

骨材-モルタル平面モデルを用いたコンクリートの変形挙動

MECHANICAL AND FAILURE BEHAVIOR OF PLANE MODELS COMPOSED OF
AGGREGATES AND MORTAR

梶川 康男*・橘 吉宏**・吉田 博***

By Yasuo KAJIKAWA, Yoshihiro TACHIBANA and Hiroshi YOSHIDA

Mechanical behavior and failure properties of plane models composed of aggregates and mortar are studied experimentally and theoretically using an elasto-plastic finite element method. The plane models idealized concrete, the shape and arrangement of its aggregates being varied. In theoretical analysis, the interface between mortar and aggregate is represented by joint element. The constitutive equations of the mortar and interface between mortar and aggregate are based on the plastic flow theory to present the influence of dilatancy. The aggregate is assumed a linear-elastic material. Using these analytical model, it is found that the theoretical analysis and the actual behavior of biaxial loading tests coincide with each other. From the results of this successful analysis, it may be concluded that the shape of aggregates relates with the hydrostatic pressure and the arrangement with the deviatric stress, respectively.

1. ま え が き

コンクリートは複雑な挙動を示す複合材料である。その構造レベルとしてまず、巨視レベルではコンクリートは擬似均質であるとみなされ、中間レベルでは空隙、ひびわれ、介在物を含む不均一なものとみなされ、微小レベルでは水粒子やセメントゲルで論ぜられている¹⁾。どのレベルに着目してもその複合材料としての性質がまだ明らかにされていないという理由で、実験的研究が主に行われている。

一方、解析的研究に関しては、RC構造の有限要素解析の発展に伴い、巨視レベルで扱われる構成式の研究が進められており、その代表的なものとして等価一軸ひずみモデル、塑性理論に基づくモデル、また最近では応力履歴を考慮した前川・岡村のモデル²⁾などが挙げられる。

そこで本研究ではまず、コンクリートを骨材とモルタルの二相材料とみなした骨材-モルタル平面モデルを用

い、すなわち中間レベルに着目した平面応力弾塑性有限要素解析により、骨材とモルタルの界面特性（強度、形状、配置など）がコンクリートの強度および変形特性にいかに関与するかを調べた。この種の研究により不均一性をもったコンクリートに対する解析が可能となり、その不均一性によりコンクリート構造物の強度のばらつきが表現できることになるであろう。このような手法は宮本³⁾によって、黒鉛を有する鋳鉄の強度のばらつきについて報告されている。

1972年にBuyukozturkとNilson⁴⁾はコンクリートを骨材-モルタル平面モデルに理想化して、その強度は一軸圧縮より二軸圧縮の方が強くなることを予測した。しかし、この研究が行われた時期は、コンクリートの構成式や破壊規準についてまだ十分な研究がされておらず、その解析は弾性有限要素解析にモール・クーロン破壊規準を取り入れたものであった。本研究では解析による骨材-モルタル平面モデルが塑性域まで含めて、より実際の挙動に近いものとなるようにモルタルの構成式には塑性理論に基づいたChenらのモデル⁵⁾を用いた。塑性理論に基づく構成式の特徴は、コンクリートや土などのように粒状体を含む材料において塑性域でみられるせん断によるダイレイタンスの効果を表現できることにある。モルタルと骨材との界面にはGoodmanらのジョイ

* 正会員 工博 金沢大学助教授 工学部土木工学科
(〒920 金沢市小立野 2-40-20)

** 正会員 工修 川田工業(株)技術本部研究室
(〒114 北区滝野川 1-3-11)

*** 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木工学科
(〒920 金沢市小立野 2-40-20)

ント要素⁶⁾を用いたが、実際のコンクリート中でのモルタルと骨材の界面でもダイレイタンスによる体積膨張が考えられ、本研究でも、ダイレイタンスを考慮に入れたモデル化を行った。

このような骨材-モルタル平面モデルのモデル化により、骨材の形と配置でいかにそれらの挙動が変化するかを調べた。その骨材パターンとして、4ケースを用いて一軸圧縮荷重と二軸圧縮比例荷重の数値実験を行い、それらの変形特性と破壊特性について考察を加えた。

これらの数値解析結果は、まず実際の挙動を満足しなければコンクリートの理想化として用いることができない。そこで、本研究では骨材-モルタル平面モデルの1つのケースについて一軸圧縮荷重試験および二軸圧縮荷重試験を行い、解析結果と実験結果との比較を行うことにより、本研究で用いた骨材-モルタル平面モデルの妥当性を検討した。

2. 骨材-モルタル平面モデルの弾塑性有限要素解析

ここでは、モルタルと骨材のモデル化とその界面の取扱い方法について述べ、解析方法についても説明する。

(1) 解析および有限要素分割

解析に用いた骨材-モルタル平面モデルは、骨材の形と配置による影響をみるために Fig.1 の4ケース (丸い骨材で、半径が大きく粗な場合、半径が小さく密な場合、隅角部を有する骨材で、その大きさがほぼ等しい場合、大小混ざっている場合) について考え、解析は対称性を考慮して全体平面モデルの1/4を行った。各骨材-モルタル平面モデルの骨材含有率は48%と一定にし、厚さは5 cm、Fig.1 は1/4要素であるので実際の一辺は20

