなどが利用できるようになると、表示式は多少複雑になっても、実際のσ-ε曲線を正確に表示できるものがよい場合もある。σ-ε曲線の表示式としては古くから数多くの提案があるが、表示式の例を表-2.4¹¹⁵⁾、図-2.45および図-2.46¹¹⁶⁾に示す。ただし、図-2.45中の計算値は応力上昇域にPopovics式を、応力下降域に谷川式を適用して得られたものである。

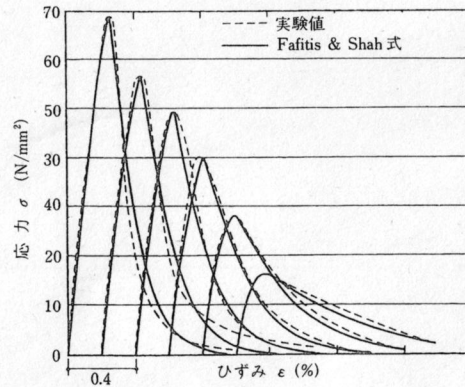


図-2.46 強度レベルの異なるコンクリートの応力-ひずみ曲線の実測値と表示式による推定値の比較例¹¹⁶⁾

2.1.5 弾性諸定数

(1) ヤング係数

理想的な弾性体(フック固体)では、応力(σ)とひ

ずみ(ε)が直線関係を示し、σ-ε関係は次の式で表される。

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.11)$$

ここに、E: ヤング係数 (または弾性係数)。

コンクリートは、粗骨材と母材モルタルからなる二相複合材料であり、図-2.47に示すように、2つの相が並列または直列に相をなしていると仮定すれば、コンクリートのヤング係数

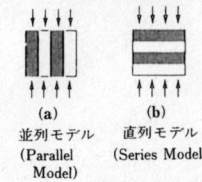


図-2.47 二相複合材料モデルの例¹¹⁷⁾

E_cは、それぞれ次式によって表される。

$$E_c = V_m \cdot E_m + V_a \cdot E_a \quad (2.12)$$

$$E_c = 1 / (V_m / E_m + V_a / E_a) \quad (2.13)$$

ここに、V_m + V_a = 1、V_m、V_a: それぞれ母材モルタルおよび粗骨材の容積比、E_m、E_a: それぞれ母材モルタルおよび粗骨材のヤング係数。

これらの式より図-2.48が得られる。並列モデルは二相複合材料のヤング係数の上界値、直列モデルは下

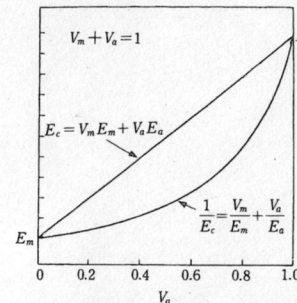


図-2.48 二相複合材料のヤング係数

表-2.4 無次元化応力-無次元化ひずみ曲線の表示式¹¹⁶⁾

| 研究者 | 表示式 |
|----------------|--|
| 梅村 | $\eta = 6.75 (e^{-0.8122\varepsilon} - e^{-1.218\varepsilon})$ |
| Hognestad | $\begin{cases} \eta = 2\xi - \xi^2 & : 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_m \\ \eta = 1 - \frac{0.15}{0.0038 - \varepsilon_m} (\varepsilon - \varepsilon_m) & : \varepsilon \geq \varepsilon_m \end{cases}$ $f_c = 0.85 f_c', \varepsilon_m = 2 f_c / E_c$ |
| Kent & Park | $\begin{cases} \eta = 2\xi - \xi^2 & : 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_m \\ \eta = 1 - \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - 0.002} (\varepsilon - 0.002) & : \varepsilon_m \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{20c} \\ \eta = 0.2 & : \varepsilon \geq \varepsilon_{20c} \end{cases}$ $\varepsilon_m = 0.002, \varepsilon_{50u} = \frac{0.21 + 0.002 f_c}{f_c - 70}$ |
| 鈴木 | $\begin{cases} \eta = 2\xi - \xi^2 \\ \eta = -\tan\theta \cdot \xi + (\tan\theta + 1) \\ \tan\theta = 1.33 \times 10^{-3} f_c + 0.1002 \end{cases}$ |
| Fafitis & Shah | $\begin{cases} \eta = 1 - (1 - \xi)^2 & : 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_m \\ \eta = \exp(-k(\varepsilon - \varepsilon_m)^{1.15}) & : \varepsilon \geq \varepsilon_m \end{cases}$ $a = \frac{E_c \varepsilon_m}{f_c}, k = 0.17 f_c$ |
| 六車 | $\begin{cases} \sigma = E_c \varepsilon + (f_c - E_c \varepsilon_m) \xi^2 & : 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_m \\ \sigma = \frac{1}{\varepsilon_m - 0.004} ((f_c - 100)\varepsilon + 100\varepsilon_m + 0.004 f_c) & : \varepsilon_m \leq \varepsilon \leq 4\varepsilon_m \\ \varepsilon_m = (0.0013 f_c + 1.299) \times 10^{-3} \end{cases}$ |
| Popovics | $\eta = \frac{n\xi}{n - 1 + \xi^n}$ $n = 0.00571 f_c + 1$ |
| 谷川 | $\eta = \frac{1}{n} + \frac{(n-1)X}{n-1+X^n} \quad : \varepsilon \geq \varepsilon_m$ $n = 1 + a(f_c/100)^b, X = \xi^n, a, b, m: \text{実験定数}$ |

(注) $\eta = \sigma/f_c, \xi = \varepsilon/\varepsilon_m$
 f_c : 圧縮強度 ε_m : 最大応力時のひずみ E_c : 初期弾性係数 f_c' : 供試体の圧縮強度

界値であり、コンクリートのヤング係数は一般的にこれらの値の間に位置することが知られている¹¹⁷⁾。

コンクリートの応力-ひずみ曲線は、荷重初期の段階から非線形となるため、元来、完全弾性材料における応力とひずみの比であるヤング係数は一義的には定められない。そのため、図-2.49に示すように目的に応じて、種々の弾性係数が定義される。これらのうち、

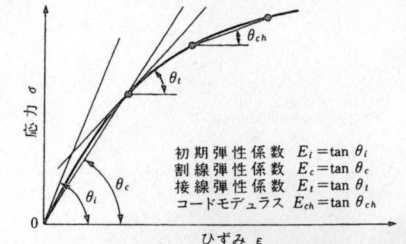


図-2.49 弾性係数の定義

構造設計には通常、圧縮強度の1/3~1/4の応力点と原点、または原点近傍の点を結ぶ割線弾性係数(セカントモデュラス E_c) が用いられる。

コンクリートのヤング係数は、図-2.50 に示すように一般に圧縮強度の平方根にほぼ比例し、比重が大きいくほど大きくなる¹¹⁹⁾。日本建築学会のRC規準、土木学会RC示方書など主な規準書類に記載されているコンクリートの設計用ヤング係数の値を表-2.5 に示す¹¹⁹⁾。また、高強度コンクリートを対象とする「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」プロジェクト(略称)New RC総プロによって得られたヤング係数の実測値については第3編第1章図-1.7 に示されている¹²⁰⁾。RC規準式を高強度コンク

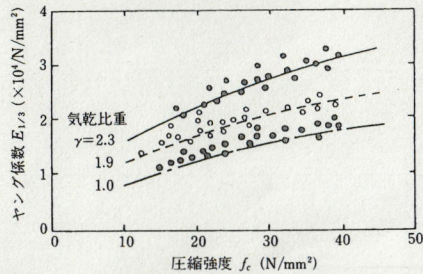


図-2.50 コンクリートのヤング係数 $E_{1/3}$ (圧縮強度 f_c の1/3の応力時の割線弾性係数)

リートにそのまま適用するとヤング係数を過大評価すること、およびヤング係数の値は、骨材の種類によってかなり異なることがわかる。

(2) ポアソン比

コンクリートのポアソン比 (ν) は、次式によって表され、 載荷応力に応じて図-2.51 に示すように変化する。

$$\nu = |\epsilon_2| / |\epsilon_1| \quad (2.14)$$

ここに、 ϵ_1 : 圧縮軸ひずみ、 ϵ_2 : 軸方向と直角方向のひずみ。

コンクリートの初期ポアソン比は、コンクリートの品質によっても異なり、 およその値は普通コンクリートでは0.18~0.20、 軽量コンクリート

では0.2~0.22、 高強度コンクリートでは0.20~0.23である。ただし、 弾性範囲内であれば、コンクリートの種類にかかわらず、RC規準では1/6、RC示方書では0.2としてよいとしている。ポアソン比が急増する圧縮応力レベルは最大応力の約80%程度であり、前述の臨界応力度にほぼ相当する。

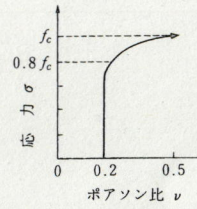


図-2.51 各応力レベルのポアソン比

(3) せん断弾性係数

コンクリートのせん断弾性係数 (G) は、弾性材料の場合に成立する次式を用いてヤング係数 (E) とポアソン比 (ν) とから求めることができる。

$$G = E / (2(1 + \nu)) \quad (2.15)$$

ここで、 $\nu = 1/6$ とすると、 $G = 0.43E$ となる。

(4) 動弾性係数

載荷初期の動弾性係数は、共振振動試験によって求めることができる。例えば、JIS A 1127 には、細長いコンクリート供試体の縦振動時の共振振動数 (f_1) から動弾性係数 (E_D) を求める方法が示されている。

$$E_D = 4f_1^2 \cdot L^2 \cdot \rho \quad (\text{dyne/cm}^2) \quad (2.16)$$

または

$$E_D = 4 \times 10^{-5} \cdot L \cdot W \cdot f_1^2 / A \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.17)$$

