不飽和多孔質材料としての遷移材齢時コンクリートの構成則ならびに構造挙動に関する研究

石川　靖晃

不飽和多孔質材料としての遷移材齢時コンクリートの構成則ならびに構造挙動に関する研究

平成11年8月

石川　靖晃

目 次

1 序論

1.1 本研究の背景

近年，建設技術の進歩に伴い，大断面富配合大型マスコンクリート構造物が各所で建設されるようになってきた．例えば，従来では原子力発電所の原子炉マットやコンクリートダム，RC 橋脚等が挙げられたが，最近では超深度建築構造物あるいは各種地下構造物などでは極めて大断面板構造物になる場合が多い．

一般に，マスコンクリート構造の主材料であるコンクリートは主としてセメント，水，砂および砂利から構成されており，練り混ぜ直後から凝結開始時刻までの間はフレッシュコンクリートと称される Bingham 流体であるとみなされる．凝結開始後，セメントは材齢の経過と共に水和反応が進行し生成された CSH ゲルが互いにかみ合いながら固体化する（図 1.1）．即ち，コンクリートは材齢の極初期においては Bingham 流体で，材齢の経過と共に固体へと遷移する時間依存性材料であるといえる．この過程におけるコンクリートを遷移材齢時コンクリートと呼ぶことにすれば，このような遷移材齢時コンクリートは応力依存性変形成分だけでも弾性，塑性，クリープの 3 つの成分を有していることが一般的に知られている．更に応力に依存しない変形成分についても水和反応による自己収縮，コンクリート内部間隙水の移動による乾燥収縮および水和反応熱による温度変化による変形成分があり，遷移材齢時コンクリートの変形は極めて多岐な要因によって構成されていることがわかる．

マスコンクリート構造物が十分に機能するためには，以上挙げた要因を念頭において設計される必要があり，十分な耐久性および安全性を有していなければならない．とりわけ，重要な要因は水和熱による温度ひずみに関する要因である．

従って，マスコンクリート構造等の初期変形を精度良く予測し，各種の障害を制御する必要があるが，そのためには，まずもって以上に挙げた変形成分全てを力学的に考慮するような応力ひずみ関係を構築しなければならない．しかし，その数学的記述の困難さ，もしくは計算時間の大幅な消費などにより，実際問題としては，変形要因を簡略化あるいは無視して初期変形予測がなされてきたのが現状である．例えば，温度応力解析を行う際には，弾性および温度変化以外に，乾燥収縮および自己収縮ならびにクリープ成分の影響を考慮する必要があるが，これらの応力履歴依存性とその解析への適用については，十分な検討がなされているとは言い難い．

言い換えるならば，今までの温度応力解析における考え方は硬化後のコンクリートの性質を基に，遷移材齢時コンクリートの初期変形問題に拡張したに過ぎず，いわば時間区分線形解の重ね合わせで済ましてきた．機能上ひび割れがそれほど重要ではないマスコン

クリート構造物に対してはこのような方法は有用であったかもしれない．しかしながら，現在では，機能上きわめて重要なマスコンクリート構造物も増えてきており，更に精度良くマスコンクリート構造物の初期変形が予測される必要がある．

この種の研究が精力的に行われることになったのは比較的最近のことである．遷移材齢時コンクリートを弾塑性飽和透水性多孔質材料と捉え，コンクリート中の間隙水に対して質量保存則を適用し，力の釣り合い式と連成させた数理モデルを構築する試みは幾人かの研究者によって行われているが，温度変化並びにクリープ変形は全く考慮されていない [Lewis(1978)] か，もしくはそれらが考慮されているとしてもきわめて不完全である [石川 (1993), 石川 (1995), 石川 (1996)] かのどちらかであった．Emborg は，間隙水の影響は考慮せず，クリープひずみ成分を考慮に入れた応力ひずみ関係を構築し，温度応力解析に適用したが，クリープ変形の考慮は線形の範囲にとどまっている [Emborg(1989)]．また，大下らはコンクリート中の微細ひび割れの影響を質量保存則および力の釣り合い式に導入し，材齢 3 日から 7 日ぐらいまでのコンクリートの透水特性の実験および解析的評価を行っているが，クリープ変形についてはほとんど検討がなされていない [大下 (1995b)]．下村らは乾燥収縮および自己収縮を考慮に入れたコンクリートの構成則モデルを構築している [下村 (1995)] が，クリープ変形についてはまったく考慮されていない．

いずれにしても，これらの研究成果は特定の現象を精度良く表現し得るものではあるが，マスコンクリート構造物における全ての初期変形問題を統一的に捉えることはなされていなかった．

そのため，上記の変形成分全てを考慮に入れた遷移材齢時コンクリートの応力ひずみ関係を表現する数理モデルを構築することが今後の緊急の課題と考えられるのである．

上述の変形成分全てを考慮に入れて遷移材齢時コンクリートの応力ひずみ関係を構築する際には幾つかの問題点がある．

ひとつはクリープひずみの全体形から増分形への変換方法が不十分であることである．クリープひずみ成分は応力依存性成分の内，時間依存性を有するひずみ成分であると一般に定義されるが，更に詳細に，クリープひずみ成分について言及すると，Tanabe らの研究成果によれば，このクリープひずみ成分は可逆性的な粘弾性ひずみ成分と非可逆性的な粘塑性ひずみ成分の 2 成分に分離されるようである [Tanabe(1998)]．これらの 2 成分の内，粘塑性ひずみ成分に関しては増分形の定式化がなされており [Perzyna(1966)]，数値解析手法もまた確立されている [Zienkiewicz(1972)]．その一方で，粘弾性ひずみ成分は一般的に粘弾性クリープ係数によって表現され，トータルとしての粘弾性ひずみ成分は応力履歴に対して重ね合わせることによって表現される．即ち，粘弾性ひずみ成分は全体形でしか表現されないことを意味しているのである．通常の非線形変形解析においては増分形

で力の釣り合い式等の支配方程式は記述される必要があり，粘弾性ひずみ成分が実験上の都合から多くの場合に全体形で表されていることは，増分形の全体方程式に組み込むことを困難にしているのである．粘弾性ひずみと弾性ひずみ成分との和の成分を増分形にする試みは行われている [Bažant(1982)] が，成分ごとに変形を明確に区別した上で定式化を行うという意味では，粘弾性ひずみ成分のみを増分化することが必要となるのである．

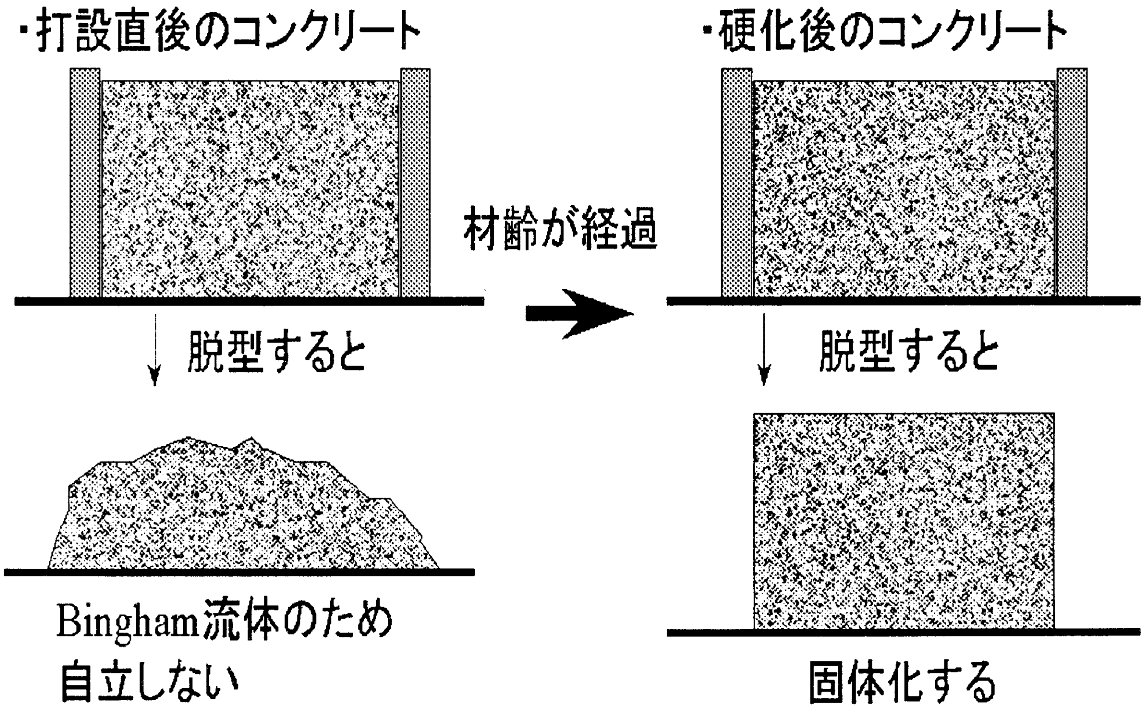

図 1.1: Bingham 流体から固体へと遷移していくコンクリート

また，塑性成分と粘塑性成分を一つの構成則内で矛盾なく整合させることの困難性がある．前述のように，遷移材齢時コンクリートの応力ひずみ関係においては応力依存性成分だけでも，弾性，塑性，粘弾性および粘塑性成分の 4 つの変形成分が存在する．これらの 4 つの変形成分は決して互いに独立ではなく，応力成分を介して関連している．塑性成分はある種の塑性ポテンシャルを用いることで記述される一方で，粘塑性ひずみ成分は粘塑性ポテンシャルを用いて定義される [Perzyna(1966)]．塑性ひずみに関しては塑性ポテンシャルは塑性ひずみの方向を決定するために用いられ，塑性ひずみの大きさは降伏関数上に応力が留まる条件（コンシステンシーコンディション）によって決定されることは古典塑性理論 [Chen(1982)] により明白である．一方で，粘塑性ひずみ成分の大きさは粘塑性ポテンシャルの関数から一意的に決定される．この場合，塑性ポテンシャルと粘塑性ポテンシャルが等しいと仮定した場合，矛盾が生じる．そのため，先に述べた 4 つのひずみ成

分を同時に考慮する場合，粘塑性ポテンシャルを適切に決定し，塑性ひずみ成分と粘塑性ひずみ成分を矛盾無く整合させる必要がある．

さらに，仮に遷移材齢時コンクリートを表現する応力ひずみ関係の数理モデルが構築されたとしても，そのモデルに含まれる材料パラメータが物理的に意義をもち，且つそれらのパラメータは実験等で客観的に決定されなければ，そのモデル自体は全く意味のないものとなるであろう．モデルの材料パラメータを客観的に評価するための方法論としては，実験により各ひずみ成分を抽出するやり方が一般的である．応力に依存しないひずみ成分，例えば乾燥収縮および自己収縮成分については実験的に評価されている [田沢 (1994), 下村 (1995)]．応力依存成分についても粘弾性成分が実験から評価されることは過去の研究より自明である [阪田 (1992)]．問題は応力依存性成分における塑性ひずみおよび粘塑性ひずみ成分の個々の実験的評価である．塑性ひずみと粘塑性ひずみ成分の和を塑性ひずみ成分と称することが大多数の研究者の中での一般的通念であったため，特に粘塑性ひずみ成分の実験的評価は現在まで全く行われていなかった．しかしながら，この塑性ひずみと粘塑性ひずみを実験的に個々に評価することは遷移材齢時の応力ひずみ関係を構築する上では極めて重要なことであり，何らかの実験的テクニックを用いることにより塑性ひずみ成分と粘塑性ひずみ成分を分離して評価する必要がある．

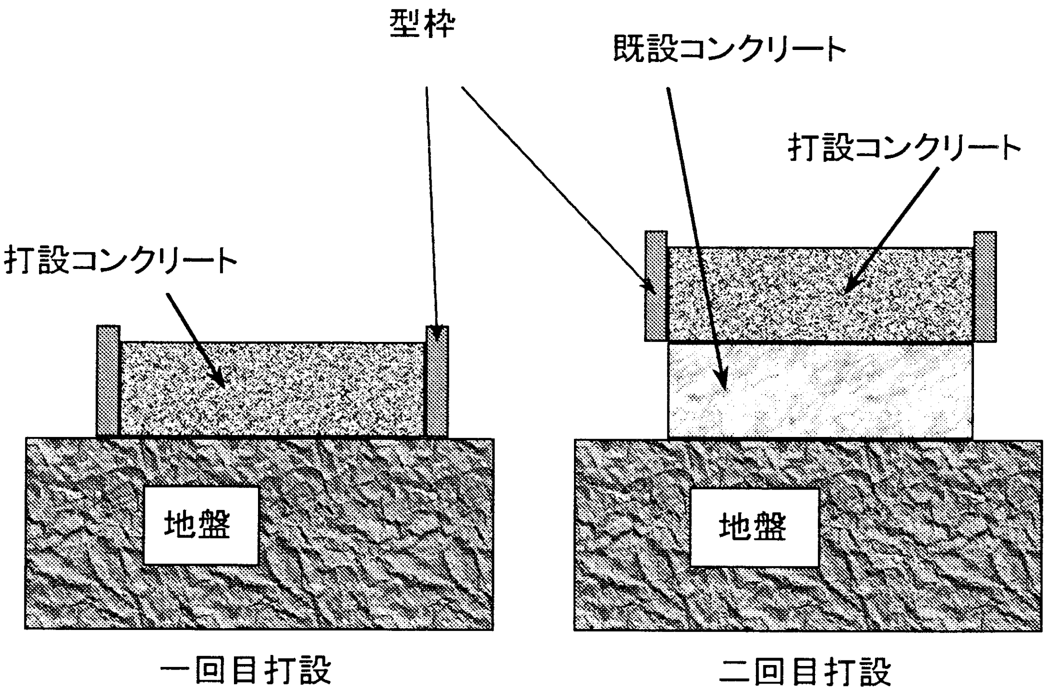

図 1.2: 層打ち打設されたマスコンクリート構造物

遷移材齢時コンクリートの応力ひずみ関係を表現する数理モデルを構築することが望まれてきている一方で，マスコンクリート構造物の滑りあるいは剥離変形を正確に予測するための水平境界面モデルの開発もまた早急に着手されなければならない問題のひとつである．

一般的にマスコンクリート構造物は現場で打設される場合が殆どであり，更にその場合，一度にコンクリートが打設されるのではなく，時間をずらして何回かに分けて層打ち打設されることが多い．即ち，図 1.2 に示すようにマスコンクリート構造物は材料的に決して単一ではなく，物性の異なる材料の組み合わせによって成り立っているといっても過言ではない．そのため，初期変形を予測する上での解析対象は打設コンクリートを含んだ複数のコンクリートブロック全体に地盤を含んだ領域となる．その時，コンクリートブロック間あるいはコンクリートブロックおよび地盤間に存在する水平境界面をどう取り扱うかによってマスコンクリート構造物全体の初期変形は大きく異なることは現在まで良く知られていることである．例えば水平境界面において剥離が生じる場合とそうでない場合では近接するコンクリートブロック内の応力状態および変形状態は全く異なる．そのため，マスコンクリートの初期変形を精度良く予測するためには以上に述べたコンクリートの応力ひずみ関係を精度良いモデルで表すだけでは不十分であり，水平境界面に関しても適切なモデル化がなされる必要がある．水平境界面に関する数理モデル化に関しては代表的なものとしては，今枝および高辻らの研究 [今枝 (1988), 高辻 (1990)] がある．ところが，今枝らの研究では水平境界面の物性パラメータの決定手法が客観的ではなく，一方高辻らの研究はサンドブラスト処理されたコンクリートブロック相互間の水平境界面を有する構造物の場合にのみ有効で，例えば付着が殆ど無い水平境界面を有する構造物に対しては初期変形を精度良く予測することは不可能であった．さらに，両者の研究においては剥離の進展状況を解析的に捉えることは不可能であった．即ち，水平境界面の変形挙動を統一的に正確に表現する数理モデルは未だ構築されていないのである．

さらに，今まで殆ど言及されなかった要因として，材齢極初期におけるひずみ局所化の問題がある．この欠陥はひび割れのように目に見える欠陥とは違い，欠陥個所に一度バイブレータを作用させるとこの欠陥は無くなるといわれている．しかし，そのまま放置すれば，硬化後のひび割れ発生に直接継続されると考えられ，本研究では新たな問題点の指摘としたい．

1.2 本研究の目的および本論文の構成

1.2.1 本研究の目的

以上述べてきた問題点に鑑みて，本研究の目的は，遷移材齢時におけるマスコンクリート構造物の変形挙動を従来の手法より更に精度良く予測するための統一的な解析手法の確立を目的とする．更に詳細に列記すると以下のようになる．

(1) 遷移材齢時コンクリートの初期変形問題を統一的に表現する理論モデルの構築およびその妥当性の検証

遷移材齢時コンクリートはセメントペースト，骨材から構成され，内部間隙には水が殆ど飽和した状態で存在している．そこで，まず遷移材齢時コンクリートを飽和多孔質材料と仮定し，初期変形に影響を及ぼす要因全てを考慮に入れた応力ひずみ関係を構築する．即ち，応力依存性変形成分では，弾性，塑性，粘弾性および粘塑性成分，応力に依存しない成分では，間隙水の移動による変形成分即ち乾燥収縮成分，自己収縮成分および水和熱による温度変化によるひずみ成分があるが，それらの成分全てを考慮に入れた構成則モデルを構築する．その際，一般的には全体形で表される粘弾性ひずみ成分を増分型に変換した上で構成則の中に導入する．さらに，塑性ひずみ成分との整合性を満たしながら粘塑性ひずみ成分を構成則の中に導入する．

続いて，離散化された力の釣り合い式および間隙水の質量保存則を誘導し，それらの2式を連成させることにより，境界面を考慮しない単一材料としての遷移材齢時コンクリートの変形挙動を表現する支配方程式を構築する．

遷移材齢時コンクリートの変形挙動に関する支配方程式が誘導された後は，支配方程式中の材料パラメータの決定手法を開発する．まず，応力に依存しない変形成分即ち乾燥収縮および自己収縮に関する材料パラメータの決定手法を既往の研究成果を基に述べる．続いて繰り返し一軸圧縮試験結果に基づいて応力依存成分の変形成分即ち弾性，塑性，粘弾性および粘塑性成分の分離を試み，各成分の材料パラメータを同定する手法の開発を試みる．

ここで述べた材料のパラメータの決定手法の開発が達成されたならば，構築された遷移材齢時コンクリートの変形挙動を表すモデルは完全に客観的なものとなり，簡単な実験を行うだけで，従来，複雑で統一的に解明することができなかったとされていた遷移材齢時コンクリートの変形挙動を正確に且つ統一的に捉えることが可能となるであろう．

そして，遷移材齢時コンクリートの変形挙動に関する実験結果を基に構築されたモデルの特徴および妥当性について検討する．特に，間隙水の移動および粘弾性および粘塑性変

形成分が遷移材齢時の時間依存変形にどのように影響を及ぼすのかという点に焦点を当て解析的検討を行う．さらに，材齢極初期におけるひずみ局所化現象に対する解析的解明についても本研究でとりあげる．

(2) 地盤あるいはコンクリートブロック間における水平境界面特性のモデル化

(1) で述べたことだけでは実際のマスコンクリート構造物の初期変形問題を正確に予測ことはまだ無理であると思われる．実際にはマスコンクリート構造物はコンクリートブロックの集合体が地盤に接しており，地盤あるいはコンクリートブロック間における水平境界面が実際存在するからである．一般にそのような水平境界面は不連続要素であるとみなされる．本研究では (1) で構築された遷移材齢時コンクリートの応力ひずみ関係をそのまま境界面である不連続要素に導入し，時間依存性を考慮に入れた水平境界面モデルの構築を行う．(1) で構築された構成則モデルは客観性を有しているため，ここで構築される水平境界面モデルについても客観性のあるものとなり得ると思われる．

(3) 実際のマスコンクリート構造物の初期変形問題への適用性評価

(1)(2) で述べてきたことを全て適用すれば実際のマスコンクリートの初期変形予測が従来よりも格段に精度良く行えると考えられる．そこで大型マスコンクリート構造物試験体での温度応力実測結果を基に，(1)(2) で述べてきたことを全て適用し，実験結果に対してシミュレーションを行い．実際のマスコンクリート構造物への適用性を検討する．このように，本研究は大きく分けて 3 つの項目から構成されている．そこで，より詳細に本論文の内容を，以下に示すことにする．

1.2.2 本論文の構成

本論文では，遷移材齢時におけるマスコンクリート構造物の変形挙動の予測精度を向上させることを目的として，客観性を有する多孔質材料としてのコンクリート材料の構成則の構築，および実際現象に適用して，その解析モデルの妥当性の評価を数値解析によって行っている．

2 章では，遷移材齢時コンクリートの変形挙動を統一的に表現する理論モデルの定式化を行っている．遷移材齢時コンクリートを 2 相飽和多孔質材料として捉え，応力依存性変形成分即ち弾性，塑性，粘弾性および粘塑性成分に加え，応力に依存しない成分即ち乾燥収縮，自己収縮，水和による温度変化による熱変形成分全ての変形要因を考慮した上で理

論モデルを構築した．最終的に有限要素による離散化手法，および数値解析手法についても言及している．

3 章では，マスコンクリート構造物内での地盤あるいはコンクリートブロック間における水平境界面特性についてモデル化を行っている．境界面を不連続面と捉え，不連続面を Joint 要素と仮定することによって，水平境界面特性をモデル化している．Joint 要素のすべり一応力関係は，2 章で構築した遷移材齢時コンクリートの応力ひずみ関係を適用することにより，境界面における時間依存性を考慮している．

4 章では，2 および 3 章で構築した理論モデルにおける材料パラメータの決定手法について述べている．まず，乾燥収縮ひずみ成分に影響を及ぼす透水係数を既往の実験結果から推定する手法を述べ，続いて自己収縮に影響を及ぼすセメントの体積減少量を理論的に評価する手法を述べる．そして，応力依存性成分即ち弾性，塑性，粘弾性および粘塑性変形成分を繰り返し一軸圧縮試験により各成分に分離し，各々の応力依存性変形成分における材料パラメータを同定する手法を提案した．そして，その同定手法の妥当性を検証した．

2,3 および 4 章で構築された遷移材齢時コンクリートの変形挙動を表す理論モデルは本論文の骨子となっており，以降の遷移材齢時コンクリートの変形挙動，最終的にはマスコンクリート構造物の初期応力問題を解く際の根幹をなすものである．

5 章では，2 章および 4 章で構築された理論モデルを用いて，既往のクリープ試験およびレラクセーション試験を基に遷移材齢時コンクリートのクリープ変形に対する解析的考察を行っている．まず，遷移材齢時コンクリート供試体に対して間隙水の流出量測定試験を行い，遷移材齢時コンクリート内では間隙水の移動現象が起こり得ることを確認した後，主として間隙水の移動の見地から遷移材齢時コンクリートの圧縮および引張クリープ現象の違いについて解析的に検討を行っている．

6 章では，材例極初期のコンクリートの変形挙動に焦点を当て，材齢極初期における型枠の拘束の影響および材齢極初期におけるひずみ局所化現象について解析的検討を行っている．

7 章では，2,3,4 章で構築された遷移材齢時コンクリートの変形挙動を表す理論モデル，地盤およびコンクリートブロック間の水平境界面特性を表すモデル全てを集約し，大型マスコンクリート構造物試験体の温度応力実測結果を基に，数値シミュレーションを実施し，実際のマスコンクリート構造物への適用性について検討を行っている．

8 章では本研究で得られた結論の総括を行っている．

2　遷移材齢時コンクリートの変形挙動に対する理論モデルの構築

2.1　概説

遷移材齢時コンクリートの変形に及ぼす要因は，コンクリート骨格に作用する応力依存性成分だけでも弾性，塑性，粘弾性および粘塑性の4つがあり，さらに応力に依存しない成分即ち乾燥収縮成分，温度変化による膨張成分および水和反応による自己収縮の成分を含めると，全部で7つあることになる．これらの要因について個々の成分に関する研究は現在まで非常に多く行われてきている．遷移材齢時コンクリートの変形挙動を理論的に正確に評価するためには当然これら7つの成分を全て考慮に入れなければならないと思われる．

それにも拘わらず，これら7つの成分を全て同時にかつ客観的な理論により遷移材齢時コンクリートの応力ひずみ関係に導入し，遷移材齢時の変形解析を行った研究例は殆ど無かった．大下らは微細ひび割れを含むコンクリートの透水性評価を行う上で，コンクリートを不均質飽和透水性材料と捉え，理論モデルの構築を行った [大下 (1995b)] が，そのモデルは粘弾性および粘塑性変形の影響までは十分に考慮されていなかった．また，著者らは遷移材齢時コンクリートをセメントペースト，骨材および間隙水から成る3相飽和多孔質材料としてモデル化を行ってきたが [石川 (1993), 石川 (1995), 石川 (1996)]，それらの研究は応力依存性成分全てを考慮に入れることは出来なかった．例えば，弾性と粘塑性成分のみの考慮あるいは弾性と粘弾性成分のみの考慮といった形でしか考慮することは出来なかった．従って，前者の場合は荷重レベルが小さい変形問題においてはクリープ変形が生じないし，一方後者の場合は荷重除荷後のクリープ変形の非回復性が表現できないと言った問題があった．

従って，本章では，まず遷移材齢時コンクリートを3相飽和孔質材料としてモデル化し，続いて4つの応力ひずみ成分即ち弾性，塑性，粘弾性および粘塑性成分全てを考慮に入れた構成則の構築を行った．特に粘弾性ひずみ成分に関してはBazantの増分型粘弾性モデル [Bažant(1982)] を改良した著者 [石川 (1996)] らによる改良された増分型粘弾性モデルを導入し，粘弾性ひずみ成分を増分型で表現することを試みた．さらに，応力に依存しない変形成分についても定式化を行い，最終的に力の釣り合い式および間隙水の質量保存則より遷移材齢時コンクリートに対する支配方程式の誘導を試みた．これにより任意の初期ひずみ問題下での遷移材齢時コンクリートの変形挙動を客観的に評価できるようになり，同時に個々の変形要因についても的確に同定することが可能となった．尚，本章では理論モデルにおける材料パラメータの詳細については言及しないが，4章で理論モデルにおけ

る材料パラメータの同定手法について述べる．

2.2 3相飽和多孔質材料としての遷移材齢時コンクリートの構成則

ここでは遷移材齢時コンクリートを骨材，セメントペーストおよび水を含んだ間隙からなる3相材料としてモデル化する．3相多孔質材料としての遷移材齢時コンクリートのモデルの概念図を図2.1に示す．

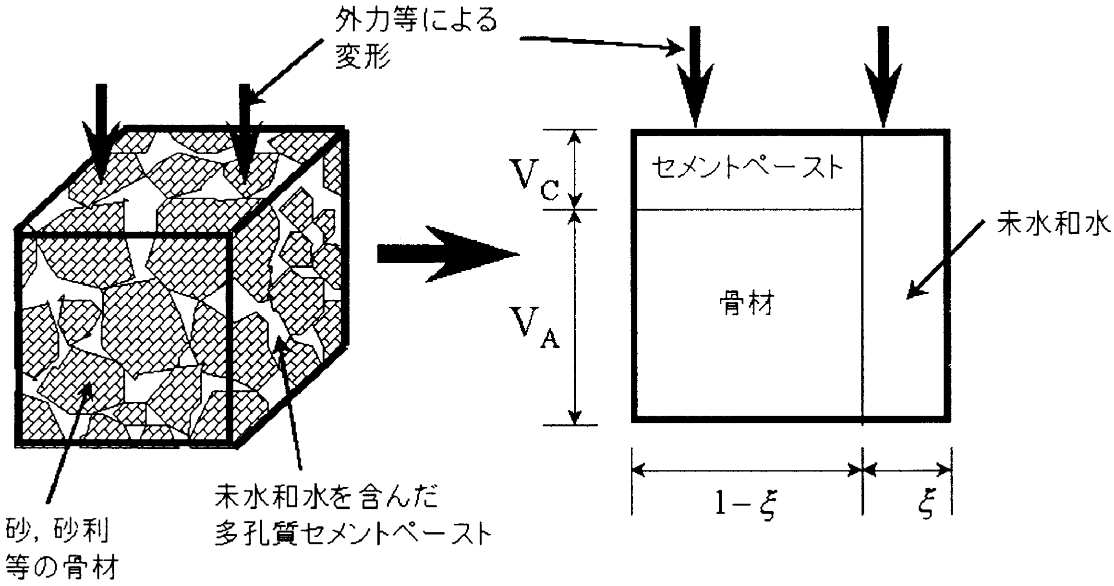

図 2.1: 2相多孔質材料としての遷移材齢時コンクリートのモデル化

尚，ここでは骨材は3次元弾性体と仮定し，セメントペーストは3次元粘弾塑性体と仮定する．さらに間隙は水で完全に飽和していると仮定し，さらに間隙における水の流れは等方的であると仮定する．コンクリート全体のひずみは骨材とセメントペーストそれぞれのひずみの体積による重み付き平均で表されると仮定することにより，コンクリートの構成則を誘導する．骨材の体積をV_A，セメントペーストの体積をV_C，遷移材齢時コンクリートの全体のひずみを$d\{\varepsilon^T\}$とすると，全体のひずみは次式で表される．尚，これ以降は原則としてひずみは工学ひずみを指すものとする．さらに特別な場合を除いては記号[]はマトリクス，記号{}は列ベクトルを表すこととする．

$$d\{\varepsilon^T\} = \frac{V_A}{V} d\{\varepsilon_A^T\} + \frac{V_C}{V} d\{\varepsilon_C^T\} \ , \ V = V_A + V_C \tag{2-1}$$

ここで

$$d\{\varepsilon_A^T\} = d\{\varepsilon_A^e\} + d\{\varepsilon_A^{pr}\} + d\{\varepsilon_A^{temp}\}$$

$$d\{\varepsilon_C^T\} = d\{\varepsilon_C^e\} + d\{\varepsilon_C^p\} + d\{\varepsilon_C^{ve}\} + d\{\varepsilon_C^{vp}\} + d\{\varepsilon_C^{pr}\} + d\{\varepsilon_C^{temp}\} + d\{\varepsilon_C^h\} \tag{2–2}$$

ここで，ひずみ成分の上付き添字 $T, e, p, ve, vp, pr, temp$ および h はそれぞれ全体，弾性，塑性，粘弾性，粘塑性，間隙水圧による固体相の圧縮，温度および水和による収縮を示し，ひずみ成分の下付き添字 A および C はそれぞれ骨材およびセメントペーストを示している．

有効応力増分 $d\{\sigma'\}$ は 2.1 に示すように固相が直列であることから，次式で表される．ここで有効応力とはコンクリート骨格に作用する応力を意味しているものとする．

$$d\{\sigma'\} = (1-\xi)[D_A^e]d\{\varepsilon_A^e\} = (1-\xi)[D_C^e]d\{\varepsilon_C^e\} \tag{2–3}$$

ここで $[D_A^e]$ および $[D_C^e]$ はそれぞれ骨材およびセメントペーストの弾性域での応力ひずみ構成マトリクスを示しており次式で表現される．

$$[D_A^e] = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & D_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & D_{44} & 0 & 0 \\ & symm. & & & D_{55} & 0 \\ & & & & & D_{66} \end{bmatrix} \tag{2–4}$$

$$D_{11} = D_{22} = D_{33} = \frac{(1-\nu_A)E_A}{(1+\nu_A)(1-2\nu_A)}$$

$$D_{12} = D_{13} = D_{23} = \frac{\nu_A E_A}{(1+\nu_A)(1-2\nu_A)}$$

$$D_{44} = D_{55} = D_{66} = \frac{E_A}{2(1+\nu_A)}$$

$$[D_C^e] = \begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} & B_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & B_{22} & B_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & B_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & B_{44} & 0 & 0 \\ & symm. & & & B_{55} & 0 \\ & & & & & B_{66} \end{bmatrix} \tag{2–5}$$

$$B_{11} = B_{22} = B_{33} = \frac{(1-\nu_C(t))E_C(t)}{(1+\nu_C(t))(1-2\nu_C(t))}$$

$$B_{12} = B_{13} = B_{23} = \frac{\nu_C(t)E_C(t)}{(1+\nu_C(t))(1-2\nu_C(t))}$$

$$B_{44} = B_{55} = B_{66} = \frac{E_C(t)}{2(1+\nu_C(t))}$$

ここで E_A および $E_C(t)$ はそれぞれ骨材およびセメントペーストの弾性係数であり，セメントペーストの弾性係数は材齢 t に応じて変化する．また，ν_A および $\nu_C(t)$ はそれぞれ骨材およびセメントペーストの弾性ポアソン比であり，セメントペーストの弾性ポアソン比は材齢 t に応じて変化する．

また，ξ は間隙率であり，材齢や水和の程度により変化する．式(2–3),(2–2)を式(2–1)に代入すると次式が得られる．

$$d\{\varepsilon^T\} = d\{\varepsilon^e\} + \frac{V_C}{V}d\{\varepsilon_C^p\} + \frac{V_C}{V}d\{\varepsilon_C^{ve}\} + \frac{V_C}{V}d\{\varepsilon_C^{vp}\}$$

$$+d\{\varepsilon^{pr}\} + d\{\varepsilon^{temp}\} + \frac{V_C}{V}d\{\varepsilon_C^h\} \tag{2–6}$$

$$d\{\sigma'\} = (1-\xi)[D_S]d\{\varepsilon^e\} \tag{2–7}$$

ここで

$$d\{\varepsilon^T\} = \frac{V_A}{V}d\{\varepsilon_A^T\} + \frac{V_C}{V}d\{\varepsilon_C^T\} \tag{2–8}$$

$$d\{\varepsilon^e\} = \frac{V_A}{V}d\{\varepsilon_A^e\} + \frac{V_C}{V}d\{\varepsilon_C^e\} \tag{2–9}$$

$$d\{\varepsilon^{temp}\} = \frac{V_A}{V}d\{\varepsilon_A^{temp}\} + \frac{V_C}{V}d\{\varepsilon_C^{temp}\} \tag{2–10}$$

$$d\{\varepsilon^{pr}\} = \frac{V_A}{V}d\{\varepsilon_A^{pr}\} + \frac{V_C}{V}d\{\varepsilon_C^{pr}\} \tag{2–11}$$

$$[D_S] = \left[\frac{V_A}{V}[D_A^e]^{-1} + \frac{V_C}{V}[D_C^e]^{-1}\right]^{-1} \tag{2–12}$$

ここで $d\{\varepsilon^e\}, d\{\varepsilon^{pr}\}$ および $d\{\varepsilon^{temp}\}$ はそれぞれ遷移材齢時コンクリート骨格における弾性，間隙水圧による固体相の圧縮および温度変化によるひずみ増分である．さらに $[D_S]$ は遷移材齢時コンクリート骨格の弾性域での応力ひずみ構成マトリクスとなる．

以上に示したひずみ成分の内，間隙水圧，温度および水和収縮による変形成分は有効応力に依存しないが，弾性，塑性，粘弾性および粘塑性成分は有効応力に依存する．従って，遷移材齢時コンクリートの有効応力とひずみの構成関係を記述する際において，塑性成分，粘弾性成分および粘塑性成分を如何に表現するかが問題となる．逆に言えば，塑性成分，粘弾性成分および粘塑性成分が有効応力を含んだ形で表現することが可能であるならば，直ちに遷移材齢時コンクリートの有効応力ひずみ関係を得ることができるであろう．次節で遷移材齢時コンクリートの塑性成分，粘弾性成分および粘塑性成分を有効応力で表現することを試みる．

2.3 有効応力依存性ひずみ成分の定式化

有効応力に依存するひずみ成分は先にも述べたように弾性，塑性，粘弾性および粘塑性ひずみ成分である．このことを概念化すると，図 2.2 のように描かれるであろう．弾性成分については前節で定式化されているが，残りの粘弾性，塑性および粘塑性成分についても定式化される必要がある．本節ではこれらの 3 成分について定式化を行う．

2.3.1 増分型での粘弾性ひずみの定式化

一軸状態での一定荷重載荷の元ではセメントペースト内に生じる粘弾性ひずみは一般的にはセメントペーストの粘弾性係数 $\phi_C(t,t')$ を用いて一次元で次式のような全体形で表される．

$$\varepsilon_C^{ve} = \phi_C(t,t')\varepsilon_C^e = \phi_C(t,t')\frac{\sigma'}{E_C(t')} \tag{2-13}$$

ここで σ' は一軸状態での一定有効応力である．有効応力が材齢と共に変動する場合はセメントペーストにおける粘弾性ひずみは次式のような積分形で表される．

$$\varepsilon_C^{ve} = \int_0^t \phi_C(t,t')\frac{d\sigma'}{E_C(t')} = \int_0^t J_C(t,t')d\sigma' \tag{2-14}$$

ここで，$J_C(t,t')$ はセメントペーストにおける粘弾性コンプライアンス関数である．しかしながら，式 (2–13)，式 (2–14) いずれにしても，粘弾性ひずみは，ある経過時間での全体の粘弾性ひずみとして求まる．ところが，式 (2–6) からわかるように，各ひずみ成分は増分形となっており，当然，粘弾性ひずみも増分化される必要がある．その場合，式 (2–14) を用いると，図 2.3 全ての過去の応力経路とそれまでのひずみ履歴を記憶しておく必要がある．それは多くの計算アルゴリズムかつ計算時間を必要とし，本章で提案するよ

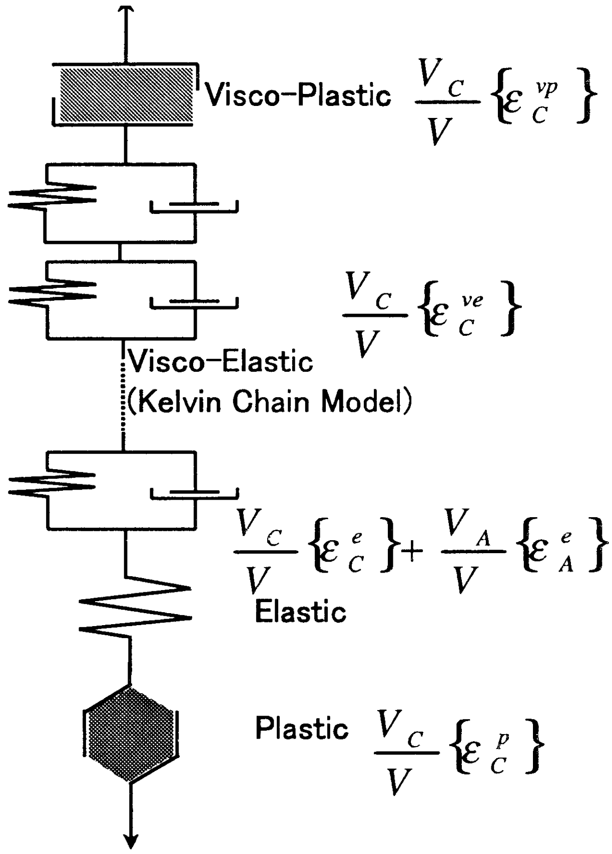

図 2.2: 弾性，塑性，粘弾性および粘塑性 4 つのひずみ成分から成る物質の概念図

うな複雑な問題には一般的適用性が無いと考えられる．そこで式 (2–14) を増分型の方程式に変換することを考え，一般的に使用される Dirichlet 級数による変換を使用する．

その手順を以下に述べる．式 (2–14) は解析学的には第 2 種 Volterra の積分方程式と呼ばれ積分核が存在する．その核が分離核であると仮定すると，式 (2–14) の中の $J_C(t,t')$ は次式のように Dirichlet 級数を用いて近似することが可能である．

$$J(t,t')_C = \sum_{\mu=1}^{N}\frac{1}{C_\mu(t')} - \sum_{\mu=1}^{N}\left[\frac{B_\mu(t)}{B_\mu(t')C_\mu(t')}\right] \tag{2–15}$$

$y_\mu(t) = -\ln B_\mu(t)$ とおくと，式 (2–15) は

$$J(t,t') = \sum_{\mu=1}^{N}\frac{1}{C_\mu}[1-\exp\{(t-t')/\tau_\mu\}] \tag{2–16}$$

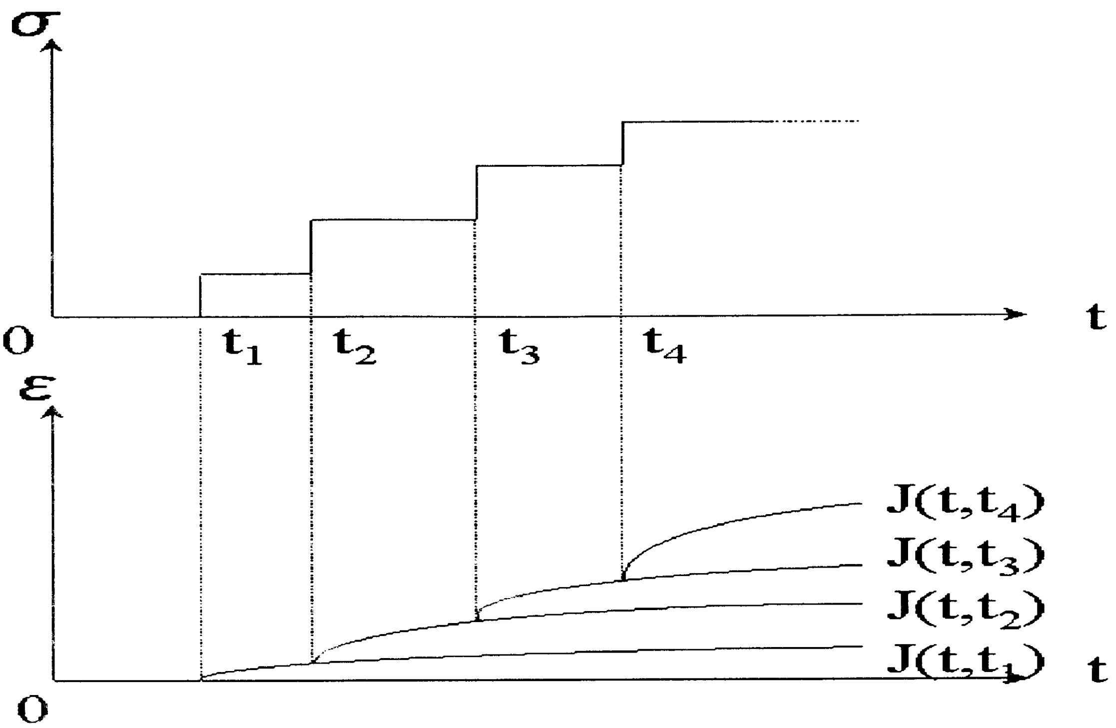

図 2.3: 過去の応力履歴による重ね合わせによる粘弾性ひずみ成分の算定の概念

となる．そして $y_\mu(t) = t/\tau_\mu$ という特別な場合を考える．すると式 (2–16) は

$$J_C(t, t') = \sum_{\mu=1}^{N} \frac{1}{C_\mu(t')} [1 - \exp\{(t - t')/\tau_\mu\}] \tag{2–17}$$

と変換される．ここで τ_μ は遅延時間である．式 (2–17) の力学的な意味は図 2.4 のような一般的な Kelvin 型クリープモデルを考えた際，N 個のダッシュポットが存在し，それぞれのダッシュポットがそれぞれの遅延時間 τ_μ 毎に励起されその結果，全体の粘弾性ひずみはそれぞれのダッシュポットにおける粘弾性変形の総和として表現されるということである．

式 (2–17) を式 (2–14) に代入すると次式が得られる．

$$\varepsilon^{ve} = \sum_{\mu=1}^{N} \varepsilon_\mu(t) \tag{2–18}$$

ここで

$$\varepsilon_\mu(t) = \int_0^t \frac{d\sigma'(t')}{C_\mu(t')} - q_\mu(t) \tag{2–19}$$

$$q_\mu(t) = \exp[-y_\mu(t)] \int_0^t \exp[y_\mu(t')] \frac{d\sigma'(t')}{dy_\mu(t')} \frac{dy_\mu(t')}{C_\mu(t')} \tag{2–20}$$

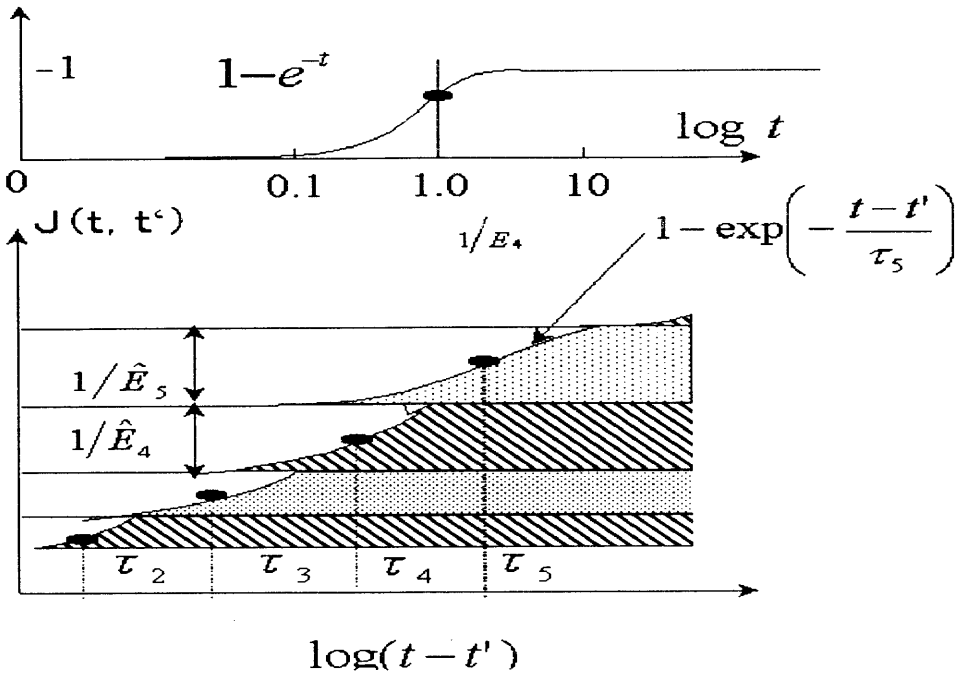

図 2.4: Dirichlet 級数近似の力学的な意味

式 (2–19) および式 (2–20) を時間差分化すると．各々のダッシュポットにおける粘弾性ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_\mu$ は次式のように表される．

$$\Delta\varepsilon_\mu = -(q_{\mu(r+1)} - q_{\mu(r)}) + \frac{\Delta\sigma'}{C_{\mu(r+1/2)}} \tag{2–21}$$

$$q_{\mu(r+1)} = q_{\mu(r)} \exp(\Delta y_\mu) + \frac{\lambda_\mu}{C_{\mu(r+1/2)}}\Delta\sigma' \tag{2–22}$$

$$\lambda_\mu = \frac{1-\exp[-\Delta y_\mu]}{\Delta y_\mu} \tag{2–23}$$

ただし，$\Delta y_\mu = y_\mu(t_{r+1}) - y_\mu(t_r)$ であり，$C_{\mu(r+1/2)} = C_{\mu(r)} = C_{\mu(r+1)}$ である．また，r は時間ステップである．式 (2–21)，式 (2–22) および式 (2–23) を式 (2–18) に代入すると，最終的に一次元状態におけるセメントペースト内の粘弾性ひずみ増分は次式で求めることが出来る．

$$\Delta\varepsilon_C^{ve} = \frac{\Delta\sigma'}{E''} + \Delta\varepsilon'' \tag{2–24}$$

但し，

$$\frac{1}{E''} = \sum_{\mu=1}^{N} \frac{1-\lambda_\mu}{C_\mu(r+1/2)} \tag{2–25}$$

$$\Delta\varepsilon'' = \sum_{\mu=1}^{N}\{1-\exp(-\Delta y_{mu})\}q_\mu(r) \tag{2-26}$$

粘弾性を考慮に入れた変形解析を行う場合，一般的には 2 次元応力場あるいは 3 次元応力場における粘弾性構成則が必要となる．本研究では Bazant[Bažant(1982)] および安藤 [安藤 (1996)] らの研究を基に式 (2-24) で表現された一次元の増分型粘弾性ひずみ成分を 3 次元化する．

セメントペーストが等方性で，体積粘弾性ひずみ ε^V と偏差粘弾性ひずみ ε_{ij}^D について，全く一軸状態の粘弾性ひずみと類似の関係が成り立つと仮定すると，次式が成り立つ．

$$3\varepsilon^V = \int_0^t J^V(t,t')d\sigma'^V \tag{2-27}$$

$$2\varepsilon_{ij}^D = \int_0^t J^D(t,t')d\sigma_{ij}'^D \tag{2-28}$$

ここで，$J^V(t,t')$ および $J^D(t,t')$ はセメントペーストのクリープポアソン比 $\nu(t,t')$ を用いて次式で与えられる．

$$J^V(t,t') = 6\left(\frac{1}{2}-\nu(t,t')\right)J(t,t') \quad , \quad J^D(t,t') = 2(1+\nu(t,t')J(t,t') \tag{2-29}$$

また

$$\varepsilon^V = \frac{\varepsilon_{kk}}{3} \quad , \quad \sigma'^V = \frac{\sigma'_{kk}}{3} \tag{2-30}$$

$$\varepsilon_{ij}^D = \varepsilon_{ij} - \varepsilon^V \quad , \quad \sigma_{ij}'^D = \sigma'_{ij} - \sigma'^V \tag{2-31}$$

であり，ε_{ij} および σ'_{ij} はセメントペーストの粘弾性ひずみおよび有効応力テンソルである．式 (2-27) および式 (2-28) を式 (2-14) と同様に Direchlet 級数により近似し，増分形に変換すると，

$$\varepsilon_\mu^V(t) = \int_0^t \frac{d\sigma'^V(t')}{C_\mu(t')} - q_\mu^V(t) \tag{2-32}$$

$$q_\mu^V(t) = \exp[-y_\mu(t)]\int_0^t \exp[y_\mu(t')]\frac{d\sigma'^V(t')}{dy_\mu(t')}\frac{dy_\mu(t')}{C_\mu(t')} \tag{2-33}$$

$$\varepsilon_{\mu,ij}^D(t) = \int_0^t \frac{d\sigma_{ij}'^D(t')}{C_\mu(t')} - q_{\mu,ij}^D(t) \tag{2-34}$$

$$q_{\mu,ij}^D(t) = \exp[-y_\mu(t)]\int_0^t \exp[y_\mu(t')]\frac{d\sigma_{ij}'^D(t')}{dy_\mu(t')}\frac{dy_\mu(t')}{C_\mu(t')} \tag{2-35}$$

となり，最終的に次式が得られる．

$$\Delta\varepsilon^{ve,V} = (1-2\nu(t,t'))\frac{\Delta\sigma'^{V}}{E''} + (1-2\nu(t,t'))\Delta\varepsilon''^{V} \tag{2–36}$$

$$\Delta\varepsilon^{ve,D}_{ij} = (1+\nu(t,t'))\frac{\Delta\sigma'^{D}_{ij}}{E''} + (1+\nu(t,t'))\Delta\varepsilon''^{D}_{ij} \tag{2–37}$$

式 (2–30)，式 (2–31)，式 (2–36) および式 (2–37) から最終的に次式で与えられる 3 次元場での増分型粘弾性構成則が導かれる．

$$\Delta\{\varepsilon^{ve}_{C}\} = \frac{1}{E''}[C]\Delta\{\sigma'\} + [C]\Delta\{\varepsilon''\} \tag{2–38}$$

但し，式 (2–38) は工学ひずみで表現されている．また $[C]$ はクリープポアソン比 $\nu(t,t')$ で表されるマトリックスであり，次式で表される．

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & -\nu(t,t') & -\nu(t,t') & 0 & 0 & 0 \\ -\nu(t,t') & 1 & -\nu(t,t') & 0 & 0 & 0 \\ -\nu(t,t') & -\nu(t,t') & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1+\nu(t,t') & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1+\nu(t,t') & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1+\nu(t,t') \end{bmatrix} \tag{2–39}$$