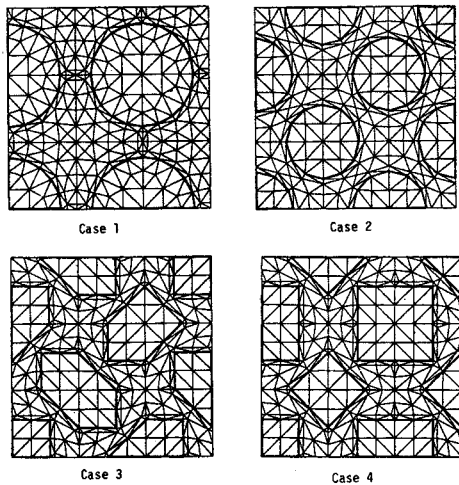


Fig.1 Finite Element of Plane Models Composed of Mortar and Aggregates.

cmである。なお、節点数と要素分割数については Table 1 に示した。

(2) モルタルと骨材のモデル化

モルタルの塑性域での構成式には、塑性理論に基づいた Chen らのモデル⁵⁾を用いた。Chen らのモデルは均質なコンクリートの構成式として考案されたものであるが、コンクリートとモルタルの破壊曲面は類似しているとの報告⁷⁾から、本研究ではこれをモルタルにも適用した。塑性理論による構成式は、応力の関数である降伏関数と塑性ポテンシャルが存在し、塑性ポテンシャルに塑性ひずみ増分ベクトルが直交するという仮定を基礎としている。しかしながら、その構成式は、実際のコンクリートや土などで不安定現象の1つとして観察されるひずみ軟化は表現できず、適用範囲はひずみ硬化および加工硬化塑性体に限られる。Chen らのモデルでは、材料を等方性体であると仮定し、塑性ポテンシャルを降伏関数とみなした Associated Flow Rule により構成式を誘導している。

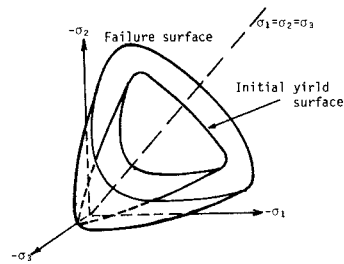


Fig.2 Failure and Initial Yield Surfaces in Three-Dimensional Stress Space (Ref. 8).

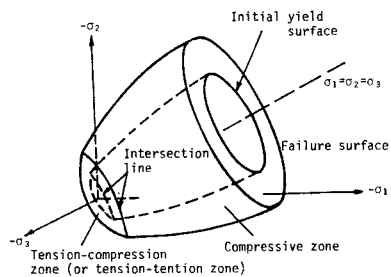


Fig.3 Failure and Initial Yield Surfaces According to the Model due to Chen et al. (Ref. 8).

Table 1 Number of Elements and Nodal Points.

| | Number of Nodal Points | Number of Elements for Mortar | Number of Elements for Aggregates | Number of Joint Elements |
|--------|------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| Case 1 | 313 | 329 | 135 | 45 |
| Case 2 | 289 | 270 | 126 | 54 |
| Case 3 | 316 | 342 | 108 | 54 |
| Case 4 | 316 | 342 | 108 | 54 |

一般に、三次元主応力空間中でのコンクリートの初期降伏曲面と破壊曲面は Fig. 2 のようになり、このような形の初期降伏曲面と破壊曲面とをほぼ満足するには、それぞれ、最低 5 個のパラメーターを必要とし、その特性試験がたいへん困難なものとなる。本研究で用いた Chen らのモデルでは、初期降伏曲面および破壊曲面は Fig. 3 に示すような形をしており、一軸圧縮試験、引張試験、等二軸圧縮試験により、初期降伏曲面と破壊曲面に対するパラメーターが決定できる。また、コンクリートの特性が大きく異なる圧縮域と引張域とで別々の規準を設けており、パラメーターが少ないわりに降伏曲面および破壊曲面をよく近似するといわれている。具体的には降伏関数 f は次式で表わされる。

圧縮-圧縮域

$$f = \frac{J_2 + \frac{1}{3} A_c I_1}{1 - \frac{1}{3} B_c I_1} = |\tau(\bar{\epsilon}_p)|^2 \dots \dots \dots (1-a)$$

引張-引張域, 引張-圧縮域

$$f = \frac{J_2 - \frac{1}{6} I_1^2 + \frac{1}{3} A_t I_1}{1 - \frac{1}{3} B_t I_1} = |\tau(\bar{\epsilon}_p)|^2 \dots \dots \dots (1-b)$$

ここに、 J_2 は偏差応力第 2 不変量であり、 I_1 は応力第 1 不変量であり、また A_c, B_c, A_t, B_t は初期降伏曲面と破壊曲面に対するパラメーターより決定される定数である。そして、ここでは τ を相当応力ということにする。なお、式(1)の不変量において二次成分のみを考えることによって、二次元問題を取り扱うことができる。