ここに、 L : 供試体の長さ (cm)、 ρ : 供試体の密度 (g/cm^3)、 W : 供試体の質量 (kg)、 A : 供試体の断面積 (cm^2)、 f_1 : 縦共振振動数 (Hz)。

動弾性係数測定時の応力レベルは微小であり、短時間の挙動に基づく値であるなどの理由により、動弾性係数の値は、静的載荷によって求めた前述の初期弾性係数よりも、一般に5~20%程度大きい。

2.1.6 構成則

数値解析の普及は、場所ごとに異なる材料非線形性と複雑な応力状態の両者を、構造解析で扱うことを可能とした。任意の構造形態、荷重様式、境界条件に対応することのできる一般化の土俵が形成されたことで、さまざまな工学領域に計算力学が浸透した。ここでコンクリートの構成則が担う使命は、一般化されたコンクリート構造解析法を実現することといえる。

機械工学分野で塑性理論が弾塑性マトリクス形式で有限要素法に組み入れられ¹⁶⁰⁾、有限要素法による材料非線形解析に方向付けが与えられたのが1968年である。ほぼ同時期に、Rasid¹⁴²⁾、Cervenka¹²⁴⁾、¹²⁵⁾らは分散ひび割れモデルの考えと鉄筋コンクリート板構造の非線形有限要素解析を世に出している。Scordelisら¹³⁷⁾は、離散ひび割れの概念で鉄筋コンクリート梁のせん断問題に取り組んだ。鉄筋とコンクリートの非線形性を定量的に表現し、精度と一般性を高め、かつ構成式の形で数値解析に反映させることが、一般化された構造解析法へ向う階段を登るうえで、大きな意義をもつこととなった。

沿革の概要を図-2.52 に示す。有限要素解析以前にも、コンクリートの多軸強度に関する貴重な研究が行われている¹²²⁾、¹⁴⁴⁾。有名なKupferの二軸応力載荷実

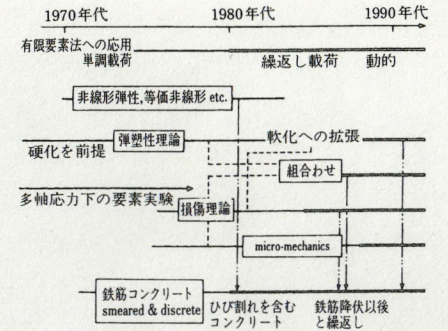


図-2.52 コンクリート構成則と非線形解析の沿革

験¹³⁰⁾もこの時期の果実である。コンクリート基礎物性の解明と作用応力に対する材料安全率の評価などが主たる研究上の視点であった。多軸応力下の破壊包絡線は、関連流れ則に基づいて塑性関数として、弾塑性構成則の枠組に取り入れられ¹²⁶⁾、¹²⁷⁾、構造解析に貢献する道をたどった。塑性理論自体は、すでに確立された概念としての地位を占めており、Pragerによって摩擦材料への応用も示された。塑性理論では本質的に表現できないコンクリートの非線形挙動があるにしても、コンクリート非線形構造解析の展開に果たした役割は大きい。その後、今日に至るまで、コンクリートの非線形挙動をより正確、かつ合理的に説明する、コンクリートという複合材料に特化した構成則の研究が進められてきた。

一方、鉄筋コンクリートは、ひび割れの発生・成長が安定して進行する状態で使用される構造であるため、ひび割れが部材断面を貫通して形成された後の安定領域が、主たる研究対象となる。1本のコンクリート中のひび割れ、および交差鉄筋との相互作用は、鉄筋コンクリートの構造解析に不可欠であり、応力開放/伝達の機構と構成則による記述が研究の対象となった。また、鉄筋によるひび割れ進展の安定化と分散から、複数のひび割れを含むコンクリートの空間平均化された挙動を構成則で記述する努力が続けられてきた¹³⁸⁾、¹³⁹⁾。これらは鉄筋コンクリートの構成則、あるいはひび割れを含むコンクリートの構成則として、連続体コンクリートの構成則と一応区別して扱われる。

(1) 連続体コンクリートの構成則

構成則は材料に発生する応力とひずみの関係を規定するものであるが、記述対象とする応力とひずみが、どの大きさの材料寸法(コントロールボリューム)に対して定義されているのかを、明確にしておくことが

表-2.5 コンクリートのヤング係数の推定式・設計値

| 略称など | ヤング係数推定式または設計値 | 出典 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|---|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-------------|-----|-----|-----|-----|---|---|-------------|
| 建築学会式 | $E = 210\,000 \cdot (\gamma/2.3)^{1.5} \cdot (F_c/200)^{0.5}$ (kgf/cm ²) | 日本建築学会 RC 規準 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 土木学会 | <table border="1"> <tr> <td>設計基準強度 (kgf/cm²)</td> <td>180</td> <td>240</td> <td>300</td> <td>400</td> <td>500</td> <td>600</td> </tr> <tr> <td>普通コンクリート</td> <td>2.2</td> <td>2.5</td> <td>2.8</td> <td>3.1</td> <td>3.3</td> <td>3.5</td> </tr> <tr> <td>軽量骨材コンクリート*</td> <td>1.3</td> <td>1.5</td> <td>1.6</td> <td>1.9</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> </table> <p>* ($\times 10^4$ kgf/cm²) 骨材の全部を軽量骨材とした場合</p> | 設計基準強度 (kgf/cm ²) | 180 | 240 | 300 | 400 | 500 | 600 | 普通コンクリート | 2.2 | 2.5 | 2.8 | 3.1 | 3.3 | 3.5 | 軽量骨材コンクリート* | 1.3 | 1.5 | 1.6 | 1.9 | — | — | 土木学会 RC 示方書 |
| 設計基準強度 (kgf/cm ²) | 180 | 240 | 300 | 400 | 500 | 600 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 普通コンクリート | 2.2 | 2.5 | 2.8 | 3.1 | 3.3 | 3.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 軽量骨材コンクリート* | 1.3 | 1.5 | 1.6 | 1.9 | — | — | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ACI 363 式 | $E = (40\,000 \cdot f_c^{0.5} + 1\,000\,000) \cdot (\gamma/2.346)^{1.5}$ (psi) | Report no. ACI 363 R-84 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| CEB-FIP 式 | $E = \alpha \cdot 21\,500 \cdot (\sigma_{28}/10)^{1/3}$ $\alpha = 1.2$: 玄武岩, 硬質石灰岩 1.0: 石英岩 0.9: 石灰岩 0.7: 砂岩 | CEB-FIP MODEL CODE 1990 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| New RC 式 | $E = k_1 \cdot k_2 \cdot 33\,500 \cdot (\gamma/2.4)^2 \cdot (f_c/600)^{1/3}$ $k_1 = 1.2$: 石灰岩砕石, か焼ポークサイト $= 0.95$: 石英岩砕石, 安山岩砕石, 玉石砕石 玄武岩砕石, 粘板岩砕石 $= 1.0$: その他の粗骨材 $k_2 = 1.1$: フライアッシュ $= 0.95$: シリカフェーム, 高炉スラグ微粉末 フライアッシュ起源微粉末 $= 1.0$: 上記以外の混和材, 混和材無混入 | New RC 報告書 (1992年) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

(注) E : ヤング係数, F_c : 設計基準強度, f_c : 圧縮強度, σ_{28} : 28 日圧縮強度, γ : 単位容積質量

肝要である。図-2.53に解析対象と、応力/ひずみを規定する最小材料寸法を併記した。理想連続体ではひずみ/応力が規定される体積は無限度である。

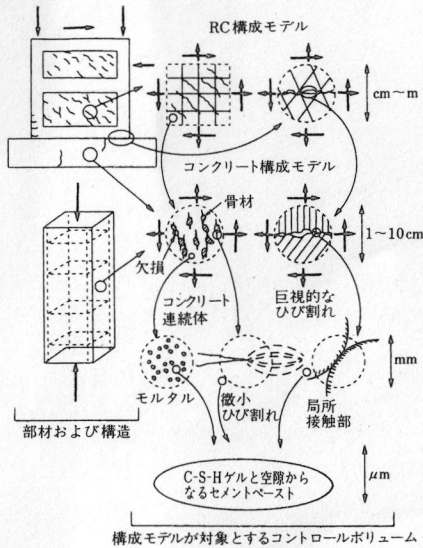


図-2.53 対象構造と構成則を定義するときのコントロールボリューム

しかし、コンクリートや粒状体・固液混相流などは、構成粒子以下にコントロールボリュームを設定することは現実的でない。例えば、コンクリートに圧縮応力が作用する場合、粗骨材に発生する局所ひずみと粗骨材間に存在するモルタルひずみは大きく異なることが知られている。したがって、コントロールボリューム内での平均応力と平均ひずみを用いて、“場所ごとに異なる”構成則が成立するのならば、これを構造解析上の最小寸法とすることができる。骨材