さらに

$$\Delta\{\varepsilon''\} = \sum_{\mu=1}^{N}\{1-\exp(-\Delta y_{mu})\}\{q_{\mu}(r)\} \tag{2–40}$$

$$\{q_{\mu(r+1)}\} = \{q_{\mu(r)}\}\exp(\Delta y_{\mu}) + \frac{\lambda_{\mu}}{C_{\mu(r+1/2)}}\Delta\{\sigma'\} \tag{2–41}$$

である．$[C]d\{\varepsilon''\}$ の項は，前のステップまでの有効応力成分履歴が現在のステップ間に及ぼす粘弾性ひずみ増分であり，$[C]d\{\sigma'\}/E''$ の項は，現在のステップ間に変化した有効応力増分によって生じる粘弾性ひずみ増分である．

表現を簡単にするために，式 (2–38) を次式のように書き直しておく．

$$d\{\varepsilon^{ve}_{C}\} = [L_1]d\{\sigma'\} + d\{L_2(\{\sigma'\})\} \tag{2–42}$$

但し，

$$[L_1] = \frac{1}{E''}[C] \quad , \quad d\{L_2(\{\sigma'\})\} = [C]\Delta\{\varepsilon''\} \tag{2–43}$$

であり，$\{\sigma'\}$ は前のステップまでの全有効応力である．

2.3.2 塑性ひずみ成分の定式化

本研究では古典塑性理論 [Chen(1982)] に基づき塑性ひずみの定式化を行う．簡単のため本研究では等方硬化則に従うと仮定し，移動硬化の影響は考慮に入れないものとする．また，等方硬化は塑性ひずみおよび時間の変化に対してのみ行われると仮定する．そのとき，塑性ひずみ流れが発生する条件は，有効応力空間において Drucker の仮説 [Drucker(1951)] を満たすような降伏関数 f を定義したとき，

$$F = f - k(\varepsilon_{ep}) \geq 0 \tag{2-44}$$

となるときである．但し，$k(\varepsilon_{ep})$ は等価一軸有効塑性ひずみ ε_{ep} で表される物理量である．また f は有効応力，塑性ひずみおよび時間の関数である．即ち，$F < 0$ のときは塑性ひずみは発生しない．また，降伏以降における載荷および除荷の判定条件は次式で表される．

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}^T [D_C^e] d\{\varepsilon'\} > 0 \quad \text{載荷}\\
&\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}^T [D_C^e] d\{\varepsilon'\} = 0 \quad \text{中立}\\
&\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}^T [D_C^e] d\{\varepsilon'\} < 0 \quad \text{除荷}
\end{aligned} \tag{2-45}$$

ここで $d\{\varepsilon'\}$ はあるステップ間における有効応力依存性ひずみ増分であり，$[D_C^e]d\{\varepsilon'\}$ は見かけの弾性応力 (トライアル応力) である．また，上付き添え字 T はベクトルの転置を表す．

塑性ひずみ成分は有効応力空間上に塑性ポテンシャル G を定義することにより

$$d\{\varepsilon_C^p\} = \Lambda \frac{\partial G}{\partial\{\sigma'\}} \tag{2-46}$$

と表すことができる．即ち，塑性ひずみの方向は塑性ポテンシャルに垂直に発生する．この場合塑性ポテンシャルをどう与えるかが問題となる．本研究では，粘塑性ポテンシャルは降伏関数に等しいと仮定した．即ち

$$G = F \tag{2-47}$$

これは関連流れ則と呼ばれる．一般のセメントペーストに対してはこの仮定は成り立たないという議論も過去なされてはいるが，本研究では簡単のためこの仮定を以降用いる．

式 (2-46) は未知パラメータ Λ を含むが，Λ は有効応力が降伏関数上に留まる条件（コンシステンシーコンディション）により決定される．コンシステンシーコンディションは次

式で与えられる．ここで，コンクリートを打設した時を基準とした時間即ち材齢 t によって，降伏曲面中の材料パラメータは変化するため，時間項を含んだ形でコンシステンシーコンディションは記述されることを強調しておきたい．

$$\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}^T d\{\sigma'\} + \frac{\partial F}{\partial\{\varepsilon_C^p\}}^T d\{\varepsilon_C^p\} + \frac{\partial F}{\partial t}dt = 0 \tag{2-48}$$

2.3.3 粘塑性ひずみ成分の定式化

過去，粘塑性成分に関してはPerzyna，Zienkiewicz，石川およびTanabeらによる研究[Perzyna(1966), Zienkiewicz(1972), 石川(1995), Tanabe(1998)]があるが，どの研究においても方法論としては，ある種の粘塑性ポテンシャルを定義し，そのポテンシャルの値の正負により粘塑性ひずみの発生の有無や粘塑性ひずみの大きさおよび方向を決定している．Perzynaによれば，粘塑性ひずみ成分の一般的な形は次式によって表される．

$$d\{\varepsilon_C^{vp}\} =< \psi(F_{vp}) > \frac{\partial F_{vp}}{\partial\{\sigma'\}}dt \tag{2-49}$$

ここで，F_{vp} は粘塑性ポテンシャルである．また ψ は粘塑性ポテンシャルの関数で与えられる量である．但し，$< \psi(F_{vp}) >$ は次式のような値となる．

$$< \psi(F_{vp}) >= \begin{cases} \psi(F_{vp}) & \text{for} \quad F_{vp} \geq 0 \\ 0 & \text{for} \quad F_{vp} < 0 \end{cases} \tag{2-50}$$

しかしながら一方で，上記の塑性成分の定式化との整合性を満たすように粘塑性ひずみ成分を決定させる必要がある．まず本研究では，粘塑性ポテンシャルは塑性ポテンシャルに全く一致すると仮定した．即ち

$$F_{vp} = G = F \tag{2-51}$$

この仮定は塑性流れと同時に粘塑性流れが発生するという一般的常識に基づけば当然であると思われる．

問題は関数 $\psi(F)$ をどう与えるかである．粘塑性係数 γ を用いて簡単に

$$\psi(F) = \gamma F \tag{2-52}$$

と与える方法[石川(1995)]もあるが，この方法では塑性ポテンシャルとは独立した粘塑性ポテンシャルを与える必要がある．なぜなら，関連流れ側を用いる場合ではコンシステン

シーコンディションにより有効応力は塑性ポテンシャル上に留まるという制約条件があり，一方で粘塑性ポテンシャルにおいてはその条件は不要だからである．そこで本研究では

$$\psi(F) = \gamma \left(\frac{F + k(\varepsilon_{ep}) - k(0)}{k(0)} \right)^n = \gamma \left(\frac{f - f_0}{f_0} \right)^n \tag{2-53}$$

で $\psi(F)$ を定義する．但し，f_0 は最初の降伏の瞬間における降伏関数の値で

$$f_0 = k(0) \tag{2-54}$$

である．この場合，載荷条件の下では塑性ポテンシャルおよび粘塑性ポテンシャルは常に0となり，コンシステンシーコンディションを満たすと同時に，$\psi(F)$ の値は塑性流れに応じて変動する．式(2–53)を式(2–49)に代入すると粘塑性ひずみ増分は次式で得られる

$$d\{\varepsilon_C^{vp}\} = \begin{cases} \gamma \left(\dfrac{f - f_0}{f_0} \right)^n \dfrac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}} dt & \text{for} \quad F \geq 0 \\ 0 & \text{for} \quad F < 0 \end{cases} \tag{2-55}$$

2.4 応力依存場における遷移材齢時の構成則

本節では，前述した2相多孔質材料としての遷移材齢時コンクリートの構成則に応力依存性ひずみ成分を結合させることにより，最終的な遷移材齢時コンクリートの構成則を誘導する．

$\partial F/\partial\{\sigma'\}$ が有効応力に依らず一定であると仮定した場合，式(2–55)をTaylor展開し第2項以降を無視すると，次式が得られる．

$$\begin{aligned} d\{\varepsilon_C^{vp}\} &= (\gamma + \Delta\gamma) \cdot \left(\frac{f - f_0}{f_0} \right)^n \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}} dt \\ &+ \frac{\gamma \cdot n}{f_0} \left(\frac{f - f_0}{f_0} \right)^{n-1} \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}} \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}^T d\{\sigma'\} dt \end{aligned} \tag{2-56}$$

但し，式(2–56)中の f の値は前のステップの全有効応力を用いて計算されたものである．式(2–42)，(2–46)および(2–56)を式(2–6)，式(2–7)と式(2–48)に代入することにより最終的な構成則は次式で表される．

$$d\{\sigma'\} = (1 - \xi)[\Omega]^{-1}[D_S]\Big\{([I] - [\Phi_1])\Big[d\{\varepsilon^T\} - \frac{V_C}{V} d\{L_2(\{\sigma'\})\}$$

$$
\begin{aligned}
&- \frac{V_C}{V}(\gamma + \Delta\gamma)\left(\frac{f - f_0}{f_0}\right)^n \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}dt - d\{\varepsilon^{pr}\} - d\{\varepsilon^{temp}\} - \frac{V_C}{V}d\{\varepsilon^h\}\Bigg] \\
&- \Phi_2 \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}dt\Bigg\}
\end{aligned} \tag{2-57}
$$

ここで

$$
[\Omega] = [I] + (1-\xi)[D_S](I-\Phi_1)(\frac{V_C}{V}[L_1] + \frac{V_C}{V}\frac{\gamma \cdot n}{f_0}\left(\frac{f - f_0}{f_0}\right)^{n-1} \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}^T \cdot dt) \tag{2-58}
$$

$$
[\Phi_1] = \frac{\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}^T (1-\xi)[D_S]}{h + \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}^T (1-\xi)[D_S]\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}} \tag{2-59}
$$

$$
\Phi_2 = \frac{\frac{\partial F}{\partial t}}{h + \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}^T (1-\xi)[D_S]\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}} \tag{2-60}
$$

$$
h = -\frac{\partial F}{\partial\{\varepsilon_C^p\}}^T \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}\frac{V}{V_C} \tag{2-61}
$$

で表される．また $[I]$ は単位マトリクスである．但し，式 (2–57) 中の $\{\sigma'\}$ は前のステップまでの全有効応力であることを記しておく．故に式 (2–57) はかなり複雑な形ではあるが，非線形成分は硬化パラメータ h のみであり，数値解析を行う際，特に複雑なアルゴリズムを必要とせず，従来の古典塑性理論による変形解析レベルでのアルゴリズムで，粘弾性および粘塑性ひずみを考慮した弾塑性変形解析を行うことが可能である．

粘弾性ひずみ，粘塑性ひずみが存在しない場合は，式 (2–57) において，

$$
[\Omega] = [I]\ ,\ [\Omega]^{-1}[D_S]([I] - [\Phi_1]) = [D^{ep}] \tag{2-62}
$$

とおけば，従来の塑性方程式となる．

2.5 有効応力に依存しないひずみ成分の定式化

2.5.1 間隙水圧による固体相の圧縮のひずみ成分の定式化

間隙水圧 p が存在するならば遷移材齢時コンクリート中には，図 2.5 に示すように，多孔質材料としてのコンクリートに実際に作用する全応力 $\{\sigma\}$ とコンクリート骨格に直接作用する有効応力 $\{\sigma'\}$ が存在することになる．Terzaghi の有効応力原理 [Terzaghi(1943)] が遷移材齢時コンクリートに適用できるものと仮定するとそれらの関係は次式で表される．

$$
\{\sigma\} = \{\sigma'\} - \{m\}p \tag{2-63}
$$

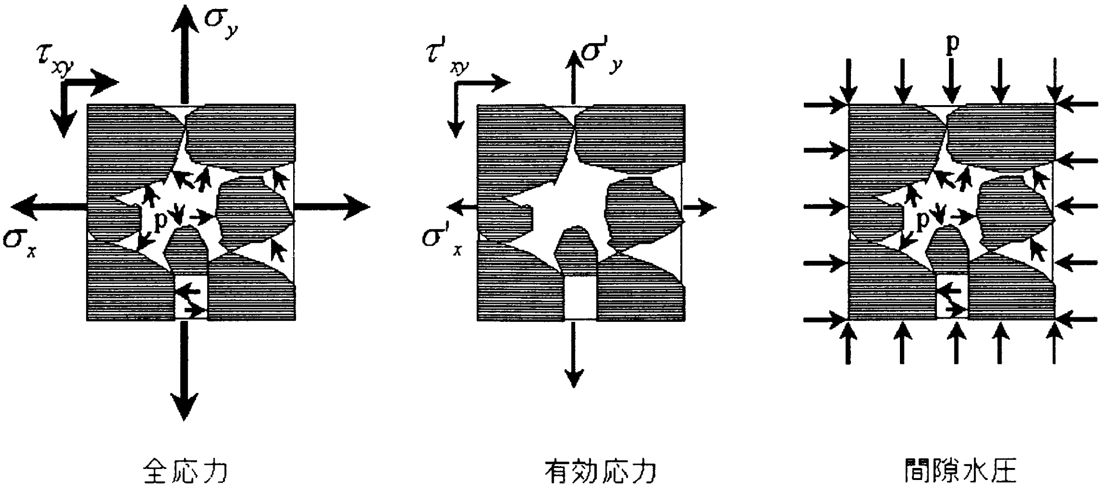

図 2.5: コンクリート中に発生する全応力，有効応力および間隙水圧の関係

$$\{m\} = \{\ 1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 0\ \}^T \tag{2-64}$$

ここで応力は引張を正とするが，間隙水圧 p は圧縮を正とする．

式 (2-6) 中の間隙水圧による固体相の圧縮を表すひずみ成分 $d\{\varepsilon^{pr}\}$ は以下のように導入される．

まず先に述べておきたいことは式 (2-57) は多孔質材料としての有効応力ひずみ関係を規定するが，式 (2-57) において $\xi = 0$ とおけば，それは間隙水圧の影響を考慮に入れない全くの固体相における有効応力ひずみ関係を規定するものと解釈できる．また，$d\{L_2(\{\sigma'\})\}$，$(\gamma + \Delta\gamma)\{(f - f_0)/f_0\}^n \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}} dt$ および $\Phi_2 \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}} dt$ は前のステップにおける有効応力による変形成分であり，$d\{\varepsilon^{temp}\}$ および $d\{\varepsilon^{temp}\}$ はそれぞれ温度および水和収縮によるひずみ成分であるため，間隙水圧の変化による固体相の圧縮には何ら影響を及ぼさない．従って，以上述べたことをふまえ，且つ，式 (2-57) において

$$d\{\sigma'\} = -\{m\}dp \tag{2-65}$$

と置き換えるとその時の全ひずみ増分に相当する項が間隙水圧の変化による固相圧縮を表すひずみ成分に対応すると思われる．即ち

$$-\{m\}dp = [\Omega]^{-1}[D_S]([I] - [\Phi_1])d\{\varepsilon^{pr}\} \tag{2-66}$$

故に，

$$d\{\varepsilon^{pr}\} = -([I] - [\Phi_1])^{-1}[D_S]^{-1}[\Omega]\{m\}dp \tag{2-67}$$

となる．

2.5.2　温度および水和収縮によるひずみ成分の定式化

式 (2–6) 中の温度ひずみ増分 $d\{\varepsilon^{temp}\}$ は一般的には温度増分 dT およびコンクリートの線膨張係数 α_c を用いて次式で与えられる．

$$d\{\varepsilon^{temp}\} = \{m\}\alpha_c dT \tag{2–68}$$

dT は場所および時間ごとに算定される必要がある．

水和熱発生を考慮した温度履歴 T は次式に示す 3 次元非定常熱伝導の支配方程式に基づいて算定される．

$$\frac{\partial}{\partial x}(K_x\frac{\partial T}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(K_y\frac{\partial T}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z}(K_z\frac{\partial T}{\partial z}) + Q(t) = \rho C\frac{\partial T}{\partial t} \tag{2–69}$$

ここで K_x，K_y，K_z はそれぞれ x，y，z 方向の熱伝導率であり，$Q(t)$ は発熱量，T は温度である．また ρ，C はそれぞれ密度，比熱である．

また，発熱量 $Q(t)$ は断熱状態でのコンクリートの水和熱による温度 T_a を用いることにより

$$\frac{\Delta Q(t)}{\Delta t} = \rho C\frac{\Delta T_a}{\Delta t} \tag{2–70}$$

で近似的に表される．そのため，温度解析を行う際には，予め断熱状態でのコンクリートの温度上昇量を実験などにより求める必要がある．コンクリート標準示方書によれば，断熱温度 T_a は次式で規定している．

$$T_a = T_\infty(1 - \exp(\gamma_a t)) \tag{2–71}$$

ここで T_∞ は終局時の断熱温度上昇量，γ_a は材料定数である．

式 (2–69) には，2 つの境界条件があり，それぞれ

1)　温度固定境界

$$T(x,y,z) = T_0(x,y,z) \tag{2–72}$$

2)　対流境界

$$K_x\frac{\partial T}{\partial x}\ell_x + K_y\frac{\partial T}{\partial y}\ell_y + K_z\frac{\partial T}{\partial z}\ell_z + q + \alpha(T - T_0) = 0 \tag{2–73}$$

である．ここで，ℓ_x，ℓ_y，ℓ_z は方向余弦であり，T_0，α，q はそれぞれ外気温，熱伝達率および熱流束である．また式 (2–73) において $q = 0$，$\alpha = 0$ とすれば，断熱境界となる．

(2–72)，(2–73) の境界条件のもとで式 (2–69) を適当な補間関数で離散化して解けば，任意の位置や時間での温度が定まる．

続いて，式(2-6)中の水和収縮ひずみ成分 $d\{\varepsilon_C^h\}$ の定式化を行う．大下らによれば，水和反応による体積収縮ひずみ増分は，次式のように表すことができる[大下(1995b)]．

$$\frac{\eta\gamma_p}{\rho_w}dC_H \tag{2-74}$$

ここで η は水和反応によりゲル空隙となる割合，γ_p はセメントの完全結合材比，ρ_w は水の密度，C_H は単位体積辺りのセメント中で水和しているセメントの重量である．故に，水和収縮によるひずみ増分は次式で与えられる．

$$d\{\varepsilon_C^h\} = \{m\}\frac{1}{3}\frac{\eta\gamma_p}{\rho_w}dC_H \tag{2-75}$$

2.6 遷移材齢時コンクリートの力の釣り合い式

遷移材齢時コンクリート全体に外力が作用する際，作用する外力と釣り合う内部力は線形非線形を問わず全応力である．従って，仮想仕事の原理を用いると，遷移材齢時コンクリート全体の力の釣合式は最終的に変位および荷重境界を含んだ形で増分形として次式で与えられる．

$$\int_\Gamma \delta\{\varepsilon^T\}^T d\{\sigma\}d\Gamma - \int_\Gamma \delta\{u\}^T d\{b\}d\Gamma - \int_{\partial\Gamma} \delta\{u\}^T d\{S_t\}d(\partial\Gamma) = 0 \tag{2-76}$$

ここで $d\{b\}$ および $d\{S_t\}$ はそれぞれコンクリートに作用する物体力および表面力であり，Γ および $\partial\Gamma$ はそれぞれ内部領域，変位もしくは荷重境界である．また，$\{u\}$ は領域 Γ 内における変位である．式(2-57)，式(2-63)，式(2-67)，式(2-68)および式(2-75)を式(2-76)に代入すると，最終的に次式のような遷移材齢時コンクリートの力の釣り合いの支配方程式が速度形で誘導される．

$$(1-\xi)\int_\Gamma \delta\{\varepsilon^T\}^T[\Omega]^{-1}[D_S]([I]-[\Phi_1])\frac{d\{\varepsilon^T\}}{dt}d\Gamma - \xi\int_\Gamma \delta\{\varepsilon^T\}^T\{m\}\frac{dp}{dt}d\Gamma$$

$$-(1-\xi)\int_\Gamma \delta\{\varepsilon^T\}^T[\Omega]^{-1}[D_S]([I]-[\Phi_1])\frac{V_C}{V}\frac{d\{L_2(\{\sigma'\})\}}{dt}d\Gamma$$

$$-(1-\xi)\int_\Gamma \delta\{\varepsilon^T\}^T[\Omega]^{-1}[D_S]([I]-[\Phi_1])\frac{V_C}{V}(\gamma+\Delta\gamma)\left(\frac{f-f_0}{f_0}\right)^n\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}d\Gamma$$

$$-(1-\xi)\int_\Gamma \delta\{\varepsilon^T\}^T[\Omega]^{-1}[D_S]([I]-[\Phi_1])\{m\}\alpha_c\frac{dT}{dt}d\Gamma$$

$$-(1-\xi)\int_{\Gamma}\delta\{\varepsilon^T\}^T[\Omega]^{-1}[D_S]([I]-[\Phi_1])\{m\}\frac{1}{3}\frac{V_C}{V}\frac{\eta\gamma_p}{\rho_w}\frac{dC_H}{dt}d\Gamma$$

$$-(1-\xi)\int_{\Gamma}\delta\{\varepsilon^T\}^T[\Omega]^{-1}[D_S]\Phi_2\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}d\Gamma$$

$$-\int_{\Gamma}\delta\{u\}^T\frac{d\{b\}}{dt}d\Gamma-\int_{\partial\Gamma}\delta\{u\}^T\frac{d\{S_t\}}{dt}d(\partial\Gamma)=0 \tag{2–77}$$

2.7 間隙水の質量保存則

一般的にはコンクリートは非均質材料であり，コンクリート内部の間隙水の流れは方向に強く依存する．特に硬化コンクリートにおいては，コンクリート中に発生するひび割れによってコンクリート中の間隙水の流れがもはや層流とはみなせなくなり，コンクリート中の透水メカニズムは均質な場合と全く異なることも実験的も解析的にも確認されている [大下 (1995a), 大下 (1995b)]．遷移材齢時コンクリートにおいてもそのような現象は当然起こりうるであろう．しかしながら遷移材齢時コンクリートにおいてはこれまで述べてきたような粘性による要因が極めて大きく，ひび割れが発生する頻度は硬化コンクリートに比べ比較的少ないと思われる．従って本研究では，間隙水の流れは均質的かつ層流であると仮定し，さらに流れは Darcy 則に従うとした．質量保存則間隙水の移動速度は単位質量当たりの Gibbs の自由エネルギー G の勾配に依存する [Bažant(1972)] と仮定すると

$$\{v\}=-k\nabla G \tag{2–78}$$

ここで k は透水係数である．また，∇ は次式で定義される演算子である．

$$\nabla=\left\{\begin{array}{ccc}\frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial z}\end{array}\right\}^T \tag{2–79}$$

ここで x, y, z は直交座標系である．

G は間隙水の相の状態によって

$$\begin{array}{ll}\text{液体相} & G=(\boldsymbol{\gamma}_w z+p)/\gamma_w+G_{sat}\\ \text{気体相} & G=(R/M)T\cdot\ell nH+G_{sat}\end{array} \tag{2–80}$$

と表される．ここで，γ_w は水の単位体積重量を表し，R, H, M はそれぞれ気体定数，$H=p/p_{sat}$，(p_{sat}=飽和蒸気圧）および水の分子量である．さらに G_{sat} は標準自由エネルギーであり，絶対温度だけの関数である．本研究では間隙は液体相にて完全飽和していると仮定する．さらに絶対温度は場所，時間によらず一定と仮定する．従って式 (2–78) は

$$\{v\}=-k\nabla\frac{\gamma_w z+p}{\gamma_w} \tag{2–81}$$

となる．

間隙水の質量保存則は一般的にはコントロールヴォリューム内への流入量 Q_{in} と流出量 Q_{out} の差はコントロールボリューム内の蓄積量 ΔQ に等しいことを意味する．即ち

$$\Delta Q = Q_{in} - Q_{out} = -\nabla^T \{v\} \tag{2-82}$$

蓄積量は次の要因によって構成される．

1) 全ひずみの変化

$$\frac{d\varepsilon_v}{dt} = \{m\}^T \frac{d\{\varepsilon^T\}}{dt} \tag{2-83}$$

2) 間隙水圧変化に起因する粒子体積の変化

$$(1-\xi)\{m\}^T([I]-[\Phi_1])^{-1}[D_S]^{-1}[\Omega]\{m\}\frac{dp}{dt} \tag{2-84}$$

3) 液相の体積変化

$$\frac{\xi}{k_f}\frac{dp}{dt} \tag{2-85}$$

4) 液相の温度による体積変化

$$-3\xi\alpha_w\frac{dT}{dt} \tag{2-86}$$

5) 有効応力の変化によって生じる固体粒子の圧縮

$$-\{m\}^T([I]-[\Phi_1])^{-1}[D_S]^{-1}[\Omega]\frac{d\{\sigma'\}}{dt} \tag{2-87}$$

ここで k_f，α_w は水の体積弾性率，水の線膨張係数である．

6) 水和反応による間隙水の質量減少

$$\frac{V_C}{V}\frac{\eta\gamma_p}{\rho_w}\frac{dC_H}{dt} \tag{2-88}$$

最終的に式 (2-83)〜式 (2-88) および式 (2-81) を式 (2-82) に代入すると，最終的に遷移材齢時コンクリートの間隙水の流れを支配する質量保存則は次式で表される．

$$\xi\{m\}^T\frac{d\{\varepsilon^T\}}{dt} + \frac{\xi}{k_f}\frac{dp}{dt} + 3\xi\alpha_w\frac{dT}{dt} - \nabla^T k/\gamma_w\nabla(\gamma_w z + p) + \frac{V_C}{V}\frac{\eta\gamma_p}{\rho_w}\frac{dC_H}{dt}$$

$$+(1-\xi)\{m\}^T\frac{V_C}{V}\frac{d\{L_2(\{\sigma'\})\}}{dt} + (1-\xi)\frac{V_C}{V}\{m\}^T(\gamma+\Delta\gamma)\left(\frac{f-f_0}{f_0}\right)^n\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}$$

$$+(1-\xi)\{m\}^T([I]-[\Phi_1])^{-1}\Phi_2\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}=0 \quad \text{on} \quad \Gamma \tag{2-89}$$

また境界 $\partial\Gamma$ における間隙水の流れに関する境界条件は次式で与えられる.

$$-\{n\}^T\frac{k}{\gamma_w}\nabla(\gamma z+p)-q=0 \quad \text{on} \quad \partial\Gamma \tag{2-90}$$

但し，$\{n\}$ は方向余弦である．従って，間隙水の質量保存則は式 (2-89) および式 (2-90) となるが，これらの 2 式は重み付き残差法を適用することにより次式に示す問題と等価となる．

$$\int_\Gamma \delta W_1\left(\xi\{m\}^T\frac{d\{\varepsilon^T\}}{dt}+\frac{\xi}{k_f}\frac{dp}{dt}+3\xi\alpha_w\frac{dT}{dt}-\nabla^T k/\gamma_w\nabla(\gamma_w z+p)+\frac{V_C}{V}\frac{\eta\gamma_p}{\rho_w}\frac{dC_H}{dt}\right.$$

$$+(1-\xi)\{m\}^T\frac{V_C}{V}\frac{d\{L_2(\{\sigma'\})\}}{dt}+(1-\xi)\frac{V_C}{V}\{m\}^T(\gamma+\Delta\gamma)\left(\frac{f-f_0}{f_0}\right)^n\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}$$

$$\left.+(1-\xi)\{m\}^T([I]-[\Phi_1])^{-1}\Phi_2\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}\right)d\Gamma+$$

$$\int_{\partial\Gamma}\delta W_2\left(-\{n\}^T\frac{k}{\gamma_w}\nabla(\gamma z+p)-q\right)d(\partial\Gamma)=0 \tag{2-91}$$

ここで，δW_1 および δW_2 は任意の重み関数である．

2.8 力の釣り合い式および質量保存則の有限要素離散化による最終的な遷移材齢時コンクリートの挙動に関する連成された支配方程式

以上より，遷移材齢時コンクリートの変形挙動を支配する支配方程式は式 (2-77) および式 (2-91) であり，これら 2 つの方程式を同時に解くことにより全体変位および間隙水圧等の解を得ることが可能である．ところが，これらの式はある連続体中の無限小要素についてのみ成り立つ積分方程式であり，その解を解析的に求めることは，一般に容易ではない．しかし，このような無限の自由度を有する連続体の問題は適当な補間関数を用いることにより，有限個の自由度で近似し，離散化された代数方程式を解く問題に帰着される．節点変位 $\{\bar{u}\}$，節点間隙水圧 $\{\bar{p}\}$，節点温度 $\{\bar{T}\}$ を用いると，要素内の任意の変位，間隙水圧，温度，ひずみは，適当な補間関数を用いて，次式で表される．

$$\{u\}=[N]\{\bar{u}\} \quad ,p=[\bar{N}]\{\bar{p}\} \quad ,T=[\bar{N}]\{\bar{T}\} \quad ,\{\varepsilon^T\}=[B]\{\bar{u}\} \tag{2-92}$$

ここで，$[N]$ は変位に関する形状関数マトリックス，$\{\bar{N}\}$ は間隙水圧及び温度に関する形状関数マトリクス，$[B]$ はひずみ一変位マトリックスである．

まず，力の釣り合い式を有限要素にて離散化を行う．式 (2–77) に式 (2–92) を代入すると次式となる．

$$\delta\{\bar{u}\}^T\left([K_{uu}]\frac{d\{\bar{u}\}}{dt}-[K_{up}]\frac{d\{\bar{p}\}}{dt}-[K_{ut}]\frac{d\{\bar{T}\}}{dt}-\frac{d\{f_{ext}\}}{dt}-\frac{d\{f_{cre}\}}{dt}\right.$$
$$\left.-\frac{d\{f_{hyd}\}}{dt}\right)=0 \qquad (2\text{–}93)$$

ここで，

$$[K_{uu}]=\int_\Gamma(1-\xi)[B]^T[\Omega]^{-1}[D_S]([I]-[\Phi_1])Bd\Gamma \qquad (2\text{–}94)$$

$$[K_{up}]=\int_\Gamma\xi[B]^T\{m\}[\bar{N}]d\Gamma \qquad (2\text{–}95)$$

$$[K_{ut}]=\int_\Gamma(1-\xi)[B]^T[\Omega]^{-1}[D_S]([I]-[\Phi_1])\alpha_c\{m\}[\bar{N}]d\Gamma \qquad (2\text{–}96)$$

$$\frac{d\{f_{ext}\}}{dt}=\int_\Gamma[N]^T\frac{d\{b\}}{dt}d\Gamma+\int_{\partial\Gamma}[N]^T\frac{d\{S_t\}}{dt}d(\partial\Gamma) \qquad (2\text{–}97)$$

$$\frac{d\{f_{cre}\}}{dt}=\int_\Gamma(1-\xi)[B]^T[\Omega]^{-1}[D_S]([I]-[\Phi_1])\frac{V_C}{V}\frac{d\{L_2(\{\sigma'\})\}}{dt}d\Gamma$$

$$+\int_\Gamma(1-\xi)[B]^T[\Omega]^{-1}[D_S]([I]-[\Phi_1])\frac{V_C}{V}(\gamma+\Delta\gamma)\left(\frac{f-f_0}{f_0}\right)^n\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}d\Gamma$$

$$+\int_\Gamma(1-\xi)[B]^T[\Omega]^{-1}[D_S]\Phi_2\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}d\Gamma \qquad (2\text{–}98)$$

$$\frac{d\{f_{ext}\}}{dt}=\int_\Gamma(1-\xi)[B]^T[\Omega]^{-1}[D_S]([I]-[\Phi_1])\{m\}\frac{1}{3}\frac{V_C}{V}\frac{\eta\gamma_p}{\rho_w}\frac{dC_H}{dt}d\Gamma \qquad (2\text{–}99)$$

式 (2–93) が任意の節点変位について成り立つためには

$$[K_{uu}]\frac{d\{\bar{u}\}}{dt}-[K_{up}]\frac{d\{\bar{p}\}}{dt}-[K_{ut}]\frac{d\{\bar{T}\}}{dt}-\frac{d\{f_{ext}\}}{dt}-\frac{d\{f_{cre}\}}{dt}-\frac{d\{f_{hyd}\}}{dt}=0 \qquad (2\text{–}100)$$

でなければならない．即ち，この式が変位，間隙水圧および温度場において有限要素により離散化された力の釣り合い式となる．

次に間隙水の質量保存則を有限要素により離散化を行うが，そのためには式 (2–91) の重み関数 δW_1 および δW_2 を如何に選択するかが問題となる．ここでは

$$\delta W_1 = \delta W_2 = \delta p = \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T \tag{2–101}$$

のように，重み関数を節点間隙水圧を含んだ形状関数で与える．この手法は Galerkin 法と呼ばれるものであり，式 (2–91) のような拡散型の偏微分方程式を含んだ問題を離散化するには一般的によく用いられる．式 (2–92) および式 (2–101) を式 (2–91) に代入すると

$$\int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T\xi\{m\}^T B\frac{d\{\bar{u}\}}{dt}d\Gamma + \int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T\frac{\xi}{k_f}[\bar{N}]\frac{d\{\bar{p}\}}{dt}d\Gamma$$

$$+\int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T 3\xi\alpha_w[\bar{N}]\frac{d\{\bar{T}\}}{dt}d\Gamma - \int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T\nabla^T k/\gamma_w\nabla(\gamma_w z + p)d\Gamma$$

$$+\int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T\frac{V_C}{V}\frac{\eta\gamma_p}{\rho_w}\frac{dC_H}{dt}d\Gamma + \int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T(1-\xi)\{m\}^T\frac{V_C}{V}\frac{d\{L_2(\{\sigma'\})\}}{dt}d\Gamma$$

$$+\int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T(1-\xi)\{m\}^T\frac{V_C}{V}(\gamma+\Delta\gamma)\left(\frac{f-f_0}{f_0}\right)^n\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}d\Gamma$$

$$+\int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T(1-\xi)\{m\}^T([I]-[\Phi_1])^{-1}\Phi_2\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}d\Gamma$$

$$-\int_{\delta\Gamma} \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T\{n\}^T\frac{k}{\gamma_w}\nabla(\gamma z + p)d(\partial\Gamma) - \int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T q d(\partial\Gamma) = 0 \tag{2–102}$$

式 (2–102) の左辺第 4 項については，Gauss-Green の定理より以下のように書き直すことが出来る．

$$-\int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T\nabla^T\frac{k}{\gamma_w}\nabla(\gamma_w z + p)d\Gamma = \int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\nabla\bar{N}]^T\frac{k}{\gamma_w}\nabla\gamma_w z d\Gamma$$

$$+\int_\Gamma \delta\{\bar{p}\}^T[\nabla\bar{N}]^T\frac{k}{\gamma_w}[\nabla\bar{N}]\{\bar{p}\}d\Gamma - \int_{\delta\Gamma} \delta\{\bar{p}\}^T[\bar{N}]^T\{n\}^T\frac{k}{\gamma_w}\nabla(\gamma_w z + p)d(\partial\Gamma) \tag{2–103}$$

式 (2–103) を式 (2–102) に代入すると，次式を得る．

$$\delta\{\bar{p}\}^T\Bigg(-[KK]\{\bar{p}\} - [K_{pu}]\frac{d\{\bar{u}\}}{dt} - [K_{pp}]\frac{d\{\bar{p}\}}{dt} - [K_{pt}]\frac{d\{\bar{T}\}}{dt}$$

$$-\{Q_{ext}\} - \frac{d\{Q_{cre}\}}{dt} - \frac{d\{Q_{hyd}\}}{dt}\Bigg) = 0 \tag{2–104}$$

ここで

$$[KK] = \int_\Gamma [\nabla\bar{N}]^T \frac{k}{\gamma_w}[\nabla\bar{N}]d\Gamma \tag{2–105}$$

$$[K_{pu}] = \int_\Gamma [\bar{N}]^T \xi \{m\}^T B \frac{d\{\bar{u}\}}{dt} d\Gamma = [K_{up}]^T \tag{2–106}$$

$$[K_{pp}] = \int_\Gamma [\bar{N}]^T \frac{\xi}{k_f}[\bar{N}]d\Gamma \tag{2–107}$$

$$[K_{pt}] = \int_\Gamma [\bar{N}]^T 3\xi\alpha_w [\bar{N}]d\Gamma \tag{2–108}$$

$$\{Q_{ext}\} = \int_\Gamma [\nabla\bar{N}]^T \frac{k}{\gamma_w}\nabla\gamma_w z d\Gamma - \int_\Gamma [\bar{N}]^T q d(\partial\Gamma) \tag{2–109}$$

$$\frac{d\{Q_{cre}\}}{dt} = \int_\Gamma [\bar{N}]^T (1-\xi)\{m\}^T \frac{V_C}{V}\frac{d\{L_2(\{\sigma'\})\}}{dt}d\Gamma$$

$$+ \int_\Gamma [\bar{N}]^T (1-\xi)\{m\}^T \frac{V_C}{V}(\gamma + \Delta\gamma)\left(\frac{f-f_0}{f_0}\right)^n \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}d\Gamma$$

$$+ \int_\Gamma [\bar{N}]^T (1-\xi)\{m\}^T ([I]-[\Phi_1])^{-1}\Phi_2 \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}d\Gamma \tag{2–110}$$

$$\frac{d\{Q_{hyd}\}}{dt} = \int_\Gamma [\bar{N}]^T \frac{V_C}{V}\frac{\eta\gamma_p}{\rho_w}\frac{dC_H}{dt}d\Gamma \tag{2–111}$$

である．任意の節点間隙水圧について式 (2–104) が成り立つためには，

$$-[KK]\{\bar{p}\} - [K_{pu}]\frac{d\{\bar{u}\}}{dt} - [K_{pp}]\frac{d\{\bar{p}\}}{dt} - [K_{pt}]\frac{d\{\bar{T}\}}{dt}$$
$$-\{Q_{ext}\} - \frac{d\{Q_{cre}\}}{dt} - \frac{d\{Q_{hyd}\}}{dt} = 0 \tag{2–112}$$

でなければならない．即ち，この式が変位，間隙水圧および温度場において有限要素により離散化された間隙水の質量保存則となる．式 (2–100) および式 (2–112) を連成させると次式が得られる．

$$\begin{pmatrix} [0] & [0] \\ [0] & -[KK] \end{pmatrix}\begin{pmatrix} \{\bar{u}\} \\ \{\bar{p}\} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} [K_{uu}] & -[K_{up}] \\ -[K_{pu}] & -[K_{pp}] \end{pmatrix}\begin{pmatrix} \frac{d\{\bar{u}\}}{dt} \\ \frac{d\{\bar{p}\}}{dt} \end{pmatrix} =$$

$$\begin{pmatrix} [K_{ut}]\frac{d\{\bar{T}\}}{dt}+\frac{d\{f_{ext}\}}{dt}+\frac{d\{f_{cre}\}}{dt}+\frac{d\{f_{hyd}\}}{dt} \\ [K_{pt}]\frac{d\{\bar{T}\}}{dt}+\{Q_{ext}\}+\frac{d\{Q_{cre}\}}{dt}+\frac{d\{Q_{hyd}\}}{dt} \end{pmatrix} \tag{2–113}$$

即ち，式(2–113)が，遷移材齢時コンクリートの変形挙動を支配する方程式となる．従って，式(2–113)に初期条件を与えることにより，変位および間隙水圧等の解を得ることが出来る．

実際の数値計算では式(2–113)をさらに時間で離散化を行うことにより，解を得ることになる．本研究ではθ法と呼ばれる差分手法を用いて式(2–113)の時間に対する離散化を行う．簡単のため式(2–113)を次式で置き直す．

$$M\dot{X}+NX=\dot{I}+J \tag{2–114}$$

式(2–114)は，時間ステップ$n-1$，nで成り立つから

$$M\dot{X}_{n-1}+NX_{n-1}=\dot{I}_{n-1}+J_{n-1} \tag{2–115}$$

$$M\dot{X}_n+NX_n=\dot{I}_n+J_n \tag{2–116}$$

式(2–115)に$1-\theta$，式(2–116)にθをかけて両辺を加えると

$$\begin{aligned} &M\{(1-\theta)\dot{X}_{n-1}+\theta\dot{X}_n\}+N\{(1-\theta)X_{n-1}+\theta X_n\} \\ &\qquad =(1-\theta)\dot{I}_{n-1}+\theta\dot{I}_n+(1-\theta)J_{n-1}+\theta J_n \end{aligned} \tag{2–117}$$

となる．そして

$$\begin{aligned} (1-\theta)\dot{X}_{n-1}+\theta\dot{X}_n &= \frac{1}{\Delta t_n}(X_n-X_{n-1}) \\ (1-\theta)\dot{I}_{n-1}+\theta\dot{I}_n &= \frac{1}{\Delta t_n}(I_n-I_{n-1}) \end{aligned} \tag{2–118}$$

と近似する．式(2–118)の意味するところは，時間ステップt_{n-1}とt_nを$\theta:(1-\theta)$に内分する時刻での$\dot{X}$，$\dot{I}$の近似を表している．式(2–118)を式(2–117)に代入すると最終的に

$$\begin{aligned} &(M+\theta\Delta t_n N)X_n-(M-(1-\theta)\Delta t_n N)X_{n-1} \\ &\qquad =I_n-I_{n-1}+\Delta t_n\{(1-\theta)J_{n-1}+\theta J_n\} \end{aligned} \tag{2–119}$$

となる．θは$0\le\theta\le 1$の値をとり，特に$\theta=0,1/2,1$に対しては，それぞれ前進差分，中間差分，後退差分と呼ばれる．

式(2–119)を元に戻して整理すると次式が得られる．

$$\begin{pmatrix} [K_{uu}] & -[K_{up}] \\ -[K_{pu}] & -[K_{pp}] - \Delta t_n \theta [KK] \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta\{\bar{u}\}_n \\ \Delta\{\bar{p}\}_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \{0\} \\ [KK]\{\bar{p}\}_{n-1} \Delta t_n \end{pmatrix} +$$

$$\begin{pmatrix} [K_{ut}]\,\Delta\{\bar{T}\}_n + \Delta\{f_{ext}\}_n + \Delta\{f_{cre}\}_n + \Delta\{f_{hyd}\}_n \\ [K_{pt}]\,\Delta\{\bar{T}\} + \Delta\{Q_{cre}\}_n + \Delta\{Q_{hyd}\}_n \end{pmatrix}$$

$$+ \begin{pmatrix} 0 \\ (1-\theta)\{Q_{ext}\}_{n-1}\Delta t_n + \theta\{Q_{ext}\}_n \Delta t_n \end{pmatrix} \tag{2–120}$$

ここで,

$$\Delta t_n = t_n - t_{n-1}$$

$$\Delta\{\bar{u}\}_n = \{\bar{u}\}_n - \{\bar{u}\}_{n-1}$$

$$\Delta\{\bar{p}\}_n = \{\bar{p}\}_n - \{\bar{p}\}_{n-1}$$

$$\Delta\{\bar{T}\}_n = \{\bar{T}\}_n - \{\bar{T}\}_{n-1}$$

$$\Delta\{f_{ext}\}_n = \{f_{ext}\}_n - \{f_{ext}\}_{n-1} \tag{2–121}$$

$$\Delta\{f_{cre}\}_n = \{f_{cre}\}_n - \{f_{cre}\}_{n-1}$$

$$\Delta\{f_{hyd}\}_n = \{f_{hyd}\}_n - \{f_{hyd}\}_{n-1}$$

$$\Delta\{Q_{cre}\}_n = \{Q_{cre}\}_n - \{Q_{cre}\}_{n-1}$$

$$\Delta\{Q_{hyd}\}_n = \{Q_{hyd}\}_n - \{Q_{hyd}\}_{n-1}$$

である.結局,式(2–120)は節点温度を前もって与え,さらに適当な境界条件および初期条件を与えれば,節点変位増分および節点間隙水圧増分を時間増分毎に求めていくことにより,遷移材齢時コンクリートの変形挙動を算定することが出来る.

2.9 数値解析手法

以上構築した数理モデルは，硬化パラメータ h のみ塑性ひずみに関して非線形となっている．よって節点変位 $\{\bar{u}\}$ および節点間隙水圧 $\{\bar{p}\}$ 等の解を得るためには非線形計算を行う必要がある．本研究では de Borst によって提案された古典塑性理論における非線形計算アルゴリズムを参考にする [de Borst(1990)]．本研究で用いた非線形計算アルゴリズムを図 2.6 に示す．

このアルゴリズムの特徴は，j 番目のステップにおけるトライアル応力 $\{\sigma_t\}$ をまず弾性状態で計算し，載荷条件と判定された場合の $\{\sigma_t\}$ を降伏関数曲面に戻す作業いわゆるリターンマッピング（図 2.7）の際，降伏関数 F を $\{\sigma\}_i$ および $\{\varepsilon_p\}_i$ 近傍で Taylor 展開することによってリターンマッピングがなされていることである．即ち，

$$\Delta\Lambda_{i+1} = \Delta\Lambda_i + \frac{F(\{\sigma\}_i, \{\varepsilon_p\}_i)}{h_i + \frac{\partial F}{\partial\{\sigma\}_i}^T [\Omega]^{-1}(1-\xi)[D_S]\frac{\partial F}{\partial\{\sigma\}_i}} \tag{2–122}$$

によって $\Delta\Lambda$ を計算し，

$$\{\sigma\}_{i+1} = \{\sigma_t\} - \Delta\Lambda_{i+1}[\Omega]^{-1}(1-\xi)[D_S]\frac{\partial F}{\partial\{\sigma\}_i} \tag{2–123}$$

によって降伏曲面上に応力を戻している．このリターンマッピングアルゴリズムは Chen によって提案されたリターンマッピング手法 [Chen(1982)] に比べ，計算時間が少ないという利点をもつ．そして，$\{\sigma\}_i$ が十分降伏曲面上に戻ったと判断されるまでステップ i を繰り返す．この判定は

$$|F(\{\sigma\}_i, \{\varepsilon_p\}_i)| < tol_F \tag{2–124}$$

で行った．但し，tol_F は判定指数であり，本研究では常に $tol_F = 1.0 \times 10^{-3}$ とした．

応力が降伏曲面上に十分戻された後，全体の支配方程式に対して生じる不平衡量を計算し，不平衡量の値が十分小さくなるまでグローバルな繰り返し計算を行う必要がある．ここで不平衡量という言葉を用いた理由は，力の釣り合い式に生じる不平衡力以外に間隙水の質量保存則においても不平衡流出量が働くためである．本章で構築したモデルのような力の釣り合い式と間隙水の質量保存則を連成した問題においては必ず，これらの 2 つの不平衡量を考慮に入れなければならない．全体の支配方程式に対する不平衡量は増分形で次式で表される．

$$d\{R_f\} = d\{f_{ext}\} - \int_\Gamma [B]^T(d\{\sigma'\} - \{m\}dp)d\Gamma \tag{2–125}$$

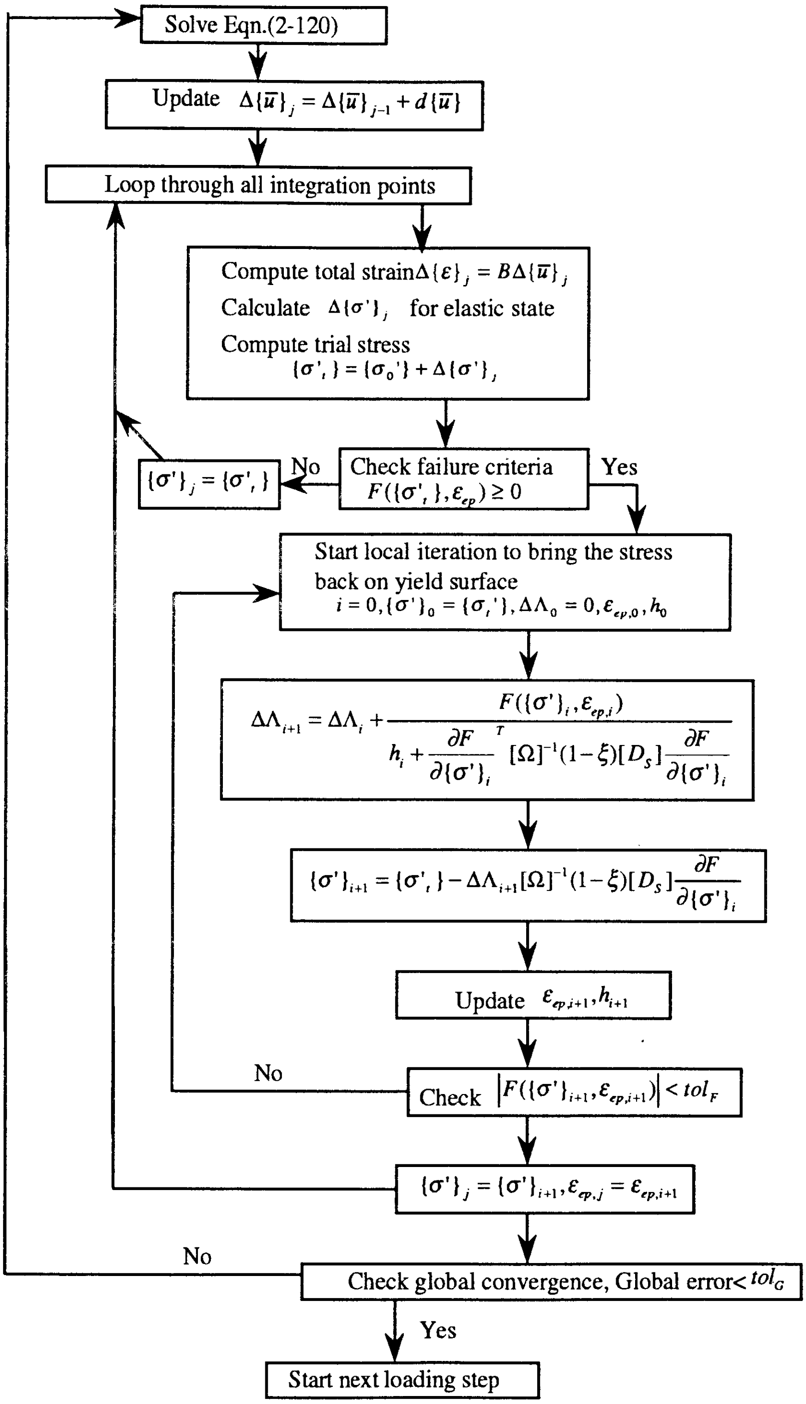

図 2.6: 非線形計算アルゴリズム

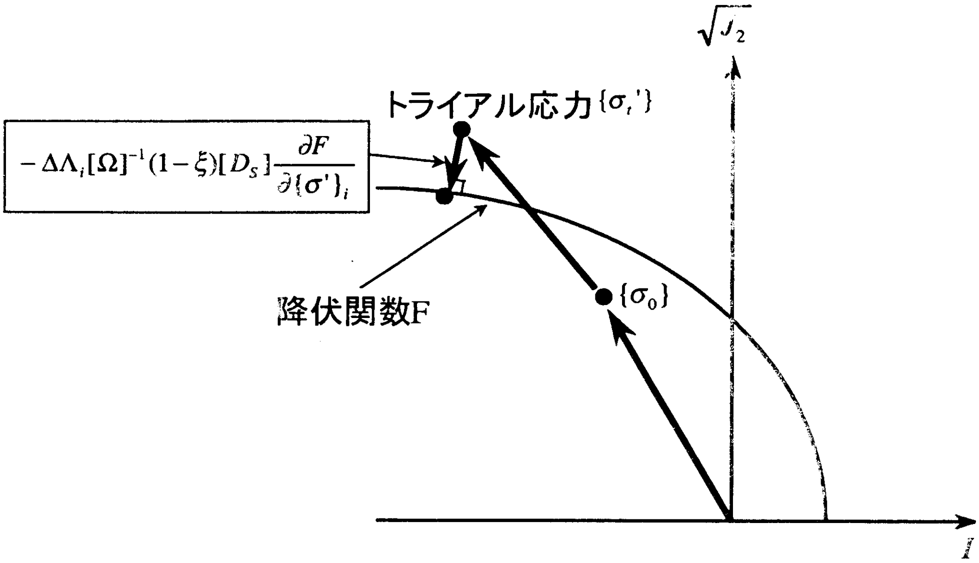

図 2.7: リターンマッピング

$$
\begin{aligned}
d\{R_Q\} = &\ d\{Q_{ext}\} - d\{Z\} \qquad (2\text{–}126)\\
d\{Z\} &= -\int_\Gamma [\bar{N}]^T a d\Gamma - \left(\int_\Gamma [\bar{N}]^T b[\bar{N}]d\Gamma + [KK]\Delta t_j\right)\Delta\{\bar{p}\}\\
a &= -(1-\xi)\{m\}^T d\{\varepsilon'\} + \{m\}^T d\{\varepsilon\}\\
b &= (1-\xi)\{m\}^T([I]-[\Phi_1])D_S^{-1}[\Omega]\{m\} + \frac{\xi}{k_f}
\end{aligned}
\qquad (2\text{–}127)
$$