この降伏関数を塑性理論から導かれる以下の弾塑性増分構成式に代入して、増分応力-ひずみ関係マトリックスが得られる⁸⁾。

$$\{d\sigma\} = \left\{ [D] - \frac{[D] \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right] \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^T [D]}{A + \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^T [D] \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]} \right\} \times \{d\epsilon\} \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 σ は応力ベクトル、 ϵ はひずみベクトル、 $[D]$ は弾性応力-ひずみ関係マトリックスである。また、

$$A = 2 \tau \frac{d\tau}{d\bar{\epsilon}_p} \sqrt{\left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^T \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]} \dots \dots \dots (3)$$

$$\bar{\epsilon}_p = \int \sqrt{d\epsilon_{1i}^p d\epsilon_{1i}^p} \dots \dots \dots (4)$$

τ - $\bar{\epsilon}_p$ 関係は相当応力-塑性ひずみ関係であり、本研究ではこの関係を次式による指数型の曲線 (Fig. 4) で仮定した。

$$\tau = \tau_0 + (\tau_u - \tau_0) \left(1 - \exp \left(- \frac{E}{\tau_u - \tau_0} \bar{\epsilon}_p \right) \right) \dots \dots \dots (5)$$

ここに、

τ_0 : 初期降伏曲面に対する相当応力

τ_u : 破壊曲面に対する相当応力

骨材に関しては、本研究で論ずる応力レベルでは弾性的に挙動するものとし、破壊曲面は Chen らのモデルに従うと仮定した。

クラックに対しては、有限要素内に連続的なクラックが発生するという Smeared Cracking Model⁹⁾を用いた。

また、骨材とモルタル域の有限要素として定ひずみ三角形要素を用いた。

(3) 界面のモデル化

弱点部となることが予想される界面には、Goodman らのジョイント要素⁶⁾を用いた。またダイレイタンスの影響も考慮できるように、構成式にはモール・クーロン規準を塑性ポテンシャルおよび降伏関数とした Associated Flow Rule により界面のモデル化を行った。Goodman らのジョイント要素は変位関数が一次式であり、骨材とモルタルの有限要素に用いた定ひずみ三角形要素に適合するものである。また Goodman らは応力成分として、直応力成分、せん断応力成分、モーメント成分を取り扱っているが、ここではモーメント成分は考えないことにした。

一般には、界面の破壊曲面形式として引張力による破壊と、せん断力による破壊の 2 つが考えられ、破壊規準 (Fig. 5) に達すると界面が破壊したとみなされる。しかしながら、実際のコンクリート中では、せん断応力で破壊を起こそうとする界面においてダイレイタンスによる体積膨張が生じ、その結果、圧縮力が作用し実際には界面の破壊へと至らないものと考えられる。このような現象を表現でき得るモデルとして、モルタルの場合と同

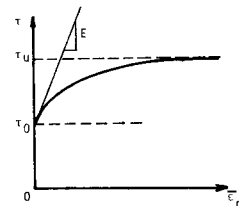


Fig. 4 Proposed Relation Between Equivalent Stress and Plastic Strain.

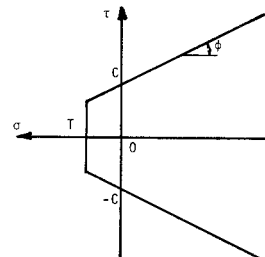


Fig. 5 Mohr-Coulomb Failure Criterion with Tension Cutoff.

様な塑性理論に基づくモデル化を行うことにした。本研究では、モール・クーロン規準を塑性ポテンシャルおよび降伏関数とした Associated Flow Rule を用い、塑性流れの間、応力状態はモール・クーロン規準上を移動するものとして、ダイレイタンスの影響を構成式の中に取り入れた。ここで、材料のひずみ硬化は考えていない。界面の破壊規準は、引張に対して Tension Cutoff により、また塑性流れを起こした界面に対しては、直応力がモルタルの一軸圧縮強度に達すると破壊を起こすものとした。

具体的に、次式を降伏関数とした。

$$f = \tau^2 - (C - \sigma \tan \varphi)^2 \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 $f < 0$ の場合では降伏曲面内であり、材料は弾性的に挙動するものとし、 $f = 0$ で塑性流れを起こすものとした。Associated Flow Rule により、塑性ひずみ増分 $d\epsilon_p$ は次式で与えられる。

$$d\epsilon_p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \dots\dots\dots (7)$$

Fig. 6 に示すように、応力軸に対応するひずみ軸を想定した場合、式(7)は、塑性ポテンシャルとみなした降伏関数に塑性ひずみ増分ベクトルが直交することを意味し、 $\varphi = 0^\circ$ でない限りダイレイタンスの影響を構成式に組み入れることができる。本研究で用いる $\varphi = 37^\circ$ は、文献9)によるコンクリートの摩擦角 φ の値である。応力成分としては、直応力 σ とせん断応力 τ の2つだけであるから、応力ベクトルは次式となる。

$$\{\sigma\} = \{\tau, \sigma\}^T \dots\dots\dots (8)$$

したがって Flow Vector として次式が得られる。

$$\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} = \{2\tau, -2\sigma \tan^2 \varphi + 2C \tan \varphi\} \dots\dots\dots (9)$$

また、前述したようにひずみ硬化は考えていないので、塑性理論からスカラー量 $d\lambda$ は次式となる。

$$d\lambda = \frac{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}} \{d\epsilon\} \dots\dots\dots (10)$$

よって、降伏曲面上での増分応力-ひずみ関係は次式で

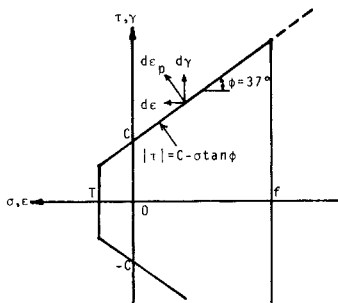


Fig. 6 Failure and Yield Surface for Interface.