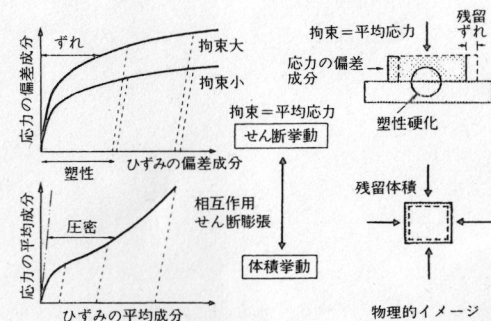


図-2.54 塑性理論によるコンクリート非線形性の表現

最大寸法の数倍をコントロールボリュームに設定し、その中で平均化されたひずみと応力関係を規定する構成則を、連続体コンクリートの構成則と呼ぶ。

構成則には、① 平均応力-平均ひずみ関係を直接、数式にあてはめる方法、② コントロールボリューム内で微視的に起こっている挙動を、空間平均化された現象として捉え、数式などに代表させる方法、および③ コントロールボリューム内の微視的構造を幾何学的にも規定して、不均質材料の平均化された構成則を導出する方法に大別される(図-2.52参照)。弾塑性モデル、非線形弾性モデル、等価一軸に換算された直交異方性モデルなど、①に属する構成則¹²⁰⁾は、狭い範囲の適用に対して良好な精度を与えることができるが、一般化則を得る目的からは限界がある。物理的イメージを構成則で規定し、構成式で表現する②~③のアプローチが最近の研究動向である。

a. 塑性論的アプローチ 塑性理論は材料非線形の主因を塑性(残留すべり変形)に求め、流れ則と硬化則の二者で塑性変形を記述する(図-2.54参照)。コンクリートに対する塑性論の限界を明確にし、それを拡張することが研究の一つの流れとなったことは自然であろう。

塑性流れの方向が破壊包絡線に直交しないことは、完全静水圧状態に置かれたコンクリートでも塑性変形を呈することから明白である。塑性流れの方向が詳細に検討され、流れの方向の定式化を目的とした実験^{133), 148)}も1980年代に始まり、鋼材の塑性構成則とは異なり、流れ則を与える塑性ポテンシャルと塑性の進展を規定する荷重関数に関連性を与えない立場(non-associated)が、しばしば用いられる。

荷重関数と硬化則による塑性進展の規定方法にも改良が加えられた。特に、圧縮/引張軟化を塑性理論の枠組みで表現するために、後出の損傷の概念をもとに非線形性の進展に従って荷重関数を(応力値に対して非比例的に)縮退させるなど、改良・工夫が加えられてきた^{141), 149)}。時期を同じくして構成則の検証と改良につながるような、二軸・三軸荷重実験^{129), 145)}も報告されている。塑性理論と現実のコンクリートとの差を明らかにしようとした荷重経路が、意識的に選別されている点は興味深い。

関連流れ則とひずみ硬化則といった単純な仮定のもとに、弾塑性構成則は鋼材に対して相当の成功を収めた反面、コンクリート弾塑性構成則は複雑な定式化を要する。また、複雑な非線

形性が表現される反面、実際と矛盾する挙動も新たに追加されることとなる。変形が増大するにつれ、除荷時の剛性が低下する事実は、残留変形の進展ですべての非線形性を表現する塑性論の枠組みでは説明できない。いくつかの塑性構成則では引張軟化域に到達した場合、引張りに直交する方向の圧縮剛性が急速に低下する予測を与えるために、構造解析に用いると不都合をきたすモデルもいくつか知られている。ひび割れといった方向性の強い非線形現象と、比較的方向性の少ない圧縮非線形特性を、荷重関数と硬化則で同じように表現する段階で、鋼材の構成則構築にはない難しさがある。

b. 損傷理論および微細構造モデル 損傷理論の基本は、荷重経路に従って連続体の弾性剛性を低減させるものであり、除荷は原点指向型の履歴を呈する^{131), 135), 136), 143)}(図-2.55参照)。これは、材料内部の欠損が進展成長し、応力に抵抗する有効体積が欠損減少するとイメージすることもできる。また、内部の欠損・欠陥が吸収する変形が非弾性ひずみと理解してよい。損傷理論では、微視的な欠損とその進展は、コントロールボリューム内で平均的に分散していることを前提としている。この点は塑性理論と同じである。損傷の概念は、微細なひび割れの進展(すなわち応力を伝達できる体積の減少)に関連する非線形性を表現するうえで理解しやすく、コンクリートの引張破壊のモデル化、また、圧縮非線形性に対しても適用されている。

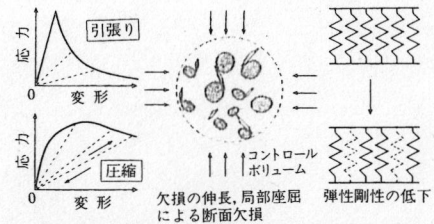


図-2.55 損傷理論によるコンクリート非線形性の表現

損傷の概念は、元来、弾性挙動の低下を表現するものであり、残留変形とそれに関連する非線形性を表現することは、本質的に難点がある。単調荷荷に限定し、除荷・再荷荷を構成則で扱わない場合はこの限りではないが、繰返し荷荷や急激な主応力軸の回転が起こるといった、経路依存性が重要な場合は注意が必要である。これに対して、いったん進展した微細ひび割れ面でのミスフィット等を考慮するなどの工夫を加えることによって、損傷モデルの概念の延長から残留ひずみ

も与えるモデルが開発されてきた。これらは純粋な損傷理論というよりも、塑性・損傷をいっしょに含めた非弾性ひずみモデルと理解したほうがわかりやすい。

c. 塑性・損傷の組合せ コンクリートの非線形性の根源を、塑性(残留変形)と損傷(微細構造の破壊)の二者に求め、その組合せとして構成則を記述する方法が弾塑性破壊(損傷)理論である。Bazantらは応力履歴から塑性ひずみの進展を定量化し、全ひずみ履歴から損傷に伴う応力の低下を規定する方法を採用した¹²³⁾。その後、引張りひび割れ破壊のみに損傷概念を導入し、圧縮挙動を塑性理論で表現する構成則が提案され、さらに圧縮領域および圧縮-引張領域に対して適用が試みられてきた^{121), 132), 134), 151)}。塑性理論で論理的に包含できなかった挙動(除荷時の剛性が経路に依存する)と、損傷理論で取り扱えなかった非線形(残留塑性変形)をともに補完しており、荷重・除荷・再荷荷挙動を合理的に構成式に表現できる点が特徴である。

図-2.56はコンクリートの塑性と損傷の挙動を、概念に基づき整理したものである。応力と弾性ひずみのせん断成分を代表する二次不変量の間には、明らかに損傷効果が現れている。二軸拘束の小さい履歴を受けたコンクリートほど、著しい弾性剛性係数の低下を見るのである¹³⁴⁾。これは、主として微視的ひび割れ密度の増加や局部座屈によって、せん断モードの弾性挙動が、力学的に劣化をきたした結果である。また、せん断弾性ひずみエネルギーを保存できる有効体積が損傷とともに減少したとも解釈できる。

ところが、応力と弾性ひずみの静水圧成分を代表する第一不変量間の関係は、履歴のいかんにかかわらず、ほぼ一定である。いかに“幾何学的な損傷”が導入されようとも、静水圧応答に対しては“力学的に損傷しない”ことを意味する。これは、幾何学的な欠損のいかんにかかわらず、全体積が等方弾性ひずみエネルギーを保存できるという、至極当然と思われる現象を代表している。

塑性理論では塑性ひずみの予測に応力値が用いられる。しかし、弾性剛性が損傷・変化する材料に対して、塑性変形の予測に応力を用いることは、物理的整合性を欠くことになる。塑性が起こる領域は損傷を免れている有効体積であり、ここに作用する有効応力は、全応力と一致しないからである。有効体積に作用する応力に比例するパラメータとして弾性ひずみを採用する考え方は、まず二次元応力下に対して応用され、その後、三次元応力下に拡張されてきた^{132), 134), 146)}。

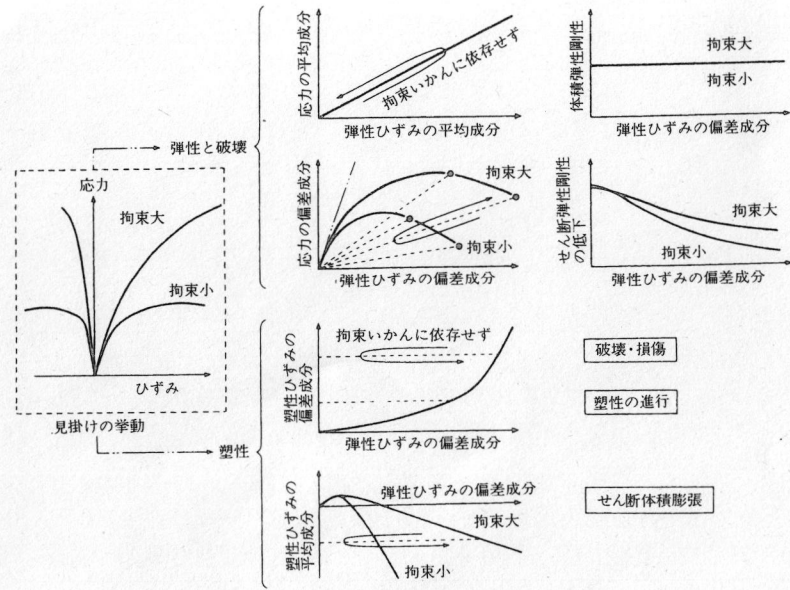


図-2.56 コンクリートの非線形性に現れる塑性と損傷

塑性ひずみと弾性ひずみの二次不変量（せん断モード）の間には、図-2.56に示すような一意的関係が見出される。見掛けの応力-ひずみ関係が軟化領域に入っても、常に弾性ひずみの二次不変量は増加する、すなわち塑性理論のひずみ硬化則の概念を、塑性ひずみと弾性ひずみ（有効応力）関係に展開することができることも意味している。複雑に見える三軸応力下のコンクリートの挙動も、塑性と損傷の組合せで単純化することも可能である。塑性挙動は常に硬化を呈し、弾性挙動においては損傷による軟化が同時に進行することで、見掛けの応力-ひずみ関係が決定するとしたのが、弾塑性破壊型の構成則である。コンクリートの非線形性を塑性・破壊に求める考え方の背景には、塑性と損傷の進展にそれぞれ異なった時間依存性が現れることが念頭に置かれている¹⁴⁷⁾。