但し，

$$
\begin{aligned}
d\{\varepsilon'\} &= d\{\varepsilon^T\} - \frac{V_C}{V}d\{L_2(\{\sigma'\})\}\\
&- \frac{V_C}{V}(\gamma+\Delta\gamma)\left(\frac{f-f_0}{f_0}\right)^n \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}dt - d\{\varepsilon^{pr}\} - d\{\varepsilon^{temp}\} - \frac{V_C}{V}d\{\varepsilon^h\}\\
&- ([I]-[\Phi_1])^{-1}\Phi_2\frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}}dt
\end{aligned}
\qquad (2\text{–}128)
$$

である．上式により不平衡量を計算し，そして

$$
\begin{pmatrix} \Delta\{\bar{u}\} \\ \Delta\{\bar{p}\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} [K_{uu}] & -[K_{up}] \\ -[K_{pu}] & -[K_{pp}] - \Delta t_j\theta[KK] \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} \Delta\{R_f\} \\ \Delta\{R_Q\} \end{pmatrix} \qquad (2\text{–}129)
$$

を解くことにより，不平衡量による$\Delta\{\bar{u}\}$および$\Delta\{\bar{p}\}$を計算する．そして，不平衡量が十分小さくなるまでグローバルな繰り返し計算を行う．収束判定は次式で行う．

$$\sqrt{\frac{d\{R_f\}^T d\{R_f\} + d\{R_Q\}^T d\{R_Q\}}{d\{f_{ext}\}^T d\{f_{ext}\} + d\{Q_{ext}\}^T d\{Q_{ext}\}}} < tol_G \tag{2-130}$$

本研究では$tol_G = 1.0 \times 10^{-3}$とする．繰り返し計算は修正 Newton-Raphson 法を用いた．差分に関するパラメータθについては$\theta = 1$とする．即ち後退差分を用いることにする．

2.10 まとめ

本章では，遷移材齢時コンクリートの変形挙動を表現する数理モデルの構築を行った．構築した理論モデルは理論的に客観的であり，それ故に構築された理論モデルは遷移材齢時コンクリートだけでなく一般的な粘弾塑性飽和多孔質材料に適用することも可能である．いずれにしても実際に数値解析を行うためには理論モデルの中の材料パラメータや降伏関数およびクリープ関数の関数形を具体的に決定させなければならない．むしろそのことの方が問題である．4 章でその決定方法を述べる．

3　遷移材齢時コンクリートと既設コンクリート等との水平境界面のモデルの構築

3.1　概説

マスコンクリート構造の力学的特性を正確に知るためには，前章まで述べてきたような，単一体としてのコンクリートの変形挙動の解明のみでは不十分であり，異なったブロック相互間における継ぎ目等の水平境界面の影響も考慮されなければならない．特に水平境界面に対してはその力学的特性の解明が急務とされている．

現在まで，幾人かの研究者によりマスコンクリート構造の水平境界面に関する研究がを行われている．石川雅美らは積み上げ打設されたマスコンクリートの大型試験体に対して水平境界面特性等の外部拘束特性に重点をおいた温度応力実験を行っており，境界面は塑性理論によって扱われる必要があることを指摘した [石川 (1989)]．今枝らは石川雅美らが行った実験を基に水平境界面を不連続面と捉え，不連続面にバネモデルを導入した有限要素法による温度応力解析を行い，時間および場所によってバネ定数を同定することにより外部拘束特性を評価している [今枝 (1988)]．しかしながら，石川あるいは今枝らの手法では，時間および場所による水平境界面の剛性の変化は何百回と行われた試行錯誤の末，手入力で与えられており，応力，ひずみおよび変位の 3 量を大体良く推定し，被拘束体端部より生じる剥離の進展を捉えることは可能ではあったが，剛性の決定方法は著しく客観性を欠くものであった．続いて高辻らは水平境界面に対してバネモデルは使用せず，境界面近傍の若材齢時のコンクリートは鉛直方向に極端に剛性が弱い破壊構成則によって支配されると考え，有限要素法による温度応力解析を行い，やはり石川らの実験結果を基に外部拘束特性を評価している [高辻 (1990)]．高辻らの手法は，任意の L/H（打設されたコンクリートの長さ L と高さ H の比）に対して応力，ひずみおよび変位を正確に予測する上では非常に有効な手段ではあったが，任意の水平境界面性状に対して応力，ひずみおよび変位等の実験結果を全て捉えているとは言い難かった．結局のところ現状では十分に水平境界面の力学的特性は十分に解明されたとはいえない状況である．

前章まで述べてきたように遷移材齢時コンクリートそのものはその名の如く強い材齢依存性を有しており，遷移材齢時コンクリートが媒体となる水平境界面においても当然その材齢依存性を考える必要はあると思われる．本章では，2 章で述べた遷移材齢時コンクリートの構成則を遷移材齢時コンクリートと硬化コンクリート，あるいは遷移材齢時コンクリートと地盤からなる境界面に適用することにより，材齢依存性を考慮した水平境界面の力学的なモデル化を行う．

3.2 不連続面としての水平境界面のモデル化

実際の遷移材齢時コンクリートと既設コンクリートあるいは遷移材齢時コンクリート間における水平境界面は図 3.1 のように描かれる．このような水平境界面をミクロ的に観察すると，水平境界面は実際には完全な水平ではなく，大小様々な凹凸を有していることが知られている．故にこのような水平境界面に作用する力は厳密に捉えるならば，水平境界面の場所ごとの接触角に応じて全体座標における力に変換される必要がある．

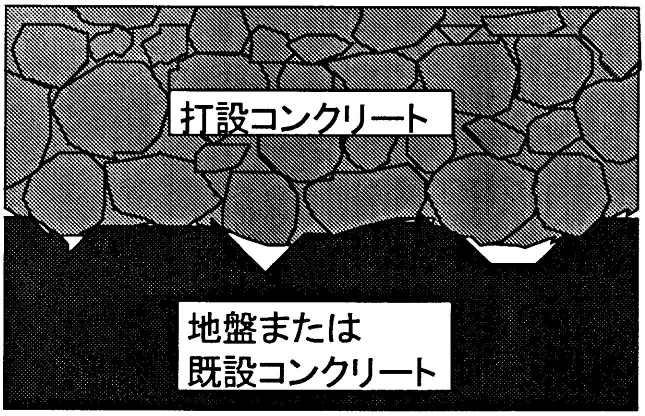

図 3.1: 実際の水平境界面

変形に対しても同様に考えなければならない．厳密に考えるならば今述べた考えに基づきモデル化を行う [Wu(1993), Tanabe(1994a)] 必要があるが，簡単のため本研究では，今述べたような水平境界面の凹凸の影響は考慮に入れなかった．即ち，図 3.2 に示すように，水平境界面は要素単位において完全に直線であると仮定する．

以上の仮定から，水平境界面に作用する全応力は図 3.2 のように z 軸を鉛直にして xyz 座標系をとると σ_{xz}, σ_{yz} および σ_{zz} の 3 成分となる．従って境界面に作用する応力はベクトル形で次式で与えられる．

$$\{\sigma_s\} = \left\{ \begin{array}{c} \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zz} \end{array} \right\} \tag{3-1}$$

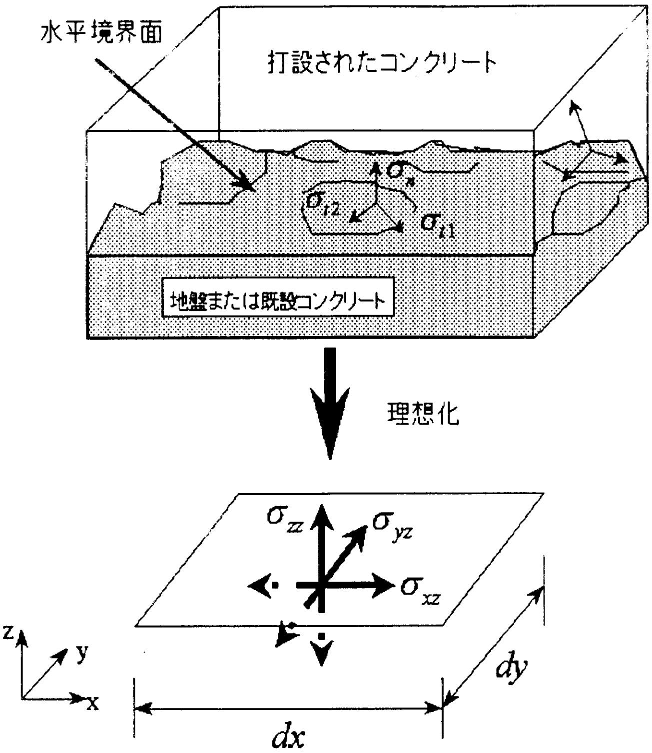

図 3.2: 水平境界面の理想化

全応力が境界面に作用すると水平境界面の変位の適合性が満たされている場合，即ち連続面の場合は，水平境界面自体が変形するのみに留まるが，ある程度大きな応力が水平境界面に生じる場合には実際現象としては水平境界面において剥離が生じるときもある．そのため，一般的な水平境界面は変位の適合性を保たない不連続面と捉える必要がある．

その場合，作用する応力に伴い，図 3.4 に示すように不連続面においてはせん断変位 u_{xz} および u_{yz} と鉛直変位 u_{zz} が生じる．これらの変位は，不連続面に隣接する 2 つのブロックの変位差として定義される．従って，z 軸の正の方向のブロックのせん断および鉛直変位を u_{xz1}，u_{yz1} および u_{zz1} とし，負の方向のブロックのせん断および鉛直変位を u_{xz1}，u_{yz1} および u_{zz1} とすれば，不連続面の変位はベクトル形で次式で表される．

$$
\{u_s\} = \left\{ \begin{array}{c} u_{xz} \\ u_{yz} \\ u_{zz} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} u_{xz1} \\ u_{yz1} \\ u_{zz1} \end{array} \right\} - \left\{ \begin{array}{c} u_{xz2} \\ u_{yz2} \\ u_{zz2} \end{array} \right\}
$$

$$
= \{u_1\} - \{u_2\} \tag{3-2}
$$

以上述べたことから水平境界面を不連続面としてモデル化し，不連続面に作用する応力および変位成分を明確にさせた．ここで問題となることは応力と変位の構成関係をどう決定

するかである．次節で境界面に作用する応力と変位の関係を定式化する．

3.3　水平境界面に作用する応力と変位の関係の定式化

2章で述べたように遷移材齢時コンクリート自体は弾性，塑性，粘弾性，粘塑性で表される4つの応力依存性ひずみ成分をもち，さらに間隙水圧によるコンクリート骨格の圧縮，温度変化による膨張および水和によるセメント体積の収縮に起因する3つの応力に依存しないひずみ成分を含めると，7つの成分から変形が定まる．しかしながら，前節のモデル化によれば，水平境界面は厚さをもたないため，基本的には応力依存成分のみを考慮すればよいことになる．

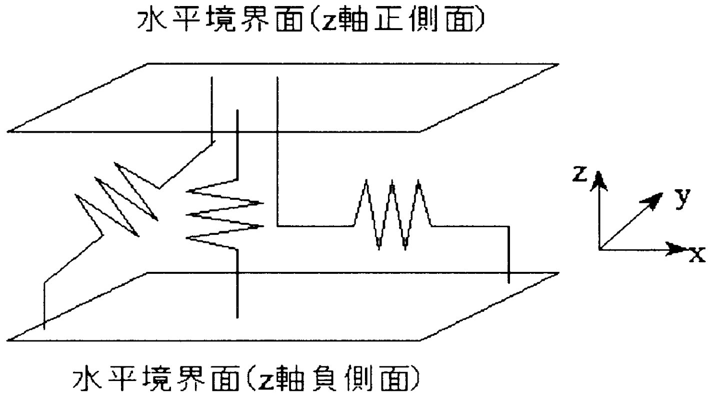

図 3.3: 水平境界面の応力依存性バネによる結合

まず，弾性変形における応力と変位の関係の定式化を行う．図3.3に示すように水平境界面がせん断方向および鉛直方向に各々独立にバネで結合されていると仮定すると，水平境界面に作用する応力 $\{\sigma_s\}$ および弾性変位 $\{u_s^e\}$ の関係は次式で与えられる．

$$\{\sigma_s\} = \begin{bmatrix} k_{xz} & 0 & 0 \\ 0 & k_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix} \{u_s^e\} = [E_s^e]\{u_s^e\} \tag{3-3}$$

ここで，k_{xz}，k_{yz} および k_{zz} は xz，yz および zz 方向における弾性域でのバネ剛性であり，材齢と共に変化する．

次に塑性変形を含んだ場合の応力と変位の関係の定式化を行う．2.3節で述べたことをそのまま適用すると，塑性変形 $\{u_s^p\}$ は水平境界面における降伏関数 F_s を用いて次式で与えられる．

$$\{u_s^p\} = \Lambda \frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}} \tag{3-4}$$

ここまで記せば解るように結局のところ2.3節における遷移材齢時コンクリートの応力依存性ひずみ成分の定式において $[D_S] = [E_s]$ および $V_C/V = 1$，$\xi = 0$ とし，応力依存性ではないひずみ成分を0として，さらに σ' を σ_s および ε を u_s で置き直せば，それがそのまま水平境界面における応力と変位の関係を示していることが解る．従って，最終的には式(2–57)から水平境界面における応力と変位の関係が次式で得られる．

$$\begin{aligned} d\{\sigma_s\} &= [\Omega_s]^{-1}[E_s]\left\{([I]-[\Phi_{s1}])\left[d\{u_s\} - d\{L_{s2}(\{\sigma_s\})\}\right.\right. \\ &- \left.\left.(\gamma_s + \Delta\gamma_s)\left(\frac{f_s - f_{s0}}{f_{s0}}\right)^{n_s}\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}dt\right] - \Phi_{s2}\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}dt\right\} \end{aligned} \tag{3–5}$$

ここで

$$[\Omega_s] = [I] + [E_s](I - \Phi_{s1})([L_{s1}] + \frac{\gamma_s \cdot n_s}{f_{s0}}\left(\frac{f_s - f_{s0}}{f_{s0}}\right)^{n_s - 1}\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}^T \cdot dt) \tag{3–6}$$

$$[\Phi_{s1}] = \frac{\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}^T[E_s]}{-h_s + \frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}^T[E_s]\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}} \tag{3–7}$$

$$\Phi_{s2} = \frac{\frac{\partial F_s}{\partial t}}{-h_s + \frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}^T[E_s]\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}} \tag{3–8}$$

$$h_s = -\frac{\partial F_s}{\partial\{u_p\}}^T\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}} \tag{3–9}$$

但し，γ_s および n_s は水平境界面における粘塑性係数および材料定数を表し,，$[L_{s1}(\sigma_s)]$ および $d\{L_{s2}(\sigma_s)\}$ は水平境界面における粘弾性パラメータを表している．

3.4 Joint要素による離散化および水平境界面の支配方程式

ここでは，水平境界面を形成するブロックが2章で述べたように既に有限要素で離散化されている場合を考える．前述したように水平境界面は変位の連続性をもたない不連続面であるため，水平境界面は図3.4に示すJoint要素[Goodman(1968)]を用いて離散化されることが適当であると思われる．

Joint要素の節点変位 $\{\bar{u}\}$ は z 軸の正の方向の要素の節点変位 $\{\bar{u_1}\}$ と負の方向の要素の節点変位 $\{\bar{u_2}\}$ から構成される事は明白である．そこで $\{\bar{u}\} = [\{\bar{u_1}\}, \{\bar{u_2}\}]$ とする．また，適当な形状関数マトリクス $[NN]$ を用いて

$$\{u_1\} = [NN]\{\bar{u_1}\}, \{u_2\} = [NN]\{\bar{u_2}\} \tag{3–10}$$

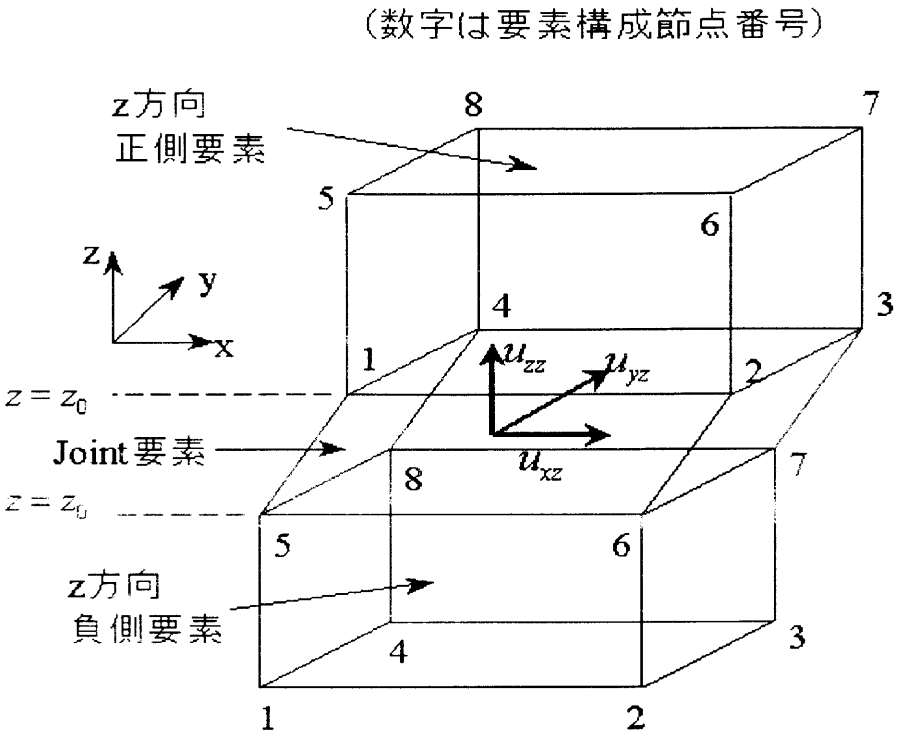

図 3.4: Joint 要素

と表されることができる．最終的に式 (3–2) および式 (3–10) から不連続要素内の変位 $\{u\}$ は不連続要素の節点変位 $\{\bar{u}\}$ を用いて次式で表される．

$$\{u\} = \begin{pmatrix} [NN] & -[NN] \end{pmatrix} \{\bar{u}\} = [N_s]\{\bar{u}\} \tag{3–11}$$

但し，$[N_s] = ([NN], -[NN])$ である．

次に，不連続要素に働く等価節点力 $\{\bar{R}\}$ を考えると仮想仕事の原理より

$$\int_A \delta\{u\}^T d\{\sigma\} dA - \delta\{\bar{u}\}^T d\{\bar{R}\} = 0 \tag{3–12}$$

が得られる．そして式 (3–5) および式 (3–11) を式 (3–12) に代入すると次式が得られる．

$$\delta\{\bar{u}\}^T \left[\int_A [N_s]^T [\Omega_s]^{-1} [E_s]([I] - [\Phi_{s1}])[N_s] dA d\{\bar{u}\} - d\{\bar{R_{cre}}\} - d\{\bar{R}\} \right] = 0 \tag{3–13}$$

ただし，A は水平境界面の面積である．また，

$$d\{\bar{R_{cre}}\} = \int_A [N_s]^T [\Omega_s]^{-1} [E_s]([I] - [\Phi_{s1}]) d\{L_{s2}(\{\sigma_s\})\} dA$$

$$+\int_A [N_s]^T[\Omega_s]^{-1}[E_s]([I]-[\Phi_{s1}])(\gamma_s+\Delta\gamma_s)\left(\frac{f_s-f_{s0}}{f_{s0}}\right)^{n_s}\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}dtdA$$
$$+\int_A [N_s]^T[\Omega_s]^{-1}[E_s]\Phi_{s2}\frac{\partial F_s}{\partial\{\sigma_s\}}dtdA \tag{3–14}$$

である．

任意の節点変位に対して式 (3–13) が成り立つためには

$$d\{\bar{R}\}+d\{\bar{R_{cre}}\}=\int_A [N_s]^T[\Omega_s]^{-1}[E_s]([I]-[\Phi_{s1}])[N_s]dAd\{\bar{u}\} \tag{3–15}$$

でなければならない．

よって弾性，塑性，粘弾性および粘塑性を考慮に入れたバネにより結合された不連続要素としての水平境界面の支配方程式は式 (3–15) で与えられる．

3.5 修正されたリターンマッピング手法

通常，降伏後の解析は弾性状態で仮の応力増分を算定した後，降伏関数の正負を判定することにより載荷除荷条件が判定される．載荷条件の場合は降伏曲面上に垂直に応力を戻す作業いわゆるリターンマッピングがなされるが，境界面を扱う際，境界面の変位増分が剥離により急激に大きく発生する場合，リターンマッピングがなされる際，仮の応力増分が非常に大きく計算され，応力は降伏曲面上の誤った位置へ戻される可能性が非常に高い．そのような問題を解決するために，境界面モデルを用いた解析手法においては降伏後の応力状態において載荷条件と判定され，かつ降伏関数の値が極めて大きくなった場合には，図 3.5 に示すように，戻す前の応力に対して $F=0.1$ 程度の降伏曲面上に一旦応力を応力経路に沿って逆に戻し，そこの位置の応力をさらに $F=0$ の降伏曲面上に垂直に戻すようなアルゴリズムとした．即ちここで述べた操作は二段階的に応力を降伏曲面上に戻しているだけにすぎない．ここで強調すべきことは降伏曲面に応力を戻す方法が何であれ，変位の適合条件および力の釣り合い条件が満たされているならばイタレーションにより得られた解は（数値解析上の）正解であるということである．以上の手法を用いればイタレーションの回数は増えるが，全ての解析期間を通じて安定した解が得られる．

解析においては，境界面要素全節点の不平衡力のユークリッドノルムと境界面要素全節点の等価節点力のユークリッドノルムの比がイタレーション回数が 10 回以下の時は 1.0×10^{-3}，10 回を越えたときは 5.0×10^{-3} となったとき収束したとみなす．

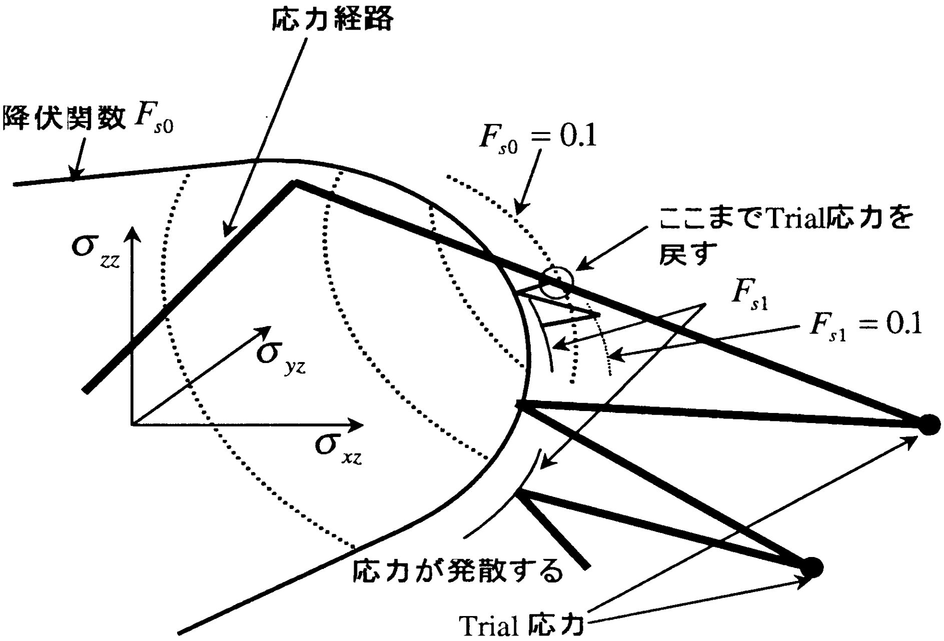

図 3.5: 修正されたリターンマッピング

3.6 まとめ

本章では，2 章で構築された遷移材齢時コンクリートの応力ひずみ関係を基に，弾性，塑性，粘弾性および粘塑性変形を考慮に入れた水平境界面の変形挙動に関するモデル化を行い，水平境界面における力の釣り合い式を誘導した．本章で提案した水平境界面における力の釣り合い式と，2 章で構築された単一材料としての遷移材齢時コンクリートの変形を支配する方程式を重ね合わせることにより，初期ひずみ問題を有する一般的な層状打設されたマスコンクリート構造物に対する変形解析が可能となる．

4　構築した理論における遷移材齢時コンクリートの材料パラメータの同定手法

4.1　概説

前章で遷移材齢時コンクリートの変形挙動に関する理論モデルの構築を行ったが，実際に数値解析を行うためには理論モデルにおける材料パラメータを適切に決定させる必要がある．その内，透水係数については村田およびPowersらによって実験的に評価されている[村田(1961), Powers(1954)]．また，間隙率および水和によるセメントの体積収縮量の算定については代表的なものとして川角らの研究がある[河角(1981)]．また，弾性変形，粘弾性変形および熱変形に関して現在まで多くの研究がなされていることは論を待たない．従って，塑性および粘塑性変形成分以外については材料パラメータの同定は容易に行えるであろう．一番問題となるのは塑性変形と粘塑性変形成分の同定である．なぜなら塑性成分と粘塑性成分を厳密に分けた研究というのは現在まで全くなされておらず，一般的には塑性成分と粘塑性成分を足したものとしてそれを塑性成分と呼んでいるからである．本研究では塑性成分と粘塑性成分を理論上厳密に区別するため，塑性成分と粘塑性成分を客観的にまず分離して考えなければならない．そうした上で塑性成分と粘塑性成分に関するパラメータを同定する必要がある．

本章ではまず間隙率，透水係数等の材料パラメータの同定方法を示した後，有効応力に依存するひずみ成分即ち弾性，塑性，粘弾性および粘塑性成分のみを考え，これらの成分を繰り返し一軸圧縮試験結果から個々に分離する手法を提案する．水平境界面特性に関する破壊構成則についても言及する．

4.2　セメントペーストの水和過程に基づく間隙率の同定手法

遷移材齢時コンクリートにおいては間隙率は材齢や水和の程度によって変化する．ここでは河角らの研究を基に，間隙率を算定した．水和速度が未水和水内のセメント量に依存すると仮定すると，水和過程は次式で表される[河角(1981)]．

$$\frac{dC_H}{dt} = k_0(1-n_0)t^{-n_0}(W-\gamma_p C_H)(C-C_H) \tag{4-1}$$

ここでC，C_HおよびWはそれぞれ$1\mathrm{m}^3$当たりの初期セメント量，水和セメント量および初期水量である．$\gamma_p C_H$は$1\mathrm{m}^3$当たりの水和水量を表す．またγ_pは完全結合水セメント比であり，0.25〜0.38の値をとる．材齢tの単位は日であり，k_0，n_0は水和パラメーターであり，20°C下での水中養生においては，それぞれ7.419×10^{-1}，8.928×10^{-6}であ

る．式 (4-1) を初期条件 $t=0$ で $C_H=0$ の下に解くと

$$C_H=\frac{1-\exp[(\gamma_p C-W)k_0t^{1-n_0}]}{1-\gamma_p C/W\exp[(\gamma_p C-W)k_0t^{1-n_0}]}\times C$$

$$, \text{ for } \frac{W}{C}\neq\gamma_p \tag{4-2}$$

$$C_H=\frac{\gamma_p k_0t^{1-n_0}}{1+\gamma_p k_0t^{1-n_0}}\times C \text{ , for } \frac{W}{C}=\gamma_p \tag{4-3}$$

間隙率 ξ は初期の水の比体積 V_{W0} から水和による間隙水の減少を考慮することにより次式で表される．

$$\xi=V_{W0}(1-\gamma_p C_H/W) \tag{4-4}$$

初期間隙率は，全体の体積に対する水の体積比と仮定することにより配合から得ることができる．材齢の進行と共に水和が進行し，間隙率は低下するが，その時の間隙率は，初期水体積の減少を考慮に入れた式 (4-4) により計算される．

4.3 透水係数の同定手法

遷移材齢時コンクリートの透水係数に関しては，2 章で述べたように Darcy の法則が適用できるかもしれない．しかし，このことは実験的確証がないため，誤っていることもあり得る．本研究では，過去の実験結果に基づいて透水係数の値を評価する．村田は，材齢 28 日での硬化コンクリートに対して透水試験を行い，最大骨材粒径の違いによる透水係数と W/C との関係を報告している [村田 (1961)]．その結果を図 4.1 に示す．村田は，材齢 28 日の透水係数は材齢 14 日のものに較べ 0.6 倍に減少することも報告しているが，材齢 14 日以前の若材齢コンクリートに対しての詳細な報告は行っていない．本研究では，T.C.Powers が行った研究を考慮することにより外挿を行った．材齢 14 日のコンクリートの透水係数は初期に比べ 10^{-6} 倍に減少すると Powers は報告している [Powers(1954)]．その実験結果を図 4.2 に示す．実験結果は材齢 28 日のコンクリートの透水係数の値によって正規化されている．ここでは水セメント比は 70% である．透水係数は，初期に比べ材齢 5 日後で 10^{-4} 倍，さらに材齢 14 日では 5 日後に比べ 10^{-2} 倍の値となっている．

図 4.2 はセメントペーストを用いての結果であるが，材齢によるコンクリートの透水係数の減少割合は未だ実験的に解明されていない．そのため本研究ではとりあえず，これらの透水係数の減少割合はコンクリート全ての配合に適用できるものと仮定した．そして村田および Powers の実験結果を補間することにより透水係数を評価した．村田の試験結果より，材齢 28 日の透水係数 k_{28} は次式で評価される．

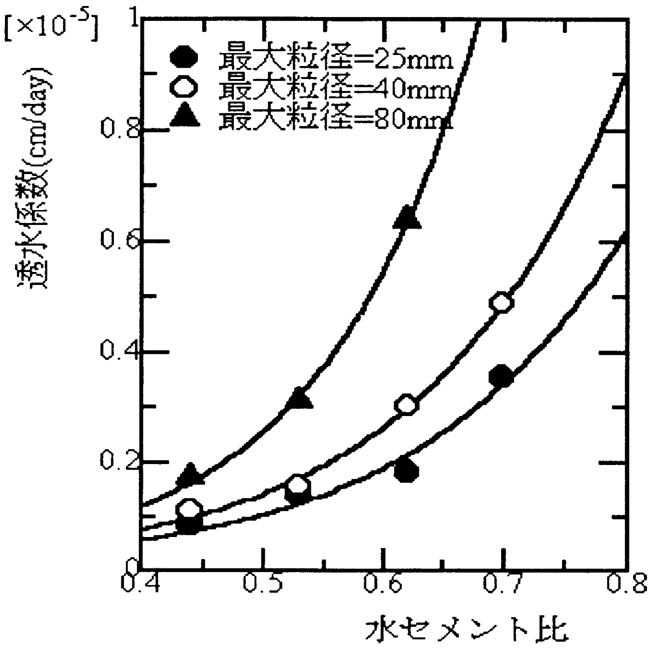

図 4.1: 村田らによる透水係数実験結果 [村田 (1961)]

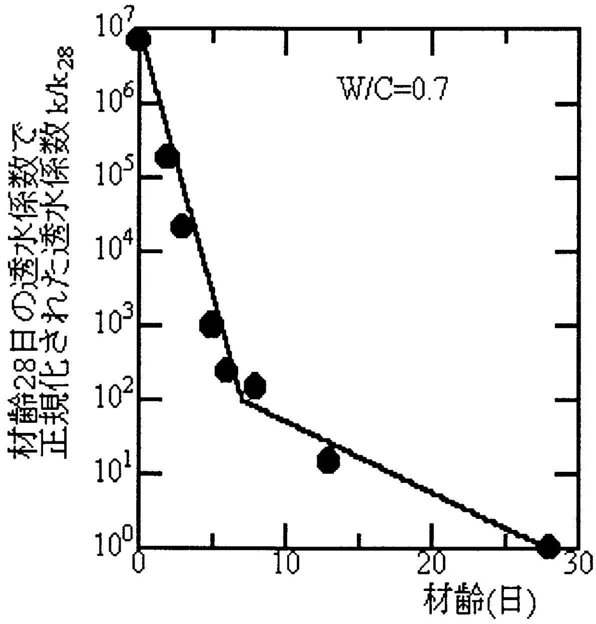

図 4.2: Powers らによる透水係数実験結果 [Powers(1954)]

$$k_{28} = 5.37 \times 10^{-8} \exp(5.94 \cdot W/C) \text{ 最大骨材寸法=25mm}$$
$$k_{28} = 6.54 \times 10^{-8} \exp(6.16 \cdot W/C) \text{ 最大骨材寸法=40mm} \tag{4-5}$$
$$k_{28} = 5.76 \times 10^{-8} \exp(7.59 \cdot W/C) \text{ 最大骨材寸法=80mm}$$

但し，W/C は水セメント比である．また Powers の試験結果より透水係数 k の減少割合は k_{28} を用いることにより

$$\log_{10} \frac{k}{k_{28}} = \begin{cases} 7 - 5T/7 & 0 \leq T \leq 7 \\ 2 - (T - 7)/10.5 & 7 < T \leq 28 \end{cases} \tag{4-6}$$

と線形補間することができる．従って，透水係数は式 (4–5) および式 (4–6) により定量的に評価できる．

4.4 有効応力依存性ひずみ成分の実験的定義と同定手法

4.4.1 各ひずみ成分の定義

2 章において，遷移材齢時コンクリート中の応力依存性成分は弾性，塑性，粘弾性および粘塑性 4 つのひずみ成分から成ることを述べた．コンクリート中の応力依存性ひずみ $\{\varepsilon^s\}$ は 2 章で述べたことから次式で表される．

$$d\{\varepsilon^s\} = d\{\varepsilon^e\} + \frac{V_C}{V} d\{\varepsilon^p_C\} + \frac{V_C}{V} d\{\varepsilon^{ve}_C\} + \frac{V_C}{V} d\{\varepsilon^{vp}_C\} \tag{4-7}$$

但し，

$$d\{\varepsilon^e\} = (1 - \xi)^{-1} [D_S] d\{\sigma'\} \tag{4-8}$$

$$d\{\varepsilon^{ve}_C\} = [L_1] d\{\sigma'\} + d\{L_2(\{\sigma'\})\} \tag{4-9}$$

$$d\{\varepsilon^p_C\} = \Lambda \frac{\partial F}{\partial \{\sigma'\}} \tag{4-10}$$

$$d\{\varepsilon^{vp}_C\} = \gamma \left(\frac{f - f_0}{f_0} \right)^n \frac{\partial F}{\partial \{\sigma'\}} dt \tag{4-11}$$

ここで，弾性ひずみ成分はコンクリート骨格に作用している一方で塑性，粘弾性および粘塑性ひずみ成分はセメントペーストに作用していることを記しておく．

実際問題としてはコンクリートにおける変形の測定はマクロ的なものが殆どであり，通常弾性，塑性および時間依存変形というのはコンクリート試験体に対する見かけの変形を表すことが殆どである．そのため，コンクリート全体としての見かけの変形で議論することが便利であることが多い．コンクリート骨格における見かけの塑性，粘弾性および粘塑性成分は，

$$d\{\varepsilon^{ve}\} = \frac{V_C}{V} d\{\varepsilon_C^{ve}\} = \frac{V_C}{V}([L_1]d\{\sigma'\} + d\{L_2(\{\sigma'\})\}) \tag{4-12}$$

$$d\{\varepsilon^{p}\} = \frac{V_C}{V} d\{\varepsilon_C^{p}\} = \frac{V_C}{V}\Lambda \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}} \tag{4-13}$$

$$d\{\varepsilon^{vp}\} = \frac{V_C}{V} d\{\varepsilon_C^{vp}\} = \frac{V_C}{V}\gamma \left(\frac{f - f_0}{f_0}\right)^n \frac{\partial F}{\partial\{\sigma'\}} dt \tag{4-14}$$

と表すことができる．ここで $d\{\varepsilon^e\}, d\{\varepsilon^{ve}\}, d\{\varepsilon^p\}$ および $d\{\varepsilon^{vp}\}$ はコンクリート骨格に生じる見かけの弾性，粘弾性，塑性および粘塑性ひずみ成分である．

本研究では，コンクリート骨格中に生じる各々の見かけのひずみ成分を表 4.1 に示す基準のもとで定義する．

ここでの定義を図 4.3 に示すような 1 サイクルのコンクリートの一軸圧縮載荷過程に適用する．言い換えれば，載荷を始める応力が 0 からある応力レベルまでと除荷過程において応力が 0 になるまでの過程にこの定義を適用するということである．

弾性ひずみは初期の応力ひずみ関係において接線を求めることにより得ることができる．強度の 1/3〜1/4 の点を越えると応力経路は初期接線から逸脱するため，結果として粘弾性ひずみ，塑性ひずみ，粘塑性ひずみが生じる．塑性ひずみ，粘塑性ひずみの初期値は降伏関数の位置により定義できる一方で，粘弾性ひずみには，先に述べたような基準が存在しない．それについては後述する．1 サイクルの圧縮載荷の載荷の終わりの状態，即ち除荷後の応力 0 の状態においては残留ひずみが存在する．残留ひずみは，ひずみの非回復成分であり塑性ひずみと粘塑性ひずみの和で表される．それらの残留ひずみは各々の繰り返し載荷における最大応力に対応する値となる．数回繰り返しを行い毎回の繰り返しにおいての最大応力，残留ひずみ，最大応力に達するまでに要する時間を記録することで実験的に塑性ひずみと粘塑性ひずみの和を継続して算定することが可能である．　一方，粘弾性ひずみは全ひずみから弾性ひずみと残留ひずみを引くことにより求めることができる．再載荷の際，元の除荷地点に達するまでは弾性および粘弾性成分のみが発生すると仮定した．その理由は，応力および全ひずみは元の除荷地点に戻ることが実験的に確認されているからである．即ち，この方法は可逆的でありその後に再び塑性ひずみと粘塑性ひずみの部分が現れる．以上までは，ピーク強度前の種々のひずみ要素を得る方法を仮定し

表 4.1: 各ひずみ成分の特性

	弾性	塑性	粘弾性	粘塑性
時間依存	No	No	Yes	Yes
非時間依存	Yes	Yes	No	No
可逆性	Yes	No	Yes	No
非可逆性	No	Yes	No	Yes

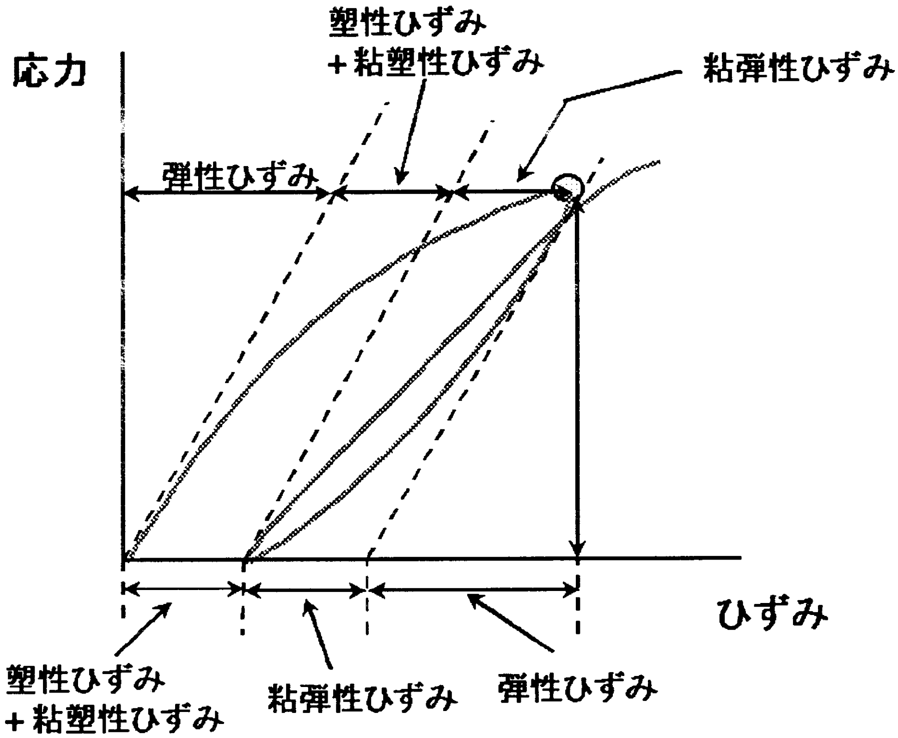

図 4.3: 4 つのひずみ成分の定義

たものである．ピーク強度後は軟化時の応力ひずみ関係を考慮すべきであるが，この領域では，厳密には局所化の影響を考慮しなければならない．そのためには実験において局所化の部分に特に注目する必要があるが，本研究では，簡単のためポストピーク後の局所化の影響は無いと仮定した．なぜなら本節では残留ひずみとそれに含まれる異なる二つの要因即ち塑性ひずみと粘塑性ひずみの分離手法の構築がもっとも肝要であるからである．

表 4.2: 実験に用いた配合

粗骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m^3)			
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
25	7.0± 1.5	1.5± 1.0	55	41	173	314	748	1093

4.4.2 残留ひずみにおける塑性ひずみと粘塑性ひずみの分離と粘塑性パラメーターの同定手法

ひずみ成分の分離を行うためには適切な塑性，粘塑性構成則モデルを選択する必要がある．本研究では，分離を説明するために最も簡単な破壊構成則モデルであるDrucker-Pragerモデル [Drucker(1952)] を圧縮子午線上で Mohr-Coulomb の六角錐に適合させ採用した．しかし，一般的なひずみ成分の分離の概念ではさらに精巧な材料モデル [Tanabe(1994b), Gupta(1997)] を適用すべきであると思われる．式 (4–15) に示すDrucker-Prager モデルは硬化と軟化のモデルである．また用いた内部摩擦角は，井上らの実験 [井上 (1990)] をもとにして 27 ° と定めた．井上は三軸圧縮試験を行い若材齢時のコンクリートの内部摩擦角は材齢にはほとんど依存しないことを確認した．即ち，本研究では α は，全ての経過の間変化せず k の値のみ変化すると仮定する．破壊曲面の円錐の角度の変化がないため，破壊曲面は I_1 軸に沿って前方や後方へ移動する．

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k(\varepsilon_{ep}) \ , \ \alpha = \frac{2\sin\theta}{\sqrt{3}(3-\sin\theta)} \tag{4–15}$$

ここで，I_1 と $\sqrt{J_2}$ はそれぞれ応力の第一不変量，偏差応力の第二不変量である．一軸圧縮応力場においては軸応力 σ_1 を用いて

$$F = \left(\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}}\right)\sigma_1 - k(\varepsilon_{ep}) \ , \ \frac{\partial F}{\partial \sigma_1} = \alpha - \frac{1}{\sqrt{3}} \tag{4–16}$$

のように表すことができる．

前述の井上らによる実験と同様の配合 (表 4.2) で遷移材齢時コンクリートに対する繰り返し一軸圧縮試験が安藤によって行われている [安藤 (1997)]．実験は材齢および載荷ひずみ速度を変えて行われており，実験パターンは材齢については 12 時間，24 時間，36 時間および 48 時間，載荷ひずみ速度については 10μ/sec，20μ/sec および 200μ/sec の計 12 通りである．実験結果を図 4.4 に示す．

粘塑性ひずみは時間と関係があることにより一定載荷速度における繰り返し載荷での最大応力と残留ひずみは三つの直交軸で構成され，垂直軸に残留ひずみ，水平軸に時間と応

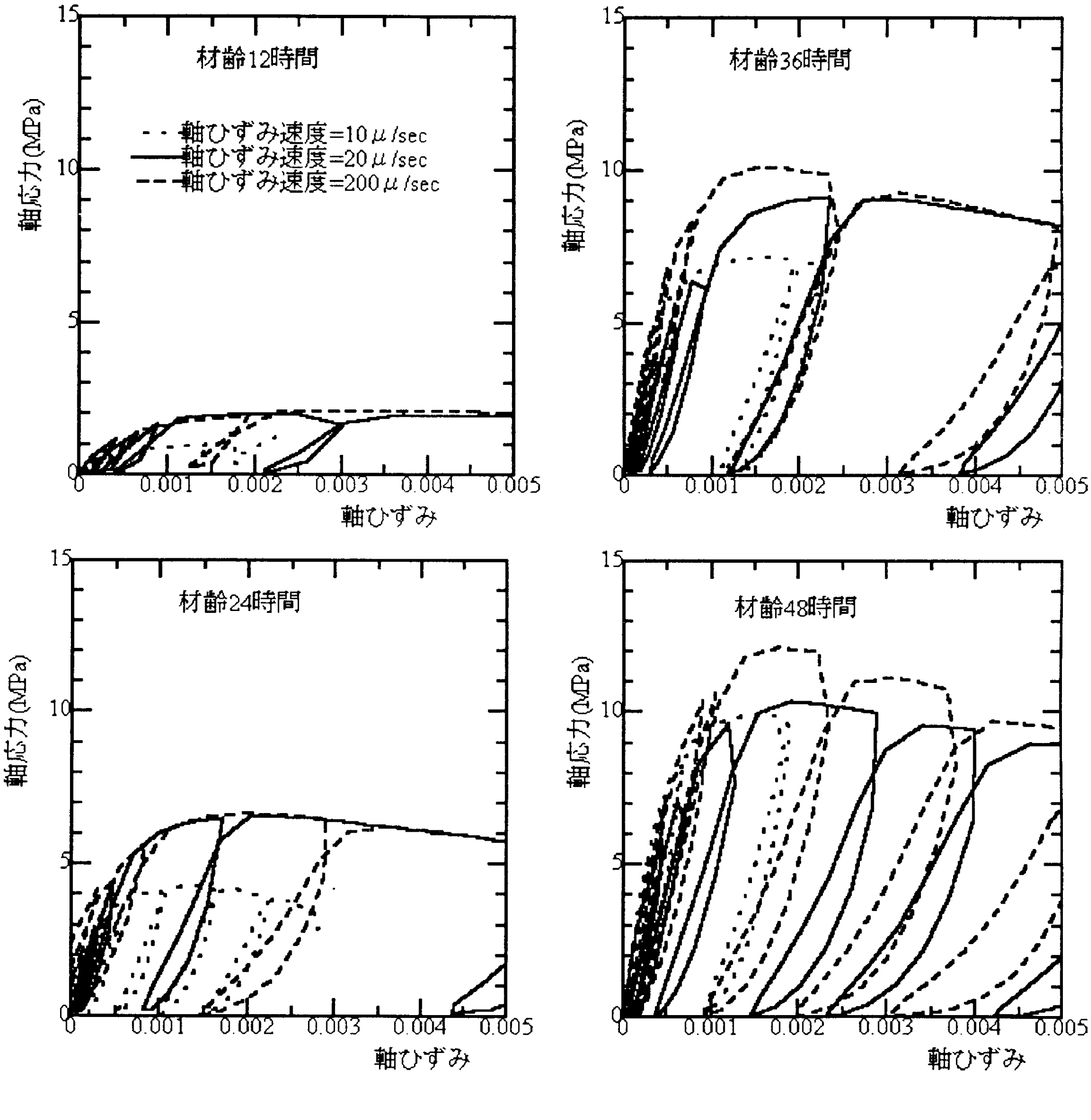

図 4.4: 遷移材齢時コンクリートの応力ひずみ関係

力を持つ空間上で平面または緩い曲面を三次元的に構成する．降伏した後の残留ひずみに要した時間はひずみ速度を一定にして載荷しているため測定することが可能である．そして残留ひずみは降伏した後に発生する．そして，本研究では，応力がひずみ速度 $20\mu/\mathrm{sec}$ における一軸圧縮強度の 1/3 地点に達したときの時間を計測し始める時間とした．ひずみ速度の変化により異なる平面を図 4.5 に示す．これらの表面を適用することで応力，残留ひずみ，時間の関係を示す実験的表面を構築することは可能である．この平面を本節では特性粘性表面と呼ぶことにする．次に，図 4.5 に示すように一定応力平面によって表面を切断する．応力を一定に保ったときの切断線は残留ひずみと時間の関係を示す．2 章で構築されたモデルに適合させると式 (4-17) で示すように積分式で与えられる．

$$\begin{aligned}\int d\varepsilon_1^p + \int d\varepsilon_1^{vp} &= \int d\varepsilon_1^p + \int \frac{V_C}{V}\gamma\left(\frac{f-f_0}{f_0}\right)^n \frac{\partial f}{\partial \sigma_1} dt \\ &= \varepsilon_1^p + \frac{V_C}{V}\gamma\left(\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}}\right)\left(\frac{f-f_0}{f_0}\right)^n t \end{aligned} \tag{4-17}$$

ここで，ε_1^p および ε_1^{vp} はそれぞれ軸方向に生じた塑性および粘塑性ひずみ成分である．さらに，

$$f = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} = \left(\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}}\right)\sigma_1 \tag{4-18}$$

である．σ_0 は $f = f_0 = k(0)$ の時の σ_1 の値，即ち降伏応力であり，

$$\sigma_0 = \frac{f_0}{\left(\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}}\right)} \tag{4-19}$$

となる．

なお，繰り返し載荷試験は極めて短期的であるため，材齢に対する粘性係数 γ の変化 $\Delta\gamma$ は無いと仮定している．上式に示す $V_C/V\gamma(\alpha - 1/\sqrt{3})((f-f_0)/f_0)^n$ と ε_1^p は切断線における傾きと切片である．しかし，切断線はピーク前後の領域に対応して 2 本存在することは記しておく必要がある．本研究では降伏後の応力とひずみの関係は Saenz の式 [Saenz(1964)] により表されると仮定した．即ち，

$$\sigma_1 - \sigma_0 = \frac{\zeta_1 \varepsilon_{res}}{1 + \left(\frac{\zeta_1}{\zeta_2} - 2\right)\frac{\varepsilon_{res}}{\varepsilon_{res,max}} + \left(\frac{\varepsilon_{res}}{\varepsilon_{res,max}}\right)^2} \tag{4-20}$$