表わされる。

$$\{d\sigma\} = \left[[D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}} \right] \{d\epsilon\} \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 $[D]$ は、弾性応力-ひずみ関係マトリックスであり次式で表わされる。

$$[D] = \begin{bmatrix} K_\tau & 0 \\ 0 & K_\sigma \end{bmatrix} \dots\dots\dots (12)$$

式(9)、式(12)を式(11)に代入すれば、ダイレイタンスを考慮した増分応力-ひずみ関係マトリックスが得られる。

(4) 解析方法

解析は一軸応力と二軸比例応力 ($\sigma_1/\sigma_2 = -1/-1, \sigma_1/\sigma_2 = -1/-0.5$) について行い、一軸応力に対して変位増分解析、二軸応力に対しては荷重増分解析により解析を行った。それぞれの増分ステップにおいて各要素の状態を調べ、もし破壊を起こした要素があれば応力解放を行い、解放力による他の要素の破壊がなくなるまでこれを繰り返した。また解放節点力および増分外力を付加する前に、各要素は塑性流れを起こすのか、それとも降伏曲面内に入ろうとするのかを調べた後に各要素の剛性を決定した。なお、連立一次方程式の解法として共役傾斜法を用いた。

3. 数値解析結果

Fig. 1 に示した4 ケースについて、一軸応力と二軸比例応力の数値実験を行った。解析で用いる骨材とモルタルの特性は4. (2) の実験によって求められた諸定数を用いた。

数値計算において、荷重増分点での荷重-変位曲線は、各骨材-モルタル平面モデルでの骨材含有率を48%と一定にしたため、各ケースの間ではほとんど相違がみられない。そこで、ここでは骨材-モルタル平面モデルの解

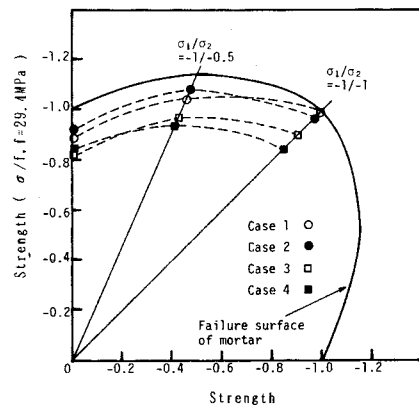


Fig. 7 Strength by Theoretical Analysis.

析強度と内部応力状態に関する考察を行った。各ケースの解析強度の比較を Fig. 7 に示す。

(1) 一軸 載荷

解析において Fig. 6 の界面の特性で降伏規準パラメーター C と引張強度 T を (4.4 MPa (45 kgf/cm²), 3.4 MPa (35 kgf/cm²)), (5.9 MPa (60 kgf/cm²), 4.4 MPa (45 kgf/cm²)) と変化させて比較を行った。

(C, T) = (4.4 MPa (45 kgf/cm²), 2.9 MPa (30 kgf/cm²)) の場合、丸い骨材 (Case 1 と Case 2) では、荷重 21.6 MPa (220 kgf/cm²) で Fig. 8 のように界面で塑性流れを生じている。しかしながらダイレイタンスの影響を本解析のようにモデル化した場合、解析では界面から破壊せず、モルタルからのクラック破壊により、Case 1 では荷重 25.5 MPa (260 kgf/cm²) で、Case 2 では荷重 26.5 MPa (270 kgf/cm²) で破壊へと至った。隅角部を有する骨材 (Case 3 と Case 4) では、荷重 21.6 MPa (220 kgf/cm²) で Fig. 8 のように隅角部からのクラックを生じており、界面での塑性流れはほとんどみられず、Case 3 では荷重 24.5 MPa (250 kgf/cm²) で、Case 4 では荷重 24.0 MPa (245 kgf/cm²) で破壊に至った。

(C, T) = (5.9 MPa (60 kgf/cm²), 4.4 MPa (45 kgf/cm²)) の場合の解析では (C, T) = (4.4 MPa (45 kgf/cm²), 3.4 MPa (30 kgf/cm²)) のときよりも高い荷重で界面での塑性流れを生じ始めたが、骨材-モルタル平面モデルの全体的な挙動と解析強度にはほとんど変化はみられなかった。

以上をまとめると、ダイレイタンスの影響を本研究のようにモデル化して考えた場合、界面が弱点部とならず、それよりも、骨材の形と配置が骨材-モルタル平面モデルの破壊荷重に及ぼす影響は大きいものとなった。

(2) 二軸比例載荷

Fig. 9 に示す $\sigma_1/\sigma_2 = -1/-1$ の比例載荷では、骨材-モルタル平面モデルとしては面内方向にせん断応力がかけられない状態であり、内部応力状態をみるとあたかも骨材に水圧がかかっているように、圧縮主応力方向がいずれの場合も骨材に垂直方向に向いている。また、Fig. 7 に示すように、半径の大きい骨材 (Case 1) よりも半径の小さい骨材 (Case 2) の場合に、また丸い骨材 (Case 1, Case 2) よりも隅角部を有する骨材 (Case 3, Case 4) の場合に、解析強度が低くなっている。これは、応力集中の影響であると思われる。