(2) ひび割れを含むコンクリートの構成則

連続体コンクリートの硬化領域では、コントロールボリューム内部の微視的損傷の個々を考慮しなくても、構造物中の場所や対象とする寸法に関係なく、構成則は工学的に成立した。しかし、軟化領域ではコントロールボリューム内の微視的損傷の分散性が崩れ、見掛けの現象がコントロールボリュームの体積に関係する。そこで、構成則の成立限界の拡張が図られてきた。

分散ひび割れの概念に立脚した、ひび割れを含むコンクリートの構成則でも、同様の命題、すなわち「コントロールボリューム体積と損傷の密度に関して、構成則は成立するのか？」が存在する。この命題は鉄筋コンクリートとしての構成則を考えるうえで根幹にかかわる点である。なお、ここではコントロールボリュームの最小寸法は、その領域内に分散した巨視的ひび割れを有する30~50 cm四方としている。

連続体コンクリートの構成則が微細ひび割れなどにかかわる内部損傷と、セメント硬化体の塑性によって支配されたと同様に、鉄筋コンクリート構成則は複数の巨視的ひび割れを有するコンクリートと、鉄筋の挙動によって支配される。結論から言えば、「鉄筋比0.1~0.2%以上の2方向配筋で、普通強度コンクリートを用いる場合、鉄筋コンクリートを構成する、ひび割れを有するコンクリートの構成則はコントロールボリュームの寸法に依存することなく、一意的に成立する」、すなわち分散したひび割れを有するコンクリートの構成則は「成立」としてよい。換言すれば、「コンクリートボリューム内に存在する巨視的ひび割れの密度に関係なく、平均ひずみの履歴に対して平均応力が一意的に確定する」、すなわち一様ひずみ場では、構成則に寸法の効果が現れないことにほかならない。この事実は構造解析において都合がよい。ひび割

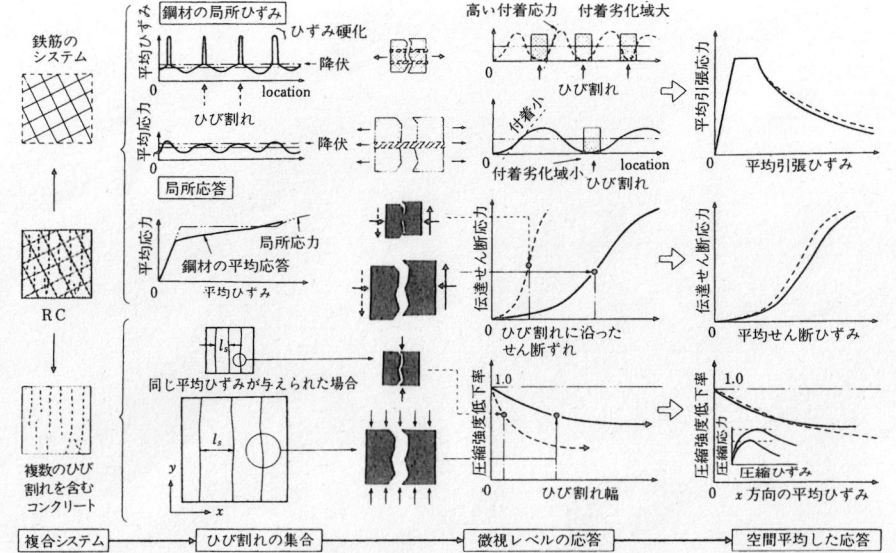


図-2.57 鉄筋コンクリート構成則成立の背景

れ個々を構造解析で確定する必要がないからである。

図-2.57は、鉄筋コンクリート構成則の構成、ひび割れ間隔の違いに伴うひび割れ局所変形、および巨視的応力-ひずみ関係についてまとめたものである。同じ平均ひずみが導入された鉄筋コンクリート板に、異なる密度で断面貫通ひび割れが導入されている場合を想定してみよう¹⁴⁸⁾。高密度にひび割れが導入された板では、個々のひび割れ幅とずれの両者はともに小さく、ひび割れ密度にはほぼ反比例する。ずれに対するせん断剛性はひび割れ幅にほぼ反比例して増加する一方、ずれ自体もひび割れ幅に反比例して減少するので、結局両者は相殺してひび割れの密度や本数はコントロールボリュームの平均応力-平均ひずみ関係には現れてこない。

ひび割れ密度（ひび割れ間隔）の増加は、ひび割れ平行方向の平均圧縮応力-圧縮ひずみ関係の剛性を低下させる。同時にひび割れ幅の減少はこの剛性を逆に増加させる。ひび割れ直交方向の平均ひずみが同じであれば幾何学的条件から、ひび割れ密度の増加とひび割れ幅は反比例するため、ひび割れ密度と幅の両者の効果が相殺される。このために、ひび割れに平行方向の平均応力-平均ひずみは、ひび割れの空間的配置にはほぼ依存しないことが実験的に確認されている。

鉄筋-コンクリート間の付着機構から、ひび割れに

直交方向に平均引張応力が伝達される（tension-stiffness）。同一平均ひずみに対してひび割れ密度が高いことは、ひび割れ間に存在する連続体コンクリートに対して、鉄筋からの応力伝達が良好であることを意味する。しかし、ひび割れ本数が多いために、ひび割れ近傍での付着劣化が大きくなり、ひび割れ間隔が小さいために付着長さ自体も減少する。その結果、ひび割れ直交方向の平均引張応力-ひずみ関係には、ひび割れ密度や鉄筋比の影響がほとんど現れなくなる。同様に、RC板中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係が、降伏以後も含めてひび割れ密度に影響されないことが示されている。

以上のとおり、ひび割れの局所挙動を支配する複数の要因同士が相互に関連をもって変動する結果、ひび割れを含むコンクリートとしての構成則がコントロールボリューム内で成立する。巨視的な構成則がひび割れ密度にほぼ依存しないことは、鉄筋コンクリート構造が再現性の高い優れた部材である理由の一つでもある。ただし、構成則成立には上記の個々の微視的挙動の特性が、システムとして連成した所産であるため、常に成立するというわけではない。例えば、高強度コンクリートのようなひび割れせん断面が平坦な場合は、上記の相殺関係が成立しない。ひび割れの分散が期待できないような低鉄筋比、あるいは付着の期待で

きない補強材でも同様である。

分散したひび割れを含むコンクリートの構成則が存在することは、鉄筋コンクリート構造解析にとって好都合であるが、構成則成立には、いくつかの成立要件が前提であることを忘れてはならない。以上の前提条件に則って、分散ひび割れモデルが提案されている^{138), 139)}。

2.1.7 コンファインドコンクリート

(1) 一般

コンファインドコンクリートとは、圧縮応力下で生ずる横方向の変形を、フープやスターラップなどの横補強筋によって拘束されるコンクリートをいう。同コンクリートは、後述するように、横補強筋をもたないコンクリート（プレーンコンクリート）に比べ、圧縮強度ならびに圧縮変形能力が改善されて粘り強くなる。

コンクリート構造における、梁および柱部材等の断面の圧縮部分に粘り強いコンクリートが用いられると、第11編の鉄筋コンクリートの概要でも述べるように、それらの部材は粘り強く耐震的なものとなる。したがって、コンクリート構造の耐震設計に関する最近の諸コードなど^{152)~154)}では、部材を靱性化するための構造技術としてコンファインドコンクリートを利用する方法が推奨されている。

(2) 拘束機構

コンクリートは圧縮応力を受けると内部にマイクロクラックを生じ(2.1.4項参照)、それに起因して圧縮応力と直交する横方向に膨張変形を起こす。したがって、コンクリートとそれを取り巻くフープやスターラップなどの横補強筋の間には、図-2.58(c), (d)に示すような作用、反作用としての拘束応力が起こり、それによってコンクリートは拘束され、横補強筋には引張力や曲げモーメントなどが生じる。拘束応力を受けるとコンクリートは三軸圧縮応力状態となるため、2.1.6項で述べられた複合応力下でのコンクリートの挙動と同様に、圧縮強度、特に圧縮変形能力が著

しく改善される。

図-2.58は、横補強筋の拘束状況を模式的に示したものである。横補強筋は、一般に間隔を置いて配筋されるため、横補強筋の位置とそれらの間ではコンクリートの横方向膨張変形に対する拘束の状況が異なる。それゆえ、拘束応力は同図(a)の静水圧のように一様なものとならず、図(b)に示すように材軸方向に分布するものになる。

さらに、横補強筋位置においても拘束応力の分布性は、横補強筋の形状によって異なる。横補強筋の形状が円形の場合、コンクリートの横方向変形に対し横補強筋はフープテンション状態(図(c))となっており、拘束応力は一様なものになる。

これに対し、角形横補強筋の場合には、図(d)に模式的に示すように、外周筋の隅角部、サブタイの脚部位置では、それら横補強筋によって横方向変形が直接に拘束されるため、コンクリートは大きな拘束応力を受けるが、それらの間では外周筋は曲げ変形するため拘束応力は小となる。しかし、サブタイ本数が増加して横補強筋が“もち網”状となって脚部間隔が小さくなると、拘束力は一様なものに近づくと推測される。