ここで，ε_{res} は軸残留ひずみ，$\varepsilon_{res,max}$ はピーク強度時での軸残留ひずみである．また，Seanz の式ではピーク強度即ち一軸圧縮強度 f_c' は

$$f_c' = -\zeta_1 \varepsilon_{res,max} \tag{4-21}$$

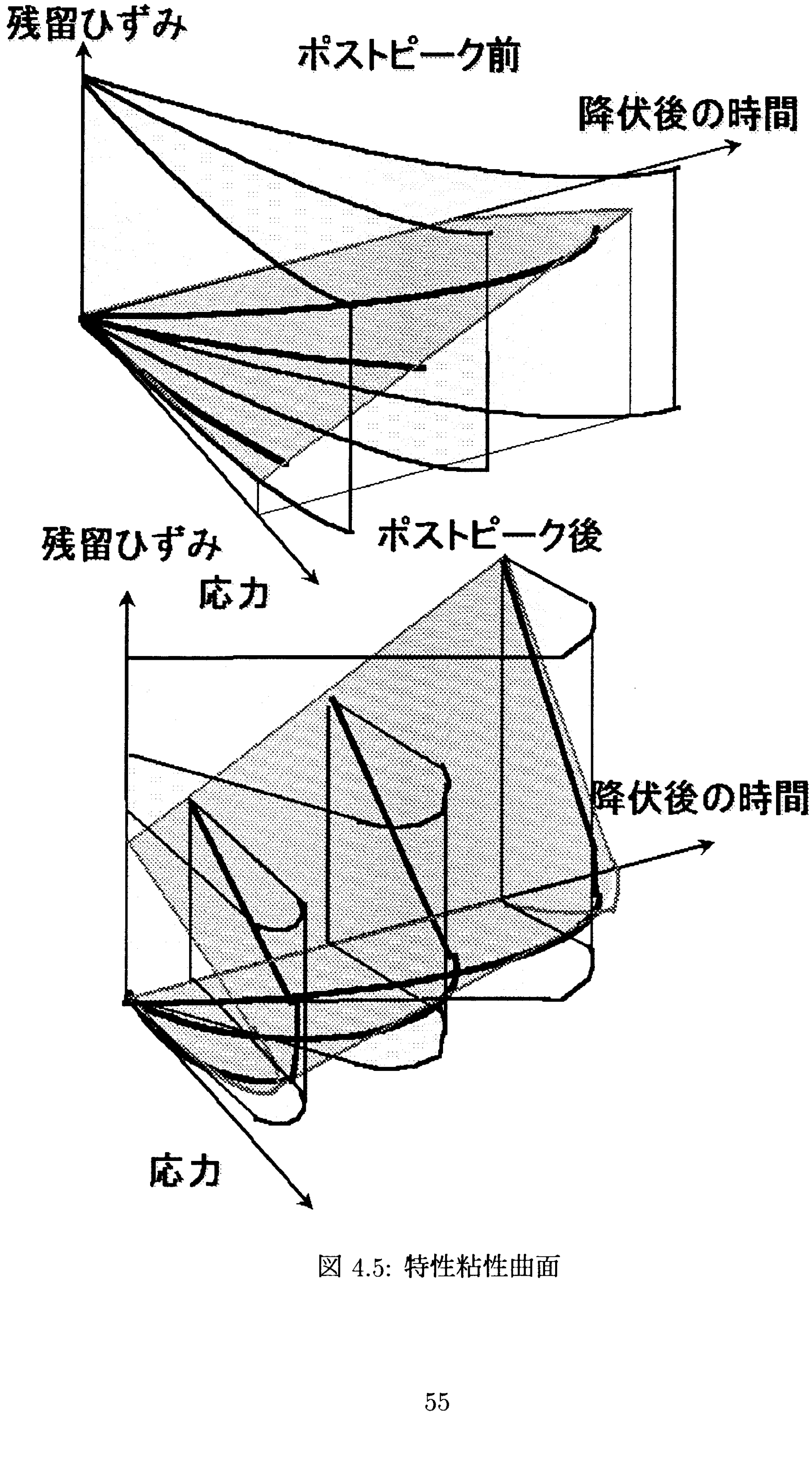

図 4.5: 特性粘性曲面

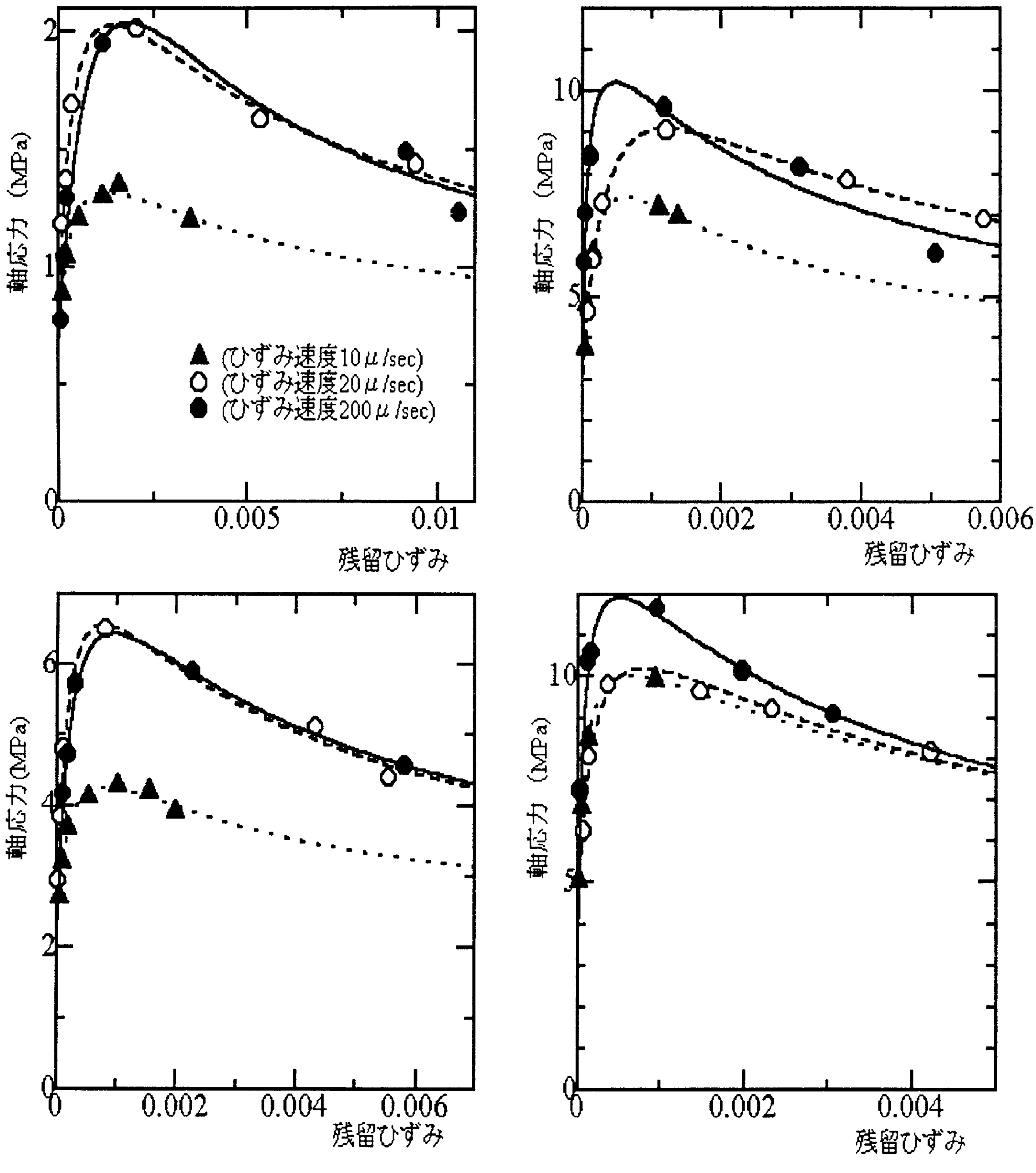

図 4.6: 実験における残留ひずみと応力の関係

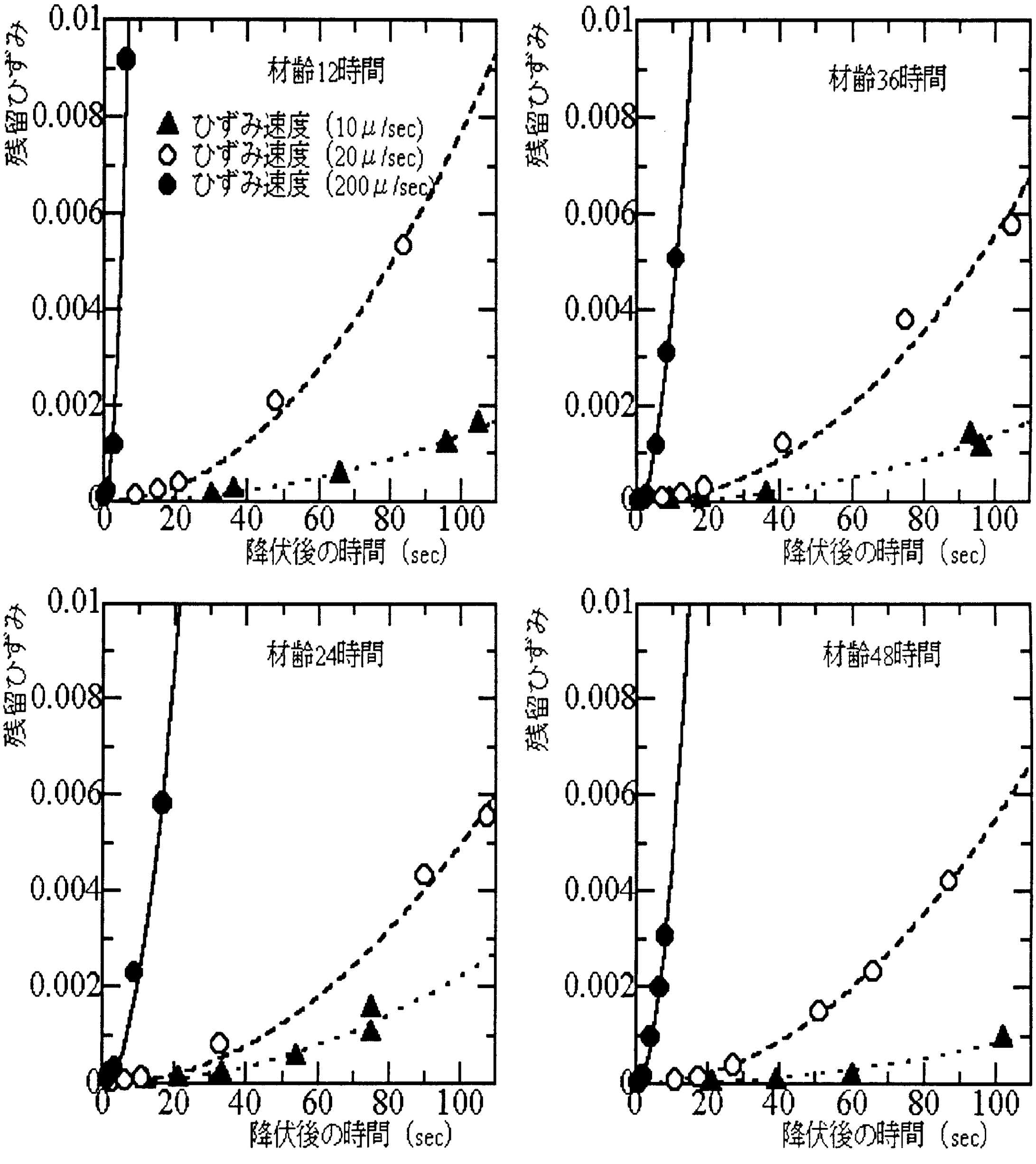

図 4.7: 実験における残留ひずみと降伏後の時間の関係

で与えられる．

図 4.6 に示すように Seanz の式は実際の残留ひずみと応力関係を良くとらえていることが解る． 一方，軸ひずみ速度をそれぞれ $\dot{\varepsilon_1^s} = \dot{\varepsilon_1^e} = \dot{\varepsilon_1^p} = \dot{\varepsilon_1^{ve}} = \dot{\varepsilon_1^{vp}}$ のように各ひずみ成分一定と仮定した場合 $\varepsilon_{res} = V(\varepsilon_1^s)t$ となる．但し，$V(\varepsilon_1^s)$ は一定ひずみ速度である．しかし，実験では，図 4.7 に示すように残留ひずみは経過時間の 2 乗と近似関係になっている．この関係を適用し，式 (4–20) と連成させることで特性粘性表面を得ることができる．任意の応力について式 (4–20) はプレピーク領域とポストピーク領域における残留ひずみが発生するために要する二つの経過時間を与える．次に，図 4.5 に示す二つの異なる直線は特性粘性表面と応力一定平面の交差した線である．ポストピーク領域についての直線については後述し，ここではプレピーク領域での直線に注目する．種々の応力一定平面により表面を切断する切断線は大体において直線的である．それ故に，それぞれの応力に対応する直線において時間が 0 の時の値即ち切片と傾きの 2 つの値が同定できる．これを式で示すと，

$$\varepsilon_{res} = a(\sigma_1)t + b(\sigma_1) \tag{4–22}$$

式 (4–17) より

$$a(\sigma_1) = \frac{V_C}{V}\gamma \cdot \left(\frac{f - f_0}{f_0}\right)^n \frac{\partial F}{\partial \sigma_1} = \frac{V_C}{V}\gamma \cdot \left(\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_0}{\sigma_0}\right)^n \tag{4–23}$$

$b(\sigma)$ は時間が 0 の時の切片であり，式 (4–17) に示すように塑性ひずみとなる．最小二乗法を用いて傾きと切片を求める．そして，その結果を図 4.8 および図 4.9 に示す．図 4.8 は式 (4–23) においてそれぞれの材齢による応力と $a(\sigma_1)$ の関係を示している．そして，V_C/V の値が決定されれば，粘塑性パラメーター γ および n はこの図より求めることが可能である．簡単のため初期の配合から $V_C/V = 0.15$ と決定した．最小二乗法を用いることで表 4.3 に示す値が得られた．求めるに当たり n の値は 2.0 とした．γ の値は，材齢 12 時間のときに 12.1/day であるが材齢 48 時間では 1.41/day となっており急速に減少しているのがわかる．よって γ は，図 4.11 のように硬化材齢の関数として次のように表すことが可能であろう．

$$\gamma(t) = 22.0e^{-0.75t}/Days \tag{4–24}$$

4.4.3 ポストピーク領域での粘塑性パラメータの同定手法

ポストピーク領域では，図 4.10 に示すように，ひずみの局所化現象が生じるため，特性粘性表面は変化する．本研究では簡単に局部帯の長さを $\beta\ell$ と仮定し純塑性，粘塑性ひ

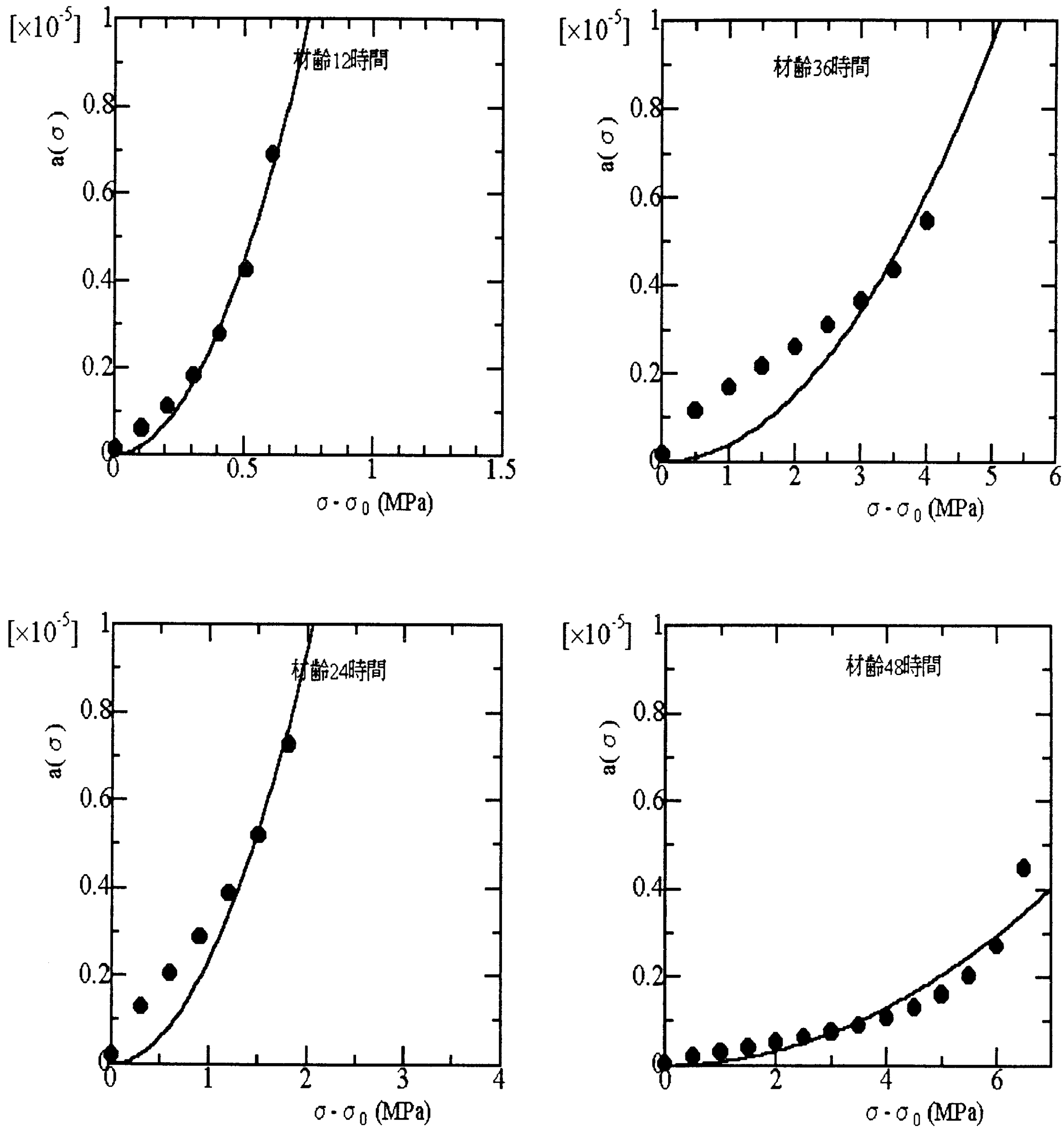

図 4.8: 粘塑性ひずみと応力との関係

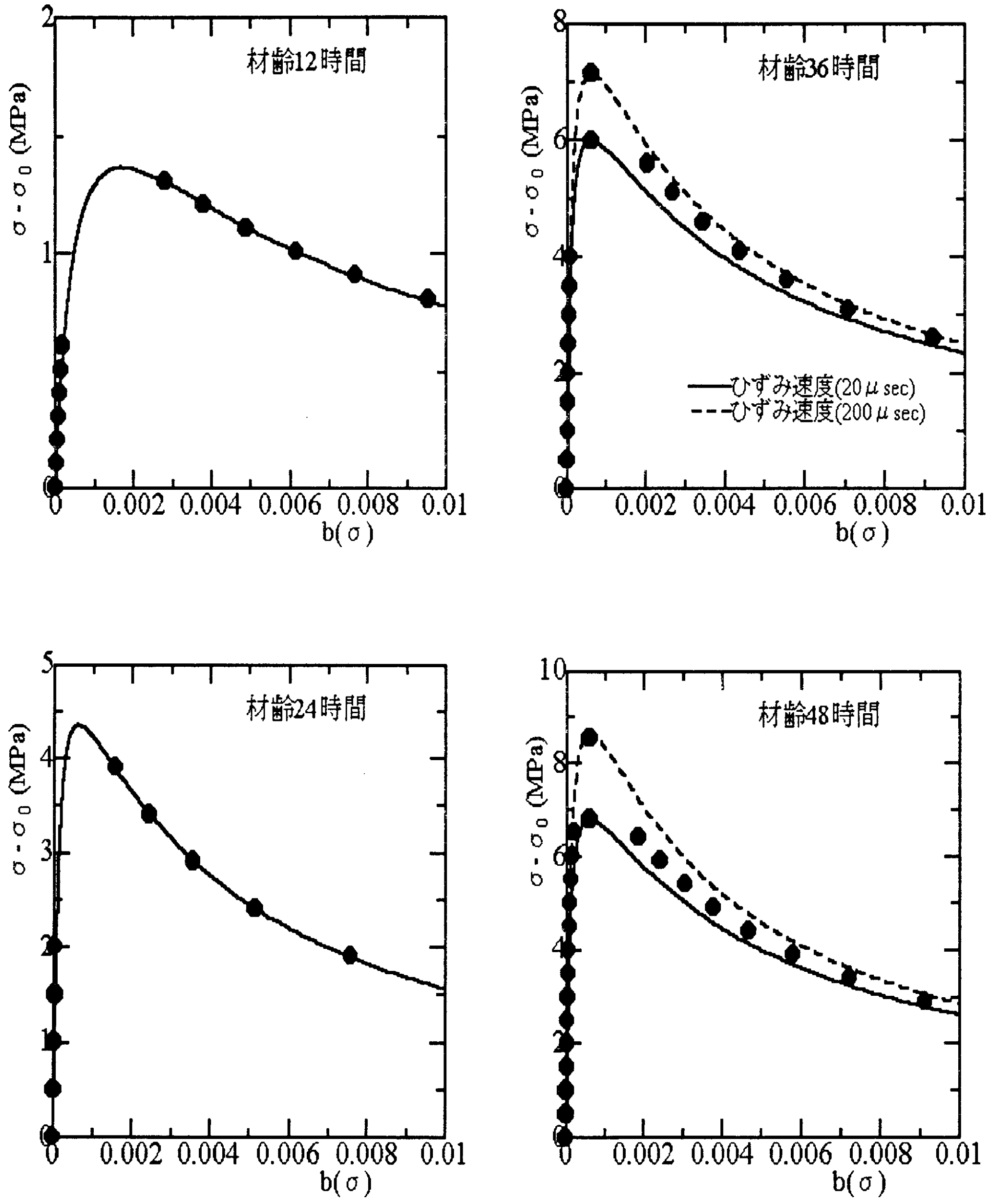

図 4.9: 塑性ひずみと応力との関係

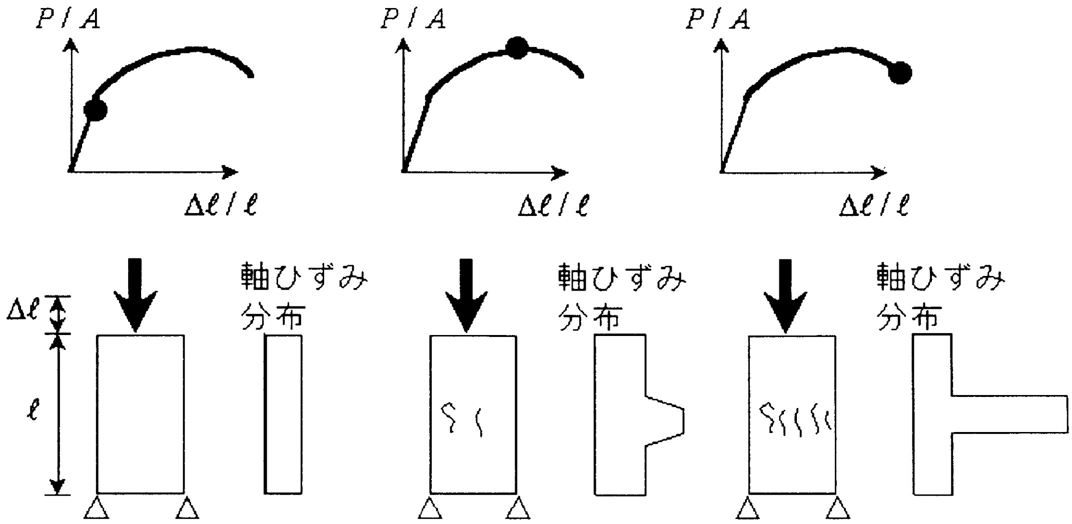

図 4.10: ポストピーク領域におけるひずみ局所化現象

ずみは $(1-\beta)\ell$ の弾性除荷部分を考慮することで式 (4–25) を得ることにした.

$$d\varepsilon_1^p + d\varepsilon_1^{vp} = \frac{d\varepsilon_{res}}{\beta\cdot\ell} + \frac{1-\beta}{\beta}\cdot\frac{d\sigma_1}{E(t)} \tag{4–25}$$

但し，$E(t)$ は材齢 t におけるコンクリート骨格の弾性係数であり，

$$E(t) = (1-\xi)^{-1}\left(\frac{V_A}{V}E_A^{-1} + \frac{V_C}{V}E_C(t)\right)^{-1} \tag{4–26}$$

特性粘性表面は式 (4–25) で示す式によりポストピーク領域において拡張することができる．これらのことから，粘塑性パラメーターである γ と n はポストピーク領域で得ることができる．しかし，局部帯 $\beta\ell$ は本研究では考慮しないと仮定しているためプレピーク領域で求められた γ の値を適用する．そして，ポストピーク領域での塑性ひずみはプレピーク領域での γ の値を用いて求めた．求めた塑性ひずみを黒丸によって図 4.9 に示す．

4.4.4　塑性ひずみに対する硬化パラメーターの同定手法

図 4.9 においてプレピーク領域では塑性ひずみの増加と共に応力は増加し，ポストピーク領域以降では塑性ひずみの増加と共に応力は減少していく．即ち，これは等価の塑性ひずみと等価一軸応力の関係を正確に表している．図 4.9 は材料が硬化と軟化塑性材料であることを示唆している．Drucker-Prager 材料の硬化および軟化特性は α と k が徐々に変化してゆく降伏関数によって表される．しかし，前にも述べたように井上によって行われた実験では内部摩擦角が硬化過程による影響はほとんど受けないとされている．そし

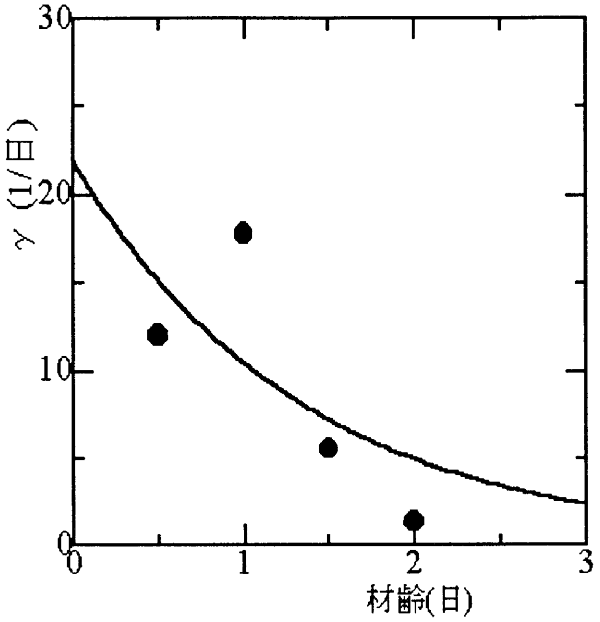

図 4.11: γ と材齢との関係

て $k(\varepsilon_{ep})$ だけが，硬化過程による影響を受けると仮定している．図 4.9 に示す一軸圧縮試験の塑性ひずみ一応力関係により次に述べる方法で k の値を同定した．図 4.9 よりコンクリートの等価一軸有効塑性ひずみ ε'_{ep} と等価一軸有効応力 σ_e との関係は次式で表される．

$$d\sigma_e = H \cdot d\varepsilon'_{ep} \tag{4–27}$$

一軸圧縮試験により $\sigma_e = \sigma_1$ とすることができるが，ε'_{ep} はコンクリートにおける等価一軸塑性ひずみであることに注意しなければならない．故に $\varepsilon'_{ep} = V_C/V \cdot \varepsilon_{ep}$ の関係より

$$d\sigma_e = \frac{V_C}{V} H \cdot d\varepsilon_{ep} \tag{4–28}$$

が得られる．一方，次式のコンシステンシーコンディションは Drucker-Prager 材料の k に関する微分方程式を与える．

$$dF = \left(\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}}\right) d\sigma_1 - dk(\varepsilon_{ep}) = 0 \tag{4–29}$$

式 (4–29) を考慮することで

$$k(\varepsilon_{ep}) = \int \left(\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}}\right) d\sigma_1 = \int \left(\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}}\right) \frac{V_C}{V} H d\varepsilon_{ep} \tag{4–30}$$

表 4.3: 同定された粘性係数 $\gamma(n = 2.0)$

材齢 (Days)	0.5	1.0	1.5	2.0
γ(1/Days)	12.1	17.8	5.56	1.41

表 4.4: 同定されたコンクリートの見かけ上の粘弾性パラメータ

$\phi_0(t')$	m	τ_1	N	ν
0.302〜1.208	0.3	1.0×10^{-12}	20	0.17

を得る．故に，図 4.9 よりそれぞれのひずみ増分で H の値を知ることにより塑性パラメーター $k(\varepsilon_{ep})$ もまた求められる．しかし，ピーク応力近傍では塑性ひずみのデータは得ることはできない．その理由はピークポイント近傍では交差する直線は存在しないことが明らかであるからである．故に，その領域では，最大応力を含んでいるデータを補間することでピーク付近の塑性ひずみを同定した．その結果，等価一軸塑性ひずみと等価一軸有効応力の関係は残留ひずみの関係と同様に Seanz の式で良く近似される．

4.4.5 弾性パラメータの同定手法

弾性パラメータとしてはコンクリート骨格の弾性係数および弾性ポアソン比があるが，コンクリートの弾性係数は先に述べたように一軸圧縮試験結果の初期勾配から算定することができる．その結果コンクリートの弾性係数 E(t) と材齢 t との関係は次式で示す通りである．

$$E(t) = \frac{5.030 \times 10^4 \times t}{2.911 + t} \tag{4-31}$$

コンクリートの弾性係数 $E(t)$ は式 (4–26) に示すように間隙率，骨材およびセメントペーストの弾性係数およびセメントおよび骨材の体積比によって表される．骨材単独の弾性係数の測定は困難であるため，骨材およびセメントペーストそれぞれの弾性係数の同定は極めて困難である．しかし，2 章で構築した理論は最終的にコンクリート骨格の弾性マトリックスを用いているため，骨材およびセメントペーストそれぞれで弾性係数を同定する必要は計算上無い．故に，弾性係数の同定はコンクリートまでに留めることにする．

弾性ポアソン比は初期における軸ひずみと横ひずみの比から決定されるが，弾性係数の場合と同じ理由から弾性ポアソン比の同定についてもコンクリートまでで留めた．その結果，コンクリートの弾性ポアソン比は材齢によらず 0.17 となった．

表 4.5: 同定された 4 つのひずみ成分のパラメーター

コンクリートの見かけの弾性ひずみ

弾性係数 (MPa)	$(5.030 \times 10^4 \times T)/(2.911 + T)$ T:材齢 (日)
弾性ポアソン比	0.17

塑性ひずみ

$$\theta = 27^\circ \quad , \quad \alpha = \frac{2\sin\theta}{\sqrt{3}(3-\sin\theta)} \quad , \quad k(\varepsilon_{ep}) = \left(\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}}\right)$$

$$\left[\frac{\xi_1 \varepsilon_{ep}}{1 + \left(\frac{\xi_1}{\xi_2} - 2\right)\frac{\varepsilon_{ep}}{\varepsilon_{ep,max}} + \left(\frac{\varepsilon_{ep}}{\varepsilon_{ep,max}}\right)^2} + \sigma_0\right]$$

σ_0(MPa)	$(-18.31 \times T)/(8.154 + T)$
ξ_1	$1.972 \times 10^4 \exp(-0.937/T^2)$
ξ_2	$2.000 \times 10^3 \exp(-0.700/T^2)$
$\varepsilon_{ep,max}$	$-2.637 \times 10^{-3} \exp(-1.002T)$

コンクリートの見かけの粘弾性ひずみ

$$\phi(t, t') = \phi_0(t')(t - t')^m$$

$\phi_0(t')$	m	τ_1	N	クリープポアソン比
0.302〜 1.208	0.3	1.0×10^{-12}	20	0.17

粘塑性ひずみ

$$d\varepsilon_{vp} = \gamma \cdot \left(\alpha - \frac{1}{\sqrt{3}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_0}{\sigma_0}\right)^n \quad , \quad n = 2.0$$

$$\gamma = 22.0 \exp(-0.75T) \quad 1/\mathrm{Days}$$

4.4.6 粘弾性パラメーターの同定手法

粘弾性ひずみは次式によって与えられる．

$$d\varepsilon_1^{ve} = d\varepsilon_1^s - d\varepsilon_{res} - d\varepsilon_1^e \tag{4–32}$$

式 (4–32) の右辺のすべての項は実験値より求めることができる．故に，粘弾性ひずみは実験的に直接決定することができる．その結果，各々の材齢のコンクリートにおける粘弾性係数は図 4.12 のように得られた．本研究では図 4.12 を用いて $\phi(t,t')$ で表されるコンクリートの粘弾性関数を適合させることを試みた．結局次式で粘弾性係数を仮定し最小二乗近似することで $\phi_0(t')$ と m を求めることが可能である．

$$\phi(t,t') = \frac{\varepsilon_{ve,1}}{\varepsilon_{e,1}} = \phi_0(t')(t-t')^m \tag{4–33}$$

得られた値を表 4.4 に示す．

コンクリートの粘弾性関数を得ることで 2 章で述べたセメントペーストにおける粘弾性コンプライアンス関数 $J_C(t,t')$ は

$$J_C(t,t') = \frac{V}{V_C}\frac{\phi(t,t')}{E(t')} \tag{4–34}$$

で得ることができる．得られた値を表 4.4 に示す．

関数 $C_\mu(\tau)$ は式 (4–33) の関数から最小二乗法により求められる．具体的には次の通りである．

$0.3\tau_1 < x < 0.5\tau_N$ に対して，値 x^n は経験的に次式で良く近似される．

$$x^n = \sum_{\mu=1}^{N+1} A_\mu[1-\exp\{x/\tau_\mu\}] \tag{4–35}$$

ここで，

$$A_\mu = \begin{cases} a(n)\tau_\mu & \mu < N-1 \\ 1.2a(n)\tau_\mu & \mu = N \\ -b(n)\tau_\mu & \mu = N+1 \end{cases}, \quad \tau_\mu = \begin{cases} 10^{\mu-1}\tau_1 & \mu \le N \\ 10^5\tau_N & \mu = N+1 \end{cases} \tag{4–36}$$

n, τ_1 および N を前もって定数として与えておけば，式 (4–35) に適当な $x_i (i = 1,2,\cdots,k)$ を与えることにより結局次の問題に帰着させることができる．

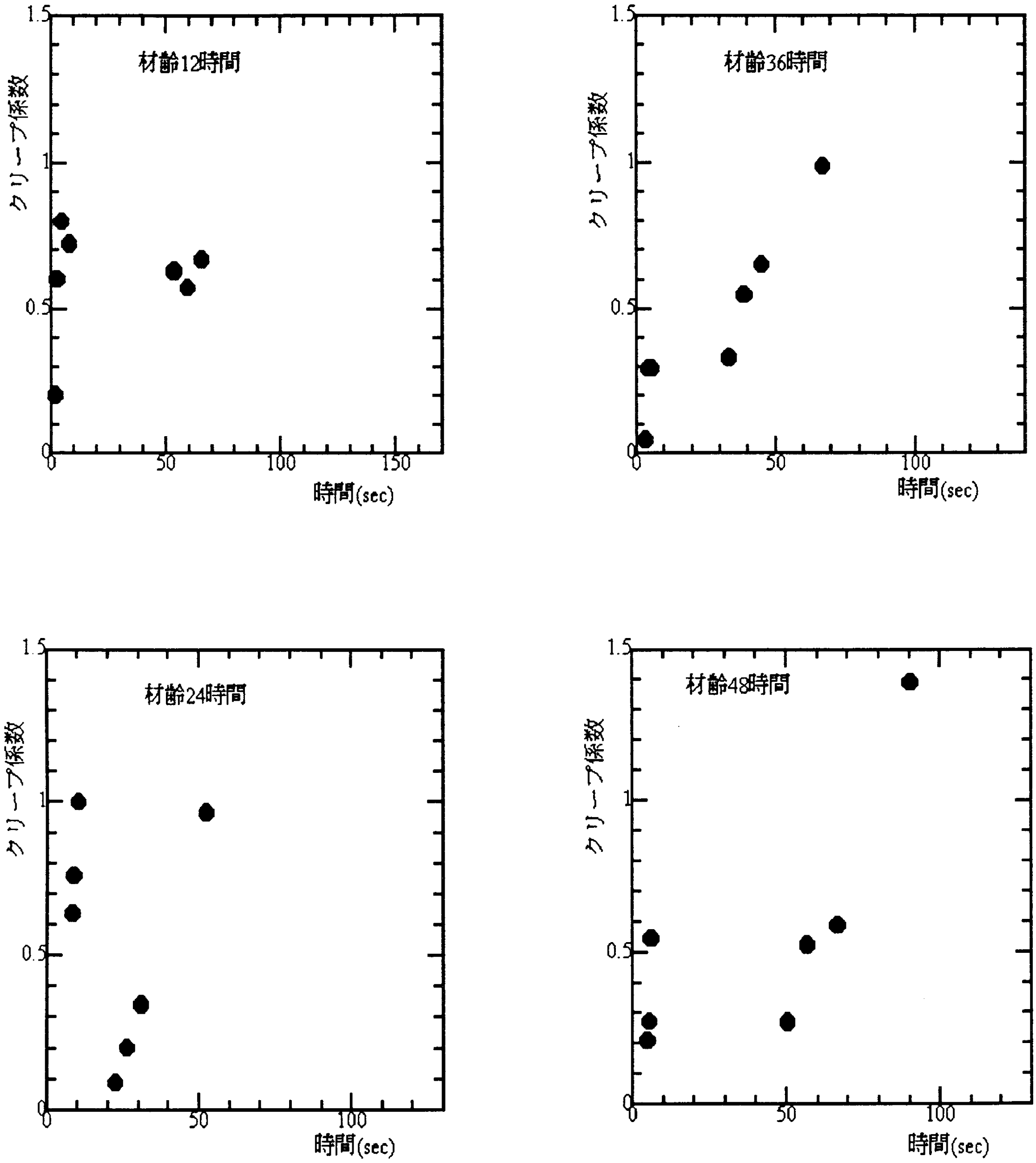

図 4.12: 粘弾性係数と時間との関係

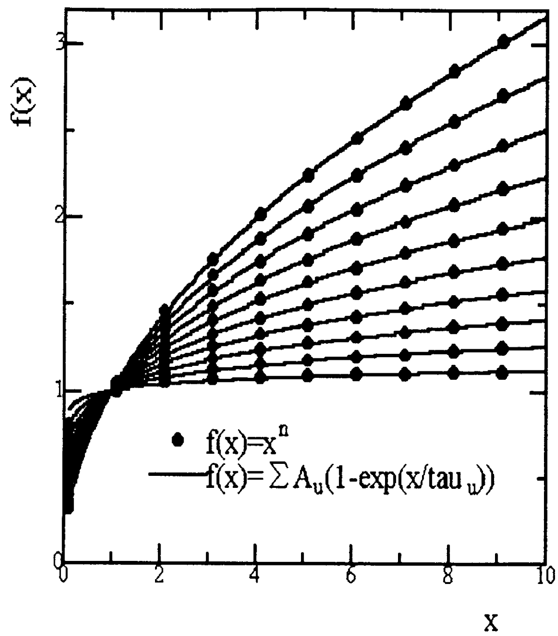

図 4.13: x^n と式(4-35)との比較

$$\Pi=\sum_{i=1}^{k}\left(x_i^n-\sum_{\mu=1}^{N+1}A_\mu[1-\exp\{x_i/\tau_\mu\}]\right)^2 \rightarrow \min \text{ となる } a(n),b(n) \text{ を求める.} \quad (4\text{–}37)$$

結局，式(4–37)は $a(n),b(n)$ に関する2次式で表されるため，$\partial\Pi/\partial a(n)=0$ および $\partial\Pi/\partial b(n)=0$ の条件から直接 $a(n)$ および $b(n)$ を計算することができる．すると式(4–35)により x^n の近似解を得ることができる．図4.13は式(4–35)に n を適宜与え計算して得られたものである．

図4.13より x^n は非常に良く式(4–35)で近似されることがわかった．

従って，式(4–35)の x を $t-t'$，N を $N-1$ で置き換え，さらに両辺に $(V/V_C)\phi_0(t')/E(t')$ を乗じることにより $C_\mu(t')$ および τ_μ が決定される．即ち，

$$\frac{1}{C_\mu(t')}=\begin{cases} a(n)\frac{V\phi_0(t')}{V_C\ E(t')}\tau_\mu & \mu<N-2 \\ 1.2a(n)\frac{V\phi_0(t')}{V_CE(t')}\tau_\mu & \mu=N-1 \\ -b(n)\frac{V\phi_0(t')}{V_CE(t')}\tau_\mu & \mu=N \end{cases},\ \tau_\mu=\begin{cases} 10^{\mu-1}\tau_1 & \mu\le N-1 \\ 10^{\mu+4}\tau_1 & \mu=N \end{cases} \quad (4\text{–}38)$$

となる．

また，粘弾性ポアソン比に関しては，現在まで幾つかの研究がなされてはいるが，特に定説は無いようである [Neville(1970)]．そのため，本研究では粘弾性ポアソン比は弾性ポアソン比に等しいと仮定し，材齢によらず0.17とした．

以上述べた手法によりコンクリートの弾性ひずみ，粘弾性ひずみ，塑性ひずみ，粘塑性ひずみを分離することが可能となった．このことは2章における理論モデル中の全ての材料パラメーターを求めることを可能にする．各ひずみ成分全ての値を表4.5に一覧で示す．

4.4.7 提案した手法の妥当性

前章で構築されたモデル並びに前節までで同定された材料パラメーターをそのまま用いて一軸圧縮繰り返し試験におけるコンクリート試験の応力―ひずみ関係を数値計算による再現を行った．解析は2次元平面応力状態で行われ，有限要素は4節点アイソパラメトリック要素とした．図4.14および図4.15に，ひずみ速度が $20\mu/\mathrm{sec}$ と $200\mu/\mathrm{sec}$，また，コンクリートの材齢それぞれ12時間，24時間，36時間，48時間それぞれの実験結果に対する計算結果を示す．図4.14および図4.15より計算結果と実験結果はよく一致していることが分かる．これらの計算例により，各ひずみ成分の分離手法の妥当性が示されただけでなく，粘弾性，粘塑性構成則の特性をより正確に検討することができる．本提案手法は繰り返し一軸圧縮試験を行うことのみで弾性，塑性，粘弾性および粘塑性ひずみを分離することが可能であり，特別な試験装置に頼ることなくこれらのひずみを分離することができる．さらに本提案手法は一般的な方法論であるため，任意の時間依存ひずみ硬化型摩擦材料に対しても適用可能である．従って，例えば本章では簡単なDrucker-Pragerの破壊構成則を用いて同定を行ったが，一般的な破壊構成則，例えばGuptaらによって提案された統一化塑性モデル [Gupta(1997)] であっても基本的には同様の方法で各ひずみ成分を同定することは可能であると思われる．

4.5 境界面モデルにおける破壊構成則および材料パラメータ

4.5.1 解析に用いた水平境界面における破壊構成則

本解析では式(3–4)で使用した水平境界面を表す降伏関数 F_s としてWuらによって提案された次式のような双曲線型の降伏関数を用いることにする [Wu(1993)]．

$$F_s = \sigma_{xz}^2 - (c^* - \sigma_{zz}\tan\phi^*)^2 + (c^* - \chi^*\tan\phi^*)^2 \tag{4–39}$$

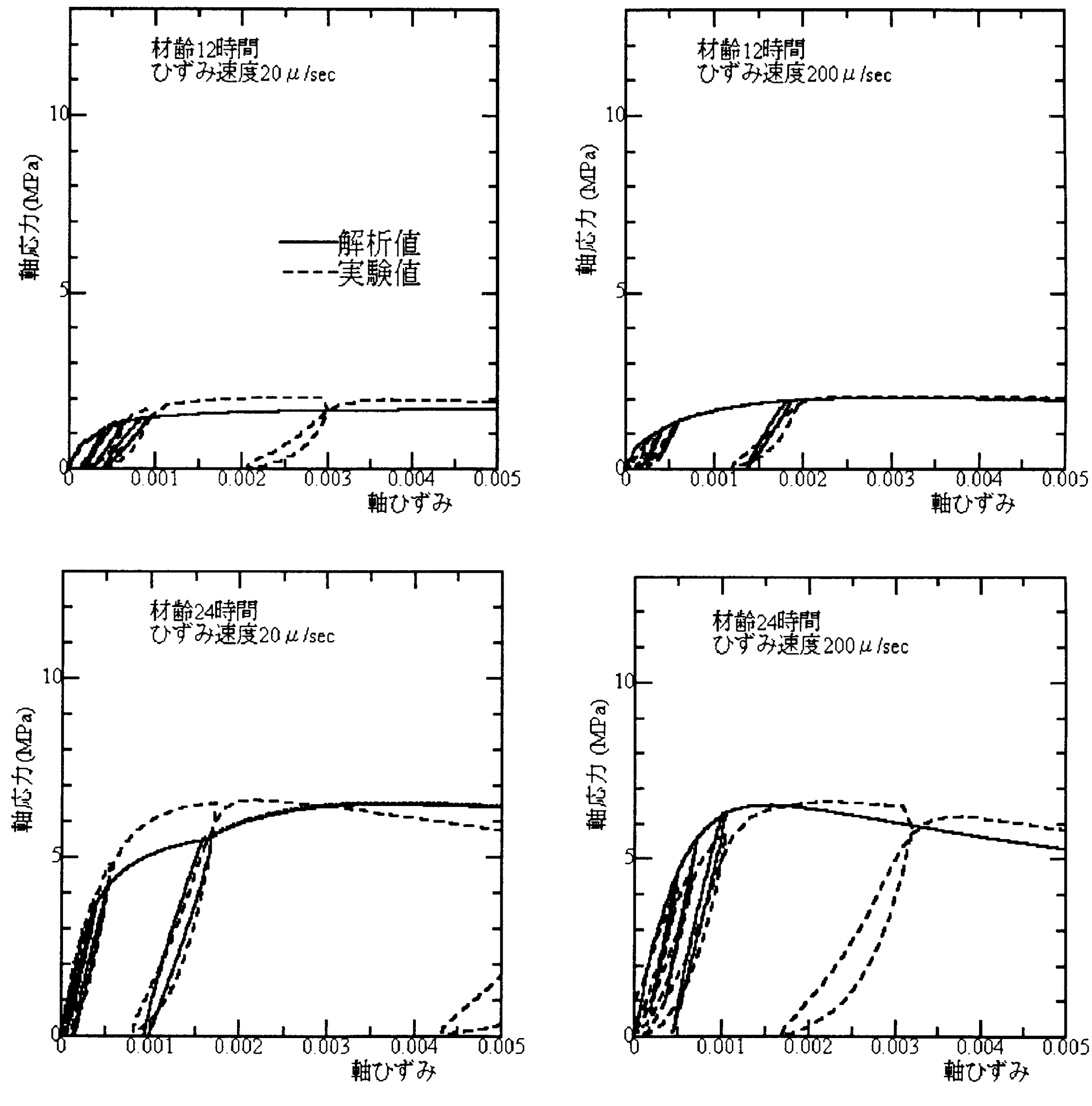

図 4.14: 一軸圧縮試験結果の再現 (材齢 12 時間および 24 時間)

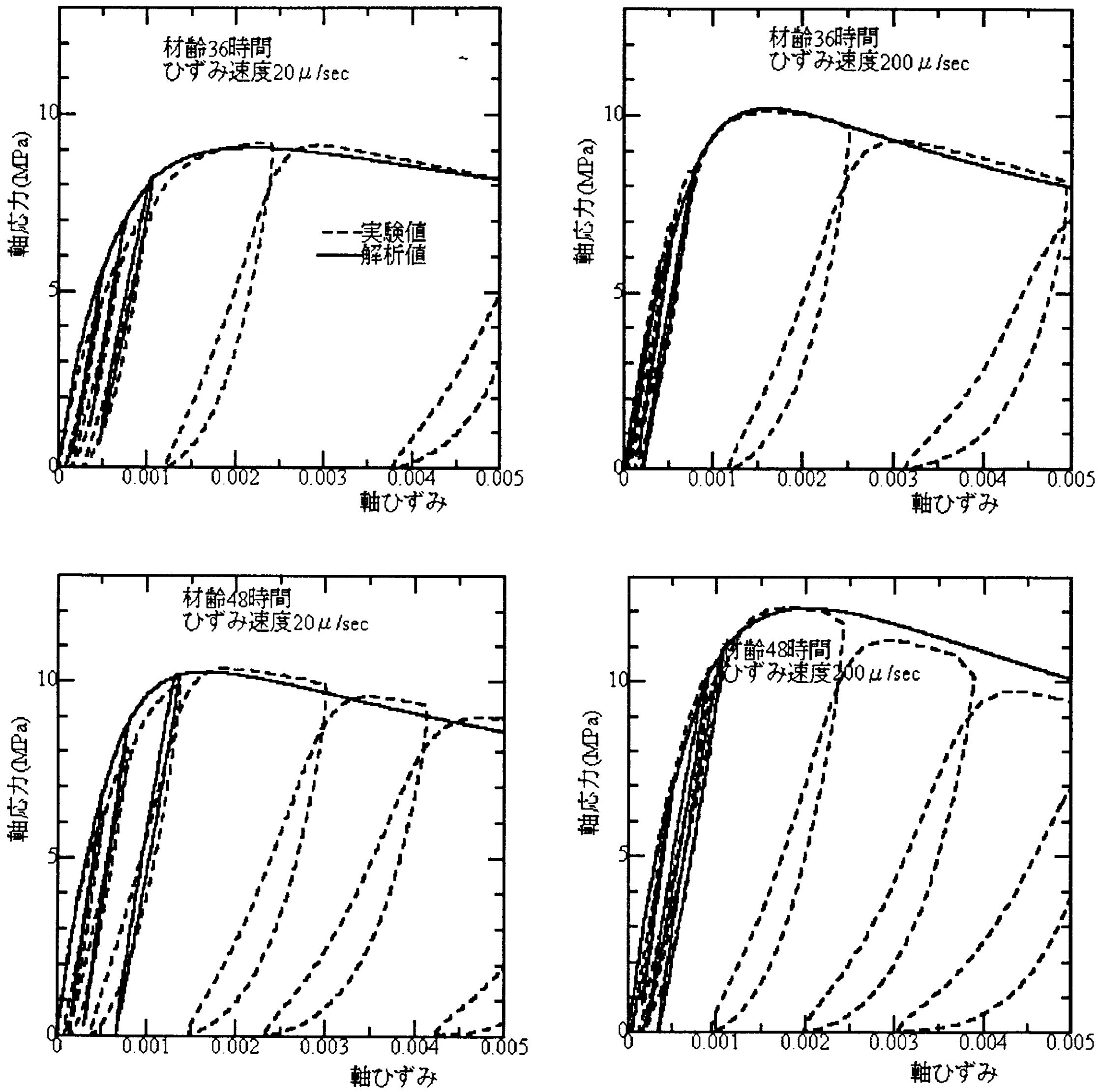

図 4.15: 一軸圧縮試験結果の再現 (材齢 36 時間および 48 時間)

ここで，c^* および ϕ^* は塑性仕事による損傷によって変動する水平境界面における粘着力および内部摩擦角であり，次式のような関係が成り立つとされている．

$$c^* = c_0 \exp[-(m\omega)^2]$$

$$\begin{array}{ll} \phi^* = \phi_0 + (\phi - \phi_0)\sqrt{2\omega - \omega^2} & \omega \leq 1 \\ \phi^* = \phi & \omega > 1 \end{array} \tag{4-40}$$

ここで，c_0 は降伏直後の粘着力，ϕ_0 および ϕ はそれぞれ降伏直後および終局時の内部摩擦角である．勿論これらの物性値は材齢に依存するであろう．また，

$$\begin{array}{ll} \chi^* = f_t(1-\omega) & \omega \leq 1 \\ \chi^* = 0 & \omega > 1 \end{array}$$

である．ここで，f_t は水平境界面における一軸引張強度である．式 (4–39) は任意の降伏後の応力状態に対して Convex（凸性）を満たしており，剥離問題のような圧縮引張領域が混在する問題に対しても塑性解析が可能である．

4.5.2 水平境界面における材料パラメータ

上述のように破壊構成則を与えるならば，水平境界面における材料パラメータは水平境界面における弾性剛性 k_{xz}, k_{yz} および k_{zz}，境界面の粘弾性成分を表す粘弾性関数や水平境界面の粘塑性成分を表す粘性係数に加えて，水平境界面における降伏直後の粘着力 c_0，降伏直後および終局時の内部摩擦角 ϕ_0 および ϕ，一軸引張強度 f_t および損傷の程度を表す材料定数 m となる．これらの材料パラメータについては物理的には意義があるものの，実験等により客観的に同定することは極めて困難である．そのため，以降の水平境界面モデルを用いての数値解析においてはこれらの材料パラメータは殆どの場合において推定値とした [石川 (1998)].