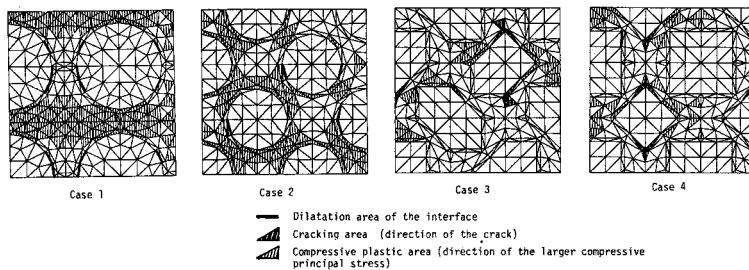


Fig. 8 Internal Stress State Under $\sigma_1/\sigma_2 = -1/0$ Axial Loading ($P=21.6$ MPa).

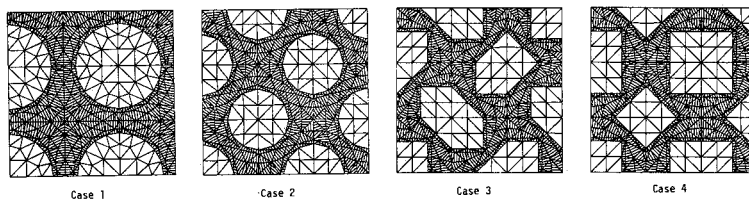


Fig. 9 Internal Stress State Under $\sigma_1/\sigma_2 = -1/-1$ Biaxial Loading ($P=19.6$ MPa).

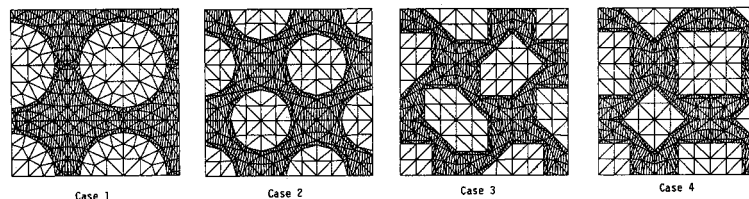


Fig. 10 Internal Stress State Under $\sigma_1/\sigma_2 = -1/-0.5$ Biaxial Loading ($P=25.5$ MPa).

Fig. 10 に示す $\sigma_1/\sigma_2 = -1/-0.5$ の比例载荷では、骨材-モルタル平面モデルとしては面内方向にせん断応力がかかっている状態であり、静水圧力による影響とせん断に対する抵抗性が解析強度に反映される。応力集中の影響を考えると Case 3, Case 4 が Case 1, Case 2 よりも解析強度の低いのが理解できる。また Case 1 よりも Case 2 の場合に解析強度が高くなったのは、せん断に対する抵抗性に骨材の配置が関係しているものと考えられる。これは一軸载荷の場合についてもいえることである。

以上に示したように骨材の形状や配置を変えての数値解析結果から、平面モデルに作用する静水圧力成分が骨材の形に関係し、偏差応力成分が骨材の配置に関係していることが推測される

4. 载荷実験との比較

解析の妥当性を検討するために、解析した骨材-モルタル平面モデルの1つのケースについて一軸および二軸比例载荷試験を行った。

(1) 骨材-モルタル平面モデル供試体

鋼製型枠を作製し、Fig. 1 に示した Case 1 と同じ供試体 (Fig. 11) を作製した。供試体はモルタル打込み後 1 日間湿潤養生し、26 日間水中養生、その後 1 日間乾燥させ、材令 28 日で試験を行った。モルタルプレート供試体も同様な手順で作製し、モルタルの特性を求めた。骨材-モルタル平面モデル供試体は 8 個作製し、一軸載

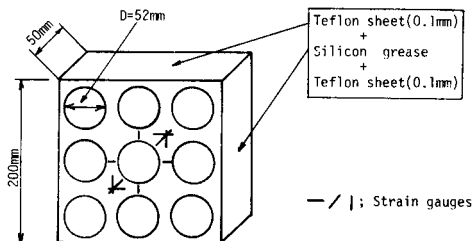


Fig. 11 Specimen of Plane Model in Case 1.

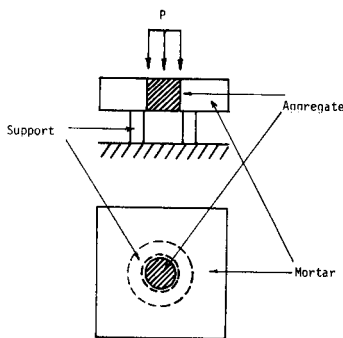


Fig. 12 Punching Shear Test.