一方、横補強筋には、コンクリートへの拘束応力の反作用によって、サブタイや外周筋隅角部に大きな引張力と曲げモーメントが生じ、これらの部分の先行的な塑性化がコンファインドコンクリートの圧縮強度を決定する原因であると指摘されている¹⁵⁶⁾。

次に、図-2.59は、一軸圧縮応力を受けるコンクリートの軸応力-軸ひずみ-横方向ひずみ関係が強度によってどのように異なるかを模式的に示したものである。圧縮強度点以前から非弾性的な大きな横方向ひずみを示す低強度コン

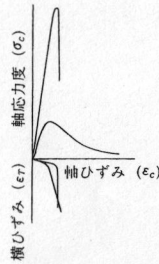
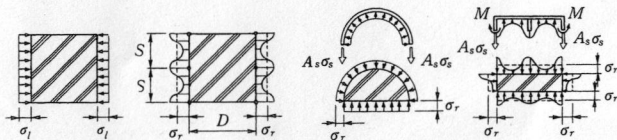


図-2.59 コンクリートの軸力-ひずみ関係の圧縮強度による差異(模式図)

クリートに対し、高強度コンクリートでは圧縮強度点まではほぼ弾性的で、横方向ひずみも小さいという特徴をもつ。このことは、横方向ひずみに密接に係る横補強筋の拘束機構が、コンクリート強度の影響を受



(a) 静水圧の場合 (b) 横補強筋の場合 (c) 円形横補強筋 (d) 角形横補強筋

図-2.58 拘束応力の模式図

けることを示している。

(3) 圧縮強度およびひずみ特性

一軸圧縮応力を受けるコンクリートに静水圧、すなわち一様な拘束応力(σt)が作用する場合、図-2.60に示すように¹⁵⁷⁾、σtが大きいときほど、拘束応力を受けないコンクリート(プレーンコンクリート)からの強度、そのときのひずみ、および応力下降域の勾配などの改善度が高くなる。一方、横補強筋が離散的に配筋されるコンファインドコンクリートの場合、拘束応力は図-2.58(b), (c)のような分布あるものとなるため、改善度は静水圧の場合に比べ低下する。したがって、コンファインドコンクリートの圧縮強度およびそ

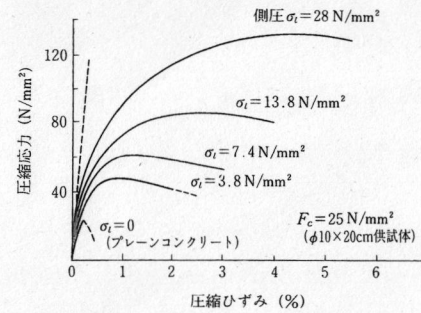


図-2.60 静水圧を受けるコンクリートの一軸圧縮応力-ひずみ関係¹⁵⁷⁾

のときのひずみの改善度は、表-2.6および表-2.7に示すように、一様な拘束応力との連続性も考慮できる平均拘束応力(σt), 拘束応力分布(具体的にはS/D:ピッチ/一辺長さ(直径)),ならびにコンクリート強度などを要因として表示されることが多い。なお、σtは横補強筋比(ρs=Σas/SD)と横補強筋の平均応力(σst)の積、ρsσstで表されるが、補強筋比として体積比(ρv)を用いて表現される場合もある。また、コンファインドコンクリートの圧縮強度点付近では、後述する高強度材料の場合を除き、横補強筋は通常降伏しているため、平均拘束応力σtの指標としてρsσstが通常用いられている。

a. 圧縮強度に及ぼす諸要因の影響 コンファインドコンクリートの一軸圧縮強度に及ぼす諸要因の影響を以下に具体的に示す。

(1) 平均拘束応力が大きい場合ほど、プレーンコンクリートからの圧縮強度増分は大きい。一様応力に近くなる過密配筋の場合、強度増分は平均応力のおおよそ4倍程度である(表-2.7および図-2.62参照)。

(2) 横補強筋によって加えられる拘束応力の一様性が高い場合ほど、圧縮強度増分は大きい。すなわち、平均拘束応力が同じ場合、太い鉄筋を粗い間隔で配筋するよりも、細い鉄筋を密に配筋するほうが効果は大きい。

(3) 同様に、横補強筋位置での拘束応力に直接影響する横補強筋形状は、平均拘束応力が同じであれ

表-2.6 円形横補強筋をもつコンファインドコンクリートの強度・ひずみ算定式

| 研究者 | 圧縮強度比 $F_{cj}/F_0, F_{cj}/F_c$ | 圧縮強度時ひずみ比 $\epsilon_{0,cj}/\epsilon_0, \epsilon_{0,cj}/\epsilon_c$ | 備考 |
|----------------|---|---|--|
| Richart et al. | $1+4.1 C_i$ | $1+5(K-1)$ | $C_i = \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{F_0}, K = \frac{F_{cj}}{F_0}$ |
| Iyenger et al. | $1+2.3 C_i$ | $1+23 C_i$ | $C_i = (\rho_s - \rho_b) \frac{\sigma_{sy}}{F_c}$ |
| 六車ら | $1+150 C_c$ | $1+1460 C_c$ | $C_c = \rho_b \frac{\sqrt{\sigma_{sy}}}{F_c} \left(1 - \frac{S}{2w}\right)$ |
| 中塚ら | $1+4.41 \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{F_0} \left(1 - 1.24 \frac{S}{D}\right)$ | $1 + \left(\frac{100}{F_0}\right)^2 \rho_s \sigma_{sy} \left(1 - 1.11 \frac{S}{D}\right)$ | — |
| Mander et al. | $2.254 \sqrt{1+7.94 \frac{C_0}{F_0} - 1.254 - 2 \frac{C_0}{F_0}}$ | $1+5(K-1)$ | $C_0 = 0.5 \rho_s \sigma_{sy} \left(1 - \frac{S}{2D}\right)^2, K = \frac{F_{cj}}{F_0}$ |
| 崎野ら | $0.8 + \kappa \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{F_c}$ | $\begin{cases} 1+4.7(K-1) & (K \leq 1.5) \\ 3.35+20(K-1.5) & (K > 1.5) \end{cases}$ | $\kappa = 2.09 \left(1 - \frac{S}{2D}\right)^2, K = \frac{F_{cj}}{F_c}$ |

(注) F_0, ϵ_0 : プレーンコンクリートの圧縮強度およびそのときのひずみ度 $F_{cj}, \epsilon_{0,cj}$: コンファインドコンクリートの圧縮強度およびそのときのひずみ度 w : 核断面の最小寸法 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度 ρ_b : 横補強筋の体積比 ρ_s : 横補強筋の面積比 (=Σas/SD) S: 横補強筋ピッチ D: 横補強筋の直径

表-2.7 角形横補強筋をもつコンファインドコンクリートの強度・ひずみ算定式

| 研究者 | 圧縮強度比 $F_{cf}/F_0, F_{cf}/F_c$ | 圧縮強度時ひずみ比 $\epsilon_{0,cf}/\epsilon_0, \epsilon_{0,cf}/\epsilon_c$ | 備考 |
|----------------|--|--|--|
| Iyenger et al. | $1 + 0.84 C_i$ | $1 + 6.45 C_i$ | $C_i = (\rho_b - \bar{\rho}_b) \frac{\sigma_{sy}}{F_0} = \rho_b \left(1 - \frac{S}{D}\right) \frac{\sigma_{sy}}{F_0}$ |
| 六車ら | $1 + 50 C_c$ | $1 + 450 C_c$ | $C_c = \rho_b \frac{\sqrt{\sigma_{sy}}}{F_c} \left(1 - \frac{S}{2D}\right)$ |
| Park et al. | K | K | $K = 1.0 + \frac{\rho_b \sigma_{sy}}{F_c}$ |
| Sheikh et al. | K_s | $1 + \frac{0.81}{C} \left[1 - 5 \left(\frac{S}{D}\right)^2\right] \frac{\rho_b \sigma_{sy}}{F_0}$ | $K_s = 1.0 + \frac{D^2}{140 \rho_{acc}} \left[\left(1 - \frac{mC^2}{5.5D^2}\right) \left(1 - \frac{S}{2D}\right)^2 \right] \sqrt{\rho_b \sigma_{sy}}$ |
| 中塚ら | $1 + 4.41 \alpha \beta_1 \frac{\rho_b \sigma_{sy}}{F_0} \left(1 - 1.24 \frac{S}{D}\right)$ | $1 + \alpha \beta_2 \left(\frac{100}{F_0}\right)^2 \rho_b \sigma_{sy} \left(1 - 1.11 \frac{S}{D}\right)$ | $\alpha = 0.075 n + 0.7$ $\beta_1 = 1 - \frac{0.12}{n + 0.35}, \beta_2 = 1 - \frac{1.0}{n + 1.9}$ |
| Mander et al. | $2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{C_0}{F_0}} - 1.254 - 2 \frac{C_0}{F_0}$ | $1 + 5(K - 1)$ | $C_0 = \rho_b \sigma_{sy} \left(1 - \frac{S}{2D}\right) \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6D^2}\right), K = \frac{F_{cf}}{F_0}$ |
| 崎野ら | $1 + \kappa \frac{\rho_b \sigma_{sy}}{F_c}$ | $\begin{cases} 1 + 4.7(K - 1) & (K \leq 1.5) \\ 3.35 + 20(K - 1.5) & (K > 1.5) \end{cases}$ | $\kappa = 11.5 \left(\frac{d}{C}\right) \left(1 - \frac{S}{2D}\right), K = \frac{F_{cf}}{F_c}$ |