4.6 まとめ

本章では 2 および 3 章で構築した理論モデル中における材料パラメータの同定手法について述べた．得られた知見を以下に示す．

- 間隙率および透水係数の同定手法を示した．

- 応力依存性ひずみ成分即ち弾性，塑性，粘弾性および粘塑性成分の分離を繰り返し一軸圧縮試験結果により試み各ひずみにおける材料パラメータの同定手法を提案した．その結果，提案した弾性，塑性，粘弾性および粘塑性ひずみの分離手法は元の実験結果を精度良く再現しており，本提案手法の妥当性を示した．また提案した手法は一般的な方法論であり，時間依存ひずみ硬化型摩擦材料であれば任意の破壊構成則および材料に対して適用することが可能である．

- 境界面における材料パラメータについては本研究においては推定の域を脱し得ず検討の余地が十分存在しており，今後実験などにより客観的に求める必要がある．

5　遷移材齢時コンクリートのクリープ変形に関する考察

5.1　概説

一般に，コンクリート構造物の設計および解析等では，”一軸状態での一定持続圧縮載荷において発生する圧縮クリープひずみと一定持続引張載荷において発生する引張クリープひずみの絶対値は等しい”という仮定，即ち Davis-Glanville の法則 [Davis(1937), Granville(1939)] を認めている．ところがこの法則は極めて長期的な材齢で考える硬化コンクリートに対しては成り立つが，コンクリート打設後からの極めて短期的な材齢（おおよそ材齢にして 2 週間程度）の範囲では，この法則は成り立たないことが森本，後藤および入矢らによって実験的に確認されている [森本 (1993), 後藤 (1995), 入矢 (1998)]．さらに，遷移材齢時コンクリートでは，一定の一軸圧縮変位下での圧縮応力の緩和（圧縮レラクセーション）および一定の一軸引張変位下での引張応力の緩和（引張レラクセーション）もクリープと同様に異なることが森本らによって実験的に報告されている [森本 (1988)].

これらの現象はまだ理論的に解明されておらず，現在のコンクリートの設計に対するクリープの考え方というのは全て硬化コンクリートにおいて成り立っているクリープ関数をそのまま遷移材齢時コンクリートにあてはめようというものであった．

このような考え方は簡便ではあり，機能上さして厳密な変形予測をする必要のないコンクリート構造物に対しては有用であるのかも知れないが，遷移材齢時コンクリートの変形挙動を正確に予測しようとする見方をするならば，この考え方は遷移材齢時コンクリートの変形挙動を精度良く予測する上で最大の障害となっていたことは確かであろう．

遷移材齢時コンクリートは未水和水を多く含むことから，遷移材齢時コンクリートの圧縮および引張クリープの違いを解明する鍵は内部的な水分移動の影響を調べることにあると思われる．

本章では，まず，遷移材齢時のモルタル供試体に外力を作用させ，それによって生じる内部間隙水の流出量の測定実験 [石川 (1993)] を行い，水分移動が起こり得るかどうかの確認を行った後，過去なされた遷移材齢時のクリープ試験およびレラクセーション試験を基に構築された理論モデルを用いて，遷移材齢時コンクリートのクリープ変形に関する考察を行った．

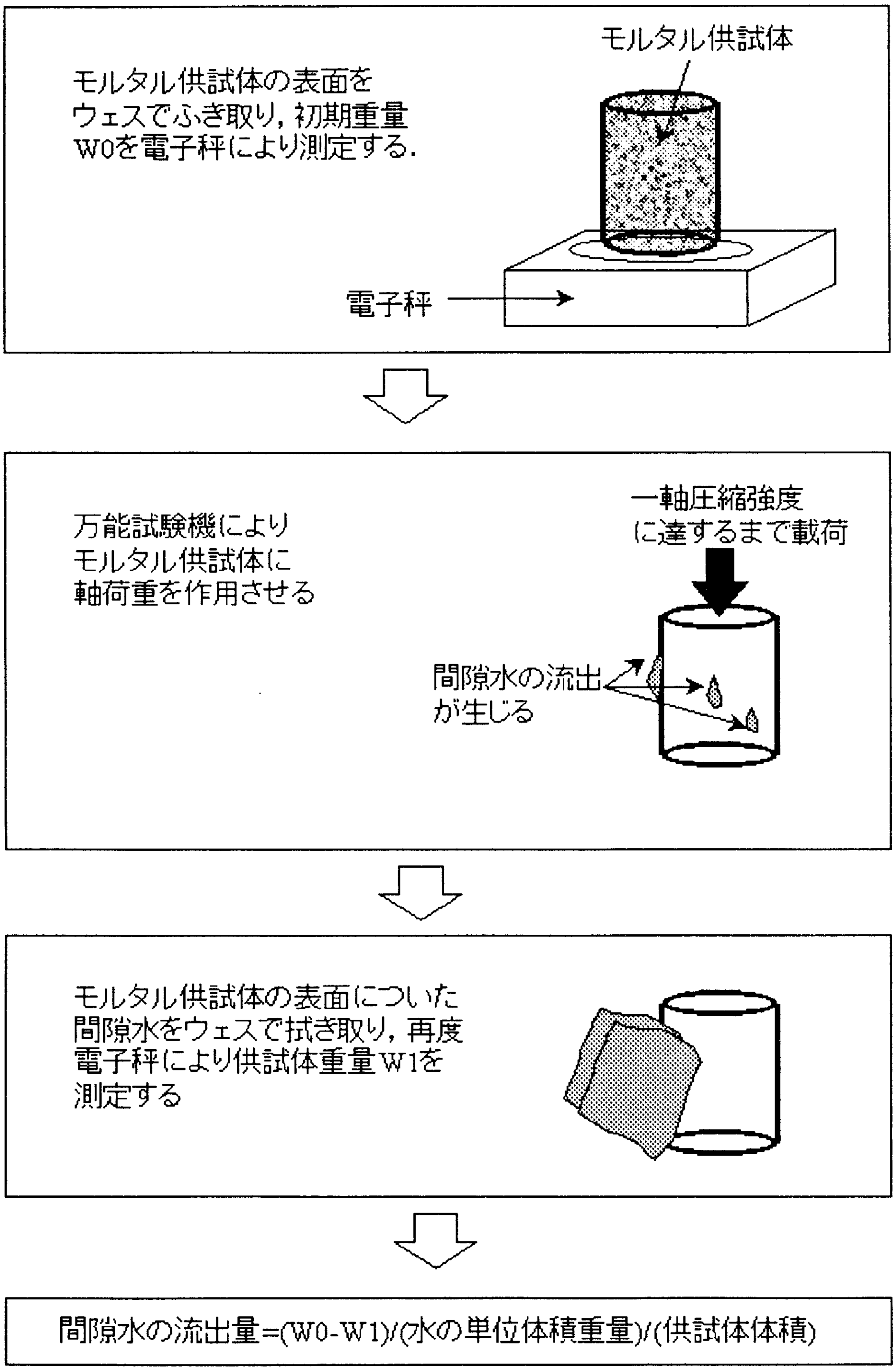

図 5.1: 荷重載荷下での遷移材齢時のモルタルにおける間隙水流出量の測定実験の流れ

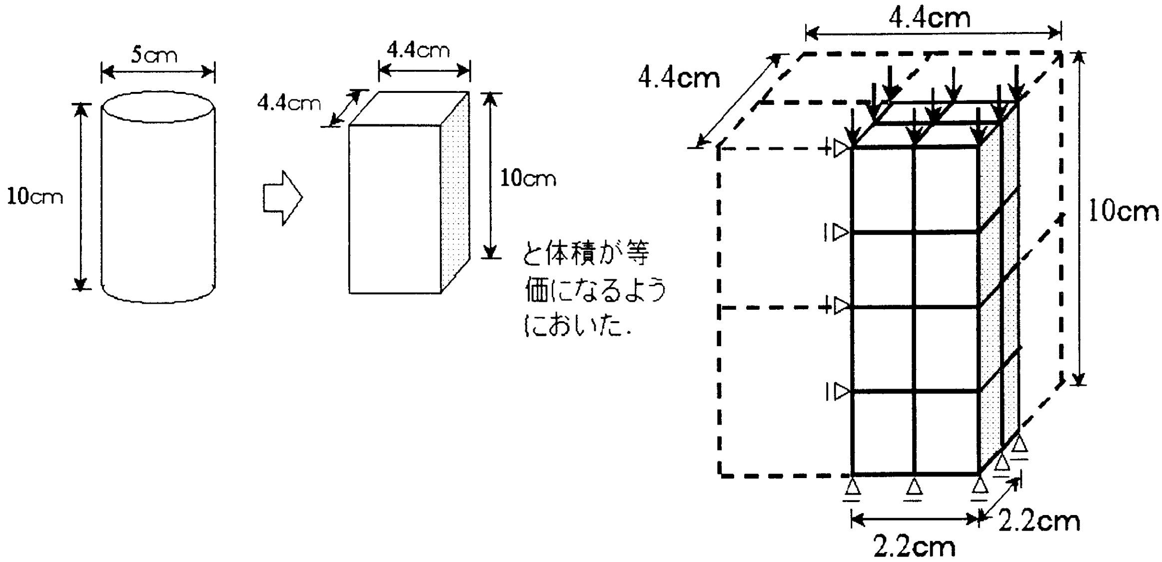

図 5.2: 供試体の理想化および解析モデル

5.2 遷移材齢時のモルタル供試体における荷重載荷下での間隙水流出量測定実験

遷移材齢時コンクリートクリープ特性の解明の鍵はコンクリート中の間隙水の移動の影響にあると思われる．しかしながら，その仮説は誤っているかも知れない．第一に，実際に遷移材齢時コンクリートに変形を与えた場合，間隙水が染みだしてこなかった場合は仮説は根本的に誤っていることになる．そこで図 5.1 に示すような遷移材齢時のモルタルにおける荷重載荷下での間隙水流出量の測定実験を行った [石川 (1993)]．モルタルで行った理由は，測定される間隙水の流出量はかなり小さいことが予想され，コンクリートで試験を行った場合，ばらつきの要因が大きくなるためと考えたからである．

まず $\phi = 5\mathrm{cm} \times 10\mathrm{cm}$ のモルタル供試体を作製した．$W/C = 63\%$ であり，単位セメント量は $368\mathrm{kg/m^3}$ および単位細骨材量は $1175\mathrm{kg/m^3}$ である．供試体は試験直前まで $20 \pm 3°\mathrm{C}$ の恒温水槽で水中養生した．材齢 1.5,1,1.5 および 2 日毎に供試体を水中から取り出し，乾いた布で拭き取り，0.01g の精度で測定可能な電子秤で質量を測定した．次に，万能試験機を用いて一軸状態で一定変位速度 $(1.0 \times 10^{-3}\mathrm{cm/s})$ で単調載荷した．荷重がピークに達したら，載荷を止めて再度乾いた布で供試体を拭いた．そして，再度電子秤で質量を測定した．

このような荷重作用下における間隙水の流出量の測定は現在まで全く行われておらず，極めて独創的な試験であることを付記しておく．

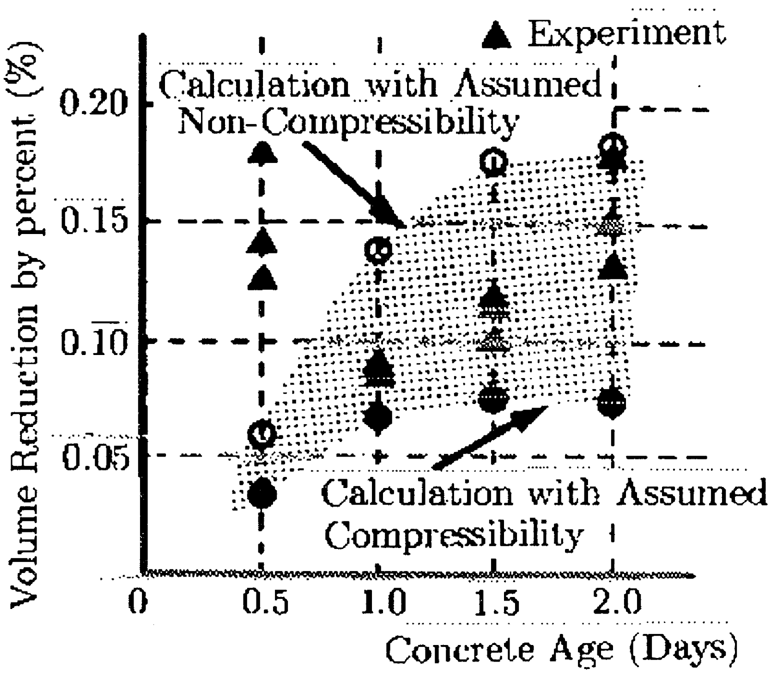

図 5.3: 流出量試験結果および解析結果

その結果を図 5.3 に示す．図 5.3 は各材齢と，流出量の供試体に対する体積比との関係を表しており，どの材齢でも約 0.1〜0.2% の流出量が存在することを示している．

各々のケースでの実験結果は比較的ばらつきが小さく抜き取りによる誤差は小さいと思われる．また，載荷中は勿論蒸発により質量が減少していくが，試験期間における蒸発による質量減少を測定したところ，載荷による質量減少に比べ非常に小さい値であったため，ここで得られた実験値は載荷による流出量であると考えてもよいと思われる．

以上の実験値に対して提案したモデルにより，解析を行った．解析モデルは図 5.2 に示すように円柱供試体を 3 次元直方体に理想化し用いた．要素は 8 節点アイソパラメトリック要素を用い，対称性を考慮して直方体の 1/8 部分のみを解析対象とした．但し，簡単のため，水和による収縮，粘弾性および粘塑性成分は考慮に入れていない．解析に用いた間隙率および透水係数は 3.2 節および 3.3 節で述べられた値をそのままモルタル供試体に適用した．塑性パラメータは一軸圧縮試験に解析解が適合するように定めた．境界条件として，供試体表面において間隙水圧は大気圧と等しいとした．解析では，外部からの流入は考慮しないため，供試体からの全流出量は，降伏に達し吸い込みが発生する以前までの流出速度と時間ステップとの積であると仮定した．

図 5.3，図 5.4 にそれぞれ流出量，流出速度，間隙水圧および全応力の解析結果を示す．

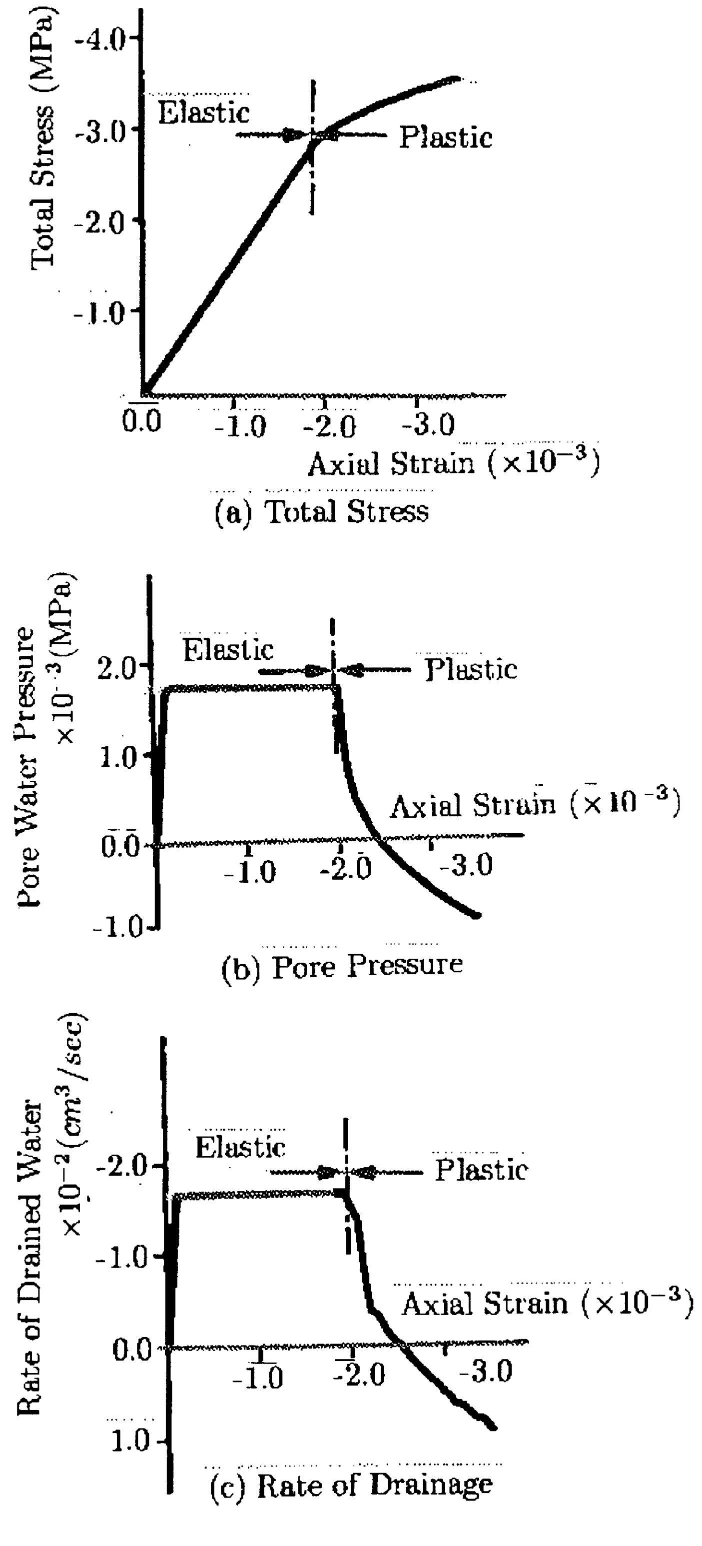

図 5.4: 流出速度，間隙水圧および全応力の解析結果

図 5.3 では実験値と重ねて示されている．流出速度は荷重を作用させるとすぐに発生し，その後一定値を保つ．しかし，降伏域に達すると，セメントペーストの塑性体積膨張のため速度はそれまでとは逆の方向に移行する．すなわち吸い込みを起こす．

材齢 0.5 日を除いて，実験結果は 2 つの解析曲線の間に存在している．一つは提案したモデルそのものである．もう一つは，セメントペーストおよび間隙水を完全に非圧縮であると仮定したものである．これは式 (2–77) の力の釣り合い式において $\xi = 0$ とし，さらに式 (2–89) の間隙水の質量保存則において $\xi = 0$，$k_f = \infty$ としたものである．

実験値と解析値は，同じオーダーの値となっている．また，材齢が経つにつれ実験値のばらつきがめだつが，解析値は滑らかな上昇曲線となっている．

以上より，遷移材齢時のモルタルにおいては荷重載荷下で間隙水の流出が起こることを実験的に確認し，構築したモデルでもある程度までは間隙水の流出量を予測しうることが示された．従って遷移材齢時コンクリートにおいても荷重を作用させた場合にも同様の現象が起こると思われる．

5.3 圧縮クリープに関する解析的考察

本節では，電力中央研究所で行われた遷移材齢時コンクリートの圧縮クリープ試験 [原口 (1976)] に対して解析的検討を行う．電力中央研究所におけるクリープ試験の概要を以下に記す．試験装置は図 5.5 に示すとおりであり，オイルジャッキに油圧を送り一定荷重に保持し試験は実施されている．油圧の発生，停止は全て自動的に制御される構造となっている．

この試験で用いられた配合は $W/C = 49\%$,$s/a = 40\%$ であり，単位セメント量，単位水量，単位細骨材量および単位粗骨材量はそれぞれ 339kg/m^3,166kg/m^3,730kg/m^3 および 1063kg/m^3 である．また，粗骨材最大寸法は $40mm$ である．供試体は ϕ = 15cm×30cm であり，それは打設後 5 時間後に脱型され，銅缶に入れられ直ちに蓋を半田で取り付けられている．但し，コンクリート供試体と銅缶の隙間には何ら処理は施されてはいない．所定の材齢まで $20°C$ の恒温室で養生がなされた後，供試体は材齢 0.69,1 および 3 日後に，それぞれ 1.0,2.0 および 2.5MPa の応力レベルに達するまで載荷されている．それぞれの，一軸圧縮強度に対する荷重の比はそれぞれ 45%,38%,22% である．

クリープ試験結果を図 5.9 に示す．これらの結果の最も支配的な特徴は，載荷直後，数時間の間でクリープひずみが急激に発生し，次に一定値を保った後，さらに徐々に増加することである．

以上の問題を提案したモデルにより検討を行った．解析モデルは図 5.8 に示すとおりで

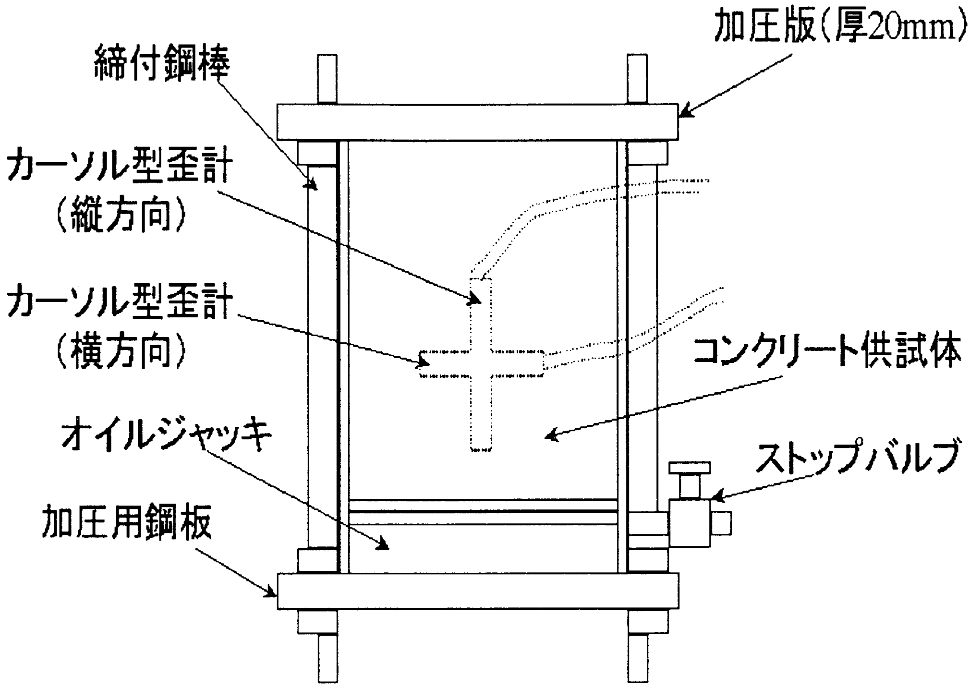

図 5.5: クリープ試験装置（電力中央研究所）[原口 (1976)]

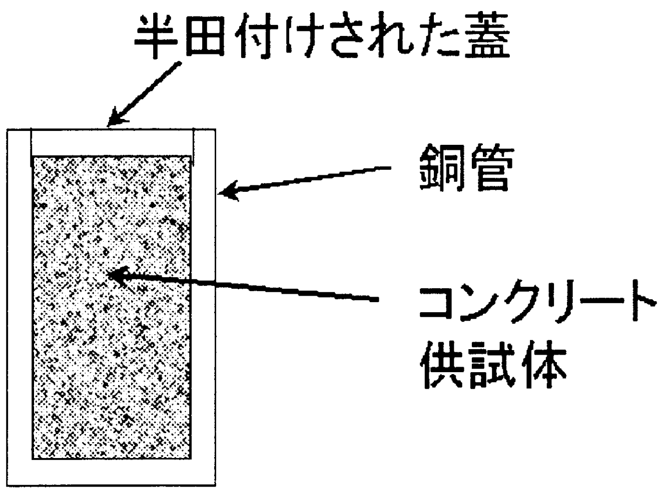

図 5.6: クリープ試験供試体

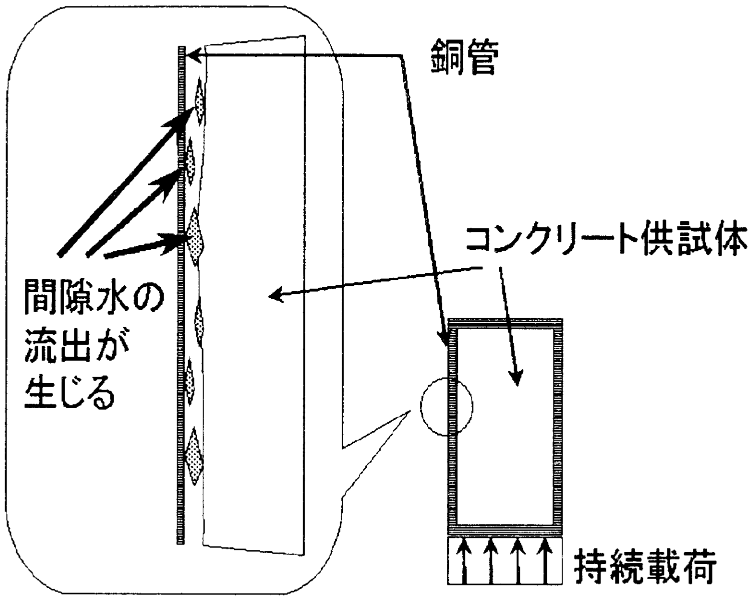

図 5.7: 銅缶とコンクリート供試体間における間隙水の流出

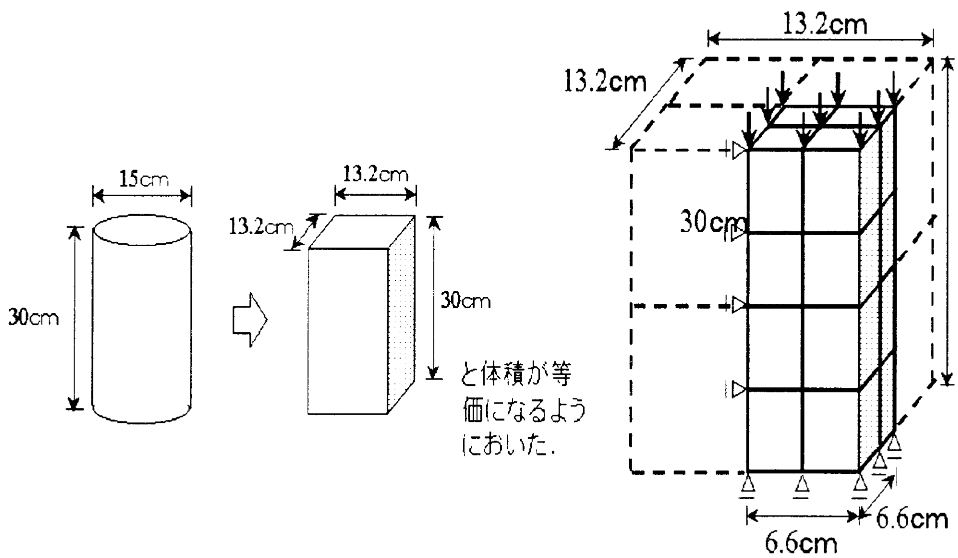

図 5.8: 圧縮クリープ試験に対する解析モデル

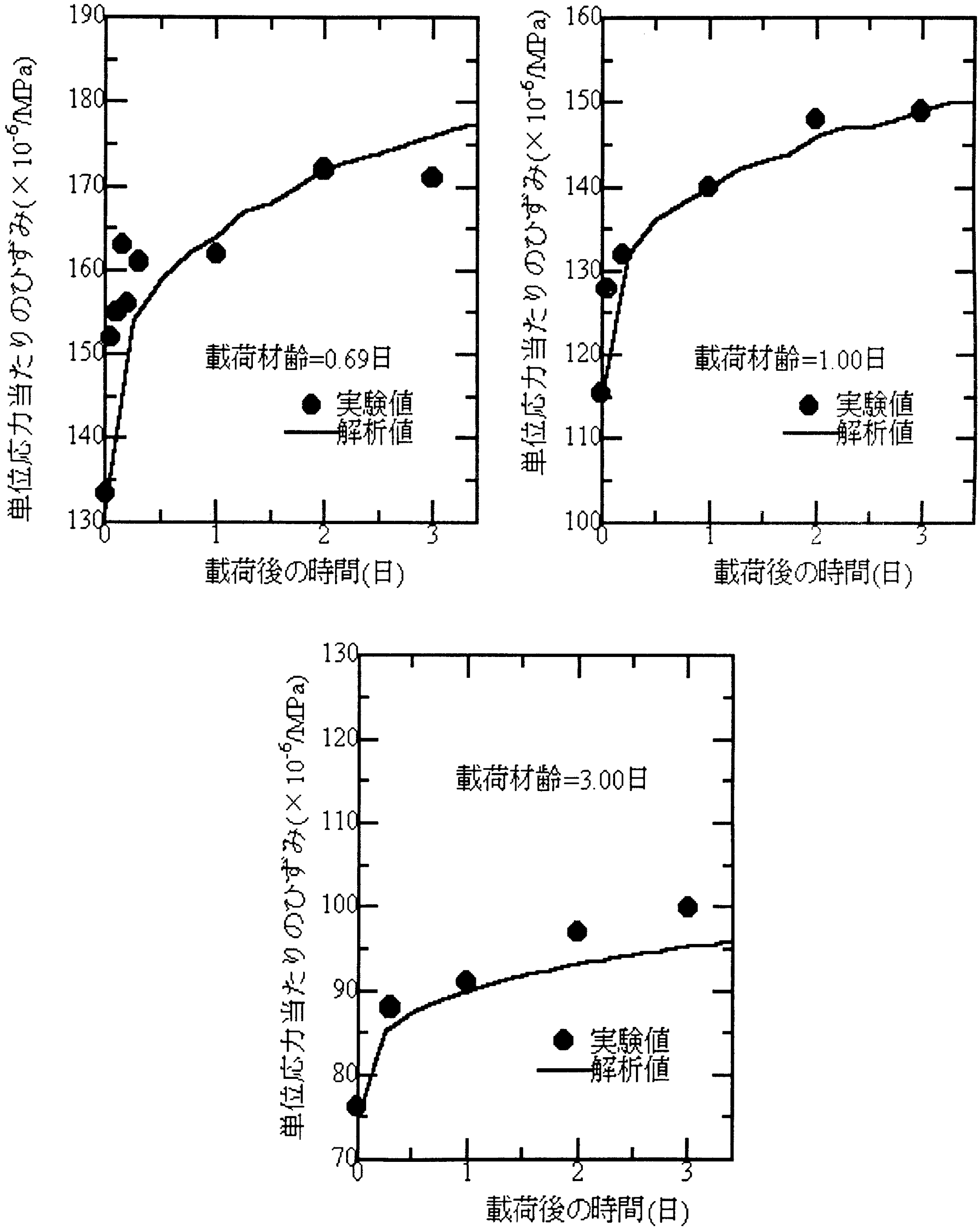

図 5.9: 電力中央研究所における遷移材齢時コンクリートのクリープ試験結果 [原口 (1976)] および提案したモデルによる解析結果

ある．実験結果を解析する際，簡単のため水和による間隙水の体積減少は考慮に入れなかった．間隙率および透水係数は3.2および3.3節で述べたように与えた．3.4節の粘弾性のパラメータにおいては次式で与えた．

$$\phi_0(t') = 0.23t'^{-0.14} \quad , \quad m = 0.3 \tag{5-1}$$

また，弾性係数は載荷瞬間時の変形に適合するように与えた．また，今回の試験は載荷応力レベルが22〜45%の間にあり，塑性および粘塑性変形が発生する臨界点付近となっているが，本解析では簡単のため，塑性および粘塑性ひずみは発生しないと仮定した．

間隙水に関する境界条件は排水条件とした．その理由は，図5.7に示すようにコンクリート供試体は銅の缶に半田で密封されており，銅の缶から外へのコンクリート供試体の内部間隙水の蒸発は防げるが，銅の缶とコンクリート供試体間は特に処理が施されてはいないため，その間では4.2節に示したように間隙水の流出が生じると思われる．

図5.9に試験結果と重ねて解析結果を示す．どの解析ケースにおいても，載荷後数時間で，クリープひずみが急激に発生し，その後は徐々に増加している．言い換えるならば，載荷後発生した間隙水圧は，間隙水の流出によって急激に有効応力に変換され，急激にクリープひずみが発生する．そして間隙水の流出が生じなくなると，粘弾性ひずみ成分のみが卓越して発生する．さらに，解析結果は実験値を良く捉えていることがわかる．

しかし，ここまでの議論では，遷移材齢時コンクリートの圧縮および引張クリープ変形の違いは間隙水の影響であるとは強くは言えない．次節で引張クリープ試験に対しても解析を行い，更に検討することにする．

5.4 圧縮クリープおよび引張クリープの違いに関する解析的考察

前節で検討を行った電力中央研究所によるクリープ試験は圧縮クリープのみに対して行われているが，一般的に遷移材齢時の圧縮クリープと引張クリープ両方を行った実験は非常に数少ないことが現状である．その中で代表的な研究は後藤らの研究[後藤(1995)]や森本らの研究[森本(1993)]である．本研究では後藤らおよび森本らによる遷移材齢時での引張および圧縮クリープ試験を基に圧縮クリープと引張クリープの違いに関して検討を行う．図5.11に後藤らによって行われた圧縮および引張クリープ試験装置を示す．後藤らの実験では，供試体は$\phi = 10 \times 20cm$の円柱供試体である．配合は$W/C = 45\%, s/a = 44.6\%$であり，単位セメント量，単位水量，単位細骨材量および単位粗骨材量はそれぞれ382kg/m^3,172kg/m^3,762kg/m^{3}および983kg/m^{3}である．載荷材齢は3日であり，$40°C$，$R.H = 100\%$の状態で試験は行われている．また，水分の逸散を防ぐため供試

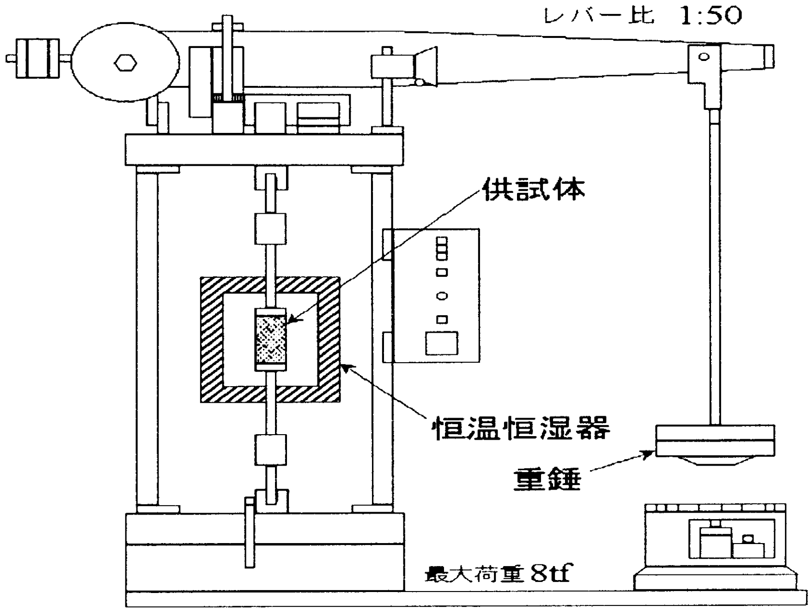

図 5.10: 後藤らによる遷移材齢時コンクリートの圧縮および引張クリープ試験装置概要 [後藤 (1995)]

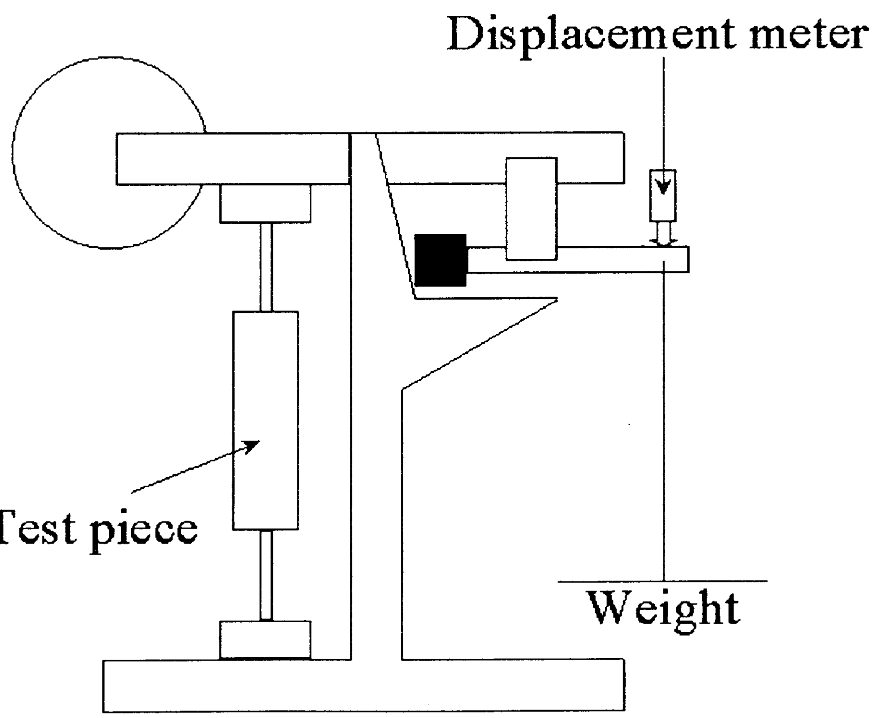

図 5.11: 森本らによる遷移材齢時コンクリートの圧縮および引張クリープ試験装置概要 [森本 (1993)]

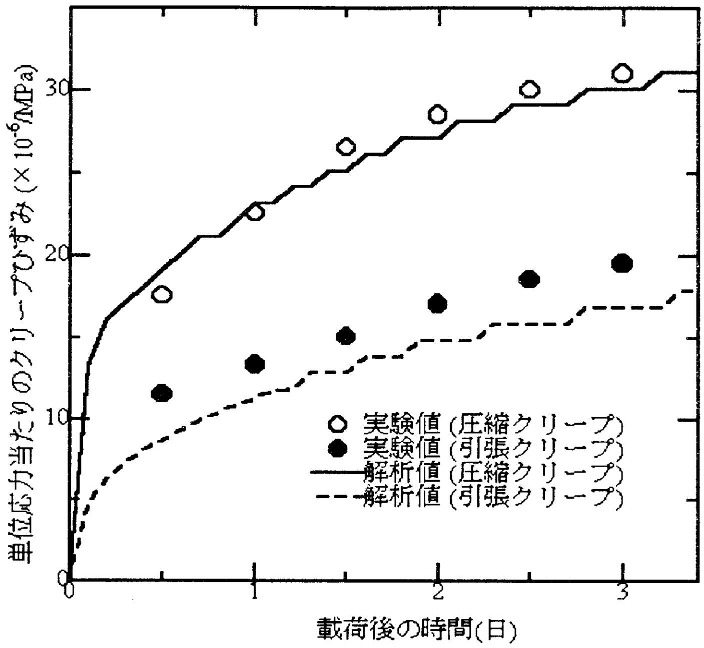

図 5.12: 後藤らによる遷移材齢時コンクリートの圧縮および引張クリープ試験結果 [後藤 (1995)] および解析結果

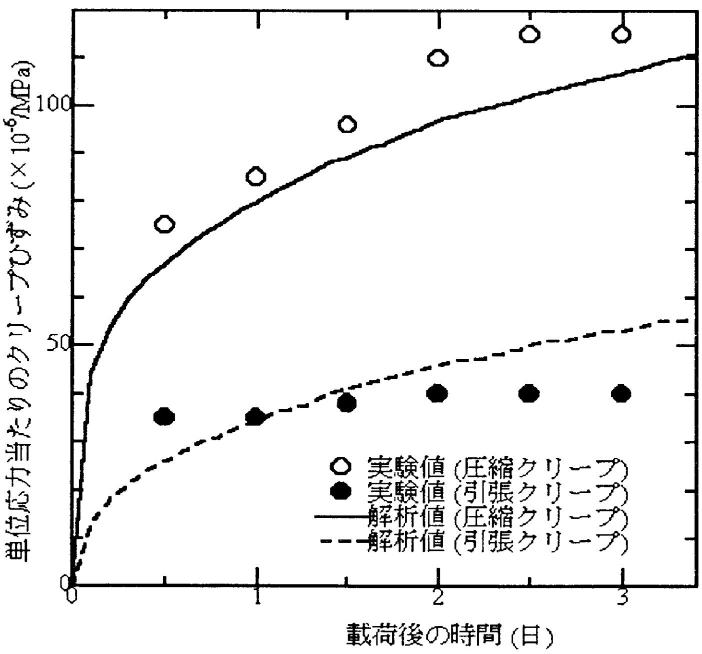

図 5.13: 森本らによる遷移材齢時コンクリートの圧縮および引張クリープ試験結果 [森本 (1993)] および解析結果

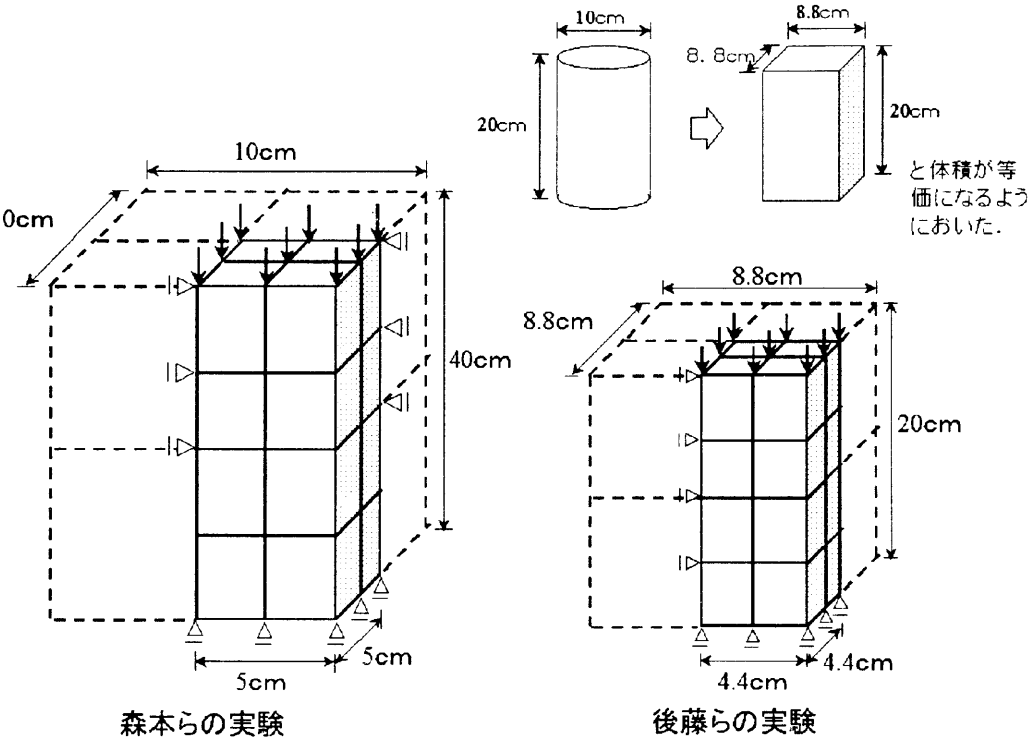

図 5.14: 圧縮および引張クリープ試験に対する解析モデル

体表面にはアルミテープが貼り付けられている．また，載荷応力レベルは引張および圧縮とも 10%〜30% である．

また，図5.10 に森本らによって行われた圧縮および引張クリープ試験装置を示す．森本らが実施した実験では，供試体は圧縮クリープ試験では$10\times10\times38cm$，引張クリープ試験では$10\times10\times40cm$ の角柱供試体である．配合は$W/C = 59.3\%$,$s/a = 45\%$ であり，単位セメント量，単位水量，単位細骨材量および単位粗骨材量はそれぞれ 280kg/m^3,166kg/m^3,824kg/m^3 および 1040kg/m^3 である．載荷材齢は 3 日であり，$20°C$，$R.H = 70\%$ 以上の状態で試験は行われている．また，水分の逸散を防ぐため供試体表面にはアルミテープが貼り付けられている．また載荷応力レベルは引張クリープでは一軸引張強度の 40% 程度，圧縮クリープでは一軸圧縮強度の 5% 程度である．

図 5.13 に各々の実験結果を示す．後藤らの実験においては圧縮クリープひずみが引張クリープひずみの約 1.7 倍程度，また森本らの実験結果においては圧縮クリープひずみが引張クリープひずみの約 2.5 倍程度発生していることがわかる．

以上に示した実験結果に対して提案したモデルにより解析的検討を行った．解析モデルは図 5.14 に示すとおりである．解析を行う際，水和による体積収縮の影響は考慮に入れなかった．また，透水係数および間隙率は 3.2 節および 3.3 節に示す方法で決定した．

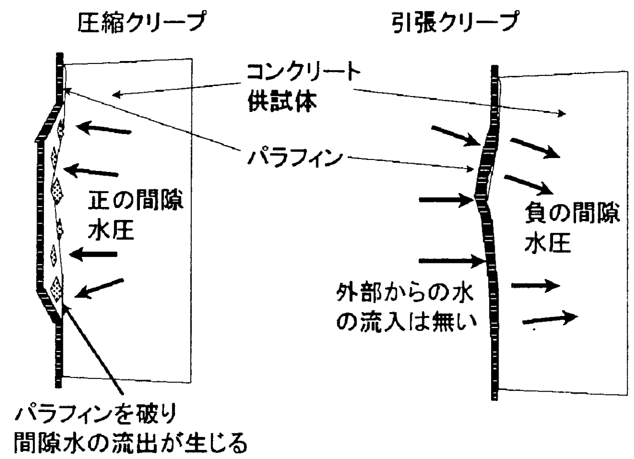

図 5.15: 圧縮クリープと引張クリープでの排水条件の違い

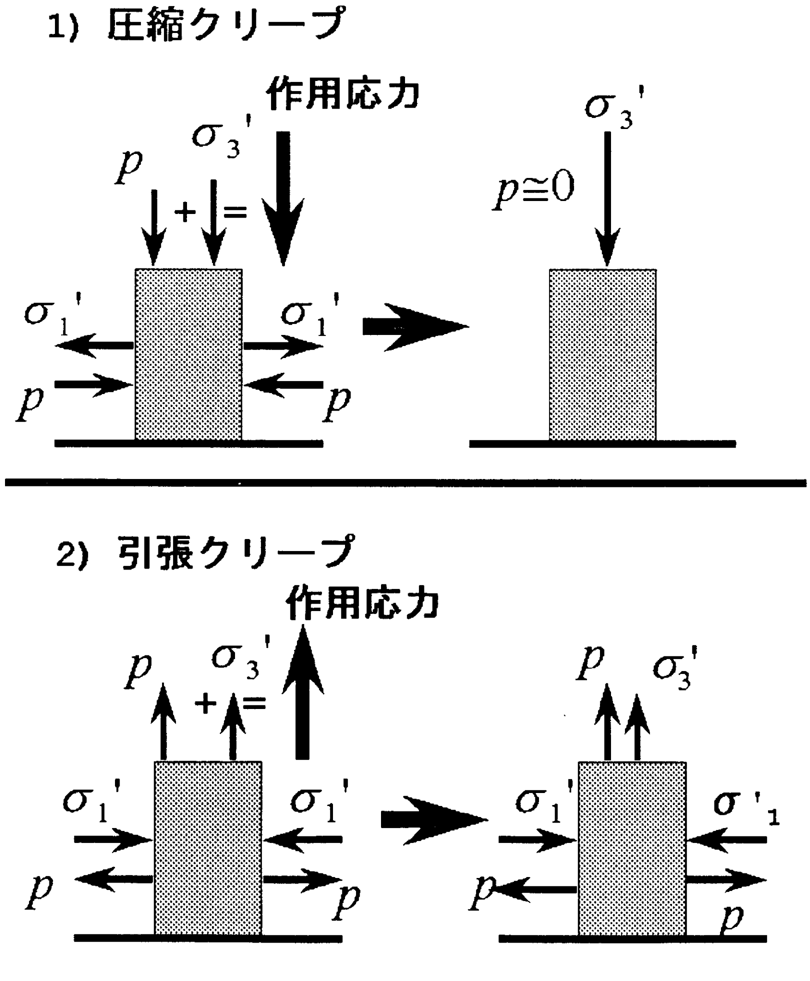

図 5.16: 圧縮および引張クリープにおける応力発生の違い

．また，式(3-13)の$\phi_0(t')$およびmは，両方の実験結果が載荷材齢3日のみということもあり，後藤らの実験においては$\phi_0(t') = 0.21$および$m = 0.35$とし，森本らの実験においては$\phi_0(t') = 0.30$および$m = 0.35$とした．また，両方の実験結果に対して載荷直後発生する塑性および粘塑性変形は載荷応力レベルが高々40%であるため，簡単のため考慮しないことにした．弾性係数は実験結果に適合するように定めた．

間隙水に関する境界条件は圧縮クリープの解析では表面を大気圧に等しいとしたことに対し，引張クリープの解析では完全非排水条件とした．一般に，クリープ試験においては圧縮および引張ともにコンクリート供試体表面からコンクリート内部の間隙水が散逸しないようにアルミテープやセロフィン等でコンクリート供試体表面をコーティングする．ところが，圧縮載荷においては4.2節で述べたような現象が起こるため，図5.15に示すようにコンクリート内部の間隙水は，アルミあるいはセロフィンによるコーティングを押し破るような現象もまた生じ得る．一方で，図5.15に示すように引張クリープでは逆にコンクリート供試体への水の流入があり得るが，コーティングされたコンクリート供試体周りには水が存在しないため，コンクリート内部の間隙水の移動は起こり得ないと考えられる．即ち，圧縮クリープの場合は表面からの間隙水の流出が許されるが，引張クリープの場合はそれが許されないということである．

解析結果を図5.13に実験結果と重ねて示す．全体的に解析値は実験値を良く捉えている．図5.16に示すように圧縮クリープでは載荷後急激に内部に間隙水圧が発生し，載荷時間が経るにつれ，間隙水の排水と共にその間隙水圧は急激に有効応力に遷移していく．一方引張クリープでは，排水が行われないため，載荷期間常に内部に間隙水圧が発生したままであり，そのため，コンクリート骨格に作用する有効応力は圧縮クリープと引張クリープとでは全く異なる．故に遷移材齢時における圧縮および引張クリープ変形の違いは主として間隙水のコンクリート表面からの排水の有無にあることが解析的に確認された．

4.3および本節で検討した遷移材齢時コンクリートのクリープ試験における載荷応力レベルは高々50%弱であり，クリープ変形の検討としてはその点において未だ不十分である．そこで次節で応力レベルが高いケースと低いケースで行われている実験結果を基に検討を行う．

5.5　応力レベルの違いにおけるクリープ変形に関する考察

森本らは載荷応力レベルを様々に変えた遷移材齢時コンクリートのレラクセーション試験を行っている．これはクリープ試験とは異なるが，クリープ変形とレラクセーション挙動は基本的には同一のものであるため，本研究では森本らのレラクセーション試験

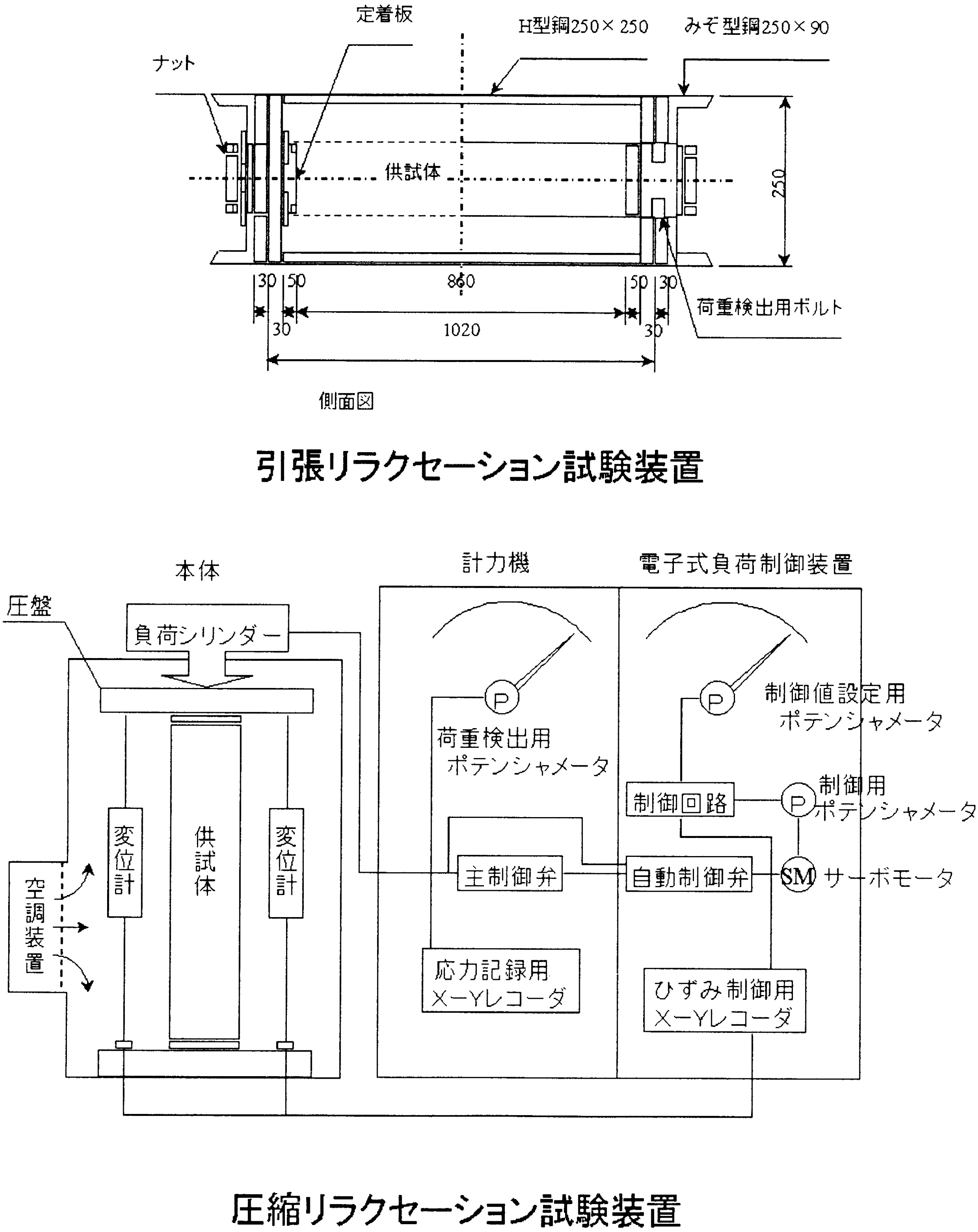

図 5.17: 森本らによる圧縮および引張レラクセーション試験装置概要 [森本 (1988)]

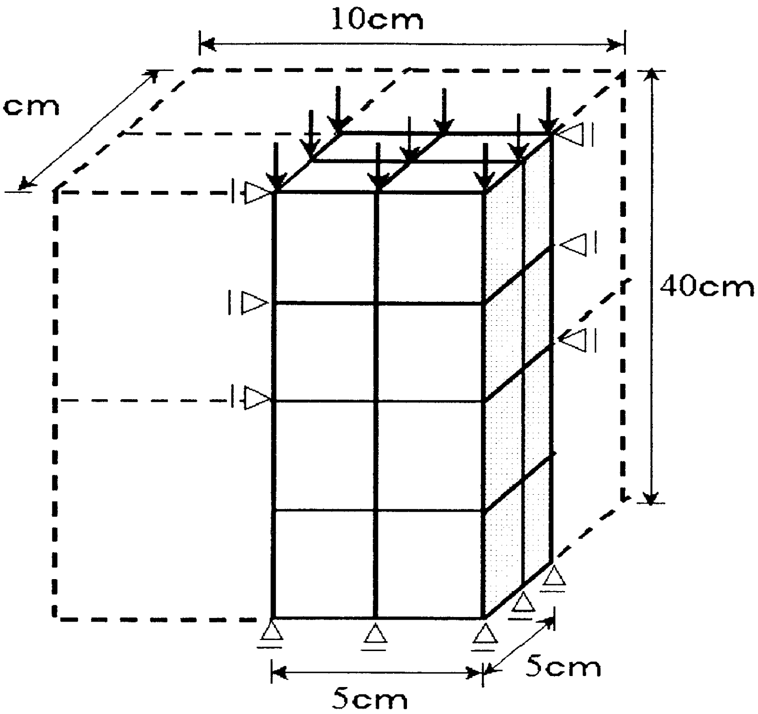

図 5.18: 圧縮および引張レラクセーション試験に対する解析モデル

[森本 (1988)] を基に応力レベルの違いによるクリープ変形に対して検討を行う.