荷に 3 個、 $\sigma_1/\sigma_2 = -1/-1$ の比例载荷に 3 個、 $\sigma_1/\sigma_2 = -1/-0.5$ の比例载荷には 2 個を用いた。また供試体の載荷面にはテフロンシートを貼り、その上にシリコングリースをぬり、さらにテフロンシートを重ね、端面での摩擦をできるだけ小さくした。

(2) 骨材とモルタルの特性

使用したモルタルは、普通ポルトランドセメントを用い、水セメント比 (W/C) 0.55, 砂は標準砂を用い砂セメント比 (S/C) 2 で配合を行った。モルタルの特性を求めるモルタルプレート供試体は 5 個作製し、一軸载荷に 3 個、 $\sigma_1/\sigma_2 = -1/-1$ の比例载荷には 2 個、4. (4) に示す载荷試験を行った。試験結果によりモルタルの諸定数として、一軸圧縮強度 29.4 MPa (300 kgf/cm²), 等二軸圧縮強度 29.4 MPa (300 kgf/cm²), 初期接線ヤング率 24.5 GPa (2.5×10⁵ kgf/cm²), ポアソン比 0.19 を得た。また一軸圧縮および二軸圧縮でそれぞれの強度の 0.5 倍から圧縮塑性域に入るとみなし、式 (5) の相当応力-ひずみ関係において定数 E はモルタルの等二軸载荷試験から得られた相当応力-塑性ひずみ関係より E=19.6 GPa (2.0×10⁵ kgf/cm²) とした。引張強度は元来引張試験により求めるべきものであるが、解析では圧縮強度の 0.15 倍を用いた。

使用した石材はみかげ石であり、特性を求めるためにシリンダー供試体 (φ50×100 mm) 6 個をコアカッターで切り出し、一軸圧縮試験に 3 個、割裂試験に 3 個用いた。試験結果より骨材の諸定数として、一軸圧縮強度 147 MPa (1500 kgf/cm²), 引張強度 8.0 MPa (82 kgf/cm²), ヤング率 52.9 GPa (5.4×10⁵ kgf/cm²), ポアソン比 0.15 を得た。

(3) 界面の特性

Fig. 6 で降伏規準としたモール・クーロン規準の定数 C を決定するために、Fig. 12 のような押抜き試験を供試体 3 個について行い、その結果 C=3.7 MPa (38 kgf/cm²) を得た。なお引張強度 T についての試験は現在のところ困難であることから、試験は行わず、文献 (10)

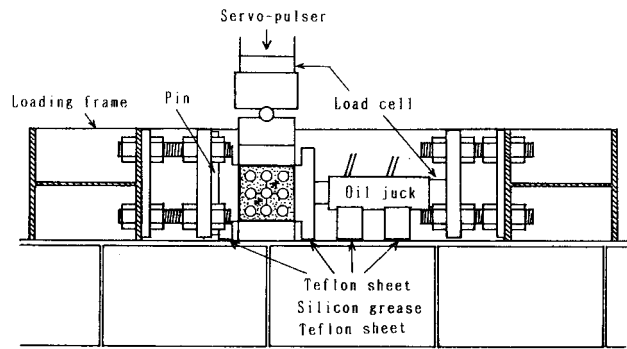


Fig. 13 Biaxial Loading System for Specimens.

を参考にして解析では $T=2.9 \text{ MPa}$ (30 kgf/cm^2) を用いた。

降伏規準としての目安の値である定数 C は、Fig. 12の押抜きのように、ダイレイタンスを起こす原因となる拘束力がない場合の界面付着力とした。このような界面の付着力を決定するのはたいへん難しい問題であるが、ここでは最大押抜力を周面積で割った値とした。

(4) 一軸荷重試験および二軸荷重試験

本研究では、Fig. 13に示すように上下方向には40tサーボパルサーを、水平方向には40t手動オイルジャッキを用い、骨材-モルタル平面モデル供試体およびモルタルプレート供試体の一軸荷重試験と二軸荷重試験を行った。二軸荷重は二軸比例荷重で行い、荷重面ではシリコングリースとテフロンシートにより端面摩擦の影響を小さくした。

また、偏心荷重をできるだけ小さくするために試験的に小さな荷重をかけ、供試体に貼ったひずみゲージ(モルタルプレート供試体では計8個、骨材-モルタル平面モデル供試体では計20個)の値により、偏心ができるだけ小さくなるように供試体を設置した。

なお塑性域でのひずみの測定は、ひずみ速度が $25 \mu/\text{min}$ 以下におさまったときの値である。

(5) 実験と解析との比較

実験と解析との比較はFig. 14~Fig. 16に示す内部ひずみに関して行った。なお、プロットした値は、供試体に貼りつけたゲージのうち裏表対角の4個のゲージの平均値である。一軸荷重に対しては、界面の取扱いにおいてダイレイタンスの影響を考慮しないFig. 5のようなTension Cutoffを伴うモール・クーロン破壊規準を用いた場合の解析結果についても比較を行った。

Fig. 14(a)~Fig. 16(a)は、骨材から離れた位置(Gauge 2, Gauge 3)での解析結果と実験結果との比較であり、Fig. 14(b)~Fig. 16(b)は骨材と骨材との距離が最も狭い位置(Gauge 1, Gauge 4)での比較である。

Fig. 14(a)~Fig. 16(b)はよい一致を得ている。

一軸荷重の実験では、荷重 15.7 MPa (160 kgf/cm^2) でダイレイタンスを起こす原因となる拘束がきわめて弱い側面(Fig. 11, 面内方向自由端)において局所的な破壊が生じたが、それが平面モデルの破壊へと結びつかず、平面モデル全体に及ぼす影響は小さなものであった。