(注) F_0, ϵ_0 : プレーンコンクリートの圧縮強度およびそのときのひずみ度 F_c, ϵ_c : コンクリートシリンダー強度およびそのときのひずみ度 $F_{cf}, \epsilon_{0,cf}$: コンファインドコンクリートの圧縮強度およびそのときのひずみ度 C : 主筋間隔 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度 d : 横補強筋径 E_{cf} : コンファインドコンクリートの応力下降勾配 ρ_{acc} : コアコンクリートの圧縮耐力 ρ_b : 横補強筋の体積比 ρ_s : 横補強筋の面積比 (= $\sum a_s/SD$) S : 横補強筋ピッチ D : 横補強筋の最小一辺長さ n : サブタイ本数 m, w_i : サブタイの脚間の数および距離

ば、図-2.61¹⁵⁶⁾に例示するように、□, 田, 型などの順に、すなわちサブタイ、サブフープなどの密な配筋によって拘束応力の一様性が高くなる順に、圧縮強度増分は大きくなる。

拘束の効果は、横補強筋位置で一様な拘束応力を与える円形横補強筋が最もよいが、ピッチおよび平均拘束応力が同じとき、□, 田および型型の場合の強度増分は、円形の場合のおおよそ0.45, 0.7および0.8程度であるといわれている^{167), 168)}。

この横補強筋のピッチや形状による圧縮強度増分の変化は、有効に拘束されるコンクリート断面積がコア面積に比べ小となること、あるいは横補強筋の軸引張

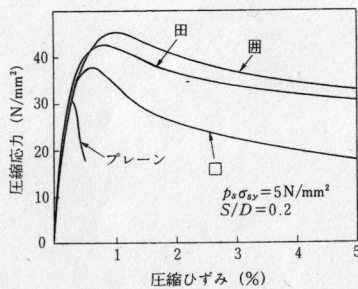


図-2.61 角形横補強筋をもつコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係¹⁵⁶⁾

耐力の曲げモーメントによる低下と拘束応力の分布形状などに起因すると考えられている^{160), 162), 165)}。

(4) 高強度横補強筋を用いた場合、降伏ひずみが大きいこと、それに対応するほどの横方向ひずみがコンクリートに生じないならば、圧縮強度点に至るまでに降伏せず、圧縮強度増分に対する横補強筋強度の利用効率が低くなることもある。この傾向を、圧縮強度増分が $\sqrt{\sigma_{sy}}$ に比例するとする¹⁶⁰⁾、あるいは、横補強筋応力に上限を設ける¹⁶⁶⁾などの方法によって考慮しようとする算定式もある。

(5) コンクリートは強度が高くなるほど、圧縮強度点に至るまで弾性的に挙動する傾向が強くなる。それゆえ、塑性挙動によって大きな横方向ひずみを示す低強度コンクリートに比べ、高強度コンクリートでは、同じ横補強筋を用いても拘束応力は小さくなり、強度増分は小さくなる。その傾向は、コンクリート強度が60~70 N/mm²程度以上で明瞭になると指摘されている^{160), 169), 170)}。特に、高強度コンクリートに高強度横補強筋を用いた場合、圧縮強度点に至るまで横補強筋は降伏せず、拘束効率が著しく低くなる^{167), 169), 170)}。このようなケースでは、小さい横方向ひずみでも大きな拘束力が期待できる太い横補強筋の使用が有効であるといわれている¹⁶⁹⁾。

(6) 人工軽量骨材コンクリートの場合、平均拘束

応力の大きさが同じであっても、強度増分は、図-2.62に示すように、普通コンクリートに比べ小さく、普通コンクリートの場合の約50%程度である^{170), 171)}。この原因として、軽量コンクリートは弾性的であること、また骨材破壊が生じるため、横方向変形が普通コンクリートに比べ小さいことなどが考えられている。

b. 圧縮強度時ひずみに及ぼす諸要因の影響

プレーンコンクリートからコンファインドコンクリートとしたときの圧縮強度時ひずみの増分は、以下に示すような各種要因の影響を受けるが、おおむね圧縮強度増分が大になるほど大きい傾向を示す。それゆえ、ひずみ増分を強度増分の関数として表現する算定式もある。プレーンコンクリートの圧縮強度時ひずみに対するひずみ増分の比は、強度増分比の数倍から10倍程度にもなるのが特徴である。この点が、応力-ひずみ関係の下降勾配が緩やかになることと併せて、コンクリート部材の靱性改善手法としてコンファインドコンクリートが用いられる理由となっている。以下に、ひずみ増分に及ぼす諸要因の影響を具体的に示す。

(1) 圧縮強度時ひずみの増分は、平均拘束応力が大で、十分に拘束されているほど大きい。

(2) 拘束応力の一様性が高い場合ほど、すなわち、横補強筋のピッチが狭いほど、またサブタイやサブフープが密に配筋されている場合ほど、ひずみ増分は大きい。

(3) 同じ横補強筋の場合でも、高強度コンクリートほど、ひずみ増分は小となる。その傾向については、コンクリート強度の1/2乗、1乗あるいは2乗に逆比例するなどの結果が示されている(表-2.6, -2.7参照)。

(4) 人工軽量骨材コンクリートの場合、普通コンクリートに比べひずみ増分は小さい。

c. 圧縮強度およびひずみ特性に及ぼすその他の要因の影響

i) 断面の曲げひずみ勾配の影響

鉄筋コンクリートの梁や柱部材の圧縮側コンクリートは、(3)で述べた一軸圧縮応力とは異なって、ひずみ勾配、言い換えれば分布ある圧縮応力を受ける。

ひずみ勾配がコンファインドコンクリートの強度・変形特性に及ぼす影響については、いくつかの研究から以下のような知見が報告されている。

Sarginら¹⁷²⁾は、ひずみ勾配は圧縮強度にはほとんど影響しないが、圧縮強度時のひずみを約25%程度

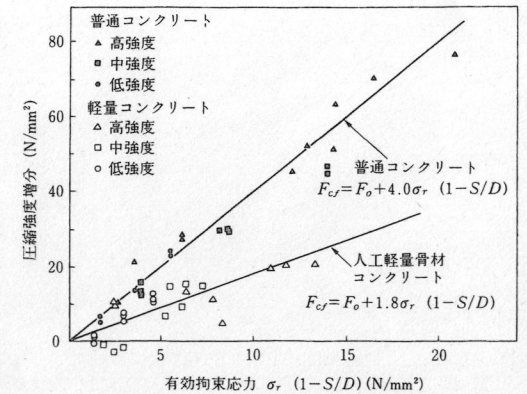


図-2.62 各種コンクリートの圧縮強度増分¹⁷⁰⁾

増加させる、Scottら¹⁷³⁾は応力-ひずみ関係の応力下降域の勾配が一軸圧縮応力の場合のそれよりも緩いこと、フープ筋が最初に破断するときのひずみは一軸圧縮応力下のそれよりも大きいこと、中塚ら¹⁷⁴⁾は、中立軸深さが小さい場合、一軸圧縮応力の場合よりも応力-ひずみ関係は粘り強いものになること、高強度コンクリートでは低強度の場合に比べ横補強筋の拘束効果は低下すること、大ひずみ領域下では圧縮縁に直交するサブタイだけでなく、圧縮縁に平行なサブタイもコンクリートの拘束には不可欠であること、などを明らかにしている。

しかし、現状ではデータが十分ではなく、一軸圧縮応力下での応力-ひずみ関係は曲げ圧縮応力下でのそれと、定量的に関係づけられるまでには至っていない。しかし、後者は前者と同等か、もしくは粘り強いものになるといわれている。

ii) 載荷速度の影響

プレーンコンクリートでは、2.1.2項で述べたように、載荷速度が大きくなるほど圧縮強度は高くなるが、コンファインドコンクリートについては、次のような結果が得られている。Scottら¹⁷³⁾は、高ひずみ速度(0.0167/s)の場合、圧縮強度と応力下降勾配は静的低ひずみ速度の場合より増加することを示し、圧縮強度、そのときのひずみ、および下降勾配をそれぞれ125%とした応力-ひずみ関係を提案している。

Dilgerら¹⁷⁵⁾は、ひずみ速度が圧縮強度に及ぼす影響はプレーンコンクリートとコンファインドコンクリートではあまり差がなく、0.2/sのときの圧縮強度が低ひずみ速度の場合の1.3倍程度となる。図-2.63に示すような結果を得ている。また、ひずみ速度は応力-ひ

ずみ曲線の形状には影響を与えないという結果を示している。Ahmadら¹⁷⁶⁾はフープを用いたコンファインドコンクリートについて、ひずみ速度が速いと圧縮強度とそのときのひずみは増加すること、下降勾配もわずかに増加すること、などを報告している。

(4) 応力-ひずみ曲線の表示式

コンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線は、応力下降域の勾配がプレーンコンクリートのそれと比べて緩やかになる特徴をもつが、一般に両コンクリートの連続性から同曲線は共通の表示式によって表現される。

2.1.4項に示された表示式の中で、単一表示式としてPopovics, Sargin, Shahなどの提案式、複数式表示としては二次曲線と直線式、 n 次曲線と直線式などが用いられている。