図 5.17 に森本らによる圧縮および引張レラクセーション試験装置を示す．森本らの実験では，引張レラクセーション試験に対しては 10cm×10cm×86cm の供試体，圧縮レラクセーション試験にたいしては 10cm×10cm×40cm の供試体が用いられている．配合は $W/C = 50\%, s/a = 44\%$ であり，単位セメント量，単位水量，単位細骨材量および単位粗骨材量はそれぞれ 346kg/m^3,173kg/m^3,790kg/m^3,996kg/m^3 である．供試体は 20°C, $R.H. = 90\%$ の恒温室で蒸気養生され，材齢 1,3,7,28 日後にそれぞれ引張レラクセーションおよび圧縮レラクセーション試験が行われている．引張レラクセーションにおいては，初期載荷応力レベルは一軸圧縮強度の 30%, 30%〜50%, 60% 以上，圧縮レラクセーションにおいては，初期載荷応力レベルは一軸圧縮強度の 30%, 50%, 80% である．供試体を恒温室から取り出した後，供試体内部の水が蒸発しないように，供試体はパラフィンでコーティングされている．また試験の間は，室温は 20°C に保たれている．

実験結果を図 5.19 に示す．引張レラクセーション試験結果における応力緩和は圧縮レラクセーション試験におけるそれよりもかなり小さくなっていることがわかる．また，引張および圧縮レラクセーション試験結果いずれにおいても応力レベルによる応力緩和の違いは殆ど見られないことがわかる．特に圧縮レラクセーションでは実験ケースにおいて初

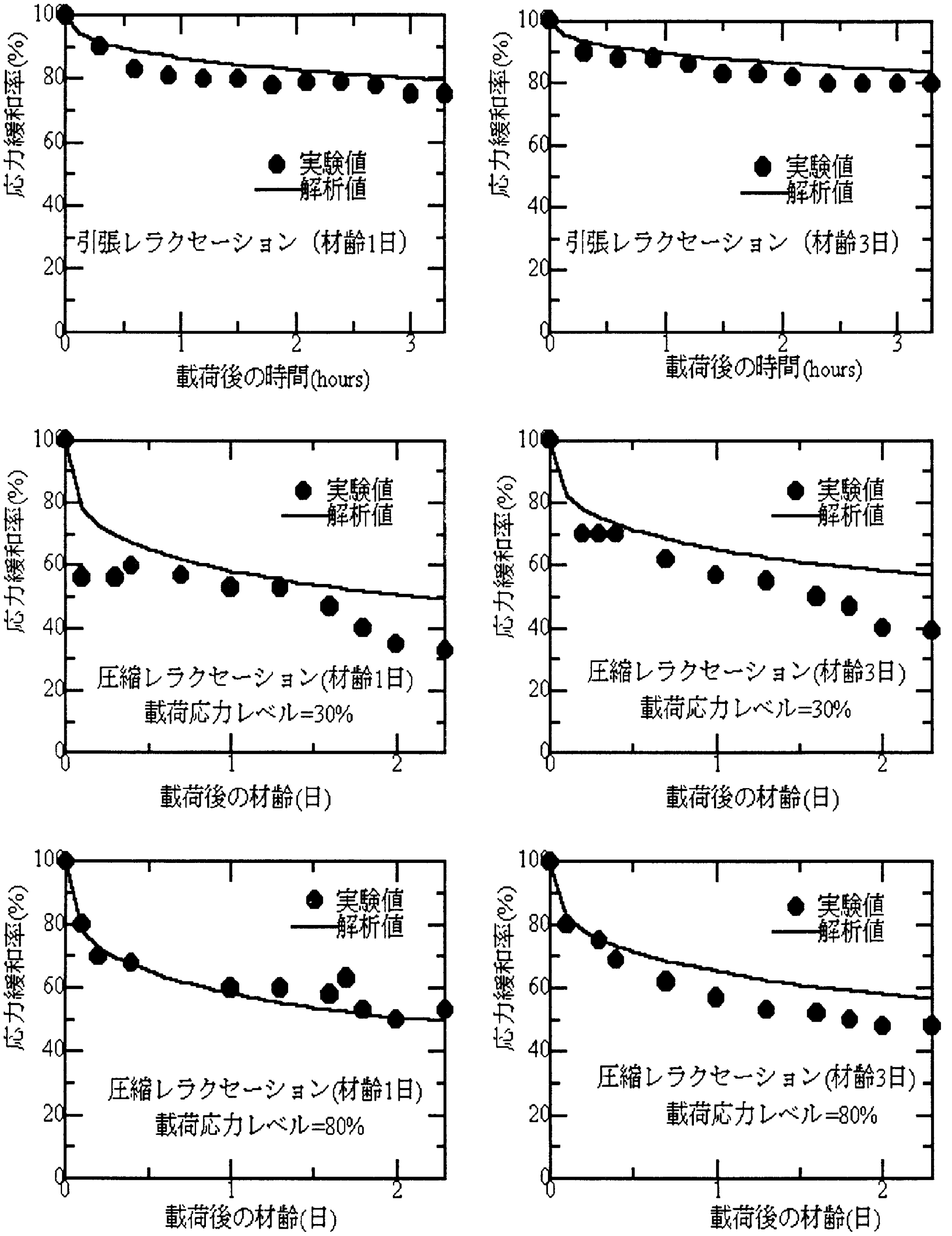

図 5.19: 森本らによる圧縮および引張レラクセーション試験結果 [森本 (1988)] および提案したモデルによる解析結果

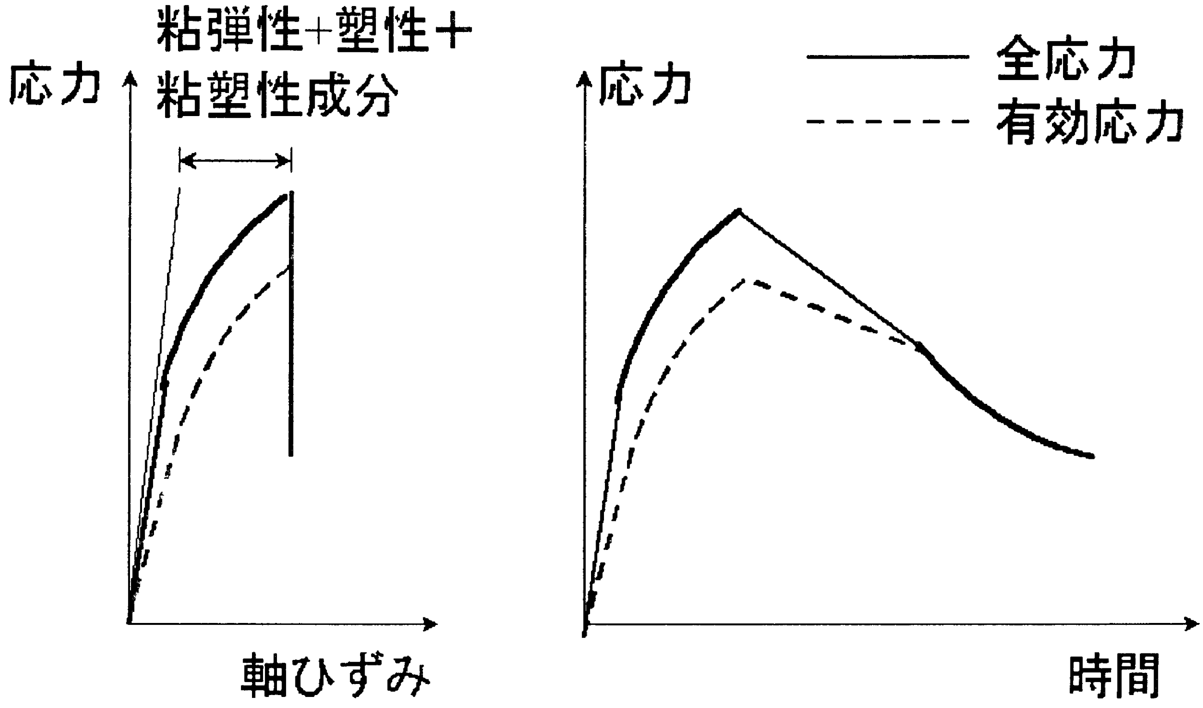

図 5.20: 解析における載荷瞬間での有効応力と全ひずみの関係

期載荷応力レベルが一軸圧縮強度に対して 30% と 80% とかなり異なっているにも拘わらず両者は殆ど同じ応力緩和となっている．

4.4 節に述べた方法と全く同じ方法論で解析を行い，図 5.19 に解析結果を実験結果と重ねて示す．解析モデルは図 5.18 に示す通りである．但し，粘弾性における材料パラメータにおいては載荷材齢 1 日では $\phi_0(t') = 0.75$ および $m = 0.4$ とし，載荷材齢 3 日では $\phi_0(t') = 0.55$ および $m = 0.40$ とした．粘塑性パラメータおよび塑性パラメータは簡単のため 3.4 節で同定された値を用いた．解析値と実測値は良く一致している．載荷材齢 1 日および材齢載荷応力レベルが 80% の圧縮レラクセーション試験の解析における全応力および有効応力と全ひずみの関係を図 5.20 に示す．これはレラクセーション圧縮試験を行う際の所定変位までの載荷状況を表している．本解析では所定の変位に達するまでの載荷時間を大体 1.0×10^{-4} 日としたが，その間において塑性ひずみおよび粘塑性ひずみが発生していることが解る．そして，所定の変位に達した後は，有効応力，全応力経路は共に除荷側に移行する．そのため，所定の変位に達した後は塑性および粘塑性ひずみは全く発生しない．故に実際の現象としてはレラクセーション試験を開始した直後，供試体内部の有効応力および全応力は共に除荷され，結果として粘弾性成分の影響により応力緩和が生じていると考えられる．他のケースにおいても同様な現象が生じていると思われる．

5.6 まとめ

本章では，遷移材齢時コンクリートのクリープ変形について解析的な考察を行った．まず，遷移材齢のコンクリートのクリープ変形にはコンクリート中の間隙水が影響を及ぼすであろうと仮説をたて，その確認を行う意味で遷移材齢時のモルタルを対象に荷重載荷下での間隙水の流出量測定実験を行った．そして，既往のクリープ試験およびレラクセーション試験結果を基に，提案したモデルにより解析的な検討を行った．その結果以下のような知見が得られた．

- 荷重載荷下での遷移材齢時のモルタルにおいては間隙水の流出が実際に起こることを実験的に確認した．このことは遷移材齢時コンクリートにおいても同様に起こり得る．
- 遷移材齢時コンクリートの載荷材齢極初期における圧縮クリープの急激な増加は主として間隙水の排水現象によることが解析的に示された．
- 遷移材齢時コンクリートにおける圧縮クリープおよび引張クリープの違いは主として間隙水の排水の有無によることが解析的に示された．
- 圧縮レラクセーション試験において，応力レベルが大きい場合は試験前の変位を作用させる時点で塑性および粘塑性変形が生じている可能性があることを解析的に示唆した．
- 遷移材齢時コンクリートの圧縮および引張レラクセーション現象は載荷応力レベルによらず主として間隙水の排水の有無および粘弾性成分の影響によることが解析的に示された．

6　材齢極初期のコンクリートの変形挙動に関する理論的考察

6.1　概説

従来の温度応力等の初期変形の予測に対する変形解析モデルは弾性解析もしくはクリープ変形を考慮に入れたとしても有効弾性係数を用いることによる等価線形弾性解析の域を脱し得なかった．そのため，従来の変形解析においては材齢極初期からコンクリートを固体としてみなしていた．ところがここまでの本研究の成果によれば，2および3章で述べたように遷移材齢時コンクリートは粘弾性および粘塑性などの粘性や物性値の時間依存性の影響を極めて大きく受ける．実際現象としては材齢極初期においては型枠によりコンクリート構造物を支持しない場合は，コンクリートが自立しないことは自明である．

一方，打設したコンクリート中に自己収縮が生じ材齢がある程度経過すると局所的に初期欠陥が現れることが経験上確認されている．この初期欠陥はひび割れのような類のものではなく，初期欠陥個所にバイブレータをかけることにより解消されるが，初期欠陥の発生する場所は余程熟練した技術者でないとわからないともいわれている．以上の現象は現在までは理論的に全く解明されていないが，粘性や物性値の時間依存性がその原因となっている可能性は極めて高いと思われる．

本章では，まず，粘弾性および粘塑性などの粘性や物性の時間依存性を考慮したコンクリートの変形挙動に関する数値解析を行い，材齢極初期のコンクリートの時間依存挙動について検討した．そして型枠の拘束の影響を線形バネと捉えることにより型枠剛性のモデル化を行い，2および3章で構築した遷移材齢時コンクリートモデルに型枠の影響を加えて自重による変形解析を打設直後より行い，型枠の拘束が及ぼす影響について解析的に検討を行った．最後に，打設直後から自己収縮を受ける材齢極初期のコンクリートの局所的な初期欠陥に関する解析的な検討を行った．

6.2　遷移材齢時コンクリートの粘性挙動に関する数値解析例

先に述べた理論モデルおよび材料パラメータを用いて，遷移材齢時コンクリートの簡単な初期応力問題に対する数値解析を行った．解析は2次元平面応力状態で行った．但し，簡単のためここでは間隙水の移動や水和反応による体積収縮および温度変化は考慮に入れていない．まず，図6.1に示すような初期ひずみに対する残留応力を計算した．この問題では，水和反応による膨張による拘束の影響を有効ひずみとして与えるものであり，2日間までに600μのひずみを与え，その後4日まで減少させ，ひずみを0に戻すことにより，水和反応による温度の上昇および下降をシミュレートしている．その間のコンクリー

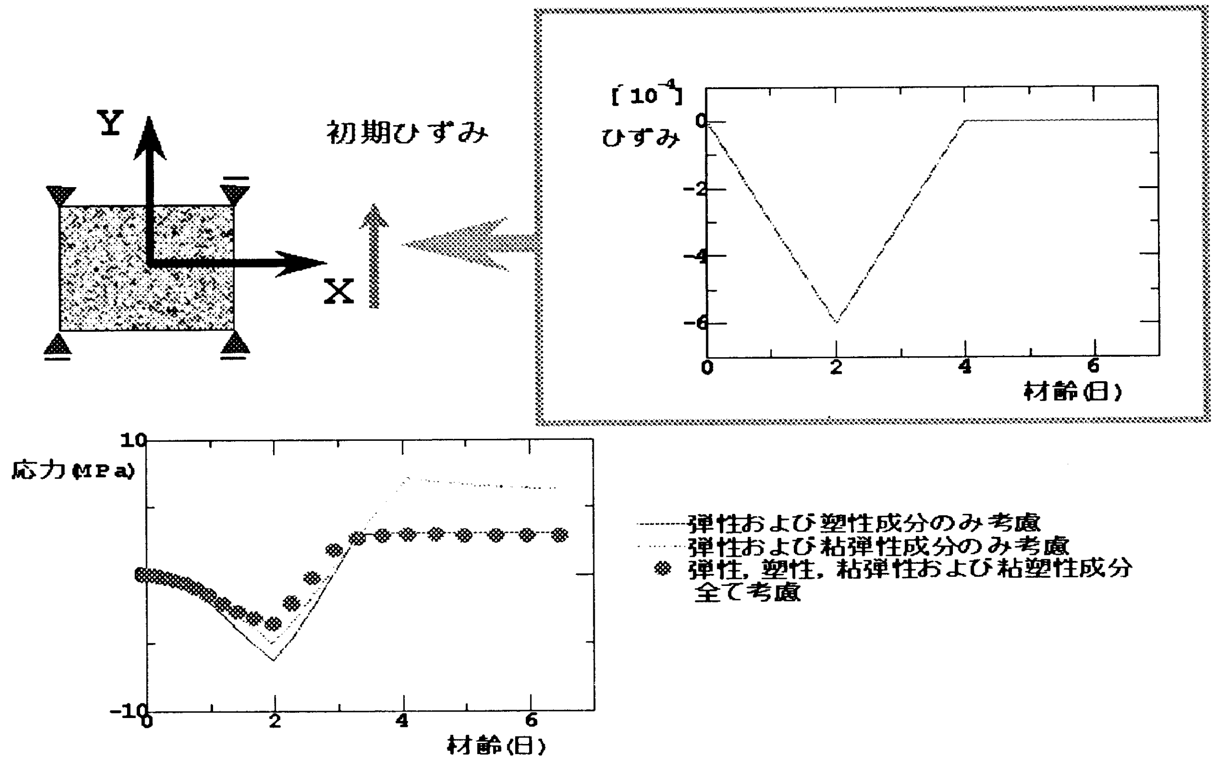

図 6.1: 初期ひずみ問題の解析例

トにおいては強度が増加する，それ故に，コンクリートは強度の増加と同様にヤング係数の増加も考慮されている．計算に用いた時間依存関数は表 4.5 に示した値と全く同じである．図 6.1 よりヤング係数の増加は 7.0MPa 程の残留応力を発生させる．

塑性成分の存在は応力圧縮側ではほとんど影響を及ぼさないが，応力が引っ張り側に転じ，降伏が生じた後は，かなり影響を及ぼすことが分かる．粘塑性が存在する場合その影響はさらに大きくなる．図 6.1 に見られるように引張側だけでなく圧縮側においても粘塑性成分はかなり影響を及ぼすことが示された．

もう一つの数値解析例を以下に示す．図 6.2 では一軸状態で応力を強度の 30% と 60% まで作用させ，その後の応力を一定に保った場合での数値計算例を示している．この解析も先の解析と同様に 2 次元平面応力状態でなされている．この例は遷移材齢時コンクリートにプレストレスをかけた状態をシミュレートしている．応力レベルが 60% の場合は，応力レベルが 30% の場合と比較して載荷直後に粘塑性ひずみが非常に大きく発生していることがわかる．そして材齢が数分経過すると持続応力はコンクリート硬化による降伏関数の拡大で自然に弾性領域に含まれ，粘塑性ひずみは消滅する．実際にそうなるかは今後実験などにより詳細に検討していかなければならないが，本研究で提案した遷移材齢時コンクリートの変形モデルの特徴は有効応力依存性変形成分を個々に解析的に評価できること

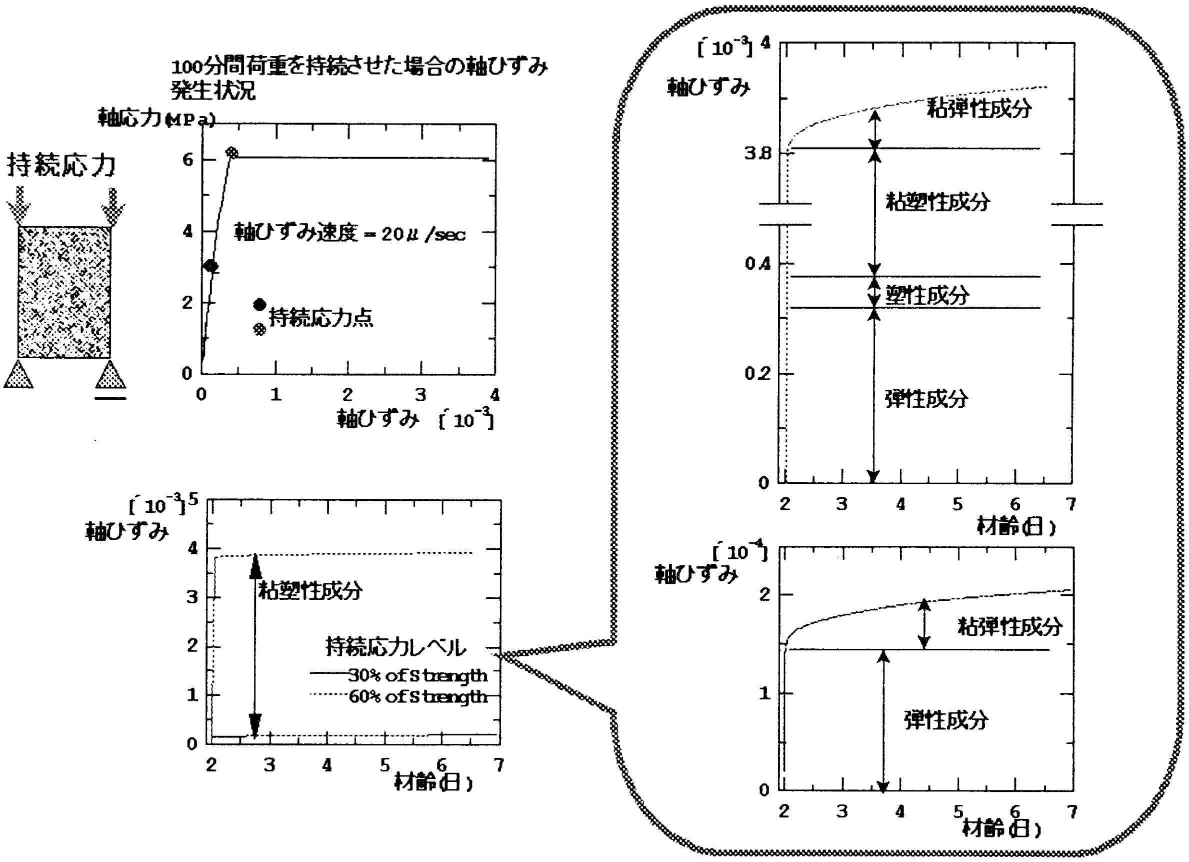

図 6.2: 持続応力による変形問題の解析例

であり，遷移材齢時コンクリートの初期応力問題を従来の方法よりもより精度良く評価することが可能であると思われる．

6.3 型枠の拘束が初期変形に及ぼす影響

6.3.1 線形バネによる型枠剛性のモデル化

通常のマスコンクリートブロック打設においては，現場打ちの場合は構造物底面部には型枠を設置する必要がないため，一般的にはコンクリートブロックの周囲に型枠が設置される．また，通常，型枠にはグリースが塗られるため，型枠面に対して水平方向にはすべりが許容される．

以上の現象は，図 6.3 に示すように理想化されるであろう．まず，コンクリートブロックは完全な直方体と仮定し，コンクリートブロックの周りを 4 枚の同じ大きさの弾性板で囲まれているとし，4 枚の板においては曲げ変形は生じないと仮定し，板と板との継ぎ目は完全に剛結されていると仮定する．さらに板とコンクリートブロックとの間は完全に未付着していると仮定する．また，板の寸法は高さ h，幅 b_x, b_y および厚さ r を有しており，弾性係数 E を有しているとする．

以上のような理想化を施すことにより，力学的に変形等の解を得ることは可能であるが，有限要素解析を行う上で簡便のため，さらに上述の問題を図 6.4 のように x 軸面び y 軸面に鉛直な方向を有するバネによって x 方向および y 方向に拘束されている状態を考える．全てのバネは節点上に配置されているものとし，節点は x 面および y 面上にそれぞれ n_x および n_y 個存在するとする．また，x および y 各方向のそれぞれにおける全てのバネは同じ剛性 k_x および k_y を有すると仮定する．

図 6.3 と図 6.4 の問題がエネルギー的に全く等価であるならば，x 方向に一様な任意の変位 δu_x および y 方向に任意の一様な変位 δu_y を与えた場合，次式が成り立つ．

$$\frac{1}{2}n_x k_x(\delta u_x)^2 + \frac{1}{2}n_y k_y(\delta u_y)^2 = \frac{1}{2}\frac{Erh}{b_y}(\delta u_x)^2 + \frac{1}{2}\frac{Erh}{b_x}(\delta u_y)^2 \tag{6–1}$$

式 (6–1) は任意の変位に対して成り立つから，式 (6–1) よりバネ剛性は次式で評価される．

$$k_x = \frac{Erh}{b_y n_x} \quad , \quad k_y = \frac{Erh}{b_x n_y} \tag{6–2}$$

式 (6–2) によりバネ剛性を評価し，2 および 3 章で構築された遷移材齢時コンクリートの支配方程式に導入することにより，型枠の影響を考慮に入れた初期変形を評価することが可能となる．

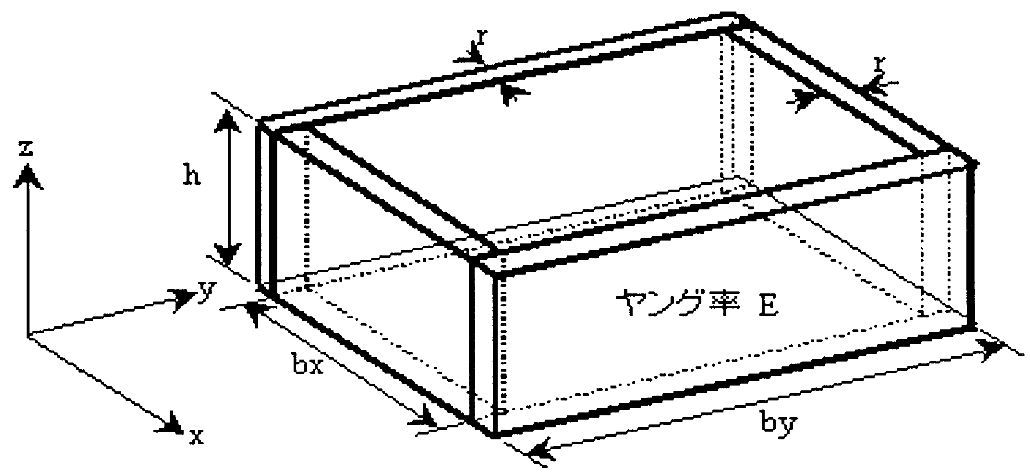

図 6.3: 型枠の理想化

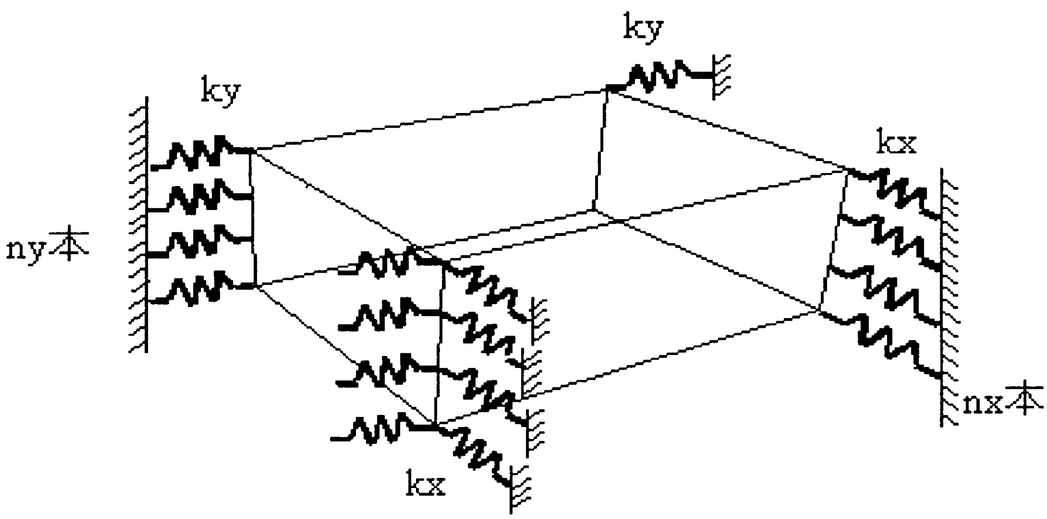

図 6.4: 線形バネによる型枠の理想化

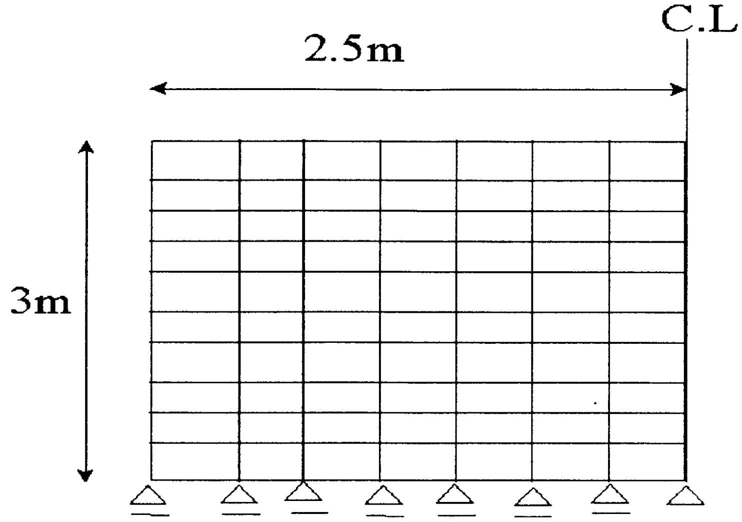

図 6.5: 自重変形に対する解析モデル

6.3.2 数値解析例

解析対象は図 6.5 に示すような剛体上に打設された無筋のマスコンクリート構造である．このコンクリート構造物の自重による変形解析を 2 章の遷移材齢時コンクリートの変形モデルおよび上述の型枠バネモデルを基に 2 次元平面ひずみ状態により行った．計算においては簡単のため，打設コンクリートにおいては水分移動による乾燥収縮，自己収縮は無いと仮定した．さらに，打設コンクリートと剛体間は水平方向にのみ変形を許すと仮定した．

解析に用いた打設コンクリートの物性値は原則的に第 4 章で同定された値を用いたが，初期降伏応力 σ_0 については

$$\sigma_0 = 0.31/(8.154 + T)(\mathrm{MPa}) \tag{6–3}$$

というように極めて絶対値的に小さな値とした．その理由は，初期粘着力が小さいコンクリートは実際にはスランプが測定不可能であるくらい高流動であることを示唆しているが，高流動性の強いコンクリートで自重による初期変形に対する数値実験を行った方が，型枠の影響をより強く受けるであろうと考えたためである．また，打設コンクリートの比重は 2.4 とし，解析期間は打設後 0.5 日までとした．

数値実験は型枠バネ剛性を変えて 2 通り行った．一つはバネ剛性を $3.0 \times 10^5 N/m$ とした場合 (Case 1)．もう一つはバネ剛性を $1.0 \times 10^8 N/m$ とした場合 (Case 2) である．Case 2 は型枠が鉄製（弾性係数 2.1×10^5MPa）で型枠の厚さが約 2mm の場合に相当している．

以上の条件によりマスコンクリートの自重による変形解析を行った．0.5 日における解析対象の変形パターンを図 6.6 に示す．

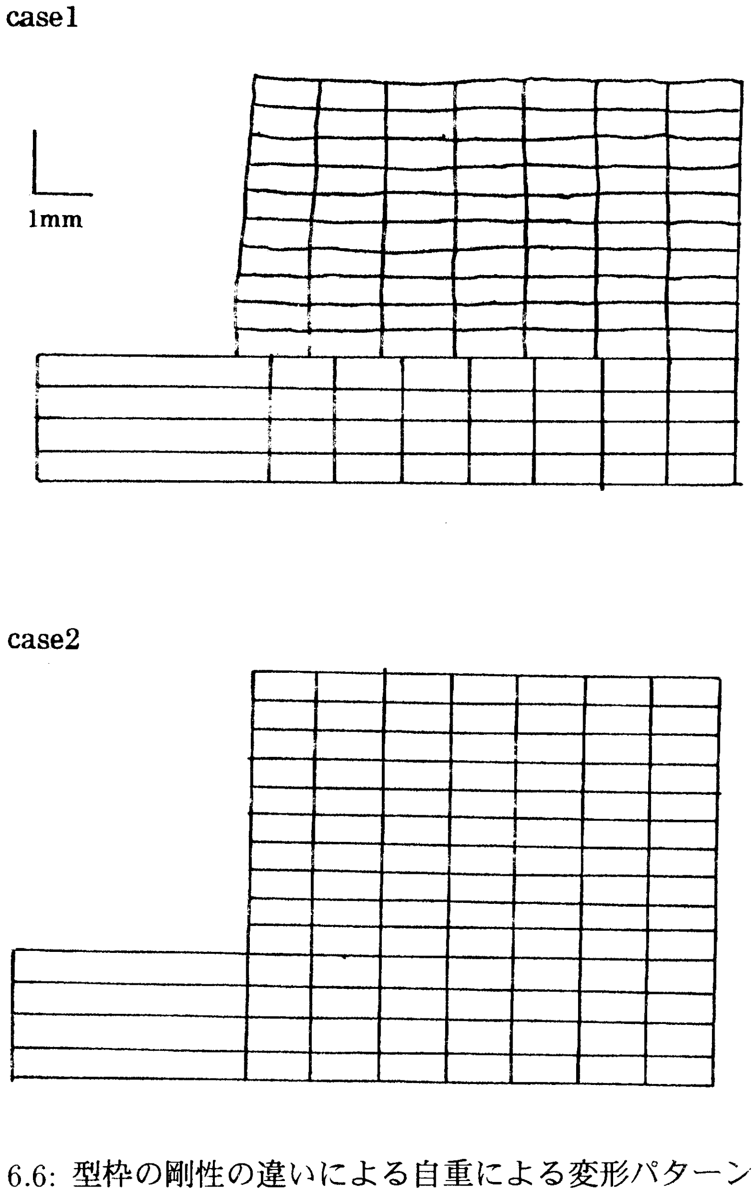

図 6.6: 型枠の剛性の違いによる自重による変形パターン

Case 1 の変形の経時変化をみると，解析直後のステップから水平方向の変形が卓越し，特にコンクリート下部において水平変形が大きく発生していることが解る．また，同時に鉛直方向にも Case 2 に比べ大きく沈下していることが解る．解析期間中全要素が降伏しており，さらに前節で行った数値解析例により，これらの変形は粘塑性成分が支配的であることがわかる．

ここでの解析対象は極めてスランプの大きいコンクリート即ちワーカビリティに富んだ高流動コンクリートであるが，2 章で提案した変形モデルはコンクリートを型枠で拘束さえすれば固体に近いものから，このような極めて液体に近い高流動体までの変形挙動を表現することが可能であることを示唆している．

Case 2 の変形結果では Case 1 に比べバネによる水平方向の拘束効果が大きいため，鉛直方向に若干沈下しているだけである．さらに打設直後については全要素が降伏しているが，材齢の経過と共にコンクリート上部から弾性体に遷移していく結果となっている．

以上に示したような自重のみによる変形の違いは温度応力と相まって後の耐久性に大きく影響を及ぼすものと考えられる．そのため，以上の解析結果は実際のマスコンクリート構造の温度応力問題等においても，型枠の影響は無視できないことを示唆している．

6.4 自己収縮による局所的な初期欠陥に関する解析的考察

打節後から自己収縮を受けるコンクリートの変形解析を 2 章の理論を用いることにより行った．解析対象は図 6.7 に示すような剛体上に打設された無筋のマスコンクリート壁である．解析においては自重を考慮し，2 次元平面応力状態により行った．計算においては簡単のため，打設コンクリートにおいては水分移動による乾燥収縮は無いと仮定した．コンクリートに作用する見かけの自己収縮ひずみ $d\{\varepsilon^h\}$ に関しては 2 章で構築した理論モデルによれば

$$d\{\varepsilon^h\} = \frac{V_C}{V} d\{\varepsilon_C^h\} = \frac{V_C}{V}\{m\}\frac{1}{3}\frac{\eta\gamma_p}{\rho_w}dC_H \tag{6-4}$$

と表されるが，本節では簡単のため，

$$\{\varepsilon^h\} = -\{m\}1.0 \times 10^{-4} \cdot t \tag{6-5}$$

と材齢 t に対して直線的に変化するものとして与えた．また，本節では主として自己収縮による初期欠陥について論じるため，2 章で降伏関数として与えた Drucker-Prager 則を引張子午線上で Mohr-Coulomb の六角錐に合わせて解析を行った．即ち，

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k(\varepsilon_{ep}) \tag{6-6}$$

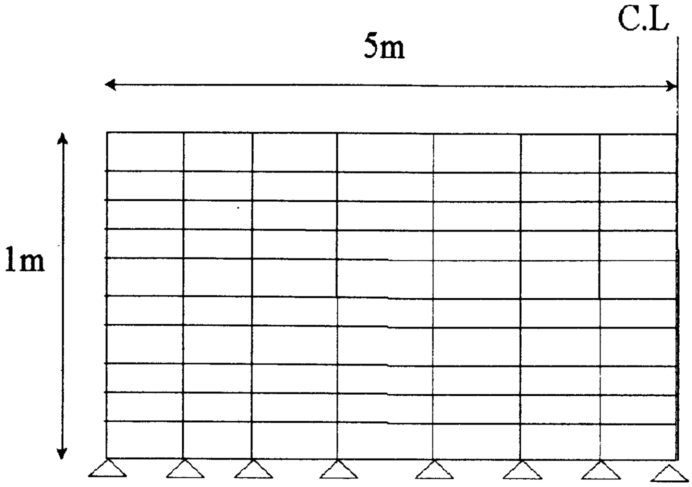

図 6.7: 自己収縮に対する解析モデル

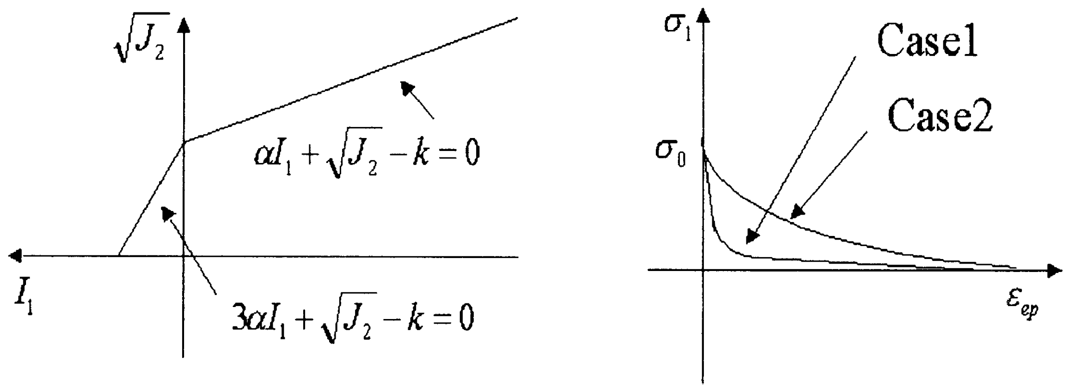

図 6.8: 引張側に修正された Drucker-Prager 則

で与えられる Drucker-Prager 則において，

$$\alpha = \frac{2\sin\theta}{\sqrt{3}(3+\sin\theta)} \tag{6–7}$$

と α を決定した．しかし，式 (6–6) はコンクリートの引張破壊を過大評価することは経験的に知られている．そこで，$I_1 > 0$ のとき $\alpha = 3\alpha$ として，引張側の降伏を早めるようにした (図 6.8)．

等価一軸応力ひずみ関係については 4 章では Saenz の式で与えたが，これは一軸圧縮試験により同定された結果であり，そのまま引張側に適用することはできない．言い換えれば急激なひずみ軟化を表現することはできない．そこで本節では等価一軸応力塑性ひずみ

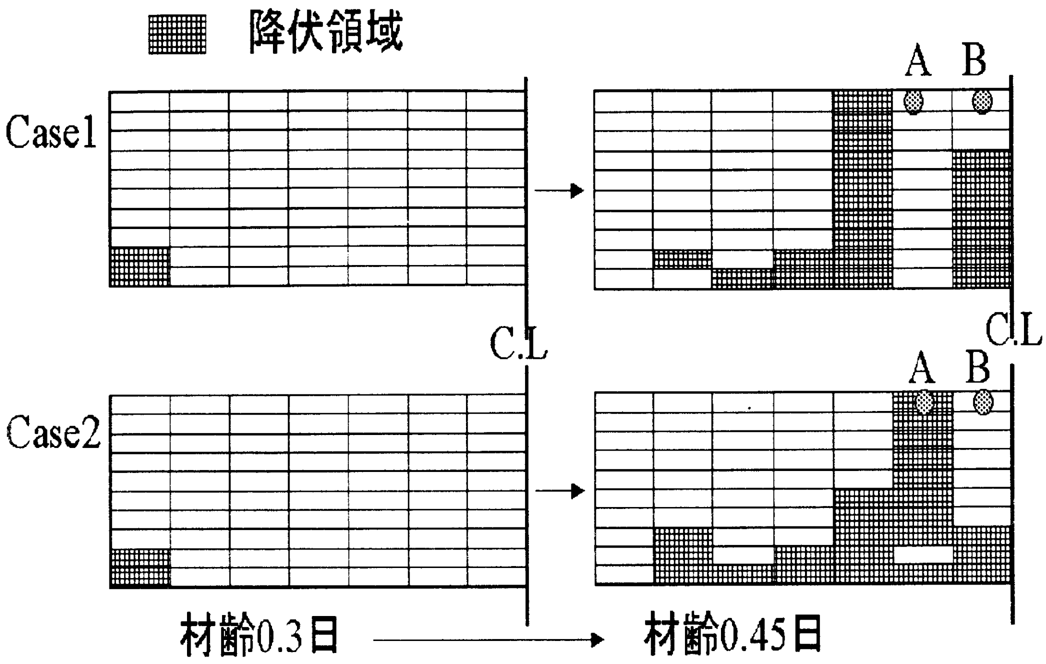

図 6.9: 自己収縮による降伏状況

関係を

$$\sigma_1 = \sigma_0 \exp(-\mu \varepsilon_{ep}) \tag{6-8}$$

で仮定し，急激なひずみ軟化を表現することとした．但し 4 章でも強調したように ε_{ep} はセメントの等価一軸塑性ひずみを表している．

さらに，打設コンクリートと剛体間は完全に付着していると仮定した．他の物性値については 4 章で同定したものをそのまま用いた．また，型枠剛性の影響は考慮しなかった．

引張軟化の程度が異なる 2 つの解析ケースを与え，解析を行った．一つは $\mu = 6.7 \times 10^4$ としたときであり (Casel)，もう一つは．$\mu = 3.3 \times 10^4$ としたときである (Case2)(図 6.8)．

要素の降伏状況を図 6.9 に示す．さらに，幾つかの要素における水平方向の応力依存性ひずみと水平応力の関係を図 6.10 に示す． 図 6.9 は所定材齢時点における構造物の降伏状況を示している．図より，Case1Case2 共に，降伏位置は材齢の変化に応じて変化していくことがわかる．

図 6.10 より Case1 では，壁の中央部付近の A 点において若干のひずみ軟化が生じていることが分かる．また，A 点近傍の点 (B 点) では若干の除荷現象が生じていることがわかる．また，一旦ひずみ軟化が生じた後においても降伏曲面の材齢による拡張のため応力が弾性域に取り込まれていることが伺える．

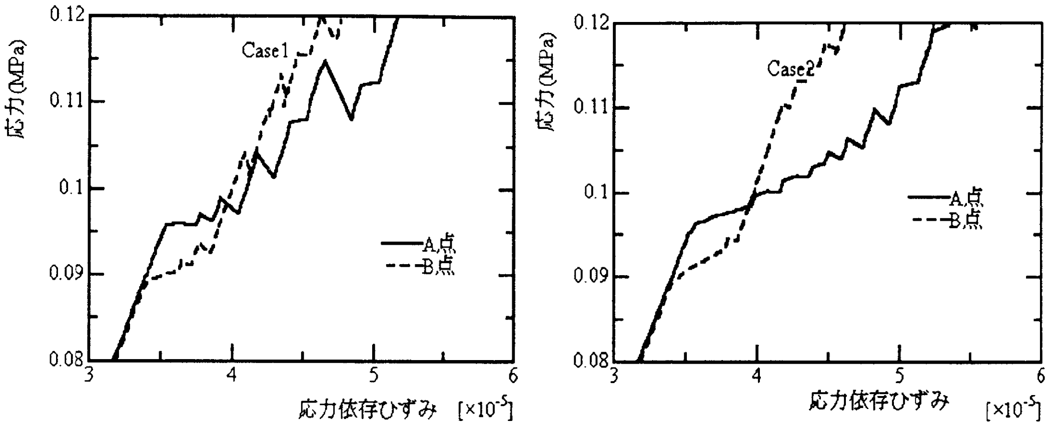

図 6.10: 水平方向応力ー応力依存性ひずみの関係

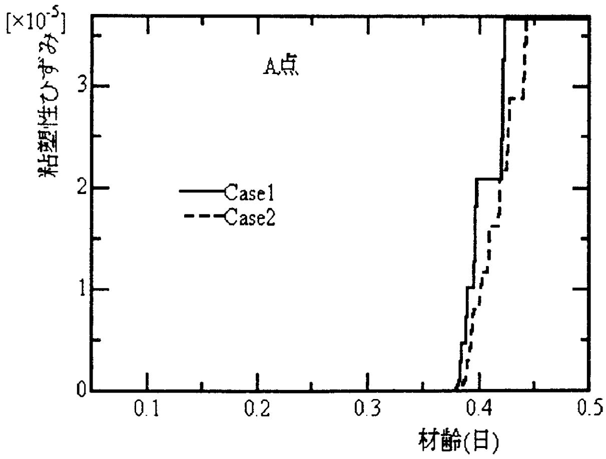

図 6.11: 粘塑性ひずみの経時変化

一方，Case2 においては，等価一軸塑性ひずみ応力関係が軟化しているにもかかわらず，Case1 のようなひずみ軟化はどの要素においても殆ど見られなかった．Case2 の場合 Case1 に比べ各ステップにおいて塑性による損傷よりもむしろ材齢の変化による降伏応力の増加が卓越しているためと思われる．

Case1 および Case2 双方において粘塑性ひずみは A 点において材齢 0.38 日以降，数十マイクロ程度で発生している (図 6.11)．粘塑性ひずみが材齢軸に対しフラットになっている期間は応力が降伏曲面中に内包され弾性状態となっていることを示している．

これら 2 つの解析ケースより，材齢極初期のコンクリートにおいてはたとえ引張軟化モデルを採用しても材料が強時間依存性のため，ひずみ軟化現象が生じず，局所化が生じない場合があることが示された．

双方のケースいずれにしても，ひび割れが生じる程の軟化が起きないにしても構造物自体に損傷を受けていることは応力勾配の変化を見れば分かる．このような現象は概説で述べたように実際に起こり得る現象である．そしてそれは構造物各点の応力場が降伏したり，降伏曲面の時間的変化により応力場が降伏曲面中に内包されるといった過程の組み合わせによって生じる複雑な現象であることが解析的に示された．