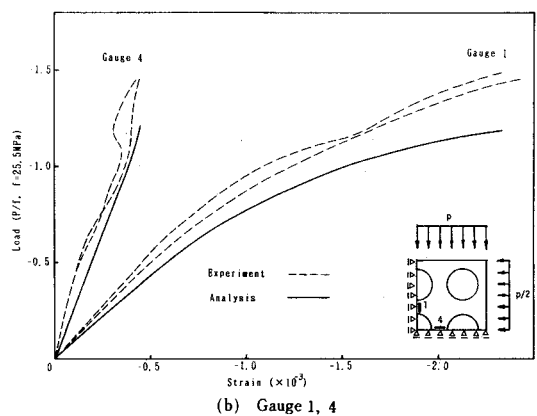
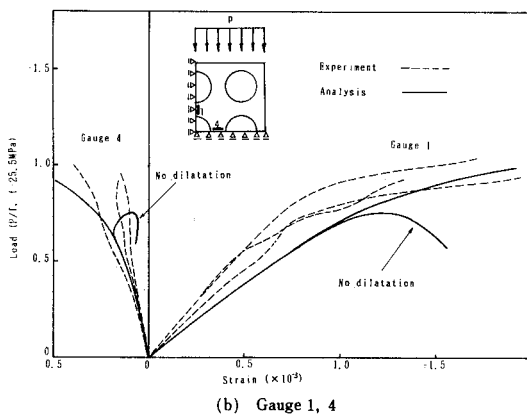
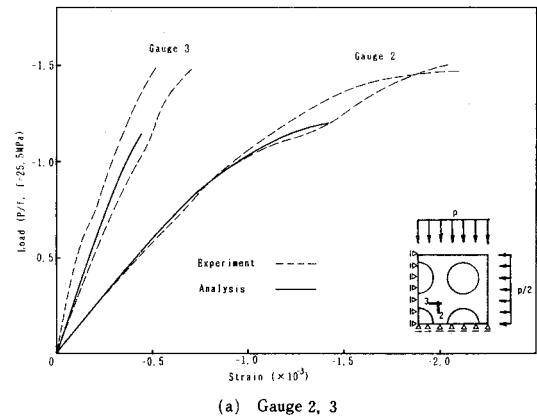
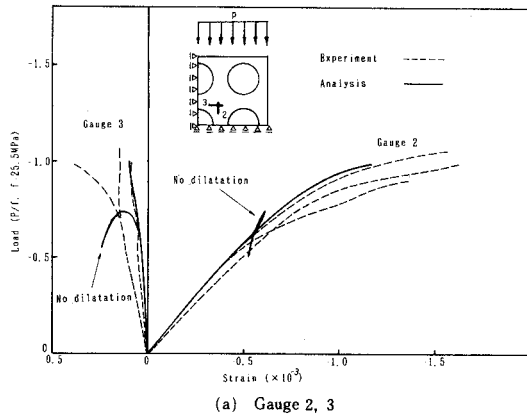


Fig. 14 Comparison Between Analysis and Experiments on Internal Strains ($\sigma_1/\sigma_2=-1/0$).

Fig. 15 Comparison Between Analysis and Experiments on Internal Strains ($\sigma_1/\sigma_2=-1/-0.5$).

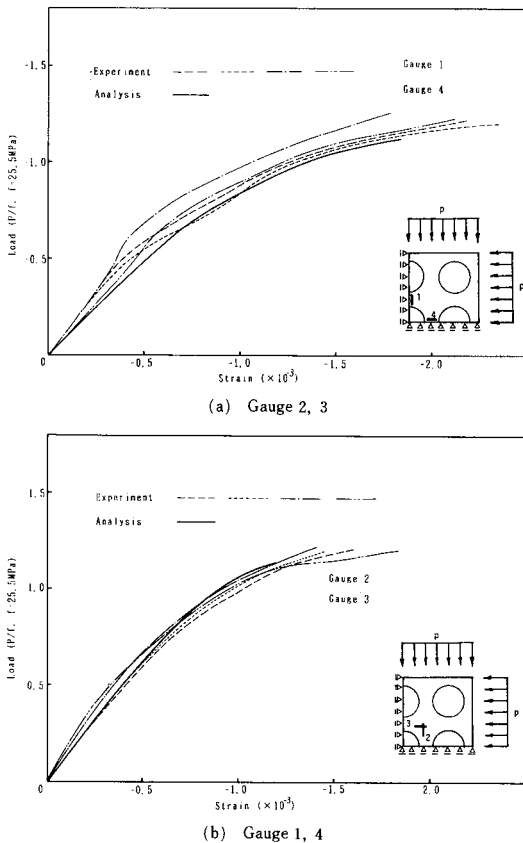


Fig. 16 Comparison Between Analysis and Experiments on Internal Strains ($\sigma_1/\sigma_2 = -1/-1$).