2.1.8 破壊力学

(1) 破壊力学の基礎

「破壊」という言葉は、ごく一般に物が壊れるという意味で使われるが、より詳しく定義しようとすると、「物体に力を加えた結果、物体が2つ以上に分離される現象」といえる。通常、材料力学や構造力学で用いる材料の破壊応力は、破壊を引き起こす最大荷重を、その部材断面が均等に、あるいは滑らかな勾配をもって負担するものと仮定し、その単位面積当りに作用する応力をもって定義される。このように定義された材料の公称破壊応力に適当な安全率を加味した許容応力を基礎に、作用荷重に対して必要な部材の断面を定めるのが、従来の許容応力度設計法の考え方である。

しかしながら、実際の構造材料には、例えばコンクリートと比べてはるかに均質と思われる鋼材においてすら、不純物等の混入による微視的欠陥や溶接などによる数mm程度の巨視的欠陥が介在しており、これらの材料欠陥が局所的な応力の集中を引き起こして破壊の引き金となる場合が多い。例えば、楕円孔をもつ平板を引っ張ると、その楕円孔先端部には応力が集中する(図-2.64参照)。その楕円孔先端の曲率半径 ρ が小さくなればなるほど、この応力集中の程度は大きくなり、 $\rho \rightarrow 0$ の場合には σ_{max} は無限度となって、特異性を形成する。すなわち、作用応力がほんのわずかであっても $\rho \rightarrow 0$ となるひび割れの先端では、材料の公称破壊応力を容易に超える値となることが図-2.64中の式から予想される。許容応力度設計法の考え方に立

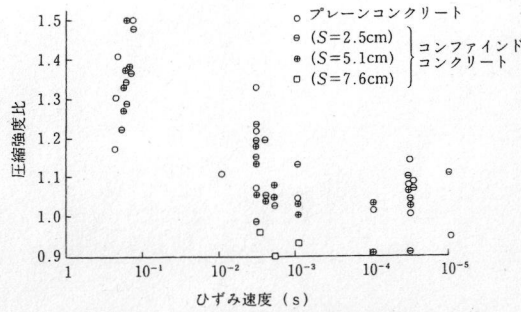


図-2.63 ひずみ速度による圧縮強度の増加¹⁷⁵⁾

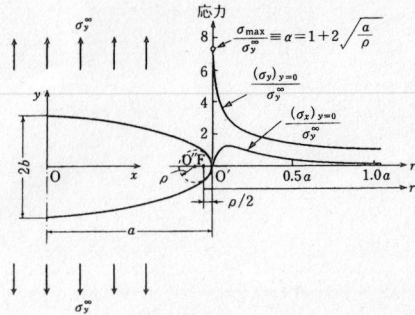


図-2.64 楕円孔の応力集中 ($\rho/a=0.1$)¹⁷⁷⁾

てば、無限大の応力度が作用した場合には破断するはずであるが、実際には、この材はすぐ壊れることはなく、その材料およびひび割れの大きさや材の形状に応じてある程度までの荷重に耐えることが知られている。したがって、ひび割れなどの欠陥を含む材料の力学的特性を取り扱うためには、従来の材料力学や構造力学とは別の力学的手法、すなわち、「破壊力学」の手法が必要となる。

通常「破壊力学」と呼ばれているものの内容は、大きく2つの分野からなり立っている。一つは、ひび割れを含む材に力が作用したときの応力やひずみ分布を求める連続体力学、もう一つは、そのひび割れを含む材が与えられた条件のもとで破壊するかしないかという破壊基準(クライテリオン)に関するものである。また、破壊直前まで線形弾性挙動を示す材料の破壊現象を対象とする「破壊力学」を線形弾性破壊力学(linear elastic fracture mechanics, 略してLEFM)と呼び、ひび割れ先端に降伏領域が形成されても、それがひび割れ長さに比べて小規模の範囲においては適用可能である。ただし、コンクリート構造の場合、

2.1.8(4)で述べるように非均質材料であるがゆえに、LEFMが適用できるのはダムのような巨大構造物に限定される。

(2) 応力拡大係数と破壊モード

材料が弾性体の場合には、「重ね合せの原理」がなり立つことから、ひび割れ先端近傍の変位、ひずみおよび応力は、図-2.65の3つの独立した変形モードに対応するものの和として求められる。モードIは「開口形」で、引張応力がひび割れ面に垂直に作用している。モードIIは、ひび割れ面に沿ったせん断力がひび割れ先端のラインと垂直に作用する「面内せん断形」である。モードIIIは、同じくひび割れ面に沿ったせん断力がひび割れ先端ラインと平行に作用する「面外せん断形」である。

材料が弾性体の場合、ひび割れ先端近傍の応力分布

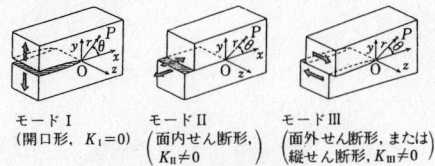


図-2.65 ひび割れ先端付近の3つの独立した変形モード¹⁷⁷⁾

は、図-2.66のようにひび割れ先端に原点を置く二次元極座標について $r^{(n-2)/2}$ ($n=1, 2, \dots$)に関する級数で表され、 r が十分に小さいひび割れ先端近傍領域を考慮するには式(2.18)で近似される。

$$\sigma_{ij} = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}(\theta) \tag{2.18}$$

ここに、 $f_{ij}(\theta)$: 変形モードおよび応力成分によって決まる θ の関数、 K : 部材やひび割れの形状・寸法によって変わり、また外力に比例する係数。

式(2.18)より、ひび割れ先端近傍領域内の応力は r と θ の関数として表され、その応力場の強さの程度は K によって示されることから、 K は応力拡大係数(stress intensity factor)と呼ばれ、各変形モードに対して一般に式(2.19)で表される。

$$\begin{aligned} K_I &= \sigma_y \sqrt{\pi a} g_1 \\ K_{II} &= \tau_{xy} \sqrt{\pi a} g_2 \\ K_{III} &= \tau_{yz} \sqrt{\pi a} g_3 \end{aligned} \tag{2.19}$$

ここに、 $\sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yz}$: 断面の公称応力、 a : ひび割れ半長、 g_1, g_2, g_3 : 供試体の形状およびひび割れの形状、負荷形式により決まる数値。

式(2.19)より、応力拡大係数 K が作用応力とひび割れの大きさ双方の関数となっており、たとえ作用応

力が同じであってもひび割れが大きいほど K は大きくなることを意味している。ひび割れ先端はこの応力場の特異点となっているが、この近傍の応力の値は K が求めれば完全に定まるので、この係数 K により破壊に最も重要な役割を果たすひび割れ先端近傍の特異応力場内の力学的状態完全に表現することができる。 K の値が、その限界値 K_c に達したときに脆性的に破壊が発生する。 K_c を破壊靱性と呼ぶ。

(3) 破壊のエネルギークライテリオン(Griffith理論)

2.1.8(1)で述べたように、わずかな荷重の作用に対してでも、理論的にはひび割れ先端近傍では局所的に公称破壊応力をはるかに上回る大きな応力が発生するはずなのに、実際の材料では、あの壊れやすいガラスでさえも、ある程度まで応力が増大しないと破壊には至らない。

これに対して、Griffithは、弾性ひずみエネルギーの減少がひび割れの伸長に伴う表面エネルギーの増加をちょうど踏うときにひび割れが伸長を開始すると考え、式(2.20)を用いて表した。

$$\frac{dT}{da} + \frac{dU}{da} = 0 \tag{2.20}$$

ここに、 T : 破面形成に必要な表面エネルギー、 U : 供試体に蓄えられた弾性ひずみエネルギー、 a : ひび割れ長さの半分。

ひび割れの長さが a から da だけ増すときの弾性エネルギーの変化(すなわち減少)は式(2.21)となる¹⁷⁷⁾。

$$\frac{dU}{da} = -\frac{d\left(\frac{\sigma^2 \pi a^2}{E}\right)}{da} = -\frac{2\pi \sigma^2}{E} \tag{2.21}$$

一方、ひび割れ長さが da だけ伸長するときの表面エネルギーの変化、すなわち増分は式(2.22)となる。

$$\frac{dT}{da} = \frac{d(4\gamma a)}{da} = 4\gamma \tag{2.22}$$

ここに、 γ : 単位面積当りの表面エネルギー。

したがって、式(2.22)で表されたエネルギーの釣り合い条件式は式(2.23)のようになる。

$$4\gamma - \frac{2\pi \sigma^2}{E} = 0 \tag{2.23}$$

ゆえに、式(2.24)が成立したときにひび割れが伸長する。

$$\sigma = \sqrt{\frac{2\gamma E}{\pi a}} \tag{2.24}$$

したがって、式(2.24)より、すでに存在しているひ

び割れ長さ $2a$ に対しては材料特性 ($2\gamma E$) に応じて限界応力が決まること、あるいは、潜在しているひび割れ長さが大きいほどそのひび割れの伸展によって決まる破壊強度は低くなること、さらにはその破壊強度を増大させるためには γE を大きくする (すなわち、靱性の大きな材料を使う) か、あるいは潜在ひび割れの大きさを低減することが必要となることが理解できる。

(4) コンクリートの破壊力学

これまで述べた線形破壊力学では、ひび割れ先端でも塑性化などの非線形化が起こらず、あるいは発生してもひび割れ長さ比べて十分に小さい程度の規模にとどまると突然破壊する場合を扱ってきた。ところが、コンクリートの場合には、その材料構造の非均質性のために、不安定なひび割れ伝播に先立って無視し得ないほどの大きさの微細ひび割れ累積領域が形成されるので、線形破壊力学の条件を満たさない。したがって、コンクリートの場合、線形弾性破壊力学は破壊現象の力学機構を理解するには有効ではあるが、それをそのまま適用できるのは、ダムなど一部の巨大な構造物に限られる。