6.5 まとめ

本章では，まず，遷移材齢時コンクリートの粘性が初期応力に及ぼす影響について簡単な数値解析例を示した．続いて，型枠の拘束の影響について型枠の剛性を線形バネでモデル化を行い，材齢極初期におけるマスコンクリートの自重による変形解析を行った．最後に，自己収縮を受ける材齢極初期におけるマスコンクリート壁の変形解析を行った．その結果，以下のような知見を得た．

- 材齢極初期において，粘塑性ひずみは時間ステップによっては極めて大きく発生することが示された．

- 型枠の拘束効果は初期変形に極めて強く影響を及ぼすことが解析的に示され，実際のマスコンクリート構造の初期変形問題において初期変形を正確に予測するためには型枠の剛性を詳細に評価しておく必要性があることを示唆した．

- 自己収縮を受ける材齢極初期のコンクリートにおいてはたとえ引張軟化モデルを採用しても材料が強時間依存性のため，ひずみ軟化が生じず，故に局所化が生じない場合があることを解析的に確認した．

7　実際のマスコンクリート構造物温度応力解析への適用性に関する検討

7.1　概説

マスコンクリートの温度応力予測手法の開発は現在まで国内外を問わず精力的に行われてきたことは言うまでもない．現在まで提案されている予測手法は大きく分けて2種類に分けられる．一つは塚山，小野，吉岡およびACIによる手法[塚山(1997), 小野(1979), 吉岡(1980), ACI(1986)]およびC.P法（あるいはC.L.法）[JCI(1985)]に代表されるような簡易手法であり，もう一つは2次元あるいは3次元FEMを主体とする手法である．しかし，これらの手法にはいずれも短所があり，簡易手法においては外部拘束の影響を表現する係数の決定方法が困難であったり，あるいは極めて限定された形状の構造物の予測しかできない，あるいは解析精度の信頼性に問題がある等といった短所があるし，2次元あるいは3次元FEMを用いる手法においては，クリープの影響は現在までのところ有効弾性係数を用いることでしか考慮に入れることはできなかった．

故に，以上の温度応力の予測手法は大まかな意味での予測を意味するものであり，厳密な意味での正確な予測手法とは呼べないであろう．今後ますます建設が増えるであろう巨大マスコンクリート構造物にこれまで以上の十分な耐久性を与えるには，やはり一般的な理論に基づいたより正確な温度応力の予測手法を用いて，より正確に設計照査されることが必要不可欠になってくると思われる．

本章では，2,3,4章で構築された遷移材齢時コンクリートの変形挙動を表す理論モデルおよびコンクリートブロック同士あるいはコンクリートと地盤間における水平境界面モデルを適用し，温度応力解析を行ない，過去石川らによって行われた大型試験供試体による層打ちコンクリート構造の温度応力実測結果と比較することで，本論文で提案した解析手法が実際のマスコンクリート構造物の正確な温度応力予測評価に適用可能かどうか検討を行った．

7.2　大型試験体による温度応力実験

これまで述べてきた解析手法を用いて温度応力解析を行う前に，実際の層打ちコンクリート構造物において境界面で剥離が生じた実験例を本章で述べる．石川らは，図7.1および図7.2に示すような5体の試験体に対して温度応力実験を行っている[石川(1989)]．

本研究では5体の試験体をそれぞれM1,M2,M3,M4およびM5と呼ぶことにする．これら5体の試験体は拘束体部と被拘束体部によって構成され拘束体上部に被拘束体部のコン

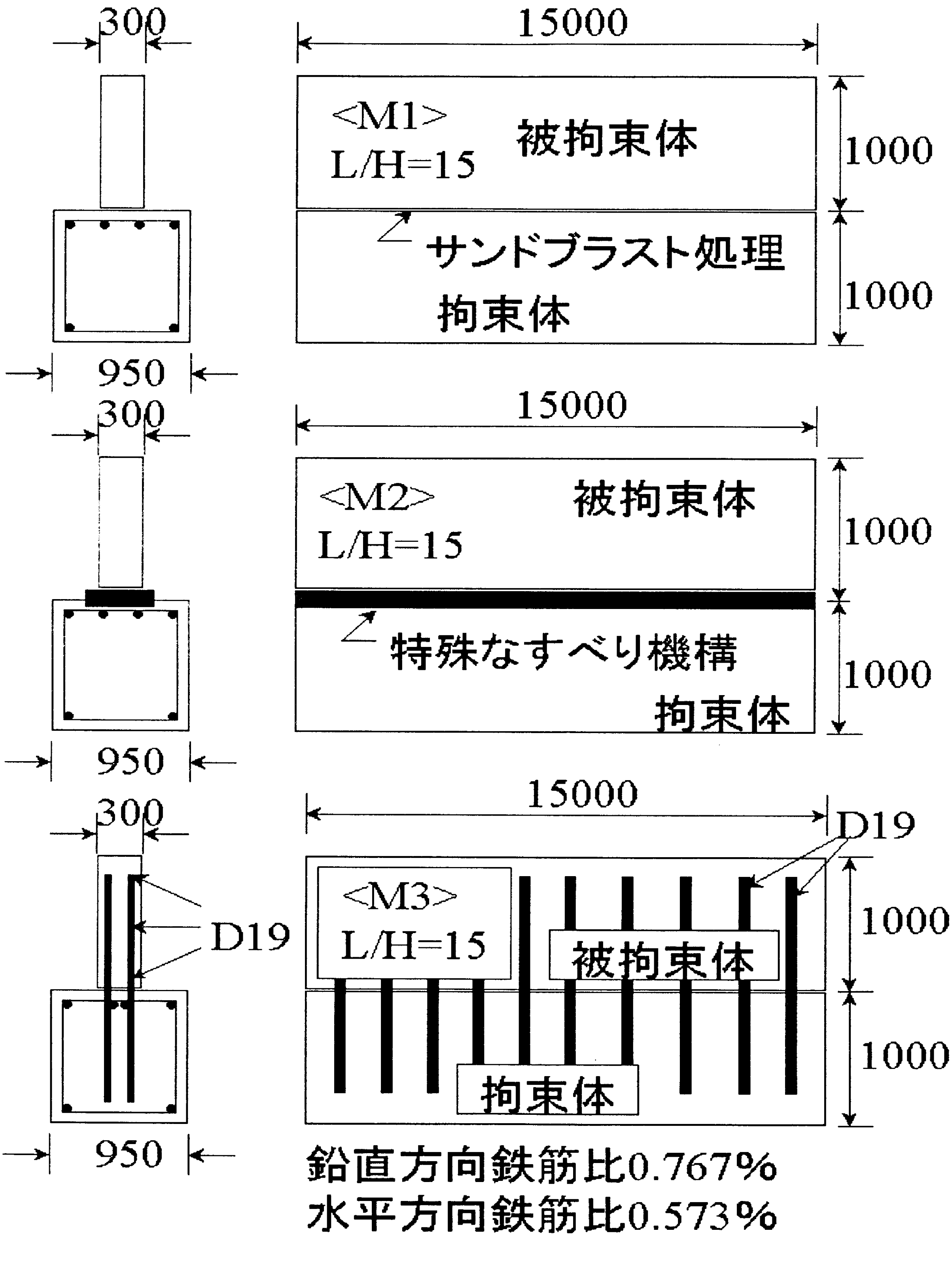

図 7.1: 試験体概要 (M1,M2,M3)[石川 (1989)]

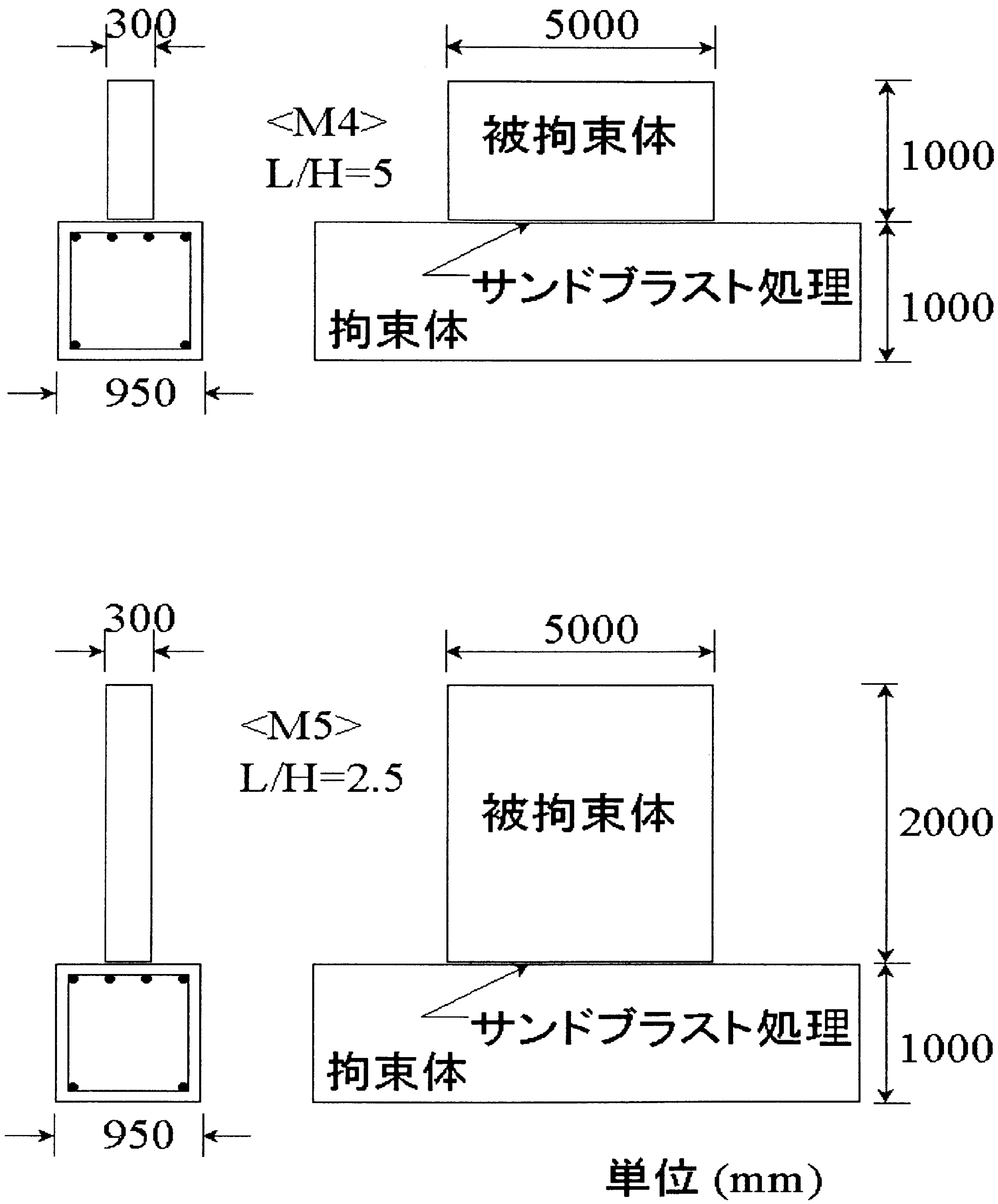

図 7.2: 試験体概要 (M4,M5)[石川 (1989)]

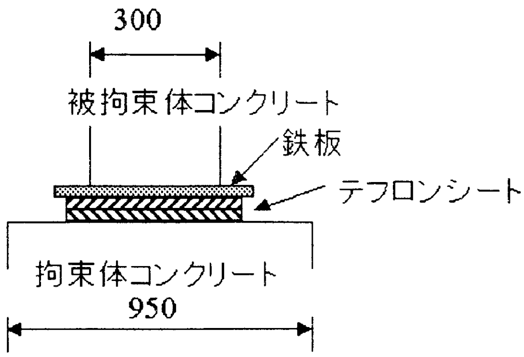

図 7.3: すべり機構の詳細図

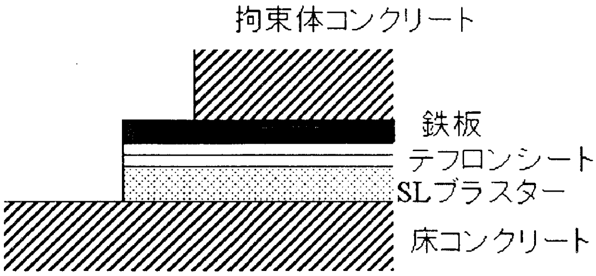

図 7.4: 拘束体の底面処理

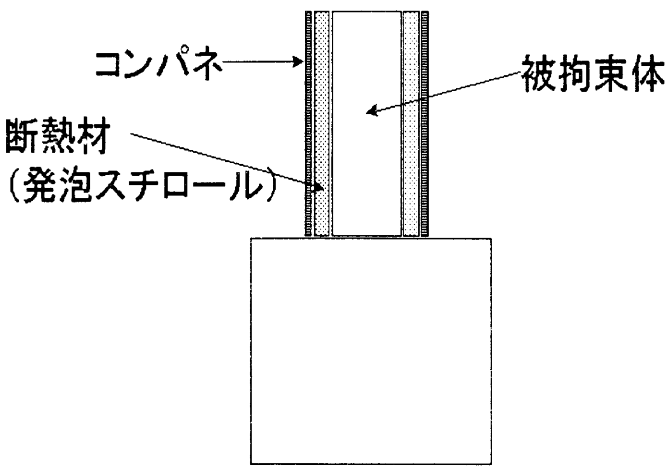

図 7.5: 被拘束体の周囲

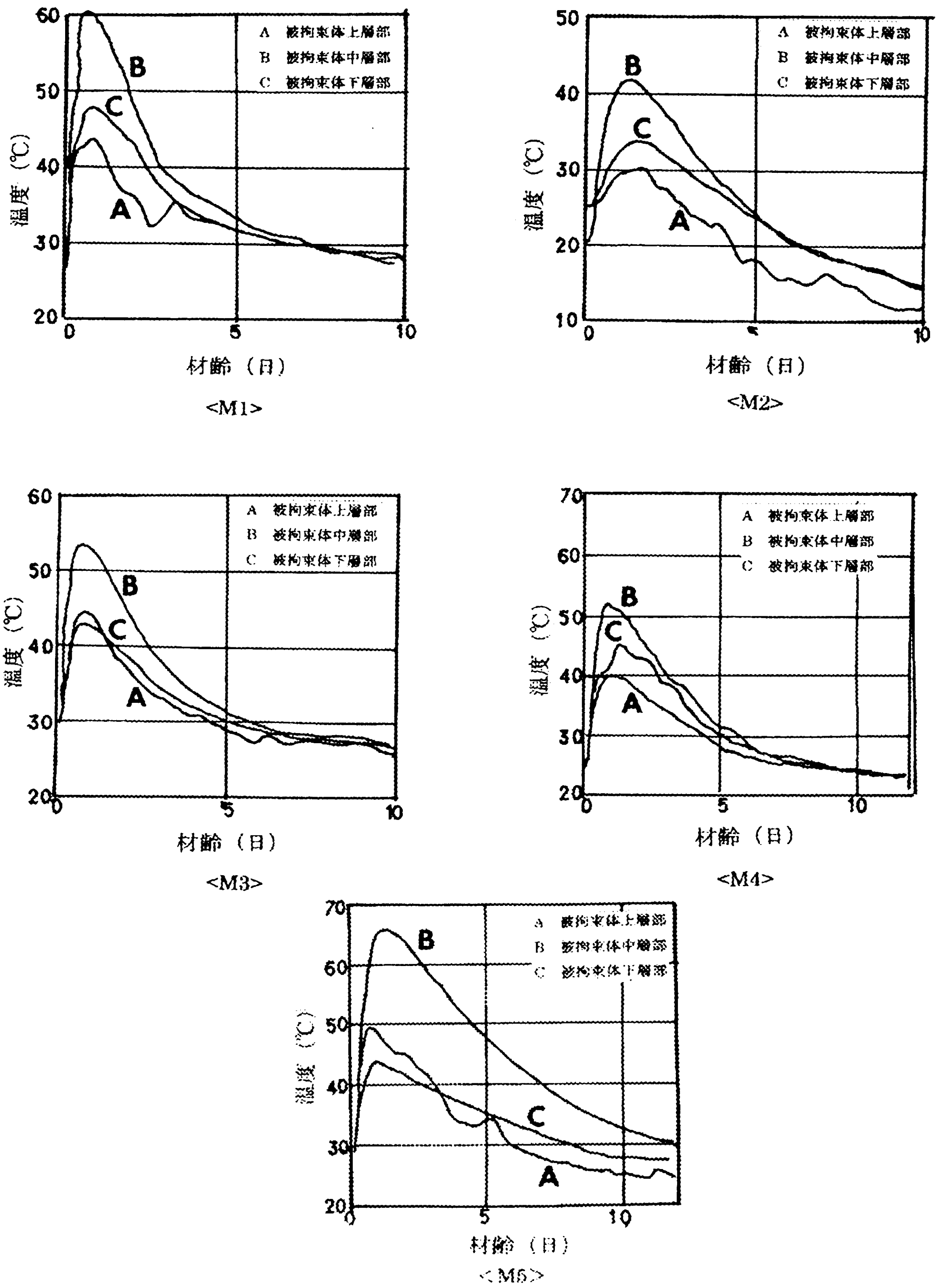

図 7.6: 温度履歴の実測値 [石川 (1989)]

表 7.1: 用いた配合 (石川らによる温度応力実験)

呼び強度	スランプ	W/C	s/a	空気量	単位量 (kg/m^3)				混和剤 (kg/m^3)
MPa	cm	(%)	(%)	(%)	C	W	S	G	Poz. No.8
24	9+1	58.9	49.7	4	280	165	913	948	2.8

クリートを打ち継いだ際の被拘束体の硬化時の挙動を（研究 or 検討）対象としている．試験体のコンクリートの配合は5体とも同一である．その配合を表7.1に示す．用いたセメントは普通ポルトランドセメントである．また，混和剤は4倍溶液として用いられている．M1，M2そしてM3の試験体の形状と寸法は同じであるが，M1は無筋で，サンドブラスト処理を行って被拘束体を入念に打ち継いだものであり，M2は被拘束体と拘束体の間に摩擦係数0.1の特殊なすべり機構（図7.3）を設けて被拘束体の熱変形を出来るだけ許容するようにしたものである．また，M3はM2とは全く逆に有筋として拘束体と被拘束体を一体化したものである．一方，M1，M4そしてM5の試験体では被拘束体と拘束体の打ち継ぎ処理は同じ（サンドブラスト処理）であるが，L/H が異なり，それぞれ L/H =15，5および2.5である．また，全ての試験体側面部には断熱材が張られている．さらに，試験体M1〜M5全てに対し，拘束体と床コンクリートとの間には鉄板，テフロンシートおよびレベリング材が敷かれてあり（図7.4），床コンクリートが拘束体に与える影響をできるだけ小さくするような構造となっている．全ての試験体における被拘束体は側面部を厚さ100mmの断熱材（発泡スチロール）で覆われその外側に厚さ12mmの合板製のコンパネ（型枠）によって囲まれている (図7.5).

これらの実験の特徴的なところは以上に述べたような打ち継ぎ面の付着性状（M1,M2およびM3）や試験体の形状を示す L/H（M1,M4およびM5）の違いに応じて温度応力の測定を行っていることの他，拘束体と被拘束体，あるいは拘束体と床コンクリートとの境界条件が明確にされていることである．さらには応力，ひずみおよび変位はそれぞれ独立に同一の場所で測定されている．また，実験はプレハブの室内で行われ，外気温などの環境条件の変動がかなり小さく，計測されたデータの信頼性は非常に高いことも特徴の一つとして挙げられる．

試験体M1〜M5における温度，ひずみ，応力および変形の実測結果を図7.6，図7.7，図7.8および図7.9に示す．

実測結果では，試験体M1においては，応力は材齢初期の温度上昇段階においては全断面で圧縮となり，温度の下降に従い全断面で引張となっている．ひずみは殆ど発生せず高々30μ程度である．変形については，材齢1日を経過したあたりから被拘束体端部より

剥離が進展し剥離の最大値は鉛直方向では約 0.6mm，水平方向では約 1.0mm である．また，材齢 3 日あたりで被拘束体中心断面部に貫通クラックが生じている．

試験体 M2 については，境界面に特殊なすべり機構が設けられているため，測定された応力は絶対値的に小さな値となっている．応力状態は，温度上昇段階では断面中央部のみ圧縮で他は小さな引張となっている．温度下降段階では，中央部では応力は引張となり，上部および下部では圧縮となっている．ひずみは断面全体で大体同じ様な経時変化を示し，絶対値的には M1 に比べかなり大きく最大値にして約 80μ となっている．被拘束体の変形については，鉛直方向にはあまり変形しておらず，むしろ水平方向に大きく変形している様である．その値は最大で約 1.0mm 程度である．

試験体 M3 については，応力およびひずみの発生は M1 と同様の傾向を示しているが，境界面鉛直方向に鉄筋が配置され拘束体と被拘束体が完全に結合されているためか，変形パターンは M1 と大きく異なっている．材齢初期では被拘束体と拘束体の間では剥離は生じていない．ところが材齢 3 日辺りから拘束体と床コンクリートとの間で剥離が生じている．さらに材齢 6 日あたりから被拘束体中心断面部に貫通クラックが生じている．

試験体 M4 は躯体長 L が M1 に比べ 1/3 であるため，応力およびひずみの発生傾向が M1 に比べかなり異なっている．温度上昇段階では応力は中央部および下部では圧縮，上部では引張となり，温度の下降と共に応力は中央部および下部では引張，上部では圧縮となっている．ひずみは全断面を通して大きく発生しており，一番大きく発生している上部では最大約 170μ となっている．被拘束体端部の剥離は材齢 3 日辺りから発生しており，材齢 10 日では全境界面で剥離した結果となっている．

試験体 M5 については L/H が M4 に比べさらに 1/2 の値となっており，応力およびひずみは定性的には M4 と同様の傾向を示しているが，絶対値的に大きな値となっている．変形に関しては，M4 に比べ殆ど剥離は生じておらず，端部でわずかに生じた程度である．

以上が石川らによって行われた実験の大まかな概要である．これらの実測結果に対して，今枝らおよび高辻らは境界面に対するバネモデルもしくは境界面近傍の被拘束体要素に塑性モデルを適用したモデルを適用し有限要素法により温度応力解析を行い理論的解明を試みた [今枝 (1988), 高辻 (1990)] が，全ての実験ケース M1〜M5 に対して統一的に解明を行うことはできなかった．そこで，2,3,4 および 6 章で構築された遷移材齢時コンクリートの変形を表す理論モデル，型枠の拘束効果を表すバネおよび境界面特性のモデルを用いて，実測結果 M1〜M5 について統一的に解析的解明を行うことを試みた．

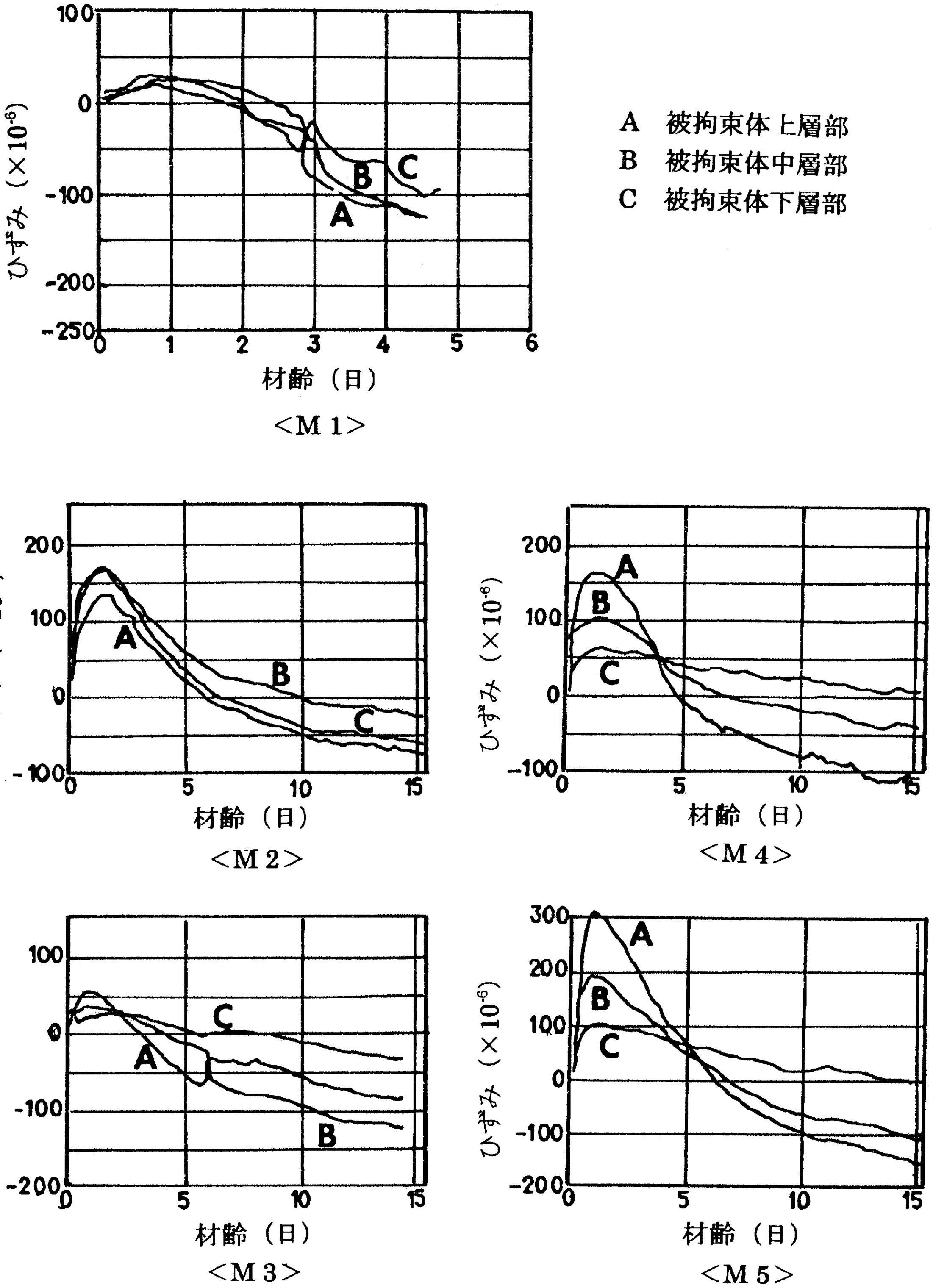

図 7.7: ひずみの実測結果 [石川 (1989)]

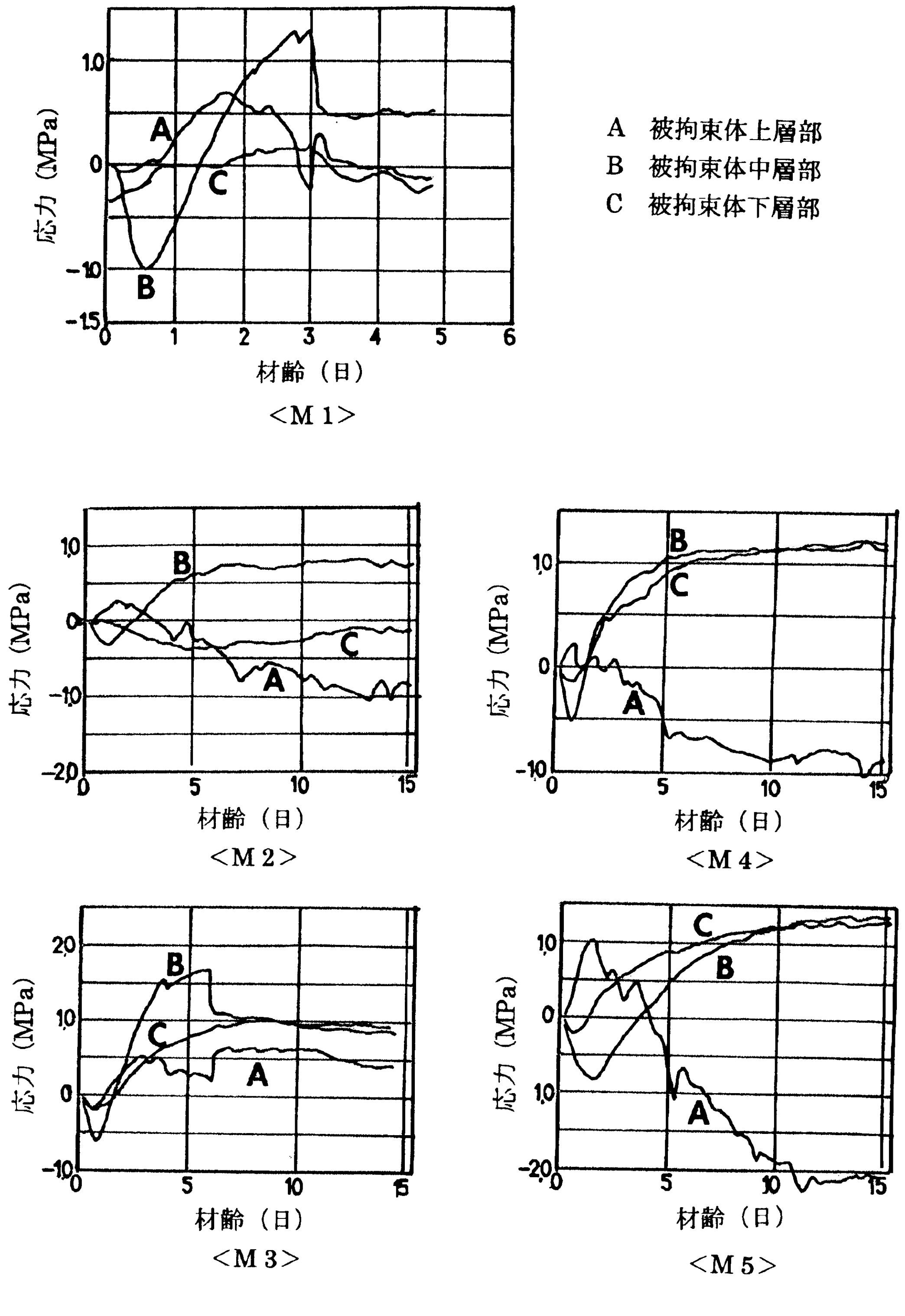

図 7.8: 応力の実測結果 [石川 (1989)]

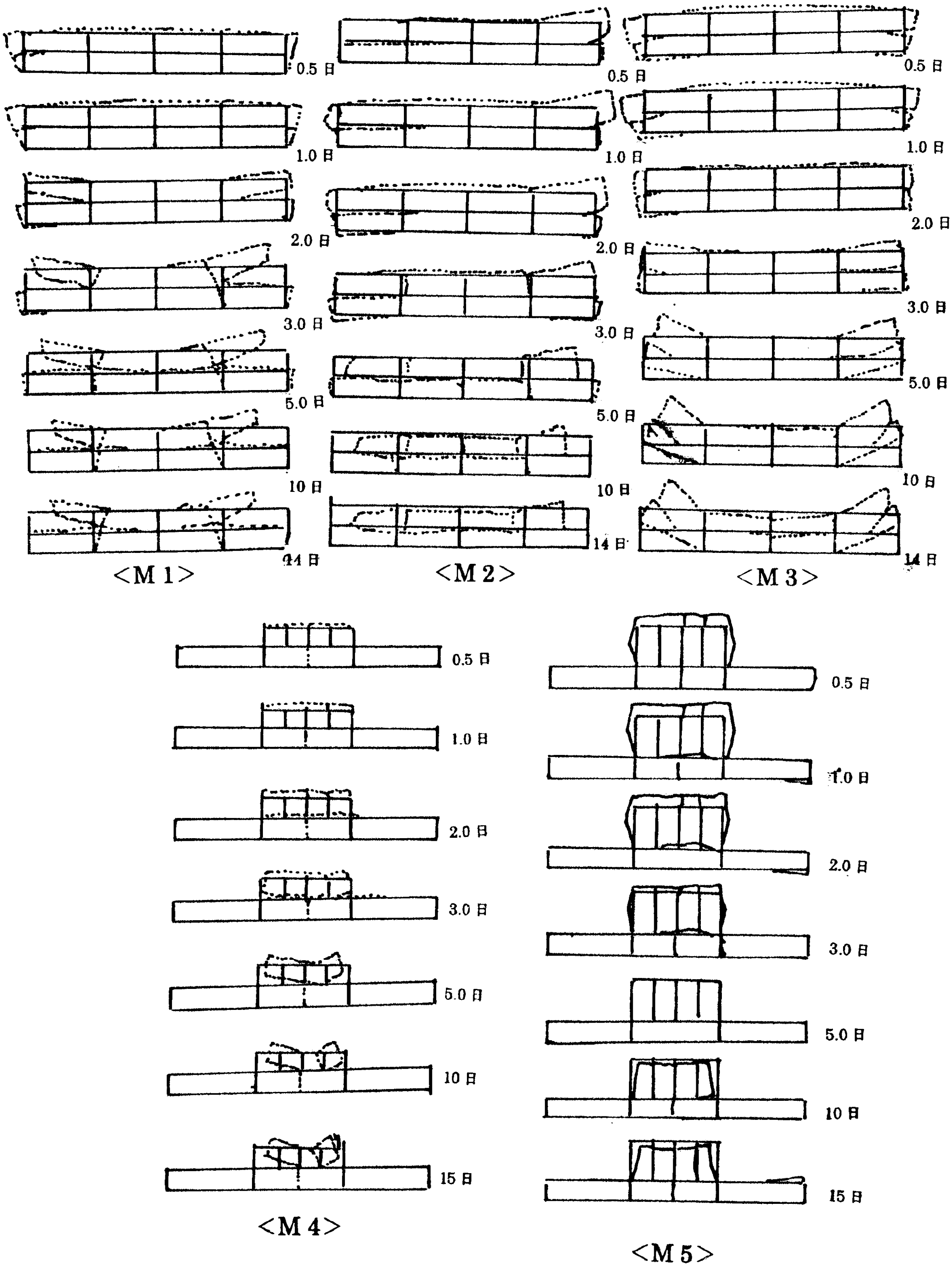

図 7.9: 試験体変形の実測結果 [石川 (1989)]

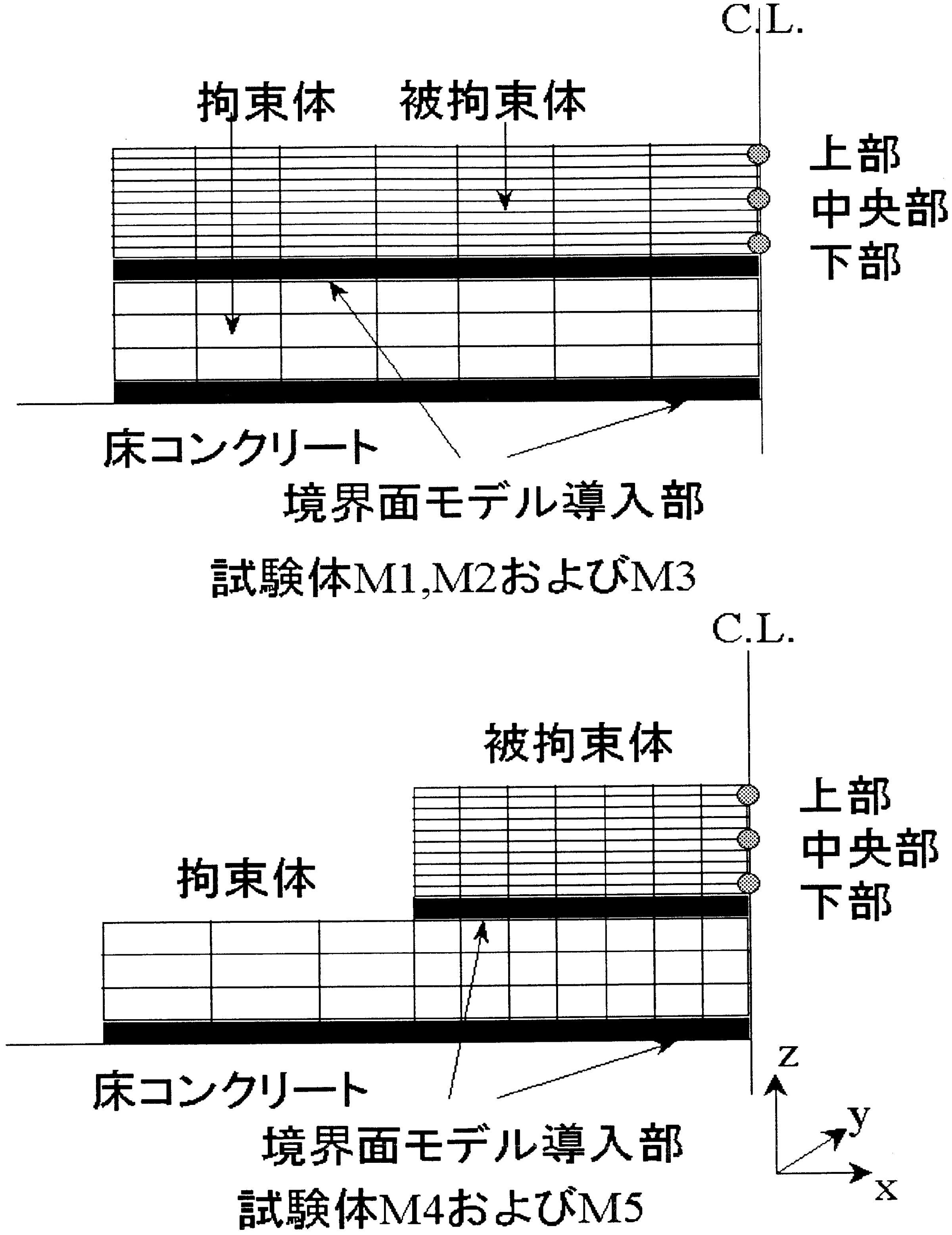
C.L.
拘束体
被拘束体
上部
中央部
下部
床コンクリート
境界面モデル導入部
試験体M1,M2およびM3
C.L.
被拘束体
上部
中央部
下部
拘束体
床コンクリート
境界面モデル導入部
z
y
x
試験体M4およびM5

図 7.10: 解析モデル

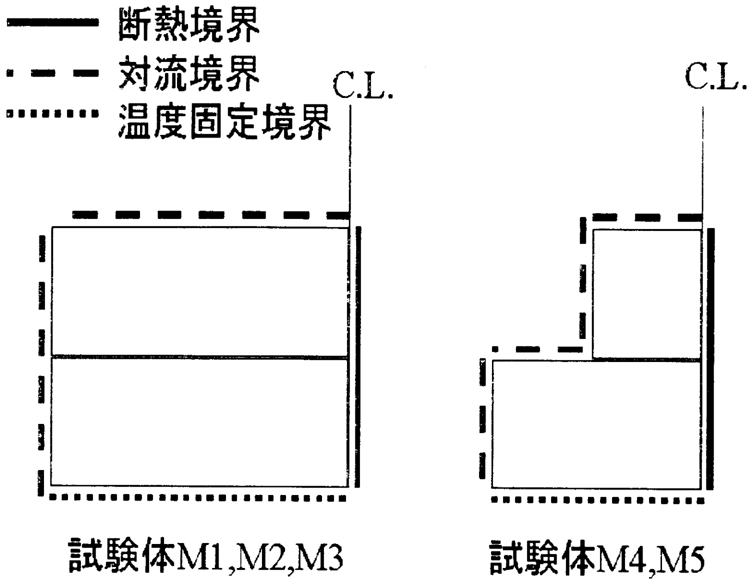

図 7.11: 温度解析における境界条件

7.3 解析手法

7.3.1 解析モデル

本章では2,3,4 章で構築された理論モデルを用いて温度応力解析を行うが，ここの解析での主体となる被拘束体厚さ方向には断熱材（発泡スチロール）が存在するそこで厚さ方向には応力は発生しないと仮定し，2 次元平面応力状態で解析を行った．前述の実験によれば，水平境界面と考えられる箇所は拘束体と床コンクリートおよび拘束体と被拘束体との境界の 2 箇所であると考えられる．そこで，その 2 箇所に前章で提案した水平境界面モデルを導入した．

さらに，型枠の拘束の影響を表すバネモデルを構造物端部の節点部分に水平方向に外挿した．

解析モデルを図 7.10 に示す．構造物は左右対称であるため，左 1/2 部分のみを解析対象とした．

7.3.2 温度解析条件

温度応力解析を行う前に水和熱による温度履歴をFEM 温度解析を行うことによって算定した．試験体の側面部には断熱材が敷かれているため試験体厚さ方向には温度勾配は殆ど無いと仮定し，2 次元 FEM 温度解析を行った．

図 7.12 に算定した温度履歴を示す．但し，熱伝導率等の熱特性値は算定された温度が

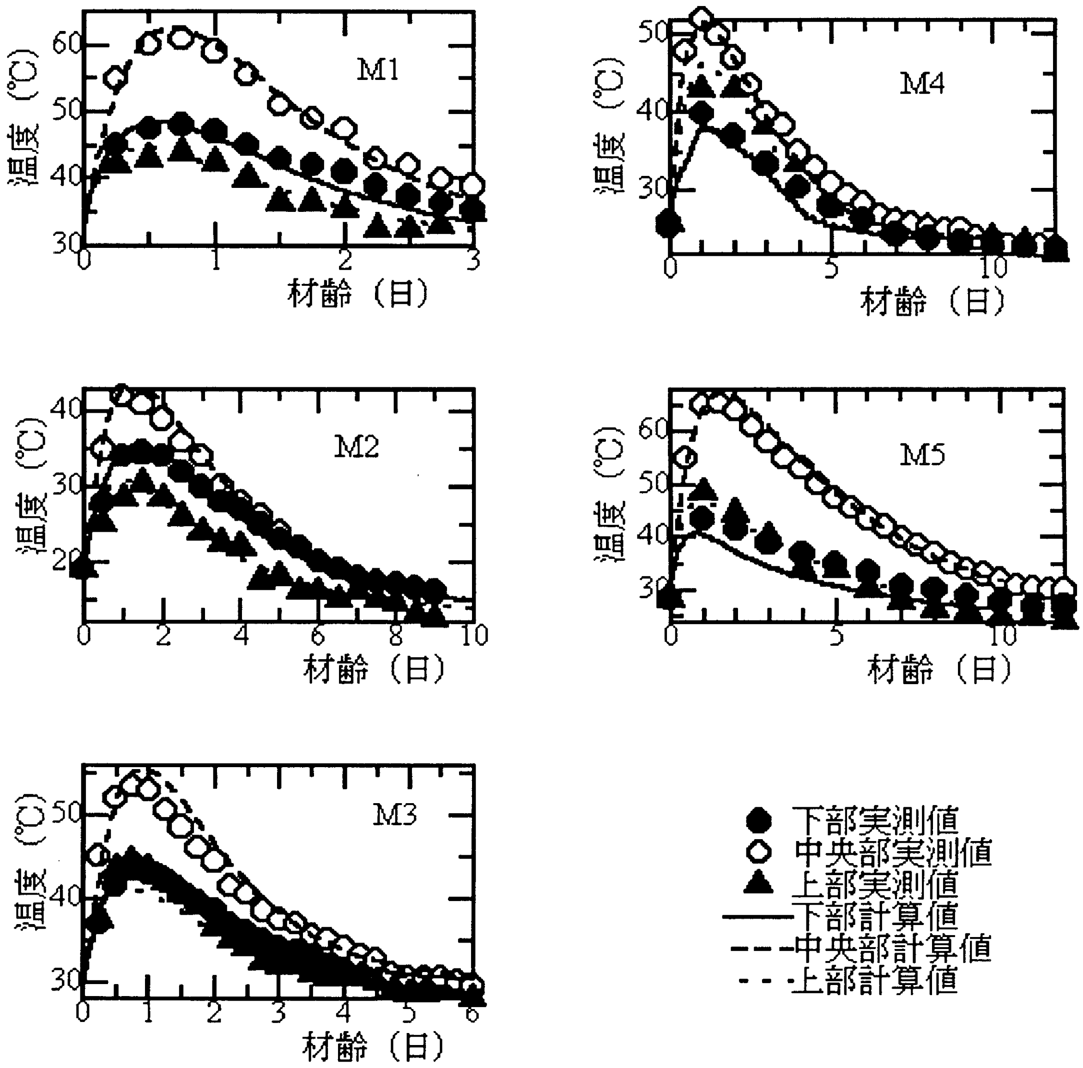

図 7.12: 温度履歴の実測 [石川 (1989)] および算定値

表 7.2: 解析に用いた熱特性値

試験体名	M1	M2	M3	M4	M5
比熱（被拘束体）(kcal/kg° C)	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
比熱（拘束体）(kcal/kg° C)	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
熱伝導率（被拘束体）(kcal/mh° C)	2.5	2.0	2.5	2.5	2.5
熱伝導率（拘束体）(kcal/mh° C)	5.0	2.5	5.0	12.0	20.0
密度（被拘束体）(kg/m^3)	2400	2400	2400	2400	2400
密度（拘束体）(kg/m^3)	2400	2400	2400	2400	2400
熱伝達率（拘束体）(kcal/m^{2}h° C)	80.0	15.0	80.0	10.0	10.0
熱伝達率（被拘束体）(kcal/m^{2}h° C)	2.0	2.0	15.0	100.0	5.0
T_∞(°C)	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0
γ_a	2.5	1.2	1.7	1.5	1.7
初期温度（被拘束体）(° C)	33.0	18.0	27.5	25.9	28.6
初期温度（拘束体）(° C)	33.0	18.0	27.5	25.9	28.6
外気温 (°C)	30.0	12.5	30.0	22.0	22.0

実測温度に適合するように与えている．解析における境界条件は図 7.11 に，解析に用いた熱特性値は表 7.2 に示されている．但し，実測結果に解析温度を適合させることに焦点を置いたため，熱特性値は試験体によって若干異なっている．また，床コンクリートの温度履歴は外気温に等しいと仮定した．さらに外気温は日変動する量であるが，本解析では簡単のため解析期間中の平均的な外気温を外気温とし，解析期間中一定とした．ここで算定された温度履歴を用いて温度応力解析を行う．

7.3.3 コンクリートブロック等の材料パラメータ

本章では，簡単のため，全ての解析は貫通ひび割れが生じる前まで行うこととした．

一般にコンクリート構造物の温度応力解析を行う場合，入力温度データを適切に算定した後，コンクリートの静弾性係数や線膨張係数等の物性値を適切に与える必要がある．

本解析では，被拘束体については乾燥収縮および自己収縮ひずみ成分は簡単のため考慮に入れなかった．また，拘束体および床コンクリートについては弾性体であると仮定した．被拘束体における応力依存性ひずみ成分に関する材料パラメータは弾性係数以外は 4 章で同定された値を用いた．材齢 t（日）における被拘束体コンクリートの弾性係数 $E_(t)$ は実測から得られた値を補間した値を用いた．その結果，次式で弾性係数を評価し，解析に用いた．

表 7.3: 試験体による a_e および b_e の値

試験体名	M1	M2	M3	M4	M5
a_e	3.371	8.241	4.577	5.900	6.300
b_e	3.853	3.148	3.799	4.090	3.580

$$E(t) = \frac{1.0 \times 10^5 t}{a_e + b_e t} \quad \text{MPa} \tag{7-1}$$

ここで a_e および b_e は試験体に応じて表 7.3 に記するような値をとる.

拘束体および床コンクリートの静弾性係数およびポアソン比は全ての試験体に対して 2.5×10^4MPa および 0.17 とした.

さらに線膨張係数については全ての試験体の実測結果を平均した値を用いた. その結果, 線膨張係数は 10.0×10^{-6} とした.

7.3.4 水平境界面における材料パラメータ

コンクリートそのものの物性値は実測値などで評価できる [石川 (1989)] 一方で, 水平境界面特性を示す物性値に関しては, 殆どの場合において実験的に評価することはできないため, 現在まで数例の研究しかなされていないことが現状である. 従って本解析では, 水平境界面に関する物性値は幾つかを除いては全て推定した.

また, 簡単のため, 本解析では 6 章の解析方法と同様に境界面における粘弾性および粘塑性成分については考慮しないこととし, 境界面における粘着力, 内部摩擦角および一軸引張強度の損傷を表すパラメータ ω は常に 0 とした. 即ち, 水平境界面におけるひずみ硬化は無いと仮定した. なぜなら, 水平境界面においては 4 章で述べたような単一材料に対する厳密なパラメータの同定が行えないため, 弾性剛性に関するパラメータや塑性変形に関するパラメータの推定根拠が乏しく, 粘弾性および粘塑性に関するパラメータ自身がそれほど意味のないものとなるためである. 結局, 水平境界面においては弾性および塑性変形に関するパラメータのみを推定することとなる [石川 (1998)]. 3 および 4 章で述べたことから, 水平境界面中の応力弾性変位関係は

$$\{\sigma_s\} = \begin{bmatrix} k_{xz} & 0 & 0 \\ 0 & k_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & k_{zz} \end{bmatrix} \{u_s^e\} = [E_s^e]\{u_s^e\} \tag{7-2}$$

と表され, 塑性変形を規定する降伏基準は

$$F_s = \sigma_{xz}^2 - (c^* - \sigma_{zz} \tan\phi^*)^2 + (c^* - \chi^* \tan\phi^*)^2 \tag{7-3}$$

である．即ちこれらの式中に含まれる材料パラメータを推定することとなる．尚，本解析では，図 7.10 のような座標系を与えたため，y 方向の水平境界面物性は考慮する必要は無い．

まず，解析に用いた拘束体と床コンクリートとの境界面の物性値について述べる．鉛直方向弾性剛性 k_{zz} は 100000MPa/m とし，水平方向の弾性剛性 k_{xz} は 10000MPa/m とした．

水平境界面の一軸引張強度 f_t は 0.2MPa とした．降伏直後の水平境界面における粘着力 C_0 および降伏直後の内部摩擦角 ϕ はそれぞれ 1.0MPa，30° とした．これらの物性値は試験体 M1～M5 全てにおいて同じ値とした．

次に拘束体と被拘束体との水平境界面の物性値について述べる．まず，水平境界面の鉛直方向の弾性剛性 k_{zz} であるが，試験体シリーズ M1～M5 の中で境界面に鉄筋が鉛直に配置していない試験体すなわち M1,M2,M4 および M5 については材齢によらず 1000MPa/m とした．軸方向に鉄筋が配置されている試験体すなわち M3 については鉄筋の剛性マトリクスを全体剛性マトリクスに重ね合わせた解析を行うことが合理的ではあるが，自由度が著しく増加するため効率的ではない．そのため，鉄筋の抜け出しおよびすべりは無いと仮定し，とりあえず試験体 M3 の鉛直方向剛性を他の試験体よりも大きく与え，材齢によらず 10000MPa/m とした．今後鉄筋を含んだ剛性について詳細な検討を行う必要がある．

次に水平方向の弾性剛性 k_{xz} であるが，簡単のため M3 については軸方向鉄筋によるダウエル作用は考慮に入れなかった．そのため，M3 の水平方向の弾性剛性は M1,M4 および M5 と全く同じとみなすことができる．サンドブラスト処理を施してある試験体 M1,M3,M4 および M5 では材齢 t（日）に対して単調増加する形で

$$k_{xz} = \begin{cases} 1000(\mathrm{MPa/m}) & t \le 0.5 \\ 1000 + 10000(t-0.5) & 0.5 < t \le 3 \\ 26000 & 3 < t \end{cases}$$

と推定し，水平境界面に特殊なすべり機構を設けてある試験体 M2 に対しては水平弾性剛性は M1,M3,M4 および M5 に比べ明らかに非常に小さくなると考え，材齢によらず k_{xz}=80MPa/m と推定した．

続いて降伏直後の水平境界面における粘着力 c_0 に関しては，解析期間が長期であるため，材齢による影響が支配的であると考えられる．前述したように軸鉄筋のダウエル作用を無視することにより試験体 M3 は水平方向に関しては試験体 M1,M4 および M5 と境界面の処理が同じとみなされる．ゆえに試験体 M1,M3,M4 および M5 については，材齢に対して増加する形を考え

$$c_0 = \begin{cases} 1.0(\mathrm{MPa}) & t \leq 3 \\ 1.0 + 0.5(t-3) & 3 < t \end{cases}$$

と推定し，すべり機構のある試験体M2については，試験体M1,M3,M4およびM5に比べ定性的には同じであるが，かなり絶対値を小さくした値として

$$c_0 = \begin{cases} 0.3(\mathrm{MPa}) & t \leq 3 \\ 0.3 + 0.1(t-3) & 3 < t \end{cases}$$

と推定した．

物性値 k_{xz} および c_0 の推定根拠は不十分であるため，今後，実験などにより k_t および c_0 の値について更に検討する必要がある．

続いて水平境界面における内部摩擦角 ϕ_0 および ϕ は全ての試験体M1～M5さらには材齢によらず $\phi_0 = 30°, \phi = 30°$ と推定した．コンクリートの物性をそのまま水平境界面特性に適用することには検討の余地はあるが，簡単のため本稿ではコンクリートの大体の内部摩擦角の大きさをそのまま水平境界面に適用した．全ての試験体で内部摩擦角が同じ値とされていることに対しても，内部摩擦角は水平境界面のかみ合いに応じて変化されるものと思われ，検討の余地はあるが，本研究では簡単のため全ての水平境界面に対して同じ値とした．

強度定数である水平境界面の一軸引張強度は境界面処理の影響を受けると考えられる．ゆえに水平境界面における一軸引張強度 f_t については，無筋の試験体M1,M4,M5では0.07MPaと与え，特にすべり機構のあるM2では0.03MPaと小さめの値を与えた．軸方向鉄筋比 ρ で鉄筋が配置されているM3では鉄筋の降伏強度 f_{sy} が無筋の場合に比べさらに境界面に対して平均的に力を受け持つと仮定し，

$$f_t = f_t' + \rho f_{sy} \tag{7-4}$$

と推定した．ここで f_t' は無筋状態での境界面の一軸引張強度であり，前述の通り境界面の処理に応じて f_t'=0.07 or 0.03MPaの値となる．従って式(7-4)は全ての試験体に適用できる．試験体M3では f_{sy}=300MPaとして具体的な計算をすると軸鉄筋を考慮に入れた一軸引張強度は1.2MPaとなる．

この節で推定した水平境界面特性に関する物性値の値は前節で述べられた実験結果の被拘束体と拘束体との境界面に対して有効であって，一般的な打設コンクリートと既設コンクリートとの水平境界面特性を表現する場合についての一般化は今後の検討課題であることは確かではあるが，理論自身一般性のあるものを使用しているので，骨格的変更は行わずに適切なパラメータを決定できると考えている．

表 7.4: 試験体によるバネ定数の値 (N/m)

試験体名	M1	M2	M3	M4	M5
	1.0×10^7	0.0	1.0×10^7	0.0	5.0×10^5

7.3.5 型枠バネ剛性の推定

本研究では型枠バネの剛性を表 7.4 のように推定した.