そして荷重 25.5 MPa (260 kgf/cm²) 付近で破壊へと至った。Fig. 14 (a)の一軸載荷の解析値において、ダイレイタンスを考慮しない解析の場合は、実験で局部破壊を起こした荷重 15.7 MPa (160 kgf/cm²) で界面の付着破壊を生じ、荷重 17.6 MPa (180 kgf/cm²) で平面モデルは破壊へと至った。ダイレイタンスを考慮した場合は、ひずみと破壊荷重はともに実験値をよく追跡している。このことにより、ダイレイタンスを考慮したモデル化の方が適当であるといえる。

Fig. 15 (a)の $\sigma_1/\sigma_2 = -1/-0.5$ の比例載荷では、ひずみは実験値をよく追跡しているが、破壊荷重は実験値の方が高いものとなった。この場合の破壊形状は面外方向の割裂による破壊であり、二次元問題では取り扱えないものであった。このような現象の原因として、骨材による面外方向のひずみ拘束により、骨材にはその方向に引張力が生じ、また、モルタルではそれ自体の強度が二次元で論ずるよりも上昇するためであると考えられる。Fig. 16 (a)の $\sigma_1/\sigma_2 = -1/-1$ 比例載荷でも同様なことがいえる。

Fig. 14 (b)～Fig. 16 (b)は解析値がいずれも実験値を

下回り、これは、応力集中の大きい骨材と骨材との距離が最も小さい場合で、変位関数を一次式と仮定する定ひずみ三角形要素を相当粗い分割で使用したためであると考えられる。

以上のように弾性域と塑性域の挙動に関しては、本研究において仮定した材料モデルおよび解析方法により、解析での骨材-モルタル平面モデルの挙動は実際の挙動とほぼ一致し解析の妥当性が得られた。

破壊荷重に関しては、一軸圧縮載荷では正確に追跡できたが、二軸圧縮載荷では実験において破壊点付近で面外方向の三次元的な力が発生し、割裂破壊を生じた。しかし、実験では二軸圧縮載荷の場合、骨材-モルタル平面モデルの強度がモルタルの強度を上回ったが、既往の研究⁷⁾によると、一般にコンクリートの強度はモルタルの強度より小さく、実際のコンクリートでは骨材によるモルタルのひずみ拘束の影響は小さいとみなしてよいであろう。本研究では骨材モデルとして石材円柱を用いたことを考えると、平面応力下でのコンクリートの理想化として骨材-モルタル平面モデルは、実際のコンクリートの破壊点付近での挙動を論ずるのには妥当なものであると考えられる。

5. あとがき

解析の妥当性を検討するために、骨材-モルタル平面モデルの1ケースについて実験と解析との比較を行った結果、本研究において仮定した材料モデルおよび解析手法により、解析での骨材-モルタル平面モデルの挙動は弾性域および塑性域を含めての実際の挙動とほぼ一致し、コンクリートの理想化としての必要条件は満足した。また破壊荷重を論ずる場合にも、平面応力で論ずる限りコンクリートの理想化として本研究による骨材-モルタル平面モデルは適当であることが明確となった。このように妥当性が認められた解析において、骨材の形状や配置を変化させて解析を行った結果を平面モデルに作用する応力成分と結びつけると、骨材の形状は静水圧成分に関係し、配置は偏差成分に関係していることが推測された。

今後、骨材-モルタル平面モデルの挙動を構成式で扱われる巨視レベルに結びつけることにより、今まで均質とみなして有限要素解析を行ってきたコンクリートに不均一性を導入することが期待でき、鉄筋とモルタルの界面の取扱いなどの研究がさらに進めば、コンクリート構造物に対する解析的研究は実験結果を十分説明し得る強力な手法となり得るものと確信している。

最後に、本研究を進めるにあたり、有益な助言をいただいた金沢大学複合材料応用研究センター川村満紀教授、ならびに京都大学防災研究所(前・金沢大学工学部)

関口秀雄助教授に感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) F.H. ウィットマン・三橋博三訳：コンクリートの内部構造と力学的特性，コンクリート工学，Vol. 21, No. 3, pp. 19~30, 1983.
- 2) 前川宏一・岡村 甫：弾塑性破壊モデルに基づくコンクリートの平面応力構成則，コンクリート工学，Vol. 21, No. 5, pp. 87~99, 1983.
- 3) 宮本 博・尾田十八・江田祐二：鑄鉄の引張り，圧縮挙動に及ぼす黒鉛の形状効果，日本機械学会論文集（A編）45巻，389号，pp. 18~25, 1979.
- 4) Buyukozturk, O. and Nilson, A.H. : Finite Element Analysis of Plane Concrete with Biaxial Loads, McGill Univ., CSCE, EIC, Finite Element Method in Civil Engineering, pp. 703~728, 1972.
- 5) Chen, A. C. T. and Chen, W. F. : Constitutive Relation for Concrete, Proc. of ASCE, Vol. 101, No. EM 4, pp. 465~481, 1975.
- 6) Goodman, R. E, Taylor, R. L. and Brekke, T. L. : A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. of ASCE, Vol. 94, No. SM 3, pp. 637~659, 1968.
- 7) 佐伯 昇・高田宣之・藤田嘉夫：二軸圧縮応力状態のコンクリートの変形と破壊挙動，第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp. 181~184, 1982.
- 8) Chen, W. F. : Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill, 1982.
- 9) 文献8)のp. 302.
- 10) Avram, C., Făcăoaru, I., Filimon, I., Mirșe, O. and Terteș, I. : Development in Civil Engineering Vol. 3 Concrete Strength and Strains, ELSEVIER, pp. 129~137, 1981.

(1984. 5. 23・受付)