コンクリートが安定した変位制御型試験のもとに引張荷重の作用を受けた場合には、引張強度に達した後も、ひび割れ面の形成に伴って、荷重は次第に低下していくものの、ある程度の抵抗力を示しながら破壊に至ることが知られている¹⁷⁹⁾。このようなコンクリートの引張破壊過程で観察される非破壊状態と、完全にひび割れてしまった後の状態の間にある微細ひび割れ累積状態の領域を破壊進行領域 (fracture process zone) と呼んでいる。Hillerborg らは、この破壊進行領域の非線形挙動を表す構成則 (引張軟化則) と、そこで散逸されるエネルギーを結び付けたモデルを提案した¹⁷⁹⁾。後に、Bazant らも同様の考え方に基づいて類似のモデルを提案している¹⁸⁰⁾。これらモデルの表現の違いに応じて、前者を仮想ひび割れモデル (fictitious crack model, FCM)、後者をひび割れ帯モデル (crack band model, CBM) と呼ぶ。なお、後者は、smeared crack model と呼ばれる。

これらの力学モデルを理解するために、まず完全に変位制御されたコンクリートの引張変形挙動を考える (図-2.66 参照)。コンクリートの非均質性のために、最初は供試体の至る所に微細ひび割れが発生するが、その中の最も弱い部分に損傷が集中して微細ひび割れ累積領域を形成し、ついには破断する。この非線形領域のひずみ分布は、実際には図-2.66 (a) のように複雑な分布形をしていると考えられるが、その非回復性のひずみをすべて1本の仮想ひび割れ幅 w の広がり

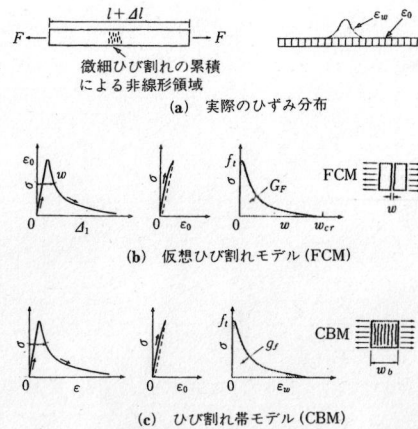


図-2.66 引張応力と変形の関係を表す2つのモデル化

でモデル化したものが FCM であり、ある幅 w_0 に均等に分布させ、その領域以外は弾性と考えたモデル化が CBM である。これらを応力と変形の関係で表すと同図 (b) および (c) のようになる。すなわち、微細ひび割れ累積領域の応力-変形の関係とそれ以外の領域の応力-ひずみ関係の和として、全体の応力と変形の関係が表される。実際には、最初供試体の至る所に発生する微細ひび割れによって、若干の非回復性ひずみが最大引張強度 (f_1) に達する前にも生ずるが、ピーク以後の非回復性ひずみと比べて無視しうる程度と考えて、 $\sigma-\epsilon_0$ は線形弾性を仮定する場合が多い。破壊基準としては引張強度 f_1 が用いられ、 f_1-w_0 で囲まれた面積は破壊エネルギー G_F に対応する。この破壊エネルギーは、単位面積のひび割れをつくるのに必要なエネルギー量と定義されている。また、非弾性ひずみがある幅で均等に分布する CBM を改良し、微細ひび割れ累積領域内の不均等なひずみ分布を表現可能なものとした非局所モデル (non-local model) も提案されている¹⁸¹⁾。

破壊エネルギー G_F を評価するために、切欠き梁の3点曲げ試験による方法が開発され、RILEM 推奨法として用いられている¹⁸²⁾。この方法では、安定した荷重変位曲線を得やすくするために、梁せいの半分まで切欠きを入れ、しかもスパンが梁せいの8倍という長い梁を用いることが条件となっている (図-2.67 参照)。また、供試体寸法は骨材最大寸法に応じて表-2.8 のように変化させる必要がある。破壊エネルギーは、

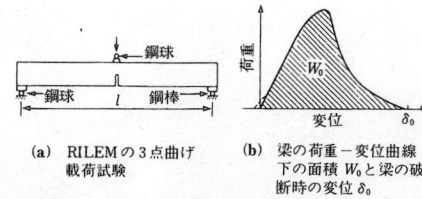


図-2.67 破壊エネルギー (G_F) 評価 RILEM 推奨法¹⁸²⁾

表-2.8 RILEM の3点曲げ試験に用いる供試体の寸法¹⁸²⁾

| 骨材寸法 D_{max} (mm) | 高さ d (mm) | 幅 b (mm) | 長さ L (mm) | スパン l (mm) |
|------------------------|----------------|---------------|----------------|-----------------|
| 1-16 | 100±5 | 100±5 | 840±10 | 800±5 |
| 16.1-32 | 200±5 | 100±5 | 1190±10 | 1130±5 |
| 32.1-48 | 300±5 | 150±5 | 1450±10 | 1385±5 |
| 48.1-64 | 400±5 | 200±5 | 1640±10 | 1600±5 |

梁自重の影響を考慮して式 (2.25) で求められる。

$$G_F = \frac{W_0 + mg\delta_0}{A_{lg}} \quad (\text{N/}m \text{ あるいは } J/m^2) \quad (2.25)$$

ここに、 W_0 : 図-2.68 に示す荷重-変位曲線下の面積 (N/m), m : $m_1 + 2m_2$ (kg), m_1 : 支点間の梁の重さであり、梁の全体の重さに l/L (载荷スパンと供試体長さとの比) をかけて計算する, m_2 : 供試体に取り付けられておらず、破断まで供試体に乗っている荷重用の鋼球などの用具の重さ, g : 重力加速度 9.81 (m/s²), δ_0 : 梁の破断時の変位 (m), A_{lg} : 梁の破断部分の面積であり、梁軸に垂直な平面に投影した破壊域の面積 (m²)。

CEB-FIP モデルコード 1990 では、既往の実験結果に基づいて、 G_F を骨材最大寸法と圧縮強度の関数で表した式 (2.26) が与えられている¹⁸³⁾。

$$G_F = \alpha_F \left[\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right]^{0.7} \quad (2.26)$$

ここに、 α_F : 骨材最大寸法によって決まる係数 (表-2.9 参照), f_{cm0} は 10 N/mm² である。

引張軟化則は、ひび割れ挙動の数値解析において重要な構成則となるが、その標準的な評価方法はいまのところ確立されていない。Cornelissen らは、精密な直接引張試験結果を無次元化表示する形で仮想ひび割れモデルに対し式 (2.27) を提案した¹⁷⁸⁾。

$$\frac{\sigma}{f_1} = \left\{ 1 + \left[c_1 \frac{w}{w_c} \right]^3 \right\} \exp \left[-c_2 \frac{w}{w_c} \right] - \frac{w}{w_c} (1 + c_3^3) \exp(-c_2) \quad (2.27)$$

ここに、 σ : 応力, w : ひび割れ幅, f_1 : 引張強度 (軟化

開始応力), w_c : 限界ひび割れ幅, c_1, c_2 は材料定数で、普通コンクリートの場合には $c_1 = 3, c_2 = 6.93$ 。

| d_{max} (mm) | α_F (Nmm/mm ²) |
|----------------|-----------------------------------|
| 8 | 0.02 |
| 16 | 0.03 |
| 32 | 0.05 |

Hordijk は、 $w_c = 5.14 (G_F/f_1)$ とすることによって、数多くの直接引張試験結果も同様に式 (2.27) で表すことができることを示した (図-2.68 参照)¹⁸⁴⁾。

さらにこの式 (2.27) は、Wittmann ら¹⁸⁵⁾ が逆解析手法により求めた引張軟化曲線の2直線モデルと非常に一致を見ていることは注目される¹⁸⁴⁾。一方、

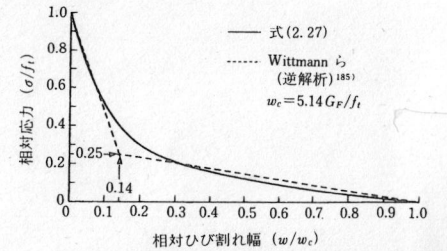


図-2.68 無次元化引張軟化曲線と2直線モデル¹⁸⁴⁾

CEB のモデルコード 1990 では図-2.68 とはやや異なる2直線モデルを与えている¹⁸³⁾。野村らは、Wittmann らと同様の逆解析手法により、引張軟化曲線の2直線モデルを規定する4つのパラメータに及ぼす種々の影響因子について検討している¹⁸⁶⁾。

コンクリートの破壊力学は、鉄筋コンクリート構造の破壊機構解明や特殊形状あるいは大規模構造物の合理的な設計をはじめ、新材料の開発や耐久性劣化評価などの分野への応用が試みられつつある¹⁸⁷⁾。例えば、六郷らは、無筋コンクリート梁の曲げ強度と引張強度の比に及ぼす供試体寸法の影響に対して、引張軟化則を組み込んだ数値解析により式 (2.28) を提案している¹⁸⁸⁾。

$$\frac{f_b}{f_1} = 1 + \frac{1}{0.85 + 4.5 \left[\frac{d}{l_{ch}} \right]} \quad (2.28)$$

ここに、 f_b : 曲げ強度, $l_{ch} = EG_F/f_1^2$, d : 梁せい。

寸法増大に伴う強度低下は、図-2.69 (a) に示されるように、最大荷重時の破壊進行領域の進展度の違いによって引き起こされることが明らかである。式 (2.28) は既往の実験結果に基づいて得られた CEB の評価式に対して、理論的裏付けを与えるとともに、その適用範囲を示唆するものとなっている (同図 (b) 参