大型試験体において被拘束体を打ち込む際の型枠は図 7.5 に示すような厚さ 12mm の合板製のコンパネである. 合板の弾性係数を 1.0×10^6(MPa) として, 式 (6-2) より概算でバネ剛性を求めると, 1.0×10^6(N/m) のオーダーとなるが, これらのバネ定数はコンパネの設置状況で大きく変動を受けると思われるため, 本研究では型枠バネの剛性を解析解が実験値と適合するように表 7.4 のように推定した. バネ定数は試験体毎にばらつきは大きいものの大体オーダー前後で推定されている.

また, 型枠は打設後 1 日で脱型されたと仮定した.

7.4 試験体に対する解析的検討

7.4.1 剥離現象に対する数値実験例

まず, 剥離が生じている試験体 M1 を対象に水平境界面剥離現象に関する数値実験を行った. 数値実験は Case1 と Case2 の 2 パターンであり, Case1 は前節で述べた解析パラメータの値をそのまま用いた場合であり, Case2 は剥離が生じさせないように全ての境界面の一軸圧縮強度を 100MPa, 粘着力を 100MPa とした場合である. 即ちこの場合は境界面モデルを考慮していない. 応力およびひずみの経時変化に関する数値実験結果を図 7.13 に示す.. 但し, 材齢 3 日で被拘束体中央断面を貫通するクラックが発生しているため, クラック発生以降については提案されたモデルの適用外であり, 解析は材齢 3 日までしか行っていない. また, 解析期間内では構造物躯体内のどの個所も降伏はしなかった. そのため, 塑性および粘塑性成分は解析で生じていない. ここで剥離材齢とは Case1 において既設コンクリートと打設コンクリートとの境界面の剥離が生じ始めた時の材齢である. 数値実験の結果, Case1 では材齢 1.6 日で既設コンクリートと打設コンクリートとの境界面に剥離が生じ, 剥離を考慮していない Case2 に比べ以降の応力およびひずみの発生履歴が特に打設コンクリート上部において大きく異なっていることが解る. 解析結果は応力, ひずみ双方とも Case1 即ち境界面の影響を考慮に入れたほうが明らかに実験結果を良く捉えており, 境界面モデルの導入の妥当性が伺える.

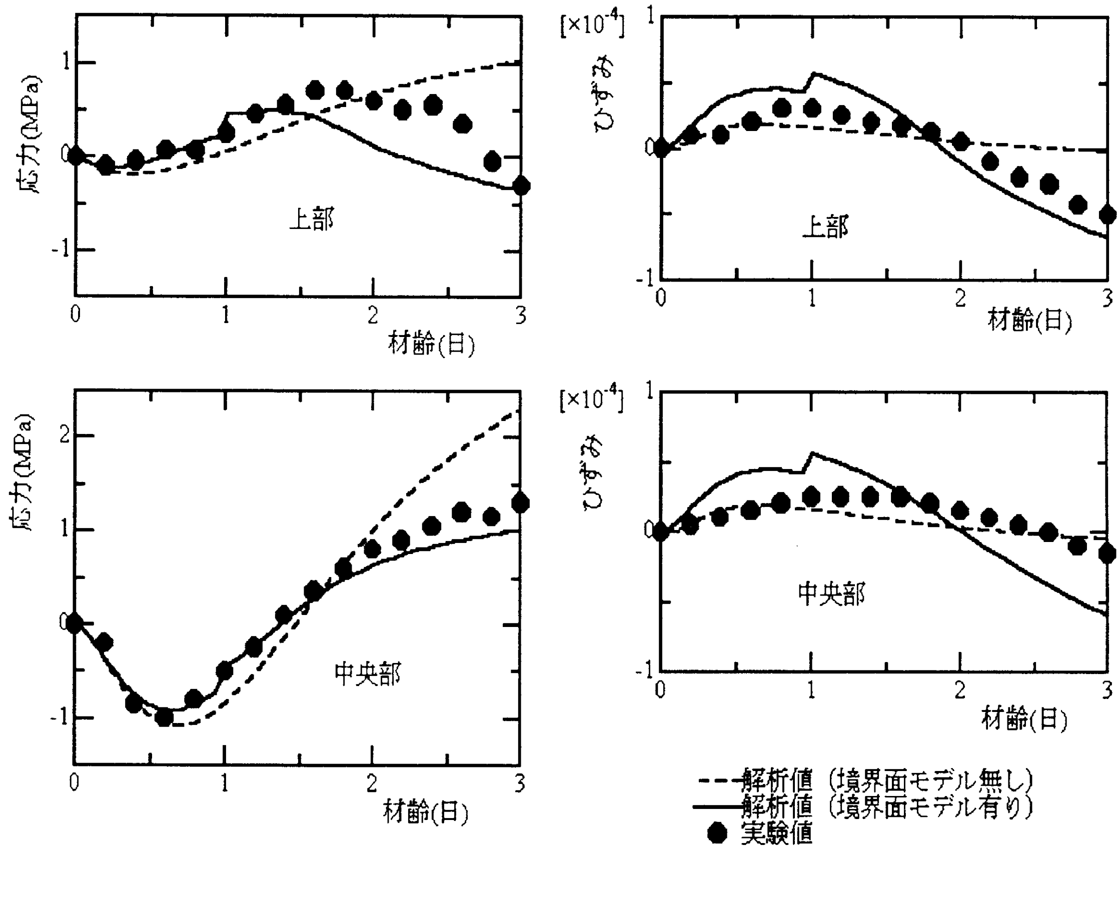

図 7.13: 応力およびひずみに対する数値実験結果

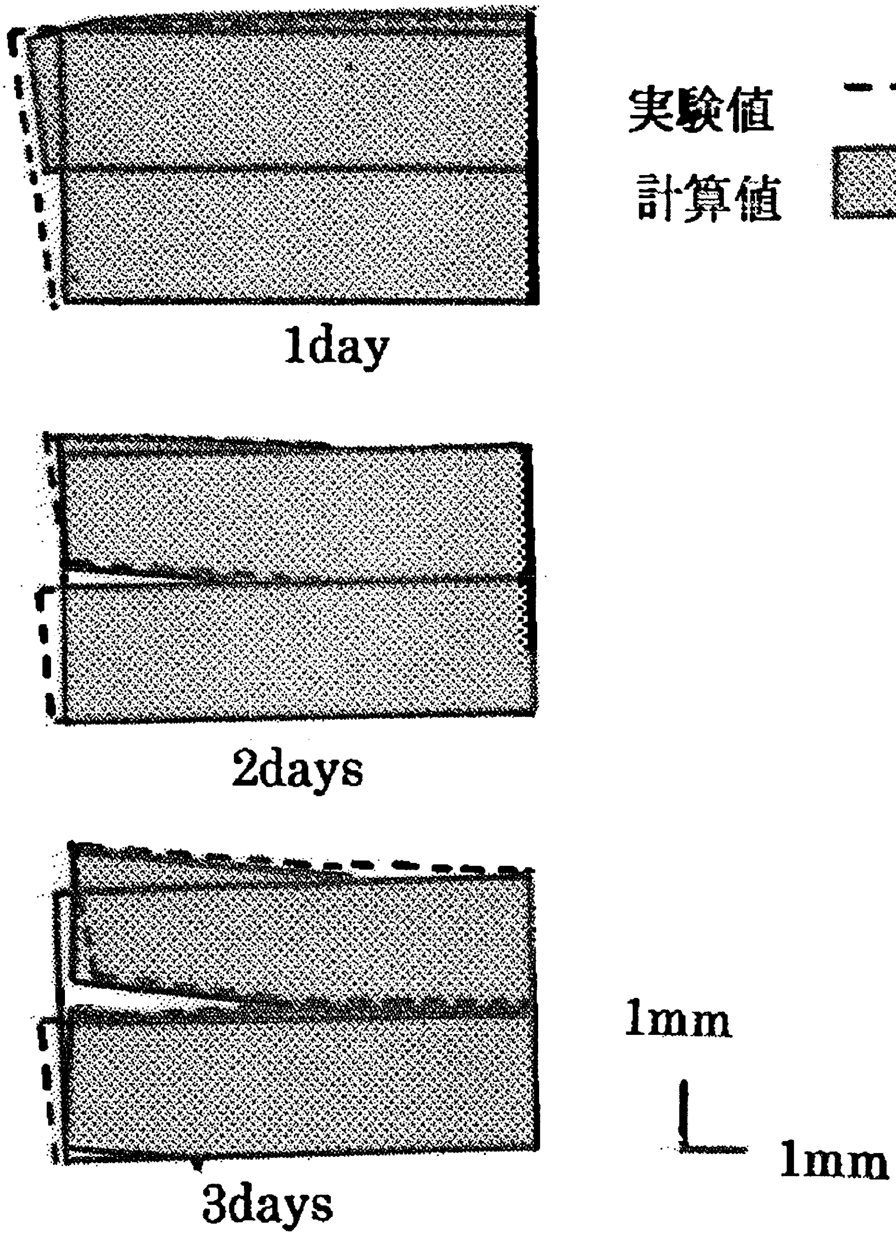

図 7.14: 剥離現象に対する数値実験結果

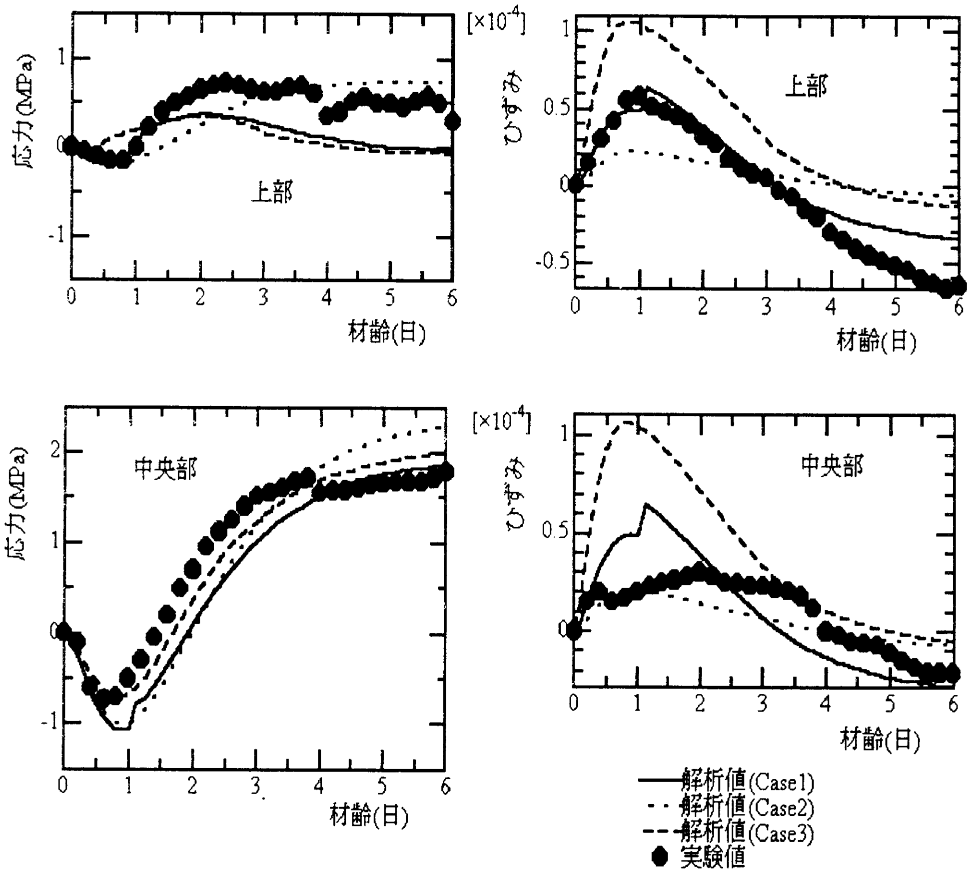

図 7.15: 粘性および型枠の影響に関する数値解析例

剥離現象に対する数値実験結果を図7.14に示す．材齢1.6日に新しく打設されたコンクリートと既設コンクリートとの間の境界面端部より剥離が開始し，材齢3日には境界面の1/4付近まで剥離が進行していることがわかる．解析値は変形の実測値とも良く合っており，境界面モデルの妥当性がここにも伺える．本章で提案した境界面特性を表すモデルはこのように剥離の進展を自動的に追随することが可能であり，実際の剥離現象を捉えることが可能であると思われる．

7.4.2 粘性および型枠の影響に対する数値実験例

続いて，試験体M3に対して粘性および型枠の影響に関する数値実験を行った．Case1は前節で述べた材料パラメータをそのまま用いた場合であり，Case2は型枠剛性を0とし拘束体を完全に弾性体とみなした場合である．他の材料パラメータは前節で述べたものをそのまま用いている．Case3は型枠の剛性を0とした以外はCase1と全く同じである．即ちCase1は粘性および型枠の剛性を考慮しており，Case2は双方とも考慮せず，さらにCase3は粘性の影響は考慮されているということである．応力およびひずみの経時変化に対する解析結果を図7.15に示す．但し，断面を貫通するクラックが約材齢6日後に発生しているため解析は材齢6日までしか行っていない．また，解析期間内では構造物躯体内ではどの個所も降伏はしなかった．そのため，塑性および粘塑性成分は解析で生じていない．応力に関していえばCase2の場合は引張圧縮側ともに実測値より絶対値的に大きく発生している一方で，Case3の場合は粘性の影響により引張圧縮ともに実測値よりも小さな値となっている．Case1の場合はCase2の場合と比べ型枠による拘束効果が働きCase2に比べ応力は圧縮引張側ともに絶対値的に若干大きくなっており実験結果により近くなっていることが分かる．この拘束効果は型枠の剛性の大きさによって当然変化するため，ここでの結果は温度応力を正確に予測するためには型枠の剛性を正確に評価する必要があることを示唆している．

ひずみについてはむしろ応力の場合とは傾向が逆であり，Case2については実測値よりも絶対値的に小さく，Case3については大きく発生している．応力の場合と同様にCase1が最も良く実測値を捉えている．

7.4.3 全ての試験体の応力，ひずみおよび変位実測結果に対する解析的検討

全ての試験体M1〜M5の実測結果に対する解析結果を図7.16，図7.17および図7.18に示す．但し，M1に関しては材齢3日で被拘束体中央断面を貫通するクラックが発生しているため，クラック発生以降については提案されたモデルの適用外であり，解析は材齢3

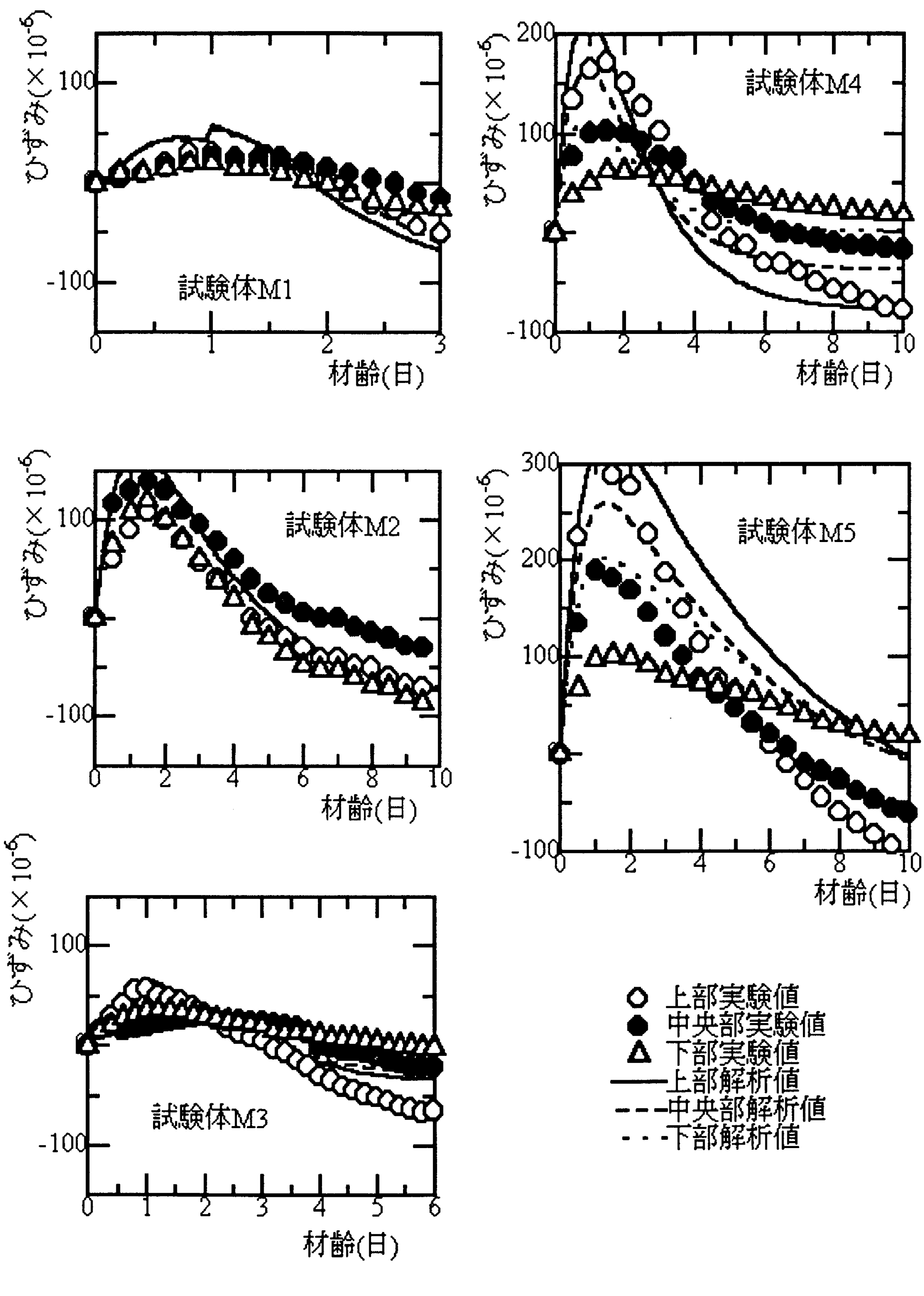

図 7.16: ひずみの実測 [石川 (1989)] および解析結果

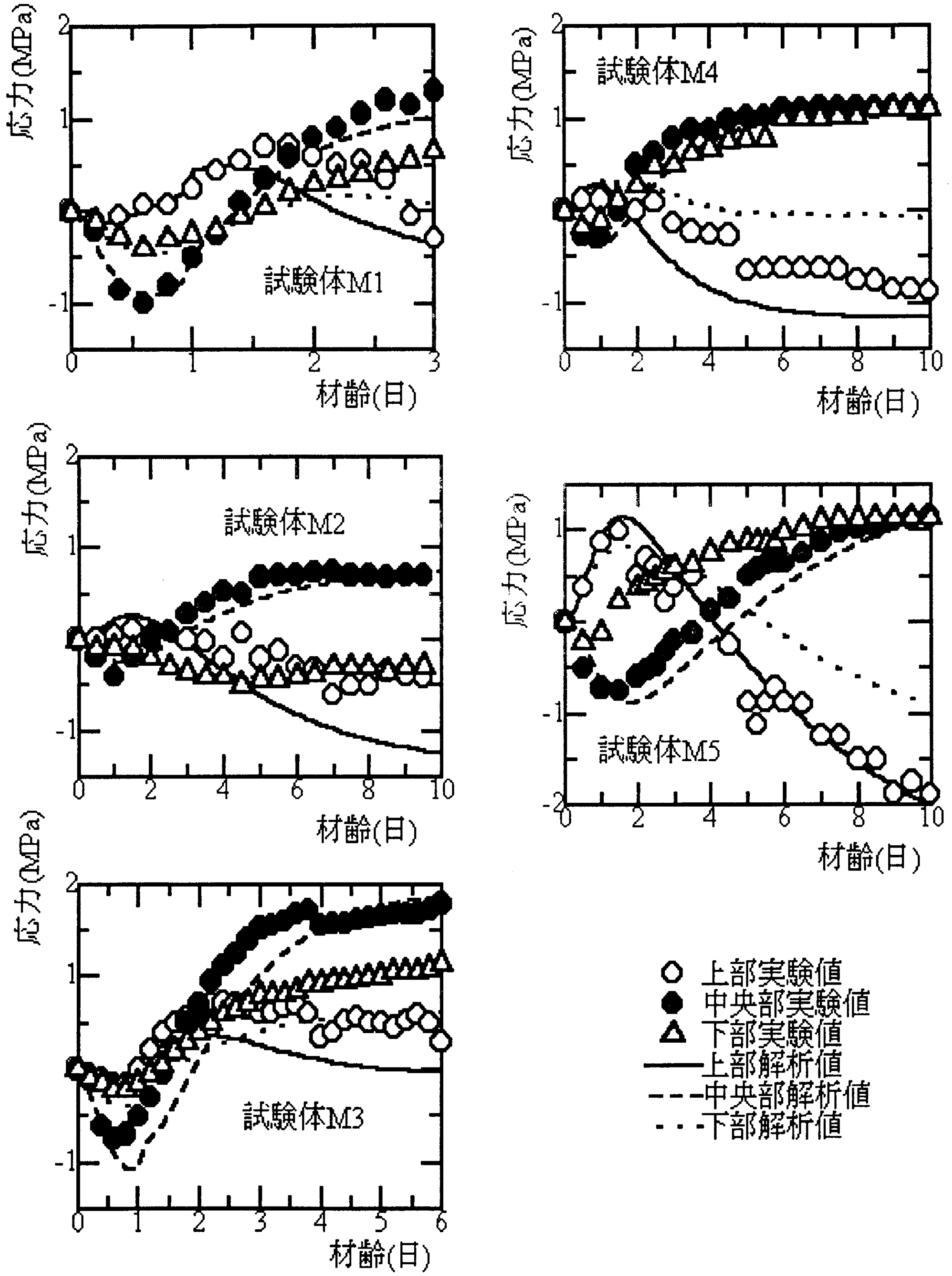

図 7.17: 応力の実測 [石川 (1989)] および解析結果

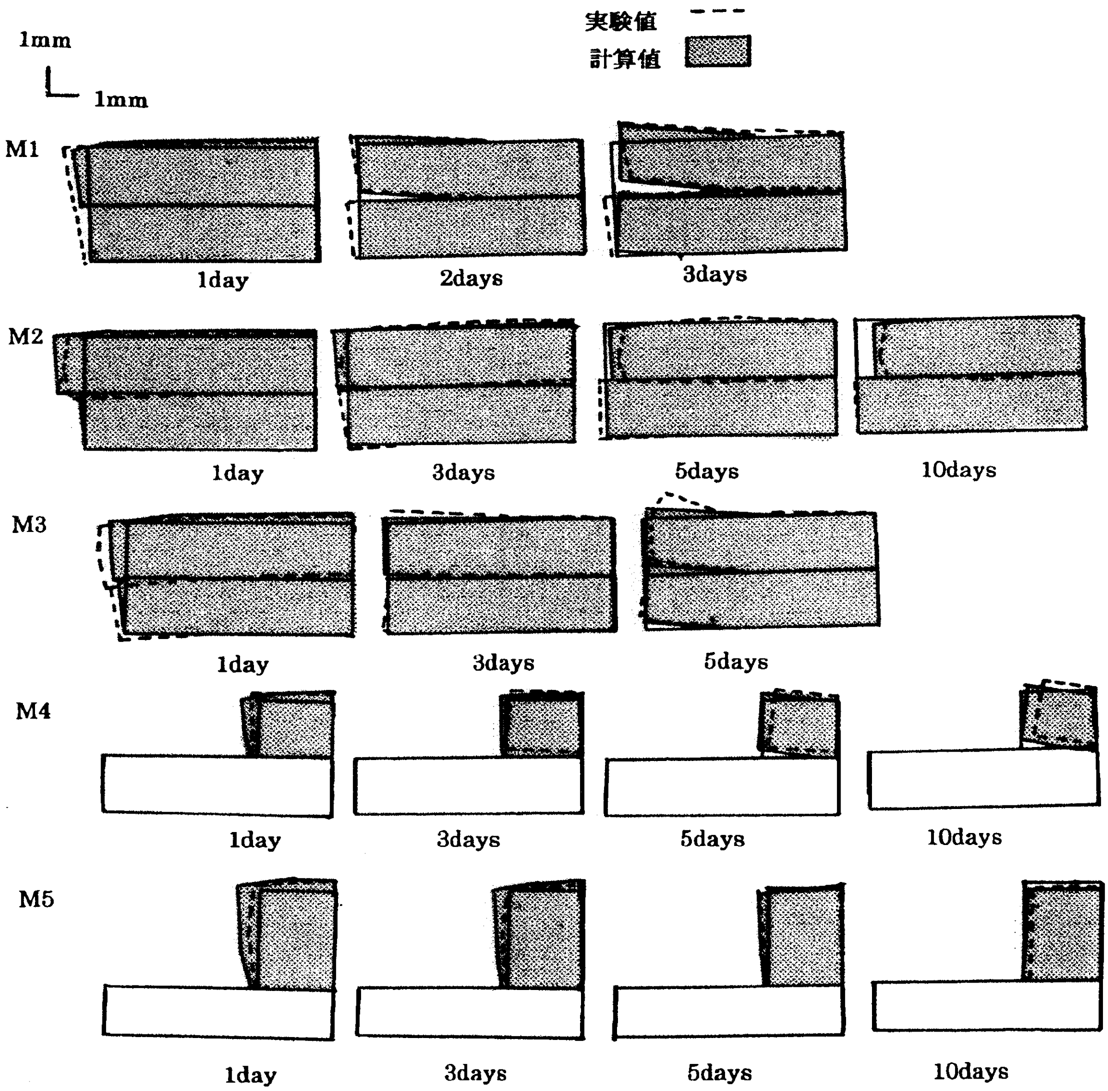

図 7.18: 試験体変形の実測 [石川 (1989)] および解析結果

日までしか行っていない．また，M3については断面を貫通するクラックは約材齢6日後に発生しており解析は材齢6日までしか行っていない．また全ての解析ケースにおいて解析期間内では構造物躯体内ではどの個所も降伏はしなかった．

L/Hの違い（試験体M1,M4およびM5はそれぞれ$L/H=15,5$および2.5）による剥離進展状況を調べると，計算では試験体M1では材齢1.6日，試験体M4およびM5では材齢3.0日頃に被拘束体端部から剥離が生じ，材齢が経つ毎に剥離が進展し，最終的な剥離は試験体M1,M4およびM5それぞれにおいて被拘束体端部より約1/4,1/4,1/3部分まで進展している．実測では試験体M1では被拘束体端部より1/4部までの剥離進展，試験体M4では被拘束体全断面における剥離，さらに試験体M5では被拘束体端部での剥離が確認されている．剥離幅は実測計算値共にL/Hが大きくなるにつれ大きくなっている．即ち，本解析手法を用いることにより，従来の解析手法では捉えることは不可能であった剥離の進展現象を表現することが可能であることが示された．応力およびひずみについても，計算値は実測結果を良く捉えていると思われる．

ここで，境界モデルが時間依存であるため，試験体M1,M4およびM5での応力，ひずみおよび変位の3量を精度良く解析的に捉えられたのであって，時間依存性をもたない境界面モデルではいくら解析パラメータを変化させても試験体M1,M4およびM5における全ての応力，ひずみおよび変位の3量をここまで精度良く捉えることはできなかったことを強調しておきたい．

次に境界面の状況の違いに（試験体M1,M2およびM3）による剥離現象の違いに着目すると，すべり機構をもつ試験体M2については，せん断剛性，粘着力および一軸圧縮強度を境界面がサンドブラスト処理されている試験体M1に比べ小さな値とすることで計算はなされているが，実測，計算値とも鉛直方向の変位に比べ水平方向の変位が圧倒的に大きく，剥離というよりもむしろ水平方向へのすべりが生じている．応力およびひずみについては計算値は実測結果をよく捉えているが，応力およびひずみの発生パターンは試験体M1およびM3とは実測計算ともにかなり異なっている．試験体M2のような境界面処理が施された構造物は現実的ではなく，実際の施工上問題となるのはむしろ試験体M1およびM3のような境界面処理が施されている場合である．計算において試験体M1では材齢3.0日で被拘束体端部で鉛直方向に0.6mm近く剥離が生じているが，試験体M3では同時期全く剥離していない．そして材齢3日以降では試験体M1では被拘束体と拘束体および拘束体と床コンクリートとの2つの境界面が剥離していることに対し，試験体M3では拘束体と床コンクリートとの境界面のみが剥離している．試験体M1およびM3において，計算，実測とも応力，ひずみの発生傾向は比較的類似しているが，剥離を含んだ変位の発生状況が試験体M1とM3では大きく異なっていることが解る．先にも述べたが，応力お

よびひずみについても試験体M1およびM3共に計算値は実測値を良く捉えている．

以上の議論から，本解析手法は従来の温度解析手法に比べ，異なった L/H および鉄筋量をもつ層打ちコンクリートブロックに対して，一般的な理論だけで統一的に精度良くコンクリートの温度応力，ひずみおよび剥離量さらには剥離進展状況を精度良く表現することが可能であることが示された．今後更に検討を行っていけば，本解析手法を用いることにより一般の層打ちコンクリート構造物に生じる温度応力およびひずみのみならず境界面の剥離進展をも精度良く予測することが可能であると思われる．同時に，逆に温度応力を正確に予測するためにはコンクリートや水平境界面の材料特性を詳細に調べるだけでは不十分であり，打設時の型枠の剛性および型枠の脱型の時期などについても正確に把握しておかなければならないことを示唆している．

7.5 まとめ

本章では，石川らの行った大型試験体による温度応力実験の実測結果を基に前章までに提案された遷移材齢時コンクリートの変形挙動を表す理論モデル，型枠の影響および水平境界面モデルを用いて温度応力解析を行い，実際のマスコンクリート構造物に対する本解析手法の適用性について検討を行った．

その結果，以下の知見を得た．

- 水平境界面モデルを導入することにより，コンクリートブロックの剥離進展現象を解析的に捉えることが可能となり，実測値にも良く適合することを示した．
- 型枠の拘束効果は温度変形および応力に大きく影響を及ぼし，正確に温度応力問題を予測する上では型枠の剛性評価は必要不可欠であることを示唆した．
- 貫通ひび割れが発生する直前までの範囲においては，提案した解析手法は異なる L/H や境界面性状をもつ試験体に対しても，実測による応力，ひずみおよび変形を統一的に精度良く捉えることが可能である．

8 結論

本論文は，マスコンクリート構造物の初期変形問題を精度良く予測する解析手法の確立を目的として，まず，打設直後のいわゆるフレッシュコンクリートと呼ばれるコンクリートから固体へと遷移していく過程いわゆる遷移材齢時コンクリートの変形挙動を統一的に表現し得る理論モデルの構築を行い遷移材齢時コンクリートの時間依存変形を表す各種実験結果に基づき解析的検討を行い，続いて，材齢極初期における型枠の拘束の影響並びにコンクリートブロックあるいは地盤との境界面特性までモデル化を行い，上述の遷移材齢時コンクリートの変形理論モデルと集約させることにより，実際のマスコンクリート構造物の初期応力問題への適用性について検討したものである．その結果，従来，極めて複雑で理論的に根拠の乏しかったマスコンクリートの初期応力問題を極めて精度良く且つ統一的に予測することを可能にした．以下に各章で得られた結論を述べ，本研究の総括とする．

1章では，マスコンクリートの初期変形問題予測に関しての従来の問題点を概観した上で，本研究の目的および本論文の構成を述べた．

2,3および4章では，遷移材齢時におけるコンクリートおよび水平境界面の変形挙動を統一的に表現する理論モデルの構築を行い，その妥当性について検討を行った．

2章では，遷移材齢時コンクリートをセメントペーストおよび骨材から成り，間隙は水で完全に飽和されている2相多孔質材料として捉え，モデル化を行った．特に，2層多孔質材料の応力ひずみ関係については，応力依存性変形成分として弾性，塑性，粘弾性および粘塑性成分全て，また応力に依存しない成分については間隙水移動による乾燥収縮，自己収縮および水和熱による温度変化による膨張収縮を考慮に入れ，定式化を行った．その結果，従来では困難とされていた応力依存性変形成分における弾性，塑性，粘弾性および粘塑性変形全てを増分形で表現し，且つ，塑性ひずみ成分と粘塑性ひずみ成分を矛盾無く整合させて応力ひずみ関係の中に導入することを可能にした．そして，遷移材齢時コンクリートの変形挙動を力の釣り合い式および間隙水の質量保存則を基に定式化した．その結果，材料パラメータさえ与えれば，遷移材齢時コンクリートの変形挙動を統一的に表現する理論モデルが構築できた．

3章では，コンクリートブロックと地盤あるいはコンクリートブロック同士の水平境界面特性のモデル化を行った．これらの境界面を不連続面として捉え，Joint要素による有限要素モデル化を行った．Joint要素には応力変位関係が内挿されるが，その応力変位関係は2章で述べた遷移材齢時コンクリートの応力ひずみ関係を適用することにより定式化を行った．

4 章では，2 および 3 章で構築された遷移材齢時コンクリートの理論モデルにおける材料パラメータの決定方法について述べた．まず，透水係数は村田らの研究から実験的に推定し，セメントペーストの水和による体積変化量および間隙率は川角らの研究を基に推定を行った．他の弾性係数，クリープ係数等の材料パラメータについては応力依存性成分を個々に実験的に分離することにより決定を試みた．従来応力依存性成分における弾性，塑性，粘弾性および粘塑性 4 つのひずみ成分を実験的に個々に分離し評価する手法は全くなかったが，本研究では，ひずみ速度を変化させた繰り返し一軸圧縮試験を行うことにより，応力依存性の各ひずみ成分を実験的に分離し，それらの材料パラメータを同定する手法を開発した．同定された材料パラメータを用いて元の繰り返し圧縮試験を再現した結果，本研究で提案した分離手法の妥当性が確認された．しかしながら，ひずみの局所化や多軸問題への拡張などについては今後検討すべきである．

5 章では遷移材齢時コンクリートのクリープ変形を解析的に捉えることを試みた．従来において遷移材齢時コンクリートの単位クリープは圧縮および引張載荷の下では全く異なることが実験的に確認されており，理論的にも定説は無いとされてきた．遷移材齢時コンクリートは間隙を多く含むことから，本研究では間隙水の移動が解明の鍵と考え，まず，遷移材齢時のモルタル供試体に荷重を作用させ間隙水の流出量測定実験を試み，水分移動が実際生じるかどうかの確認を行った．その結果，材齢 12〜48 時間におけるどの遷移材齢時のモルタル供試体からも体積にして数％程度の間隙水の流出が生じることが確認された．続いて，既往の遷移材齢時コンクリートの圧縮引張クリープおよびレラクセーション試験結果を基に遷移材齢時コンクリートのクリープ変形に関する考察を 2 章で提案されたモデルを用いて行った．その結果，遷移材齢時コンクリートの載荷材齢極初期における圧縮クリープの急激な増加は主として間隙水の排水によることが解析的に示された．また，遷移材齢時コンクリートの圧縮および引張クリープの違いは主としてコンクリート内部の間隙水の移動の有無によることが示された．また，圧縮レラクセーション試験において，応力レベルが大きい場合は試験前の変位を作用させる時点で塑性および粘塑性変形が生じている可能性があることを解析的に示唆した．さらに遷移材齢時コンクリートの圧縮および引張レラクセーション現象は載荷応力レベルによらず主として間隙水の排水の有無および粘弾性成分の影響によることが解析的に示された．

6 章では，材齢極初期におけるコンクリートの変形挙動を解析的に検討した．まず，初期ひずみ問題および持続応力を受けるコンクリートの変形解析を行い，時間ステップによっては粘塑性ひずみが極めて大きく発生することを解析的に確認した．続いて，遷移材齢時コンクリートに及ぼす型枠の拘束の影響について検討を行った．最後に，自己収縮による初期欠陥に関する数値解析を行った．その結果，材齢極初期のコンクリートにおいて

はたとえ引張軟化モデルを採用しても材料が強時間依存性のため，ひずみ軟化が生じず，故に局所化が生じない場合があることを解析的に確認した．

7章では，2,3および4章で構築された遷移材齢時コンクリートの変形挙動を表す理論モデル，線形バネによる型枠の拘束効果およびコンクリートブロックあるいは地盤との境界面特性を表すモデル全てのモデルを集約させ，L/H（コンクリート躯体の長さと高さの比）や打ち継ぎ面処理の異なる大型マスコンクリート試験体に対して温度応力解析を行い，ひずみ，応力および変形の実測結果と解析結果を比較検討した．その結果，水平境界面モデルを導入することにより水平境界面の剥離進展現象を解析的に捉えることを可能とし，水平境界面モデルを考慮しない解に比べ実測値に良く適合することを示した．また，粘性および型枠の影響を考慮に入れることにより精度良く実測値を捉えることを可能とした．さらに境界面処理やL/Hが異なる全ての実験ケースにおいて解析値は極めて精度良く実測値を捉えることが確認された．即ち，以上までに掲げてきた解析手法は実際のマスコンクリート構造物の精度良い初期変形予測に十分適用可能であることを示唆した．

参考文献

[ACI(1986)] ACI207 Committee: Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete,1986.

[Bažant(1972)] Bažant, Z. P. and Najjar, L.: Nonlinear Water Diffusion in Nonsaturated Concrete, *Materiaux et Constructions*, Vol.5, No. 25, pp. 3-20, 1972.

[Bažant(1978)] Bažant, Z. P. and Panula, L.: Simplified prediction of Concrete Creep and Shrinkage from Strength and Mix, *Structural Engineering Report* No.78-10/6405, Department of Civil Engineering, Northwestern Univ., Evanston, Illinois, Oct, 1978.

[Bažant(1982)] Bažant, Z. P. and Wittmann, F. H.: *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, John Wiley & Sons Ltd., pp.163-256, 1982.

[Chen(1982)] Chen, W. F.: *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill, Book Comp., 1982.

[de Borst(1990)] de Borst, R. and Feenstra, P. H.: Studies in Anisotropic Plasticity with Reference to the Hill Criterion, *Int. J. Num. Mech. Eng.*, 29, pp-315-336, 1990.

[Davis(1937)] Davis, R.E., Davis, H. E. and Brown, E. H.: Plastic Flow and Volume Changes of Concrete, *ASTM Proc.*, Vol.37, Part 2, pp.317-330, 1937.

[Drucker(1951)] Drucker, D. C.: A More Fundamental Approach to Plastic Stress-Strain Relations, *Proc. 1st U.S. Natl. Congr. Appl. Mech., Chicago*, pp.487-491, 1951.

[Drucker(1952)] Drucker, D. C. and Prager, W.: Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design, *Q. Appl. Math.*, Vol.10, No.2, pp.157-165, 1952.

[Lewis(1978)] Lewis, R. W. and Schrefler, B. A.: A Fully Coupled Consolidation Model of the Subsidence of Venice, *Water Resources Research*, V0l.14, pp.223-230,1978.

[Emborg(1989)] Emborg, M.: Thermal Stresses in Concrete Structures at Early Ages, Doctoral Thesis, Submitted to Lulea University of Technology, 1989.

[Goodman(1968)] Goodman, R. E., Taylor, R. L. and Brekke, L. T.: A Model for the Machanics of Jointed Rock, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Proc. of ASCE, SM3, pp.637-659, May, 1968.

[Granville(1939)] Glanville, W. H. and Thomas, F. G.: Studies in Reinforced Concrete -IV. Further Investigations on Creep or Flow of Concrete under Load, *Building Research Technical Paper*, London, No.21, pp.44, 1939.

[Gupta(1997)] Gupta, S. and Tanabe, T.: Modification of the Unified Concrete Plasticity Model and its Characteristics, *Journal of JSCE*, No.571/V-36, pp. 225-234, Aug., 1997.

[Neville(1970)] Neville, A. M.: Creep of Concrete: Plain, Reinforced and Prestressed, *North-Holland Publishing Comp., Amsterdam*, 1970.

[Perzyna(1966)] Perzyna, P.: Fundamental Problems in ViscoPlasticity, *Adv. Appl. Mech.*, 9, pp. 243-377,1966.

[Powers(1954)] Powers, T. C., Copeland, L. E., Hayes, J. C. and Mann, H. M.: Permeability of Portland Cement Paste, *ACI Journal*, No.51-14, pp.285-298, Nov., 1954.

[Saenz(1964)] Saenz, L. P.: Discussion of Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete by Desayi and Krishman, *J. Am. Concr. Inst.*, Vol.61, pp.1229-1235, Sept., 1964.

[Tanabe(1994a)] Tanabe, T. and Ishikawa, Y.: Visco-Plastic Modeling of Early Age Concrete and Interface Characteristics, Computational Modelling of Concrete Structures, Proceedings of EURO-C 1994 International Conference held in Innsbruck, Vol.1, pp.445-459, Austria, 22nd-25th, March, 1994

[Tanabe(1994b)] Tanabe, T., Wu, Z. and Yu, G.: A Unified Plastic Model for Concrete, *Proc. of JSCE*, Vol.24, No. 296/V-24, pp.21-29, Aug., 1994.

[Tanabe(1998)] Tanabe, T., Ishikawa, Y. and Ando, N.: Visco-Elastic and Visco-Plastic Modeling of Transient Concrete, Proceedings of the EURO-C 1998 Conference on Computational Modelling of Concrete Structures/Badgastein/Austria, pp441-453, 31 March- 3 April, 1998

[Terzaghi(1943)] Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York, 1943.

[Wu(1993)] Wu, Z., Farahat, A. M. and Tanabe, T.: Modeling of Concrete Discontinuities with Dilatancy and Surface Degradation, *Proc. of JSCE*, No.472/V-20, pp.119-130, Aug., 1993.

[Zienkiewicz(1972)] Zienkiewicz, O.C. and Cormeau: Visco-Pasticity solution by finite element process, *Arch. Mech.*, 24, pp.873-888, 1972.

[安藤 (1996)] 安藤直樹, 石川靖晃, 田辺忠顕:遷移材令時におけるコンクリートの構成則に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 日本コンクリート工学協会, Vol.18, No.1, pp.687-692, 1996.

[安藤 (1997)] 安藤直樹: 遷移材令時コンクリートの構成則に関する実験的研究, 名古屋大学修士論文, 1997.

[石川 (1989)] 石川雅美, 前田強司, 西岡　哲, 田辺忠顕:マスコンクリートの熱変形および熱応力に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 408/V-11, pp.121-130, Aug., 1989.

[石川 (1993)] 石川靖晃，大下英吉，田辺忠顕:若材齢壁状コンクリート構造物の飽和透水性材料としての温度応力解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 1，pp. 1137-1142，1993.

[石川 (1995)] 石川靖晃, 大下英吉, 阿部博俊, 田辺忠顕:時間依存挙動に対する若材齢コンクリートのモデル化，土木学会論文集，No. 520/V-28, pp.123-133, Aug., 1995.

[石川 (1996)] 石川靖晃, 菊川浩治, 田辺忠顕:遷移材齢時におけるコンクリートの時間依存挙動のモデル化, コンクリート工学年次論文報告集，18-1, pp.681-686，1996.

[石川 (1998)] 石川靖晃, 田辺忠顕: 時間依存性を考慮する境界面モデルの開発およびその層打ちコンクリート構造物温度応力解析への適用, 土木学会論文集, No.585/V-38, pp.175-187, Feb., 1998

[井上 (1990)] 井上健: 若材令コンクリートの変形挙動に関する研究, 名古屋大学修士論文, 1990.

[今枝 (1988)] 今枝靖典, 石川雅美, 西岡　哲, 田辺忠顕:温度応力によるマスコンクリートの力学的挙動，コンクリート工学年次論文報告集，10-2，pp.175-180，1988.

[入矢 (1998)] 入矢桂史郎，平本昌生，服部達也，梅原秀哲: 若材齢コンクリートの圧縮クリープに関する研究，土木学会論文集, No.597/V-40, pp.1-14, Aug., 1998.

[大下 (1995a)] 大下英吉，田辺忠顕: コンクリートに発生する間隙水圧の実測とその影響に関する実験的研究，土木学会論文集，No.514/V-27，pp.75-84，May, 1995.

[大下 (1995b)] 大下英吉，田辺忠顕: コンクリート内部に発生する間隙水圧の予測とその影響評価に関する解析的研究，土木学会論文集，No.526/V-29，pp.29-41，Nov., 1995

[小野 (1979)] 小野定: マスコンクリートの温度ひび割れ制御に関する一考察，セメント技術年報 33，1979 年.

[河角 (1981)] 河角誠，笠原清，栗山武雄:高温度下におけるコンクリートのクリープ，電力中央研究所，No.380037，pp. 15〜16，1981 年 2 月.

[後藤 (1995)] 後藤忠広, 上原匠, 梅原秀哲:若材齢コンクリートのクリープ挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集,Vol.17,No.1,pp.1133-1138,1995.

[阪田 (1992)] 阪田憲次, 綾野克紀: コンクリートの非線形クリープ予測式の提案，土木学会論文集，No. 451/V-17, pp. 179-188, Aug., 1992.

[下村 (1995)] 下村匠，前川宏一: 微視的機構に基づくコンクリートの乾燥収縮モデル，土木学会論文集，No. 520/V-28, pp.35-45, Aug., 1995.

[高辻 (1990)]　高辻　康, 石川雅美, 田辺忠顕:マスコンクリートの温度応力発生メカニズムに関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，12-1, pp.925-930，1990.

[田沢 (1994)]　田沢栄一：水和反応によるセメントペーストの自己収縮，セメント・コンクリート，No.565，pp.35-44, 1994 年 3 月．￥

[塚山 (1997)]　塚山隆一: マッシブな鉄筋コンクリート構造物の温度ひび割れ，セメント・コンクリート No.370，1977 年 12 月.

[土木学会 (1991)]　土木学会: コンクリート標準示方書平成 3 年度版 (施工編)

[JCI(1985)]　日本コンクリート工学協会: マスコンクリートの温度応力研究委員会報告書, 1985 年.

[原口 (1976)]　原口晃，河角誠，田辺忠顕，岡沢孝雄:黒田ダム嵩上げ工事におけるコンクリート打設計画の検討（その１）ーコンクリートの力学的，熱的性質の実験検討ー，電力中央研究所報告，No.375561，pp. 2-36，1976 年 7 月.

[村田 (1961)]　村田二郎:コンクリートの水密性の研究，土木学会論文集，第 77 号, pp.69-103，1961 年 11 月.

[森本 (1988)]　森本博昭，平田正成，小柳洽:若材齢コンクリートのレラクセーション特性とその評価法に関する研究，土木学会論文集，第 396 号，V-6,pp.59-68，1988 年 8 月.

[森本 (1993)]　森本博昭ほか:若材齢コンクリートの圧縮および引張クリープ特性, 中部セメントコンクリート工学論文集, 第 8 号,pp.17-20,Oct. 1993.

[吉岡 (1980)]　吉岡保彦，米沢敏男，中島徹: マッシブなコンクリート部材のひび割れ予測に関する研究，第 2 回コンクリート工学年次講演会，1980 年.

謝辞

本論文は著者が名古屋大学大学院博士課程前期課程から名城大学助手として採用され今日に至るまでに行ってきた研究成果をまとめたものであります．本論文をまとめるにあたり，懇切なご指導並びにご鞭撻を賜りました名古屋大学田邊忠顕教授，宇佐美勉教授並びに浅岡顕教授に深く感謝の意を表します．

田邊先生には，著者が学部生から今日に至るまで，コンクリート工学全般だけではなく社会人或いは研究者として著者が生きていく上での心構えに至るまで非常に多くのことを教えて頂きました．先生の貴重なアドバイス，さらには公私にわたるご教示に，どれほど多くの示唆を受け，励まされたかは計り知れません．宇佐美先生並びに浅岡先生には，本論文をまとめるにあたって，適切なご助言並びに貴重なご指摘を賜りました．先生方には心から感謝致します．

東急建設石川雅美博士には貴重な実験データを戴き，さらに鴻池組川上正史博士には研究施設を使用させて頂きました．ここに深謝します．

本研究を進めるにあたり東京工業大学二羽淳一郎教授，中央大学大下英吉助教授，名古屋大学伊藤徳子助手，木全博聖助手並びに長島宏弥技官，オリエンタル建設の余国雄博士および名古屋大学コンクリート構造研究室の先輩後輩諸氏並びに名城大学石川研究室の学生諸氏をはじめとする多くの方々にお世話になりました．ここに深く感謝します．

さらに，名城大学菊川浩治教授，飯坂武男助教授並びに杉山秋博講師をはじめとする名城大学理工学部土木工学科の先生並びに職員の方々には著者に研究する時間を与えていただいたばかりでなく，未熟な著者を公私共に励ましていただきました．特に，板橋一雄教授，原田守博助教授並びに松本幸正講師には本論文をまとめるにあたりいろいろお世話になりました．ここに心より感謝致します．

最後に，陰ながら著者を支えてくれた妻かおり，苦労して著者にここまでの学識を授けてくれた父母に感謝します．本当にありがとうございました．